



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

**Evaluación de la Influencia de la mampostería no reforzada en la respuesta
sísmica de una edificación de hormigón armado**

Trabajo de graduación previo a la obtención de:
INGENIERO CIVIL

Autores:

LOJANO CABRERA RONALD DAMIÁN
SARMIENTO MOLINA MARCOS ISMAEL

Director:

ING. ESTEBAN CABRERA, PH. D.

CUENCA, ECUADOR

2026

Dedicatoria

A Marcos y Lucía, mis viejos, porque esta tesis es, en el fondo, el resultado de algo que empezaron ustedes el día que decidieron darme la oportunidad de marcar mi futuro. Mamá, Papá: cada desvelo mío fue también un desvelo suyo, cada miedo mío fue una oración suya en silencio, y cada pequeño logro en este camino tuvo siempre el sabor de su esfuerzo y su confianza puestos sobre la mesa. Esto es tan suyo como mío.

A Andrés, mi hermano, por las enseñanzas que me diste sin darte cuenta, solo por ser como eres, y por esas veces que apareciste justo cuando el camino se ponía cuesta arriba para decir "tranquilo, yo te explico" o simplemente calmarme y recordarme que la vida no era solo estudiar.

A Paola, mi hermana, sé que estás lejos, pero cada llamada tuya era un empujón directo al pecho. Siempre me dijiste que yo iba a ser grande en la vida, y esa frase se me quedó grabada justo para esos momentos en que ya no podía más y pensaba en arrepentirme. Gracias por repetirme que era "pilas" y que podía con todo

A Pablo y Arlet, mis sobrinos. A ustedes dos, porque, aunque todavía no lo sepan, pensar en el mundo que les voy a dejar y en el ejemplo que quiero ser para ustedes fue muchas veces lo que me hizo despegarme de la almohada y encender la computadora cuando ya no podía más.

A mis amigos, los de verdad. A esos que no preguntaban mucho, pero estuvieron presentes en todo mi trayecto les digo gracias, gracias por las risas que me obligaron a tomarme un respiro, por los "vamos, que ya falta poco" cuando ni yo mismo me lo creía. Esta tesis también está regada con las cervezas y los cafés que compartimos para celebrar las victorias pequeñas y llorar los tropiezos.

Y a toda mi familia, esa red inmensa que siempre, siempre, creyó en mí incluso en los días en que yo miraba la pantalla en blanco y dudaba de todo. Gracias por esa fe que no se movió ni un centímetro y que me sostuvo más de lo que ustedes imaginan.

Marcos Ismael Sarmiento Molina

Dedicatoria

Creí que culminar la carrera sería lo más complicado; sin embargo, ahora que me encuentro en la etapa final, descubro que lo verdaderamente difícil es expresar con palabras la gratitud que siento hacia ustedes, Luis y Mónica, o como siempre les digo con mucho cariño, papi y mami. Aun así, quiero intentarlo.

Parece que fue un pestañeo desde aquel primer día en la universidad hasta este momento en que estoy por graduarme; pero ese “pestañeo” ha estado lleno de innumerables experiencias, tanto buenas como malas, que han marcado profundamente mi formación personal y profesional.

Gracias por haberme inculcado valores como la perseverancia, el trabajo duro, el respeto, la responsabilidad, la disciplina, la honestidad, la humildad y el optimismo, que han guiado cada uno de mis pasos. Si hoy alcanzo esta meta, es gracias a todo lo que me han brindado: su esfuerzo constante, su ejemplo diario y su guía. Este logro no es solo mío, sino también de ustedes, porque en cada avance está reflejado todo lo que me enseñaron.

También quiero agradecer a mi hermano, Gabriel, con quien siempre supimos apoyarnos mutuamente. Gracias por escucharme y por recordarme, con tu típica frase, que “las risas no faltaron”; y es cierto, contigo nunca faltaron ni las risas ni las peleas, que también forman parte de lo que somos. Ahora te toca recorrer tu propio camino; elige algo que realmente te apasione, porque a eso dedicarás gran parte de tu vida.

Tengo la fortuna de haber contado, durante este proceso, con mis cuatro abuelos, quienes fueron parte clave en este recorrido. Ellos me enseñaron de dónde vengo y hacia dónde voy, recordándome la importancia de mantenerme firme en mis valores y de no alejarme de Dios.

Finalmente, quiero agradecer a mis tíos, quienes, a pesar de la distancia, nunca dejaron de estar presentes. Siempre hubo una llamada para saber cómo estaba, para brindarme su apoyo y ayudarme a ver las cosas desde una perspectiva más amplia. En especial, a mi tía Jessica, quien siempre supo escucharme y acompañarme con su cariño incondicional.

Ronald Damián Lojano Cabrera

Agradecimientos

Quiero agradecer:

Primeramente, a Dios, por guiarnos en cada paso de este camino, brindarnos salud, fortaleza y sabiduría para superar los desafíos presentados durante nuestra formación académica y permitirnos culminar con éxito esta importante etapa de nuestras vidas.

Expreso mi agradecimiento al Ing. Esteban Cabrera, por su apoyo, orientación y dedicación como tutor durante el desarrollo de esta investigación. Su acompañamiento fue de gran importancia para la culminación de este trabajo.

De igual manera, extendo mi agradecimiento a todos los docentes que formaron parte de nuestra formación académica, quienes con sus enseñanzas, conocimientos y experiencia nos brindaron bases fundamentales que hoy aplicamos en nuestra vida profesional y en la realización de este proyecto.

A nuestros compañeros, con quienes compartimos años de estudio, aprendizajes, esfuerzos y momentos inolvidables, gracias por hacer de esta experiencia universitaria una etapa especial, llena de amistad, compañerismo y crecimiento personal y profesional.

A mi familia y amigos, por su respaldo incondicional, comprensión y palabras de aliento en cada momento. Gracias por creer siempre en nosotros, acompañarnos en los días difíciles y celebrar junto a nosotros cada pequeño logro alcanzado en este proceso.

Finalmente, quiero agradecer a mi compañero por el compromiso, la paciencia, la perseverancia y el esfuerzo demostrado a lo largo de todo este proceso. Por enfrentar juntos los retos, superar las dificultades, largas jornadas de trabajo y noches de desvelo, manteniendo siempre el objetivo de alcanzar esta meta compartida. Este logro es el resultado del trabajo en equipo y la dedicación conjunta.

Marcos Ismael Sarmiento Molina

Agradecimientos

Agradezco a Dios por brindarme la oportunidad de recorrer este camino rodeado de personas valiosas, así como por la salud y la fortaleza necesarias para culminar esta etapa.

Expreso un profundo agradecimiento al Ing. Esteban Cabrera por su asesoría, dedicación y permanente disposición durante el desarrollo de esta investigación. Su guía fue determinante para estructurar y concretar este trabajo, así como para fortalecer mi formación académica a lo largo de la carrera mediante sus enseñanzas, motivación y confianza.

De igual manera, agradezco a la Ing. Mishel Carrión por su constante apoyo durante mi formación. Su vocación docente, paciencia y disposición para resolver inquietudes fueron fundamentales en este proceso. Su confianza y las oportunidades brindadas contribuyeron significativamente a mi crecimiento académico y profesional.

A mi mejor amiga, Johanna, le agradezco por su compañía y apoyo incondicional durante esta etapa. Su presencia fue clave para afrontar los momentos más exigentes y hacer más llevadero el recorrido académico.

A mis amigos Jordy, Jorge, Ismael y Emilia, gracias por la amistad, las experiencias compartidas y el apoyo constante. Las jornadas de estudio y el esfuerzo conjunto quedan como parte esencial de este proceso.

Asimismo, agradezco a Julián, Sebas y Adriana por la colaboración, el trabajo en equipo y los momentos compartidos que aportaron al desarrollo de esta etapa.

A todos mis compañeros, por las experiencias vividas que enriquecieron este proceso académico.

A mi familia y amigos, por su respaldo constante, comprensión y palabras de aliento en cada momento, especialmente en los más difíciles.

Finalmente, agradezco a mi compañero Ismael por su compromiso, paciencia y dedicación durante todo este proceso. El logro alcanzado refleja el esfuerzo conjunto y la perseverancia compartida para cumplir este objetivo.

Ronald Damián Lojano Cabrera

Resumen

El presente trabajo evalúa la influencia de la mampostería no reforzada de relleno en la respuesta sísmica de una edificación educativa de hormigón armado de configuración pre-normativa, construida en 1981. Se implementaron en ETABS dos modelos numéricos: el primero, clasificado según HAZUS como tipología C1M, considera la mampostería únicamente como carga gravitacional sin aporte de rigidez lateral; el segundo, clasificado como tipología C3M, representa su contribución estructural mediante puntales diagonales equivalentes, calibrados con base en las curvas esfuerzo–deformación de las 13 tipologías de muro identificadas en el edificio. El análisis modal demostró que la mampostería rigidiza la estructura de forma asimétrica, reduciendo los periodos fundamentales hasta un 11,2 % en Y, un 10,3 % en torsión y un 4,8 % en X respecto a la tipología C1M, condición que intensifica la Irregularidad Torsional Tipo 1 persistente en ambos modelos conforme a la NEC-SE-DS. El análisis *pushover* con distribución de fuerzas multimodal y rótulas plásticas según ASCE 41-23 reveló mecanismos de falla cualitativamente distintos: la tipología C1M desarrolla el mecanismo columna fuerte–viga débil con plastificación en niveles IO y LS, mientras la tipología C3M activa efectos de columna corta y piso blando con rótulas en nivel CP, reduciendo la ductilidad de desplazamiento un 39,4 % en X y un 43,3 % en Y respecto a la tipología C1M. El punto de desempeño sísmico, determinado mediante el Método de Linealización Equivalente de FEMA 440, sitúa al edificio en Daño Extenso a Completo para $TR = 475$ años y en Daño Completo en todos los escenarios para $TR = 2\ 500$ años; la reclasificación tipológica de C1M a C3M reduce los umbrales de deriva de HAZUS 2020 entre un 25 % y un 41 %, confirmando que la edificación no satisface el nivel mínimo de Seguridad de Vida exigido para instalaciones educativas.

Palabras clave: mampostería, análisis *pushover*, puntal diagonal equivalente, vulnerabilidad sísmica, hormigón armado.

Abstract

This study evaluates the influence of unreinforced masonry infill on the seismic response of a Pre-Code reinforced concrete educational building constructed in 1981. Two numerical models were implemented in ETABS: the first, classified under HAZUS as typology C1M, treats the masonry solely as gravitational load without lateral stiffness contribution; the second, classified as typology C3M, represents its structural contribution through equivalent diagonal struts calibrated on the basis of the stress–strain curves of the 13 wall typologies identified in the building. Modal analysis demonstrated that the masonry stiffens the structure asymmetrically, reducing the fundamental periods by up to 11.2 % in Y, 10.3 % in torsion, and 4.8 % in X relative to typology C1M, a condition that intensifies the Type 1 Torsional Irregularity persistent in both models in accordance with NEC-SE-DS. Pushover analysis with multimodal force distribution and plastic hinges defined per ASCE 41-23 revealed qualitatively distinct failure mechanisms: typology C1M develops a strong column–weak beam mechanism with yielding at IO and LS levels, whereas typology C3M activates short-column and soft-story effects with hinges at CP level, reducing displacement ductility by 39.4 % in X and 43.3 % in Y relative to typology C1M. The seismic performance point, determined through the Equivalent Linearization Method of FEMA 440, places the building in Extensive to Complete Damage for $TR = 475$ years and in Complete Damage across all scenarios for $TR = 2\,500$ years; the typological reclassification from C1M to C3M reduces the HAZUS 2020 drift thresholds by 25 % to 41 %, confirming that the building does not satisfy the minimum Life Safety performance level required for educational facilities.

Keywords: masonry, pushover analysis, equivalent diagonal strut, seismic vulnerability, reinforced concrete.

Índice de contenidos

Dedicatoria	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimientos	iv
Agradecimientos	v
Resumen	vi
Abstract	vii
Índice de contenidos	viii
Índice de figuras	xii
Índice de tablas	xv
Anexo A. Figuras de curvas fuerza-deformación de puntales equivalentes	xviii
Introducción	xx
Problemática y justificación	xx
Marco Teórico	xxi
Objetivos	xxiv
Objetivo general	xxiv
Objetivos específicos	xxiv
1 Capítulo 1: Descripción Estructural del Edificio B1 y Definición del Modelo Numérico	1
1.1 Descripción general	1
1.1.1 Información general de la edificación	1
1.1.2 Configuración geométrica y regularidad estructural	1
1.2 Vulnerabilidad sísmica de edificaciones pre-NEC en la ciudad de Cuenca	5
1.3 Caracterización geotécnica del terreno	6
1.4 Sistema estructural tipo pórticos de hormigón armado	7
1.4.1 Propiedades de los materiales estructurales	7
1.4.2 Sistema de cimentación	10
1.4.3 Columnas de hormigón armado	11

1.4.4	Vigas de hormigón armado	15
1.4.5	Sistema de losas	19
1.5	Caracterización de la mampostería no reforzada	19
1.5.1	Descripción y contexto histórico	19
1.5.2	Propiedades de la mampostería tradicional según Cajamarca <i>et al.</i> (2024)	20
1.5.3	Caracterización mecánica de la mampostería según García <i>et al.</i> (2024)	21
1.6	Modelos constitutivos esfuerzo–deformación	23
1.6.1	Modelo Constitutivo de Kaushik <i>et al.</i> (2007)	23
1.6.2	Caracterización mecánica según el Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1)	24
1.6.3	Curva paramétrica esfuerzo–deformación del concreto simple (ETABS/CSI)	26
1.7	Modos de falla de la mampostería	27
1.8	Macro modelado de la mampostería mediante puntal diagonal equivalente	28
1.8.1	Geometría del puntal diagonal equivalente	29
1.8.2	Parámetro de rigidez relativa marco–mampostería	29
1.8.3	Ancho efectivo del puntal diagonal equivalente	30
1.8.4	Área efectiva del puntal diagonal	30
1.8.5	Rigidez axial del puntal diagonal equivalente	30
1.9	Fundamento de los elementos empleados en la modelación numérica	31
1.9.1	Elemento Frame: vigas y columnas	31
1.9.2	Elemento Shell: sistema de losas	31
1.9.3	Elemento <i>Link</i> : puntal diagonal equivalente de la mampostería	32
1.10	Modelos estructurales analizados en ETABS	33
1.10.1	Modelo 1: Mampostería considerada únicamente como carga	33
1.10.2	Modelo 2: Mampostería considerada como carga y aporte de rigidez	47
1.10.3	Curva esfuerzo–deformación de la mampostería	48
1.11	Análisis estático lineal	53
1.11.1	Parámetros sísmicos de la estructura	53

1.11.2	Espectro elástico de diseño	55
1.11.3	Cortante basal estático	56
1.11.4	Deriva de piso	57
2	Capítulo II: Análisis no lineal	59
2.1	Introducción al análisis no lineal estructural	59
2.2	Modos de distribución de fuerzas en el análisis estático no lineal (NSP)	60
2.2.1	Patrón uniforme (distribución de masa)	60
2.2.2	Patrón modal (primer modo)	61
2.2.3	Patrón tipo ELF o de código (Fuerza Lateral Equivalente)	61
2.2.4	Patrón SRSS de combinaciones modales	63
2.2.5	Requisitos normativos y criterios de aplicación del análisis estático no lineal (NSP)	64
2.3	Fundamentos del análisis por desempeño	67
2.3.1	Demanda sísmica	68
2.3.2	Niveles de amenaza sísmica	69
2.3.3	Metodología HAZUS para la clasificación tipológica y evaluación de la vulnerabilidad sísmica	70
2.4	No linealidad estructural	75
2.5	Diagrama momento–curvatura	77
2.6	Rótulas plásticas según ASCE 41	78
2.6.1	Parámetros de rótulas en vigas	79
2.6.2	Parámetros de rótulas en columnas	81
2.7	Curva de capacidad	82
2.8	Punto de desempeño	85
2.8.1	Método del Espectro de Capacidad	86
2.8.2	Método del Coeficiente de Desplazamiento (DCM):	87
2.8.3	Método de Linealización Equivalente (ELM)	88
3	Resultados y análisis	91

3.1	Introducción	91
3.2	Análisis Modal	91
3.2.1	Modelo 1 – Tipología C1M	91
3.2.2	Modelo 2 – Tipología C3M	92
3.2.3	Comparación de periodos y efecto dinámico de la mampostería	93
3.3	Curvas de capacidad – Análisis <i>pushover</i>	94
3.3.1	Curvas de capacidad – Modelo 1 (C1M)	94
3.3.2	Curvas de capacidad – Modelo 2 (C3M).	95
3.3.3	Verificación de la ductilidad de desplazamiento (μ)	96
3.4	Punto de desempeño sísmico (ELM– FEMA 440)	97
3.4.1	Periodo de retorno 475 años	97
3.4.2	Periodo de retorno 2500 años	100
3.4.3	Comparación del desplazamiento en el punto de desempeño con el modelo de capacidad HAZUS	102
3.5	Progresión de rótulas plásticas (ASCE 41-23 / ACI 369.1-22)	103
3.6	Clasificación del nivel de daño según HAZUS 2020	105
3.6.1	Umbral de deriva por tipología	105
3.6.2	Estado de daño en el punto de desempeño	105
	Conclusiones	111
	Bibliografía	114
	ANEXO A. Curvas fuerza–deformación de puntales equivalentes	119
	ANEXO B. Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente	126

Índice de figuras

Figura 1.1 Fotografía de la fachada principal del Edificio B1	1
Figura 1.2 Planta arquitectónica de la planta baja del Edificio B1.	2
Figura 1.3 Planta arquitectónica del nivel 1 del Edificio B1.	2
Figura 1.4 Planta arquitectónica del nivel 2 del Edificio B1.	3
Figura 1.5 Planta arquitectónica del nivel 3 del Edificio B1.	3
Figura 1.6 Planta arquitectónica del nivel 4 del Edificio B1.	4
Figura 1.7 Vista tridimensional del Edificio B1 de la Facultad de Filosofía de la Universidad del Azuay.....	4
Figura 1.8: Diagramas esfuerzo-deformación unitaria idealizados para hormigón (modelo de Mander)	9
Figura 1.9: Diagramas idealizados esfuerzo–deformación del acero de refuerzo.....	10
Figura 1.10 Curva esfuerzo–deformación del concreto (modelo paramétrico)	27
Figura 1.11 Modos de falla característicos de la mampostería no reforzada confinada	28
Figura 1.12 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria idealizado para la mampostería no reforzada confinada.	49
Figura 1.13 Distribución de paneles de mampostería modelados como elementos link, por dirección estructural y nivel	52
Figura 1.14 Curvas fuerza–deformación del puntal diagonal equivalente para los 13 grupos geométricos de mampostería identificados en el Edificio B1	52
Figura 2.1 Diagrama momento-curvatura típico de una sección de hormigón armado	77
Figura 2.2 Curva Fuerza–Deformación No Lineal Idealizada con Parámetros Característicos	78
Figura 2.3 Curva de capacidad vs. demanda sísmica en formato ADRS y niveles de desempeño	86
Figura 3.1 Forma modal 1 del Modelo 1 (C1M).....	92
Figura 3.2 Forma modal 1 del Modelo 2 (C3M).....	93
Figura 3.3 Curvas de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) con dirección en X: cortante basal vs. desplazamiento monitoreado.	94
Figura 3.4 Curvas de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) con dirección en Y: cortante basal vs. desplazamiento monitoreado.	95
Figura 3.5 Curvas de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) con dirección en X: cortante basal vs. Desplazamiento monitoreado.	95

Figura 3.6 Curvas de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y: cortante basal vs. Desplazamiento monitoreado.	96
Figura 3.7 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 475 años del Modelo 1 (C1M) con dirección en X.	98
Figura 3.8 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 475 años del Modelo 1 (C1M) con dirección en Y.	98
Figura 3.9 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 475 años del Modelo 2 (C3M) con dirección en X.	99
Figura 3.10 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 475 años del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y.	99
Figura 3.11 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 2500 años del Modelo 1 (C1M) con dirección en X.	100
Figura 3.12 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 2500 años del Modelo 1 (C1M) con dirección en Y.	101
Figura 3.13 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 2500 años del Modelo 2 (C3M) con dirección en X.	101
Figura 3.14 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para T = 2500 años del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y.	102
Figura 3.15 Distribución de rótulas plásticas — Modelo 1 (C1M) — dirección X.	103
Figura 3.16 Distribución de rótulas plásticas — Modelo 1 (C1M) — dirección Y.	103
Figura 3.17 Distribución de rótulas plásticas aplicando la carga en dirección x -Modelo con paredes en dirección x.	104
Figura 3.18 Distribución de rótulas plásticas aplicando la carga en dirección y -Modelo con paredes en dirección y.	104
Figura 3.19 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para T = 475 años.	106
Figura 3.20 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para T = 475 años.	107
Figura 3.21 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para T = 475 años.	107

Figura 3.22 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 475$ años.	108
Figura 3.23 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.	108
Figura 3.24 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.	109
Figura 3.25 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.	109
Figura 3.26 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.	110

Índice de tablas

Tabla 1.1 Propiedades geotécnicas del sitio de fundación	7
Tabla 1.2 Propiedades de los materiales estructurales	9
Tabla 1.3 Verificación de requisitos normativos para columnas	14
Tabla 1.4 Características de las vigas según su tipo	16
Tabla 1.5 Cuantías en vigas banda para momento negativo	16
Tabla 1.6 Cuantías en vigas peraltadas para momento negativo.....	16
Tabla 1.7 Control de dimensiones mínimas en vigas.....	17
Tabla 1.8 Control de cuantía de acero longitudinal	18
Tabla 1.9 Propiedades físicas y mecánicas de mampostería artesanal en edificaciones patrimoniales	20
Tabla 1.10 Propiedades mecánicas de los materiales complementarios para el modelo de mampostería confinada	21
Tabla 1.11 Resultados experimentales de resistencia y deformación por sector de producción.	21
Tabla 1.12 Base de datos completa de propiedades para ladrillos y mortero (Valores medios).	22
Tabla 1.13 Base de datos de propiedades homogenizadas por García et al. (2024).	23
Tabla 1.14 Puntos característicos del modelo constitutivo de Kaushik et al. (2007).....	24
Tabla 1.15 Modos de falla característicos de la mampostería no reforzada confinada.....	28
Tabla 1.16 Parámetros generales del modelo.....	33
Tabla 1.17 Propiedades de materiales ingresadas en ETABS.....	34
Tabla 1.18 Secciones estructurales y parámetros de modelación	34
Tabla 1.19 Propiedades de la losa equivalente.....	35
Tabla 1.20 Cargas gravitacionales ingresadas en ETABS	36
Tabla 1.21 Cargas de servicio ingresadas en ETABS	36
Tabla 1.22 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección X – Parte 1.	37
Tabla 1.23 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección X – Parte 2.	38
Tabla 1.24 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección Y	38
Tabla 1.25 Cargas de mampostería para distribuir en losas – Plantas 1/2/3 – Parte1	39
Tabla 1.26 Carga distribuida sobre vigas pasado a losas – Planta 1/2/3 - Parte 1	39
Tabla 1.27 Carga distribuida sobre vigas pasado a losas – Planta 1/2/3 - Parte 2	40
Tabla 1.28 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 1/2/3 – Parte 1	40

Tabla 1.29 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 1/2/3 – Parte 2	41
Tabla 1.30 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección X-Parte 1	41
Tabla 1.31 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección X-Parte 2	42
Tabla 1.32 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección Y	43
Tabla 1.33 Cargas de paredes para distribuir en losas – Plantas 4 – Parte 1	43
Tabla 1.34 Cargas de paredes para distribuir en losas – Plantas 4 – Parte 2	44
Tabla 1.35 Carga distribuida sobre paredes pasado a losas – Planta 4 – Parte 1	44
Tabla 1.36 Carga distribuida sobre paredes pasado a losas – Planta 4 – Parte 2	45
Tabla 1.37 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 4 - Parte 1	45
Tabla 1.38 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 4 - Parte 2	46
Tabla 1.39 Combinaciones de carga implementadas en ETABS – Parte 1	46
Tabla 1.40 Combinaciones de carga implementadas en ETABS – Parte 2	47
Tabla 1.41 Tabla de resultados de esfuerzo deformación de la mampostería – Parte 1	48
Tabla 1.42 Tabla de resultados de esfuerzo deformación de la mampostería – Parte 2	49
Tabla 1.43 Parámetros globales del modelo para el cálculo del puntal diagonal equivalente .	50
Tabla 1.44 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Planta Baja – Parte 1	50
Tabla 1.45 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Planta Baja – Parte 2	51
Tabla 1.46 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Pisos 1, 2 y 3	51
Tabla 1.47 Parámetros sísmicos según NEC-SE-DS (2015) – Parte 1	53
Tabla 1.48 Parámetros sísmicos según NEC-SE-DS (2015) – Parte 2	54
Tabla 1.49 Coeficientes para el cálculo del cortante basal	57
Tabla 1.50 Coeficiente k en función del periodo	57
Tabla 1.51 Límites máximos de deriva inelástica	58
Tabla 2.1 Clasificación de los procedimientos de análisis no lineal según ASCE 41-23	59
Tabla 2.2 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 1	64
Tabla 2.3 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 2	65
Tabla 2.4 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 3	66
Tabla 2.5 Niveles de desempeño estructural según ASCE 41-23 y ATC-40	67
Tabla 2.6 Niveles de amenaza sísmica y períodos de retorno según ASCE 41-23 y NEC-SE-DS (2015)	70

Tabla 2.7 Subclasificación por altura para las tipologías C1 y C3 según HAZUS (FEMA, 2020, Tabla 5-1)	71
Tabla 2.8 . Deficiencias estructurales del Edificio B1 respecto a la normativa sísmica vigente	72
Tabla 2.9 Parámetros de la curva de capacidad para C1M y C3M Pre-Code (FEMA, 2020, Tablas 5-4, 5-5, 5-6 y 5-10); H = 14.40 m	73
Tabla 2.10 Umbrales de daño estructural para C1M y C3M Pre-Code; H = 14.40 m, $\alpha_2 = 0.75$ (FEMA, 2020, Tabla 5-15).....	74
Tabla 2.11 Cálculo del desplazamiento objetivo para el análisis pushover	74
Tabla 2.12 . Factores de rigidez efectiva para análisis no lineal según ACI 369.1-22 Tabla 3.1.2.2.4.....	76
Tabla 2.13 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para vigas de hormigón armado en procedimientos no lineales.....	79
Tabla 2.14 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para análisis no lineal en columnas de hormigón armado no circulares con estribos sísmicos según ACI 318.....	81
Tabla 2.15 Etapas características de la curva de capacidad V- Δ (análisis pushover)	83
Tabla 2.16 Marco de verificación en el punto de desempeño: criterios ASCE 41-23 y estados de daño HAZUS	90
Tabla 3.1 Periodos y factores de dirección modal – Modelo 1 (C1M)	91
Tabla 3.2 Periodos y factores de dirección modal – Modelo 2 (C3M)	92
Tabla 3.3 Comparación de periodos fundamentales – C1M vs. C3M	93
Tabla 3.4 Cortantes basales máximos – Análisis pushover	94
Tabla 3.5 Verificación de ductilidad de desplazamiento – ETABS vs. HAZUS 2020.....	96
Tabla 3.6 Punto de desempeño (T = 475 años) – Cortante basal y derivas interstorias.....	97
Tabla 3.7 Punto de desempeño (T = 2500 años) – Cortante basal y estado de daño HAZUS100	
Tabla 3.8 Desplazamiento de techo en el PP vs. desplazamiento último teórico HAZUS 2020	102
Tabla 3.9 Umbrales de deriva interstorial – HAZUS 2020, Tabla 5-15 Pre-Code	105
Tabla 3.10 Estado de daño en el punto de desempeño – HAZUS 2020 (T = 475 años).....	105
Tabla 3.11 Estado de daño en el punto de desempeño – HAZUS 2020 (T = 2500 años).....	106

Anexo A. Figuras de curvas fuerza–deformación de puntales equivalentes

Figura A. 0.1 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 1.	119
Figura A. 0.2 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 2.	119
Figura A. 0.3 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 3.	120
Figura A. 0.4 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 4.	120
Figura A. 0.5 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 5.	121
Figura A. 0.6 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 6.	121
Figura A. 0.7 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 7.	122
Figura A. 0.8 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 8.	122
Figura A. 0.9 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 9.	123
Figura A. 0.10 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 10.	123
Figura A. 0.11 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 11.	124
Figura A. 0.12 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 12.	124
Figura A. 0.13 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 13.	125

ANEXO B. Tablas de propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente

Tabla B. 1 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 1	126
Tabla B. 2 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 2	126
Tabla B. 3 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 3	127
Tabla B. 4 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 4	127
Tabla B. 5 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 5	128
Tabla B. 6 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 6	128
Tabla B. 7 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 7	129
Tabla B. 8 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 8	129
Tabla B. 9 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 9	130
Tabla B. 10 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 10	130
Tabla B. 11 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 11	131
Tabla B. 12 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 12	131
Tabla B. 13 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 13	132

Introducción

Problemática y justificación

El Edificio B1 de la Facultad de Filosofía de la Universidad del Azuay constituye un caso de estudio de especial relevancia, tanto por su vulnerabilidad sísmica como por su importancia funcional y académica, al albergar diariamente a un número considerable de estudiantes, docentes y personal administrativo.

La problemática principal radica en que esta edificación fue construida durante la década de 1980, antes de la implementación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), lo cual sugiere posibles deficiencias en su capacidad de resistencia frente a las acciones sísmicas definidas en la normativa vigente (Cabrera & Andrade, 2019).

Esta preocupación se ve reforzada por los resultados del proyecto “EVASS - CCAA”, desarrollado por el Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (IERSE), en el que se aplicaron técnicas de análisis lineal, no lineal y de vulnerabilidad sísmica, para evaluar el comportamiento del Edificio de la Facultad de Ciencias de la Administración (Edificio A5), construido en 1981 antes de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Los resultados confirmaron una mayor fragilidad, debido a derivas inelásticas excesivas, insuficiente capacidad para cargas laterales, una marcada diferencia en la capacidad estructural entre ejes principales y puntos de desempeño que indican riesgo significativo (Cabrera *et al.*, 2024).

La similitud estructural entre el Edificio A5 y el Edificio B1, sustentada en la identidad de sus planos estructurales, permite atribuir los resultados obtenidos en el primero al comportamiento estructural del segundo (Cabrera *et al.*, 2024). Dicha correlación se evidenció de manera particularmente clara mediante el análisis de vibración ambiental, realizado con acelerómetros, que identificó frecuencias predominantes de 2.58 Hz en el eje longitudinal y 3.16 Hz en el eje transversal para el edificio B1 (Cabrera *et al.*, 2024). Estos valores resultaron notablemente similares a los registrados en el Edificio A5 (Cabrera *et al.*, 2024).

Cabrera *et al.* (2024), sugieren que esta diferencia podría deberse por el tipo de cimentación, la ubicación geológica de cada edificio y que la mampostería podría tener una influencia determinante en el comportamiento dinámico global de la estructura.

La inclusión o exclusión de la mampostería en el modelo estructural tiene un efecto determinante sobre la rigidez lateral, los periodos fundamentales y respuesta a carga lateral, tal como lo demuestran investigaciones recientes que destacan la importancia de incorporar el

comportamiento de la mampostería en el análisis sísmico de edificaciones de hormigón armado (Asteris *et al.*, 2011; Cabrera *et al.*, 2024).

La relevancia de este trabajo trasciende el ámbito universitario, al contextualizarse dentro de la realidad urbana de la ciudad de Cuenca, donde el Centro Histórico, declarado Patrimonio Cultural de la Humanidad, cuenta con aproximadamente 2885 edificaciones de mampostería, en su mayoría de dos plantas y diseñadas sin criterios sismorresistentes (Cajamarca *et al.*, 2024). Estudios locales han demostrado que el daño más severo durante eventos sísmicos se concentra en este tipo de construcciones, caracterizadas por muros de ladrillo cerámico de 17 cm de espesor, confinados en marcos de hormigón armado, resultado de un proceso constructivo que sustituyó progresivamente al bahareque y al adobe sin un adecuado control estructural (Cajamarca *et al.*, 2024).

Por esta razón es necesario traer a la luz las diferencias en la respuesta de las edificaciones cuando se modelan éstas, considerando la mampostería en el sistema estructural, y sin considerarlas en el sistema estructural.

Marco Teórico

La costa oeste del continente americano está catalogada como una región de alto peligro sísmico. Ecuador, situado en este contexto, forma parte de la microplaca denominada “Bloque Andino”, resultado de la interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe (Cunallata & Caiza, 2022). Entre los sismos de mayor magnitud registrados en el país destacan el evento de 1906 en la costa, con magnitud (Mw) 8.8, y el más reciente ocurrido en Pedernales el 16 de abril de 2016, de magnitud (Mw) 7.7, que causó pérdidas humanas, económicas y graves daños a la infraestructura.

En la región andina, los eventos sísmicos suelen ser superficiales y de menor magnitud. No obstante, su impacto no solo depende de la magnitud, sino también de la respuesta del terreno local a las vibraciones (C. A. Ortiz *et al.*, 2023). En la ciudad de Cuenca, la presencia de asentamientos, laderas, fallas geológicas, suelos blandos y terrenos inestables puede modificar significativamente la respuesta estructural (C. A. Ortiz *et al.*, 2023).

Las condiciones geotécnicas locales hacen imprescindible la realización de estudios de microzonificación sísmica y geotécnica. En Cuenca no existen estudios de este tipo; los análisis disponibles se basan en sismos históricos con epicentros lejanos y no consideran los efectos de sitio (C. A. Ortiz *et al.*, 2023). La microzonificación constituye el procedimiento que ofrece la

descripción más precisa de la amenaza sísmica, aunque resulte más laboriosa y costosa (Cabrera, 2023).

La ausencia de estos estudios, combinada con el predominio de edificaciones de mampostería confinada en marcos de hormigón armado construidas entre 1975 y 1990; es decir, con anterioridad a la implementación de la NEC, genera un escenario de alto riesgo sísmico para la ciudad (Asteris, Kakaletsis, *et al.*, 2011; Jiménez-Pacheco *et al.*, 2025).

La evaluación de estas estructuras, que posiblemente no consideraron adecuadamente las acciones sísmicas en su diseño, requiere métodos que demandan información técnica específica. Esta complejidad se debe en gran medida a que, tradicionalmente, la mampostería se consideraba únicamente como carga muerta y no como un elemento estructural.

Sin embargo, actualmente se reconoce que la interacción entre el marco y la mampostería bajo cargas sísmicas laterales altera directamente el comportamiento global de la estructura, existiendo estudios que demuestran que esta interacción es dependiente de factores como la rigidez relativa, geometría del panel y propiedades de los materiales, puede redistribuir los esfuerzos y generar daños imprevistos (Asteris, Kakaletsis, *et al.*, 2011).

En la misma línea, informes de monitoreo de salud estructural (SHM) en edificaciones de la Universidad del Azuay podrían corroborar que la mampostería influye decisivamente en el comportamiento estructural frente a cargas laterales. Por ejemplo, mediciones de vibración en edificios estructuralmente similares, como los de la Facultad de Ciencias de la Administración y la Facultad de Filosofía, mostraron variaciones en sus frecuencias naturales; este hallazgo sugiere la necesidad de incluir las paredes en los modelos para obtener una respuesta más realista (Cabrera *et al.*, 2024).

Sin embargo, modelar esta interacción con precisión presenta una gran complejidad. Esto se debe principalmente a la falta de información sobre el comportamiento de los materiales, la escasez de resultados experimentales y el comportamiento no lineal del sistema, lo que dificulta capturar sus diversos modos de falla (García *et al.*, 2024). De hecho, (Asteris, Kakaletsis, *et al.*, 2011) identifican cinco modos de falla principales en mampostería no reforzada: aplastamiento de esquina, compresión diagonal, corte por deslizamiento, fisuración diagonal y falla del pórtico. Además, la presencia de aberturas incrementa la incertidumbre, ya que puede degradar la rigidez rápidamente o impedir la formación del puntal diagonal (Asteris, Kakaletsis, *et al.*, 2011).

Frente a esta problemática, el macro-modelado se erige como una alternativa viable. Este enfoque, basado en evidencia experimental y observacional, propone representar la mampostería mediante un puntal diagonal con geometría y propiedades mecánicas equivalentes (Asteris, Antoniou, *et al.*, 2011). La ventaja de este método es que simplifica el análisis al tratar la mampostería como un material continuo y homogéneo (isotrópico), lo que reduce significativamente el costo computacional si se lo compara con el micro-modelado, el cual representa cada ladrillo y junta de mortero de manera individual (García *et al.*, 2024).

No obstante, una simplificación excesiva mediante modelos isotrópicos no resulta realista. García *et al.*, (2024) sostienen que la mampostería debe modelarse como un material ortotrópico, es decir, con propiedades diferentes en direcciones horizontales y verticales, lo que refleja mejor la influencia de la disposición de las juntas.

Para esto, es necesario definir adecuadamente las propiedades mecánicas bajo compresión, como la resistencia y el módulo de elasticidad (García *et al.*, 2024). En este ámbito, el estudio de Kaushik *et al.*, (2007) resulta particularmente útil, ya que ofrece relaciones prácticas para estimar la curva completa esfuerzo-deformación de la mampostería utilizando únicamente la resistencia a compresión del ladrillo y del mortero. Este modelo, que se basa en seis "puntos de control" que definen estados límite, permite obtener de manera simplificada las propiedades no lineales necesarias para el macro-modelado mediante el puntal equivalente (García *et al.*, 2024).

Una vez caracterizado el modelo, es fundamental saber cómo disipará energía la estructura, luego de que la mampostería supere su capacidad de disipar energía frente al sismo (Cabrera, 2023). Aquí es donde entran en juego las rótulas plásticas, que son zonas localizadas típicamente en los extremos de vigas y columnas donde el material comienza a deformarse permanentemente.

Según la ASCE 41-23 (2023), la formación de rótulas plásticas marca la transición del comportamiento elástico al inelástico, permitiendo la disipación de energía, pero también señalando el inicio del daño acumulado. Cabe destacar que la secuencia en que aparecen define el mecanismo de falla global de la estructura (Cabrera, 2023). Una de las herramientas para estudiar numéricamente este fenómeno es el análisis estático no lineal (*pushover*), el cual genera la curva de capacidad de la estructura. Esta curva representa gráficamente la resistencia lateral del edificio frente a desplazamientos crecientes, ilustrando su desempeño desde la fase elástica hasta la formación progresiva de rótulas plásticas y su posterior degradación (Cabrera, 2023).

Objetivos

Objetivo general

Evaluar la influencia de la mampostería en la respuesta sísmica de un edificio de hormigón armado, considerando la aportación de las paredes como carga y como elemento aportante a la rigidez estructural.

Objetivos específicos

- Revisión de la información existente para la edificación.
- Análisis y caracterización de la mampostería.
- Modelación numérica de la edificación considerando las paredes como carga y como elementos tipo *link*.
- Obtención y comparación de resultados de la curva de capacidad y el punto de desempeño.

1 Capítulo1: Descripción Estructural del Edificio B1 y Definición del Modelo Numérico

1.1 Descripción general

1.1.1 Información general de la edificación

El Edificio B1 de la Facultad de Filosofía, Facultad de Psicología constituye una edificación de hormigón armado emplazada en el campus de la Universidad del Azuay, en la ciudad de Cuenca, Ecuador. Según la documentación técnica disponible, el desarrollo de este proyecto arquitectónico y estructural data de principios de la década de 80, específicamente del año 1981, lo que lo sitúa cronológicamente en el período previo a la implementación de la NEC (Cabrera & Andrade, 2019).

Esta condición temporal resulta particularmente relevante, dado que implica que la edificación fue concebida y diseñada sin la aplicación de criterios sismorresistentes normativos acordes con los estándares actuales (Cabrera & Andrade, 2019). En consecuencia, el edificio podría presentar deficiencias en su desempeño estructural frente a solicitaciones sísmicas, propias de un comportamiento no conforme con las normativas actuales (Cunalata & Caiza, 2022).



Figura 1.1 Fotografía de la fachada principal del Edificio B1

Fuente: Universidad del Azuay

1.1.2 Configuración geométrica y regularidad estructural

A partir del análisis de la documentación técnica e información levantada en campo, se determinó que la edificación presenta una configuración en planta de forma rectangular y geometría regular, tal como se observa en las Figura 1.2, Figura 1.3, Figura 1.4, Figura 1.5 y Figura 1.6.

Las dimensiones en planta son 36.0 metros en la dirección longitudinal, comúnmente denominada eje X, y 18.0 metros en la dirección transversal o eje Y, lo que resulta en una relación aspecto de 2:1.

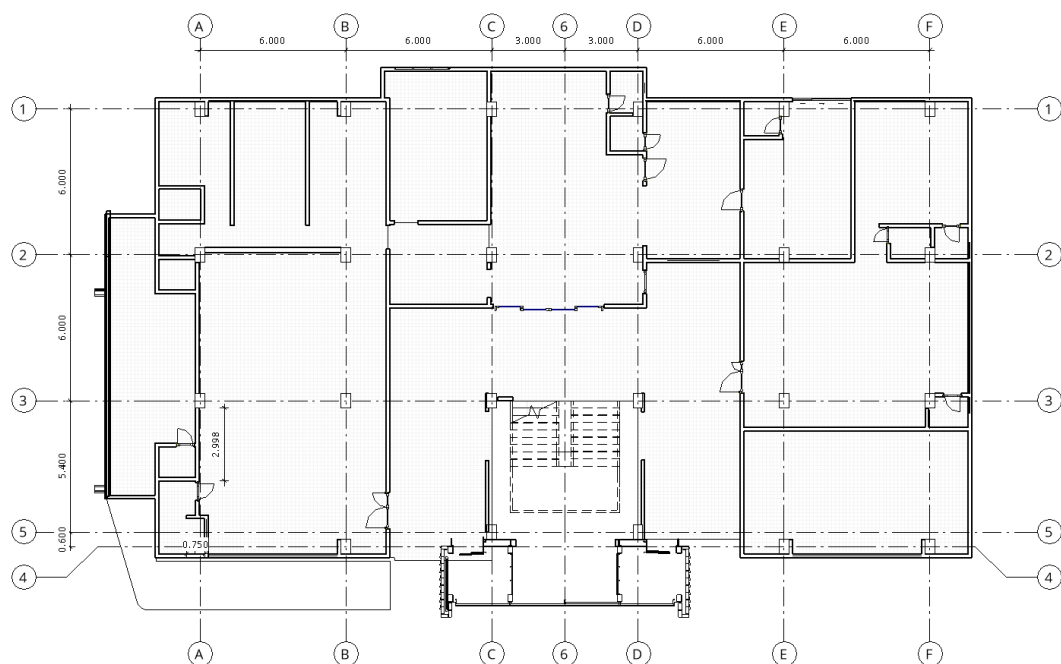


Figura 1.2 Planta arquitectónica de la planta baja del Edificio B1.

Fuente: Autores

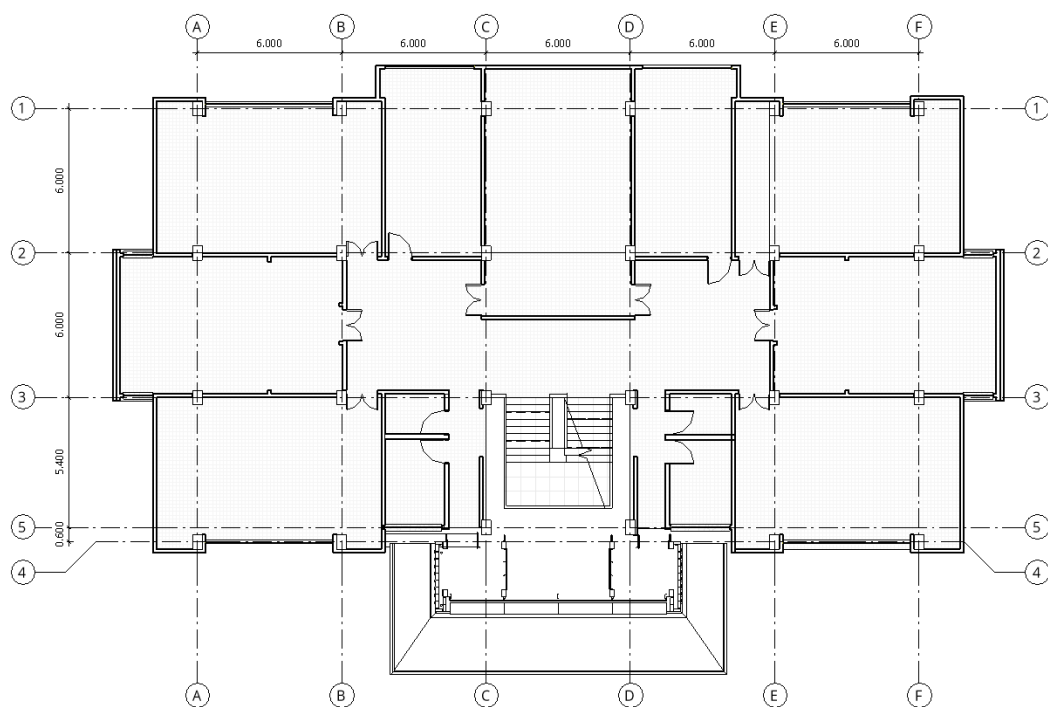


Figura 1.3 Planta arquitectónica del nivel 1 del Edificio B1.

Fuente: Autores

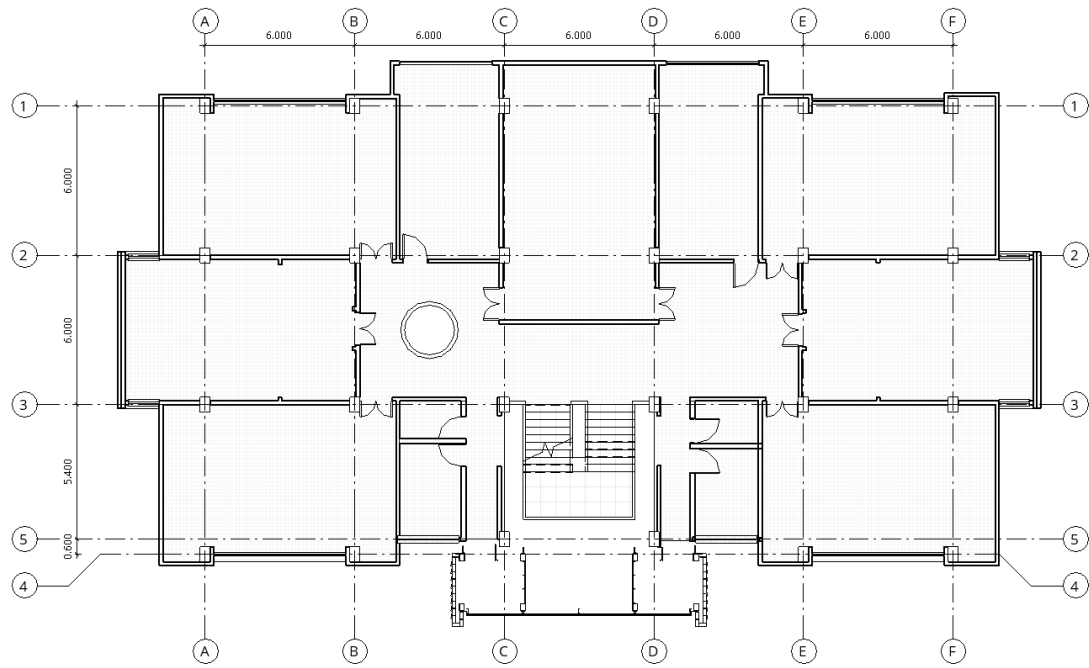


Figura 1.4 Planta arquitectónica del nivel 2 del Edificio B1.

Fuente: Autores

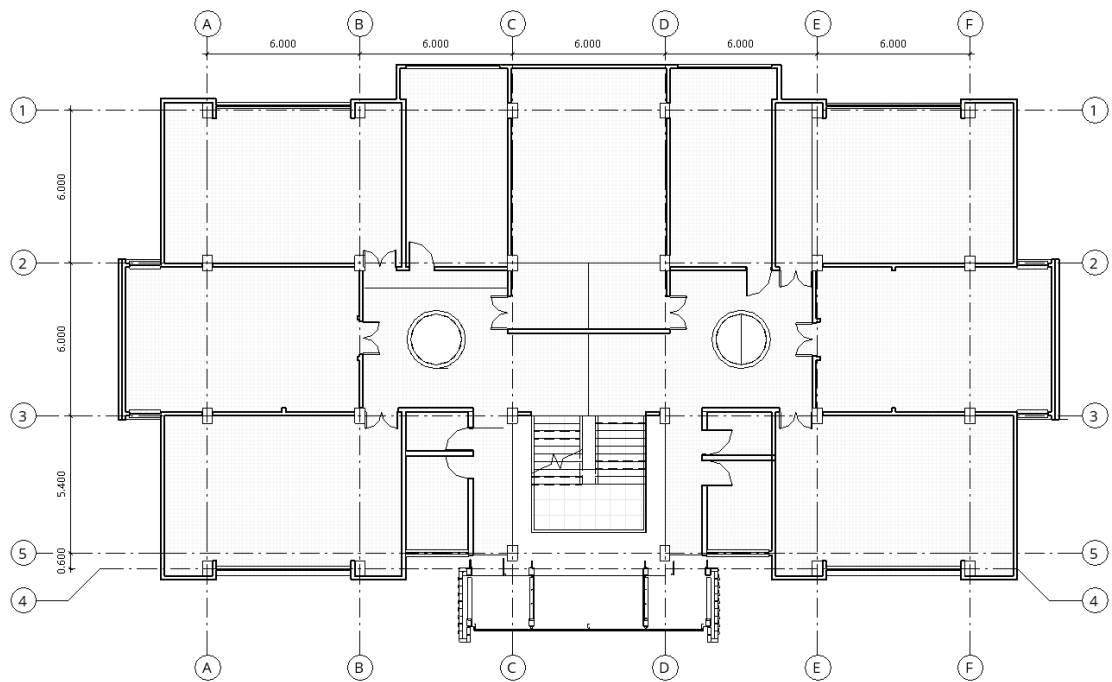


Figura 1.5 Planta arquitectónica del nivel 3 del Edificio B1.

Fuente: Autores

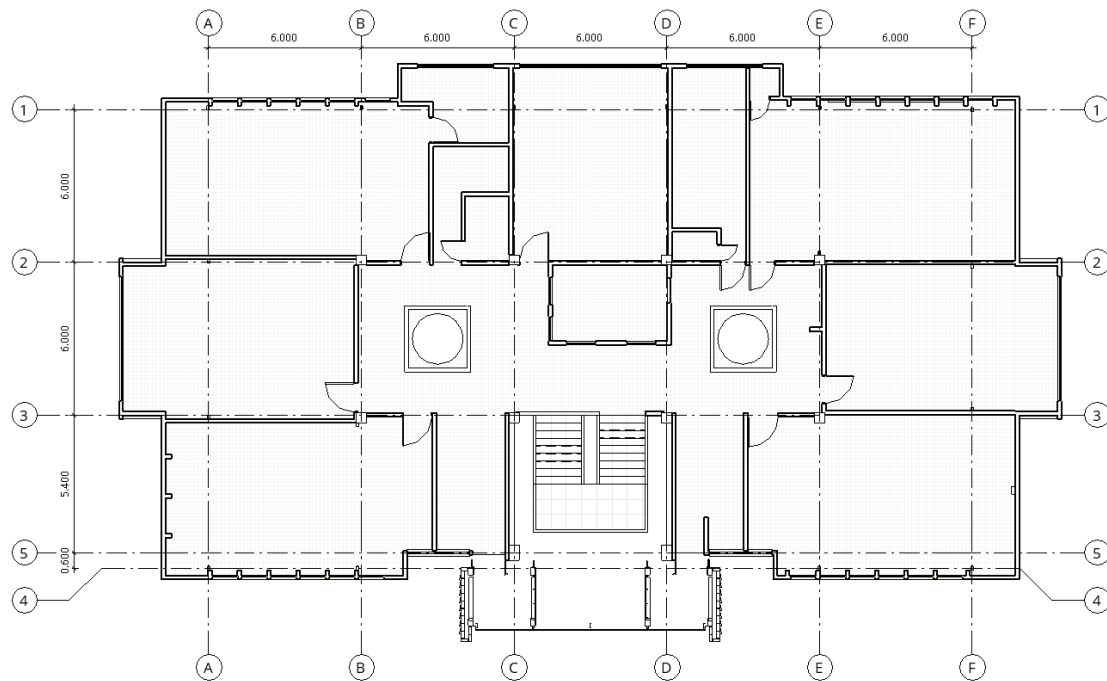


Figura 1.6 Planta arquitectónica del nivel 4 del Edificio B1.

Fuente: Autores



Figura 1.7 Vista tridimensional del Edificio B1 de la Facultad de Filosofía de la Universidad del Azuay.

Fuente: Autores

Después de la primera planta se evidencia la presencia de una abertura en la losa, e incluso en el último piso estos cambian su forma geométrica a cuadrados ligeramente más grandes, lo cual genera una interrupción en la continuidad del diafragma horizontal del edificio.

Por otra parte, la Figura 1.7 presenta la vista tridimensional del edificio, donde se aprecia la disposición volumétrica general, la ubicación del núcleo de escaleras y la continuidad vertical de los elementos estructurales.

Bajo los lineamientos del *European Committee for Standardization* [CEN] (2004), una edificación puede considerarse regular en planta cuando la relación entre la mayor y la menor

dimensión en planta no excede el valor límite de 4. En este sentido, la edificación analizada presenta una relación de aspecto de 2:1, por lo que satisface el criterio de regularidad geométrica en planta establecido por dicha normativa.

En contraste, la ASCE 41-23 (2023), no define límites explícitos para la relación de aspecto en planta; en su lugar, evalúa la regularidad mediante la identificación de irregularidades geométricas, considerando que una planta rectangular simple puede clasificarse como regular siempre que no se encuadre dentro de las categorías de irregularidad establecidas por dicha norma.

En el plano vertical, la estructura se desarrolla en cuatro niveles con una altura de entrepiso uniforme de 3.60 metros, lo que resulta en una elevación total de 14.40 metros desde el nivel de cimentación hasta el nivel de cubierta. Operacionalmente, el edificio presenta una distribución mixta: la planta baja alberga dependencias administrativas, decanatos y secretarías; los niveles 1 y 2 están destinados íntegramente a aulas y espacios académicos, mientras que el cuarto nivel posee un uso híbrido que combina aulas con áreas de gestión administrativa y de servicios.

1.2 Vulnerabilidad sísmica de edificaciones pre-NEC en la ciudad de Cuenca

En la ciudad de Cuenca, estudios recientes destacan una elevada vulnerabilidad sísmica en edificaciones diseñadas y construidas con anterioridad a la vigencia de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) (Cabrera & Andrade, 2025). En este ámbito, Cabrera & Andrade (2025), evaluaron el desempeño sísmico de infraestructuras educativas mediante el uso de análisis estático no lineal, aplicando el método de linealización equivalente de la normativa FEMA 440 y criterios de fragilidad del estándar HAZUS.

Los resultados de dicha investigación técnica revelan que las estructuras pre-NEC presentan derivas máximas de entrepiso que superan los límites de Seguridad de Vida (LS), alcanzando estados de daño extenso y completo ante demandas sísmicas con periodos de retorno de 475 y 2500 años (Cabrera & Andrade, 2025). Específicamente, se reportaron derivas de hasta el 3.85%, excediendo el umbral del 2% permitido para estructuras de hormigón armado según la normativa vigente (Cabrera & Andrade, 2025). Esta vulnerabilidad se ve agravada por la respuesta dinámica del suelo en la cuenca sedimentaria de la ciudad, donde la interacción entre la rigidez estructural y el periodo fundamental del sitio puede generar fenómenos de amplificación local (P. Ortiz & Chávez, 2024).

Asimismo, investigaciones complementarias señalan que la caracterización geotécnica es un factor determinante en la precisión del punto de desempeño estructural; la variabilidad en los tipos de suelo (predominantemente tipo C y D en las zonas de expansión urbana de Cuenca influye directamente sobre la demanda sísmica de las edificaciones (Molina & Rubio, 2023). Por lo tanto, estos hallazgos refuerzan la necesidad imperativa de evaluar detalladamente las edificaciones existentes, particularmente aquellas de uso esencial como las instituciones educativas.

1.3 Caracterización geotécnica del terreno

La caracterización geotécnica del terreno donde se emplaza la Facultad de Filosofía de la Universidad del Azuay se fundamenta en el estudio geotécnico y geofísico realizado por el Laboratorio de Suelos Riquetti en el año 2014, en el cual se identificó un perfil estratigráfico compuesto principalmente por dos estratos (Cabrera & Andrade, 2025).

El estrato superficial está conformado por arcillas de alta compresibilidad, clasificadas como CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), las cuales presentan un límite líquido de 54% y un índice plástico de 37%. Entre 1,00 m y 3,00 m de profundidad continúa el estrato de arcillas CH, con valores similares de límite líquido de 50% e índice plástico de 36% (Briones & Coronel, 2016).

Por debajo de este estrato arcilloso, entre 3,00 m y 4,00 m de profundidad, se identificó un estrato de gravas arcillosas, clasificadas como GC, con un límite líquido de 27% y un índice plástico de 9% (Briones & Coronel, 2016). Durante la exploración se identificó además la presencia del nivel freático a una profundidad aproximada de 3,80 m.

Las propiedades geotécnicas del sitio de fundación corresponden a los dos tipos de suelo identificados. Las gravas arcillosas (GC), clasificadas como A-2-6 según AASHTO, presentan una cohesión de 0,20 kg/cm², un ángulo de fricción interna de 25°, un peso unitario de 1800 kg/m³ y una capacidad admisible de 2,34 kg/cm² (Briones & Coronel, 2016).

Por su parte, las arcillas de alta compresibilidad (CH), clasificadas como A-7-6, presentan una cohesión de 0,30 kg/cm², un ángulo de fricción interna de 2°, un peso unitario de 1500 kg/m³ y una capacidad admisible de 1,49 kg/cm² (Briones & Coronel, 2016). Estas propiedades indican un suelo blando con limitada resistencia al corte, lo que condiciona directamente el diseño del sistema de cimentación y su capacidad de transmitir cargas de forma segura. Ante eventos sísmicos, este tipo de suelo es especialmente susceptible a amplificar las ondas sísmicas, incrementando las demandas dinámicas sobre la estructura (Quinde & Reinoso, 2016).

Un resumen de los parámetros geotécnicos relevantes del sitio de fundación se presenta en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Propiedades geotécnicas del sitio de fundación

Parámetro	Arcillas de alta compresibilidad (CH)	Gravas arcillosas (GC)	Unidad
Clasificación SUCS	CH	GC	–
Clasificación AASHTO	A-7-6	A-2-6	–
Límite líquido (LL)	50	27	%
Índice plástico (IP)	36	9	%
Cohesión (c)	0,30	0,20	kg/cm ²
Ángulo de fricción interna (ϕ)	2	25	°
Peso unitario (γ)	1500	1800	kg/m ³
Capacidad admisible (qadm)	1,49	2,34	kg/cm ²
Profundidad del estrato	1,00 – 3,00	3,00 – 4,00	m
Nivel freático	-	3,80	m

Fuente: (Quinde & Reinoso, 2016).

Elaboración: Autores

1.4 Sistema estructural tipo pórticos de hormigón armado

1.4.1 Propiedades de los materiales estructurales

Hormigón estructural

Las propiedades del hormigón empleado en la construcción se han establecido a partir de la información contenida en los planos estructurales originales, complementada con los requisitos normativos vigentes en la época de construcción. Los planos especifican una resistencia a la compresión del hormigón de 210 kg/cm² (equivalente a 21 MPa).

A partir de este valor fundamental, se derivan las demás propiedades mecánicas siguiendo las relaciones empíricas establecidas en el código actual NEC-SE-HM, el cual se basa en el código ACI 318 (2019). La resistencia a la tracción por flexión, también conocida como módulo de rotura (f_r), se calcula para hormigón de peso normal mediante la expresión indicada en la Ecuación (1.1) obteniéndose un valor de 2.84 MPa.

$$f_r = 0.62 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.62 \cdot \sqrt{21} = 2.84 \text{ MPa} \quad (1.1)$$

Esta propiedad es particularmente relevante para evaluar el agrietamiento del hormigón en estado de servicio. El módulo de elasticidad (E_c), que relaciona las deformaciones elásticas con los esfuerzos aplicados, se determina para hormigón de peso normal según la ecuación del ACI 318 (2019), adoptada en la NEC-SE-HM, la cual se presenta en la Ecuación (1.2). Para una densidad del hormigón de 2400 kg/m³, se obtiene un módulo de elasticidad de 23,158 MPa.

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{21} = 21538.11 \text{ MPa} \quad (1.2)$$

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo especificado en los planos corresponde a barras corrugadas con un límite de fluencia (f_y) de 2800 kg/cm² (280 MPa). El módulo de elasticidad del acero se considera como 2.0×10^6 kg/cm² (200,000 MPa), valor estándar para acero al carbono de uso estructural, conforme a las especificaciones de la normativa actual ACI 318 (2019) y MIDUVI (2015). La resistencia última del acero (f_u), necesaria para evaluaciones de capacidad última, se estima según la recomendación de la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015b), la cual sugiere una relación entre la resistencia última y la resistencia a la fluencia de aproximadamente 1.25 para acero de refuerzo convencional. Conforme a la expresión indicada en la Ecuación (1.3), y considerando una resistencia a la fluencia del acero de $f_y = \frac{2800 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$, se obtiene una resistencia última de $f_u = \frac{3500 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$.

$$f_u = 1.25 \cdot f_y = 1.25 \cdot 2800 = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (1.3)$$

Verificación de conformidad con NEC-SE-HM

Una revisión de las propiedades de los materiales frente a los requisitos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM) indica que el hormigón con resistencia $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (equivalente a 21 MPa) cumple para exposición ambiental tipo C0 (hormigón seco o protegido contra la humedad). Sin embargo, se identifica una discrepancia significativa en el refuerzo transversal: el diámetro de estribos de 8 mm empleado no satisface el requerimiento mínimo de 10 mm establecido en la normativa actual para garantizar un adecuado confinamiento en zonas sísmicas. Las principales propiedades mecánicas de los materiales estructurales se resumen en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Propiedades de los materiales estructurales

Material	Propiedad	Valor	Unidad	Base de determinación
Hormigón	f'_c	21	MPa	Planos estructurales
Hormigón	E_c	23158	MPa	(ACI 318, 2019)
Hormigón	f_r	2.84	MPa	(ACI 318, 2019)
Hormigón	Peso específico	2400	kg/m ³	Valores referenciales
Acero	f_y	280	MPa	Planos estructurales
Acero	f_u	350	MPa	(ACI 318, 2019)
Acero	E_s	2.0×10^6	MPa	Valores referenciales (ACI 318, 2019)
Acero	Peso específico	7850	kg/m ³	Valores referenciales

Elaboración: Autores

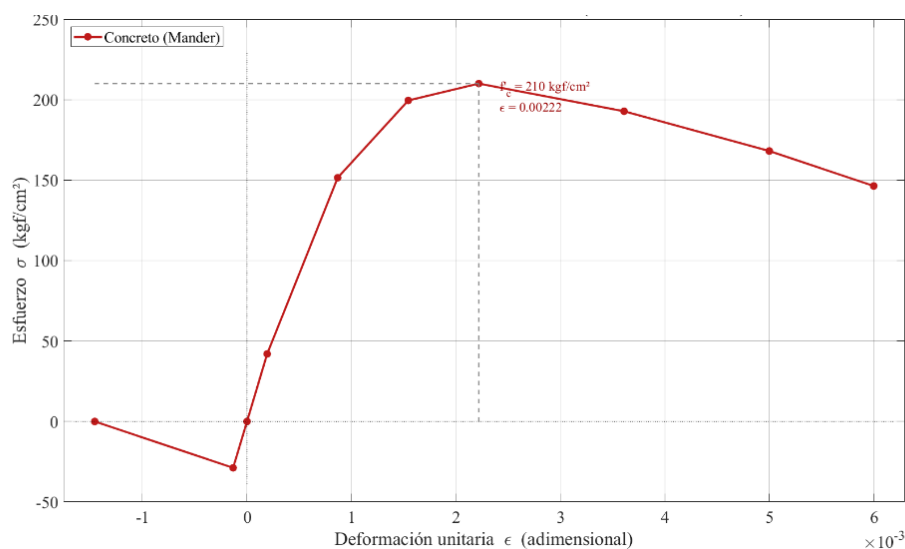


Figura 1.8: Diagramas esfuerzo-deformación unitaria idealizados para hormigón (modelo de Mander)

Fuente: Autores

Para el análisis estructural y la evaluación del comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado, se adoptan diagramas esfuerzo-deformación idealizados tanto para el hormigón como para el acero de refuerzo, los cuales representan de manera simplificada la respuesta mecánica de los materiales bajo cargas crecientes. Estos diagramas se presentan en la Figura 1.8 para el hormigón y la Figura 1.9 para el acero de refuerzo.

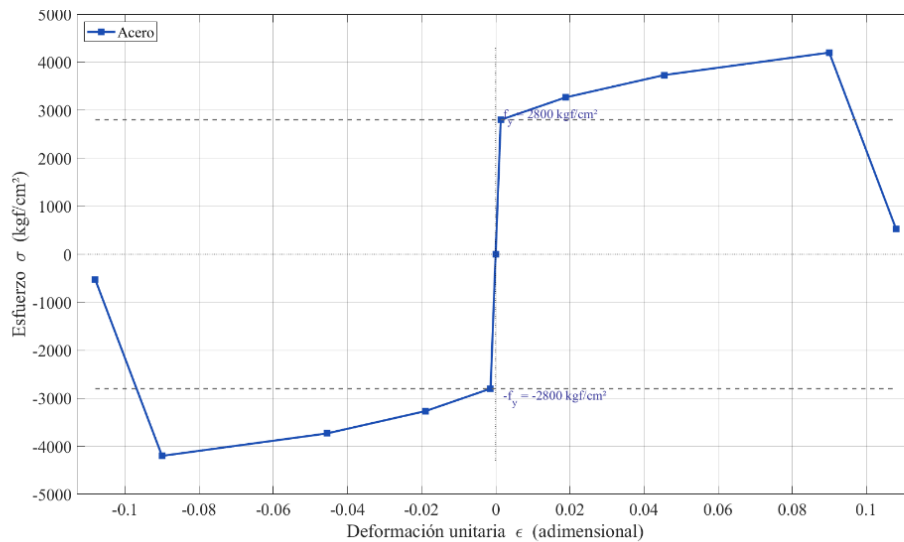


Figura 1.9: Diagramas idealizados esfuerzo–deformación del acero de refuerzo

Fuente: Autores

1.4.2 Sistema de cimentación

Configuración y tipología del sistema

El sistema de cimentación del Edificio B1 está conformado por elementos de cimentación profunda de tipo pilotes, interconectados mediante vigas de cimentación de hormigón armado. Esta configuración se ha seleccionado para el proyecto, dado que los pilotes transmiten las cargas estructurales a estratos de suelo competentes, mientras que las vigas de cimentación actúan como elementos de arriostramiento, garantizando el trabajo monolítico del sistema ante solicitaciones horizontales.

Vigas de cimentación

Las vigas de cimentación, que en el sistema actual interconectan los pilotes, presentan una sección rectangular 40×20 cm están armadas con 4 barras longitudinales de 16 mm de diámetro distribuidas en la cara inferior y superior. El refuerzo transversal consiste en estribos de 8 mm espaciados cada 20 cm.

La función principal de estas vigas es proporcionar restricción lateral al sistema de cimentación profunda, distribuir eventuales cargas horizontales y minimizar los asentamientos diferenciales. No obstante, su capacidad para resistir momentos flectores significativos es limitada dada su reducida altura.

La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) de estas vigas se determina considerando una base de sección $b = 40$ cm y la altura efectiva $d \approx 17$ cm (asumiendo un recubrimiento de 3 cm).

Conforme a la expresión indicada en la Ecuación (1.4), se obtiene una cuantía de refuerzo longitudinal de 1.18%.

$$\rho = \frac{A_s}{(b \cdot d)} = \frac{8.04 \text{ cm}^2}{(40 \cdot 17) \text{ cm}^2} = 0.0118 \quad (1.4)$$

1.4.3 Columnas de hormigón armado

Tipología y configuración estructural

Se identifican tres tipos principales de columnas, diferenciadas por sus dimensiones, refuerzo longitudinal y ubicación estructural. Todas las columnas que conforman el sistema principal son de sección rectangular, con sus dimensiones mayores orientadas en la dirección del eje estructural más largo del edificio.

Columna tipo C1 (40 × 60 cm)

Ubicadas predominantemente en los ejes perimetrales del edificio, estas columnas presentan la mayor cuantía de refuerzo longitudinal, consistente en diez barras de 25 mm de diámetro distribuidas en el perímetro de la sección transversal. Conforme a la expresión indicada en la Ecuación (1.5), la cuantía geométrica de acero longitudinal resulta $\rho_g = 0.0205$, equivalente a 2.05%.

$$\rho_g = \frac{A_s}{A_g} = \frac{(10 \cdot 4.91 \text{ cm}^2)}{(40 \cdot 60 \text{ cm}^2)} = \frac{49.1}{2400} = 0.0205 = 2.05\% \quad (1.5)$$

Columna tipo C2 (40 × 60 cm)

Localizadas en los ejes interiores de la edificación, estas columnas presentan un refuerzo longitudinal constituido por diez barras de 22 mm de diámetro. De acuerdo con la expresión indicada en la Ecuación (1.6), la cuantía geométrica de acero longitudinal resulta ligeramente menor que la correspondiente a las columnas tipo C1, alcanzando un valor de $\rho_g = 0.0158$, equivalente a 1.58%.

$$\rho_g = \frac{10 \cdot 3.80 \text{ cm}^2}{2400 \text{ cm}^2} = \frac{38.0}{2400} = 0.0158 = 1.58\% \quad (1.6)$$

Columna tipo C3 (70 × 60 cm)

Columna de dimensiones especiales localizada exclusivamente en el núcleo de las gradas, la cual presenta un refuerzo longitudinal constituido por doce barras de 25 mm de diámetro. De

acuerdo con la expresión indicada en la Ecuación (1.7), la cuantía geométrica de acero longitudinal resulta $\rho_g = 0.0140$, equivalente a 1.40%.

$$\rho_g = \frac{12 \cdot 4.91 \text{ cm}^2}{70 \cdot 60 \text{ cm}^2} = \frac{58.9}{4200} = 0.0140 = 1.40\% \quad (1.7)$$

Refuerzo transversal y confinamiento

El refuerzo transversal en todas las columnas consiste en estribos rectangulares de 8 mm de diámetro, con una separación de 10 cm en las zonas consideradas de confinamiento (extremos de columna) y 20 cm en la zona central. Esta configuración presenta deficiencias respecto a los requisitos actuales de confinamiento para elementos sismorresistentes, particularmente en lo concerniente al diámetro mínimo del estribo y a la separación máxima permitida en zonas críticas.

Verificación de requisitos normativos

Una verificación sistemática de los detalles de las columnas frente a los requisitos del ACI 318 (2019) y MIDUVI (2015). revela aspectos de conformidad y no conformidad:

Cuantías límite de refuerzo longitudinal

De acuerdo con los límites establecidos en el ACI 318 (2019), Sección 10.6.1.1, el porcentaje de refuerzo longitudinal de las columnas debe satisfacer la condición indicada en la Ecuación (1.8). En el caso de la edificación analizada, todas las tipologías de columnas cumplen con este requisito, presentando cuantías geométricas comprendidas entre 1.40% y 2.05%.

$$0.01 * A_g \leq \rho_g \leq 0.08 * A_g \quad (1.8)$$

Longitud de confinamiento

Según lo establecido en el ACI 318 (2019), Sección 18.7.5.1, la longitud de la zona de confinamiento en columnas de hormigón armado debe cumplir la condición indicada en la Ecuación (1.9), la cual garantiza un adecuado comportamiento dúctil del elemento en zonas de alta demanda sísmica.

$$L_0 \geq \max \left\{ \frac{h}{6}, 450 \text{ mm}, \text{máxima dimensión de la sección} \right\} \quad (1.9)$$

Separación de estribos en zona de confinamiento

De acuerdo con el ACI 318 (2019), Sección 18.7.5.3, la separación máxima de los estribos en la zona de confinamiento debe cumplir la condición indicada en la Ecuación (1.10).

$$s \leq \min \left\{ \frac{h_{min}}{4}, 6 \cdot d_{\{b,min\}}, s_o \right\} \quad (1.10)$$

Donde:

- h_{min} : menor dimensión de la sección transversal de la columna,
- d_{bd} : diámetro de la barra longitudinal de menor tamaño,
- s_o : separación límite definida por:

$$s_o = 100 + \frac{350 - hx}{3} \text{ (mm)} \quad (1.11)$$

Con la restricción normativa:

$$100 \text{ mm} \leq s_o \leq 150 \text{ mm}$$

Para columnas de sección $40 \times 60 \text{ cm}$, se tiene $h_{min} = 40 \text{ cm}$ y un diámetro mínimo de barra longitudinal de $d_{b,min} = 2.2 \text{ cm}$. En consecuencia:

$$s \leq \min \{10 \text{ cm}, 13.2 \text{ cm}, (10 \text{ cm} - 15 \text{ cm})\} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se adopta una separación máxima de estribos de 10 cm en la zona de confinamiento.

Área mínima de refuerzo transversal

Para la columna tipo C1, sometida a una carga axial de diseño que satisface la condición $P_u \leq 0.3A_g * f'_c$, el ACI 318 (2019), Tabla 18.7.5.4, establece que el área mínima de refuerzo transversal debe cumplir la expresión indicada en la Ecuación (1.12).

$$\frac{A_{sh}}{s * b_c} \geq \max \left\{ 0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right), 0.09 * \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \right\} \quad (1.12)$$

Considerando una separación de estribos $s=10 \text{ cm}$ una dimensión del núcleo confinado de $h_c = 56 \text{ cm}$, una resistencia del hormigón $f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ y una resistencia del acero transversal $f_{yt} = 2800 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, se obtiene:

$$A_{sh,min} = 0.09 \cdot 10 \cdot 56 \cdot \left(\frac{210}{2800} \right) = 3.78 \text{ cm}^2$$

El área provista por dos ramas de estribo de 8 mm es:

$$A_{sh,prov} = 2 \cdot 0.503 \text{ cm}^2 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Dado que $A_{sh,prov} < A_{sh,min}$, el refuerzo transversal no cumple con el requisito normativo, evidenciando una deficiencia en el confinamiento del núcleo de la columna.

Fenómeno de columna corta

De acuerdo con lo establecido en la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015b) , Sección 4.3.5, se identifica un posible fenómeno de columna corta en los pisos 1, 2 y 3, específicamente en los ejes 4-5-C-D, donde columnas tipo C2 se conectan con vigas tipo V4 de 1.20 m de peralte.

Tabla 1.3 Verificación de requisitos normativos para columnas

Requisito	Sección	C1	C2	C3	Cumple
	ACI 318, (2019)				
ρ mínima (1%)	Sección 10.6.1.1	2.05%	1.58%	1.40%	Sí
ρ máxima (8%)	Sección 10.6.1.1	2.05%	1.58%	1.40%	Sí
L_0 mínima	Sección 18.7.5.2	60 cm	60 cm	70 cm	Sí (prov. 60 cm)
Separación estribos L_0	Sección 18.7.5.3	10 cm	10 cm	10 cm	Sí
$A_{sh,min}$	Sección 18.7.5.4	3.78 cm^2	3.78 cm^2	5.30 cm^2	No (prov. 1.01 cm^2)
Diámetro estribos	NEC-SE-HM	8 mm	8 mm	8 mm	No (mín. 10 mm)

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

La porción de columna comprendida entre el nivel de piso y la cara inferior de la viga, con una altura libre aproximada de 2.0 m, podría comportarse como una columna corta frente a deformaciones laterales del sistema estructural. Esta condición se presenta cuando la relación entre la altura libre del elemento y su dimensión transversal es reducida, lo que conduce a una concentración de deformaciones por cortante y a un incremento del riesgo de falla frágil. En

consecuencia, esta tipología de columna requiere una verificación rigurosa de su capacidad resistente a cortante.

La verificación del cumplimiento de los principales requisitos normativos aplicables a las columnas analizadas se resume en la Tabla 1.3.

1.4.4 Vigas de hormigón armado

Tipología y clasificación de vigas

El sistema de vigas del Edificio B1 presenta una combinación de dos tipologías principales: vigas banda (embebidas en el espesor de la losa) y vigas peraltadas (con peralte mayor al espesor de la losa). Esta combinación responde a diferentes necesidades estructurales y arquitectónicas a lo largo de la edificación.

Vigas Banda: Con Sección transversal de 40×30 cm, estas vigas están embebidas dentro del espesor de la losa, lo que las hace menos visibles arquitectónicamente, pero impone limitaciones en su peralte efectivo. Se han identificado cinco subtipos (B1 a B5) diferenciados por su configuración de refuerzo longitudinal. El refuerzo transversal consiste en estribos de 8 mm de diámetro con separación de 10 cm en zonas de confinamiento y 20 cm en el centro del claro.

Vigas Peralgadas: Esta categoría incluye tres variantes principales:

- Viga V1 (30×60 cm): Localizada en zonas de aulas especiales.
- Vigas V2/V3 (30×60 cm): Ubicadas en el núcleo de escaleras, con diferente configuración de armadura.
- Viga V4 (20×120 cm): Viga de gran peralte en áreas de auditorio, que presenta el riesgo potencial de crear condiciones de columna corta en las columnas que la soportan.

Características de armado por tipo

En este apartado se presentan las características geométricas y de armado de las vigas identificadas en la edificación, las cuales han sido agrupadas según su tipología estructural. Estas vigas cumplen principalmente funciones de amarre, distribución de cargas y control de deformaciones. Las principales características geométricas y de refuerzo transversal de las vigas, clasificadas por tipo, se resumen en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4 Características de las vigas según su tipo

Tipo de Viga	Sección (cm)	Ag (cm ²)	Ig (cm ⁴)	Acero Transversal	Observaciones
B1 a B5	40 × 30	1200	90,000	Φ8 mm	Vigas banda
V1	30 × 60	1800	540,000	Φ10 mm	Vigas peraltadas
V2, V3	30 × 60	1800	540,000	Φ10 mm	Vigas peraltadas
V4	20 × 120	2400	2,880,000	Φ14 mm	Viga gran peralte

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Cuantías de acero longitudinal

El análisis de los planos estructurales permitió determinar las cuantías de acero longitudinal correspondientes al momento negativo en los extremos de las vigas, diferenciando entre vigas banda y vigas peraltadas. Las cuantías de acero longitudinal en vigas banda se presentan en la Tabla 1.5, mientras que las cuantías de las vigas peraltadas se resumen en la Tabla 1.6.

Tabla 1.5 Cuantías en vigas banda para momento negativo

Tipo	Extremo i Superior	Extremo i Inferior	Extremo j Superior	Extremo j Inferior	Recubrimiento (mm)
B1	1.47%	0.52%	1.47%	0.52%	44/43
B2	1.37%	0.42%	1.37%	0.42%	43/42
B3	2.88%	0.42%	2.88%	0.42%	45/42
B4	2.88%	0.42%	1.37%	0.42%	45/42
B5	1.58%	0.52%	1.58%	0.52%	44/43

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.6 Cuantías en vigas peraltadas para momento negativo

Tipo	Extremo i Superior	Extremo i Inferior	Extremo j Superior	Extremo j Inferior	Recubrimiento (mm)
V1	1.45%	0.64%	1.45%	0.64%	45/44
V2, V3	0.83%	0.42%	0.83%	0.42%	46/44
V4	0.62%	0.32%	0.62%	0.32%	50/48

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Verificación de requisitos normativos

Dimensiones mínimas

De acuerdo con la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015b), en la Sección 4.2, las vigas de hormigón armado deben cumplir con requisitos mínimos de dimensiones geométricas, a fin de garantizar un comportamiento estructural adecuado. En particular, el ancho mínimo de la sección transversal debe satisfacer la condición indicada en la Ecuación (1.13), mientras que la altura mínima se establece en función de las condiciones de apoyo conforme a la tabla correspondiente de la norma.

$$b_{min} = \max(25 \text{ cm}, 0.3 \cdot h) \quad (1.13)$$

La verificación del cumplimiento de los requisitos de ancho mínimo para las distintas tipologías de vigas identificadas en la edificación se resume en la Tabla 1.7.

Tabla 1.7 Control de dimensiones mínimas en vigas

Tipo	Dimensiones (cm)	h (cm)	Ancho mínimo (cm)	Cumple
B1 a B5	40×30	30	máx (25; 0.3·30) = 25	Sí
V1, V2, V3	30×60	60	máx (25; 0.3·60) = 25	Sí
V4	20×120	120	máx (25; 0.3·120) = 36	No

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Confinamiento en vigas

De acuerdo con la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015b), en la Sección 4.2.3, las vigas de hormigón armado deben cumplir requisitos específicos de confinamiento con el fin de garantizar un comportamiento dúctil adecuado frente a acciones sísmicas. En particular, el diámetro mínimo del refuerzo transversal debe ser de 10 mm, condición que no se cumple en las vigas banda, las cuales presentan estribos de 8 mm de diámetro.

Adicionalmente, la separación máxima de los estribos en las zonas de confinamiento, definidas como una longitud igual a 2h medida desde la cara del nudo, debe satisfacer la condición indicada en la Ecuación (1.14), la cual limita la separación del refuerzo transversal en función de la altura efectiva de la viga, del diámetro mínimo de la armadura longitudinal y de un valor absoluto máximo.

$$s \leq \min\{d4, 6 \cdot d_{b, min}, 200 \text{ mm}\} \quad (1.14)$$

Cuantía mínima de acero longitudinal (ACI 318, (2019)- Sección 9.6.1.2):

De acuerdo con el ACI 318 (2019), Sección 9.6.1.2, la cuantía mínima de acero longitudinal en vigas de hormigón armado debe satisfacer la condición indicada en la Ecuación (1.15), con el fin de garantizar un comportamiento adecuado frente a la fisuración y evitar fallas frágiles.

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{(0.8 \cdot \sqrt{f'_c})}{f_y}, \frac{14}{f_y} \right\} \quad (1.15)$$

Considerando una resistencia a la compresión del hormigón de $f'_c = \frac{210 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$

y una resistencia a la fluencia del acero de $f_y = \frac{2800 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$, se obtiene:

$$\rho_{\min} = \max \left\{ \frac{(0.8 \cdot \sqrt{210})}{f_y} = 0.00414, \frac{14}{2800} = 0.0050 \right\} = 0.0050 = 0.50$$

Por lo tanto, la cuantía mínima de acero longitudinal requerida es 0.50%.

Cuantía máxima de acero longitudinal ($\rho_{\max}$)

Tabla 1.8 Control de cuantía de acero longitudinal

Tipo	ρ mínima (0.50%)	ρ provista	ρ máxima (2.5%)	Cumple	Base de Verificación
B1	0.50%	1.47%	2.5%	Sí	$0.50\% < 1.47\% < 2.5\%$
B2	0.50%	1.37%	2.5%	Sí	$0.50\% < 1.37\% < 2.5\%$
B3	0.50%	2.88%	2.5%	No	$2.88\% > 2.5\%$
B4	0.50%	2.88%	2.5%	No	$2.88\% > 2.5\%$
B5	0.50%	1.58%	2.5%	Sí	$0.50\% < 1.58\% < 2.5\%$
V1	0.50%	1.45%	2.5%	Sí	$0.50\% < 1.45\% < 2.5\%$
V2, V3	0.50%	0.83%	2.5%	Sí	$0.50\% < 0.83\% < 2.5\%$
V4	0.50%	0.62%	2.5%	Sí	$0.50\% < 0.62\% < 2.5\%$

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

De acuerdo con el ACI 318 (2019), Sección 9.3.3.1, la cuantía máxima de acero longitudinal en vigas de hormigón armado debe limitarse al valor indicado en la Ecuación (1.16), con el objetivo de garantizar un comportamiento dúctil adecuado y evitar fallas frágiles por aplastamiento del hormigón.

$$\rho_{max} = 0.025 \quad (1.16)$$

La verificación del cumplimiento de los límites mínimo y máximo de cuantía de acero longitudinal, en función del refuerzo efectivamente provisto en las vigas analizadas, se resume en la Tabla 1.8.

1.4.5 Sistema de losas

Configuración estructural

El sistema de entrepiso del Edificio B1 está constituido por losas alivianadas con bloque de pómez, con un espesor total de 30 cm. La configuración típica incluye una loseta superior de compresión de 5 cm de espesor, nervios estructurales de 10×30 cm espaciados cada 40 cm, y bloques de alivianamiento de pómez con dimensiones estándar de $10 \times 25 \times 40$ cm.

Áreas de macizado y refuerzo

Para garantizar una adecuada transferencia de cargas concentradas y resistir esfuerzos de punzonamiento en las conexiones con columnas, se especifican áreas de macizado alrededor de los apoyos. Según los planos estructurales, estas áreas tienen una longitud de 2.6 metros, lo que representa aproximadamente el 43% de la luz típica de 6.0 metros entre ejes de columnas.

El refuerzo de la losa consiste en malla electrosoldada en la loseta de compresión y barras corrugadas en los nervios, dimensionadas para resistir los momentos flectores positivos y negativos correspondientes a las condiciones de carga de servicio. En las áreas de macizado, se incrementa la cuantía de refuerzo para proporcionar mayor capacidad a cortante y punzonamiento.

1.5 Caracterización de la mampostería no reforzada

1.5.1 Descripción y contexto histórico

Los cerramientos verticales y divisiones internas del Edificio B1 están contruidos con muros de mampostería no reforzada de ladrillo cerámico de 15 cm de espesor, confinados dentro de los pórticos de hormigón armado. Esta tipología constructiva representa una transición tecnológica característica de la arquitectura cuencana de finales del siglo XX, donde sistemas tradicionales como el bahareque y el adobe fueron progresivamente reemplazados por mampostería de ladrillo (Cajamarca *et al.*, 2024).

La mampostería en este edificio cumple funciones primarias de cerramiento y división espacial, pero desde una perspectiva estructural, su interacción con el esqueleto de hormigón bajo cargas

laterales podría ser significativa (Cajamarca *et al.*, 2024). Investigaciones recientes destacan que la inclusión o exclusión de la mampostería en modelos estructurales tiene un efecto determinante sobre la rigidez lateral, los períodos fundamentales y la respuesta a carga lateral de edificaciones de hormigón armado (Asteris, Kakaletsis, *et al.*, 2011).

1.5.2 Propiedades de la mampostería tradicional según Cajamarca *et al.* (2024)

Considerando los antecedentes documentados para las edificaciones patrimoniales del Centro Histórico de Cuenca (Cajamarca *et al.*, 2024), se adoptan las propiedades mecánicas y físicas indicadas en la Tabla 1.9. Estos valores son representativos de los sistemas de mampostería tradicional que utilizan ladrillo cerámico artesanal de la región, cuya resistencia varía significativamente según el lugar de fabricación, reflejando la falta de estandarización técnica en la producción local (Cajamarca *et al.*, 2024).

Tabla 1.9 Propiedades físicas y mecánicas de mampostería artesanal en edificaciones patrimoniales

Lugar	Resistencia ($f_{b,cr}$)	Resistencia Flexión ($f_{b,tr}$)	Autor
Sinincay	9.1 MPa	1.1 MPa	V. Arias & E. Durán
Racar	5.5 MPa	0.7 MPa	V. Arias & E. Durán
Caleras	10.3 MPa	1.1 MPa	V. Arias & E. Durán
Mayancela	5.81 MPa a 15.5 MPa	No especifica	F. Neira & L. Ojeda
Tejar	8.12 MPa	No especifica	F. Neira & L. Ojeda
Susudel	10.6 MPa	No especifica	E. Zalamea
Oña	9.96 MPa	No especifica	E. Zalamea
Sayausi	6.3 MPa	No especifica	E. Zalamea
Promedio Provincial	10.2 MPa	2.5 MPa	J. Molina & J. Rodas

Fuente: (Cajamarca *et al.*, 2024)

Elaboración: Autores

Para complementar la revisión bibliográfica, se analizaron las propiedades mecánicas de los materiales complementarios empleados en sistemas de mampostería confinada, reportadas por (Cajamarca *et al.*, 2024). Estos parámetros, que contribuyen a la caracterización física y mecánica del sistema constructivo, se presentan en la Tabla 1.10.

Tabla 1.10 Propiedades mecánicas de los materiales complementarios para el modelo de mampostería confinada

Material	Propiedad	Valor Documentado
Hormigón	Resistencia compresión (f'_c)	32 MPa
Acero	Límite de fluencia (f_y)	420 MPa
Mortero (Obra)	Resistencia compresión ($f_{b,c}$)	6.1 – 12.9 MPa
Mortero (Lab)	Resistencia compresión ($f_{b,c}$)	10.2 – 16.0 MPa

Fuente: (Cajamarca et al., 2024)

Elaboración: Autores

1.5.3 Caracterización mecánica de la mampostería según García et al. (2024)

La investigación de (García et al., 2024), se fundamenta en un proceso de caracterización multiescala que inicia con ensayos de laboratorio y culmina en la obtención de propiedades efectivas mediante homogeneización numérica.

A. Unidades de mampostería y materiales base (Fase Experimental)

Tabla 1.11 Resultados experimentales de resistencia y deformación por sector de producción.

Sector / Productor	Tipo de unidad	(f_c) [MPa]	(ϵ_p)
Sinincay	Hueco	1.64 – 2.40	0.011 – 0.013
Sinincay	Macizo	7.72 – 8.91	0.0026 – 0.0031
Racar	Hueco	1.82 – 2.80	0.007 – 0.010
Racar	Macizo	5.58 – 8.50	0.0022 – 0.0029
El Tejar	Hueco	1.28 – 1.97	0.003 – 0.009
El Tejar	Macizo	1.71 – 4.83	0.0015 – 0.0022
Media Global	Hueco	1.90	0.0088
Media Global	Macizo	6.07	0.0024

Fuente: (García et al., 2024)

Elaboración: Autores

Los autores realizaron una campaña experimental sobre 144 ladrillos huecos (tochana) y 149 ladrillos macizos (panelón) provenientes de tres sectores clave de producción artesanal e

industrial en la región 2. Los resultados de resistencia a la compresión (f_c) y deformación unitaria en el pico de esfuerzo (ε_p) se detallan en la Tabla 1.11.

B. Propiedades mecánicas completas de los constituyentes

Para alimentar los modelos numéricos, García *et al.* (2024), definieron un conjunto completo de propiedades mecánicas para el ladrillo y el mortero (mezcla 1:3 cemento-arena). Debido a que los equipos de laboratorio convencionales no capturan el comportamiento post-pico (ablandamiento), las energías de fractura y resistencias residuales se estimaron mediante relaciones empíricas validadas en la literatura técnica (García *et al.*, 2024). Estos valores se presentan en la Tabla 1.12.

Tabla 1.12 Base de datos completa de propiedades para ladrillos y mortero (Valores medios).

Propiedad	Símbolo	Ladrillo Hueco	Ladrillo Macizo	Mortero (1:3)	Unidad
Resistencia a compresión	(f_c)	1.90	6.07	8.40	MPa
Deformación en el pico	(ε_p)	0.0088	0.0024	0.0020	—
Módulo de elasticidad	(E)	432	5058	4500	MPa
Coefficiente de Poisson	(ν)	0.18	0.17	0.20	—
Resistencia a tracción	(f_t)	0.13	0.42	0.80	MPa
Energía de fractura a tracción	(G_t)	0.004	0.012	0.035	N/mm
Resistencia elástica inicial a compresión	(f_{c0})	0.63	2.02	—	MPa
Resistencia residual a compresión	(f_r)	0.19	0.61	—	MPa
Energía de fractura a compresión	(G_c)	3.04	9.71	—	N/mm

Fuente: (García *et al.*, 2024)

Elaboración: Autores

C. Propiedades efectivas sugeridas para el diseño estructural

Como conclusión de su estudio, García *et al.* (2024) presentan una caracterización experimental detallada de los materiales constituyentes de la mampostería, incluyendo propiedades mecánicas del ladrillo y del mortero obtenidas mediante ensayos normalizados.

En el presente trabajo, se adoptan los valores reportados en la Tabla 4 del citado estudio, los cuales corresponden a propiedades mecánicas promedio del conjunto ladrillo–mortero y constituyen una base adecuada para la calibración de modelos constitutivos normativos y empíricos. Dichas propiedades son únicamente del del ladrillo hueco y se resumen en la Tabla 1.13.

Tabla 1.13 Base de datos de propiedades homogenizadas por García *et al.* (2024).

Estad.	$\bar{E}$ MPa	$\bar{G}$ MPa	$\bar{f}_t$ MPa	$\bar{G}_t$ N/mm	$\bar{f}_{c0}$ MPa	$\bar{f}_c$ MPa	$\bar{f}_r$ MPa	$\bar{G}_c$ N/mm	$\bar{\epsilon}_p$
VREs dir. y — huecos									
Media	460.5	93.57	0.096	0.0023	0.656	1.328	0.226	2.834	0.0056
VREs dir. x — huecos									
Media	514.6	133.2	0.068	0.0009	0.48	1.770	0.260	3.56	0.008

Fuente: (García *et al.*, 2024)

Elaboración: Autores

1.6 Modelos constitutivos esfuerzo–deformación

1.6.1 Modelo Constitutivo de Kaushik *et al.* (2007)

Para el análisis no lineal de la mampostería no reforzada se adopta el modelo constitutivo propuesto por Kaushik *et al.* (2007), el cual permite definir la curva completa esfuerzo–deformación bajo compresión uniaxial a partir de las resistencias mecánicas del ladrillo y del mortero.

La resistencia a compresión de la mampostería se estima mediante la expresión empírica indicada en la Ecuación (1.17):

$$f'_m = 0.83 \cdot (f'_b)^{0.66} \cdot (f'_{mo})^{0.33} \quad (1.17)$$

Donde:

f'_b es la resistencia a compresión del ladrillo.

f'_{mo} es la resistencia a compresión del mortero.

Puntos característicos de la curva esfuerzo–deformación

El modelo constitutivo define la respuesta mecánica de la mampostería mediante seis puntos de control, los cuales describen el tramo elástico inicial, el pico resistente y el ablandamiento post-pico. Las expresiones analíticas que definen dichos puntos se presentan en la Tabla 1.14.

Tabla 1.14 Puntos característicos del modelo constitutivo de Kaushik et al. (2007)

Punto	Deformación (ϵ)	Esfuerzo (σ)
1. Inicio	$\epsilon = 0.2 \cdot \frac{f'_m}{E_m}$	$\sigma = 0.3 \cdot f'_m$
2. Proporcionalidad	$0.45 \cdot \frac{f'_m}{E_m}$	$0.9 \cdot f'_m$
3. Pico resistente	$\frac{f'_m}{E_m}$	f'_m
4. Inicio de descenso	$2 \cdot \frac{f'_m}{E_m}$	$0.9 \cdot f'_m$
5. Post-pico	$4 \cdot \frac{f'_m}{E_m}$	$0.7 \cdot f'_m$
6. Deformación última	0.0035	$0.2 \cdot f'_m$

Fuente: (Kaushik et al., 2007)

Elaboración: Autores

1.6.2 Caracterización mecánica según el Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1)

El *European Committee for Standardization* (2004), establece las directrices para el diseño de estructuras de mampostería, proporcionando un marco analítico para determinar la resistencia y deformabilidad del material. A diferencia de modelos puramente experimentales, esta normativa se basa en relaciones semi empíricas que vinculan la resistencia de los componentes (ladrillo y mortero) con la capacidad global del sistema.

A. Resistencia característica a la compresión (f_k)

De acuerdo con la cláusula 3.6.1.2 del *European Committee for Standardization* (2004), la resistencia característica a la compresión de la mampostería (f_k) se determina mediante la siguiente ecuación:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta \quad (1.18)$$

Donde:

K : Es una constante que depende del tipo de unidad de mampostería y la orientación de las juntas. Para unidades de arcilla tipo Grupo 1 (macizas) o Grupo 2 (huecas), K suele oscilar entre 0.45 y 0.55.

f_b : Resistencia normalizada a la compresión de la unidad de mampostería (ladrillo) [MPa].

f_m : Resistencia a la compresión del mortero [MPa].

α, β : Exponentes de ajuste, comúnmente adoptados como 0.7 y 0.3 respectivamente.

B. Módulo de Elasticidad (E)

El *European Committee for Standardization* (2004), define la rigidez de la mampostería para el análisis estructural mediante el módulo de elasticidad secante (E). Según la cláusula 3.7.2, a falta de ensayos directos, se puede emplear la siguiente relación:

$$E = K_E * f_k \quad (1.19)$$

Donde: K_E es un factor de proporcionalidad. El valor recomendado por la norma es 1000, aunque los anexos nacionales pueden ajustar este valor según el tipo de material.

C. Relación Esfuerzo-Deformación ($\sigma - \varepsilon$)

Para el análisis de secciones no lineales, el *European Committee for Standardization* (2004), propone un modelo constitutivo de tipo parábola-rectángulo. La formulación matemática de la fase parabólica está dada por:

$$\sigma = f_d \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \right)^n \right] \quad (1.20)$$

Donde:

f_d : Resistencia de diseño a la compresión $\left(\frac{f_k}{\gamma_M} \right)$.

ε_m : Deformación correspondiente a la resistencia máxima, fijada en 0.002 (2.0‰).

ε_u : Deformación última de rotura, fijada en 0.0035 (3.5‰) para mampostería no reforzada.

n : Exponente que define la curvatura, usualmente tomado como 2 para una parábola de segundo grado.

D. Resistencia al Corte (f_{vk})

La normativa (cláusula 3.6.2) define la resistencia característica al corte como el menor valor obtenido entre la falla por deslizamiento y la falla por tracción diagonal, utilizando la fórmula de *Mohr-Coulomb*:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 * \sigma_d \quad (1.21)$$

Donde:

f_{vk0} : Resistencia inicial al corte (cohesión) bajo carga vertical nula.

σ_d : Esfuerzo de compresión perpendicular al plano de deslizamiento.

0.4: Representa el coeficiente de fricción interna aproximado de las juntas.

1.6.3 Curva paramétrica esfuerzo–deformación del concreto simple (ETABS/CSI)

En ETABS, la respuesta constitutiva de los materiales se define mediante curvas esfuerzo–deformaciones construidas a partir de una serie de puntos (ε, f) ingresados por el usuario. Adicionalmente, para materiales como el concreto, el programa incluye modelos, entre ellas, la curva “Simple” y la de “Mander”.

Dentro de estas opciones, la curva paramétrica “Simple” para concreto define el comportamiento a compresión uniaxial mediante dos tramos, un tramo parabólico ascendente hasta el pico resistente, y un tramo lineal descendente hasta la deformación última (CSI, 2023).

A. Tramo parabólico

Para deformaciones:

$$\varepsilon < \varepsilon'_c \quad (1.22)$$

el esfuerzo se define mediante la siguiente expresión parabólica:

$$f = f'_c * \left[2 * \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (1.23)$$

Donde:

ε : deformación unitaria del concreto.

f : esfuerzo compresión en el concreto.

f'_c : resistencia a compresión del concreto.

ε'_c : deformación correspondiente a (f'_c) .

B. Tramo lineal

Para el rango:

$$\varepsilon'_c < \varepsilon < \varepsilon_u \quad (1.24)$$

la curva adopta una rama lineal descendente definida por:

$$f = f'_c * \left[1 - 0.2 * \left(\frac{\epsilon - \epsilon'_c}{\epsilon_u - \epsilon'_c} \right) \right] \quad (1.25)$$

Donde:

ϵ_u : deformación última del concreto.

Nota. El modelo conserva un esfuerzo residual del 80% al llegar a la deformación última (según la formulación del documento de CSI).

C. Consideración en tracción

El esfuerzo de fluencia a tracción para la curva Simple Concrete se toma como $7.5 \sqrt{f'_c}$ en psi (CSI, 2023).

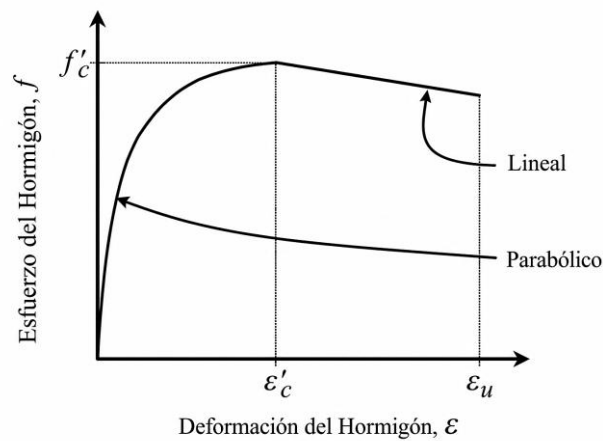


Figura 1.10 Curva esfuerzo–deformación del concreto (modelo paramétrico)

Fuente: (CSI, 2023).

Elaboración: Autores

1.7 Modos de falla de la mampostería

Asteris, Kakaletsis, *et al.* (2011), identifican cinco modos principales de falla para mampostería no reforzada confinada, los cuales dependen de la relación de aspecto del panel, el nivel de confinamiento y la interacción con el pórtico de hormigón armado. Estos mecanismos de falla se resumen en la Tabla 1.15 y en la Figura 1.11 se puede visualizar una gráfica de cada modo de falla.

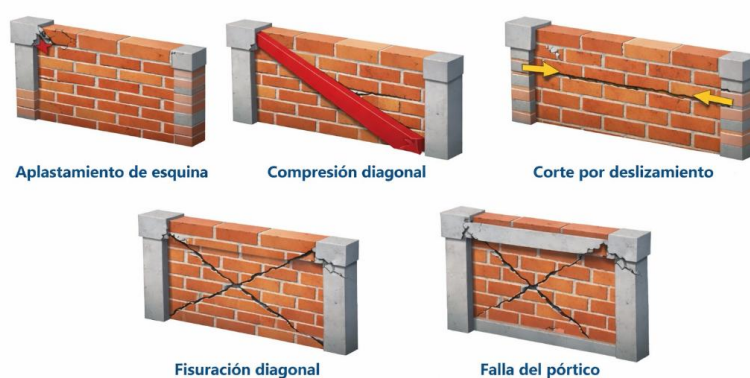


Figura 1.11 Modos de falla característicos de la mampostería no reforzada confinada

Fuente: Asteris, Kakaletsis, et al. (2011)

Elaboración: Autores

Tabla 1.15 Modos de falla característicos de la mampostería no reforzada confinada

Modo de falla	Descripción
Aplastamiento de esquina	Compresión localizada en las esquinas del panel, asociada a altas tensiones de contacto
Compresión diagonal	Formación de un puntal diagonal comprimido que gobierna la resistencia
Corte por deslizamiento	Deslizamiento a lo largo de las juntas de mortero debido a baja resistencia al corte
Fisuración diagonal	Desarrollo de fisuras diagonales por tracción en el alma del panel
Falla del pórtico	Interacción panel-marco que conduce a la falla de los elementos de confinamiento

Fuente: Asteris, Kakaletsis, et al. (2011)

Elaboración: Autores

La presencia de aberturas (ventanas o puertas) incrementa significativamente la complejidad del comportamiento estructural, ya que reduce la rigidez efectiva del panel, altera el flujo de esfuerzos y puede impedir la formación completa del mecanismo de puntal diagonal, promoviendo modos de falla frágiles y localizados (Asteris, Kakaletsis, et al., 2011).

1.8 Macro modelado de la mampostería mediante puntal diagonal equivalente

Para la incorporación de la mampostería de relleno en modelos numéricos de análisis estructural, se adopta el enfoque de macro-modelado mediante puntal diagonal equivalente, ampliamente utilizado en la literatura especializada para representar la contribución global del

panel de mampostería a la rigidez lateral del sistema estructural (Asteris, Antoniou, *et al.*, 2011). Este método idealiza el panel de mampostería como un elemento axial comprimido, orientado a lo largo de la diagonal principal del marco, capaz de reproducir de forma aproximada el comportamiento global del *infill* bajo acciones laterales.

El modelo de puntal equivalente se fundamenta en la observación experimental de que, ante solicitaciones sísmicas, la mampostería desarrolla predominantemente trayectorias diagonales de compresión, mientras que su resistencia a tracción es despreciable. En consecuencia, el comportamiento del panel puede representarse mediante un elemento axial cuya rigidez depende tanto de las propiedades del panel de mampostería como de la interacción con el marco de hormigón armado que lo confina.

1.8.1 Geometría del puntal diagonal equivalente

La longitud del puntal diagonal equivalente, L_d , se define geométricamente como la diagonal del panel de mampostería:

$$L_d = \sqrt{h_w^2 + L_w^2} \quad (1.26)$$

Donde:

h_w es la altura libre del panel de mampostería.

L_w es la longitud del panel medida entre ejes de los elementos de confinamiento.

El ángulo de inclinación del puntal diagonal respecto a la horizontal se obtiene mediante:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_w}{L_w} \right) \quad (1.27)$$

Este ángulo se emplea posteriormente en la evaluación de la interacción marco–mampostería.

1.8.2 Parámetro de rigidez relativa marco–mampostería

La interacción entre el panel de mampostería y el marco de hormigón armado se caracteriza mediante el parámetro de rigidez relativa λ_h , originalmente propuesto por Stafford Smith y adoptado posteriormente por Asteris, Antoniou, *et al.*, (2011) y Mainstone (1971). Este parámetro se define como:

$$\lambda_h = h_c \cdot \left(\frac{E_w \cdot t_w \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_w} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (1.28)$$

Donde:

h_c es la altura de la columna entre ejes de vigas.

E_w es el módulo de elasticidad de la mampostería.

t_w es el espesor del panel de mampostería.

E_c es el módulo de elasticidad del concreto del marco.

I_c es el momento de inercia de la columna.

1.8.3 Ancho efectivo del puntal diagonal equivalente

El ancho efectivo del puntal diagonal equivalente, (w_d), se determina mediante la formulación empírica propuesta por Mainstone (1971), ampliamente adoptada en evaluaciones estructurales y reconocida por su compatibilidad con análisis globales de edificaciones existentes:

$$w_d = 0.175 \cdot h_c \cdot \lambda_h^{-0.4} \quad (1.29)$$

Esta expresión permite estimar el ancho efectivo del puntal en función de la rigidez relativa entre el panel de mampostería y el marco estructural, constituyendo una de las formulaciones más utilizadas y validadas en la literatura técnica.

1.8.4 Área efectiva del puntal diagonal

El área transversal efectiva del puntal diagonal equivalente, A_d , se define como:

$$A_d = w_d \cdot t_w \quad (1.30)$$

donde t_w corresponde al espesor del panel de mampostería. Esta área representa la sección axial equivalente a través de la cual se transmite la compresión diagonal en el panel.

1.8.5 Rigidez axial del puntal diagonal equivalente

La rigidez axial del puntal diagonal equivalente, K_d , se calcula a partir de la relación clásica de rigidez axial de un elemento tipo barra:

$$K_d = \frac{E_w \cdot A_d}{L_d} \quad (1.31)$$

Donde:

E_w es el módulo de elasticidad de la mampostería.

A_d es el área transversal efectiva del puntal.

L_d es la longitud del puntal diagonal equivalente.

1.9 Fundamento de los elementos empleados en la modelación numérica

La modelación numérica de una estructura en ETABS no se reduce a trazar geometría, cada componente físico como una viga, losa o un panel de mampostería es traducido internamente por el programa a un tipo de elemento finito con una formulación matemática específica, grados de libertad propios y relaciones fuerza-deformación definidas.

En el presente modelo se emplean tres tipos de elementos: el elemento *frame*, utilizado para vigas y columnas de hormigón armado; el elemento *shell* en su formulación de membrana completa, utilizado para las losas alivianadas; y el elemento *link*, utilizado para representar el puntal diagonal equivalente de la mampostería, cuya derivación geométrica y mecánica fue desarrollada en la sección precedente.

1.9.1 Elemento *frame*: vigas y columnas

Según el Capítulo 7 del *CSI Analysis Reference Manual* (CSI, 2025), el elemento *Frame* utiliza una formulación general tridimensional de barra-columna que incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones por cortante biaxial, con base en la formulación de Bathe y Wilson (1976). Se modela como una línea recta que conecta dos nodos, denominados extremo I y J, activando los seis grados de libertad en cada nodo: tres traslaciones (U_1 , U_2 , U_3) y tres rotaciones (R_1 , R_2 , R_3).

El sistema de coordenadas local del elemento define el eje 1 como el eje longitudinal (dirigido del nodo I al nodo J), el eje 2 como el eje transversal en el plano vertical, y el eje 3 como el eje horizontal. Las propiedades de la sección transversal son ingresadas por el usuario como la base, altura y área de acero correspondiente a la sección, y en función de estos se obtienen parámetros geométricos: el área transversal (a), los momentos de inercia (i_{33} e i_{22}) respecto a los ejes locales 3 y 2, la constante torsional (j) y las áreas de cortante efectivas (as_2 , as_3). A partir de estos datos y de las propiedades del material, el programa calcula automáticamente la matriz de rigidez del elemento mediante integración numérica.

1.9.2 Elemento *Shell*: sistema de losas

El elemento *Shell*, descrito en el Capítulo 10 del *CSI Analysis Reference Manual* (CSI, 2025), es un elemento de área de tres o cuatro nodos que combina comportamiento de membrana; resistencia a cargas en el plano del elemento, mediante un módulo traslacional e-p y rigidez de perforación y comportamiento de placa; flexión fuera del plano, con dos componentes de rigidez rotacional y un componente traslacional perpendicular al plano. El manual establece

que cada nodo del elemento Shell posee los seis grados de libertad indicados para el elemento *frame*.

El programa ofrece dos formulaciones. La primera, denominada *shell* homogéneo, permite seleccionar entre tres opciones: membrana pura que modela únicamente el comportamiento en el plano, placa pura, que modela solo la flexión fuera del plano y *shell* completo que activa ambos comportamientos simultáneamente y es la opción recomendada por el manual para estructuras tridimensionales.

Para el comportamiento de placa se puede elegir entre la formulación de placa delgada de *Kirchhoff*, que desprecia las deformaciones por cortante transversal, y la formulación de placa gruesa de *Mindlin/Reissner*, que las incluye y es generalmente más precisa (CSI, 2025). La segunda formulación, el *shell* estratificado o *layered*, permite definir capas con materiales independientes y comportamiento no lineal, lo que resulta útil para el modelado detallado de muros de concreto con refuerzo distribuido.

1.9.3 Elemento *link*: puntal diagonal equivalente de la mampostería

El elemento *Link*, cuya descripción completa se encuentra en los Capítulos 14 y 15 del *CSI Analysis Reference Manual* (CSI, 2025), es el elemento de mayor versatilidad del programa. A diferencia del *frame* y el *shell*, puede tener longitud finita o longitud cero, lo que permite conectar dos nodos coincidentes con propiedades de rigidez y amortiguamiento definidas por el usuario.

El manual lo define como sigue: cada elemento está compuesto internamente por seis resortes independientes, uno para cada grado de libertad deformacional: extensional (axial), cortante en las dos direcciones transversales (locales 2 y 3), torsional y flexión pura en los dos planos (CSI, 2025).

Para cada resorte puede especificarse una relación fuerza-deformación de tipo lineal o no lineal. Entre los tipos de propiedades no lineales disponibles que son relevantes para el presente estudio se encuentran: *Multi-linear Plastic*, que permite definir una relación fuerza-deformación multilineal con descarga histerética; *Gap*, que activa el resorte solo en compresión; y *Hook*, que lo activa solo en tensión (CSI, 2025).

Cuando se utilizan propiedades no lineales, el programa requiere también la especificación de rigideces efectivas lineales (ke) para los análisis modales y de espectro de respuesta, en los que las propiedades no lineales son sustituidas por su equivalente lineal.

La elección del elemento *link* para representar el puntal diagonal equivalente de la mampostería responde directamente a la naturaleza del macro-modelado desarrollado en la sección 1.6: el puntal idealizado trabaja esencialmente en compresión a lo largo de su diagonal, transmitiendo la rigidez lateral de la mampostería al marco de hormigón armado.

Para implementar este comportamiento, se asignó al resorte axial del elemento *link* la curva fuerza-deformación derivada de la caracterización mecánica de la mampostería según Kaushik *et al.*, (2007), procesada a través de las expresiones de Mainstone (1971).

Los restantes grados de libertad del elemento *link* se mantuvieron con rigidez cero, de modo que el elemento actúa exclusivamente como barra diagonal comprimida, en coherencia con la hipótesis fundamental del macro modelado (Asteris, Antoniou, *et al.*, 2011).

1.10 Modelos estructurales analizados en ETABS

1.10.1 Modelo 1: Mampostería considerada únicamente como carga

La modelación numérica del Edificio B1 se realizó en ETABS, siguiendo los lineamientos de la NEC y ASCE/SEI 41-23 para edificaciones existentes. El modelo reproduce la distribución de masas, rigideces y mecanismos inelásticos relevantes mediante plasticidad concentrada en elementos críticos. Los parámetros generales del modelo se resumen en la Tabla 1.16.

Tabla 1.16 Parámetros generales del modelo

Parámetro	Valor	Observación
Sistema de unidades	tnf – m – °C	Coherente con planos
Niveles	4	Planta baja + 3 pisos
Altura de entrepiso	3.60 m	Uniforme en todos los niveles
Condición de borde	Empotramiento	Base en nivel 0 (Rodríguez <i>et al.</i> , 2019)

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Definición de materiales

Las propiedades de los materiales se definieron a partir de los planos estructurales y valores normativos. En la Tabla 1.17 se presentan las propiedades ingresadas para el hormigón y el acero de refuerzo.

Tabla 1.17 Propiedades de materiales ingresadas en ETABS

Material	Propiedad	Valor	Unidad	Fuente
Hormigón	f'_c	210	$\frac{kg}{cm^2}$	Planos estructurales
	E_c	21538	MPa	
	Peso específico	2400	$\frac{kg}{m^3}$	Valor estándar
	Coefficiente de Poisson	0.2	—	Valor estándar
Acero	F_y	2800	$\frac{kg}{cm^2}$	Planos estructurales
	E_s	2.1×10^6	$\frac{kg}{cm^2}$	Valor estándar

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Definición de secciones estructurales

Tabla 1.18 Secciones estructurales y parámetros de modelación

Elemento	Tipo	Sección (cm)	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	Factor de rigidez
Columnas	C1	40 × 60	10 Ø 25 mm	Ø 8 mm @ 10/20 cm	0.7
	C2	40 × 60	10 Ø 22 mm	Ø 8 mm @ 10/20 cm	0.7
Vigas banda	B1–B5	40 × 30	Según Tabla 1.5	Ø 8 mm @ 10/20 cm	0.2
Vigas peraltadas	V1, V2, V3	30 × 60	Según Tabla 1.6	Ø 10 mm @ 10/20 cm	0.2
	V4	20 × 120	Según Tabla 1.6	Ø 14 mm @ 10/20 cm	0.2

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Las secciones transversales de columnas y vigas se crearon conforme a la geometría y refuerzo detallados en planos disponibles. Para elementos de hormigón armado en estado agrietado, se aplicaron factores de reducción de rigidez según ASCE/SEI 41-23. La Tabla 1.18 resume las secciones definidas y sus parámetros de modelación.

Modelación del sistema de losas

El sistema de entrepiso corresponde a losas alivianadas con bloque de pómez de 30 cm de espesor. Para su representación en ETABS se adoptó el criterio de losa equivalente, calculando un espesor macizo que conserve la inercia a flexión y el peso real del sistema. Las propiedades de la losa equivalente se presentan en la Tabla 1.19.

Tabla 1.19 Propiedades de la losa equivalente

Propiedad	Valor	Observación
Sistema original	Losa alivianada $e = 30$ cm	Loseta 5 cm + nervios 10×30 cm @ 40 cm + bloque pómez
Inercia original	83333 cm ⁴	Calculada según geometría
Espesor equivalente	21.54 cm	Igualación de inercia a flexión
Peso propio	0.20 t/m ²	Volumen hormigón: 0.14 m ³ + bloques: 0.12 t/m ²
Factor de rigidez a flexión	0.25	ASCE/SEI 41-23 (2023, Tabla 6-3)
Factor de rigidez en plano	1.0	ASCE/SEI 41-23 (2023, Tabla 6-3)
Tipo de diafragma	Rígido	Aplicado en todos los niveles (ASCE/SEI 41-23, Sección 6.4.2)

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Asignación de cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales se asignaron de acuerdo con la NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a). Las cargas muertas adicionales por acabados e instalaciones, así como las sobrecargas de uso por tipo de ocupación, se detallan en la Tabla 1.20 y en la Tabla 1.21 tenemos las cargas de servicio.

Tabla 1.20 Cargas gravitacionales ingresadas en ETABS

Concepto	Nivel	Componente	Valor $\left(\frac{t}{m^2}\right)$
CM adicional	1, 2, 3	Baldosa cerámica	0.020
		Contrapiso	0.016
		Terminados/instalaciones	0.010
		Cielo raso	0.005
		Bloque de pómez	0.200

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Tabla 1.21 Cargas de servicio ingresadas en ETABS

Tipo de carga	Tipo de área	Nivel	Valor (t/m ²)
CV (viva)	Aulas	Todos los niveles	0.20
CV (viva)	Pasillo	1 (planta baja)	0.48
CV (viva)	Pasillo	2, 3, 4	0.40
CV (viva)	Cubierta	4	0.07
CV (viva)	Gradas	Todos los niveles	0.4

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

El peso de la mampostería se incorporó como carga muerta a partir de las propiedades definidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), específicamente considerando el caso de ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos) (MIDUVI, 2015a).

Para su determinación, se calculó inicialmente el volumen de cada panel de mampostería mediante el producto del área neta (descontando aberturas de puertas y ventanas según la distribución arquitectónica) por el espesor del muro (15 cm). Posteriormente, dicho volumen se multiplicó por el peso unitario correspondiente (kN/m³), obteniendo así el peso total de cada panel.

En función de su disposición estructural, estas cargas se asignaron de dos maneras: como carga lineal distribuida (kN/m), al dividir el peso total del panel para la longitud de apoyo sobre las vigas; y como carga distribuida superficial (kN/m²), en los casos en que los muros se apoyan directamente sobre las losas.

Adicionalmente, en zonas específicas, principalmente en los bordes del edificio, donde no fue posible aplicar la carga directamente sobre vigas, el peso de la mampostería se redistribuyó en las losas adyacentes, garantizando una representación adecuada de la transferencia de cargas hacia el sistema estructural.

Las Tabla 1.22 y Tabla 1.24 resumen la carga distribuida de paredes sobre vigas en direcciones X e Y respectivamente, considerando las aberturas de ventanas y puertas para determinar el área neta de mampostería en cada planta tipo.

Tabla 1.22 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección X – Parte 1

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Vent. (m²)	Puer. (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	B3-C3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	C3-D3	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	D3-E3	1.23	3.30	4.05			4.05	6.07	1.23	0.495
X	H3-I3	1.23	3.30	4.05			4.05	6.07	1.23	0.495
X	I3-J3	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	J3-K3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	A4-C4	3.30	3.30	10.89	2.49		8.40	12.60	3.30	0.382
X	C4-D4	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	D4-F4	5.60	3.30	18.48		4.70	13.78	20.67	5.60	0.369
X	G4-I4	5.60	3.30	18.48		4.70	13.78	20.67	5.60	0.369
X	I4-J4	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	J4-L4	3.30	3.30	10.89	2.49		8.40	12.60	3.30	0.382
X	A5-C5	3.31	3.30	10.92	2.49		8.43	12.65	3.31	0.382
X	C5-D5	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	D5-F5	5.60	3.30	18.48		6.77	11.71	17.56	5.60	0.314
X	G5-I5	5.60	3.30	18.48		6.77	11.71	17.56	5.60	0.314
X	I5-J5	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.23 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección X – Parte 2

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	J5-L5	3.31	3.30	10.92	2.49		8.43	12.65	3.31	0.382
X	B7-C7	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	C7-D7	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	D6-E6	4.26	3.30	14.05	1.97		12.09	18.13	4.26	0.426
X	G6'-H6	4.35	3.30	14.36	1.97		12.39	18.59	4.35	0.427
X	I7-J7	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	J7-K7	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.24 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 1/2/3 – Dirección Y

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
Y	D4-D5	5.40	3.30	17.82	2.60		15.22	22.83	5.40	0.423
Y	F1-F3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
Y	F3-F4	5.40	3.30	17.82			17.82	26.73	5.40	0.495
Y	F4-F5'	2.45	3.30	8.09	2.60		5.49	8.23	2.45	0.336
Y	G1-G3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	G3-G4	5.40	3.30	17.82			17.82	26.73	5.40	0.495
Y	G4-G5'	2.45	3.30	8.09	2.60		5.49	8.23	2.45	0.336
Y	I4-I5	5.40	3.30	17.82	2.60		15.22	22.83	5.40	0.423

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

A continuación, se presenta la Tabla 1.25 y Tabla 1.26, en la cual se identifican los muros de mampostería cuya carga no pudo ser asignada directamente sobre las vigas y, por tanto, fue redistribuida como carga superficial en las losas adyacentes. Y en la Tabla 1.28, tenemos las paredes que directamente se distribuyen sobre la losa.

Tabla 1.25 Cargas de mampostería para distribuir en losas – Plantas 1/2/3 – Parte I

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	E1-F1	4.57	3.30	15.09	9.25		5.84	8.77	4.57	0.192
X	F1-G1	6.00	3.30	19.80			19.80	29.70	6.00	0.495
X	G1-H1	4.57	3.30	15.09	9.25		5.84	8.77	4.57	0.192
Y	A4-A5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990
Y	B3-B4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	B5-B7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	E1-E3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	H1-H3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	K3-K4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	K5-K7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	L4-L5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.26 Carga distribuida sobre vigas pasado a losas – Planta 1/2/3 - Parte I

ID-L	Á. Panel (m ²)	ID-P	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m ²)
B3-D3-B4-D4	47.1	B3-B4	6.3	3.3	20.79	20.79	31.18	0.066
I3-K3-I4-K4		K3-K4						
A4-D4-A5-D5	57	A4-A5	6.3	3.3	41.58	41.58	62.37	0.109
I4-K4-I5-K5		L4-L5						
B5-D5-B7-D7	47.1	B5-B7	6.3	3.3	20.79	20.79	31.18	0.066
I4-K4-I7-K7		K5-K7						

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.27 Carga distribuida sobre vigas pasado a losas – Planta 1/2/3 - Parte 2

ID-L	Á. Panel (m²)	ID-P	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m²)
E1-F1-E3-D3	44.2332	E1-E3	1.8	3.3	5.94	5.94	8.91	
-D4-F4		E1-F1	4.574	3.3	15.09	5.844	8.766	
					4			
		D3-E3	1.226	3.3	4.045	4.045	6.068	
							23.74	0.053
G1-G4-I4-I3	44.2332	H1-H3	1.8	3.3	5.94	5.94	8.91	
-H3-H1		G1-H1	4.574	3.3	15.09	5.844	8.766	
					4			
		H3-I3	1.226	3.3	4.045	4.045	6.068	
							23.74	0.053
F1-G1-F4-G4	46.8	F1-G1	6	3.3	19.8	19.8	29.7	0.063

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.28 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 1/2/3 – Parte 1

ID-L	Á. Panel (m²)	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Vent. (m²)	Puer. (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m²)
D3-F3-	36	6.60	3.30	21.78			21.78	32.67	0.091
D4-F4									
D5-F5-	32.4	16.84	3.30	55.58	1.97	5.00	48.61	72.92	0.225
D6-F6									
F4-G4-	36	6.40	3.30	21.12			21.12	31.68	0.088
F5G5									

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.29 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 1/2/3 – Parte 2

ID-L	Á. Panel (m ²)	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m ²)
D3-F3- D4-F4	36	6.60	3.30	21.78			21.78	32.67	0.091
D5-F5- D6-F6	32.4	16.84	3.30	55.58	1.97	5.00	48.61	72.92	0.225
F4-G4- F5G5	36	6.40	3.30	21.12			21.12	31.68	0.088
G3-I3- G4-I4	36	6.60	3.30	21.78			21.78	32.67	0.091
G5-I5- G6-I6	32.4	17.43	3.30	57.52	2.20	5.00	50.31	75.47	0.233

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.30 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección X-Parte 1

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	B3-C3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	C3-D3	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Debido a su configuración distinta, el cuarto piso presentó una altura libre de muro de 2.74 m, por lo que sus cargas de mampostería se calcularon independientemente. Debido al volumen de datos, la carga distribuida sobre vigas en la dirección X del cuarto piso se organiza en dos partes: la Tabla 1.30 y la Tabla 1.31. De manera análoga, las cargas en la dirección Y se presentan en la Tabla 1.32. Las paredes cuya carga no pudo asignarse directamente sobre vigas y debió redistribuirse como carga superficial en las losas adyacentes se detallan en las Tabla 1.33 y Tabla 1.34; la conversión de dichas cargas lineales a cargas distribuidas en área se desarrolla en las Tabla 1.35 y Tabla 1.36.

Tabla 1.31 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección X-Parte 2

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	D3-E3	1.23	3.30	4.05			4.05	6.07	1.23	0.495
X	H3-I3	1.23	3.30	4.05			4.05	6.07	1.23	0.495
X	I3-J3	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	J3-K3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	A4-C4	3.30	3.30	10.89	2.49		8.40	12.60	3.30	0.382
X	C4-D4	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	D4-F4	5.60	3.30	18.48		4.70	13.78	20.67	5.60	0.369
X	G4-I4	5.60	3.30	18.48		4.70	13.78	20.67	5.60	0.369
X	I4-J4	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	J4-L4	3.30	3.30	10.89	2.49		8.40	12.60	3.30	0.382
X	A5-C5	3.31	3.30	10.92	2.49		8.43	12.65	3.31	0.382
X	C5-D5	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	D5-F5	5.60	3.30	18.48		6.77	11.71	17.56	5.60	0.314
X	G5-I5	5.60	3.30	18.48		6.77	11.71	17.56	5.60	0.314
X	I5-J5	5.60	3.30	18.48			18.48	27.72	5.60	0.495
X	J5-L5	3.31	3.30	10.92	2.49		8.43	12.65	3.31	0.382
X	B7-C7	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
X	C7-D7	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	D6-E6	4.26	3.30	14.05	1.97		12.09	18.13	4.26	0.426
X	G6'-H6	4.35	3.30	14.36	1.97		12.39	18.59	4.35	0.427
X	I7-J7	5.60	3.30	18.48	11.76		6.72	10.08	5.60	0.180
X	J7-K7	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.32 Carga distribuida de paredes sobre vigas – Planta 4 – Dirección Y

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Vent. (m²)	Puer. (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
Y	A4-A5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990
Y	B3-B4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	B5-B7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	D4-D5	5.40	3.30	17.82	2.60		15.22	22.83	5.40	0.423
Y	E1-E3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	F1-F3	1.65	3.30	5.45			5.45	8.17	1.65	0.495
Y	F3-F4	5.40	3.30	17.82			17.82	26.73	5.40	0.495
Y	F4-F5'	2.45	3.30	8.09	2.60		5.49	8.23	2.45	0.336
Y	G1-G3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	G3-G4	5.40	3.30	17.82			17.82	26.73	5.40	0.495
Y	G4-G5'	2.45	3.30	8.09	2.60		5.49	8.23	2.45	0.336
Y	H1-H3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	I4-I5	5.40	3.30	17.82	2.60		15.22	22.83	5.40	0.423
Y	K3-K4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	K5-K7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	L4-L5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.33 Cargas de paredes para distribuir en losas – Plantas 4 – Parte 1

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Vent. (m²)	Puer. (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
X	E1-F1	4.57	3.30	15.09	9.25		5.84	8.77	4.57	0.192
X	F1-G1	6.00	3.30	19.80			19.80	29.70	6.00	0.495
X	G1-H1	4.57	3.30	15.09	9.25		5.84	8.77	4.57	0.192
Y	A4-A5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.34 Cargas de paredes para distribuir en losas – Plantas 4 – Parte 2

Dir.	Viga	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	L. Viga (m)	C. Dist. (Tn/m)
Y	B3-B4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	B5-B7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	E1-E3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	H1-H3	1.80	3.30	5.94			5.94	8.91	1.80	0.495
Y	K3-K4	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	K5-K7	6.30	3.30	20.79			20.79	31.19	6.30	0.495
Y	L4-L5	6.30	3.30	41.58			41.58	62.37	6.30	0.990

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.35 Carga distribuida sobre paredes pasado a losas – Planta 4 – Parte 1

ID-L	Á. Panel (m ²)	ID-P	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m ²)
B2-D2-B4-D4	51.26	B2-C2	1.85	2.74	5.07	5.07	7.60	
		C2-D2	6.00	2.74	16.44	9.44	14.16	
		B3-B4	6.38	2.74	17.47	17.47	26.20	
							47.96	0.0936
I2-K2-I4-K4	51.26	I2-J2	1.85	2.74	5.07	5.07	7.60	
		J2-K2	6.00	2.74	16.44	9.44	14.16	
		K2-L4	6.38	2.74	17.47	17.47	26.20	
							47.96	0.0936
B5-D5-B8-D8	51.26	B8-C8	1.85	2.74	5.07	5.07	7.60	
		C8-D8	6.00	2.74	16.44	9.44	14.16	
		B5-B8	6.38	2.74	17.47	17.47	26.20	
							47.96	0.0936

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.36 Carga distribuida sobre paredes pasado a losas – Planta 4 – Parte 2

ID-L	Á. Panel (m²)	ID-P	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m²)
I5-K5-I8-K8	51.26	I8-J8	1.85	2.74	5.07	5.07	7.60	0.0936
		J8-K8	6.00	2.74	16.44	9.44	14.16	
		K5-L8	6.38	2.74	17.47	17.47	26.20	
							47.96	
D1-F1-D4-F4	44.99	D2-E2	1.80	2.74	4.93	3.53	5.30	0.0497
		E1-F1	4.20	2.74	11.51	6.86	10.29	
		E1-E3	1.65	2.74	4.52	4.52	6.78	
							22.37	
G1-I1-G4-I4	44.99	G1-H1	1.80	2.74	4.93	3.53	5.30	0.0497
		H2-I2	4.20	2.74	11.51	6.86	10.29	
		H1-H2	1.65	2.74	4.52	4.52	6.78	
							22.37	
F1-G1-F4-G4	46.80	F1-G1	6.00	2.74	16.44	7.84	11.76	0.0251
A4-D4-A5-D5	57	A4-A5	6.30	2.74	17.26	10.89	16.34	0.0287

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.37 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 4 - Parte 1

ID-L	Á. Panel (m²)	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m²)	Vent. (m²)	Puer. (m²)	Á. Neta (m²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m²)
D3-F3-D4-F4	36	15.05	2.74	41.25		3.47	37.77	56.66	0.157
D5-F5-D6-F6	32.4	5.47	2.74	14.99			14.99	22.49	0.069

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.38 Carga distribuida de paredes sobre losas – Planta 4 - Parte 2

ID-L	Á. Panel (m ²)	L. Par. (m)	H. Par. (m)	Á. Bruta (m ²)	Vent. (m ²)	Puer. (m ²)	Á. Neta (m ²)	P. Total (kN)	C. Dist. (Tn/m ²)
F4-G4- F5G5	36	7.95	2.74	21.78	6.52	2.00	13.26	19.89	0.055
G1-H1- G2-H2	7.56	1.65	2.74	4.52			4.52	6.78	0.090
G3-I3- G4-I4	36	9.19	2.74	25.18		1.30	23.88	35.82	0.100
G5-I5- G6-I6	32.4	5.43	2.74	14.86			14.86	22.30	0.069

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Finalmente, las cargas de mampostería que se distribuyen directamente sobre las losas del cuarto piso se consolidan en las Tabla 1.37 y Tabla 1.38.

Combinaciones de carga

Para el análisis estructural se implementaron las combinaciones de carga exigidas por la NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a), para estados límite últimos y de servicio. Para el análisis no lineal estático (*pushover*), se incorporaron adicionalmente las combinaciones gravitacionales establecidas por la ASCE 41-23 (2023), como estado inicial. La Tabla 1.39 y Tabla 1.40 resume las combinaciones ingresadas en ETABS.

Tabla 1.39 Combinaciones de carga implementadas en ETABS – Parte 1

Comb.	Expresión	Tipo de análisis	Norma de referencia
U1	1.4 CM	Resistencia última	NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)
U2	1.2 CM + 1.6 CV	Resistencia última	NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)

Fuente: (MIDUVI, 2015a)

Elaboración: Autores

Tabla 1.40 Combinaciones de carga implementadas en ETABS – Parte 2

Comb.	Expresión	Tipo de análisis	Norma de referencia
U3	$1.2 CM + 1.0 CV \pm 1.0 E$	Resistencia sísmica	NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)
U4	$0.9 CM \pm 1.0 E$	Resistencia sísmica	NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)
U5	$1.2 CM + 1.0 CV$	Servicio	NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)
U6	$1.0 CM + 0.25 CV$	Estado inicial no lineal	(ASCE 41-23, 2023)
U7	$1.1 (CM + 0.25 CV)$	Estado inicial no lineal	(ASCE 41-23, 2023)
U8	$0.9 CM$	Estado inicial alternativo	(ASCE 41-23, 2023)

Fuente: NEC-SE-CG (MIDUVI, 2015a)

Elaboración: Autores

Condiciones de borde y verificación del modelo

Las condiciones de apoyo en la base se modelaron como empotramientos, restringiendo todos los grados de libertad (traslaciones X, Y, Z y rotaciones X, Y, Z) en los nudos del nivel 0.

Previo a los análisis sísmicos, se realizó una verificación del modelo para asegurar la correcta asignación de masas, restricciones y conectividad entre elementos, evitando errores numéricos que puedan afectar los resultados (CSI, 2025).

1.10.2 Modelo 2: Mampostería considerada como carga y aporte de rigidez

En el segundo modelo, la mampostería de relleno se considera tanto como carga muerta como elemento que aporta rigidez lateral al sistema estructural. Este enfoque se fundamenta en la evidencia experimental y numérica que demuestra que los muros de mampostería interactúan con el marco de hormigón armado bajo acciones sísmicas, actuando principalmente como puntales diagonales expuesta en la sección 1.8.

Implementación en ETABS:

1. Se mantuvo la asignación del peso de la mampostería como carga muerta distribuida sobre vigas y losas, de manera idéntica a la descrita en el Modelo 1 (sección 1.10.1 más atrás garantizando así la coherencia en la distribución de masas entre ambos modelos.
2. Se incorporó el efecto de rigidez lateral de la mampostería mediante la adición de elementos tipo *link* orientados diagonalmente en cada vano, los cuales representan el puntal diagonal equivalente definido en la Sección 1.8. A cada elemento *link* se le asignó una relación fuerza–deformación, derivada de la curva esfuerzo–deformación de la mampostería obtenida conforme a la Sección 1.6.3.

1.10.3 Curva esfuerzo–deformación de la mampostería

La curva constitutiva adoptada para la mampostería se obtuvo mediante la definición de un material ortotrópico en ETABS, empleando la formulación paramétrica de concreto simple (Sección 1.6.3). Como datos de entrada se utilizaron las propiedades mecánicas homogeneizadas del ladrillo hueco reportadas por García *et al.* (2024), específicamente los valores medios de la dirección y del plano correspondiente, resumidos en la Tabla 1.13.

La curva resultante incorpora tanto la zona de compresión como la zona de tracción, conforme al diagrama idealizado presentado en la Figura 1.12, donde se identifican claramente ambas zonas del comportamiento del material. En compresión, la curva alcanza una resistencia máxima de $f'_m = 1.330$ MPa con $\varepsilon_p = 0.00560$ mm/mm, seguida de una rama descendente hasta $\varepsilon_u = 0.01680$ mm/mm. En tracción, se incluye la resistencia residual del material hasta el punto de agotamiento ($\varepsilon = -0.01535$ mm/mm). Los puntos que definen la curva completa se consolidan en la Tabla 1.41 y Tabla 1.42.

Tabla 1.41 Tabla de resultados de esfuerzo deformación de la mampostería – Parte 1

Curva Esfuerzo-Deformación Mampostería		
Punto	$\varepsilon \left(\frac{mm}{mm} \right)$	$\sigma \text{ (MPa)}$
Fin de tracción	-0.01535	0
Pico de tracción	-0.001395	-0.718
Fin de tracción	-0.01535	0
Pico de tracción	-0.001395	-0.718

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.42 Tabla de resultados de esfuerzo deformación de la mampostería – Parte 2

Curva Esfuerzo-Deformación Mampostería		
Punto	$\epsilon \left(\frac{mm}{mm} \right)$	$\sigma \text{ (MPa)}$
Origen	0.00000	0.00000
10% · ϵ_p	0.00056	0.25270
25% · ϵ_p	0.00140	0.58188
50% · ϵ_p	0.00280	0.99750
75% · ϵ_p	0.00420	1.24688
90% · ϵ_p	0.00504	1.31670
Pico ϵ_p	0.00560	1.330
Post 1.3 × ϵ_p	0.00728	1.277
Post 1.6 × ϵ_p	0.00896	1.224
Post 2.0 × ϵ_p	0.01120	1.153
Último ϵ_u	0.01400	1.064
Último $\epsilon_u (f'_r)$	0.01680	0.226

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

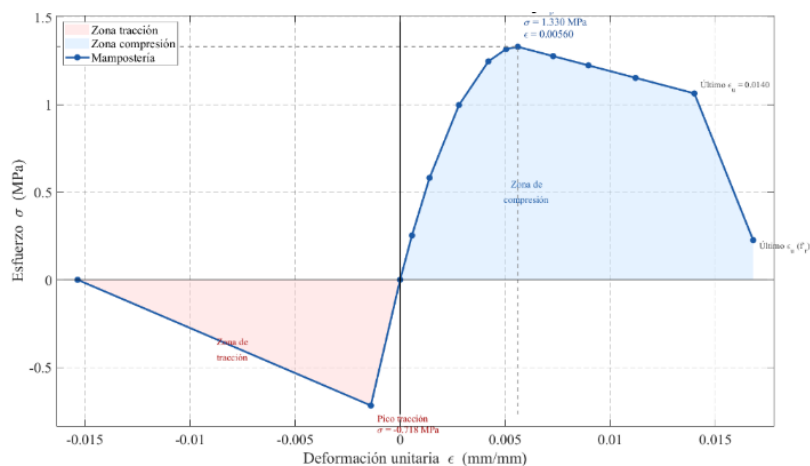


Figura 1.12 Diagrama esfuerzo-deformación unitaria idealizado para la mampostería no reforzada confinada.

Fuente: Planos estructurales

Elaboración: Autores

Con base en las propiedades de mampostería identificadas en la Sección 1.8, se implementó una hoja de cálculo para determinar los parámetros del puntal diagonal equivalente de cada

panel de mampostería identificado en la edificación. Los paneles fueron levantados a partir de la documentación arquitectónica y estructural disponible. Durante este proceso se identificó que varios paneles presentan geometrías similares, por lo que fueron agrupados en 13 tipologías representativas, con el fin de optimizar la definición de elementos *link* en ETABS. Los parámetros globales comunes del modelo empleados en el cálculo se presentan en la Tabla 1.43.

Tabla 1.43 Parámetros globales del modelo para el cálculo del puntal diagonal equivalente

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad mampostería	E_w	460.5800	MPa
Espesor del panel	t_w	0.1500	m
Módulo de elasticidad concreto	E_c	218,819.7889	MPa
Altura de columna (entre ejes)	H_c	3.6000	m
Ancho de columna	B_c	0.4000	m
Peralte de columna	d_c	0.6000	m
Inercia de columna	I_c	0.0072	m ⁴
Coefficiente Mainstone	a	0.1750	-
Exponente Mainstone	β	-0.4000	-

Fuente: (García et al., 2024; Kaushik et al., 2007)

Elaboración: Autores

Los resultados de los parámetros del puntal diagonal equivalente para cada tipología de pared se presentan en la Tabla 1.44 y Tabla 1.45, correspondiente a la planta baja, y en la Tabla 1.45, correspondiente a los pisos 1, 2 y 3.

Tabla 1.44 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Planta Baja – Parte 1

ID	Dir.	h_w (m)	L_w (m)	θ (rad)	$\sin(2\theta)$	L_d (m)	λ_h	w_d (m)	A_d (m ²)	K_d (kN/m)
A2-B2	X	3,30	5,60	30,51	0,8748	6,50	0,8359	0,6768	0,1015	5339.80
D1-E1	X	3,30	5,60	30,51	0,8748	6,50	0,8359	0,6768	0,0021	111.2
D2-E2	X	3,30	5,60	30,51	0,8748	6,50	0,8359	0,6768	0,0621	3264.50

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.45 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Planta Baja – Parte 2

ID	Dir.	h_w (m)	L_w (m)	θ (rad)	$\sin(2\theta)$	L_d (m)	λ_h	w_d (m)	A_d (m ²)	K_d (kN/m)
E2-F2	X	3,30	5,60	30,51	0,8748	6,50	0,8359	0,6768	0,0653	3437.00
A2-A3	Y	3,30	5,40	31,43	0,8899	6,33	0,8394	0,6757	0,1014	5370.60
A3-A4	Y	3,30	5,40	31,43	0,8899	6,33	0,8394	0,6757	0,0806	4270.60
C1-C2	Y	2,40	5,40	23,96	0,7423	5,91	0,8687	0,6665	0,0629	4096.90
C3-C5	Y	3,30	4,80	34,51	0,9337	5,82	0,8496	0,6724	0,1009	5415.80
D3-D5	Y	3,30	4,80	34,51	0,9337	5,82	0,8496	0,6724	0,1009	5415.80

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.46 Propiedades del puntal diagonal equivalente — Pisos 1, 2 y 3

ID	Dir.	h_w (m)	L_w (m)	θ (rad)	$\sin(2\theta)$	L_d (m)	λ_h	w_d (m)	A_d (m ²)	K_d (kN/m)
A2-B2	X	3,30	5,60	30,51	0,87	6,50	0,84	0,68	0,10	5339.80
A3-B3	X	3,30	5,60	30,51	0,87	6,50	0,84	0,68	0,10	5339.8
B2-C2	X	3,30	5,60	30,51	0,87	6,50	0,84	0,68	0,04	1944.67
B3-C3	X	3,30	5,60	30,51	0,87	6,50	0,84	0,68	0,01	267.28
D2-E2	X	3,30	5,60	30,51	0,875	6,50	0,836	0,677	0,037	1944.62
D3-E3	X	3,30	5,60	30,51	0,875	6,50	0,836	0,677	0,000	12.21
E2-F2	X	3,30	5,60	30,51	0,875	6,50	0,836	0,677	0,102	5339.80
E3-F3	X	3,30	5,60	30,51	0,875	6,50	0,836	0,677	0,102	5339.80
B2-B3	Y	3,30	5,40	31,43	0,890	6,33	0,839	0,676	0,064	3411.70
C1-C2	Y	2,40	5,40	23,96	0,742	5,91	0,869	0,666	0,100	6506.80
D1-D2	Y	2,40	5,40	23,96	0,742	5,91	0,869	0,666	0,100	6506.80
E2-E3	Y	3,30	5,40	31,43	0,890	6,33	0,839	0,676	0,064	3411.70

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

La distribución total de los paneles modelados, clasificados por dirección estructural y nivel, se ilustra en la Figura 1.13. Estas curvas se ingresarán en ETABS para modelar cada elemento *link*. Las curvas fuerza-deformaciones obtenidas para cada uno de los 13 grupos geométricos de mampostería se presentan en la Figura 1.14. El detalle completo de las curvas por familia,

así como la agrupación de los paneles y sus propiedades geométricas y mecánicas, se presenta en los ANEXO A. Curvas fuerza–deformación de puntales equivalentes y ANEXO B. Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente.

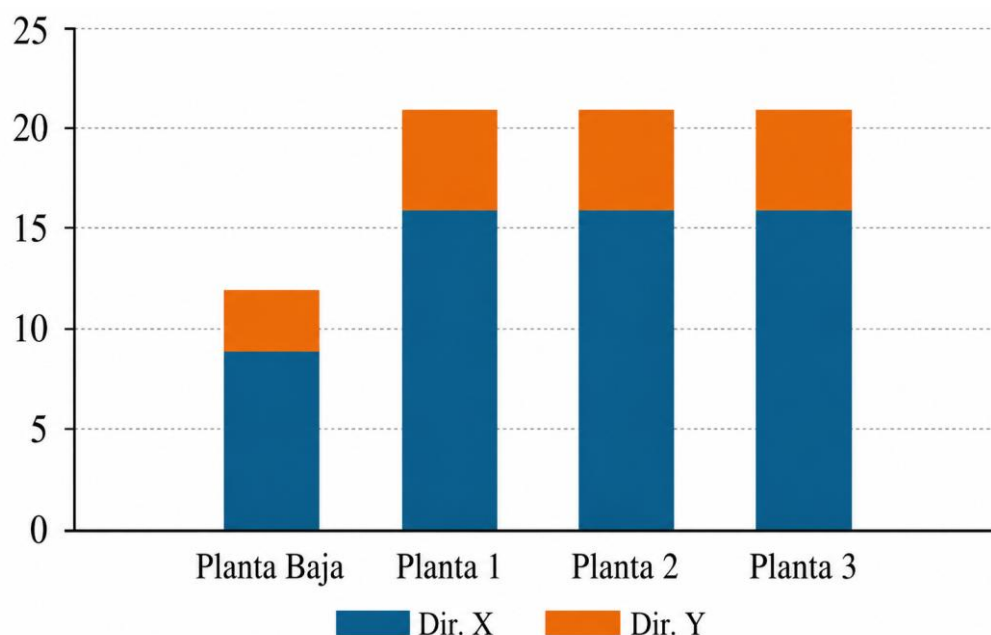


Figura 1.13 Distribución de paneles de mampostería modelados como elementos link, por dirección estructural y nivel

Elaboración: Autores

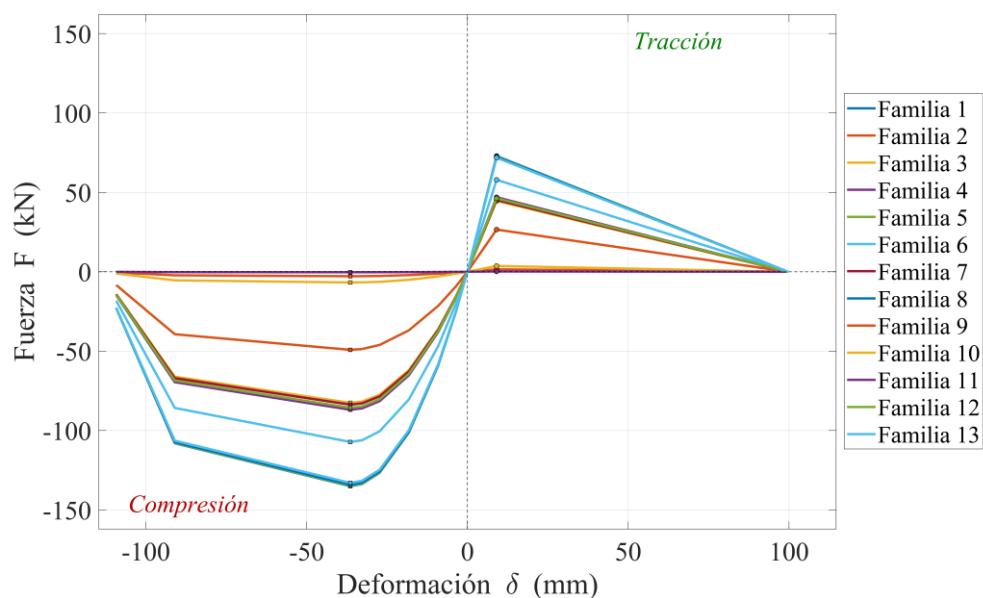


Figura 1.14 Curvas fuerza–deformación del puntal diagonal equivalente para los 13 grupos geométricos de mampostería identificados en el Edificio B1

Elaboración: Autores

1.11 Análisis estático lineal

El análisis estático lineal, también conocido como análisis por fuerzas laterales equivalentes, constituye un procedimiento simplificado para determinar las solicitaciones sísmicas que actúan sobre una estructura. Este método, descrito en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), permite estimar el cortante basal y la distribución de fuerzas laterales en función de las características dinámicas de la edificación, el tipo de suelo y la zona sísmica donde se emplaza.

Para la edificación en estudio, se recopiló las propiedades geotécnicas del sitio, detalladas en la Sección 1.3. Con estos antecedentes, se procedió a determinar los parámetros sísmicos requeridos por la normativa.

1.11.1 Parámetros sísmicos de la estructura

La ciudad de Cuenca se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta, con un factor de zona $Z=0.25$ correspondiente a la zona sísmica II (MIDUVI, 2015c). El perfil de suelo identificado en el estudio geotécnico corresponde al tipo D (suelos rígidos con velocidad de onda de corte entre 180 y 360 m/s), lo que define los coeficientes de amplificación de suelo presentados en la Tabla 1.47.

Tabla 1.47 Parámetros sísmicos según NEC-SE-DS (2015) – Parte 1

Parámetro	Símbolo	Valor	Fuente
Factor de zona	Z	0.25	(MIDUVI, 2015b) Tabla 1
Tipo de suelo	-	D	Estudio geotécnico (Sección 1.2.1)
Coeficiente de amplificación en periodo corto	Fa	1.4	(MIDUVI, 2015c), Tabla 2
Coeficiente de desplazamiento	Fd	1.45	(MIDUVI, 2015c), Tabla 3
Coeficiente de comportamiento no lineal	Fs	1.06	(MIDUVI, 2015c), Tabla 4
Relación de amplificación espectral (Sierra)	η	2.48	(MIDUVI, 2015c), Tabla 5

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Tabla 1.48 Parámetros sísmicos según NEC-SE-DS (2015) – Parte 2

Parámetro	Símbolo	Valor	Fuente
Factor de importancia (ocupación especial)	I	1.3	(MIDUVI, 2015c), Tabla 6
Factor de reducción de respuesta estructural	R	4.0	(MIDUVI, 2015c), Tabla 7
Coefficiente de irregularidad en planta	Φ_p	0.9	(MIDUVI, 2015c), Sección 5.2
Coefficiente de irregularidad en elevación	Φ_E	1.0	(MIDUVI, 2015b), Sección 5.3
Factor de suelo para espectro	r	1.0	(MIDUVI, 2015b), Tabla 8

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

Factor de importancia (I). El factor de importancia $I=1.3$ corresponde a estructuras de ocupación especial según la clasificación de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), categoría en la que se encuentran los centros educativos que albergan más de 300 personas, como es el caso del Edificio B1.

Factor de reducción de respuesta estructural (R). El factor $R=4$ se adoptó considerando que la estructura fue construida con acero de límite de fluencia $f_y=2800\text{kg/cm}^2$ y presenta deficiencias en el detallamiento estructural, como se identificó en la Sección 1.4. La NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), permite este valor para estructuras de hormigón armado con ductilidad limitada, y ha sido utilizado en estudios previos de la misma edificación (Torres & Daniel, 2021).

Coefficiente de irregularidad en planta (Φ_p). Se asignó un valor de $\Phi_p=0.9$ debido a que la estructura presenta irregularidades en planta relacionadas con la configuración de los pasillos en los niveles superiores, lo que reduce su capacidad de redistribución de fuerzas laterales. La NEC-SE-DS en la Sección 5.2 (MIDUVI, 2015c), establece este coeficiente para estructuras con irregularidades en planta que no cumplen con los criterios de regularidad establecidos en la norma.

Coefficiente de irregularidad en elevación (Φ_E). Se consideró $\Phi_E=1.0$ al no identificarse irregularidades significativas en elevación, como variaciones bruscas de rigidez entre pisos o

discontinuidades en los elementos verticales. La NEC-SE-DS en la sección 5.3 (MIDUVI, 2015c), asigna este valor a estructuras regulares en elevación.

Factor de suelo para espectro (r). El factor $r=1.0$ corresponde al tipo de suelo D según la Tabla 8 de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c) y define la forma de la rama descendente del espectro para periodos mayores a T_c .

1.11.2 Espectro elástico de diseño

El espectro elástico de diseño es una herramienta fundamental en el análisis sísmico, ya que permite representar, de manera simplificada, la demanda sísmica que podría experimentar una estructura en función de su periodo de vibración. Su elaboración parte de los registros históricos de sismos ocurridos en la zona, los cuales son procesados estadísticamente para obtener una curva suavizada que refleja la aceleración máxima esperada para cada periodo de vibración (Chopra, 2012).

Para efectos de este estudio, el espectro permite cuantificar la aceleración espectral $S_a(T)$ que ingresará en el cálculo del cortante basal, y constituye la base para comparar la respuesta de los diferentes modelos estructurales que se analizarán.

Con los parámetros anteriores, se construyó el espectro elástico de diseño siguiendo las expresiones de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c). Los periodos límites se calcularon mediante las Ecuaciones (1.32) y (1.33):

$$T_0 = 0.1 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a} \quad (1.32)$$

$$T_c = 0.55 \times F_s \times \frac{F_d}{F_a} \quad (1.33)$$

Reemplazando los valores correspondientes:

$$T_0 = 0.1 \times 1.19 \times \frac{1.11}{1.3} = 0.120 \text{ s}$$

$$T_c = 0.55 \times 1.19 \times \frac{1.11}{1.3} = 0.559 \text{ s}$$

El espectro de aceleraciones se define por tramos según las Ecuaciones (1.34), (1.35) y (1.36):

Para $T < T_0$:

$$S_a = Z \times Fa \left(1 + \frac{(\eta - 1)T}{T_0} \right) \quad (1.34)$$

Para $T_0 < T < T_c$:

$$S_a = \eta \times Z \times Fa \quad (1.35)$$

Para $T > T_c$:

$$S_a = \eta \times Z \times Fa \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad (1.36)$$

A partir de estas expresiones se obtiene el valor de aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura, el cual es insumo directo para el cálculo del cortante basal. Adicionalmente, el espectro permite visualizar cómo varía la demanda sísmica con la flexibilidad de la estructura, lo que resulta útil para interpretar los resultados del análisis modal que se realizará posteriormente.

1.11.3 Cortante basal estático

El cortante basal estático se determina mediante la Ecuación (1.37) de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c).

$$V = \frac{I \times Sa(T)}{R \times \Phi_p \times \Phi_E} \times W \quad (1.37)$$

Donde:

- $Sa(T)$ es la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura.
- W es la carga sísmica reactiva, calculada como el peso total de la estructura incluyendo el 25% de la sobrecarga de uso, según lo establecido en la normativa.

Para el Edificio B1, la carga sísmica reactiva se estimó a partir de las dimensiones y materiales descritos en el Capítulo 1, obteniendo un valor preliminar que será ajustado una vez completada la modelación numérica. Los coeficientes empleados en la Ecuación (2.6) se resumen en la Tabla 1.49.

Tabla 1.49 Coeficientes para el cálculo del cortante basal

Coeficiente	Símbolo	Valor
Importancia	I	1.3
Reducción	R	4.0
Irregularidad en planta	Φ_p	0.9
Irregularidad en elevación	Φ_E	1.0

Fuente: Autores

Elaboración: Autores

De conformidad con la Norma Ecuatoriana de la (MIDUVI, 2015c) la edificación se clasifica dentro de la categoría de ocupación especial - grupo I, en virtud de su uso educativo universitario. Esta clasificación a asigna un factor de importancia sísmica de 1.30.

El coeficiente relacionado con el periodo de la estructura (k) se determina según el rango en que se encuentre el periodo fundamental, siguiendo la Tabla 1.50.

Tabla 1.50 Coeficiente k en función del periodo

Rango del periodo T	Valor de k
$T \leq 0.5$	1.0
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
$T > 2.5$	2.0

Fuente: (MIDUVI, 2015c)

Elaboración: Autores

1.11.4 Deriva de piso

La deriva de piso se define como el desplazamiento relativo lateral de un piso con respecto a otro consecutivo, medido a través de dos puntos ubicados en una misma línea vertical de la estructura, que ocurre cuando existe la aplicación de una fuerza horizontal (MIDUVI, 2015c). La deriva máxima inelástica se obtiene mediante la Ecuación (1.38):

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E \quad (1.38)$$

Donde:

- Δ_M es la deriva máxima inelástica
- Δ_E es el desplazamiento obtenido de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño

La NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), establece los límites máximos permisibles para la deriva inelástica según el tipo de estructura, los cuales se presentan en la Tabla 1.51.

Tabla 1.51 Límites máximos de deriva inelástica

Estructura de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
Mampostería	0.01

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2015c)

Elaboración: Autores

Para este análisis, al tratarse de una estructura de hormigón armado, el límite de deriva inelástica máxima es de 0.02 (2%). Este valor será utilizado posteriormente para verificar el cumplimiento normativo una vez obtenidos los desplazamientos del análisis estructural.

El análisis estático lineal aquí desarrollado corresponde al procedimiento establecido en la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c) y servirá como base para la evaluación sísmica de los modelos estructurales definidos en la Sección 1.10. Los resultados obtenidos permitirán comparar el comportamiento de la estructura considerando únicamente la mampostería como carga (Modelo 1) versus considerando su aporte de rigidez (Modelo 2).

2 Capítulo II: Análisis no lineal

2.1 Introducción al análisis no lineal estructural

El análisis no lineal constituye una herramienta fundamental dentro de la evaluación sísmica moderna, ya que permite de manera explícita el comportamiento inelástico de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas. A diferencia del análisis lineal elástico, en el que la rigidez estructural se considera constante y el daño se infiere indirectamente mediante factores de reducción de respuesta (R , Φ), el análisis no lineal modela directamente la degradación de rigidez, la redistribución de esfuerzos internos y la formación progresiva de rótulas plásticas en los elementos (ASCE 41-23, 2023; FEMA 440, 2005).

Esta capacidad resulta especialmente relevante en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad, donde la respuesta inelástica puede ser determinante para estimar el daño esperado; así lo evidencia Salas Chavez *et al.* (2026), quienes aplicaron procedimientos estáticos no lineales y análisis dinámicos incrementales para evaluar el desempeño sísmico probabilístico de un edificio educativo en Moquegua, Perú.

En el marco de la ASCE 41-23 (2023), (Sección 7.4.3), este tipo de análisis se clasifica en dos procedimientos principales según su naturaleza de aplicación de cargas, tal como se resume en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Clasificación de los procedimientos de análisis no lineal según ASCE 41-23

Procedimiento	Denominación	Norma de referencia	Descripción breve
Procedimiento Estático No Lineal (NSP)	Análisis <i>Pushover</i>	ASCE 41-23 / ATC-40	Fuerzas laterales incrementales monótonas hasta desplazamiento objetivo
Procedimiento Dinámico No Lineal (NDP)	Análisis Tiempo-Historia No Lineal	ASCE 41-23	Integración directa con acelerogramas reales o artificiales

Fuente: (ASCE 41-23, 2023; FEMA 440, 2005)

Elaboración: Autores

De los dos procedimientos anteriores, el presente estudio adopta el Análisis Estático No Lineal (NSP), el cual consiste en aplicar un patrón de cargas laterales de magnitud creciente y carácter

monótono hasta alcanzar un desplazamiento objetivo predefinido, determinado para cada nivel de amenaza sísmica evaluado (ATC 40, 1996; FEMA 440, 2005). Esta elección se fundamenta en dos razones principales: su menor costo computacional respecto al NDP y su directa compatibilidad con la metodología de evaluación de fragilidad adoptada en este estudio, conforme a lo establecido en la Sección 7.4.3 de la ASCE 41-23 (2023).

2.2 Modos de distribución de fuerzas en el análisis estático no lineal (NSP)

Dentro del Análisis Estático No Lineal (*pushover*), es necesario definir el patrón de distribución de fuerzas laterales aplicado sobre la estructura. De acuerdo con la ASCE 41-23 (2023) y documentos complementarios como (ATC 40, 1996; FEMA 440, 2005), existen distintos modos de distribución de fuerzas, los cuales buscan representar de manera aproximada la participación modal de la estructura.

2.2.1 Patrón uniforme (distribución de masa)

Es la distribución más simple: las fuerzas laterales son proporcionales a la masa tributaria de cada piso, sin ponderar por forma modal ni por altura ASCE 41-23 (2023), §7.4.3.2.2:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_{j=1}^N m_j} V_b \quad (2.1)$$

Si se trabaja con pesos ($w_i = m_i g$) la expresión es equivalente:

$$F_i = \frac{w_i}{\sum_{j=1}^N w_j} V_b \quad (2.2)$$

Donde:

F_i : Fuerza lateral aplicada en el piso i (kN).

m_i : Masa sísmica concentrada en el piso i (t); incluye carga muerta y participación de carga viva NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c).

w_i : Peso sísmico del piso i ; $w_i = m_i \cdot g$ con $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$.

N : Número total de pisos (niveles con masa) del edificio.

V_b : Cortante basal de diseño (kN) que se distribuye en altura.

J : Índice de suma que recorre los pisos $j = 1, 2, \dots, N$.

2.2.2 Patrón modal (primer modo)

Asume que la estructura responde esencialmente en su primer modo de vibración (ATC 40, 1996; Fajfar, 2000). La fuerza en el piso i se pondera por la masa y la amplitud modal fundamental $\varphi_{i,1}$:

$$F_i = \frac{m_i \varphi_{i,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}} V_b \quad (2.3)$$

La cortante basal se relaciona con la demanda espectral del primer modo mediante:

$$V_b = \Gamma_1 S_a(T_1) M_{*1} \quad (2.4)$$

Donde el factor de participación modal Γ_1 es:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,1}^2} \quad (2.5)$$

Donde:

$\varphi_{i,1}$: Amplitud de la forma del primer modo en el piso i (adimensional).

$\varphi_{j,1}$: Amplitud de la forma del primer modo en el piso j (índice de suma).

Γ_1 : Factor de participación del primer modo (adimensional); cuantifica el acoplamiento entre el movimiento sísmico y el modo.

T_1 : Periodo fundamental de vibración (s).

$S_a(T_1)$: Aceleración espectral elástica evaluada en T_1 (g o m/s²).

M_{*1} : Masa efectiva del primer modo (t); representa la masa traslacional activada por el modo.

La ecuación 2.1 es consistente con la reducción a un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) usada tanto en el Método del Espectro de Capacidad (ATC 40, 1996) como en el Método del Coeficiente (FEMA 440, 2005). Su validez se restringe a estructuras donde el primer modo domina la respuesta traslacional (FEMA 356, 2000).

2.2.3 Patrón tipo ELF o de código (Fuerza Lateral Equivalente)

Corresponde a la distribución vertical prescrita por los códigos de diseño NEC-SE-DS, 2015, §6.3.5 (MIDUVI, 2015c). Se fundamenta en una aproximación polinómica a la forma modal elástica (FEMA 356, 2000, §3.3.3.2.3) y expresa las fuerzas de piso como:

$$F_x = C_{vx} V_b \quad (2.6)$$

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N w_j h_j^k} \quad (2.7)$$

Donde: w_i y h_i son el peso sísmico y la altura del piso i , y k es el exponente que corrige por efectos de modos superiores:

$$k = 1 \text{ si } T \leq 0.5 \text{ s} \quad (2.8)$$

$$k = 0.75 + 0.5 T \text{ si } 0.5 < T \leq 2.5 \text{ s} \quad (2.9)$$

$$k = 2 \text{ si } T > 2.5 \text{ s} \quad (2.10)$$

Según (ASCE/SEI 7-22, 2022) y NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), el cortante basal se obtiene de $V = C \cdot W$, con C el coeficiente sísmico dependiente del espectro elástico $S_a(T)$, la importancia I y los factores de reducción NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c).

$$C = \frac{(I \times S_a(T))}{R \times \varphi_P \times \varphi_E} \quad (2.11)$$

Donde:

C_{vx} : Coeficiente de distribución vertical de la cortante basal para el piso x (adimensional).

h_i : Altura acumulada desde la base hasta el piso i (m).

h_j : Altura acumulada desde la base hasta el piso j (m).

k : Exponente de distribución que pondera la contribución de modos superiores (adimensional); depende del periodo fundamental T .

T : Periodo fundamental de la estructura (s); suele tomarse $T = T_1$.

C : Coeficiente sísmico de diseño; relaciona la cortante basal con el peso sísmico.

W : Peso sísmico total de la estructura (kN).

I : Factor de importancia de la edificación.

$S_a(T)$: Aceleración espectral elástica en el periodo T (g).

R : Factor de reducción de resistencia sísmica NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c).

φ_P, φ_E : Factores de irregularidad en planta y elevación NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c).

2.2.4 Patrón SRSS de combinaciones modales

Cuando el primer modo no captura más del 75 % de la masa efectiva, FEMA 356 (2000, §3.3.3.2.3) y FEMA 440, (2005, §3.2), permiten combinar las fuerzas modales mediante la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) sumando los modos necesarios para alcanzar al menos el 90 % de la masa participante (ASCE/SEI 7-22, 2022, §7.4.3.2.2):

$$F_i = \sqrt{\sum_{n=1}^{N_m} (F_{i,n})^2} \quad (2.12)$$

La fuerza del modo n en el piso i se calcula como:

$$F_{i,n} = \Gamma_n m_i \varphi_{i,n} S_a(T_n) \quad (2.13)$$

Con factor de participación del modo n :

$$\Gamma_n = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,n}}{\sum_{j=1}^N m_j \varphi_{j,n}^2} \quad (2.14)$$

Donde:

n : Índice del modo de vibración considerado ($n = 1, 2, \dots, N_m$).

N_m : Número de modos considerados; se eligen tantos como sean necesarios para alcanzar ≥ 90 % de masa participante (FEMA 440, 2005, §3.2).

Γ_n : Factor de participación del modo n ; adimensional. Cuantifica la activación sísmica del modo n en el movimiento lateral.

$\varphi_{i,n}$: Amplitud de la forma modal del modo n evaluada en el piso i .

$\varphi_{j,n}$: Amplitud de la forma modal del modo n evaluada en el piso j (índice de suma).

T_n : Periodo de vibración asociado al modo n (s).

$S_a(T_n)$: Aceleración espectral elástica evaluada en el periodo T_n (g o m/s²).

M_{*n} : Masa efectiva del modo n (t); masa equivalente del SDOF que representa al modo n .

m_i, m_j, N, j : Ver definiciones en sección 1.

2.2.5 Requisitos normativos y criterios de aplicación del análisis estático no lineal (NSP)

El procedimiento de Análisis Estático No Lineal (NSP), establecido en la ASCE 41-23 (2023), define una serie de requisitos relacionados con el modelado estructural, la aplicación de cargas, la determinación del desplazamiento objetivo y la evaluación de la respuesta sísmica. Estos lineamientos garantizan la consistencia del análisis y permiten una adecuada representación del comportamiento inelástico de la estructura.

En este contexto, la Tabla 2.2, Tabla 2.3 y Tabla 2.4, sintetiza los principales requerimientos establecidos en las Secciones 7.4.3.2 y 7.4.3.3 de la norma, junto con su correspondiente implementación en el presente estudio para el edificio analizado. Esta sistematización permite evidenciar la trazabilidad entre las disposiciones normativas y las decisiones adoptadas en el modelado y análisis numérico.

Tabla 2.2 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 1

Sección ASCE 41-23	Requisito	Descripción resumida	Aplicación en este estudio
7.4.3.2 Requisitos de modelado y análisis para el NSP			
7.4.3.2.1	Rango de análisis y dirección	Rango 0–150% del desplazamiento objetivo; fuerzas aplicadas en ambas direcciones sísmicas.	Análisis en $\pm X$ e $\pm Y$ para BSE-1N y BSE-2N; desplazamiento controlado hasta superar δ_t .
7.4.3.2.2	Modelado de componente s no lineales	Curvas backbone (§7.5.1) con degradación de resistencia y resistencia residual. Componentes sin modelado explícito: controlados por fuerza.	Rótulas backbone en vigas y columnas de concreto armado (Cap. 10, ASCE 41-23) definidas en ETABS.

Fuente: (ASCE 41-23, 2023)

Elaboración: Autores

Tabla 2.3 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 2

Sección ASCE 41- 23	Requisito	Descripción resumida	Aplicación en este estudio
7.4.3.2.3	Nodo de control	Centro de masa de la cubierta del edificio (o piso del penthouse, si existe).	Nodo de control en el centro de masa de la cubierta, Edificio B1.
7.4.3.2.4	Distribución de cargas laterales	Distribución proporcional a la masa por nivel; perfil vertical según la forma del modo fundamental.	
7.4.3.2.5	Curva fuerza–desplazamiento idealizada	Bilineal idealizada: K_e (secante al 60% de V_y), resistencia de fluencia V_y , y ramas post-fluencia $\alpha_1 K_e$ y $\alpha_2 K_e$.	Curva bilineal por dirección; K_e y V_y extraídos de los resultados del NSP en ETABS.
7.4.3.2.6	Período efectivo T_e	$T_e = T_i \cdot \sqrt{(K_i/K_e)}$, calculado a partir de la curva bilineal idealizada.	T_e determinado por dirección como insumo directo para Ec. 7-29.
7.4.3.2.7	Modelos matemáticos independientes	Modelos independientes en X e Y; efectos de torsión según 7.2.4.2.	Modelos 3D en ETABS analizados independientemente en X e Y; torsión accidental por 7.2.4.2.

Fuente: (ASCE 41-23, 2023)

Elaboración: Autores

Tabla 2.4 Requisitos del NSP según ASCE 41-23 (7.4.3.2 y 7.4.3.3) y su aplicación en este estudio – Parte 3

Sección			
ASCE 41-23	Requisito	Descripción resumida	Aplicación en este estudio
7.4.3.3 Determinación de fuerzas, desplazamientos y deformaciones para el NSP			
7.4.3.3.1	Requisitos generales del desplazamiento objetivo	Para diafragmas rígidos: δt con Ec. 7-29. Para no rígidos: amplificar por δ_{max}/δ_{cm} .	Diafragmas rígidos; δt único calculado por dirección y nivel de amenaza.
		$\delta t = C^0 \cdot C^1 \cdot C^2 \cdot$ $S_a \cdot (T e^2 / 4 \pi^2) \cdot g \cdot C_0$: relación SDOF–	
7.4.3.3.2	Desplazamiento objetivo δt (Ec. 7-29)	MDOF; C_1 : desplazamientos inelásticos vs. elásticos; C_2 : degradación cíclica e histéresis.	C_0 , C_1 y C_2 calculados para BSE-1N y BSE-2N en las direcciones X e Y.
7.4.3.3.3	Modificación por torsión	Ajuste de δt por torsión accidental conforme a 7.2.4.2.	Excentricidad accidental del 5% incorporada en el modelo de ETABS.
7.4.3.4	Amortiguamiento	Amortiguamiento según 7.2.4.6.	5% de amortiguamiento viscoso crítico (7.2.4.6) para estructuras de concreto armado.

Fuente: (ASCE 41-23, 2023)

Elaboración: Autores

Respecto a las limitaciones del NSP, FEMA 440 (2005), indica que su precisión disminuye cuando la respuesta está dominada por modos superiores de vibración o cuando el mecanismo de falla depende en gran medida del patrón de cargas aplicado. Para reducir estas

incertidumbres, el reporte propone dos métodos alternativos para determinar el punto de desempeño sísmico: el Método del Espectro de Capacidad Mejorado (*Improved Capacity Spectrum Method*, iCSM) y el Método del Coeficiente de Desplazamiento. La aplicación de ambos a los modelos analizados se desarrolla en el Capítulo 3.

2.3 Fundamentos del análisis por desempeño

Una vez definido el procedimiento de análisis, es necesario establecer los criterios con los cuales se interpretarán sus resultados. El análisis por desempeño sísmico relaciona directamente la amenaza sísmica con la respuesta estructural esperada, evaluando la seguridad no en términos de esfuerzos sino de deformaciones: derivas de piso, rotaciones plásticas y desplazamientos de techo. Este enfoque, introducido en VISION 2000 (*Structural Engineers Association of California*, 1995) y consolidado en ASCE 41-23 (2023) y ATC 40, (1996), permite determinar si una estructura alcanza un nivel de daño aceptable para cada nivel de amenaza sísmica considerado, constituyendo el marco conceptual dentro del cual se interpretan los resultados del NSP para el Edificio B1.

Tabla 2.5 Niveles de desempeño estructural según ASCE 41-23 y ATC-40

Nivel de desempeño	Estado estructural	Daño esperado	Uso posterior al sismo
	Estructura		
Ocupación Inmediata (IO)	completamente funcional; daño leve no estructural	Despreciable	Inmediata sin restricciones
Seguridad de Vida (LS)	Daño moderado a severo; colapso muy improbable; posibles peligros locales	Moderado a severo; reparable	Diferida; requiere reparación
Prevención de Colapso (CP)	Daño severo; colapso local admisible; colapso total evitado	Severo a crítico; generalmente irreparable	No recomendada; posible demolición

Fuente: ASCE (2023); ATC (1996)

Elaboración: Autores

La evaluación del desempeño requiere confrontar la respuesta estructural obtenida del análisis *pushover* con umbrales de daño predefinidos. La ASCE 41-23 (2023), establece tres niveles de

desempeño estructural: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP).

Cada nivel representa un estado de daño progresivo y está asociado a límites específicos de deformación en vigas, columnas y elementos de conexión, derivados directamente de los parámetros de las rótulas plásticas definidos en el modelo estructural. La Tabla 2.5 resume las características de cada nivel en términos del estado estructural esperado, el daño asociado y la condición de uso posterior al sismo.

2.3.1 Demanda sísmica

El marco de desempeño sísmico descrito anteriormente requiere cuantificar, con igual precisión, tanto la capacidad de la estructura como la demanda que el sismo le impone. La demanda sísmica representa el conjunto de solicitaciones que el movimiento del suelo ejerce sobre la estructura y, en los métodos modernos de evaluación, se expresa mediante espectros de respuesta en aceleración contruidos en función del nivel de amenaza y las características del sitio. Para el Edificio B1, el espectro elástico de respuesta se construye conforme a la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), utilizando los parámetros sísmicos expuestos en la sección 1.11.1.

Estos parámetros definen la forma y amplitud del espectro para los dos niveles de amenaza evaluados: BSE-1N (TR = 72 años), BSE-2N (TR = 225 años), BSE-3N (TR = 475 años) y BSE-2N (TR = 2 500 años), cuyos valores de aceleración espectral S_a constituyen el insumo directo del coeficiente de desplazamiento objetivo establecido en la Ecuación 7-29 de la ASCE 41-23 (2023, 7.4.3.3.2).

Para la aplicación del NSP, la estructura se idealiza como un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), tal como ilustra la Figura 2.1. A partir de esta idealización, FEMA 440 (2005), establece que el desplazamiento máximo esperado se estima convirtiendo el espectro de aceleración al formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), mediante la relación:

$$S_d = \frac{S_a \cdot T^2}{(4\pi^2)} \quad (2.15)$$

Donde: T es el período espectral y S_d el desplazamiento espectral asociado. Este formato permite superponer la curva de capacidad de la estructura y el espectro de demanda en un mismo plano, facilitando la determinación del punto de desempeño sísmico.

Cuando la estructura responde en rango inelástico, la demanda efectiva es menor que la elástica, debido a la disipación de energía histerética del sistema. FEMA 440 (2005), contempla esta reducción mediante espectros con amortiguamiento equivalente $\beta_{eq} > 5\%$, de modo que el espectro modificado refleje el comportamiento disipativo real de la estructura bajo cargas sísmicas severas. Este ajuste corresponde directamente al factor C_2 de la Ecuación 7-29, que penaliza el desplazamiento objetivo en función de la degradación cíclica de rigidez e histéresis pinchada del sistema estructural.

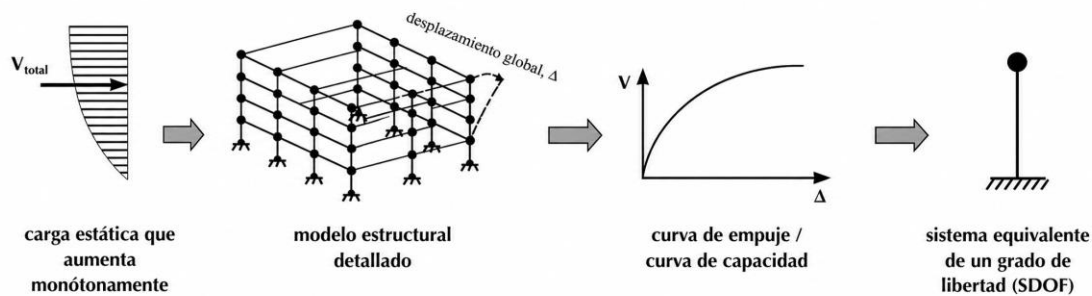


Figura 2.1 Esquemas que ilustran el desarrollo de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) a partir de la curva de capacidad o pushover

Fuente: (FEMA 440, 2005)

Elaboración: Autores.

2.3.2 Niveles de amenaza sísmica

La cuantificación de la demanda sísmica descrita en la sección anterior no es única: depende de la intensidad del sismo que se considere. Los niveles de amenaza sísmica establecen precisamente esa gradación, asociando a cada intensidad de movimiento sísmico un estado de daño máximo aceptable. El principio de fondo es claro: un sismo frecuente debe producir daños menores y reparables, mientras que un sismo de baja probabilidad de ocurrencia solo debe evitar el colapso, preservando la vida de los ocupantes.

En términos cuantitativos, cada nivel de amenaza se define por su probabilidad de excedencia en un período de referencia de 50 años, lo que le asigna un período de retorno equivalente. Este enfoque probabilista resulta más racional para la evaluación del riesgo sísmico que los métodos deterministas tradicionales, pues vincula explícitamente la intensidad del sismo con su frecuencia de ocurrencia esperada, permitiendo establecer objetivos de desempeño diferenciados según la importancia de la edificación y las consecuencias potenciales de un fallo estructural.

La ASCE 41-23 (2023), define cuatro niveles de amenaza sísmica, resumidos en la Tabla 2.6. Para la evaluación del Edificio B1 se adoptaron los dos niveles de mayor intensidad: BSE-1N (TR = 475 años), cuyo espectro coincide con el de diseño de la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c) y tiene como objetivo de desempeño la Seguridad de Vida (LS); y BSE-2N (TR = 2 475 años), que establece como mínimo la Prevención de Colapso (CP). Esta selección responde a que ambos niveles cubren el rango crítico de evaluación estructural exigido por la norma para edificaciones existentes y son coherentes con la caracterización de la amenaza sísmica del sitio determinada en el Capítulo 1.

Tabla 2.6 Niveles de amenaza sísmica y periodos de retorno según ASCE 41-23 y NEC-SE-DS (2015)

Nivel de amenaza	Probabilidad de excedencia	Período de retorno aprox. (años)	Uso en diseño por desempeño
Sismo frecuente	50% en 30 años	72	Verificación IO en estructuras esenciales
Sismo ocasional	50% en 50 años	225	Verificación daño controlado uso normal
Sismo de diseño (BSE-1N)	10% en 50 años	475	Seguridad de Vida (LS); espectro NEC-SE-DS
Sismo muy raro (BSE-2N)	2% en 50 años	2475	Prevención de Colapso (CP) como objetivo mínimo

Fuente: (ASCE 41-23, 2023; MIDUVI, 2015c)

Elaboración: Autores

2.3.3 Metodología HAZUS para la clasificación tipológica y evaluación de la vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica del Edificio B1 se caracteriza mediante el marco tipológico del *Hazus Earthquake Model Technical Manual* (FEMA, 2020), que organiza el inventario edificado en 36 tipologías estructurales según material, altura y nivel de diseño sísmico, asignando a cada una parámetros de capacidad, curvas de fragilidad y estados de daño para estimar la pérdida esperada ante distintas intensidades sísmicas.

En esta investigación, los parámetros HAZUS cumplen tres funciones: (a) validar la coherencia de las curvas de capacidad obtenidas en ETABS respecto a los parámetros de referencia de cada tipología, (b) interpretar los estados de daño alcanzados en el punto de desempeño, y (c) fundamentar la asignación del nivel de diseño *Pre-Code* (FEMA, 2020). Los parámetros HAZUS no reemplazan el análisis *pushover* detallado; constituyen un marco de referencia comparativo.

Para edificaciones de hormigón armado, HAZUS distingue tres categorías principales: marcos de momento sin relleno (C1), muros de corte (C2) y marcos con relleno de mampostería no reforzada (C3). La distinción entre C1 y C3 es fundamental: el relleno reduce la altura libre efectiva de las columnas, introduce mecanismos de falla frágil y genera tasas de colapso significativamente mayores ante la misma intensidad sísmica (FEMA, 2020). Con cinco niveles y una altura total de 14.40 m, ambos modelos del Edificio B1 se encuadran en la subclase *Mid-Rise* (M), definida para el rango de 4–7 pisos conforme a la Tabla 5-1 del manual. La Tabla 2.7 presenta un extracto de dicha clasificación.

Tabla 2.7 Subclasificación por altura para las tipologías C1 y C3 según HAZUS (FEMA, 2020, Tabla 5-1)

Nº	Etiqueta	Descripción	Rango	Pisos Típicos	Observación
16	C1L	Pórtico de Hormigón – Baja Altura	1–3	2	✓ Clasificación adoptada
17	C1M	Pórtico de Hormigón – Mediana Altura	4–7	5	
18	C1H	Pórtico de Hormigón – Gran Altura	8+	12	
22	C3L	Pórtico H.A. + Mamp. No Reforzada – Baja Altura	1–3	2	✓ Clasificación adoptada
23	C3M	Pórtico H.A. + Mamp. No Reforzada – Mediana Altura	4–7	5	
24	C3H	Pórtico H.A. + Mamp. No Reforzada – Gran Altura	8+	12	

Fuente: FEMA (2020).

Elaboración: Autores.

Además, HAZUS define el nivel *Pre-Code* como el correspondiente a edificaciones construidas antes de las primeras reglamentaciones sísmicas, con el mayor índice de vulnerabilidad de cada tipología y curvas *backbone* de degradación post-pico pronunciada (FEMA, 2020). El Edificio B1, construido en 1981, es anterior a implementación de la NEC.

La revisión documental confirma tres deficiencias estructurales de la normativa pasada, frente a la actual que sustentan esta clasificación, las cuales se detallan en la Tabla 2.8.

A partir de la clasificación establecida, el manual asigna a cada tipología los parámetros que definen su curva de capacidad, tomados directamente de las Tablas 5-4, 5-5 y 5-6 (FEMA, 2020). Dicha curva se expresa en coordenadas espectrales (S_d vs. S_a) y queda definida por dos puntos: el punto de fluencia, donde la estructura comienza a comportarse de forma inelástica, y el punto de capacidad última, donde alcanza su resistencia máxima.

Tabla 2.8 . Deficiencias estructurales del Edificio B1 respecto a la normativa sísmica vigente

Deficiencia	Normativa de diseño	Condición existente	Requisito actual (NEC-SE-HM)	Efecto estructural
Refuerzo transversal	ACI 318-71	Ø8 mm, ganchos 90°; Ash = 100.5 mm ²	Ø10 mm, ganchos 135°; Ash,min = 145.4 mm ²	Confinamiento insuficiente; ductilidad reducida en columnas
Longitudes de desarrollo	ACI 318-71	20–25% menor al requerido para barras Ø25 mm	Longitud plena según NEC-SE-HM	Desarrollo plástico incompleto en extremos de elementos
Confinamiento en nudos	ACI 318-71	Ausente	Refuerzo transversal obligatorio (§4.3.4)	Riesgo de falla prematura por cortante en el nudo

Fuente: Revisión documental del Edificio B1; NEC-SE-HM (MIDUVI, 2015b).

Elaboración: Autores.

Para trabajar con estos valores en el análisis *pushover*, es necesario convertir el desplazamiento espectral S_d que es la unidad en que HAZUS entrega sus resultados al desplazamiento de techo

$\Delta techo$, que es lo que se mide directamente en el modelo. Esta conversión se realiza mediante el factor modal de altura α_2 , definido como:

$$\alpha_2 = \frac{S_d}{\Delta techo} \quad (2.16)$$

Es importante precisar que el período T_e reportado en la Tabla 2.5 es el valor de referencia que HAZUS asigna a cada tipología (FEMA, 2020), no el período real del Edificio B1; este último se calcula a partir de la curva *pushover* conforme a 7.4.3.2.6 de la ASCE 41-23 (2023), y se presenta en el Capítulo 3.

De manera similar, el factor α_1 del manual que representa la fracción del peso del edificio que participa en el modo fundamental de vibración cumple la misma función que el factor C_o de la Ecuación 7-29 (ASCE 41-23, 2023): convertir el desplazamiento del sistema simplificado de un grado de libertad al desplazamiento real de la estructura. La Tabla 2.9 resume los parámetros completos de la curva de capacidad para ambas tipologías.

Tabla 2.9 Parámetros de la curva de capacidad para C1M y C3M Pre-Code (FEMA, 2020, Tablas 5-4, 5-5, 5-6 y 5-10); $H = 14.40$ m

Parámetro	C1M Pre-Code (Mod. 1)	C3M Pre-Code (Mod. 2)
Período elástico T_e (s)	0.75	0.56
Coefficiente de resistencia C_s	0.033	0.050
Factor de masa modal α_1	0.80	0.75
Factor de altura modal α_2	0.75	0.75
Ductilidad μ (Pre-Code)	3.3	3.3
Punto de fluencia D_y / A_y	7.3 mm / 0.052 g	6.6 mm / 0.083 g
Punto último D_u / A_u	73.2 mm / 0.156 g	49.4 mm / 0.187 g
$\Delta techo$ en fluencia (D_y / α_2)	9.7 mm (0.07%)	8.8 mm (0.06%)
$\Delta techo$ último (D_u / α_2)	97.6 mm (0.68%)	65.9 mm (0.46%)

Fuente: (FEMA, 2020)

Elaboración: Autores.

Las curvas de fragilidad del manual definen cuatro estados de daño progresivos: Leve, Moderado, Extenso y Completo. Cada uno asociado a un umbral mediano de desplazamiento espectral S_d , obtenido de la Tabla 5-15 (FEMA, 2020) y convertido de pulgadas a milímetros. Para poder comparar estos umbrales directamente con los resultados del análisis *pushover*, se aplica nuevamente la Ec. 2.15 invertida ($\Delta techo = \frac{S_d}{\alpha_2}$), expresando cada umbral en términos

del desplazamiento de techo. Este valor puede a su vez representarse como deriva de techo $\delta R = \frac{\Delta_{techo}}{H}$, con $H = 14.40$ m, lo que facilita la interpretación del nivel de daño en función del desplazamiento global de la estructura.

Tabla 2.10 Umbrales de daño estructural para C1M y C3M Pre-Code; $H = 14.40$ m, $\alpha_2 = 0.75$ (FEMA, 2020, Tabla 5-15)

Estado de daño	Sd C1M (mm)	Δ_{techo} C1M (mm)	Sd C3M (mm)	Δ_{techo} C3M (mm)	β C1M / C3M
Leve	29.2	38.9	17.3	23.0	0.73 / 0.90
Moderado	46.4	61.9	34.6	46.1	0.77 / 0.86
Extenso	115.6	154.1	86.4	115.2	0.84 / 0.90
Completo	288.4	384.5	202.0	269.3	0.98 / 0.96

Nota. β = dispersión logarítmica de la curva de fragilidad. Valores derivados de FEMA (2020, Tabla 5-15) mediante $\Delta_{techo} = \delta R \cdot H$.

Fuente: FEMA (2020).

Elaboración: Autores.

Los umbrales obtenidos para C1M superan a los de C3M entre un 34% y un 69% según el estado de daño considerado, diferencia que refleja cuantitativamente el efecto vulnerable de la mampostería: al introducir el puntal diagonal, la estructura alcanza cada estado de daño con menor desplazamiento que el marco limpio. La Tabla 2.10 resume los umbrales para ambas tipologías.

Tabla 2.11 Cálculo del desplazamiento objetivo para el análisis pushover

Parámetro	C1M Pre-Code (Mod. 1)	C3M Pre-Code (Mod. 2)
Deriva umbral Completo, δR (HAZUS Tabla 5-15)	0.0267	0.0187
Altura total H (mm)	14 400	14 400
Δ_{techo} Completo = $\delta R \times H$ (mm)	384.5	269.3
Factor de ampliación	1.20	1.20
$\Delta_{obj} = 1.20 \times \Delta_{techo}$ Completo (mm)	462	323
Deriva de techo objetivo	3.21%	2.24%
$\theta_{techo} = \Delta_{obj} / H$		

Fuente: FEMA (2020) y ASCE (2023).

Elaboración: Autores.

Conforme al requisito de 7.4.3.2.1 de la ASCE 41-23 (2023), el análisis debe cubrir desplazamientos del nodo de control entre 0 y 150% del desplazamiento objetivo. Para garantizar que la curva de capacidad cubra la totalidad de los estados de daño sin quedar incompleta en la zona de mayor interés estructural, el desplazamiento objetivo de cada modelo se fijó en el 120% del umbral del estado de daño completo. La Tabla 2.11 resume el procedimiento de cálculo para ambos modelos.

Estos valores son consistentes con los rangos reportados para edificaciones de hormigón armado de mediana altura con nivel *Pre-Code* (ATC 40, 1996; FEMA, 2020) y son coherentes con las derivas estimadas en el análisis estático lineal del Capítulo 1.

2.4 No linealidad estructural

La caracterización de la vulnerabilidad sísmica descrita en la sección anterior requiere que el modelo analítico reproduzca fielmente el comportamiento inelástico de la estructura. La respuesta no lineal de una edificación se origina en dos fuentes principales: la no linealidad del material y la no linealidad geométrica (Chopra, 2017; Park & Paulay, 1975).

La primera está asociada al agrietamiento progresivo del hormigón a tracción y a la fluencia del acero de refuerzo bajo ciclos de carga (Park & Paulay, 1975), mientras que la segunda se relaciona con los efectos de segundo orden que surgen cuando las cargas gravitacionales actúan simultáneamente con grandes desplazamientos laterales, fenómeno que la ASCE 41-23 (2023, 7.2.3.3), exige considerar explícitamente en el modelo analítico.

Para el Edificio B1, las propiedades constitutivas no lineales se definen en ETABS mediante el modelo de Mander *et al.* (1988), para el hormigón, cuya curva esfuerzo-deformación se presenta en la Figura 1.8 y el modelo bilineal Simple para el acero de refuerzo, presentado en la Figura 1.9. Las resistencias esperadas de ambos materiales se determinan aplicando los factores de conversión de propiedades esperadas establecidos en el ACI 369.1-22 (2023), que ajustan los valores nominales de diseño hacia la resistencia real media esperable en materiales existentes.

Adicionalmente, la reducción de rigidez por fisuración se incorpora mediante los factores de rigidez efectiva de la Tabla 3.1.2.2.4 del mismo documento, consistentes con los requisitos de modelado del 7.4.3.2.2 de la ASCE 41-23 (2023), los cuales se resumen en la Tabla 2.12.

Tabla 2.12 . Factores de rigidez efectiva para análisis no lineal según ACI 369.1-22 Tabla 3.1.2.2.4

Componente	Rigidez axial	Rigidez flexional	Rigidez cortante
Vigas (no preesforzadas)	1.0 EceAg	0.20 EceIg	0.40 EceAw
Columnas con $P_u \geq 0.5A_gf'_c$	1.0 EceAg	0.70 EceIg	0.40 EceAw
Columnas con $P_u \leq 0.1A_gf'_c$ o a tensión	1.0 EceAg	0.20 EceIg	0.40 EceAw

Fuente: ACI 369.1-22, Tabla 3.1.2.2.4.

Elaboración: Autores.

Para este análisis, dado que las columnas presentan cargas gravitacionales que sitúan la relación $\frac{P_u}{A_g \times f'_c}$ en el rango intermedio, se adopta un $E_{leff} = 0.70 E_{ceIg}$ para columnas y $E_{leff} = 0.20 E_{ceIg}$ para vigas. La rigidez a cortante se mantiene en $0.40 E_{ceAw}$ para todos los elementos, en concordancia con el 7.4.3.2.2 de la ASCE 41-23 (2023), que exige representar la rigidez efectiva de los componentes elásticos para capturar adecuadamente la distribución de fuerzas internas.

Complementando la no linealidad del material, la no linealidad geométrica se incorpora al modelo mediante los efectos $P-\Delta$. Estos surgen cuando los desplazamientos laterales son suficientemente grandes para que las cargas gravitacionales generen momentos adicionales que amplifican la respuesta de la estructura, reduciendo su rigidez lateral efectiva y comprometiendo su estabilidad en casos extremos (Chopra, 2017). Su relevancia es mayor en edificaciones de mediana altura con nivel de diseño *Pre-Code*, donde la menor rigidez lateral incrementa la susceptibilidad a este fenómeno (FEMA, 2020).

La ASCE 41-23 (2023, 7.2.3.3) establece que estos efectos deben incluirse explícitamente en el modelo analítico cuando el coeficiente de estabilidad θ supera 0.1 en cualquier nivel:

$$\theta = \frac{(P_g \cdot \Delta)}{V \cdot h_{sx}} \quad (2.17)$$

Donde: P_g es la carga gravitacional acumulada sobre el nivel, Δ el desplazamiento de piso, V el corte resistido en ese nivel y h_{sx} la altura entre pisos. Cuando θ supera 0.33, la norma advierte riesgo de inestabilidad dinámica, condición que exige una revisión detallada del mecanismo de falla (ASCE 41-23, 2023). Para el análisis *pushover* del Edificio B1, los efectos $P-\Delta$ se activaron en ETABS mediante actualización geométrica incremental en cada paso de carga, cumpliendo los requisitos del 7.2.3.3 de la ASCE 41-23 (2023).

2.5 Diagrama momento–curvatura

Cuando una viga o columna de hormigón armado es sometida a cargas sísmicas, su comportamiento no es uniforme a lo largo del tiempo: primero responde de forma elástica, luego se agrieta, después el acero fluye y finalmente el elemento puede colapsar. Describir ese proceso completo mediante un único valor de rigidez o resistencia resulta insuficiente; es necesario conocer cómo cambia la respuesta del elemento en cada etapa (Chopra, 2017; Park & Paulay, 1975).

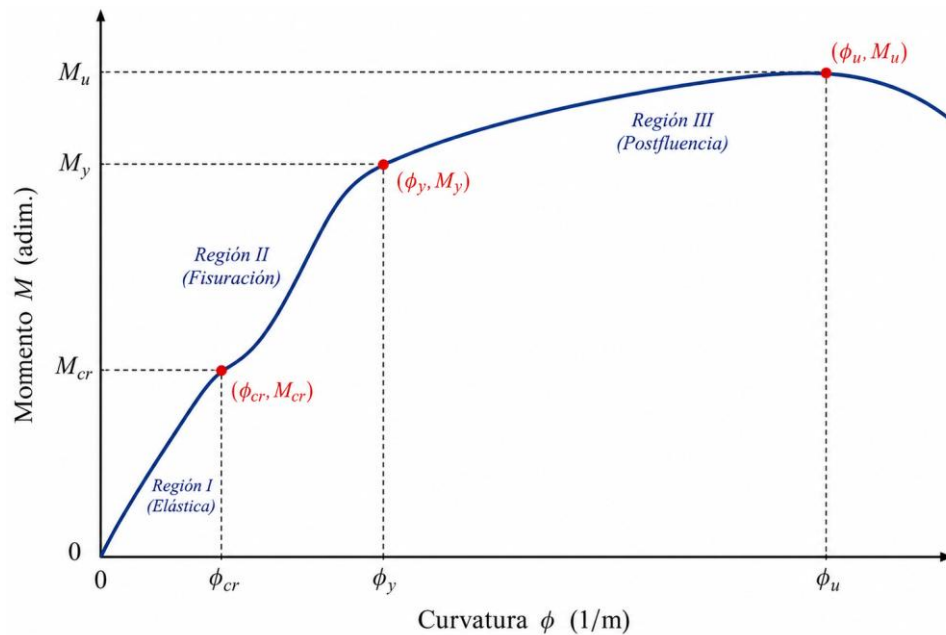


Figura 2.1 Diagrama momento-curvatura típico de una sección de hormigón armado

Fuente: Park & Paulay (1975).

Elaboración: Autores

Su construcción parte de la hipótesis de secciones planas (Navier-Bernoulli), que asume que las deformaciones se distribuyen linealmente en la sección transversal, y se apoya en los modelos constitutivos no lineales de los materiales: el modelo de (Mander *et al.*, 1988), para el hormigón y el modelo bilineal Simple para el acero.

El diagrama resultante se divide en tres regiones (Park & Paulay, 1975): la región elástica no fisurada, donde el elemento responde sin daño visible; la región fisurada, donde la rigidez cae, pero la respuesta sigue siendo aproximadamente lineal; y la región inelástica post-fluencia, donde el acero ha superado su límite elástico y la sección acumula deformación permanente hasta el aplastamiento del núcleo confinado.

Calcular este diagrama individualmente para cada sección del Edificio B1 implicaría procesar más de 270 elementos, lo que resulta impracticable en el marco de una evaluación global. Por ello, se adoptaron rótulas plásticas con parámetros calibrados directamente según las Tablas 10-4 a 10-10 de la ASCE 41-23 (2023), implementadas en el módulo de evaluación sísmica de ETABS.

Esta aproximación es explícitamente aceptada en la Sección 10.3.1 de la ASCE 41-23 (2023), para evaluaciones de edificaciones existentes, siempre que se empleen propiedades esperadas de los materiales y los parámetros correspondan al nivel de detallamiento sísmico real del edificio. Para el Edificio B1, dichos parámetros reflejan elementos no conformes con los requisitos modernos, lo que se traduce en menor ductilidad disponible y límites de deformación más restrictivos respecto a estructuras bien detalladas (ASCE 41-23, 2023).

2.6 Rótulas plásticas según ASCE 41

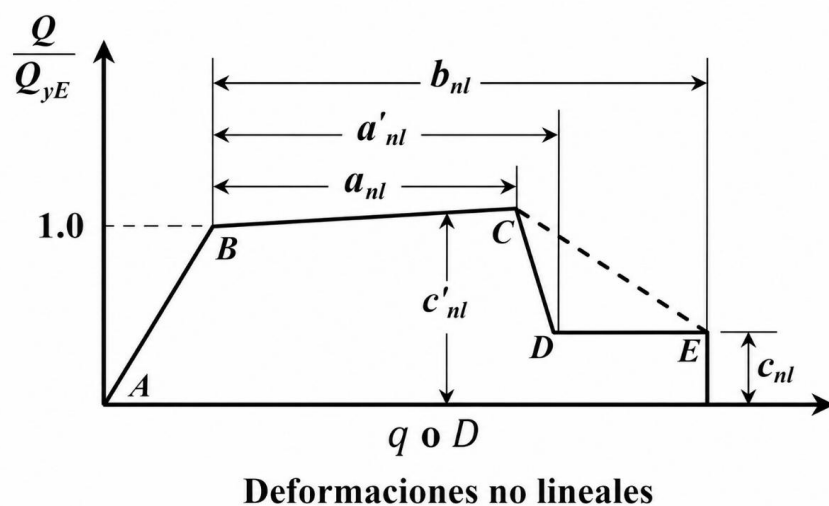


Figura 2.2 Curva Fuerza–Deformación No Lineal Idealizada con Parámetros Característicos

Fuente: (ACI 369.1-22, 2023)

Elaboración: Autores

Las rótulas plásticas permiten concentrar la no linealidad en zonas específicas. ASCE 41-23 (2023), define parámetros de rotación y deformación asociados a los niveles IO, LS y CP.

2.6.1 Parámetros de rótulas en vigas

Tabla 2.13 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para vigas de hormigón armado en procedimientos no lineales

Parámetros de modelado		Criterios de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}		Ángulo de rotación plástica, rad Nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
Vigas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del claro, ni por anclaje inadecuado en la unión viga-columna *,†,‡,§				
$a_{nl} = k_{xc} \cdot \left(0.0055 \cdot \left(\frac{M_{yE}}{V_{MCyDE} \cdot d} \right) + 0.4 \cdot \rho_t \cdot \left(\frac{f_{yIE}}{f'_{cE}} \right) \right) - \theta_{yE}$ ≥ 0 $k_{xc} = 1 \geq 2 \cdot \left(\frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} \right) - 1 \geq 0$ $Para \begin{cases} \frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & b_{nl} = b_{nl1} = \frac{0.5}{5 + \frac{f'_{cE}}{8 \cdot \rho_t \cdot f_{ytE}}} - \theta_{yE} \geq a_{nl} \\ \frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & b_{nl} = a_{nl} + 4 \cdot \theta_{yE} \cdot k_{sp} \geq b_{nl1} \end{cases}$ $Para \begin{cases} s \leq \frac{d}{2} & k_{sp} = 1 \\ s > \frac{1}{2} & k_{sp} = 2 \left(1 - \frac{s}{d} \right) \geq 0 \end{cases}$ $Para \begin{cases} \frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} \leq 1 & c_{nl} = 0 \\ \frac{V_{beamOE}}{V_{MCyDE}} > 1 & c_{nl} = 2 \end{cases}$				
Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del claro †				
$a_{nl} = \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{ytE}}{\rho_l f'_{cE}} \leq 0.025^{*,\#}$ $b_{nl} = 0.06$ $c_{nl} = 0.15 + 36 \cdot \rho_t \leq 0.2$				
Para vigas controladas por anclaje inadecuado del refuerzo longitudinal en la unión viga-columna †				
$a_{nl} = 0.015$ $b_{nl} = 0.03$ $c_{nl} = 0.2$				

* $\rho_t \cdot \left(\frac{f_{ytE}}{f'_{cE}} \right)$ no debe tomarse mayor que 0.15 en ningún caso, ni mayor que 0.075 cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para vigas con ρ_t menor que 0.0005.

† Las vigas se consideran controladas por desarrollo inadecuado o empalmes cuando el esfuerzo del acero calculado en la zona del empalme excede el esfuerzo del acero especificado en la Ec. (3.5.2) o (3.5.3). Los parámetros de modelado para vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme nunca deben exceder los de vigas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme.

‡ V_{BeamOE} debe calcularse de acuerdo con las disposiciones de la Sección 3.4.2.

§ La rotación de fluencia θ_{yE} debe calcularse de acuerdo con la Sección 4.2.2.2.3.

a_{nl} para vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme debe tomarse igual a cero si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de estribos a lo largo de su longitud.

Fuente: (ACI 369.1-22, 2023)

Elaboración: Autores

Donde:

k_{xc} : Coeficiente evaluado en base a los cortantes.

M_{yE} : resistencia a momento en la sección; evaluada según el ACI 318, (2019) sin factores de reducción de resistencia y utilizando las propiedades esperadas del material, en in-lb.

V_{MCyDE} : demanda de corte asociada al desarrollo de fluencia por flexión en las rótulas plásticas, correspondiente a un momento M_{CyDE} , en lb (libras).

M_{CyDE} : momento de fluencia por flexión M_{CyM} , calculado empleando las propiedades esperadas de los materiales y las cargas axiales actuantes, conforme a la Sección 3.3 del ACI 369.1, en in-lb.

M_{Cy} : resistencia a la fluencia por flexión de un componente, representada por el Punto B en la Fig. 3.1.2.2.3 y determinada utilizando los principios fundamentales indicados en el Capítulo 22 del ACI 318, (2019), sin emplear factores de reducción de resistencia. El valor de M_{Cy} deberá evaluarse utilizando el límite inferior o las propiedades esperadas del material, según corresponda a acciones controladas por fuerza o controladas por deformación, respectivamente. El valor de M_{Cy} deberá evaluarse considerando las cargas axiales aplicadas de acuerdo con la Sección 3.3, en in-lb (pulgada-libra).

d : distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción, en pulgadas; se permite adoptar $d = 0.8h$, donde h corresponde a la dimensión de la columna en la dirección de la fuerza cortante, en pulgadas.

ρ_t : relación entre el área del refuerzo transversal distribuido y el área bruta del concreto perpendicular a dicho refuerzo; $\rho = \frac{A_v}{b*s}$

f_{ytE} : resistencia de fluencia esperada del refuerzo transversal, en lb/in².

f'_{cE} : resistencia a compresión esperada del concreto, en lb/in².

θ_{yE} : Rotación de fluencia

k_{sp} : Coeficiente obtenido a partir del peralte y la separación de estribos.

Los parámetros de modelación y los criterios de aceptación para las rótulas plásticas de vigas se establecieron de acuerdo con la Tabla 4.2.2.2a de ACI 369.1-22 (2023), y se resumen en la Tabla 2.13. Estos parámetros consideran distintas condiciones de detallado y anclaje del

refuerzo longitudinal, y definen los límites de rotación plástica, la resistencia residual y los criterios de aceptación correspondientes a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP).

2.6.2 Parámetros de rótulas en columnas

Tabla 2.14 Parámetros de modelación y criterios de aceptación numéricos para análisis no lineal en columnas de hormigón armado no circulares con estribos sísmicos según ACI 318

Parámetros de modelado	Criterios de aceptación		
Ángulos de rotación plástica a_{nl} y b_{nl} , rad Relación de resistencia residual c_{nl}	Ángulo de rotación plástica, rad		
	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre *			
$a_{nl} = \left(0.042 - 0.043 \cdot \left(\frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} \right) + 0.63 \cdot \rho_t - 0.023 \cdot \left(\frac{V_{MCyDE}}{V_{colE}} \right) \right) \geq 0$	0.15	$0.5 \cdot b_{nl}^{\ddagger}$	$0.7 \cdot b_{nl}^{\ddagger}$
$Para \frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} \leq 0.5 \left\{ b_{nl} = \left(\frac{0.5}{5 + \left(\frac{N_{ud}}{0.8 \cdot A_g \cdot f'_{cE} \cdot \rho_t \cdot f_{yIE}} \right)} \right) - 0.01 \right.$	$* a_{nl} <$		
$\geq a_{nl}$	$= 0.005$		
$c_{nl} = 0.24 - 0.4 \cdot \left(\frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} \right) \geq 0$			
Vigas controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal a lo largo del claro †			
$a_{nl} = \frac{1 \cdot \rho_t \cdot f_{yIE}}{8 \cdot \rho_l \cdot f'_{cE}} \leq \begin{matrix} 0.0^{\#} \\ 0.025 \end{matrix}$	0.0	$0.5 \cdot b_{nl}^{\ddagger}$	$0.7 \cdot b_{nl}^{\ddagger}$
$b_{nl} = \left(0.012 - 0.085 \cdot \frac{N_{ud}}{A_g \cdot f'_{cE}} + 12 \cdot \rho_t \right) \begin{matrix} \geq 0.0^{\parallel} \\ \geq a_{nl} \\ \leq 0.06 \end{matrix}$			
$c_{nl} = 0.15 + 36 \cdot \rho_t \leq 0.4$			

* ρ_t no debe tomarse mayor que: $\rho_t \leq 0.0175$ ni mayor que: $\rho_t \leq 0.0075$ cuando los estribos no estén adecuadamente anclados en el núcleo. Las ecuaciones de la tabla no son válidas para columnas con: $\rho_t < 0.0005$

La relación de cortante debe cumplir: $\frac{V_{MCyDE}}{V_{colOE}} \geq 0.2$

La carga axial máxima es: N_{UD}

† La rotación plástica última debe cumplir: $b_{nl} \geq a_{nl}$ para: $\frac{N_{UD}}{A_g \cdot f'_{cE}} > 0.5$ desde: $\frac{N_{UD}}{A_g \cdot f'_{cE}} = 0.5$ hasta: $\frac{N_{UD}}{A_g \cdot f'_{cE}} = 0.7$

‡ La relación axial mínima es: $\frac{N_{UD}}{A_g \cdot f'_{cE}} \geq 0.1$

§ Las columnas se consideran controladas por desarrollo inadecuado o empalmes cuando el esfuerzo del acero calculado en la zona del empalme excede el esfuerzo del acero especificado en la Ec. (3.5.2) o (3.5.3).

El parámetro de modelado para columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme nunca debe exceder el de columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme.

El refuerzo transversal no debe exceder: $\rho_t \leq 0.0075$

‖ La rotación plástica inicial será: $a_{nl} = 0$ si la región de empalme no está atravesada por al menos dos grupos de estribos.

Fuente: (ACI 369.1-22, 2023)

Elaboración: Autores

Donde:

N_{ud} : Fuerza axial de diseño del elemento, evaluada según la Ec. (7-34) del ASCE 41 en procedimientos no lineales, en lb.

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento, en in².

f'_{CE} : Resistencia a compresión esperada del hormigón, en lb/in².

ρ_t : Relación entre el área del refuerzo transversal distribuido y el área bruta del hormigón perpendicular a dicho refuerzo; $\rho_t = A_v/(b \cdot s)$.

V_{ColOE} : Resistencia a corte esperada de la columna de hormigón, evaluada con propiedades esperadas del material, en lb.

ρ_l : Relación del área del refuerzo longitudinal distribuido respecto al área bruta del hormigón perpendicular a dicho refuerzo.

a_{nl} : Parámetro de deformación que define la capacidad en la curva carga-deformación del elemento; equivalente al parámetro a del ASCE 41, en rad.

b_{nl} : Parámetro de deformación que define la capacidad última en la curva carga-deformación del elemento; equivalente al parámetro b del ASCE 41, en rad.

c_{nl} : Parámetro que mide la resistencia residual en la curva carga-deformación del elemento; equivalente al parámetro c del ASCE 41.

s : Separación del refuerzo transversal, en in.

Los parámetros de modelación y criterios de aceptación para las rótulas plásticas de columnas se obtuvieron de la Tabla 4.2.2.2.1a del ACI 369.1-22 (2023), y se resumen en la Tabla 2.14. Se distinguen dos condiciones de control: columnas no controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura libre, y columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme del refuerzo longitudinal. Se definen los ángulos de rotación plástica límite a_{nl} y b_{nl} , la relación de resistencia residual c_{nl} , y los criterios de aceptación correspondientes a los niveles de desempeño de IO, LS y CP.

2.7 Curva de capacidad

La curva de capacidad $V-\Delta$ representa la relación entre el cortante basal total V y el desplazamiento de techo Δ de la estructura, obtenida de forma incremental mediante el análisis *pushover*. A medida que el patrón de cargas laterales se incrementa, la estructura transita progresivamente del rango elástico al inelástico, formando rótulas plásticas en vigas y columnas hasta alcanzar la inestabilidad global o el colapso numérico del modelo (ATC 40, 1996). Esta curva resume en una sola representación la resistencia lateral disponible, la rigidez inicial, la

ductilidad global y la secuencia de plastificación del sistema estructural, constituyendo la base para toda la evaluación de desempeño posterior (ASCE 41-23, 2023, 7.4.3).

La forma de la curva de capacidad depende directamente de las características geométricas y mecánicas de la estructura: dimensiones de los elementos, cuantías de refuerzo, calidad de los materiales, presencia de mampostería de relleno y nivel de detallamiento sísmico posterior (FEMA, 2020, 5.3).

En el Edificio B1, constituido por pórticos de hormigón armado de cinco niveles ($f'c = 21$ MPa; $f_y = 280$ MPa) sin detallamiento sísmico moderno, la curva de capacidad evidencia la transición de un comportamiento inicialmente rígido hacia un régimen de plastificación progresiva. La principal diferencia entre el Modelo 1 (pórtico desnudo) y el Modelo 2 (con mampostería) es que los puntales diagonales equivalentes incrementan la rigidez inicial y la resistencia máxima del sistema; sin embargo, disminuyen la ductilidad global debido al comportamiento frágil asociado al agrietamiento y degradación de la mampostería (FEMA, 2020).

Tabla 2.15 Etapas características de la curva de capacidad $V-\Delta$ (análisis pushover)

Etapas de la curva	Comportamiento estructural	Descripción
0 – A (Tramo inicial)	Elástico lineal sin daño	No se forman rótulas; toda la estructura se mantiene en rango elástico
A – B (Primera fluencia)	Formación de primeras rótulas	Inicio del comportamiento inelástico; redistribución de esfuerzos
B – C (Fluencia generalizada)	Plastificación extendida; mecanismo en formación	Pendiente de la curva se reduce; la resistencia sigue aumentando
C (Resistencia máxima)	Corte basal máximo V_{max}	Punto de máxima capacidad; a partir de aquí la resistencia decrece
C – E (Post-pico)	Degradación de resistencia	Formación del mecanismo global; el análisis concluye al alcanzar inestabilidad

Fuente: ASCE (2023, 7.4.3); ATC (2005)

Elaboración: Autores

La curva de capacidad atraviesa una serie de etapas características que reflejan el comportamiento estructural progresivo. La Tabla 2.15 describe cada una de estas etapas y el estado de daño asociado.

La curva $V-\Delta$ obtenida del análisis *pushover* presenta una forma no lineal continua que dificulta la aplicación directa de los métodos de evaluación del punto de desempeño. Por esta razón, tanto FEMA 440 (2005), como ASCE 41-23 (2023), requieren que la curva real se idealice mediante un modelo bilineal equivalente. Esta idealización consiste en reemplazar la curva real por dos tramos rectos, uno elástico y uno post-fluencia, de modo que el área bajo la curva idealizada sea igual al área bajo la curva real hasta el desplazamiento considerado, garantizando así la equivalencia energética entre ambas representaciones. Este mismo concepto de curva bilineal con rigidez secante efectiva es adoptado también por la NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), como base del Diseño basado en desplazamientos.

De esta idealización se obtienen dos parámetros fundamentales: el cortante basal de fluencia equivalente V_y y el desplazamiento de fluencia Δ_y . El primero representa la resistencia lateral efectiva del sistema en el punto de transición entre el comportamiento elástico e inelástico; la segunda marca el inicio de la deformación plástica significativa. A partir de estos valores se calcula la ductilidad de desplazamiento global (ASCE 41-23, 2023, 7.4.3.2.5; MIDUVI, 2015c, 4.2):

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2.18)$$

Donde: Δ_{max} es el desplazamiento máximo alcanzado en la curva. Este parámetro cuantifica cuántas veces el sistema puede deformarse más allá de la fluencia antes de agotar su capacidad, y constituye un indicador directo de la reserva inelástica disponible. Conforme a la Tabla 5-6 de HAZUS (FEMA, 2020), la ductilidad teórica para ambas tipologías en nivel *Pre-Code* es $\mu = 3.3$, valor que será contrastado con los resultados del análisis *pushover* en el Capítulo 3.

Adicionalmente, la rigidez efectiva del sistema bilineal equivalente $K_e = \frac{V_y}{\Delta_y}$, permite calcular el período efectivo de la estructura en el rango inelástico (ASCE 41-23, 2023, 7.4.3.2.6):

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (2.19)$$

Donde: M es la masa efectiva modal de la estructura. El período efectivo es mayor que el período elástico inicial T_e debido a la pérdida de rigidez por fisuración y plastificación, y es el valor que se utiliza para determinar la demanda sísmica sobre la estructura en el formato ADRS.

Para superponer la curva de capacidad con el espectro de demanda en un mismo plano, es necesario convertir la curva $V-\Delta$ al formato de Espectro de Respuesta de Aceleración–Desplazamiento (ADRS). Esta conversión, formalizada en ATC 40 (1996, 8.2), transforma el cortante basal V y el desplazamiento de techo Δ en aceleración espectral S_a y desplazamiento espectral S_d mediante los factores de participación modal:

$$S_a = \frac{V}{\alpha_1 \cdot W} \quad (2.20)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi_{1,roof}} \quad (2.21)$$

Los valores de α_1 y α_2 para cada tipología fueron definidos previamente en la Tabla 2.5. La curva de capacidad expresada en formato ADRS conserva la misma información que la curva $V-\Delta$ original, pero en coordenadas que permiten su comparación directa con el espectro de demanda sísmica y la determinación gráfica del punto de desempeño.

2.8 Punto de desempeño

El punto de desempeño representa el estado de equilibrio entre la demanda sísmica impuesta por el movimiento del suelo y la capacidad resistente disponible de la estructura. Su determinación constituye el resultado central del análisis por desempeño, pues en él se obtiene el desplazamiento máximo esperado de la estructura para un nivel de amenaza específico (ASCE 41-23, 2023, §8.3; ATC 40, 1996, §7.4.3.3). A partir de este desplazamiento se evalúan las derivas de piso, el estado de las rótulas plásticas y el nivel de desempeño global alcanzado (IO, LS o CP), definidos en la Tabla 2.2.

Los principales procedimientos normalizados utilizados para determinar el punto de desempeño, desarrollados a partir de la curva de capacidad convertida al formato ADRS (Sección 2.6) y el espectro de demanda sísmica, son:

- Método del Coeficiente de Desplazamiento
- Método del Espectro de Capacidad
- Método de Linealización Equivalente

2.8.1 Método del Espectro de Capacidad

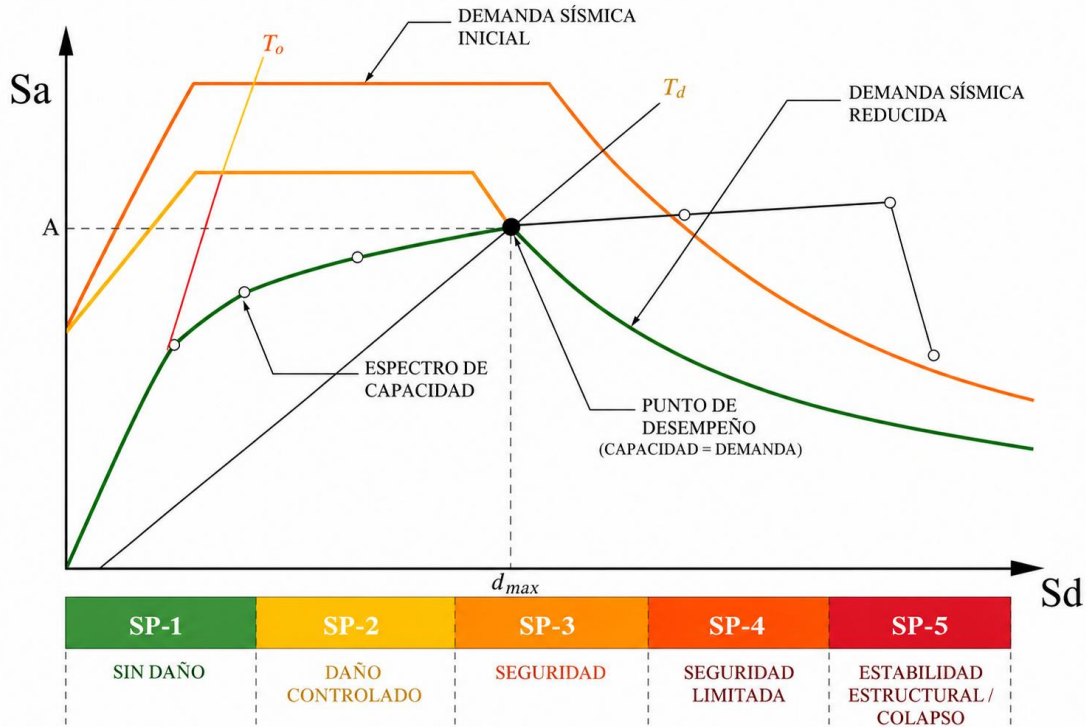


Figura 2.3 Curva de capacidad vs. demanda sísmica en formato ADRS y niveles de desempeño

Elaboración: Autores

Propuesto originalmente por ATC-40 (ATC 40, 1996), este método determina el punto de desempeño como la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda, ambos en formato ADRS. Cuando la estructura responde en rango inelástico, disipa energía mediante deformación plástica, lo que equivale a un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema. ATC 40 (1996), estima este amortiguamiento equivalente β_{eq} a partir del área del lazo histerético encerrado por la curva de capacidad bilineal:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + \kappa \cdot \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{ED}{ES_0} \quad (2.22)$$

Donde: $\beta_0 = 5\%$ es el amortiguamiento viscoso inherente, ED es la energía disipada por ciclo histerético, ES_0 la energía de deformación elástica máxima y κ un factor de degradación que depende del tipo de comportamiento histerético de la estructura. El espectro de demanda se reduce en función de β_{eq} , de modo que una estructura con mayor capacidad de disipación de energía enfrenta una demanda efectiva menor. El punto donde la curva de capacidad intersecta el espectro reducido constituye el punto de desempeño (ATC 40, 1996).

FEMA 440 (2005), introduce mejoras sustanciales al CSM original, señalando que las expresiones de amortiguamiento equivalente de ATC-40 tienden a sobreestimar la reducción espectral en estructuras con períodos cortos y baja ductilidad. El método mejorado, denominado iCSM (*Improved Capacity Spectrum Method*), recalibra los factores de amortiguamiento equivalente con base en análisis dinámicos no lineales de sistemas de un grado de libertad, obteniendo estimaciones más precisas del desplazamiento máximo. Esta corrección es especialmente relevante en estructuras de período corto con baja ductilidad, rango en el que se ubican los modelos del Edificio B1 con períodos $T_e = 0.75$ s (C1M *Pre-Code*) y $T_e = 0.56$ s (C3M *Pre-Code*), obtenidos de la bilinealización de la curva de capacidad (Tabla 2.7), y que constituye la principal motivación para adoptar un método con mayor precisión en este intervalo (FEMA 440, 2005).

2.8.2 Método del Coeficiente de Desplazamiento (DCM):

Como alternativa al enfoque gráfico del CSM, (ASCE 41-23, 2023), adopta un procedimiento analítico en el cual el desplazamiento objetivo δ_t se calcula directamente a partir del desplazamiento espectral elástico, modificado por una serie de coeficientes (Ecuación 7-29, resumida en la Tabla 2.2):

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g \quad (2.23)$$

Cada coeficiente tiene un significado físico específico. El factor C_0 convierte el desplazamiento espectral del sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento de techo del edificio real, considerando la forma del modo fundamental; en estructuras de múltiples pisos, su valor se aproxima mediante el factor de participación modal correspondiente al primer modo (ASCE 41-23, 2023). El factor C_1 ajusta la diferencia entre la respuesta elástica e inelástica: para estructuras con período $T_e \geq 1.0$ s, $C_1 = 1.0$, lo que implica la hipótesis de desplazamientos iguales entre sistemas elásticos e inelásticos; para períodos menores a 1.0 s, $C_1 > 1.0$, reconociendo que los sistemas de período corto experimentan desplazamientos inelásticos mayores que los elásticos (ASCE 41-23, 2023). El factor C_2 incorpora el efecto de la degradación de resistencia y rigidez bajo ciclos de carga repetidos, fenómeno especialmente relevante en estructuras de tipología *Pre-Code* o con detallamiento sísmico deficiente (ASCE 41-23, 2023).

Ambos métodos parten de la misma información de entrada, la curva de capacidad y el espectro de demanda, pero difieren en su formulación: el CSM es un procedimiento gráfico iterativo que busca la intersección entre curvas, mientras que el DCM es un cálculo directo mediante

coeficientes. FEMA 440 (2005) demostró que ambos métodos, correctamente aplicados, convergen a resultados similares, condición verificable en estructuras regulares de baja y mediana altura con respuesta dominada por el primer modo.

2.8.3 Método de Linealización Equivalente (ELM)

El Método de Linealización Equivalente (*Equivalent Linearization Method*, ELM), formalizado en FEMA 440 (2005), constituye un refinamiento del Método del Espectro de Capacidad (CSM), desarrollado para corregir la inconsistencia asociada a la estimación del amortiguamiento equivalente basada únicamente en el área histerética.

En este enfoque, el sistema estructural no lineal de un grado de libertad es reemplazado por un sistema lineal equivalente caracterizado por un período efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} , calibrados a partir de análisis dinámicos no lineales para distintos modelos histéricos.

La rigidez efectiva del sistema equivalente se define como la rigidez secante evaluada en el punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}), es decir, la pendiente de la recta que une el origen con dicho punto sobre la curva de capacidad bilinealizada. Para un sistema bilineal con relación de rigidez post-fluencia α y ductilidad de desplazamiento $\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$, la rigidez secante y el período efectivo se expresan como:

$$k_{sec} = k_0 \cdot \frac{[1 + \alpha(\mu - 1)]}{\mu} \quad (2.24)$$

$$T_{eff} = T_0 \cdot \sqrt{\left\{ \frac{\mu}{[1 + \alpha(\mu - 1)]} \right\}} \quad (2.25)$$

Donde: k_0 es la rigidez elástica inicial, T_0 el período fundamental elástico y α la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial. A medida que la ductilidad demandada μ aumenta, la rigidez secante disminuye y el período efectivo se incrementa, reflejando el ablandamiento progresivo de la estructura en el rango inelástico.

El amortiguamiento efectivo β_{eff} se define como la suma del amortiguamiento viscoso inherente β_0 y un amortiguamiento histerético equivalente, calibrado mediante regresión sobre análisis dinámicos no lineales. FEMA 440 (2005), propone la siguiente expresión general:

$$\beta_{eff} = \frac{a_1(\mu - 1)a^2}{\{\pi \cdot [1 + a_3(\mu - 1)a^4]\}} + \beta_0 \quad (2.26)$$

A diferencia del planteamiento de ATC-40, en el cual el amortiguamiento equivalente se relaciona directamente con el área del lazo histerético, esta formulación incorpora de manera implícita los efectos de degradación de rigidez y resistencia bajo ciclos de carga repetidos, lo que permite una mejor aproximación del comportamiento estructural real, especialmente en tipologías con deficiente detallamiento sísmico.

La determinación del punto de desempeño mediante el ELM se realiza a través de un procedimiento iterativo en el espacio ADRS (FEMA 440, 2005). Inicialmente se asume un punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}) sobre la curva de capacidad, el cual puede tomarse como una estimación inicial basada en el desplazamiento espectral elástico del sistema equivalente. A partir de este punto se calcula la ductilidad de desplazamiento $\mu = d_{pi}/d_y$, y posteriormente se determinan el período efectivo T_{eff} y el amortiguamiento efectivo β_{eff} . Con estos parámetros se ingresa al espectro de respuesta elástico, el cual se reduce mediante el factor de amortiguamiento (β_{eff}), obteniendo el desplazamiento espectral de demanda $S_d(T_{eff}, \beta_{eff})$ (FEMA 440, 2005). El proceso converge cuando se satisface la condición $d_{pi} \approx S_d(T_{eff}, \beta_{eff})$, con una tolerancia del 5%; en caso contrario, el valor de d_{pi} se actualiza y el proceso se repite (FEMA 440, 2005).

FEMA 440 (2005) demostró que este enfoque proporciona estimaciones del desplazamiento máximo con un error medio inferior al 15% respecto a resultados de análisis dinámicos no lineales, superando la precisión del CSM original en estructuras con períodos cortos y ductilidad moderada.

En la presente investigación se aplica el ELM para la determinación del punto de desempeño en los niveles de amenaza BSE-1N y BSE-2N, dado que los períodos efectivos del Edificio B1 ($T_e = 0.75$ s y $T_e = 0.56$ s, Tabla 2.7) se ubican en el rango donde este método ofrece mayor precisión respecto al CSM original y una formulación más directa que el DCM para estructuras con degradación de rigidez y resistencia. La aplicación detallada y la comparación de resultados se desarrollan en el Capítulo 3.

Una vez determinado el punto de desempeño para cada nivel de amenaza y cada modelo, la verificación integra dos marcos complementarios. El primero, normativo, compara las rotaciones plásticas en rótulas y las derivas de piso con los criterios de aceptación de la ASCE 41-23 para cada nivel de desempeño (Tabla 2.2; ASCE 41-23, 2023). El segundo, tipológico, contrasta el desplazamiento de techo δ_t con los umbrales de daño de HAZUS (FEMA, 2020). Para el Edificio B1, al tratarse de elementos no conformes con el diseño sísmico moderno, los límites de aceptación de la ASCE 41-23 son más restrictivos que los de elementos sísmicamente detallados, lo que implica un margen de seguridad menor antes de alcanzar cada estado límite (ASCE 41-23, 2023). La Tabla 2.16 resume este marco de verificación para los dos modelos evaluados.

Tabla 2.16 Marco de verificación en el punto de desempeño: criterios ASCE 41-23 y estados de daño HAZUS

Nivel de desempeño	Deriva de piso máx. (%)	Rotación plástica relativa	Estado de daño esperado
Ocupación Inmediata (IO)	≤ 1.0	Mínima	Daño estructural leve; estructura funcional
Seguridad de Vida (LS)	≤ 2.0	Moderada	Daño moderado; reparable; sin colapso
Prevención de Colapso (CP)	≤ 4.0	Significativa	Daño severo; no colapso total; posible demolición

Fuente: ASCE (2023, §7.4.3); ATC (1996, 2005); FEMA (2020, §5.4)

Elaboración: Autores

3 Resultados y análisis

3.1 Introducción

El presente capítulo expone los resultados del análisis sísmico no lineal del Edificio B1 de la Universidad del Azuay. El estudio parte de la caracterización dinámica de ambas configuraciones estructurales, examinando los períodos de vibración y la posible generación de irregularidad torsional. A partir de ello, se presentan las curvas de capacidad obtenidas mediante el análisis *pushover* en las direcciones X e Y, y se determinan los puntos de desempeño sísmico aplicando el Método de Linealización Equivalente, según FEMA 440 (2005). Tomando estos valores como referencia, se cuantifican los estados de daño conforme a HAZUS 2020 (FEMA, 2020) y se compara la ductilidad de desplazamiento entre ambas configuraciones. Tomando estos valores como referencia, se cuantifican los estados de daño conforme a HAZUS 2020 (FEMA, 2020) y se compara la ductilidad de desplazamiento entre ambas configuraciones. El capítulo cierra con el análisis del efecto de columna corta inducido por la mampostería. La información proviene directamente de ETABS y de las hojas de cálculo desarrolladas, encuadrada en la normativa NEC-SE-DS, ASCE 41-23, ACI 369.1-22, FEMA 440 y HAZUS 2020.

3.2 Análisis Modal

3.2.1 Modelo 1 – Tipología C1M

La Tabla 3.1 presenta los periodos de vibración y los factores de dirección modal obtenidos en ETABS para el Modelo 1. El primer modo corresponde a una respuesta predominantemente traslacional en la dirección X, tal como se observa en la Figura 3.1.

Tabla 3.1 Periodos y factores de dirección modal – Modelo 1 (C1M)

Modo	Periodo T (s)	UX	UY	RZ	Tipo de modo	Dominante
1	2.765	0.931	0.000	0.068	Traslacional	Dir. X
2	2.214	0.069	0.002	0.930	Torsional	RZ
3	1.772	0.000	0.998	0.002	Traslacional	Dir. Y

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

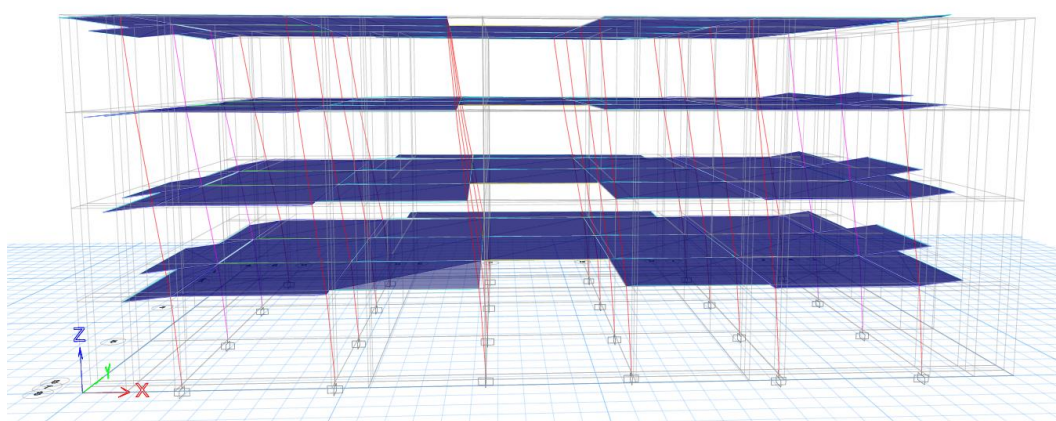


Figura 3.1 Forma modal 1 del Modelo 1 (C1M)

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.2.2 Modelo 2 – Tipología C3M

La Tabla 3.2 presenta los resultados modales del Modelo 2 obtenidos en ETABS tras incorporar los puntales diagonales de mampostería. El primer modo corresponde a una respuesta predominantemente traslacional en la dirección X, tal como se observa en la Figura 3.2.

Tabla 3.2 Periodos y factores de dirección modal – Modelo 2 (C3M)

Modo	Periodo T (s)	UX	UY	RZ	Tipo de modo	Dominante
1	2.633	0.929	0.001	0.070	Traslacional	Dir. X
2	1.986	0.071	0.006	0.923	Torsional	RZ
3	1.574	0.000	0.994	0.006	Traslacional	Dir. Y

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

El Modelo 2 conserva el mismo orden modal que el Modelo 1: Modo 1 traslacional en X ($T = 2.633$ s, $UX = 0.929$), Modo 2 torsional ($T = 1.986$ s, $RZ = 0.923$) y Modo 3 traslacional en Y ($T = 1.574$ s, $UY = 0.994$). La incorporación de los puntales de mampostería reduce todos los periodos respecto al Modelo 1, pero de forma desigual: el periodo traslacional X disminuye un 4.8 % (de 2.765 s a 2.633 s), el periodo torsional un 10.3 % (de 2.214 s a 1.986 s) y el periodo traslacional Y un 11.2 % (de 1.772 s a 1.574 s).

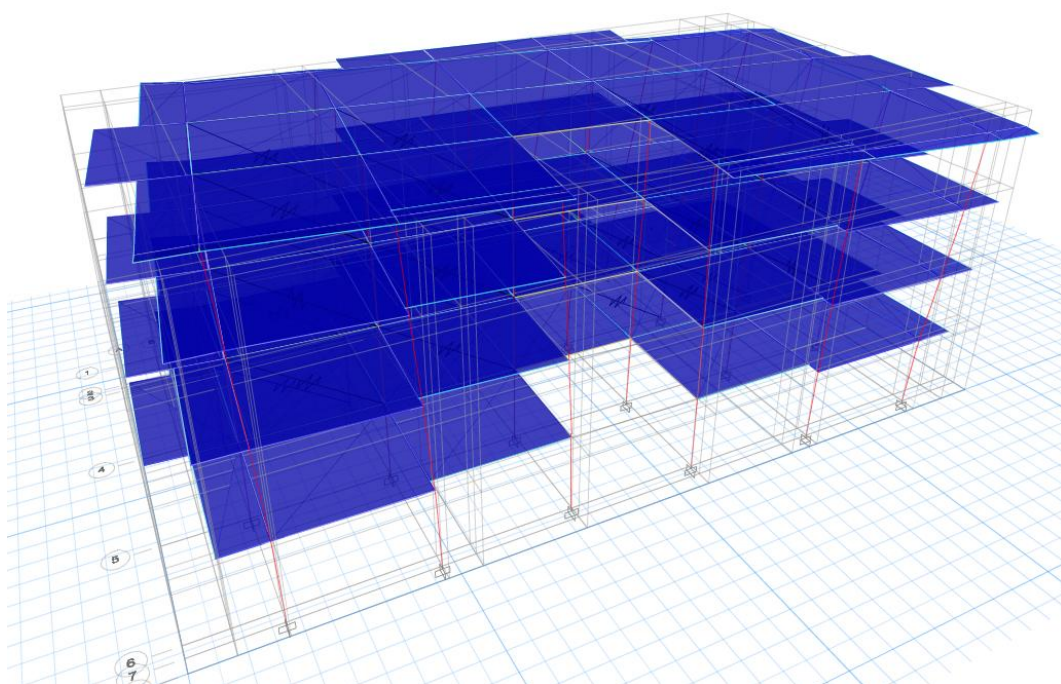


Figura 3.2 Forma modal 1 del Modelo 2 (C3M)

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.2.3 Comparación de periodos y efecto dinámico de la mampostería

La Tabla 3.3 presenta la comparación de los periodos fundamentales entre el Modelo C1M y el Modelo C3M para los tres modos de vibración dominantes, incluyendo la variación porcentual y la relación de rigideces K_{ratio} resultante de incorporar la mampostería como elemento estructural aportante.

Tabla 3.3 Comparación de periodos fundamentales – C1M vs. C3M

Modo (por tipo)	T – C1M (s)	T – C3M (s)	Variación (%)	K_{ratio}	Tipo de modo
Traslacional X	2.765	2.633	–4.8 %	1.10x	Traslacional X
Torsional (RZ)	2.214	1.986	–10.3 %	1.24x	Torsional (RZ)
Traslacional Y	1.772	1.574	–11.2 %	1.27x	Traslacional Y

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.3 Curvas de capacidad – Análisis *pushover*

La Tabla 3.4 resume los cortantes basales máximos registrados en los cuatro análisis *pushover* ejecutados en ETABS, correspondientes a las direcciones X e Y de cada modelo.

Tabla 3.4 Cortantes basales máximos – Análisis *pushover*

Parámetro	C1M – Dir.	C1M – Dir.	C3M – Dir.	C3M – Dir.
	X	Y	X	Y
Vb máximo (tonf)	229.87	267.85	259.14	292.46
Incremento C3M vs C1M	–	–	+12.7 %	+9.2 %

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.3.1 Curvas de capacidad – Modelo 1 (C1M)

Las Figura 3.3 y Figura 3.4 presentan las curvas de capacidad del Modelo 1 (C1M) obtenidas mediante el análisis *pushover* en las direcciones X e Y, respectivamente. En ambas curvas se relaciona el cortante basal (tonf) con el desplazamiento monitoreado en el nodo de control (cm), reflejando el comportamiento no lineal de la estructura desde el rango elástico hasta el límite de convergencia del análisis.

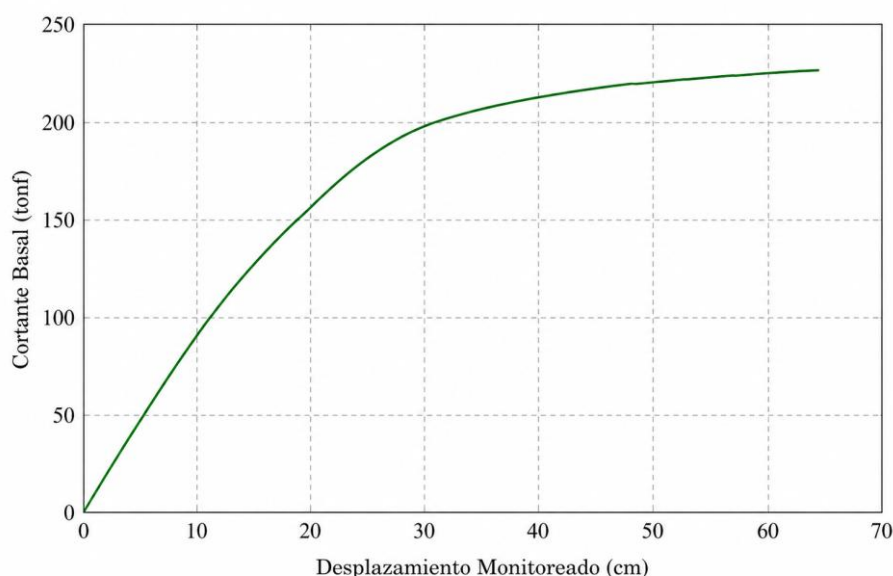


Figura 3.3 Curvas de capacidad *pushover* del Modelo 1 (C1M) con dirección en X: cortante basal vs. desplazamiento monitoreado.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

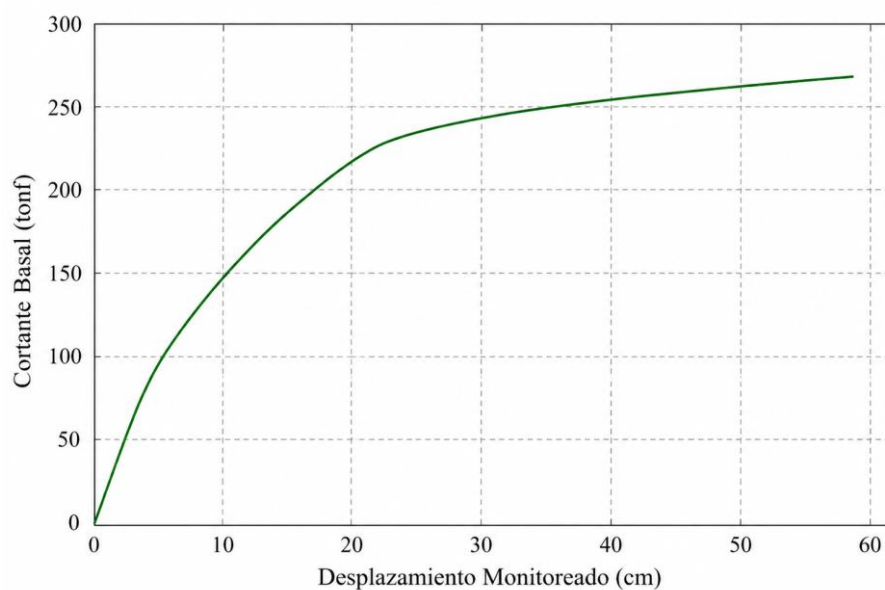


Figura 3.4 Curvas de capacidad pushover del Modelo 1 (CIM) con dirección en Y: cortante basal vs. desplazamiento monitoreado.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.3.2 Curvas de capacidad – Modelo 2 (C3M).

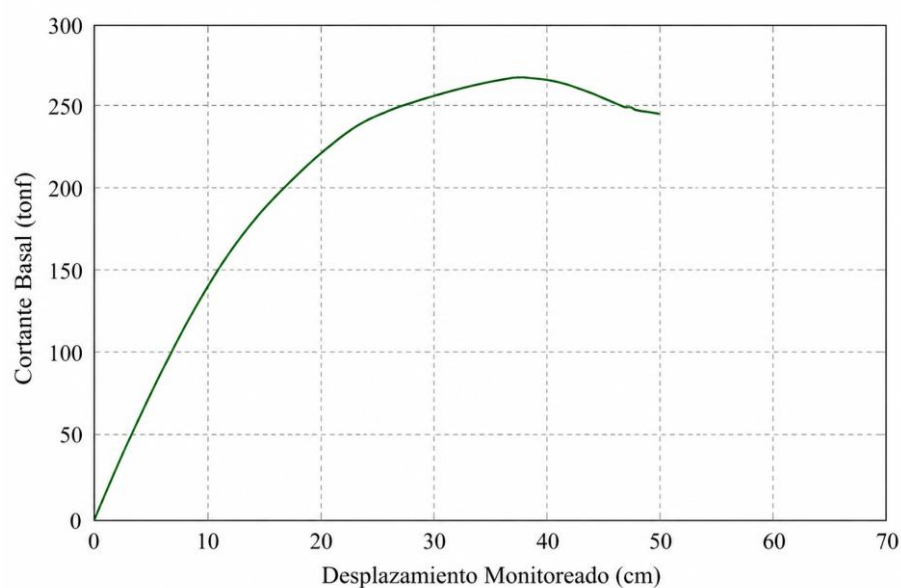


Figura 3.5 Curvas de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) con dirección en X: cortante basal vs. Desplazamiento monitoreado.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

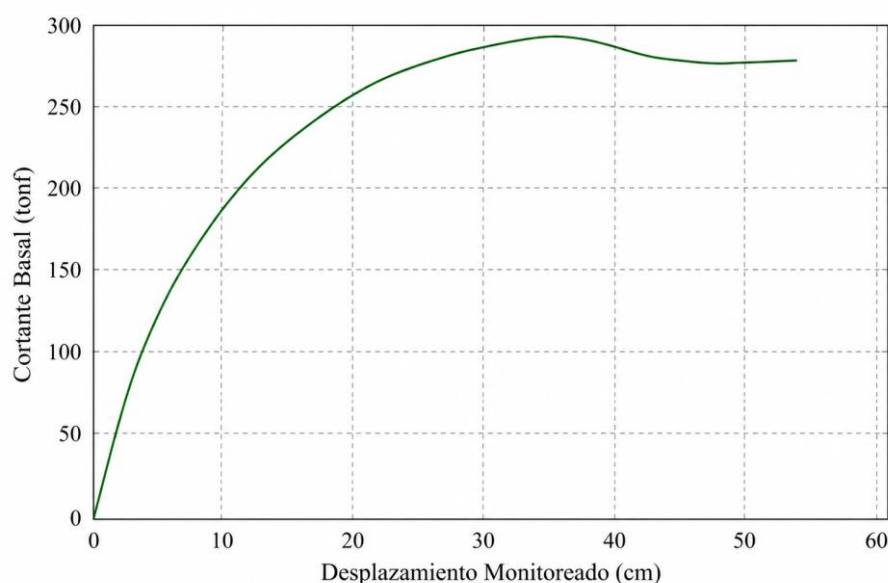


Figura 3.6 Curvas de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y: cortante basal vs. Desplazamiento monitoreado.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

Las Figura 3.5 y Figura 3.6 presentan las curvas de capacidad del Modelo 2 (C3M) en las direcciones X e Y, respectivamente. A diferencia del Modelo 1, estas curvas exhiben un pico de cortante basal definido seguido de una rama descendente, evidenciando la degradación de rigidez y resistencia que introduce la mampostería modelada como puntal diagonal equivalente.

3.3.3 Verificación de la ductilidad de desplazamiento (μ)

El Capítulo 2 estableció que HAZUS 2020 asigna una ductilidad teórica $\mu = 3.3$ a ambas tipologías en nivel *Pre-Code*. La Tabla 3.5 compara la ductilidad teórica de HAZUS 2020 ($\mu = 3.3$) con la ductilidad real obtenida de las curvas *pushover* de ETABS, calculada como la razón entre el desplazamiento en el cortante máximo (δu) y el de primera fluencia (δy).

Tabla 3.5 Verificación de ductilidad de desplazamiento – ETABS vs. HAZUS 2020

Modelo / Dir.	δy (mm)	V_y (tonf)	δu (mm)	V_u (tonf)	μ ETABS	μ HAZUS	Ratio
C1M – Dir. X	8.50	75.4	63.5	229.9	7.47	3.3	2.26x
C1M – Dir. Y	3.39	70.0	57.2	267.9	16.91	3.3	5.12x
C3M – Dir. X	8.10	119.8	36.65	259.1	4.52	3.3	1.37x
C3M – Dir. Y	3.57	91.1	34.22	292.5	9.58	3.3	2.90x

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.4 Punto de desempeño sísmico (ELM– FEMA 440)

Los puntos de desempeño se determinaron mediante el Método de Linealización Equivalente (ELM) de FEMA 440 (2005), implementado en ETABS, para dos niveles de peligro sísmico: $T = 475$ años (10 % de probabilidad de excedencia en 50 años) y $T = 2500$ años (2 % en 50 años). Los parámetros sísmicos aplicados corresponden a la zona II de la NEC-SE-DS: $Z = 0.25$, perfil de suelo D, factor de importancia $I = 1.3$ y factor de reducción $R = 4.0$.

3.4.1 Periodo de retorno 475 años

Para el sismo de diseño ($T_r = 475$ años), la Tabla 3.6 presenta el cortante basal en el punto de desempeño y las derivas máximas de entrepiso de cada modelo, verificando el cumplimiento del límite del 2 % establecido en la NEC-SE-DS.(MIDUVI, 2015c).

Tabla 3.6 Punto de desempeño ($T = 475$ años) – Cortante basal y derivas interstorias

Modelo / Dir.	Vb PP (tonf)	Δ Piso 1 (%)	Δ Piso 2 (%)	Δ Piso 3 (%)	Δ Piso 4 (%)	Δ max (%)
C1M – Dir. X	35.17	1.73	2.83	2.89	2.31	2.89
C1M – Dir. Y	30.21	1.34	2.19	2.47	2.38	2.47
C3M – Dir. X	30.53	1.67	2.57	2.44	1.81	2.57
C3M – Dir. Y	26.77	1.12	1.97	2.22	2.12	2.22

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

De la Figura 3.7 a Figura 3.10 muestran la representación ADRS de cada análisis, donde la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda iterado define el punto de desempeño sísmico mediante el ELM de FEMA 440 (2005).

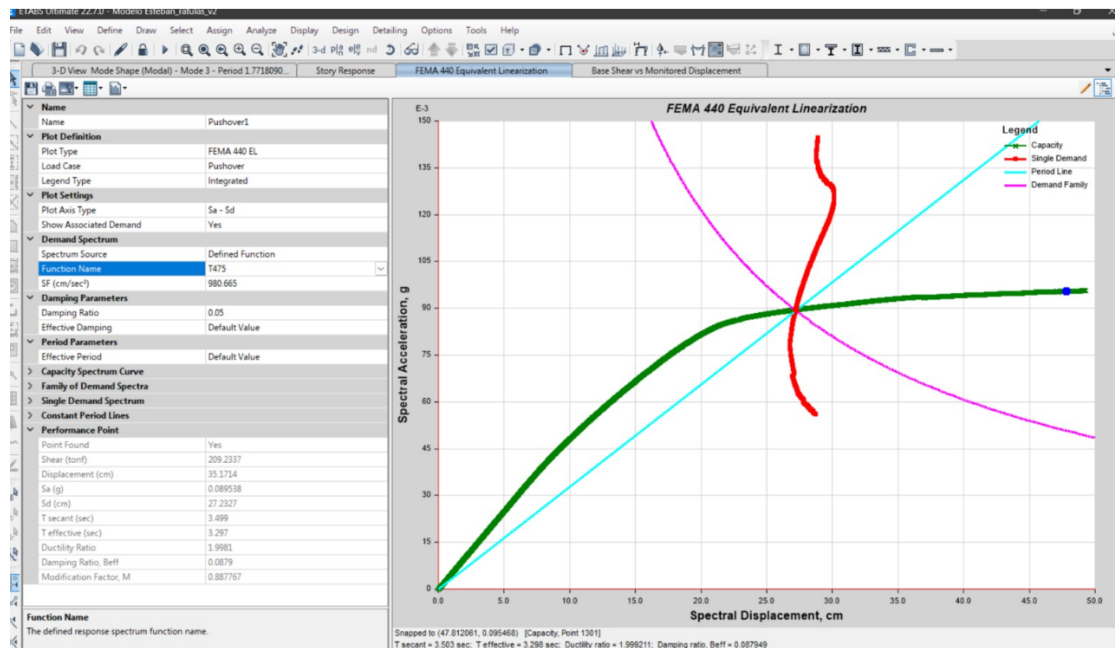


Figura 3.7 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 475$ años del Modelo 1 (CIM) con dirección en X.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

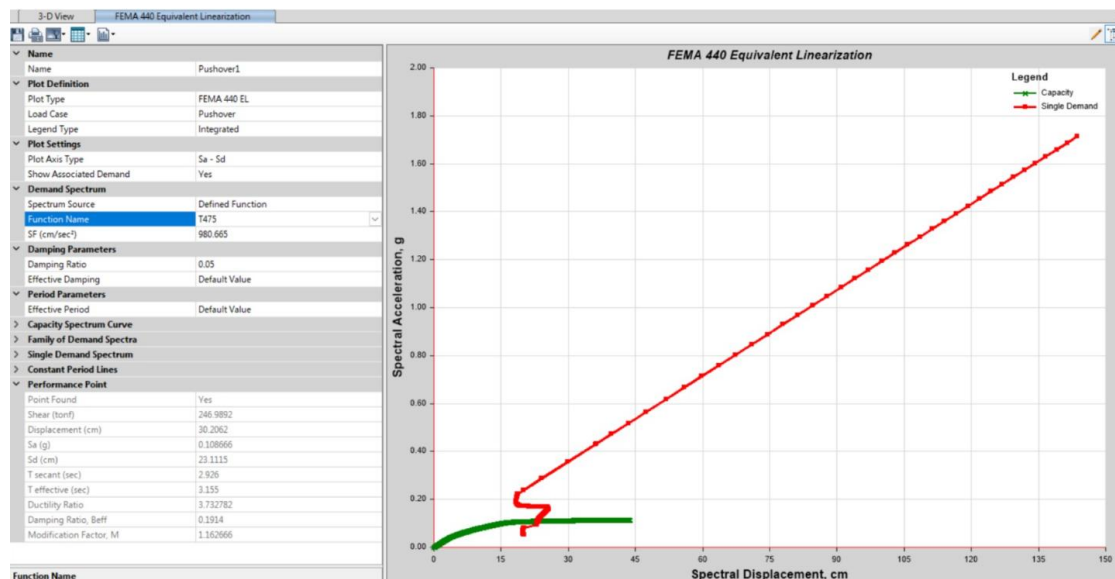


Figura 3.8 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 475$ años del Modelo 1 (CIM) con dirección en Y.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

La NEC-SE-DS (MIDUVI, 2015c), Tabla 4, clasifica como Irregularidad en Altura Tipo 1 la discontinuidad de rigidez lateral cuando un piso es más rígido en menos del 70 % respecto al

piso adyacente, condición que se verifica en el Modelo C3M tanto en la dirección X como en la dirección Y.

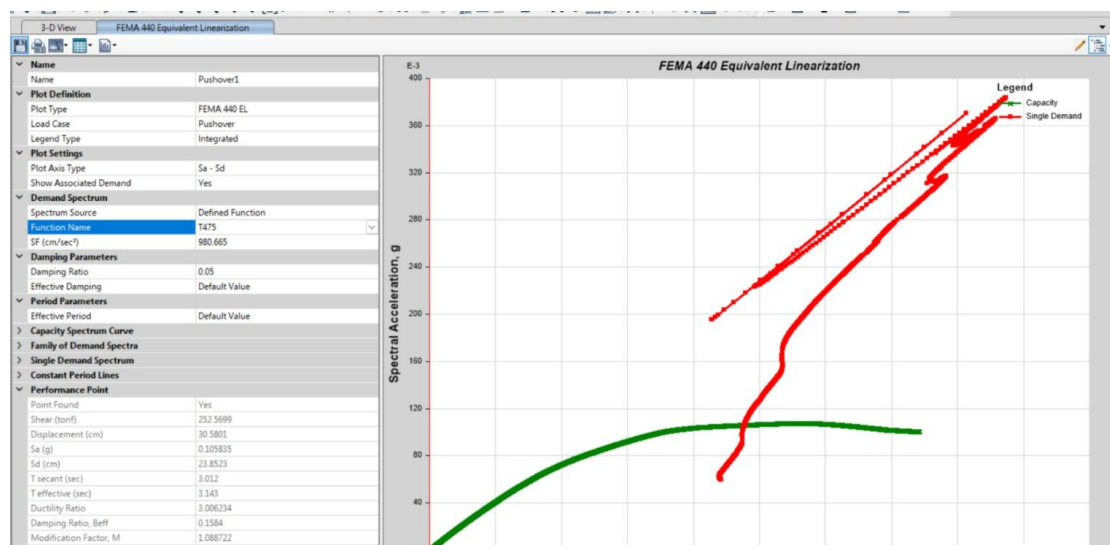


Figura 3.9 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 475$ años del Modelo 2 (C3M) con dirección en X.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

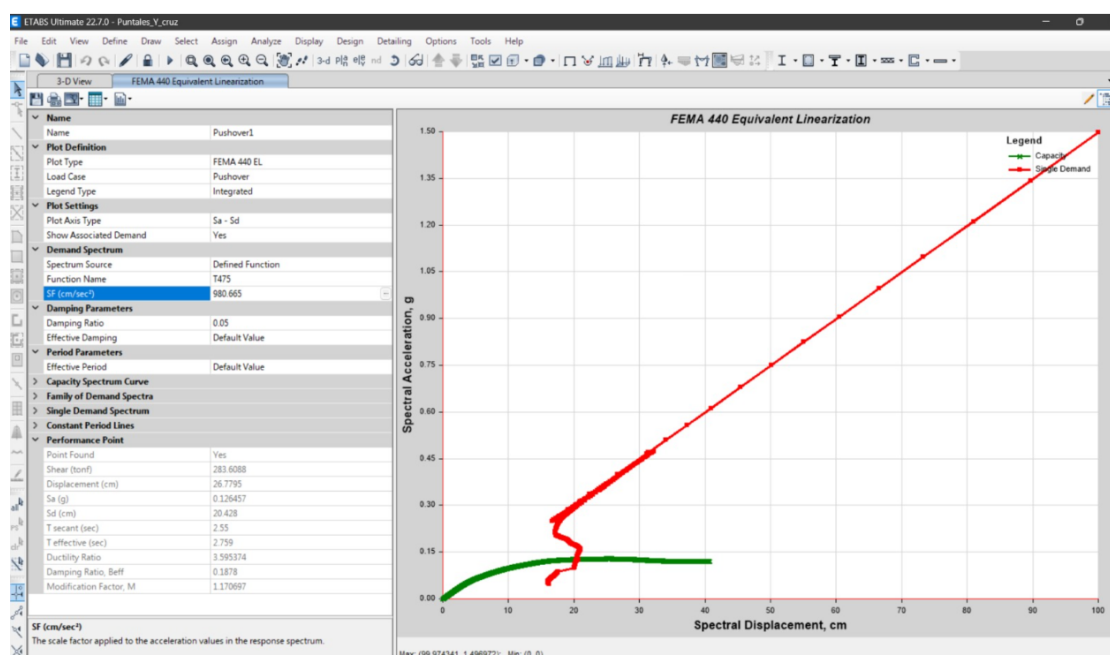


Figura 3.10 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 475$ años del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.4.2 Periodo de retorno 2500 años

Para el sismo máximo considerado con período de retorno de 2500 años, la Tabla 3.7 presenta el cortante basal en el punto de desempeño y el estado de daño alcanzado por cada modelo según los umbrales de la metodología Hazus 2020 (FEMA, 2020)

Tabla 3.7 Punto de desempeño ($T = 2500$ años) – Cortante basal y estado de daño HAZUS

Modelo / Dirección	Vb _{pp} (tonf)	Umbral Completo (%)	Estado de daño HAZUS
C1M – Dirección X	47.99	2.67	Daño Completo
C1M – Dirección Y	36.08	2.67	Daño Completo
C3M – Dirección X	40.10	1.87	Daño Completo
C3M – Dirección Y	34.02	1.87	Daño Completo

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

La representación gráfica del espectro ADRS para un período de retorno de $T = 2500$ años se presenta en las Figuras 3.11 a 3.14. En el Modelo 1 (C1M), el espectro de demanda intersecta la curva de capacidad dentro del rango mostrado en la gráfica. En contraste, en el Modelo 2 (C3M), el espectro de demanda se extiende más allá de la curva de capacidad en ambas direcciones de análisis, como se observa en las Figura 3.11 a la Figura 3.14.

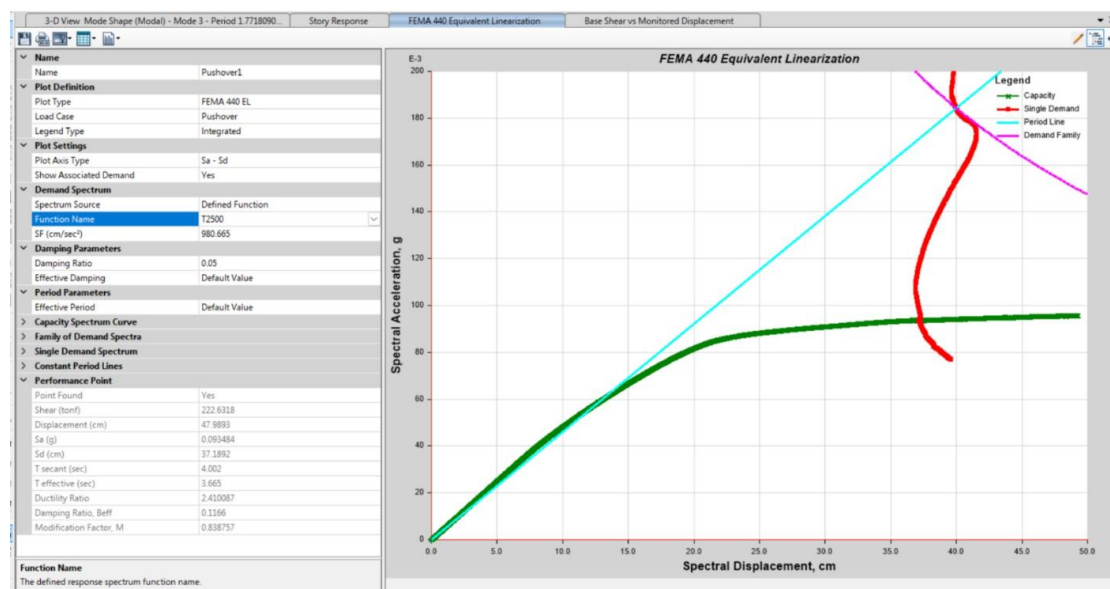


Figura 3.11 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 2500$ años del Modelo 1 (C1M) con dirección en X.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

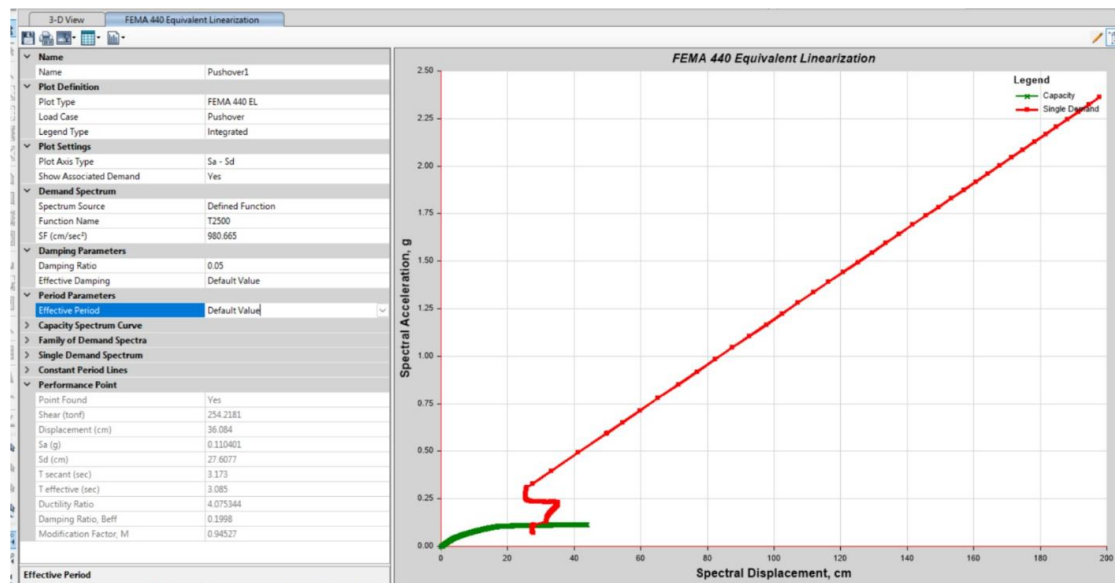


Figura 3.12 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 2500$ años del Modelo 1 (CIM) con dirección en Y.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

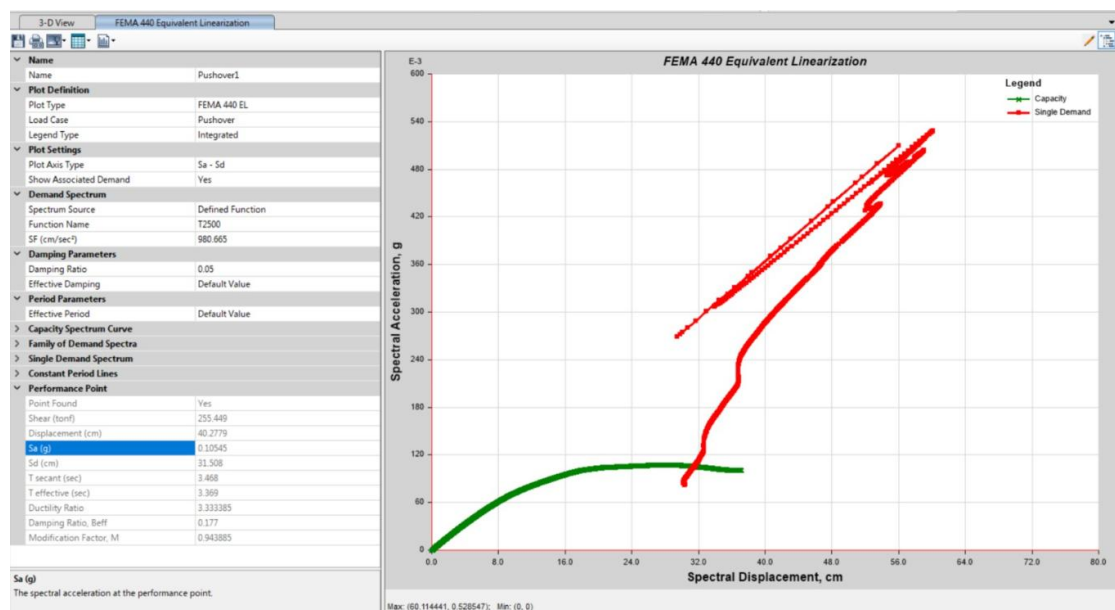


Figura 3.13 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 2500$ años del Modelo 2 (C3M) con dirección en X.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

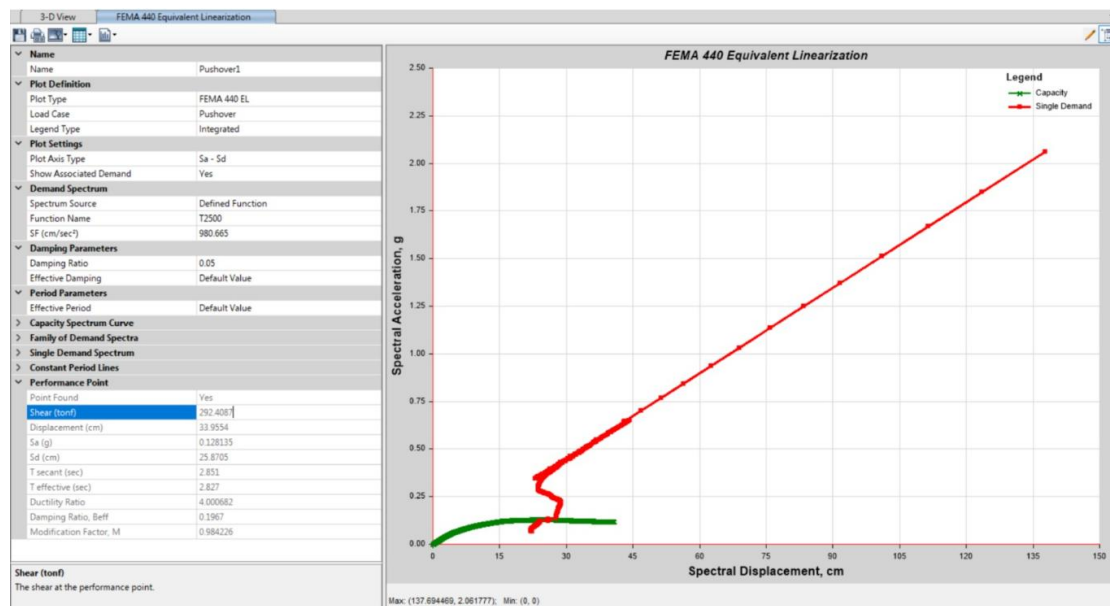


Figura 3.14 Representación gráfica ADRS: curva de capacidad y espectro de demanda para $T = 2500$ años del Modelo 2 (C3M) con dirección en Y.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.4.3 Comparación del desplazamiento en el punto de desempeño con el modelo de capacidad HAZUS

FEMA (2020), parametriza la curva de capacidad de cada tipología mediante un desplazamiento último teórico ($\Delta techo_{ult}$), calculado a partir de los parámetros de la Tabla 2.5: $\Delta techo_{ult} = Du / \alpha_2$, considerando la ductilidad de referencia $\mu = 3.3$ asignada a la tipología Pre-Código. La Tabla 3.8 compara ese valor con el desplazamiento de techo en el punto de desempeño obtenido directamente de ETABS, expresando la relación entre ambos como el cociente $\Delta techo_{PP} / \Delta techo_{ult}$.

Tabla 3.8 Desplazamiento de techo en el PP vs. desplazamiento último teórico HAZUS 2020

Modelo / Dir.	$\Delta techo_{PP}$ (mm)	$\Delta techo_{ult}$ HAZUS (mm)	Ratio PP / HAZUS ult	μ HAZUS (ref.)
C1M – Dir. X	351.7	97.6	3.6x	3.3
C1M – Dir. Y	302.0	97.6	3.1x	3.3
C3M – Dir. X	305.8	65.9	4.6x	3.3
C3M – Dir. Y	267.7	65.9	4.1x	3.3

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

3.5 Progresión de rótulas plásticas (ASCE 41-23 / ACI 369.1-22)

De la Figura 3.15 a Figura 3.18 muestran la distribución de rótulas plásticas en el punto de desempeño para cada modelo y dirección de análisis. La ubicación y el estado de daño de las rótulas se identifican mediante la escala de colores de ETABS, conforme a los criterios de la ACI 369.1-22 (2023) y ASCE 41-23 (2023).

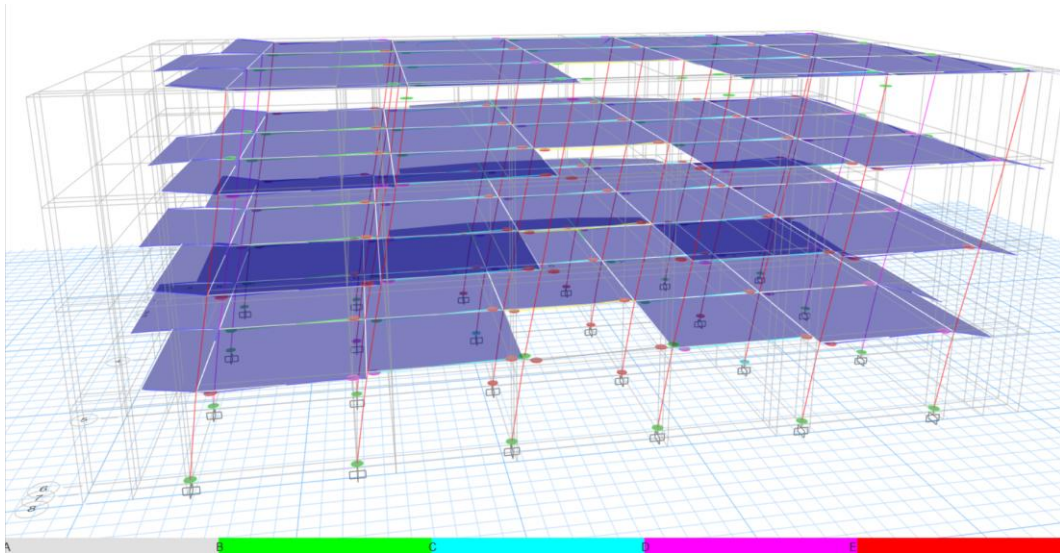


Figura 3.15 Distribución de rótulas plásticas — Modelo 1 (CIM) — dirección X

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

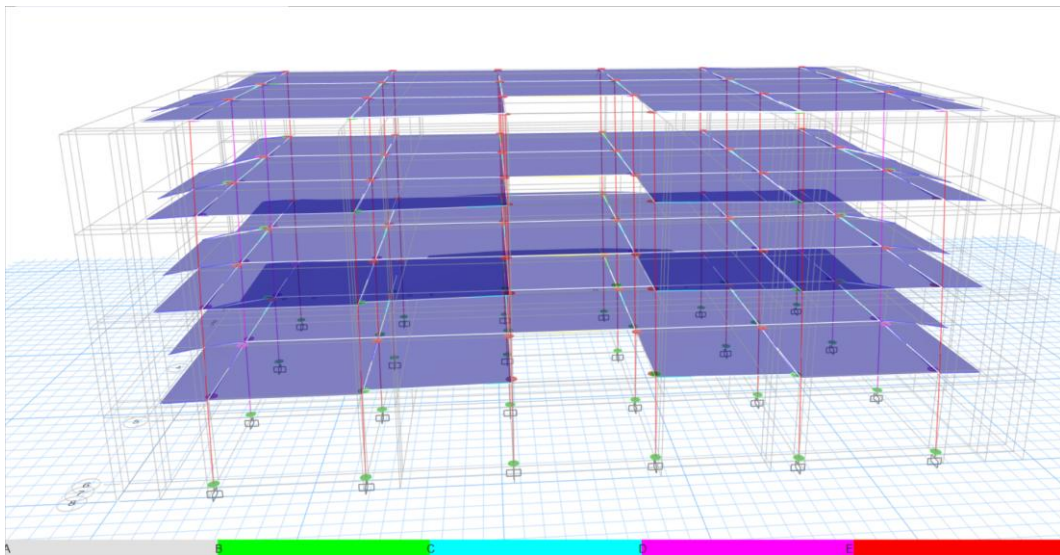


Figura 3.16 Distribución de rótulas plásticas — Modelo 1 (CIM) — dirección Y

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

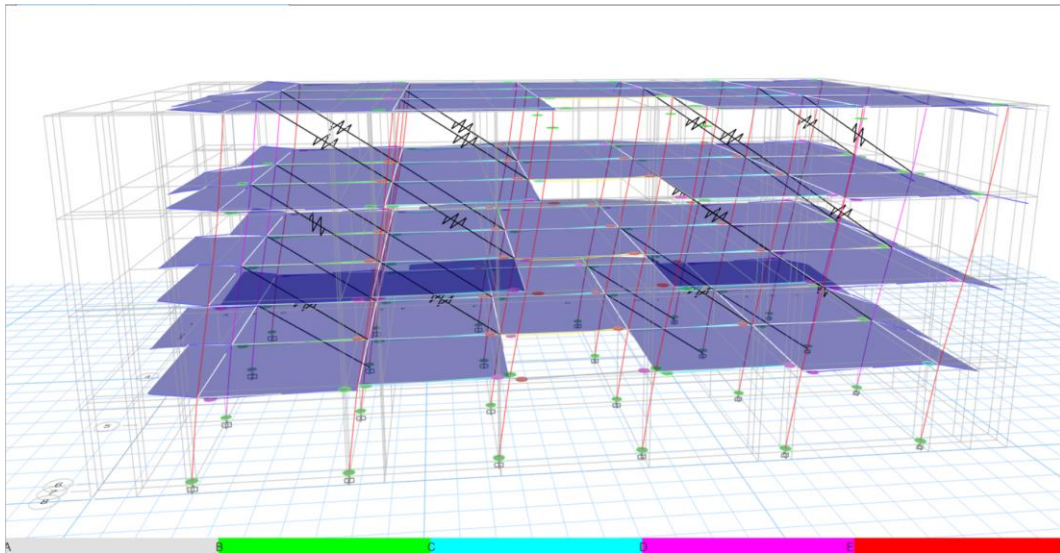


Figura 3.17 Distribución de rótulas plásticas aplicando la carga en dirección x -Modelo con paredes en dirección x

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

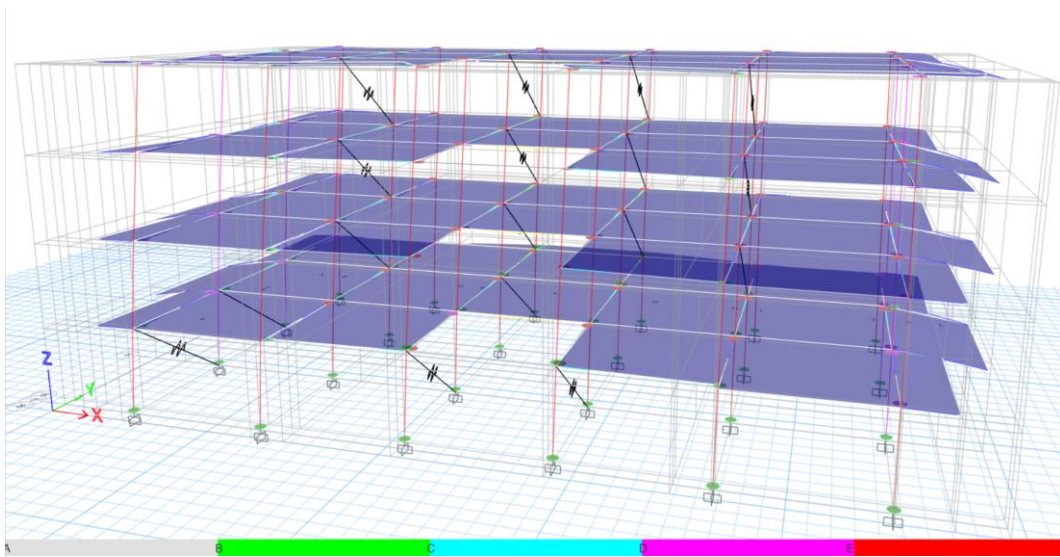


Figura 3.18 Distribución de rótulas plásticas aplicando la carga en dirección y -Modelo con paredes en dirección y

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

Los parámetros de las rótulas se asignaron conforme a la Tabla 10-7 de ASCE 41-23 y los valores modificados de ACI 369.1-22, (2023). La rigidez efectiva adoptada fue $0.70E_cI_g$ para columnas y $0.20E_cI_g$ para vigas, con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$. Los factores de reducción de rigidez por fisuración, recomendados por ASCE 41-23 (2023), para pórticos de hormigón armado existentes, se aplican bajo la combinación de carga gravitacional y lateral.

3.6 Clasificación del nivel de daño según HAZUS 2020

3.6.1 Umbrales de deriva por tipología

La Tabla 3.9 presenta los umbrales de deriva entre pisos para los cuatro estados de daño de HAZUS 2020 (Tabla 5-15, nivel Pre-Código) (FEMA, 2020), correspondientes a las tipologías C1M y C3M, incluyendo la reducción porcentual entre ambas.

Tabla 3.9 Umbrales de deriva interstorial – HAZUS 2020, Tabla 5-15 Pre-Code

Tipología	Leve (%)	Moderado (%)	Extenso (%)	Completo (%)	Nivel diseño	Ref. HAZUS
C1M – Pórtico H.A.	0.27	0.43	1.07	2.67	Pre-Code	Tabla 5-15
C3M – Pórtico + MNR	0.16	0.32	0.80	1.87	Pre-Code	Tabla 5-15
Reducción C3M / C1M	–41 %	–26 %	–25 %	–30 %	–	–

Fuente: FEMA/NIBS (2020). Hazus Earthquake Model Technical Manual, Tabla 5-15.

Elaboración: Autores

3.6.2 Estado de daño en el punto de desempeño

La Tabla 3.10 y la Tabla 3.11 presentan el estado de daño alcanzado por cada modelo en el punto de desempeño para $T = 475$ años y $T = 2500$ años respectivamente, determinado al comparar la deriva máxima (ΔPP) con los umbrales Extenso y Completo de HAZUS 2020 (FEMA, 2020).

Tabla 3.10 Estado de daño en el punto de desempeño – HAZUS 2020 ($T = 475$ años)

Modelo / Dir.	ΔPP (%)	Extenso (%)	Completo (%)	Excede Completo en	Estado HAZUS
C1M – Dir. X	2.89	1.07	2.67	+8.2 %	Completo
C1M – Dir. Y	2.47	1.07	2.67	-7.5 %	Extenso
C3M – Dir. X	2.57	0.80	1.87	+37.4 %	Completo
C3M – Dir. Y	2.22	0.80	1.87	+18.7 %	Completo

Fuente: Software ETABS y umbrales HAZUS 2020 Tabla 5-15.

Elaboración: Autores

Tabla 3.11 Estado de daño en el punto de desempeño – HAZUS 2020 ($T = 2500$ años)

Modelo / Dir.	ΔPP (%)	Extenso (%)	Completo (%)	Excede Completo en	Estado HAZUS
C1M – Dir. X	3.81	1.07	2.67	+42.7%	Completo
C1M – Dir. Y	2.89	1.07	2.67	+8.1%	Extenso
C3M – Dir. X	3.37	0.80	1.87	+80.2 %	Completo
C3M – Dir. Y	2.74	0.80	1.87	+46.5 %	Completo

Fuente: Software ETABS y umbrales HAZUS 2020 Tabla 5-15.

Elaboración: Autores

De la Figura 3.19 a la Figura 3.26 presentan, para cada modelo y dirección, la curva *pushover* en términos de cortante basal versus deriva máxima de entrepiso, con las líneas verticales que delimitan los cuatro estados de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, *Pre-Code*) (FEMA, 2020), y el punto de desempeño marcado para $T = 475$ años y $T = 2500$ años. Esta representación permite contrastar directamente la deriva demandada con los umbrales de cada estado, confirmando los niveles de daño identificados en las Tablas 3.10 y 3.11 (FEMA, 2020).

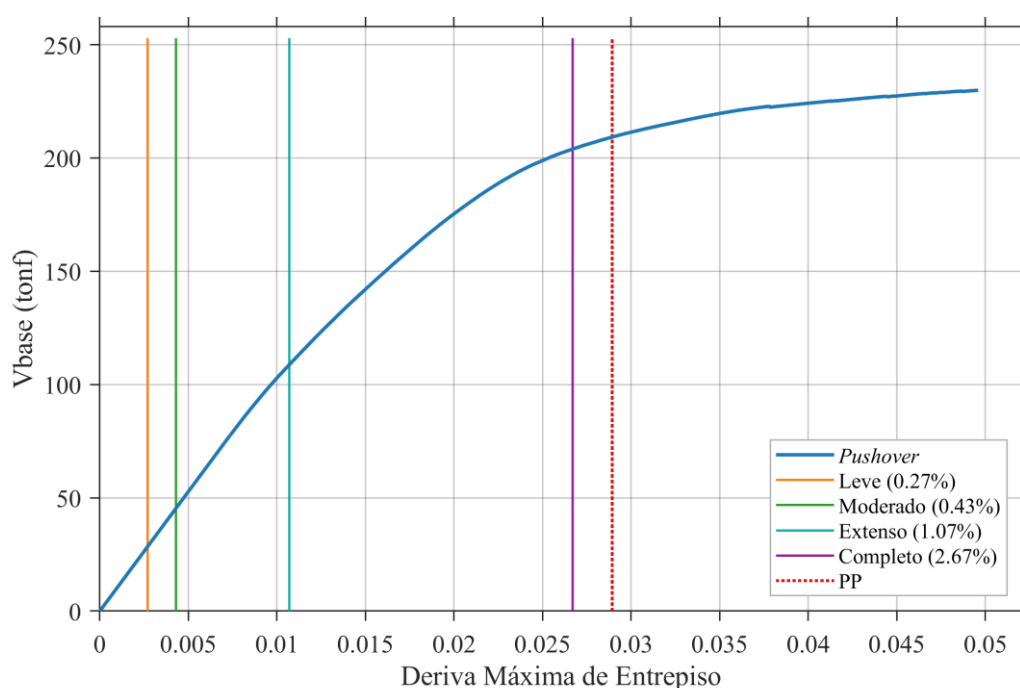


Figura 3.19 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, *Pre-Code*) y punto de desempeño para $T = 475$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

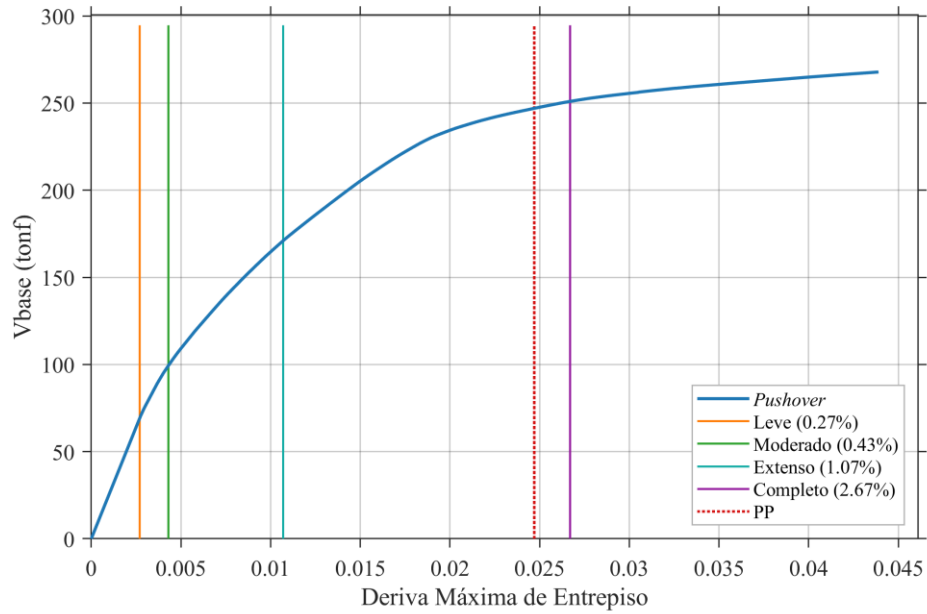


Figura 3.20 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (CIM) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 475$ años

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

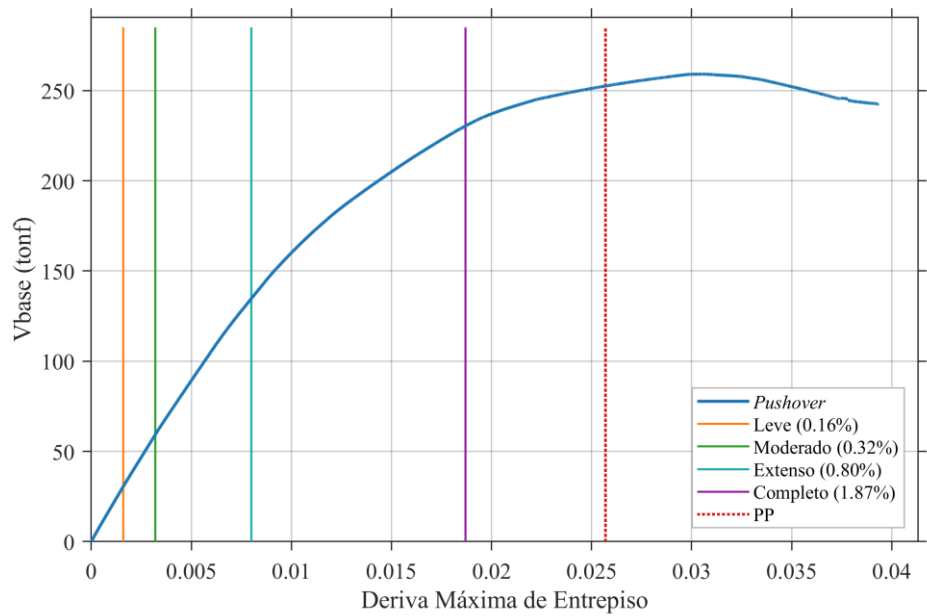


Figura 3.21 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 475$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

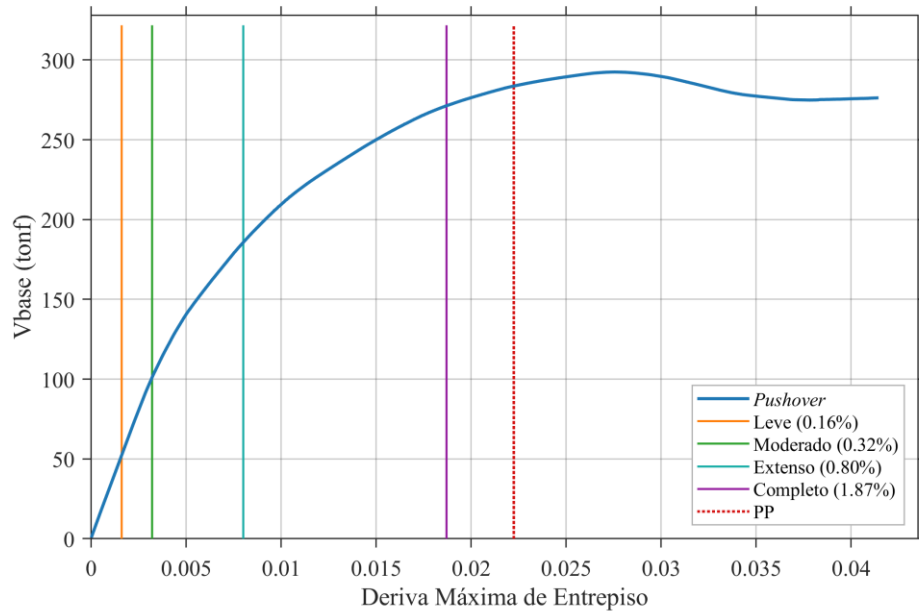


Figura 3.22 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entripiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 475$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

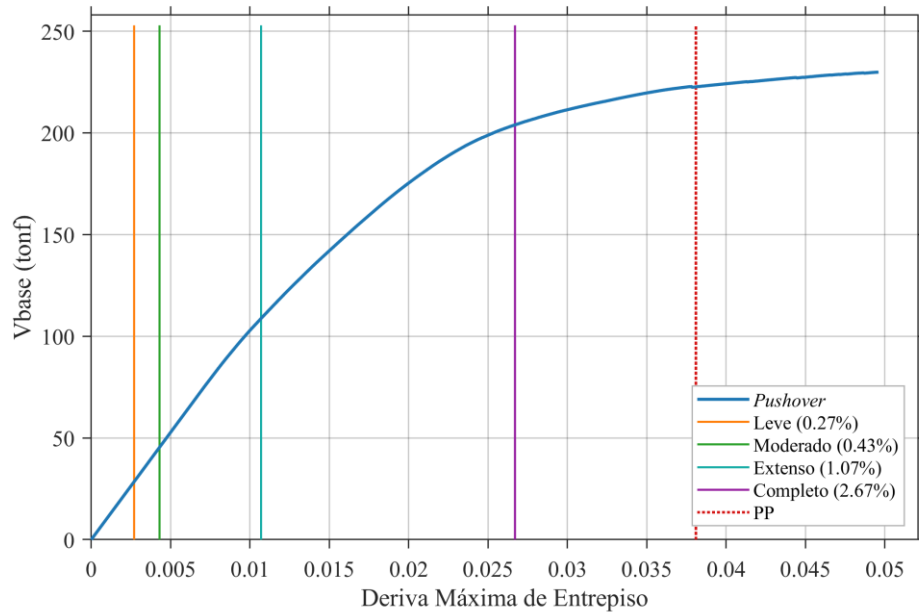


Figura 3.23 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (CIM) en dirección X — cortante basal vs. deriva máxima de entripiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

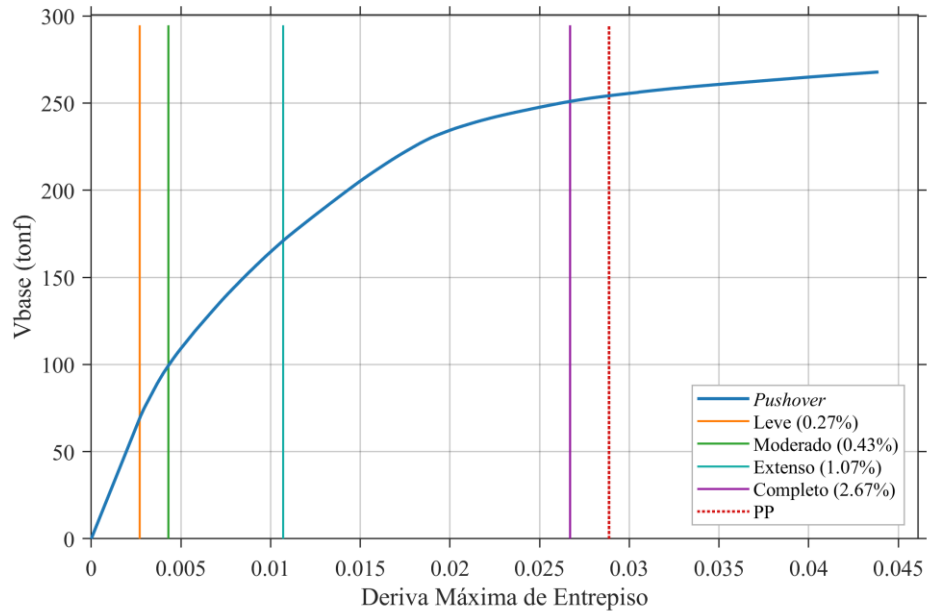


Figura 3.24 Curva de capacidad pushover del Modelo 1 (C1M) en dirección Y— cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

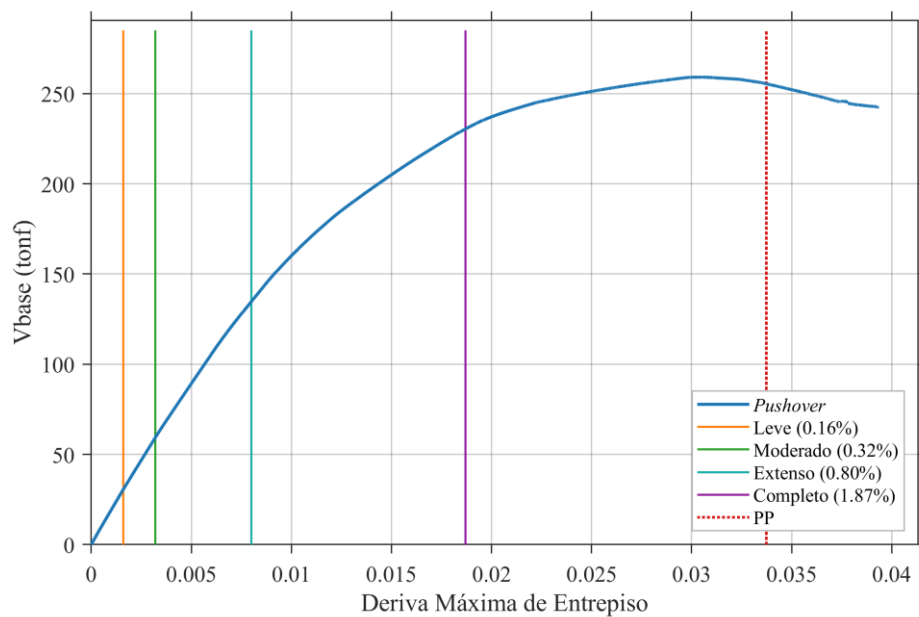


Figura 3.25 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección X— cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

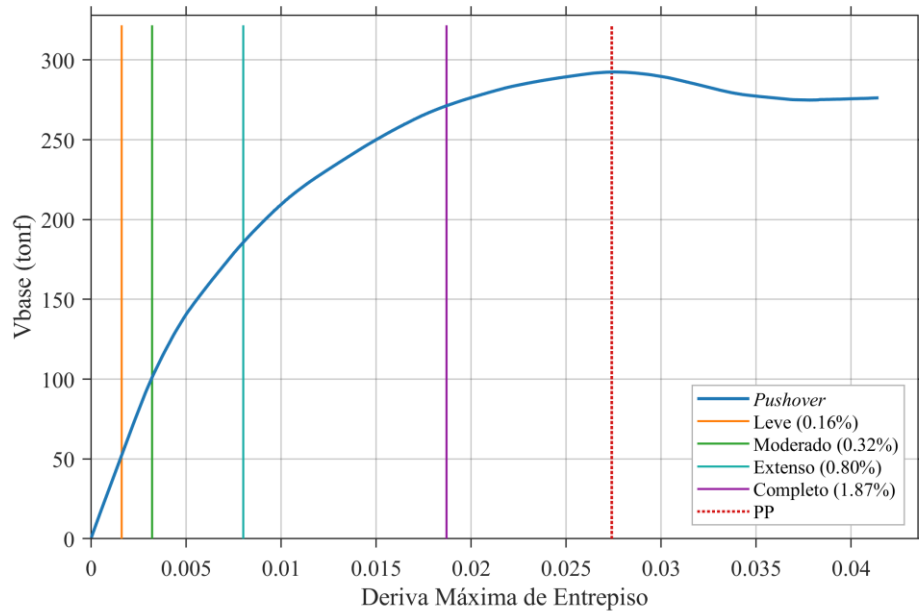


Figura 3.26 Curva de capacidad pushover del Modelo 2 (C3M) en dirección Y — cortante basal vs. deriva máxima de entrepiso con umbrales de daño HAZUS 2020 (Tabla 5-15, Pre-Code) y punto de desempeño para $T = 2500$ años.

Fuente: Software ETABS.

Elaboración: Autores

Conclusiones

El presente capítulo sintetiza los hallazgos del análisis sísmico no lineal del Edificio B1 de la Universidad del Azuay y da respuesta a los objetivos específicos y general de la investigación. El análisis se organizó en etapas secuenciales: la caracterización estructural y de la mampostería, la definición del marco metodológico, la modelación numérica en dos configuraciones y la evaluación del desempeño sísmico bajo dos niveles de amenaza. Los resultados permiten cuantificar la influencia de la mampostería no reforzada sobre la respuesta sísmica del edificio analizado.

Para representar esta influencia, se implementaron dos modelos en ETABS: el Modelo C1M, en el que la mampostería actúa únicamente como carga gravitacional, y el Modelo C3M, en el que contribuye activamente a la rigidez lateral mediante puntales diagonales equivalentes calibrados con la metodología descrita en el marco teórico, aplicada a las 13 tipologías de panel identificadas en el edificio.

El análisis modal demostró que la incorporación de la mampostería como elemento activo rigidiza la estructura de forma asimétrica: los períodos fundamentales del Modelo C3M se reducen con mayor intensidad en la dirección Y y en la torsión, con disminuciones del 11.2 % y el 10.3 % respectivamente frente al Modelo C1M, que en la dirección X, donde la reducción apenas alcanza el 4.8 % respecto al mismo modelo. Este comportamiento responde a la distribución irregular de los paneles en planta, que concentra mayor rigidez lateral en unas direcciones que en otras. Como consecuencia, la irregularidad torsional presente en el edificio no solo se mantiene, sino que se intensifica: ninguno de los dos modelos logra eliminar la Irregularidad Torsional Tipo 1 establecida por la NEC-SE-DS, resultado coherente con la distribución irregular de los paneles en planta.

El análisis *pushover* reveló diferencias importantes en la forma de las curvas de capacidad entre ambos modelos. El C1M exhibe una respuesta creciente en ambas direcciones, reflejo de la elevada capacidad de deformación de un pórtico con rótulas progresivas en vigas. El C3M, en cambio, presenta un pico de cortante basal bien definido seguido de una rama descendente, producto de la degradación de rigidez y resistencia que introducen los puntales al restringir la deformación libre de las columnas adyacentes. El Modelo C3M incrementa la resistencia pico en torno al 10 % respecto al Modelo C1M en ambas direcciones, pero con las consecuencias que se analizan a continuación.

La ductilidad de desplazamiento disminuye de forma considerable al incorporar la mampostería. En el Modelo C1M los valores son $\mu = 7.47$ en X y $\mu = 16.91$ en Y; en el Modelo C3M se reducen a $\mu = 4.52$ en X y $\mu = 9.58$ en Y, lo que representa una caída del 39.4 % y el 43.3 % respectivamente respecto a los valores del Modelo C1M. Esta pérdida es consecuencia directa de la restricción que imponen los puntales sobre la longitud libre de deformación de las columnas. Si bien el Modelo C3M supera la ductilidad de referencia establecida por HAZUS para la tipología *Pre-Code*, la disminución registrada implica una reducción significativa de la reserva de capacidad ante demandas sísmicas cíclicas que, en un sismo real, degradarían adicionalmente la resistencia disponible.

El punto de desempeño, determinado con el Método de Linealización Equivalente conforme a FEMA 440 e implementado en ETABS, bajo los parámetros sísmicos de zona sísmica II, sitúa al edificio en estados de daño avanzados en todos los escenarios evaluados. Para el sismo de diseño con $TR = 475$ años, el Modelo C1M clasifica en Daño Extenso en la dirección Y y supera el umbral de Daño Completo en la dirección X; el Modelo C3M, al pertenecer a una tipología con umbrales de daño más bajos según HAZUS, alcanza el estado de Daño Completo en ambas direcciones.

Para el sismo máximo considerado con $TR = 2\ 500$ años, los cuatro escenarios alcanzan Daño Completo, y en el escenario C3M-X el punto de desempeño se localiza en la rama post-pico de la curva *pushover*, indicando que la estructura ha superado su capacidad máxima y se encuentra próxima al colapso. En conjunto, la reclasificación tipológica de C1M a C3M reduce los umbrales de daño de HAZUS entre un 25 % y un 41 % respecto a los umbrales correspondientes a la tipología C1M, confirmando que el edificio no satisface el nivel mínimo de Seguridad de Vida exigido por la normativa vigente para instalaciones educativas.

La progresión de rótulas plásticas reveló mecanismos de falla distintos entre los dos modelos. En el C1M las rótulas se forman primero en los extremos de vigas y se propagan de forma progresiva hacia los niveles inferiores, configurando el mecanismo columna fuerte–viga débil con clasificación predominante IO y LS, propio del diseño dúctil original del pórtico. En el C3M, en cambio, los puntales generan concentraciones de cortante en los extremos de las columnas adyacentes al relleno y producen el efecto de columna corta: el panel acorta la longitud libre de la columna, incrementa su rigidez relativa y precipita su agotamiento antes que el de las vigas, invirtiendo el orden de plastificación y llevando las rótulas al nivel CP, con riesgo directo de pérdida de la capacidad gravitacional. En el escenario C3M dirección X se

verifica además la formación de un piso blando en planta baja, con concentración de deriva en el segundo nivel que clasifica como Irregularidad en Altura Tipo 1 según la NEC-SE-DS, uno de los mecanismos de falla más peligrosos en edificios con mampostería de relleno parcial.

En síntesis, la mampostería no reforzada tiene un efecto desfavorable sobre la respuesta sísmica del Edificio B1 a través de tres mecanismos relacionados: la rigidización asimétrica de la estructura, la reducción severa de ductilidad con generación de columna corta y piso blando, y la reclasificación tipológica que reduce los umbrales de daño y convierte escenarios de Daño Extenso en Daño Completo. Estos resultados evidencian la importancia de incorporar la mampostería explícitamente en la evaluación sísmica de edificios existentes y la necesidad urgente de una intervención de reforzamiento en el Edificio B1.

Bibliografía

- ACI 318, C. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19) IN-LB.
- ACI 369.1-22. (2023). ACI CODE-369.1-22: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings—Code and Commentary. American Concrete Institute. https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=3691U22&Language=English&Units=US_Units
- ASCE 41-23. (2023). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers: ASCE/SEI 41-23 (p. 567). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784416112>
- ASCE/SEI 7-22. (2022). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784415788>
- Asteris, P., Antoniou, S., Sophianopoulos, D., & Chrysostomou, C. (2011). Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1508-1517. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000384](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000384)
- Asteris, P., Kakaletsis, D., Chrysostomou, C., & Smyrou, E. (2011). Failure Modes of In-filled Frames. 11-20. <https://doi.org/10.56748/ejse.11139>
- ATC 40. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1 (pp. 346-346). www.4downloader.ir
- Briones, L., & Coronel, G. (2016). Adecuación de los edificios de las facultades de Administración, Filosofía, Diseño, Ciencia y Tecnología de la Universidad del Azuay y de la Unidad Educativa «La Asunción» para circulación de personas con capacidades especiales.

- Cabrera, E. (2023). Metodología para estimación del daño sísmico en edificios en base a modelos numéricos avanzados y monitorizaciones RAR. Universitat Politècnica de Catalunya. <https://doi.org/10.5821/dissertation-2117-396558>
- Cabrera, E., & Andrade, 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. Instituto de Estudios de Régimen Seccional del Ecuador (I.E.R.S.E.).
- Cabrera, E., & Andrade, I. (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>
- Cabrera, E., Andrade, I., & Chester, S. (2024). Evaluación de la salud estructural en edificaciones aplicando metodologías avanzadas de análisis de vulnerabilidad y tecnología RAR, Fase 2.
- Cajamarca, D., Calle, C. J., Marín, D., & Morocho, M. (2024). Definition of the characteristic masonry house for seismic vulnerability assessment in the Historic Centre of Cuenca, Ecuador. Advances in Building Education, 8(1), 32-45. <https://doi.org/10.20868/abe.2024.1.5232>
- Chopra, A. K. (2012). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (4.^a ed.). Prentice Hall.
- Chopra, A. K. (2017). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5.^a ed.). Pearson.
- CSI. (2023). Material Stress-Strain Curves.
- CSI. (2025). CSI Analysis Reference Manual. <http://www.csiamerica.com/>

- Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politecnica*, 50(1), 55-64. <https://doi.org/10.33333/rp.vol50n1.06>
- European Committee for Standardization. (2004). Eurocode 6—Design of masonry structures—Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (EN 1996-1-1:2005).
- European Committee for Standardization [CEN]. (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2015/02/en.1998.1.2004.pdf>
- Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- FEMA. (2020). Hazus Earthquake Model Technical Manual (Hazus 4.2 SP3). Federal Emergency Management Agency (FEMA). https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema_hazus-earthquake-model-technical-manual-4-2.pdf
- FEMA 356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356). Federal Emergency Management Agency. https://www.fema.gov/sites/default/files/2020-07/fema_356.pdf
- FEMA 440. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440 FEMA (Journal of Structural Engineering, Vol. 133, pp. 1237-1246). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:9\(1237\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:9(1237))
- García, H., Jiménez, J., & Ulloa, J. (2024). Effective properties of masonry structures and macro-model analysis with experimental verification. *Results in Engineering*, 23. <https://doi.org/10.1016/j.rineng.2024.102546>
- Jiménez-Pacheco, J., Ortega-Guamán, E., Quinde, J., Molineros, P., & García, H. (2025). Normative Redesigns of Two Typical Confined Masonry Dwellings in Cuenca,

- Ecuador: Effects on their Seismic Capacity. *Revista Politecnica*, 56(1), 7-22.
<https://doi.org/10.33333/rp.vol56n1.01>
- Kaushik, H., Durgesh, R., & Jain, S. (2007). Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. 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, 728-739., 19, 728-739.
<https://doi.org/10.1061/ASCE0899-1561200719:9728>
- Mainstone, R. J. (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. Supplement IV, 57-90.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- MIDUVI. (2015a). Cargas (no sísmicas). Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CG.
- MIDUVI. (2015b). Estructuras de hormigón armado. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM.
- MIDUVI. (2015c). Peligro sísmico y diseño sismo resistente. Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS. https://www.mit.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf
- Molina, M., & Rubio, N. (2023). Influencia del tipo del suelo en la determinación del punto de desempeño en una estructura. <https://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/13390>
- Ortiz, C. A., Maldonado, C. H., & Maldonado, J. S. (2023). Determinación de la velocidad de la onda de corte y el periodo del suelo, mediante ensayos geofísicos y acelerómetros triaxiales. *MQRInvestigar*, 7(1), 2227-2249.
<https://doi.org/10.56048/mqr20225.7.1.2023.2227-2249>

- Ortiz, P., & Chávez, L. (2024). Propuesta metodológica para la obtención de señales sísmicas compatibles con un espectro objetivo.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. 94, 1-26.
- 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, 1600. <https://doi.org/10.3390/buildings16081600>
- Structural Engineers Association of California. (1995). Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings (VISION 2000). Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- Torres, J., & Daniel, V. (2021). Análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura especial de hormigón armado de 4 pisos ubicada en la ciudad de Cuenca-Ecuador. Universidad del Azuay.

ANEXO A. Curvas fuerza–deformación de puntales equivalentes

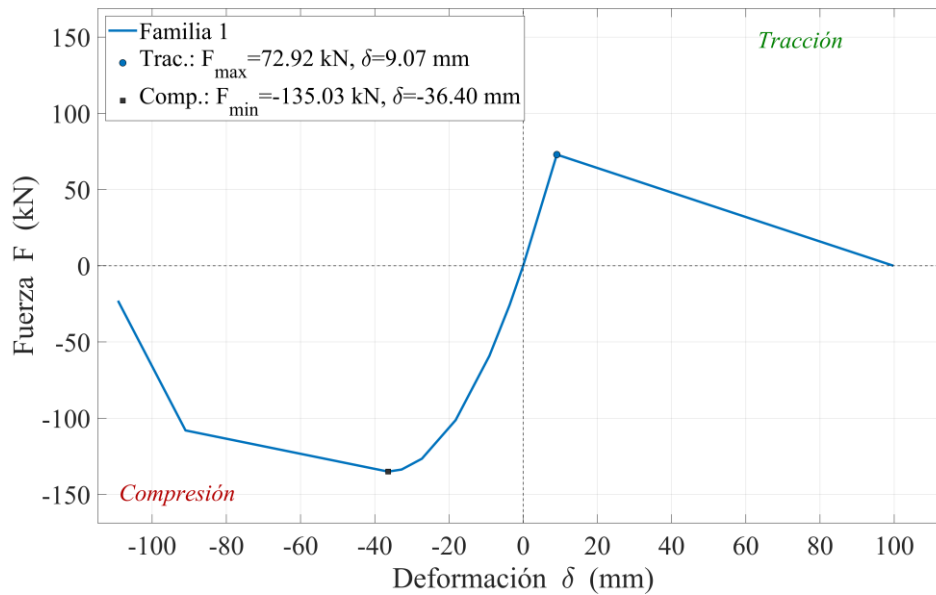


Figura A. 0.1 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 1.

Elaboración: Autores

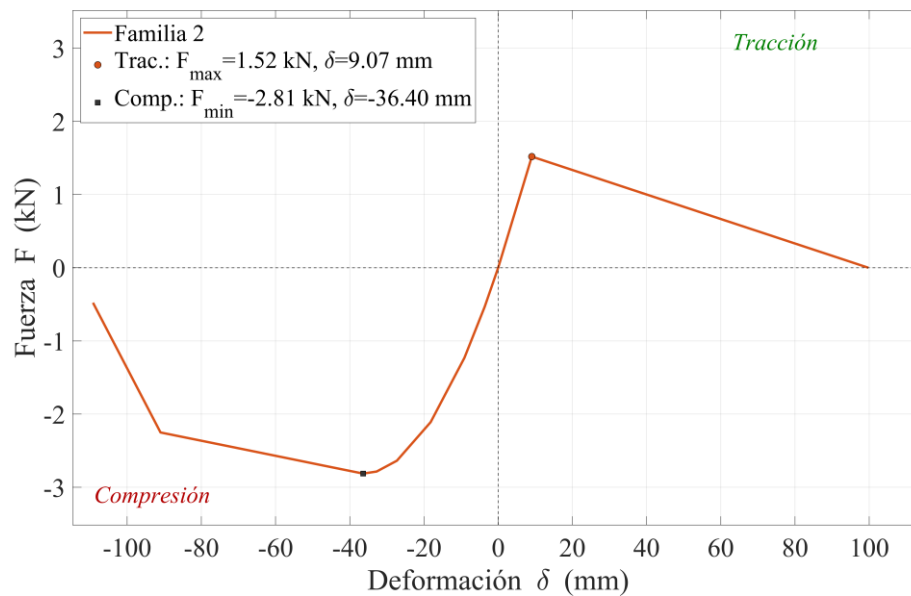


Figura A. 0.2 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 2.

Elaboración: Autores

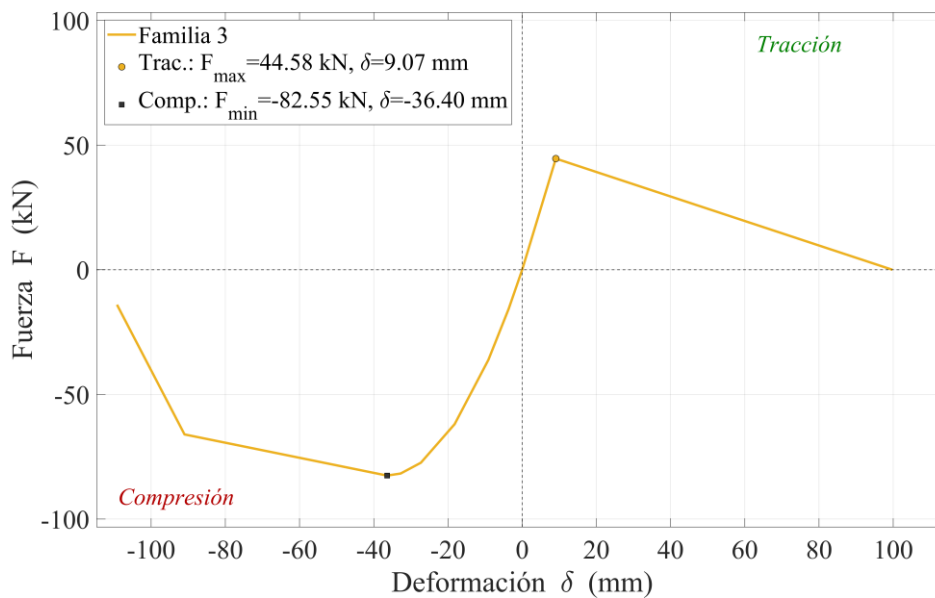


Figura A. 0.3 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 3.

Elaboración: Autores

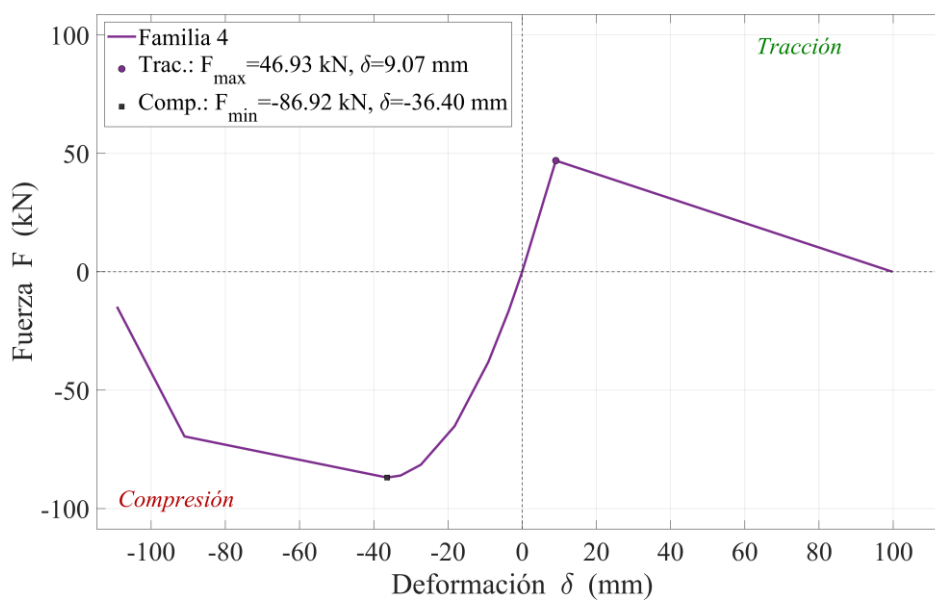


Figura A. 0.4 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 4.

Elaboración: Autores

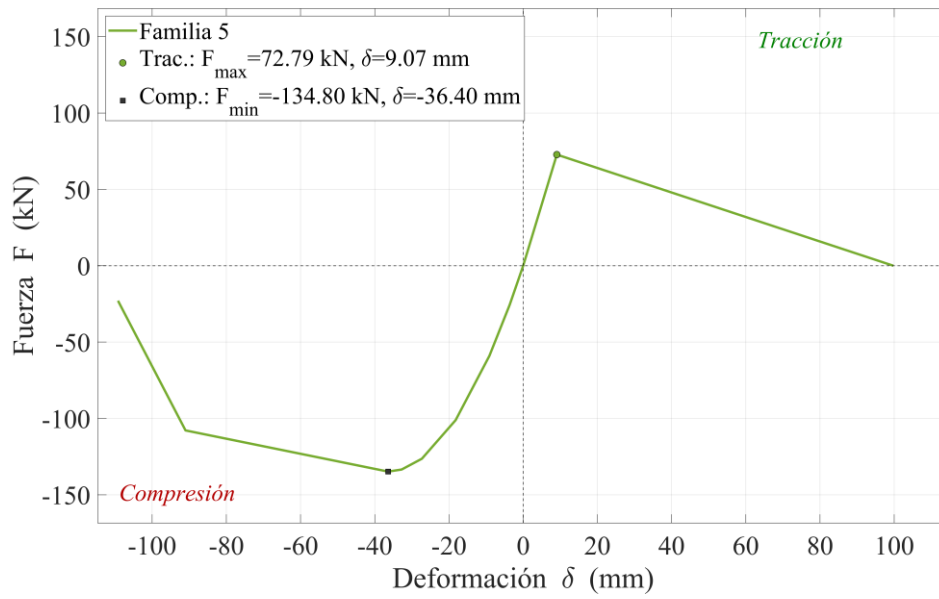


Figura A. 0.5 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 5.

Elaboración: Autores

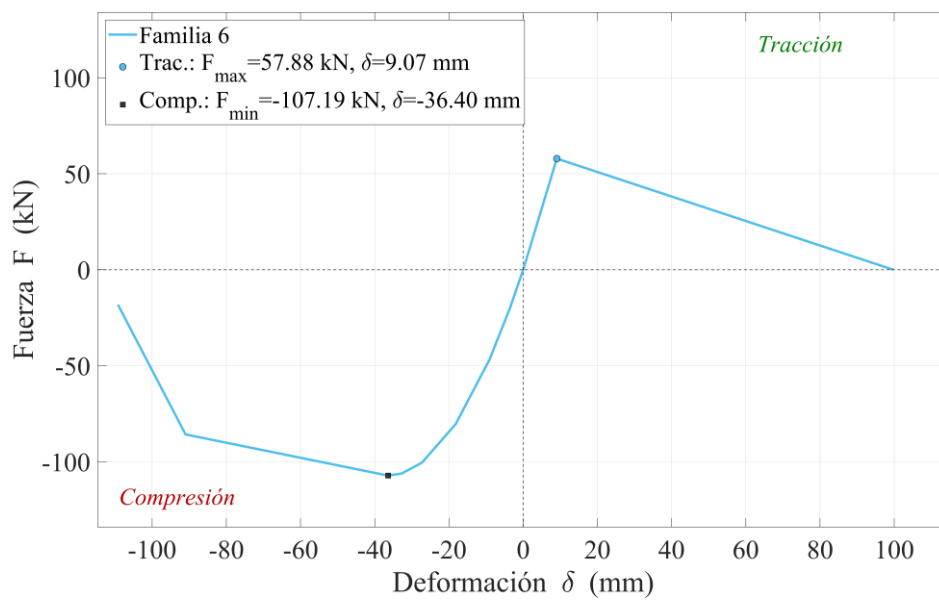


Figura A. 0.6 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 6.

Elaboración: Autores

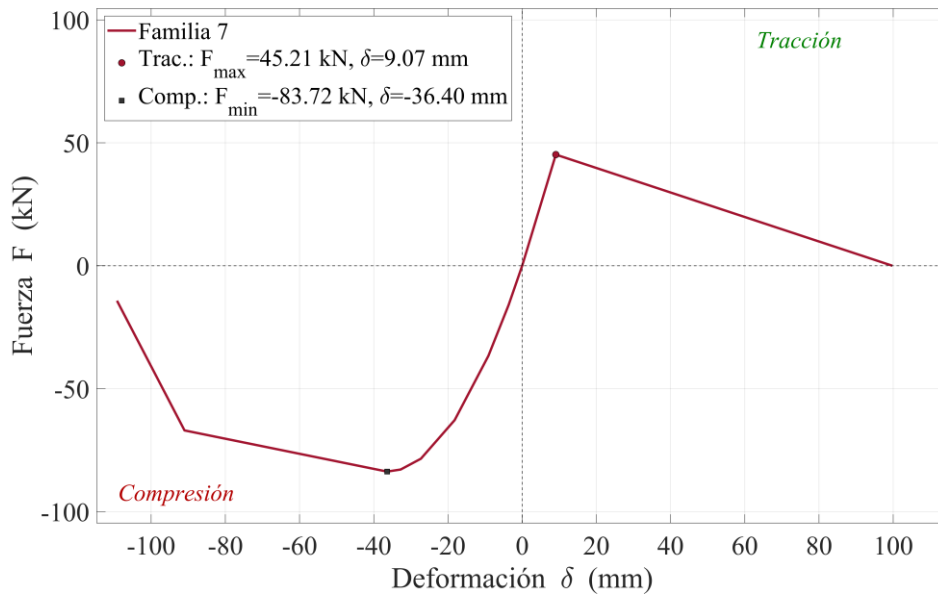


Figura A. 0.7 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 7.

Elaboración: Autores

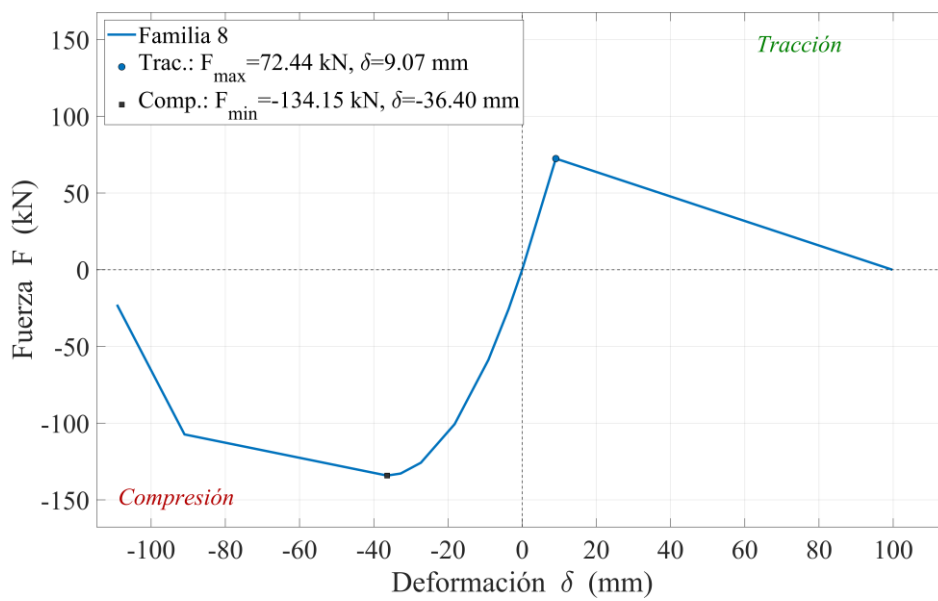


Figura A. 0.8 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 8.

Elaboración: Autores

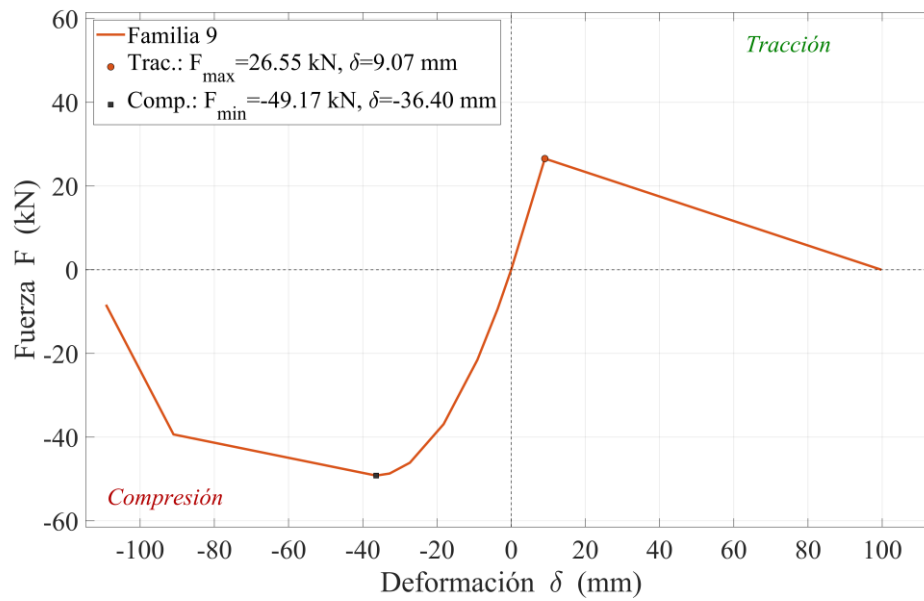


Figura A. 0.9 Curva fuerza-deformación del puntal equivalente – Familia 9.

Elaboración: Autores

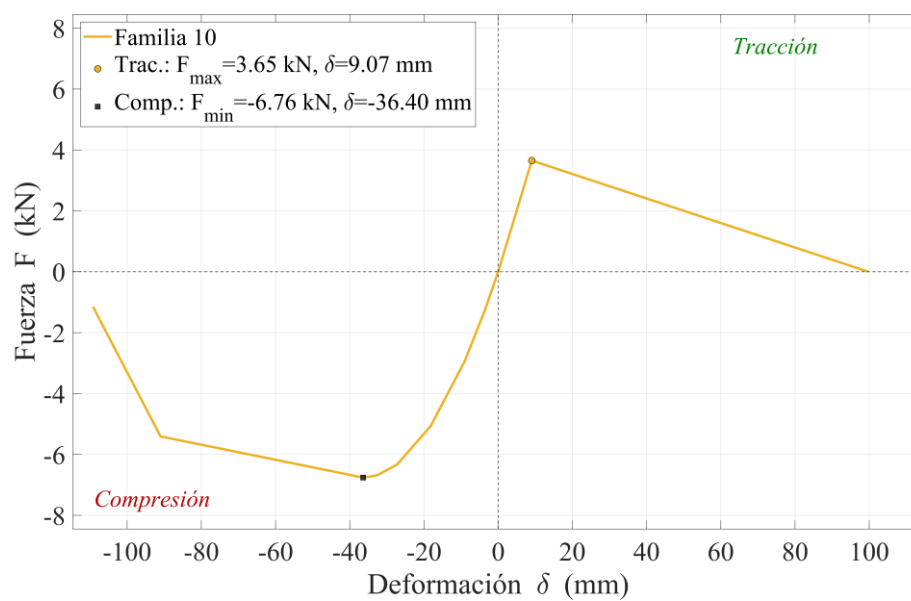


Figura A. 0.10 Curva fuerza-deformación del puntal equivalente – Familia 10.

Elaboración: Autores

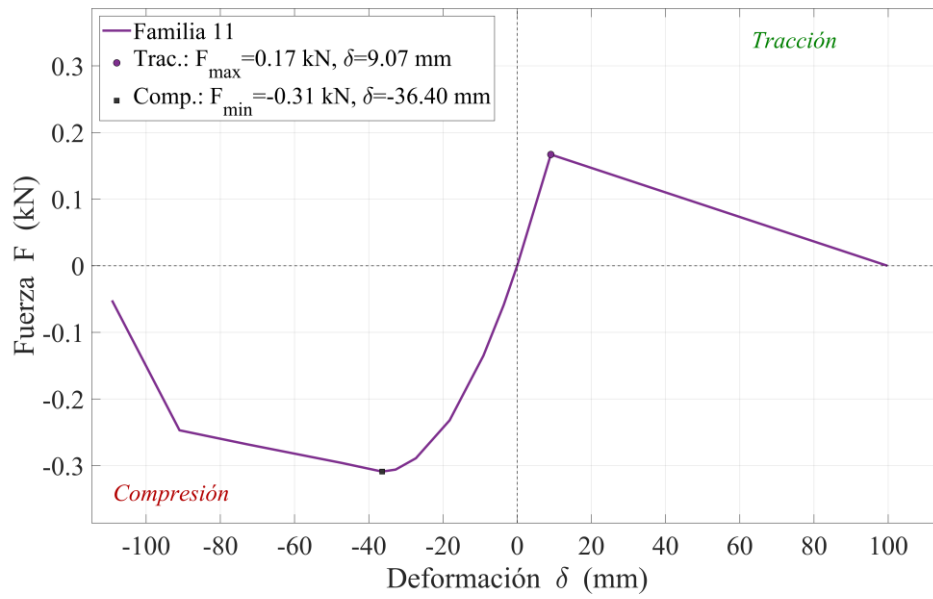


Figura A. 0.11 Curva fuerza-deformación del puntal equivalente – Familia 11.

Elaboración: Autores

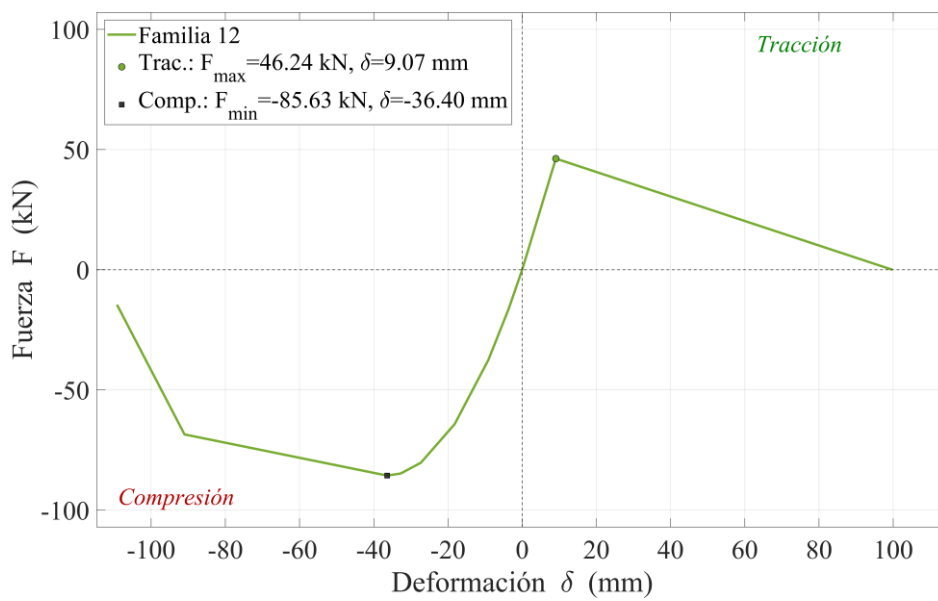


Figura A. 0.12 Curva fuerza-deformación del puntal equivalente – Familia 12

Elaboración: Autores

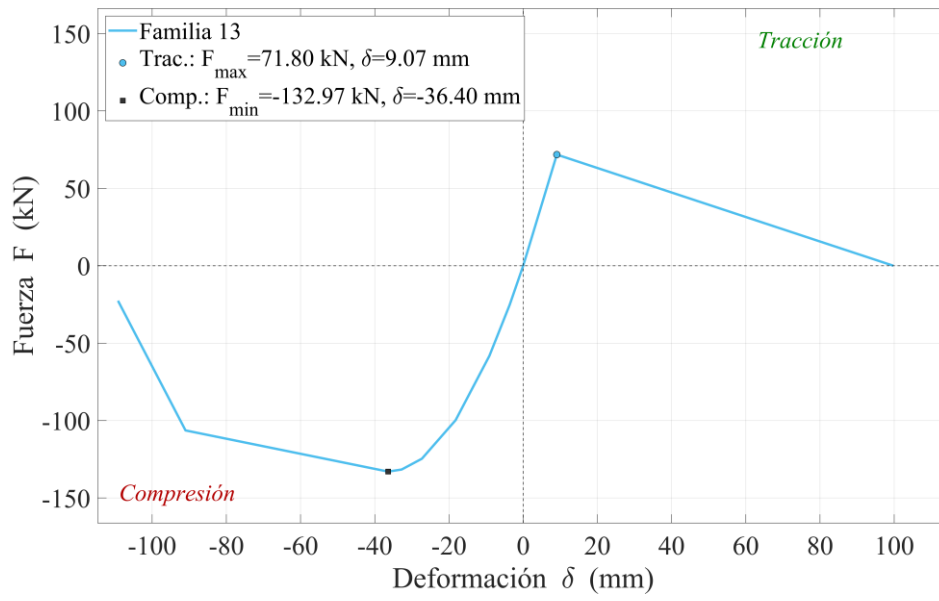


Figura A. 0.13 Curva fuerza–deformación del puntal equivalente – Familia 13.

Elaboración: Autores

ANEXO B. Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente

Tabla B. 1 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 1

#	ID Muro	Planta	hw [m]	Lw [m]	λ_{ab}	K_o [kN/mm]	Fmax [kN]	δ_{pico} [mm]	Ft [kN]	Dir	δ [mm]	F [kN]
1	A2-B2	PLANTA BAJA	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-109.200	-22.945
2	A2-B2	PLANTA_1	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-91.000	-108.024
3	A3-B3	PLANTA_1	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-72.800	-117.026
4	E2-F2	PLANTA_1	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-58.240	-124.228
5	E3-F3	PLANTA_1	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-47.320	-129.629
6	A2-B2	PLANTA_2	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-36.400	-135.030
7	A3-B3	PLANTA_2	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-32.760	-133.680
8	E2-F2	PLANTA_2	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-27.300	-126.591
9	E3-F3	PLANTA_2	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-18.200	-101.273
10	A2-B2	PLANTA_3	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-9.100	-59.076
11	A3-B3	PLANTA_3	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	-3.640	-25.656
12	E2-F2	PLANTA_3	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	0.000	0.000
13	E3-F3	PLANTA_3	3.30	5.60	1.00	7.194	135.030	36.400	9.747	X	9.068	72.917
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 2 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 2

#	ID Muro	Planta	hw [m]	Lw [m]	λ_{ab}	K_o [kN/mm]	Fmax [kN]	δ_{pico} [mm]	Ft [kN]	Dir	δ [mm]	F [kN]
1	D1-E1	PLANTA BAJA	3.30	5.60	0.0208	0.150	2.813	36.400	0.203	X	-109.200	-0.478
											-91.000	-2.251
											-72.800	-2.438
											-58.240	-2.588
											-47.320	-2.701
											-36.400	-2.813
											-32.760	-2.785
											-27.300	-2.637
											-18.200	-2.110
											-9.100	-1.231
											-3.640	-0.534
											0.000	0.000
											9.068	1.519
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 3 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 3

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	Ko	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	D2-E2	PLANTA BAJA	3.30	5.60	0.611	4.40	82.553	36.400	5.959	X	-109.200	-14.028
											-91.000	-66.042
											-72.800	-71.546
											-58.240	-75.948
											-47.320	-79.251
											-36.400	-82.553
											-32.760	-81.727
											-27.300	-77.393
											-18.200	-61.915
											-9.100	-36.117
											-3.640	-15.685
											0.000	0.000
											9.068	44.579
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 4 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 4

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	Ko	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	E2-F2	PLANTA BAJA	3.30	5.60	0.6437	4.631	86.915	36.400	6.274	X	-109.200	-14.769
											-91.000	-69.532
											-72.800	-75.326
											-58.240	-79.962
											-47.320	-83.438
											-36.400	-86.915
											-32.760	-86.046
											-27.300	-81.483
											-18.200	-65.186
											-9.100	-38.025
											-3.640	-16.514
											0.000	0.000
											9.068	46.934
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 5 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 5

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	A2-A3	PLANTA BAJA	3.30	5.40	1.000	7.376	134.800	35.440	9.730	Y	-106.319	-22.906
											-88.599	-107.840
											-70.879	-116.826
											-56.703	-124.016
											-46.072	-129.408
											-35.440	-134.800
											-31.896	-133.452
											-26.580	-126.375
											-17.720	-101.100
											-8.860	-58.975
											-3.544	-25.612
											0.000	0.000
											8.828	72.792
											97.143	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 6 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 6

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	A3-A4	PLANTA BAJA	3.30	5.40	0.795	5.865	107.189	35.440	7.737	Y	-106.319	-18.214
											-88.599	-85.751
											-70.879	-92.897
											-56.703	-98.614
											-46.072	-102.902
											-35.440	-107.189
											-31.896	-106.117
											-26.580	-100.490
											-17.720	-80.392
											-8.860	-46.895
											-3.544	-20.366
											0.000	0.000
											8.828	57.882
											97.143	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 7 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 7

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	C1-C2	PLANTA BAJA	2.40	5.40	0.630	4.906	83.718	33.092	6.043	Y	-99.276	-14.226
											-82.730	-66.975
											-66.184	-72.556
											-52.947	-77.021
											-43.020	-80.370
											-33.092	-83.718
											-29.783	-82.881
											-24.819	-78.486
											-16.546	-62.789
											-8.273	-36.627
											-3.309	-15.906
											0.000	0.000
											8.243	45.208
											90.708	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 8 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 8

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	C3-C5	PLANTA BAJA	3.30	4.80	1.000	7.976	134.153	32.620	9.683	Y	-97.859	-22.796
2	D3-D5	PLANTA BAJA	3.30	4.80	1.000	7.976	134.153	32.620	9.683	Y	-81.549	-107.323
											-65.239	-116.266
											-52.192	-123.421
											-42.406	-128.787
											-32.620	-134.153
											-29.358	-132.812
											-24.465	-125.769
											-16.310	-100.615
											-8.155	-58.692
											-3.262	-25.489
											0.000	0.000
											8.126	72.443
											89.413	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 9 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 9

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	B2-C2	PLANTA_1	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-109.200	-8.356
2	D2-E2	PLANTA_1	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-91.000	-39.340
3	B2-C2	PLANTA_2	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-72.800	-42.618
4	D2-E2	PLANTA_2	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-58.240	-45.241
5	B2-C2	PLANTA_3	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-47.320	-47.208
6	D2-E2	PLANTA_3	3.30	5.60	0.364	2.620	49.175	36.400	3.549	X	-36.400	-49.175
											-32.760	-48.683
											-27.300	-46.102
											-18.200	-36.881
											-9.100	-21.514
											-3.640	-9.343
											0.000	0.000
											9.068	26.555
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 10 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 10

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	B3-C3	PLANTA_1	3.30	5.60	0.0501	0.360	6.759	36.400	0.488	X	-109.200	-1.148
2	B3-C3	PLANTA_2	3.30	5.60	0.0501	0.360	6.759	36.400	0.488	X	-91.000	-5.407
3	B3-C3	PLANTA_3	3.30	5.60	0.0501	0.360	6.759	36.400	0.488	X	-72.800	-5.858
											-58.240	-6.218
											-47.320	-6.488
											-36.400	-6.759
											-32.760	-6.691
											-27.300	-6.336
											-18.200	-5.069
											-9.100	-2.957
											-3.640	-1.284
											0.000	0.000
											9.068	3.650
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 11 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 11

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	D3-E3	PLANTA_1	3.30	5.600	0.002	0.016	0.309	36.400	0.022	X	-109.200	-0.052
2	D3-E3	PLANTA_2	3.30	5.600	0.002	0.016	0.309	36.400	0.022	X	-91.000	-0.247
3	D3-E3	PLANTA_3	3.30	5.600	0.002	0.016	0.309	36.400	0.022	X	-72.800	-0.268
											-58.240	-0.284
											-47.320	-0.296
											-36.400	-0.309
											-32.760	-0.306
											-27.300	-0.289
											-18.200	-0.232
											-9.100	-0.135
											-3.640	-0.059
											0.000	0.000
											9.068	0.167
											99.775	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 12 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 12

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	B2-B3	PLANTA_1	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-106.319	-14.551
2	E2-E3	PLANTA_1	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-88.599	-68.504
3	B2-B3	PLANTA_2	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-70.879	-74.213
4	E2-E3	PLANTA_2	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-56.703	-78.780
5	B2-B3	PLANTA_3	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-46.072	-82.205
6	E2-E3	PLANTA_3	3.30	5.40	0.635	4.686	85.630	35.440	6.181	Y	-35.440	-85.630
											-31.896	-84.774
											-26.580	-80.278
											-17.720	-64.223
											-8.860	-37.463
											-3.544	-16.270
											0.000	0.000
											8.828	46.240
											97.143	0.000

Elaboración: Autores

Tabla B. 13 Propiedades geométricas y mecánicas del puntal equivalente – Familia 13

#	ID	Planta	hw	Lw	λ_{ab}	K _o	Fmax	δ_{pico}	Ft	Dir	δ [mm]	F [kN]
	Muro		[m]	[m]		[kN/mm]	[kN]	[mm]	[kN]			
1	C1-C2	PLANTA_1	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-99.276	-22.594
2	D1-D2	PLANTA_1	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-82.730	-106.372
3	C1-C2	PLANTA_2	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-66.184	-115.236
4	D1-D2	PLANTA_2	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-52.947	-122.327
5	C1-C2	PLANTA_3	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-43.020	-127.646
6	D1-D2	PLANTA_3	2.40	5.40	1.000	7.792	132.965	33.092	9.597	Y	-33.092	-132.965
											-29.783	-131.635
											-24.819	-124.654
											-16.546	-99.723
											-8.273	-58.172
											-3.309	-25.263
											0.000	0.000
											8.243	71.801
											90.708	0.000

Elaboración: Autores