



**UNIVERSIDAD  
DE ANTIOQUIA**

**INFLUENCIA DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA  
SIMPLE NO AISLADOS EN EL COMPORTAMIENTO  
SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE PÓRTICOS DE  
CONCRETO REFORZADO**

Juan Camilo Osorio Araque

José Alfonso Ramírez Restrepo

Universidad de Antioquia

Escuela de ingeniería ambiental

Medellín, Colombia

2019



INFLUENCIA DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA SIMPLE NO AISLADOS EN EL  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES DE PÓRTICOS DE  
CONCRETO REFORZADO

**Juan Camilo Osorio Araque**  
**José Alfonso Ramírez Restrepo**

Monografía presentada como requisito parcial para optar al título de:  
**Especialista en análisis y diseño de estructuras.**

Asesor:  
I.C. M.Sc. Juan Fernando Velásquez Bedoya

Universidad de Antioquia  
Escuela de Ingeniería Ambiental  
Medellín, Colombia  
2019

## CONTENIDO

RESUMEN.....	5
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA Y ESTADO DEL ARTE .....	4
2.1. INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN MURO-PÓRTICO .....	4
2.2. TÉCNICAS DE MODELACIÓN.....	6
2.3. TÉCNICA DE MACRO MODELACIÓN (PUNTAL EQUIVALENTE) .....	8
3. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS.....	13
4. CASO DE ESTUDIO.....	24
5. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	35
6. CONCLUSIONES.....	43
7. BIBLIOGRAFÍA .....	46

## LISTADO DE FIGURAS

Imagen 1. Representación típica del puntal diagonal equivalente.....	10
Imagen 2. Geometría y refuerzo de pórtico. Tomado de estudio de Belda, 2014. ....	13
Imagen 3. Curva generalizada de esfuerzo contra deformación de elementos de mampostería. Tomada de FEMA 256. ....	17
Imagen 4. Curva de esfuerzo deformación predeterminada de SAP2000. ....	17
Imagen 5. Curva pushover para ajuste de rótula plástica. ....	18
Imagen 6. Definición de rótula plástica axial para pórtico de ajuste.....	20
Imagen 7. Pórtico sin diagonal. ....	20
Imagen 8. Curva pushover, pórtico sin diagonales.....	21
Imagen 9. Curva pushover, pórtico sin diagonales. Tomada de Belda 2014. ....	21
Imagen 10. Pórtico con diagonal. ....	22
Imagen 11. Curva pushover, pórtico con diagonal. ....	22
Imagen 12. Curva pushover, pórtico con diagonal. Tomada de Belda 2014.....	23
Imagen 13. Planta piso 1.....	24
Imagen 14. Planta pisos 2 y 3. ....	25
Imagen 15. Espectro elástico de aceleraciones.....	27
Imagen 16. Diagrama momento curvatura de las columnas.....	29
Imagen 17. Curva pushover para ajuste de rótulas plásticas en dirección X.....	31
Imagen 18. Curva pushover para ajuste de rótulas plásticas en dirección Y.....	32
Imagen 19. Patrón de carga en dirección X.....	33
Imagen 20. Patrón de carga en dirección Y.....	34
Imagen 21. Modelos numéricos en SAP2000. ....	35
Imagen 22. Derivas en dirección X, pórtico sin diagonales ....	35
Imagen 23. Derivas en dirección X, pórtico con diagonales.....	36

Imagen 24. Derivas en dirección Y, pórtico sin diagonales. ....	36
Imagen 25. Derivas en dirección Y, pórticos con diagonales. ....	37
Imagen 26. Resultados modales, pórtico sin diagonales. ....	38
Imagen 27. Resultados modales, pórtico con diagonales. ....	38
Imagen 28. Curva pushover en dirección X. ....	39
Imagen 29. Curva pushover en dirección Y. ....	39
Imagen 30. Curvas demanda-capacidad en dirección X.....	40
Imagen 31. Curvas demanda-capacidad en dirección Y.....	40
Imagen 32. Desplazamientos en dirección X. ....	41
Imagen 33. Desplazamientos en dirección Y .....	41

## LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Expresiones propuestas para calcular altura del puntal (Nicola, 2015).....	11
Tabla 2. Condiciones inelásticas límite de muros de relleno en mampostería. ....	18
Tabla 3. Sección transversal elementos estructurales.....	25
Tabla 4. Propiedades de los materiales utilizados. ....	26
Tabla 5. Cargas utilizadas.....	26
Tabla 6. Parámetros sísmicos. ....	27
Tabla 7. Valores de d y LS para rótulas plásticas en dirección X. ....	31
Tabla 8. Valores de d y LS para rótulas plásticas en dirección Y. ....	32
Tabla 9. Patrón de carga en dirección X.....	33
Tabla 10. Patrón de carga en dirección Y.....	34

## **RESUMEN**

En esta investigación se realiza una revisión de literatura y un caso de estudio sobre la influencia de muros de mampostería simple en el comportamiento de estructuras existentes sometidas a cargas sísmicas, a las cuales están adosados dichos muros. Se describen los principales parámetros que se ven afectados por la interacción muro-pórtico como: el periodo de la estructura, la inducción de irregularidades en planta y en altura, la disminución de la ductilidad, el aumento de la rigidez, entre otras. Se realiza una descripción de tres técnicas de modelación disponibles hoy en día para describir el comportamiento estructural de muros adosados a los pórticos: 1) la micro modelación; 2) la meso modelación y 3) la macro modelación, realizando la calibración de los modelos matemáticos con base en la última de ellas. Se plantea un caso de estudio idealizado de una edificación aporricada concreto reforzado de tres (3) niveles con muros adosados, comparando los resultados, a través de la ejecución de análisis estáticos no lineales, usando técnicas de modelación; una de ellas, la macro modelación, la cual representa el muro como un puntal diagonal equivalente, y la manera convencional de diseño, la cual considera los muros únicamente como cargas distribuidas sobre las vigas; siendo esta última la más utilizada en el análisis y diseño de estructuras alrededor del mundo. Finalmente, se realiza un análisis de los resultados obtenidos y se hacen recomendaciones de cómo considerar los muros adosados a los pórticos durante la etapa de análisis de vulnerabilidad sísmica de edificaciones.

**Palabras clave:** Vulnerabilidad Sísmica; Análisis estático no lineal, Pushover; Macro Modelación; Micro Modelación; Muro adosado.

## **ABSTRACT**

In this paper, a literature review is carried out on how masonry infill walls influences the behavior of existing reinforced concrete (RC) buildings under seismic loads. The principal parameters affected by the interaction of the infill walls with the RC frames are described such as: the shift of the fundamental period, irregularities in plan and elevation created by the infill walls, decrease of capacity of the displacement ductility, and increase of stiffness, among others. A literature review and a description of three different modelling approaches available nowadays to describe the behavior of a building with infill walls are made: 1) the micro-modelling; 2) the meso-modelling and 3) the macro-modelling, focusing on the last one in order to calibrate all mathematical models –in this study. An idealized case of study of a three-story RC frame building with infill walls is developed, comparing all results through a static nonlinear analysis, using two different modelling techniques: the macro-modelling methodology which considers walls as equivalent diagonal strut and the conventional way in which walls are represented as equivalent distributed loads applied on structural primary horizontal elements. Finally, conclusions and some recommendations are given about the approach of this situation in those cases of the seismic vulnerability of existing buildings.

**Keywords:** Seismic Vulnerability; Static Nonlinear Analysis, Macro Modelling, Micro Modelling, Infill Wall.

## 1. INTRODUCCIÓN

En Colombia, las estructuras conformadas por pórticos de concreto reforzado son bastante usadas en la práctica, existiendo un gran número de viviendas con esta configuración estructural. En estas estructuras, debido a la necesidad de separar el exterior del espacio privado interior, se deben ubicar muros dentro de los pórticos, en especial dentro de los pórticos de fachada [Di Trapani, 2015]. Estos muros son tomados como divisiones no estructurales, las cuales solo son tomadas en cuenta en los modelos como cargas sobre las vigas que los soportan; esto se debe a que no se requiere, ni se espera que los muros cumplan ninguna función dentro del sistema de resistencia sísmica y por esta razón, se recomienda que los mismos deben quedar separados de la estructura a través de un espacio vacío o de un material elástico.

Debido a que en ocasiones el material que se usa como junta entre el pórtico y el muro no es el adecuado, teniendo en cuenta además que puede llegar a endurecerse ante la acción de cargas laterales, creando un contacto entre el muro y el pórtico; o debido a que, en algunas ocasiones, no se separa el muro del pórtico la distancia suficiente que se espera el pórtico se deforme, se crea una interacción no deseada entre ellos. Este fenómeno ha sido estudiado desde la década de los 50; sin embargo, el entendimiento del mismo no es sencillo ya que, este depende de numerosos factores como el material de la mampostería (arcilla o concreto), las características mecánicas del mortero, la geometría de la unidad de mampostería (con perforaciones o sólida), la calidad de la mano de obra, la rigidez relativa entre el pórtico y el panel de relleno, entre otros. [Nicola, 2015].

La influencia de los muros adosados es de gran interés a nivel mundial, debido a que se ha observado de que, en presencia de eventos sísmicos, la respuesta de los pórticos está altamente condicionada a la presencia de estos, que, sin embargo, son considerados como elementos no estructurales que no se incluyen en los modelos [Di Trapani, 2015]. La gran influencia de los muros en el comportamiento de la estructura se pudo notar en eventos sísmicos recientes, como el terremoto de Taiwán en 2016, el terremoto de Ecuador en 2016 y el terremoto de Nepal en 2015 [Alwashali, 2019]. En estos eventos se identificó que, en un gran número de edificaciones que habían sufrido grandes daños o colapsos, su pobre

desempeño estaba asociado a la influencia de los muros adosados a los pórticos **[Furtado, 2016]**.

La interacción muro-pórtico se da cuando la estructura se encuentra bajo demandas sísmicas de gran magnitud por lo que sufre grandes desplazamientos. En esta situación, el muro y el pórtico entran en contacto en esquinas opuestas, mientras que en las dos esquinas restantes se pierde el contacto debido a la diferencia del modo de deformación del muro frente al pórtico. En el caso de pórticos relativamente flexibles cuando se da esta interacción, el pórtico por sí solo soporta las cargas verticales, mientras que los muros de relleno en conjunto con el pórtico soportan las cargas sísmicas horizontales, actuando a manera de riostra. La influencia de los muros adosados a los pórticos puede llegar a ser tanto benéfica como perjudicial para la estructura primaria, dependiendo de la distribución geométrica de los muros en planta y en altura, la rigidez y la ductilidad de los pórticos, la relación de aspecto (ancho sobre alto) del muro, las propiedades mecánicas de la mampostería, la distribución de los vanos y la calidad de la mano de obra **[Nicola, 2015]**.

La mayoría de códigos de diseño del mundo han evadido durante mucho tiempo el considerar la contribución estructural de los muros no estructurales adosados a los pórticos y esto se debe principalmente a que, el problema no se entiende totalmente debido al alto número de variables que influyen en este, con las incertidumbres que estas representan y al hecho de que el comportamiento de la estructura varía drásticamente dependiendo de la geometría del pórtico y del tipo de mampostería que se tenga **[Nicola, 2015]**. Sin embargo, algunos códigos de diseño como el europeo (EC 8 EN 1998-1:2004, 2004) han introducido aspectos del diseño de pórticos de concreto reforzado con muros adosados a los mismos en ciertas situaciones, por ejemplo, cuando se crean irregularidades en planta o en altura, debido a la presencia de los muros **[Nicola, 2015]**.

Debido a la necesidad de estudiar este fenómeno, se han desarrollado varias técnicas de modelación para representar el comportamiento de las estructuras con esta configuración. Las tres principales técnicas identificadas para modelar la mampostería de relleno de un pórtico son: 1) la micro modelación, 2) la meso modelación y 3) la macro modelación. Estas técnicas varían principalmente en el grado de detalle de la modelación del panel de relleno **[Nicola, 2015]**.

En este texto se explica los diferentes parámetros que se ven afectados por esta interacción muro-pórtico y se explica en que consiste cada una de estas técnicas de modelación, haciendo énfasis en la macro modelación debido a que es la técnica más usada hoy en día y se usó en la presente investigación para el caso de estudio planteado. Adicionalmente, se presentan los resultados del caso de estudio idealizado comparando dos situaciones: comportamiento de la estructura considerando la interacción muro-pórtico y no considerándola.

## 2. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA Y ESTADO DEL ARTE

### 2.1. INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN MURO-PÓRTICO

Generalmente, la influencia de los muros adosados a la capacidad global de la estructura depende de la distribución de los mismos, tanto en planta como en altura. Una distribución regular tiene efectos positivos, especialmente para edificios con diseños no sísmicos, incrementando la capacidad global y la rigidez de la estructura ante cargas laterales. Por otro lado, una distribución irregular de los paneles puede llegar a ser muy peligrosa causando un posible colapso anticipado de la estructura cuando ocurre un evento sísmico [Di Trapani, 2015].

Una distribución irregular en planta de los muros puede causar efectos torsionales, debido al incremento que se produce en la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, causando solicitaciones más grandes a las esperadas en los elementos del perímetro de la edificación [Nicola, 2015]. Esta distribución produce, adicionalmente, la modificación de las propiedades modales dinámicas de la estructura con respecto a las esperadas en el diseño y la participación de la masa se reparte a los modos superiores [Di Trapani, 2015].

Con una distribución irregular de los muros en altura, generalmente, se producen diferencias entre la resistencia y la rigidez de los diferentes pisos, siendo una potencial causa de un mecanismo de falla por piso débil [Furtado, 2016]. En este caso, el daño se concentra solo en los pisos donde los muros no estén presentes [Di Trapani, 2015]. Esta situación causa grandes desplazamientos en la base de las columnas, con los pisos superiores comportándose como un cuerpo rígido. Esto se presenta comúnmente cuando los primeros niveles de una edificación son usados como locales comerciales o parqueaderos, lo que requiere menor presencia de muros. [Nicola, 2015]

Otra distribución de los muros que causa problemas en la estructura es cuando los mismos restringen parcialmente el desplazamiento de las columnas, al ser un muro bajo adosado al pórtico. Esto crea un fenómeno conocido como columna corta, lo que causa solicitaciones de cortante muy grandes en la parte interior de las columnas, para las cuales no fueron diseñadas y esto puede desencadenar una falla frágil de las columnas. [Nicola, 2015]

Sin embargo, si los muros adosados al pórtico están bien distribuidos dentro de la estructura, tanto en planta como en altura, estos pueden proveer la mayor parte de la resistencia ante cargas laterales en pórticos relativamente flexibles o débiles. Los muros contribuyen en gran parte a disipar la energía, reduciendo la demanda de disipación de energía en los pórticos y disminuyendo significativamente los desplazamientos de la estructura **[Nicola, 2015]**.

Ha sido demostrado experimentalmente que los muros afectan el comportamiento global de la estructura básicamente añadiendo resistencia a la misma y ayudando a controlar las derivas. Adicionalmente, se ha demostrado que, a nivel de servicio, los muros disipan alrededor del 95% de la energía, mientras que cuando la estructura está sometida a grandes sollicitaciones, los muros pueden aportar hasta el 40% de la capacidad de disipación de energía **[Nicola, 2015]**.

En la década de 1960, estudios experimentales llevados a cabo por Polyakov y Holmes se encontró que los muros de mampostería dentro de los pórticos podían aumentar la resistencia y rigidez de los pórticos **[Ning, 2019]**.

En términos generales, cuando el panel es rígido en comparación al pórtico y las columnas no son dúctiles, se puede presentar una falla por cortante. Por otro lado, cuando los elementos del pórtico son flexibles, se espera que el muro falle primero y que el comportamiento general sea dúctil. En algunos casos, los muros adosados al pórtico actúan como muros de cortante, a pesar de no ser diseñados para tal fin y pueden prevenir el colapso de pórticos no dúctiles **[Nicola, 2015]**.

Al nivel de falla, el panel de relleno es altamente deteriorado por la presencia de grandes fisuras y la resistencia de la estructura depende únicamente del pórtico. Si el panel es más débil que el relleno, se formarían rótulas plásticas en las columnas antes de que el muro falle **[Nicola, 2015]**.

Los vanos dentro de los muros reducen su resistencia ante cargas laterales y cambian la dirección de las cargas dentro del mismo. Sin embargo, la reducción de la resistencia del

panel no es proporcional al área de los vanos, por lo que no es fácil de medir o de predecir [Nicola, 2015].

En términos generales, los muros que se encuentran adosados a los pórticos aumentan la capacidad de los pórticos para recibir cargas en su plano como se ha mostrado en varios estudios experimentales previos, lo que es considerado algo favorable. En contraste, la presencia de muros adosados a los pórticos causa fuerzas de reacción en los elementos del pórtico que lo rodean, lo que puede conllevar a modos de falla inesperados como resultado de mayores demandas de cortante y momento a las esperadas en las columnas. Adicionalmente, la mampostería adosada a los pórticos aumenta la rigidez, y reduce el periodo natural de la estructura lo que puede afectar la demanda sísmica. Estudios experimentales demostraron que, con un incremento en la resistencia relativa del pórtico, en comparación al muro, se obtiene una mejoría en el desempeño sísmico de los muros en términos de resistencia y ductilidad [Alwashali, 2019].

Los muros de mampostería adosados a los pórticos pueden tener efectos benéficos en la respuesta estructural, siendo capaces en ciertas ocasiones de suplir la falta de resistencia ante cargas laterales de las estructuras, o también puede tener efectos adversos como inducir inesperados y peligrosos mecanismos de falla no dúctiles [Di Trapani, 2015].

La influencia de los muros adosados a los pórticos es tan relevante que afecta no solo la resistencia global del sistema y su rigidez, sino que también puede cambiar radicalmente el posible mecanismo de colapso de la estructura cuando esta está sometida a fuertes movimientos sísmicos [Di Trapani, 2015].

Todas estas razones y los estudios llevados a cabo sobre este tema demuestran que, independientemente de que la influencia sea benéfica o perjudicial, la presencia de los muros tiene que ser tenida en cuenta tanto en el diseño como en fases de verificación [Di Trapani, 2015].

## **2.2. TÉCNICAS DE MODELACIÓN**

La influencia de los muros de mampostería no aislados en el comportamiento de edificaciones aporricadas es evidente, y con el propósito de evaluar cuantitativamente su

comportamiento estructural, se han desarrollado diferentes técnicas de modelación orientadas a analizar principalmente edificaciones existentes. Las tres técnicas principales identificadas para modelar la mampostería de relleno de un pórtico son la micro modelación, la meso modelación y la macro modelación. Estas técnicas varían principalmente en el grado de detalle de la modelación del relleno [Nicola, 2015].

- En la técnica de micro modelación, se consideran las unidades, el mortero y la interfaz entre las unidades y el mortero. Esta técnica es apropiada para analizar el comportamiento de pequeñas estructuras, y el tiempo computacional requerido aumenta significativamente en modelos con un gran número de elementos.
- La micro modelación es la técnica más cercana a la física real del problema y permite una precisa determinación del estado de esfuerzos real de la mampostería y del pórtico. Esta técnica debería ser la más usada para representar la interacción muro-pórtico, sin embargo, esta tiene una gran demanda computacional. Además, los parámetros mecánicos que se necesitan no son fácilmente determinables. Por esta razón este método no es muy usado hoy en día [Di Trapani,2015].
- La técnica de meso modelación, considera la mampostería como un panel de un nuevo material equivalente, el cual puede ser considerado en la modelación en contacto, separado o conectado por resortes para simular la interfaz con los pórticos de concreto. El enfoque de la macro modelación, se basa en reemplazar el muro por uno o más puntales equivalentes. Esta técnica es la más usada en la práctica para realizar análisis lineales y no lineales debido a su simplicidad y a la baja demanda computacional que tiene. La mayoría de códigos de diseño sugiere la macro modelación para abordar este tema [Di Trapani,2015].

El puntal es usualmente conectado al pórtico en el punto de intersección entre la viga y la columna, lo que implica que la longitud del elemento equivalente es mayor que la longitud real del muro; sin embargo, según Galli (2006) este cambio en la longitud no afecta la confiabilidad de la técnica.

Para la evaluación de estructuras aporricadas con muros adosados, el comportamiento no lineal inducido por la eventual ocurrencia de sismos deben tenerse en cuenta, pero en muchos

de los casos, no es adecuado adoptar técnicas complejas que impliquen modelos con alto refinamiento. Así, para modelos que simulen estructuras con muros adosados a los pórticos, la adopción de modelos simplificados es inevitable **[Di Trapani, 2015]**.

Las técnicas de macro modelación son más simples que las técnicas de micro modelación debido a que estas requieren un menor número de variables. La macro modelación permite representar el comportamiento global de los muros dentro de los pórticos y su influencia en la respuesta estructural de edificios sometidos a fuerzas sísmicas en un periodo de tiempo mucho más corto que la micro modelación, reduciendo así la demanda computacional **[Furtado, 2016]**.

A lo largo de las dos últimas décadas, se han desarrollado poderosas herramientas computacionales que han llevado al refinamiento de la micro modelación; Sin embargo, al comparar este método con la macro modelación, el tiempo computacional requerido aumenta significativamente y surgen ocasionalmente problemas de convergencia numérica **[Nicola, 2015]**.

Se puede decir que la macro modelación es actualmente la manera más factible que se tiene desde un punto de vista computacional para representar la interacción muro-pórtico, permitiendo la suficiente precisión de la respuesta de la estructura en presencia de eventos sísmicos **[Di Trapani, 2015]**. Es por esto que, la presente investigación se enfocará en la técnica de macro modelación, ya que es el enfoque más usado en el medio.

### **2.3. TÉCNICA DE MACRO MODELACIÓN (PUNTAL EQUIVALENTE)**

Desde los primeros intentos de modelar estructuras aporticadas con muros adosados, las observaciones experimentales y conceptuales han indicado que un puntal diagonal con características geométricas y mecánicas apropiadas podría proporcionar una solución al problema **[Asteris 2011]**.

Al inicio de los años 60s, **Polyakov (1960)** sugirió la posibilidad de considerar el efecto de la mampostería adosada a los pórticos de concreto como un puntal diagonal equivalente. Esta sugerencia fue adoptada por Holmes (1961), quien reemplazó la mampostería adosada

por un puntal diagonal equivalente articulado, con los mismos materiales y espesor de la mampostería con un acho equivalente definido por:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3}$$

Donde  $d$  es la longitud de la diagonal del panel de mampostería y  $w$  el ancho equivalente. Un año más tarde, Smith (1962), basado en datos experimentales obtenidos de una larga serie de ensayos usando mampostería adosada a pórticos de acero, encontró que la relación  $w/d$  varía entre 0.10 y 0.25. En la segunda mitad de los años 60s, Smith y sus colaboradores, basados en nuevos datos experimentales (Smith 1966, 1967; Smith and Carter 1969), relacionaron el ancho del puntal diagonal equivalente con la longitud de contacto entre la mampostería y el pórtico usando una ecuación analítica. Ellos propusieron la evaluación del ancho equivalente,  $\lambda_h$ , como una función relativa a la rigidez del conjunto mampostería y pórtico, en términos de:

$$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}}$$

Donde  $E_w$  es el módulo de elasticidad de la mampostería;  $EI$  la rigidez flexional de la columna;  $t_w$  es el espesor de la mampostería y del puntal equivalente;  $h$  altura de la columna entre centro de vigas;  $h_w$  altura de la mampostería adosada; y  $\theta$  es el ángulo que forma el puntal equivalente con la horizontal, igual a:

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

En la cual  $L_w$  es la longitud de la mampostería adosada (todos los parámetros están indicados en la Imagen 1) [Asteris, 2011].

Años más tarde, Mainstone (1971) propuso una ecuación para calcular el ancho equivalente del puntal basado en datos experimentales y analíticos, dada por:

$$\frac{w}{d} = 0.16\lambda_h^{-0.3}$$

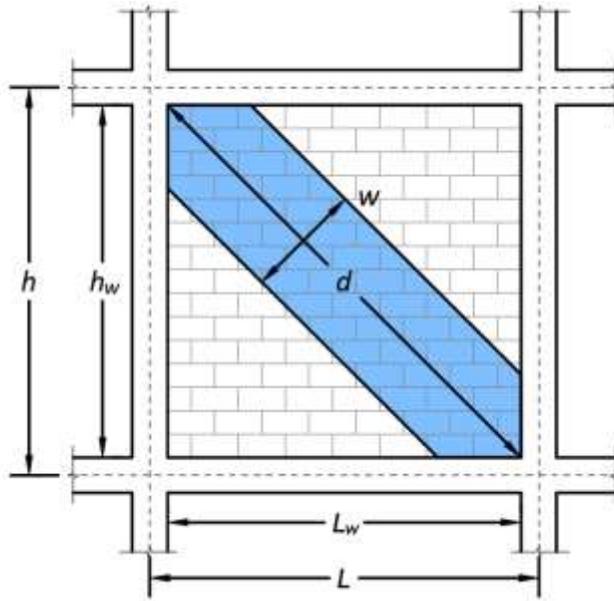


Imagen 1. Representación típica del puntal diagonal equivalente.

**Mainstone and Weeks (1970)** y **Mainstone (1974)**, basados en datos de experimentales y analíticos, propusieron una ecuación empírica para calcular el espesor del puntal equivalente:

$$\frac{w}{d} = 0.16\lambda_h^{-0.4}$$

Esta ecuación fue incluida en FEMA-274 (**FEMA 1997**) para el análisis y rehabilitación de edificaciones, y FEMA-306 (**FEMA 1998**) [**Asteris 2011**].

Hasta el día de hoy y desde los años 60s se han desarrollado un gran número de modelos simplificados para reproducir matemáticamente, con la mayor exactitud posible, la interacción entre la mampostería y los pórticos de concreto, mediante la idealización de la mampostería adosado con un puntal diagonal equivalente. En la siguiente tabla, se muestra un resumen en orden cronológico de las ecuaciones típicas para definir el espesor del puntal equivalente.

Autor (año)	Ecuación	Observación
Holmes (1961)	$w/d = 1/3$	$\lambda_h < 2$
Stafford Smith (1976)	$0.10 < w < 0.25$	El valor depende gráficamente de $\lambda_h$
Mainstone (1971)	$w/d = 0.16\lambda_h^{-0.3}$	$\lambda_h = h \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w}}$
Mainstone (1974)	$w/d = 0.16\lambda_h^{-0.4}$	Adoptada por FEMA-274 (1997), FEMA-306 (1998)
Bazan y Meli (1980)	$w/d = (0.35 + 0.022\beta)h_m$	$0.9 \leq \beta \leq 11; \beta = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$
Hendry (1981)	$w = \frac{1}{2} \sqrt{z_b^2 + z_c^2}$	$z_b = \frac{\pi}{2\lambda_b}; z_c = \frac{\pi}{2\lambda_c}$
Tassios (1984)	$w/d = 0.02\beta \cdot \sin \theta$	$1 \leq \beta \leq 5$
Liau & Kwan (1984)	$w/d = \frac{0.95\beta \cdot \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda_h}}$	$25^\circ \leq \theta \leq 50^\circ$
Decanini & Fantin (1987) For uncracked panels	$\frac{w}{d} = 0.085 + \frac{0.748}{\lambda_h}$	$\lambda_h \leq 7.85$
	$\frac{w}{d} = 0.130 + \frac{0.393}{\lambda_h}$	$\lambda_h > 7.85$
Decanini & Fantin (1987) For cracked panels	$\frac{w}{d} = 0.010 + \frac{0.707}{\lambda_h}$	$\lambda_h \leq 7.85$
	$\frac{w}{d} = 0.040 + \frac{0.470}{\lambda_h}$	$\lambda_h > 7.85$
Paulay & Priestley (1992)	$w/d = 1/3$	$\lambda_h < 4$

Tabla 1. Expresiones propuestas para calcular altura del puntal (Nicola, 2015).

Autor (año)	Ecuación	Observación
Durrani & Luo (1994)	$w/d = \gamma \cdot \sin 2\theta$	$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin 2\theta \left( \frac{h^4 E_m t}{m E_c I_c h_m} \right)^{-0.1}}$ $m = \left( 1 + \frac{6 E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right)$
Durrani y Luo (1994)	$w = \frac{\pi}{C \cdot \lambda_h \cos \theta}$	C en un valor empírico que depende de la desplazamiento relativo en el plano
Cavaleri et al. (2005)	$w/d = \frac{k}{z} \frac{c}{(\lambda^*)^\beta}$	c y $\beta$ son coeficientes que tienen en cuenta el módulo de Poisson, k toma en cuenta la carga vertical y z es un parámetro geométrico.
Amato et al. (2008)		

Tabla 1- Continuación. Expresiones propuestas para calcular altura del puntal (Nicola, 2015).

### 3. CALIBRACIÓN DE LOS MODELOS MATEMÁTICOS

Con el objetivo de tener un procedimiento definido para ejecutar el análisis estático no lineal del caso de estudio, se realizan primero dos modelos de un pórtico sencillo de una luz y un solo piso, de acuerdo a todos los datos y parámetros del estudio realizado por Andrés Belda Revert en 2014 para la Universidad Técnica de Valencia, con el fin de comparar los resultados con los obtenidos por él y tener seguridad en el procedimiento efectuado.

En el estudio mencionado se realizan modelos matemáticos en el programa comercial SAP2000 y se comparan con modelos a escala de un pórtico de una sola luz y un solo piso, obteniendo la capacidad máxima de la estructura ejecutando un análisis estático no lineales (pushover), la Imagen 2 muestra la geometría y el respectivo refuerzo, en elevación, del pórtico en cuestión.

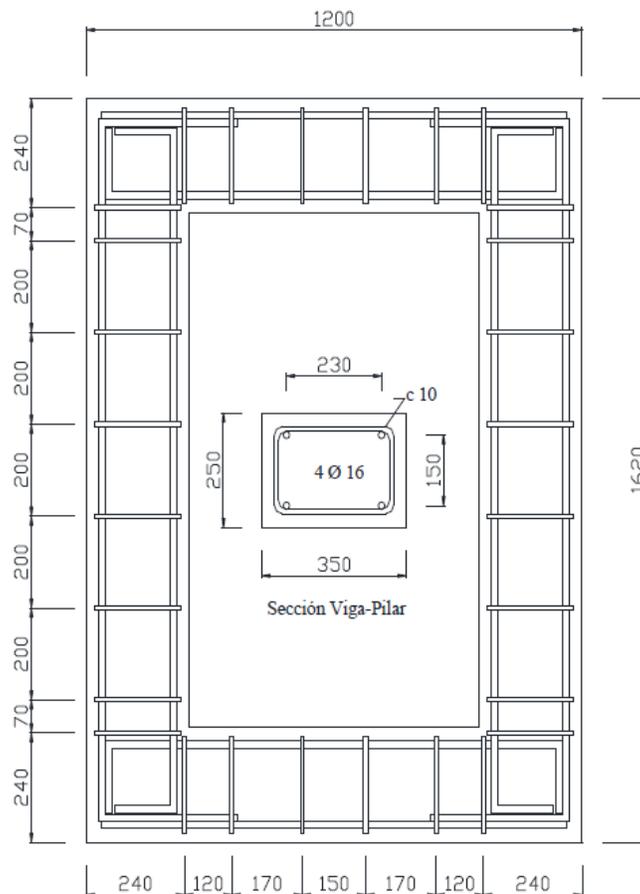


Imagen 2. Geometría y refuerzo de pórtico. Tomado de estudio de Belda, 2014.

El pórtico tiene una altura de 1620 mm y un ancho de 1200 mm a caras exteriores. Las vigas y columnas tienen una sección de 250x350 mm y su refuerzo está compuesto por 4 barras 16 mm con estribos de 10 mm espaciados longitudinalmente.

Las características mecánicas de los materiales empleados en este diseño son:

Concreto:

- $f_c=35$  MPa
- $E_c=30000$  MPa

Acero de refuerzo:

- $f_y=500$  MPa
- $E_s=200000$  MPa

Diagonal (conjunto ladrillo y mortero)

- $f_m=2.5$ MPa
- $E_m=2500$  MPa

En el estudio se usa el modelo teórico propuesto por Paulay y Priestley (1992), en el cual se simula el diagonal mediante un puntal diagonal que está articulado en sus extremos y solo es capaz de resistir cargas de compresión.

El comportamiento de la diagonal está condicionado al modo de falla esperado del muro, por lo cual se usa el factor  $m$  propuesto por Wood (1978) que permite estimar el tipo de falla que se producirá. Para valores de  $m$  menor a la unidad, se espera que el sistema falle por compresión del puntal, mientras que si el factor  $m$  es mayor a la unidad se espera un deslizamiento por cortante.

$$m = \frac{8 * Mp}{f_m * t * L^2} = \frac{8 * 47.13}{2666 * 0.07 * 0.7^2} = 4.123$$

Donde:

Mp: Momento plástico de menor valor entre las columnas y la viga.

fm: Resistencia a compresión simple del relleno.

t: Espesor del relleno.

L: Longitud del relleno.

Debido a que el valor del parámetro m es mayor a la unidad el fallo del muro debería ser por deslizamiento por cortante. Por lo tanto, de acuerdo al procedimiento planteado por Paulay y Priestley (1992) se halla la fuerza máxima que puede resistir el puntal por compresión y por deslizamiento por cortante.

- Compresión:

$$R_c = \frac{2}{3} z * t * f' m * \sec \theta = 218.7 \text{ kN}$$

$$z = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{4 * E_c * I_g * h m}{E m * t * \sen 2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Ig, Ec: inercia y módulo de elasticidad de las columnas.

Em: módulo de elasticidad del relleno.

Hm: altura del relleno.

θ: ángulo que forma el puntal con la horizontal.

La máxima fuerza a compresión que resiste la diagonal es 218.7 kN basados en la fórmula mostrada; sin embargo, esta fuerza produce esfuerzos de hasta 9 MPa cuando la resistencia del relleno está establecida en 2.5 MPa. Por lo tanto, se limita la fuerza máxima a compresión a este esfuerzo, obteniendo como resultado  $R_c = 63.75 \text{ kN}$ .

- Deslizamiento por cortante:

$$R_s = \frac{\tau_0}{1 - \mu(h/l)} d m * t = 10.14 \text{ kN}$$

Donde:

$$\tau_o = 0.03f'm$$

$$\mu = 0.30$$

dm: longitud del puntal diagonal

t: espesor del relleno

La carga máxima obtenida que puede soportar el puntal es menor para el modo de fallo por compresión que por cortante. Sin embargo, en el modelo se usa el límite de compresión debido a la sensibilidad del equipo usado para el ensayo experimental. Por lo tanto, en este modelo de calibración se usa la misma, para más detalle de esta investigación, el lector puede remitirse al estudio realizado por Andrés Belda (2014), capítulo 4.

Con todos los datos definidos se realizan los modelos del pórtico en SAP2000. Los modelos se realizan como pórticos de una sola luz empotrados en sus bases. En el estudio realizado por Andrés Belda (2014), se varía el grado de empotramiento entre los elementos estructurales, en este caso solo se considerará la situación de un empotramiento perfecto, con el único fin de garantizar que el procedimiento seleccionado se está realizando de la manera correcta.

A las columnas y a la viga se le asignan rótulas plásticas al inicio y al final de su longitud de acuerdo a los parámetros pre-establecidos por SAP2000.

Al puntal diagonal que representa la mampostería se le asigna una rótula plástica axial y se establece que una vez el puntal alcance su carga máxima, se bloquee y no resista más carga. En el estudio mencionado no se especifica explícitamente las propiedades de la rótula plástica para el puntal y como SAP2000 solo trae las propiedades predeterminadas de las rótulas plásticas para vigas y columnas en acero y concreto, se define una nueva rótula plástica de acuerdo a los parámetros establecidos por FEMA 256 y se ejecuta el análisis pushover, con el fin de obtener la carga máxima lateral que pueden soportar los pórticos.

Para la definición de la rótula plástica del puntal diagonal, se parte de la curva generalizada de tensión-deformación para elementos de mampostería de acuerdo con lo

establecido en FEMA 256 (Capítulo 7). Esta curva establece el comportamiento de un elemento ante una carga aplicada, iniciando en su intervalo elástico, pasando por su intervalo inelástico hasta llegar a la falla, como se muestra en la imagen 3

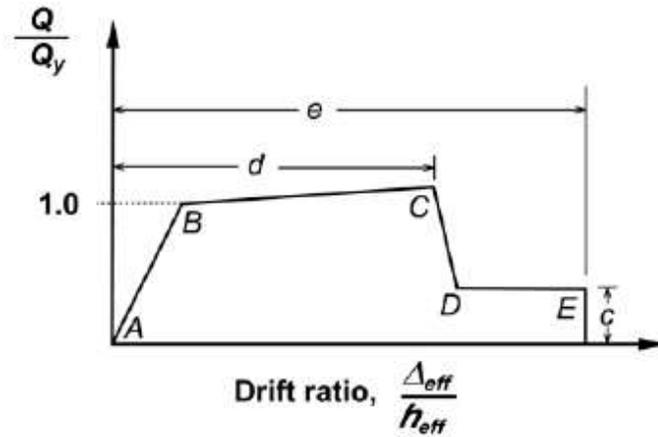


Imagen 3. Curva generalizada de esfuerzo contra deformación de elementos de mampostería. Tomada de FEMA 256.

Las configuraciones predeterminadas de SAP2000 no tienen en cuenta el intervalo elástico en el comportamiento no lineal de una rótula plástica, por lo que el tramo AB se encuentra sobre el eje de las ordenadas.

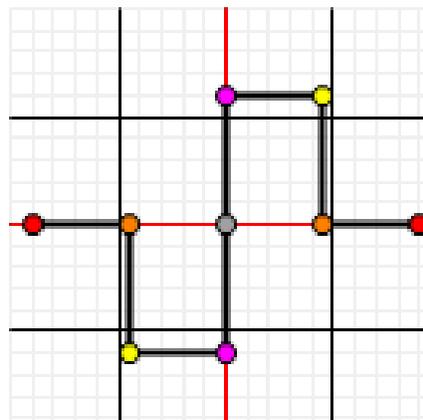


Imagen 4. Curva de esfuerzo deformación predeterminada de SAP2000.

Con el fin de hacer compatible las características planteadas por el FEMA 256 con las configuraciones de SAP2000 se realiza una primera curva pushover para obtener el límite elástico del pórtico y así restarlo a los valores dados por FEMA 256. Esto se debe a que, en

el intervalo elástico, el muro y el pórtico trabajan conjuntamente, teniendo el mismo desplazamiento.

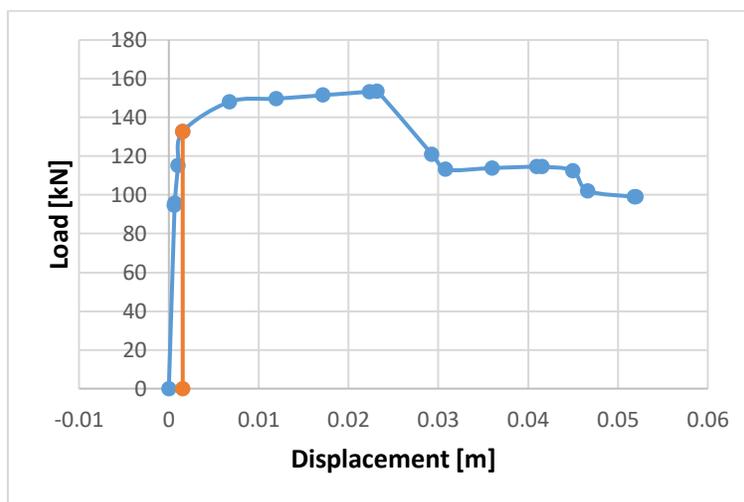


Imagen 5. Curva pushover para ajuste de rótula plástica.

El desplazamiento de fluencia obtenido fue 0.001544 m, lo que equivale a una deriva del 0.1188%, valor que será restado de los límites hallados con la tabla 7-9 del FEMA 256. La cual establece los valores de  $d$  de la Imagen 3 y el límite de seguridad a la vida (life safety) en función de la relación entre la resistencia al cortante del pórtico y el muro y la relación largo sobre ancho del muro.

Table 7-9 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels

$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$	$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria	
					LS %	CP %
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

Tabla 2. Condiciones inelásticas límite de muros de relleno en mampostería.

Para hallar el valor  $\beta$  se utilizan las resistencias nominales a cortante del pórtico y del muro de acuerdo a las formulas dadas por la NSR-10 para estas.

Resistencia a cortante del relleno:

$$Vn \text{ muro} = \frac{1}{6} * Am * \sqrt{f'm}$$

$$Vn \text{ muro} = \frac{1}{6} * 70 * 700 * \sqrt{2.5} = 12912.6 \text{ N}$$

Resistencia a cortante de la columna:

$$Vn \text{ columna} = Vc + Vs$$

$$Vc = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vc = 0.17 * 1.0 * \sqrt{35} * 250 * 0.8 * 350 = 70401 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s}$$

$$Vs = \frac{71 * 500 * 0.8 * 350}{200} = 49700 \text{ N}$$

$$Vn \text{ columna} = 70401 + 49700 = 120101 \text{ N}$$

$$\beta = \frac{120101}{12912.6} = 9.3$$

Con el valor  $\beta$  obtenido y con la relación largo/ancho igual a 1.35 se hallan los valores de d y LS de la tabla 1. Obteniendo d=1.35% y LS=1.0%. Adicionalmente se elige a criterio el mismo valor d para el límite de prevención del colapso CP=1.35%.

Una vez ingresados todos los datos se ejecuta el análisis pushover de los dos pórticos y se obtiene la carga máxima que soporta si esta se aplica en el extremo superior izquierdo.

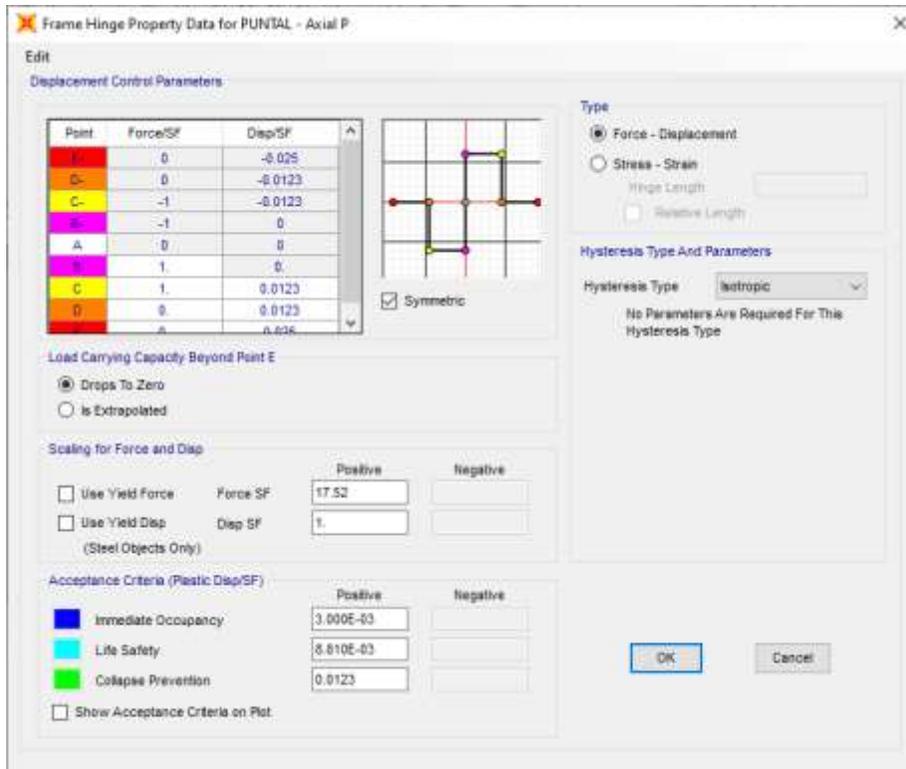


Imagen 6. Definición de rótula plástica axial para pórtico de ajuste.

Modelo sin diagonales:

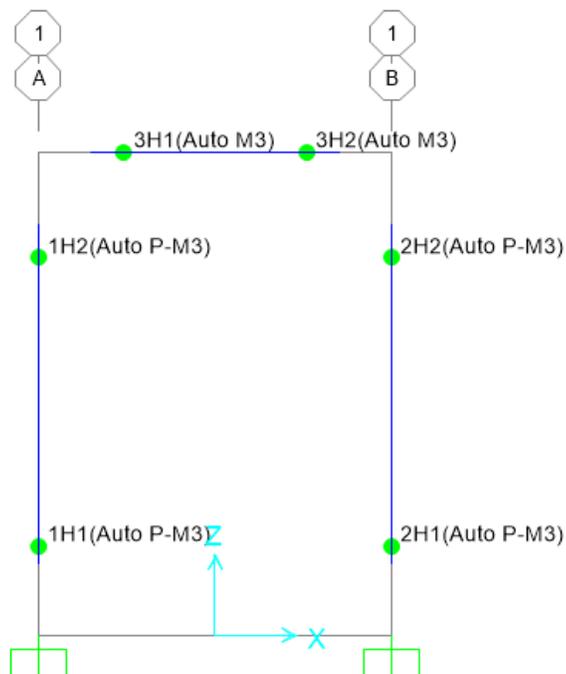


Imagen 7. Pórtico sin diagonal.

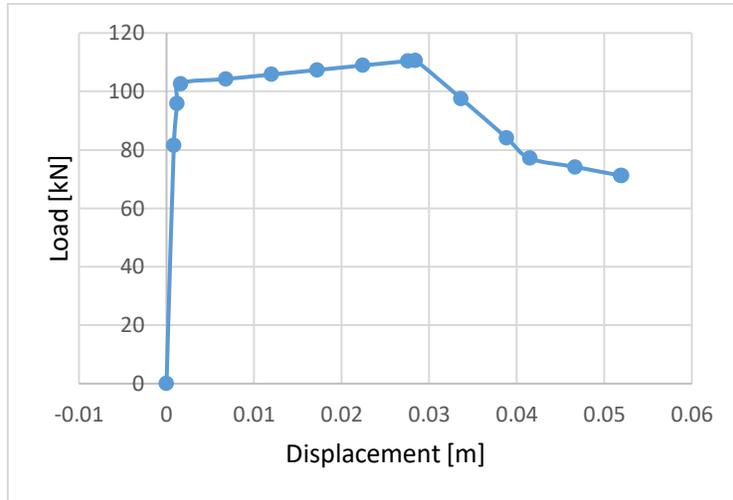


Imagen 8. Curva pushover, pórtico sin diagonales.

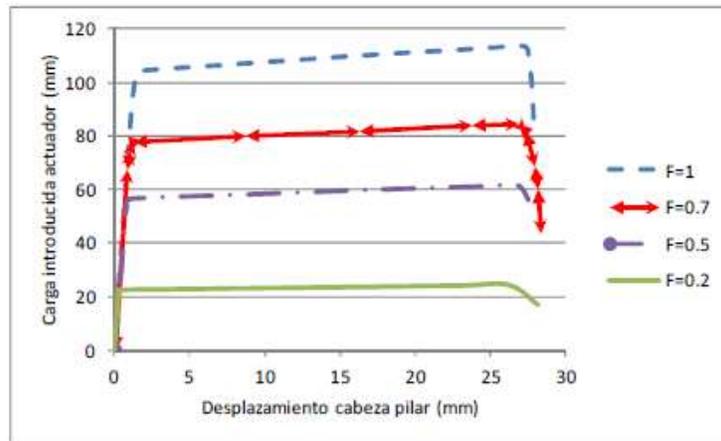


Imagen 9. Curva pushover, pórtico sin diagonales. Tomada de Belda 2014.

Para el modelo del pórtico sin diagonal, se obtiene una carga máxima de 110.7 kN, frente a los 109.3 kN obtenidos por Andrés Belda (2014) en su estudio para un grado de empotramiento perfecto ( $F=1$ ), lo que representa un desfase del 1.28%

Modelo con diagonal:

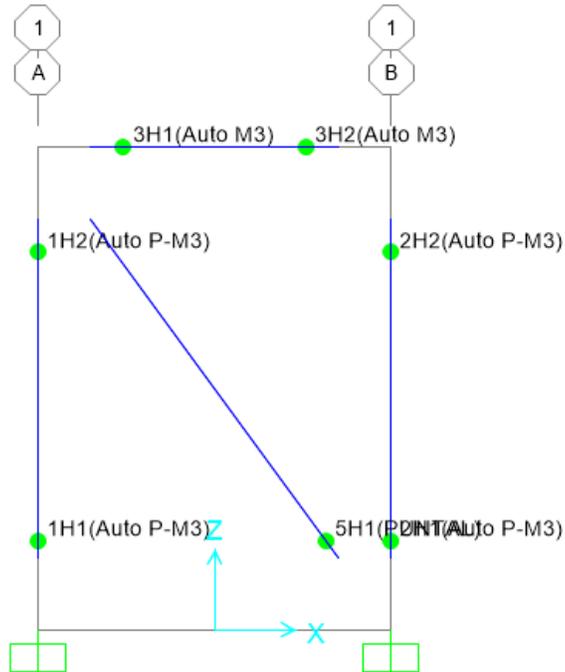


Imagen 10. Pórtico con diagonal.

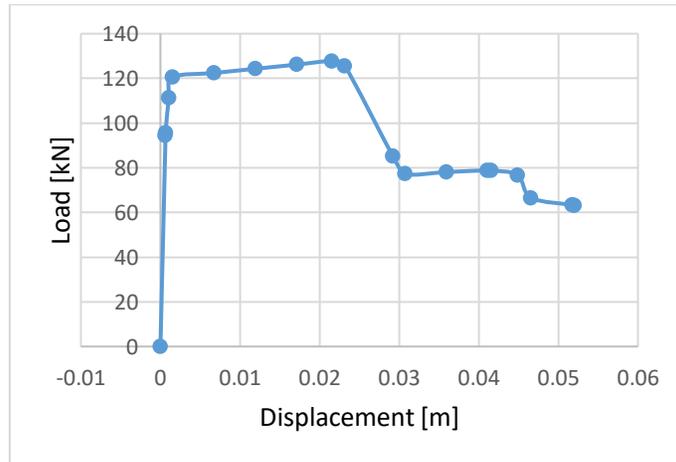


Imagen 11. Curva pushover, pórtico con diagonal.

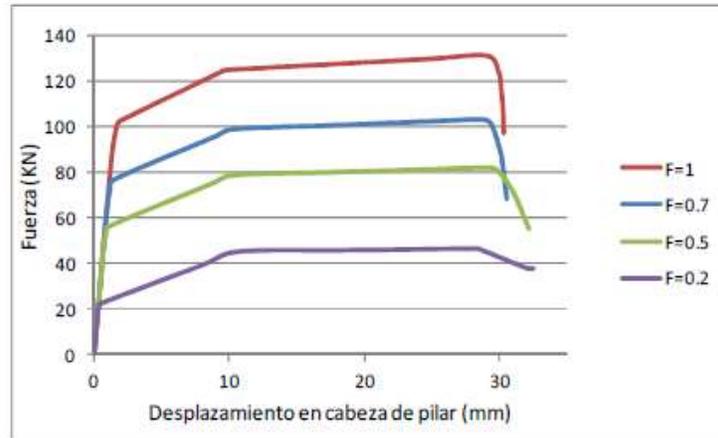


Imagen 12. Curva pushover, pórtico con diagonal. Tomada de Belda 2014.

Para el modelo del pórtico con diagonal, se obtiene una carga máxima de 127.8 kN, frente a los 131.4 kN obtenidos por Andrés Belda (2014) en su estudio para un grado de empotramiento perfecto ( $F=1$ ), lo que representa un desfase del 2.7%

De acuerdo a los resultados obtenidos, con este procedimiento para la calibración del procedimiento a usar en el caso de estudio, se encuentra que el mismo es confiable.

#### 4. CASO DE ESTUDIO

Se plantea como caso de estudio idealizado, una edificación aporticada de concreto reforzado de 3 niveles, con 2 luces en un sentido y 3 luces en el otro sentido. La edificación será una edificación de esquina, por lo que linda con vías en dos de sus costados. Esto con el fin de representar una distribución típica de una vivienda en Colombia en las cuales el primer nivel se usa como locales comerciales y hay pocos muros o ninguno en los costados que lindan con las vías. En este caso de estudio solo se tomarán muros dentro de los pórticos de fachada, no considerando posibles muros dentro de los pórticos al interior de la edificación. La edificación se ubica en la ciudad de Medellín y se supone un perfil de suelo tipo C para la definición del espectro de diseño. La distribución de los muros se muestra en las imágenes 13 y 14, para los pisos 1 y 2-3, respectivamente.

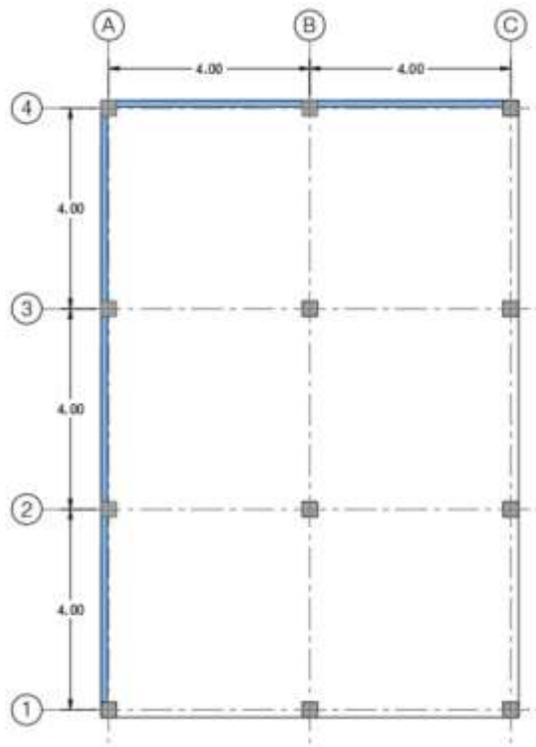


Imagen 13. Planta piso 1.

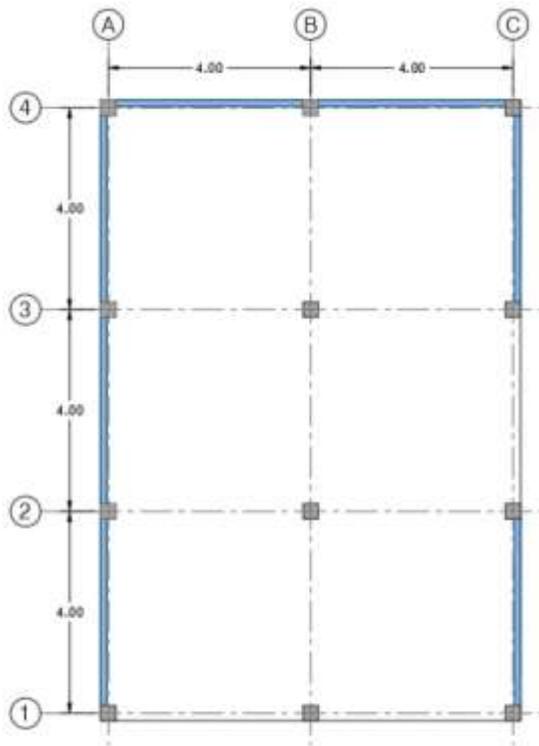


Imagen 14. Planta pisos 2 y 3.

La edificación está conformada por columnas de 30x30 cm y vigas de 30x40 cm con luces de 4 metros, adicionalmente una losa maciza de 15 cm de espesor. El refuerzo de las columnas y las vigas se muestra a continuación.

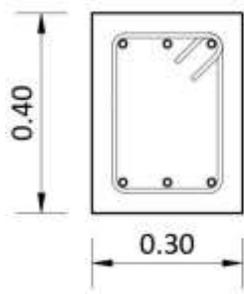
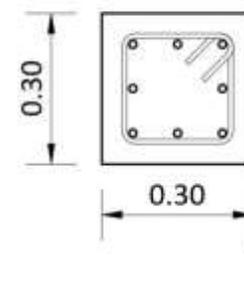
Sección transversal vigas	Sección transversal columnas
<p style="text-align: center;">           ◦ 6 No.4            Estribos No.3@0.10         </p> 	<p style="text-align: center;">           ◦ 8 No.4            Estribos No.3@0.10         </p> 

Tabla 3. Sección transversal elementos estructurales

Propiedades de los materiales utilizados:

Material	Parámetro	Valor
Mampostería en ladrillo de arcilla 12x20x40	$f_m$ [Mpa]	6
	$E_m$ [Mpa]	4500
Concreto	$f_c$ [Mpa]	21
	$E_c$ [Mpa]	21538.10577
Refuerzo	$F_y$ [Mpa]	420
	$E_s$ [Mpa]	200000

Tabla 4. Propiedades de los materiales utilizados.

Cargas:

Tipo	Carga	Valor	Observaciones
Muerta	Acabados [kN/m <sup>2</sup> ]	1.6	Tabla B.3.4.3-1 NSR-10
Muerta	Muros [kN/m]	5.5	Densidad 13 kN/m <sup>3</sup>
Muerta	Muros áticos [kN/m]	2.0	Densidad 13 kN/m <sup>3</sup>
Viva	Losa [kN/m <sup>2</sup> ]	1.8	Tabla B.4.2.1-1 NSR-10

Tabla 5. Cargas utilizadas.

Espectro de aceleraciones:

La edificación del caso de estudio idealizado está ubicada en la ciudad de Medellín y es de uso residencial. Se definen los valores de los parámetros sísmicos según la norma NSR-10 para la construcción del espectro elástico de aceleraciones.

Parámetros sísmicos	
Perfil suelo	C
Aa	0.15
Av	0.2
Fa	1.2
Fv	1.6
Coefficiente importancia	1.0

Tabla 6. Parámetros sísmicos.

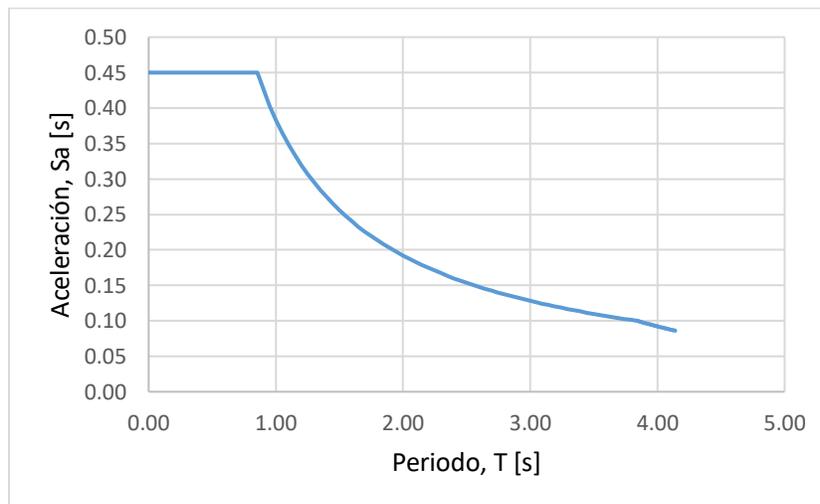


Imagen 15. Espectro elástico de aceleraciones.

Procedimiento para el análisis:

El modelo se realiza con el software SAP2000 versión 14, cuya licencia fue provista por la Universidad de Antioquia para el desarrollo de la presente investigación. Para la elaboración de los modelos se introduce la geometría descrita y las propiedades mecánicas de los materiales mencionadas anteriormente. Tanto los elementos que forman el pórtico como el puntal diagonal equivalente que representa el muro se modelan como elementos tipo “Frame”. Se introducen los datos del espectro de diseño definido, se definen las fuentes de masa y se introducen las cargas.

Para la realización del ensayo pushover se introducen las propiedades inelásticas de los materiales y se introducen rótulas plásticas en las vigas y columnas según las opciones predeterminadas de SAP2000, introduciéndolas al inicio y al final de la longitud de cada elemento. Las rótulas plásticas de las columnas se definen con una interacción P-M2-M3, interacción entre carga axial y momentos en ambas direcciones, mientras que las rótulas plásticas de las vigas se definen con una interacción M3, solo momento. Adicionalmente, para la definición de las rótulas plásticas de los puntales diagonales se realiza el mismo procedimiento mostrado en el numeral 3 para definir sus parámetros según la definición del FEMA 256, la rótula plástica tiene una interacción únicamente con cargas axiales y llegada a su carga límite se bloquea y no es capaz de resistir más carga.

Una vez introducido el modelo se realiza el ensayo pushover para calcular la carga máxima que produce el agotamiento de la estructura. Para ello se introduce un patrón de cargas horizontales en los nodos, de acuerdo con las formas de los modos fundamentales de vibración, en ambas direcciones. Esta fuerza se introduce para realizar un análisis no lineal estático teniendo como control el desplazamiento horizontal del mismo nudo de esquina del nivel superior.

Altura del puntal diagonal:

$$d = \sqrt{4^2 + 3.2^2} = 5.12 \text{ m}$$

$$w = \frac{d}{4} = \frac{5.12}{4} = 1.28 \text{ m}$$

Rótula plástica de los puntales diagonales:

Para el cálculo del parámetro  $m$  definido por Wood (1978), el cual predice el posible modo de falla del puntal diagonal, se requiere conocer el momento plástico de las columnas, por lo que se obtiene el diagrama momento-curvatura de SAP2000 y se lee el valor.

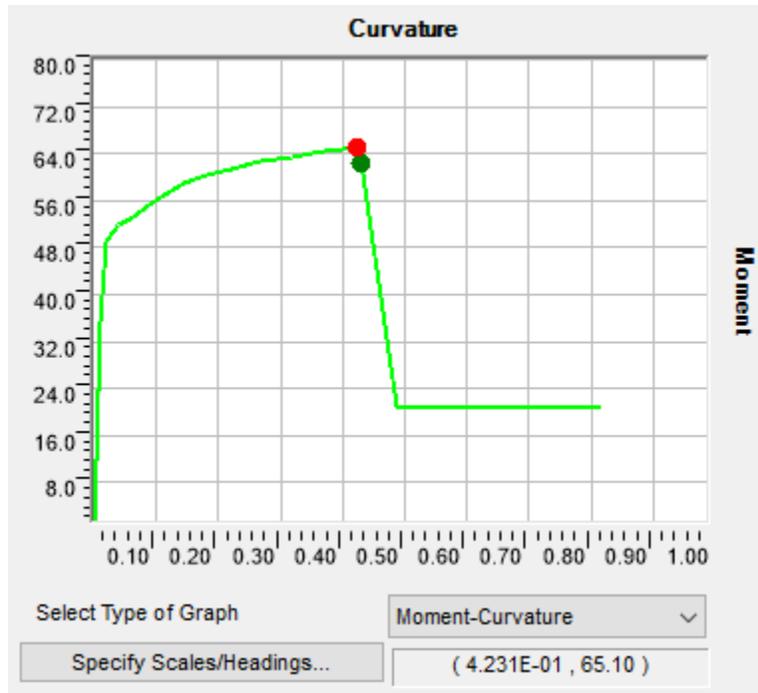


Imagen 16. Diagrama momento curvatura de las columnas.

$$M_p = 62.10 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{8 * M_p}{f_m * t * L^2} = \frac{8 * 62.10 \times 10^6}{6 * 66 * 1280^2} = 0.766$$

Debido a que el valor de  $m$  es menor a la unidad, se espera que el puntal falle por compresión. Por lo tanto, se calcula la carga máxima que puede soportar este, según la fórmula dada por Paulay & Priestley (1992).

- Resistencia máxima a compresión:

$$z = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{4 * E_c * I_g * h_m}{E_m * t * \text{sen}2\theta} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$z = \frac{\pi}{2} * \left( \frac{4 * 21538 * 675 \times 10^6 * 3000}{4500 * 66 * \text{sen}(2 * 38.66)} \right)^{\frac{1}{4}} = 1383.7 \text{ mm}$$

$$R_c = \frac{2}{3} * z * t * f'_m * \text{sec}\theta$$

$$R_c = \frac{2}{3} * 1383.7 * 66 * 6 * \sec(38.66) = 467.8 \text{ kN}$$

Si bien se espera que el muro falle por compresión según el parámetro  $m$ , se halla también la resistencia por deslizamiento por cortante, para obtener la carga crítica a la cual se espera falle el puntal.

- Resistencia máxima a deslizamiento por cortante:

$$R_s = \frac{\tau_o}{1 - \mu(h/l)} dm * t$$

$$R_s = \frac{0.03 * 6}{1 - 0.30 * (3000/3700)} 5122 * 66 = 80.4 \text{ kN}$$

La carga de deslizamiento por cortante es menor a la carga de compresión, por lo tanto, de manera conservadora se le asigna este límite al puntal en el modelo.

Resistencia a cortante del muro:

$$V_n \text{ muro} = \frac{1}{6} * A_m * \sqrt{f'_m}$$

$$V_n \text{ muro} = \frac{1}{6} * 66 * 3700 * \sqrt{6} = 99.69 \text{ kN}$$

Resistencia a cortante de la columna:

$$V_n \text{ columna} = V_c + V_s$$

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.17 * 1.0 * \sqrt{21} * 300 * 0.8 * 300 = 56.09 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{71 * 420 * 0.8 * 300}{100} = 71.57 \text{ kN}$$

$$V_n \text{ columna} = 56.09 + 71.57 = 127.66 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{127.66}{99.69} = 1.28$$

Con el valor del parámetro  $\beta$  y una relación de aspecto (ancho sobre alto) igual a 0.811 se leen los valores de  $d$  y de  $LS$  de la tabla 7-9 del FEMA 256 (tabla 1), obteniendo  $d=0.924\%$  y un  $LS=0.724\%$  y se elige finalmente, como límite de prevención de colapso el mismo valor del punto  $d$ ,  $CP=0.924\%$ .

Como último parámetro para definir la rótula plástica de la diagonal se halla el desplazamiento de fluencia de los pórticos y el mismo se resta a los límites mencionados para la definición de la misma.

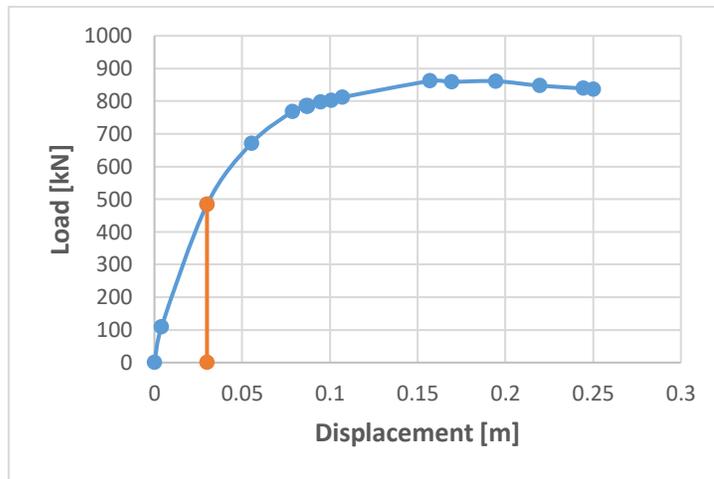


Imagen 17. Curva pushover para ajuste de rótulas plásticas en dirección X.

El desplazamiento de fluencia obtenido es 0.029952 m, este desplazamiento se halla en términos de la deriva de piso para hallar el valor que debe ser restado en los pórticos de cada nivel a los límites hallados con la tabla 7-9 del FEMA 256.

Piso	$d$	$LS$
3	0.727%	0.527%
2	0.568%	0.368%
1	0.540%	0.340%

Tabla 7. Valores de  $d$  y  $LS$  para rótulas plásticas en dirección X.

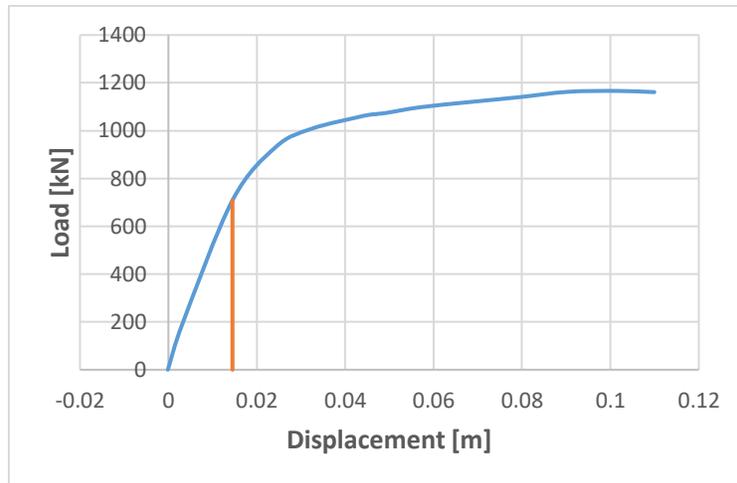


Imagen 18. Curva pushover para ajuste de rótulas plásticas en dirección Y.

El desplazamiento de fluencia obtenido es 0.014494 m, este desplazamiento se halla en términos de la deriva de piso para hallar el valor que debe ser restado en los pórticos de cada nivel a los límites hallados con la tabla 7-9 del FEMA 256.

Piso	d	LS
d3	0.829%	0.629%
d2	0.752%	0.552%
d1	0.738%	0.538%

Tabla 8. Valores de d y LS para rótulas plásticas en dirección Y.

Como parámetro final, para ejecutar el análisis pushover, se requiere establecer un patrón de carga que será aplicado en los nudos de la edificación en cada sentido. Este se hace de acuerdo al comportamiento modal de la edificación, según sus desplazamientos. Se usa el mismo patrón de carga para ambos modelos con el fin de establecer el mismo parámetro de comparación.

TABLE: Joint Displacements					
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva	Patrón
A	0.049	0.004	0.049	0.33%	1.00
	0.039	0.003	0.039	0.58%	0.79
	0.020	0.002	0.020	0.63%	0.41
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00
B	0.049	0.000	0.049	0.32%	1.00
	0.039	0.000	0.039	0.58%	0.79
	0.020	0.000	0.020	0.63%	0.41
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00
C	0.049	0.004	0.049	0.33%	1.00
	0.039	0.003	0.039	0.58%	0.79
	0.020	0.002	0.020	0.63%	0.41
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00

Tabla 9. Patrón de carga en dirección X.

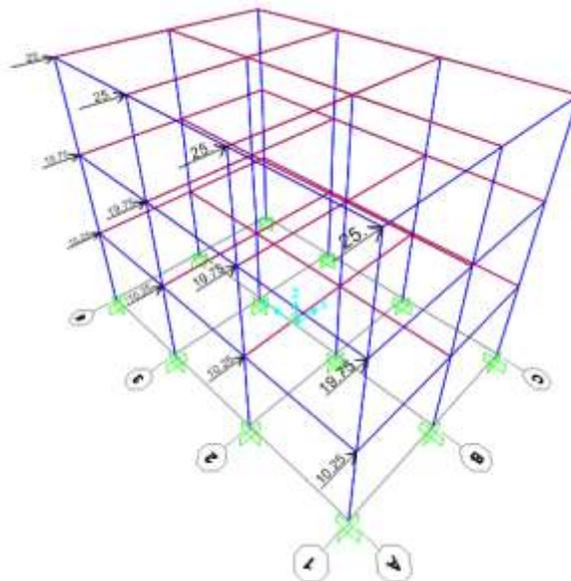


Imagen 19. Patrón de carga en dirección X.

TABLE: Joint Displacements					
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva	Patrón
1	0.002	0.047	0.047	0.30%	1.00
	0.002	0.037	0.037	0.55%	0.79
	0.001	0.020	0.020	0.61%	0.42
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00
2	0.001	0.047	0.047	0.30%	1.00
	0.001	0.037	0.037	0.55%	0.79
	0.000	0.020	0.020	0.61%	0.42
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00
3	0.001	0.047	0.047	0.30%	1.00
	0.000	0.037	0.037	0.55%	0.79
	0.000	0.020	0.020	0.61%	0.42
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00
4	0.002	0.047	0.047	0.30%	1.00
	0.002	0.037	0.037	0.55%	0.79
	0.001	0.020	0.020	0.61%	0.42
	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00

Tabla 10. Patrón de carga en dirección Y.

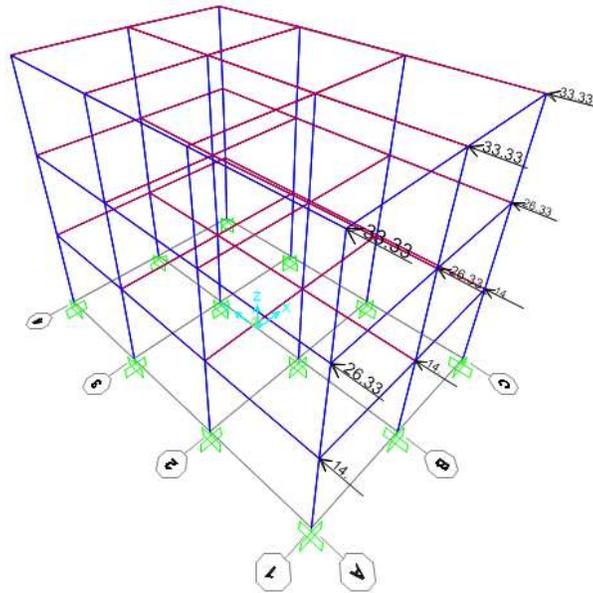


Imagen 20. Patrón de carga en dirección Y.

## 5. RESULTADOS Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con los parámetros definidos en la sección anterior, se realizaron dos modelos en SAP2000 v14 y se obtuvieron los resultados del análisis.

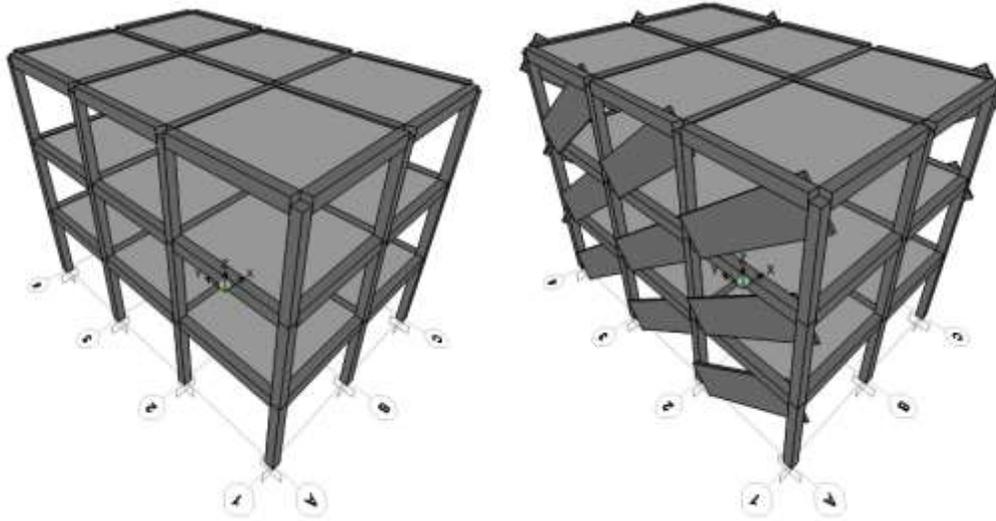


Imagen 21. Modelos numéricos en SAP2000.

TABLE: Joint Displacements				
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva
A	0.049	0.004	0.049	0.33%
	0.039	0.003	0.039	0.58%
	0.020	0.002	0.020	0.63%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
B	0.049	0.000	0.049	0.32%
	0.039	0.000	0.039	0.58%
	0.020	0.000	0.020	0.63%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
C	0.049	0.004	0.049	0.33%
	0.039	0.003	0.039	0.58%
	0.020	0.002	0.020	0.63%
	0.000	0.000	0.000	0.00%

Imagen 22. Derivas en dirección X, pórtico sin diagonales

TABLE: Joint Displacements				
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva
A	0.023	0.006	0.024	0.15%
	0.019	0.004	0.019	0.25%
	0.011	0.002	0.011	0.35%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
B	0.023	0.010	0.025	0.14%
	0.019	0.008	0.021	0.25%
	0.011	0.006	0.013	0.39%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
C	0.023	0.019	0.030	0.16%
	0.019	0.017	0.025	0.28%
	0.011	0.012	0.016	0.51%
	0.000	0.000	0.000	0.00%

Imagen 23. Derivas en dirección X, pórtico con diagonales.

TABLE: Joint Displacements				
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva
1	0.002	0.047	0.047	0.30%
	0.002	0.037	0.037	0.55%
	0.001	0.020	0.020	0.61%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
2	0.001	0.047	0.047	0.30%
	0.001	0.037	0.037	0.55%
	0.000	0.020	0.020	0.61%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
3	0.001	0.047	0.047	0.30%
	0.000	0.037	0.037	0.55%
	0.000	0.020	0.020	0.61%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
4	0.002	0.047	0.047	0.30%
	0.002	0.037	0.037	0.55%
	0.001	0.020	0.020	0.61%
	0.000	0.000	0.000	0.00%

Imagen 24. Derivas en dirección Y, pórtico sin diagonales.

TABLE: Joint Displacements				
Pórtico	U1 prom	U2 prom	U máx	Deriva
1	0.016	0.011	0.020	0.11%
	0.013	0.009	0.016	0.18%
	0.008	0.006	0.010	0.32%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
2	0.013	0.011	0.017	0.10%
	0.010	0.009	0.014	0.16%
	0.006	0.006	0.008	0.26%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
3	0.010	0.011	0.015	0.09%
	0.008	0.009	0.012	0.15%
	0.004	0.006	0.008	0.24%
	0.000	0.000	0.000	0.00%
4	0.010	0.011	0.015	0.08%
	0.008	0.010	0.013	0.14%
	0.005	0.006	0.008	0.25%
	0.000	0.000	0.000	0.00%

Imagen 25. Derivas en dirección Y, pórticos con diagonales.

Las derivas disminuyen al considerar las diagonales por el aumento de rigidez debido a que estos elementos pasan a ser parte del sistema de resistencia sísmica. Adicionalmente, en el modelo sin diagonales los desplazamientos relativos entre pórticos en una misma dirección son casi nulos, mientras que, al considerar las diagonales, los desplazamientos relativos aumentan considerablemente.

Los periodos de la estructura disminuyen significativamente con la inclusión de los puntales dentro del modelo. En este caso los periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño, pero, en edificaciones de mayor altura esta situación significaría un aumento en la demanda sísmica.

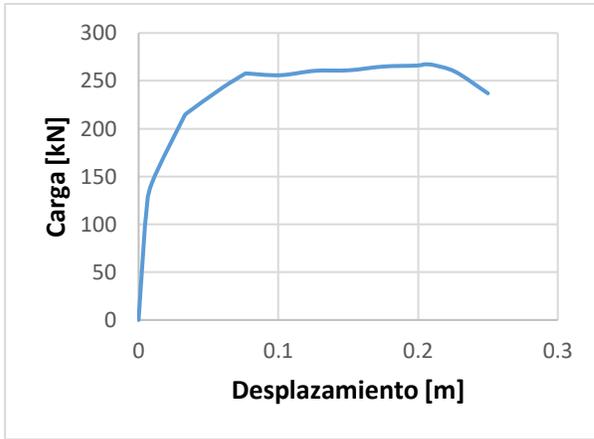
Adicionalmente, en el modelo que no considera los muros, tanto el primer modo de vibración, así como el segundo, son traslacionales, mientras que en el modelo con las diagonales estos mismos son torsionales, lo que podría llegar a causar mayores demandas de cortante.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.595	0.89	0.00	0.89	0.00
MODAL	Mode	2	0.580	0.00	0.90	0.89	0.90
MODAL	Mode	3	0.527	0.01	0.00	0.90	0.90
MODAL	Mode	4	0.196	0.08	0.00	0.98	0.90
MODAL	Mode	5	0.192	0.00	0.08	0.98	0.99
MODAL	Mode	6	0.174	0.00	0.00	0.98	0.99
MODAL	Mode	7	0.120	0.01	0.00	1.00	0.99
MODAL	Mode	8	0.119	0.00	0.01	1.00	1.00
MODAL	Mode	9	0.108	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	10	0.058	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	11	0.055	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	12	0.050	0.00	0.00	1.00	1.00

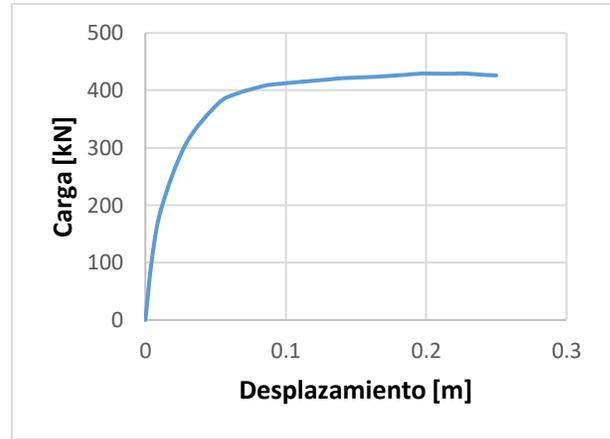
Imagen 26. Resultados modales, pórtico sin diagonales.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.500	0.58	0.10	0.58	0.10
MODAL	Mode	2	0.324	0.20	0.66	0.78	0.76
MODAL	Mode	3	0.227	0.10	0.18	0.89	0.94
MODAL	Mode	4	0.159	0.08	0.00	0.97	0.94
MODAL	Mode	5	0.106	0.01	0.04	0.97	0.97
MODAL	Mode	6	0.097	0.01	0.00	0.99	0.98
MODAL	Mode	7	0.081	0.01	0.02	1.00	0.99
MODAL	Mode	8	0.064	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	9	0.058	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	10	0.055	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	11	0.055	0.00	0.00	1.00	1.00
MODAL	Mode	12	0.047	0.00	0.00	1.00	1.00

Imagen 27. Resultados modales, pórtico con diagonales.

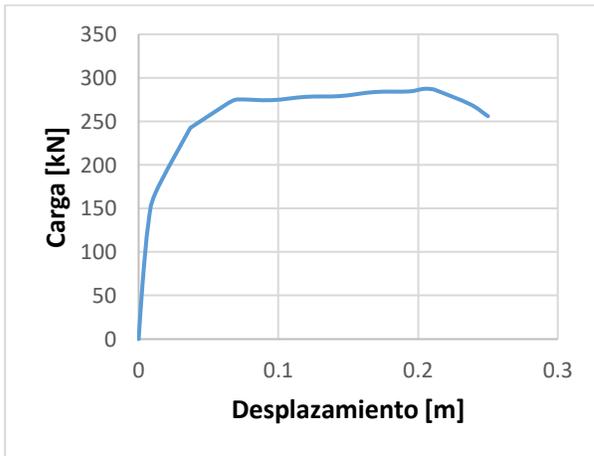


(a) Curva pushover, pórtico sin diagonales.

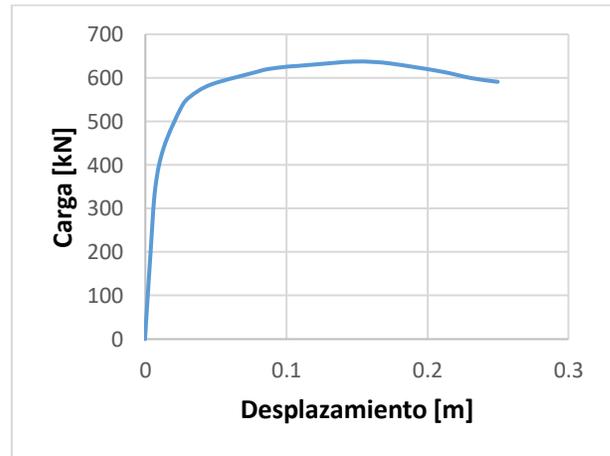


(b) Curva pushover, pórtico con diagonales.

Imagen 28. Curva pushover en dirección X.



(a) Curva pushover, pórtico sin diagonales.

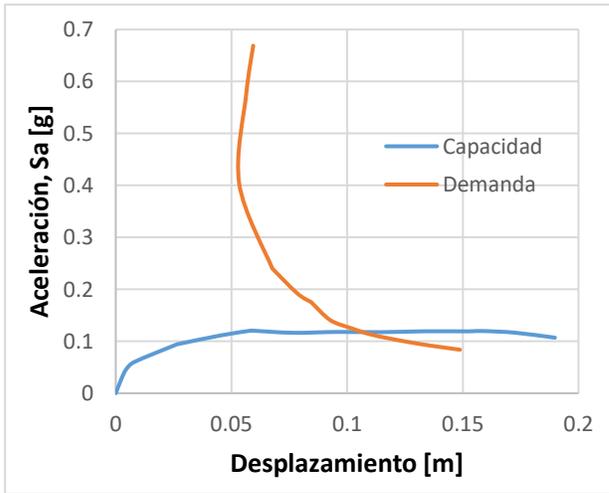


(b) Curva pushover, pórtico con diagonales.

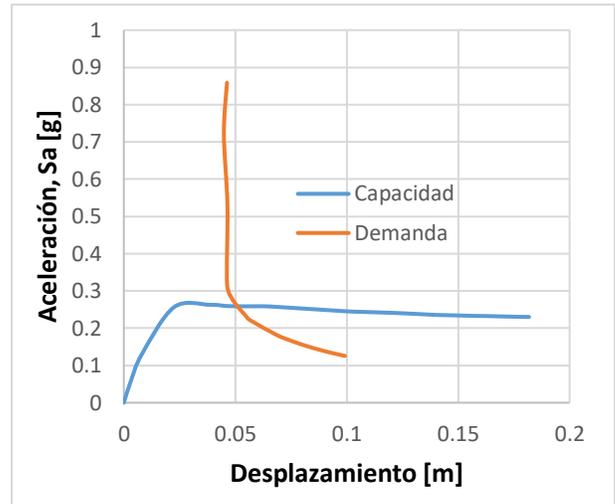
Imagen 29. Curva pushover en dirección Y.

Las inclusiones de las diagonales en los modelos causan que la capacidad máxima de la estructura aumente considerablemente, en dirección X se tenía una capacidad de 267.35 kN sin considerar las diagonales, mientras que, considerándolas, la capacidad aumentó a 429.61 kN, lo que se traduce en un aumento del 60%.

En dirección Y, se obtuvo una capacidad de 287.4 kN al no considerar las diagonales, mientras que, considerándolas, la capacidad aumento a 637.4 kN, lo que se traduce en un aumento del 221%. El aumento en la capacidad en esta dirección fue mucho mayor que en la otra debido a que en este sentido se tienen un mayor número de diagonales.

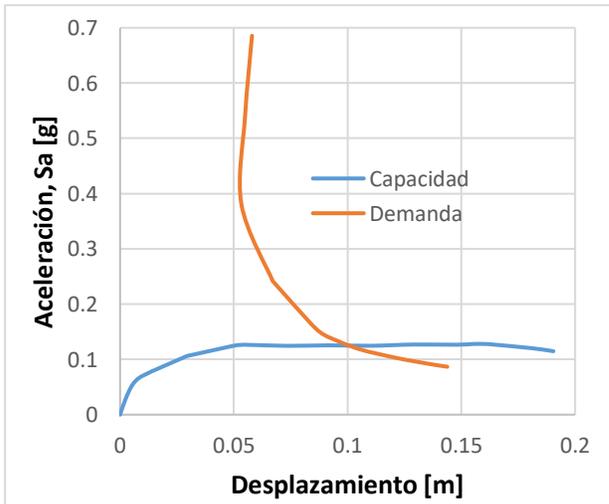


(a) Curva demanda-capacidad, pórtico sin diagonales.

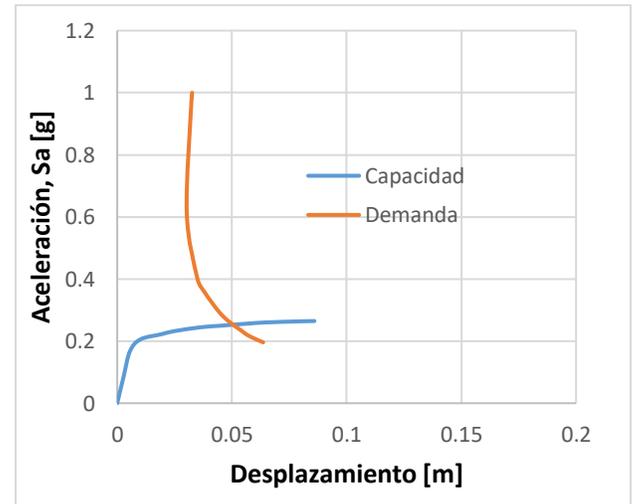


(b) Curva demanda-capacidad, pórtico con diagonales.

Imagen 30. Curvas demanda-capacidad en dirección X.

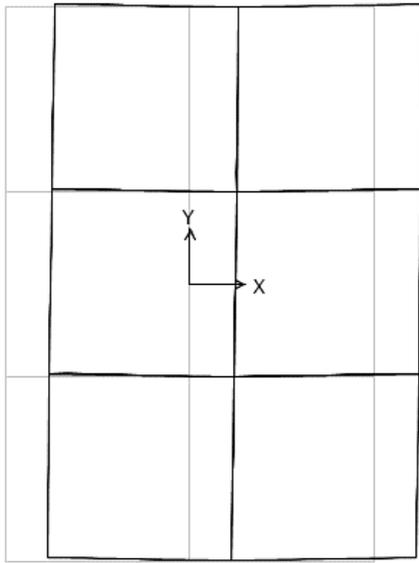


(a) Curva demanda-capacidad, pórtico sin diagonales.

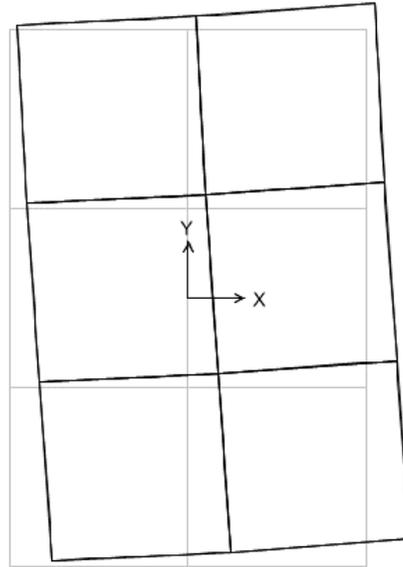


(b) Curva demanda-capacidad, pórtico con diagonales.

Imagen 31. Curvas demanda-capacidad en dirección Y.

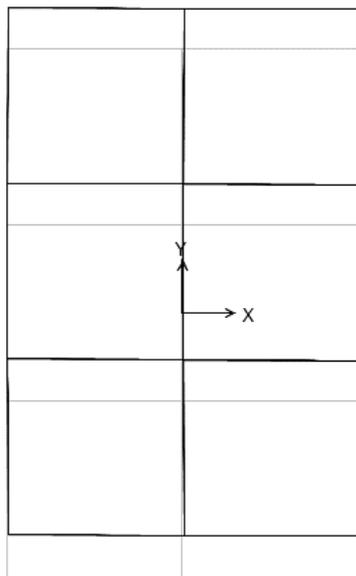


(a) Desplazamientos, pórtico sin diagonales.

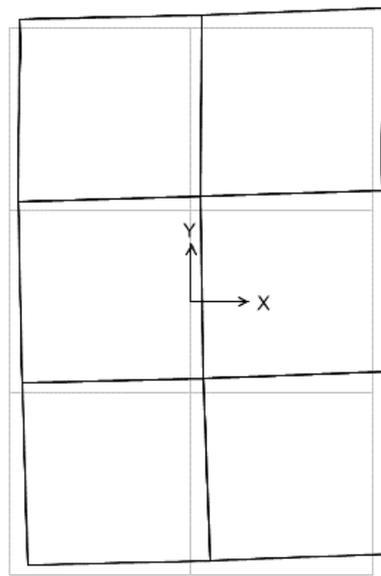


(b) Desplazamientos, pórtico con diagonales.

Imagen 32. Desplazamientos en dirección X.



(a) Desplazamientos, pórtico sin diagonales.



(b) Desplazamientos, pórtico con diagonales.

Imagen 33. Desplazamientos en dirección Y

Los desplazamientos de la estructura ante las cargas sísmicas son esencialmente traslacionales cuando no se consideran las diagonales, mientras que al considerarlas los desplazamientos son rotacionales, lo que produjo que en dirección X se produzca irregularidad torsional extrema.

## 6. CONCLUSIONES

- Las diferencias entre una estructura bien diseñada y una estructura bien construida, normalmente no son representativas, mientras sus demandas sean estrictamente gravitacionales, sin embargo, es necesario concebir las estructuras para que sean capaces de soportar cierto grado de demandas sísmicas, las cuales son más frecuentes de lo que un espectador, sin conocimientos de sísmica, pueda imaginar.
- En la construcción de edificaciones aporricadas, donde se utiliza mampostería para el cerramiento o división de espacios, donde en su diseño se consideró que la mampostería estuviera aislada de los pórticos de concreto, pero que, en la etapa constructiva, por el motivo que fuese, se dejó adosada a los pórticos, el comportamiento sísmico de la edificación diseñada, comparado con el de la construida, puede presentar diferencias desfavorables, que además no fueron previstas en la etapa de diseño estructural.
- En términos generales, la recomendación en un estudio de vulnerabilidad sísmica en la cual se encuentren que los muros están adosados a los pórticos, sería separar los mismos de la estructura. Tener los muros adosados, cambia radicalmente el comportamiento de la estructura, respecto a lo concebido en el diseño.
- En esta investigación se representó la misma edificación en dos modelos idénticos, los cuales solo difieren en que en uno de ellos se consideró la mampostería adosada a los pórticos de concreto reforzado, para encontrar los parámetros estructurales que se modifican al construir los muros adosados. Los principales parámetros estructurales encontrados son:
  - Aumento de la rigidez de la estructura, la cual se ve reflejada en una disminución de las derivas y por consiguiente una disminución del periodo de la estructura. A simple vista un aumento en la rigidez, adosando la mampostería a los pórticos, puede considerarse positiva desde el punto de vista económico, ya que los muros divisorios y de cerramiento son totalmente

necesarios, pero este aumento de rigidez conlleva o da a la estructura con muros adosados un comportamiento no previsto en el diseño. Ya que la distribución de los muros adosados no es necesariamente simétrica, la estructura presenta un comportamiento torsional no previsto, haciendo que los pórticos adosados tomen mayor carga sísmica generando posibles daños a los muros.

- La disminución del periodo en casos generales, significa una mayor sollicitación sísmica; sin embargo, en estructuras que originalmente sean más flexibles y en las que se considere los muros adosados, se tendrá una sollicitación mayor de fuerza sísmica por la rigidización que estos muros aportan a la estructura.
  - Aumento en la capacidad máxima de la estructura, este aumento es bastante considerable, pero conlleva a demandas de resistencia más elevadas a las de diseño para los pórticos adosados con la mampostería, con la posible generación de daños en los muros adosados. Adicionalmente, la ductilidad de la estructura disminuye con la inclusión de las diagonales.
  - La participación de la masa se reparte a los modos superiores con la inclusión de las diagonales, adicionalmente los primeros modos de vibrar se volvieron todos torsionales, esto debido a la distribución asimétrica de los muros en el caso de estudio. Sería razonable pensar que con una distribución más simétrica se tenga que los modos fundamentales sean traslacionales.
- La comparación de las curvas de capacidad-demanda de la edificación, tanto en dirección X como en Y, implican que el punto de desempeño es menor para el caso de la edificación con diagonales. En X, para la estructura sin diagonales, se tiene un desplazamiento límite de 11 cm, en contraposición con la estructura con diagonales en la misma dirección que tiene un desplazamiento límite de aproximadamente 6 cm. Análogamente para la dirección Y, se tiene un desplazamiento límite, para la estructura con diagonales y sin diagonales, de 10 cm y 5 cm, respectivamente.

- De las imágenes 30 y 31 puede observarse que la ductilidad por desplazamiento en dirección X y en dirección Y son prácticamente las mismas, para la edificación sin diagonales. Para la edificación con diagonales, la ductilidad por desplazamiento, claramente disminuye.
- En dirección X, se nota un aumento de la resistencia, aproximadamente del 50 %; sin embargo, la inclusión de las diagonales no afecta la ductilidad. Esto se debe a la distribución en planta de la mampostería en esta investigación.
- Se recomienda hacer un análisis similar al llevado a cabo acá con diferentes distribuciones en planta de los muros de mampostería para ver el efecto que estos tienen en la ductilidad por desplazamiento y en la capacidad de la estructura.
- Las curvas obtenidas en esta investigación, a partir de la modelización realizada, ponen de manifiesto la vulnerabilidad que algunas edificaciones tienen cuando no se modelan apropiadamente los muros de mampostería, frente a acciones sísmicas altas, haciendo esperar daños superiores a los previstos.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

- Alwashali, H., Sen, D., Jin, K., & Maeda, M. (2019). Experimental investigation of influences of several parameters on seismic capacity of masonry infilled reinforced concrete frame. *Engineering Structures*.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, (2010). Reglamento Colombiano de diseño y construcción sismo-resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia.
- Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of Structural Engineering*.
- Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L., & Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(9), 1059-1095.
- FEMA-256, (2000, November). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- Furtado, A., Rodrigues, H., Arêde, A., & Varum, H. (2016). Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*.
- Galli, M. (2006). Evaluation of the seismic response of existing RC frame buildings with masonry infills. Master Degree in Earthquake Engineering Master Thesis, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), ROSE School, Pavia.
- M. Holmes (1961). "Steel Frames With Brickwork and Concrete Infilling," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. 19.
- Mainstone, R. J., and Weeks, G. A. (1970). "The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls." *Proc., 2nd Int. Brick Masonry Conf., Building Research Establishment, Watford, England*.
- Mainstone, R.J. (1971). On stiffness and strength of infilled frames. *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, No. 7360s.

- Mainstone, R.J. (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. Building Research Station, U.K, CP 13/74.
- Murty, C. V. R., & Jain, S. K. (2000, January). Beneficial influence of masonry infill walls on seismic performance of RC frame buildings. In 12th world conference on earthquake engineering.
- Nicola, T., Leandro, C., Guido, C., & Enrico, S. (2015). Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. Earthquakes and structures.
- Ning, N., Ma, Z. J., Zhang, P., Yu, D., & Wang, J. (2019). Influence of masonry infills on seismic response of RC frames under low frequency cyclic load. Engineering Structures.
- Noh, N. M., Liberatore, L., Mollaioli, F., & Tesfamariam, S. (2017). Modelling of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loads: State of the art review and modelling with OpenSees. Engineering Structures.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.
- Polyakov, S. V. (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. Translations in Earthquake Engineering, Earthquake engineering Research Institute, Oakland, California.
- Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified macro-model for infill masonry panels. Journal of Earthquake Engineering, 14(3).
- Stafford Smith, B. (1962). "Lateral Stiffness of Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division. Vol. 88, No. ST6.
- Stafford Smith, B. (1966). "Behaviour of Square Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division, Vol. 92, No. ST1.
- Stafford Smith, B., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. ICE Proceedings, Paper No. 7218.
- Wood, R. H. (1978). "Plasticity, composite action and collapse design of reinforced shear wall panel in frames," Proc. Inst. of Civ. Engrg., London, U.K.