

Área de Conocimiento Arquitectura y Construcción

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA VS MAMPOSTERÍA REFORZADA ANTE CARGAS SÍSMICAS LATERALES EN LA CIUDAD DE MANAGUA”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Armando Josué
Gallo Núñez
Carnet: 2018-0651U

Br. María Isabela
Flores Montoya
Carnet: 2018-0786U

Tutor:

MSc. Ing. Luis Manuel
Padilla Larios

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a Dios por darme sabiduría y paciencia en los momentos más difíciles de este proceso, por darme la fortaleza de llevar a cabo cada uno de mis proyectos hasta hoy en día.

A mi familia, especialmente a mis padres, hermanas y mi pareja, por ser un pilar fundamental en mi vida. Su apoyo incondicional, comprensión y palabras de aliento fueron esenciales para culminar con éxito esta etapa. Extiendo también mi gratitud a mi fiel mascota, el que me ha acompañado en la mayoría de noches de desvelos y frustraciones.

A nuestro tutor, Msc. Ing. Luis Manuel Padilla Larios, quien ha sido un ejemplo a seguir para nosotros desde la universidad, agradezco haber sido su alumna por su destacada forma de enseñar con mucha paciencia y desde el amor a su profesión, los conocimientos compartidos en cada clase y reunión, nos ha permitido lograr culminar esta tesis.

A cada uno de mis amigos de la universidad y mi compañero de tesis, quien ha sido parte de esta larga trayectoria, encontrando una solución a cada problema.

Finalmente, agradezco a la Universidad Nacional de Ingeniería, por darme la oportunidad de haber cursado esta carrera rodeada de grandes profesionales.

Br. María Isabela Flores Montoya

En primer lugar, quiero agradecer a mi abuela Aura que siempre me apoyo en mis estudios y que a pesar de sus dificultades de salud siempre estuvo con la gran disposición de que alcanzara mis metas.

A mis padres que me bancaron y apoyaron durante toda mi carrera universitaria y siempre dándome ánimos de seguir adelante.

A mis profesores, por inspirarme y motivarme constantemente con su pasión y dedicación dedicando tiempo a enseñar.

La facultad me dio la oportunidad de conocer y rodearme de grandes personas. Puedo asegurar con gran certeza su gran sentido del compañerismo y amistad, en especial a Isabela, Marlon, Emilio y Enoc compañeros con los que siempre colabore.

Br. Armando Josué Gallo Núñez

RESUMEN DEL TEMA

Este trabajo monográfico tiene como objetivo realizar un análisis comparativo del comportamiento de muros de mampostería confinada y mampostería reforzada bajo cargas sísmicas laterales, ubicados en la ciudad de Managua, utilizando el software ETABS y un análisis dinámico lineal mediante el método modal espectral. En particular, se analizaron y contrastaron los efectos de las cargas sísmicas laterales sobre muros de mampostería confinada y muros de mampostería reforzada, con el fin de evaluar sus diferencias en cuanto a respuesta estructural.

Para ello, se analizaron las estructuras utilizando el análisis dinámico modal espectral conforme los lineamientos de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSRM 2022), empleando el software ETABS como herramienta principal para la obtención y comparación de distintos parámetros de respuesta estructural. Los parámetros considerados en la comparación incluyeron el desplazamientos máximos y distorsiones, períodos, distorsiones máximas por nivel, cortante basal dinámico y resistencias de diseño, entre otros.

Una vez establecida la máxima demanda sísmica que podría actuar sobre la estructura y luego de obtener los esfuerzos con el software ETABS, se procedió al diseño de ambos sistemas estructurales, mediante la selección del muro más crítico en cada modelo. El análisis se realizó para una edificación habitacional de dos niveles, cuya configuración principal está basada en muros de mampostería. En este proceso, se diseñó primero la estructura utilizando un modelo de muro de mampostería confinada y, posteriormente, se realizó un diseño equivalente utilizando otro muro de mampostería reforzada.

El modelo estructural empleado en este análisis corresponde a una edificación de dos niveles, ubicada en la ciudad de Managua. La estructura tiene una altura total de 6.4 metros y una planta cuadrada de 8.2 m x 8.2 m (67.24 m²).

Este trabajo ofrece una evaluación detallada del comportamiento dinámico de ambos sistemas de mampostería, permitiendo identificar ventajas, limitaciones y

diferencias clave entre la mampostería confinada y la reforzada en condiciones sísmicas.

Para cumplir con los objetivos planteados en este trabajo monográfico y contribuir con la fácil comprensión de los resultados obtenidos, se dividió el trabajo en cuatro capítulos y, cada uno muestra el proceso llevado a cabo para la realización del trabajo.

El primer capítulo aborda las generalidades del tema en las que se incluyen introducción, antecedentes, justificación y objetivos. El capítulo dos es el marco teórico e introduce los conceptos fundamentales de la mampostería confinada y reforzada, incluyendo parámetros y ecuaciones de diseños de muros de mampostería siguiendo la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería (MP-001) como norma principal, y la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC, 2023), como norma adicional. El tercer capítulo contiene el análisis estructural y sísmico, características del modelo estructural y normativas aplicadas, el análisis sísmico lineal con el método modal espectral, diseño de muros de mampostería, comparación de resultados y procedimiento en el software ETABS. Finalmente, en el capítulo cuatro se brindan conclusiones y recomendación.

INDICE

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCION	1
1.2 ANTECEDENTES	4
1.3 JUSTIFICACION	7
1.4 OBJETIVOS	9
1.4.1 Objetivo general	9
1.4.2 Objetivos específicos	9
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	10
2.1 Mampostería	10
2.1.1 Principales componentes de la mampostería	12
2.1.2 Valores de diseño de la mampostería	16
2.1.3 Muros	17
2.1.4 Modos de falla de un muro de mampostería.	18
2.2 Sistemas estructurales de mampostería	19
2.2.1 Mampostería Confinada	20
2.2.2 Mampostería Reforzada	23
2.3 Mampostería reforzada y mampostería confinada: una comparación según Meli (2011).....	26
2.4 Ecuaciones de diseño de muros de mampostería (NTC, 2023).....	27
2.4.1 Resistencia a la Compresión de Muros Confinados y Reforzados.....	27
2.4.2 Resistencia a la flexo-compresión en el plano del muro	30
2.4.3 Resistencia a cargas laterales.....	31
2.5 Rigidez.....	37
2.6 Centros de Masa, Cortante y Torsión.....	38
2.7 Espectro.....	38

2.7.1	Espectro de respuesta elástica	40
2.7.2	Espectro de respuesta inelástica.....	40
2.7.3	Espectro de diseño	42
2.7.4	Distinción entre los espectros de respuesta y de diseño	43
2.8	Metodologías para el Análisis Estructural Sísmico	44
2.8.1	Métodos de Análisis Sísmicos Lineales.....	45
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		58
3.1	Análisis Estructural.....	58
3.1.1	Descripción del modelo	58
3.1.2	Plantas y elevaciones de la estructura.....	60
3.1.3	Descripción de los materiales	66
3.1.4	Cargas actuantes en el edificio.....	67
3.1.5	Revisión de excentricidad estática de la estructura.	77
3.2	Análisis sísmico lineal: Método Modal Espectral	81
3.2.1	Clasificación de la estructura y de la amenaza sísmica	81
3.2.2	Parámetros sísmicos	86
3.2.3	Parámetros Dinámicos	93
3.3	Parámetros estructurales y sísmicos para Mampostería Confinada	98
3.3.1	Tipos de Irregularidades.....	98
3.3.2	Determinación de espectros elástico y reducido.....	101
3.3.3	Masas y pesos por nivel.....	104
3.3.4	Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas 105	
3.3.5	Corrección del Cortante Dinámico.....	106
3.3.6	Desplazamientos Máximos.....	108
3.3.7	Derivas y distorsiones máximas permitidas.....	108
3.4	Parámetros estructurales y sísmicos para Mampostería Reforzada.....	110

3.4.1	Tipos de Irregularidades.....	110
3.4.2	Determinación de espectro elástico y reducido	113
3.4.3	Masas y pesos por nivel.....	117
3.4.4	Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas 117	
3.4.5	Corrección del Cortante Dinámico.....	119
3.4.6	Desplazamientos máximos.....	120
3.4.7	Derivas y distorsiones máximas permitidas.....	121
3.5	Configuración inicial del modelo y procedimiento en ETABS	122
3.5.1	Definición de grupos.....	123
3.5.2	Definición de niveles (Story Data)	124
3.5.3	Definición de grids (Grid System).....	124
3.5.4	Propiedades de Materiales y Secciones.....	124
3.5.5	Secciones de muros (Shell Sections).....	126
3.5.6	Modelado de Elementos Estructurales	128
3.5.7	Asignación de Cargas	130
3.5.8	Fuerzas sísmicas dinámicas	139
3.5.9	Chequeo del modelo	145
3.6	Diseño de muros de mampostería	146
3.6.1	Diseño de muro de mampostería confinada	146
3.6.2	Diseño de muro de mampostería reforzada.....	150
3.7	Comparación de resultados	156
3.7.1	Gráficas de resultados obtenidos	159
	CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	163
	CONCLUSIONES	163
	RECOMENDACIONES	165
	BIBLIOGRAFÍA	167

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Muro estructural.....	10
Figura 2.2: Viga.....	11
Figura 2.3: Columna.....	11
Figura 2.4: Principales tipos de bloques.....	12
Figura 2.5: Modos de falla en muros de mampostería.....	19
Figura 2.6: Mampostería Estructural.....	20
Figura 2.7: Mampostería Confinada.....	21
Figura 2.8: Detalle típico de muro de Mampostería Confinada.....	22
Figura 2.9: Requisitos para Mampostería Confinada.....	22
Figura 2.10: Refuerzo en el perímetro de aberturas.....	23
Figura 2.11: Mampostería Reforzada.....	23
Figura 2.12: Detalle típico de muro de Mampostería Reforzada.....	24
Figura 2.13: Requisitos para Mampostería Reforzada.....	25
Figura 2.14: Conectores entre muros sin traslape de piezas.....	25
Figura 2.15: Tecnologías de construcción de mampostería.....	27
Figura 2.16: Excentricidad de la carga vertical en muros extremos.....	28
Figura 2.17: Flexo-compresión en el plano del muro.....	30
Figura 2.18: Rigidez de un muro de mampostería.....	37
Figura 2.19: Procedimiento de construcción de un espectro de respuesta.....	39
Figura 2.20: Formas modales y periodos naturales de vibrar.....	47
Figura 3.1: Vista 3D del modelo en ETABS.....	59
Figura 3.2: Vista en planta nivel 2.....	59
Figura 3.3: Plano de planta de la estructura.....	60
Figura 3.4: Planos de elevación de la estructura.....	62
Figura 3.5: Zonificación sísmica de Nicaragua.....	86
Figura 3.6: Mapa de Isoaceleraciones Nicaragua.....	87
Figura 3.7: Ecuaciones para determinar el espectro de respuesta elástico.....	92
Figura 3.8: Ecuaciones para determinar el coeficiente sísmico de la estructura.....	96
Figura 3.9: Resultados de espectros de diseño elástico y reducido para Mampostería Confinada.....	104
Figura 3.10: Resultados de espectros de diseño elástico y reducido para Mampostería Reforzada.....	116

Figura 3.11: Definición de grupos	123
Figura 3.12: Definición de niveles.....	124
Figura 3.13: Definición de grids	124
Figura 3.14: Definición de materiales	125
Figura 3.15: Propiedades de los materiales.....	126
Figura 3.16: Datos de propiedades de muros de mampostería confinada	127
Figura 3.17: Datos de propiedades de muros de mampostería reforzada.....	128
Figura 3.18: Esquema del modelado	129
Figura 3.19: Datos de propiedad de losa	129
Figura 3.20: Datos de diafragma	130
Figura 3.21: Patrones de carga	130
Figura 3.22: Cargas distribuidas en los elementos	132
Figura 3.23: Cargas distribuidas en los elementos	132
Figura 3.24: Combinaciones de carga	133
Figura 3.25: Patrones de carga para Y	134
Figura 3.26: Patrones de carga para X.....	134
Figura 3.27: Casos de carga	135
Figura 3.28: Caso de carga muerta	135
Figura 3.29: Caso de carga viva	136
Figura 3.30: Caso de Sobrecarga Muerta.....	136
Figura 3.31: Ventana de datos de masa	137
Figura 3.32: Datos de casos de carga para X.....	138
Figura 3.33: Datos de casos de carga para Y.....	138
Figura 3.34: Definición de caso de carga “Modal”. Fuerzas sísmicas dinámicas	140
Figura 3.35: Datos (.txt) para insertar espectro.....	141
Figura 3.36: Definición de espectro de respuesta elástico para mampostería confinada	141
Figura 3.37: Definición de espectro de respuesta reducido para mampostería confinada	142
Figura 3.38: Definición de espectro de respuesta elástico para mampostería reforzada	142
Figura 3.39: Definición de espectro de respuesta reducido para mampostería reforzada	143
Figura 3.40: Definición de caso de carga para sismo en Y	144

Figura 3.41: Definición de caso de carga para sismo en Y	144
Figura 3.42: Verificación del modelo.....	145

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Dimensiones de los muros de ambas mamposterías en planta alta	64
Tabla 3.2: Dimensiones de los muros de ambas mamposterías en planta baja	65
Tabla 3.3: Muros divisorios en planta baja.....	65
Tabla 3.4: Muros divisorios en planta alta.....	66
Tabla 3.5: Peso de vigas de concreto.....	68
Tabla 3.6: Peso de muros de mampostería Planta Alta.	69
Tabla 3.7: Peso de muros de mampostería Planta Baja	70
Tabla 3.8: Peso de Muros divisorios en planta baja.....	70
Tabla 3.9: Peso de muros divisorios en planta alta.....	71
Tabla 3.10: Pesos distribuidos para cielos rasos	72
Tabla 3.11: Pesos distribuidos para cubierta de pisos	73
Tabla 3.12: Pesos de cargas sobreimpuestas por nivel.....	74
Tabla 3.13: Cargas Variables Unitarias Mínimas	75
Tabla 3.14: Cargas Vivas Incidentales.....	75
Tabla 3.15: Peso total de cargas permanente por nivel.	76
Tabla 3.16: Parámetros de Diseño para cálculo del centro de masa	78
Tabla 3.17: Parámetros de Diseño para cálculo del centro de masa	78
Tabla 3.18: Categoría de riesgo de la estructura	82
Tabla 3.19: Factor de importancia de la estructura según categoría de riesgo	82
Tabla 3.20: Categoría de riesgo sísmico	83
Tabla 3.21: Factores de irregularidad en planta.....	84
Tabla 3.22: Factores de irregularidad en elevación	85
Tabla 3.23: Clasificación por tipo de suelo	88
Tabla 3.24: Factores de amplificación vertical por tipo de suelo, Fas.	88
Tabla 3.25: Factor de Ajuste Espectral por Comportamiento de Suelos	89
Tabla 3.26: Tabla de valores de a_0 PGA 475 años	90
Tabla 3.27: Coeficiente para el límite superior aproximado	94
Tabla 3.28: Determinación del coeficiente para el cálculo del período aproximado	95
Tabla 3.29: Determinación de derivas promedio para verificar irregularidad torsional ...	98

Tabla 3.30: Cálculo para determinar irregularidad por piso flexible.....	99
Tabla 3.31: Cálculo para determinar irregularidad por distribución de masas	100
Tabla 3.32: Cálculo para determinar irregularidad por piso débil	101
Tabla 3.33: Parámetros sísmicos para la determinación de espectros de diseño	103
Tabla 3.34: Pesos por nivel	104
Tabla 3.35: Modos de vibración y porcentajes de participación de masas	105
Tabla 3.36: Resultados del cortante dinámico	106
Tabla 3.37: Resultados del cortante dinámico	107
Tabla 3.38: Desplazamientos máximos de la estructura	108
Tabla 3.39: Derivas y distorsiones máximas de la estructura	109
Tabla 3.40: Determinación de derivas promedio para verificar irregularidad torsional .	110
Tabla 3.41: Cálculo para determinar irregularidad por piso flexible.....	111
Tabla 3.42: Cálculo para determinar irregularidad por distribución de masas	112
Tabla 3.43: Cálculo para determinar irregularidad por piso débil	113
Tabla 3.44: Parámetros sísmicos para la determinación de espectros de diseño	115
Tabla 3.45: Pesos por nivel	117
Tabla 3.46: Modos de vibración y porcentajes de participación de masas	117
Tabla 3.47: Resultados del cortante dinámico	119
Tabla 3.48: Resultados del cortante dinámico	120
Tabla 3.49: Desplazamientos máximos de la estructura	120
Tabla 3.50: Derivas y distorsiones máximas de la estructura	122

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCION

El diseño de estructuras sismorresistentes es una prioridad en ciudades como Managua. En este contexto, la mampostería confinada y la mampostería reforzada son dos de los sistemas constructivos más empleados. Ambos sistemas tienen características particulares que los hacen efectivos, pero surge la pregunta sobre cuál de ellos es más adecuado para resistir los sismos de alta intensidad que podrían afectar a la capital. Determinar la capacidad de estos sistemas para resistir fuerzas sísmicas es de vital importancia para garantizar la seguridad de la población y mejorar la calidad de las construcciones en el país.

La mampostería reforzada es un sistema constructivo compuesto por unidades de mampostería unidas mediante mortero y reforzadas internamente con barras o alambres de acero. Este refuerzo aumenta la capacidad de la estructura para soportar cargas sísmicas. Por otro lado, la mampostería confinada consiste en piezas de mampostería rodeadas por un marco de concreto armado, que ofrece mayor rigidez y estabilidad ante las fuerzas laterales provocadas por los sismos. Ambos sistemas son comúnmente utilizados en Managua debido a su accesibilidad y facilidad de producción, por lo que en este trabajo monográfico se evaluó y se determinó cuál sistema proporciona un mejor rendimiento sísmico.

Para llevar a cabo este análisis, fue fundamental la aplicación de las normativas y criterios de diseño que se describen a continuación.

MP 001: La Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería provee requerimientos mínimos necesarios para el análisis y diseño de edificaciones de mampostería. Mediante esta norma se seleccionaron los valores de diseño de la mampostería, específicamente la resistencia de diseño a la compresión axial ($f'm$) y la resistencia de diseño a la compresión diagonal ($v'm$).

Esto resulta especialmente útil en situaciones donde no se dispone de ensayos de prismas de mampostería, ya que la norma proporciona valores basados en estudios previos y condiciones locales en ausencia de estos ensayos, permitiendo garantizar un diseño seguro y confiable de los muros.

NSRM 2022: La Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua establece requisitos mínimos de diseño estructural y constructivo, asegurando que los edificios puedan soportar cargas como peso propio, viento y especialmente frente a riesgos sísmicos, se aplica a todas las construcciones que se construyen en el municipio de Managua.

NTC 2023: Se optó por utilizar las ecuaciones de diseño de la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, ya que, a pesar de que es similar a la norma MP-001, tiene un mayor alcance y exigencia, así como requisitos técnicos más detallados, en comparación con la norma nicaragüense.

Estas normativas fueron esenciales para garantizar que el análisis de los muros de mampostería confinada y reforzada cumpla con los requisitos de seguridad y desempeño estructural.

Para realizar el análisis dinámico lineal, se utilizó el software ETABS, una herramienta avanzada de modelado y análisis estructural basada en el Método de Elementos Finitos (MEF). Este software permitió simular el comportamiento de ambos tipos de muros bajo cargas sísmicas, proporcionando datos precisos sobre su capacidad de resistencia lateral.

El objetivo de este trabajo fue realizar un análisis y diseño comparativo de muros de mampostería confinada y mampostería reforzada, sometidos a cargas sísmicas laterales, en la ciudad de Managua.

Finalmente, se tomaron en cuenta las condiciones sísmicas particulares de la ciudad de Managua, conforme a su clasificación en la zona sísmica Z4, de la norma nicaragüense, a fin de desarrollar una propuesta que considere la aplicación de una edificación residencial en dicha localidad. Esta investigación aporta al conocimiento de estructuras de mampostería, contribuyendo con una metodología para elegir el sistema constructivo más adecuado para resistir cargas laterales provocadas por sismos y, con ello, garantizar una mayor seguridad estructural en futuras edificaciones.

1.2 ANTECEDENTES

Nicaragua, y en particular su región del pacífico, se caracteriza por una alta actividad sísmica debido a su ubicación geográfica. Managua, la capital del país, se encuentra en la zona sísmica Z4, lo que la convierte en una de las áreas más vulnerables a los movimientos telúricos. A lo largo de su historia, la ciudad ha sido golpeada por varios terremotos devastadores, siendo el más significativo el ocurrido en 1972. Este evento, con una magnitud de 6.2 en la escala de ondas superficiales, causó la muerte de aproximadamente 10,000 personas y dejó a más de 250,000 sin hogar. Estos hechos han destacado la importancia de contar con edificaciones que puedan resistir adecuadamente las fuerzas sísmicas, especialmente en zonas con alta densidad poblacional como Managua, que cuenta con alrededor de 306 habitantes por kilómetro cuadrado. (INIDE, 2001)

La mampostería es uno de los materiales de construcción más antiguos, utilizado desde entonces para la construcción de edificios públicos y residenciales. La cultura romana, al desarrollar el mortero hidráulico, contribuyó significativamente al avance de las construcciones de mampostería, lo que permitió erigir estructuras más grandes y resistentes. A lo largo del tiempo, la ingeniería ha desarrollado nuevos sistemas constructivos con el objetivo de mejorar la capacidad de los edificios para resistir sismos. En Nicaragua, los sistemas más utilizados para enfrentar la actividad sísmica son la mampostería confinada y la mampostería reforzada.

Inicialmente, los muros de mampostería se diseñaban únicamente para soportar cargas verticales, sin considerar fuerzas horizontales como las ocasionadas por sismos. Esto condujo a la necesidad de investigar y desarrollar métodos de análisis que incluyan tanto las cargas verticales como las horizontales. Las investigaciones históricas han demostrado que la mampostería confinada ofrece un buen comportamiento frente a los terremotos. Según (Meli, 2011), los primeros estudios sobre la mampostería confinada se realizaron tras el terremoto de Chile en 1939, donde más del 50% de los edificios construidos con este sistema no

sufrieron daños, en contraste con la mampostería no reforzada, que colapsó parcialmente o completamente, dejando un saldo de 30,000 víctimas fatales.

A lo largo de los años, la mampostería confinada ha demostrado un buen desempeño en varios eventos sísmicos, como el terremoto de Lolleo en 1985, el de Maule en 2010 (ambos en Chile), y el terremoto de Pisco en Perú en 2007. En todos estos casos, los edificios de mampostería confinada mostraron un comportamiento superior en comparación con otros tipos de construcción, lo que ha reforzado su reputación como un sistema sismorresistente eficaz.

SMIE, (2012) ha analizado exhaustivamente el comportamiento de la mampostería confinada frente a sismos, tanto antes como después de someter las estructuras a procesos de reparación. A pesar de los buenos resultados obtenidos, los estudios sobre la reparación y modernización sísmica de estos edificios aún son limitados.

Además, investigaciones recientes han comparado diferentes tipos de mampostería. En el año 2020, en el trabajo monográfico de Agenor Dixon y Juan Vicente Parrales, se realizó un análisis comparativo entre muros de mampostería postensada y mampostería reforzada. Su estudio concluyó que la mampostería reforzada ofrece una mayor resistencia ante cargas de corte, mientras que la mampostería postensada presenta un mejor desempeño cuando se evalúa el comportamiento del acero horizontal.

Otra investigación relevante fue realizada en el año 2014, en el trabajo de graduación de Daniela Álvarez y José Manuel Soza, quienes analizaron el desempeño sísmico de edificios con mampostería confinada. Su trabajo destacó la efectividad de este sistema en la disipación de energía y en la estabilidad lateral proporcionada por el marco perimetral de concreto armado, lo que aumenta la resistencia del muro una vez que se han producido grietas.

En este contexto, el presente trabajo monográfico busca contribuir al conocimiento sobre los sistemas constructivos de mampostería confinada y reforzada, mediante el estudio del comportamiento sísmico de ambos tipos de muros en la ciudad de

Managua. Este trabajo determinó cuál de los dos sistemas ofrece una mejor respuesta frente a las cargas sísmicas, para mejorar la seguridad estructural en las edificaciones de la Ciudad de Managua.

1.3 JUSTIFICACION

Nicaragua es un país altamente sísmico donde la presencia de terremotos destructivos para nuestras construcciones, especialmente en la región del pacífico seguirá ocurriendo, por lo tanto, las edificaciones estarán sometidas a cargas laterales procedentes de movimientos sísmicos. Algunos ejemplos de consecuencias destructivas son los terremotos ocurridos en Managua en los años 1931, 1968 y 1972; Costa Pacífica (1992), Masaya (2000), de forma más reciente, los terremotos de Somoto (1953), Puerto Momotombo (2001) y Las Minas (2004).

El sitio de emplazamiento de la vivencia, el diseño estructural y forma de construirla juegan un papel importante en la reducción del impacto de estos fenómenos sísmicos. A partir de esto, se torna importante la necesidad de realizar un estudio y evaluación de dos sistemas constructivos utilizados en la ciudad de Managua, como son la mampostería confinada y mampostería reforzada. Lo anterior con el fin de valorar las ventajas y desventajas de dichos sistemas constructivos, de tal forma que la adecuada construcción de una vivienda, permitirá que un terremoto moderado no produzca el colapso de esta. Actualmente en nuestro país no existe un estudio comparativo de ambos métodos en el que se valore cuál sistema constructivo permite un mejor comportamiento sísmico.

En el año 1972 ocurrió una catástrofe en la ciudad de Managua, un terremoto de magnitud 6.2 en escala de ondas superficiales, en el que colapsaron cientos de edificaciones y dejó un saldo de muertos y heridos considerable. Este movimiento dejó como evidencia la vulnerabilidad de las edificaciones ante movimientos sísmicos, y por ello obligó a las instituciones responsables a dictar reglamentos y códigos para mejorar las infraestructuras en el país, dando lugar al nacimiento de la primera Cartilla de Construcción en julio de 1975, editada por el Ministerio del Distrito Nacional, con el objetivo de contribuir a divulgar conocimientos técnicos elementales para la construcción de edificaciones menores.

Posteriormente, el Ministerio de Construcción y Transporte (MCT) a través de la Dirección General de Vivienda y Urbanismo comenzó a editar diversas versiones de la Cartilla, incluyendo la quinta edición de 1997, haciéndola compatible con el Reglamento Nacional de Construcción vigente a la fecha. Una nueva versión ampliada, llamada “Nueva Cartilla de la Construcción”, fue publicada por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI, 2011), con el propósito de contribuir al mejoramiento de la calidad de edificaciones, y dentro de sus funciones están promover y aprobar el uso de nuevas tecnologías y sistemas constructivos en el diseño y construcción de obras verticales.

Adicionalmente, la NSRM 2022, se encuentra vigente para Managua y la MP-001 del MTI y Sinapred, incluyen disposiciones sobre análisis y diseño para construcciones de mampostería confinada y reforzada.

Nicaragua está cada vez más expuesto a sufrir daños causados por sismos debido al incremento de la frecuencia e intensidad de la actividad sísmica, y a su ubicación en las regiones sísmicamente más activas, situándose sobre dos placas tectónicas: Caribe y Cocos. Por tanto, debemos tener claro que siempre existirán las fallas de las estructuras construidas por el ser humano, sin embargo, podemos reducir sus consecuencias a límites aceptables.

La comparación de ambos sistemas constructivos ayudará a tomar mejores decisiones constructivas y tener en cuenta la seguridad de la población ante este tipo de fenómenos. Se determinó cuál sistema constructivo es el más adecuado para soportar movimientos sísmicos, mediante un análisis dinámico y diseño estructural para evaluar la respuesta sísmica de ambos tipos de mampostería.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Realizar un análisis comparativo del comportamiento de muros de mampostería confinada y mampostería reforzada bajo cargas sísmicas laterales, ubicados en la ciudad de Managua, utilizando el software ETABS y un análisis dinámico lineal mediante el método modal espectral.

1.4.2 Objetivos específicos

- Efectuar un análisis estructural de los muros de mampostería confinada y mampostería reforzada ante cargas sísmicas laterales, utilizando el software ETABS y aplicando la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua.
- Determinar la resistencia de los muros de mampostería confinada y mampostería reforzada frente a cargas laterales, de acuerdo con los requisitos establecidos en la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería (MP-001) y la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC 2023).
- Evaluar el comportamiento estructural de los muros de mampostería confinada y mampostería reforzada, considerando unidades de bloques de concreto ante cargas sísmicas laterales, y clasificar su desempeño según la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua.
- Aplicar el método dinámico modal espectral para el análisis sísmico de una estructura, utilizando como herramienta de soporte el software ETABS, para el modelado y análisis estructural.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

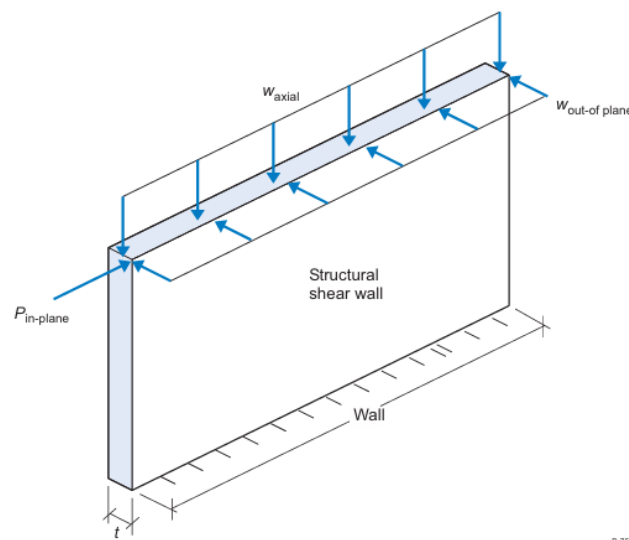
2.1 Mampostería

La mampostería es un sistema tradicional de construcción en donde se erigen muros, colocando manualmente los elementos que lo componen, ya sean ladrillos, bloques o piedras canteras. El desempeño de la mampostería, en particular cuando debe resistir acciones horizontales y verticales simultáneas, puede mejorarse con la inclusión de acero de refuerzo (Tomazevic, 1997).

La mampostería posee tres elementos básicos, los cuales son:

- Muros: Los muros estructurales y de cortante están diseñados para proporcionar estabilidad lateral tanto en el plano como fuera de él.

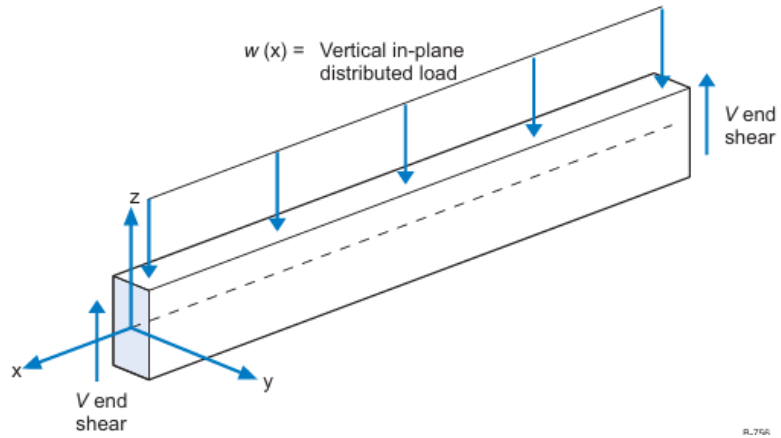
Figura 2.1: Muro estructural



Fuente: (Khatri, 2005)

- Vigas: Las vigas están diseñadas para cargas transversales verticales en flexión.

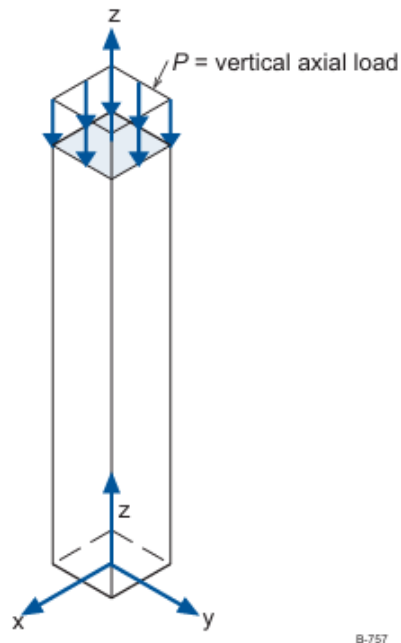
Figura 2.2: Viga



Fuente: (Khatri, 2005)

- Columnas: Estos elementos están diseñados para cargas axiales verticales.

Figura 2.3: Columna



Fuente: (Khatri, 2005)

2.1.1 Principales componentes de la mampostería

Según la MP-001, las especificaciones de la mampostería son las siguientes:

2.1.1.1 Piezas de mampostería (bloque de concreto)

La utilización de bloques portantes de hormigón es fundamental dentro de la mampostería, ya que permite desarrollar diferentes tipos de muros capaces de soportar cargas gravitatorias y de empuje lateral (viento o sismo).

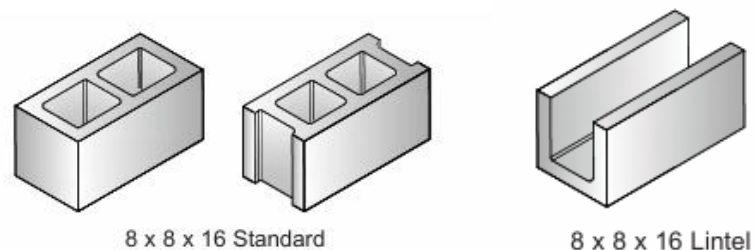
Los bloques huecos de concreto deberán tener una resistencia característica a la compresión sobre el área neta no menor a 108 kg/cm^2 , de acuerdo a la norma.

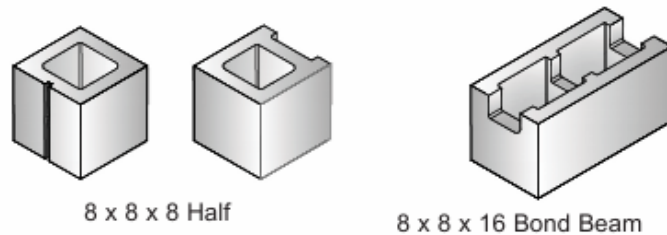
Las piezas de concreto deberán cumplir con las especificaciones establecidas en las normativas nacionales vigentes, las cuales son:

- ASTM C55 (bloque sólido)
- ASTM C90 (bloque hueco portador de carga)
- ASTM C129 (bloque hueco no portador de carga)

Las dimensiones de una unidad de mampostería están definidas como su espesor, su altura y longitud.

Figura 2.4: Principales tipos de bloques





Fuente: (James Amrhein, Max Porter, 2007)

2.1.1.2 Piezas de mampostería (bloque de arcilla)

Los bloques sólidos y huecos de arcilla deberán tener una resistencia característica a la compresión sobre el área neta no menor de 100 kg/cm².

Las piezas de arcilla deberán cumplir con las especificaciones establecidas en las normativas nacionales vigentes, las cuales son:

- ASTM C62 (para bloque sólido).
- ASTM C652 (para bloque hueco).

2.1.1.3 Mortero

El mortero es el elemento que une las unidades de mampostería a través de las juntas verticales y horizontales, en función de su capacidad de adherencia.

El valor mínimo de la resistencia específica a la compresión del mortero, debe corresponder con el de la resistencia a la compresión de la unidad de mampostería utilizada, pero en ningún caso este valor podrá ser menor que 58 kg/cm².

Debe cumplir la norma: ASTM C270

La especificación de mortero de mampostería según ASTM C270 requiere tres opciones:

- El diseñador debe elegir un sistema cementoso. Son posibles tres opciones: mortero de cemento-cal, mortero de mampostería-cemento o mortero de cemento-mortero.
- El proyectista debe elegir un tipo de mortero, básicamente relacionado con la proporción de cemento en el mortero.
- El diseñador debe elegir si la norma ASTM C270 se aplicará por las proporciones de los diferentes ingredientes o por las propiedades del mortero final. La especificación de proporción es la predeterminada y se supone que rige si el diseñador no indica lo contrario

➤ **Tipos de mortero en mampostería y sus características:**

ASTM C270 define, para todos los sistemas cementosos, diferentes tipos de mortero. En general, estos se distinguen por la proporción de cemento en el mortero. Los tipos de mortero de mampostería están designados por ASTM C270 usando las letras M, S, N, O y K, sin embargo, el código (TMS 402, 2016) no incluye los tipos O y K. Los tres tipos de morteros comúnmente usados son los siguientes:

- Tipo M: Alta resistencia a la compresión y a la tracción.
- Tipo S: Fuerza de unión moderada a compresión y tracción.
- Tipo N: Baja fuerza de unión a compresión y tracción.

2.1.1.4 Concreto fluido o grout

Según la MP-001, es una mezcla de alta fluidez compuesta de materiales como cementosos (cal y cemento Portland), agregados y suficiente agua, la cual se coloca dentro de los huecos de la mampostería que se deben llenar

completamente. Este componente es una fase clave en la construcción de mampostería.

Su principal finalidad es lograr que el refuerzo insertado en los huecos trabaje de manera monolítica con la mampostería, se utiliza para llenar espacios en la mampostería, y rodear varillas y anclajes.

Se clasifica en fino y grueso. El concreto fluido fino no contiene agregado grueso y se puede usar en bloques de 10 cm o más de ancho. El concreto fluido grueso contiene agregado fino y grueso y su uso se limita a bloques de 15 cm o más de ancho.

2.1.1.5 Acero de refuerzo

Son varillas de acero que van introducidas en las columnas, vigas, zapatas; con el objetivo de darle una mejor resistencia en su comportamiento.

El acero utilizado como refuerzo para sistemas de mampostería debe cumplir las siguientes normas:

- ASTM A-706, Grado 60 (soldable, de baja aleación).
- ASTM A-615, Grado 40 ó Grado 60.
- ASTM A-496, Grado 70 (alambre corrugado laminado en caliente, para mampostería confinada).
- ASTM A-951, utilizado para refuerzo en juntas. Galvanizado para protección contra corrosión. Controla grietas por contracción.

2.1.2 Valores de diseño de la mampostería

2.1.2.1 Resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$)

Se determina por ensayos según ASTM C-1314 y por tablas predefinidas basadas en morteros de bloques con una resistencia media entre 5-6 MPa.

La MP-001 en su arto. 4.2.3 Unidades de Concreto, expresa que los bloques huecos de concreto deberán tener una resistencia característica a la compresión ($f'u$) no menor a $108\text{kg}/\text{cm}^2$ sobre área neta.

Asimismo, la MP-001 en su sección 5.1.1.1 establece que en ausencia de ensayos de prismas se puede utilizar la siguiente fórmula para determinar resistencia característica a la compresión de la mampostería:

$$f'm = 0.5f'u \leq 45\text{kg}/\text{cm}^2$$

Donde $f'u$ es la compresión del bloque sobre el área neta y $f'm$ es la resistencia a compresión de la mampostería, referida a su área bruta.

2.1.2.2 Módulo de elasticidad

Se ha observado que el módulo de elasticidad secante de la mampostería E_m aumenta de manera lineal con la resistencia a la compresión de la mampostería $f'm$ (SMIE, 2012).

Según la MP-001 para el cálculo de propiedades dinámicas y distribución de carga sísmica el módulo de elasticidad se puede determinar:

$$E_m = 1,000 * f'm$$

2.1.2.3 Módulo de corte

El módulo de corte o de cortante (G_m) es una propiedad muy importante para evaluar la rigidez lateral de los muros. Los resultados experimentales indican que el cociente entre el módulo de cortante y el módulo elástico (G_m/E_m), para la mampostería, varía entre 0.1 para piezas de alta resistencia y 0.3 para piezas más débiles.

Cuando el módulo de cortante no se establece mediante el ensayo por compresión diagonal en muretes, para efectos la norma MP-001, el módulo de corte se puede determinar con la siguiente fórmula:

$$G_m = 0.4E_m$$

2.1.2.4 Resistencia a la compresión diagonal de la mampostería (v'_m)

Cuando la resistencia a la compresión diagonal de la mampostería no ha sido determinada por medio de ensayos de prismas, y tanto las unidades de mampostería como el mortero de junta cumplen con los requisitos especificados en la norma MP-001, la resistencia característica al cortante de la mampostería se puede determinar a partir del valor de la resistencia a compresión de la mampostería.

$$V'_m = 0.8\sqrt{f'_m} \leq 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

2.1.3 Muros

Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de las edificaciones que sirve también para dividir espacios, y a su vez soportar ciertas cargas gravitacionales y laterales. No son en general o necesariamente hechos de

concreto sino de cualquier material que llene estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural.

2.1.4 Modos de falla de un muro de mampostería.

La comprensión de la causa del potencial de agrietamiento permite al ingeniero incorporar procedimientos de diseño apropiadas para su control.

Las causas más comunes de grietas en la mampostería se muestran a continuación:

2.1.4.1 Falla por cortante

El agrietamiento por corte se puede presentar en agrietamientos inclinados a lo largo del muro y se produce cuando los esfuerzos principales exceden la resistencia a la tensión diagonal de la mampostería.

2.1.4.2 Falla por flexión

El agrietamiento se presenta en forma vertical en las esquinas y el centro, luego de haberse alcanzado el esfuerzo resistente del material, causando una deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras, pudiendo presentarse igual en muros esbeltos.

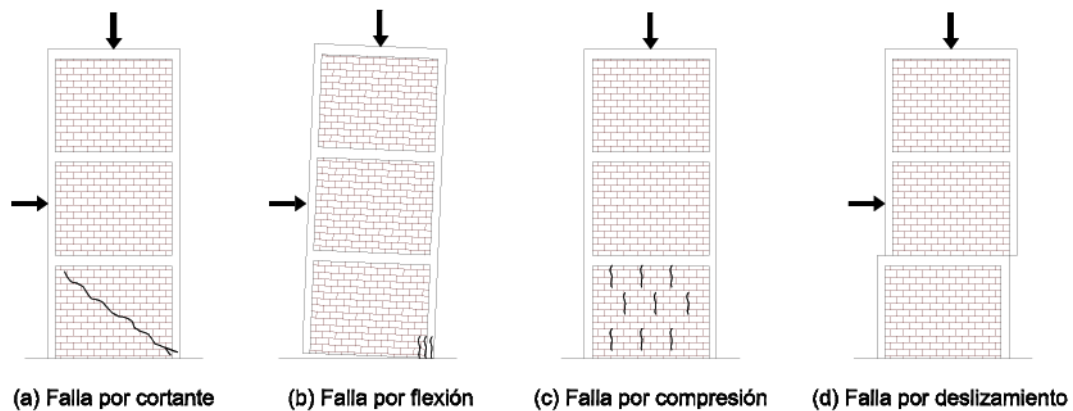
2.1.4.3 Falla por compresión

Existe cuando la carga axial es muy elevada y produce aplastamiento de la mampostería.

2.1.4.4 Falla por deslizamiento

Esta ocurre cuando existe muy poca carga axial y la fuerza cortante lateral excede la adhesión y el cortante resistente a fricción entre el mortero y las piezas de mampostería.

Figura 2.5: Modos de falla en muros de mampostería



Fuente: (Drysdale, Hamid, & Baker, 1994).

2.2 Sistemas estructurales de mampostería

Existen varios tipos de construcción en mampostería; las más usadas en nuestro país son la confinada y la reforzada. Sin embargo, la más común y difundida en nuestro país es la confinada, que usa diferentes materiales para confinar al muro de mampuesto, ya fueren vigas y columnas de concreto reforzado, madera o acero. Por otro lado, la mampostería reforzada, cada vez más en uso en nuestro medio, lleva el refuerzo dentro de los hoyos de los bloques y son, principalmente, varillas de acero corrugadas dispuestas vertical y horizontalmente.

Figura 2.6: Mampostería Estructural



Fuente: (Flores, 2018)

2.2.1 Mampostería Confinada

De acuerdo a la MP-001, la mampostería confinada es un sistema constructivo para resistir cargas laterales en el cual, la mampostería está confinada por elementos de amarre de concreto reforzado. Los bloques de mampostería constituyen el alma de un diafragma y los elementos de amarre los patines.

La mampostería confinada es uno de los sistemas constructivos más utilizado, el cual consiste en rodear perimetralmente al muro de carga con elementos de concreto reforzado (vigas y columnas) con el fin de proporcionarle confinamiento.

Tradicionalmente, la mampostería confinada se aplica con mayor facilidad. Sin embargo, actualmente se han desarrollado sistemas y piezas diseñadas exclusivamente para mampostería de refuerzo interior.

Debe tomarse en cuenta que el tipo de bloque que se utiliza para mampostería confinada es totalmente distinto del que se ocupa en la mampostería reforzada, es más, en mampostería reforzada se tiene que usar un conjunto de bloques de

diferentes estilos y dimensiones, con una función distinta cada uno, pero en conjuntos conforman una sola estructura.

Figura 2.7: Mampostería Confinada

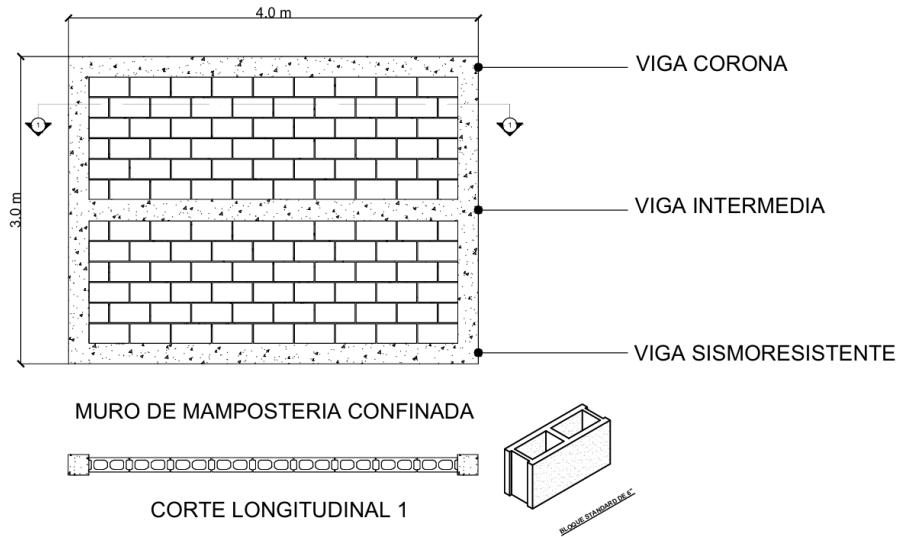


Fuente: (Flores, 2018)

Valores mínimos en mampostería confinada

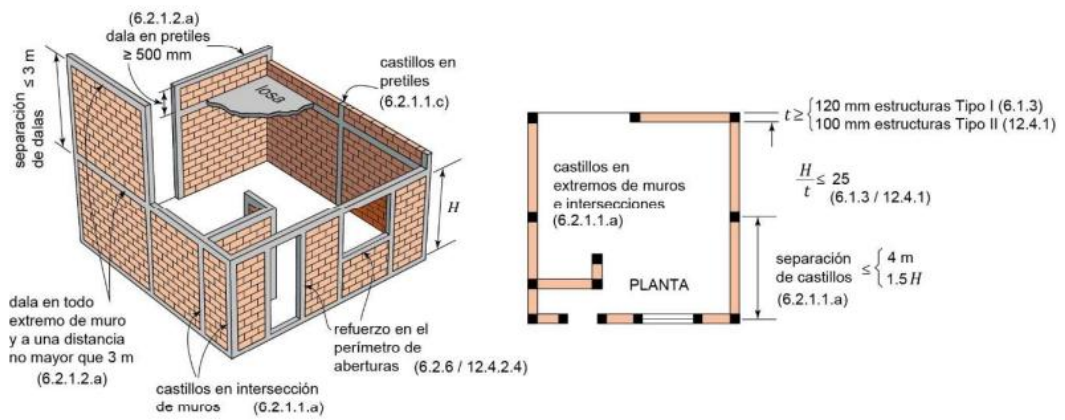
- El refuerzo mínimo en los elementos de concreto reforzado, será establecido de acuerdo a los requerimientos mínimos del código ACI-318 para vigas y columnas.
- El espaciamiento máximo de las vigas de confinamiento en paredes de mampostería confinada será de 3 m.
- El espaciamiento máximo de las columnas de confinamiento en las paredes de mampostería confinada será de 4 m o $1.5 (h)$.
- Todas las paredes deberán poseer paredes perpendiculares a un espaciamiento no mayor de 8.0 metros. En caso que este requerimiento no se cumpla, se deberá proveer arriostres en la parte superior de las paredes a una distancia no mayor de 6.0 metros.
- Los elementos de confinamiento deberán tener un ancho y una altura mínima igual al espesor del muro.

Figura 2.8: Detalle típico de muro de Mampostería Confinada



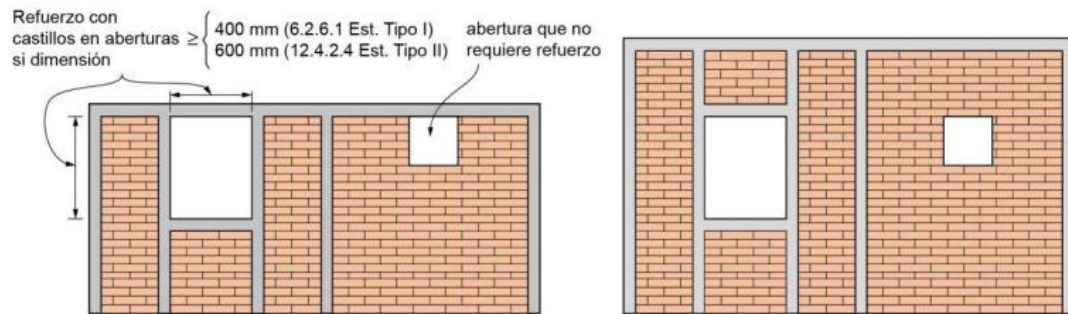
Fuente: Elaboración propia

Figura 2.9: Requisitos para Mampostería Confinada



Fuente: (NTC, 2023)

Figura 2:10: Refuerzo en el perímetro de aberturas



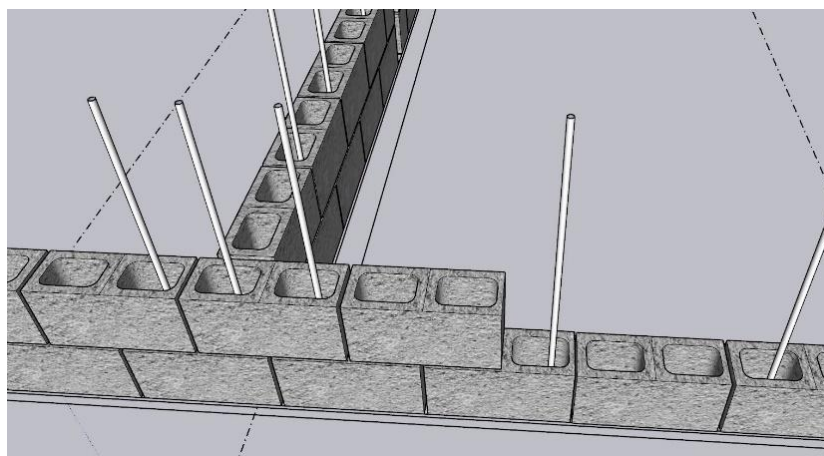
Fuente: (NTC, 2023)

2.2.2 Mampostería Reforzada

Según la norma MP-001 (2017), se refiere a un sistema reforzado interiormente con varillas de acero distribuidas vertical y horizontalmente e integrada mediante concreto fluido o “grout”; de tal manera que los diferentes componentes actúen conjuntamente para resistir los esfuerzos.

El refuerzo se usa para resistir la totalidad de las fuerzas de tensión y ocasionalmente, para resistir los esfuerzos de compresión y cortante que no pueda resistir la mampostería simple.

Figura 2.11: Mampostería Reforzada

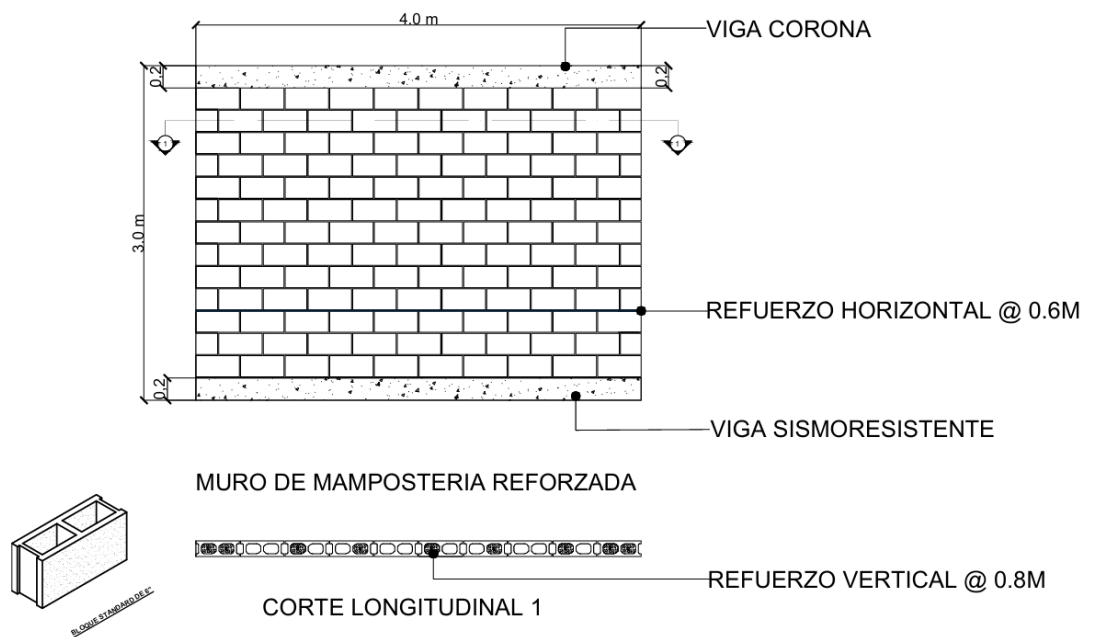


Fuente: Ingeniería de Estructuras (ctroing, 2024)

Valores mínimos en mampostería reforzada

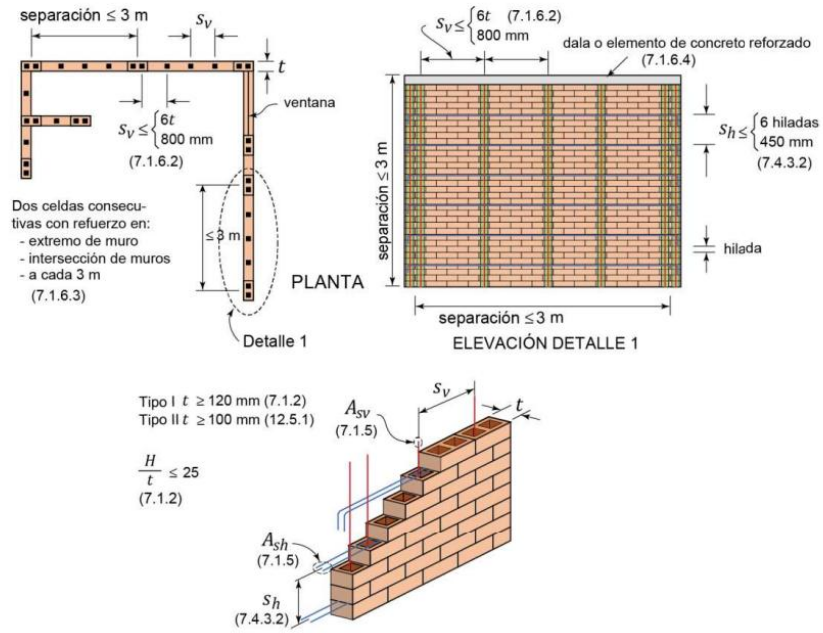
- El refuerzo mínimo vertical en las paredes de mampostería reforzada debe ser de varillas #3 a cada 80 cm.
- El refuerzo mínimo horizontal en las paredes de mampostería reforzada debe ser de varillas #3 a cada 45 cm.
- Debe colocarse, por lo menos, una barra vertical del #3 o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en cada una de dos celdas consecutivas, en todo extremo de muros, en la intersección entre muros o a cada 3 m.
- Existirá una viga en todo extremo horizontal de muro, y en puntos intermedios a una separación no mayor que 3 metros.

Figura 2.12: Detalle típico de muro de Mampostería Reforzada



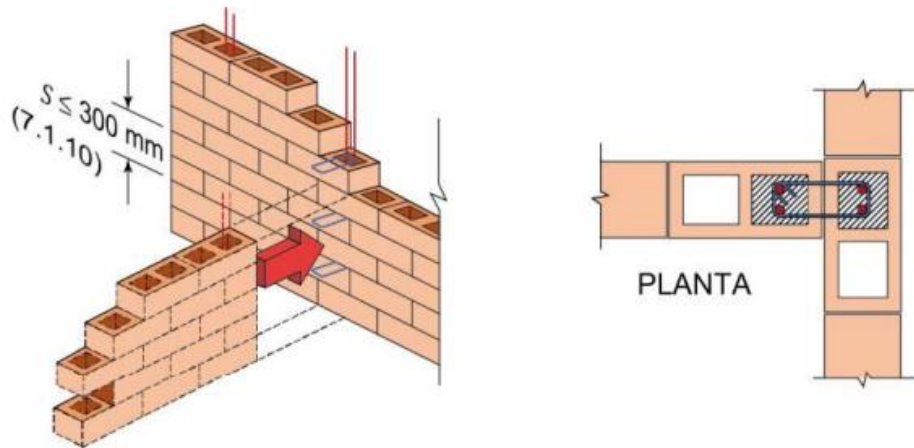
Fuente: Elaboración propia

Figura 2.13: Requisitos para Mampostería Reforzada



Fuente: (NTC, 2023)

Figura 2.14: Conectores entre muros sin traslape de piezas



Fuente: (NTC, 2023)

Quando los muros transversales sean de carga y lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesario unirlos mediante grapas, estribos o dispositivos equivalentes que aseguren la continuidad de la estructura.

2.3 Mampostería reforzada y mampostería confinada: una comparación según Meli (2011)

En mampostería reforzada, se proporcionan barras de refuerzo verticales y horizontales para mejorar la resistencia y ductilidad de las paredes de mampostería. Las unidades de mampostería suelen ser huecas y estar hechas de hormigón o arcilla. En los huecos se colocan barras de refuerzo verticales, que posteriormente se rellenan con una lechada a base de cemento para anclar la armadura y protegerla de la corrosión. Se coloca refuerzo vertical en las esquinas e intersecciones de los muros, alrededor de las aberturas y en ubicaciones adicionales dependiendo de las cargas sísmicas esperadas. El refuerzo horizontal se proporciona en forma de refuerzo de alambre en forma de escalera colocado en juntas horizontales, o barras de refuerzo deformadas colocadas en vigas de unión, típicamente ubicadas a nivel del piso.

En mampostería confinada, el refuerzo se concentra en elementos confinantes de concreto reforzado verticales y horizontales mientras que los muros suelen estar libres de refuerzo. La figura **2.15** ilustra la diferencia entre construcción de mampostería reforzada y confinada.

La mampostería confinada es una forma más simple y tecnológica, ya que el uso de refuerzo de acero y hormigón se limita a elementos confinantes (columnas verticales y vigas horizontales). La calidad de los elementos de confinamiento en términos de detalles de refuerzo y construcción de hormigón se puede verificar con más confianza en comparación con componentes similares de construcción de mampostería reforzada.

Figura 2.15: Tecnologías de construcción de mampostería



a)



b)

Fuente: (Meli, 2011)

a) construcción de mampostería confinada en Chile y b) construcción de mampostería reforzada en Canadá.

2.4 Ecuaciones de diseño de muros de mampostería (NTC, 2023)

2.4.1 Resistencia a la Compresión de Muros Confinados y Reforzados

La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad \text{Ecuación 6.4.1.1}$$

Donde:

F_R = factor de reducción de resistencia (0.6 siempre)

F_E = factor de reducción por efecto de excentricidad y esbeltez

f'_m = Resistencia de diseño a la compresión de la mampostería

A_t = Área bruta de la sección transversal del muro incluyendo columnas

A_s = Área total del acero de refuerzo longitudinal en las columnas extremas del muro

F_E : Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez.

Según la sección 3.1.2.3 NTC, 2023 en el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción.

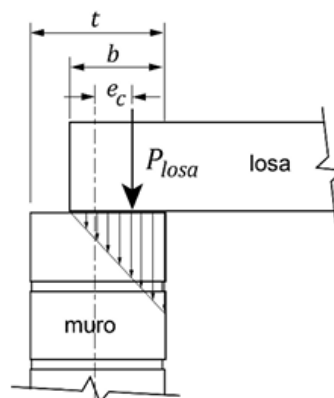
F_E depende de dónde esté localizado el muro y será 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más del 50%.

F_E = 0.6 para muros extremos. También cuando la relación Carga Viva y Carga Muerta excede a 1.

En ambos casos se debe cumplir que:

- Deformaciones en extremos superior e inferior del muro en dirección normal a su plano estén restringidas por el sistema de pisos o vigas.
- La excentricidad de la carga axial es menor e igual a $t/6$, y no hay fuerzas significativas en dirección normal al plano del muro.

Figura 2.16: Excentricidad de la carga vertical en muros extremos



Fuente: (NTC, 2023)

c) La relación de esbeltéz H/t no excede a 20.

Si no se cumplen estas tres opciones se debe escoger el menor valor entre 0.6 y 0.7 y el resultado de la siguiente ecuación:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad \text{Ecuación 3.1.2.3.1}$$

Donde:

e' = excentricidad para carga vertical + excentricidad accidental

$$e' = 0 + \frac{t}{24}, 0 \text{ porque es muro interno y central}$$

$$e' = \frac{t}{2} - \frac{b}{3}, \text{ para muros extremos}$$

El factor de altura efectivo del muro se determinará con el siguiente criterio:

$k = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

$k = 1$ para muros extremos en que se apoyan losas

$k = 0.8$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

As: Área total del acero de refuerzo longitudinal colocado en las columnas

Dicho refuerzo deberá estar constituido, como mínimo, por cuatro barras de acero de refuerzo, cuya área total calculada no sea inferior a la determinada mediante la siguiente ecuación:

$$A_S = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c * h_c \quad \text{ecuación 6.2.3.2}$$

2.4.2 Resistencia a la flexo-compresión en el plano del muro

$$M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d \text{ si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad \text{ecuación 6.4.2.2.1. a}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) * \left(1 - \frac{P_u}{P_R}\right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad \text{ecuación 6.4.2.2.1. b}$$

Donde:

M_o = resistencia a la flexión pura del muro y se calcula como: $A_s f_y d'$

A_s = área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los extremos del muro

d' = distancia entre los centroides del acero colocado en ambos extremos del muro

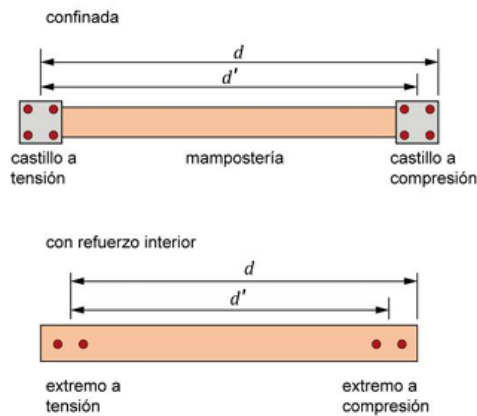
d = distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra a compresión máxima

P_u = carga axial de diseño a compresión, cuyo valor se tomará con signo positivo

F_R = que se tomará igual a 0.8 si $P_u \leq \frac{P_R}{3}$ e igual a 0.6 en caso contrario.

F_R solo aplica para calcular el momento de diseño M_R

Figura 2.17: Flexo-compresión en el plano del muro



Fuente: NTC 2023

2.4.3 Resistencia a cargas laterales

La resistencia a cargas laterales V_R , será proporcionada por la mampostería V_{mR} . Se acepta que parte de la fuerza cortante sea resistida por acero de refuerzo horizontal o por mallas de alambre soldado V_{SR} para mampostería reforzada, de modo que:

$$V_R = V_{mR} + V_{SR} \quad \text{ecuación 6.5.1.1}$$

En muros sujetos a fuerza cortante:

$F_R = 0.7$ para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior (siempre)

$F_R = 0.4$ para muros no confinados ni reforzados interiormente

La fuerza cortante de diseño debida a la mampostería V_{mR} , se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_{mR} = F_R \left((0.5v'mA_T + 0.3P) * f \right) \leq 1.5F_R v'mA_T f \quad \text{ecuación 6.5.2.1}$$

Donde:

P = carga axial de servicio (no mayorada). Positiva en compresión

$v'm$ = resistencia de diseño a la compresión diagonal de la mampostería

A_T = Área bruta de la sección transversal del muro, incluyendo las columnas

El factor f se determinará según la sección 6.5.2.4 de la NTC, 2023:

$$f = 1.5 \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.2$$

$$f = 1 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 1.0$$

Para los casos intermedios de H/L, se interpolará linealmente.

Nota: Si $V_{mR} \geq$ Fuerza cortante requerida (V_u), la mampostería es suficiente para resistir la carga lateral sin contribución del acero longitudinal (V_{sR}).

La fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal, en forma de varillas corrugadas o alambres corrugados laminados en frío VSR, se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_{sR} = F_R n \rho_h f_{yh} A_T \quad \text{ecuación 6.5.2.4.1. a}$$

a) Si el muro está sujeto a una carga axial “P” de compresión, el valor de η se determinará como:

$$n = \frac{V_{mR}}{F_R n \rho_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + N_s \quad \text{ecuación 6.5.3.4.1. d}$$

$$\rho_h = \frac{A_s h}{S_h * t} \quad \text{ecuación 6.5.3.4.1. b}$$

$$k_0 = 1.3 \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.0 \quad k_0 = 1.0 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 1.5 \quad \text{ecuación 6.5.3.4.1. e}$$

$$k_1 = 1 - \alpha_{P_h} f_{yh} \quad \text{ecuación 6.5.3.4.1. f}$$

$$n_s = 0.75 \text{ si } f'm \geq 9 \text{ MPa} \left(\frac{90 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) \quad n_s = 0.55 \text{ si } f'm \leq 6 \text{ MPa} \left(\frac{60 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

ecuación 6.5.3.4.1. g

Para casos intermedios de H/L y f'm se interpolará linealmente para obtener los valores de k_o y n_s , respectivamente; $\alpha = 0.45 \text{ MPa}^{-1} (0.045 \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right))^{-1}$

b) Si el muro está sujeto a una carga axial P en tensión:

$$\eta = k_1 n_s \quad \text{ecuación 6.5.3.4.1. g}$$

Cuantías de refuerzo horizontal y vertical

La suma de las cuantías multiplicadas por el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal y vertical, no es menor que 0.84 MPa (8.4 kg/cm²) y ninguna de las dos cuantías multiplicada por el esfuerzo de fluencia debe ser menor que 0.3 MPa (3 kg/cm²), cumpliendo con la ecuación 7.1.5.1. a de la NTC 2023:

$$\rho_{hfyh} + \rho_{vfyv} \geq 0.84 \text{ MPa}$$

$$\rho_{hfyh} + \rho_{vfyv} \geq 8.4 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

$$\rho_{hfyh} \geq 0.3 \text{ MPa} \text{ y } \rho_{vfyv} \geq 0.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_{hfyh} \geq 3 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } \rho_{vfyv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_h t}; \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{S_v t} \quad \text{ecuación 7.1.5.1. b}$$

Donde:

Ash=área de acero de refuerzo horizontal colocada a una separación Sh

Asv=área de acero de refuerzo vertical colocada a una separación Sv

f_{yh} =esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo horizontal

f_{yv} =esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo vertical.

Separación del refuerzo vertical centro a centro:

El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor que seis veces el espesor del mismo ni mayor que 800 mm

Separación del refuerzo horizontal centro a centro:

La separación máxima del refuerzo horizontal no excederá de seis hiladas ni de 450 mm.

Longitud de desarrollo del acero de refuerzo, con base en *Masonry Design Manual* (Chrysler, 2007)

Para desarrollar la fuerza de tensión en una varilla de refuerzo, la varilla debe extenderse una distancia adecuada o longitud de desarrollo, l_d , dentro de la mampostería.

La longitud de desarrollo se basa en el esfuerzo de adherencia permisible, el diámetro de la varilla y la suma que debe desarrollarse en la varilla de acero.

De acuerdo a la 2.1.10.2, se requiere una longitud de empotramiento de:

$$l_d = 0.0015d_b f_s$$

para varillas a tensión, donde d_b es el diámetro de la varilla y f_s el esfuerzo en la varilla.

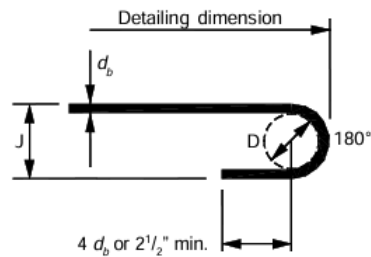
La longitud mínima de empotramiento para el refuerzo es de 12 pulg. (30 cm) y de 6 pulg. (15 cm) para alambre.

Ganchos de anclaje

Según (Chrysler, 2007), se distinguen tres tipos de ganchos estándar.

- Gancho de 180°

Una vuelta de 180° más una extensión de al menos 4 varillas de diámetro, pero no menor que 2½ pulg. (63.5 mm) en el extremo libre de la varilla.

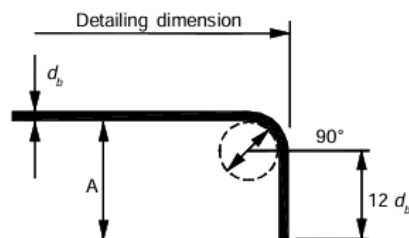


Fuente: (Chrysler, 2007)

D es el diámetro interior del gancho.

- Gancho de 90°

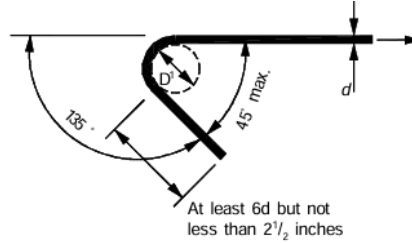
Una vuelta de 90° más una extensión de al menos 12 varillas de diámetro en el extremo libre de la varilla.



Fuente: (Chrysler, 2007)

- Gancho de 135°

Para anclaje de estribos y amarres, se requiere un giro de 90° o 135°, más una extensión de al menos 6 varillas de diámetro.



Fuente: (Chrysler, 2007)

Adicionalmente, (Chrysler, 2007) proporciona la tabla siguiente basada en ganchos y dobleces según el diámetro de la varilla utilizada.

Gancho estandar y doblez					
		$D = 5d_b$ para #3 a #7, grado 40 $D = 6d_b$ para #3 a #8, grado 50/60 $D = 8d_b$ para #9 a #11, grado 50/60			
		Dimensiones de ganchos estandar a 180 grados		Dimensiones de ganchos estandar a 90 grados	
Tamaño de varilla	Grado	J (pul)	D (pul)	A (pul)	D (pul)
#3	40	2- 5/8	1- 7/8	5-1/2	1- 7/8
#4	40	3 - 1/2	2- 1/2	7-1/4	2- 1/2
#5	40	4- 3/4	3- 1/8	9	3- 3/8
#6	40	5- 1/4	3- 3/4	10- 3/4	3- 3/4
#7	40	6- 1/8	4- 3/8	12- 1/2	4- 3/8
#3	50/60	3	2- 1/4	6	2- 1/4
#4	50/60	4	3	8	3
#5	50/60	5	3- 3/4	10	3- 3/4
#6	50/60	6	4- 1/2	12	4- 1/2
#7	50/60	7	5- 1/4	14	5- 1/4
#8	50/60	8	6	16	6
#9	50/60	11- 1/4	9-1/2	19	9- 1/2
#10	50/60	13- 1/4	10- 3/4	22	10- 3/4
#11	50/60	14- 3/4	11- 1/2	24	12

Fuente: (Chrysler, 2007)

2.5 Rigidez

Según (Disarno, 2008), la rigidez es la capacidad de un componente o de un conjunto de componentes para resistir las deformaciones cuando están sometidos a acciones. Se expresa como la relación entre la acción y la deformación en un nivel dado de cualquiera de las dos magnitudes y el valor correspondiente de la otra.

Según (Bazán & Meli, 1985), el desplazamiento lateral en el extremo superior de un muro de mampostería en voladizo, sujeto a una carga "P" se determina con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{Ph}{GA} \quad \text{ecuación 2.20}$$

Donde:

H= altura del muro

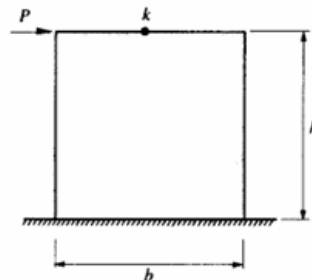
E= módulo de elasticidad de la mampostería

I= momento de inercia del muro

G= módulo de elasticidad en cortante

A= área de la sección transversal del muro

Figura 2.18: Rigidez de un muro de mampostería



Fuente: Bazán y Meli, pág. 68

2.6 Centros de Masa, Cortante y Torsión

- **Centro de Masa**

Es el punto de aplicación de la fuerza sísmica en un nivel considerado. Para una distribución uniforme de la masa, el centro de masa coincide con el centro geométrico del entrepiso (centro de gravedad).

- **Centro de Cortante**

Es el punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica del entrepiso. La localización de este punto depende de la localización de los centros de masa o de gravedad de cada entrepiso y no de la rigidez de la estructura.

- **Centro de Torsión**

Es el punto donde debe aplicarse el cortante de entrepiso para que el movimiento de todos ellos sea exclusivamente de traslación. La localización del centro de torsión, también conocido como centro de rigidez, depende de la distribución de la rigidez de la estructura.

Los Centros de Masa y de Cortante se refieren a la aplicación de las acciones sísmicas, mientras que el Centro de Torsión se asocia con la aplicación de la resistencia. (Awad, 2012)

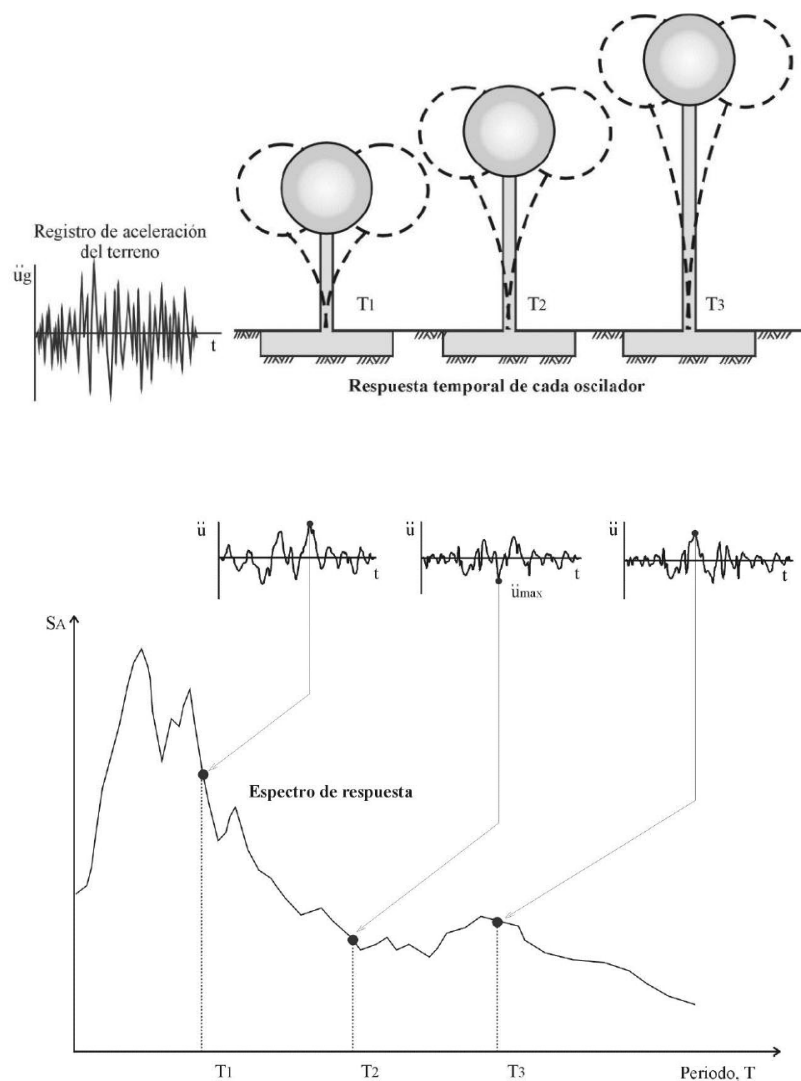
2.7 Espectro

El concepto de espectros, en sus distintas modalidades, es una herramienta de gran utilidad en la ingeniería sísmica, ya sea para comprender y evaluar el efecto de los terremotos sobre las construcciones como así también para estimar la demanda sísmica en el diseño de estructuras. Es por ello que resulta sumamente importante comprender la teoría que lo fundamenta, la metodología para su

obtención, el campo de validez y la forma práctica de empleo. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

En forma general, se define un espectro como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción o carga dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad.

Figura 2.19: Procedimiento de construcción de un espectro de respuesta



Fuente: (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Como se menciona anteriormente, el concepto de espectro ha ganado una amplia aceptación como herramienta de la dinámica estructural. Es por ello que se han desarrollado varios tipos de espectros, en particular, los espectros tres de los espectros más comunes son los siguientes: espectro de respuesta elástica, espectro de respuesta inelástica y espectro de diseño.

2.7.1 Espectro de respuesta elástica

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto.

- La estructura trabaja en el rango elástico.
- Representa parámetros de respuesta máxima para un movimiento sísmico particular e incluye varias curvas con distintos factores de amortiguamiento.
- Presenta variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, como resultado de la complejidad del registro de aceleraciones.

2.7.2 Espectro de respuesta inelástica

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto.

Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo,

podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia). Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia.

- La estructura trabaja en el rango inelástico. Es lo mismo decir que la estructura exhibe comportamiento no lineal o que experimenta deformaciones en el rango plástico debido al movimiento sísmico. La mayoría de construcciones se diseñan bajo el supuesto de que puede incursionar en el rango inelástico.
- Resto de características son similares al espectro anterior.
- El amortiguamiento tiene un efecto benéfico sobre la respuesta estructural, al reducir valores de desplazamiento, velocidad y aceleración. El amortiguamiento disipa energía, en forma de calor y sonido, disminuyendo así la vibración de la estructura.

➤ **Relación entre ambos espectros**

$$S_d(T, \beta) = \frac{S_v(T, \beta)}{w} = \frac{S_a(T, \beta)}{w^2}$$

$$S_v(T, \beta) = wS_d(T, \beta) = \frac{2\pi}{T} S_d(T, \beta)$$

$$S_a(T, \beta) = w^2 S_d(T, \beta) = wS_v(T, \beta) = \frac{2\pi}{T} S_v(T, \beta) = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \beta)$$

Con estas relaciones entre espectros, se observa que los 3 espectros correspondientes a un registro de aceleración en la base de una estructura están relacionados entre sí, y sólo corresponden a 3 formas distintas de presentar la misma información respecto a los efectos producidos por la aceleración de la base.

- Los espectros de respuesta elástica e inelástica se construyen para movimientos sísmicos específicos en un lugar dado. El próximo movimiento sísmico presentará otras características.
- Las construcciones no se pueden diseñar para resistir un movimiento sísmico particular.
- Los espectros de respuesta elástica e inelástica no sirven para propósitos de diseño sismorresistente.
- Se requiere un espectro de diseño: espectro suavizado, sin variaciones bruscas, que considere el efecto de varios movimientos sísmicos. Se requiere que el espectro represente una envolvente de los espectros de respuesta de los movimientos sísmicos en una zona geográfica determinada.

2.7.3 Espectro de diseño

- Representa sismicidad probable de una zona geográfica particular.
- El ingeniero puede estimar el valor máximo de la respuesta, generalmente aceleración, sin necesidad de evaluar la historia temporal completa.
- El espectro de diseño incorpora la respuesta espectral de varios movimientos sísmicos y representa un promedio de respuestas espectrales.
- La metodología de obtención de un espectro de diseño se basa en procedimientos estadísticos y probabilísticos.

2.7.4 Distinción entre los espectros de respuesta y de diseño

Un espectro de diseño difiere conceptualmente de un espectro de respuesta en formas importantes. En primer lugar, la variable espectro de respuesta es una gráfica de la respuesta máxima de todos los sistemas de 1GDL posibles y, por lo tanto, es una descripción de un movimiento del terreno en particular. Por su parte, el espectro de diseño uniforme es una especificación del nivel de fuerza, o deformación, de diseño sísmico como una función del periodo de vibración natural y de la fracción de amortiguamiento. Esta diferencia conceptual entre los dos espectros debe reconocerse, aunque en algunas situaciones sus formas pueden ser similares. Tal es el caso del espectro de diseño cuando se determina mediante un análisis estadístico de varios espectros de respuesta comparables. (Chopra, 2017)

Además, los espectros de respuesta se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Como las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes; los espectros de respuesta elástica o inelástica, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente.

Por la razón anterior, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (sin variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

Es muy importante distinguir entre espectros de respuesta, que se obtienen para un terremoto dado, y espectros de diseño, los cuales se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar

incorporando la respuesta espectral de varios movimientos sísmicos y presentando un promedio final de estas.

Según (Crisafulli & Villafañe, 2002), la importancia de los espectros en el diseño de estructuras radica en el hecho de que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son usualmente los requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras.

Debemos aclarar, sin embargo, que los espectros de respuesta omiten información importante dado que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos.

2.8 Metodologías para el Análisis Estructural Sísmico

Dentro del análisis estructural sísmico, los métodos se dividen en lineales y no lineales, dependiendo de si la estructura incursiona dentro del rango elástico o si incursiona en el rango inelástico durante un sismo. Esta clasificación es fundamental, ya que determina el nivel de detalle con el que se evalúa la respuesta sísmica y el grado de aproximación aceptado en el diseño.

Dentro de los métodos lineales se incluyen:

- Análisis estático equivalente, que simplifica la acción sísmica mediante un conjunto de fuerzas horizontales estáticas distribuidas según la masa y altura del edificio. Es apropiado para estructuras regulares y de baja altura, donde la respuesta está dominada por el primer modo de vibración.
- Análisis dinámico modal espectral, que considera la naturaleza dinámica del movimiento sísmico mediante la superposición de los modos de vibración de la estructura. Este procedimiento proporciona una evaluación más precisa para estructuras altas, irregulares o con participación modal significativa.

Por otro lado, los métodos no lineales permiten representar el comportamiento real de la estructura cuando supera su límite elástico, considerando efectos como fluencia de materiales, pérdida de rigidez y disipación de energía por histéresis. Estos métodos son más complejos y requieren mayor capacidad computacional cuando se busca evaluar el desempeño sísmico de edificaciones críticas o analizar su capacidad de deformación y daño.

Dentro de este grupo se incluyen:

- Análisis estático no lineal (Pushover), que aplica una carga lateral incremental para obtener la curva capacidad-deformación, permitiendo identificar los mecanismos de falla, ductilidad y nivel de desempeño de la estructura.
- Análisis dinámico no lineal (time-history), que simula la respuesta completa en el dominio del tiempo frente a registros sísmicos reales o artificiales. Este método reproduce con gran precisión el comportamiento estructural inelástico y se considera la metodología de análisis sísmico más completa que existe en la actualidad. No obstante, su uso requiere modelos detallados, alto poder computacional y experiencia técnica.

2.8.1 Métodos de Análisis Sísmicos Lineales

En el diseño estructural sismorresistente, los métodos de análisis sísmico lineales constituyen la base fundamental para estimar las fuerzas y desplazamientos que actúan sobre una edificación durante un evento sísmico. Estos métodos asumen un comportamiento elástico lineal del sistema estructural, es decir, que las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas y no se consideran los efectos de no linealidad material ni geométrica (ASCE, 2022).

La dinámica estructural clásica establece que los sistemas elásticos lineales, al ser desplazados de su posición de equilibrio por una perturbación momentánea,

responden mediante un movimiento vibratorio armónico. En este tipo de sistemas, la respuesta se repite de forma periódica a lo largo del tiempo, con un patrón de deformación que se reproduce tras intervalos constantes, conocidos como períodos del movimiento (Chopra, 2017).

Los principales métodos lineales utilizados en la práctica son el método estático equivalente y el método dinámico modal espectral. Ambos buscan representar el efecto sísmico mediante un conjunto de fuerzas laterales o aceleraciones equivalentes, pero difieren en su nivel de detalle, complejidad y precisión.

Para evaluar el comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico, es necesario realizar un análisis sísmico adecuado. Las estructuras reales presentan comportamientos no lineales y complejos, en tales situaciones, se recomienda emplear métodos no lineales ya que permiten describir con mayor exactitud la respuesta real de la estructura ante movimientos sísmicos severos. No obstante, el análisis modal permite obtener una representación idealizada de la respuesta dinámica mediante la identificación de sus modos de vibración, lo que resulta útil para evaluar su comportamiento global frente a cargas dinámicas.

En el presente trabajo se empleará un análisis sísmico de tipo lineal, a través del análisis modal espectral, desarrollado conforme los lineamientos establecidos en la NSRM 2022.

El análisis lineal se basa en una relación proporcional entre las cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes, lo que implica que la respuesta estructural cumple con el principio de superposición. Es decir, al duplicar la carga, se obtiene el doble de respuesta tanto en términos de desplazamientos como de esfuerzos internos (Chopra, 2017).

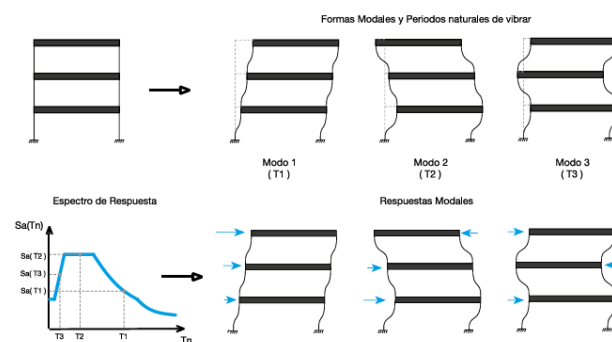
Sin embargo, este enfoque presenta limitaciones, ya que, las estructuras reales frecuentemente exhiben comportamientos no lineales. Esto ocurre porque los materiales pueden superar su rango elástico al deformarse, desarrollando plasticidad, agrietamiento o cambios en su rigidez. Además, fenómenos como el pandeo geométrico o la interacción suelo-estructura introducen no linealidades que el análisis lineal no puede capturar adecuadamente (Bazant y Jirásek, 2017).

➤ Método Modal Espectral

El análisis sísmico modal espectral es un método elástico de análisis que estima la contribución de cada modo de vibrar. La respuesta total del sistema se establece a partir de la superposición de las respuestas modales de aquellos modos que se considera contribuyen apreciablemente a dicha respuesta. Es útil durante el diseño porque relaciona las propiedades del sistema estructural con su respuesta y demandas sísmicas.

Además, al análisis modal puede incorporarse el factor de participación modal, el cual representa la cantidad de energía dinámica asociada a cada modo. Este factor es crucial para determinar la influencia relativa de cada modo en la respuesta total de la estructura, y permite seleccionar de forma eficiente los modos más relevantes en el análisis dinámico.

Figura 2.20: Formas modales y periodos naturales de vibrar



Fuente: NSRM 2022

De acuerdo con la NSRM 2022, el análisis dinámico modal espectral debe incluir la cantidad de modos de vibración necesarios para alcanzar al menos una participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal.

Según la NTC Sismo 2023, los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad \text{ecuación 7.2.1. NTC Sismo 2023}$$

donde φ_i es un vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura; $[W]$, la matriz de pesos de las masas de la estructura; y $\{J\}$, un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Las respuestas modales S_i correspondientes al i -ésimo modo de vibrar (donde S_i puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinan para calcular las respuestas totales S de acuerdo con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad \text{ecuación 7.2.2 NTC Sismo 2023}$$

cuando los periodos de los modos naturales en cuestión difieran al menos 10 por ciento entre sí. En caso contrario se utiliza la combinación cuadrática completa (CQC por sus siglas en inglés).

$$s = \sqrt{\sum \sum p_{ij} S_i S_j} \quad \text{ecuación 7.2.3 NTC Sismo 2023}$$

donde S_i y S_j pueden ser positivos o negativos, y p_{ij} es un coeficiente de correlación entre el i -ésimo y j -ésimo modos de vibrar, que es mayor que cero e igual a:

$$p_{ij} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{w_i}{w_j}\right) \left(\frac{w_i}{w_j}\right)^{3/2}}{\left(1 - \frac{w_i^2}{w_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \left(\frac{w_i}{w_j}\right) \left(1 + \frac{w_i}{w_j}\right)^2} \quad \text{ecuación 7.2.4 NTC Sismo 2023}$$

donde w_i y w_j son las frecuencias angulares, respectivamente, del i -ésimo y j -ésimo modo; y ζ , la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

a) Frecuencias, modos de vibración y periodos naturales

De acuerdo a (Chopra, 2017), la frecuencia natural del sistema se puede calcular de la siguiente manera:

$$w_n = \sqrt{\frac{k_n}{m}} \quad \text{ecuación 2.1.4.}$$

Donde:

k = valor de rigidez en X o Y.

m =masa

El vector de desplazamiento u de un sistema de VGDL puede ampliarse en términos de las contribuciones modales. Así, la respuesta dinámica de un sistema puede expresarse como:

$$\mathbf{u}(t) = q_n(t)\phi_n \quad \text{ecuación 12.3.2}$$

Donde ϕ_n = vector de normas.

$q_n(t)$ = coordenada modal generado por el modo n .

El tiempo requerido para que el sistema no amortiguado complete un ciclo de vibración libre es el periodo natural de vibración del sistema, que se denomina

como T_n y cuyas unidades son segundos. Se relaciona con la frecuencia circular natural de vibración, w_n , en unidades de radianes por segundo es:

$$T_n = \frac{2\pi}{w_n} \quad \text{ecuación 2.1.5}$$

b) Respuesta máxima a partir del espectro de respuesta sísmico

Las respuestas máximas de los sistemas de VGDL (Varios Grados de Libertad) pueden calcularse a partir del espectro de respuesta, el cual proporciona el valor máximo de desplazamiento, velocidad o pseudo-aceleración para un rango de periodos naturales y un nivel de amortiguamiento dado, pero el resultado no es exacto (ya que no es idéntico al resultado del análisis de la historia de la respuesta; sin embargo, la estimación obtenida es lo suficientemente precisa para las aplicaciones de diseño estructural). Así, la respuesta modal máxima, ya sea un desplazamiento, una fuerza interna o una reacción, para el modo n -ésimo, se calcula como el producto de dos factores: la respuesta estática modal, que depende de la forma del modo y de la distribución de masas, y la ordenada del espectro de pseudo-aceleración correspondiente al periodo y amortiguamiento de ese modo.

c) Respuestas modales máximas

De acuerdo al capítulo 13 (Chopra, 2017), el valor máximo r_{n_0} de la contribución del n -ésimo modo $r_n(t)$ a la respuesta $r(t)$ puede obtenerse a partir del espectro de respuesta al sismo o espectro de diseño. El valor máximo de $A_n(t)$ está disponible a partir del espectro de pseudo-aceleración como su ordenada $A(T_n, \zeta_n)$, indicada como A_n por razones de brevedad. Por lo tanto,

$$r_{n_0} = r_n^{st} A_n \quad \text{ecuación 13.7.1}$$

d) Reglas de combinación modal

Dado que los valores máximos de respuesta para cada modo no coinciden en el tiempo, es esencial emplear reglas de combinación que permitan estimar el máximo total a partir de los máximos modales. Dos de los métodos más importantes son la Combinación Cuadrática Completa (CQC) y la Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS). El método SRSS es el más sencillo y se calcula como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas máximas de cada modo. Este método parte de la base de que las respuestas modales son estadísticamente independientes entre sí, una suposición que es razonablemente precisa cuando los periodos naturales de los modos de vibración están suficientemente separados. Se considera típicamente que esta condición se cumple cuando la relación entre los periodos de dos modos cualesquiera es menor a aproximadamente 0.8.

La regla de la combinación cuadrática completa para la combinación modal es aplicable a una clase más amplia de estructuras, puesto que supera las limitaciones de la regla SRSS. De acuerdo con la regla CQC,

$$r_0 = \left(\sum_{i=1}^N \cdot \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad \text{ecuación 13.7.4}$$

Cada uno de los N^2 términos en el lado derecho de esta ecuación es el producto de las respuestas máximas en los modos i -ésimo y n -ésimo y el coeficiente de correlación ρ_{in} para estos dos modos; ρ_{in} varía entre 0 y 1 y $\rho_{in} = 1$ para $i = n$.

Así, la ecuación puede reescribirse como:

$$r_0 = \left(\sum_{i=1}^N r_{no}^2 + \sum_{i=1}^N \cdot \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)^{1/2} \quad \text{ecuación 13.7.5}$$

$$i \neq n$$

Según Chopra (2017), las reglas de combinación modal serían más exactas para las excitaciones sísmicas que contienen una banda ancha de frecuencias con duraciones largas de su fase de movimiento intensa, las cuales son varias veces más largas que los periodos fundamentales de las estructuras, que a su vez tienen amortiguamientos no tan pequeños ($\zeta_n > 0.005$).

En particular, estas reglas de combinación modal serán menos precisas para los movimientos de terreno impulsivos de corta duración y no se recomiendan para los movimientos de terreno que contienen muchos ciclos de excitación esencialmente armónica. Si se considera que las reglas de combinación modal SRSS y CQC se basan en la teoría de vibraciones aleatorias, ρ debe interpretarse como la media de los valores máximos de las respuestas a un conjunto de excitaciones sísmicas.

Por lo tanto, se recomienda el uso de las reglas de combinación modal cuando la excitación está caracterizada por un espectro de respuesta (o diseño) suavizado, con base en los espectros de respuesta de muchas excitaciones sísmicas.

Cuando la regla de combinación modal CQC o SRSS (según resulte apropiado de acuerdo con la proximidad de las frecuencias naturales) se usa en conjunto, por ejemplo, con el espectro medio, proporciona una estimación de la respuesta máxima que está bastante cerca de la media de los valores máximos de las respuestas a las excitaciones individuales.

En la práctica de la ingeniería sísmica moderna, el método CQC se ha establecido como el estándar para la combinación modal debido a su generalidad, ya que es aplicable tanto a modos bien separados como a modos cercanos, proporcionando una estimación más confiable y precisa de la respuesta sísmica máxima para la gran mayoría de las estructuras.

e) Factores de Contribución Modal

Para comprender la influencia relativa de cada modo en la respuesta total, Chopra introduce el concepto de factores de contribución modal en su capítulo 19. Estos factores, que son adimensionales y normalizados, miden la fracción de la respuesta estática total que es aportada por cada modo. La respuesta estática modal es el valor de una cantidad de respuesta (como la cortante basal o el momento de volteo) cuando la estructura está sujeta a fuerzas laterales proporcionales a su vector modal.

El factor de contribución modal para una cantidad de respuesta “ r ” en el modo “ n ”, se define como la relación entre la respuesta estática modal de ese modo y la suma de las respuestas estáticas modales de todos los modos. Una propiedad fundamental de estos factores es que su sumatoria para todos los modos es igual a la unidad. Esto significa que, en un sentido estático, las contribuciones de todos los modos combinadas explican completamente la respuesta total.

Los factores de contribución modal dependen de las propiedades de vibración de la estructura (masas y formas modales) y son independientes de las características de la excitación sísmica. Este hecho los convierte en una herramienta poderosa para predecir el comportamiento dinámico de una estructura incluso antes de realizar un análisis espectral. Por ejemplo, para un edificio de cortante, el factor de contribución del primer modo a la cortante basal suele ser dominante, a menudo por encima del 80-90%.

Sin embargo, para otras cantidades de respuesta, como la cortante en un piso superior o el momento de volteo en niveles altos, los factores de contribución de los modos superiores pueden ser significativamente mayores. Los estudios presentados en el Capítulo 19 muestran que la distribución de estos factores se ve fuertemente influenciada por parámetros estructurales clave, como la relación de rigidez viga-columna. En estructuras que se comportan como vigas de cortante, la contribución del primer modo es más dominante, mientras que en estructuras que se asemejan a vigas en flexión, las contribuciones de los modos segundo y

tercero ganan una importancia relativa mucho mayor, lo que subraya la necesidad de utilizar métodos de combinación como el CQC que puedan capturar adecuadamente estos efectos.

El valor máximo de la respuesta producida por el n -ésimo modo se expresa:

$$r_n = r_n^{st} A_n \quad \text{ecuación 19.3.3}$$

donde r_n^{st} es la respuesta estática modal y A_n la ordenada del espectro de pseudo-aceleración para el periodo T_n y amortiguamiento ζ_n . La suma de las contribuciones modales permite obtener la respuesta total.

En resumen, el primer modo controla los desplazamientos globales, mientras que los modos superiores son esenciales para una estimación precisa de fuerzas internas.

f) Variación de la Respuesta de los Modos Superiores con la Altura

Es importante conocer la variación con las contribuciones de los modos superiores a lo largo de la altura de una estructura, comparando las respuestas obtenidas considerando solo el primer modo y la combinación de los cinco primeros modos.

La contribución de los modos superiores es más significativa en edificios con periodos largos (T_1 grandes) y con valores pequeños de ρ . Aunque esta tendencia es clara para los momentos de volteo, no siempre se cumple igual para las cortantes, ya que las fuerzas pueden aumentar tanto en los entresijos inferiores como superiores, esto refleja la complejidad de la respuesta sísmica, que depende del sistema estructural y del tipo de excitación.

El modo fundamental, que generalmente tiene una forma suave y monótona, tiende a dominar la respuesta global de desplazamientos y las fuerzas en la base de la estructura. Sin embargo, a medida que se asciende en la edificación, la

importancia de los modos superiores se incrementa. Esto se debe a que las formas modales de los modos superiores exhiben cambios de signo (puntos de inflexión) y mayores deformaciones en los pisos superiores. En consecuencia, las cantidades de respuesta que son sensibles a las diferencias de desplazamiento entre pisos consecutivos, como las cortantes de entrepiso, muestran una mayor influencia de los modos superiores en los niveles altos.

En general, la influencia de los modos superiores tiende a aumentar con la altura del edificio, siendo pequeña en la base, pero más relevante en los niveles altos.

g) ¿Cuántos modos de vibración deben incluirse?

Una pregunta práctica fundamental en el análisis modal espectral es determinar el número mínimo de modos de vibración que deben ser incluidos en el análisis para obtener resultados suficientemente precisos.

Si se desea conocer el valor “exacto” de la respuesta estructural a la excitación sísmica, es necesario incluir las contribuciones a la respuesta de todos los modos naturales de vibración; sin embargo, los primeros modos suelen proporcionar resultados suficientemente precisos. El número de modos que deben incluirse depende de dos factores: el factor de contribución modal \bar{r}_n y la ordenada espectral A_n , que entran en la ecuación de la respuesta modal.

Se deben determinar el número de modos necesarios para obtener resultados precisos en el análisis sísmico de edificios elástico-lineales. El número de modos requeridos depende de los factores de contribución modal, las ordenadas espectrales y las propiedades estructurales (T_1 y ρ).

Si sólo se incluyen los primeros J modos, el error en la respuesta estática se define como error por truncamiento modal.

$$e_j = 1 - \sum_{n=1}^J \bar{r}_n \quad \text{ecuación 19.7.1}$$

Chopra (2017) establece que, para la mayoría de las cantidades de respuesta, los primeros modos proporcionan la contribución más significativa. Para el desplazamiento del último piso, a menudo es suficiente con considerar solo el primer modo, ya que su factor de contribución es cercano a uno y los modos superiores tienen una influencia mínima. No obstante, para fuerzas internas, especialmente en pisos superiores, y para la cortante basal, la inclusión de modos adicionales es necesaria.

Una regla empírica común, y a menudo codificada en reglamentos de construcción, es incluir un número suficiente de modos para que la suma de las masas modales efectivas (que es equivalente a la suma de los factores de contribución modal para la cortante basal) en cada dirección principal alcance al menos el 90% de la masa total de la estructura. Esta es la conocida "regla del 90% de la masa participante".

Sin embargo, esta regla, aunque es útil, no siempre es suficiente. Para cantidades de respuesta distintas a la cortante basal, como momentos flectores en vigas o cortantes en entrepisos superiores, el error puede superar el 10% incluso cuando se cumple la regla del 90%. Además, para edificios con periodos fundamentales largos ubicados en la región de velocidad o desplazamiento del espectro, las ordenadas espectrales de los modos superiores pueden ser grandes, haciendo que sus contribuciones sean importantes a pesar de tener una masa modal efectiva pequeña.

De manera similar, en estructuras con relaciones de rigidez viga-columna bajas, donde los modos superiores tienen factores de contribución más altos, se requiere incluir más modos para lograr la misma precisión que en una estructura de cortante.

Por lo tanto, la recomendación es incluir todos los modos con periodos naturales significativos o un número de modos que garantice que la respuesta de los modos excluidos es despreciable, utilizando preferiblemente el método CQC para combinar modos que puedan estar correlacionados, asegurando así una estimación confiable y completa de la respuesta sísmica máxima para todos los elementos estructurales.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS, DISEÑO E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se desarrollarán los criterios de análisis, tanto estructural como sísmico, con base en las características particulares de la edificación, como materiales empleados, la geometría, el tipo de ocupación y su localización. Todo el análisis se realiza conforme a los parámetros establecidos por la NSRM 2022. Además, con el objetivo de garantizar la resistencia de los muros ante las cargas requeridas, estos serán diseñados conforme a los requisitos establecidos en la MP-001, como norma principal, y la NTC 2023 para mampostería, como norma auxiliar o complementaria.

3.1 Análisis Estructural

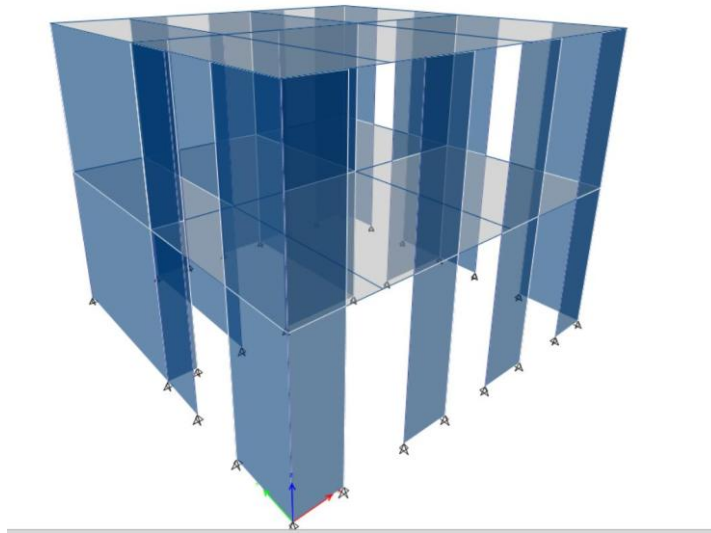
3.1.1 Descripción del modelo

La edificación en estudio corresponde a una vivienda de dos niveles, localizada en la ciudad de Managua. El entrepiso está conformado por una losa de concreto que actúa como diafragma rígido, permitiendo una adecuada distribución de las deformaciones laterales ante cargas horizontales. Cada nivel cuenta con una altura de 3.2 metros. Para efectos del análisis estructural, se considera que la estructura se cimentará sobre un terreno con condiciones geotécnicas desfavorables, clasificándolo como suelo tipo “D”, según lo establecido por la NSRM 2022, con el propósito de adoptar un enfoque conservador que exija mayores demandas al sistema estructural.

Áreas en planta:

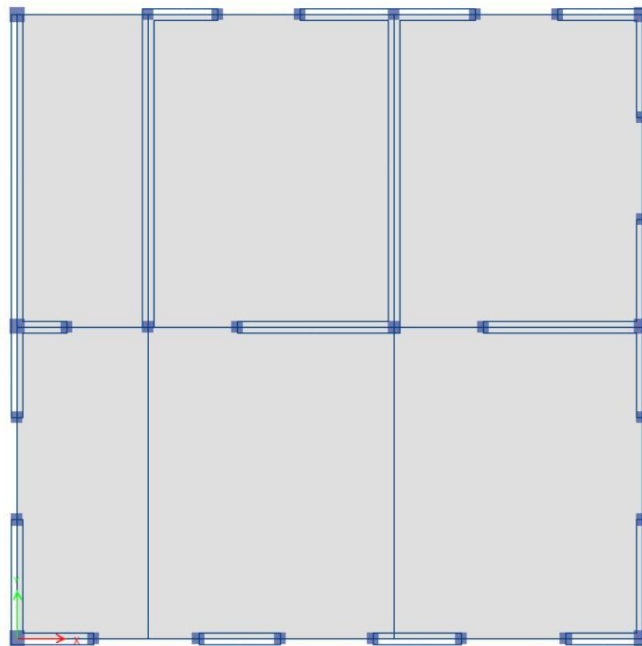
$$\text{Área del nivel 1 (Entrepiso): } 8.2 \times 8.2 = 67.24 \text{ m}^2$$

Figura 3.1: Vista 3D del modelo en ETABS



Fuente: ETABS

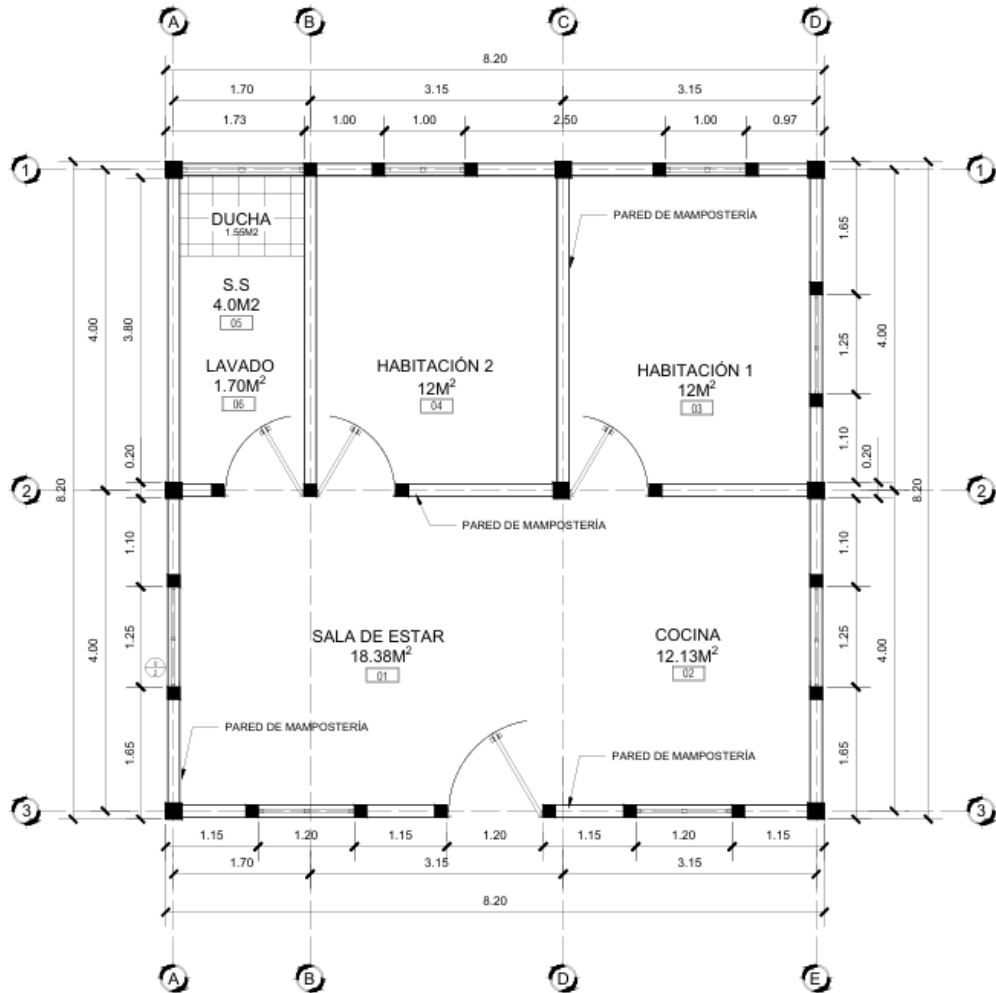
Figura 3.2: Vista en planta nivel 2



Fuente: ETABS

3.1.2 Plantas y elevaciones de la estructura

Figura 3.3: Plano de planta de la estructura



PLANTA ESTRUCTURAL

ESCALA: 1:30

COLUMNAS DE CONCRETO		
■	8	0.2m x 0.2m
■	21	0.15 m x 0.15 m

Fuente: Elaboración Propia

Se trabajaron los cálculos manualmente a como se muestran a partir de la tabla 3.1, y el modelado mediante el software, el cálculo de muros se realizará sin incluir las zonas correspondientes a aberturas (puertas o ventanas) ya que,

desde una perspectiva estructural, las aberturas pueden tener un impacto localizado en la distribución de esfuerzos y en la rigidez global del sistema.

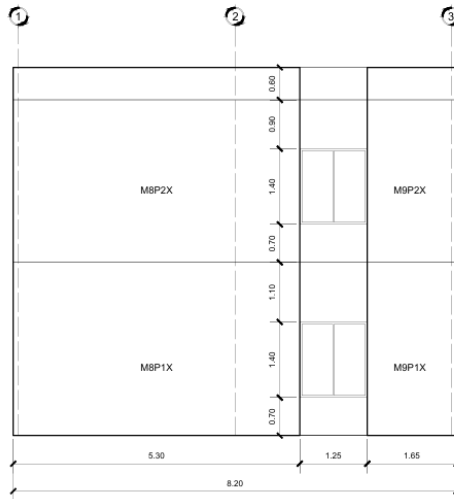
Estas zonas aportan rigidez adicional al sistema, pero su respuesta ante cargas es difícil de modelar debido a la compleja distribución de esfuerzos que generan.

Dado que estas zonas conectan con los muros principales y contribuyen a la rigidez global del sistema, su análisis detallado sería recomendable; sin embargo, ante la dificultad para representar con precisión su comportamiento, se ha optado por omitir conservadoramente su contribución en el modelo estructural. Por lo tanto, para los fines de este trabajo, que son esencialmente comparativos y no de diseño definitivo, la simplificación adoptada es técnicamente justificable y permite centrarse en los aspectos estructurales fundamentales sin la complejidad añadida que implican las aberturas.

Al excluir las aberturas, se obtiene un modelo más rígido que actúa como una condición límite superior en cuanto a resistencia y rigidez. Esta aproximación resulta conservadora y permite una evaluación más clara de las diferencias entre configuraciones estructurales, especialmente cuando el interés se centra en la influencia de la geometría global, el sistema resistente o la disposición de elementos principales, más que en el comportamiento detallado de componentes individuales.

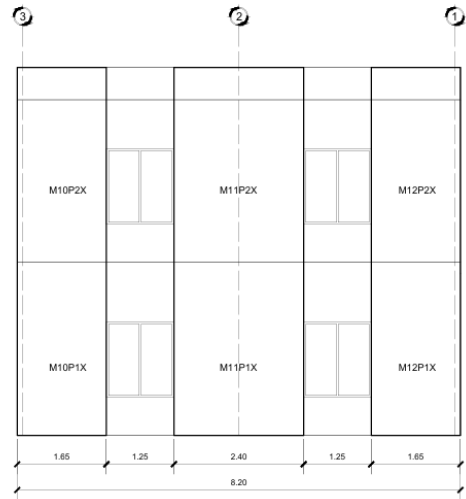
De este modo, se procederá al análisis de las elevaciones correspondientes a la estructura panelizada de la siguiente forma:

Figura 3.4: Planos de elevación de la estructura

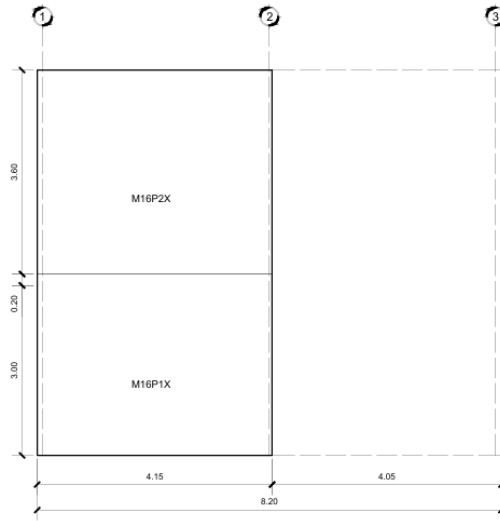


ELEVACIÓN EJE A
ESCALA: 1:30

LEYENDA:
M: Muro
S: Cantidad
P1: Número de planta
X: Eje

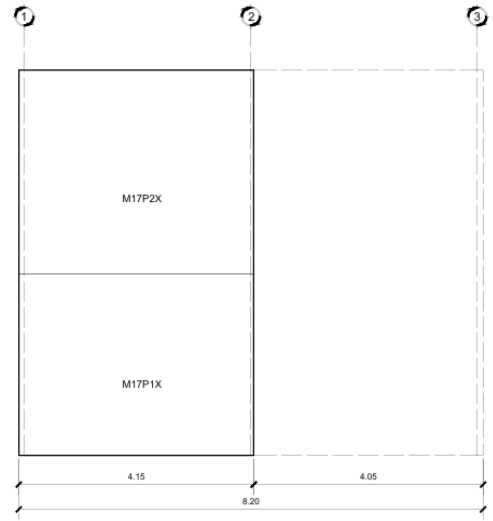


ELEVACIÓN EJE D
ESCALA: 1:30

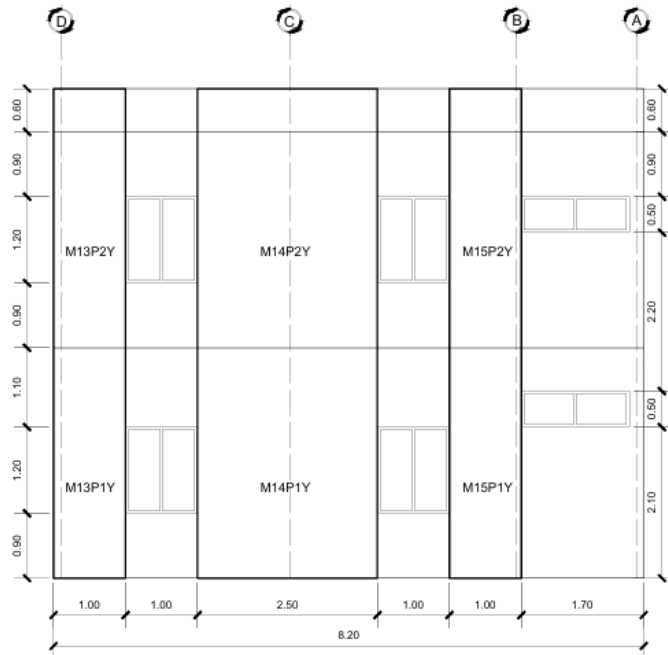


ELEVACIÓN EJE C
ESCALA: 1:30

LEYENDA:
M: Muro
16: Cantidad
P1: Número de planta
X: Eje



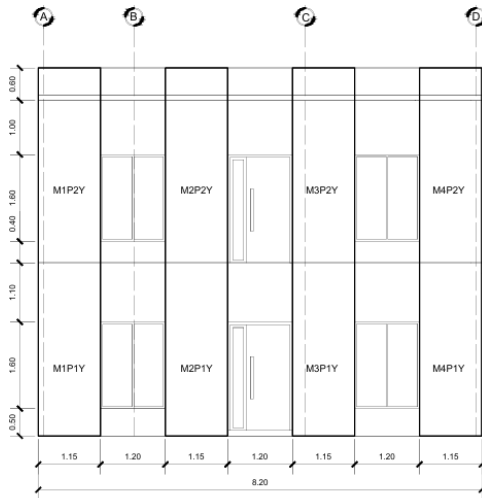
ELEVACIÓN EJE B
ESCALA: 1:30



ELEVACIÓN EJE 1

ESCALA: 1:30

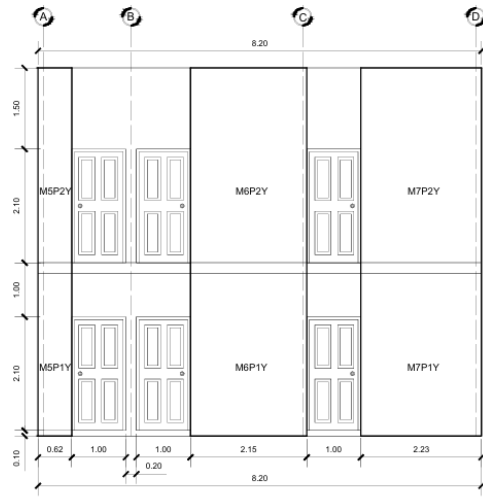
LEYENDA:
M: Muro
13: Cantidad
P1: Número de planta
Y: Eje



ELEVACIÓN EJE 3

ESCALA: 1:30

LEYENDA:
M: Muro
1: Cantidad de muro
P1: Número de planta
Y: Eje



ELEVACIÓN EJE 2

ESCALA: 1:30

Fuente: Elaboración propia

Debido a la configuración geométrica y a la regularidad de la estructura, (características que se describen en detalle más adelante en este capítulo), se optó por utilizar el método modal espectral para la evaluación sísmica. Como soporte para el modelado y análisis estructural, se empleó el software ETABS.

Para distinguir cada muro del primer nivel en la dirección “X” serán etiquetados a partir de MP1X y para la dirección “Y” serán etiquetados a partir de MP1Y. Para el segundo nivel se seguirá el mismo criterio, cambiando únicamente el número correspondiente al nivel, por lo que se utilizarán las etiquetas MP2X y MP2Y. La letra “M” seguido con cada uno de sus números corresponde al muro en el orden visto en las elevaciones y la letra “P” seguido del número corresponde al número de planta en la que se ubica el muro.

Tabla 3.1: Dimensiones de los muros de ambas mamposterías en planta alta

Muros	Longitud (m)	Altura (m)
M13P2Y	1.00	3
M14P2Y	2.50	3
M15P2Y	1.00	3
M10P2X	1.65	3
M11P2X	2.40	3
M12P2X	1.65	3
M1P2Y	1.15	3
M2P2Y	1.15	3
M3P2Y	1.15	3
M4P2Y	1.15	3
M8P2X	1.65	3
M9P2X	5.30	3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.2: Dimensiones de los muros de ambas mamposterías en planta baja

Muros	Longitud (m)	Altura (m)
M13P1Y	1.00	3
M14P1Y	2.50	3
M15P1Y	1.00	3
M10P1X	1.65	3
M11P1X	2.40	3
M12P1X	1.65	3
M1P1Y	1.15	3
M2P1Y	1.15	3
M3P1Y	1.15	3
M4P1Y	1.15	3
M8P1X	1.65	3
M9P1X	5.30	3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3: Muros divisorios en planta baja

Muros	Longitud (m)	Altura (m)
M5P1Y	0.62	3
M6P1Y	2.15	3
M7P1Y	2.23	3
M16P1X	4.15	3
M17P1X	4.15	3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.4: Muros divisorios en planta alta

Muros	Longitud (m)	Altura (m)
M5P2Y	0.62	3
M6P2Y	2.15	3
M7P2Y	2.23	3
M16P2X	4.15	3
M17P2X	4.15	3

Fuente: Elaboración propia

3.1.3 Descripción de los materiales

- Bloques de concreto de 15cmx20cmx40cm.
- Varillas de acero A615 Grado 60 para los dos sistemas estructurales ($F_y = 4218 \text{ kg/cm}^2$).
- Concreto con una resistencia a la compresión de 3,000 PSI (20.7 MPa).
- Mortero con peso específico de $2,200 \text{ kg/m}^3$.
- Peso específico de la mampostería 1800 kg/m^3 .
- Peso específico del concreto es de 2400 kg/m^3 .
- Resistencia a la compresión de la mampostería 45 kg/cm^2 .
- Resistencia a la compresión diagonal de la mampostería 6.0 kg/cm^2 .

3.1.4 Cargas actuantes en el edificio

3.1.4.1 Cargas permanentes

Según la NSRM 2022, se refiere a la carga muerta total de la estructura, incluye su peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, así como los equipos que estén fijos o bien adheridos a la estructura de tal manera que influyan en su respuesta sísmica.

➤ **Peso propio de los elementos estructurales.**

a) Vigas.

El peso de las vigas se determina tomando el área de su sección transversal y multiplicándola por la longitud de la viga y por el peso específico del concreto. En este caso, las secciones de las vigas de concreto consideradas tienen dimensiones de 20x20 cm.

L: Longitud de apoyo de la viga

B: Base de la viga

H: Peralte de la viga

γ_{concreto} : peso específico del concreto = 2,400kg/m³

$$W_{VE-i} = B * H * L * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_{VE-1} = 0.2\text{m} * 0.2\text{m} * 8.2\text{m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 787.2 \text{ kg}$$

$$W_{VE-i} = B * H * L * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_{VE-1} = 0.2\text{m} * 0.3\text{m} * 8.2\text{m} * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 1,180.8 \text{ kg}$$

El mismo proceso es llevado a cabo con las demás vigas existentes obteniendo así las cargas correspondientes de cada uno, mostradas a continuación en tabla.

Tabla 3.5: Peso de vigas de concreto

Vigas	Área (m ²)	Longitud (m)	Peso (Kg)
VE-1	0.04	8.2	787.2
VE-2	0.04	8.2	787.2
VE-3	0.04	8.2	787.2
VE-4	0.04	8.2	787.2
VE-5	0.06	8.2	1,180.8
VE-6	0.06	8.2	1,180.8
VE-7	0.06	8.2	1,180.8
VE-8	0.06	8.2	1,180.8
Total			7,872 kg

Fuente: Elaboración propia

b) Vigas de entrepiso.

Se utilizarán 6 vigas de entrepiso, 3 vigas en cada dirección con las siguientes medidas:

L: 8 m

B: 0.20 m

H: 0.30 m

$$W_{\text{Entrepiso}} = B * H * L * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_{\text{Entrepiso}} = 0.2\text{m} * 0.3\text{m} * 8\text{m} * 2,400\text{kg/m}^3 = 1,152 \text{ kg}$$

Peso total en las 6 vigas de entrepiso:

$$W_{\text{Entrepiso}} = 1,152 \text{ kg} * 6$$

$$W_{\text{Entrepiso}} = 6,912 \text{ kg}$$

c) Muros.

El peso de los muros se determina tomando el área de su sección transversal y multiplicándola por la longitud de cada muro y luego por el peso específico de la mampostería.

L: Longitud del muro

H: Altura del muro

t: Espesor del muro

γ_{mamp} : Peso específico de la mampostería = 1,800

kg/m^3

$$W_{Mij} = H * L * t * \gamma_{mamp}$$

Planta Alta: WM13P2Y = 3m * 1.00 m * 0.15 m * 1,800kg/m³ = 810 kg

Planta Baja: WM14P1Y = 3m * 2.5 m * 0.15 m * 1,800kg/m³ = 2,025 kg

Se realizó el cálculo con el resto de muros para determinar las cargas correspondientes. El resumen de los pesos de cada muro es presentado en la tabla a continuación.

Tabla 3.6: Peso de muros de mampostería Planta Alta.

Muros	Longitud (m)	Peso (kg)
M13P2Y	1.00	810
M14P2Y	2.50	2,025
M15P2Y	1.00	810
M10P2X	1.65	1,336.5
M11P2X	2.40	1,944
M12P2X	1.65	1,336.5
M1P2Y	1.15	931.5

M2P2Y	1.15	931.5
M3P2Y	1.15	931.5
M4P2Y	1.15	931.5
M8P2X	1.65	1,336.5
M9P2X	5.30	4,293

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.7: Peso de muros de mampostería Planta Baja

Muros	Longitud (m)	Peso (kg)
M13P1Y	1.00	810
M14P1Y	2.50	2,025
M15P1Y	1.00	810
M10P1X	1.65	1,336.5
M11P1X	2.40	1,944
M12P1X	1.65	1,336.5
M1P1Y	1.15	931.5
M2P1Y	1.15	931.5
M3P1Y	1.15	931.5
M4P1Y	1.15	931.5
M8P1X	1.65	1,336.5
M9P1X	5.30	4,293

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.8: Peso de Muros divisorios en planta baja

Muros internos	Longitud (m)	Peso (kg)
M5P1Y	0.62	502.2
M6P1Y	2.15	1,741.5
M7P1Y	2.23	1,806.3
M16P1X	4.15	3361.5
M17P1X	4.15	3361.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.9: Peso de muros divisorios en planta alta

Muros internos	Longitud (m)	Peso (kg)
M5P2Y	0.62	502.2
M6P2Y	2.15	1,741.5
M7P2Y	2.23	1,806.3
M16P2X	4.15	3361.5
M17P2X	4.15	3361.5

Fuente: Elaboración propia

➤ **Elementos no estructurales.**

a) Losa de entrepiso.

El espesor de la losa de entrepiso será de 15 centímetros. La elección del espesor se definió en base a la sección 8.3.1.1 ACI 318-19, donde se indica que, si la losa no tiene ábacos, el espesor mínimo debe ser 5 pulgadas (12.7 cm). Asimismo, dicha sección establece que cuando la relación entre el lado mayor y el lado menor no excede de dos, puede emplearse la tabla 8.3.1.1. Del mismo modo, se considerará una losa de techo de concreto con el mismo espesor, incorporando una pendiente máxima del 5%.

t: Espesor de losa= 0.15 m

A: Área en planta del nivel en estudio

γ_{concreto} : Peso específico del concreto = 2,400 kg/m³

El peso de la losa de entrepiso y losa de techo se determina multiplicando el espesor propio de la losa, por el área que cubre esta y multiplicándola por la densidad del material, se expresa de la siguiente manera:

$$W_{\text{losa1}} = t * A * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_{losa1} = 0.15m * 67.24m^2 * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 24,206.4 \text{ kg}$$

$$W_{losa2} = t * A * \gamma_{concreto}$$

$$W_{losa1} = 0.15m * 67.24m^2 * 2,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 24,206.4 \text{ kg}$$

b) Cielo falso.

Según tabla 7.4.1. Cielos rasos ubicada en la NSRM 2022, el peso distribuido del cielo raso de Plywood ¼" es de 16 kg/m².

Tabla 3.10: Pesos distribuidos para cielos rasos

CIELOS RASOS			
Conceptos	Peso (kg/m2)	Conceptos	Peso (kg/m2)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14	Fibroceemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Cielo raso de Plywood de ¼" con estructura de madera	16	Machihembra de ½"	7
Fibroceemento liso 4 mm con estructura de madera	18	Yeso con perfiles de aluminio	8
Fibroceemento liso 6 mm con estructura de madera	22	Placa de 1/2" de fibroceemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Fibroceemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5	Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Fuente: NSRM 2022

Para el cálculo del peso de cielo falso, se procede a multiplicar el área en donde se va a colocar, siendo en este caso el área de planta de los dos niveles; este valor dado se multiplica por la densidad del material, lo que se expresa de la siguiente manera:

Nivel 1

$$W_{\text{cielo falso}} = A * \gamma_{\text{cielo falso plywood}}$$

$$W_{\text{cielo falso}} = 67.24 \text{ m}^2 * 16 \text{ kg/m}^2 = 1,075.84 \text{ kg}$$

Nivel 2

$$W_{\text{cielo falso}} = A * \gamma_{\text{cielo falso plywood}}$$

$$W_{\text{cielo falso}} = 66.4 \text{ m}^2 * 16 \text{ kg/m}^2 = 1,062.4 \text{ kg}$$

c) Mortero.

El peso específico del mortero proporcionado según tabla 7.4.1, ubicada en la NSRM 2022 es de 2,200 kg/m³; multiplicado por su espesor de 0.015 metros, nos da un total en peso distribuido de mortero de 33 kg/m².

Nivel 1

$$W_{\text{mortero}} = A * \gamma_{\text{mortero}}$$

$$W_{\text{mortero}} = 67.24 \text{ m}^2 * 33 \text{ kg/m}^2 = 2,218.92 \text{ kg}$$

Nivel 2

$$W_{\text{mortero}} = A * \gamma_{\text{mortero}}$$

$$W_{\text{mortero}} = 66.4 \text{ m}^2 * 33 \text{ kg/m}^2 = 2,191.2 \text{ kg}$$

d) Cubierta de Pisos.

El peso distribuido de la cerámica según la tabla 7.4.1. Cubierta de pisos ubicada en la NSRM 2022 es de 30 kg/m².

Tabla 3.11: Pesos distribuidos para cubierta de pisos

CUBIERTA DE PISOS.			
Conceptos	Peso (kg/m ²)	Conceptos	Peso (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83	Ladrillo de Cerámica	30
Ladrillo de barro	58	Fibrocemento de 20 mm	22

Fuente: NSRM 2022

$$W_{\text{cubierta}} = A * \gamma$$

$$W_{\text{cubierta}} = 67.24 \text{ m}^2 * 30 \text{ kg/m}^2 = 2,017.2 \text{ kg}$$

e) Accesorios.

Se considera un peso distribuido de accesorios de 5 kg/m².

Nivel 1

$$W_a = A * \gamma_{\text{accesorios}}$$

$$W_a = 67.24 \text{ m}^2 * 5 \text{ kg/m}^2 = 336.2 \text{ kg}$$

Nivel 2

$$W_a = A * \gamma_{\text{accesorios}}$$

$$W_a = 66.4 \text{ m}^2 * 5 \text{ kg/m}^2 = 332 \text{ kg}$$

➤ **Peso total de cargas sobreimpuestas**

El resumen de los cálculos realizados se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 3.12: Pesos de cargas sobreimpuestas por nivel.

Elementos	Peso del elemento (kg/m ²)	Peso en el nivel 1 (kg)	Peso en el nivel 2 (kg)
Cielo falso	16	1,075.84	1,062.4
Mortero	33	2,218.92	2,191.2
Cubierta de pisos	30	2,017.2	0
Accesorios	5	336.2	332
Total	84	5,648.16	3,585.6

Fuente: Elaboración Propia

3.1.4.2 Carga Viva

Las cargas vivas son aquellas que provienen del uso y ocupación normal de una edificación, es decir, las que no son permanentes como el peso propio de los materiales (que se consideran cargas muertas), sino variables en magnitud y localización.

Según la Tabla 7.1.1 de Cargas Variables Unitarias Mínimas NSRM 2022, la carga viva para una vivienda de uso residencial será la siguiente:

Tabla 3.13: Cargas Variables Unitarias Mínimas

Nivel	Carga Viva (kg/m ²)
Nivel 1 (entrepiso)	200
Nivel 2 (losa de techo)	100

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto:

$$\text{WCV nivel 1} = \text{CV} * \text{Area nivel 1 (entrepiso)}$$

$$\text{WCV nivel 1} = 200\text{kg/m}^2 * 67.24 \text{ m}^2 = 13,448 \text{ kg}$$

$$\text{WCV nivel 2} = \text{CV} * \text{Área nivel 2 (techo)}$$

$$\text{WCV nivel 2} = 100\text{kg/m}^2 * 67.24 \text{ m}^2 = 6,724 \text{ kg}$$

3.1.4.3 Carga Viva Incidental o Reducida CVR.

Las cargas vivas reducidas, también llamadas incidentales, corresponden a una fracción de las cargas vivas máximas y son las que deben considerarse en los análisis frente a acciones sísmicas y de viento.

Tabla 3.14: Cargas Vivas Incidentales

Nivel	Carga Viva Incidental (kg/m ²)
Nivel 1 (apartamento)	80
Nivel 2 (techo)	40

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto:

$$\text{WCVR nivel 1} = 80\text{kg/m}^2 * 67.24 \text{ m}^2 = 5,379.2 \text{ kg}$$

$$\text{WCVR nivel 2} = 40\text{kg/m}^2 * 67.24 \text{ m}^2 = 2,689.6 \text{ kg}$$

Luego de determinar las cargas de los elementos estructurales y no estructurales, los resultados se introducen en una tabla resumen mostrada a continuación:

Tabla 3.15: Peso total de cargas permanente por nivel.

Elementos	Peso en el nivel 1 (kg)	Peso en el nivel 2 (kg)
Muros	28,390.5	28,390.5
Vigas	13,209.6	6,297.6
Losa	24,206.4	24,206.4
CSI	5,648.16	3,585.6
Total	71,454.66	62,480.1

Fuente: Elaboración propia

3.1.4.4 Combinaciones de carga

Se adoptará el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) para el dimensionamiento de la estructura. Este enfoque permite garantizar un nivel adecuado de seguridad al considerar tanto las posibles variaciones en las cargas aplicadas como la incertidumbre en la capacidad resistente de los materiales.

Para cada elemento estructural, se evaluarán las combinaciones de carga definidas en la norma, de modo que la carga de diseño corresponderá a aquella combinación que genere los esfuerzos más críticos.

En el caso de la edificación en estudio, debido a que está sujeta a la acción de cargas sísmicas, es necesario aplicar las combinaciones básicas de carga para sismo establecidas en la sección 7.5.4 de la NSRM, 2022. Por tanto, las combinaciones básicas de carga que deben considerarse en el método LRFD son las siguientes:

1. $1.2 \text{ CM} + E_h + \text{CV}$
 1. $1.2 \text{ CM} + \text{SX} + 0.3 \text{ SY} + \text{CV}$
 2. $1.2 \text{ CM} + \text{SX} - 0.3 \text{ SY} + \text{CV}$
 3. $1.2 \text{ CM} - \text{SX} + 0.3 \text{ SY} + \text{CV}$
 4. $1.2 \text{ CM} - \text{SX} - 0.3 \text{ SY} + \text{CV}$
 5. $1.2 \text{ CM} + 0.3 \text{ SX} + \text{SY} + \text{CV}$
 6. $1.2 \text{ CM} + 0.3 \text{ SX} - \text{SY} + \text{CV}$
 7. $1.2 \text{ CM} - 0.3 \text{ SX} + \text{SY} + \text{CV}$
 8. $1.2 \text{ CM} - 0.3 \text{ SX} - \text{SY} + \text{CV}$

2. $0.9 \text{ CM} + E_h$
 1. $0.9 \text{ CM} + \text{SX} + 0.3 \text{ SY}$
 2. $0.9 \text{ CM} + \text{SX} - 0.3 \text{ SY}$
 3. $0.9 \text{ CM} - \text{SX} + 0.3 \text{ SY}$
 4. $0.9 \text{ CM} - \text{SX} - 0.3 \text{ SY}$
 5. $0.9 \text{ CM} + 0.3 \text{ SX} + \text{SY}$
 6. $0.9 \text{ CM} + 0.3 \text{ SX} - \text{SY}$
 7. $0.9 \text{ CM} - 0.3 \text{ SX} + \text{SY}$
 8. $0.9 \text{ CM} - 0.3 \text{ SX} - \text{SY}$

3.1.5 Revisión de excentricidad estática de la estructura.

Para esta revisión se necesita determinar las coordenadas del centro de masa y centro de rigidez para lograr observar si el centro de masa coincide o no con el centro de rigidez. Cuando existe una diferencia de ubicación entre ambos centros, aparece una excentricidad que genera torsiones en la edificación durante un sismo.

3.1.5.1 Cálculo del centro de masa

Es el punto donde se concentra el peso total de la planta del edificio y se obtiene a partir de la distribución de las cargas (muertas y vivas) en cada nivel.

Tabla 3.16: Parámetros de Diseño para cálculo del centro de masa

Parámetros de diseño		
Espesor de losa	0,15	m
Peso del Concreto	2400	Kg/m ³
Peso de la losa	360	Kg/m ²
Peso muerto de vigas	219,84	Kg/m ²
CVI Techo	40,00	Kg/m ²
CV Sala de estar y Cocina	203,94	Kg/m ²
CV Dormitorio y Baño	152,96	Kg/m ²
Peso Distribuido del muro	171,53	Kg/m ²

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.17: Parámetros de Diseño para cálculo del centro de masa

Sección	Destino	Área	Carga w _i	Peso W	Centro geométrico		WiXi	Wi Yi
		(m ²)	(Kg/m ²)	(Kg)	Xi (m)	Yi (m)	Kg.m	Kg.m
Ejes A-B	Sala de Estar	6,68	995,31	6.648,67	0,84	4	5.551,64	26.594,67
Ejes A-B	Ducha	6,68	944,32	6.308,09	0,84	4	5.267,25	25.232,35
Ejes B-C	Habitación	12,60	944,32	11.898,49	3,25	4	38.610,59	47.593,95
Ejes B-C	Sala de estar	12,60	995,31	12.540,90	3,25	4	40.695,21	50.163,59
Ejes C-D	Habitación	12,72	944,32	12.011,81	6,41	4	76.995,68	48.047,22
Ejes C-D	Cocina	12,72	995,31	12.660,34	6,41	4	81.152,75	50.641,34
Sumatoria		64,00		62.068,28			161.568,74	171.037,11

Fuente: Elaboración Propia

Por tanto, las coordenadas del centro de masa se calcularán a continuación:

$$X_{cm} = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W}$$

$$X_{cm} = \frac{161,568.74}{62,068.28} = 2.60 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W}$$

$$Y_{cm} = \frac{171,037.11}{62,068.28} = 2.76 \text{ m}$$

3.1.5.2 Cálculo del centro de rigidez

El centro de rigidez es el punto donde está concentrada la resultante de las rigideces laterales de cada elemento del entrepiso. Si la fuerza cortante de sismo se aplica en este centro de rigidez, el entrepiso solo tendrá movimiento de traslación, sin giro.

Las coordenadas del centro de rigidez se pueden calcular con las siguientes ecuaciones dadas por Vásquez y Ridell (1984):

$$CR_{xj} = \frac{\sum K_{yi} X_i}{\sum K_{yi}}$$

$$CR_{yj} = \frac{\sum K_{xi} Y_i}{\sum K_{xi}}$$

Donde x_j, y_j son las coordenadas de los elementos que aportan resistencia a la estructura y K_{yi} y K_{xi} corresponden a la rigidez del elemento i en las direcciones x, y .

➤ **Centro de Rigidez para Mampostería Confinada**

$$CR_{xj} = \frac{(1.000 * 0) + (0.193 * 0) + (0.296 * 8) + (0.215 * 8) + (0.210 * 8) + (0.977 * 1.67) + (0.940 * 4.82)}{1.00 + 0.193 + 0.296 + 0.215 + 0.210 + 0.977 + 0.940}$$

$$CR_{xj} = 3.17 \text{ m}$$

$$CR_{yj} = \frac{(0.100 * 0) + (0.107 * 0) + (0.184 * 0) + (0.101 * 0) + (0.317 * 8) + (0.146 * 8) + (0.080 * 8) + \dots}{0.100 + 0.107 + 0.184 + 0.101 + 0.317 + 0.146 + 0.080 + \dots}$$

$$CR_{yj} = \frac{\dots + (0.042 * 4) + (0.305 * 4) + (0.322 * 4)}{\dots + 0.042 + 0.305 + 0.322}$$

$$CR_{yj} = 4.12 \text{ m}$$

➤ **Centro de Rigidez para Mampostería Reforzada**

Las coordenadas del centro de rigidez se pueden calcular con las siguientes ecuaciones.

$$CR_{xj} = \frac{\sum KyiXi}{\sum Kyi}$$

$$CR_{yj} = \frac{\sum KxiYi}{\sum Kxi}$$

$$CR_{xj} = \frac{(1.000 * 0) + (0.212 * 0) + (0.259 * 8) + (0.216 * 8) + (0.211 * 8) + (0.915 * 1.67) + (0.945 * 4.82)}{1.00 + 0.212 + 0.259 + 0.216 + 0.211 + 0.915 + 0.945}$$

$$CR_{xj} = 3.14 \text{ m}$$

$$CRyj = \frac{(0.097 * 0) + (0.108 * 0) + (0.185 * 0) + (0.101 * 0) + (0.284 * 8) + (0.147 * 8) + (0.080 * 8)}{0.097 + 0.108 + 0.185 + 0.101 + 0.284 + 0.147 + 0.080 \dots}$$

$$CRyj = \frac{\dots + (0.020 * 4) + (0.298 * 4) + (0.316 * 4)}{\dots + 0.020 + 0.298 + 0.316}$$

$$CRyj = 4.05 \text{ m}$$

3.2 Análisis sísmico lineal: Método Modal Espectral

El método modal espectral fue seleccionado para el análisis sísmico de la estructura, ya que representa un enfoque más preciso en respuesta sísmica, además de evaluar los efectos torsionales de mejor manera. El método DME puede ser utilizado para todos los tipos de estructuras en todas las zonas sísmicas del país. Según la NSRM 2022, este método es obligatorio para estructuras que superan ciertos límites de altura o irregularidad, ya que considera la contribución dinámica de los diferentes modos de vibración.

➤ Uso de software como herramienta de análisis

La estructura se modeló con la ayuda del programa ETABS para comparar los cálculos manuales del análisis sísmico y se trabajó con los datos que proporcionaron los resultados más satisfactorios.

3.2.1 Clasificación de la estructura y de la amenaza sísmica

1) Categoría de riesgo de la estructura según su Grupo de Importancia

Debido a que la estructura en estudio es una vivienda y esta no presenta importancia estratégica que cause pérdidas en gran magnitud, se considera que pertenece al **Grupo II: estructuras de normal importancia**.

Tabla 3.18: Categoría de riesgo de la estructura

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

Fuente: Tabla 5.1.1 NSRM 2022

2) Factor de Importancia

Se asignará un Factor de Importancia de acuerdo con la categoría de riesgo. Su valor será el indicado en la Tabla 5.2.1. de la NSRM 2022. El propósito del factor de importancia es ajustar la demanda sísmica de diseño a la probabilidad de no excedencia del grupo de importancia asignado a dicha estructura.

Tabla 3.19: Factor de importancia de la estructura según categoría de riesgo

Categoría de riesgo	I
I	0.75
II	1.0
III	1.3
IV	1.65

Fuente: Tabla 5.2.1 NSRM 2022

Debido a que nuestra estructura pertenece al **Grupo II: estructuras de normal importancia**. Nuestro factor de Importancia será igual a 1.0

3) Clasificación por categoría de diseño sísmico

A cada estructura se le asignará una categoría de diseño sísmico (CDS), basadas en el nivel de amenazas sísmica en la cual están ubicadas y en la categoría de riesgo asociada a su grupo de importancia. Estas categorías se definen a continuación y su asignación se hará de acuerdo con lo establecido en la Tabla 5.3.1 NSRM 2022.

Tabla 3.20: Categoría de riesgo sísmico

PGA Valores de a_0 en g	Categoría de riesgo	
	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.10$	A	B
$0.10 < a_0 < 0.15$	B	C
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	D
$0.30 \leq a_0$	D	D

Fuente: Elaboración propia

Como $0.30 \leq 0.36 g$ la estructura se ubicará en una categoría de diseño sísmico de tipo “D”, lo que significa que esta categoría de diseño garantiza que la estructura tenga capacidad para disipar energía en el rango inelástico sin perder resistencia. Se exige un diseño con alto nivel de detallado según normas aplicables al material estructural. Sistemas de 1-2 niveles con detallado ordinario/intermedio pueden incluirse, ya que su bajo peso, rigidez o ductilidad material les ha dado buen desempeño sísmico históricamente.

4) Clasificación por Irregularidad

Las estructuras deberán clasificarse como regulares o irregulares en cada una de sus direcciones de análisis, basados en criterios de su configuración estructural. La irregularidad estructural puede alterar significativamente el desempeño de una estructura durante un sismo debido a que la incursión inelástica de la estructura no se distribuye de manera completa si no concentrada en ciertos puntos de la

misma, además algunas irregularidades pueden introducir demandas no anticipadas que pueden no ser consideradas adecuadamente por el diseñador estructural.

El diseño sísmico debe considerar posibles irregularidades en planta o en altura, las cuales afectan el comportamiento estructural durante un sismo. Cuando estas irregularidades están presentes, es necesario aplicar factores de ajuste determinados en las siguientes tablas de la NSRM 22:

Tabla 5.4.2 (irregularidades en planta)

Tabla 5.4.3 (irregularidades en altura)

Toda estructura que cumpla uno o más de los requerimientos de las siguientes tablas dadas por la NSRM 2022, será considerada como irregular.

Tabla 3.21: Factores de irregularidad en planta

N°	Condición		Respuesta
1. Irregularidad Torsional	Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	$\Delta > 1.2 * \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	No cumple
2. Retroceso excesivo en las esquinas	La configuración de la estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	$A > 0.15 B \text{ y } C > 0.15 D$	No Cumple
3. Discontinuidad en los sistemas de piso	La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del	a) $C * D > 0.5A * B$ b) $(C * D + C * E) > 0.5A * B$	No Cumple

4. Ejes estructurales no paralelos	La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	$\phi P_i = 0.8$	No Cumple
------------------------------------	--	------------------	-----------

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.22: Factores de irregularidad en elevación

N°	Condición	Respuesta	
1. Piso flexible	Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	K_c $< 0.80 * \frac{(K_d + K_e + K_f)}{3}$	No Cumple
2. Distribución de masa	La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	$M_d > 1.50 M_{e0}$ $M_d > 1.50 M_c$	No Cumple
3. Irregularidad geométrica	La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de lo de un solo piso.	$\phi E_i = 0.9$	No Cumple
4. Piso débil	La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80 % del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.	Fuerza de Piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$ Fuerza de Piso F_{PB} $< 0.8 \frac{(F_c + F_d + F_e)}{3}$	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

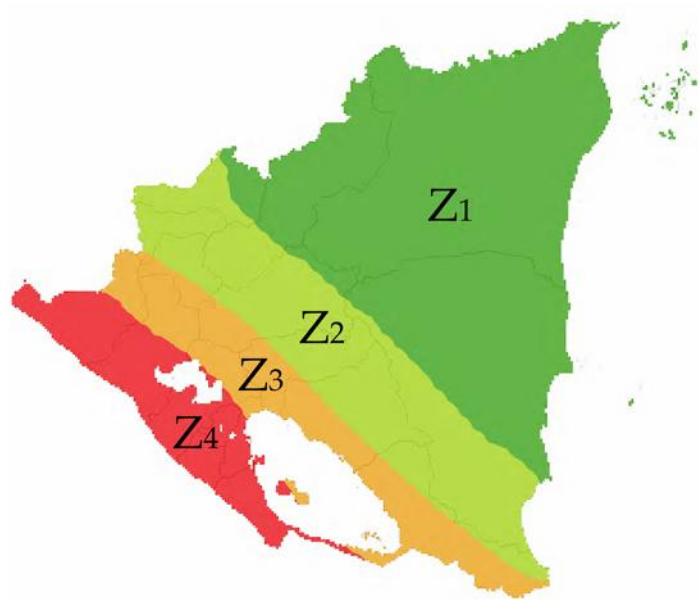
En las secciones 3.3.1.1, 3.3.1.2, 3.4.1.1 y 3.4.1.2 se presentan de forma detallada las condiciones de irregularidad identificadas para cada tipo de mampostería, con el fin de facilitar su análisis y clasificación.

3.2.2 Parámetros sísmicos

1) Ubicación

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua (**Zona 4**).

Figura 3.5: Zonificación sísmica de Nicaragua

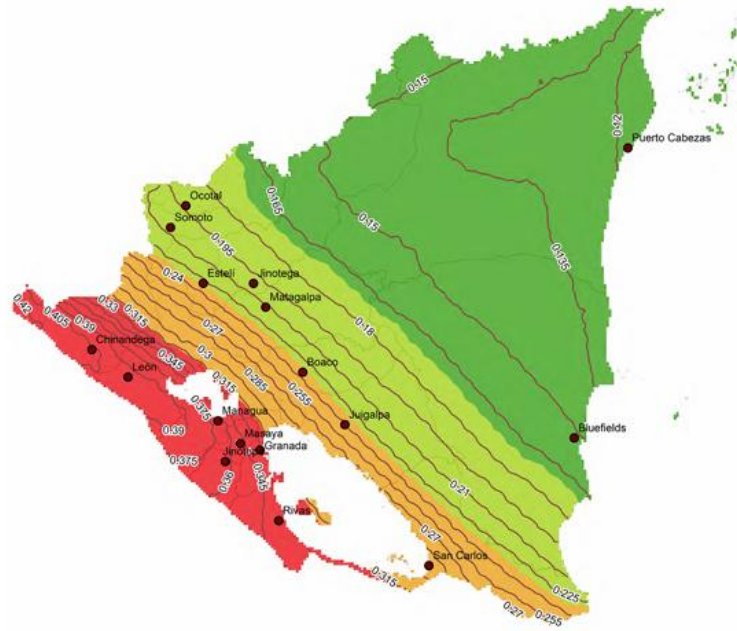


Fuente: NSRM 2022

2) Zonificación sísmica para Nicaragua

Según el mapa de isoaceleraciones dispuesto en la Figura 6.2.2 Mapa de las aceleraciones para Nicaragua (a_0) para un período de retorno de 475 años, la aceleración para la ciudad de Managua es de $a_0 = 0.36667g$

Figura 3.6: Mapa de Isoaceleraciones Nicaragua



Fuente: NSRM 2022

3) Factor de amplificación vertical por tipo de suelo

Debido a que no se realizó un estudio previo del suelo en el que se ubicaría la estructura, se asumió un suelo **tipo D**, el cual corresponde a un suelo con características muy densas y roca blanda, con valores de velocidad entre $180 \leq V_s \leq 360$ m/s. Esta elección se hace con el propósito de aplicar un factor que afecte la estructura bajo las condiciones más desfavorables posibles.

Tabla 3.23: Clasificación por tipo de suelo

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar \bar{N}	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. 1. Índice de Plasticidad $PI > 20$ 2. Contenido de humedad $w \geq 40\%$ 3. Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2$ kg/cm ²		

Fuente: NSRM 2022

Una vez determinado el tipo de suelo presente en la zona, se procede a calcular el factor de amplificación correspondiente al tipo de suelo, el cual se encuentra en la tabla 6.4.1 de la Norma.

Tabla 3.24: Factores de amplificación vertical por tipo de suelo, *F_{as}*.

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z ₁	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z ₂	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z ₃	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z ₄	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

Fuente: NSRM 2022

Para el tipo de Zona Sísmica para la ciudad de Managua Z₄ y asumiendo suelo tipo **D**, el factor de amplificación vertical por tipo de suelo, **F_{as}** será de 1.4

5) Factor de Ajuste Espectral por Comportamiento de Suelos

Este factor ajusta los valores del periodo que definen la meseta del espectro de diseño, en el cual toma en cuenta el incremento en la abscisa del espectro de respuesta debido a la pérdida de rigidez del suelo.

Tabla 3.25: Factor de Ajuste Espectral por Comportamiento de Suelos

Clasificación del sitio	FS_{Tb}	FS_{Tc}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

Fuente: Tabla 6.5.1 NSRM 2022.

Para el tipo de suelo escogido, los factores deberán ser:

$$FS_{tb} = 2 \quad FS_{tc} = \frac{5}{3}$$

6) Parámetros para espectros de respuesta elástico y reducido

La estructura presenta los siguientes parámetros de análisis para determinar el espectro de diseño:

La aplicación de los criterios técnicos de la NSRM 2022 permitió establecer los componentes fundamentales para la configuración del espectro de diseño sísmico aplicable a la estructura.

1) Aceleración del suelo

$$A_0 = a_0 * F_{aS} * I$$

donde:

A_0 = Valor de la aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura.

a_0 = Aceleración máxima del terreno para período cero

I = Factor de importancia

F_{as} = factor de amplificación vertical por tipo de suelo

El coeficiente a_0 se determinará según la siguiente tabla para la ciudad de Managua:

Tabla 3.26: Tabla de valores de a_0 PGA 475 años

Departamento	Longitud (Oeste)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona
CHINANDEGA	12.62937	-87.13105	0.407450	
EL VIEJO	12.66348	-87.16663	0.406850	
EL REALEJO	12.54307	-87.16466	0.406553	
CORINTO	12.48250	-87.17304	0.402359	
CHICHIGALPA	12.56670	-87.03330	0.396122	
POSOLTEGA	12.54310	-86.97890	0.395105	
QUEZALGUAQUE	12.50610	-86.90330	0.394123	
LA PAZ CENTRO	12.34000	-86.67530	0.392197	
TONALÁ	12.76842	-87.13107	0.391709	
NAGAROTE	12.26750	-86.56530	0.391216	
VILLA EL CARMEN	11.97879	-86.50723	0.386383	
MATEARE	12.23460	-86.43138	0.380808	
EL CRUCERO	11.98330	-86.31670	0.378408	
CIUDAD SANDINO	12.15890	-86.34420	0.378162	
SAN RAFAEL DEL SUR	11.84854	-86.43839	0.374813	
MANAGUA	12.13282	-86.25040	0.366670	

Fuente: Tabla 14.2 NSRM 2022.

$$a_0 = 0.36667$$

Por lo tanto, la aceleración del suelo será calculada de la siguiente manera:

$$A_0 = 0.367 * 1.4 * 1$$

$$A_0 = 0.513$$

2) Coeficiente de aceleración

$$\beta = (a(\text{meseta})/ a_0).$$

$$\beta = 2.4 \quad \text{Sección 6.7 NSRM 2022}$$

3) Exponentes que definen la forma del espectro para un período de vibración mayor de T_c , T_d respectivamente

$$p = 0.80$$

$$q = 2.00$$

Sección 6.7 NSRM 2022

4) Períodos característicos del espectro de respuesta

$$T_d = 2 \text{ seg} \quad T_c = 0.3 \text{ seg} \quad T_b = 0.05 \text{ seg}$$

Sección 6.7 NSRM 2022

5) Factor de ajuste espectral por tipo de suelo

$$FST_b * T_b = 2 * 0.05$$

$$FST_b * T_b = 0.1$$

$$FST_c * T_c = \frac{5}{3} * 0.3$$

$$FST_c * T_c = 0.5$$

Sección 6.5 NSRM 2022

6) Factor de comportamiento sísmico

$$R_o = R\phi_P\phi_E$$

El coeficiente de modificación de respuesta “R” para los distintos sistemas estructurales mostrados en siguiente tabla 5.5.1 de la NSRM 2022, dependen de la ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento en función de cada sistema estructural, además de los elementos y materiales que lo componen. En ningún caso Ro deberá de ser menor que 1.

Este factor deberá de ser reducido en caso de presentarse alguna irregularidad en la estructura según se describió en las tablas 3.21 y 3.22 del presente documento.

Espectro de respuesta elástico

Esta Norma establece un espectro normalizado de respuesta elástica de aceleraciones $A(T)$ en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales expresada como fracción de la gravedad, correspondiente a un oscilador lineal simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por los siguientes valores:

Figura 3.7: Ecuaciones para determinar el espectro de respuesta elástico

$$A(T) \begin{cases} A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} \cdot T_b} (\beta - 1) \right] & 0 \leq T \leq FS_{T_b} \cdot T_b \\ \beta A_0 & FS_{T_b} \cdot T_b \leq T \leq FS_{T_c} \cdot T_c \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Fuente: Sección 6.7-1, NSRM 2022

Espectro de diseño reducido

El espectro reducido para diseño (AT), es el que resulta al dividir las ecuaciones del espectro de diseño elástico por el factor de comportamiento sísmico.

$$A_T = \frac{A_0 T}{FS T_b * T_b} \left(\frac{\beta}{R_o} - 1 \right) + A_0$$

Ecuación 6.9-1 NSRM 2022

Ecuación válida para períodos comprendidos entre:

$$0 \leq T \leq FS T_b * T_b$$

3.2.3 Parámetros Dinámicos

1) Período fundamental de la estructura

El periodo fundamental de la estructura en la dirección bajo consideración será establecido usando un análisis debidamente justificado que tome en cuenta las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes. Una vez que se determina el período fundamental de la estructura mediante el análisis dinámico en ETABS, es necesario realizar una verificación conforme a lo establecido en la sección 8.2.1.5 de la NSRM, 2022.

Esta verificación consiste en comparar el valor del período fundamental obtenido (T) con el producto del coeficiente que limita el período máximo permitido (Cu) y el período fundamental aproximado (Ta), seleccionando el menor de ambos valores.

Este procedimiento se lleva a cabo para obtener correctamente el coeficiente sísmico, el cual servirá para calcular el cortante basal estático. Finalmente, este valor se utiliza para comprobar que el cortante basal estático coincide con el

cortante basal obtenido del análisis dinámico, asegurando así la consistencia entre ambos métodos de análisis.

Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado C_u según lo establecido en la sección 8.2.1.5 NSRM 22.

Tabla 3.27: Coeficiente para el límite superior aproximado

$F_{as} * a_0$	C_u
≥ 0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: tabla 8.2.1 NSRM 22.

Como $F_{as} * a_0 \geq 0.3$;

$$C_u = 1.4$$

$$F_{as} * a_0 = 1.4 * 0.36667 = 0.5133$$

2) Período aproximado y máximo de la estructura

El periodo fundamental aproximado “ T_a ” para mampostería o para muros de cortante de concreto reforzado en estructuras de hasta 36 metros de altura, puede ser calculado con la siguiente ecuación:

$$T_a = \frac{0.00058}{\sqrt{C_w}} * h_n$$

Ecuación 8.2-6 NSRM 22.

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{(1 + 0.83(\frac{h_n}{D_i})^2)}$$

Ecuación 8.2-7 NSRM 22.

Donde:

C_w = coeficiente para el cálculo de periodo aproximado

A_B = Área de la base de la estructura (m^2)

A_i = Área del alma del muro de cortante (m^2)

D_i = Longitud del muro de cortante (m)

Tabla 3.28: Determinación del coeficiente para el cálculo del periodo aproximado

t	Di	Ai	hn	100/AB	Cw
0.15	1.65	0.2475	6	1.487209994	0.030737213
0.15	2.4	0.36	6	1.487209994	0.086528581
0.15	1.65	0.2475	6	1.487209994	0.030737213
0.15	1.65	0.2475	6	1.487209994	0.030737213
0.15	5.3	0.795	6	1.487209994	0.572911926
0.15	4.15	0.6225	6	1.487209994	0.338504063
0.15	4.15	0.6225	6	1.487209994	0.338504063

Fuente: Elaboración Propia

$$\sum C_w = 1.4286$$

Sustituyendo datos en la ecuación, se obtiene:

$$T_a = \frac{0.00058}{\sqrt{1.4286}} * 6$$

$$T_a = 0.00291$$

Período Máximo o límite superior del periodo:

$$T_{max} = C_u * T_a$$

$$T_{max} = 1.4 * 0.0029$$

$$T_{max} = 0.00406$$

3) Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico a como se mencionó anteriormente, se calculará para el periodo con el menor valor entre T_{fund} y el producto de C_u por T_a . Una vez obtenido el periodo fundamental, se tomará en consideración para determinar la ecuación a escoger.

Figura 3.8: Ecuaciones para determinar el coeficiente sísmico de la estructura

$$C_s = \begin{cases} \frac{\beta A_o}{R_o} & 0 \leq T \leq FS_{tc} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{tc} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_o}{R_o} \left(\frac{FS_{tc} \cdot T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Fuente: Sección 8.2.1.3 NSRM 2022.

4) Fuerza cortante basal

La fuerza de corte basal V_b , está dada por la ecuación 8.2.1.2 NSRM 2022:

$$V_b = C_s * W$$

5) Peso sísmico efectivo

Según la sección 9.6 de la NSRM 2022, el peso sísmico efectivo de la estructura (W) será el que resulte de la superposición de las cargas permanentes más una fracción de las cargas variables que contribuyan a la respuesta sísmica de la estructura.

Independientemente del método de análisis que se use, el **peso sísmico efectivo** a utilizarse será:

a) Caso general

$$W = CM + 0.15 * CV$$

b) Casos especiales: Bodegas, parqueos y almacenaje

$$W = CM + 0.3 * CV$$

Sustituyendo datos en el caso general

$$W = 133,934.76 + 0.15 * 20,172$$

$$W = 136,645.56$$

$$W = 136.96 \text{ Ton}$$

6) Cortante basal dinámico

De acuerdo con la sección 8.2.2.7 de la NSRM 2022, si el cortante basal dinámico combinado V_t resulta inferior al 100% del cortante basal modal estático V_b se debe aplicar una corrección. Esta consiste en aumentar las fuerzas utilizando el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala: } \frac{V_b}{V_t}$$

Ecuación 8.2-14. NSRM 22

3.3 Parámetros estructurales y sísmicos para Mampostería Confinada

3.3.1 Tipos de Irregularidades

3.3.1.1 Irregularidades en Planta

1. Irregularidad torsional

Tabla 3.29: Determinación de derivas promedio para verificar irregularidad torsional

Story	Derivas Promedio		1.2* Δx	1.2* Δy	Irregularidad en X	Irregularidad en Y
	X	Y				
2	0.2049	0.0133	0.2459	0.0160	No presenta	No presenta
1	0.1008	0.0059	0.1210	0.0071	No presenta	No presenta
Base	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

Como la máxima deriva de piso, no es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, el criterio de irregularidad no cumple.

2. Retroceso excesivo en las esquinas

Nuestra estructura al presentar una ausencia de entrantes en las dimensiones de los dos pisos (8.20x8.20) garantiza un comportamiento sísmico más predecible, simplificando el análisis y cumpliendo con los requisitos normativos para estructuras regulares.

3. Discontinuidad en los sistemas de piso

El análisis geométrico confirma que todos los niveles de la edificación mantienen idénticas características dimensionales y de configuración, con plantas constantes de 8.20x8.20 metros en cada piso. Esta completa uniformidad en altura elimina la posibilidad de alguna discontinuidad en el sistema de piso.

4. Ejes estructurales no paralelos

Todos los elementos verticales (columnas, muros) siguen ejes perfectamente paralelos en ambas direcciones principales (X, Y). No existen giros, desfases o cambios de orientación entre niveles, tanto las rigideces como masas se distribuyen uniformemente en planta, por lo tanto, la estructura no cumple con este factor de irregularidad.

3.3.1.2 Irregularidades en Elevación

1. Piso Flexible

Tabla 3.30: Cálculo para determinar irregularidad por piso flexible (Mampostería Confinada)

TABLE: Story Response				
Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Kx	0.7*Ky
	tonf-m	tonf-m		
2	123.81	122.17	86.67	85.52
1	334.41	346.50	234.08	242.55
Base	447.56	454.54	313.29	318.18

Irregularidad en X	Irregularidad en Y
No presenta	No presenta
No presenta	No presenta
No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

En nuestro caso la estructura presenta uniformidad de elementos resistentes y continuidad absoluta en sus componentes sismorresistentes verticales en todos los niveles. Los muros mantienen idénticas dimensiones de sección transversal (espesor, longitud y altura libre), mismas propiedades mecánicas e idéntica distribución en planta entre pisos consecutivos.

Con respecto a la equivalencia de rigideces: El análisis de derivas y desplazamientos relativos confirma que la rigidez lateral efectiva (K) se mantiene constante en toda la altura de la estructura, al no existir reducción de secciones, discontinuidades geométricas o cambios en la densidad de muros.

2. Distribución de masa

Tabla 3.31: Cálculo para determinar irregularidad por distribución de masas

TABLE: Mass Summary by Story			
Story	ton	1.5*masa	Irregularidad
2	5.151	7.727	No Presenta
1	6.810	10.215	No Presenta
Base	1.493	2.239	No Presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

Podemos observar que la masa del segundo piso es menor que la del primer piso, por lo tanto, no presenta irregularidad por distribución de masa.

3. Irregularidad Geométrica

La estructura se considera geoméricamente regular al mantener en todos sus niveles las mismas dimensiones de 8.20m × 8.20m, cumpliendo ampliamente con el requisito normativo que establece que la dimensión en planta de cualquier piso no debe exceder en 1.3 veces la de un piso adyacente (NSRM 2022). Esta uniformidad dimensional garantiza una distribución equilibrada de rigideces y masas, eliminando irregularidades potenciales y permitiendo el uso de métodos de análisis simplificados con total validez técnica.

4. Piso débil

Tabla 3.32: Cálculo para determinar irregularidad por piso débil

TABLE: Story Response						
Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Fx	0.7*Fy	Irregularidad en X	Irregularidad en Y
	tonf	tonf				
Story2	34.5452	34.2601	24.18	23.98	No presenta	No presenta
	33.9028	33.9153	23.73	23.74	No presenta	No presenta
Story1	55.5125	55.7070	38.86	38.99	No presenta	No presenta
	55.7523	55.7973	39.03	39.06	No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

La capacidad a corte de los elementos estructurales (V_n) es uniforme en altura, garantizando que la resistencia del piso inferior excede a la del superior, eliminando la condición de piso débil. La homogeneidad demostrada en geometría, rigidez y resistencia justifica la exclusión de las clasificaciones de *Piso Flexible* y *Piso Débil*, asegurando un comportamiento sísmico uniforme según los requisitos de la normativa local.

Construcción Regular. Se considera así cuando no se presenta ninguna de las irregularidades descritas en las secciones 5.4.1 y 5.4.2 NSRM 22; en cuyo caso los coeficientes de regularidad toman el valor de la unidad. $\phi_P = \phi_E = 1$.

3.3.2 Determinación de espectros elástico y reducido

Con base en la Tabla 5.5.1 Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (NSRM 2022), se obtienen parámetros para la determinación de espectros.

- a) Clasificación por material y sistema estructural: El sistema de muro de carga que se utilizó corresponde a Muros de corte con ladrillos huecos de mampostería confinada.

Esta categoría fue seleccionada debido a que hace referencia explícita al sistema de mampostería confinada, priorizando el efecto del confinamiento sobre el comportamiento estructural del muro, más que a las propiedades del material de la mampostería. Cabe señalar que la MP-001 establece que, en ausencia de ensayos de prisma o ensayos de compresión, se pueden utilizar los mismos valores mínimos de $f'm$ (resistencia a la compresión de la mampostería) y $v'm$ (resistencia al corte) tanto para ladrillos como para bloques de concreto. De igual forma, en caso de que se cuente con resultados de laboratorio que indiquen resistencias mayores, la NSRM 2022, mantiene la misma clasificación estructural, aplicando los mismos factores y parámetros de diseño para ambos tipos de piezas de mampostería.

Obteniendo los siguientes valores:

- ✓ Coeficiente de modificación de respuesta $R = 3$
- ✓ Factor de sobrerresistencia $\Omega = 2.5$
- ✓ Coeficiente de amplificación de deflexiones $Cd = 2$
- ✓ Distorsión máxima de piso $\gamma_{max} = 0.006$

b) Factor de comportamiento sísmico

$$R_o = \phi P * \phi E * R$$

$$R_o = 1 * 1 * 3 = 3$$

Se cumple la condición 6.6.1 NSRM 2022, que el factor de comportamiento sísmico debe ser mayor a 1.

Una vez establecidos los parámetros fundamentales, se determinaron las aceleraciones espectrales correspondientes a distintos periodos estructurales

mediante las ecuaciones prescritas en la normativa sismorresistente vigente para Managua.

Tabla 3.33: Parámetros sísmicos para la determinación de espectros de diseño

Parámetros Sísmicos Mampostería Confinada		
Descripción	Símbolo	Magnitud
Aceleración del terreno	a_0	0.367
Coefficiente de aceleración	β	2.400
Constante exponencial de ajuste espectral	p	0.800
Período inicial del espectro en la rama de velocidad constante	T_c	0.300
Período de inicio de la meseta	T_b	0.050
Período inicial del espectro en la rama de desplazamiento constante	T_d	2.000
Constante exponencial de ajuste espectral	q	2.000
Factor de amplificación vertical por tipo de suelo	F_{as}	1.400
Tipo de Suelo	Rigido	D
Factor de Importancia	I	1.000
Factor de ajuste espectral	F_{Stb}	2.000
Factor de ajuste espectral	F_{Stc}	1.667
Factor de ajuste espectral	$F_{stc} \cdot t_c$	0.500
Factor de ajuste espectral	$F_{Stb} \cdot t_b$	0.100
Valor de la aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura	A_0	0.513
Coefficiente de modificación de Respuesta	R	3.000
Factor de Regularidad en planta	ϕ_P	1.000
Factor de Regularidad en elevación	ϕ_E	1.000
Factor de Comportamiento Sísmico	R_0	3.000

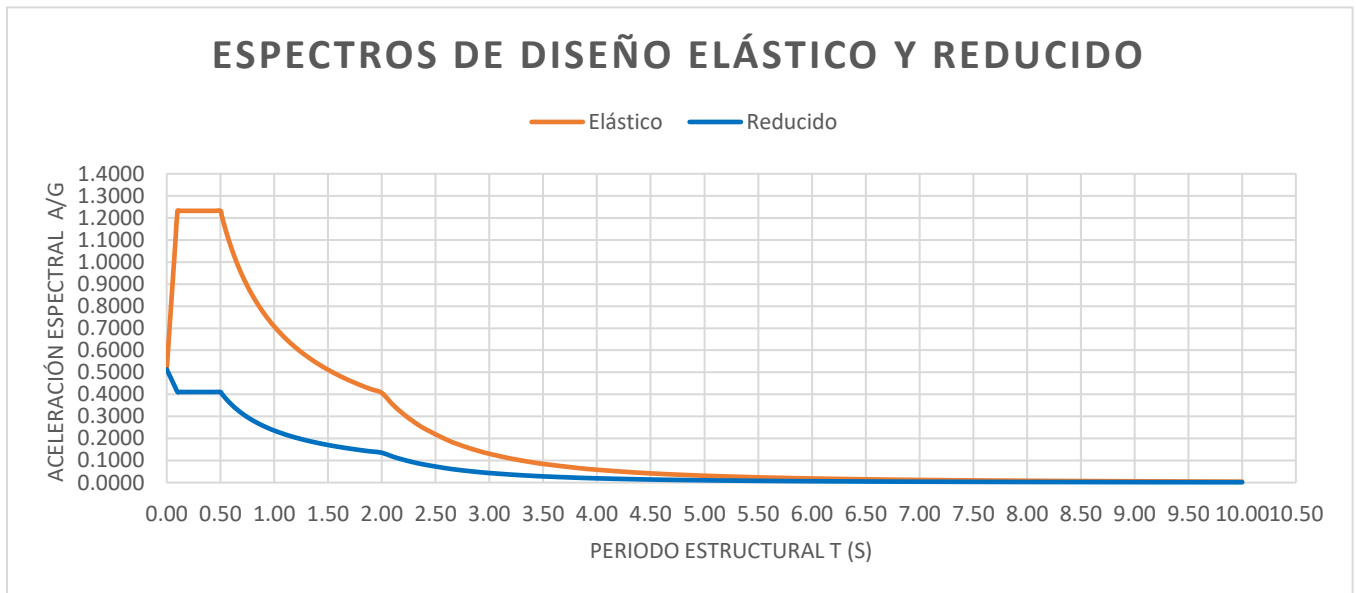
Fuente: Elaboración Propia

Para escoger la ecuación correspondiente a cada espectro, necesitaremos los períodos correspondientes.

Se utilizará la primera ecuación de espectro elástico para los períodos comprendidos entre los períodos de 0 a 0.1. La segunda ecuación se usará en períodos comprendidos de 0.1 a 0.5. La tercera ecuación corresponderá para períodos entre 0.5 y 2 segundos. Luego, la última ecuación se utilizará en los períodos de 2 a 10 segundos.

A continuación, se muestran los resultados gráficos para los espectros elásticos y reducidos:

Figura 3.9: Resultados de espectros de diseño elástico y reducido para Mampostería Confinada



Fuente: Elaboración Propia en Excel

Con los espectros de respuesta elástico y reducido resultantes, se incorporaron dichos datos en el modelo desarrollado en ETABS, a fin de llevar a cabo el análisis de desplazamientos y evaluar el comportamiento de la estructura frente a las acciones sísmicas.

3.3.3 Masas y pesos por nivel

Tabla 3.34: Pesos por nivel

Story	UX ton	UY ton
2	5.151	5.151
1	6.810	6.810
Base	1.493	1.493

Fuente: ETABS

3.3.4 Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas

Se incluyeron 12 modos de vibración que se representan en la siguiente tabla:

Tabla 3.35: Modos de vibración y porcentajes de participación de masas

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec						
Modal Eigen	1	0.111	0.8861	0.0022	0.0003	0.8861	0.0022	0.0003
Modal Eigen	2	0.086	0.0011	0.5744	0.3188	0.8873	0.5766	0.3191
Modal Eigen	3	0.07	0.0015	0.3164	0.5775	0.8887	0.893	0.8965
Modal Eigen	4	0.038	0.1112	0.0003	0.0001	0.9999	0.8933	0.8966
Modal Eigen	5	0.03	0.0001	0.0741	0.0362	1.0000	0.9673	0.9328
Modal Eigen	6	0.025	2.028E-05	0.0327	0.0672	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	7	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	8	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	9	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	10	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	11	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal Eigen	12	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Fuente: ETABS

Con base en la tabla presentada, se identifica el periodo y el modo fundamental correspondiente al eje X modo #1, con un periodo fundamental de 0.111 segundos y una participación modal de 0.8861, siendo este el de mayor influencia.

De acuerdo con lo establecido en la sección 8.2.2.2 de la NSRM 2022, el análisis modal debe considerar un número suficiente de modos de vibración que permitan alcanzar al menos el 90% de participación modal de la masa sísmica en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. Estos resultados satisfacen la normativa vigente.

Periodo Fundamental tomado de modelo ETABS

$$T_{fund} = 0.111 \text{ seg}$$

Anteriormente calculamos el periodo máximo, como resultado tenemos el siguiente dato: $T_{max} = 0.00406$.

Por tanto, como $T_{max} \leq T_{fund}$, se usará el valor del período máximo en el cálculo del coeficiente sísmico.

La condición $0 \leq T \leq FS_{tc} * T_c$, cumple con los parámetros dados en la sección 8.2.1.3 NSRM 2022.

$$0 \leq 0.00406 \leq 0.111$$

Por tanto, usaremos la primera ecuación:

$$C_s = \frac{\beta A_o}{R_o}$$

Fuerza cortante Basal

$$V_b = C_s * W$$

$$V_b = 0.411 * 136.96$$

$$V_b = 56.25 \text{ Ton}$$

3.3.5 Corrección del Cortante Dinámico

3.3.5.1 Primera Iteración

Tabla 3.36: Resultados del cortante dinámico

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Type	FX tonf	FY tonf
Sismo X	Max	43.2029	2.6774
Sismo Y	Max	2.6774	36.0745

Fuente: ETABS

De acuerdo con lo establecido en la sección 8.2.2.7 de la NSRM 2022, si el valor resultante del cortante basal dinámico combinado V_t es inferior al 100% del

cortante basal modal estático V_b será necesario aplicar una corrección, aumentando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala: } \frac{V_b}{V_t}$$

$$\text{Factor de escala en dirección X} = \frac{56.246}{43.2029} = 1.302$$

Equivalente al 77% del cortante estático.

$$\text{Factor de escala en dirección Y} = \frac{56.246}{36.0745} = 1.559$$

Equivalente al 64% del cortante estático.

3.3.5.2 Segunda Iteración

Tabla 3.37: Resultados del cortante dinámico

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Type	FX tonf	FY tonf
Sismo X	Max	56.2501	3.4859
Sismo Y	Max	4.174	56.2402

Fuente: ETABS

$$\text{Factor de escala en dirección X} = \frac{56.246}{56.2501} = 1.000$$

Equivalente al 100% del cortante estático.

$$\text{Factor de escala en dirección Y} = \frac{56.246}{56.2402} = 1.000$$

Equivalente al 100% del cortante estático.

Por tanto, los resultados han sido satisfactorios.

3.3.6 Desplazamientos Máximos

Tabla 3.38: Desplazamientos máximos de la estructura

Desplazamientos Máximos					
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Esc.	Y-Dir Esc.
		<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>	<i>cm</i>
Story2	3.200	0.2049	0.1723	0.410	0.345
Story1	3.200	0.1008	0.0857	0.202	0.171
Base	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

Estos desplazamientos resumidos en tabla Y-Dir-Esc y X-Dir Esc utilizados para el cálculo de las derivas de piso, fueron calculados según la sección 10.2 de la normativa NSRM 2022:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ie}}{I}$$

Ecuación 10.2-1 NSRM 2022

Donde:

C_d: coeficiente de amplificación. Tabla 5.5.1 NSRM 2022

I: factor de importancia. Tabla 5.2.1 NSRM 2022

δ_{ie}: desplazamiento lateral elástico ETABS

3.3.7 Derivas y distorsiones máximas permitidas

Las derivas máximas se obtuvieron calculando la diferencia entre los desplazamientos X-Dir Esc, evaluados en el mismo eje estructural. Esta resta

permite determinar la deriva relativa entre ambos estados de carga, reflejando el desplazamiento diferencial debido a la acción sísmica.

Para el cálculo de las distorsiones de piso, hicimos uso de la sección 10.4 de la normativa NSRM 2022, en la cual se define como distorsión de piso i , al cociente entre la deriva de piso y la altura correspondiente bajo el piso en consideración.

La ecuación es la siguiente:

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i}$$

Ecuación 10.4-1

Para saber si los resultados cumplen con la norma establecida, la distorsión calculada en cada eje por piso, deberá ser menor que el factor máximo definido en normativa. Según la sección 10.4 de la NSRM 2022, para estructuras con categorías de riesgo I y II, la distorsión máxima (γ_{max}) se especifica en la Tabla 5.5.1.

En nuestro caso, para un sistema estructural de muros de corte con ladrillos huecos de mampostería confinada, la distorsión máxima será el valor siguiente:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.006$$

Tabla 3.39: Derivas y distorsiones máximas de la estructura

Derivas Máximas		Distorsión		Resultados	
X	Y	γ_x	γ_y	γ_x	γ_y
cm	cm				
0.208	0.173	0.001	0.0005	CUMPLE	CUMPLE
0.202	0.171	0.0006	0.0005	CUMPLE	CUMPLE
0.000	0.000	0.000	0.000	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Cálculos en Excel

Se puede observar que el sistema cumple con el criterio establecido en normativa, ya que, la distorsiones para cada uno de los ejes por piso no superan la distorsión máxima permitida.

3.4 Parámetros estructurales y sísmicos para Mampostería Reforzada

3.4.1 Tipos de Irregularidades

3.4.1.1 Irregularidades en Planta

1. Irregularidad torsional

Tabla 3.40: Determinación de derivas promedio para verificar irregularidad torsional

Story	Derivas Promedio		1.2* Δx	1.2* Δy	Irregularidad en X	Irregularidad en Y
	X	Y				
2	0.37283	0.02936	0.4474	0.0352	No presenta	No presenta
1	0.170775	0.01294	0.2049	0.0155	No presenta	No presenta
Base	0.00000	0.00000	0.0000	0.0000	No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

Como la máxima deriva de piso, no es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura, el criterio de irregularidad no cumple.

2. Retroceso excesivo en las esquinas

Nuestra estructura al presentar una ausencia de entrantes en las dimensiones de los dos pisos (8.20x8.20) garantiza un comportamiento sísmico más predecible, simplificando el análisis y cumpliendo con los requisitos normativos para estructuras regulares.

3. Discontinuidad en los sistemas de piso

El análisis geométrico confirma que todos los niveles de la edificación mantienen idénticas características dimensionales y de configuración, con plantas constantes de 8.20x8.20 metros en cada piso. Esta completa uniformidad en altura elimina la posibilidad de alguna discontinuidad en el sistema de piso.

4. Ejes estructurales no paralelos

Todos los elementos verticales (columnas, muros) siguen ejes perfectamente paralelos en ambas direcciones principales (X, Y). No existen giros, desfases o cambios de orientación entre niveles, tanto las rigideces como masas se distribuyen uniformemente en planta, por lo tanto, la estructura no cumple con este factor de irregularidad.

3.4.1.2 Irregularidades en Elevación

1. Piso Flexible

Tabla 3.41: Cálculo para determinar irregularidad por piso flexible

TABLE: Story Response				
Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Kx	0.7*Ky
	ton-m	ton-m		
2	123.86	122.17	86.70	85.52
1	305.96	276.65	214.17	193.66
Base	398.82	347.64	279.17	243.35

Irregularidad en X	Irregularidad en Y
No presenta	No presenta
No presenta	No presenta
No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

En nuestro caso la estructura presenta uniformidad de elementos resistentes y continuidad absoluta en sus componentes sismorresistentes verticales en todos los niveles. Los muros mantienen idénticas dimensiones de sección transversal (espesor, longitud y altura libre), mismas propiedades mecánicas e idéntica distribución en planta entre pisos consecutivos.

Con respecto a la equivalencia de rigideces: El análisis de derivas y desplazamientos relativos confirma que la rigidez lateral efectiva (K) se mantiene constante en toda la altura de la estructura, al no existir reducción de secciones, discontinuidades geométricas o cambios en la densidad de muros.

2. Distribución de masa

Tabla 3.42: Cálculo para determinar irregularidad por distribución de masas

TABLE: Mass Summary by Story			
Story	ton	1.5*masa	Irregularidad
2	5.143	7.715	No Presenta
1	6.485	9.728	No Presenta
Base	1.469	2.203	No Presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

En este caso $W_2 < W_1$ con 5.143 Ton en la planta alta y 6.485 Ton en planta baja.

3. Irregularidad Geométrica

La estructura se considera geoméricamente regular al mantener en todos sus niveles las mismas dimensiones de 8.20m × 8.20m, cumpliendo ampliamente con el requisito normativo que establece que la dimensión en planta de cualquier piso no debe exceder en 1.3 veces la de un piso adyacente (NSRM 2022). Esta uniformidad dimensional garantiza una distribución equilibrada de rigideces y masas, eliminando irregularidades potenciales y permitiendo el uso de métodos de análisis simplificados con total validez técnica.

4. Piso débil

Tabla 3.43: Cálculo para determinar irregularidad por piso débil

Story	X-Dir	Y-Dir	0.7*Fx	0.7*Fy	Irregularidad en x	Irregularidad en y
	tonf	tonf				
Story2	30.9107	30.6589	21.64	21.46	No presenta	No presenta
	30.1919	30.1460	21.13	21.10	No presenta	No presenta
Story1	46.7756	47.2984	32.74	33.11	No presenta	No presenta
	46.7270	47.2359	32.71	33.07	No presenta	No presenta

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

La capacidad a corte de los elementos estructurales (V_n) es uniforme en altura, garantizando que la resistencia del piso inferior excede a la del superior, eliminando la condición de piso débil. La homogeneidad demostrada en geometría, rigidez y resistencia justifica la exclusión de las clasificaciones de *Piso Flexible* y *Piso Débil*, asegurando un comportamiento sísmico uniforme según los requisitos de la normativa local.

Construcción Regular. se considera así cuando no se presenta ninguna de las irregularidades descritas en las secciones 5.4.1 y 5.4.2 en cuyo caso los coeficientes de regularidad toman el valor de la unidad. $\Phi_P = \Phi_E = 1$.

3.4.2 Determinación de espectro elástico y reducido

Con base en la Tabla 5.5.1 Coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas (NSRM 2022), se obtienen parámetros para la determinación de espectros.

- a) Clasificación por material y sistema estructural: El sistema de muro de carga que se utilizó corresponde a Muros de corte de mampostería reforzada intermedia.

Este sistema se ajusta al diseño presentado, ya que se asume un muro de mampostería con una ductilidad intermedia, en el cual los detalles de armado y de diseño no son tan exigentes como lo es un muro de mampostería reforzada especial y tampoco un diseño conservador como lo sería un muro de mampostería reforzada ordinario.

Es importante señalar que este último tipo de sistema presenta limitaciones de altura de hasta 3 metros, lo que no se ajusta a las condiciones de la estructura analizada. Asimismo, el coeficiente de modificación de respuesta (R) asignado a la mampostería reforzada intermedia es mayor que el correspondiente a la mampostería confinada, reflejando su mayor capacidad para resistir cargas laterales, atribuida al refuerzo horizontal y vertical dispuesto en el muro.

Obteniendo los siguientes valores:

- ✓ Coeficiente de modificación de respuesta $R = 3.5$
- ✓ Factor de sobrerresistencia $\Omega = 2.5$
- ✓ Coeficiente de amplificación de deflexiones $Cd = 2\frac{1}{4}$
- ✓ Distorsión máxima de piso $y_{max} = 0.01$

a) Factor de comportamiento sísmico

$$R_o = \phi P * \phi E * R$$

$$R_o = 1 * 1 * 3.5 = 3.5$$

Se cumple la condición 6.6.1 NSRM 2022, que el factor de comportamiento sísmico debe ser mayor a 1.

Una vez establecidos los parámetros fundamentales, se determinaron las aceleraciones espectrales correspondientes a distintos periodos estructurales

mediante las ecuaciones prescritas en la normativa sismorresistente vigente para Managua.

Tabla 3.44: Parámetros sísmicos para la determinación de espectros de diseño

Parámetros Sísmicos Mampostería Reforzada		
Descripción	Símbolo	Magnitud
Aceleración del terreno	a0	0.367
Coefficiente de aceleración	β	2.400
Constante exponencial de ajuste espectral	p	0.800
Período inicial del espectro en	Tc	0.300
Período de inicio de la meseta	Tb	0.050
Período inicial del espectro en la rama de desplazamiento constante	Td	2.000
Constante exponencial de ajuste espectral	q	2.000
Factor de amplificación vertical por tipo de suelo	Fas	1.400
Tipo de Suelo	Rigido	D
Factor de Importancia	I	1.000
Factor de ajuste espectral	FStb	2.000
Factor de ajuste espectral	FStc	1.667
Factor de ajuste espectral	Fstc*tc	0.500
Factor de ajuste espectral	FStb*tb	0.100
Valor de la aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura	Ao	0.513
Coefficiente de modificación de Respuesta	R	3.500
Factor de Regularidad en planta	φP	1.000
Factor de Regularidad en elevación	φE	1.000
Factor de Comportamiento Sísmico	Ro	3.500

Fuente: Elaboración Propia

Para escoger la ecuación correspondiente a cada espectro, necesitaremos los períodos correspondientes.

Se utilizará la primera ecuación de espectro elástico para los períodos comprendidos entre los períodos de 0 a 0.1. La segunda ecuación se usará en períodos comprendidos de 0.1 a 0.5. La tercera ecuación corresponderá para períodos entre 0.5 y 2 segundos. Luego, la última ecuación se utilizará en los períodos de 2 a 10 segundos.

A continuación, se muestran los resultados gráficos para los espectros elásticos y reducidos:

Figura 3.10: Resultados de espectros de diseño elástico y reducido para Mampostería Reforzada



Fuente: Elaboración Propia

Con los espectros de respuesta elástico y reducido resultantes, se incorporaron dichos datos en el modelo desarrollado en ETABS, a fin de llevar a cabo el análisis de desplazamientos y evaluar el comportamiento de la estructura frente a las acciones sísmicas.

3.4.3 Masas y pesos por nivel

Tabla 3.45: Pesos por nivel

Story	UX ton	UY ton
2	5.143	5.143
1	6.485	6.485
Base	1.469	1.469

Fuente: ETABS

3.4.4 Determinación de modos de vibrar y porcentajes de participación de masas

Se incluyeron 12 modos de vibración que se representan en la siguiente tabla:

Tabla 3.46: Modos de vibración y porcentajes de participación de masas

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0.149	0.866	0.0033	2.937E-06	0.866	0.0033	2.937E-06
Modal	2	0.109	0.0019	0.374	0.4953	0.8679	0.3773	0.4953
Modal	3	0.081	0.0018	0.4962	0.3804	0.8697	0.8735	0.8757
Modal	4	0.047	0.13	0.0006	1.035E-06	0.9997	0.8741	0.8757
Modal	5	0.035	0.0002	0.0594	0.0707	0.9999	0.9335	0.9464
Modal	6	0.027	0.0001	0.0665	0.0536	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	7	0.003	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	8	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	9	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	10	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	11	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Modal	12	0.001	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Fuente: ETABS

Con base en la tabla presentada, se identifica el periodo y el modo fundamental correspondiente al eje X modo #1, con un periodo fundamental de 0.149 segundos y una participación modal de 0.866, siendo este el de mayor influencia.

De acuerdo con lo establecido en la sección 8.2.2.2 de la NSRM 2022, el análisis modal debe considerar un número suficiente de modos de vibración que permitan

alcanzar al menos el 90% de participación modal de la masa sísmica en cada una de las direcciones horizontales ortogonales. Estos resultados satisfacen la normativa vigente.

Periodo Fundamental tomado del modelo ETABS

$$T_{fund} = 0.149$$

Como $T_{max} \leq T_{fund}$, se usará el valor del período máximo en el cálculo del coeficiente sísmico.

La condición $0 \leq T \leq FS_{tc} * T_c$, cumple con los parámetros dados en la sección 8.2.1.3 NSRM 2022.

$$0 \leq 0.00406 \leq 0.149$$

Por tanto, usaremos la primera ecuación:

$$C_s = \frac{\beta A_o}{R_o}$$

Fuerza cortante Basal

$$V_b = C_s * W$$

$$V_b = 0.3520 * 136.96$$

$$V_b = 48.211 \text{ Ton}$$

3.4.5 Corrección del Cortante Dinámico

3.4.5.1 Primera Iteración

Tabla 3.47: Resultados del cortante dinámico

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Type	FX ton	FY ton
Sismo X	Max	35.4193	2.723
Sismo Y	Max	2.723	28.0818

Fuente: ETABS

De acuerdo con lo establecido en la sección 8.2.2.7 de la NSRM 2022, si el valor resultante del cortante basal dinámico combinado V_t es inferior al 100% del cortante basal modal estático V_b será necesario aplicar una corrección, aumentando las fuerzas mediante el siguiente factor de escala:

$$\text{Factor de escala: } \frac{V_b}{V_t}$$

$$\text{Factor de escala en dirección X} = \frac{48.211}{35.4193} = 1.361$$

Equivalente al 73% del cortante estático.

$$\text{Factor de escala en dirección Y} = \frac{48.211}{28.0818} = 1.717$$

Equivalente al 58% del cortante estático.

3.4.5.2 Segunda Iteración

Tabla 3.48: Resultados del cortante dinámico

TABLE: Base Reactions			
Output Case	Step Type	FX ton	FY ton
Sismo X	Max	48.2056	3.7062
Sismo Y	Max	4.6756	48.2164

Fuente: ETABS

$$\text{Factor de escala en dirección X} = \frac{48.211}{48.2056} = 1.000$$

Equivalente al 100% del cortante estático.

$$\text{Factor de escala en dirección Y} = \frac{48.211}{48.2164} = 1.000$$

Equivalente al 100% del cortante estático.

3.4.6 Desplazamientos máximos

Tabla 3.49: Desplazamientos máximos de la estructura

Desplazamientos Máximos					
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir	X-Dir Esc.	Y-Dir Esc.
		cm	cm	cm	cm
Story2	3.000	0.3314	0.2124	0.746	0.478
Story1	3.000	0.1518	0.0974	0.342	0.219
Base	0.000	0.0000	0.0000	0.000	0.000

Fuente: ETABS y cálculos en Excel

Estos desplazamientos resumidos en tabla Y-Dir-Esc y X-Dir Esc utilizados para el cálculo de las derivas de piso, fueron calculados según la sección 10.2 de la normativa NSRM 2022:

$$\delta_i = \frac{C_d \delta_{ie}}{I}$$

Ecuación 10.2-1 NSRM 2022

Donde:

Cd: coeficiente de amplificación. Tabla 5.5.1 NSM 2022

I: factor de importancia. Tabla 5.2.1 NSM 2022

δ_{ie} : desplazamiento lateral elástico ETABS

3.4.7 Derivas y distorsiones máximas permitidas

Las derivas máximas se obtuvieron calculando la diferencia entre los desplazamientos X-Dir Esc, evaluados en el mismo eje estructural. Esta resta permite determinar la deriva relativa entre ambos estados de carga, reflejando el desplazamiento diferencial debido a la acción sísmica.

Para el cálculo de las distorsiones de piso, hicimos uso de la sección 10.4 de la normativa NSRM 2022, en la cual se define como distorsión de piso i , como el cociente entre la deriva de piso y la altura correspondiente bajo el piso en consideración.

La ecuación es la siguiente:

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i}$$

Ecuación 10.4-1 NSRM 2022

Para saber si los resultados cumplen con la norma establecida, la distorsión calculada en cada eje por piso, deberá ser menor que el factor máximo definido en normativa. Según la sección 10.4 de la NSRM 2022, para estructuras con categorías de riesgo I y II, la distorsión máxima (γ_{max}) se especifica en la Tabla 5.5.1.

En nuestro caso, para un sistema estructural de muros de corte con ladrillos huecos de mampostería confinada, la distorsión máxima será el valor siguiente:

$$\gamma_{m\acute{a}x} = 0.01$$

Tabla 3.50: Derivas y distorsiones máximas de la estructura

Derivas Máximas		Distorsión		Observación	
X	Y	γ_x	γ_y	γ_x	γ_y
cm	cm				
0.404	0.259	0.0013	0.0009	CUMPLE	CUMPLE
0.342	0.219	0.0011	0.0007	CUMPLE	CUMPLE
0.000	0.000	0.000	0.000	CUMPLE	CUMPLE

Fuente: Cálculos en Excel

Se puede observar que el sistema cumple con el criterio establecido en normativa, ya que la distorsiones para cada uno de los ejes por piso no superan la distorsión máxima permitida.

3.5 Configuración inicial del modelo y procedimiento en ETABS

Para este proyecto monográfico se desarrollaron dos modelos estructurales de mampostería. El primer modelo corresponde a un sistema de mampostería reforzada, mientras que el segundo implementa un sistema de mampostería confinada. Ambos modelos fueron sometidos a análisis dinámico modal espectral para comparar su comportamiento ante eventos sísmicos.

➤ Modelo a desarrollar

La estructura base para ambos casos consiste en un edificio de dos plantas con altura total de 6.4 metros (3.2 metros por nivel) y área en planta de 8.2 x 8.2 metros. Estas dimensiones se configuraron inicialmente en las secciones de 'grids' y 'stors' del software de análisis estructural.

Durante el modelado, se definieron las propiedades de los materiales característicos de cada sistema:

- Para la mampostería reforzada se asignaron secciones con refuerzo integrado.
- En la mampostería confinada se configuraron elementos de confinamiento perimetral.

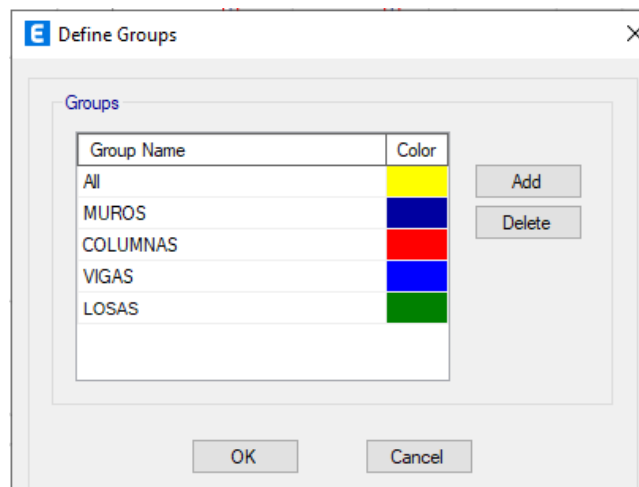
El proceso de diseño incluyó la verificación de la relación demanda-capacidad mediante grupos de elementos. Cuando algún grupo no cumplía con los requisitos sísmicos, se ajustaban las propiedades de las secciones y se repetía el análisis hasta alcanzar los criterios de seguridad establecidos a excepción de los muros que se definieron según los criterios de normas locales.

A continuación, se detalla el procedimiento inicial:

3.5.1 Definición de grupos

Se crearon los grupos mediante la ruta Define > Group Definitions, donde se configuró la siguiente ventana de trabajo:

Figura 3.11: Definición de grupos



Fuente: Etabs

3.5.2 Definición de niveles (Story Data)

Se crearon dos niveles "Planta Baja" (elevación 0 m) y "Planta Alta" (elevación 3.2 m) con la acción de ETABS: Define > Edit Story Data.

Figura 3. 12: Definición de niveles

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Story2	3.2	6.4	No	None	No	0	
	Story1	3.2	3.2	No	None	No	0	
	Base		0					

Fuente: Etabs

3.5.3 Definición de grids (Grid System)

Se establecieron grids en X e Y con espaciamento según ejes de muros (ej: X: 0, 4.1, 8.2 m; Y: 0, 4.1, 8.2 m). con la acción en ETABS: Define > Grid Systems

Figura 3. 13: Definición de grids

X Grid Data				Y Grid Data			
Grid ID	X Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc	Grid ID	Y Ordinate (m)	Visible	Bubble Loc
A	0	Yes	End	1	0	Yes	Start
B	0.64	Yes	End	2	1.52	Yes	Start
J-2	1.67	Yes	End	3	2.83	Yes	Start
J	2.05	Yes	End	4	4	Yes	Start
C	2.32	Yes	End	5	8	Yes	Start
D	3.37	Yes	End				

Fuente: Etabs

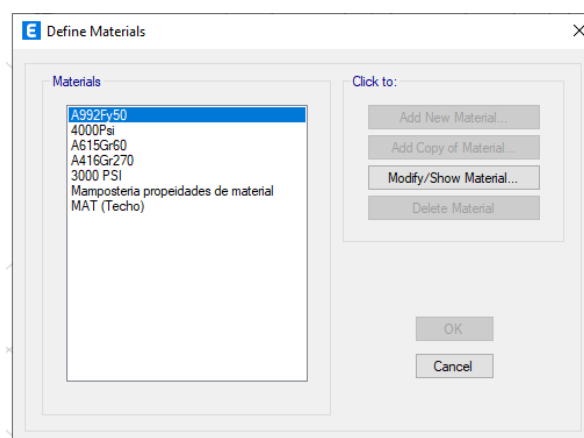
3.5.4 Propiedades de Materiales y Secciones

La definición precisa de las propiedades de los materiales es fundamental para el modelado y análisis estructural, ya que estos valores determinan directamente la rigidez, resistencia y comportamiento global de la estructura bajo cargas. Para el modelo desarrollado en ETABS, se establecieron las siguientes propiedades mecánicas. Para los dos sistemas de estudiados que constituye el sistema

principal de resistencia a fuerzas laterales y cargas gravitacionales (en nuestro estudio), se asignó una resistencia a compresión ($f'm$) de 45 kg/cm². Este valor, característico de una albañilería representa la resistencia máxima que el muro puede soportar ante esfuerzos de compresión. Adicionalmente, se definió un peso específico de 1800 kg/m³, el cual es utilizado por el software para calcular automáticamente las cargas gravitacionales (peso propio) generadas por los muros.

Para garantizar la integridad de la mampostería, se emplean vigas y columnas de confinamiento de concreto armado, las cuales fueron modeladas con una resistencia a la compresión ($f'c$) de 210 kg/cm², un valor estándar y adecuado para este tipo de elementos estructurales que tienen como función primordial restringir la mampostería y proveer ductilidad al sistema. El refuerzo para estos elementos y cualquier otro componente de acero se define con acero de refuerzo Grado 60, con un límite de fluencia (f_y) de 4218 kg/cm², garantizando una adecuada capacidad para disipar energía. El proceso de asignación de estas propiedades en el software se realiza mediante la ruta: *Define > Materials*, donde se crean o modifican los materiales para luego asignarlos a las respectivas secciones de los elementos estructurales.

Figura 3.14: Definición de materiales



Fuente: Etabs

Figura 3.15: Propiedades de los materiales

Material Property Data

General Data

Material Name: Mampostería propiedades de materia

Material Type: Masonry

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 19 kN/m³

Mass per Unit Volume: 1937,461 kg/m³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2250 MPa

Poisson's Ratio, U: 0,16

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000081 1/C

Shear Modulus, G: 969,83 MPa

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

OK Cancel

Fuente: Etabs

3.5.5 Secciones de muros (Shell Sections)

Para este modelo, se crearon dos tipos principales de secciones de muro tipo *Shell*. En primer lugar, se definió la sección para **mampostería confinada**, la cual constituye el sistema estructural primario. Esta sección se modela con un espesor uniforme de 15 cm, correspondiente al espesor nominal del muro de albañilería. Sin embargo, la característica clave de este sistema es la inclusión de

elementos de concreto armado en sus bordes que desempeñan la función del confinamiento. Aunque las columnas de confinamiento de 20x20 cm se modelan como elementos lineales (Barras) independientes, su interacción con el muro de 15 cm de espesor es fundamental, ya que trabajan de manera integral para proporcionar ductilidad y resistir los momentos flectores y fuerzas cortantes, evitando el pandeo de la mampostería.

En segundo lugar, se definió una sección para **mampostería reforzada** (o armada), la cual también tiene un espesor de 15 cm, pero su resistencia y comportamiento mejorado se logra mediante la inclusión de refuerzo de acero (barras) embebido dentro de la propia junta de mortero o en ranuras del bloque, lo que le confiere una capacidad a tracción que la mampostería simple no posee.

El proceso de creación e implementación de estas secciones en el modelo de ETABS se ejecuta a través de la ruta: **Define > Section Properties > Wall/Slab Sections**, donde se selecciona el tipo "Shell", se introduce el espesor correspondiente y se asigna el material de mampostería previamente definido.

Figura 3.16: Datos de propiedades de muros de mampostería confinada

The image shows a screenshot of the 'Wall Property Data' dialog box in ETABS. The dialog is titled 'Wall Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'. Under 'General Data', there are fields for 'Property Name' (set to 'Mamposteria Confinada'), 'Property Type' (set to 'Specified'), 'Wall Material' (set to 'Mamposteria Confinada'), 'Modeling Type' (set to 'Shell-Thick'), and 'Display Color' (set to a bright green color). There are also buttons for 'Modify/Show Notional Size...', 'Modify/Show...', and 'Change...'. Under 'Property Data', there is a 'Thickness' field set to '150 mm' and a checkbox for 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall' which is currently unchecked. At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Etabs

Figura 3.17: Datos de propiedades de muros de mampostería reforzada

E Wall Property Data

General Data

Property Name: Mampostería REFORZADA

Property Type: Specified

Wall Material: Mampostería propiedades de mati

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Green] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 150 mm

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

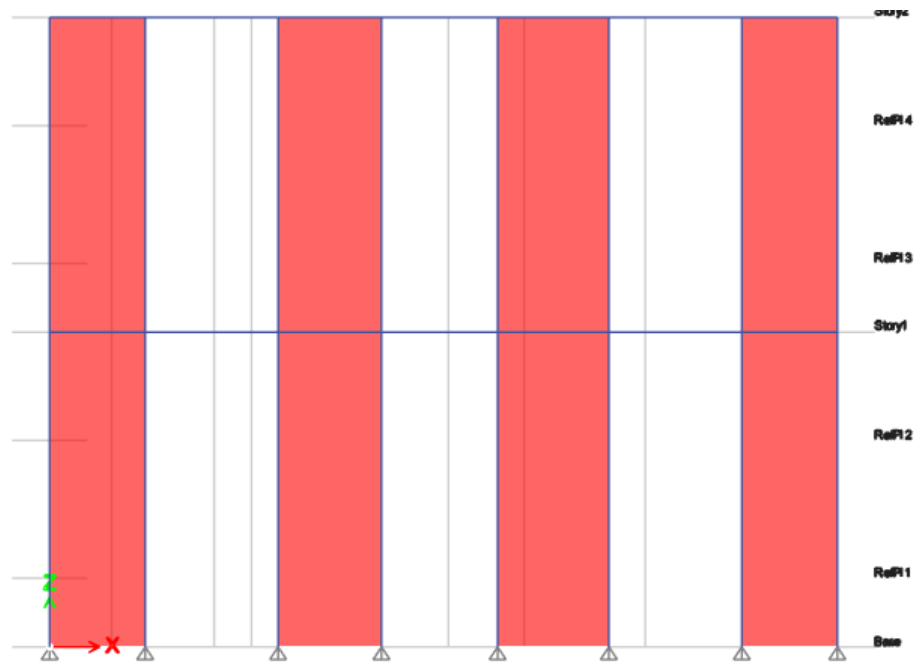
Fuente: Etabs

3.5.6 Modelado de Elementos Estructurales

3.5.6.1 Dibujo de muros

- Modelar muros en direcciones X e Y según layout estructural.
- Asignar secciones correspondientes (confinada o reforzada).
- *Acción en ETABS:* Usar herramienta "Draw Wall"

Figura 3.18: Esquema del modelado

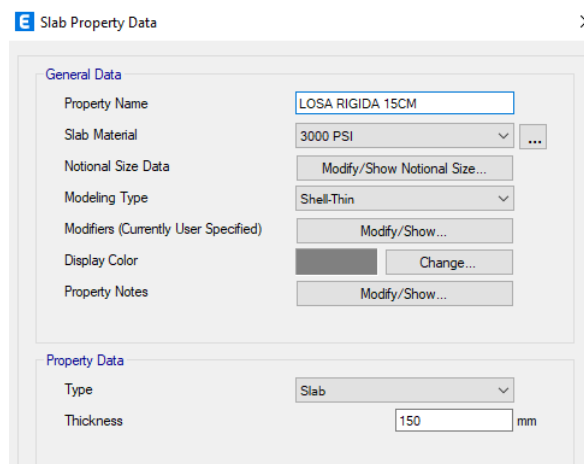


Fuente: Etabs

3.5.6.2 Losas como diafragmas rígidos

Se crearon losas de 15 cm de espesor en ambos niveles.

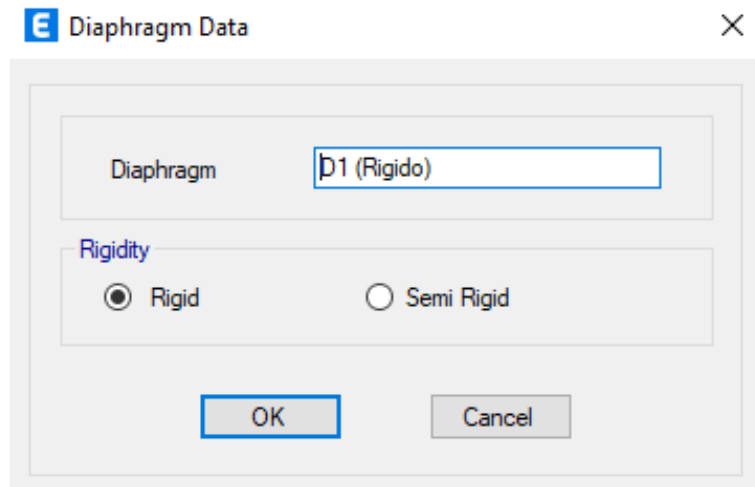
Figura 3.19: Datos de propiedad de losa



Fuente: Etabs

Definir como diafragmas rígidos: Define > Diaphragms...

Figura 3.20: Datos de diafragma

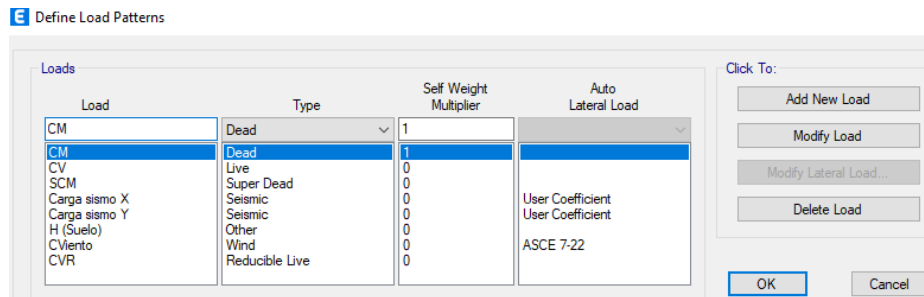


Fuente: Etabs

3.5.7 Asignación de Cargas

Se detallan a continuación los tipos de cargas consideradas en el modelo estructural de la edificación. La inclusión de estas cargas es esencial para asegurar que el análisis y el diseño representen adecuadamente las acciones y efectos reales que actuarán sobre la estructura.

Figura 3.21: Patrones de carga



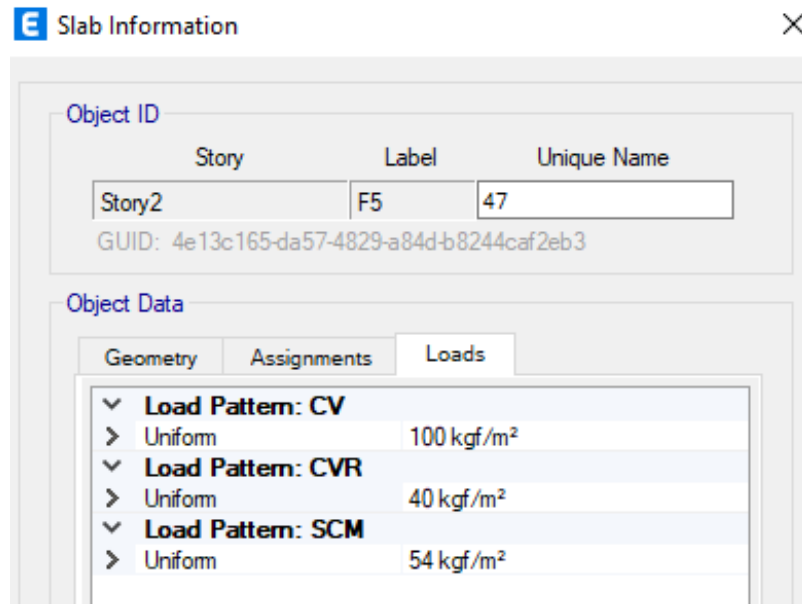
Fuente: Etabs

3.5.7.1 Cargas distribuidas de los elementos

Estas cargas se clasifican principalmente en cargas muertas (Dead Load) y cargas vivas (Live Load). En este modelo, la carga muerta principal proviene de la losa, la cual se define como una carga distribuida sobre el área de la losa. Este valor, asignado en kg/m^2 , es un valor compuesto que incluye de manera integral el peso propio de la losa de concreto (calculado automáticamente por ETABS en base al espesor y peso volumétrico del material por ello no se anexa en las cargas) más una sobrecarga adicional para considerar el peso de todos los acabados (como mortero de nivelación, cerámica y cielorraso).

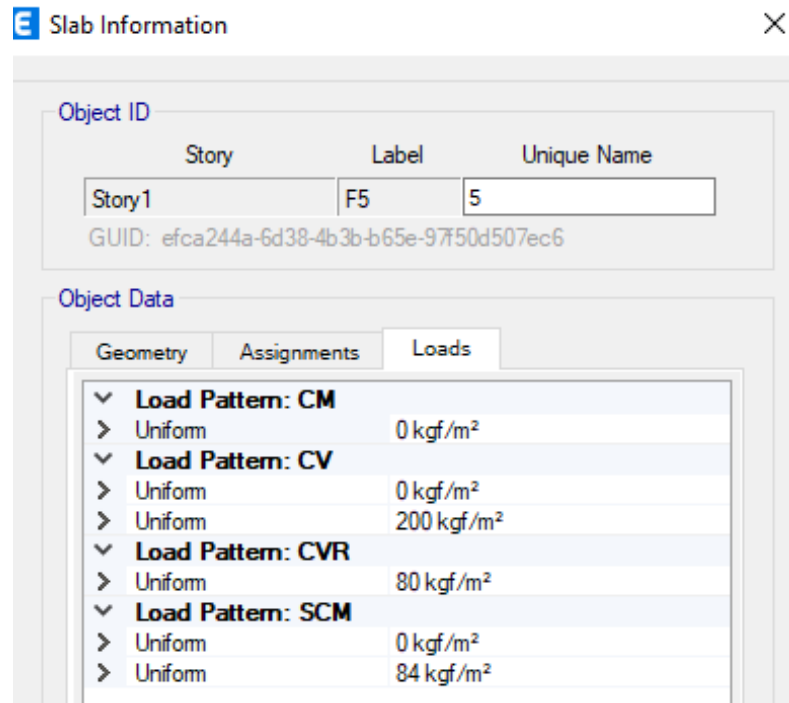
La acción para implementar esta carga en ETABS sigue la ruta: Define > Load Patterns, para crear el patrón de carga tipo "DEAD" y luego, utilizando el comando Assign > Shell Uniform, se selecciona la losa y se introduce el valor de la sobrecarga por acabados. Por otro lado, las cargas vivas o sobrecargas para su determinación, se sigue estrictamente la normativa local, en este caso el NSRM 2022, conforme a la Tabla 7.1.1, que especifica las cargas mínimas para diferentes tipos de ocupación, se asignó un valor de 200 kg/m^2 para las áreas de la planta baja, típico para viviendas y áreas residenciales. Para la planta alta (techo), se asignó una carga menor de 100 kg/m^2 , valor característico para cubiertas inaccesibles excepto para mantenimiento (Losa techo). La acción en ETABS implica crear un nuevo patrón de carga llamado "LIVE" (tipo Live Load) y luego asignar estos valores diferenciados a las losas de cada nivel utilizando nuevamente la herramienta **Assign > Shell Uniform**, asegurándose de seleccionar el elemento correcto y el patrón de carga apropiado en cada caso.

Figura 3.22: Cargas distribuidas en los elementos



Fuente: Etabs

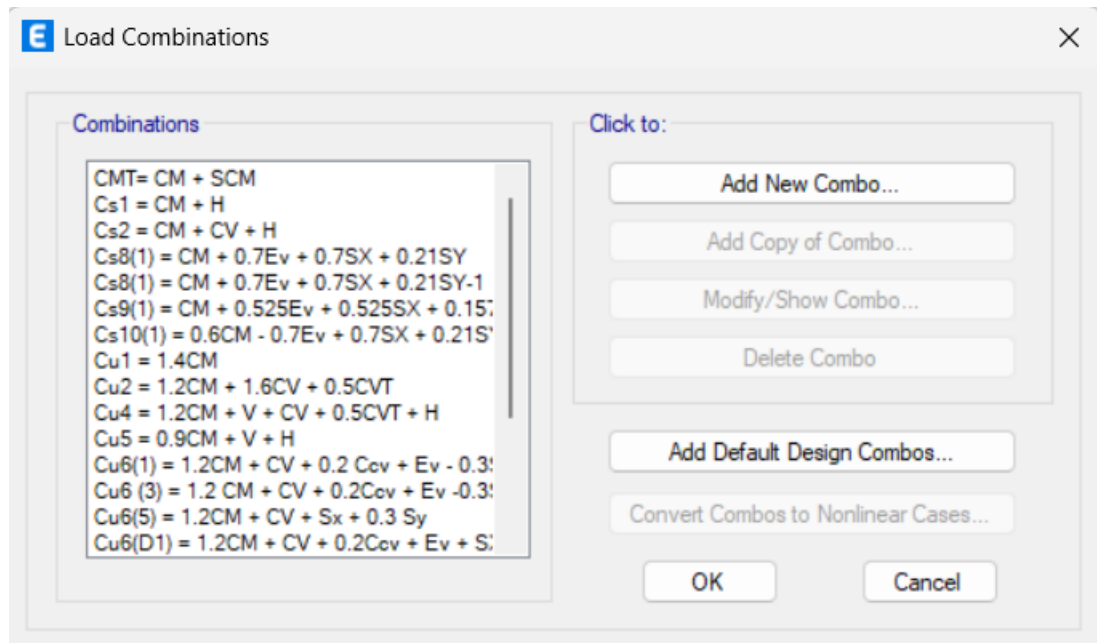
Figura 3.23: Cargas distribuidas en los elementos



Fuente: Etabs

3.5.7.2. Combinaciones de carga

Figura 3.24: Combinaciones de carga

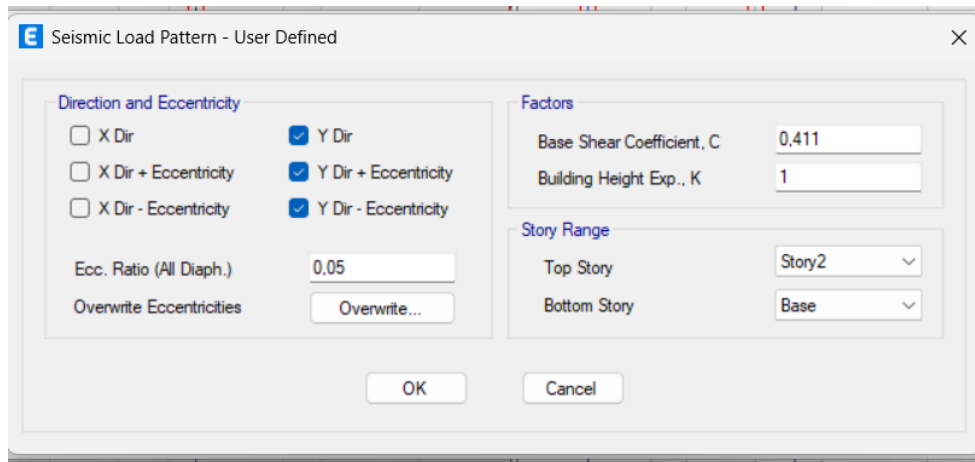


Fuente: Etabs

3.5.7.3 Cargas sísmicas estáticas

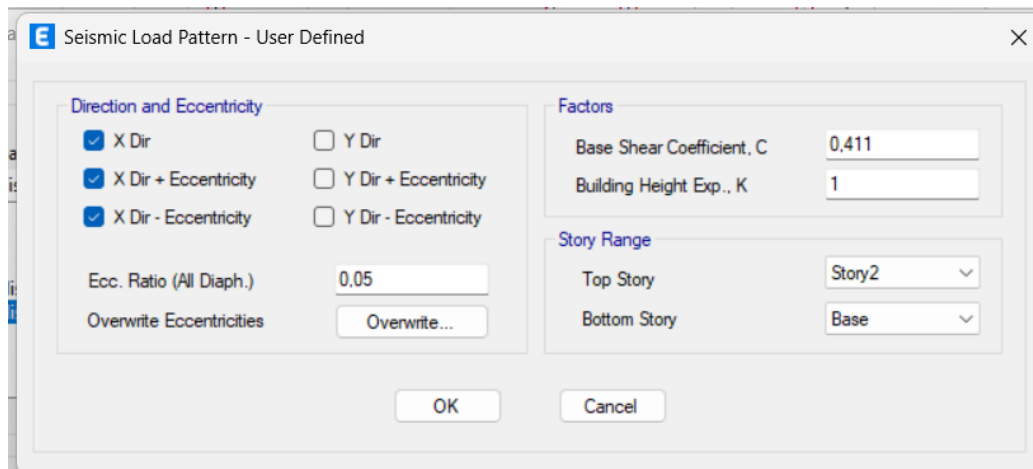
Con respecto a las cargas sísmicas estáticas se utilizó la pestaña “load pattern” en el que se asignaron las dos cargas cada una con respecto a su eje, se le asigno a la casita Type (tipo) la categoría seismic, en la casilla “Auto lateral load” se clasifico comp user coefficient, una vez clasificada dicha casilla se procede a la sección modify lateral load, en ella se procede a tachar las direcciones que corresponde a la carga que queremos definir una vez establecida se procede a la sección factor en donde dice “base shaer coefficient C”, se introduce el coeficiente ya calculado según la norma sismorresistente de la ciudad de managua.

Figura 3.25: Patrones de carga para Y



Fuente: Etabs

Figura 3.26: Patrones de carga para X

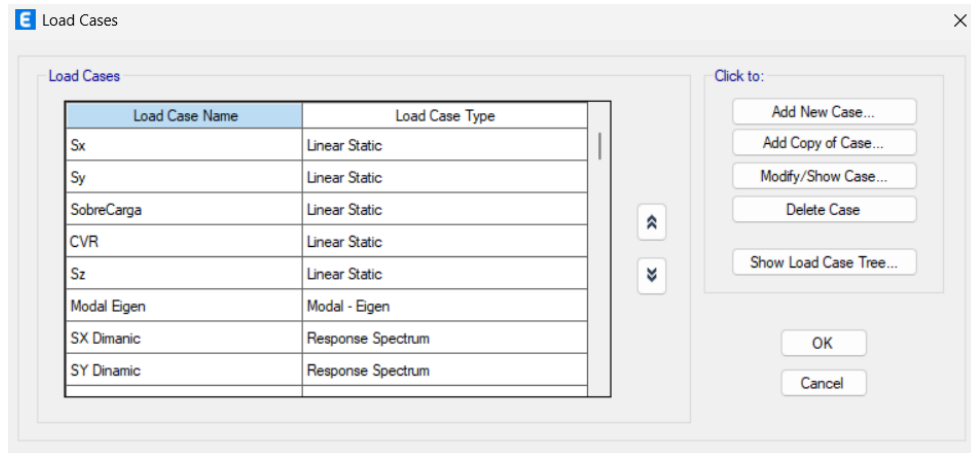


Fuente: Etabs

3.5.7.4 Casos de carga

Según ASCE, 2022, los casos de carga son esenciales en el análisis estructural, pues permiten representar con precisión las distintas fuerzas que afectan a la estructura. Cada caso corresponde a un tipo particular de carga o condición de carga, y su objetivo principal es analizar la respuesta de la estructura ante cada una de estas acciones por separado.

Figura 3.27: Casos de carga

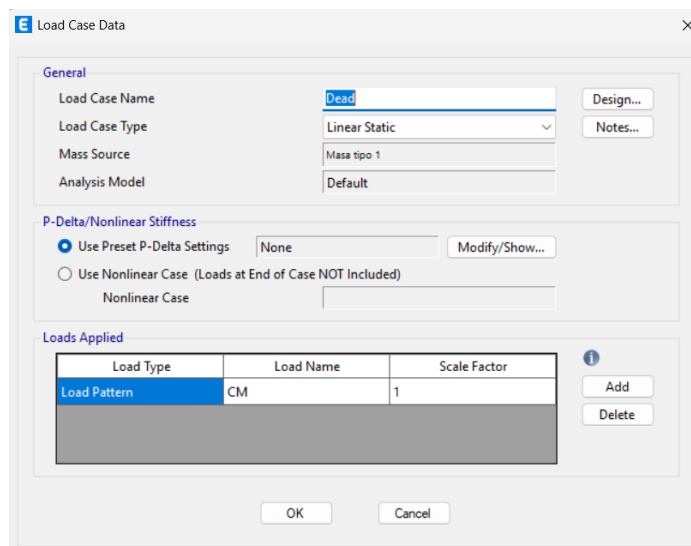


Fuente: Etabs

3.5.7.5 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales en el análisis estructural son las que se aplican verticalmente como resultado de la acción de la gravedad. En este grupo se incluyen las cargas muertas, las cargas vivas y las sobrecargas. Estas resultan fundamentales para determinar los esfuerzos internos y asegurar que la estructura sea estable y segura.

Figura 3.28: Caso de carga muerta



Fuente: Etabs

Figura 3.29: Caso de carga viva

Load Case Data

General

Load Case Name: Live

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: Masa tipo 1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CV	1

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

Fuente: Etabs

Figura 3.30: Caso de Sobrecarga Muerta

Load Case Data

General

Load Case Name: SCM

Load Case Type: Linear Static

Mass Source: Masa tipo 1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SCM	1

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

Fuente: Etabs

3.5.7.6 Cargas accidentales

Este paso es fundamental en nuestro análisis, ya que representa la cantidad y distribución de la masa total del edificio que participará en la respuesta dinámica durante un sismo.

En otras palabras, sirve para definir qué partes de la estructura generan fuerzas inerciales cuando ocurre un movimiento sísmico. Estas fuerzas son proporcionales a la masa y a la aceleración del suelo, por lo que una correcta definición de la fuente de masa es clave para obtener resultados realistas.

En la figura se muestra la fuente de masa para considerar la acción sísmica de la estructura.

Figura 3.31: Ventana de datos de masa

The screenshot shows the 'Mass Source Data' dialog box. It has a title bar with an 'E' icon and a close button. The main content is divided into several sections:

- Mass Source Name:** A text field containing 'Masa tipo 1'.
- Mass Source:** A section with three radio buttons: 'Element Self Mass' (unchecked), 'Additional Mass' (unchecked), and 'Specified Load Patterns' (checked). Below this is a section for 'Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:' with two empty text input fields.
- Mass Multipliers for Load Patterns:** A table with two columns: 'Load Pattern' and 'Multiplier'. The table contains three rows: 'CM' with multiplier '1', 'CV' with multiplier '0,15', and 'SCM' with multiplier '1'. To the right of the table are 'Add', 'Modify', and 'Delete' buttons.
- Mass Options:** A section with three checked radio buttons: 'Include Lateral Mass', 'Include Vertical Mass', and 'Lump Lateral Mass at Story Levels'.

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

Fuente: Etabs

3.5.7.7 Sismo estático lineal

Figura 3.32: Datos de casos de carga para X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Carga sismo X
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: Masa tipo 1
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Preset P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Carga sismo X	1

Fuente: Etabs

Figura 3.33: Datos de casos de carga para Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: Carga sismo Y
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: Masa tipo 1
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness:**
 - Use Preset P-Delta Settings: None
 - Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Carga sismo Y	1

Fuente: Etabs

3.5.8 Fuerzas sísmicas dinámicas

3.5.8.1 Análisis Modal Espectral

Para determinar la respuesta sísmica máxima probable de una estructura, combinando las propiedades dinámicas de la misma (modos de vibración) con un espectro de respuesta sísmica definido por la normativa. La configuración de este análisis es fundamental para obtener resultados precisos y representativos. Un parámetro crítico es el número de modos de vibración a considerar.

Para este modelo, se analizaron 12 modos, una cantidad suficiente para garantizar que se capturen adecuadamente las formas de vibrar más significativas de la estructura. El criterio para seleccionar este número se basa en alcanzar una masa participativa acumulada superior al 90% en todas las direcciones principales de análisis (X e Y). Se estableció como método el Modal Eigen ya que calcula modos de vibración exactos para las frecuencias más bajas, que son las que típicamente dominan la respuesta sísmica y es el más ideal para el análisis lineal de la estructura en estudio, al especificar un mínimo y máximo número de modos, se asegura que se capturen suficientes modos para representar la dinámica de la estructura.

Figura 3.34: Definición de caso de carga "Modal". Fuerzas sísmicas dinámicas

Load Case Data

General

Load Case Name: Modal

Load Case Type/Subtype: Modal Eigen

Mass Source: Masa tipo 1

Analysis Model: Default

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Target Mass Par. Ratio, %	Static Correction
Acceleration	UX	99	No
Acceleration	UY	99	No
Acceleration	RZ	99	No

Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 12

Minimum Number of Modes: 3

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Fuente: Etabs

3.5.8.2 Espectro

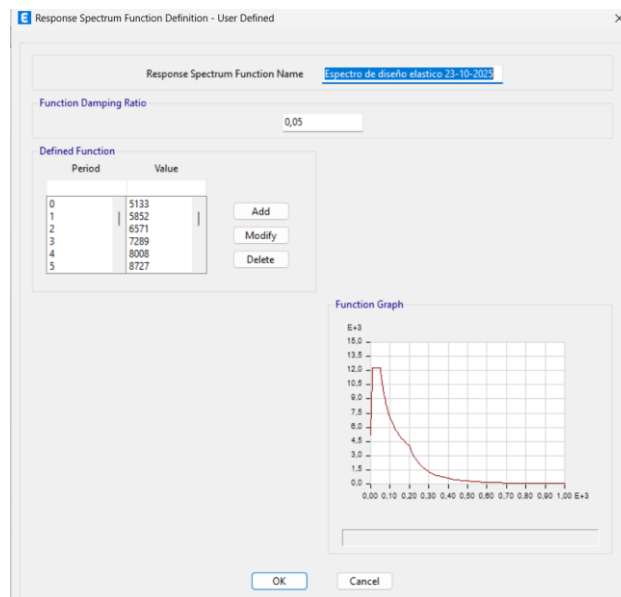
Para lo que es el análisis modal se importó el espectro reducido de Managua (Zona 4, suelo D, según la norma sismorresistente de la ciudad de managua) desde un archivo txt, los datos del archivo fueron calculados en Excel y exportados al tipo de archivo antes mencionado. *Se utilizo la sección Define > Functions > Response Spectrum... > From files.*

Figura 3.35: Datos (.txt) para insertar espectro

0.00	0.5133	0.00	0.5133
0.01	0.5031	0.01	0.5236
0.02	0.4928	0.02	0.5339
0.03	0.4825	0.03	0.5441
0.04	0.4723	0.04	0.5544
0.05	0.4620	0.05	0.5647
0.06	0.4517	0.06	0.5749
0.07	0.4415	0.07	0.5852
0.08	0.4312	0.08	0.5955
0.10	0.4107	0.10	0.6160
0.12	0.4107	0.12	0.6160
0.14	0.4107	0.14	0.6160
0.16	0.4107	0.16	0.6160
0.18	0.4107	0.18	0.6160
0.20	0.4107	0.20	0.6160
0.25	0.4107	0.25	0.6160
0.30	0.4107	0.30	0.6160
0.35	0.4107	0.35	0.6160
0.40	0.4107	0.40	0.6160
0.45	0.4107	0.45	0.6160
0.50	0.4107	0.50	0.6160
0.51	0.4042	0.51	0.6063
0.52	0.3980	0.52	0.5970
0.53	0.3920	0.53	0.5879
0.54	0.3861	0.54	0.5792
0.55	0.3805	0.55	0.5708
0.56	0.3751	0.56	0.5626

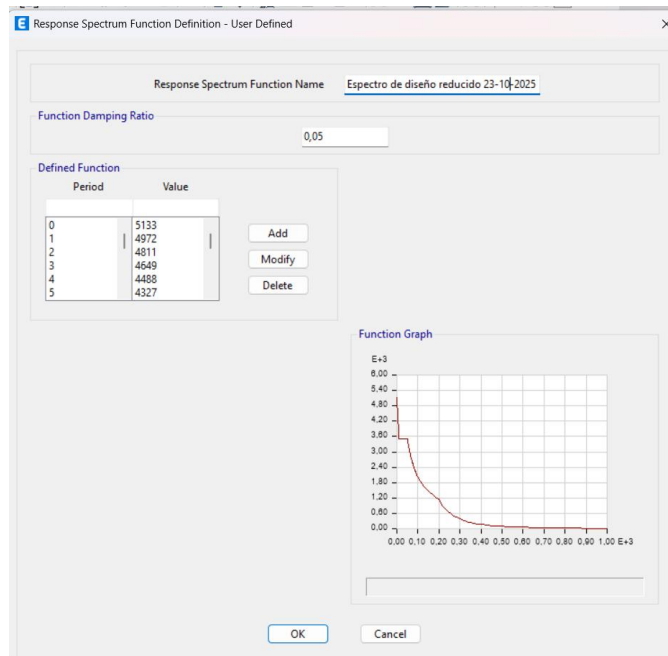
Fuente: Elaboración propia

Figura 3.36: Definición de espectro de respuesta elástico para mampostería confinada



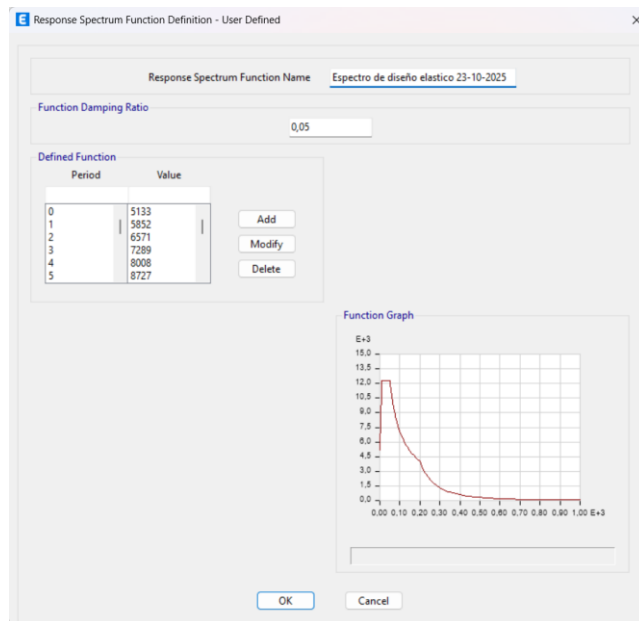
Fuente: Etabs

Figura 3. 37: Definición de espectro de respuesta reducido para mampostería confinada



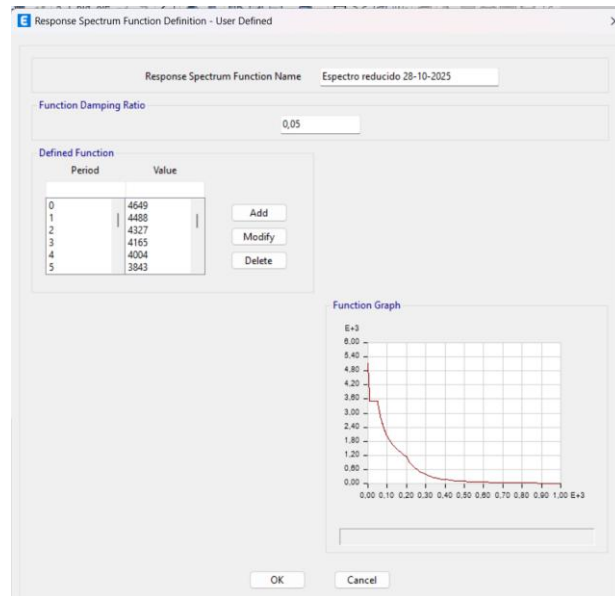
Fuente: Etabs

Figura 3. 38: Definición de espectro de respuesta elástico para mampostería reforzada



Fuente: Etabs

Figura 3.39: Definición de espectro de respuesta reducido para mampostería reforzada



Fuente: Etabs

Se ajustan los datos txt como archivo integrado para no depender el archivo Txt externo.

3.5.8.3 Caso de carga sísmica dinámica

Para el ajuste de cargas dinámicas en las dos direcciones se añadieron dos tipos de cargas sísmicas en la sección Load cases, los dos casos corresponden a una carga en la dirección X y un en la dirección Y, el tipo de carga es el nombrado "Response spectrum" luego en la tabla nombrada loads applied se asignó la casilla aceletations y se añadió U1 que pertenece a la dirección X y U2 a la dirección Y. El factor de escala se determinó por medio de una iteración, este valor es la aceleración de la gravedad por el factor calculado.

En el Modal load case se asignó la casilla Eigen modal, luego en el modal combinations method se le añadió el CQC (combinación cuadrática completa). Se procede a ajustar el Directional combination type, y se asignará la casilla SRSS (Raiz cuadrada de la suma de los cuadrados las siglas están establecidas en el idioma inglés), una vez ajustados los siguientes datos, se aplican y el programa los añadirá.

Figura 3.40: Definición de caso de carga para sismo en Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SY Dinamid
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (Análisis de masas)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Espectro Reducido...	9806,65
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal Eigen
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [empty]
 - Rigid Frequency, f2: [empty]
 - Periodic + Rigid Type: [empty]
 - Earthquake Duration, td: [empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [empty]
 - Modal Damping: Constant at 0,05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Fuente: Etabs

Figura 3.41: Definición de caso de carga para sismo en X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: SX Dinamid
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (Análisis de masas)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Espectro Reducido...	9806,65
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal Eigen
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [empty]
 - Rigid Frequency, f2: [empty]
 - Periodic + Rigid Type: [empty]
 - Earthquake Duration, td: [empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [empty]
 - Modal Damping: Constant at 0,05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

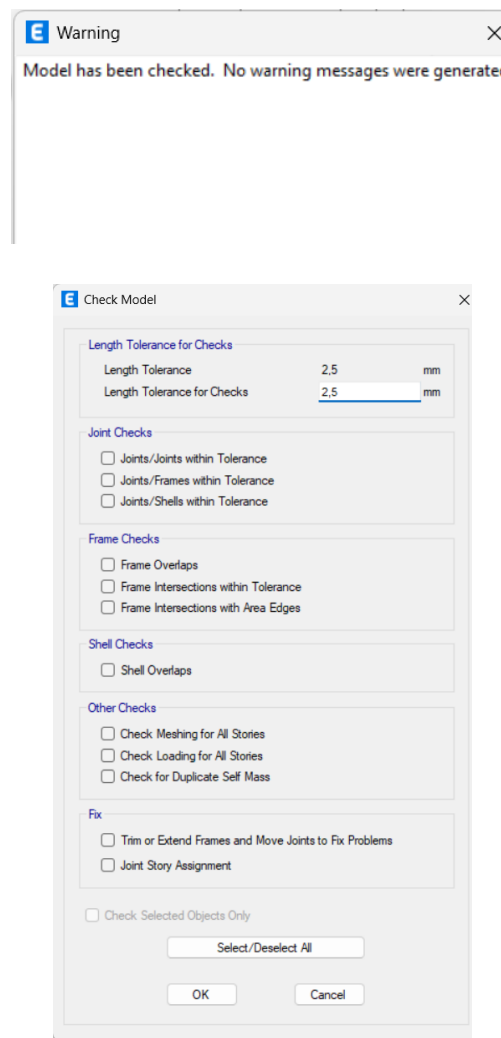
Fuente: Etabs

Ya con los parámetros establecidos y ajustado se realiza la primera corrida del modelo, este modelo actúa de una forma iterativa y se realizan más corridas para ajustar datos, encontrar errores e iterar datos que establece la NSRM 2022.

3.5.9 Chequeo del modelo

Se realizó una revisión del modelo con el fin de confirmar que la información ingresada y la asignación de los componentes fueran correctas y no presentaran errores.

Figura 3.42: Verificación del modelo



Fuente: Etabs

3.6 Diseño de muros de mampostería

3.6.1 Diseño de muro de mampostería confinada

Parámetros:

- Geometría del muro: 4.15 metros de longitud y 3 metros de alto.
- Dimensiones de bloques de concreto: 15x20x40 cm
- Resistencia de diseño a la compresión axial de la mampostería ($f'm$): 45 kg/cm^2
- Resistencia de diseño a la compresión diagonal de la mampostería ($v'm$): 6 kg/cm^2
- Acero de refuerzo grado 60: $4,218 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del concreto a la compresión $f'c$: $3000 \text{ PSI} = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Fuerzas de diseño obtenidas del análisis estructural con ETABS:

Carga de servicio no mayorada (P) = 6.91 Ton

Carga última mayorada (P_u) = 20.86 Ton

Fuerza cortante lateral última (V_u) = 8.89 Ton

Momento último (M_u) = 16.42 Ton.m

1) Revisión por compresión:

Área del muro: $A_t = l \times t = 415 \times 15 = 6,225 \text{ cm}^2$

- ✓ 9 bloques x 0.40 m = 3.6 m
- ✓ 10 juntas x 0.015 cm = 0.15 m
- ✓ 0.20 m x 2 columnas = 0.40 m

Total longitud del muro = 3.6 m + 0.15 m + 0.20 (2) = 4.15 mtrs

Acero mínimo en columnas:

$$A_s \geq 0.2 \frac{f'_c}{f_y} bchc$$

$$A_s \geq 0.2 * \frac{210}{4,218} * 20 * 20$$

$$A_s \geq 3.98 \text{ cm}^2 \text{ en cada columna.}$$

Proponiendo Varillas: $4N^{\circ}4 = 4(1.29 \text{ cm}^2) = 5.16 \text{ cm}^2$, Sobrepassa.

Como $5.16 \text{ cm}^2 \geq 3.98 \text{ cm}^2$, USAR.

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

Donde: $F_R = 0.60$, y $F_E = 0.70$ por ser muro interior.

Se debe rectificar que el resultado de esta ecuación sea menor que 0.70.

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left(1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right)$$

Excentricidad vertical más la excentricidad accidental, en este caso, por ser muro interno la excentricidad para carga vertical será 0.

$$e' = 0 + \frac{t}{24} = \frac{15}{24} = 0.625$$

Suponiendo 2 losas continuas, $K = 0.8$

$$F_E = \left(1 - \frac{2(0.625)}{15}\right) \left(1 - \left(\frac{0.8 * 300}{30(15)}\right)^2\right)$$

$$F_E = 0.656, \quad \therefore \text{RIGE } F_E = 0.65 \text{ (menor que 0.70)}$$

Ahora, sustituyendo valores en ecuación:

$$P_R = 0.60 * 0.65 * (45 * 6,225 + 2(\text{columnas}) * 5.16 * 4,218)$$

$$P_R = \frac{127,381.55}{1,000}$$

$$P_R = 127.38 \geq 20.86 \text{ Ton (Pu), Cumple.}$$

✓ Esto quiere decir que el muro es altamente resistente a la compresión.

2) Resistencia a flexocompresión: Determinando la relación P_u y P_R

$$\frac{P_R}{3} = \frac{127.38}{3} = 42.46 \text{ Ton}$$

$$0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$0 \leq 20.86 \leq 42.46 \text{ Ton, } \therefore F_R = 0.8$$

Usar ec 6.4.2.2.1.a NTC 2023

$$M_R = (F_R M_o + 0.3 P_u * d)$$

$$d' = 415 - 20 = 395 \text{ cm}$$

$$d = 415 - 10 = 405 \text{ cm}$$

$$M_o = A_s f_y d' = 5.16 * 4,218 * 395 = 8,597,127.6 \text{ kg/cm}$$

$$M_o = \frac{8,597,127.6}{1,000}$$

$$M_o = \frac{8,597.13}{100} = 85.97 \text{ Ton.m}$$

Por tanto, sustituimos en ecuación

$$M_R = (0.8 * 85.97 + 0.3 (20.86)(4.05))$$

$$M_R = 94.12 \text{ Ton.m} \geq 16.42 \text{ Ton.m (M_u), Cumple.}$$

∴ El muro resiste flexo compresión con 4 varillas N°4 en cada bloque extremo.

3) Resistencia a cargas laterales (cortante):

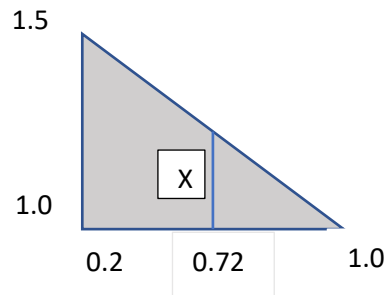
Cálculo de factor de forma, f:

Criterios:

$$\text{Si } \frac{H}{L} \leq 0.2, f = 1.5$$

Si $\frac{H}{L} \geq 1.0$, $f = 1.0$, de caso contrario se debe interpolar.

$\frac{H}{L} = \frac{300}{415} = 0.72$, por tanto debemos interpolar.



$$\frac{x}{1 - 0.72} = \frac{1.5 - 1.0}{1.0 - 0.2}$$

$$x = \frac{(1.5 - 1.0)(1 - 0.72)}{1.0 - 0.2} = 0.175$$

$$\therefore f = 1 + 0.43 = 1.175$$

Calculamos fuerza cortante resistente a la Mampostería

$$V_{mR} = F_R ((0.5v'mA_T + 0.3P) * f) \leq 1.5F_R v'mA_T f$$

$$V_{mR} = 0.70((0.5 * 6 * 6,225 + 0.3 * 6.91) * 1.175) \leq 1.5 * 0.70 * 6 * 6,225 * 1.175$$

$$V_{mR} = 13.074 \text{ Ton} \leq 46.080 \text{ Ton}$$

$$V_{mR} = 13.074 \text{ Ton} \geq 8.89 \text{ Ton (Vu), Cumple.}$$

Conclusión: La mampostería es suficiente para resistir la carga lateral, sin contribución de acero longitudinal.

3.6.2 Diseño de muro de mampostería reforzada

Parámetros:

- Geometría del muro: 4.15 metros de longitud y 3 metros de alto.
- Dimensiones de bloques de concreto: 15x20x40 cm
- Resistencia de diseño a la compresión axial de la mampostería (f'm):
45 kg/cm²
- Resistencia de diseño a la compresión diagonal de la mampostería (v'm):
6 kg/cm²
- Acero de refuerzo grado 60: 4,218 kg/cm²
- Resistencia del concreto a la compresión: 3,000 PSI: 210 kg/cm²
- Fuerzas de diseño obtenidas del análisis estructural con ETABS:

Carga de servicio no mayorada (P) = 6.91 Ton

Carga última mayorada (Pu) = 20.86 Ton

Fuerza cortante lateral última (Vu) = 8.89 Ton

Momento último (Mu) = 16.42 Ton.m

Área del muro: $A_t = l \times t = 415 \times 15 = 6,225 \text{ cm}^2$

- ✓ 9 bloques x 0.40 m = 3.6 m
- ✓ 10 juntas x 0.035 m = 0.35 m
- ✓ 0.20 m x 1 columnas = 0.20 m

Total longitud del muro = 3.6 m + 0.35 m + 0.20 = 4.15 mtrs

1) Resistencia a la compresión:

$$P_R = F_R F_E (f' m A_T + \sum A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f' m A_t$$

Se proponen 2 varillas #4 en cada bloque extremo:

$$A_s = (4 * (1.29^2)) = 5.16 \text{ cm}^2$$

$F_R = 0.6$, $F_E = 0.70$ para muros interiores

Se debe rectificar que el resultado de esta ecuación sea menor que 0.70.

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left(1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right)$$

Excentricidad vertical más la excentricidad accidental, en este caso, por ser muro interno la excentricidad para carga vertical será 0.

$$e' = 0 + \frac{t}{24} = \frac{15}{24} = 0.625$$

Suponiendo 2 losas continuas, $K = 0.8$

$$F_E = \left(1 - \frac{2(0.625)}{15}\right) \left(1 - \left(\frac{0.8 * 300}{30(15)}\right)^2\right)$$

$$F_E = 0.656, \quad \therefore \text{RIGE}$$

Sustituyendo en la ecuación:

$$P_R = 0.60 * 0.65 * (45 * 6,225 + 5.16 * 4,218) \leq 1.25 * 0.6 * 0.65 * 45 * 6,225$$

$$P_R = 117,737.05 \text{ (RIGE)} \leq 136,560.93$$

$$P_R = 117.73 \text{ Ton} \geq 20.86 \text{ Ton (Pu), Cumple.}$$

Esto quiere decir que el muro es altamente resistente a la compresión.

2) Resistencia a flexo compresión en el plano del muro

$$\frac{P_R}{3} = \frac{117.73}{3} = 39.25 \text{ Ton}$$

$$0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3},$$

$$\therefore \text{Usar } M_R = F_R M_o + 0.3 P_u d$$

Determinando cada uno de los parámetros:

$$M_o = A_s f_y d'$$

$$d' = 415 - 30 = 385 \text{ cm}$$

$$d = 415 - 20 = 395 \text{ cm}$$

$$M_o = 5.16 * 4,218 * 385 = 8,379,478.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$M_o = \frac{8,379,478.8}{1,000} = \frac{8,379.47}{100}$$

$$M_o = 83.79 \text{ Ton. m}$$

Sustituyendo en fórmula de M_R :

$$M_R = (0.6 * 83.79 + 0.3(20.86)(3.95))$$

$$M_R = 75 \text{ Ton. m} \geq 16.42 \text{ Ton. m (Mu), Cumple.}$$

El muro resiste flexo-compresión con 2 varillas N°4 en cada bloque extremo.

3) Resistencia a cargas laterales:

$$V_R = V_{mR} + V_{SR}$$

Donde V_{SR} es el acero horizontal que pueden ser varillas corrugadas o alambres corrugados laminados en frío.

Factor de forma f :

$$\frac{H}{L} = \frac{300}{415} = 0.72, \quad \text{por tanto debemos interpolar.}$$

$$\therefore f = 1.175$$

Fuerza cortante resistente a la mampostería:

$$V_{mR} = F_R ((0.5v'mA_T + 0.3P) * f) \leq 1.5F_R v'mA_T f$$

$$V_{mR} = 0.70((0.5 * 6 * 6,225 + 0.3 * 6.91) * 1.175) \leq 1.5 * 0.70 * 6 * 6,225 * 1.175$$

$$V_{mR} = 15,365.12 \leq 46,080.56 \text{ kg}$$

$$V_{mR} = 15.36 \text{ Ton} \geq 8.89 \text{ Ton (Vu), Cumple.}$$

La mampostería por si sola es suficiente para resistir una carga lateral requerida, pero para el diseño de muros de mampostería reforzada siempre se requiere calcular el refuerzo horizontal, en este caso el mínimo V_{sR} .

$$V_{sR} = F_R n \rho_h f_{yh} A_T$$

Se propone acero grado 70, con diámetro de 5.25 mm y separación de 44 cm.

$$\delta h = \frac{2 * 0.22 \text{ cm}^2}{44 \text{ cm} * 15} = 0.00065$$

$$\text{Criterio para rho mínimo: } \phi h f_{yh} > \frac{3 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi h f_{yh} = 0.00065 * 4,921 = 3.22 \geq 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{CUMPLE, USAR.}$$

Para el cálculo de V_{sR} , necesitamos calcular: k_1 y n

$$k_1 = 1 - \alpha * \phi h f_{yh}$$

$$k_1 = 1 - 0.045 * 3.22 = 0.854$$

k_0 deberá ser interpolado, igual que el factor de forma, ya que no cumple con los dos criterios establecidos.

$$k_0 = 1$$

$$N_s \text{ es } 0.55 \text{ porque } f'_{cm} \text{ es menor que } \frac{60 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{V_{mR}}{F_R n \rho_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + N_s$$

$$n = \frac{15,365.12}{0.7 * 3.22 * 6,225} (1 * 0.854 - 1) + 0.55$$

$$n = 0.39$$

$$\therefore V_{SR} = 0.70 * 0.39 * 3.22 * 6,225$$

$$V_{SR} = 7.19 \text{ Ton}$$

$$V_R = V_{mR} + V_{SR}$$

$$V_R = 7.19 \text{ Ton} + 15.36 \text{ Ton}$$

$$V_R = 22.55 \text{ Ton} \geq 8.89 \text{ Ton (Vu), Cumple.}$$

La sumatoria del acero horizontal con la contribución de la mampostería, supera la fuerza cortante última de diseño aplicada al muro.

4) Revisión del refuerzo interior del muro:

$$\text{Se debe cumplir: } \delta h f_y h + \delta v f_y v \geq 8.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Separación máxima del refuerzo vertical: Sv

Menor entre:

a) $6t = 6 * 15 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$

b) 80 cm (rige)

Se propondrá una separación del refuerzo vertical de 60 cm

✓ Se propone 1 varilla vertical #4, un $f_y = 4,218 \text{ kg/cm}^2$ a cada 3 celdas @60cm.

$$\delta v = \frac{(1) * (1.29)}{60 * 15} = 0.0014$$

$$\delta v f_y v = 0.0014 * 4,218 = 6.05 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, \text{ok}$$

Separación máxima del refuerzo horizontal: Sh

a) 6 hiladas = 120 cm

b) 45 cm (rige)

✓ Se proponen 2 varillas con diámetro de 5.25 mm, mismo fy a cada 44 cm.

$$\delta h = \frac{2 * 0.22}{44 * 15} = 0.00065$$

$$\delta h f_y h = 0.00085 * 4,921 = 3.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

5) Comprobación

$$\delta h f_y h + \delta v f_y v = 3.22 + 6.05 = 9.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$9.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 8.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por tanto, el muro es capaz de resistir todas las cargas a las que estará sometido.

3.7 Comparación de resultados

El análisis dinámico modal espectral realizado en ETABS bajo la acción de cargas sísmicas demuestra respuestas críticas entre ambos sistemas.

Se realizó una comparación de resultados de diversas variables para los muros de mampostería confinada y reforzada. En particular, se hizo énfasis en variables como la masa, el periodo de oscilación de los muros, el desplazamiento máximo obtenido en el nivel superior de cada muro, distorsiones comparadas con la distorsión máxima especificada en la NSRM 2022 para cada tipo de sistema estructural, cortante basal dinámico y resistencias de diseño. La tabla siguiente muestra las variables comparadas:

Tabla 3.51: Comparación de resultados

Parámetro Estructural	Mampostería Confinada		Mampostería Reforzada	
	X	Y	X	Y
Masa (Ton)	131.97		128.48	
Período (seg)	0.11		0.15	
Desplazamiento Máximo (cm)	0.41	0.35	0.75	0.48
Distorsión	0.0010	0.0006	0.0013	0.0009
Distorsión Máxima (NSRM,2022)	0.006		0.01	
Cortante Basal Dinámico (Ton)	56.25		48.21	
Resistencia de Diseño a la Compresión (Ton)	127.38		117.74	
Resistencia a de Diseño a Flexo-compresión (Ton.m)	94.12		75	
Resistencia de Diseño a cargas laterales (Ton)	13.07		22.55	

Fuente: Elaboración propia

Las resistencias de diseño por carga axial, flexo compresión y carga lateral se compararon con las resistencias últimas, obtenidas del software ETABS. Se encontró que las resistencias de diseño son superiores a las resistencias últimas en cada tipo de muro. No obstante, el muro de mampostería confinada presentó una mayor resistencia a la compresión y a la flexo-compresión en comparación al muro de mampostería reforzada. Es importante mencionar que las columnas de confinamientos en los extremos son claves para evitar el volteo, agregando que también se puede diseñar muros con mayor relación altura/longitud, ya que su falla por pandeo o flexión está mejor controlada. La resistencia de diseño por carga lateral del muro reforzado resultó mayor a la resistencia del muro confinado, lo cual obedece a la presencia de refuerzo horizontal. La presencia de columnas reforzadas con 4 varillas número 4 es responsable por la mayor resistencia de diseño a la compresión y a la flexo-compresión del muro confinado.

El desplazamiento máximo del muro de mampostería confinada es menor que el desplazamiento máximo del muro reforzado en ambas direcciones, lo que indica la mayor rigidez del sistema estructural confinado y su mayor capacidad para resistir deformaciones. Lo anterior se confirma al observar el comportamiento de la distorsión, la cual presentó valores menores en el muro de mampostería confinada. Ambos sistemas cumplieron con los límites normativos de distorsión máxima según la NSRM 2022: 0.006 para mampostería confinada y 0.01 para mampostería reforzada. Los valores obtenidos en la tabla de resultados de ETABS fueron menores, por lo que el criterio cumple con lo requerido.

Adicionalmente, el periodo de oscilación del muro de mampostería confinada es menor que la del muro de mampostería reforzada, indicando también la mayor rigidez del primer tipo de muro.

En términos de la fuerza cortante basal, se observó que el muro de mampostería confinada es capaz de resistir mayor fuerza sísmica en la base, por lo que su coeficiente sísmico es mayor, lo cual es consistente con un menor coeficiente de modificación de respuesta en este tipo de muro. Específicamente, los resultados

mostraron que mampostería confinada requirió un cortante basal de diseño de 56.25 Ton, en comparación a los 48.21 Ton para mampostería reforzada, lo que implica mayores demandas de refuerzo vertical y horizontal en este último muro.

Por lo tanto, al evaluar el cortante basal dinámico en la primera iteración, la mampostería confinada presentó resultados superiores en comparación con la mampostería reforzada, con un porcentaje inicial de 77% del cortante estático. Estos últimos datos se acercaron más al 100% establecido en la Sección 8.2.2.7 de la NSRM 2022, que indica la necesidad de aplicar un factor de corrección cuando el cortante basal dinámico combinado, es menor que el cortante basal modal estático. Esto evidencia un mejor ajuste inicial de la mampostería confinada al requerimiento normativo en cuanto al cortante dinámico.

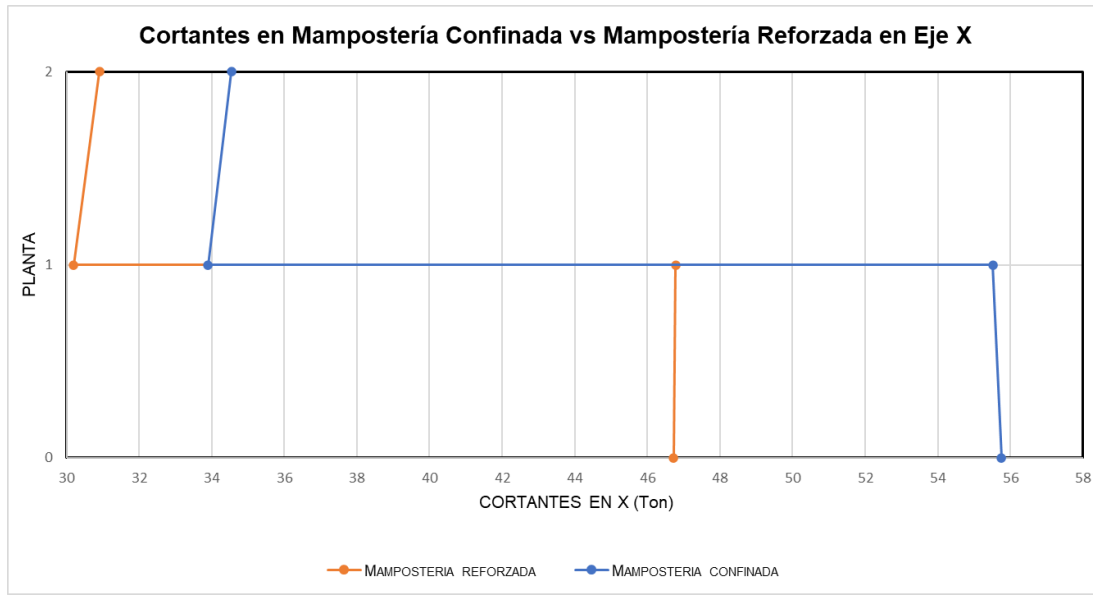
Ambos sistemas respondieron satisfactoriamente ante las fuerzas sísmicas aplicadas. Asimismo, ambos sistemas cumplieron con las revisiones efectuadas en compresión, flexo-compresión y cargas laterales, con valores últimos obtenidos en el software ETABS.

A diferencia de la mampostería confinada en que la mampostería por sí misma es suficiente para resistir la carga lateral, sin contribución de acero transversal, el diseño de muros de mampostería reforzada requiere siempre colocar refuerzo horizontal para proporcionar resistencia adicional al diseño contra cargas laterales. El muro de mampostería reforzada requirió, en este caso, una contribución de acero horizontal con cuantía mínima.

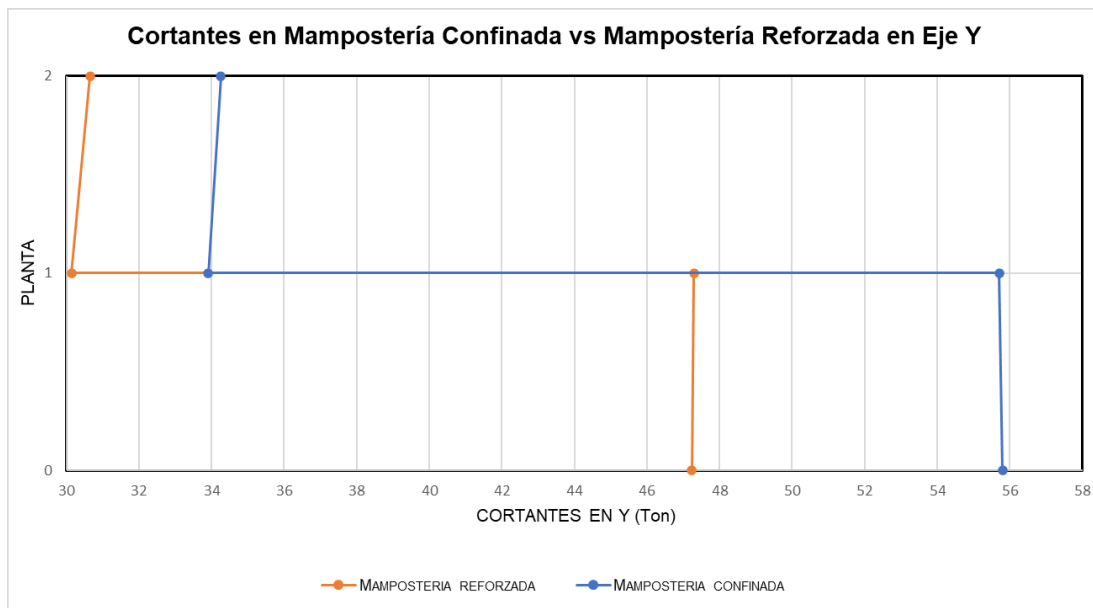
3.7.1 Gráficas de resultados obtenidos

Los siguientes gráficos muestran los resultados obtenidos en cortante, desplazamientos dinámicos, distorsiones y momento para ambos sistemas de mamposterías, con base en software ETABS.

Cortante

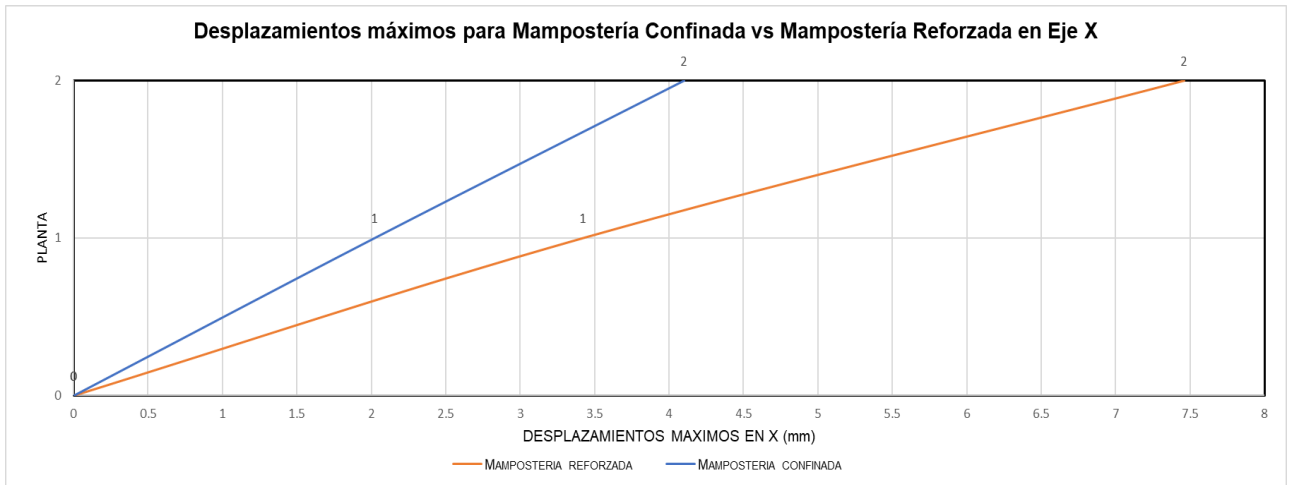


Fuente: Elaboración propia

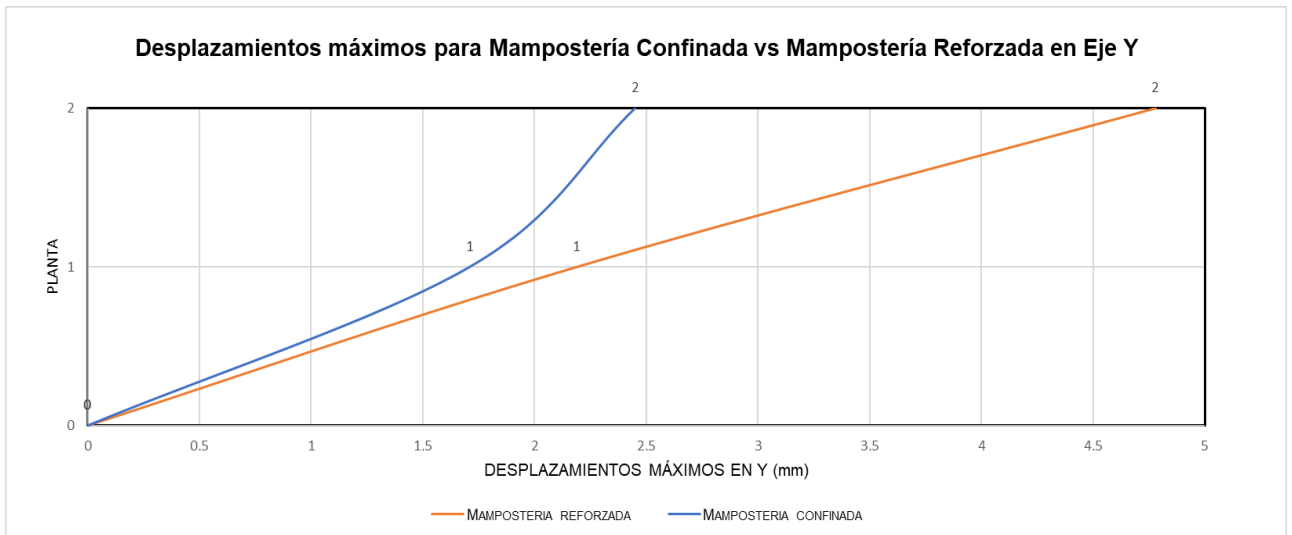


Fuente: Elaboración propia

Desplazamientos Máximos

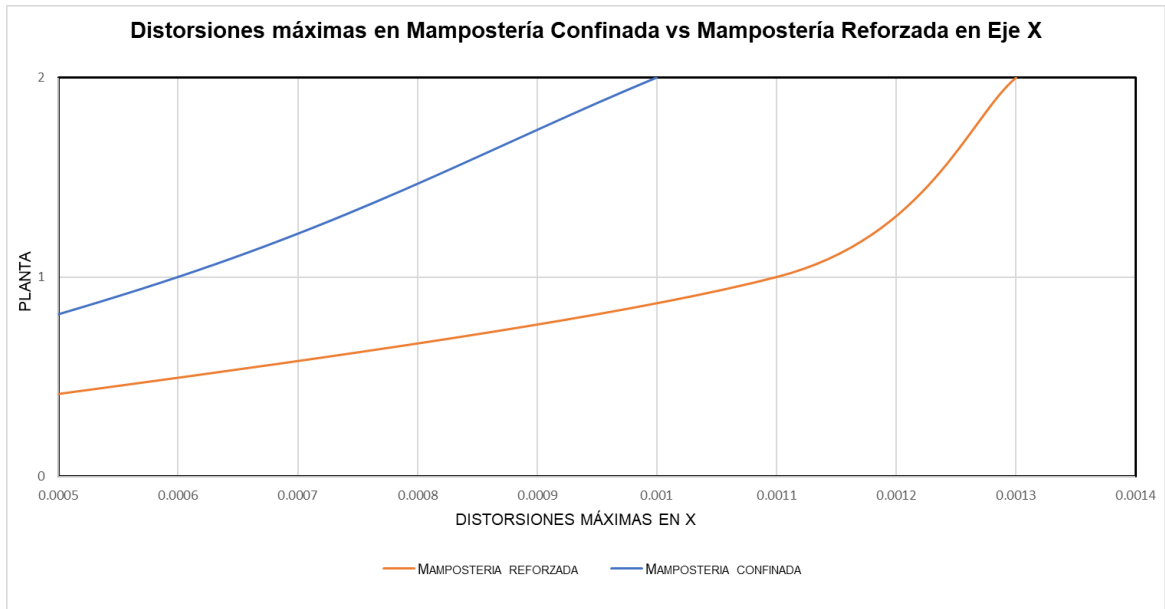


Fuente: Elaboración propia

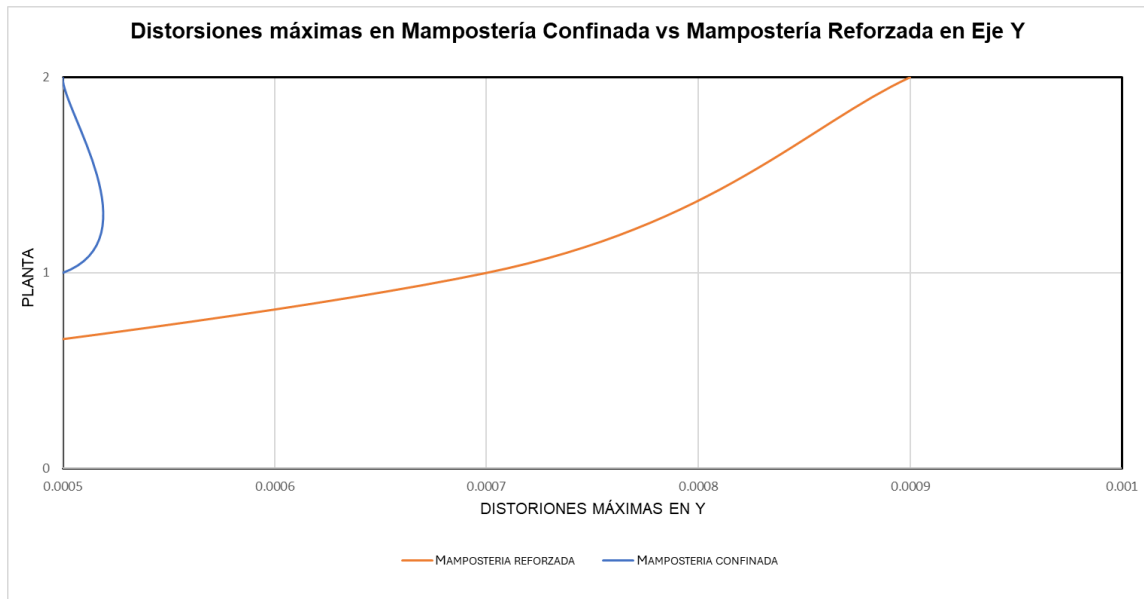


Fuente: Elaboración propia

Distorsión

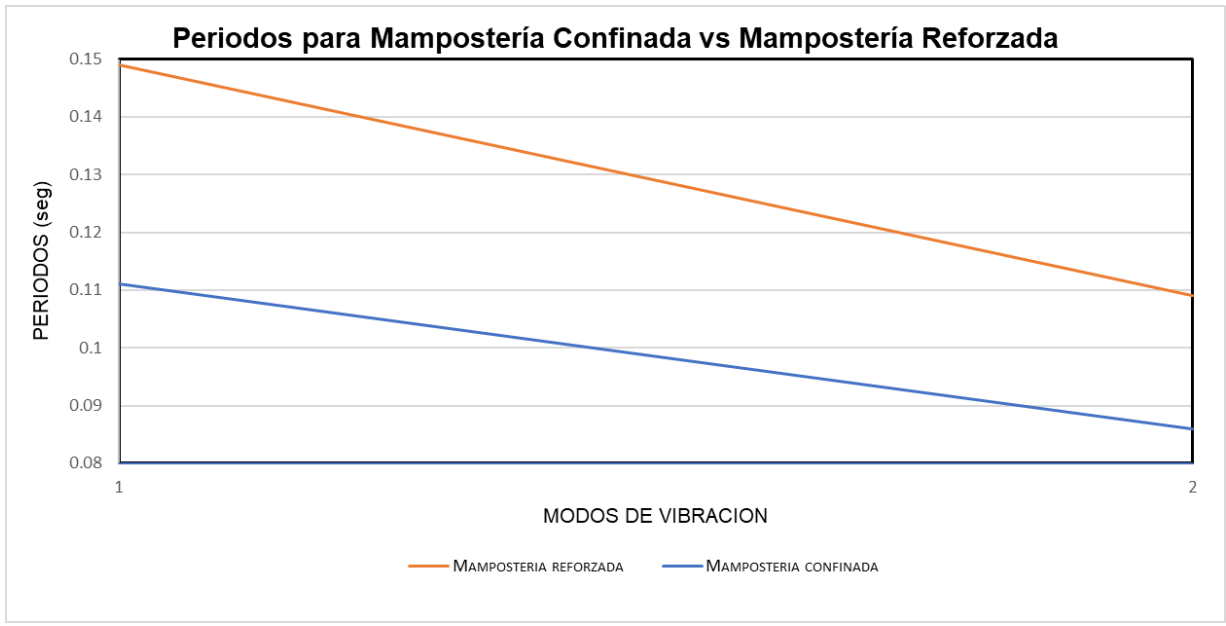


Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

Periodos



Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. Una de las ventajas encontradas en mampostería confinada fue su mayor rigidez, reflejada en un período fundamental más corto con 0.11 segundos mientras que la mampostería reforzada arrojó 0.15 segundos. Asimismo, el desplazamiento máximo del muro de mampostería confinada es menor que el desplazamiento máximo del muro reforzado en ambas direcciones. Esto implica una mejor capacidad para resistir deformaciones.
2. Mediante el diseño realizado, la mampostería confinada demostró mayor resistencia a compresión y flexo-compresión. Esto se debe a que las columnas de confinamiento, especialmente en los extremos del muro, actúan como pilares que concentran la capacidad para resistir cargas verticales y momento flexionante generado por sismo, lo que la hace ideal para edificios de varios pisos. Sin embargo, la mampostería reforzada obtuvo mayor resistencia de diseño por carga lateral, lo que significa que el muro puede soportar mayores esfuerzos cortantes y de flexión producidos por el sismo antes de llegar a la falla.
3. En este trabajo monográfico, se efectuó el análisis estructural mediante un método de análisis sísmico lineal, como es el método modal espectral. Adicionalmente, se utilizaron los criterios técnicos de la NSRM 2022, lo que permitió establecer los componentes para la configuración del espectro de diseño sísmico aplicable a las estructuras, como la aceleración del suelo, coeficiente de aceleración, parámetros que definen el periodo de vibración, periodos característicos del espectro de respuesta y factores de ajuste espectral por comportamiento de suelos. El espectro resultante se introdujo en el software ETABS, para obtener los valores de las fuerzas últimas de diseño y las deformaciones correspondientes.
4. Para la evaluación del comportamiento estructural de ambos muros, se utilizaron muros de mampostería confinada y reforzada empleando bloques

huecos (15x20x40 cm). En el caso de la mampostería confinada se utilizó un sistema estructural de muros de carga correspondiente a muros de corte con ladrillos de mampostería confinada con un coeficiente de modificación de respuesta R igual a 3. Para la mampostería reforzada, se utilizó un muro de corte de mampostería reforzada intermedia, para el cual, el valor de R es igual a 3.5. El mayor valor de R sugiere una mayor ductilidad, mayores exigencias en detallado, confinamiento y control de derivas.

5. En general, ambos sistemas constructivos son seguros ante sismos si se diseñan conforme a las normativas correspondientes para la ciudad de Managua. No obstante, se encontró que el muro de mampostería reforzada es más efectivo para resistir cargas laterales en comparación a la mampostería confinada.

RECOMENDACIONES

1. Para futuras generaciones, se insta a realizar un análisis dinámico no lineal (Pushover o time-history) en este tipo de estructuras, para efectos de comparar los resultados obtenidos con el método dinámico modal espectral.
2. Se recomienda realizar estudios adicionales que profundicen en el comportamiento estructural de edificaciones de mampostería, particularmente en aspectos como la proporción, configuración y distribución de los muros. Estos estudios permitirán establecer criterios más precisos para la selección entre mampostería confinada o reforzada, considerando factores como el nivel de sismicidad, las exigencias de diseño y el desempeño estructural esperado. Asimismo, es necesario aplicar teorías y modelos analíticos que mejoren la comprensión del comportamiento de ambos sistemas, con el fin de optimizar su aplicación en función de las condiciones específicas de cada proyecto.
3. Para aplicaciones en proyectos reales, se recomienda la realización de ensayos experimentales en laboratorio que permitan observar y analizar de manera más precisa el comportamiento estructural de ambos tipos de mampostería, lo cual es fundamental para una adecuada selección del sistema constructivo en función de la seguridad y eficiencia estructural.
4. Impulsar investigaciones prácticas a nivel nacional que permitan obtener, mediante ensayos experimentales, propiedades mecánicas fundamentales de la mampostería, como el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, la resistencia a la compresión y la resistencia al cortante de la mampostería. La dependencia de datos provenientes de normativas extranjeras, como la mexicana, si bien son de gran utilidad, limita la precisión de los análisis estructurales y la validez de los resultados en nuestro país. Contar con una base de datos propia, contribuirá significativamente al desarrollo de normativas técnicas más acordes con la realidad constructiva nacional y mejorará la

confiabilidad de los diseños estructurales.

5. Basado en nuestros resultados, se recomienda fomentar el uso de mampostería reforzada como sistema estructural principal en edificaciones de baja y mediana altura en Nicaragua, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica. De igual forma, la mampostería confinada puede considerarse una alternativa viable en zonas de menor actividad sísmica o para edificaciones de baja complejidad estructural, siempre y cuando se garantice una correcta ejecución constructiva y se cumpla rigurosamente con los detalles de confinamiento establecidos en las normativas.

BIBLIOGRAFÍA

- Álvarez, D., & Soza, J. M. (2014). Desempeño sísmico de edificios con mampostería confinada. Monografía. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.
- American Concrete Institute. (2019). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- American Society of Civil Engineers. (2022). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-22).
- ASTM International. (2020). *ASTM C270-20: Standard specification for mortar for unit masonry*. ASTM International.
- ASTM International. (2021). *ASTM C1314-21: Standard test method for compressive strength of masonry prisms*. ASTM International.
- Awad, R. R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios. Fondo Editorial Universidad EAFIT. Colombia
- Barbat, S. B. (2000). Diseño Sismorresistente de Edificios. En S. B. Barbat, Diseño Sismorresistente de Edificios. Barcelona: Editorial Reverté, S.A.
- Bazán, E., & Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. Perú: Noriega Editores.
- Bažant, Z. P., & Jirásek, M. (2017). *Inelastic analysis of structures* (2nd ed.). John Wiley & Sons.
- Chopra, A. K. (2017). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.). Pearson Education.
- Chrysler, J. (2007). *Masonry Design Manual*. Fourth Edition. California: Masonry Institute of America and International Code Council.
- Cisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectros de Respuesta y de Diseño*. Argentina.
- Ctroing. (2024). Recomendaciones para la construcción de mampostería reforzada. <https://ctroing.com/recomendaciones-para-la-construccion-de-mamposteria-reforzada/>
- Disarno, E. &. (2008). *Fundamentals of Earthquake Engineering*. United Kingdom: John Wiley & Sons.

Dixon, A. A., & Parrales, J. V. (2020). Análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de muros de mampostería postensada y muros de mampostería reforzada aplicados a una estructura de dos niveles. Monografía. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.

Drysdale, R. G., Hamid, A. A., & Baker, L. R. (1994). Masonry structures: Behavior and design (2nd ed.). Prentice Hall.

Dubón, A. A., & Ugarte, G. D. (2024). Análisis comparativo del comportamiento de una estructura con pórticos especiales resistentes a momento versus una estructura amortiguada con masa sintonizada. Monografía. Universidad Nacional de Ingeniería, Managua.

Flores, N. (2018). IngeCivil. Obtenido de <https://www.ingecivil.net/2018/08/10/la-mamposteria-confinada/>

Gobierno de la Ciudad de México (2023). Normas técnicas complementarias. México: Corporación Mexicana de Impresión, S.A. de C.V.

Instituto Nacional de Información de Desarrollo. (2001). III Censo Nacional Agropecuario 2000: Managua. INIDE. <https://www.inide.gob.ni/>

Khatri, D. (2005). Structural Design of Masonry. United States: International Code.

Meli, R. (2011). Guía de Diseño Sísmico para edificios de mampostería confinada de baja altura. México.

MTI. (2011). Nueva Cartilla de la Construcción. Managua.

MTI (2017). Norma Mínima de Diseño y Construcción de Mampostería MP-001. Managua.

MTI. (2022). Norma sismorresistente para la ciudad de Managua.

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Comité de Mampostería (2012). Guía para el Análisis de Estructuras de Mampostería. Conacyt y Conavi. México.

The Masonry Society (2016). Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. Longmont, Colorado: Jessica Yee.

Taly, N. (2010). Diseño de Estructuras de Mampostería Reforzada. Los Ángeles, California: Mc Graw Hill.

Tomazevic. (1997). Comportamiento sísmico de muros de mampostería. México.

Vásquez, J., & Ridell, R. (1984). Determinación del centro de rigidez en estructuras ortogonales compensadas.