



**UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ FACULTAD DE
INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL
TRABAJO DE TITULACIÓN
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL**

TEMA:

**EVALUACIÓN Y AJUSTE DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS
SÍSMICAS PARA ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD LIMITADA
(MAMPOSTERÍA CONFINADA LIMITADA A 2 PISOS).**

AUTOR:

SALTOS ANCHUNDIA RICARDO ALEJANDRO

ASESOR ACADÉMICO:

DRA. VERÓNICA ÁVILA AYÓN

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

2024 – 1

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

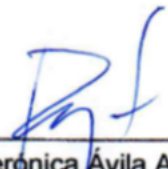
Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante (Saltos Anchundia Ricardo Alejandro), legalmente matriculado/a en la carrera de Ingeniería Civil, periodo académico 2024-2, cumpliendo el total de 192 horas, cuyo tema del proyecto es "Evaluación y ajuste del factor de reducción de fuerzas sísmicas para estructuras de ductilidad limitada (mampostería confinada limitada a 2 pisos)".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 17 de Diciembre de 2024.

Lo certifico,



Ing. Verónica Ávila Ayón
Docente Tutor(a)
Área: Estructuras

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR



UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: "EVALUACIÓN Y AJUSTE DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS PARA ESTRUCTURAS DE DUCTILIDAD LIMITADA (MAMPOSTERÍA CONFINADA LIMITADA A DOS PISOS)" elaborado por la egresada: SALTOS ANCHUNDIA RICARDO ALEJANDRO de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERA CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador

Ing. Angel Abel Zambrano Mejía
Miembro del tribunal

Ing. Effen Segundo Looor Looor
Miembro del tribunal

DEDICATORIA

A mis padres, quienes con su amor incondicional y apoyo constante han sido el pilar fundamental de mi camino académico. Gracias por demostrarme que nunca he estado solo, por tenderme la mano en los momentos más difíciles y por ser mi refugio seguro cuando todo parecía complicado.

A mi hermana, quien con sus palabras de aliento y su fe en mí ha sido una fuente de motivación invaluable. Gracias por recordarme siempre el potencial que llevo dentro y por impulsarme a dar lo mejor de mí en cada paso.

A mis tías y tíos maternos, cuya unión familiar me ha enseñado que juntos somos más fuertes. Su calidez, compañía y amor han sido un faro en mi vida, guiándome siempre hacia lo verdaderamente importante.

A mi abuela materna, por estar siempre presente sin importar las horas ni los sacrificios, esperándome con un plato caliente y el amor que solo una abuela puede ofrecer. Y a mi abuelo, que desde el cielo ha seguido siendo mi inspiración y mi guía, recordándome el orgullo de ser su nieto.

A mis amigos, compañeros en este largo y difícil camino, gracias por su apoyo, por las risas en los días grises y por ser esa red que evitó que cayera en momentos de duda.

A todos ustedes, este logro también les pertenece.

AGRADECIMIENTOS

Quiero iniciar agradeciendo a Dios, por ser mi guía en este largo camino, por darme la sabiduría y fortaleza necesarias para superar cada obstáculo, y por permitirme llegar hasta este momento tan significativo en mi vida.

A mis padres, por ser mi sostén moral y económico, por su amor incondicional y por demostrarme siempre que todo sacrificio tiene recompensa. A mi hermana, por su fe en mí y su constante motivación.

A mis tías y tíos maternos, por esa unión familiar que me ha dado fuerzas y claridad en los momentos difíciles. A mi abuela, por su amor y dedicación inagotable, y a mi abuelo en el cielo, quien sigue siendo mi inspiración.

A mis amigos más cercanos: Wellington, Gema, Camila y Esteffy, gracias por su apoyo y compañía, especialmente cuando la recta final me llenaba de dudas y estaban ahí para darme la mano y superar todo. A todos mis demás amigos y compañeros, por estar allí en este proceso.

A mi Michi, que con su luz ha sido motivo de consuelo y alegría en los días más oscuros.

Finalmente, quiero agradecer a todos los que, de una u otra manera, me han acompañado en este camino. Cada palabra, gesto y apoyo ha dejado una huella en mí y ha contribuido a que este sueño se haga realidad.

RESUMEN

El Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas, conocido como Factor R , es un parámetro esencial en el diseño sísmorresistente, ya que permite reducir las fuerzas de diseño elásticas mediante un factor que refleja el comportamiento inelástico de la estructura, lo que facilita la aplicación de un diseño sísmorresistente.

La presente investigación examina el Factor R para edificaciones de mampostería confinada de hasta dos pisos, un sistema estructural con ductilidad limitada que, por consiguiente, una capacidad restringida para disipar energía sin colapsar.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) asigna un valor $R=3$ para estas estructuras. En contraste, normativas internacionales como la NSR-10 (Colombia), ASCE 7 (EE. UU.), Eurocódigo 8 (Europa), NTC (México) y NCH433 (Chile) establecen valores entre 1.5 y 4 para sistemas similares. Esto sugiere que el valor local puede ser conservador y podría no reflejar con precisión el comportamiento real de las edificaciones ante eventos sísmicos.

La metodología implementada utiliza expresiones propuestas por el Dr. Roberto Aguiar para calcular el Factor R en función del periodo de vibración de la estructura. Estas expresiones consideran tres componentes fundamentales: Ductilidad (R_u), Sobre resistencia (R_Ω) y Redundancia (R_r). Mediante un modelo estructural representativo de mampostería confinada y el programa ETABS, se evaluó el comportamiento de una estructura de dos pisos utilizando el método de modelado por Columna Ancha. Los resultados confirmaron la aplicabilidad de las expresiones y permitieron identificar ajustes necesarios para mejorar la seguridad y eficiencia del diseño sísmorresistente en zonas de alta peligrosidad sísmica.

Los resultados obtenidos demuestran que los valores propuestos por la NEC pueden ser reevaluados, considerando las características particulares de las estructuras analizadas, y ofrecen

un marco más preciso para el diseño de edificaciones de mampostería confinada en contextos sísmicos.

Palabras Claves: Factor R , Diseño sismorresistente, Mampostería confinada, Periodo de vibración, Ductilidad, Sobre resistencia, Redundancia, NEC.

ABSTRACT

The Seismic Force Reduction Factor, known as Factor R , is an essential parameter in seismic-resistant design as it converts elastic forces into applied inelastic forces, facilitating the design in the inelastic spectrum of the structure. This research analyzes Factor R for confined masonry buildings of up to two stories, a structural system with limited ductility and, therefore, a restricted capacity to dissipate energy without collapsing.

The Ecuadorian Construction Code (NEC) assigns a value of $R=3$ for these structures, while international codes such as NSR-10 (Colombia), ASCE 7 (USA), Eurocode 8 (Europe), NTC (Mexico), and NCH433 (Chile) assign values ranging from 1.5 to 4 for similar systems. This suggests that the local value may be conservative and may not accurately reflect the actual behavior of buildings during seismic events.

The methodology implemented uses expressions proposed by Dr. Roberto Aguiar to calculate Factor R based on the vibration period of the structure. These expressions consider three fundamental components: Ductility (R_u), Overstrength (R_Ω), and Redundancy (R_r). Using a representative structural model of confined masonry and the ETABS finite element program, the behavior of a two-story structure was evaluated through the Wide Column modeling method. The results confirmed the applicability of the proposed expressions and identified adjustments needed to enhance the safety and efficiency of seismic-resistant designs in high-seismic-risk zones.

The results obtained demonstrate that the values proposed by the NEC can be reassessed, considering the characteristics of the analyzed structures, and offer a more precise framework for designing confined masonry buildings in seismic contexts.

Keywords: Factor R , Seismic-resistant design, Confined masonry, Vibration period, Ductility, Overstrength, Redundancy, NEC.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
Justificación	2
Planteamiento del Problema	3
Objetivo General.....	3
Objetivos Específicos.....	3
Objeto.....	4
Campo de Acción.....	4
Hipótesis de la Investigación	4
CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE	5
1.1. Fundamentación Teórica.....	5
1.1.1. Diseño Sismorresistente.....	5
1.1.2. Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	6
1.1.3. Mampostería confinada.....	11
1.1.4. Procedimientos de cálculos del DBF según NEC	23
1.1.5. Factor R en Normativas Nacionales e Internacionales	34
1.1.6. Estudios previos acerca de Ajuste del Factor R.....	45
1.1.7. ETABS.....	48
1.1.8. Modelado de Estructuras de mampostería por “Columna “Ancha”	49
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA	57

2.1.	Enfoque de la Investigación.....	57
2.2.	Configuración de la Estructura de Mampostería Para Modelar.....	57
2.2.1.	Características de la Estructura Por Modelar.....	58
2.3.	Caracterización de los Materiales	61
2.3.1.	Pesos específicos de las piezas de mampostería	61
2.3.2.	Ensayos de Compresión en ladrillos artesanales de arcilla.....	62
2.3.3.	Ensayos de Compresión en Bloques de Concreto.....	63
2.3.4.	Morteros de pega.....	63
2.3.5.	Resistencia nominal a la compresión en Bloques de Concreto.....	65
2.3.6.	Módulo de Elasticidad de la mampostería	66
2.3.7.	Módulo de Cortante de la mampostería	67
2.4.	Configuración del modelo estructural en través de Etabs.....	69
2.4.1.	Parámetros Generales del modelo.....	70
2.4.2.	Cálculo de las Propiedades Seccionales de los Muros de Mampostería.....	91
2.5.	Análisis Sísmico de la estructura	107
2.5.1.	Análisis Estático Lineal	107
2.5.2.	Análisis Dinámico en Etabs	117
2.6.	Cálculo del Factor R y reajuste de análisis	126
2.6.1.	Cálculo del Factor R	127
2.6.2.	Reajuste de análisis con el Nuevo Factor R.....	130

CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	134
3.1. Resultados del Modelo Inicial, R=3.....	134
3.1.1. Parámetros Iniciales para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico.....	134
3.1.2. Resultados del Análisis Estático Lineal.....	134
3.1.3. Resultados y Verificaciones del Análisis Dinámico Modal en Etabs.....	137
3.2. Nuevo Factor R.....	148
3.2.1. Cálculo del Nuevo Factor R.....	148
3.3. Resultados del Modelo Reajustado, R=2.13	149
3.3.1. Parámetros Ajustados para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico	149
3.3.2. Resultados del Análisis Estático Lineal.....	150
3.3.3. Resultados y Verificaciones del Análisis Dinámico Modal en Etabs.....	152
3.4. Comparativa entre los Resultados de los diferentes valores de R	159
3.4.1. Resumen Comparativo.....	159
3.5. Ajuste de Secciones y Resultados del Nuevo Modelo.....	162
3.5.1. Valores Ajustados de Secciones	162
3.5.2. Resultados del Nuevo Modelo	163
3.6. Comparativa General entre Modelos	173
3.7. Análisis Comparativo.....	174
3.7.1. Coeficiente de Corte Sísmico y Cortante Basal.....	174
3.7.2. Fuerzas Laterales por piso	175

3.7.3. Periodos de Vibración.....	176
3.7.4. Cortante Basal Dinámico vs Estático.....	177
3.7.5. Derivas de Piso	178
CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	179
4.1. Conclusiones.....	179
4.2. Recomendaciones	181
BIBLIOGRAFÍA	183
ANEXOS	187

ÍNDICE DE FIGURAS

Imagen 1.....	27
Imagen 2.....	29
Imagen 3.....	58
Imagen 4.....	60
Imagen 5.....	60
Imagen 6.....	61
Imagen 7.....	70
Imagen 8.....	71
Imagen 9.....	72
Imagen 10.....	73
Imagen 11.....	74
Imagen 12.....	75
Imagen 13.....	76
Imagen 14.....	78
Imagen 15.....	78
Imagen 16.....	79
Imagen 17.....	80
Imagen 18.....	82
Imagen 19.....	82
Imagen 20.....	86
Imagen 21.....	87
Imagen 22.....	88

Imagen 23.....	89
Imagen 24.....	90
Imagen 25.....	91
Imagen 26.....	106
Imagen 27.....	106
Imagen 28.....	118
Imagen 29.....	119
Imagen 30.....	119
Imagen 31.....	121
Imagen 32.....	122
Imagen 33.....	122
Imagen 34.....	123
Imagen 35.....	123
Imagen 36.....	124
Imagen 37.....	124
Imagen 38.....	125
Imagen 39.....	126
Imagen 40.....	132
Imagen 41.....	132
Imagen 42.....	133
Imagen 43.....	138
Imagen 44.....	139
Imagen 45.....	140

Imagen 46.....	142
Imagen 47.....	142
Imagen 48.....	143
Imagen 49.....	146
Imagen 50.....	147
Imagen 51.....	152
Imagen 52.....	153
Imagen 53.....	154
Imagen 54.....	155
Imagen 55.....	155
Imagen 56.....	156
Imagen 57.....	157
Imagen 58.....	158
Imagen 59.....	166
Imagen 60.....	167
Imagen 61.....	168
Imagen 62.....	169
Imagen 63.....	169
Imagen 64.....	170
Imagen 65.....	171
Imagen 66.....	172

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	12
Tabla 2	15
Tabla 3	16
Tabla 4	16
Tabla 5	17
Tabla 6	18
Tabla 7	19
Tabla 8	24
Tabla 9	24
Tabla 10	25
Tabla 11	29
Tabla 12	30
Tabla 13	30
Tabla 14	31
Tabla 15	34
Tabla 16	36
Tabla 17	37
Tabla 18	39
Tabla 19	40
Tabla 20	41
Tabla 21	42
Tabla 22	44

Tabla 23	47
Tabla 24	47
Tabla 25	48
Tabla 26	63
Tabla 27	77
Tabla 28	81
Tabla 29	92
Tabla 30	93
Tabla 31	94
Tabla 32	95
Tabla 33	96
Tabla 34	97
Tabla 35	98
Tabla 36	99
Tabla 37	100
Tabla 38	101
Tabla 39	102
Tabla 40	103
Tabla 41	104
Tabla 42	105
Tabla 43	108
Tabla 44	108
Tabla 45	109

Tabla 46	110
Tabla 47	110
Tabla 48	110
Tabla 49	111
Tabla 50	113
Tabla 51	114
Tabla 52	117
Tabla 53	120
Tabla 54	128
Tabla 55	128
Tabla 56	129
Tabla 57	131
Tabla 58	134
Tabla 59	136
Tabla 60	141
Tabla 61	144
Tabla 62	148
Tabla 63	149
Tabla 64	150
Tabla 65	151
Tabla 66	154
Tabla 67	157
Tabla 68	159

Tabla 69	160
Tabla 70	163
Tabla 71	164
Tabla 72	165
Tabla 73	168
Tabla 74	171
Tabla 75	172
Tabla 76	173

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Ensayos de compresión en ladrillos y bloques.....	187
Anexo 2: Factores de Ajuste para nuevas secciones reducidas.	191

INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente es una prioridad en la construcción en Ecuador debido a la alta actividad sísmica que caracteriza a la región. Situado en el borde de la placa tectónica de Nazca y la placa Sudamericana, el país enfrenta un elevado riesgo de sismos de gran magnitud, como lo evidencian los eventos históricos recientes (Rodríguez & Burón, 2016). Para mitigar estos riesgos, el diseño estructural busca garantizar que las edificaciones puedan resistir y disipar fuerzas sísmicas sin sufrir daños graves o colapsar, asegurando así la seguridad de los ocupantes y la integridad de las infraestructuras (NEC-SE-DS, 2015).

Un parámetro fundamental en el diseño sismorresistente es el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas, comúnmente conocido como "Factor R". Este factor permite reducir las fuerzas elásticas de diseño en función de la capacidad de la estructura para disipar energía mediante deformaciones inelásticas. Su aplicación varía según el tipo de análisis estructural. En análisis estático lineal, se emplea para calcular el coeficiente de corte sísmico, mientras que en análisis dinámico lineal se utiliza para convertir derivas de piso elásticas en derivas inelásticas. En análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, el Factor R se considera al construir los espectros de diseño que se emplean en software como SAP2000 y ETABS (NEC-SE-DS, 2015). Aunque la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) establece valores específicos de R para diferentes sistemas estructurales, estos valores no siempre reflejan las propiedades particulares de cada sistema, como el tipo de material, la sobre resistencia, la redundancia y la ductilidad, que pueden influir significativamente en el comportamiento estructural (Rodríguez & Burón, 2016).

La mampostería confinada es uno sistema constructivo común en edificaciones de baja altura en Ecuador. Este sistema consiste en muros de mampostería, generalmente bloques de concreto, reforzados perimetralmente con elementos de concreto armado: columnas (elementos

verticales) y cadenas o vigas (elementos horizontales). Estos elementos actúan como confinamiento y refuerzo, incrementando la capacidad de los muros para resistir cargas verticales y fuerzas laterales (NEC-SE-MP, 2015). A diferencia de sistemas estructurales como pórticos resistentes a momento, donde columnas y vigas soportan la mayor parte de las cargas, en la mampostería confinada los muros son los principales responsables de resistir tanto las cargas verticales como las fuerzas laterales (NEC-SE-MP, 2015).

Aunque las normativas vigentes reconocen a la mampostería confinada como un sistema estructural válido, también la clasifican dentro del grupo de "Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada", lo que indica una capacidad reducida para disipar energía en comparación con otros sistemas estructurales. Para estas edificaciones, la NEC asigna un valor de $R=3$, que, aunque conservador, podría no representar de manera precisa el comportamiento real de la mampostería confinada bajo cargas sísmicas (NEC-SE-MP, 2015; NEC-SE-DS, 2015).

Un ajuste en el Factor R específico para este tipo de edificaciones podría optimizar el diseño sismorresistente, equilibrando seguridad estructural y costos de construcción. La presente investigación evalúa la validez del valor de R asignado en la NEC para edificaciones de mampostería confinada de hasta dos pisos, proponiendo, de ser necesario, ajustes que reflejen de manera más precisa las características estructurales y sísmicas de este sistema en el contexto ecuatoriano.

Justificación

El Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas R es un parámetro fundamental en el diseño sismorresistente, ya que permite disminuir las fuerzas sísmicas de diseño al incorporar la capacidad de disipación de energía de una estructura. Este factor considera propiedades clave como la ductilidad, redundancia y sobre resistencia de los sistemas estructurales, lo que permite

que la estructura disipe energía durante un sismo sin colapsar. Sin embargo, algunas normas sísmicas de construcción, incluida la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), clasifican el valor de R según el sistema estructural de forma general, sin considerar características específicas de las estructuras que podrían influir significativamente en el cálculo del Factor R .

Planteamiento del Problema

¿Cómo se puede ajustar adecuadamente el factor de reducción R para estructuras de mampostería confinada, considerando sus características de ductilidad limitada, a fin de optimizar el diseño sísmo-resistente de este tipo de sistemas?

Objetivo General

- Proponer un ajuste del factor de reducción R para estructuras de mampostería confinada de dos pisos mediante el uso de modelado estructural, análisis sísmico y comparativas basadas en fórmulas propuestas.

Objetivos Específicos

- Analizar las propiedades mecánicas de la mampostería confinada mediante ensayos de compresión y otros métodos, como base para el modelado estructural.
- Comparar el Factor R establecido en normativas nacionales e internacionales, enfocado en sistemas de mampostería confinada de baja altura, para identificar similitudes y diferencias.
- Determinar el Factor R para mampostería confinada de dos pisos utilizando expresiones dependientes del periodo de vibración.

- Realizar un modelado por columna ancha en ETABS para llevar a cabo análisis sísmicos dinámicos lineales y evaluar el comportamiento estructural de la mampostería confinada con distintos valores de Factor R.
- Proponer un ajuste del Factor R basado en los resultados obtenidos mediante el modelado estructural y análisis dinámico, optimizando el diseño sismorresistente para mampostería confinada.

Objeto

Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas

Campo de Acción

Estructuras de mampostería confinada de hasta dos pisos.

Hipótesis de la Investigación

El ajuste del factor de reducción R para estructuras de mampostería estructural, considerando sus propiedades de ductilidad limitada y otros factores relevantes, permitirá establecer valores que se ajusten mejor al comportamiento real de este tipo de sistemas, mejorando el diseño sismorresistente en términos de seguridad, eficiencia y asignación de recurso

CAPÍTULO I: ESTADO DEL ARTE

1.1. Fundamentación Teórica

1.1.1. *Diseño Sismorresistente*

El diseño sismorresistente es un enfoque en ingeniería civil, específicamente en el área estructural, que busca garantizar que las edificaciones y estructuras sean capaces de resistir y disipar las fuerzas generadas por los movimientos sísmicos, preservando tanto la estabilidad estructural como la seguridad de los ocupantes. En zonas de alta actividad sísmica, como Ecuador, la necesidad de edificaciones diseñadas para soportar eventos sísmicos cobra una importancia crucial debido a la recurrencia de movimientos tectónicos y al impacto potencial de los sismos en áreas densamente pobladas (Rodríguez & Burón, 2016).

El principio central del diseño sismorresistente es que una estructura no solo debe ser capaz de soportar las fuerzas generadas por un sismo, sino que también debe disipar la energía que estas fuerzas introducen en la estructura a través de deformaciones inelásticas controladas. Esto implica que, ante un sismo, ciertos elementos de la estructura pueden deformarse permanentemente, absorbiendo la energía generada y evitando que el sistema completo colapse. A diferencia de otros diseños estructurales, el diseño sismorresistente se basa en la expectativa de que la estructura experimente daños limitados bajo eventos sísmicos moderados y daños controlados en eventos sísmicos severos, garantizando la integridad estructural y la protección de la vida humana (NEC-SE-DS, 2015).

Para alcanzar este objetivo, se emplean una serie de métodos de análisis y herramientas de cálculo. Entre estos destacan el diseño basado en fuerza (DBF) y el diseño directo basado en desplazamientos (DBD), los cuales permiten predecir el comportamiento estructural ante fuerzas sísmicas y ajustar los materiales y configuraciones según las características específicas de la

edificación. Normativas internacionales como la ASCE 7-22 (EE. UU.), el Eurocódigo 8 (Europa) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) son fundamentales en la implementación de estos principios, proporcionando lineamientos clave para el diseño y construcción de estructuras en zonas de alta peligrosidad sísmica.

1.1.2. Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas

En relación con su definición, Aguiar (2010) señala que el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) permite pasar del espectro elástico al inelástico y depende de variables como el periodo de vibración, el tipo de suelo, la ductilidad y la deriva máxima de piso, entre otros factores. Este ajuste es esencial para modelar de manera realista el comportamiento estructural bajo demandas sísmicas. Este factor, presente en normativas de diseño como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), y otras normativas regionales y globales, es una herramienta fundamental que ajusta las fuerzas sísmicas de diseño a niveles manejables sin comprometer la seguridad de la estructura (Espinoza & Gilmore, 2002).

El Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas se aplica de diversas maneras dependiendo del tipo de análisis estructural utilizado, ajustando las fuerzas de diseño y los parámetros para representar de forma más realista el comportamiento inelástico de la estructura. En análisis estáticos lineales, R actúa como un divisor en el cálculo del coeficiente de corte sísmico, que determina las fuerzas laterales que la estructura debe resistir. Este coeficiente incorpora parámetros como la importancia de la estructura y su regularidad en planta y elevación, y permite reducir las fuerzas elásticas calculadas inicialmente, obteniendo fuerzas de diseño más acordes con la capacidad real de la estructura. En análisis dinámicos lineales, R se emplea en la etapa final para convertir las derivas elásticas en derivas inelásticas, ajustándolas para reflejar la capacidad de la estructura para disipar energía. Finalmente, en análisis no lineales, tanto estáticos

como dinámicos, R se utiliza para construir los espectros de diseño, que representan el comportamiento inelástico de la estructura frente a un sismo simulado. Estos espectros son fundamentales en herramientas como ETABS, ya que permiten evaluar cómo responderá la estructura a las fuerzas sísmicas, considerando parámetros como capacidad, ductilidad y derivas. La correcta aplicación de R en cada análisis asegura diseños estructurales eficientes y acordes a las características reales del sistema estructural y del entorno sísmico.

1.1.2.1. Componentes del Factor R

El valor asignado al Factor R no es arbitrario; se basa en tres componentes fundamentales: ductilidad, sobrerresistencia y redundancia. Estos factores reflejan las capacidades inherentes del sistema estructural y sus materiales para soportar y disipar la energía sísmica, y son esenciales en la determinación de un valor adecuado para cada tipo de sistema estructural. Este enfoque es ampliamente discutido en normativas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la ASCE 7 – 22.

En este contexto, Aguiar (2010) destaca que el Factor R se define como el producto de tres componentes principales: ductilidad (R_u), sobrerresistencia (R_Ω) y redundancia (R_r).

La ductilidad (R_u) mide la capacidad de la estructura para deformarse de manera inelástica sin perder su estabilidad. La sobrerresistencia (R_Ω) refleja la capacidad de una estructura de soportar cargas mayores a las previstas debido a reservas de resistencia en los materiales o diseño. La redundancia (R_r) se refiere a la capacidad de redistribuir esfuerzos a través de múltiples elementos estructurales, aumentando la seguridad general del sistema (Aguiar, 2008; Blanco et al., 2018).

La investigación de Aguiar (2008) analiza 14 estudios internacionales sobre el factor de reducción de resistencia por ductilidad y propone valores ajustados para el contexto ecuatoriano,

sentando una base sólida para la discusión sobre estos tres componentes.

Asimismo, el estudio de Blanco et al. (2018) proporciona un análisis detallado sobre cómo estos factores afectan el diseño de edificaciones aporticadas de hormigón armado, subrayando la importancia de considerarlos de manera conjunta para garantizar la eficiencia y seguridad de las estructuras.

1.1.2.1.1. Ductilidad

La ductilidad es la capacidad de un material o sistema estructural para deformarse significativamente sin fallar. Este atributo es fundamental en el diseño sismorresistente, ya que permite que las estructuras disipen energía mediante deformaciones inelásticas controladas. Materiales como el acero presentan alta ductilidad, lo que les permite soportar deformaciones significativas bajo cargas sísmicas, absorbiendo energía sin comprometer la estabilidad estructural (Aguilar, 2008). Sin embargo, sistemas estructurales como la mampostería confinada tienen una ductilidad limitada, lo que reduce su capacidad de deformación y, por ende, su habilidad para disipar energía en comparación con sistemas de acero o concreto armado (Rovello & Andrea, 2014).

En estructuras de baja ductilidad, como la mampostería confinada, el valor del Factor R tiende a ser menor, reflejando las limitaciones del sistema para soportar deformaciones sin falla. Este enfoque es fundamental en normativas como la NEC, que asigna valores conservadores al Factor R en función de la ductilidad del sistema. Estudios previos han mostrado que estas limitaciones en ductilidad tienen un impacto directo en los niveles de seguridad y en el dimensionamiento estructural, obligando a compensar con un diseño más riguroso para garantizar la estabilidad ante eventos sísmicos severos (Bejarano & Danny, 2018).

1.1.2.1.2. Sobre resistencia

La sobre resistencia es un componente fundamental del Factor R, que representa la capacidad adicional de una estructura para resistir cargas más allá de las consideradas en el diseño inicial. Este factor, denominado $R\Omega$, es crucial en el cálculo del Factor R total y refleja la reserva de resistencia inherente en los sistemas estructurales.

Aguiar et al. (2016) definen la sobre resistencia como la relación entre la resistencia lateral máxima real de la estructura y la resistencia lateral de diseño. Esta capacidad adicional surge de diversos factores, incluyendo:

- El uso de factores de seguridad en el diseño de elementos estructurales.
- La consideración de cargas mínimas que pueden ser superadas en la práctica.
- El redondeo de dimensiones de elementos estructurales por razones constructivas.
- La contribución de elementos no estructurales a la resistencia global.

La importancia de la sobre resistencia en el comportamiento sísmico se refleja en su inclusión en los códigos de diseño sísmorresistente. Por ejemplo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) incorpora este factor en la determinación del Factor R total para diferentes sistemas estructurales.

Es importante notar que la sobre resistencia varía según el tipo de sistema estructural y los materiales utilizados. Un estudio realizado por Vielma et al. (2006) encontró que los factores de sobre resistencia para edificios aporticados de hormigón armado pueden variar entre 1,3 y 2,8, dependiendo de la altura del edificio y el nivel de diseño sísmico.

La consideración adecuada de la sobre resistencia en el cálculo del Factor R permite un

diseño más realista y económico, al tiempo que asegura un margen de seguridad adicional frente a eventos sísmicos inesperados o de mayor intensidad que los considerados en el diseño inicial.

1.1.2.1.3. Redundancia

La redundancia estructural es un componente crucial del Factor R , que se refiere a la capacidad de una estructura para redistribuir cargas a través de múltiples elementos cuando uno o más componentes fallan. Este factor, denominado R_r , es esencial para el cálculo del Factor R total, ya que refleja la robustez del sistema estructural y su capacidad para mantener la estabilidad incluso ante fallos parciales (Vielma et al., 2006).

La importancia de la redundancia en el diseño sismorresistente se destaca en los códigos de diseño internacionales, como el Eurocódigo 8 y la NCSE-02, donde se enfatiza que una adecuada redundancia permite una respuesta más eficaz frente a eventos sísmicos. En el análisis de marcos dúctiles de concreto reforzado, se ha encontrado que la redundancia estructural debe ser considerada directamente en el diseño para garantizar una distribución eficiente de esfuerzos y una mayor resiliencia (Vielma et al., 2007a).

Es importante notar que la redundancia varía según el tipo de sistema estructural. En sistemas con poca redundancia, como algunas configuraciones de baja altura, el Factor R puede ser limitado, ya que la falla de un elemento crítico podría comprometer significativamente la estabilidad general del sistema (Vielma et al., 2007b). Por otro lado, en sistemas con alta redundancia, la redistribución de esfuerzos puede mejorar significativamente la capacidad de la estructura para soportar eventos sísmicos severos, contribuyendo a un diseño más seguro y eficiente.

La consideración adecuada de la redundancia en el cálculo del Factor R permite un diseño más resiliente, asegurando que la estructura pueda mantener su integridad incluso si

algunos elementos fallan durante un evento sísmico.

1.1.3. Mampostería confinada

La mampostería confinada es un sistema estructural ampliamente utilizado en edificaciones de baja altura, que combina bloques de mampostería con elementos de concreto armado que actúan como confinadores. Este sistema es popular debido a su simplicidad constructiva, bajo costo y eficacia para resistir cargas.

Según Pisco y Magno (2015), la mampostería confinada se compone de muros de mampostería enmarcados por elementos de concreto armado, como columnas (elementos verticales) y vigas o cadenas (elementos horizontales). Estos elementos no solo enmarcan los muros, sino que también mejoran su resistencia frente a cargas verticales y fuerzas laterales, como las generadas por sismos.

En este sistema, los muros de mampostería soportan la mayor parte de las cargas gravitatorias y fuerzas sísmicas, mientras que las columnas y vigas limitan la deformación lateral de los muros, aumentando su ductilidad. A diferencia de sistemas como los pórticos resistentes a momento, los elementos de concreto armado en la mampostería confinada no están diseñados exclusivamente para soportar todas las cargas o fuerzas, ya que sus dimensiones suelen ser mínimas, priorizando su función de confinamiento sobre la de resistencia.

En términos normativos, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS, 2015) clasifica la mampostería confinada como un sistema estructural de ductilidad limitada y establece criterios específicos para su diseño y uso, incluyendo mínimos para las dimensiones de los elementos confinadores y requisitos de resistencia de los materiales. Estudios como los de Sánchez et al., (2010) han evaluado modelos estructurales para analizar las curvas de carga lateral-distorsión en muros de mampostería confinada, destacando su efectividad en soportar

demandas sísmicas en ciertas configuraciones.

En el contexto de zonas de alta peligrosidad sísmica, Deulofeu y Díaz (2008) evaluaron el comportamiento de edificios de mampostería reforzada de hasta cinco pisos, destacando que las paredes en voladizo empotradas en su base constituyen el sistema principal de resistencia ante cargas sísmicas.

1.1.3.1. Características de la mampostería

La mampostería según la (NEC-SE-CG, 2015) tiene diferentes pesos específicos según la pieza a utilizar, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 1

Peso Unitarios de piezas de mampostería.

Material	Peso Unitario kN/m ³
Ladrillo cerámico prensado (0 a 10% de huecos)	19.0
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30% de huecos)	14.0
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos)	10.0
Ladrillo Artesanal	16.0
Bloque hueco de hormigón	12.0
Bloque hueco de hormigón alivianado	8.5

Fuente: NEC-SE-CG

Además, las dimensiones de las piezas se dan diferenciando dos grupos, ladrillos y bloques, que contienen dentro del territorio ecuatoriano las siguientes dimensiones comerciales mínimas.

- Ladrillos: 7cm de ancho, 12cm de alto, y 24 cm de largo.
- Bloques huecos de concreto: 7cm de ancho, 20cm de alto, y 40cm de largo.

1.1.3.2. Ensayos de compresión de piezas de mampostería

Los ensayos de compresión son una herramienta fundamental en la ingeniería civil para evaluar la capacidad de materiales de construcción, como concreto, ladrillos y bloques, de resistir cargas axiales. Estos ensayos consisten en aplicar una carga axial creciente sobre una probeta hasta que esta falla, permitiendo determinar propiedades clave como la resistencia máxima a compresión y el comportamiento del material bajo carga.

En el caso de la mampostería confinada, los ensayos de compresión son esenciales tanto para evaluar las propiedades de los materiales individuales como para analizar el comportamiento del sistema estructural completo. Este sistema combina piezas de mampostería, morteros de pega y refuerzos, los cuales trabajan conjuntamente para resistir las cargas aplicadas. Por ejemplo, los ensayos realizados en muretes proporcionan información valiosa sobre la interacción entre los materiales y cómo esta contribuye a la resistencia global del sistema (Macías et al., 2019).

1.1.3.2.1. Ensayos de compresión en piezas de mampostería: Ladrillos artesanales de arcilla.

Los ensayos de compresión en ladrillos de arcilla evalúan su capacidad de resistir cargas axiales. Según Medrano et al. (2023), una resistencia mínima sugerida para ladrillos artesanales es:

- 4.5 MPa (45 kg/cm²) para piezas macizas artesanales.

El método de ensayo consiste en que las piezas son sometidas a carga axial en una máquina universal, utilizando placas distribuidoras para garantizar uniformidad, en donde finalmente se calcula la resistencia a compresión máxima de la pieza dividiendo la carga máxima por el área bruta del ladrillo.

1.1.3.2.2. Ensayos de compresión en piezas de mampostería: Bloques huecos de concreto

Los bloques de concreto, esenciales en mampostería confinada, también se prueban para evaluar su resistencia. Según (Montalvo y Molina, 2022) los estándares internacionales sugieren valores mínimos de:

- 7 MPa (70 kg/cm²) para bloques huecos.

Las pruebas se realizan en máquinas universales con cabezales adecuados al tamaño de las piezas, y La resistencia máxima se calcula considerando el área bruta del bloque y la carga máxima soportada.

1.1.3.3.Morteros de Pega

El mortero de pega es un material compuesto utilizado como agente de unión entre las piezas de mampostería, como ladrillos o bloques, proporcionando cohesión, transferencia de cargas y estabilidad a los muros. Su composición básica incluye cemento, cal, arena y agua, aunque puede contener aditivos para mejorar propiedades específicas como la trabajabilidad, adherencia o resistencia.

Las funciones principales de los morteros de pega son las siguientes:

- **Adherencia:** Une las piezas de mampostería, formando un sistema estructural continuo.
- **Transferencia de cargas:** Distribuye las cargas entre las piezas, garantizando un comportamiento uniforme.
- **Compensación de irregularidades:** Permite nivelar las diferencias dimensionales entre las piezas.

- **Durabilidad:** Protege contra la acción de agentes externos como la humedad o cambios térmicos.

1.1.3.3.1. Clasificación de morteros de pega

Los morteros se clasifican de acuerdo con las proporciones de sus componentes y sus propiedades mecánicas, siguiendo las normativas aplicables. A continuación, se describen las clasificaciones según la Norma Ecuatoriana de Construcción y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de México.

La NEC por su lado ofrece un tipo de clasificación basada en la resistencia a la compresión mínima que se permite a 28 días, teniendo en su catálogo de clasificación 5 diferentes tipos de resistencia a la compresión de los morteros, y además ofrece una composición en partes por volumen de los componentes básicos del mortero que son Cemento, Cal y Arena, según la resistencia requerida, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 2

Tipos de mortero, dosificación y resistencia mínima a compresión a los 28 días.

Tipo de Mortero	Resistencia mínima a compresión 28 días (MPa)	Composición en partes por volumen		
		Cemento	Cal	Arena
M20	20.0	1	-	2.5
M15	15.0	1	-	3.0
M10	10.0	1	0.5	4.0
M5	5.0	1	0.5	5.0
M2.5	2.5	1	-	6.0
		1	1.0	7.0
		1	-	7.0
		1	2.0	9.0

Fuente: NEC-SE-MP

Por otro lado, la NTC clasifica de igual manera los morteros de pega según su resistencia a la compresión, denominada como " f_j " sin embargo esta normativa presenta únicamente dos tipos de morteros de pega, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3*Tipos de morteros*

Tipo 1	Con resistencia de diseño a compresión, f'_j , mayor o igual que 12.5 MPa (125 kg/cm ²)
Tipo 2	con resistencia de diseño a compresión, f'_j , menor que la del Tipo 1 y mayor o igual que 7.5 MPa (75 kg/cm ²)

Fuente: NTC - DCEM

1.1.3.4. Resistencia nominal a la compresión de la Mampostería

La resistencia nominal a la compresión de la mampostería confinada es un valor denominado comúnmente en las normativas como " f'_m " que responde a ser el valor para utilizar en los procedimientos de diseño de estructuras de mampostería según corresponda a la normativa aplicable.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Mampostería Estructural no determina algún procedimiento en específico para su cálculo y refiere únicamente a la normativa ACI 530 para poder optar por algún procedimiento experimental o teórico para la obtención del f'_m . Por otro lado, NTC-CDEM (2020) sugiere en su normativa una tabla de correlación para la obtención de valores de f'_m en función de los valores de resistencia a la compresión de la pieza (f'_p) y de los valores de los morteros de pega, como se muestra en las siguientes tablas:

Tabla 4

Resistencia a la compresión f'_m , sobre área bruta a partir de la resistencia a compresión de la pieza,

f'_p Mpa (kg/cm ²)	f'_m Mpa (kg/cm ²)	
	Mortero 1	Mortero 2
6 (60)	2.5 (25)	2 (20)
7.5 (75)	4 (40)	3.5 (35)
10 (100)	5 (50)	4.5 (45)
15 (150)	7.5 (75)	6 (60)
≥20 (200)	10 (100)	9 (90)

Fuente: NTC – DCEM

Tabla 5

Resistencia a compresión f_m , sobre área bruta a partir de la resistencia a compresión de la pieza.

f_p Mpa (kg/cm ²)	f_m Mpa (kg/cm ²)	
	Mortero 1	Mortero 2
6 (60)	2 (20)	2 (20)
7.5 (75)	3 (30)	3 (30)
10 (100)	4 (40)	4 (40)
15 (150)	6 (60)	6 (60)
20 (200)	8 (80)	7 (70)
≥30 (300)	12 (120)	9 (90)

Fuente: NTC – DCEM

En el contexto de esta investigación, los resultados de los ensayos de compresión en piezas proporcionan datos clave sobre la capacidad de carga de los bloques de mampostería utilizados en la construcción de estructuras de baja altura. Estos datos permiten ajustar el modelamiento y validar los valores de resistencia en las simulaciones, lo cual es crucial para calcular un Factor R que refleje adecuadamente las propiedades mecánicas de la mampostería confinada en edificaciones de hasta dos pisos.

1.1.3.5. Módulo de elasticidad de la mampostería

El módulo de elasticidad (E_m) es un parámetro mecánico clave que mide la rigidez de la mampostería, reflejando su capacidad para resistir deformaciones bajo cargas dentro del rango elástico. Este valor es esencial en el diseño estructural, especialmente para evaluar la respuesta sísmica de muros de mampostería confinada, dado que permite estimar la rigidez lateral y el comportamiento global del sistema estructural.

Según NTC-DCEM (2020) se recomienda determinar E_m mediante ensayos de compresión en muretes de mampostería, obteniendo la curva esfuerzo-deformación. En esta curva, E_m se calcula como la pendiente de la secante hasta un porcentaje del esfuerzo máximo, representando así un valor más realista para condiciones de servicio.

En particular, las normativas proponen expresiones empíricas que relacionan E_m con la resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$), permitiendo su uso en análisis donde no se disponen de ensayos experimentales.

1.1.3.5.1. Módulo de Elasticidad según la NEC

Según NEC-SE-MP (2015) se clasifican las expresiones para calcular el módulo de elasticidad según el material de la pieza de mampostería, sea de arcilla o de concreto, por lo cual las expresiones se representan en la siguiente tabla:

Tabla 6

Expresiones para el cálculo del Módulo de Elasticidad

Expresiones para el cálculo del módulo de elasticidad en función de $f'm$		
Pieza	Expresión	Condición
Concreto	$E_m = 900 \cdot f'm$	≤ 20000 MPa
Arcilla	$E_m = 750 \cdot f'm$	≤ 20000 MPa

Fuente: NEC-SE-MP

1.1.3.5.2. Módulo de Elasticidad según la NTC

La NTC-DCEM (2020) por otro lado no sólo clasifica las expresiones para el cálculo del módulo de elasticidad según el material de la pieza de mampostería, dentro de esa primera clasificación, subclasifica nuevamente las expresiones en función del tipo de cargas a la que será sometida la mampostería, las cuáles pueden ser cargas de corta duración, o cargas sostenidas, lo cual puede inferir en que dependería del enfoque del análisis a realizar, por ejemplo para un enfoque de análisis sísmico habría que considerar la subclasificación de cargas de corta duración, mientras que si no se pretende llegar hasta un enfoque sísmico en los análisis estructurales, bastaría con utilizar la subclasificación de cargas sostenidas.

La clasificación y subclasificación de expresiones se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 7*Expresiones para el cálculo del Módulo de Elasticidad*

Expresiones para el cálculo del módulo de elasticidad en función de $f'm$		
Pieza	Para Cargas de Corta Duración	Para Cargas Sostenidas
Concreto	$E_m = 800 * f'm$	$E_m = 350 * f'm$
Arcilla	$E_m = 600 * f'm$	$E_m = 350 * f'm$

Fuente: NTC-DCEM

1.1.3.6. Módulo de Cortante de la mampostería

El módulo de cortante (G) es un parámetro mecánico fundamental que mide la capacidad de un material para resistir deformaciones angulares cuando está sometido a esfuerzos cortantes. En mampostería, este parámetro es crucial para analizar la rigidez lateral de los muros bajo cargas sísmicas y para modelar adecuadamente la distribución de fuerzas en el sistema estructural.

1.1.3.6.1. Módulo de cortante según la NEC

Según NEC-SE-MP (2015), se sugiere la siguiente expresión para calcular el Módulo de cortante de la mampostería (G_m):

$$G_m = 0.4 * E_m$$

Esta expresión refleja un cálculo del módulo de cortante en función del módulo de elasticidad, y además en base a la misma podemos definir que el módulo de cortante corresponde al 40% del valor del módulo de elasticidad, según la NEC.

1.1.3.6.2. Módulo de cortante según la NTC

Por otro lado NTC-DCEM (2020) reconoce que este valor puede obtenerse experimentalmente mediante ensayos en muretes de mampostería, los cuales simulan condiciones reales al incluir tanto las piezas como el mortero de pega. Sin embargo, en ausencia de resultados experimentales, la NTC propone expresiones empíricas para estimar el módulo de

cortante.

En situaciones prácticas donde no se dispone de resultados de ensayo, la NTC sugiere que G_m puede estimarse como:

$$G_m = 0.2 * E_m$$

Este valor ajustado refleja la observación de que la rigidez a la corte efectiva de la mampostería es menor que la predicha por modelos teóricos, además se puede definir de esta manera que el módulo de cortante corresponde a un 20% del módulo de elasticidad.

Alternativamente, G puede calcularse asumiendo que la mampostería es un material isótropo y homogéneo, utilizando la expresión:

$$G_e = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson, que la NTC sugiere tomar como 0.25 para cálculos en mampostería.

Entonces la normativa mexicana nos guía sobre cuál sería valor de G deberíamos utilizar, y esto se responde con lo siguiente:

- G_m : Este valor debe emplearse para análisis sísmicos, donde se busca reflejar el comportamiento real y anisotrópico de la mampostería, especialmente en diseños basados en rigidez lateral efectiva.
- G_e : Se utiliza en análisis que requieren un enfoque más teórico, como en casos iniciales de diseño o cuando la rigidez al corte no es crítica. Sin embargo, su uso debe ser acompañado de ajustes geométricos para evitar sobreestimar la rigidez.

Adicionalmente NTC-DCEM (2020) señala que si la relación $G_m/E_m < 1/3$, es necesario aplicar un ajuste geométrico en programas de análisis estructural como SAP2000 o ETABS. Este

ajuste se implementa mediante la reducción del área de cortante (A_c) de los muros, utilizando el siguiente procedimiento:

1.) Definir $\nu = 0.25$, lo que conlleva a un valor de $G_e = 0.4 * E_m$

2.) Calcular el factor de ajuste:

$$\text{Factor de reducción del área de cortante} = \frac{G_m}{G_e} = \frac{0.2 * E_m}{0.4 * E_m} = 0.5$$

3.) Reducir el Área de cortante:

Multiplicar el área de cortante de cada muro por 0.50 dentro del software, dejando intactos E_m y ν .

1.1.3.7. Columnas y Vigas para la mampostería confinada

En los sistemas de mampostería confinada, las columnas (castillos) y vigas (daldas) tienen la función de proporcionar soporte y confinamiento a los muros, mejorando su capacidad estructural y comportamiento sísmico. Las normas técnicas como la NEC y la NTC establecen requisitos básicos para el diseño de estos elementos, que deben cumplir con criterios mínimos de resistencia, rigidez y ductilidad.

Según NEC-SE-MP (2015), no se presentan dimensiones mínimas para secciones de columnas y vigas, sin embargo, se debe tener en cuenta por lógica que estas dimensiones deben ir de la mano del espesor del muro, debido que lo ideal sería no tener dimensiones menores a las del espesor del muro, entonces técnicamente el mínimo podría inducirse hacia un valor de 120mm, puesto que es lo que se establece normativamente para espesor de muros. Por otro lado, NTC-CDEM (2020), sugiere un análisis similar donde se establecen que las secciones mínimas para las columnas serán las del espesor del muro, sin embargo hace énfasis que para facilidades

constructivas se le dará una sección mínima en la dirección paralela al muro de 150mm.

Según NTC-CDEM (2020) El refuerzo de acero juega un papel crítico, con especificaciones que incluyen un mínimo de cuatro barras longitudinales de Ø10 mm y estribos de Ø6 mm con separación máxima de 20 cm, reducida a 10-15 cm en zonas críticas o altamente sísmicas. Estas disposiciones aseguran una adecuada capacidad para resistir cargas axiales y fuerzas laterales, así como deformaciones inelásticas durante eventos sísmicos.

Aunque las normas proporcionan lineamientos claros, se recomienda iniciar con valores mínimos según corresponda la pieza de mampostería a utilizar, para un modelamiento inicial, lo que permite ajustar el diseño según los resultados obtenidos. Este enfoque asegura que las dimensiones y refuerzos sean óptimos para las demandas específicas del proyecto.

1.1.3.8.Comportamiento estructural

La mampostería confinada está compuesta por muros de mampostería que son rodeados por elementos de concreto reforzado denominados columnas y vigas o dalas. Esta combinación mejora el comportamiento estructural del sistema bajo cargas gravitacionales y sísmicas. Según Navas y Sáenz (2011), los elementos confinantes contribuyen significativamente al desempeño estructural, ya que absorben las fuerzas de corte y los momentos flexionantes inducidos por cargas laterales, controlando a su vez la formación y propagación de grietas en los muros. Los muros de mampostería resisten principalmente esfuerzos de compresión vertical, mientras que los elementos de concreto aportan rigidez lateral y mejoran la capacidad del sistema para disipar energía sísmica.

El comportamiento dúctil de las estructuras de mampostería confinada es uno de sus principales beneficios. Gracias a los elementos de confinamiento, la mampostería confinada

puede experimentar deformaciones inelásticas de manera controlada, lo cual permite disipar la energía sísmica. De acuerdo con las normativas estructurales (NEC-SE-MP), este tipo de mampostería es un sistema seguro y eficiente en zonas de alta peligrosidad sísmica, siempre y cuando se respeten los límites de deriva y los procedimientos de diseño y construcción adecuados.

1.1.4. Procedimientos de cálculos del DBF según NEC

El Diseño Basado en Fuerza (DBF) es una metodología que busca dimensionar estructuras sismorresistentes mediante el cálculo y la distribución de las fuerzas sísmicas laterales que actúan sobre una edificación. Este procedimiento considera parámetros como el cortante basal, las fuerzas horizontales de diseño, el periodo fundamental de vibración (T), la aceleración espectral (Sa) y los factores normativos establecidos en la NEC. En este apartado se presenta la teoría necesaria para comprender el proceso de cálculo y los parámetros involucrados.

1.1.4.1. Cortante Basal y Factores de Influencia

El cortante basal es la fuerza lateral total que actúa en la base de la estructura como resultado de un evento sísmico. Su cálculo depende de diversos factores normativos que consideran tanto las propiedades dinámicas de la estructura como las características del entorno sísmico.

La expresión utilizada para el cálculo del cortante basal es:

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

1.1.4.1.1. Coeficiente de Importancia:

Ajusta las fuerzas sísmicas según el uso y la importancia de la edificación.

Tabla 8*Coefficiente de Importancia*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificios esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de Ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.2. Factores de regularidad en planta y elevación

Se ajustan según la regularidad en planta y elevación de la estructura.

Tabla 9*Configuraciones estructurales recomendadas*

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\Phi_{EI}=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\Phi_{PI}=1$
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\varphi_{EI}=1$	La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\varphi_{PI}=1$
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\varphi_{EI}=1$	

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.3. Periodo Fundamental

Calculado mediante tres métodos 3, garantiza que el diseño esté basado en las propiedades dinámicas reales de la estructura.

1.1.4.1.3.1. Método 1

Este método de cálculo del periodo fundamental está determinado en función de propiedades geométricas de la estructura y coeficiente dependiente del sistema estructural.

La expresión correspondiente propuesta por NEC-SE-DS (2015), es la siguiente:

$$T = Ct * h_n^\alpha$$

Dónde los coeficientes a encontrar los elegiremos de la siguiente tabla:

Tabla 10

Ct y α según el tipo de estructura

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

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.3.2. Método 2

Este método corresponde al cálculo del periodo fundamental en función de propiedades estructurales y características de deformación en los elementos resistentes (NEC, 2015).

La expresión utilizada es la siguiente:

$$T_a = 2 * \pi * \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i * \delta_i^2}{g * \sum_{i=1}^n f_i * \delta_i}}$$

Dónde:

- f_i = Cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i
- δ_i = Deflexión elástica del piso i, calculada utilizando las fuerzas laterales f_i
- W_i = Peso asignado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

Además NEC-SE-DS (2015), igual indica que este no es la única manera de obtener el periodo en éste método, sino que también puede obtenerse a través de un análisis modal que normalmente corresponde a un proceso computacional por los softwares que correspondan.

1.1.4.1.3.3. Interacciones

Este método corresponde a un proceso de interacciones en el que el periodo fundamental se recalculará una vez dimensionada la estructura por el método 2 o un análisis de modos de vibración (Análisis modal) mediante modificaciones de las secciones, el proceso se repetirá hasta que en interacciones consecutivas la variación entre periodos no sea mayor al 10%.

1.1.4.1.4. Aceleración Espectral (S_a) y el Espectro de Diseño

Según Cárdenas y Anibal (2016), la aceleración espectral (S_a) es una medida de la aceleración máxima que experimenta una estructura durante un sismo, considerando su periodo natural de vibración. Es un parámetro clave en la evaluación de la peligrosidad sísmica y se utiliza para generar mapas de amenaza sísmica

Para la construcción de un espectro de diseño, es indispensable contar con parámetros clave que permitan su representación gráfica precisa. El espectro se desarrolla sobre un plano cartesiano, donde el eje de las abscisas representa los periodos de vibración y el eje de las ordenadas mide la aceleración espectral en términos de la aceleración gravitacional.

El resultado es una gráfica que incluye una meseta característica, la cual delimita regiones específicas del espectro y facilita la selección de expresiones apropiadas para el análisis, en función de la ubicación del periodo fundamental de vibración en el mismo. La meseta está delimitada por periodos límites de vibración que definen el espectro sísmico elástico de aceleraciones representativo del sismo de diseño, tanto en su valor mínimo como máximo.

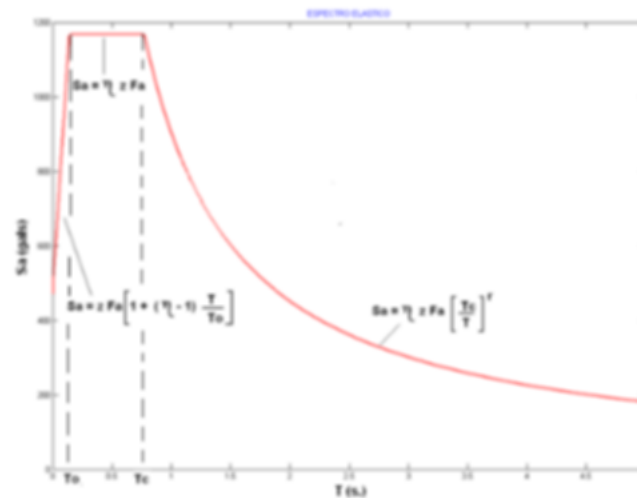
La determinación de estos límites requiere el uso de coeficientes de amplificación del

suelo, los cuales reflejan las condiciones geotécnicas del sitio. Adicionalmente, las expresiones específicas a utilizar consideran parámetros como la aceleración máxima esperada en roca (PGA) y la relación entre la aceleración espectral y el PGA, lo que asegura una representación adecuada de las demandas sísmicas esperadas para el diseño estructural.

Para NEC-SE-DS (2015), se establece el siguiente espectro de diseño, con las expresiones y límites correspondientes.

Imagen 1

Espectro elástico que representa el sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS

Entonces se infiere que se debería calcular en primer lugar los límites, T_o y T_c , que están dados por las siguientes expresiones:

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Y como se muestra en la imagen del espectro de diseño, el valor de la aceleración espectral dependerá de la ubicación del periodo fundamental dentro del espectro, por ende,

encontramos las siguientes expresiones y consideraciones:

- Cuando el periodo se encuentra antes de la meseta, pero siempre y cuando el periodo sea de un modo de vibración distinto al fundamental.

$$S_a = Z * F_a * (1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_o})$$

- Cuando el periodo se encuentra en la meseta.

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

- Cuando el periodo se encuentra después de la meseta.

$$S_a = \eta * Z * F_a * (\frac{T_c}{T})$$

Para todas estas expresiones citadas anteriormente tanto para el cálculo de los valores límites como para el cálculo de las aceleraciones espectrales se utilizan factores de amplificación del suelo, y factor de ubicación o de zona sísmica.

1.1.4.1.4.1. Factor de relación entre Aceleración espectral y el Pico de aceleración máxima (PGA)

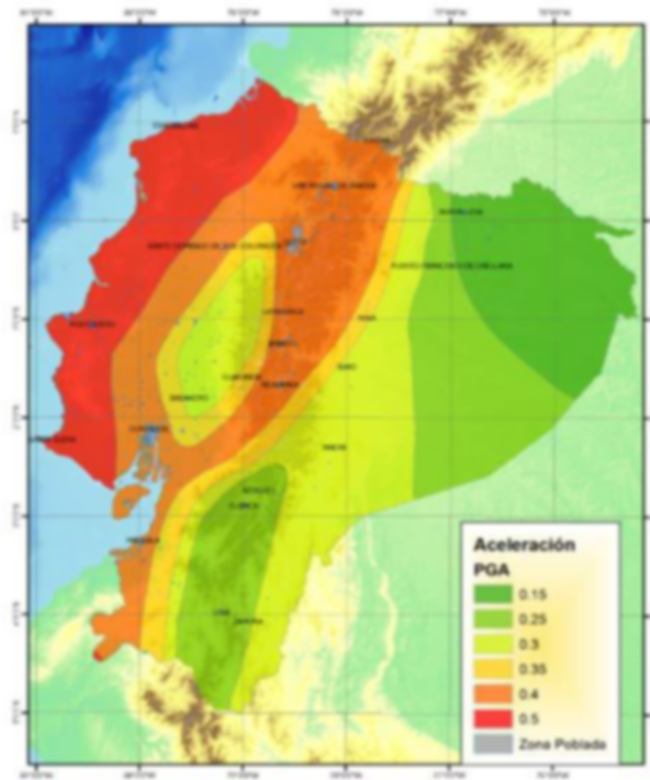
Según NEC-SE-DS (2015), este factor está especificado y clasificado de la siguiente manera:

- $\eta = 1.80$, para provincias de la Costa, a excepción de Esmeraldas.
- $\eta = 2.48$, para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $\eta = 2.60$, para provincias del Oriente.

1.1.4.1.4.2. Factor de ubicación o zona sísmica (Z)

Imagen 2

Zonas sísmicas del Ecuador



Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 11

Valores del factor Z

Zona sísmica	1	2	3	4	5	6
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.4.3. Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto (F_a)

Tabla 12

Factor de sitio F_a

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Revisar los requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F					

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.4.4. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (F_d)

Tabla 13

Factor de sitio F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.70	1.65	1.6	1.50
F	Revisar los requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F					

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.4.5. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (F_s)

Tabla 14

Factor de sitio F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.0
F	Revisar los requisitos específicos: respuesta dinámica para los suelos de tipo F					

Fuente: NEC-SE-DS

1.1.4.1.5. Peso Sísmico (W)

El peso sísmico es un parámetro fundamental en el análisis estructural de edificaciones, ya que representa la masa efectiva de la estructura que contribuye a las fuerzas inerciales durante un evento sísmico. Según NEC-SE-DS (2015), el cálculo del peso sísmico se basa en la suma de los pesos de los elementos estructurales y no estructurales que participan en la transferencia de cargas sísmicas.

En edificaciones de mampostería confinada, el peso sísmico se calcula principalmente a partir de los pesos de las losas, ya que estas distribuyen las fuerzas laterales hacia los elementos verticales, como muros y columnas. El procedimiento general para determinar el peso sísmico incluye:

1.1.4.1.5.1. Peso muerto por losa (W)

Este valor se obtiene sumando los pesos de todos los elementos que contribuyen directamente al peso de una losa, como:

- Peso propio de la losa.

- Peso de los muros que descansan sobre la losa.
- Peso de las columnas.
- Peso de las vigas o dalas.

Para cada elemento, el peso se calcula multiplicando su volumen por el peso específico del material:

$$P = V * \gamma$$

Donde:

- P =Peso del elemento.
- V =Volumen del elemento.
- γ =Peso específico del material.

Por lo tanto, el peso por losa corresponde a la siguiente expresión siempre y cuando todos estos elementos actúen sobre cada losa, por lo cual se infiere que la última losa de una estructura no va a soportar todos estos pesos a menos que sea accesible.

$$W_{losax} = \text{Peso propio de losa} + \text{Peso de los muros} + \text{Peso de las columnas} \\ + \text{Peso de las vigas}$$

1.1.4.1.5.2. Peso sísmico total (W)

Una vez determinado el peso muerto de cada losa, el peso sísmico total de la estructura se calcula como la suma de los pesos de todas las losas, considerando también elementos adicionales que contribuyen al sistema estructural.

$$W = \sum W_{losax}$$

1.1.4.2. Distribución de Fuerzas Laterales por Piso

La distribución de fuerzas laterales por piso es un aspecto crucial en el diseño sismorresistente, ya que determina cómo se reparten las fuerzas sísmicas a lo largo de la altura de una edificación. Este procedimiento permite garantizar que las fuerzas inerciales generadas por un sismo sean transferidas adecuadamente a los elementos estructurales, minimizando el riesgo de fallos localizados.

En normativas internacionales como la ASCE 7 y la Eurocódigo 8, así como en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se establece que las fuerzas laterales deben distribuirse en función del peso sísmico y la altura de cada nivel. Este enfoque considera que los niveles superiores tienden a experimentar mayores fuerzas debido a su mayor desplazamiento relativo y contribución al momento total generado por el sismo.

La fuerza lateral aplicada en un nivel (FL_x) se calcula mediante una fórmula proporcional que relaciona el peso y la altura del nivel con el cortante basal total (V):

$$FL_x = \frac{W_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x * h_x^k} * V$$

Dónde,

- W_x = Peso sísmico del nivel x .
- h_x = Altura del nivel x medida desde la base.
- V = Cortante basal.
- K = Factor que depende del periodo.

Casi todas las variables se pueden definir o calcular de diferentes maneras, pero el valor de K es un valor normativo, como se muestra a continuación:

Tabla 15*Valores de K en función del periodo*

VALORES DE T(s)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: NEC-SE-DS

Este método asegura que:

- Los niveles con mayor masa (peso sísmico) soporten una mayor proporción de la fuerza lateral.
- Las alturas más elevadas concentren mayores fuerzas, reflejando el comportamiento dinámico de la estructura.

En edificaciones regulares y de baja altura, este enfoque es suficiente para garantizar una distribución equilibrada de las fuerzas. Sin embargo, en estructuras irregulares, la distribución puede verse afectada por excentricidades y modos superiores de vibración, lo que hace necesario complementarlo con análisis dinámicos.

1.1.5. Factor R en Normativas Nacionales e Internacionales

Las normativas sismorresistentes tienen como objetivo establecer criterios de diseño y construcción que aseguren un comportamiento adecuado de las edificaciones ante eventos sísmicos. Estas normativas proporcionan parámetros de diseño, como el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (Factor R), que permite ajustar las fuerzas elásticas de diseño para reflejar de manera más realista la capacidad de disipación de energía de la estructura (ASCE 7-22, 2022; Eurocódigo 8, 2004; NEC, 2015).

En Ecuador, la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) asigna valores de Factor R para distintos sistemas estructurales, incluyendo la mampostería confinada, considerando su

ductilidad limitada y capacidad de resistencia sísmica. De manera similar, la NSR-10 de Colombia, la ASCE 7 de Estados Unidos, el Eurocódigo 8 de Europa, la NTCDS de México y la NCH433 de Chile, establecen valores de Factor R que dependen de las propiedades inherentes del sistema estructural, como la ductilidad, la sobre resistencia y la redundancia (NSR-10, 2010; NTCDS, 2020; NCH433, 2012).

En el caso específico de la mampostería confinada, los valores de Factor R asignados en estas normativas suelen ser conservadores debido a las limitaciones del material para deformarse inelásticamente sin fallar. Por ejemplo, valores típicos de R oscilan entre 1.5 y 4 en normativas internacionales (ASCE 7-22, 2022; Eurocódigo 8, 2004), lo que garantiza un margen de seguridad adecuado para edificios de baja altura ubicados en regiones sísmicas. Esta variación refleja las diferencias en los criterios de diseño adoptados por cada país en función de sus condiciones locales de riesgo sísmico y prácticas constructivas.

1.1.5.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción

La Norma Ecuatoriana de la Construcción regula el diseño estructural en Ecuador, estableciendo criterios de diseño sismorresistente y requisitos específicos para cada tipo de sistema estructural. En el caso de la mampostería confinada, la NEC asigna un Factor R de 3, clasificándola como un sistema de ductilidad limitada. Este valor es aplicable únicamente a edificaciones de baja altura, con un límite de dos pisos, debido a que estructuras más altas podrían estar sujetas a fuerzas sísmicas mayores que superarían la capacidad resistente de los muros de mampostería.

La asignación de un valor $R=3$ se fundamenta en la limitada capacidad de disipación de energía de la mampostería confinada, que es significativamente menor que la de sistemas más dúctiles, como los de concreto armado o acero. Estos últimos permiten mayores deformaciones

inelásticas antes de la falla, lo que los hace más adecuados para zonas de alta sismicidad y edificaciones de mayor altura. En contraste, la mampostería confinada depende de elementos perimetrales de concreto armado que refuerzan los muros, pero no ofrecen la misma capacidad de ductilidad que otros sistemas estructurales.

El valor de R en la NEC refleja una simplificación basada en la clasificación del sistema estructural y su capacidad para disipar energía. Esta clasificación es crucial para garantizar que los parámetros de diseño se alineen con el comportamiento esperado de la estructura bajo fuerzas sísmicas, especialmente en sistemas de ductilidad limitada como la mampostería confinada, tal como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 16

Coficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 17*Coefficiente R para sistemas estructurales de Ductilidad Limitada*

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS

Es importante destacar que la Norma Ecuatoriana de la Construcción establece valores predefinidos para el Factor R, más no sugiere ni incluye expresiones o expresiones específicas para su cálculo. En su lugar, la NEC se basa en consideraciones generales relacionadas con la ductilidad estructural, la sobre - resistencia, y las características del tipo de suelo y los períodos estructurales, que influyen en el comportamiento dinámico de las edificaciones. Este método simplificado permite establecer parámetros claros para cada tipo de sistema, como se observa en las tablas incluidas previamente.

1.1.5.2. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente

La Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) clasifica los sistemas estructurales según su capacidad para disipar energía mediante deformaciones inelásticas, asignando valores específicos para el Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía (R), que se calcula ajustando el Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R0) mediante

factores adicionales como la redundancia (Φ_r) y la regularidad estructural (Φ_p , para regularidad en planta, y Φ_a , para regularidad en altura). Para sistemas de mampostería confinada, la NSR-10 especifica un valor de $R_0=2$, reflejando su limitada capacidad de disipación de energía en comparación con otros sistemas más dúctiles, como el concreto armado o el acero estructural. Además, la normativa asigna un Coeficiente de Sobre - resistencia (Ω_0) de 2.5, el cual se utiliza para amplificar las fuerzas sísmicas en elementos críticos de la estructura, asegurando que estos tengan capacidad suficiente para resistir demandas superiores a las elásticas.

El cálculo de R se realiza mediante la expresión:

$$R = \Phi_a * \Phi_p * \Phi_r * R_0$$

Donde,

- Φ_a , corresponde a el coeficiente de regularidad en altura,
- Φ_p , corresponde a el coeficiente de regularidad en planta,
- Φ_r , corresponde a el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia.

Para mampostería confinada, estos factores limitan aún más su uso en zonas de alta sismicidad, restringiéndola a edificaciones de baja altura y configuraciones regulares.

Adicionalmente, el coeficiente Ω_0 tiene un rol clave en el diseño, amplificando las fuerzas sísmicas (E) mediante la expresión:

$$E = \frac{\Omega_0 * F_s}{R} \pm 0.5A_a * F_a * D$$

Donde, según lo estipulado en la NSR-10. En esta expresión,

- F_s , corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis,

- R , es el Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía del sistema,
- D , representa las cargas muertas que actúan sobre el elemento.

Esta metodología asegura que los elementos críticos de la mampostería confinada sean diseñados con un nivel de seguridad adecuado, a pesar de las limitaciones inherentes del sistema en términos de ductilidad y disipación de energía.

A continuación, se presentan las tablas extraídas de la NSR-10, donde se establece la clasificación de los sistemas estructurales, incluyendo la mampostería confinada, y los valores correspondientes al Coeficiente Básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R_0) y al Coeficiente de Sobre - resistencia (Ω_0). Estas tablas resumen las especificaciones normativas y ofrecen una referencia clara para la correcta aplicación de los valores en el diseño estructural.

Tabla 18

Sistema estructural de Muros de Carga.

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0	Valor Ω_0	Zona de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		Baja	
				Uso permit	Altura máx	Uso permit	Altura máx	Uso permit	Altura máx
2. Muros estructurales									
g. Muros de mampostería confinada	El mismo	2.0	2.5	Grupo 1	2 pisos	Grupo 1	12 m	Grupo 1	18 m

Fuente: NSR 10

Tabla 19

Sistema Estructural Combinado.

B. SISTEMA COMBINADO		Valor	Valor	Zona de amenaza sísmica					
		R_0	Ω_0	Alta		Intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Uso permit	Altura máx	Uso permit	Altura máx	Uso permit	Altura máx
I. Muros estructurales									
I. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	Pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	No se permite		Grupo 1	18 m	Grupo 1	21 m
J. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	Pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	No se permite		No se permite		Grupo 1	18 m

Fuente: NSR 10

1.1.5.3. ASCE 7–22: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

La normativa ASCE 7-22, titulada "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", es una referencia ampliamente utilizada en los Estados Unidos para el diseño estructural. En el contexto del diseño sismorresistente, la ASCE 7 establece valores predefinidos para el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R), basándose en las propiedades del sistema estructural y su capacidad de disipación de energía. Estos valores están especificados en el Capítulo 12, en tablas que categorizan los sistemas estructurales según su ductilidad.

Para los sistemas de mampostería confinada, los valores del Factor R son los siguientes:

- Baja ductilidad: $R = 1,5 - 2,0$
- Disipación moderada: $R = 3,5$
- Disipación Especial: $R = 5,0$

Además de R, la normativa también define el **factor de sobre - resistencia (Ω_0)** y el **factor de amplificación de deflexión (Cd)**, los cuales son esenciales en el diseño. Estos factores permiten ajustar las cargas y los desplazamientos esperados bajo condiciones de carga sísmica, asegurando que la estructura pueda comportarse de manera segura incluso en situaciones extremas.

En cuanto al cálculo de R, la ASCE 7-22 no propone expresiones específicas. Sin embargo, la normativa detalla cómo **R**, **Ω_0** y **Cd**, se utilizan conjuntamente en las combinaciones de carga y diseño para garantizar un desempeño adecuado frente a sismos. Este enfoque metodológico asegura que las estructuras diseñadas bajo sus disposiciones cumplan con requisitos de ductilidad, sobre - resistencia y disipación de energía.

A continuación, se presenta un resumen de las tablas contenidas en la ASCE 7-22 que especifican los valores del Factor R para distintos sistemas estructurales, incluyendo la mampostería confinada. Estas tablas clasifican los sistemas según su capacidad de disipación de energía y detallan los valores asignados para su uso en el diseño sismorresistente.

Tabla 20

Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force - Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R	Overstrength Factor, Ω_0	Deflection Amplification Factor, Cd
A. BEARING WALL SYSTEMS				
8. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2 ½	3 ½
9. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3 ½	2 ½	2 ½
10. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2 ½	1 ½

Fuente: ASCE 7-22

1.1.5.4. Eurocódigo 8 - Diseño de Estructuras para Resistencia Sísmica

El Eurocódigo 8 (EC-8), titulado "Diseño de estructuras para su resistencia frente a terremotos", es la normativa europea que regula el diseño sismorresistente de estructuras.

Proporciona directrices específicas para diferentes sistemas estructurales, incluyendo la mampostería confinada, y considera aspectos como la ductilidad, la resistencia y las propiedades del suelo en el diseño sísmico.

El Eurocódigo 8 define el factor de comportamiento q como la aproximación de la relación entre las fuerzas sísmicas que una estructura experimentaría si su respuesta fuera completamente elástica con un 5% de amortiguamiento viscoso, y las fuerzas sísmicas que se usan en el diseño mediante un modelo de análisis elástico convencional.

La ductilidad estructural es un factor importante, ya que depende del nivel de deformaciones inelásticas que el sistema puede experimentar antes de fallar. Dependiendo de la clase de ductilidad, se asignan valores diferentes de q .

En el caso de la mampostería confinada, el Eurocódigo 8 introduce el concepto de factor de comportamiento sísmico (q), equivalente al Factor R en otras normativas. Este valor depende de la capacidad de disipación de energía del sistema estructural y del nivel de ductilidad alcanzado. Los valores típicos de q son los siguientes:

Tabla 21

Valores de q en función de Nivel de Ductilidad

Nivel de Ductilidad	Valor asignado de q
Nivel de Ductilidad Bajo (DCL)	1.5
Nivel de Ductilidad Moderada (DCM)	2.5
Nivel de Ductilidad Alto (DCH)	3

Fuente: Eurocódigo 8

1.1.5.5. Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCDS)

La Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería de México establece los requisitos técnicos mínimos para el diseño sismorresistente de estructuras de mampostería en el país, tomando en cuenta las condiciones

sísmicas particulares de México. Esta normativa asigna el factor de comportamiento sísmico Q , que es utilizado para ajustar las fuerzas sísmicas de diseño, considerando la capacidad inelástica de las estructuras para disipar energía durante un sismo.

El factor Q para los sistemas de mampostería confinada varía según el tipo de mampostería y el refuerzo utilizado. En las estructuras de mampostería confinada, los valores de Q reflejan la capacidad del sistema para resistir las fuerzas sísmicas, considerando su ductilidad y comportamiento estructural. Estos valores predefinidos son asignados a diferentes tipos de muros de mampostería confinada, de acuerdo con el nivel de refuerzo y la naturaleza del material utilizado, como se ilustrará en una tabla propia a continuación.

Además, la NTC de México introduce el valor γ_{max} , conocido como distorsión límite, que tiene como objetivo imponer un límite a la deformación lateral máxima del sistema estructural. Este valor es crucial para la revisión de la rigidez lateral de la estructura, asegurando que las deformaciones no excedan los límites aceptables durante un evento sísmico. El γ_{max} es un parámetro que permite controlar el comportamiento de la estructura bajo cargas laterales y es especialmente relevante en estructuras de mayor altura o con geometrías irregulares.

Es importante destacar que los valores de Q son utilizados principalmente para estructuras de baja altura (hasta 6 niveles), y en el caso de estructuras más altas, se aplica una reducción en el valor de Q , aunque nunca debe ser menor que 1.0. La NTC de México adopta este enfoque simplificado para garantizar que las estructuras sean capaces de resistir las fuerzas sísmicas de manera segura, aunque se sugiere realizar análisis más detallados en casos complejos o en zonas de alta sismicidad.

A continuación, se muestra una tabla con los valores de Q y γ_{max} aplicables a distintos tipos de muros de mampostería confinada, basados en las especificaciones de la NTC de México.

Tabla 22*Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería.*

Estructuración	Q	γ_{\max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal (2)	2,0	0,010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2,0	0,005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal (2)	2,0	0,008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1,5	0,004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1,5	0,006
Muros diafragma	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados (5)	1,0	0,002
Mampostería de piedras naturales	1,0	0,002

Fuente: NTCDS

Esta tabla trae consigo sus propios comentarios según la publicación oficial de la normativa, que son los siguientes:

- (1) Los sistemas estructurales de mampostería deben cumplir los requisitos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. La presente tabla es válida para edificaciones de hasta 6 niveles. Para estructuras con un mayor número de niveles, se reducirá Q en 0.5, pero en ningún caso Q será menor que la unidad.
- (2) Para que el sistema estructural sea considerado en esta categoría, todos los muros estructurales deben tener refuerzo horizontal.
- (3) Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

- (4) Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada. (5) Solo para revisión de estructuras existentes.

1.1.6. Estudios previos acerca de Ajuste del Factor R

Los estudios sobre el ajuste del Factor R se han enfocado en evaluar la capacidad real de disipación de energía de los sistemas estructurales y en desarrollar modelos de simulación que reflejen mejor el comportamiento sísmico de las edificaciones. En el caso de mampostería confinada, algunos estudios han propuesto valores de R ajustados que consideran tanto las propiedades mecánicas de los materiales como el detallado estructural, con el objetivo de optimizar el diseño y mejorar la precisión de los modelos de análisis estructural.

Uno de los estudios más relevantes en el ajuste del Factor R ha sido realizado por el Dr. Roberto Aguiar, quien ha analizado el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado sin muros de corte y evaluado cómo el Factor R puede adaptarse para reflejar la ductilidad y resistencia de cada sistema estructural. Aunque el trabajo de Aguiar se centra en el concreto armado, los principios y metodologías que utiliza son aplicables al estudio de mampostería confinada, ya que ambos sistemas presentan desafíos particulares en cuanto a ductilidad y capacidad de disipación de energía.

Aguiar (2007), ha desarrollado modelos matemáticos y simulaciones que permiten ajustar el Factor R en función de parámetros como la ductilidad, la sobrerresistencia, y la redundancia estructural. Estos modelos ayudan a calcular un valor de R que sea representativo del comportamiento sísmico real de la estructura, sin subestimar o sobrestimar su capacidad de resistencia. En el caso de la mampostería confinada, estas técnicas de modelado y ajuste podrían aplicarse para evaluar si el valor de $R=3$ es el más adecuado o si se justifica un ajuste en función

de los datos experimentales.

1.1.6.1. Métodos Analíticos Basados en el Periodo para el Cálculo del Factor R

El Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) es una herramienta esencial para ajustar las fuerzas sísmicas de diseño, y su cálculo debe reflejar de manera precisa las propiedades dinámicas y estructurales del sistema.

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_r$$

Los métodos analíticos basados en el periodo fundamental de vibración ofrecen un enfoque práctico y eficiente para determinar el valor de R , considerando factores como la ductilidad (R_{μ}), la sobre resistencia (R_{Ω}) y la redundancia (R_r).

Estos métodos permiten modelar el comportamiento estructural mediante expresiones matemáticas que incorporan directamente el periodo de vibración, adaptándose a las características específicas de las edificaciones.

El uso del periodo como variable central se fundamenta en su relación directa con la rigidez, la masa y las propiedades dinámicas del sistema estructural. De acuerdo Aguiar (2007), estas propiedades pueden capturarse a través de expresiones específicas para cada componente del Factor R , como se detalla a continuación:

1.1.6.1.1. Factor de Ductilidad (R_{μ})

Este componente mide la capacidad de una estructura para experimentar deformaciones inelásticas sin colapsar. La expresión utilizada es:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) * \left[\frac{a * T * (1 - 0.165 * \mu)}{a * T * (1 - 0.165 * \mu) + 4900} \right]$$

Donde:

- μ : Capacidad de disipación de energía (ductilidad).

- T : Periodo fundamental de vibración (segundos).
- α : Parámetro dependiente del tipo de suelo (adimensional).

El valor de μ lo presenta (Aguiar, 2007) a través de la siguiente tabla en función del nivel de diseño y la disipación de energía:

Tabla 23

Valor de μ en función del Nivel de Diseño y la Disipación de Energía

Nivel de Diseño	Disipación de Energía
ND3	Elevada $\mu = 4$
ND2	Moderada $\mu = 3$
ND1	Baja $\mu = 2$

Fuente: Aguiar (2007)

Los valores del parámetro “ α ” propuestos por (Aguiar, 2007), utilizan la clasificación anterior de suelos propuestos por la CEC 2000, sin embargo, la clasificación ya no es exactamente la misma, pero guardan relación, por lo que se presenta los valores del parámetro “ α ” en conjunto con la equivalencia de los tipos de suelos del CEC 2000 con la normativa actual, NEC 2015.

Tabla 24

Variable α , en función del tipo de suelo

	TIPOS DE SUELOS SEGÚN CEC 2000			
	SUELO S1	SUELO S2	SUELO S3	SUELO S4
	EQUIVALENCIA EN SUELOS SEGÚN NEC 2015			
	TIPO A - B	TIPO C - D	TIPO E	TIPO F
Variable α	100500	91000	73600	38900

Fuente: Aguiar (2007)

1.1.6.1.2. Factor de Sobre resistencia ($R\Omega$)

Representa la capacidad adicional de la estructura para soportar fuerzas más allá de las previstas en el diseño. Se calcula como según la deriva inelástica límite que uno desee, en la siguiente tabla se detallan las expresiones propuestas con su margen de error incluido.

Tabla 25*Expresiones para obtener Factor de Sobre resistencia, en función de deriva máxima permitida*

γ	Expresión	Error
0.5%	$R\Omega = 1.69 + \frac{0.82}{T^{1.5}} - \frac{0.50}{T^2}$	10%
1%	$R\Omega = 1.43 + 0.0229 \cdot T^2 + 0.029 \cdot \log \frac{T}{T^2}$	10.4%
1.5%	$R\Omega = -2.83 \cdot T^3 + 6.27 \cdot T^2 - 4.27 \cdot T + 2.07$	8.0%
2%	$R\Omega = -2.43 \cdot T^3 + 4.93 \cdot T^2 - 3.14 \cdot T + 1.70$	8.0%

Fuente: Aguiar (2007)

1.1.6.1.3. Factor de Redundancia (R_r)

Evalúa la capacidad del sistema para redistribuir las cargas en caso de fallos parciales. Su expresión es:

$$R_r = -2.99 \cdot T^3 + 6.54 \cdot T^2 - 3.26 \cdot T + 1.30$$

1.1.7. ETABS

El software de Análisis Tridimensional Ampliado para Sistemas Constructivos, ETABS por sus siglas en inglés corresponde a uno de los programas más utilizados en la ingeniería estructural para el análisis y diseño de edificaciones. Desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI), este software tiene un amplio rango de aplicaciones, y es fundamental para el modelado, análisis y diseño de estructuras en diversas disciplinas, incluyendo edificios, puentes e instalaciones industriales. ETABS ofrece funcionalidades avanzadas para la modelización y el análisis sísmico de edificaciones, permitiendo a los ingenieros realizar estudios de comportamiento estructural de manera más eficiente en edificaciones complejas. Entre sus características destaca la capacidad para realizar análisis de pórticos, distribución de cargas, y el modelado de sistemas de aislamiento sísmico, lo que lo convierte en una herramienta clave para el diseño de edificaciones en zonas sísmicas.

1.1.8. Modelado de Estructuras de mampostería por "Columna "Ancha"

En el análisis estructural de mampostería confinada, el modelado por columna ancha se presenta como una técnica simplificada que permite representar el comportamiento global del sistema sin necesidad de modelar cada componente de manera individual. Este enfoque es particularmente útil en análisis sísmicos, ya que reduce la complejidad computacional del modelo y facilita la interpretación de los resultados.

El método consiste en representar el muro de mampostería como una "columna equivalente", combinando la rigidez por flexión de las columnas de los extremos con la rigidez por cortante del propio muro. Para lograr esto, se define un coeficiente λ , que ajusta la geometría y las propiedades mecánicas del muro, permitiendo calcular una sección equivalente (Ω) de la columna ancha. Este procedimiento asegura que el modelo represente de manera precisa la respuesta estructural ante cargas laterales, como las generadas por eventos sísmicos.

Según NTC-DCEM (2020), el método de columna ancha ofrece una solución eficiente para edificaciones de mampostería confinada, en especial aquellas de baja altura. La normativa establece lineamientos específicos para la determinación de rigideces equivalentes y la evaluación de deformaciones laterales, lo que garantiza que el modelo simplificado refleje adecuadamente el comportamiento inelástico del sistema estructural. Además, al reducir el número de nudos y elementos finitos, el análisis se vuelve más práctico sin sacrificar precisión en la respuesta estructural.

En este enfoque, el cálculo de la inercia por flexión de las columnas y la rigidez de cortante del muro es crucial, ya que estos parámetros determinan la capacidad del sistema para resistir deformaciones y desplazamientos durante un sismo. La implementación cuidadosa del método de columna ancha permite representar con eficacia la contribución de los muros de

mampostería confinada como elementos principales para la resistencia lateral, lo cual es fundamental en edificaciones situadas en regiones de alta peligrosidad sísmica.

1.1.9. Procedimiento del modelado por columna ancha

El método de columna ancha es una técnica ampliamente utilizada en el modelado de estructuras de mampostería, especialmente en edificaciones de baja altura. Este enfoque representa los muros como elementos barra con propiedades equivalentes que simplifican el análisis estructural sin comprometer la precisión en la captura de su comportamiento global.

De acuerdo con la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería (2020), este método permite modelar los muros de mampostería confinada considerando las propiedades dinámicas y estáticas del sistema, como la rigidez, la masa y la interacción entre los elementos confinantes.

Además, este procedimiento facilita la incorporación de propiedades del material obtenidas experimentalmente, como el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión, adaptándose a las normativas vigentes como las NTC-DCEM.

La metodología asegura que el modelo sea representativo del comportamiento real de los muros al incluir tanto las propiedades geométricas como la interacción entre elementos estructurales.

El modelamiento por columna ancha básicamente consiste en modelar todos los elementos que componen la estructura como elementos tipo barras en el software de preferencia, y realizar ajustes manuales a las propiedades de las secciones para que la “columna ancha” no contenga únicamente propiedades del muro, sino propiedades en conjunto del muro con sus elementos confinantes.

1.1.9.1. Área Transversal

Según NTC-DCEM (2020), corresponde al área transversal del muro más el área transformada de las columnas que estén confinando ese muro, además recalca la importancia de no duplicar columnas, o sea, no repetir columnas que participen en más de un muro, por lo tanto, es de vital importancia diferenciar cada muro y las columnas que participarán con cada uno de ellos, entre las expresiones encontramos las siguientes:

1.1.9.1.1. Cálculo del Área de columnas (A_c)

$$A_c = bc * hc$$

Dónde:

- bc = Base de la sección de la columna
- hc = Altura de la sección de la columna

1.1.9.1.2. Cálculo del Área del muro sin columnas (A_m)

$$A_m = (Long - (Nc * hc)) * t$$

Dónde:

- $Long$ = Longitud del muro
- Nc = Número de columnas que aportan a ese muro
- t = Espesor del muro

1.1.9.1.3. Cálculo del Área transformada de las columnas (A_{tc})

$$n = \frac{E_c}{E_m}$$

Dónde:

- E_c = Módulo de elasticidad del concreto
- E_m = Módulo de elasticidad de la mampostería

$$A_{tc} = A_c * n$$

1.1.9.1.4. Cálculo del Área Transversal (A_{tr})

$$A_{tr} = A_m + (N_c * A_{tc})$$

1.1.9.2. Área de Cortante en la dirección paralela al muro (A_v1)

Según NTC-DCEM (2020), el área de cortante en la dirección paralela al muro puede definirse como el área del muro más el área sin transformar de las columnas, en donde no sólo implica esa simple adición, sino que se calcula un factor de forma que depende de la longitud libre del muro para finalmente obtener el área de cortante en la dirección paralela al muro.

1.1.9.2.1. Cálculo de la Longitud libre del muro sin columnas (L_m)

$$L_m = L - (N_c * h_c)$$

Dónde:

- L = Longitud total del muro con columnas

1.1.9.2.2. Cálculo del factor de forma (FF)

$$FF = \frac{6}{5} * \left[1 + \frac{hc}{Lm} * (n - 1) \right]$$

1.1.9.2.3. Cálculo del Área de Cortante (Av1)

$$Av1 = \frac{Am + Ac * Nc}{FF}$$

1.1.9.3. Área de Cortante en el sentido transversal al muro (Av2)

Según NTC-DCEM (2020), puede definirse como el área transversal de la mampostería o del muro, más el área transformada de las, dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal.

1.1.9.3.1. Asignación del Factor de forma para cortante de la sección transversal (Fforma)

Este factor de forma a comparación del anterior es tomado de la NTC de mampostería, en dónde se asigna un valor de 1.2 para secciones de muros rectangulares.

$$Fforma = 1.2$$

1.1.9.3.2. Cálculo del Área de cortante en el sentido transversal (Av2)

$$Av2 = \frac{Am + (Atc * Nc)}{Fforma}$$

1.1.9.4. Momento de Inercia respecto al eje transversal al muro (Ix)

Según NTC-DCEM (2020), puede definirse como la suma del momento de inercia de la sección del muro, y el momento de inercia transformado de las columnas que aporten en la sección respecto al mismo eje.

1.1.9.4.1. Cálculo del Momento de Inercia del muro en el eje transversal (Im)

$$Im = \frac{t * Lm^3}{12}$$

1.1.9.4.2. Cálculo del Momento de inercia transformado de las columnas en el eje transversal

(Ict)

$$I_{ct} = N_c * n * \left[\frac{bc * hc^3}{12} + \frac{Ac * ((L - hc)^2)}{4} \right]$$

1.1.9.4.3. Cálculo del Momento de Inercia respecto al eje transversal al muro (Ix)

$$I_x = I_m + I_{ct}$$

1.1.9.5. Momento de Inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)

Según NTC-DCEM (2020), se puede definir como la inercia del muro más la inercia transformada de las columnas.

1.1.9.5.1. Cálculo del Momento de Inercia del muro en el eje paralelo (Imy)

$$I_{my} = \frac{L_m * t^3}{12}$$

1.1.9.5.2. Cálculo del Momento de inercia transformado de las columnas en el eje transversal

(Icy)

$$I_{cy} = N_c * n * \frac{hc * bc^3}{12}$$

1.1.9.5.3. Cálculo del Momento de Inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)

$$I_y = I_{my} + I_{cy}$$

1.1.9.6. Constante de Torsión de Saint Venant (J)

Según Rangel Luis (2012), puede definirse como una sección de pared abierta delgada, y su expresión para cálculo es la siguiente:

1.1.9.6.1. Cálculo del constante de torsión de Saint Venant (J)

$$J = \frac{L * t^3}{3}$$

1.1.9.7. Factores de Ajuste para secciones en ETABS

En el proceso de modelado por columna ancha, aunque se determinan propiedades seccionales detalladas (como área, momento de inercia y áreas de cortante) basadas en las nuevas configuraciones de los muros de mampostería, el software ETABS no permite modificar directamente las propiedades de las secciones originales. Por esta razón, se emplea un método basado en factores de ajuste o escalamiento, que relacionan las propiedades calculadas con las propiedades iniciales del modelo. Estos factores permiten ajustar el comportamiento de las secciones de manera proporcional sin necesidad de modificar manualmente las propiedades dentro del software.

1.1.9.7.1. Definición de los factores de ajuste

El factor de ajuste (F) se define como la relación entre la propiedad calculada (P_{calc}) y la propiedad original (P_{orig}) de cada sección en ETABS, como se muestra en la siguiente expresión:

$$F = \frac{P_{calc}}{P_{orig}}$$

Esto aplica para todas las secciones calculadas, recordando que inicialmente se cuenta con valores base de las secciones correspondientes únicamente a la modelación de un muro o columna ancha sin modificar sus propiedades como se explicó en cada uno de los procedimientos anteriores.

Además, podemos decir que;

- $F > 1.0$: Indica que la propiedad se incrementará en un porcentaje

equivalente al valor del factor ($F-1*100\%$).

- $F < 1.0$: Indica que la propiedad se reducirá proporcionalmente en ETABS.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA

2.1. Enfoque de la Investigación

La presente investigación adopta un enfoque numérico y computacional, centrado en el análisis estructural mediante el uso del software ETABS para modelar una estructura de mampostería confinada de dos pisos. Se empleará el método de columna ancha, que permite representar los muros de mampostería confinada como columnas de concreto armado equivalentes, combinando la rigidez de flexión de las columnas de los extremos con la rigidez por cortante que aporta el muro. Este enfoque simplificado facilita la simulación del comportamiento sísmico de la estructura de manera eficiente, considerando tanto las fuerzas laterales como las deformaciones bajo carga sísmica.

La metodología tiene como objetivo evaluar el comportamiento de la estructura de mampostería confinada en condiciones sísmicas, utilizando un modelo computacional realista que pueda replicar las respuestas de una edificación real en un contexto sísmico. El análisis se realizará siguiendo los lineamientos de las normativas mexicanas, especialmente en lo que respecta al cálculo del Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (Factor R), el cual es crucial para optimizar el diseño sismorresistente de edificaciones de baja altura.

Los resultados obtenidos mediante la simulación serán utilizados para establecer criterios técnicos que contribuyan a la mejora del diseño estructural, brindando información sobre la rigidez lateral, la disipación de energía y el desempeño sísmico de los muros de mampostería confinada. La metodología también se enfoca en la replicabilidad de los resultados, para que puedan ser aplicados en situaciones reales y en otros contextos estructurales similares.

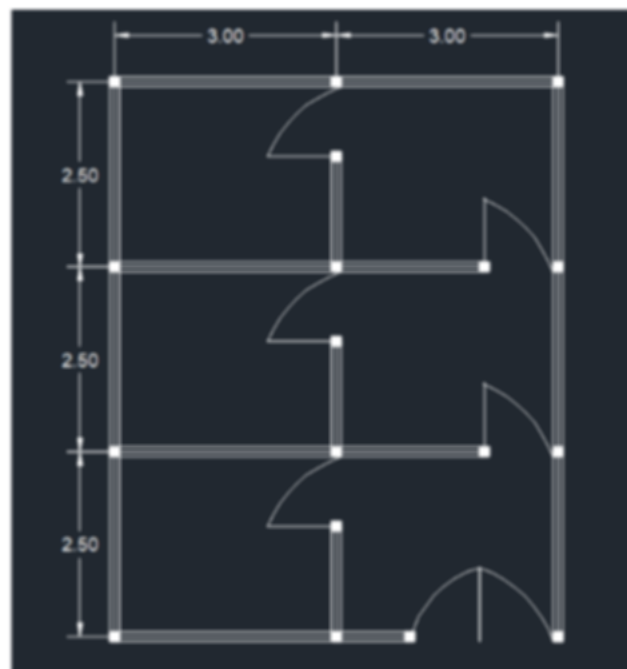
2.2. Configuración de la Estructura de Mampostería Para Modelar

A continuación, se presentará la estructura de dos pisos que se modelará utilizando el

software ETABS. Los planos de la estructura serán mostrados en las siguientes imágenes, proporcionando la configuración y distribución de los elementos estructurales, como los muros de mampostería confinada y los elementos de refuerzo, que serán fundamentales para el análisis sísmico. Estos planos permitirán visualizar la disposición y las características de la estructura que se analizará en el siguiente proceso de modelado.

Imagen 3

Configuración estructural del Modelo de la estructura, vista en Planta - Planta Alta y Planta Baja.



Fuente: Autoría propia.

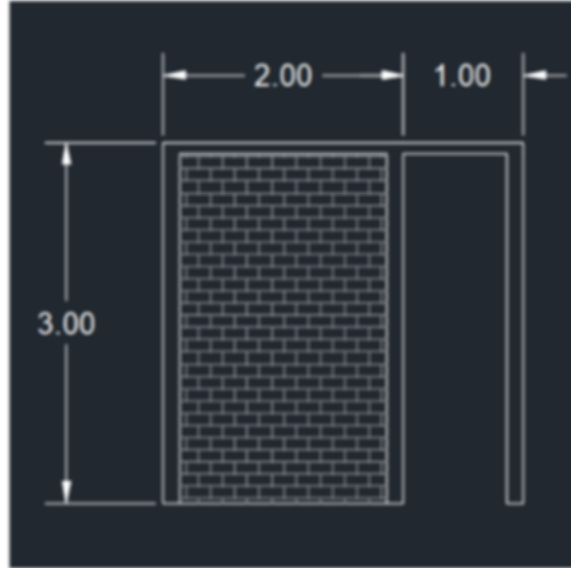
2.2.1. Características de la Estructura Por Modelar

La estructura que se va a modelar en el software ETABS tiene las siguientes características clave, que son importantes para el análisis y el modelado de la mampostería confinada utilizando el método de columna ancha:

- **Número de Pisos:** La estructura es de **2** pisos, siendo ambos pisos idénticos, lo que hace que se trate de una estructura regular. Esto simplifica el análisis ya que los elementos estructurales se distribuyen de manera uniforme.
- **Espesor de Muro:** Los muros tienen un grosor de **14** cm, lo que es característico de las paredes de mampostería confinada que se emplean para resistir las cargas sísmicas, además de que se toma este valor debido al grosor que tienen los bloques de hormigón que se utilizarán para este modelo.
- **Altura de muros:** Los muros tienen una altura de **3** metros, lo cual es una característica común de alturas en muchos sistemas estructurales, esto dependerá de igual manera de los requerimientos arquitectónicos.
- **Vanos en las Puertas:** A diferencia de otras estructuras donde los vanos de las puertas se desprecian, en este modelo es crucial considerar los vanos de las puertas. Para aplicar el método de columna ancha, se restan los metros horizontales del vano de la puerta a cada muro que la contenga. Esto es importante ya que el vano influye en la capacidad del muro para resistir las fuerzas sísmicas.
- **Elementos Adicionales en los Vanos:** En los lugares donde se encuentran los vanos de las puertas, se modela una dala adicional, además de la viga rígida que confinaría el muro. Esta dala ayuda a mejorar la resistencia y rigidez de la estructura en esas zonas, que son críticas debido a la reducción de material en los vanos.

Imagen 4

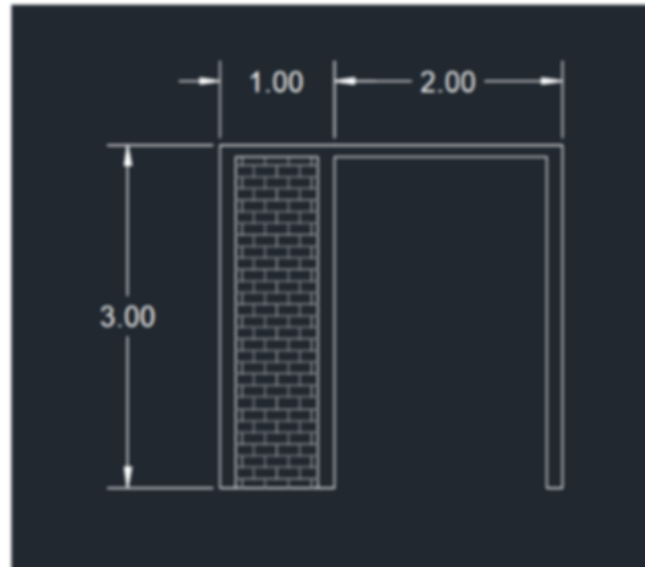
Muros de mampostería confinada de 2 metros con vanos de puertas de 1 metro.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 5

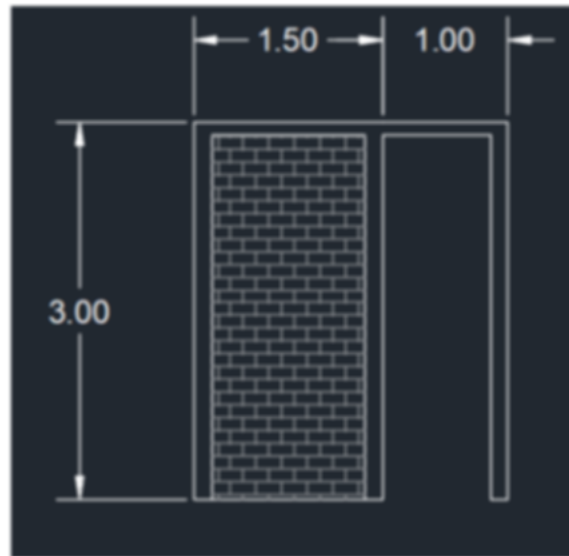
Muros de mampostería confinada de 1 metros con vanos de puertas de 2 metros.



Fuente: Autoría propia

Imagen 6

Muros de mampostería confinada de 1 metros con vanos de puertas de 1 metro.



Fuente: Autoría propia

2.3. Caracterización de los Materiales

La caracterización de materiales es una etapa crucial en esta investigación ya que permite determinar las propiedades mecánicas de los componentes del sistema de mampostería confinada. Estas propiedades son fundamentales para desarrollar un modelo de simulación confiable y ajustar el Factor de Reducción Sísmica (Factor R) de manera precisa. Los materiales estudiados incluyen ladrillos artesanales de arcilla y bloques de concreto, cuyas propiedades mecánicas se evalúan mediante ensayos de compresión. Los resultados de estos ensayos proporcionan los datos base para el modelado y análisis de respuesta sísmica. Este proceso sigue las especificaciones de las normativas técnicas vigentes para garantizar la aplicabilidad de los resultados en un contexto real de diseño sismorresistente.

2.3.1. Pesos específicos de las piezas de mampostería

Usaremos bloque hueco de hormigón por lo que su peso unitario es 12 Kn/m³, lo equivalente a a 0,0012 Kgf/cm³

2.3.2. Ensayos de Compresión en ladrillos artesanales de arcilla

Los ensayos de compresión en ladrillos se llevaron a cabo en la Máquina Universal de Ensayos del Laboratorio de Hormigón, Suelos y Materiales “Bolívar Ortiz Logroño”. Las pruebas fueron realizadas en estado seco y con una velocidad de carga de $1 \text{ N/mm}^2/\text{s}$, lo cual garantiza la uniformidad en la aplicación de carga y facilita la comparabilidad de los resultados. Cada muestra ensayada corresponde a un núcleo de ladrillo de arcilla artesanal con un diámetro de 51.5 mm y distintas alturas, lo que permite evaluar la resistencia de los ladrillos en condiciones de compresión pura.

- **Fuerza Máxima:** La resistencia de cada ladrillo se cuantificó en términos de la fuerza máxima soportada antes de la falla, con un valor promedio de 5.73667 kN entre las cinco muestras ensayadas.
- **Resistencia a la Compresión (N/mm^2):** Dividiendo la máxima fuerza obtenida por el área de sección transversal de cada muestra, se obtuvo una resistencia promedio de 2.75395 N/mm^2 , que equivale aproximadamente a 43.74 kgf/cm^2 . Estos valores indican una capacidad de resistencia limitada en los ladrillos, los cuales, al ser elementos de baja densidad y fabricación artesanal, muestran una respuesta frágil bajo compresión (Páez et al., 2019).
- **Deformación Máxima y Desplazamiento:** La deformación máxima registrada en cada ensayo fue de 4.42996% y el desplazamiento promedio, de 2.62823 mm, evidenciando la susceptibilidad de los ladrillos a fracturas en la fase inicial de carga.

2.3.3. Ensayos de Compresión en Bloques de Concreto

Dado que los bloques de concreto con huecos se emplean comúnmente en mampostería confinada, las pruebas de compresión en estas unidades permiten obtener datos críticos para analizar su desempeño estructural. Las pruebas se realizaron en una Máquina de Compresión de la marca ELE INTERNATIONAL (Accu-Tek Touch Series), especializada en ensayos de materiales de mampostería. Las cinco unidades de ensayo, cada una con un área transversal de 85.5 cm², presentan resultados variables en términos de resistencia a la compresión, que se detallan a continuación:

Tabla 26

Resistencia de bloques en ensayos.

Nº de Bloque	Carga máxima aplicada (Kgf)	Resistencia a la compresión (Kgf/cm ²)
1	8573.20	100.27
2	9204.80	107.66
3	5993.90	70.10
4	5966.60	69.78
5	7502.80	87.75

Fuente: Autoría propia.

La resistencia promedio obtenida de **87.11 kgf/cm²** indica una capacidad de carga considerable en comparación con los ladrillos de arcilla. Estos bloques muestran un comportamiento más adecuado para la mampostería confinada, ya que su estructura interna hueca facilita la inserción de refuerzos de acero, esenciales para mejorar la rigidez y ductilidad del sistema.

2.3.4. Morteros de pega

La caracterización de los morteros de pega es esencial para determinar su resistencia a la compresión y su capacidad para garantizar un buen comportamiento estructural en el análisis sísmico de la mampostería confinada. En este estudio, se utilizarán morteros tipo 1 y tipo 2 de acuerdo con la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de

Mampostería de México (NTC-DCEM). A continuación, se establece una comparación entre los tipos de mortero de la NTC y los morteros especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

2.3.4.1.Mortero Tipo 1 (NTC):

El mortero tipo 1 de la NTC es utilizado para mampostería estructural, y se caracteriza por una resistencia a la compresión de 40 kgf/cm² (equivalente a 10 MPa). Este mortero es adecuado para los elementos de carga y se emplea en estructuras que deben resistir fuerzas sísmicas significativas.

En la NEC, se puede comparar este mortero con los morteros M10 o M15, que corresponden a resistencias de 10 MPa (aproximadamente 40 kgf/cm²) y 15 MPa, respectivamente. Sin embargo, dado que el mortero tipo 1 (NTC) tiene una resistencia de 10 MPa, el mortero M10 (NEC) sería el equivalente más cercano.

2.3.4.2.Mortero Tipo 2 (NTC):

El mortero tipo 2 de la NTC es un mortero de resistencia moderada, utilizado generalmente en aplicaciones no estructurales, con una resistencia a la compresión de 30 kgf/cm² (aproximadamente 7.5 MPa).

En la NEC, no se encuentra una categoría exacta que coincida completamente con este mortero, pero se puede relacionar con un mortero M7.5, que tiene una resistencia a la compresión de 7.5 MPa (aproximadamente 30 kgf/cm²), lo cual es una comparación aproximada.

En este estudio, se adoptará el mortero tipo 1 (NTC), equivalente al mortero M10 (NEC), debido a la alta resistencia que se requiere para los muros de mampostería confinada en una estructura de dos pisos. Este tipo de mortero garantiza una mayor capacidad de carga y desempeño sísmico en comparación con morteros de menor resistencia, como el mortero tipo 2

(NTC) o el mortero M7.5 (NEC).

Dado que el mortero tipo 1 (NTC) tiene una resistencia a la compresión de 10 MPa, y considerando que este valor está bien alineado con las especificaciones de la NEC, se selecciona este mortero para garantizar un comportamiento adecuado en el análisis estructural y sísmico, conforme a las normas mexicanas que guían el modelado en SAP2000.

Mortero de pega a utilizar: Mortero tipo 1 – 10MPa

2.3.5. Resistencia nominal a la compresión en Bloques de Concreto

En función de los resultados obtenidos en los ensayos de compresión, se puede calcular el valor de la resistencia a la compresión de la mampostería $f'm$ utilizando los valores de la NTC que correlacionan la resistencia de las piezas (ladrillos y bloques) con la resistencia de la mampostería. Los resultados de la prueba en los bloques de concreto indicaron una resistencia promedio de 87.11 kgf/cm² (equivalente a 8.7 MPa aproximadamente), lo que está intermedio de los valores de 7.5 MPa y 10.0 MPa, indicado en la tabla de la NTC.

Para este caso en el que el valor de la resistencia a la compresión de la pieza no es un valor establecido en la tabla, procederemos a calcularlo considerando el valor de $f'p$, y el tipo de mortero escogido, que fue el mortero tipo 1.

El cálculo consiste en la utilización de expresiones de interpolación para encontrar el valor requerido, y es el que se muestra a continuación:

$$y = y_1 + \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)} * (x - x_1)$$

Dónde:

- y = Valor objetivo de $f'm$
- y_1 = Valor limite inferior del $f'm$

- y_2 = Límite superior del $f'm$
- x = Valor intermedio de $f'p$
- x_1 = Valor límite inferior de $f'p$
- x_2 = Valor límite superior de $f'p$

Entonces:

$$y = 40 + \frac{(50 - 40)}{(100 - 75)} * (87.11 - 75)$$

Por lo tanto:

$$y = 44.84 \frac{Kg}{cm^2}$$

Para facilidad constructiva se eleva el valor al inmediato superior:

$$y = 44.84 \frac{Kg}{cm^2} \approx 45 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$f'm = 45 \frac{Kg}{cm^2}$$

2.3.6. Módulo de Elasticidad de la mampostería

El módulo de elasticidad de la mampostería (E_m) es un parámetro fundamental en el análisis estructural, ya que define la relación entre las tensiones y deformaciones elásticas del material. En este caso, se utiliza la expresión propuesta por la Norma Técnica Complementaria para Mampostería (NTC), que establece:

$$E_m = 800 * f'm$$

Esta expresión es aplicable para análisis sísmicos, ya que considera cargas de corta duración, características de eventos sísmicos. La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC),

por su parte, sugiere un valor de:

$$E_m = 900 * f'm$$

No obstante, la NEC no especifica si este valor aplica a cargas sostenidas o de corta duración, lo que podría generar incertidumbre en ciertos contextos. Para este estudio, se opta por la expresión de la NTC, ya que mantiene un enfoque consistente con el tipo de modelado adoptado y la guía técnica utilizada (Guía de la Norma Mexicana), que enfatiza la importancia de las condiciones sísmicas en el diseño estructural.

Con base en los ensayos realizados, donde la resistencia a la compresión de la mampostería ($f'm$) se determinó como 45 kgf/cm², el módulo de elasticidad adoptado es:

$$E_m = 800 * f'm$$

$$E_m = 800 * (45 \frac{kg}{cm^2})$$

$$E_m = 36000 \frac{kg}{cm^2}$$

Este valor será empleado en el modelo estructural para representar el comportamiento elástico de la mampostería confinada bajo cargas sísmicas.

2.3.7. Módulo de Cortante de la mampostería

El módulo de cortante (G_m) de la mampostería es un parámetro crítico para analizar la rigidez al cortante de los muros en estructuras de mampostería confinada. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), este módulo puede calcularse mediante la expresión:

$$G_m = 0.4 * E_m$$

Por otro lado, la Norma Técnica Complementaria (NTC) establece un valor diferente para G_m , dado por:

$$G_m = 0.2 * E_m$$

Adicionalmente, la NTC también propone otro módulo, denominado Ge , que se calcula a partir del módulo de elasticidad (Em) y el módulo de Poisson (ν) mediante la expresión:

$$Ge = \frac{Em}{[2 + (1 + \nu)]}$$

La NTC, sin embargo, advierte que este módulo Ge se basa en un modelo teórico que supone que la mampostería es un material isotrópico y homogéneo, lo cual puede sobreestimar la rigidez al corte. Por esta razón, la NTC sugiere que el valor $Gm=0.2*Em$ es más representativo en el caso de análisis estructurales que incorporen resultados experimentales y considera esta estimación como la más adecuada cuando se modela mampostería mediante el método de columna ancha (Tena Colunga, 2018).

En este estudio, se ha adoptado el valor de $Gm=0.4*Em$, ya que elimina la necesidad de ajustes en las áreas de cortante en programas de cómputo comercial como ETABS y SAP2000. Según Tena Colunga (2018), el uso de $Gm=0.2*Em$, aunque basado en valores experimentales, requiere la implementación de factores de ajuste para las áreas de cortante, lo cual puede generar inconsistencias en el modelado al alterar otras propiedades seccionales importantes:

Con base en el módulo de elasticidad calculado previamente ($Em=36000 \text{ kg/cm}^2$), el módulo de cortante adoptado es:

$$Gm = 0.4 * 36000$$

$$Gm = 14400$$

Este valor asegura que el modelo refleje adecuadamente el comportamiento al cortante sin depender de ajustes adicionales en las áreas seccionales.

2.3.7.1. Justificación de la Elección del Módulo de Cortante

El análisis de Tena Colunga (2018) también señala que el uso de $Gm=0.2*Em$ requiere un factor de ajuste en las áreas de cortante, definido como la relación entre Gm y Ge :

$$\text{Factor de Ajuste} = \frac{Gm}{Ge}$$

Si se asume $\nu=0.25$, la expresión para Ge se simplifica a:

$$Ge = Gm = 0.4 * Em$$

Lo que da como resultado un factor de ajuste de 0.5, implicando que las áreas de cortante deben reducirse al 50% en el software utilizado. Sin embargo, este ajuste puede no ser implementable en otros métodos de modelado, como el de elementos finitos, y puede afectar propiedades transversales críticas. Por ello, varios autores, incluido Tena Colunga (2018), recomiendan el uso de $Gm=0.4*Em$, considerando que aunque este valor podría sobreestimar ligeramente la rigidez, permite un análisis más general y consistente sin depender de ajustes específicos. Además, el rango normativo para ν entre 0 y 0.5, como estipulan estándares internacionales como la ASCE 7, limita la posibilidad de introducir valores de Poisson fuera de este intervalo, lo que refuerza la adopción de un valor práctico para Gm .

En conclusión, se utilizará

$$Gm = 0.4 * Em$$

$$Gm = 0.4 * 36000$$

$$Gm = 14400$$

, asegurando la consistencia del modelo estructural y la eliminación de ajustes adicionales.

2.4. Configuración del modelo estructural en través de Etabs

La configuración del modelo estructural en ETABS es una etapa fundamental para simular el comportamiento de las edificaciones de mampostería confinada bajo cargas sísmicas. Este proceso consiste en representar con precisión las propiedades geométricas, dinámicas y mecánicas de la estructura, garantizando que el modelo capture las interacciones entre los muros

de mampostería y los elementos confinantes, como castillos y cadenas.

En este apartado se describen los parámetros generales utilizados en la modelación, la asignación de las propiedades previamente calculadas, y las verificaciones necesarias para cumplir con las especificaciones normativas de la NEC.

2.4.1. Parámetros Generales del modelo

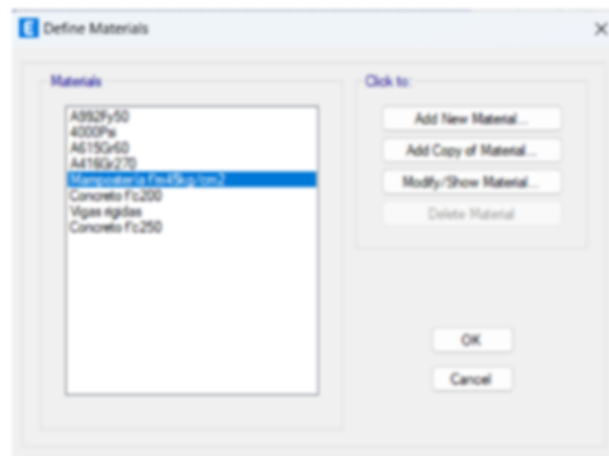
La configuración inicial del modelo en ETABS requiere definir las propiedades generales que caracterizan la estructura. Estas incluyen los materiales, las secciones transversales de los elementos estructurales, y la distribución geométrica del sistema. Para el caso de la mampostería confinada, es esencial incorporar las propiedades mecánicas específicas calculadas previamente, como el módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de cortante (G_m).

2.4.1.1. Definición de materiales

Se crearon en ETABS los siguientes materiales, cada uno adaptado a las características específicas de los elementos estructurales

Imagen 7

Definición de materiales en ETABS.



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.1.1. Mampostería ($f'm=45 \text{ kg/cm}^2$)

Utilizado para modelar los muros principales de la estructura. Su módulo de elasticidad y módulo de cortante fueron calculados previamente en los apartados 2.3.6 y 2.3.7.

Imagen 8

Definición del material de mampostería para muros



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.1.2. Concreto ($f'c=200 \text{ kg/cm}^2$)

Asignado a las dalas de los vanos. Este valor corresponde a las propiedades mecánicas de concreto con menor resistencia, usado para elementos secundarios.

Imagen 9

Definición del material de concreto f_c 200 para dalas en vanos

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: "Concrete f'c200"; Material Type: "Concrete"; Directional Symmetry Type: "Isotropic"; Material Display Color: a blue square with a "Change..." button; Material Notes: "Modify/Show Notes...".
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density".
 - Weight per Unit Volume: 2402.77 kg/m³
 - Mass per Unit Volume: 245.014 kg/ft³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 1897094275 kg/m²
 - Poisson's Ratio, ν : 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.000009 1/C
 - Shear Modulus, G: 707198791.25 kg/m²
- Design Property Data:** "Modify/Show Material Property Design Data..." button.
- Advanced Material Property Data:** "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties..." buttons.
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Radio buttons for "Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)" (selected) and "User Specified".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Autoría propia

2.4.1.1.3. Concreto ($f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$)

Aplicado a las losas de entrepiso. Este material representa las propiedades mecánicas típicas del concreto para este tipo de elementos.

Imagen 10

Definición del material de concreto $f'c$ 250 para losa

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name: "Concrete f'c250"; Material Type: "Concrete"; Directional Symmetry Type: "Isotropic"; Material Display Color: a blue square with a "Change..." button; Material Notes: "Modify/Show Notes...".
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density".
 - Weight per Unit Volume: 2402.77 kg/m³
 - Mass per Unit Volume: 245.014 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 100700000 kg/m²
 - Poisson's Ratio, ν : 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.000009 1/C
 - Shear Modulus, G: 79059415.04 kg/m²
- Design Property Data:** "Modify/Show Material Property Design Data..." button.
- Advanced Material Property Data:** "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", and "Time Dependent Properties..." buttons.
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Radio buttons for "Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)" (selected) and "User Specified".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Autoría propia.

2.4.1.1.4. Vigas rígidas

Este material es una copia del concreto ($f'c=200$ kg/cm²), pero con un módulo de elasticidad incrementado en un factor de 1000, como lo recomienda la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería. Este ajuste asegura que las vigas rígidas se comporten como elementos infinitamente rígidos, fundamentales para representar la interacción entre muros en el modelo.

Imagen 11

Definición del material de concreto para vigas rígidas

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name: 'Vigas rígidas', Material Type: 'Concrete', Directional Symmetry Type: 'Isotropic', Material Display Color: (blue square), Material Notes: 'Modify/Show Notes...'
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density, Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 2402.77 kg/m³, Mass per Unit Volume: 240.274 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 1.887E+12 kg/m², Poisson's Ratio, ν : 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, α : 0.000099 1/C, Shear Modulus, G: 7.079E+11 kg/m².
- Design Property Data:** 'Modify/Show Material Property Design Data...'
- Advanced Material Property Data:** 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...'
- Modulus of Rigidity for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code), User Specified.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Autoría propia.

Los pesos específicos de cada material fueron tomados de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), mientras que los módulos de elasticidad se calcularon previamente, a excepción del caso de las vigas rígidas, donde se realizó el ajuste descrito.

2.4.1.2. Definición de las secciones

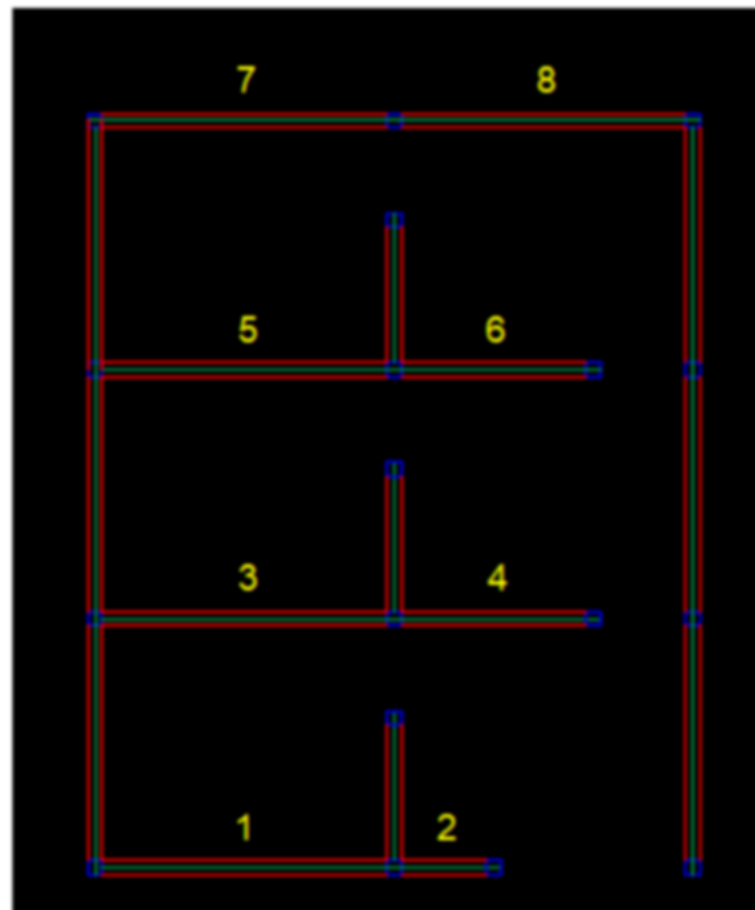
En el modelado de la estructura en ETABS, las secciones de los elementos estructurales fueron definidas como elementos tipo frame (barra). Este enfoque permite representar tanto los muros como las vigas y losas mediante elementos discretos, facilitando el análisis y ajustes en propiedades específicas para cada elemento. A continuación, se describen las secciones utilizadas:

2.4.1.2.1. Muros en dirección X

Se definieron 16 secciones independientes, correspondientes a 8 muros en la planta baja y 8 en la planta alta, como se muestra a continuación:

Imagen 12

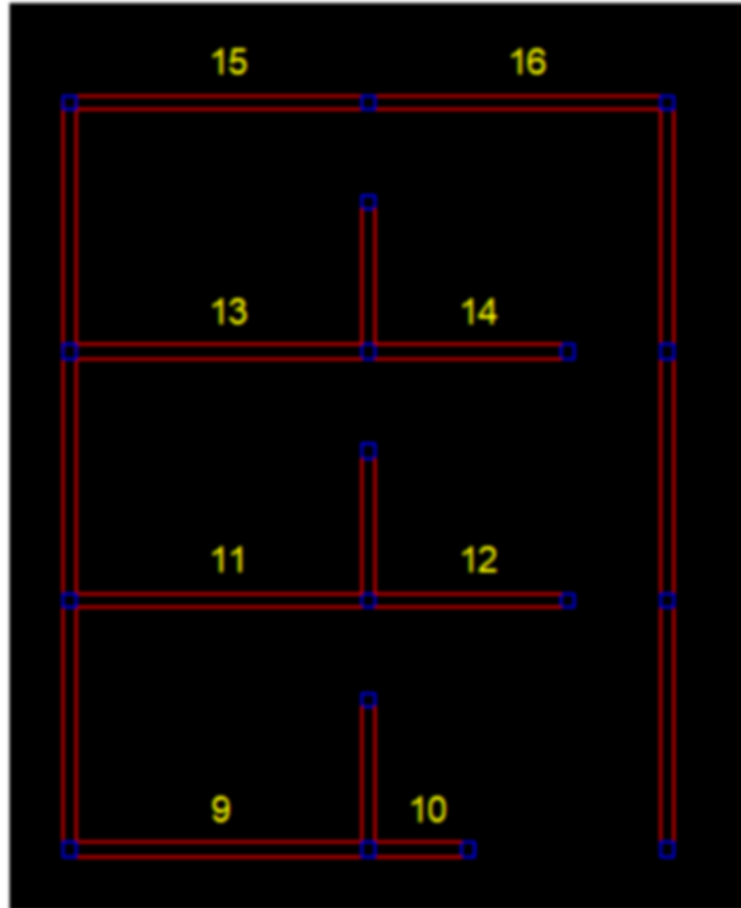
Muros en X, planta baja



Fuente: Autoría propia

Imagen 13

Muros en X planta alta, por autoría propia.



Fuente: Autoría propia

Y sus secciones están descritos en la siguiente tabla:

Tabla 27*Secciones de muros en X, planta alta y planta baja*

Nº de Muro	Longitud del muro (m)	Espesor del muro (m)
Planta Baja		
Muro X1	3	0.14
Muro X2	1	0.14
Muro X3	3	0.14
Muro X4	2	0.14
Muro X5	3	0.14
Muro X6	2	0.14
Muro X7	3.14	0.14
Muro X8	3	0.14
Planta Alta		
Muro X9	3	0.14
Muro X10	1	0.14
Muro X11	3	0.14
Muro X12	2	0.14
Muro X13	3	0.14
Muro X14	2	0.14
Muro X15	3.14	0.14
Muro X16	3	0.14

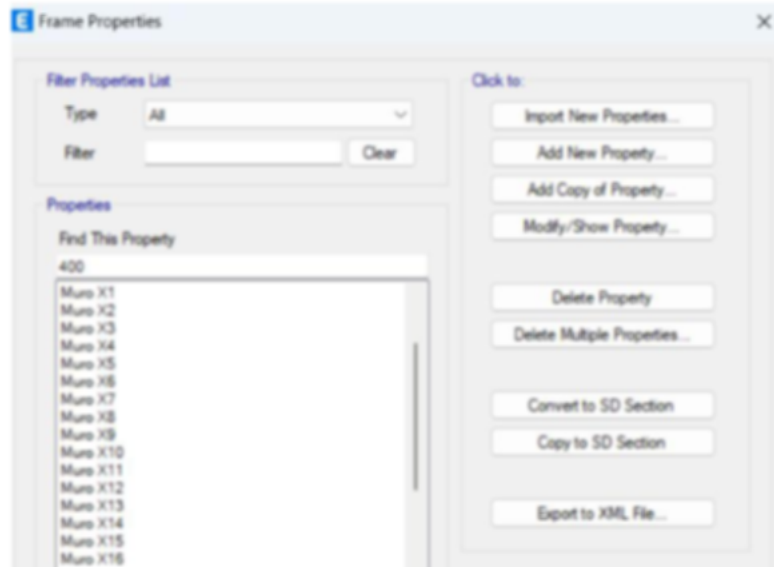
Fuente: Autoría propia.

Los muros fueron etiquetados como Muro X1 a Muro X16, lo que permite identificar y modificar individualmente cada muro en caso necesario. Las alturas corresponden a las dimensiones de los niveles modelados, mientras que las longitudes se ajustaron según las especificaciones arquitectónicas.

- Altura de muros = 3 m.

Imagen 14

Creación de secciones de muros en X



Fuente: Autoría propia.

Imagen 15

Ejemplo de secciones en Muro X1



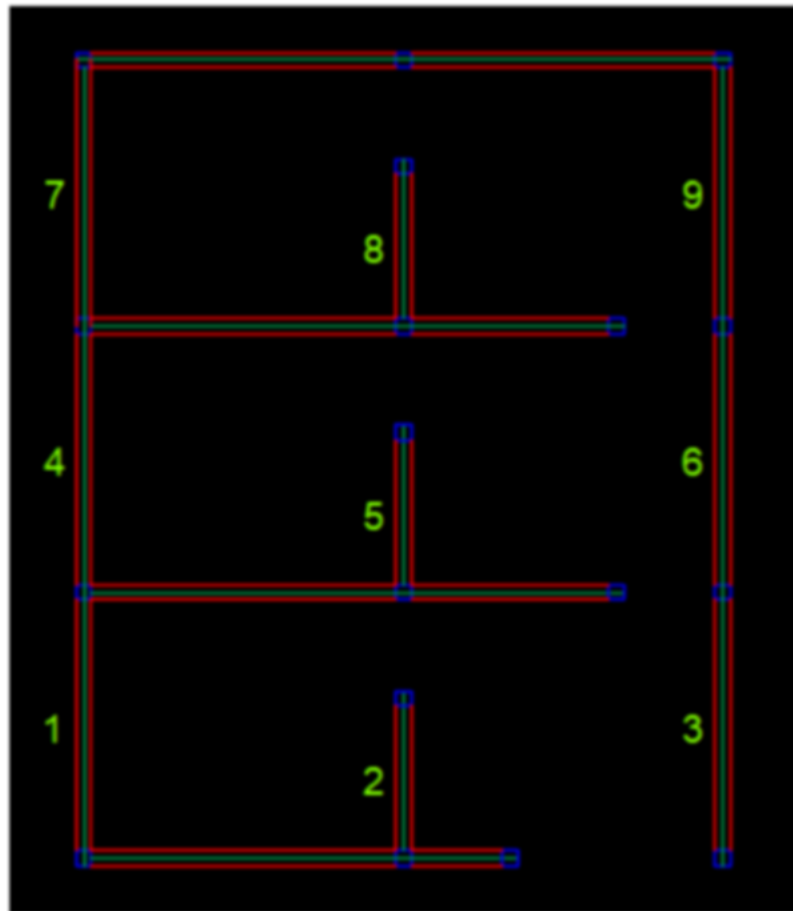
Fuente: Autoría propia.

2.4.1.2.2. Muros en dirección Y

Se definieron 18 secciones independientes, correspondientes a 9 muros en la planta baja y 9 en la planta alta, como se muestra a continuación:

Imagen 16

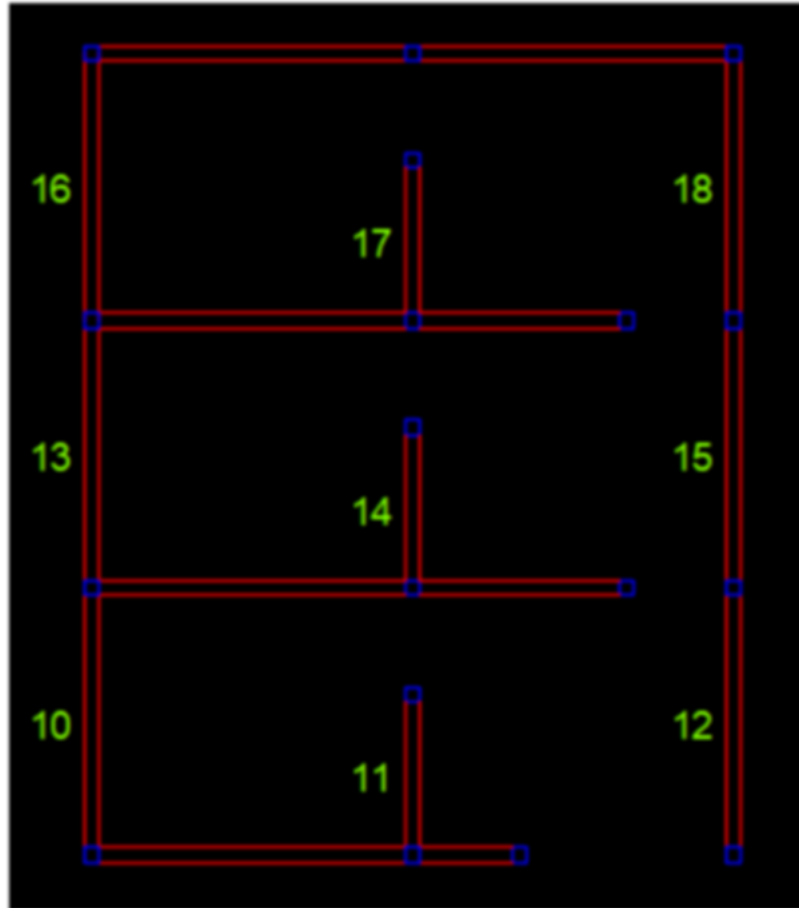
Muros en Y planta baja



Fuente: Autoría propia.

Imagen 17

Muros en Y planta alta



Fuente: Autoría propia.

Y sus secciones están descritos en la siguiente tabla:

Tabla 28

Secciones de muros en Y, planta alta y planta baja.

Nº de Muro	Longitud del muro (m)	Espesor del muro (m)
Planta Baja		
Muro Y1	2.5	0.14
Muro Y2	1.5	0.14
Muro Y3	2.5	0.14
Muro Y4	2.5	0.14
Muro Y5	1.5	0.14
Muro Y6	2.5	0.14
Muro Y7	2.5	0.14
Muro Y8	1.5	0.14
Muro Y9	2.5	0.14
Planta Alta		
Muro Y10	2.5	0.14
Muro Y11	1.5	0.14
Muro Y12	2.5	0.14
Muro Y13	2.5	0.14
Muro Y14	1.5	0.14
Muro Y15	2.5	0.14
Muro Y16	2.5	0.14
Muro Y17	1.5	0.14
Muro Y18	2.5	0.14

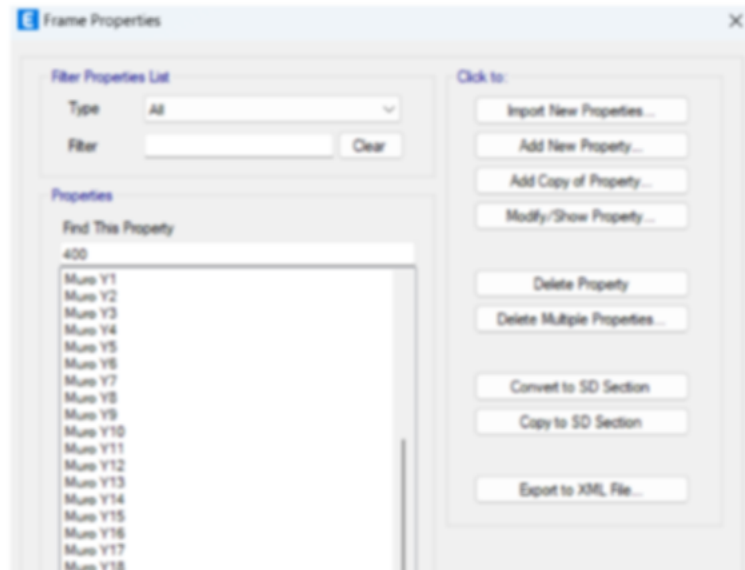
Fuente: Autoría propia.

Los muros fueron etiquetados como Muro Y1 a Muro Y18, lo que permite identificar y modificar individualmente cada muro en caso necesario. Las alturas corresponden a las dimensiones de los niveles modelados, mientras que las longitudes se ajustaron según las especificaciones arquitectónicas.

- Altura de muros = 3 m

Imagen 18

Creación de secciones de muros en Y.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 19

Ejemplo de secciones en Muro Y1.



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.2.3. Losa maciza en dos direcciones de Concreto

Para la obtención de la altura de losa se realizó el cálculo respectivo de espesor mínimo normado por el ACI – 318. Sección 8.3.1.2. En donde además se considera que el diseño se basa en el hecho de que las vigas son más rígidas que la losa, por ello, la expresión es la siguiente:

$$h = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9 * \beta}$$

Dónde:

- Ln= Luz libre en la dirección larga medida cara a cara de las vigas (mm).
- β = Relación de la luz libre en la dirección larga (la) a la luz libre en la dirección corta (lb) de la losa.
- fy= Fluencia del acero de refuerzo (MPa).

Por ello, tenemos:

- Ln= 2860 mm
- β =1.21
- fy= 420 MPa

$$h = \frac{ln * (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9 * \beta}$$

$$h = \frac{2860 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9 * 1.21}$$

$$h = 67.06 \text{ mm}$$

Por ello,

$$h \approx 7\text{cm}$$

Entonces como mínimo tenemos 7cm, pero por facilidad constructiva asumiremos 20 cm considerando que normalmente es un aproximado al equivalente de una losa aligerada de 25 cm.

Ya que para el modelado de columna ancha se utilizan elementos barras para los muros, para no perder concordancia en el modelado, todos los elementos se diseñan como elementos tipo barra, incluyendo la losa, por lo cual lo ideal es modelar la losa como si fuese un mallado, y por ende hay que calcular el ancho de cada barra, lo cual se realiza mediante el siguiente procedimiento:

- Se procede a calcular un peso equivalente a lo que sería una losa modelada como placa, por lo cual se utiliza el área de la losa, su espesor y su peso específico encontrado previamente en la NEC.

$$\text{Peso de losa como placa} = \text{Área} * \text{Espesor} * \text{Peso específico}$$

Dónde

$$\text{Área} = 46.91\text{m}^2$$

$$\text{Espesor o altura} = 0.20\text{m}$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso de losa como placa} = 46.91\text{m}^2 * 0.20\text{m} * 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso de losa como placa} = 22516.61 \text{ Kg}$$

Una vez obtenido el peso de la losa como placa procedemos a calcular un ancho estimado que necesitaría cada barra considerando el total de barras en ambos

sentidos, el espesor, la longitud promedio de las barras entre ambos sentidos y el peso específico del concreto, como se muestra en la siguiente expresión:

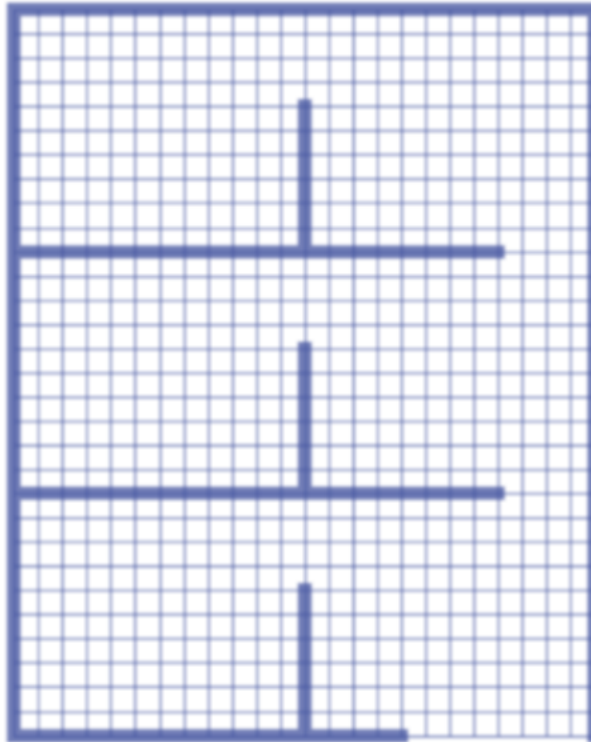
$$\text{Anchopromediobarra} = \frac{\text{Peso de losa como placa}}{\text{Total de barras} * \text{Espesor} * \text{Longitud promedio} * \text{Peso específico}}$$

Dónde:

- Total, de barras= el total de barras en ambos sentidos, que en este caso en particular es 49, considerando 27 barras en el sentido de X, y 22 en el sentido de Y.
- Espesor= 20cm o 0.20m
- Longitud promedio= 6.75m considerando que las barras en X tienen una longitud de 6, y las barras en Y una longitud de 7.5.
- Peso específico= 2400 kg/m³

Imagen 20

Mallado de losa.



Fuente: Autoría propia.

Por ello,

$$\text{Anchopromediobarra} = \frac{22516.61 \text{ Kg}}{49 * 0.20\text{m} * 6.75\text{m} * 400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}}$$

$$\text{Anchopromediobarra} = 0.1418\text{m}$$

Lo cuál por facilidad en el modelado llevamos a:

$$\text{Anchopromediobarra} = 0.1450\text{m}$$

Imagen 21

Secciones de losa modelada como barras



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.2.4. Vigas rígidas

Definidas con el material "Vigas rígidas", cuyo módulo de elasticidad fue multiplicado por 1000, como lo recomienda la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería. Este ajuste asegura un comportamiento prácticamente rígido en los extremos de los elementos conectados.

Sus secciones adoptadas son:

- Peralte= 20cm o 0.20m
- Ancho= 14cm, o 0.14m

Imagen 22

Secciones de viga rígidas.



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.2.5. Dalas

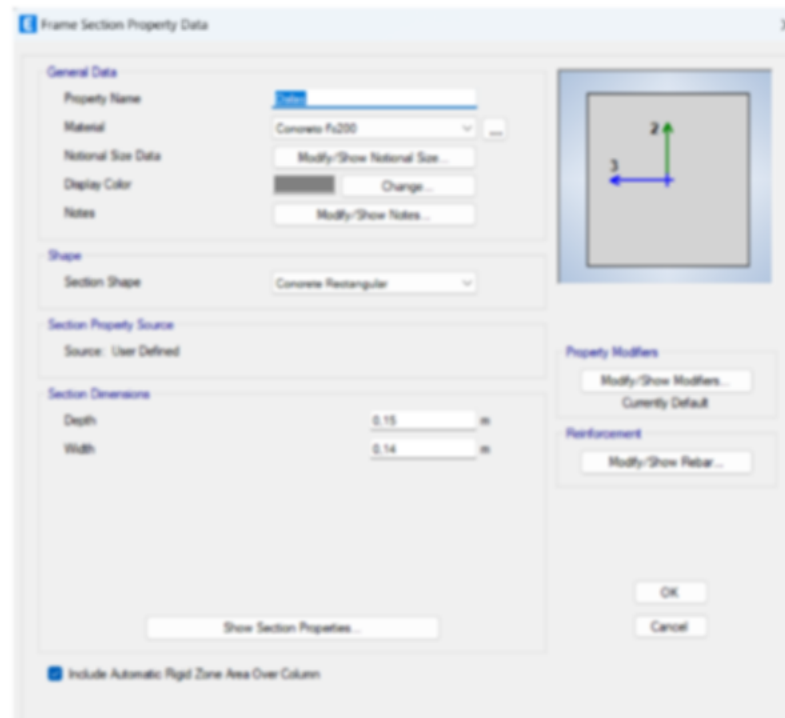
Estas dalas representan los elementos horizontales que se hallan cuando hay vanos de puertas, ventanas o similares.

Sus secciones adoptadas son:

- Peralte= 20cm o 0.20m
- Ancho= 14cm, o 0.14m

Imagen 23

Secciones de Dalas.



Fuente: Autoría propia.

2.4.1.3. Dibujo y disposición de los elementos

Con las propiedades y secciones previamente definidas, el siguiente paso consistió en el dibujo de los elementos estructurales en ETABS. Todos los componentes del modelo, incluidos muros, losas, vigas rígidas y dalas, fueron representados como elementos tipo barra (frame), respetando las dimensiones y propiedades calculadas en los apartados anteriores.

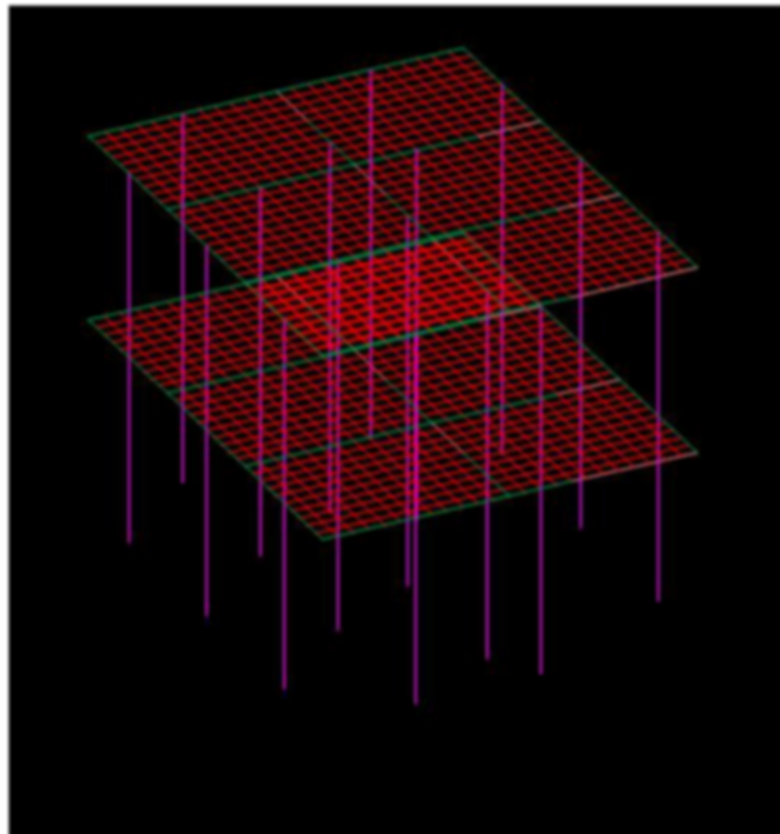
En el software ETABS, existen diversas formas de realizar el dibujo del modelo estructural. Una de las metodologías más comunes es el uso de ejes o grillas (grids), que facilita la ubicación precisa de los elementos. Sin embargo, también es posible importar modelos tridimensionales generados previamente en herramientas de diseño

como AutoCAD. En este caso, se optó por esta segunda opción, utilizando un dibujo en 3D elaborado en AutoCAD para garantizar la precisión geométrica y acelerar el proceso de modelado.

El modelo final se ajustó para que cada elemento estuviera correctamente ubicado, respetando las propiedades y configuraciones geométricas establecidas. A continuación, se presenta una representación gráfica del modelo resultante en ETABS.

Imagen 24

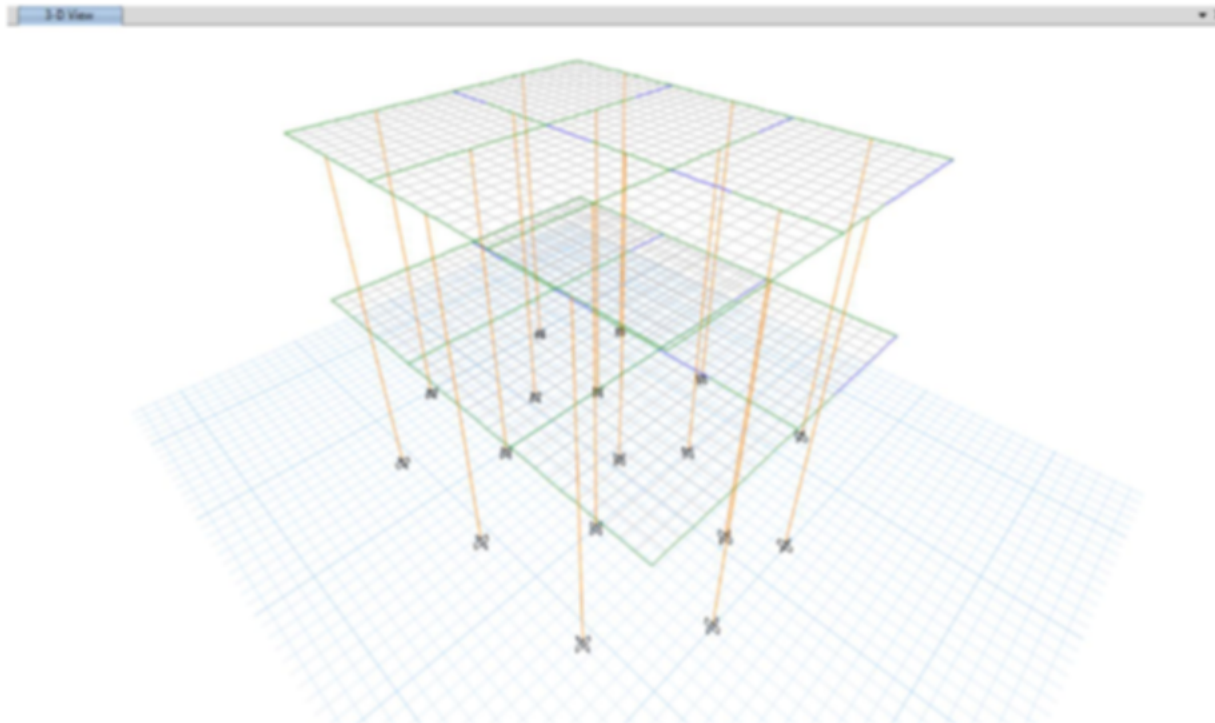
Modelo de Autocad, para insertar en Etabs.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 25

Modelo en Etabs, insertado de Autocad.



Fuente: Autoría propia.

2.4.2. Cálculo de las Propiedades Seccionales de los Muros de Mampostería

El modelado por columna ancha en estructuras de mampostería confinada requiere la determinación de propiedades seccionales equivalentes para representar correctamente el comportamiento combinado de los muros y sus elementos confinantes. Este proceso incluye el cálculo de propiedades geométricas y mecánicas clave, como el área transversal, las áreas de cortante, los momentos de inercia y la constante de torsión. Estas propiedades se obtienen siguiendo las expresiones propuestas en la Norma Técnica Complementaria (NTC-DCEM) y la Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería.

A continuación, se describe el procedimiento de cálculo para cada propiedad:

2.4.2.1. Área Transversal

Según (NTC, 2020) corresponde al área transversal del muro más el área transformada de

las columnas que estén confinando ese muro, además recalca la importancia de no duplicar columnas, o sea, no repetir columnas que participen en más de un muro

$$Atr = Am + (Nc * Atc)$$

Tabla 29

Cálculo de área transversal para muros en X.

Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	Área de Muro Total	(Lm) Longitud del muro sin columnas (cm2)	(Am) Área de Muro sin columnas (Sin transformador)	(Nc) # de castillos usados en el muro	(Ac) Área sin transformador de columnas (cm2)	(Atc) Área transformada de columnas (cm2)	(Atr) Área transversal (cm2)	
1	3	300	14	420	286	4004	1	196	615,968573	4619,9685
				0				8		74
2	1	100	14	140	86	1204	1	196	615,968573	1819,9685
				0				8		74
3	3	300	14	420	286	4004	1	196	615,968573	4619,9685
				0				8		74
4	2	200	14	280	186	2604	1	196	615,968573	3219,9685
				0				8		74
5	3	300	14	420	286	4004	1	196	615,968573	4619,9685
				0				8		74
6	2	200	14	280	186	2604	1	196	615,968573	3219,9685
				0				8		74
7	3,14	314	14	439	286	4004	2	196	615,968573	5235,9371
				6				8		48
8	3	300	14	420	286	4004	1	196	615,968573	4619,9685
				0				8		74

Fuente: Autoría propia.

La tabla 29 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 30*Cálculo de área transversal para muros en Y.*

Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	Área de Muro Total	(Lm) Longitud del muro sin columnas (cm2)	(Am) Área de Muro sin columnas (Sin transformador)	(Nc) # de castillos usados en el muro	(Ac) Área sin transformar de columnas (cm2)	(Atc) Área transformada de columnas (cm2)	(Atr) Área transversal (cm2)
1	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574
2	1,5	150	2100	136	1904	1	196	615,9685738	2519,968574
3	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574
4	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574
5	1,5	150	2100	136	1904	1	196	615,9685738	2519,968574
6	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574
7	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574
8	1,5	150	2100	136	1904	1	196	615,9685738	2519,968574
9	2,5	250	3500	236	3304	1	196	615,9685738	3919,968574

Fuente: Autoría propia.

La tabla 30 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.2. Área de Cortante en la dirección paralela al muro (Av1)

Según (NTC, 2020), el área de cortante en la dirección paralela al muro puede definirse como el área del muro más el área sin transformar de las columnas, en dónde no sólo implica esa simple adición, sino que se calcula un factor de forma que depende de la longitud libre del muro para finalmente obtener el área de cortante en la dirección paralela al muro.

$$Av1 = \frac{Am + Ac * Nc}{FF}$$

Tabla 31*Cálculo del Área cortante (Av1), en Muros en X.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	FF	(V1) Área de cortante en el sentido paralelo Sin transformar Eje 2 (cm ²)	(Av1) Área de cortante en la dirección paralela transformada Eje 2 (cm ²)
1	3	300	14	1,325864707	3500	3167,744021
2	1	100	14	1,618573329	1166,666667	864,9592666
3	3	300	14	1,325864707	3500	3167,744021
4	2	200	14	1,393533905	2333,333333	2009,28014
5	3	300	14	1,325864707	3500	3167,744021
6	2	200	14	1,393533905	2333,333333	2009,28014
7	3,14	314	14	1,325864707	3663,333333	3315,572076
8	3	300	14	1,325864707	3500	3167,744021

Fuente: Autoría propia.

La tabla 31 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 32*Cálculo del Área cortante (Av1), en Muros en Y.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	FF	(V1) Área de cortante en el sentido paralelo Sin transformar Eje 2 (cm ²)	(Av1) Área de cortante en la dirección paralela transformada Eje 2 (cm ²)
1	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136
2	1,5	150	14	1,464686076	1750	1433,754328
3	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136
4	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136
5	1,5	150	14	1,464686076	1750	1433,754328
6	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136
7	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136
8	1,5	150	14	1,464686076	1750	1433,754328
9	2,5	250	14	1,352530959	2916,666667	2587,741136

Fuente: Autoría propia.

La tabla 32 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.3. Área de Cortante en el sentido transversal al muro (Av2)

Según NTC-DCEM (2020), puede definirse como el área transversal de la mampostería o del muro, más el área transformada de las, dividido entre el factor de forma para cortante de la sección transversal.

$$Av2 = \frac{Am + (Atc * Nc)}{Fforma}$$

Tabla 33*Cálculo del Área cortante (Av2), en Muros en X.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(V2) Área de cortante en el sentido transversal Sin transformar Eje 3 (cm2)	(Av2) Área de cortante en el sentido transversal transformada Eje 3 (cm2)
1	3	300	14	3500	3849,973812
2	1	100	14	1166,666667	1516,640478
3	3	300	14	3500	3849,973812
4	2	200	14	2333,333333	2683,307145
5	3	300	14	3500	3849,973812
6	2	200	14	2333,333333	2683,307145
7	3,14	314	14	3663,333333	4363,280956
8	3	300	14	3500	3849,973812

Fuente: Autoría propia.

La tabla 33 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 34*Cálculo del Área cortante (Av2), en Muros en Y.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(V2) Área de cortante en el sentido transversal Sin transformar Eje 3 (cm2)	(Av2) Área de cortante en el sentido transversal transformada Eje 3 (cm2)
1	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478
2	1,5	150	14	1750	2099,973812
3	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478
4	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478
5	1,5	150	14	1750	2099,973812
6	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478
7	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478
8	1,5	150	14	1750	2099,973812
9	2,5	250	14	2916,666667	3266,640478

Fuente: Autoría propia.

La tabla 34 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.4. Momento de Inercia respecto al eje transversal al muro (Ix)

Según NTC-DCEM (2020), puede definirse como la suma del momento de inercia de la sección del muro, y el momento de inercia transformado de las columnas que aporten en la sección respecto al mismo eje.

$$I_x = I_m + I_{ct}$$

Tabla 35*Cálculo del Momento de Inercia (Ix) en Muros en X.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(Imx) Inercia del muro en X sin transformar (cm ⁴)	(Icx) Inercia de las columnas en X (cm ⁴)	(Ix st) Momento de inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección sin transformar Eje 3 (X) (cm ⁴)	(Ix) Momento de Inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección transformada Eje 3 (X) (cm ⁴)
1	3	300	14	27292598,67	12606002,19	31500000	39898600,85
2	1	100	14	742065,3333	1148986,713	1166666,667	1891052,046
3	3	300	14	27292598,67	12606002,19	31500000	39898600,85
4	2	200	14	7507332	5337573,015	9333333,333	12844905,02
5	3	300	14	27292598,67	12606002,19	31500000	39898600,85
6	2	200	14	7507332	5337573,015	9333333,333	12844905,02
7	3,14	314	14	27292598,67	27738707,46	36119001,33	55031306,13
8	3	300	14	27292598,67	12606002,19	31500000	39898600,85

Fuente: Autoría propia.

La tabla 35 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 36*Cálculo del Momento de Inercia (Ix) en Muros en Y.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(Imx) Inercia del muro en X sin transformar (cm ⁴)	(Icx) Inercia de las columnas en X (cm ⁴)	(Ix st) Momento de inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección sin transformar Eje 3 (X) (cm ⁴)	(Ix) Momento de Inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección transformada Eje 3 (X) (cm ⁴)
1	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58
2	1,5	150	14	2934698,667	2858299,505	3937500	5792998,172
3	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58
4	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58
5	1,5	150	14	2934698,667	2858299,505	3937500	5792998,172
6	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58
7	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58
8	1,5	150	14	2934698,667	2858299,505	3937500	5792998,172
9	2,5	250	14	15334965,33	8586807,242	18229166,67	23921772,58

Fuente: Autoría propia.

La tabla 36 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.5. Momento de Inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)

Según NTC-DCEM (2020), se puede definir como la inercia del muro más la inercia transformada de las columnas.

$$I_y = I_{my} + I_{cy}$$

Tabla 37

Cálculo del Momento de Inercia (Iy) en Muros en X.

Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(I _{my}) Inercia del muro en Y sin transformar(cm ⁴)	(I _{cy}) Inercia de las columnas en Y (cm ⁴)	(I _{y st}) Momento de Inercia respecto al eje paralelo de la sección sin transformar Eje 2 (Y) (cm ⁴)	(I _y) Momento de Inercia respecto al eje paralelo de la sección transformada Eje 2 (Y) (cm ⁴)	
1	3	300	14	65398,66667	10060,82004	68600	75459,48671
2	1	100	14	19665,33333	10060,82004	22866,66667	29726,15337
3	3	300	14	65398,66667	10060,82004	68600	75459,48671
4	2	200	14	42532	10060,82004	45733,33333	52592,82004
5	3	300	14	65398,66667	10060,82004	68600	75459,48671
6	2	200	14	42532	10060,82004	45733,33333	52592,82004
7	3,14	314	14	65398,66667	20121,64008	71801,33333	85520,30675
8	3	300	14	65398,66667	10060,82004	68600	75459,48671

Fuente: Autoría propia

La tabla 37 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 38*Cálculo del Momento de Inercia (Iy) en Muros en Y*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	(I _{my}) Inercia del muro en Y sin transformar(cm ⁴)	(I _{cy}) Inercia de las columnas en Y (cm ⁴)	(I _{y st}) Momento de Inercia respecto al eje paralelo de la sección sin transformar Eje 2 (Y) (cm ⁴)	(I _y) Momento de Inercia respecto al eje paralelo de la sección transformada Eje 2 (Y) (cm ⁴)
1	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337
2	1,5	150	14	31098,66667	10060,82004	34300	41159,48671
3	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337
4	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337
5	1,5	150	14	31098,66667	10060,82004	34300	41159,48671
6	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337
7	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337
8	1,5	150	14	31098,66667	10060,82004	34300	41159,48671
9	2,5	250	14	53965,33333	10060,82004	57166,66667	64026,15337

Fuente: Autoría propia.

La tabla 38 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.6. Constante de Torsión de Saint Venant (J)

Según (Rangel Luis, 2012) puede definirse como una sección de pared abierta delgada, y su expresión para cálculo es la siguiente:

$$J = \frac{L * t^3}{3}$$

Tabla 39*Cálculo de Constante de Torsión (J), en Muros en X.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	Constante de Torsion Saint Venant (J)
1	3	300	14	274400
2	1	100	14	91467
3	3	300	14	274400
4	2	200	14	182933
5	3	300	14	274400
6	2	200	14	182933
7	3,14	314	14	287205
8	3	300	14	274400

Fuente: Autoría propia.

La tabla 39 corresponde a los muros en X, los cuáles a pesar de ser 16 muros en total (8 en planta baja, y 8 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

Tabla 40*Cálculo de Constante de Torsión (J), en Muros en Y.*

	Longitud total del muro en metros	Longitud total del muro en centímetros	Espesor cm	Constante de Torsion Saint Venant (J)
1	2,5	250	14	228667
2	1,5	150	14	137200
3	2,5	250	14	228667
4	2,5	250	14	228667
5	1,5	150	14	137200
6	2,5	250	14	228667
7	2,5	250	14	228667
8	1,5	150	14	137200
9	2,5	250	14	228667

Fuente: Autoría propia.

La tabla 40 corresponde a los muros en Y, los cuáles a pesar de ser 18 muros en total (9 en planta baja, y 9 en planta alta) realmente el cálculo es el mismo para ambas plantas puesto que la estructura guarda regularidad en elevación.

2.4.2.7. Factores de Ajuste para secciones en ETABS

En el proceso de modelado por columna ancha, aunque se determinan propiedades seccionales detalladas (como área, momento de inercia y áreas de cortante) basadas en las nuevas configuraciones de los muros de mampostería, el software ETABS no permite modificar directamente las propiedades de las secciones originales. Por esta razón, se emplea un método basado en factores de ajuste o escalamiento, que relacionan las propiedades calculadas con las propiedades iniciales del modelo. Estos factores permiten ajustar el comportamiento de las secciones de manera proporcional sin necesidad de modificar manualmente las propiedades dentro del software.

El factor de ajuste (F) se define como la relación entre la propiedad calculada (P_{calc}) y la

propiedad original (P_{orig}) de cada sección en ETABS, como se muestra en la siguiente expresión:

$$F = \frac{P_{calc}}{P_{orig}}$$

Tabla 41

Factores de Ajuste de secciones en X, en ETABS.

NUMERO DE MURO	Largo	Espesor	Area transversal (Atr)	2		3		
				Area de cortante en la dirección paralela al muro (Av1)	Area de cortante en el sentido transversal (Av2)	Constante de Torsion Saint Venant (J)	Momento de Inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)	Momento de Inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección (Ix)
1	3	0,14	1,099993	0,905070	1,099993	1	1,099993	1,266622
2	1	0,14	1,299978	0,741394	1,299978	1	1,299978	1,620902
3	3	0,14	1,099993	0,905070	1,099993	1	1,099993	1,266622
4	2	0,14	1,149989	0,861120	1,149989	1	1,149989	1,376240
5	3	0,14	1,099993	0,905070	1,099993	1	1,099993	1,266622
6	2	0,14	1,149989	0,861120	1,149989	1	1,149989	1,376240
7	3,14	0,14	1,191069	0,905070	1,191069	1	1,191069	1,523611
8	3	0,14	1,099993	0,905070	1,099993	1	1,099993	1,266622

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 41 se presentan los valores de ajustes en ETABS para los muros en X, se presentan únicamente 8 muros porque comparten las mismas secciones y propiedades tanto en planta baja como en planta alta, por lo cuál los valores de ajustes resultan ser los mismos para los 16 muros en X.

Tabla 42*Factores de Ajuste de secciones en Y, en ETABS.*

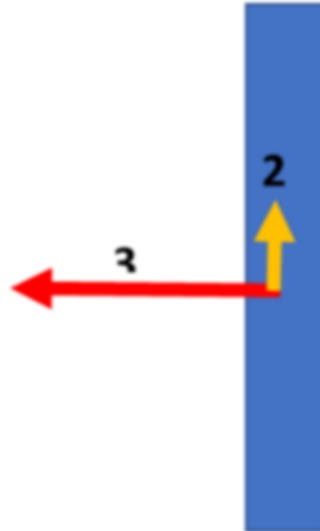
			2	3		2	3	
NUMERO DE MURO	Largo	Espesor	Area transversal (Atr)	Area de cortante en la dirección paralela al muro (Av1)	Area de cortante en el sentido transversal (Av2)	Constante de Torsion Saint Venant (J)	Momento de Inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)	Momento de Inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección (Ix)
1	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280
2	1,5	0,14	1,199985	0,819288	1,199985	1	1,199985	1,471238
3	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280
4	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280
5	1,5	0,14	1,199985	0,819288	1,199985	1	1,199985	1,471238
6	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280
7	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280
8	1,5	0,14	1,199985	0,819288	1,199985	1	1,199985	1,471238
9	2,5	0,14	1,119991	0,887226	1,119991	1	1,119991	1,312280

Fuente: Autoría propia.

En la tabla 42 se presentan los valores de ajustes en ETABS para los muros en Y, se presentan únicamente 9 muros porque comparten las mismas secciones y propiedades tanto en planta baja como en planta alta, por lo cuál los valores de ajustes resultan ser los mismos para los 18 muros en Y.

Imagen 26

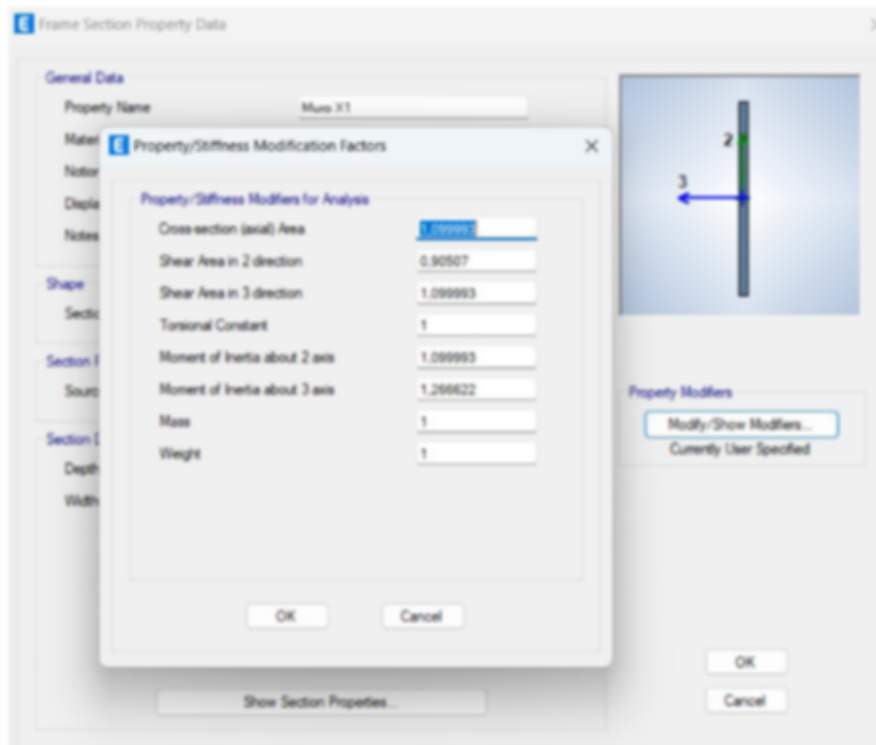
Dirección de los ejes en los muros y en Etabs para asignación de factores de ajustes.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 27

Ejemplo de ingreso de factores de ajuste de secciones, con Muro X1.



Fuente: Autoría propia.

2.5. Análisis Sísmico de la estructura

El análisis sísmico es una etapa crítica en el diseño estructural, ya que permite evaluar el comportamiento de la edificación ante cargas dinámicas ocasionadas por eventos sísmicos. En este estudio, el análisis sísmico se realiza utilizando el software ETABS, considerando los métodos de análisis estático lineal y dinámico modal espectral, ambos regulados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Los resultados del análisis sísmico proporcionan información clave, como las fuerzas sísmicas actuantes, los desplazamientos, y las derivas en cada nivel de la estructura. Estos parámetros son fundamentales para validar que el diseño cumpla con los requisitos normativos y para ajustar el modelo en caso de ser necesario. Este capítulo detalla los procedimientos, cálculos y verificaciones realizados para ambos métodos de análisis.

2.5.1. Análisis Estático Lineal

El análisis estático lineal es uno de los métodos más utilizados en el diseño estructural, debido a su simplicidad y capacidad para proporcionar resultados confiables en estructuras regulares y de baja altura. En este análisis, las fuerzas sísmicas laterales se distribuyen de manera proporcional entre los niveles de la edificación, utilizando el cortante basal como base para el cálculo.

En este apartado, se describen los pasos seguidos para el cálculo del cortante basal y la distribución de las fuerzas laterales en la estructura, de acuerdo con las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

2.5.1.1. Cálculo del Cortante Basal

El cortante basal representa la fuerza total que actúa en la base de la estructura debido a un evento sísmico. Este valor es fundamental para el diseño estructural, ya que sirve como base

para distribuir las fuerzas sísmicas laterales entre los niveles de la edificación. El cálculo del cortante basal se realiza utilizando la siguiente expresión, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC):

$$V = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Dónde

2.5.1.1.1. Factor de Importancia (i)

Es el factor de importancia, cuyos valores se encuentran presentados en el apartado 1.1.4.1.1.

El valor de Importancia asignado para este tipo de estructuras es el siguiente:

Tabla 43

Factor de Importancia escogido para la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS

2.5.1.1.2. Factores de regularidad en planta y elevación

Los factores de regularidad en planta y elevación (Φ_p y Φ) se encuentran presentados en el apartado 1.1.4.1.2.

Entonces los valores asignados para nuestra estructura son los siguientes:

Tabla 44

Factores de regularidad en planta y elevación escogidos para la estructura.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN	CONFIGURACIÓN EN PLANTA
$\Phi_E=1$	$\Phi_p=1$

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3. Aceleración Espectral (S_a) y el Espectro de Diseño

Es la aceleración espectral, cuya obtención de valores se encuentra presentada en el apartado 1.1.4.1.4.

Para el cálculo de la aceleración espectral, primero es necesario obtener los límites de la meseta del espectro de diseño, por ende, se procede a calcular los periodos límites y el periodo fundamental.

2.5.1.1.3.1. Factor de relación entre Aceleración espectral y el Pico de aceleración máxima

(η)

Este valor está presentado en el apartado 1.1.4.1.4.1. y escogemos el siguiente:

- $\eta = 1.80$, para provincias de la Costa, a excepción de Esmeraldas.

2.5.1.1.3.2. Factor de ubicación o zona sísmica (Z)

El valor de la zona sísmica fue presentado en el apartado 1.1.4.1.4.2. y se escoge el siguiente:

Tabla 45

Factor Z escogido para la estructura.

Zona sísmica	1	2	3	4	5	6
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3.3. Coeficiente de amplificación del suelo en la zona de periodo corto (F_a)

Los valores del coeficiente de amplificación del suelo (F_a) se encuentran presentados en el apartado 1.1.4.1.4.3. y se toma el siguiente:

Tabla 46

Coefficiente de amplificación (Fa) escogido para la estructura,

Tipo de perfil del	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
subsuelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3.4. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)

Los valores del coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico (Fd) se encuentran presentados en el apartado 1.1.4.1.4.4. y se toma el siguiente:

Tabla 47

Coefficiente de amplificación de las ordenadas de espectro elástico (Fd) escogido para la estructura.

Tipo de perfil del	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
subsuelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
E	2.1	1.75	1.70	1.65	1.6	1.50

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3.5. Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs)

Los valores del coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs) se encuentran presentados en el apartado 1.4.1.4.5. y se toma el siguiente:

Tabla 48

Coefficiente de comportamiento no lineal de los suelos (Fs) escogido para la estructura.

Tipo de perfil del	Zona sísmica y factor Z					
	1	2	3	4	5	6
subsuelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.0

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3.6. Factor R

El valor del factor R se encuentra en el apartado 1.5.1. dónde se menciona el valor correspondiente para estructuras de mampostería confinada limitada a dos pisos por la NEC como se presenta a continuación:

Tabla 49

Factor R escogido para la estructura.

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS.

2.5.1.1.3.7. Cálculo de los límites de la meseta (T_o y T_c)

Para el cálculo de los límites requerimos de los coeficientes de amplificación y comportamiento no lineal del suelo.

- T_o :

$$T_o = 0.1 + F_s + \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_o = 0.1 + 2.0 + \frac{1.5}{0.85}$$

$$T_o = 0.35 \text{ seg}$$

- T_c :

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 * 2.0 * \frac{1.5}{0.85}$$

$$T_c = 1.94 \text{ seg}$$

Ahora se procede a calcular el valor del periodo fundamental (T) para calcular la aceleración espectral dependiendo de la ubicación de T dentro del espectro de diseño con los límites de la meseta definidos.

2.5.1.1.3.8.Cálculo del periodo fundamental

Para el cálculo del periodo fundamental, usaremos el método 1 presentado en el apartado 1.4.1.3.1. con la siguiente expresión:

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

Dónde,

- $h_n = 6 \text{ m}$
- C_t y α serán los siguientes escogidos en el mismo apartado

Tabla 50*Valores de Ct y α escogidos para la estructura.*

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

Fuente: NEC-SE-DS.

Por ello, la resolución de la expresión se desarrolla de la siguiente manera:

$$T = Ct * h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 6^{0.75}$$

$$T = 0.21 \text{ seg}$$

2.5.1.1.3.9. Cálculo de la Aceleración Espectral (S_a)

Una vez teniendo todas las variables definidas escogemos la expresión correspondiente para el cálculo de la Aceleración Espectral, para lo cual usaremos lo mencionado en el apartado 1.4.1.4. en donde podemos encontrar la ecuación mediante la imagen 1.

Es por ello por lo que considerando que el periodo fundamental es menor al periodo límite T_0 respondería a la siguiente expresión:

$$S_a = Z * F_a * (1 + (\eta - 1) * \frac{T}{T_0})$$

Sin embargo, como se explica en el mismo apartado 1.4.1.4. esta expresión es únicamente válida cuando se consideran periodos que no sean los fundamentales, por lo cuál no aplica en este caso, entonces consideramos como si el periodo fundamental se encuentra en la meseta, obteniendo la siguiente expresión:

$$S_a = \eta + Z + F a$$

$$S_a = 1.8 + 0.5 + 0.85$$

$$S_a = 0.765$$

2.5.1.1.4. Cálculo del Peso Sísmico (*W*)

El cálculo del peso sísmico se realizó mediante un análisis detallado de las cargas gravitatorias de la estructura, considerando todos los elementos que contribuyen directamente a las fuerzas inerciales durante un evento sísmico. Estos elementos incluyen:

- Muros de mampostería, contabilizando sus volúmenes y el mortero de pega.
- Columnas y vigas, considerando sus dimensiones individuales.
- Losa de concreto, calculando su volumen total.

Dado el nivel de detalle requerido, este cálculo se realizó utilizando una hoja de cálculo, donde se analizaron las dimensiones y pesos específicos de cada elemento. Los resultados obtenidos se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 51

Peso de los elementos.

ELEMENTOS	PESO (kN)
Losa	225.16
Muros	359.57
Columnas	25.40
Vigas	24.95

Fuente: Autoría propia.

Obteniendo los pesos de cada elemento se procede a calcular el peso de cada losa según qué elementos aportan a cada una de ellas, entonces:

2.5.1.1.4.1. *Peso de Losa 1*

La losa 1 está sometida a las cargas de la propia losa, de los muros, de columnas y vigas,

por ende, el peso de la losa 1 corresponde a la suma de todos los elementos:

$$W_{losa1} = \text{PesoLosa} + \text{PesoMuros} + \text{PesoColumnas} + \text{PesoVigas}$$

$$W_{losa1} = 225.16 + 359.57 + 25.40 + 24.95$$

$$W_{losa1} = 635.08 \text{ kN}$$

2.5.1.1.4.2. *Peso de Losa 2*

La losa 2 al contrario de la losa 1 no está sometida a todas las cargas de todos los elementos, debido que esta es una losa **no accesible** por lo cuál el único peso que soportará es el de la propia losa más el peso de las vigas.

$$W_{losa2} = \text{PesoLosa} + \text{PesoVigas}$$

$$W_{losa2} = 225.16 + 24.95$$

$$W_{losa2} = 250.11 \text{ kN}$$

2.5.1.1.4.3. *Peso Sísmico (W)*

El peso sísmico de la estructura corresponde al peso total de las losas, o sea la suma del peso de cada losa, por ende, el peso sísmico de esta estructura queda de la siguiente manera:

$$W = W_{losa1} + W_{losa2}$$

$$W = 635.08 + 250.11$$

$$W = 885.19 \text{ kN}$$

2.5.1.1.5. *Cortante Basal*

Finalmente, con todas las variables definidas se procede a calcular el cortante basal.

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E} * W$$

Para fines prácticos en cálculos posteriores lo ideal es dividir el cortante en dos variables, una denominada Coeficiente de corte sísmico que usualmente se utiliza para otras operaciones

dentro del análisis dinámico en softwares como Etabs, y la otra variable siendo el peso sísmico; entonces el coeficiente sísmico corresponde a la siguiente expresión:

$$C = \frac{I * Sa}{R * \phi_p * \phi_E}$$

Y su resolución es la siguiente:

$$C = \frac{1 * 0.765}{3 * 1 * 1}$$

$$C = 0.2550$$

Por lo tanto, el Cortante Basal corresponde a:

$$V = C * W$$

$$V = 0.2550 * 885.19kN$$

$$V = 225.72kN$$

2.5.1.2.Cálculo de Fuerzas Laterales por piso (FLx)

Una vez calculado el cortante basal (V) de la estructura, el siguiente paso consiste en distribuir las fuerzas sísmicas laterales entre los diferentes niveles. Este proceso se realiza de acuerdo con las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), considerando la contribución de las masas y alturas de cada nivel con relación al total de la estructura.

La fuerza lateral aplicada en cada nivel (FLx) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$FLx = \frac{Wx * h_x^k}{\sum_{i=1}^n Wx * h_x^k} * V$$

Dónde,

- W_x =Peso sísmico del nivel x.
- h_x = Altura del nivel x medida desde la base.

- V= Cortante basal.
- K= Factor que depende del periodo.

En dónde, podemos resumir el proceso mediante una tabla de cálculo, como la que se muestra a continuación:

Tabla 52

Fuerzas laterales por piso.

FUERZAS LATERALES POR PISO					
	Wx (kN)	hx (m)	Wx*hx	V(kN)	FLx (kN)
Losa2	250,11	6	1500,66	225,72	99,46
Losa1	635,08	3	1905,24	225,72	126,27
			3405,9		

Fuente: Autoría propia.

2.5.2. Análisis Dinámico en Etabs

En el análisis sísmico realizado en ETABS, se configuraron las cargas y parámetros necesarios para evaluar la respuesta sísmica de la estructura de mampostería confinada, siguiendo las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Este proceso considera las características dinámicas del modelo y el espectro de diseño establecido para el análisis.

2.5.2.1. Patrones de cargas

En el análisis sísmico, la definición de patrones de carga es un paso esencial para garantizar que todas las acciones gravitatorias y sísmicas sean correctamente representadas en el modelo estructural. Los patrones de carga actúan como contenedores que agrupan las fuerzas aplicadas y permiten su combinación en etapas posteriores del análisis, según los requisitos normativos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

2.5.2.1.1. Gravitatorios

- Peso propio: Generado automáticamente por ETABS al habilitar la opción correspondiente.
- Cargas muertas y vivas: Estas cargas incluyen el peso adicional de muros, columnas, vigas y acabados, así como las cargas normativas para áreas habitables y cubiertas.

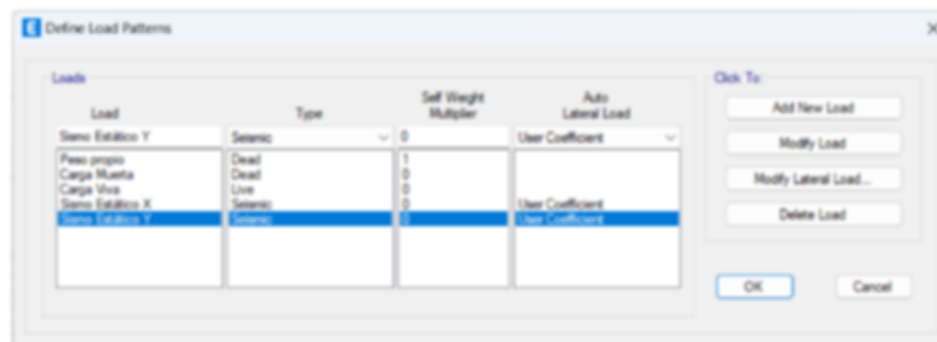
2.5.2.1.2. Sísmicos

- Sismo Estático en X y Sismo Estático en Y:

Para estos patrones, se asignaron los coeficientes de corte sísmico (C_s) previamente calculados en el análisis estático. Estos coeficientes reflejan la respuesta dinámica de la estructura en cada dirección principal y se utilizan para generar las fuerzas sísmicas aplicadas.

Imagen 28

Creación de patrones de cargas normativas.



Fuente: Autoría propia.

Por consiguiente, los valores de coeficiente de corte sísmico a ingresar se presentan en el apartado 2.5.1.1.5. y se muestran en la siguiente imagen para ambos sismos estáticos creados en

ETABS.

Imagen 29

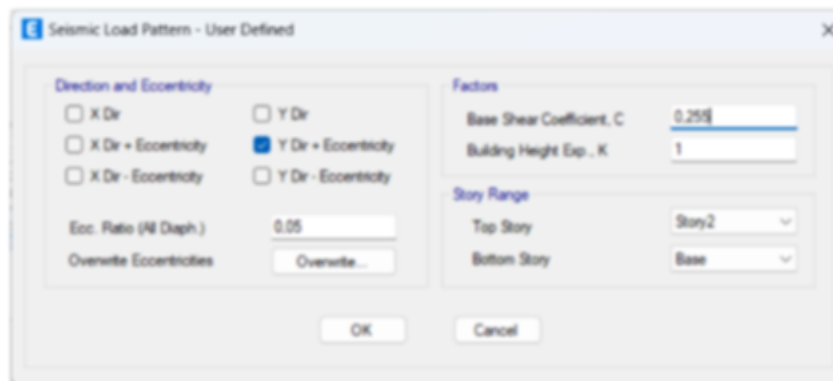
Coeficiente de corte sísmico para Sismo Estático en X en ETABS.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 30

Coeficiente de corte sísmico para Sismo Estático en Y en ETABS, por autoría propia.



Fuente: Autoría propia.

2.5.2.2. Clasificación de las cargas aplicadas

- Peso propio (Losa + vigas) = 543.68 Kg/m²
- Peso de entrepiso (Muros + Columnas) = 836.84 Kg/m²
- Cargas vivas (Residenciales) = 200 Kg/m²

- Cargas vivas (Cubierta)=70 Kgf/m²

Para la aplicación de cargas, se realiza un proceso de discretización de cargas que consiste en la distribución de las cargas obtenidas por área (metros cuadrados) hacia elementos barra conformados lógicamente por elementos en metros lineales, por ende, la discretización de cargas se realiza mediante la siguiente expresión:

$$CargaDistribuida = Cargas\ aplicadas \left(\frac{Kgf}{m^2} \right) * Ancho\ de\ barra\ (m)$$

Dónde:

- Cargas aplicadas: Son las cargas calculadas previamente por área de metros cuadrados.
- Ancho de barra: Corresponde a los valores asignados a las secciones de las barras que componen la losa, calculados previamente en el apartado 2.4.1.2.3. El cuál es un valor estándar para todas las barras.

La discretización de las cargas aplicadas se encuentra en la siguiente tabla:

Tabla 53

Discretización de Cargas.

TIPOS DE CARGAS	CARGAS (Kgf/m ²)	ANCHO DE BARRA (m)	CARGA DISCRETIZADA (Kgf/m)
Peso propio (Losa + vigas)	543.68	0.145	78.83
Peso de entrepiso (Muros + columnas)	836.84	0.145	121.34
Carga Viva (Residencial)	200.0	0.145	29.0
Carga Viva (Cubierta)	70.0	0.145	10.15

Fuente: Autoría propia.

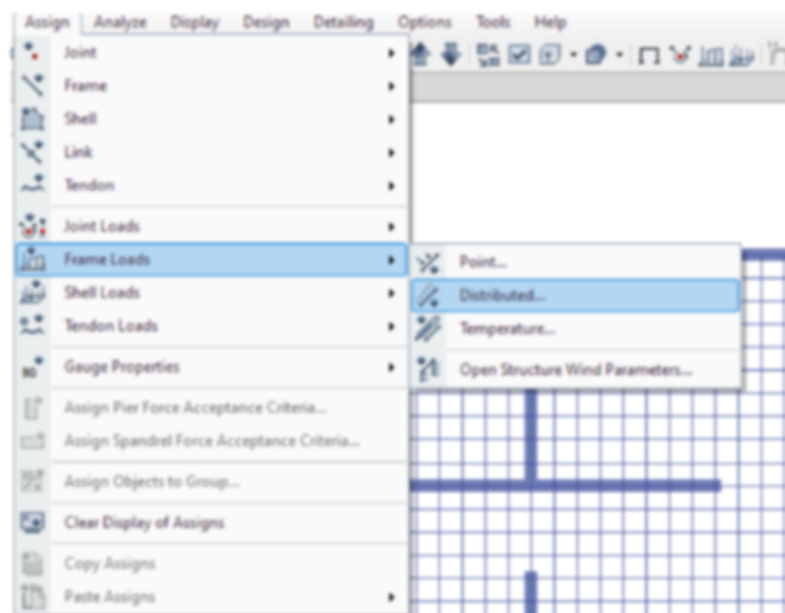
Una vez obtenidas las cargas discretizadas se procede a asignarlas a las losas, según corresponda cada carga.

2.5.2.3. Asignación de cargas aplicadas

Las cargas fueron se asignan manualmente como distribuidas en los elementos barra, utilizando la herramienta **Assign > Frame Loads > Distributed** de ETABS.

Imagen 31

Procedimiento para asignar cargas distribuidas en la losa discretizada.



Fuente: Autoría propia.

Entonces las cargas quedan asignadas de la siguiente manera:

- Losa 1= Peso propio, Peso de entepiso, Carga Viva Residencial

Imagen 32

Asignación de peso propio en losa 1 en ETABS.

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name:

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction of Load Application:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,25"/>	<input type="text" value="0,75"/>	<input type="text" value="1"/>
Load	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load
Load: kgf/m

OK Close Apply

Fuente: Autoria propia.

Imagen 33

Asignación de carga muerta de entrepiso en losa 1 en ETABS.

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name:

Load Type and Direction: Forces Moments
Direction of Load Application:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,25"/>	<input type="text" value="0,75"/>	<input type="text" value="1"/>
Load	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

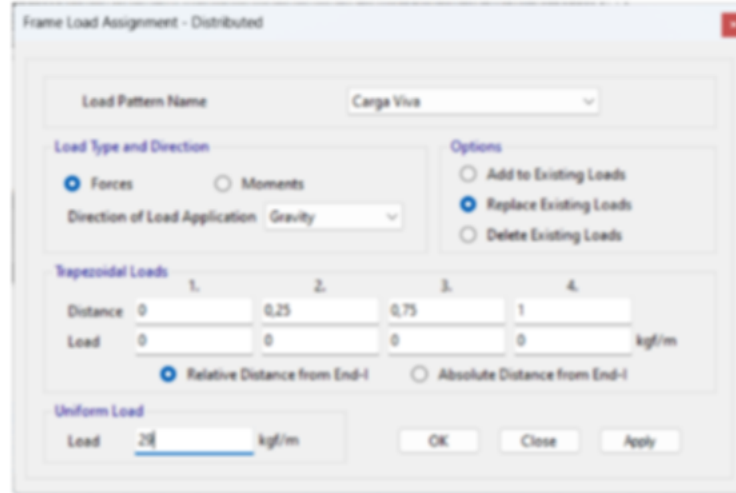
Uniform Load
Load: kgf/m

OK Close Apply

Fuente: Autoria propia.

Imagen 34

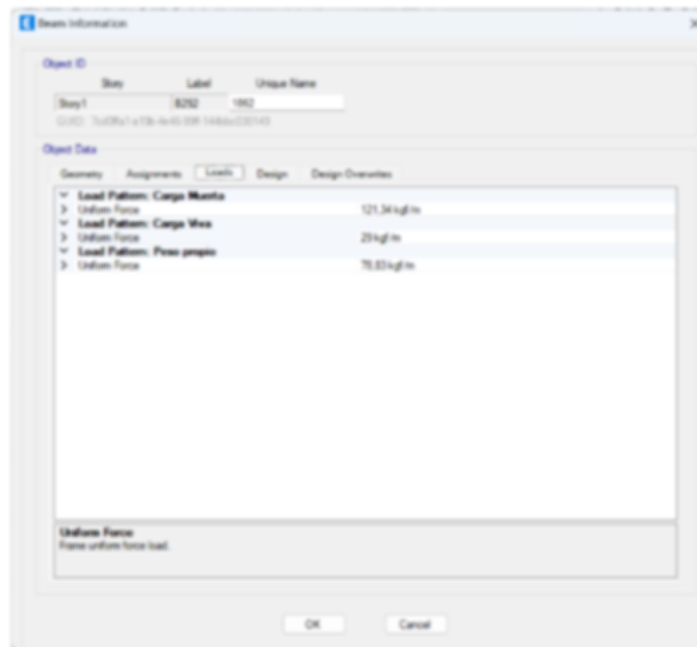
Asignación de carga viva residencial en losa 1 en ETABS.



Fuente: Autoria propia.

Imagen 35

Resumen de cargas asignadas en losa 1 en ETABS.



Fuente: Autoria propia.

- Losa 2=Peso propio, Carga Viva de Cubierta

Imagen 36

Asignación de peso propio en losa 2 en ETABS.

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name:

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0,25	0,75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-1 Absolute Distance from End-1

Uniform Load: Load kgf/m

Buttons: OK, Close, Apply

Fuente: Autoria propia.

Imagen 37

Asignación de carga viva de cubierta en losa 2 en ETABS.

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name:

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application:

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0,25	0,75	1
Load	0	0	0	0

Relative Distance from End-1 Absolute Distance from End-1

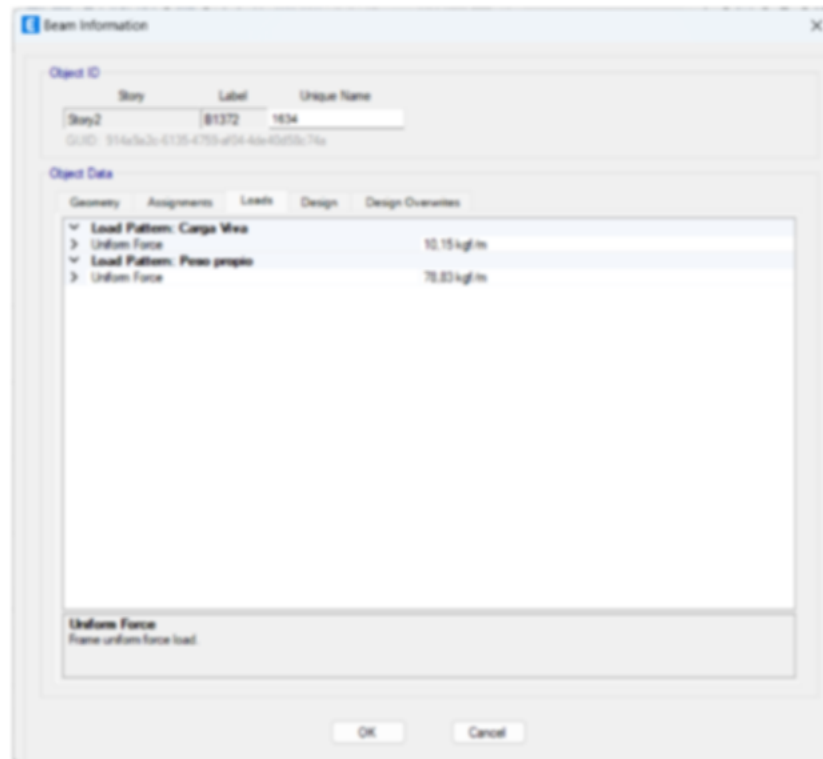
Uniform Load: Load kgf/m

Buttons: OK, Close, Apply

Fuente: Autoria propia.

Imagen 38

Resumen de cargas asignadas en losa 2 en ETABS.



Fuente: Autoria Propia.

2.5.2.4. Definición del espectro de diseño en ETABS

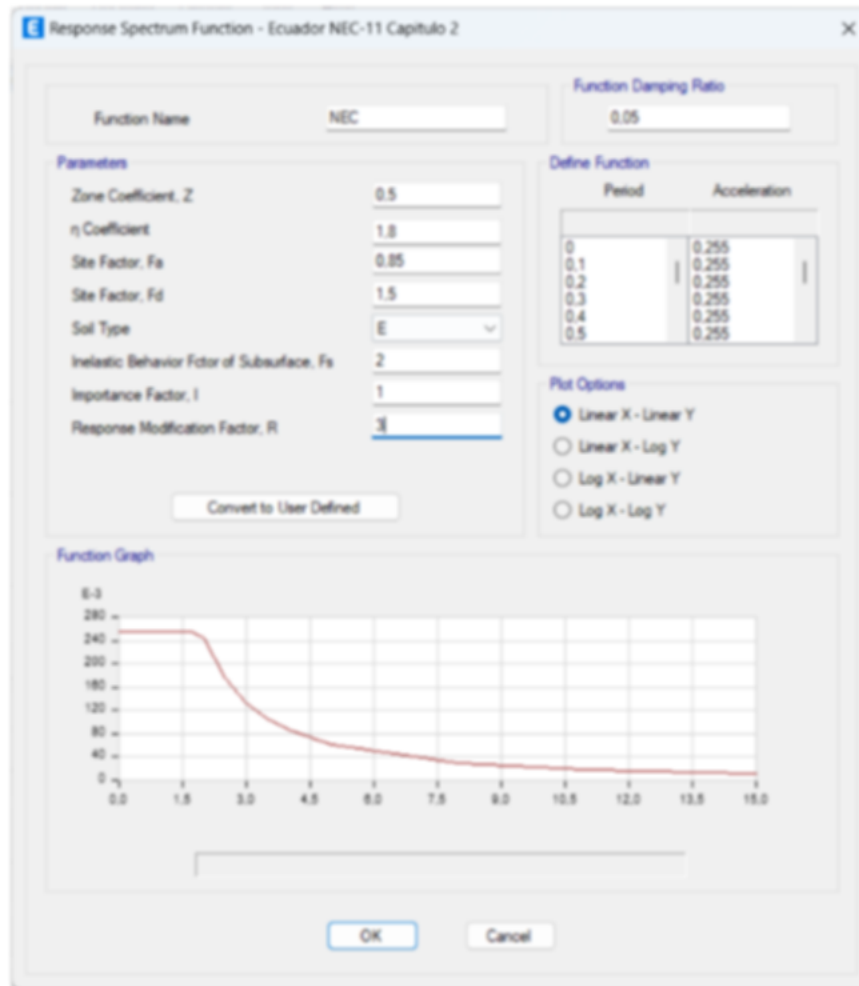
El espectro de diseño es una herramienta fundamental en el análisis dinámico modal espectral, ya que permite modelar la respuesta sísmica de una estructura en función de su periodo fundamental de vibración (T). Este espectro incluye la influencia de factores como el tipo de suelo, la aceleración esperada y, especialmente, el Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R), que representa la capacidad de la estructura para disipar energía a través de deformaciones inelásticas.

En este trabajo, el espectro de diseño fue configurado según las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), adaptando los valores de R obtenidos previamente mediante las expresiones analíticas propuestas. Esta configuración garantiza que el

análisis modal espectral capture la respuesta dinámica de la estructura, reflejando sus propiedades y las condiciones específicas del entorno sísmico.

Imagen 39

Configuración del espectro de diseño en ETABS con normativa ecuatoriana.



Fuente: Autoría propia.

2.6. Cálculo del Factor R y reajuste de análisis

En este apartado, se calcula un nuevo Factor R para la estructura de mampostería confinada de acuerdo con las expresiones analíticas desarrolladas en el apartado 1.5.1. utilizando los resultados obtenidos en los análisis estático y dinámico realizados previamente.

Posteriormente, este nuevo valor de R se empleará para ajustar el análisis sísmico y evaluar el

impacto en los resultados estructurales.

2.6.1. Cálculo del Factor R

El cálculo del Factor R se basa en la combinación de los tres componentes fundamentales:

$$R = R_{\mu} * R_{\Omega} * R_r$$

- Factor de Ductilidad (R_{μ}): Relaciona las capacidades de deformación inelástica de la estructura con sus propiedades elásticas iniciales.
- Factor de Sobre resistencia (R_{Ω}): Evalúa la diferencia entre las capacidades máximas de la estructura y las fuerzas de diseño.
- Factor de Redundancia (R_r): Refleja la capacidad del sistema para redistribuir cargas en caso de fallo parcial.

El cálculo de cada uno de estos factores se realiza utilizando las expresiones propuestas en el estado del arte, adaptadas a las propiedades específicas del modelo estructural desarrollado.

2.6.1.1. Factor de Ductilidad (R_{μ})

El Factor de Ductilidad se calcula mediante la expresión:

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) * \left[\frac{\alpha * T * (1 - 0.165 * \mu)}{\alpha * T * (1 - 0.165 * \mu) + 4900} \right]$$

Donde:

- μ : Capacidad de disipación de energía (ductilidad).
- α : Parámetro dependiente del tipo de suelo (adimensional).
- T : Periodo fundamental de vibración (segundos).

Por ello, las variables han sido presentadas previamente en otros apartados del mismo trabajo, y se escogen a continuación:

- μ : Capacidad de disipación de energía (ductilidad).

Tabla 54

Valor de μ en función del Nivel de Diseño y la Disipación de Energía escogido para la estructura.

Nivel de Diseño	Disipación de Energía
ND3	Elevada $\mu = 4$
ND2	Moderada $\mu = 3$
ND1	Baja $\mu = 2$

Fuente: Aguiar (2007).

- α : Parámetro dependiente del tipo de suelo (adimensional).

Tabla 55

Variable α escogido para la estructura.

Variable α	TIPOS DE SUELOS SEGÚN CEC 2000			
	SUELO S1	SUELO S2	SUELO S3	SUELO S4
	EQUIVALENCIA EN SUELOS SEGÚN NEC 2015			
	TIPO A - B	TIPO C - D	TIPO E	TIPO F
	100500	91000	73600	38900

Fuente: Aguiar (2007).

- T : Periodo fundamental de vibración (segundos).

$$T = 0.21 \text{ seg}$$

Por ello, con todas las variables definidas, la expresión se resuelve de la siguiente manera:

$$R\mu = 1 + (\mu - 1) * \left[\frac{\alpha * T * (1 - 0.165 * \mu)}{\alpha * T * (1 - 0.165 * \mu) + 4900} \right]$$

$$R\mu = 1 + (2 - 1) * \left[\frac{73600 * 0.21 * (1 - 0.165 * \mu + 2)}{73600 * 0.21 * (1 - 0.165 * 2) + 4900} \right]$$

$$R\mu = 1.68$$

2.6.1.2. Factor de Sobre resistencia ($R\Omega$)

El Factor de Sobre resistencia se calcula mediante diferentes expresiones presentadas en el apartado 1.5.1.2. de las cuáles se escoge el necesario según la deriva máxima permitida para nuestro tipo de sistema estructural, por lo tanto:

Tabla 56

Expresiones para obtener Factor de Sobre resistencia escogida para la estructura, en función de deriva máxima permitida.

γ	Expresión	Error
0.5%	$R\Omega = 1.69 + \frac{0.82}{T^{1.5}} - \frac{0.50}{T^2}$	10%
1%	$R\Omega = 1.43 + 0.0229 \cdot T^2 + 0.029 \cdot \log \frac{T}{T^2}$	10.4%
1.5%	$R\Omega = -2.83 \cdot T^3 + 6.27 \cdot T^2 - 4.27 \cdot T + 2.07$	8.0%
2%	$R\Omega = -2.43 \cdot T^3 + 4.93 \cdot T^2 - 3.14 \cdot T + 1.70$	8.0%

Fuente: Aguiar (2007).

Por lo tanto:

$$R\Omega = 1.43 + 0.0229 \cdot T^2 + 0.029 \cdot \log \frac{T}{T^2}$$

$$R\Omega = 1.43 + 0.0229 \cdot 0.21^2 + 0.029 \cdot \log \frac{0.21}{0.21^2}$$

$$R\Omega = 1.45$$

2.6.1.3. Factor de Redundancia (Rr)

El Factor de Redundancia se calcula mediante la expresión presentada en el apartado 1.5.1.3.

$$Rr = -2.99 \cdot T^3 + 6.54 \cdot T^2 - 3.26 \cdot T + 1.30$$

$$Rr = -2.99 \cdot 0.21^3 + 6.54 \cdot 0.21^2 - 3.26 \cdot 0.21 + 1.30$$

$$Rr = 0.88$$

2.6.1.4. Nuevo Factor R

Finalmente se reemplazan los valores obtenidos de Ductilidad, Sobre resistencia y Redundancia, en la expresión:

$$R = 1.68 * 1.45 * 0.88$$

$$R = 2.13$$

2.6.2. Reajuste de análisis con el Nuevo Factor R

Con el nuevo Factor R calculado, es necesario realizar un reajuste de los análisis sísmicos estático y dinámico para evaluar cómo las propiedades actualizadas afectan el comportamiento estructural. Este proceso implica recalcular el coeficiente de corte sísmico (C_s), actualizar los parámetros del espectro de diseño y generar nuevos resultados en ETABS.

2.6.2.1. Reajuste en el Análisis Estático Lineal

Con el nuevo Factor R calculado, es necesario realizar un reajuste en el análisis estático lineal para determinar cómo las propiedades actualizadas afectan los valores del coeficiente de corte sísmico, el cortante basal y las fuerzas sísmicas en la estructura. Este proceso no requiere repetir todos los cálculos detallados previamente, sino aplicar directamente las fórmulas principales para obtener los valores reajustados.

2.6.2.1.1. Reajuste del Coeficiente de Corte Sísmico (C)

El nuevo C_s se calcula utilizando la expresión:

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$C = \frac{1 * 0.765}{2.13 * 1 * 1}$$

$$C = 0.359$$

2.6.2.1.2. Reajuste del Cortante Basal (V)

Una vez obtenido el nuevo C , el cortante basal se recalcula utilizando la expresión:

$$V = C * W$$

$$V = 0.359 * 885.19kN$$

$$V = 317.92kN$$

2.6.2.1.3. Reajuste de las Fuerzas Laterales por piso

Las fuerzas sísmicas distribuidas por nivel (FLx) se recalculan utilizando la expresión:

$$FLx = \frac{Wx * h_x^k}{\sum_{i=1}^n Wx * h_x^k} * V$$

A través de una tabla de cálculo las nuevas fuerzas laterales por piso se muestran a continuación:

Tabla 57

Nuevas Fuerzas Laterales por piso.

FUERZAS LATERALES POR PISO					
	Wx (kN)	hx (m)	Wx*hx	V(kN)	FLx (kN)
Losa2	250,11	6	1500,66	317,92	140,08
Losa1	635,08	3	1905,24	317,92	177,84
			3405,9		

Fuente: Autoría propia.

2.6.2.2. Reajuste en el Análisis Dinámico en Etabs

El nuevo Factor R calculado también requiere ajustes en el análisis dinámico modal espectral realizado en ETABS. Este reajuste implica la actualización de los parámetros principales del modelo, específicamente el coeficiente de corte sísmico (C) y el espectro de diseño configurado en el software, para garantizar que los resultados reflejen adecuadamente las nuevas condiciones estructurales.

2.6.2.2.1. Corrección del coeficiente de corte sísmico en los Sismos Estáticos en Etabs

El coeficiente de corte sísmico (C) previamente calculado debe ser actualizado en los patrones de carga sísmica configurados en ETABS. Para ello, se realiza lo siguiente:

- Se introduce el nuevo valor de C , calculado en el apartado 2.6.2.1, como base para las fuerzas sísmicas aplicadas en las direcciones en X.

Imagen 40

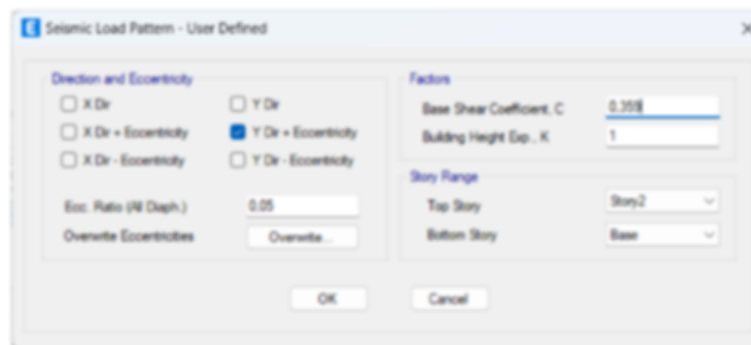
Nuevo Coeficiente de corte sísmico para Sismo Estático en X en ETABS.



Fuente: Autoría propia.

Imagen 41

Nuevo Coeficiente de corte sísmico para Sismo Estático en Y en ETABS.



Fuente: Autoría propia.

2.6.2.2.2. Corrección del espectro de diseño en Etabs

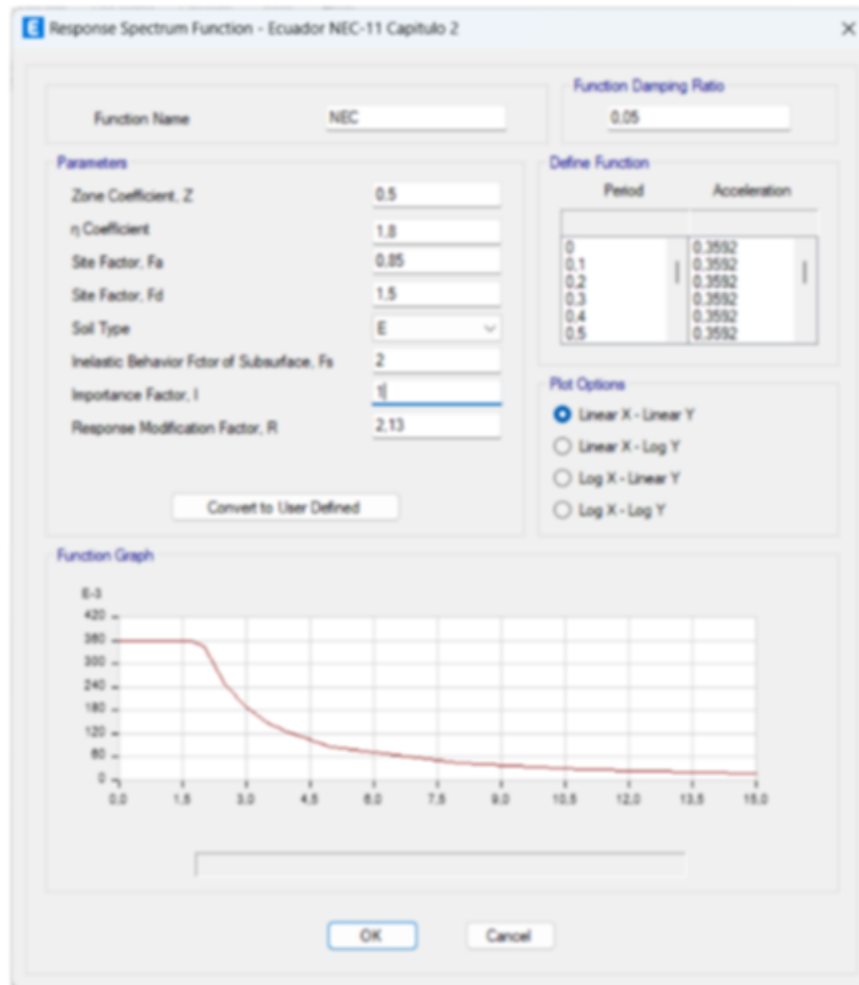
El espectro de diseño configurado en ETABS también se corrige para reflejar el nuevo

Factor R . Este ajuste incluye:

- La actualización directa del valor de R en la configuración del espectro.

Imagen 42

Nueva configuración del espectro de diseño en ETABS con normativa ecuatoriana.



Fuente: Autoria propia.

CAPÍTULO III. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resultados del Modelo Inicial, R=3

3.1.1. Parámetros Iniciales para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico

En el presente apartado se consolida un resumen sobre los parámetros iniciales utilizados en el análisis sísmico de la estructura modelada. Estos valores son fundamentales, ya que permiten obtener los resultados del análisis estático lineal y del análisis dinámico modal espectral. Ambos análisis comparten los mismos parámetros de entrada, seleccionados y calculados conforme a las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Tabla 58

Resumen de parámetros iniciales para el análisis sísmico.

Parámetros iniciales		Valor	
Factor de relación entre Aceleración espectral y el Pico de aceleración máxima	η	1.80	-
Factor de ubicación o zona sísmica	Z	0.5	-
Coeficientes de Amplificación	Fa	0.85	-
	Fd	1.50	-
	Fs	2.0	-
Periodos límites	To	0.35	seg
	Tc	1.94	seg
Periodo Fundamental de vibración de la estructura	T	0.2108	seg
Aceleración Espectral	Sa	0.765	g
Factor de Importancia	I	1	-
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	3	-
Factor de Regularidad en Planta	Φ_p	1	-
Factor de Regularidad en Elevación	Φ_E	1	-
Peso Sísmico	W	885.19	kN

Fuente: Autoría propia.

3.1.2. Resultados del Análisis Estático Lineal

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del análisis estático lineal inicial, realizado en función de los parámetros establecidos previamente. Este análisis permite determinar el cortante basal y las fuerzas sísmicas distribuidas a lo largo de los niveles de la

estructura, información clave para evaluar su comportamiento ante cargas laterales y para verificar el cumplimiento de los requisitos normativos.

3.1.2.1. Coeficiente de Corte Sísmico

El coeficiente de corte sísmico (C) es un factor normativo que permite calcular las fuerzas laterales generadas por un sismo en función del peso sísmico total de la estructura. Este coeficiente, siempre menor a 1, actúa como un factor de reducción del peso sísmico, indicando qué porcentaje de dicho peso se utiliza como base para el análisis de las fuerzas sísmicas. Su cálculo permite determinar el cortante basal y es esencial en el diseño sismorresistente.

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_E}$$

$$C = \frac{1 * 0.765}{3 * 1 * 1}$$

$$C = 0.2550$$

3.1.2.2. Cortante Basal

El cortante basal (V) es una de las fuerzas fundamentales en el análisis sismorresistente, ya que representa la magnitud total de la fuerza sísmica que actúa en la base de la estructura. Este valor integra las características dinámicas y estructurales de la edificación, traduciendo las fuerzas sísmicas en una carga que la base de la estructura debe resistir y distribuir hacia los niveles superiores.

$$V = C * W$$

$$V = 0.2550 * 885.19kN$$

$$V = 225.72kN$$

3.1.2.3. Fuerzas Laterales por Piso

Las fuerzas laterales por piso (FLx) representan la distribución de las fuerzas sísmicas

generadas a lo largo de los niveles de la estructura. Estas fuerzas son proporcionales a la masa y altura de cada nivel, lo que refleja la respuesta dinámica de la edificación frente a un evento sísmico.

$$FL_x = \frac{W_x + h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_x + h_x^k} * V$$

Tabla 59

Fuerzas Laterales por piso.

FUERZAS LATERALES POR PISO					
	Wx (kN)	hx (m)	Wx*hx	V(kN)	FLx (kN)
Losa2	250.11	6	1500.66	225.72	99.46
Losa1	635.08	3	1905.24	225.72	126.27
			3405.9		

Fuente: Autoría propia.

- Fuerza Lateral Piso 1: 126.27 kN
- Fuerza Lateral Piso 2: 99.46 kN

Nota: Los valores presentados en el apartado 3.1.1. Parámetros Iniciales para el Análisis Sísmico son fundamentales para el desarrollo de las verificaciones normativas realizadas en el análisis dinámico modal. Particularmente, el valor del periodo fundamental (T) calculado previamente mediante el método 1 se utiliza como referencia en la verificación de los periodos obtenidos mediante el análisis modal (método 2), asegurando la consistencia entre ambos enfoques y el cumplimiento de la normativa. Estos valores iniciales establecen la base para evaluar la validez del modelo estructural y su comportamiento dinámico bajo las fuerzas sísmicas.

3.1.3. Resultados y Verificaciones del Análisis Dinámico Modal en Etabs

En este apartado se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral inicial, realizado en ETABS. Este análisis permite evaluar el comportamiento dinámico de la estructura, considerando los modos principales de vibración, las derivas de piso, los desplazamientos laterales y las fuerzas internas generadas bajo la acción sísmica. Los resultados obtenidos son esenciales para comprender la respuesta estructural y sirven como base para comparaciones posteriores al reajuste del Factor R.

3.1.3.1. Modos de Vibración Principales

Los modos de vibración principales son fundamentales para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura bajo la acción sísmica. Estos modos describen cómo se deforma y vibra la edificación en respuesta a los movimientos del terreno. En este análisis, se consideran los siguientes aspectos clave:

3.1.3.1.1. Periodos de Vibración (T_1 , T_2 y T_3)

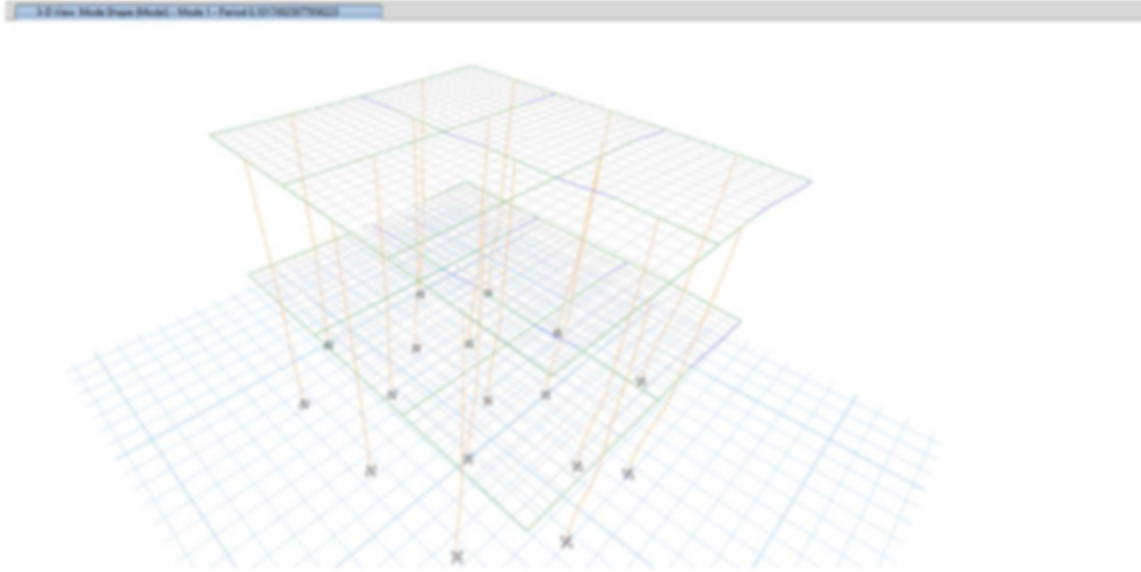
Los periodos fundamentales de vibración representan el tiempo requerido para que la estructura complete un ciclo de oscilación en sus tres primeros modos principales. Estos valores reflejan la rigidez global de la estructura y están directamente relacionados con sus propiedades geométricas, materiales y configuración estructural.

3.1.3.1.1.1. Primer modo de vibración

Corresponde al movimiento predominante en la dirección X, indicando el comportamiento dinámico horizontal de la estructura.

Imagen 43

Primer modo de vibración.



Fuente: Autoría propia.

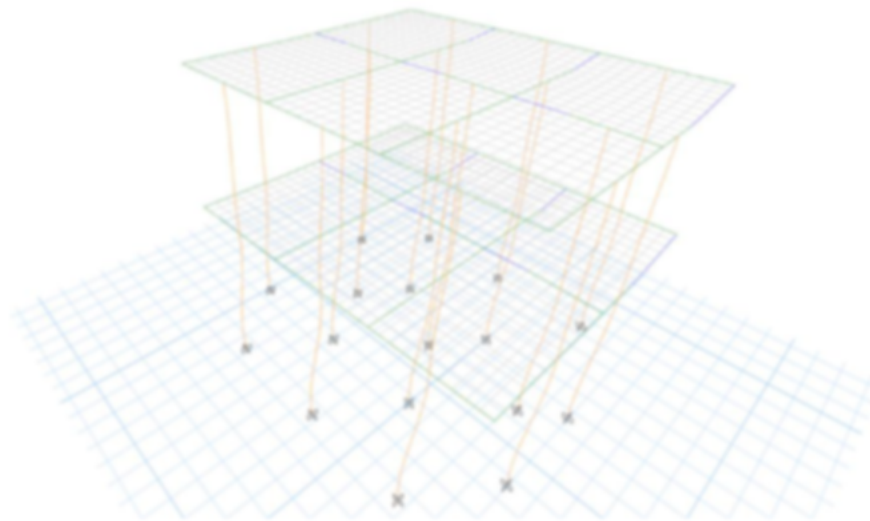
Por lo tanto, el periodo según el primer modo de vibración es igual a 0.1017 seg.

3.1.3.1.1.2. Segundo modo de vibración

Relacionado con la vibración en la dirección Y.

Imagen 44

Segundo modo de vibración.



Fuente: Autoría propia.

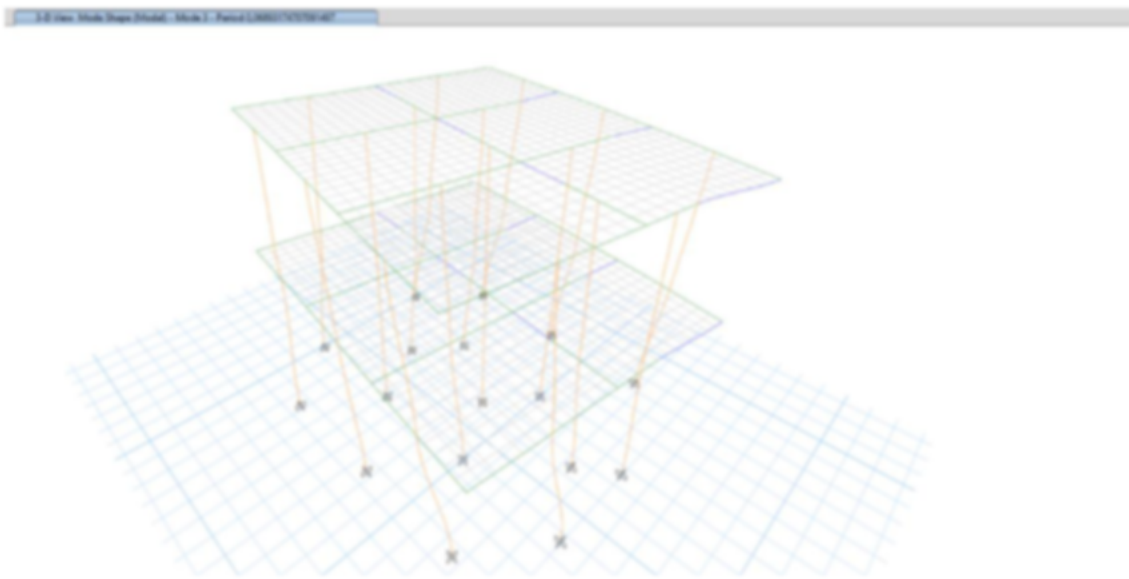
Por lo tanto, el periodo según el segundo modo de vibración es igual a 0.0992 seg.

3.1.3.1.1.3. Tercer modo de vibración

Representa el modo torsional, que describe la rotación de la estructura en torno a su centro de rigidez.

Imagen 45

Tercer modo de vibración.



Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el tercer modo de vibración es igual a 0.0689 seg.

3.1.3.1.1.4. Verificación del 30% para los Periodos de Vibración

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el periodo fundamental calculado mediante el análisis dinámico modal (método 2) no debe exceder en un 30% al periodo calculado mediante el análisis estático lineal (método 1). Esta verificación se realiza para garantizar la consistencia entre ambos métodos y evitar sobreestimaciones o subestimaciones de las propiedades dinámicas de la estructura. La expresión normativa es la siguiente:

$$T_2 \leq 1.3 * T_1$$

Donde:

- T2: Periodo fundamental obtenido mediante el análisis dinámico modal.
- T1: Periodo fundamental calculado mediante el análisis estático lineal.

En este trabajo, los valores de T1 y T2 se presentan en la siguiente tabla, junto con el valor permitido para T2 y su cumplimiento normativo:

Tabla 60

Verificación de periodos de vibración.

Método	Periodo calculado	Limite máximo permitido para T2	Cumple
Método 1	0.2108 seg		-
Método 2	1er modo	0.27	SÍ
	2do modo		SÍ
	3er modo		SÍ

Fuente: Autoría propia.

Los 3 periodos principales de la estructura encontrados por el Análisis Dinámico Modal Espectral cumplen con restricción normativa, por lo tanto, se valida que las propiedades dinámicas estimadas por el análisis modal espectral son consistentes con las propiedades iniciales calculadas mediante el análisis estático.

3.1.3.1.2. Participación Modal de Masas

La participación modal de masas indica el porcentaje de la masa total de la estructura que participa en cada modo de vibración. Según la NEC, es importante que los primeros modos cubran al menos el 90% de la masa total en las direcciones X y Y para garantizar la precisión del análisis dinámico. En este caso como se muestra en la siguiente imagen, se toma la participación de masa hasta el sexto modo de vibración en los que la acumulación de masas para ambas direcciones supera el 90% en su gran mayoría.

Imagen 46

Participación Modal de masas en la estructura.

Case	Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SummUX	SummUY	SummUZ	SummUX	SummUY	SummUZ
Modal	1	0.132	0.1274	0.009	0	0.1274	0.009	0	0.155	0.0294	0.0105
Modal	2	0.099	0.7679	0.1409	0	0.8953	0.3499	0	0.0243	0.1635	0.0333
Modal	3	0.089	0.0425	0.0007	0	0.0379	0.0006	0	2.009E-06	0.0001	0.0106
Modal	4	0.043	0.0005	0.0482	0	0.0384	0.0008	0	0.0085	0.004	0.0008
Modal	5	0.041	0.0006	0.0001	0	0.0073	0.0009	0	0.0062	0.7542	0.0021
Modal	6	0.029	0.0018	2.003E-05	0	0.0091	0.0009	0	0.0019	0.0305	0.0348

Fuente: Autoría propia.

Además, se indica normativamente que la relación de participación modal de cargas para el análisis dinámico modal debe de establecer también un mínimo del 90%, como se muestra en la siguiente imagen en dónde se consideran todos los modos de vibración:

Imagen 47

Relación de Participación modal de cargas.

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99,99
Modal	Acceleration	UY	100	99,99
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Autoría propia.

3.1.3.2.Verificación del Cortante Basal Dinámico vs. Estático

En el análisis dinámico modal espectral, el cortante basal dinámico (V_d) representa la fuerza sísmica total en la base de la estructura calculada según la contribución modal de las masas. Por otro lado, el cortante basal estático (V_e) es un valor calculado automáticamente por ETABS utilizando un método estático equivalente. Estos valores se comparan para garantizar que el cortante basal dinámico no subestime las fuerzas sísmicas requeridas para el diseño

estructural.

De acuerdo con la NEC, el cortante basal dinámico (V_d) debe cumplir con el siguiente criterio:

- Para estructuras regulares:

$$V_d \geq 80\% * V_e$$

- Para estructuras irregulares:

$$V_d \geq 85\% * V_e$$

En este caso en particular la edificación mantiene regularidad tanto en planta como en elevación, por lo cual se le considera una estructura regular, por ende, se procede a verificar que se cumpla la primera condición, en caso contrario de cumplir se tendrá que ajustar el cortante basal dinámico mediante un factor de escala.

Imagen 48

Reacciones en la base.

Output Case	Case Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sismo Estático X	LinStatic	-31427.2	0	0	0	-136035.71	198951.85
Sismo Estático Y	LinStatic	0	-31427.2	0	136035.71	0	-212665.05
SISMO X	LinRespSpec	28147.23	3447.69	0	14366.78	118560.33	189531.14
SISMO Y	LinRespSpec	3447.69	29695.93	0	124040.92	14580.76	202727.35

Fuente: Autoría propia.

Como se muestra en la imagen 42, tenemos los resultados de cortante basal para Sismos Estáticos en X y Y que se obtienen mediante un análisis estático lineal equivalente por ETABS,

mientras que más abajo se cuenta con los SISMO en X y Y, que se obtienen mediante un espectro de respuesta lineal configurado previamente en el mismo software, entonces, con estos valores se calcula y verifica la condición normativa.

3.1.3.2.1. Para el sentido en X

$$Vd \geq 80\% * Ve$$

$$118580.33 \geq 80\% * 136835.71$$

$$118580.33 \geq 109468.56$$

3.1.3.2.2. Para el sentido en Y

$$Vd \geq 80\% * Ve$$

$$124040.02 \geq 80\% * 136835.71$$

$$124040.02 \geq 109468.56$$

3.1.3.2.3. Verificación

Tabla 61

Verificación de Cortante Basal Dinámico vs Cortante Basal Estático.

Sentido	Cortante Basal Dinámico	Cortante Basal Estático	Límite mínimo permitido para Vd	Cumple
X	118580.33	136835.71	109468.56	SÍ
Y	124040.02	136835.71	109468.56	SÍ

Fuente: Autoría propia.

3.1.3.3. Control de Derivas de piso

El control de las derivas de piso es un aspecto crítico en el diseño estructural para garantizar la estabilidad de la edificación y la seguridad de los ocupantes. La deriva de piso se define como el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos de la estructura debido a las fuerzas sísmicas. Este parámetro se evalúa tanto en términos absolutos como inelásticos,

considerando los límites normativos establecidos.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) especifica que, para estructuras de mampostería confinada, la deriva máxima inelástica permitida es del 1% de la altura del nivel correspondiente. Este límite garantiza que la estructura no experimente deformaciones excesivas que comprometan su estabilidad global o provoquen daños irreparables en sus elementos.

Las derivas inelásticas (Δi) se calculan a partir de las derivas elásticas (Δe) obtenidas del análisis dinámico modal en ETABS. Para ello, se utiliza el siguiente ajuste normativo:

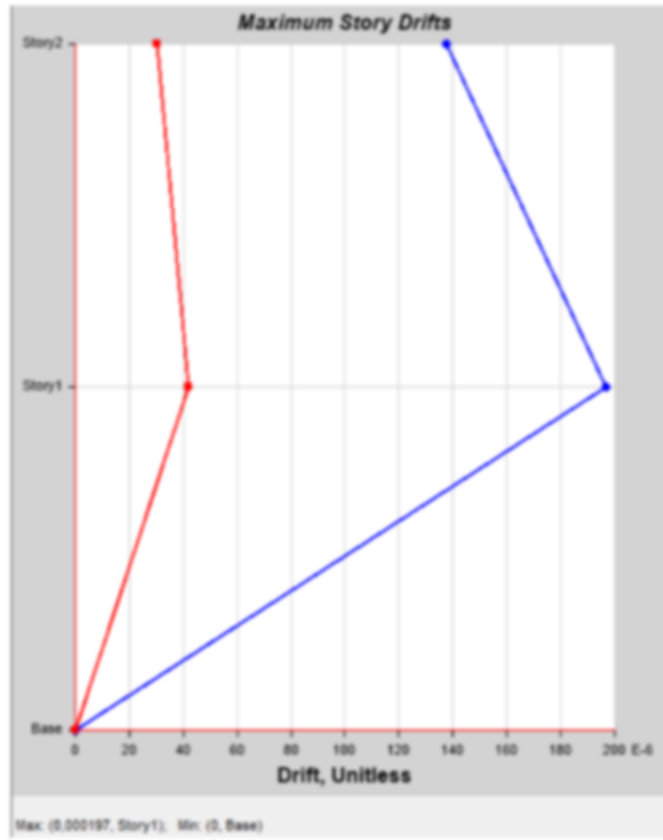
$$\Delta i = \Delta e * R * 0.75$$

A continuación, se presentan los resultados de las derivas calculadas en las direcciones X y Y , junto con su verificación normativa:

3.1.3.3.1. *Deriva Elástica para el sentido en X*

Imagen 49

Deriva elástica para el sentido en X.



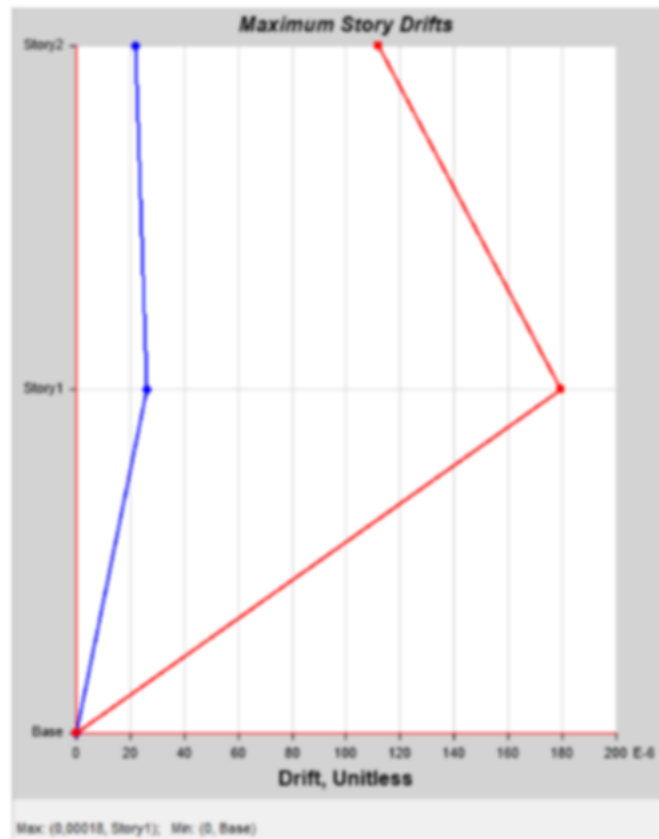
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, la deriva elástica para el sentido en X es de 0.000197.

3.1.3.3.2. Deriva Elástica para el sentido en Y

Imagen 50

Deriva elástica para el sentido Y.



Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, la deriva elástica para el sentido en Y es de 0.00018.

3.1.3.3.3. Verificación de deriva máxima inelástica

- Para el sentido en X:

$$\Delta i_x = 0.000197 * 3 * 0.75$$

$$\Delta i_x = 0.000443$$

- Para el sentido en Y:

$$\Delta i_y = 0.00018 * 3 * 0.75$$

$$\Delta iy = 0.000405$$

Por lo tanto,

Tabla 62

Verificación de Derivas Máximas Inelásticas.

Sentido	Deriva Máxima Inelástica	Porcentual	Deriva Máxima Inelástica normativa	Cumple
X	0.000443	0.044 %	1.0%	SÍ
Y	0.000405	0.040 %	1.0%	SÍ

Fuente: Autoría propia.

3.2.Nuevo Factor R

3.2.1. Cálculo del Nuevo Factor R

El Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) es un parámetro crítico que refleja la capacidad de la estructura para disipar energía mediante deformaciones inelásticas. En este trabajo, el nuevo valor de R se calculó utilizando las fórmulas propuestas en el capítulo teórico para los factores de ductilidad (R_u), Sobre resistencia (R_Ω) y redundancia (R_r):

$$R = R_\mu * R_\Omega * R_r$$

Los valores individuales de estos factores se calcularon con base en los resultados del modelo inicial, considerando las propiedades dinámicas y geométricas de la estructura. A continuación, se presentan los resultados del cálculo del nuevo R:

Tabla 63*Nuevo Factor R.*

Factor	Fórmula utilizada	Valor Calculado
Factor de Ductilidad (R_{μ})	$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \cdot \left[\frac{a \cdot T \cdot (1 - 0.165 \cdot \mu)}{a \cdot T \cdot (1 - 0.165 \cdot \mu) + 4900} \right]$	1.68
Factor de Sobre resistencia (R_{Ω})	$R_{\Omega} = 1.43 + 0.0229 \cdot T^2 + 0.029 \cdot \log \frac{T}{T^2}$	1.45
Factor de Redundancia (R_r)	$R_r = -2.99 \cdot T^3 + 6.54 \cdot T^2 - 3.26 \cdot T + 1.30$	0.88
R	$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_r$	2.13

Fuente: Autoría propia.

3.3.Resultados del Modelo Reajustado, R=2.13**3.3.1. Parámetros Ajustados para el Análisis Sísmico Estático y Dinámico**

En este apartado se presentan los parámetros ajustados utilizados en el análisis sísmico de la estructura, tras el cálculo del nuevo factor de reducción de fuerzas sísmicas (R). Estos valores recalculados reflejan las propiedades dinámicas y la capacidad de disipación de energía del sistema estructural. La modificación del valor de R afecta directamente parámetros como el coeficiente de corte sísmico (C), el cortante basal y las fuerzas sísmicas, que se describen en los apartados posteriores.

Tabla 64

Resumen de parámetros iniciales con reajuste del nuevo R para el análisis sísmico.

Parámetros iniciales		Valor	
Factor de relación entre Aceleración espectral y el Pico de aceleración máxima	η	1.80	-
Factor de ubicación o zona sísmica	Z	0.5	-
Coeficientes de Amplificación	Fa	0.85	-
	Fd	1.50	-
	Fs	2.0	-
	Periodos limites	To	0.35
	Tc	1.94	seg
Periodo Fundamental de vibración de la estructura	T	0.2108	seg
Aceleración Espectral	Sa	0.765	g
Factor de Importancia	I	1	-
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	2.13	-
Factor de Regularidad en Planta	Φ_p	1	-
Factor de Regularidad en Elevación	Φ_E	1	-
Peso Sísmico	W	885.19	kN

Fuente: Autoría propia.

3.3.2. Resultados del Análisis Estático Lineal

3.3.2.1. Coeficiente de Corte Sísmico

$$C = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_E}$$

$$C = \frac{1 * 0.765}{2.13 * 1 * 1}$$

$$C = 0.3587$$

3.3.2.2. Cortante Basal

$$V = C * W$$

$$V = 0.3587 * 885.19kN$$

$$V = 317.49kN$$

3.3.2.3.Fuerzas Laterales por Piso

$$FLx = \frac{Wx + h_x^k}{\sum_{i=1}^n Wx + h_x^k} * V$$

Tabla 65

Fuerzas Laterales por piso reajustado con nuevo R.

FUERZAS LATERALES POR PISO					
	Wx (kN)	hx (m)	Wx*hx	V(kN)	FLx (kN)
Losa2	250.11	6	1500.66	225.72	139.89
Losa1	635.08	3	1905.24	225.72	177.60
			3405.9		

Fuente: Autoría propia

- Fuerza Lateral Piso 1: 177.60 kN
- Fuerza Lateral Piso 2: 139.89 kN

3.3.3. Resultados y Verificaciones del Análisis Dinámico Modal en Etabs

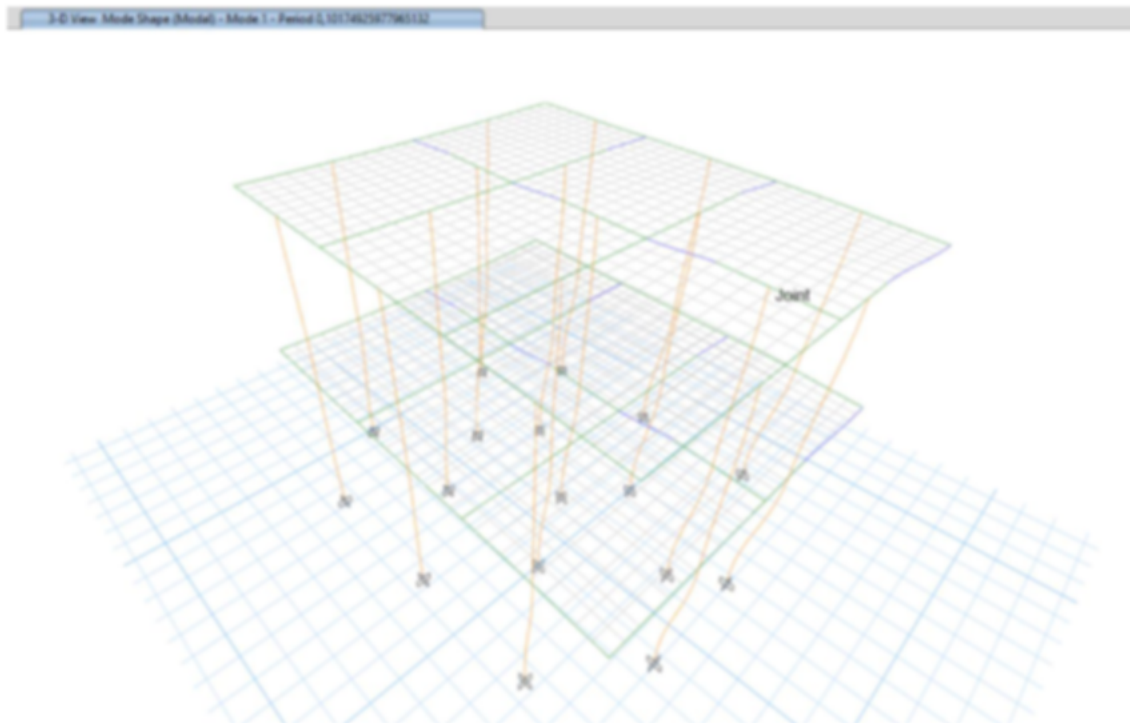
3.3.3.1. Modos de Vibración Principales

3.3.3.1.1. Periodos de Vibración (T_1 , T_2 y T_3)

3.3.3.1.1.1. Primer modo de vibración

Imagen 51

Primer modo de vibración reajustado con nuevo R.



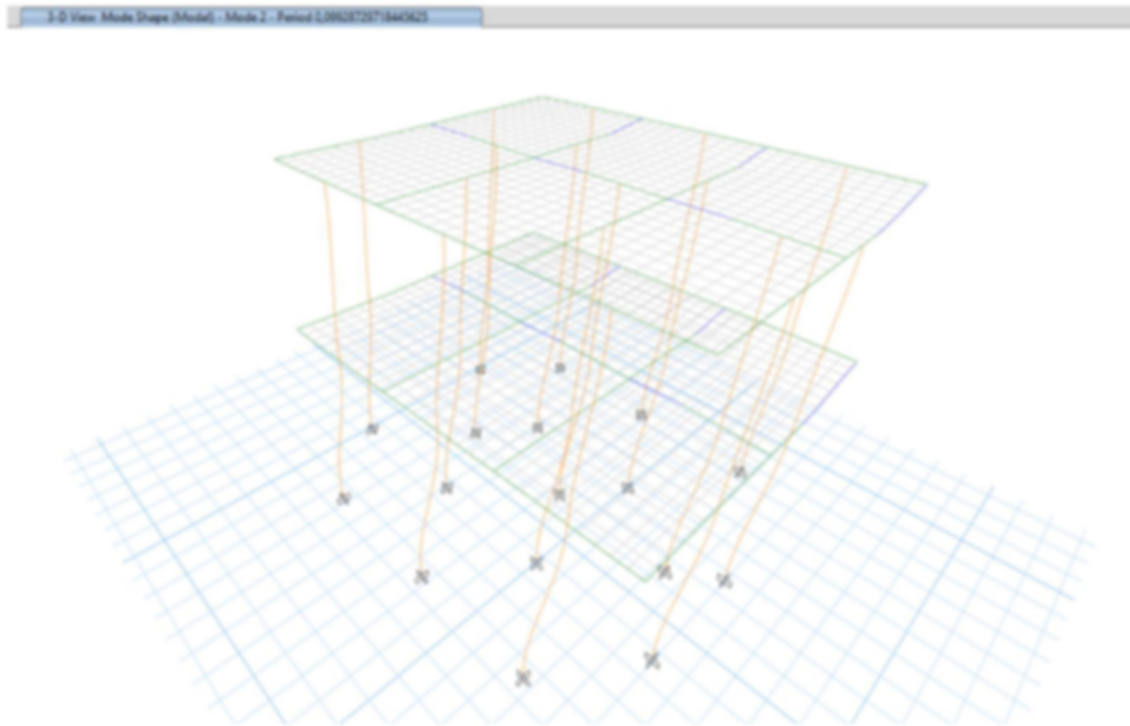
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el primer modo de vibración es igual a 0.1017 seg.

3.3.3.1.1.2. Segundo modo de vibración

Imagen 52

Segundo modo de vibración reajustado con nuevo R.



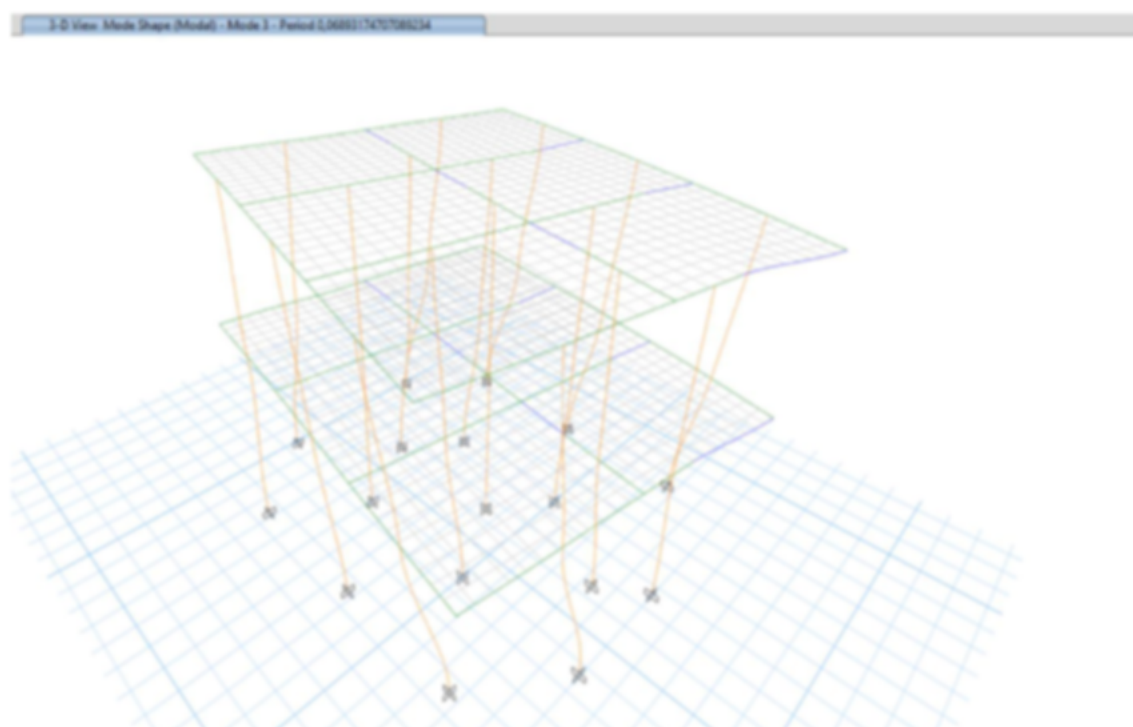
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el segundo modo de vibración es igual a 0.0992 seg.

3.3.3.1.1.3. Tercer modo de vibración

Imagen 53

Tercer modo de vibración reajustado con nuevo R.



Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el tercer modo de vibración es igual a 0.0689 seg.

3.3.3.1.1.4. Verificación del 30% para los Periodos de Vibración

Tabla 66

Verificación de periodos de vibración reajustado con nuevo R.

Método	Periodo calculado	Límite máximo permitido para T2	Cumple
Método 1	0.2108 seg		-
Método 2	1er modo	0.27	SÍ
	2do modo		SÍ
	3er modo		SÍ

Fuente: Autoría propia.

3.3.3.1.2. Participación Modal de Masas

Imagen 54

Participación Modal de masas en la estructura reajustado con nuevo R.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.192	0.1274	0.899	0	0.1274	0.899	0	0.155	0.8294	0.0155	0.155	0.8294	0.0155
Modal	2	0.899	0.7679	0.1409	0	0.8953	0.0499	0	0.8243	0.1635	0.0133	0.1794	0.1829	0.0438
Modal	3	0.999	0.9426	0.0567	0	0.9379	0.0598	0	2.009E-06	0.0081	0.9198	0.1794	0.2011	0.9904
Modal	4	0.943	0.9995	0.0482	0	0.9394	0.0600	0	0.0085	0.004	0.9998	0.9999	0.2051	0.9912
Modal	5	0.941	0.9998	0.0001	0	0.9973	0.0000	0	0.9982	0.7542	0.0021	0.9921	0.9992	0.9932
Modal	6	0.829	0.9919	2.903E-05	0	0.9991	0.0000	0	0.9919	0.0085	0.0048	0.9941	0.9957	0.999

Fuente: Autoria propia.

Imagen 55

Relación de Participación modal de cargas reajustado con nuevo R.

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	99,99
Modal	Acceleration	UY	100	99,99
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Autoria propia.

3.3.3.2. Verificación del Cortante Basal Dinámico vs. Estático

Imagen 56

Reacciones en la base reajustado con nuevo R.

Output Case	Case Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf
Sismo Estático X	LinStatic	-44207.59	0	0	0	-192482.23	279
Sismo Estático Y	LinStatic	0	-44207.59	0	192482.23	0	-299
SISMO X	LinRespSpec	39643.99	4855.9	0	20234.9	167014.55	238
SISMO Y	LinRespSpec	4855.9	41825.25	0	174704.25	20536.28	285

Fuente: Autoría propia.

3.3.3.2.1. Para el sentido en X

$$Vd \geq 80\% + Ve$$

$$167014.55 \geq 80\% + 192482.23$$

$$167014.55 \geq 153985.78$$

3.3.3.2.2. Para el sentido en Y

$$Vd \geq 80\% + Ve$$

$$174704.25 \geq 80\% + 192482.23$$

$$174704.25 \geq 153985.78$$

3.3.3.2.3. Verificación

Tabla 67

Verificación de Cortante Basal Dinámico vs Cortante Basal Estático reajustado con nuevo R.

Sentido	Cortante Basal Dinámico	Cortante Basal Estático	Límite mínimo permitido para Vd	Cumple
X	167014.55	192482.23	153985.78	SÍ
Y	174704.25	192482.23	153985.78	SÍ

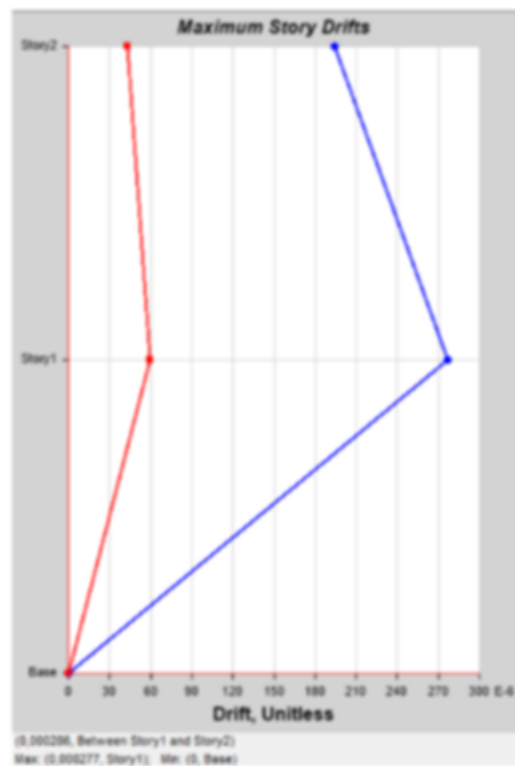
Fuente: Autoría propia.

3.3.3.3. Control de Derivas de piso

3.3.3.3.1. Deriva Elástica para el sentido en X

Imagen 57

Deriva elástica para el sentido en X reajuste con nuevo R.



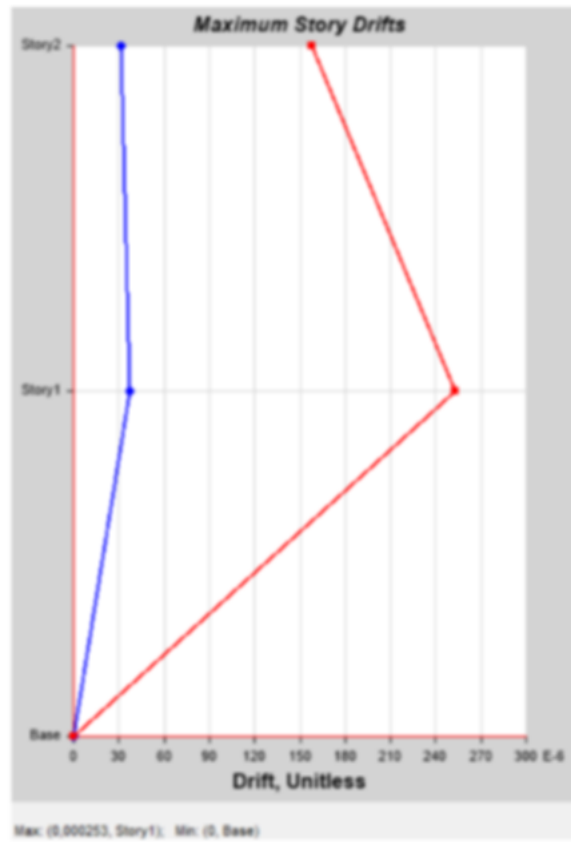
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, la deriva elástica para el sentido en X es de 0.000277.

3.3.3.3.2. *Deriva Elástica para el sentido en Y*

Imagen 58

Deriva elástica para el sentido en Y con nuevo R.



Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, la deriva elástica para el sentido en Y es de 0.000253.

3.3.3.3. Verificación de deriva máxima inelástica

Tabla 68

Verificación de Derivas Máximas Inelásticas con nuevo R .

Sentido	Deriva Máxima Inelástica	Porcentual	Deriva Máxima Inelástica normativa	Cumple
X	0.000623	0.0623 %	1.0%	SÍ
Y	0.000569	0.0569 %	1.0%	SÍ

Fuente: Autoría propia.

3.4. Comparativa entre los Resultados de los diferentes valores de R

El presente apartado compara los resultados obtenidos con el modelo inicial ($R=3$) y aquellos calculados tras ajustar el factor de reducción de fuerzas sísmicas ($R=2.13$). Este análisis abarca los parámetros relevantes tanto del análisis estático lineal como del análisis dinámico modal espectral, con el objetivo de identificar las diferencias más significativas y evaluar el impacto del nuevo valor de R en el comportamiento estructural de la edificación.

3.4.1. Resumen Comparativo

En la siguiente tabla se presenta una comparación consolidada entre los resultados clave obtenidos para ambos valores de R :

Tabla 69

Resumen comparativo entre R=3 y R=2.13.

Parámetro		R=3		R=2.13		Variación %		
Análisis Estático Lineal	Coeficiente de Corte Sísmico (C)		0.255		0.3587		40.65%	
	Cortante Basal (V)		225.72 kN		317.49 kN			
	Fuerzas Laterales por Piso (FLx)	P2	99.46 kN		139.89 kN			
		P1	126.27 kN		177.60 kN			
Análisis Modal Espectral	Periodos	T1	0.1017		0.1017		0%	
		T2	0.0992		0.0992		0%	
		T3	0.0689		0.0689		0%	
	Cortante Basal Dinámico (Vd)	X	118580.33	124040.02	167014.55	174704.25	40.84%	40.84%
		Y	kgf-m	kgf-m	kgf-m	kgf-m		
	Cortante Basal Estático (Ve)	X	136835.71	136835.71	192482.23	192482.23	40.67%	40.67%
		Y	kgf-m	kgf-m	kgf-m	kgf-m		
Derivas de Piso	X	0.044 %		0.062%		40.90%		
	Y	0.040%		0.056%		40%		

Fuente: Autoría propia.

Tras analizar los resultados obtenidos con $R=3$ y el nuevo valor calculado de $R=2.13$, se evidencia un pequeño incremento en las derivas inelásticas, lo que, aunque no compromete la seguridad ni el cumplimiento normativo, permite reflexionar sobre posibles ajustes para controlar nuevamente estos valores. Este aumento, aunque marginal, sugiere la existencia de un margen de maniobra que habilita la exploración de alternativas para optimizar el diseño estructural, específicamente mediante la modificación de otros parámetros distintos a R . En este caso, la reducción de secciones se presenta como una estrategia práctica y eficiente para abordar esta optimización.

A partir de esta reflexión, se plantea reducir las secciones de los elementos estructurales y realizar un nuevo análisis dinámico para verificar si estas modificaciones permiten controlar nuevamente las derivas y acercarlas a los valores obtenidos inicialmente con $R=3$. Este ajuste no solo busca validar la teoría de que es posible mantener un diseño eficiente sin alterar R , sino que también explora cómo la optimización de las secciones puede mejorar el desempeño estructural de la edificación.

3.5. Ajuste de Secciones y Resultados del Nuevo Modelo

El incremento observado en las derivas inelásticas al calcular el nuevo valor de R sugiere que, para optimizar el desempeño estructural sin alterar nuevamente R , es posible explorar ajustes en otros parámetros de diseño. En este contexto, la reducción de las secciones de los elementos estructurales (muros, columnas, vigas y losas) se presenta como una alternativa eficiente para controlar las derivas y aproximarlas a los valores obtenidos inicialmente con $R=3$.

Reducir secciones no solo contribuye a disminuir el peso sísmico, impactando directamente en las fuerzas laterales y las deformaciones relativas, sino que también mejora la redistribución de rigideces y optimiza la interacción entre los elementos confinantes y los muros en el contexto del método de columna ancha. Este proceso se realiza mediante la modificación proporcional de las dimensiones originales de los elementos estructurales, cuyos valores ajustados se resumen en la tabla a continuación.

3.5.1. Valores Ajustados de Secciones

A continuación, se presenta un resumen sobre las nuevas dimensiones propuestas para los elementos estructurales tras la reducción de secciones. Estas dimensiones fueron calculadas considerando los resultados obtenidos en los análisis previos y se anexarán los procedimientos detallados de los factores de ajuste utilizados:

Tabla 70

Resumen de datos de secciones a ajustar.

Elemento	Dimensión Original	Dimensión Ajustada	Observaciones
Muros	Espesor: 14 cm	Espesor: 12 cm	Altura y longitud permanecen iguales (3 m de altura).
Columnas	14 cm x 14 cm Altura: 3 m	12 cm x 12 cm, altura: 3 m	Mantienen la misma altura.
Vigas/Dalas	Peralte: 20 cm Ancho: 14 cm	Peralte: 10 cm, Ancho: 12 cm	-
Losa	Espesor: 20 cm	Espesor: 10 cm	-

Fuente: Autoría propia.

3.5.2. Resultados del Nuevo Modelo

Con las secciones ajustadas, se realizaron nuevos análisis dinámicos y estáticos utilizando el mismo procedimiento establecido en el modelo inicial. Los resultados de estos análisis, junto con las verificaciones normativas, se presentan a continuación para evaluar el impacto de las reducciones de secciones en el desempeño estructural de la edificación.

3.5.2.1. Parámetros Iniciales para el Análisis Sísmicos del nuevo modelado

Tabla 71

Resumen de parámetros iniciales para Análisis Sísmico para el nuevo modelado.

Parámetros iniciales		Valor	
Factor de relación entre Aceleración espectral y el Pico de aceleración máxima	η	1.80	-
Factor de ubicación o zona sísmica	Z	0.5	-
Coeficientes de Amplificación	Fa	0.85	-
	Fd	1.50	-
	Fs	2.0	-
	Periodos limites	To	0.35
Periodo Fundamental de vibración de la estructura	Tc	1.94	seg
	T	0.2108	seg
Aceleración Espectral	Sa	0.765	g
Factor de Importancia	I	1	-
Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas	R	2.13	-
Factor de Regularidad en Planta	Φ_p	1	-
Factor de Regularidad en Elevación	Φ_E	1	-
Peso Sísmico	W	573.41	kN

Fuente: Autoría propia.

3.5.2.2. Resultados del Análisis Estático Lineal

3.5.2.2.1. Coeficiente de Corte Sísmico

$$C = \frac{I * Sa}{R * \Phi_p * \Phi_E}$$

$$C = \frac{1 * 0.765}{2.13 * 1 * 1}$$

$$C = 0.3587$$

3.5.2.2.2. Cortante Basal

$$V = C * W$$

$$V = 0.3587 * 573.41 \text{ kN}$$

$$V = 205.68 \text{ kN}$$

3.5.2.2.3. Fuerzas Laterales por Piso

$$FLx = \frac{Wx + h_x^k}{\sum_{i=1}^n Wx + h_x^k} * V$$

Tabla 72

Fuerzas Laterales por piso para el nuevo modelado.

FUERZAS LATERALES POR PISO					
	Wx (kN)	hx (m)	Wx*hx	V(kN)	FLx (kN)
Losa2	123.27	6	739.62	205.68	72.79
Losa1	450.14	3	1350.42	205.68	132.89
			2090.04		

Fuente: Autoría propia.

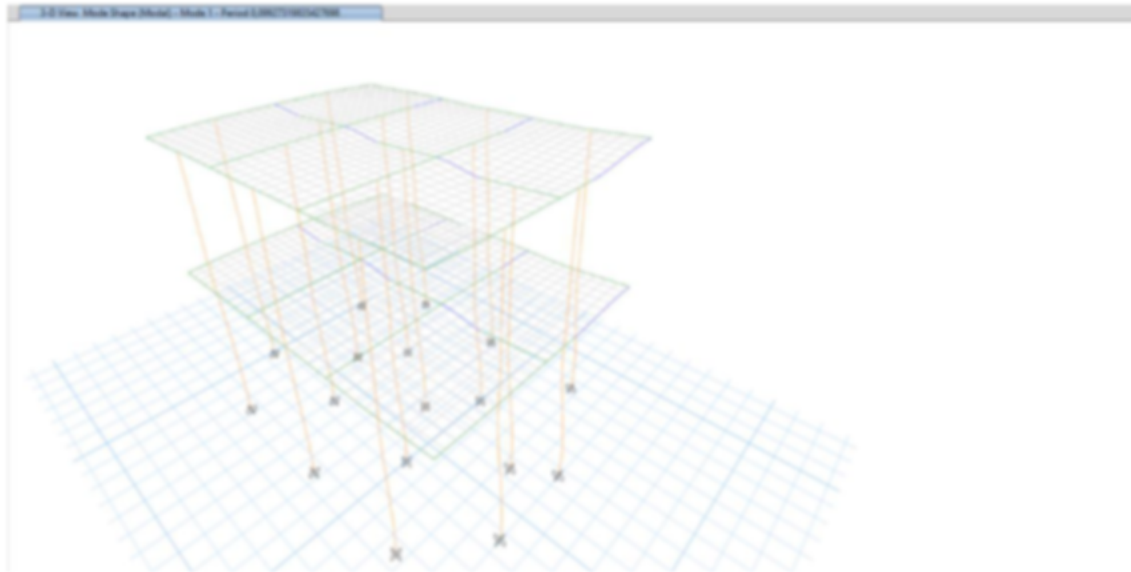
- Fuerza Lateral Piso 1: 132.89 kN
- Fuerza Lateral Piso 2: 72.79 kN

3.5.2.3. Resultados y Verificaciones del Análisis Dinámico Modal en Etabs

3.5.2.3.1. Primer modo de Vibración

Imagen 59

Primer modo de vibración reajustado con nuevo R y nuevo modelado.



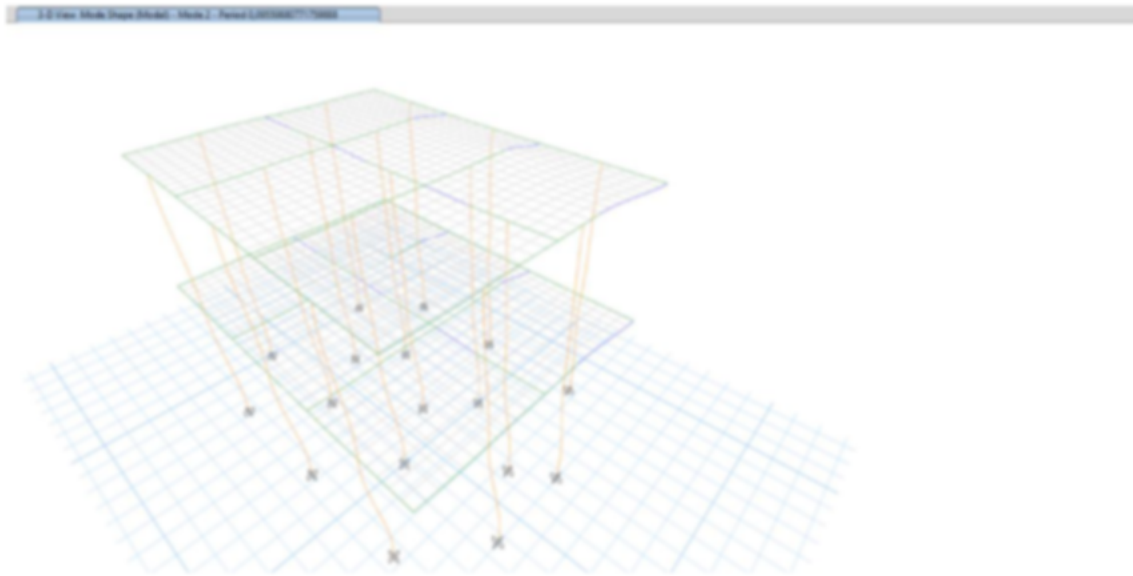
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el primer modo de vibración es igual a 0.0992 seg.

3.5.2.3.2. Segundo modo de Vibración

Imagen 60

Segundo modo de vibración reajustado con nuevo R y nuevo modelado.



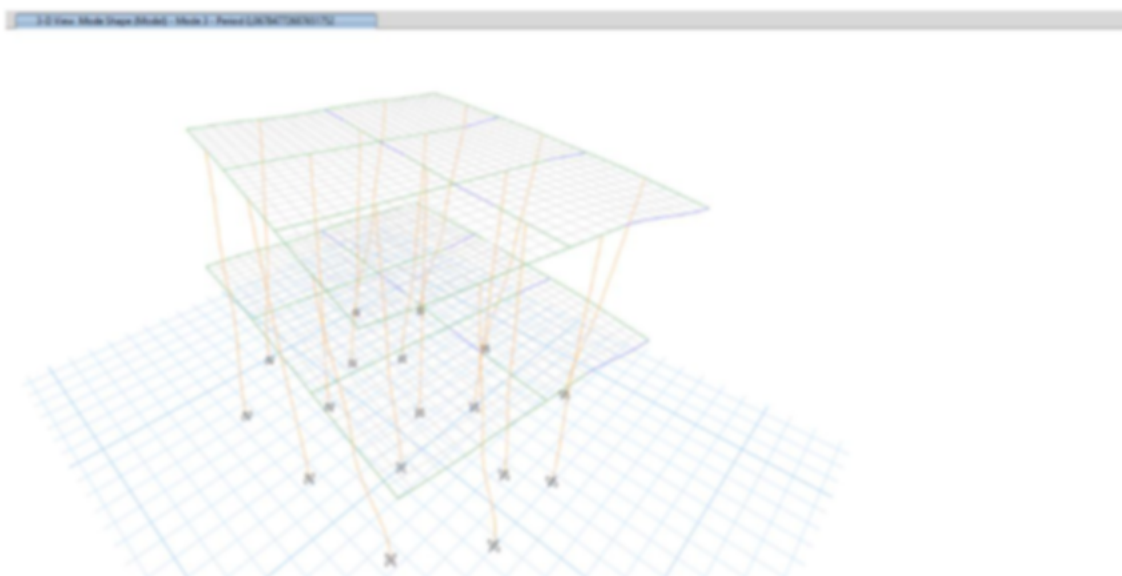
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el segundo modo de vibración es igual a 0.0955 seg.

3.5.2.3.3. Tercer modo de Vibración

Imagen 61

Tercer modo de vibración reajustado con nuevo R y nuevo modelado.



Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, el periodo según el tercer modo de vibración es igual a 0.0678 seg.

3.5.2.3.3.1.1. Verificación del 30% para los Periodos de Vibración

Tabla 73

Verificación de periodos de vibración reajustado con nuevo R y nuevo modelado.

Método	Periodo calculado	Limite máximo permitido para T2	Cumple
Método 1	0.2108 seg		-
Método 2	1er modo	0.27	SÍ
	2do modo		SÍ
	3er modo		SÍ

Fuente: Autoría Propia

3.5.2.3.3.2. Participación Modal de Masas

Imagen 62

Participación Modal de masas en la estructura reajustado con nuevo R en nuevo modelado.

Case	Mode	Period sec	MX	MY	MZ	SumMX	SumMY	SumMZ	MX	MY	MZ	SumMX	SumMY	SumMZ
Modal	1	0.099	0.0378	0.0975	0	0.0378	0.0975	0	0.2184	0.0112	0.0045	0.2184	0.0112	0.0045
Modal	2	0.096	0.0502	0.0431	0	0.0502	0.0407	0	0.0083	0.2240	0.0394	0.2277	0.236	0.0439
Modal	3	0.085	0.0426	0.0036	0	0.0305	0.0412	0	2.003E-05	0.0107	0.005	0.2277	0.2467	0.0409
Modal	4	0.042	3.908E-05	0.0557	0	0.0305	0.0069	0	0.7055	2.003E-06	0.0005	0.0032	0.2467	0.0409
Modal	5	0.039	0.0644	0.311E-06	0	0.005	0.0069	0	0.0062	0.700	0.0026	0.0035	0.0547	0.0119
Modal	6	0.029	0.0027	0.0001	0	0.0077	0.007	0	0.0028	0.0061	0.0360	0.0001	0.0000	0.0000

Fuente: Autoría propia.

Imagen 63

Relación de Participación modal de cargas reajustado con nuevo R en nuevo modelado.

	Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
▶	Modal	Acceleration	UX	100	99,96
	Modal	Acceleration	UY	100	99,97
	Modal	Acceleration	UZ	0	0

Fuente: Autoría propia.

3.5.2.3.4. Verificación del Cortante Basal Dinámico vs Estático

Imagen 64

Reacciones en la base reajustado con nuevo R en nuevo modelado.

Output Case	Case Type	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-m	MY kgf-m	MZ kgf-m
Sismo Estático X	LinStatic	-31670.23	0	0	0	-133140.87	200739.3
Sismo Estático Y	LinStatic	0	-31670.23	0	133140.87	0	-213918.83
SISMO X	LinRespSpec	28248.7	2982.86	0	12084.23	115627.04	171427.46
SISMO Y	LinRespSpec	2982.86	29739.55	0	120940.18	12287.87	200721.71

Fuente: Autoría propia.

3.5.2.3.4.1. Para el sentido en X

$$Vd \geq 80\% + Ve$$

$$115627.04 \geq 80\% + 133140.87$$

$$115627.04 \geq 106512.70$$

3.5.2.3.4.2. Para el sentido en Y

$$Vd \geq 80\% + Ve$$

$$120940.18 \geq 80\% + 133140.87$$

$$120940.18 \geq 106512.70$$

3.5.2.3.4.3. Verificación

Tabla 74

Verificación de Cortante Basal Dinámico vs Cortante Basal Estático reajustado con nuevo R con nuevo modelado.

Sentido	Cortante Basal Dinámico	Cortante Basal Estático	Límite mínimo permitido para Vd	Cumple
X	115627.04	133140.87	106512.70	SÍ
Y	120940.18	133140.87	106512.70	SÍ

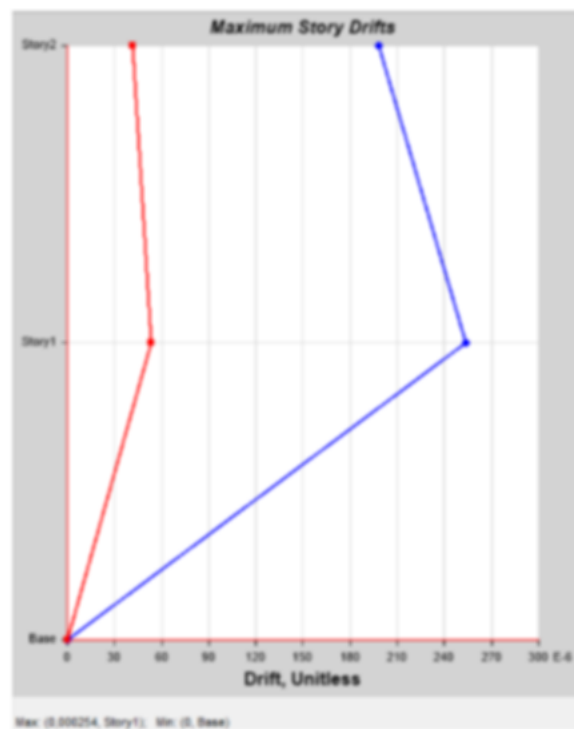
Fuente: Autoría propia.

3.5.2.3.5. Control de Derivas de piso

3.5.2.3.5.1. Deriva Elástica para el Sentido en X

Imagen 65

Deriva elástica para el sentido en X con nuevo R en nuevo modelado.



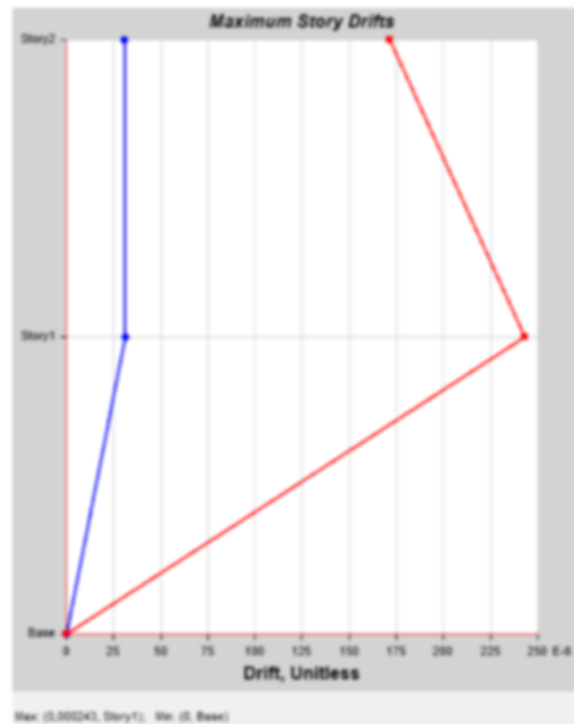
Fuente: Autoría propia.

Por lo tanto, la deriva elástica para el sentido en X es de 0.000254

3.5.2.3.5.2. Deriva Elástica para el Sentido en Y

Imagen 66

Deriva elástica para el sentido en Y con nuevo R en nuevo modelado.



Fuente: Autoría propia.

3.5.2.3.5.3. Verificación de Deriva Máxima Inelástica

Tabla 75

Verificación de Derivas Máximas Inelásticas con nuevo R en nuevo modelado.

Sentido	Deriva Máxima Inelástica	Porcentual	Deriva Máxima Inelástica normativa	Cumple
X	0.000405	0.0405 %	1.0%	SÍ
Y	0.000388	0.0388 %	1.0%	SÍ

Fuente: Autoría propia.

3.6.Comparativa General entre Modelos

Tabla 76

Resumen comparativo entre modelos y ajustes del factor R.

Parámetro		R=3		R=2.13		R=2.13 (Secciones reducidas)							
Análisis Estático Lineal	Coeficiente de Corte Sísmico (C)		0.255		0.3587		0.3587						
	Cortante Basal (V)		225.72 kN		317.49 kN		205.68 kN						
	Fuerzas Laterales por Piso (FLx)	P2	99.46 kN		139.89 kN		72.79 kN						
		P1	126.27 kN		177.60 kN		132.89 kN						
Análisis Modal Espectral	Periodos	T1	0.1017		0.1017		0.0992						
		T2	0.0992		0.0992		0.0955						
		T3	0.0689		0.0689		0.0678						
	Cortante Basal Dinámico (Vd)	X	118580.33 kgf-m	124040.02 kgf-m	167014.55 kgf-m	174704.25 kgf-m	115627.04 kgf-m	120940.18 kgf-m					
		Y	136835.71 kgf-m	136835.71 kgf-m	192482.23 kgf-m	192482.23 kgf-m	133140.87 kgf-m	133140.87 kgf-m					
	Cortante Basal Estático (Ve)	X	136835.71 kgf-m	136835.71 kgf-m	192482.23 kgf-m	192482.23 kgf-m	133140.87 kgf-m	133140.87 kgf-m					
		Y	136835.71 kgf-m	136835.71 kgf-m	192482.23 kgf-m	192482.23 kgf-m	133140.87 kgf-m	133140.87 kgf-m					
Derivas de Piso		X	0.044 %	Y	0.040%	X	0.062%	Y	0.056%	X	0.0405%	Y	0.0388%

Fuente: Autoría propia.

3.7. Análisis Comparativo

La comparación de los tres modelos estructurales (R=3, R=2.13 y R=2.13 con secciones reducidas) permite identificar los efectos del ajuste del factor R y la optimización de las secciones estructurales sobre los parámetros clave del diseño sismorresistente. A continuación, se presenta un análisis detallado de los resultados obtenidos:

3.7.1. Coeficiente de Corte Sísmico y Cortante Basal

Al reducir el valor del factor R de 3 a 2.13, el coeficiente de corte sísmico (C) aumenta, lo que incrementa directamente las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura. Los valores obtenidos fueron los siguientes:

$$C_{R=3} = 0.2550$$

$$C_{R=2.13} = 0.3587$$

Esto genera un aumento en el cortante basal del modelo, dado que:

$$V = C + W$$

$$V_{R=3} = 225.72 \text{ kN}$$

$$V_{R=2.13} = 317.49 \text{ kN}$$

Sin embargo, tras la optimización de secciones (reducción de muros, columnas y vigas), el cortante basal disminuye debido a la reducción del peso sísmico:

$$V_{R=2.13} (\text{Secciones Reducidas}) = 205.68 \text{ kN}$$

Este comportamiento demuestra que ajustar las secciones permite compensar parcialmente el incremento inicial en las fuerzas sísmicas producto de un menor valor de R , al reducir la masa de la estructura.

3.7.2. Fuerzas Laterales por piso

Las fuerzas laterales calculadas para cada piso muestran un comportamiento similar al del cortante basal. Inicialmente, con $R=3$, las fuerzas por piso fueron:

$$P1_{R=3} = 126.27 \text{ kN}$$

$$P2_{R=3} = 99.46 \text{ kN}$$

Al reducir R , estas fuerzas aumentan, lo que podría significar que cuando se diseñe habría que comprobar que las secciones dadas resistan las mismas.

$$P1_{R=2.13} = 177.60 \text{ kN}$$

$$P2_{R=2.13} = 139.89 \text{ kN}$$

Sin embargo, con la optimización de secciones, las fuerzas laterales disminuyen:

$$P1_{R=2.13 \text{ (Secciones Reducidas)}} = 132.89 \text{ kN}$$

$$P2_{R=2.13 \text{ (Secciones Reducidas)}} = 72.79 \text{ kN}$$

Esto refleja cómo la reducción de secciones permite controlar las demandas sísmicas, logrando valores más equilibrados en comparación con el modelo inicial.

3.7.3. *Periodos de Vibración*

Los periodos de vibración presentan ligeras variaciones, indicando cambios en la rigidez global de la estructura. Para el modelo con $R=3$, los periodos principales fueron:

$$T_{1_{R=3}} = 0.1017 \text{ seg}$$

$$T_{2_{R=3}} = 0.0992 \text{ seg}$$

$$T_{3_{R=3}} = 0.0689 \text{ seg}$$

Con la reducción del factor R , estos valores permanecen prácticamente inalterados:

$$T_{1_{R=2.13}} = 0.1017 \text{ seg}$$

$$T_{2_{R=2.13}} = 0.0992 \text{ seg}$$

$$T_{3_{R=2.13}} = 0.0689 \text{ seg}$$

Sin embargo, al ajustar las secciones, los periodos disminuyen ligeramente, reflejando una estructura más rígida:

$$T_{1_{R=2.13 \text{ (Secciones Reducidas)}}} = 0.0992 \text{ seg}$$

$$T_{2_{R=2.13 \text{ (Secciones Reducidas)}}} = 0.0955 \text{ seg}$$

$$T_{3_{R=2.13 \text{ (Secciones Reducidas)}}} = 0.0678 \text{ seg}$$

Esto demuestra que la reducción de secciones no solo optimiza el peso sísmico, sino que también incrementa ligeramente la rigidez global de la estructura.

3.7.4. Cortante Basal Dinámico vs Estático

Se verifica que los valores del cortante basal dinámico cumplen con la normativa NEC, manteniéndose por encima del 80% del cortante basal estático. Los resultados obtenidos son los siguientes:

- Para el modelo R=3

$$Vd = 118580.33kgf - m (X)$$

$$Ve = 136835.71kgf - m (X)$$

- Para el modelo R=2.13

$$Vd = 167014.55kgf - m (X)$$

$$Ve = 192482.23kgf - m (X)$$

- Para el modelo R=2.13 con secciones reducidas

$$Vd = 115627.04kgf - m (X)$$

$$Ve = 133140.87kgf - m (X)$$

El cumplimiento normativo demuestra la validez de los modelos y confirma que los ajustes realizados no comprometen la precisión de los resultados.

3.7.5. Derivas de Piso

Las derivas de piso son uno de los parámetros más relevantes, ya que determinan la estabilidad y desempeño de la estructura.

Los valores iniciales para $R=3$ fueron:

$$\Delta_{R=3} = 0.044\% (X)$$

$$\Delta_{R=3} = 0.040\% (Y)$$

Al reducir R , las derivas incrementaron:

$$\Delta_{R=2.13} = 0.062\% (X)$$

$$\Delta_{R=2.13} = 0.056\% (Y)$$

Sin embargo, tras la optimización de secciones, las derivas se reducen significativamente, acercándose a los valores originales:

$$\Delta_{R=2.13 (Secciones Reducidas)} = 0.040\% (X)$$

$$\Delta_{R=2.13 (Secciones Reducidas)} = 0.038\% (Y)$$

Este resultado confirma que la reducción de secciones permite controlar las derivas, logrando un desempeño estructural comparable al modelo original

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

En este apartado se presentan las conclusiones derivadas del análisis y los resultados obtenidos a lo largo del presente estudio sobre el ajuste del Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas (R) para estructuras de mampostería confinada de dos pisos. Las conclusiones se basan en el análisis comparativo entre los tres modelos evaluados: el modelo inicial con $R=3$, el modelo con $R=2.13$ y el modelo con $R=2.13$ ajustado con secciones reducidas.

1. El ajuste del Factor R incrementa las fuerzas sísmicas de diseño
 - Al reducir el valor del Factor R de 3 a 2.13, se observa un incremento en el coeficiente de corte sísmico (C) y, por consiguiente, en el cortante basal (V) y las fuerzas sísmicas laterales.
 - La relación directa entre el coeficiente C y el cortante basal refleja la sensibilidad del diseño sísmico ante variaciones en el valor de R , como se evidencia en los resultados presentados.
2. El incremento del cortante basal no compromete el desempeño estructural
 - Aunque las fuerzas sísmicas aumentaron con $R=2.13$, las derivas de piso y las demandas estructurales permanecen dentro de límites normativos. Este comportamiento valida la capacidad de la mampostería confinada para disipar energía incluso bajo cargas sísmicas mayores.
3. La optimización de secciones compensa las demandas incrementadas

- La reducción de las secciones de muros, columnas, vigas y losas permitió disminuir el peso sísmico total de la estructura, logrando así un cortante basal menor.
 - Este ajuste también redujo las derivas de piso, acercándolas a los valores iniciales con $R=3$.
4. El ajuste del Factor R ofrece un margen de optimización estructural
- El incremento en las derivas observado al reducir R proporciona un margen de maniobra que puede ser aprovechado para optimizar otros parámetros, como las secciones estructurales.
 - La reducción de secciones no solo permite controlar las derivas, sino que también optimiza el uso de materiales y puede traducirse en beneficios económicos durante el proceso constructivo.
5. El análisis dinámico y las verificaciones confirman el cumplimiento normativo
- Los resultados del análisis dinámico verifican que el cortante basal dinámico cumple con la normativa NEC, al mantenerse por encima del 80% del cortante basal estático.
 - Las participaciones modales de masa también cumplen con el requisito del 90%, validando la precisión del modelo.

4.2.Recomendaciones

1. Implementación de ajustes del Factor R para mampostería confinada:
 - Se recomienda reevaluar el valor $R=3$ asignado por la NEC para estructuras de mampostería confinada, considerando el comportamiento estructural real observado en este estudio.
 - Valores ajustados de R , como $R=2.13$, pueden proporcionar un diseño más representativo y eficiente sin comprometer el desempeño sísmico.
2. Optimización de secciones estructurales como estrategia complementaria
 - Ante el incremento de demandas sísmicas por un menor valor de R , la reducción de secciones estructurales (muros, columnas y vigas) resulta una alternativa viable para controlar derivas y optimizar recursos constructivos.
 - Este enfoque puede ser aplicado especialmente en edificaciones de baja altura donde la mampostería confinada es predominante.
3. Realización de estudios experimentales adicionales
 - Para validar de manera más precisa los valores de ductilidad, sobre resistencia y redundancia en estructuras de mampostería confinada, se recomienda realizar ensayos experimentales a escala real que complementen los resultados numéricos obtenidos.
4. Aplicación del análisis dinámico en normativas locales

- Se recomienda fomentar la implementación del análisis dinámico modal espectral en proyectos de mampostería confinada, debido a la precisión y representatividad que ofrece frente al análisis estático lineal.

5. Consideración de otros parámetros en futuros estudios

- En investigaciones futuras, se podría analizar el impacto de otros parámetros, como la irregularidad estructural y la disipación adicional de energía, en el ajuste del factor R .

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. (2008). Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Quito: Editorial Técnica.
- Aguiar, R. (2010). Métodos para la estimación del factor de reducción de fuerzas sísmicas en estructuras. Quito: Editorial Técnica.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez, M. (2016). Análisis de la resistencia lateral de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS. *Revista de Ingeniería Estructural*, 42(1), 33-45.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). (2022). *ASCE 7-22: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA.
- Bejarano, M. T., & Danny, N. (2018). Estudio comparativo del diseño elástico versus diseño con factor de reducción de la respuesta elástica. *Revista de Ingeniería Estructural*, 36(4), 78-89.
- Blanco, G. M., Burón, C. L., & Salas, Z. P. (2018). Estimación del factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificaciones aporricadas de hormigón armado. *Revista de Ingeniería Estructural*, 35(3), 45-59.
- Cajamarca-Zúñiga, 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 = Definición de la vivienda característica de mampostería para evaluación de vulnerabilidad sísmica en el Centro Histórico de Cuenca, Ecuador. *Advances in Building Education*, 22(1), 33-42.
- Cárdenas, P., & Aníbal, H. (2016). Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad

de Quito.

Carro, A.N., & García, A.S. (2011). COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA EN ESCALA REDUCIDA CON DUCTILIDAD LOCAL ÓPTIMA. *Ingeniería*, 21, 13-28.

Comité Europeo de Normalización (CEN). (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. Brussels, Belgium.

Deulofeu, E. R., & Díaz, Y. P. (2008). Comportamiento estructural de edificios de viviendas de mampostería reforzada en zonas de alta peligrosidad sísmica. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 18(4), 99-113.

Espinoza, D. A., & Gilmore, A. T. (2002). Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 18(2), 87-102.

García, P., Barrionuevo, R., Villegas, C., Moromi, I., & Carvajal, G. (2018). Consolidación de material de construcción por proceso de biomineralización. *Revista TECNIA*, 28(3), 45-59.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC). (2010). *Norma Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá, Colombia.

Macías, J. A., Coox, F. M., Ponce, A. N., Párraga, W. E., & Alcívar, M. S. (2019). Determinación de la resistencia a la compresión de bloques, utilizando para su construcción, una mezcla de cemento, arena y triturados de ladrillos artesanales. *Revista de Investigaciones en Energía, Medio Ambiente y Tecnología (RIEMAT)*, 11(2), 23-34.

Medrano Sánchez, G. L., Llanos Marin, R. D., & Guillén Sheen, T. E. (2023). *Physical and mechanical properties of handmade brick with natural aggregate containing iron*

- particles*. En *21st LACCEI International Multi-Conference for Engineering, Education, and Technology: Leadership in Education and Innovation in Engineering in the Framework of Global Transformations: Integration and Alliances for Integral Development*. Buenos Aires, Argentina. <https://doi.org/10.18687/LACCEI2023.1.1.970>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS). Registro Oficial Año II, Nro. 319.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC): Mampostería Estructural (NEC-SE-MP). Registro Oficial Año II, Nro. 319.
- Montalvo, Lorenzo & Molina Narváez, Nguyen. (2021). Análisis de la resistencia a la compresión de bloques de concreto usados en la construcción de viviendas en la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas. *Revista Espacio I+D Innovación más Desarrollo*. XI. 34-47. 10.31644/IMASD.29.2022.a03.
- NCH433. (2012). *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización de Chile.
- NTCDS. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México, México.
- Pisco, G., & Magno, L. (2015). Revisión de diseños de pórticos de hormigón armado según la norma NEC 2015 considerando la aportación de la resistencia de las paredes mampostería. *Revista Técnica de Ingeniería Estructural*, 38(3), 45-56.
- Rodríguez, L., & Burón, C. L. (2016). Algunos comentarios con relación a la nueva propuesta de Norma Sismorresistente. *Revista de Ingeniería Estructural*, 28(2), 35-45.
- Rovello, P., & Andrea, V. (2014). Verificación del factor de reducción sísmico R, para el análisis

inelástico de estructuras de hormigón armado de acuerdo al NEC-11. *Revista de Ingeniería Civil*, 22(3), 56-70.

Sánchez, S. G., Arroyo, R., & Jerez, S. (2010). Modelo de un grado de libertad para evaluar la curva carga lateral-distorsión en muros de mampostería confinada. *Ingeniería Estructural Aplicada*, 12(1), 22-33.

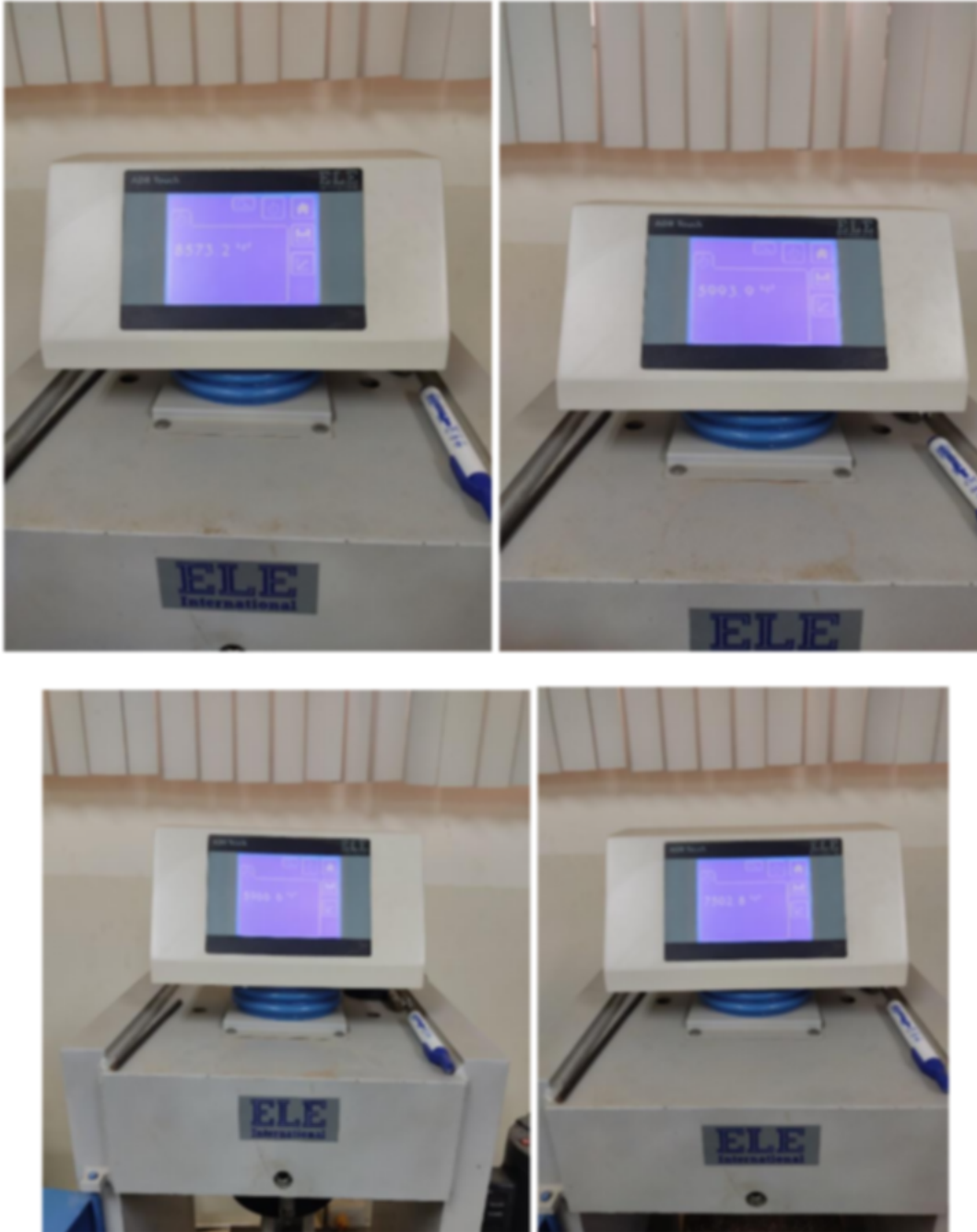
Vielma, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista Internacional de Ingeniería Sísmica*, 24(2), 14-29.

Vielma, J.C., Barbat, H.A., & Martínez, S.H. (2007). Comparación entre los factores de reducción de respuesta de la norma NCSE-02 y del Eurocódigo 8. *Hormigón y Acero*, 79-95.

Vielma, J.C., Barbat, H.A., & Martínez, S.H. (2007). Factores de reducción de respuesta en la norma NCSE-02 y el EC-8.

ANEXOS

Anexo 1: Ensayos de compresión en ladrillos y bloques







LABORATORIO HORMIGÓN, SUELOS Y MATERIALES "BOLIVAR ORTIZ LOGROÑO"

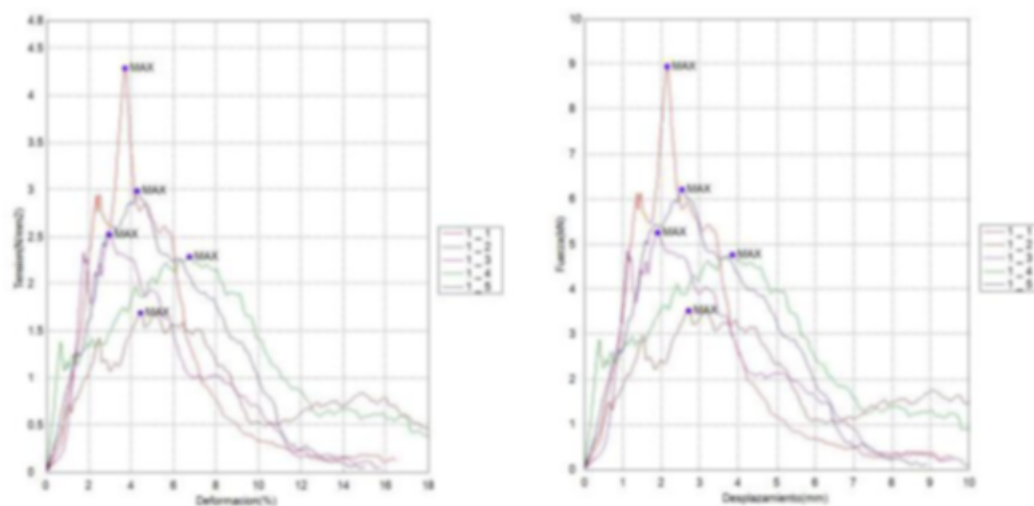
Nombre de producto		Nombre de metodo de ensayo	TestL-Compresion Cilindros Roca Normado.xmux
Operador	Ing. Javier Bravo	Fecha de informe	9/25/2024
Fecha de ensayo	9/25/2024	Temperatura	20°C
Modo de Ensayo	Sencillo	Tipo de ensayo	Compresion
Velocidad	1N/mm2/sec	Forma	Cilindrica
N°de partidas:	1	N°de muestras:	5

Parametros y Resultados

Nombre de muestra	Diametro	Altura
Unidad	mm	mm
1_1	51.5000	58.0000
1_2	51.5000	61.0000
1_3	51.5000	63.8000
1_4	51.5000	57.0000
1_5	51.5000	59.3000

Nombre Parametros	Max. Fuerza Calc. at Entre Areas	Max. Tension Calc. at Entre Areas	Max. Desplazamiento Calc. at Entre Areas	Max. Deformacion Calc. at Entre Areas
Unidad	kN	N/mm2	mm	%
1_1	8.94078	4.29211	2.15038	3.70754
1_2	3.51763	1.68867	2.70450	4.43361
1_3	5.25125	2.52092	1.90350	2.98354
1_4	4.75764	2.28396	3.84475	6.74518
1_5	6.21605	2.98408	2.53800	4.27993
Media	5.73667	2.75395	2.62823	4.42996
Desviacion Estandar	2.03804	0.97838	0.74958	1.41393
Rango	5.42315	2.60344	1.94125	3.76164

Graficos



Anexo 2: Factores de Ajuste para nuevas secciones reducidas.

NUMERO DE MURO	Largo	Espesor	Area transversal (Atr)	2	3	Constante de Torsion Saint Venant (J)	2	3
				Area de cortante en la dirección paralela al muro (Av1)	Area de cortante en el sentido transversal (Av2)		Momento de inercia respecto al eje paralelo al muro (Iy)	Momento de inercia respecto al eje centroidal transversal de la sección (Ix)
1	3	0,12	1,085708	0,918038	1,085708	1	1,085708	1,232494
2	1	0,12	1,257124	0,773882	1,257124	1	1,257124	1,563036
3	3	0,12	1,085708	0,918038	1,085708	1	1,085708	1,232494
4	2	0,12	1,128562	0,879687	1,128562	1	1,128562	1,331102
5	3	0,12	1,085708	0,918038	1,085708	1	1,085708	1,232494
6	2	0,12	1,128562	0,879687	1,128562	1	1,128562	1,331102
7	3,14	0,12	1,163773	0,918558	1,163773	1	1,163773	1,454723
8	3	0,12	1,085708	0,918038	1,085708	1	1,085708	1,232494
1	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295
2	1,5	0,12	1,171416	0,842942	1,171416	1	1,171416	1,418692
3	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295
4	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295
5	1,5	0,12	1,171416	0,842942	1,171416	1	1,171416	1,418692
6	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295
7	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295
8	1,5	0,12	1,171416	0,842942	1,171416	1	1,171416	1,418692
9	2,5	0,12	1,102849	0,902498	1,102849	1	1,102849	1,273295