

Comparación de la respuesta dinámica lineal de un edificio de pórtico resistente a momento de concreto reforzado, con y sin el efecto de rigidización de los muros no estructurales

Frank Owen-Chaves y Emanuel Vargas-Vargas

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

Nombre Completo del Director

Título académico más alto del director

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de ingeniería Civil

Bucaramanga

2022

Contenido

	Pág.
Introducción	9
1. Metodología	12
1.1 Caso de estudio	12
1.1.1 Descripción general	13
1.1.2 Propiedades de los muros de mampostería	15
1.1.3 Mediciones en campo	17
1.2 Modelo analítico	17
1.2.1 Modelo sin elementos no estructurales	18
1.2.1.1 Elementos estructurales e hipótesis del modelo.....	19
1.2.1.2 Cargas.	20
1.2.1.2.1 Carga muerta.....	21
1.2.1.2.2 Carga muerta sobreimpuesta.....	21
1.2.1.2.3 Carga viva.....	22
1.2.1.3 Masa.....	22
1.2.2 Modelo de elementos finitos FEM.....	23
1.2.3 Modelos incorporando diagonales equivalentes	24
1.2.3.1 Modelo de Liauw y Kwan.....	26
1.2.3.2 Modelo de Paulay y Priestley.	26
1.2.4 Determinación de los factores modificadores de inercia	27

1.2.4.1 Concepto de rigidez efectiva.....	27
1.2.4.2.1 Modelo de Hognestad para concreto simple.....	31
1.2.4.2.2 Modelo elastoplástico perfecto para acero.....	32
1.2.4.2.3 Influencia de la carga axial y consideraciones para columnas.	33
1.2.4.3 Factor de modificación de la rigidez a flexión.....	34
2. Resultados y discusión.....	35
2.1 Análisis de secciones efectivas	36
2.2 Análisis de los periodos obtenidos en cada modelo.....	39
2.3 Comparación con los resultados experimentales	43
3. Conclusiones.....	45
Referencias Bibliográficas	47

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 1. Planta estructural primer piso.....	14
Figura 2. Planta estructural segundo piso.	14
Figura 3. Planta estructural tercer piso.	15
Figura 4. Zonas de que requerían mediciones en campo.....	17
Figura 5. Análisis de convergencia del enmallado.	20
Figura 6. Modelo sin elementos no estructurales.....	23
Figura 7. Modelo de elementos finitos.	24
Figura 8. Ilustración del concepto de diagonal equivalente.....	25
Figura 9. Modelo integrando elementos diagonales equivalentes.	25
Figura 10. Diagrama de flujo para cálculo del factor modificador de rigideces a flexión.	29
Figura 11. Modelo constitutivo de Hognestad para concreto simple.....	31
Figura 12. Modelo constitutivo elastoplástico perfecto del acero.	32
Figura 13. Diagrama momento curvatura para sección de columna de 0.4x0.4m con 8 barras de refuerzo 5/8” uniformemente distribuido para diferentes niveles de carga axial.	34
Figura 14. Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las viguetas en cada modelo.	38
Figura 15. Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las vigas en cada modelo.	38

Figura 16. Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las columnas en cada modelo.	39
Figura 17. Evidencia de construcción de muros no estructurales empleando castillos en el edificio de estudio.	41

Lista de Tablas

	Pág.
Tabla 1. Cargas sobreimpuestas en entrepisos 1 y 2.....	21
Tabla 2. Cargas sobreimpuestas cubierta.....	22
Tabla 3. Comparación de resultados de modelo base.....	36
Tabla 4. Periodos obtenidos para los diferentes modelos de estudio.....	42
Tabla 5. Variación en porcentaje de los periodos al considerar secciones efectivas.....	42
Tabla 6. Variación de los periodos entre los modelos de interacción pórtico-muro con secciones efectivas y modelo sin muros no estructurales con secciones efectivas.....	43
Tabla 7. Error porcentual entre los resultados de los modelos teóricos implementando muros con secciones efectivas y resultados experimentales.....	43

Resumen

Título: Comparación de la respuesta dinámica lineal de un edificio de pórtico resistente a momento de concreto reforzado, con y sin el efecto de rigidización de los muros no estructurales*

Autor: Frank Owen-Chaves y Emanuel Vargas-Vargas**

Palabras clave: Análisis modal; respuesta dinámica; muro no estructural; rigidez; interacción pórtico-muro; periodo de vibración; periodo fundamental; modelo teórico; modelo experimental; aislamiento.

Descripción:

El diseño estructural implementando el análisis modal para determinar la respuesta dinámica de una edificación es una de las maneras cómo los ingenieros abarcan los problemas de ingeniería sísmica. Sin embargo, en el proceso de modelamiento hay un factor que no se suele tomar en cuenta: el efecto de los muros no estructurales en la rigidez y resistencia del sistema estructural. No garantizar una debida separación entre los muros no estructurales y la estructura de pórtico se ha vuelto una práctica común, por lo que es frecuente que la respuesta dinámica de los edificios sea diferente a lo estimado durante la etapa de análisis estructural, lo cual puede traer consecuencias generalmente negativas. En esta investigación se analizó y comparó la respuesta modal teórica de una estructura existente, la cual contaba con resultados modales experimentales, mediante tres modelos diferentes de interacción pórtico-muro en el software ETABSv.18 para poder analizar la influencia de los muros de fachada y particiones sobre la respuesta dinámica del conjunto. Los resultados muestran una reducción del valor de los periodos de vibración de hasta el 60%. Al comparar los resultados de los periodos fundamentales en ambas direcciones de los modelos teóricos y experimentales, se infiere que la rigidez proporcionada por los muros no estructurales, que no han sido correctamente aislados de los elementos estructurales, puede cambiar drásticamente el comportamiento dinámico de la edificación.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas Escuela de Ingeniería Civil Director: Nombre Completo del Director Título académico más alto del director

Abstract

Título: Comparison of the linear dynamic response of a moment-resistant reinforced concrete frame building, with and without the stiffening effect of non-structural walls *

Authors: Frank Owen-Chaves y Emanuel Vargas-Vargas **

Keywords: Modal analysis; dynamic response; stiffness; wall-frame interaction; period of vibration; fundamental period; theoretical model; experimental model; non-structural wall; isolation.

Description:

The structural design implementing modal analysis to determine the dynamic response of a building is one of the ways that engineers address the challenges of seismic engineering. However, during the modeling process there is a factor that is not taken into account usually: the effect of the non-structural walls on the stiffness and strength of the structural system. Not guaranteeing a proper separation between the non-structural walls and frame structure has become a common practice, so dynamic response of buildings is often to be different from expected during the structural analysis stage, which might lead to negative consequences. In this research, the theoretical modal response of an existing structure, which had experimental modal results, was analyzed and compared by three different models about wall-frame interaction in ETABSv.18 software to analyze the influence of the façade walls and masonry partitions on the dynamical response of the structure. The results show a reduction in the values of the periods of vibration up to 60%. When comparing the results of the fundamental periods for both directions of the theoretical models and experimental models, it can be inferred that the stiffness provided by non-structural walls, that have not been isolated correctly from the structural elements, can change the dynamic behavior of the building drastically.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas Escuela de Ingeniería Civil Director: Nombre Completo del Director Título académico más alto del director

Introducción

Entre los sistemas estructurales contemplados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente (NSR-10) (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010) se encuentran los siguientes: Sistema de muros de carga, sistema dual, sistema de pórtico y sistema combinado. Este último es muy empleado en la construcción de edificaciones. En la NSR-10 se define el sistema combinado como un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial resistente a momento, capaz de soportar las cargas verticales y muros estructurales que resisten las fuerzas horizontales a las cuales estará sometida la edificación (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010). Sin embargo, las edificaciones albergan componentes no estructurales de todo tipo, donde su interacción con la estructura de pórtico puede modificar sus propiedades de resistencia y rigidez. En la práctica los elementos no estructurales son solo tenidos en cuenta para el análisis de carga muerta y se aporte en rigidez se desprecia (Sánchez & Suquillo, 2021; Urich & Beauperthuy, 2013). El modelo de elementos no estructurales como carga sobrepuesta y masa es razonable para muchos casos, salvo en algunos otros como el caso de los muros no estructurales adosados (Espinosa, 2018; Leal et al., 2019; Rochel, 1993; Sánchez & Suquillo, 2021; Urich & Beauperthuy, 2013).

En el caso de los muros no estructurales, cuando no se garantiza una adecuada junta de separación entre estos y las columnas adyacentes, se genera interacción entre estos durante un sismo. Lo anterior ocurre porque la rigidez de los muros no estructurales puede ser mayor a la de los pórticos, los cuales son diseñados para tener cierto grado de flexibilidad (Espinosa, 2018). Durante un evento sísmico, la diferencia de rigideces hace que los pórticos y los muros no

estructurales entren en contacto, lo que genera un efecto de arriostamiento en las zonas del pórtico en contacto con el muro, cuyas esquinas opuestas son comprimidas (Leal et al., 2019). Con base en lo anterior, se podría llegar a creer que la forma en que funciona este mecanismo de interacción es similar a cómo funciona un sistema de mampostería confinada, lo cual es necesario aclarar que no es así. Como se explicó, en el caso que se está tratando no se espera que el pórtico confine al muro de relleno y por ende, haya una compatibilidad de desplazamientos a lo largo del perímetro del muro y las vigas y columnas, sino que el efecto de rigidización del pórtico sucede por un comportamiento similar al de un de rigidizador diagonal (Espinosa, 2018; Martínez et al., 2019; Rochel, 1993; Sánchez & Suquillo, 2021); lo cual puede llevar a concentraciones de esfuerzos en las secciones de las columnas y vigas cercanas a los nudos en los cuales entra en contacto la mampostería durante el evento sísmico. En estos casos los muros se deberán considerar como elementos que no solo aportan carga, sino también rigidez. Lo anterior es un factor que debe tomar en cuenta los ingenieros encargados del diseño estructural, tal y como está dispuesto en (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010) en los apartados A.1.3.6.2 y A.1.9.4.1.

Adicionalmente, la no concordancia entre el sistema construido y el proyectado puede generar respuestas imprevistas y, en muchos casos, indeseadas, ya que la distribución de los muros en planta puede generar efectos de torsión y una distribución de esfuerzos diferentes a los previstos en el modelo original (Rochel, 1993), por ende, el diseño propuesto podría no ser apropiado y subestimar la influencia de los muros podría llevar a un desempeño muy diferente del previsto (Urich & Beauperthuy, 2013). La respuesta dinámica también se verá afectada, ya que el equilibrio dinámico de un sistema de varios grados de libertad depende de, entre otros factores, la rigidez de la estructura (Chopra, 2012).

Algunos efectos negativos que se pueden encontrar en la literatura y ejemplificados por (Rochel, 1993; Urich & Beauperthuy, 2013) son:

- Torsión no prevista cuando los muros de relleno se disponen de manera asimétrica en planta, debido al desplazamiento del centro de rigidez del entrepiso respecto al centro de masa de este.
- Irregularidad de piso blando cuando en altura no se disponen muros en forma “continua” entre pisos adyacentes, por lo que la rigidez lateral relativa de un entrepiso puede ser considerablemente baja y, por ende, los esfuerzos y deformaciones se concentren en los extremos de las columnas de estos.
- Disminución de los periodos de vibración natural, lo cual conlleva a que las fuerzas inerciales experimentadas durante un sismo sean mayores, lo que se evidencia en el aumento del cortante basal.
- Mayor influencia de los modos superiores en la respuesta total de la estructura durante un evento sísmico.

A pesar del impacto negativo que tiene no considerar el aporte en rigidez de los muros no estructurales, en la práctica los diseñadores suelen despreciar su efecto. Las principales razones son las indicadas en (Martínez et al., 2019) las cuales se pueden resumir en:

- Según la definición de sistema aporticado, de acuerdo con (Asociación colombiana de ingeniería sismoresistente, 2010), los muros de relleno no hacen parte del sistema estructural.
- El costo en tiempo y computación a la hora de modelar los muros de relleno.

Esta investigación busca responder a la pregunta: ¿Cómo afecta la interacción de los muros de relleno adosados a los pórticos resistentes a momento a la respuesta dinámica? Para poder dar respuesta a la pregunta, se planteará unos modelos matemáticos bajo ciertas hipótesis sobre la

configuración estructural del edificio del caso de estudio presentado en la sección 2.1, y se analizarán los resultados objetos de interés para la respuesta a la pregunta planteada.

En las secciones siguientes se presentan la metodología usada para la investigación en la sección 2, los resultados y discusión en la sección 3 y las conclusiones de esta investigación en la sección 4.

1. Metodología

1.1 Caso de estudio

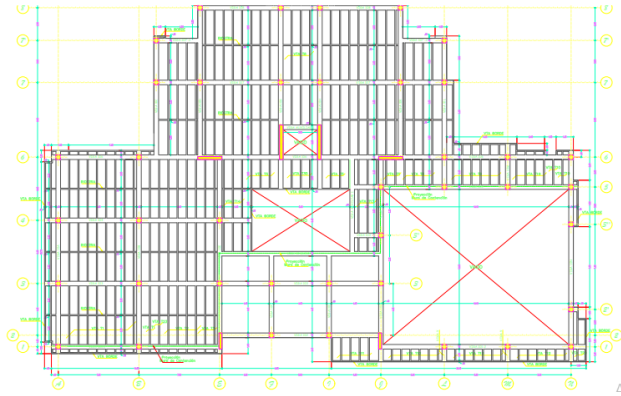
Para esta investigación, se tomó como caso de estudio al edificio Centro de caracterización de materiales de construcción, también conocido como Álvaro Beltrán Pinzón, ubicado dentro de la sede principal de la Universidad Industrial de Santander, en Bucaramanga, Colombia. Se selecciona debido al interés de esta investigación por comparar la respuesta dinámica de una estructura al considerar la rigidez aportada por los muros de relleno con resultados experimentales de las propiedades dinámicas. Las propiedades dinámicas experimentales se obtuvieron en otro trabajo de investigación titulado *Análisis de daño en estructura de concreto a partir de la variación de sus propiedades dinámicas* (Afanador & Gutiérrez, 2018).

1.1.1 Descripción general

La estructura en estudio se trata de una edificación de tres niveles, cuyo sistema estructural se define según (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010) como sistema combinado en concreto reforzado. Se construyó hacia el 2006 bajo la normativa de construcción vigente en ese momento, NSR-98. Es un sistema que cuenta con nueve 9 ejes de columnas en planta tanto en dirección vertical como horizontal. Se compone de un sistema de placa aligerada en una dirección con viguetas de 0.1x0.4m separadas a 0.8m entre ejes, vigas de 0.4x0.4m y losetas superior e inferior de 7cm y 2cm respectivamente. Se compone de columnas de 0.4x0.4m y por muros estructurales de 0.25m y 0.3m de dimensión variable. En el nivel del sótano se encuentra un muro de contención adosado a la placa del primer piso. Tiene escaleras autoportantes en acero estructural, compuestas por vigas con sección cajón de 12" x 2 1/2" con espesor $e = 1/4$ "; vigas con sección cajón de 6" x 2 1/2" con espesor $e = 1/4$ " y suelo y pasos en piso troquelado PEX-05 de aluminio. Cuenta con una estructura de armadura metálica y correas transversales, a modo de cubierta para el laboratorio de estructuras ubicado en el sector oriental. La edificación tiene un uso de oficinas en sus dos primeros entresijos, mientras que el tercer entresijo es una cubierta sin acceso. En las Figuras 1, 2 y 3 se ilustran las plantas de los tres niveles.

Figura 1.

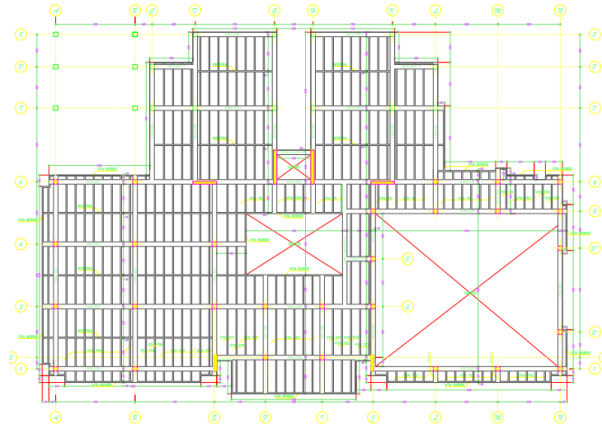
Planta estructural primer piso.



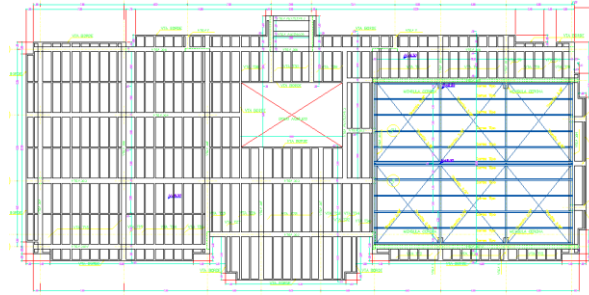
Nota. Tomado de: División planta física UIS.

Figura 2.

Planta estructural segundo piso.



Nota. Tomado de: División planta física UIS.

Figura 3.*Planta estructural tercer piso.**Nota.* Tomado de: División planta física UIS.**1.1.2 Propiedades de los muros de mampostería**

Además de la información de los materiales de los elementos estructurales, se determinó las características de las unidades de mampostería de los elementos no estructurales, las cuales son de ladrillo de arcilla macizo de 25x10x6.5cm de f'_{cu} de 20 MPa. Basado en la anterior información se determina la resistencia a la compresión de la mampostería f'_m , mediante las siguientes expresiones:

$$R_m = \left(\frac{2h}{75 + 3h} \right) f'_{cu} + \left(\frac{50k_p}{75 + 3h} \right) f'_{cp} \leq 0.8f'_{cu} \quad (2)$$

$$f'_m = 0.75R_m \quad (3)$$

h : Altura de la unidad de mampostería. [mm].

f'_{cu} : Resistencia a compresión de la unidad de mampostería. [MPa].

k_p : Factor de corrección por absorción de la unidad.

f'_{cp} : Resistencia a compresión del mortero de pega. [MPa].

Las anteriores expresiones son las ecuaciones D.3.7-1 y D.3.7-2 del título D de la NSR-10 (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010). Reemplazando los parámetros obtenidos y asumiendo un mortero de pega tipo S con un f'_{cp} mínimo para este de tipo de mortero, el cual es de 12.5 MPa, se obtiene un f'_m igual a 8.6 MPa.

Para la determinación del módulo de elasticidad de la mampostería se empleó la siguiente expresión:

$$E_m = 750R_m \leq 20000 \text{ MPa} \quad (4)$$

La anterior expresión es la ecuación D.5.2-3 de (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010). El módulo de elasticidad de la mampostería se determina con un valor de $E_m = 6458,33 \text{ MPa}$.

Se determinó el índice de área de muros en planta para los niveles con muros no estructurales (sótano, primer piso y segundo entrepiso) nivel mediante la siguiente expresión:

$$I = \frac{A_m}{A_p} \quad (5)$$

A_m : Área en planta de los muros no estructurales adosados. [m^2]

A_p : Área en planta del entrepiso estudiado. [m^2].

I : Índice de área de muros en planta.

Las áreas en planta se determinaron como $823.55m^2$, $1080.17m^2$ y $597.92m^2$ para los niveles de sótano, primer y segundo piso, respectivamente. Las áreas de muros no estructurales que se consideraron para el análisis que incluyeron el efecto rigidizador de estos en la estructura se determinaron como $8.81m^2$, $15.39m^2$ y $45.85m^2$ para los niveles de sótano, primer y segundo piso, respectivamente. Se determinaron los valores de los índices de área de muros en planta para los niveles de sótano (subíndice n), primer (subíndice 1) y segundo piso (subíndice 2) como:

- I_n : 0.011.

- I_n : 0.014.
- I_n : 0.077.

1.1.3 Mediciones en campo

Si bien se cuenta con la información de los planos del edificio, se hizo la toma de las mediciones en aquellas partes donde se requería de información específica tal como las medidas de las aberturas de las ventanas y puertas en los muros no estructurales. En la Figura 4 se muestra ejemplos de lugares de interés de medición.

Figura 4.

Zonas de que requerían mediciones en campo.



1.2 Modelo analítico

Como se mencionó previamente en la sección 1, se realizó un análisis para diferentes modelos considerando unos modelos matemáticos que incluyeran el efecto de los muros no estructurales en los resultados modales del modelo del edificio, y otros modelos matemáticos sin

la consideración de estos. Adicionalmente, para cada modelo se consideró un modelo matemático considerando rigideces a flexión efectivas para cada elemento. Por lo tanto, se obtuvieron ocho modelos:

- Modelo sin muros no estructurales.
- Modelo con muros no estructurales modelados con elementos finitos tipos Shell.
- Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante

el modelo de Liauw y Kwan

- Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante

el modelo de Paulay y Priestley.

- Modelo sin muros no estructurales considerando secciones efectivas.
- Modelo con muros no estructurales modelados con elementos finitos tipos Shell

considerando secciones efectivas.

- Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante

el modelo de Liauw y Kwan considerando secciones efectivas.

- Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante

el modelo de Paulay y Priestley considerando secciones efectivas.

A continuación, se presentan los modelos usados para el desarrollo de la investigación.

1.2.1 Modelo sin elementos no estructurales

Se elaboró inicialmente un modelo que sirvió como base para todos los modelos que se usaron para la comparación de resultados, para esto se empleó el software de análisis y diseño estructural, ETABS 18 (v18.0.1). Se realizó un modelo de tipo elástico-lineal que contó con

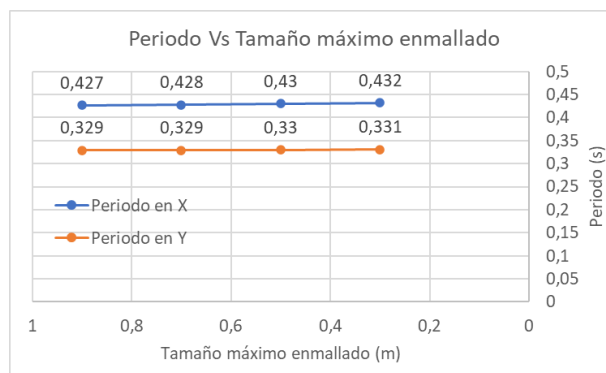
condiciones iniciales iguales a cero, esto quiere decir que se parte de una estructura sin daños y sin deformaciones. El análisis de las propiedades dinámicas de interés (periodos y formas modales) se hizo mediante análisis modal de frecuencias y modos naturales para sistemas con amortiguamiento clásico (Chopra, 2012). Los grados dinámicos considerados fueron los desplazamientos traslacionales en planta y el giro torsional de cada entrepiso, empleando la hipótesis de diafragma rígido, para un total de 9 grados de libertad dinámicos. En la Figura 6 se presenta el modelo sin elementos no estructurales.

1.2.1.1 Elementos estructurales e hipótesis del modelo. Las vigas, columnas, viguetas y elementos de cercha fueron modelados como elementos tipo *Frame*, los cuales son elementos unidimensionales de dos nodos con seis grados de libertad por nodo. Las uniones viga-columna se modelaron como *End offsets* con un factor de rigidez de 0.5 (Tena, 2007). Las viguetas fueron liberadas de momentos flectores en sus extremos mediante la opción *End releases*, pero se dejaron como elementos continuos en el resto de su longitud. Se modelaron los elementos de la escalera mediante *Frames* y *Shells* para los elementos vigas y el suelo del descanso respectivamente; no se modelaron los peldaños, se consideraron como cargas puntuales. Los elementos de área como las losetas superiores, muros estructurales y muros pantalla se modelaron con elementos de área tipo *Shell*, el cual es un tipo de elemento finito con seis grados de libertad por nodo, tres traslacionales y tres rotacionales, con discretización automática mediante la opción *Automatic mesh settings for floors* para los elementos losa y *Automatic rectangular mesh settings for walls* para elementos muro, con la opción de elementos de máximo 0.3m de longitud en cualquiera de sus lados. La elección del tamaño máximo de la malla se definió mediante un estudio de convergencia donde se tomó como variable los modos fundamentales, para lo cual se estudió los casos para tamaños

máximos de 0.9m, 0.7m, 0.5m y 0.3m. Los resultados del estudio de convergencia permitieron establecer errores relativos menores al 1% para los casos de 0.7m y 0.5m, sin embargo, se optó de todos modos por un enmallado de tamaño máximo 0.3m. Los resultados del estudio de convergencia se presentan en la Figura 5. Finalmente, se impuso la restricción de diafragma rígido para cada uno de los entrepisos del modelo.

Figura 5.

Análisis de convergencia del enmallado.



Los estudios previos de AVT y vulnerabilidad sísmica han demostrado que la hipótesis de base rígida es válida para este caso (Acevedo, 2018; Afanador & Gutiérrez, 2018), por lo tanto, el modelo matemático se hará bajo esta consideración.

1.2.1.2 Cargas. Al modelo se le asignaron cargas de tipo gravitacional debidas al uso y ocupación del edificio, las cuales se obtuvieron de acuerdo con el título B de la NSR-10. Se definieron tres casos de carga: muerta, muerta sobrepuesta y viva. A falta de información del estudio de suelos y bajo la misma hipótesis considerada en las referencias (Acevedo, 2018; Afanador & Gutiérrez, 2018), se optó por no considerar la carga por presión lateral de suelos.

1.2.1.2.1 Carga muerta. Hace referencia a las cargas debido al peso propio de los elementos en el modelo. Se consideró para la determinación de estas cargas solamente la luz libre entre vigas y viguetas y la longitud de eje a eje para columnas, mediante la herramienta *End offsets*. Estas cargas son automáticamente computadas por ETABS.

1.2.1.2.2 Carga muerta sobreimpuesta. Hace referencia a las cargas debido al peso de los elementos no estructurales permanentes en la edificación. Para el análisis se determinó la carga uniformemente distribuida por unidad de área en cada entrepiso. Debido al uso de los entrepisos 1 y 2 se determinó una misma carga para estos, mientras que para el entrepiso a nivel de cubierta se determinó otra debido a que presenta una menor carga total comparada con los entrepisos 1 y 2.

Tabla 1.

Cargas sobreimpuestas en entrepisos 1 y 2.

Evaluación cargas muertas sobreimpuestas		
Entrepisos N±0.00 y N+4.90		
Ítems	Valor	Unidades
Particiones	2,00	kN/m ²
Acabados	1,50	kN/m ²
Aligeramiento	0,30	kN/m ²
Amoblamiento	1,00	kN/m ²
Ductos mecánicos	0,20	kN/m ²
Torta inferior	0,36	kN/m ²
Total	5,36	kN/m²

Tabla 2.*Cargas sobreimpuestas cubierta.*

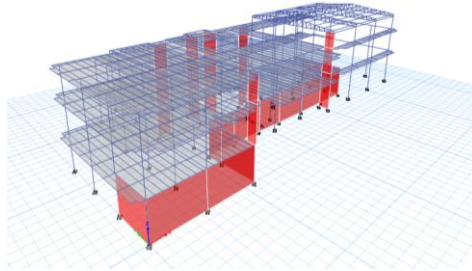
Evaluación cargas muertas sobreimpuestas		
N+8.30		
Ítems	Valor	Unidades
Acabados	1,50	kN/m ²
Aligeramiento	0,30	kN/m ²
Amoblamiento	1,00	kN/m ²
Ductos mecánicos	0,20	kN/m ²
Torta inferior	0,36	kN/m ²
Total	3,36	kN/m²

1.2.1.2.3 Carga viva. El valor de carga viva se tomó como el estipulado en los planos estructurales. Este valor es de 2.5 kN/m². Esta carga fue asignada en toda la estructura, incluyendo las escaleras.

1.2.1.3 Masa. De acuerdo con A.5 de la NSR-10, La masa a considerar para la determinación de la información modal se define como la masa proveniente de las fuentes de carga muerta (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010). Por ello se optó por configurar las fuentes de masa en ETABS para que dicho valor fuera computado del valor de las cargas muertas y muertas sobreimpuestas. Además, se optó por aplicar modificadores de peso y masa a los elementos tipo viga y vigueta para una determinación más precisa, esto ya que hay zonas de solapamiento entre vigas y viguetas, además de que existe un solapamiento continuo entre estos elementos y la loseta superior.

Figura 6.

Modelo sin elementos no estructurales.

**1.2.2 Modelo de elementos finitos FEM**

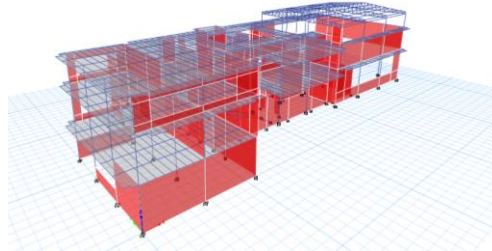
A partir del modelo sin elementos no estructurales, se creó un modelo que integrara la respuesta conjunta de los muros de relleno y los elementos estructurales del pórtico como el observado en la Figura 7.

Los muros de relleno se modelaron como elementos *Shell* con espesor de 0.1 m y con las propiedades de material que se definieron para la mampostería, siguiendo el mismo proceso de discretización de los muros estructurales en la sección 2.2.1.1.

Cabe aclarar que no todos los muros no estructurales fueron modelados, solo aquellos que se encontraron adosados entre columnas fueron tomados en cuenta en este paso de la investigación, ya que son estos los que restringen el libre desplazamiento de las columnas (Espinosa, 2018; Leal et al., 2019; Martínez et al., 2019; Osorio & Ramírez, 2019; Rochel, 1993; Sánchez & Suquillo, 2021; Urich & Beauperthuy, 2013). Una vez dibujados y con sus propiedades asignadas, se liberaron de momentos los bordes de los muros, mediante la opción *Edge releases*. También se tomó en cuenta las aberturas que existen en los muros de lleno, debido a la presencia de ventanas y puertas

Figura 7.

Modelo de elementos finitos.

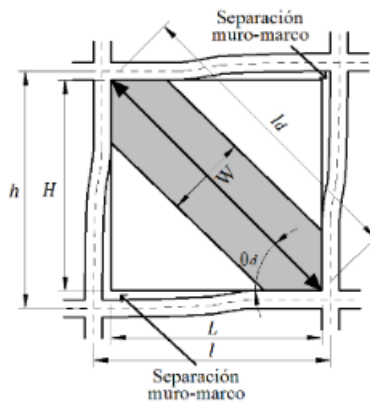
**1.2.3 Modelos incorporando diagonales equivalentes**

La formulación de los muros de relleno mediante FEM resulta en un costo computacional proporcional al nivel de elementos que se empleen, además como los estudios que han abordado el tema han permitido determinar a los investigadores que el modelado de estos elementos se puede hacer considerándolos mediante rigidizadores diagonales de sección equivalente articulados en sus extremos (Espinosa, 2018; Leal et al., 2019; Osorio & Ramírez, 2019; Rochel, 1993; Sánchez & Suquillo, 2021). Se propuso emplear dos modelos mediante este método usando las formulaciones de Liauw y Kwan y de Paulay y Priestley. La razón de usar la formulación de Liauw y Kwan es porque ha probado tener buena correlación con investigaciones plasmadas en la literatura de esta área, siendo incluso usada por el software de análisis y diseño estructural CYPECAD. Por otra parte, el modelo de Paulay y Priestley también ha probado tener buena correlación con el comportamiento estructural de los muros de relleno, de acuerdo con los resultados reportados por varios investigadores; también presenta una formulación sencilla comparada a la de Liauw y Kwan, Hendry, Mainstone, FEMA, entre otros; y es propuesta por varios códigos de construcción de diferentes países, incluida la NSR-10 (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente,

2010; Espinosa, 2018). La Figura 8 ilustra cómo se representan los muros de relleno en los modelos matemáticos simplificados. La Figura 9 ilustra cómo se incorporan estas diagonales en el modelo base para considerar el efecto de rigidización de los muros no estructurales, bajo los modelos de liauw y Kwan y Paulay y Priestley respectivamente.

Figura 8.

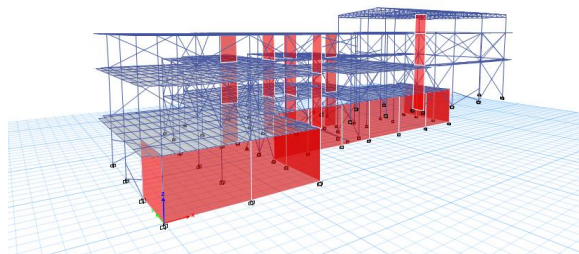
Ilustración del concepto de diagonal equivalente.



Nota. Tomado de: (Leal et al., 2019).

Figura 9.

Modelo integrando elementos diagonales equivalentes.



1.2.3.1 Modelo de Liauw y Kwan. En este modelo se considera la rigidez relativa entre el pórtico y el muro de mampostería mediante el parámetro λ y se determina el ancho efectivo del puntal mediante las siguientes ecuaciones (Osorio & Ramírez, 2019):

$$\lambda = \left(E_m t \sin 2\theta / 4E_c I_{col} h \right)^{1/4} \quad (5)$$

$$W = 0.95h \cos \theta / \sqrt{\lambda H} \quad (6)$$

λ : Parámetro que mide la rigidez relativa entre las columnas adyacentes y el muro de relleno.

E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería. [MPa].

t : Espesor del muro de relleno. [mm].

θ : Ángulo de inclinación del puntal equivalente respecto al plano del entrepiso. [°].

E_c : Módulo de elasticidad de la mampostería. [MPa].

I_c : Inercia promedio de las columnas adyacentes al muro de relleno. [mm⁴].

h : Altura del pórtico medida entre los ejes de las vigas [mm].

H : Altura del muro de relleno. [mm].

W : Ancho efectivo del puntal equivalente. [mm].

1.2.3.2 Modelo de Paulay y Priestley. Este modelo no considera la rigidez relativa entre pórtico y muro, solamente depende de la longitud libre de la diagonal equivalente. Este modelo permite una mayor facilidad para determinar el ancho equivalente por su sencillez, además que su uso se considera conservador para cuestiones de diseño (Osorio & Ramírez, 2019).

$$W = L/4 \quad (7)$$

$$l_d = \sqrt{H^2 + L^2} \quad (8)$$

W : Ancho efectivo del puntal equivalente. [mm].

h : Altura del muro de relleno. [mm].

l : Longitud del muro de relleno. [mm].

1.2.4 Determinación de los factores modificadores de inercia

1.2.4.1 Concepto de rigidez efectiva. El concreto es un material con un comportamiento diferente al someterse a esfuerzos de compresión y tracción. La resistencia a tracción del concreto es muy baja comparada con la resistencia a compresión, la cual se estima en el orden del 10% de la resistencia a compresión, y es por esto por lo que los elementos estructurales de concreto se refuerzan en aquellas zonas donde se espera haya esfuerzos de tracción. El refuerzo a tracción permite que una vez el elemento estructural haya alcanzado su máxima resistencia a tracción en las zonas donde se presenten estos esfuerzos, exista aún integridad, gracias a que el refuerzo asume la resistencia de estos esfuerzos a tracción. Sin embargo, la presencia del agrietamiento genera una degradación de la rigidez en aquellas secciones en las que se presentan estas fisuras, por lo que la rigidez del elemento se ve reducida (Colunga, 2019). Es común que los edificios de concreto reforzado presenten estas fisuras en elementos como vigas y viguetas en estado de servicio. Priestley afirma que un análisis modal con secciones gruesas puede conducir a una estimación errada de los periodos modales, los cuales pueden llegar a ser bastante mayores comparados a los supuestos en un análisis con secciones gruesas, debido a la disminución de la rigidez del sistema, además como consecuencia adicional de lo anterior, la distribución nueva de rigideces puede llegar a ser asimétrica, lo que puede acentuar la influencia de los modos de vibración torsionales en la respuesta ante un evento sísmico (Burgo & Piqué del Pozo, n.d.). Muchos códigos de construcción

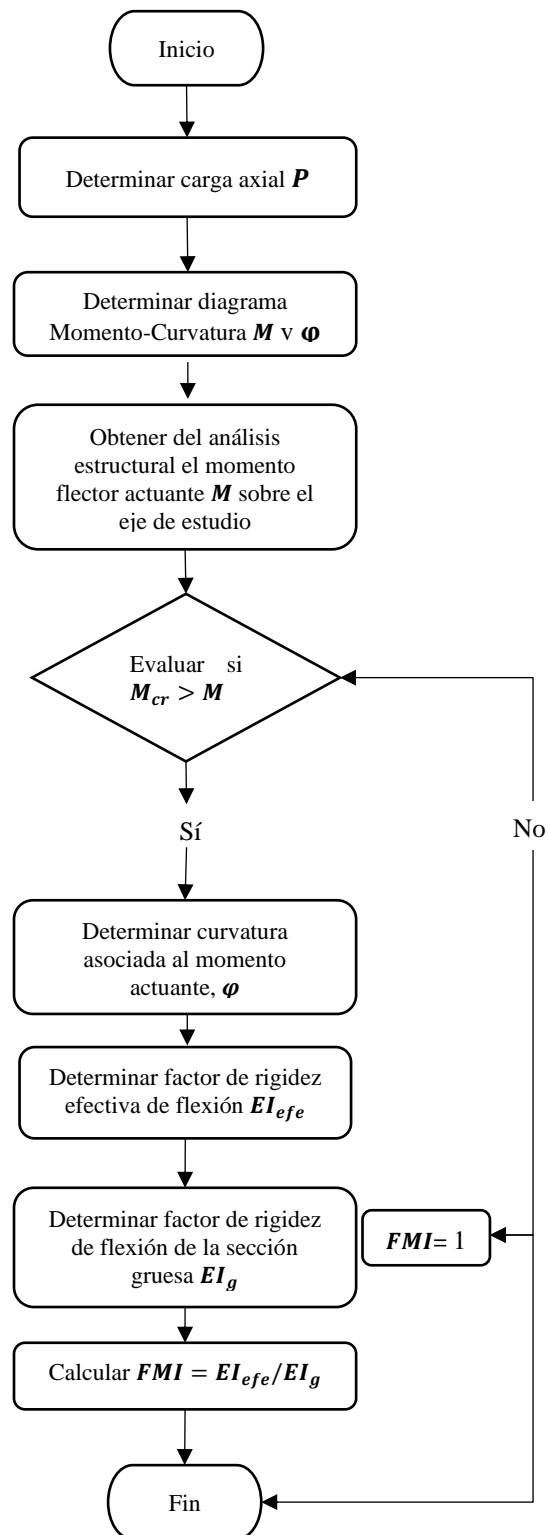
reconocen la influencia del agrietamiento en los elementos, y por ello han propuesto factores de reducción de la inercia a usar para el cálculo de la matriz de rigidez del elemento (Colunga, 2019). Sin embargo, el anterior procedimiento también puede llevar a errores significativos, ya que propone factores de reducción iguales para todos los elementos de un tipo, ignorando el grado de curvatura que cada elemento experimenta en la realidad. La NSR-10 propone unos valores simplificados en C.10.10.4.1 (Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente, 2010), sin embargo, como se desea comparar los resultados con datos experimentales, se decidió realizar un análisis minucioso.

Paulay y Priestley proponen determinar la rigidez a flexión efectiva de una sección mediante el diagrama momento curvatura de esta (Burgo & Piqué del Pozo, n.d.). Sin embargo, el agrietamiento por flexión no es uniforme a lo largo de un elemento, por lo que el proceso de integración para hallar la rigidez efectiva de un elemento es una hipótesis conservadora, por ello se propone un valor promedio de la rigidez medida en aquellas zonas donde se espera que el agrietamiento sea máximo (Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019).

Con base en lo anterior se determinó la rigidez efectiva para los elementos que presentaron agrietamiento en cada uno de los modelos planteados. En la Figura 10 se detalla el proceso de determinación de los factores modificadores de rigidez, los cuales son datos que se ingresan en el software ETABS como modificadores de las propiedades de sección.

Figura 10.

Diagrama de flujo para cálculo del factor modificador de rigideces a flexión.



- Punto de agrietamiento: Hace referencia al instante en que la sección alcanza el “primer agrietamiento”. Se determina el valor del momento flector en el eje de estudio que provoca que la fibra más traccionada de concreto alcance un esfuerzo igual al módulo de rotura (Alberto et al., 2015; Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019). Se considera que, una vez alcanzado este punto el concreto inicialmente traccionado ya no soporta esfuerzos.

- Punto de $f_c = 0.5 f'_c$: Hace referencia al instante en que la fibra de concreto más comprimida alcanza la mitad de su esfuerzo máximo a compresión (Alberto et al., 2015; Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019).

- Punto de “primera fluencia”: Hace referencia al instante en que la fila de barras de refuerzo más traccionadas alcanza el esfuerzo de fluencia (Alberto et al., 2015; Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019) .

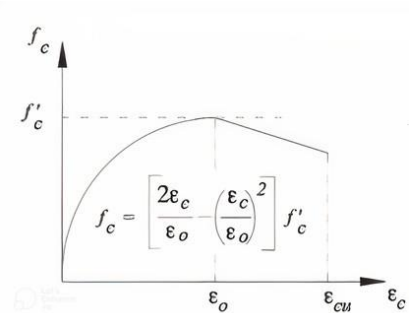
- Punto de máxima resistencia: Hace referencia al instante en que la sección alcanza su resistencia máxima a momento flector (Alberto et al., 2015; Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019).

Por lo explicado anteriormente, primero hay que conocer las leyes constitutivas de los materiales a emplear.

1.2.4.2.1 Modelo de Hognestad para concreto simple

Figura 11.

Modelo constitutivo de Hognestad para concreto simple.



Nota. Tomado de: (Villagrán A et al., n.d.)

La Figura 11 es una representación gráfica del modelo constitutivo de Hognestad para el concreto simple. Este modelo plantea una relación esfuerzo-deformación descrita por una parábola en el intervalo de deformaciones de $\varepsilon=0$ y $\varepsilon=\varepsilon_0$, y una relación lineal decreciente para valores de $\varepsilon>\varepsilon_0$. Se adoptó este modelo ya que es un modelo muy difundido y aceptado, el cual permite representar la no linealidad de la relación entre esfuerzos y deformaciones del concreto (Alberto et al., 2015; Villagrán A et al., n.d.). Las expresiones usadas para este modelo son las siguientes:

- Intervalo $\varepsilon'_c \leq \varepsilon_0$

$$\sigma'_0 = f'_c \quad (9)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2\sigma'_0}{E_c} \quad (10)$$

$$\sigma = f'_c \left[\frac{2\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (11)$$

- Intervalo $\varepsilon_0 < \varepsilon'_c \leq \varepsilon_u$

$$\sigma = f'_c [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (12)$$

ε'_c = Deformación unitaria evaluada en el punto i.

ε_0 = Deformación de rotura asociada a la máxima resistencia del concreto igual 0.002.

f'_c = Resistencia máxima del concreto. [MPa].

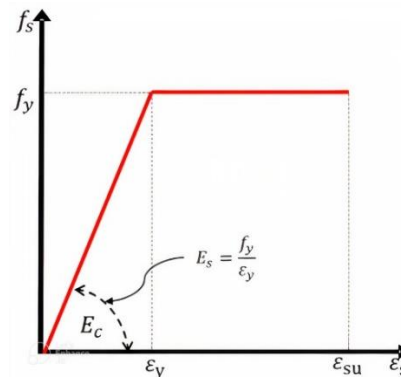
E_c = Módulo de elasticidad del concreto. [MPa].

ε_u = Máxima deformación del concreto, considerada como 0.003.

1.2.4.2.2 Modelo elastoplástico perfecto para acero

Figura 12.

Modelo constitutivo elastoplástico perfecto del acero.



Nota. Tomado de: (Alberto et al., 2015)

La Figura 12 representa un comportamiento esfuerzo-deformación asumido como elastoplástico perfecto. Es el modelo más sencillo para representar el comportamiento del acero. Se compone de un intervalo lineal creciente que coincide con el fin del intervalo elástico una vez alcanzado el esfuerzo de cedencia. El siguiente intervalo consiste en un comportamiento plástico

perfecto hasta la fractura (Alberto et al., 2015). Se asumió este modelo ya que, al evaluarse el estado de agrietamiento de los elementos estructurales para un nivel de servicio, no se espera que los estos lleguen a un estado de fluencia.

- Intervalo $\varepsilon \leq \varepsilon_y$

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad (13)$$

- Intervalo $\varepsilon > \varepsilon_y$

$$\sigma = \sigma_y \quad (14)$$

ε = Deformación unitaria evaluada en el punto i.

ε_y = Deformación asociada al esfuerzo de fluencia.

σ_y = Esfuerzo de fluencia. [MPa].

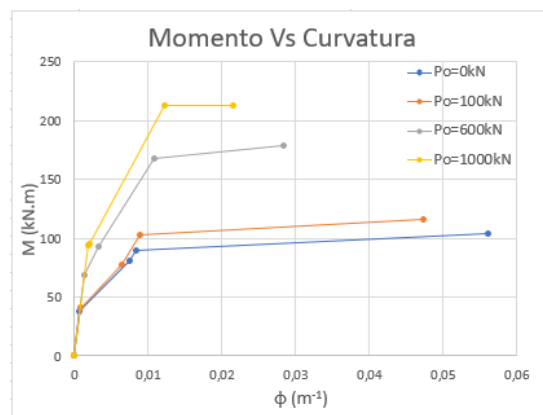
E_s = Módulo de elasticidad del acero. [MPa].

1.2.4.2.3 Influencia de la carga axial y consideraciones para columnas. Anteriormente se mencionó que al determinar el diagrama de momento curvatura es necesario realizar un balance de fuerzas. En este balance es indispensable considerar la carga axial a la que esté sometida el elemento. Dicha carga se determinó a partir del análisis estructural con secciones gruesas. A manera general, se puede resumir que, a mayor carga axial de compresión, mayor será el momento de agrietamiento, pero también se verá reducida la ductilidad de la sección (Alberto et al., 2015; Colunga, 2019). Adicionalmente, el nivel de carga axial es inversamente proporcional al factor de modificación de rigidez a flexión para un valor de momento flector dado. Lo anterior se puede deducir de la Figura 13, en la cual se observa que para un valor de curvatura dado (eje horizontal) se requiere un valor de momento flector (eje vertical) mayor cuanto mayor sea la magnitud de la carga axial en el elemento. En la Figura 13 se describe el diagrama momento curvatura para ambos

ejes de flexión de una columna cuadrada con refuerzo uniformemente distribuido en el perímetro. Para las columnas, las cuales son elementos sometidos a flexo compresión biaxial, se determinó hallar los factores de inercia efectiva de manera independiente para cada eje flexional.

Figura 13.

Diagrama momento curvatura para sección de columna de $0.4 \times 0.4 \text{ m}$ con 8 barras de refuerzo $5/8''$ uniformemente distribuido para diferentes niveles de carga axial.



1.2.4.3 Factor de modificación de la rigidez a flexión. Se determinó la inercia efectiva para aquellos elementos donde se presentaba agrietamiento mediante la ecuación (15) y con la ecuación (16) se obtiene el valor de factor modificador de la sección (Burgo & Piqué del Pozo, n.d.; Colunga, 2019; Villagrán A et al., n.d.). Este proceso debe hacerse en tres secciones donde se presenten los mayores momentos flectores y promediarse para obtenerse el factor modificador de la inercia en la dirección analizada del elemento. Una vez determinados estos valores se procede a asignarlos a los correspondientes elementos del modelo mediante la opción de *Property Modifiers* y luego en la opción *Moment of inertia about 2 axis* o también *Moment of inertia about*

3 axis, según la dirección de análisis y tomando en cuenta los ejes locales asignados del elemento por el software.

$$E_c I_{ef} = \frac{M}{\varphi} \quad (15)$$

$$FMS = \frac{E_c I_{ef}}{E_c I_g} \quad (16)$$

$E_c I_{ef}$: Rigidez a flexión efectiva.

$E_c I_g$: Rigidez a flexión gruesa.

M : Momento actuante en la sección de estudio.

φ : Curvatura de la sección de estudio.

FMS : Factor modificador de la rigidez a flexión de la sección de estudio.

2. Resultados y discusión

En la Tabla 3 se presenta una comparación de los resultados modales obtenidos con los resultados modales de (Acevedo, 2018), a fin de poder tener una referencia para el modelo base, y determinar si las hipótesis usadas y el modelo en sí son correctos.

Tabla 3.*Comparación de resultados de modelo base*

Modo	Periodo obtenido	Periodo de referencia (Acevedo, 2018)	%Diferencia
1	0,556	0,6	7%
2	0,432	0,45	4%
3	0,331	0,37	11%

Se puede apreciar en la Tabla 3, que los resultados obtenidos son cercanos a los que se obtuvieron en el estudio de vulnerabilidad sísmica (Acevedo, 2018). No es posible argumentar con certeza las fuentes de discrepancia entre ambos modelos, ya que no se obtuvo información específica sobre las hipótesis del modelo de referencia, como puede ser el uso de brazos rígidos o el tamaño del mallado para los elementos de área, por mencionar algunas variables. Lo que sí se puede destacar es el porcentaje de diferencia entre uno y otro modelo. El objetivo de comparar los modelos es para tener un punto de partida para determinar si el resultado del razonamiento usado para la elaboración del modelo puede ser sustentado.

2.1 Análisis de secciones efectivas

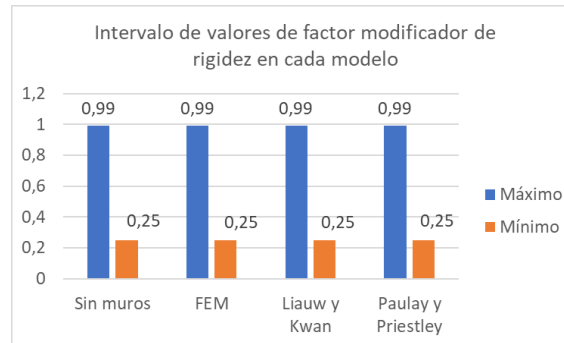
La determinación de la rigidez efectiva a flexión era un punto importante de esta investigación. Como se ha ido mencionando, la distribución de rigideces y la rigidez en sí que puede aportar cada elemento en conjunto puede influir en la respuesta dinámica en un grado desconocido en primera instancia, es por ello por lo que se tomó en cuenta este paso para poder tener mejor entendimiento de los resultados obtenidos.

Como se observa en las Figura 14, 15 y 16, se determinó el valor mínimo y el valor máximo del factor de modificación de rigidez a flexión para cada los elementos de cada modelo de estudio para la combinación de carga muerta y carga viva, ambas con factor de amplificación igual a 1, lo cual demuestra un amplio intervalo de valores. Lo anterior ejemplifica lo que suele suceder en condiciones de servicio en una estructura: El nivel de agrietamiento en cada elemento es diferente y puede variar desde elementos apenas agrietados, hasta elementos con una degradación de rigidez considerable. Lo anterior puede llevar a que las hipótesis iniciales no sean las más confiables para determinar la respuesta dinámica de la estructura (Alberto et al., 2015; Colunga, 2019; Villagrán A et al., n.d.).

Los valores obtenidos de las Figuras 14, 15 y 16 nos indican que hay elementos que tienen un agrietamiento considerable, sin embargo, los resultados que competen a esta investigación no se ven drásticamente afectados como se verá más adelante, ya que el agrietamiento no se presenta en todos los elementos. De hecho, la mayoría de los elementos agrietados corresponden a las viguetas, las cuales aportan poca rigidez a la estructura, y en general la mayor parte de las vigas y columnas permanecen en estado sin agrietamiento.

Figura 14.

Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las viguetas en cada modelo.

**Figura 15.**

Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las vigas en cada modelo.

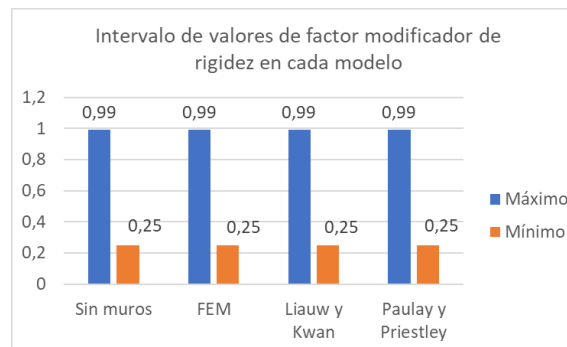
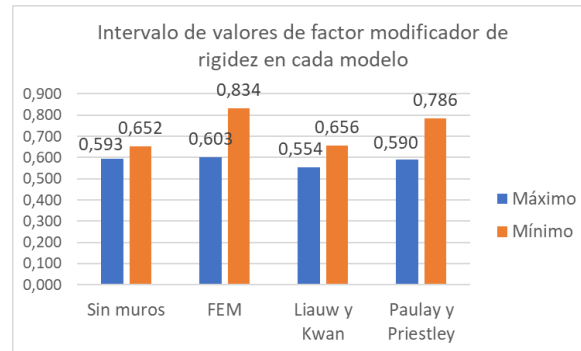


Figura 16.

Valores máximos y mínimos del factor de modificación de rigidez a flexión de las columnas en cada modelo.

**2.2 Análisis de los periodos obtenidos en cada modelo**

En la Tabla 4 se presentan los resultados de los periodos fundamentales en las dos direcciones principales para los modelos propuestos, considerando secciones gruesas y considerando secciones efectivas; estas últimas las cuales se evaluaron para una combinación lineal de cargas entre la carga muerta total y la carga viva, ambas con un factor de mayoración igual a 1. En total se desarrollaron ocho modelos para el análisis de esta investigación. En la tabla 5 se puede visualizar en qué porcentaje varían los periodos al considerarse secciones efectivas, respecto a los resultados de este considerando secciones gruesas. En la tabla 6 se puede visualizar la variación de los periodos para el caso de referencia de la estructura bajo condiciones de servicio y sin la influencia de los muros no estructurales y los modelos con secciones efectivas.

Se puede observar que la consideración de secciones efectivas influye muy poco en los resultados de los periodos de esta investigación, sin embargo, se recalca la importancia de trabajar con secciones efectivas al ejecutar el proceso de análisis sísmico para el diseño estructural, ya que

sí tiene un efecto significativo en la determinación de las derivas y la distribución de fuerzas entre los miembros estructurales (Alberto et al., 2015; Colunga, 2019; Villagrán A et al., n.d.). Una hipótesis de por qué lo anterior no fue un factor tan influyente en los resultados finales es porque el agrietamiento se presentó en algunos elementos y no en todos, principalmente en las viguetas, las cuales tienen un aporte muy pequeño a la rigidez de la estructura, como ya mencionó, y también se puede argumentar que la redistribución de fuerzas también permitió que los elementos no agrietados tomaran la mayor parte de las fuerzas y con ello compensar la degradación de la rigidez de los otros elementos; por otro lado también se debe mencionar que no todos los elementos sufrieron una degradación de rigidez considerable, siendo muy pocos los que obtuvieron valores modificadores de rigidez por debajo de 0.5. Los resultados de la Tabla 6 son de especial interés, ya que reflejan el resultado de la influencia de los muros no estructurales en la respuesta dinámica de la estructura. Se puede observar cómo, efectivamente, ocurre un incremento de rigidez en la estructura, reflejo de la disminución del valor de los periodos respecto al escenario donde los muros de mampostería no interactúan con el pórtico y, por ende, el comportamiento se asemeja al esperado para un pórtico sin arriostramientos imprevistos.

En la referencia (Martínez et al., 2019), los autores hacen una breve evaluación de la influencia de la mampostería en la respuesta dinámica, específicamente en el capítulo 6 al estudiar el pórtico del caso 10, en el cual se puede calcular una variación de aproximadamente 30% de los periodos obtenidos considerando la influencia de la mampostería. En el estudio planteado se ha determinado una variación de hasta el 60%. Los resultados no son similares, se deduce que viene a consideración diferentes factores, entre los cuales destacar el tipo de mampostería considerado, la densidad de muros que para el caso 10 de (Martínez et al., 2019) se determinaron valores de 0.052 y 0.044 para la primera planta y las demás plantas respectivamente, la dirección principal

de los muros no estructurales y la configuración estructural. Es complejo poder comparar los resultados obtenidos con estudios similares, ya que los casos que generalmente se investigan son los de edificaciones de uso común, con geometrías y configuración estructural con diferencias apreciables al caso presentado. Se puede notar que los muros no estructurales del edificio Álvaro Beltrán tienen dimensiones grandes comparadas a las de los edificios de uso común, ya que en los niveles de sótano y primer piso tienen muros de hasta 4.5m, por lo que se ve necesario incluso de proveer castillos para brindarle más estabilidad a estos muros, lo cual se puede evidenciar en la Figura 17. Además, cabe recordar que los muros no estructurales están hechos de mampostería maciza, la cual no corresponde con el ejemplo de (Martínez et al., 2019), en la cual se modelan los muros a partir de unidades de mampostería huecas, razón por la cual es muy complejo poder concluir más allá de lo ya mencionado.

Figura 17.

Evidencia de construcción de muros no estructurales empleando castillos en el edificio de estudio.



Tabla 4.

Periodos obtenidos para los diferentes modelos de estudio.

T (s)	Modelo sin muros no estructurales		Modelo con muros no estructurales modelados con elementos finitos tipos Shell		Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Liauw y Kwan		Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Paulay y Priestley	
	Secciones gruesas	Secciones efectivas	Secciones gruesas	Secciones efectivas	Secciones gruesas	Secciones efectivas	Secciones gruesas	Secciones efectivas
T_x	0,432	0,442	0,192	0,193	0,200	0,202	0,211	0,213
T_y	0,331	0,335	0,158	0,158	0,179	0,181	0,187	0,190

Tabla 5.

Variación en porcentaje de los periodos al considerar secciones efectivas.

T (s)	Modelo sin muros no estructurales	Modelo con muros no estructurales modelados con elementos finitos tipos Shell	Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Liauw y Kwan	Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Paulay y Priestley
T_x	2,3%	0,5%	1,0%	0,9%
T_y	1,2%	0,0%	1,1%	1,6%

Tabla 6.

Variación de los periodos entre los modelos de interacción pórtico-muro con secciones efectivas y modelo sin muros no estructurales con secciones efectivas.

Periodo	Modelo con muros no estructurales modelados con elementos finitos tipos Shell	Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Liauw y Kwan	Modelo con muros no estructurales modelados con diagonales equivalentes mediante el modelo de Paulay y Priestley
T_x	-66,78%	-65,05%	-63,15%
T_y	-64,17%	-58,96%	-56,92%

2.3 Comparación con los resultados experimentales

Teniendo en cuenta los resultados de los periodos fundamentales expuestos en (Afanador & Gutiérrez, 2018), se procede a realizar una comparación respecto a los modelos empleados en esta investigación. Los resultados de los periodos experimentales de los ensayos AVT son:

- T_x: 0.231107s.
- T_y: 0.145074s.

Tabla 7.

Error porcentual entre los resultados de los modelos teóricos implementando muros con secciones efectivas y resultados experimentales.

T(s)	Modelo elemento finitos tipo shell	Modelo diagonal equivalente Liauw y Kwan	Modelo diagonal equivalente Paulay y Prestley
T _x	19,74%	14,41%	8,50%
T _y	8,18%	19,85%	23,65%

De la Tabla 7 se observa la diferencia porcentual al comparar los valores de los periodos experimentales con los valores teóricos para los modelos FEM y los modelos simplificados mediante diagonales equivalentes. Se observa que la diferencia en cualquier dirección de análisis en cada modelo es menor del 25%, lo que implica un buen ajuste comparado con los resultados teóricos del modelo sin considerar el efecto rigidizador de los muros. Las razones de estas diferencias se pueden explicar por varios factores, entre los cuales se puede mencionar el efecto del empuje de tierras y la interacción suelo-estructura, la cual no fue tomada en cuenta para el análisis por las razones explicadas en 2.2.1.2; la incertidumbre de los valores asumidos para las propiedades de las unidades de mampostería y mortero de pega, los cuales se escogieron de manera racional, pero sin resultados experimentales solo se puede especular; el estado real de la estructura también se considera una incertidumbre, ya que no es posible conocer con certeza el estado real de esta; el alcance del análisis empleado también es una razón, ya que un análisis modal de vibraciones libres asumiendo un estado elástico-lineal no logra captar la respuesta completa de una estructura.

Adicionalmente, es importante resaltar lo que los resultados de los tres modelos tienen en común: Los periodos teóricos en la dirección X son menores que los experimentales; por otro lado, en la dirección Y es lo contrario. Se podría argumentar que los resultados sobreestimarían la rigidez en la dirección X y subestimarían la de la dirección Y (Chopra, 2012; Martínez et al., 2019).

3. Conclusiones

Este proyecto de investigación estudió la influencia de los muros no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio que contaba con datos experimentales de periodos y formas modales. De los resultados obtenidos se puede concluir que:

- Los muros no estructurales que no cuentan con suficiente separación con los elementos estructurales adyacentes generan un efecto de arriostramiento a estos últimos, lo cual se traduce en un aumento de rigidez imprevista, y por consiguiente un cambio en las propiedades dinámicas como los periodos de vibración y formas modales.
- El modelo sin muros no estructurales presentó una mayor flexibilidad respecto a los modelos que integraban muros, lo cual es evidente al tener periodos fundamentales con valores mayores a los de los modelos que integraban estos muros.
- Los métodos simplificados permiten la integración de estos efectos de tal manera que el costo computacional es bastante menor comparado con el que implica los modelos basados en elementos finitos. Sin embargo, se encontró que era más tedioso utilizar estos métodos simplificados, ya que demandaban el estudio individual de cada muro para la determinación de las propiedades equivalentes del muro, comparado a la relativa facilidad de modelar y asignar elementos de área a los paños donde existe algún muro no estructural.
- Como se mencionó en un inicio, no considerar el efecto de rigidización de los muros no estructurales conlleva a arriesgarse a asumir grandes errores en los resultados obtenidos de un análisis sísmico. Ejemplo de lo anterior se podría evidenciar al ejecutar un análisis modal espectral, en el cual los valores de Pseudo aceleración obtenidos para determinar el cortante dinámico

dependen de los periodos de la edificación. En el caso de no considerar el efecto de los muros, se estaría diseñando para sollicitaciones menores a las requeridas. Además, se estaría ignorando la influencia que podría adquirir los modos de vibración superiores.

Referencias Bibliográficas

- Acevedo, H. A. (2018). *Estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio Álvaro Beltrán Pinzón-sede Uis*.
- Afanador, D., & Gutiérrez, A. (2018). *Análisis de daño en estructura de concreto a partir de la variación de sus propiedades dinámicas* [Universidad Industrial de Santander].
<http://tangara.uis.edu.co/biblioweb/tesis/2018/172608.pdf>
- Alberto, J., Caneiro, H., Bravo, Y. M., & Hernandez, J. A. (2015). *comportamiento de secciones de hormigón sometidas a flexión reforzadas con barras de acero o PRF*.
<https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2122.6086>
- Asociación colombiana de ingeniería sísmoresistente. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sísmo-resistente NSR-10*.
- Burgo, M., & Piqué del Pozo, J. (n.d.). *rigidez efectiva de los elementos de concreto armado*.
- Chopra, A. (2012). *Dinámica de estructuras*.
- Colunga, A. T. (2019). *rigideces efectivas de vigas de concreto reforzado para diseño sísmico: mitos y realidades resumen*. 1–38.
- Espinosa, O. (2018). *Prácticas de análisis y diseño sísmo-resistente de muros de mampostería no estructural de hormigón y arcilla* [Universidad San Francisco de Quito].
<https://repositorio.usfq.edu.ec/bitstream/23000/7931/1/141208.pdf>
- Leal, J., Pérez-Gavilán, Castorena, J., Reyes, A., & Barraza, M. (2019). Nuevas expresiones de las NTCM (2017) para el cálculo de la resistencia de muros diafragma de mampostería. In

- Revista de Ingeniería Sísmica No* (Vol. 100). <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n100/0185-092X-ris-100-1.pdf>
- Martínez, J., Velandia, E., & Cruz, R. (2019). *Efecto de los muros de mampostería de relleno sobre la respuesta sísmica de estructuras aporticadas de concreto reforzado*. <http://tangara.uis.edu.co/biblioweb/tesis/2019/175313.pdf>
- Osorio, J., & Ramírez, J. (2019). *Influencia de los muros de mampostería simple no aislados en el comportamiento sísmico de edificaciones de pórticos de concreto reforzado* [Universidad de Antioquia]. http://bibliotecadigital.udea.edu.co/bitstream/10495/15856/1/OsorioJuan_2019_InfluenciaMurosMamposteria.pdf
- Rochel, R. (1993). Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aporticadas: una explicación a los daños por los sismos de octubre de 1992 en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 29, 71–79. <https://publicaciones.eafit.edu.co/index.php/revista-universidad-eafit/article/view/1447>
- Sánchez, J., & Suquillo, B. (2021). *Estudio de la influencia de la mampostería de relleno en el desempeño de un pórtico de hormigón armado sometido a carga lateral monotónica* [Universidad Técnica de Ambato]. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/bitstream/123456789/32165/1/Tesis%20I.%20C.%201441%20-S%20a%20nchez%20Pazmi%20b%20o%20Juan%20Pablo.pdf>
- Tena, A. (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales* (Primera edición). Limusa.
- Urich, A., & Beauperthuy, J. (2013). *Desempeño sismorresistente de edificios típicos venezolanos ¿son realmente las paredes componentes no estructurales?* <file:///D:/Dialnet-DesempenoSismorresistenteDeEdificiosTipicosVenezol-4753018.pdf>

Villagrán A, E. I., Vera, C. M., & Elena Posada, A. S. (n.d.). *Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concreto reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004.*