

EFFECTO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO SOBRE LA
RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO
REFORZADO.

EDINSON JAVIER VELANDIA PLATA
JOSE LUIS MARTINEZ MOSQUERA

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA

2019

EFFECTO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO SOBRE LA
RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO
REFORZADO.

EDINSON JAVIER VELANDIA PLATA
JOSE LUIS MARTINEZ MOSQUERA

Monografía de Grado para optar al título de:
Especialista en Estructuras

Director:
RICARDO ALFREDO CRUZ HERNANDEZ
PhD. En Ciencias técnicas

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA

2019

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por apoyarme en todo momento, ser un ejemplo para mi vida y por confiar en mí. A mi compañero Jose Luis por darme la oportunidad de realizar este proyecto con él y por sus enseñanzas a lo largo de este proceso.

Edinson Javier

Dios, Porque sin su voluntad nada es posible y por todas las posibilidades y capacidades que me da para aprender nuevas cosas cada día. a mis padres, por ser mi guía, mi motivación y por ese apoyo incondicional que siempre me han brindado. A mi compañero Edinson por permitirme realizar este proyecto con él. A mi esposa por ser mi compañera de vida, por su paciencia y por inspirarme a lo largo de este proceso de formación.

Jose Luis

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	18
1 OBJETIVOS	22
1.1 OBJETIVO GENERAL	22
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
2 MARCO TEORICO.....	23
2.1 ELEMENTOS FINITOS.....	23
2.2 PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE	24
3 METODOLOGÍA.....	34
4 FORMAS DE MODELAR MUROS DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO USANDO PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE MEDIANTE EL SOFTWARE SAP 2000.....	36
4.1 OPCIÓN 1: A TRAVÉS DE LOS FACTORES DE LA SECCIÓN:	36
4.2 OPCION 2: TENSIÓN/COMPRESSION LIMITS:	42
5 SELECCIÓN DEL METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE.....	45
5.1 MATERIALES	45
5.2 ESPESOR EFECTIVO DE LA MAMPOSTERÍA.....	49
5.3 DESCRIPCION DE LAS TIPOLOGIAS DE PORTICOS	51
5.4 CALCULOS TIPO	57
5.5 RESULTADOS	69
5.6 RESUMEN Y ANALISIS DE RESULTADOS	96
6 INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERIA DE RELLENO EN LA RESPUESTA DINAMICA DE LA ESTRUCTURA.....	101
6.1 EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERIA	111
7 EFECTOS DE LA INTERACCIÓN ENTRE LOS MUROS DE RELLENO Y PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO.	125
7.1 COLUMNA CORTA	125
7.2 EFECTOS DE TORSIÓN.....	127

7.3	PISO DÉBIL.....	129
8	CONCLUSIONES.....	151
	BIBLIOGRAFIA.....	154

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tipologías de pórticos utilizados para escoger el método de puntal más adecuado.	52
Tabla 2 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 1	59
Tabla 3 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 1.....	68
Tabla 4 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 1.....	68
Tabla 5. Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 2	70
Tabla 6 Resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 2.....	72
Tabla 7 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 2.....	73
Tabla 8 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 3	74
Tabla 9 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 3.....	76
Tabla 10 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 3.....	77
Tabla 11 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 4	78
Tabla 12 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 4.....	80
Tabla 13 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 4.....	81
Tabla 14 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 5	82
Tabla 15 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 5.....	84
Tabla 16 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 5.....	85
Tabla 17 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 6	86

Tabla 18 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 6.....	88
Tabla 19 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 6.....	88
Tabla 20 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 7	90
Tabla 21 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 7.....	91
Tabla 22 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 7.....	92
Tabla 23 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 8	93
Tabla 24 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 8.....	95
Tabla 25 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 8.....	95
Tabla 26. Comparativo entre los resultados obtenido para cada uno de los autores en los diferentes modelos de puntal diagonal con modelo tipo Shell.....	96
Tabla 27 Desplazamiento del modelo sin puntales.....	115
Tabla 28 Desplazamiento del modelo con puntales.....	115
Tabla 29 Esfuerzo cortante en columnas (Modelo sin muros)	117
Tabla 30 Esfuerzo cortante en columnas (Modelo con muros).....	117
Tabla 31 Comparativa entre la variación máxima de esfuerzos en columnas	119
Tabla 32 Esfuerzo cortante en vigas (Modelo con muros).....	119
Tabla 33. Esfuerzo cortante en vigas (modelo sin muros)	120
Tabla 34 Momento en vigas (modelo con muros)	121
Tabla 35 Momento flector en vigas (Modelo sin muros)	121
Tabla 36 Momento torsor en vigas (Modelo con muros).....	122
Tabla 37 Momento torsor en vigas (Modelo sin muros)	123
Tabla 38. Comparativo de la variación de los esfuerzos en un mismo elemento de los dos modelos.	124
Tabla 39. Centro de masa Vs Centro de Rigidez, pórtico 10	128
Tabla 40. Evaluación Irregularidad Torsional, Sismo X	128
Tabla 41. Evaluación irregularidad Torsional, Sismo Y.....	129
Tabla 42 Fuerza Horizontal Equivalente, Pórtico 11, Sin puntales.	141
Tabla 43 Ajuste de resultados, Pórtico 11, Sin puntales.....	142
Tabla 44 Comprobación de derivas, Pórtico 11, Sin puntales	142
Tabla 45 Chequeo irregularidad piso flexible y flexible extremo, Pórtico 11, Sin puntales	144
Tabla 46 Fuerza horizontal equivalente, Pórtico 11, con puntales.....	146

Tabla 47 Ajuste de resultados, Pórtico 11, con puntales	146
Tabla 48 Chequeo Derivas, Pórtico 11, Con puntales	147
Tabla 49 Chequeo piso flexible y flexible extremo, Pórtico 11, Con puntales.....	148
Tabla 50 Comparativo modelo con y sin puntales del pórtico 11.....	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ilustración del modelo puntal diagonal.....	24
Figura 2. Calculo relación a/L, modelo Decanini y Fantin	31
Figura 3 Pórtico y parámetros en SAP 2000.....	37
Figura 4 Pórtico y parámetros en SAP 2000.....	37
Figura 5 Desplazamiento del pórtico con diagonal en compresión	38
Figura 6 Pórtico con diagonal en tracción.....	38
Figura 7 Axial en pórtico con diagonal en tracción.....	39
Figura 8 Axial en pórtico con diagonal en compresión.....	39
Figura 9 Factores de modificación en SAP 2000	41
Figura 10 Desplazamiento en modelo con un puntal	41
Figura 11 Desplazamiento en modelo con doble puntal	42
Figura 13 Load case SAP 2000	43
Figura 14 Limitación de la tensión/compresión	43
Figura 15 Limitación de la tensión/compresión	44
Figura 16 Desplazamiento en modelo con doble puntal	44
Figura 17. Geometría del bloque #4 de la Ladrillera Santafé.....	46
Figura 18 ficha técnica de la mampostería	47
Figura 19 Sección transversal de la unidad de mampostería	50
Figura 20 Desplazamientos del pórtico 1, muros modelados con Shell.....	58
Figura 21 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 1, muros modelados como Shell.....	60
Figura 22 Desplazamientos del pórtico 1 con puntal equivalente	61
Figura 23. Nomenclatura puntal diagonal	62
Figura 24 Grafica para el modelo de Decanini y Fanti	66
Figura 25 Desplazamientos del pórtico 2, muros modelados con Shell.....	69
Figura 26 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 2, muros modelados como Shell.....	71
Figura 27 Desplazamientos del pórtico 2 con puntal equivalente	71
Figura 28 Desplazamientos del pórtico 3, muros modelados con Shell.....	73
Figura 29 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 3, muros modelados como Shell.....	75
Figura 30 Desplazamientos del pórtico 3 con puntal equivalente	75
Figura 31 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 3.....	76
Figura 32 Desplazamientos del pórtico 4, muros modelados con Shell.....	77

Figura 33 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 4, muros modelados como Shell.....	79
Figura 34 Desplazamientos del pórtico 4 con puntal equivalente	79
Figura 35 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 4	80
Figura 36 Desplazamientos del pórtico 5, muros modelados con Shell.....	81
Figura 37 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 5, muros modelados como Shell.....	83
Figura 38 desplazamientos del pórtico 5 con puntal equivalente	83
Figura 39 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 5	84
Figura 40 Desplazamientos del pórtico 6, muros modelados con Shell.....	85
Figura 41 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 6, muros modelados como Shell.....	87
Figura 42 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 6	87
Figura 43 Desplazamientos del pórtico 7, muros modelados con Shell.....	89
Figura 44 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 7, muros modelados como Shell.....	90
Figura 45 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 7	91
Figura 46 Desplazamientos del pórtico 8, muros modelados con Shell.....	92
Figura 47 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 8, muros modelados como Shell.....	94
Figura 48 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 8	94
Figura 49 Comparativo entre los resultados obtenido para cada uno de los autores en los diferentes modelos de puntal diagonal con el modelo tipo Shell	99
Figura 50 Pórticos de concreto rellenos de mampostería	101
Figura 51 Pórtico 10, Modelo esquinero	102
Figura 52. Perspectiva pórtico de concreto reforzado.....	103
Figura 53. Planta primer piso	103
Figura 54. Planta segundo y tercer piso	104
Figura 55. Pórtico eje 1 y 2, Piso 1	105
Figura 56. Pórtico eje 2, Piso 2 y 3	106
Figura 57. Pórtico eje 3, Piso 1	106
Figura 58. Pórtico eje 3, Piso 2 y 3	107
Figura 59. Pórtico eje A, Piso 1,2 y 3.....	107
Figura 60. Pórtico de análisis.....	109
Figura 61 Pórtico 10 con puntales 3D.....	111
Figura 62. Pórtico 10 sin puntales 3D	112
Figura 63 Torsión en el modelo	113
Figura 64 Desplazamiento en modelos sin puntales.....	114
Figura 65. Comparativo de desplazamiento	116

Figura 66. Comparativo entre esfuerzo cortante en columnas	118
Figura 67. Comportamiento de cortante en los dos modelos.....	120
Figura 68. Comparativo entre momentos flectores en vigas para los dos modelos	122
Figura 69. Comparativo entre momento torsor en vigas.	123
Figura 70 Modelos comparativos de columna corta.....	126
Figura 71 Resultados cortantes, modelo comparativos de columna corta	126
Figura 72. Derivas Pórtico 10, con y sin muros.....	131
Figura 73. Desplazamientos Pórtico 10, con y sin muros	131
Figura 74 Modelo esquinero, pórtico 11.....	132
Figura 75. Perspectiva Pórtico 11	133
Figura 76. Planta primer piso	134
Figura 77. Planta segundo piso	134
Figura 78. Planta tercer a décimo piso	135
Figura 79. Parámetros sísmicos introducidos al pórtico 11.....	140
Figura 80. Pórtico 11 sin puntales.....	141
Figura 81. Irregularidad Piso flexible y flexible extremo, NSR 10	144
Figura 82. Pórtico 11 con puntales	145
Figura 83. Deriva x, pórtico 11	150
Figura 84. Deriva Y, pórtico 11	150

LISTA DE ANEXOS

(Ver anexos adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)

Anexo A. Modelos Etabs.

Anexo B. Modelos Sap 2000.

Anexo C. Comparativo de la influencia de la mampostería

Anexo D. Comparativo Puntal vs Elementos Finitos.

RESUMEN

TITULO: EFECTO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO REFORZADO. *

AUTORES:

Velandia Plata Edinson Javier
Martinez Mosquera Jose Luis**

PALABRAS CLAVES: Modelo de puntal diagonal, Modelo de Elementos Finitos, Muros de Mampostería de Relleno, Pórticos de Concreto Reforzado, Efecto de Columna corta, Piso débil, Efectos de torsión.

CONTENIDO:

Este trabajo pretende dar a conocer los potenciales daños que puede presentar una estructura de pórticos de concreto reforzado, por la influencia o interacción con los muros de relleno de mampostería de arcilla, cuando no se deja una adecuada dilatación entre ellos con los pórticos y el diseñador estructural no haya tenido en cuenta la influencia en sus modelos matemáticos.

Así mismo se muestra el método de la diagonal equivalente para el modelamiento de muros de mampostería, alternativo al método de elementos finitos con elementos tipo Shell utilizado por los softwares actuales. Se compara los diferentes autores que han propuesto este método y se busca el que más se acerque al método de elementos finitos por medio del elemento tipo Shell.

Se realizan 8 pórticos de concreto reforzado en el software SAP 2000, donde en cada uno se hace la comparación entre la modelación de los muros de relleno mediante Shell y con el método de la diagonal equivalente. De esta manera se encontró que el autor de la diagonal equivalente que más se aproxima al método de elementos finitos mediante el elemento tipo Shell y el más apropiado es el modelo de Bazán y Meli.

Con el modelo de Bazán y Meli se hace la comparación del modelamiento de pórticos de concreto reforzado teniendo en cuenta el aporte de rigidez de los muros de relleno y el modelamiento sin tenerlos en cuenta y así mostrar como varía el comportamiento dinámico de la estructura y los diferentes esfuerzos de la misma.

*Proyecto de grado.

**Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernandez

SUMMARY

TITLE: EFFECT OF THE INFILL MASONRY WALLS ON THE EARTHQUAKE RESPONSE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES*.

AUTHORS:

Velandia Plata Edinson Javier
Martinez Mosquera Jose Luis**

KEYWORDS: Diagonal strut model, Finite elements model, Infill Masonry Walls, Reinforced Concrete Frames, short column effect, soft story, torsion effects.

ABSTRACT:

In the development of the present work it shows up the potential damages which could have a reinforced concrete frames structure, due to the influence or interaction with the clay masonry infill walls, when an adequate dilation is not left between them with the reinforced concrete frames and the designer has not taken into account its influence on its mathematical models.

Likewise, the equivalent diagonal method is shown for the modeling of masonry walls, alternative to the finite element method with Shell elements used by current software. The different authors that have proposed this method are compared and the one that approaches the finite element method is searched through the Shell type element.

8 reinforced concrete frames structure are made in the SAP 2000 software, where in each one the comparison between the modeling of the fill walls with Shell and with the equivalent diagonal method is made. In this way it was found that the author of the equivalent diagonal closest to the finite element method using the Shell type element and the most appropriate one is the Bazán and Meli model.

With the author of the chosen equivalent diagonal, a comparison of the modeling of reinforced concrete frames taking into account the contribution of stiffness of the infill walls and the modeling without taking them into account is made, as well as showing how the dynamic behavior of the structure varies. the different internal efforts of it.

*Degree work

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: PhD. Ricardo Alfredo Cruz Hernandez

INTRODUCCIÓN

Comúnmente, en el proceso de diseño estructural de pórticos resistentes a momentos, se realizan modelos matemáticos que no tienen en cuenta la presencia de muros de mampostería no estructural ubicados en los vanos de los pórticos.

Los motivos son diversos, una de las razones es que por no hacer parte del sistema de resistencia sísmica no deben modelarse, esta afirmación no es del todo cierta, ya que si bien es cierto que los muros de relleno no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y por este motivo los diseñadores no los tienen en cuenta en el modelo para hacer el análisis sísmico de la estructura de pórticos de concreto reforzado, se ha encontrado que estos elementos no estructurales si influyen en el comportamiento dinámico si no se prevé una adecuada interacción de estos con los elementos estructurales¹.

La norma NSR 10 en el numeral A.9.4.1 especifica que el diseñador de los elementos no estructurales puede adoptar una de dos estrategias en el diseño:

(a) Separarlos de la estructura

(b) Disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura: En este tipo de diseño debe haber una coordinación con el ingeniero estructural, con el fin de que éste tome en cuenta el potencial efecto nocivo sobre la estructura que pueda tener la interacción entre elementos estructurales y no estructurales².

¹ Cai G. & Su Q., “Effect of Infills on Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame structures—A Full-Scale Experimental Study”, Journal of Earthquake Engineering, January 2018, pp. 2-4

² Asociación Colombiana de Ingeniería sísmica (AIS). Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá: AIS, 2010.

Dado que en Colombia el uso de los ladrillos de arcilla para la mampostería es muy común, y que no es un material que admite grandes deformaciones, la metodología de diseño (b) “disponer elementos que admitan las deformaciones de la estructura”, no es pertinente su consideración. Por esto, en el análisis estructural deberían separarse los elementos no estructurales, como los muros de relleno, de los elementos estructurales. Por tal razón surge el siguiente interrogante: ¿Cuándo se deben separar los muros de relleno para que no aporten rigidez a la estructura?

Separarlos de la estructura de acuerdo a esta metodología consiste en aislar los elementos no estructurales lateralmente de la estructura dejando una separación suficiente, para que la estructura al deformarse como consecuencia del sismo no los afecte adversamente y que los muros tampoco afecten el comportamiento sísmico de la estructura.

Pero si los muros no estructurales no se separan lo suficiente para evitar su interacción con los elementos estructurales, como sucede muchas veces en la práctica, se debe tener en cuenta esta interacción y realizarse un diseño adecuado para resistir los esfuerzos a los que realmente va estar sometida la estructura por efecto de los muros de relleno en su comportamiento dinámico.

Ahora, una separación tentativa, podría ser separarla el 1% de la altura de entrepiso, que es el máximo desplazamiento que se permite para estructuras de concreto reforzado durante el sismo de diseño según la tabla A.6.4-1 de la NSR 10, sin embargo, podría pensarse en aumentar un poco más esta separación para garantizar que ante un sismo los dos elementos nunca entren en contacto.

Otra de las razones por las que se opta por no modelar los muros de relleno es el tiempo que se debe invertir para dibujar cada muro, teniendo en cuenta que además de modelar los elementos tipo Shell en el software estos requieren ser discretizados, para así conocer una rigidez más cercana a la real que el elemento aporta a la

estructura, ya que las versiones actuales de software tienen incorporados el método de elementos finitos el cual es más exacto entre más divisiones tenga el elemento³.

Comúnmente se afirma que los muros no se modelan debido a que, cuando se presenten los desplazamientos producidos por el sismo de diseño, estos elementos ya no están presentes en la estructura como consecuencia de los mismos desplazamientos. Esta afirmación no es del todo correcta dado que contar con certeza de que los muros de mampostería se caigan ante los desplazamientos producidos por el sismo de diseño, es un error de diseño ya que la norma NSR 10, en el capítulo A.9.5.5 especifica que los muros de fachada no estructurales " deben ser capaces de resistir las fuerzas sísmicas reducidas de diseño " por tal motivo durante el sismo de diseño los muros deben estar interactuando con la estructura, aunque los grandes desplazamientos hagan que su rigidez sea degradada, puesto que sus anclajes están diseñado para que así suceda.

Por otro lado, hay quienes no los incluyen en los modelos porque así es como lo han hecho siempre y consideran que no hace falta introducirlos en el modelo. Todas estas razones dan como resultado un análisis erróneo ya que estos influyen directamente en la respuesta dinámica de la estructura si no se dejan separados adecuadamente de los pórticos.

Experiencias obtenidas de sismos pasados, evidencian que estos muros aportan rigidez a los pórticos produciéndose daños importantes en los mismos, por fenómenos, por ejemplo, como el de columnas cautivas o columnas corta, piso débil o problemas de torsión, entre otros fenómenos causales del fallo de estructuras⁴.

³ Celigüeta Lizarza J; Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural; Cuarta Edición; España; 2011; Capítulo 1; P.8

⁴ Sattar S; Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings [PhD thesis]; University of Colorado Boulder; 2014; P. 6-7

Con el presente trabajo se busca:

1. Considerar diferentes métodos para incluir los muros de mampostería de relleno en los modelos de análisis estructural, y proponer un modelo que sea equivalente a los muros, que incluyan diferentes características mecánicas, entre ellos la rigidez, de tal forma que al realizar el análisis estructural se tengan en cuenta dichas características, logrando así que la respuesta estructural, sea lo más cercana a la realidad.
2. Evidenciar las variaciones en la respuesta sísmica de estructuras aporticadas de concreto reforzado al no tener en cuenta el aporte de rigidez de los muros de mampostería más utilizados en Colombia y de esta forma tener claridad si la práctica de omitir los muros de mampostería es correcta o incorrecta.

1 OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Evidenciar los efectos de los muros de mampostería de relleno más utilizados en Colombia sobre la respuesta sísmica de estructuras aporticadas de concreto reforzado.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicar el método del puntal diagonal equivalente propuesto por diferentes autores para modelar muros de mampostería no estructural y comparar los resultados de desplazamientos obtenidos con los de un modelo utilizando el método de los elementos finitos, mediante el elemento tipo Shell utilizando el software SAP 2000, y en base a esto escoger el autor de puntal diagonal equivalente que de los mejores resultados.
- Realizar el análisis sísmico por el método modal espectral a una estructura de pórticos de concreto reforzado realizando 2 modelos, uno donde se tiene en cuenta el aporte de rigidez que le aportan los muros de mampostería de relleno, y otro modelo donde no y establecer los efectos o diferencias presentadas por el aporte adicional de rigidez en la respuesta sísmica.

2 MARCO TEORICO

2.1 ELEMENTOS FINITOS⁵

El método de elementos finitos es un método numérico, es decir un procedimiento para obtener de manera aproximada la solución a cálculos aritméticos, estas aproximaciones se hacen porque es más fácil representar una función complicada como varias funciones polinómicas simples a través de los métodos variacionales tradicionales. La complejidad en las funciones resultantes al intentar simular numéricamente sistemas físicos radica en que estas funciones en la mayoría de los problemas aplicados tienen dominios complejos, como cargas no lineales.

Con el avance de la tecnología, específicamente en el campo de las computadoras, se ha generado una gran oportunidad para el uso de ordenadores en la aplicación de métodos numéricos que describen condiciones físicas, a esto se le conoce como simulación numérica, en la actualidad muchos softwares de análisis estructural, utilizan la simulación numérica, utilizando el método de los elementos finitos como método numérico, acompañada de una programación informática para la interfaz de usuario.

Una de las grandes ventajas que tienen los métodos numéricos como es el caso del método de los elementos finitos, es que al tratarse de una simulación numérica de sistemas físicos, puedo obtener de dicha simulación, parámetros propios del sistema físico que se simula, dando como resultado el ahorro de tiempo y recursos físicos al no tener que realizar ensayos físicos sobre alguna muestra, sin embargo existe la posibilidad de combinar el uso de las simulaciones numéricas teniendo

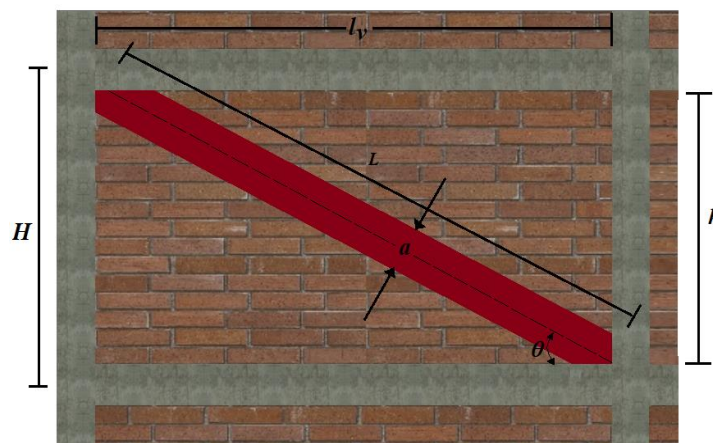
⁵ J. N. Reddy: Introduction to the Finite Element Method, Third Edition. THE FINITE ELEMENT METHOD, Chapter 1 (McGraw-Hill Professional, 2006), AccessEngineering. P. 1-14

como objetivo realizar ensayos físicos que me sirvan de base para alimentar el método numérico, dando como resultado un método numérico calibrado con parámetros físicos reales que me lleven a resultados más óptimos.

2.2 PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE

Esta es una metodología planteada por varios autores, en la que para tener en cuenta la rigidez y resistencia que aporta un muro de mampostería, se hace modelándolo mediante una diagonal equivalente, que en teoría presentaría un comportamiento similar al del muro. En esta metodología la mayoría de los autores, proponen que la diagonal va tener el mismo espesor y módulo de elasticidad que el muro y plantean por medio de investigaciones, unas expresiones para calcular el espesor de la diagonal a . A continuación, se muestra mediante la Figura 1, la nomenclatura utilizada en las expresiones:

Figura 1. Ilustración del modelo puntal diagonal



Los diferentes autores que han planteado expresiones para el cálculo del espesor de la diagonal equivalente se presentan a continuación:

a) Modelo de Holmes⁶ (1961)

Una primera aproximación para calcular el ancho de la diagonal equivalente fue presentada por Holmes (1961), que con su método se podía predecir las deformaciones y la rigidez aportada de la mampostería interactuando con la estructura. En este estudio Holmes encontró que en la diagonal las tensiones cerca de las esquinas cargadas eran más del doble de la tensión promedio a lo largo de la diagonal.

$$L = \sqrt{l_v^2 + h^2}$$
$$a = \frac{L}{3}$$

Donde:

L : es la longitud de la diagonal equivalente

l_v : es la luz libre de la viga

h : es la altura de la mampostería

a : Espesor de la mampostería

b) Modelo de Mainstone (1971)

En años posteriores Mainstone presenta una expresión para calcular el ancho del puntal en base a resultados experimentales de estructuras con la mampostería incorporada y es el pionero en utilizar la expresión propuesta por Stafford [1962,

⁶ Holmes; "Steel frames with brickwork and concrete infilling"; Proceedings of the Institution of Civil Engineers", London, Part 2, Vol 19; 1961; pp. 473-478.

1966] para el cálculo de una relación entre la rigidez de la mampostería y el pórtico de concreto λ^7 o rigidez equivalente:

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{1/4}$$

$$a = 0.16 \lambda^{-0.30} L$$

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

t : es el espesor de la mampostería

θ : es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

λ : Parámetro de rigidez equivalente

L : es la longitud de la diagonal equivalente

h : es la altura de la mampostería

a : Espesor de la mampostería

c) Modelo de Bazán y Meli (1980)

Este modelo basado en investigaciones experimentales, cambia la rigidez equivalente a una relación entre las propiedades de las columnas adyacentes y las propiedades de corte de la mampostería⁸.

⁷ Mainstone R., (1971), "On the stiffnesses and strengths of infilled frames", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV, 1971; pp. 57-90.

⁸ Bazán E., and Meli R.; "Seismic analysis of structures with masonry walls"; Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering; Istanbul, Turkey.; Vol. 5; 1980, pp. 633-640.

$$G_m = 0.4E_m$$

$$A_m = l_v \cdot t$$

$$\lambda = \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m}$$

Donde:

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

λ : Parámetro de rigidez equivalente

a : Espesor de la mampostería

ξ : Factor de relación de aspecto

$$0.9 \leq \lambda \leq 11$$

Si λ no está en el rango descrito se deben tomar los valores extremos a donde más se acerque.

$$a = (0.35 + 0.022\lambda)h$$

Este método solo se puede aplicar si:

$$0.75 \leq \varepsilon \leq 2.5$$

$$\varepsilon = \frac{l_v}{H}$$

Si esto no se cumple lo que recomienda el autor es estructurar mejor la mampostería.

d) Modelo de Hendry (1981)

Este autor propone una rigidez equivalente para las columnas y otro para las vigas, y propone unas expresiones en función de estas para el cálculo del ancho de la diagonal equivalente⁹.

$$\lambda_v = \left[\frac{E_m t \cdot \sin 2\theta}{4E_C I_{vig} h} \right]^{1/4} \quad \lambda_c = \left[\frac{E_m t \cdot \sin 2\theta}{4E_C I_{col} h} \right]^{1/4}$$

$$Z_v = \frac{2\pi}{\lambda_v} \quad Z_c = \frac{2\pi}{\lambda_c}$$

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{Z_v^2 + Z_c^2}$$

Donde:

Z_v : Longitud de contacto de la viga

Z_c : Longitud de contacto de la columna

λ_v : Parámetro de rigidez equivalente para la viga

λ_c : Parámetro de rigidez equivalente para la columna

I_{vga} : es el promedio del momento de inercia las vigas adyacentes

I_{col} : es el promedio del momento de inercia de las columnas adyacentes

a : Espesor de la mampostería

⁹ Hendry, A; "Structural brickwork"; Macmillan; Londres; 1981

e) Modelo de Liauw y Kwan (1984)

Estos autores proponen una expresión que solo es válida para muros con diagonales equivalentes con un ángulo θ entre 25° y 50° que a criterio de los autores son los más usados en la ingeniería¹⁰:

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \cdot \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{1/4}$$
$$a = \frac{0.95h \cos \theta}{\sqrt{\lambda * H}}$$

En los estudios se hicieron variando la relación h/l_v entre 1 y 1.5.

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

t : es el espesor de la mampostería

θ : es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

λ : Parámetro de rigidez equivalente

H : Altura total del pórtico

h : es la altura de la mampostería

a : Espesor de la mampostería

¹⁰ Liauw T., and Kwan K., (1984), "Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames", Computers & Structures, 18 (3), 1984; pp. 551-560.

f) Modelo de Decanini y Fantin (1986)

Estos autores basaron sus estudios a pórticos con mampostería bajo cargas laterales como la de sismo y viento, concluyeron que la mampostería cambia significativamente el comportamiento dinámico de los pórticos y que reduce la deriva de piso y por lo tanto los daños a los elementos estructurales y no estructurales.

Proponen expresiones para tener en cuenta la mampostería para los estados tanto cuando esta fisurada como cuando no lo está, utilizando la Figura 2¹¹.

$$\lambda = \left[\frac{E_m t \cdot \sin 2\theta}{4E_c I_{col} h} \right]^{1/4}$$

$$a = (a/L)L \text{ Ver la siguiente grafica:}$$

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

t : es el espesor de la mampostería

θ : es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

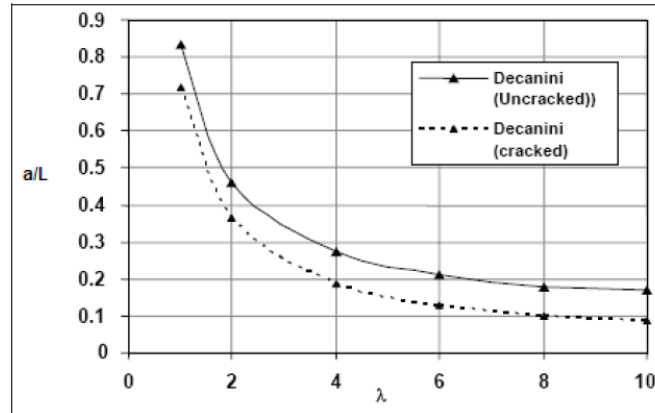
λ : Parámetro de rigidez equivalente

a : Espesor de la mampostería

h : es la altura de la mampostería

¹¹ Decanini L., y Fantin G.; "Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado limite" Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural; Buenos Aires; Vol 2; 1986; pp. 817-836.

Figura 2. Calculo relación a/L , modelo Decanini y Fantin



Fuente: Decanini L, Fantin G (1987) Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite, vol 2. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, pp 817–836

g) Modelo de Paulay y Priestley (1992)

Paulay y Priestley consideran que aunque los resultados experimentales han mostrado que el ancho efectivo de la diagonal equivalente dependen de la rigidez relativa entre el pórtico y la mampostería, de la curva esfuerzo-deformación de los materiales y el nivel de carga, sin embargo tomar un ancho efectivo alto sería más conservador para obtener un aumento alto en la rigidez de la estructura y una respuesta sísmica con potenciales daños mayores, por lo que proponen una expresión sencilla y conservadora ideal para el diseño¹².

$$a = \frac{L}{4}$$

¹² Paulay T., and Priestley M.; “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”; chapter 7; 1992; p. 584-588

Donde:

L : es la longitud de la diagonal equivalente

a : Espesor de la mampostería

h) Modelo de la FEMA¹³ (1997)

La agencia federal de manejo de emergencias conocida como FEMA por sus siglas en inglés, presenta en su guía para la rehabilitación sísmica de edificaciones (FEMA-273), unas expresiones para el cálculo de una diagonal equivalente para tener en cuenta la rigidez en el plano de la mampostería de relleno en el rango elástico, es decir antes de la figuración de la misma. Esta toma como espesor y módulo de elasticidad de la diagonal equivalente el mismo de la mampostería de relleno que este representa, y la altura mediante la siguiente expresión:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} * L \quad \lambda_1 = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{FE} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

t : es el espesor de la mampostería

θ : es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

λ : Parámetro de rigidez equivalente

¹³ FEMA-273; Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings; Chapter 7, Masonry systematic Rehabilitation; 1997; P. 18

a : Espesor de la mampostería

h : es la altura de la mampostería

i) Modelo de Crisafulli (1997)

Mantiene la expresión para calcular el factor de rigidez equivalente desarrollado por Mainstone y adopta del modelo de Hendry en la fórmula para calcular la longitud de contacto con la columna y relaciona estas ecuaciones para determinar el ancho de la diagonal equivalente, mediante la longitud equivalente de columna¹⁴.

$$Z_c = \frac{2\pi}{\lambda_c(\text{Crisafulli})}$$

$$h_z = \frac{Z_c}{2} \quad a = 2h_z \sin \theta$$

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

t : es el espesor de la mampostería

θ : es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

λ : Parámetro de rigidez equivalente

a : Espesor de la mampostería

h_z : es la altura en que se conecta el puntal con la columna

¹⁴ Crisafulli F.; Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills [PhD thesis]; University of Canterbury; Christchurch, New Zealand; 1997; 404 p.

3 METODOLOGÍA

A fin de evidenciar los efectos de los muros de mampostería de relleno sobre la respuesta sísmica de estructuras aporticadas de concreto reforzado, se realizarán algunos modelos de pórticos, unos en 2D y en 3D, con los cuales se pretende comparar las diferencias en el comportamiento de las estructuras al modelar la mampostería y al no hacerlo.

A continuación, se hace una descripción más detallada de la metodología empleada:

1. Se describieron dos formas para el modelamiento de los puntales diagonales en pórticos de concreto mediante el software SAP 2000.
2. Se hicieron 8 modelos de puntal diagonal y 8 de elementos finitos. Para cada uno de los 8 modelos utilizando el método del puntal diagonal equivalente, se realizaron 9 modelos de puntales, uno por cada uno de los autores que propone una metodología para hallar el espesor del puntal. Posteriormente, se compararon los resultados para cada autor, con los resultados obtenidos del método de los elementos finitos en cada uno de los modelos.

De los resultados obtenidos en cada uno de los 8 modelos se seleccionaron 3 modelos de los autores del puntal diagonal equivalente cuyos resultados fueran los más cercanos a los resultados de los modelos de elementos finitos. De los modelos escogidos se indagó por qué esos modelos representan mejor el comportamiento de los muros de mampostería, teniendo en cuenta los parámetros que usa cada modelo en sus ecuaciones para hallar el espesor del puntal y se escogió 1 de esos tres modelos

3. Una vez escogido el modelo del puntal diagonal equivalente más representativo del comportamiento de los muros, se realizaron varios modelos incluyendo la mampostería por medio del método del puntal diagonal equivalente escogido, a fin de analizar la influencia de los muros sobre el comportamiento de los pórticos. Para esto se propuso una estructura con una arquitectura típica en el país, y se realizaron dos modelos estructurales; en uno se incluyó la mampostería, con puntales diagonales equivalente; en el otro modelo, no se incluyó la mampostería y se compararon los resultados.

Los parámetros comparados entre los dos modelos fueron, sus desplazamientos y los esfuerzos en sus elementos.

4. Posteriormente se realizó un análisis más detallado de los efectos de la interacción de los muros de mampostería de relleno, sobre los pórticos de concreto, de estos se destacan el efecto de columna corta, el efecto de piso débil y el efecto de torsión. El análisis de cada efecto consistió en considerar un pórtico o una estructura en la que se incluía la mampostería y el mismo pórtico o estructura al no incluir dicha mampostería para evidencia si el efecto en análisis aparecía como consecuencia de incluir la mampostería en la estructura.
5. Escogido el mejor autor del método de puntal diagonal, se utiliza este para comprobar fenómenos presentados durante los sismos por no tener en cuenta la interacción de los muros de relleno en los modelos y al construirlos no se deja una separación adecuada entre estos y los pórticos de concreto. Entre estos fenómenos están el de columna cautiva o columna corta, piso débil y problemas de torsión. Para este estudio se utiliza un pórtico de concreto regular esquinero, de 3 pisos, donde el primer piso será de locales comerciales, y el segundo y tercer piso serán de apartamentos.

4 FORMAS DE MODELAR MUROS DE MAMPOSTERÍA DE RELLENO USANDO PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE MEDIANTE EL SOFTWARE SAP 2000

Se plantean dos opciones para representar la correcta interacción bidireccional entre el pórtico y el puntal diagonal equivalente.

4.1 OPCIÓN 1: A TRAVÉS DE LOS FACTORES DE LA SECCIÓN:

Esta opción plantea el uso de dos puntales diagonales equivalentes, que representen el comportamiento de un puntal diagonal equivalente como lo plantean los diversos autores, esto se logra con la ayuda del software SAP 2000, modificando los factores de modificación de la sección de los puntales diagonales.

A continuación, se dará a conocer la demostración del comportamiento lineal de los pórticos utilizando el software SAP 2000, esta linealidad implica que el comportamiento a compresión y a tracción de los elementos tipo FRAME en el software sea igual, para esto se propone el siguiente ejemplo:

Se plantea estudiar dos pórticos de iguales dimensiones, uno en el que el puntal trabajó a compresión y otro en el que el puntal trabajó a tracción y comparar que los desplazamientos y las fuerzas axiales del puntal no presenten alguna variación.

Figura 3 Pórtico y parámetros en SAP 2000

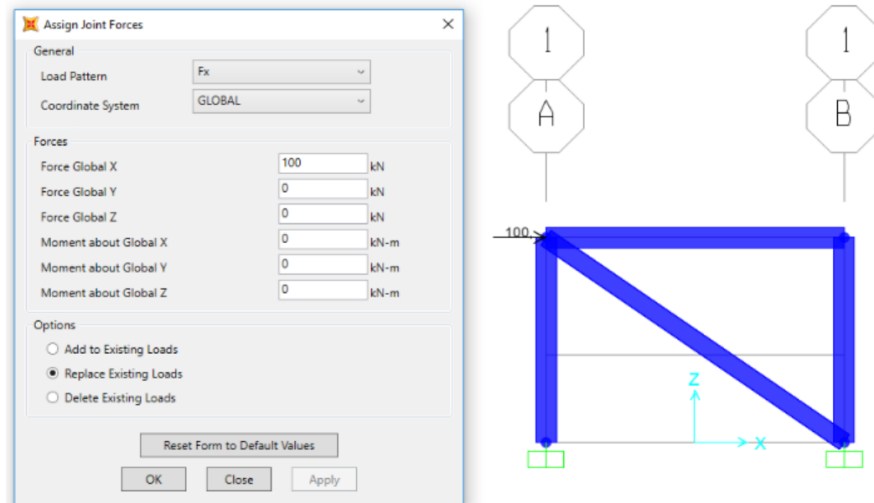
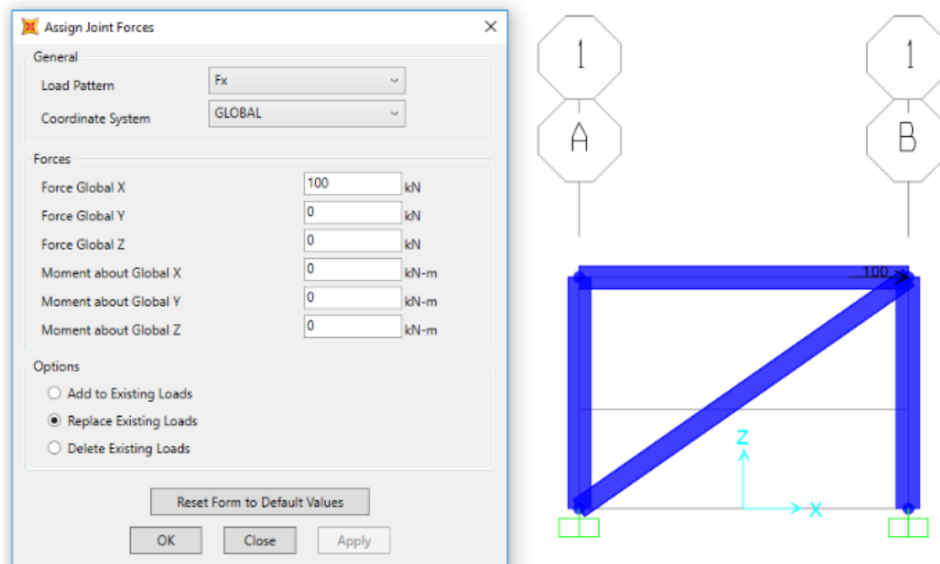


Figura 4 Pórtico y parámetros en SAP 2000



a) Resultados

Figura 5 Desplazamiento del pórtico con diagonal en compresión

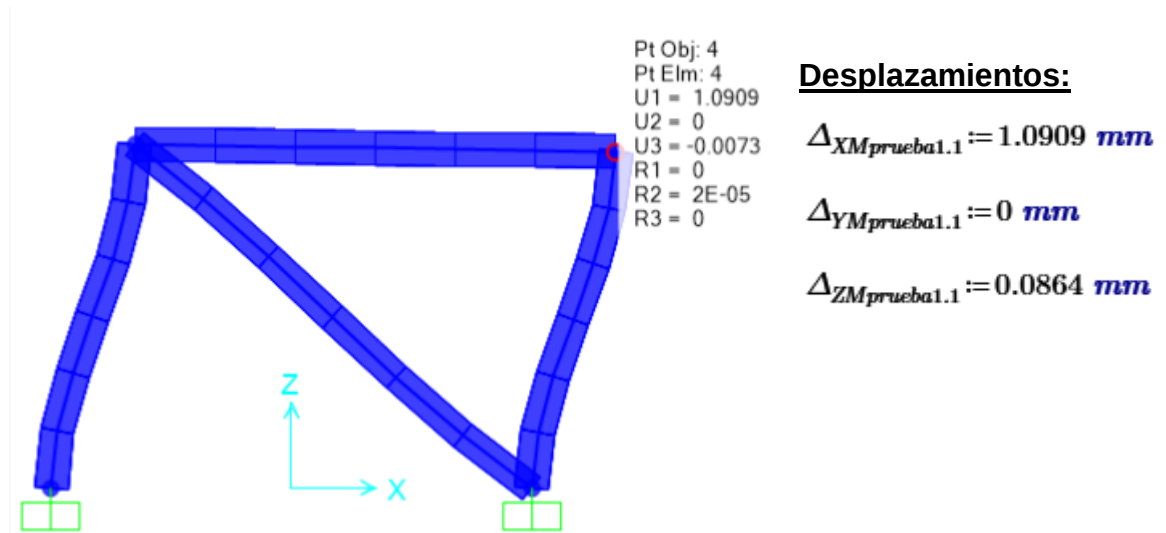


Figura 6 Pórtico con diagonal en tracción

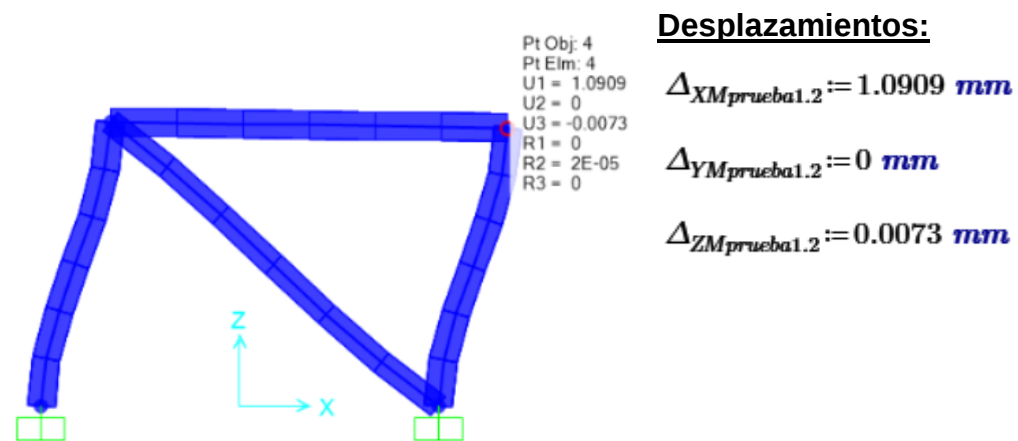
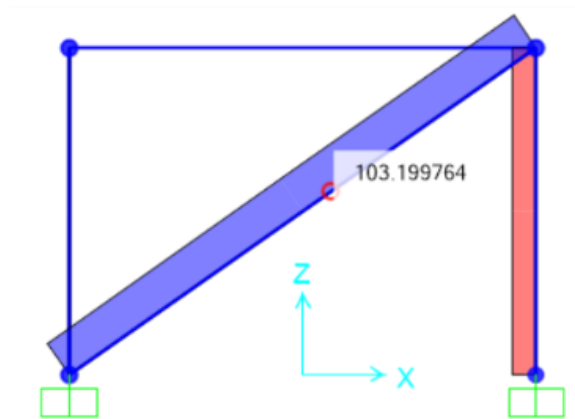


Figura 7 Axial en pórtico con diagonal en tracción

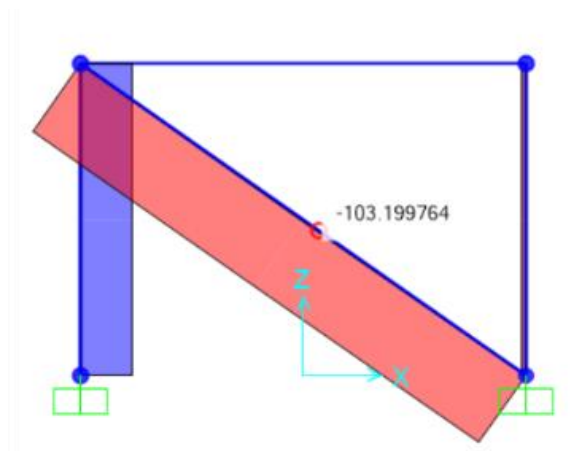


Axial:

$$F_{Axial.prueba1.1} := 103.199 \text{ kN}$$

Tracción

Figura 8 Axial en pórtico con diagonal en compresión



Axial:

$$F_{Axial.prueba1.2} := 103.199 \text{ kN}$$

Compresión

Al comparar que los desplazamientos y las fuerzas axiales de los puntales en los dos modelos, se evidencia que no presentan variación alguna entre ellos, por este motivo se concluye que el software SAP 2000 realiza análisis estáticos lineales, esto

quiere decir que para el software la rigidez a tracción y compresión son iguales para secciones de iguales dimensiones e igual material.

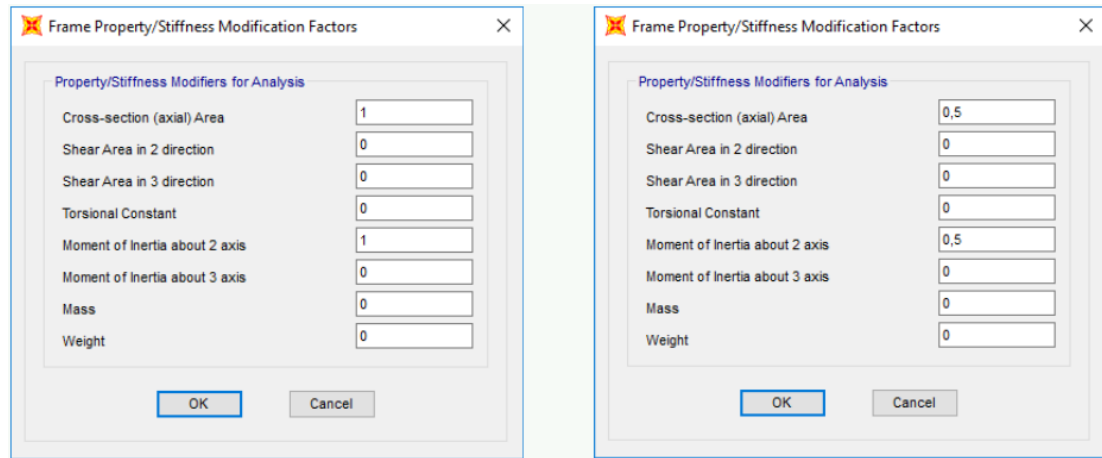
b) Comparación entre el uso de 1 puntal y doble puntal diagonal equivalente utilizando la opción 1: utilizando los factores de modificación para representar el comportamiento de los muros

Como se mencionó anteriormente el software SAP 2000 tiene el mismo comportamiento para los elementos tanto a tracción como a compresión, es por esta razón que es válido el uso de dos puntales para la representación del comportamiento de los muros, teniendo así un puntal que trabaje compresión y otro que trabaje a tracción.

Se plantea comparar el pórtico que se describió en el punto anterior, con otro pórtico de las mismas características geométricas, pero representando los muros con dos puntales diagonales equivalentes.

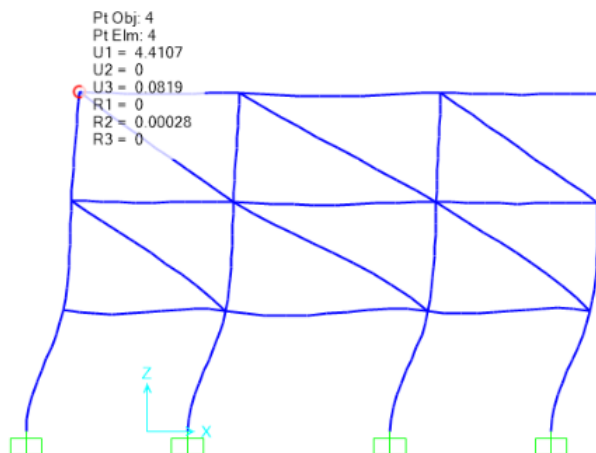
Dado que la intención es conocer la influencia del puntal en la respuesta dinámica del pórtico, es decir su aporte de rigidez, para tal fin se modificarán las propiedades de la sección del puntal, a través de los factores de modificación. a continuación, se muestra las modificaciones que se hicieron en el software:

Figura 9 Factores de modificación en SAP 2000



Se aplicó una fuerza horizontal en el último piso en la dirección X en los dos modelos, los desplazamientos obtenidos fueron los siguientes:

Figura 10 Desplazamiento en modelo con un puntal



Portico 4: un puntal

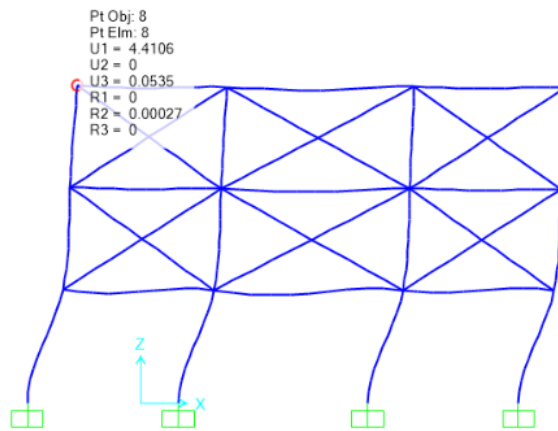
Desplazamientos:

$$\Delta_{XM} := 4.4107 \text{ mm}$$

$$\Delta_{YM} := 0 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ZM} := 0.0819 \text{ mm}$$

Figura 11 Desplazamiento en modelo con doble puntal



Pórtico 4: doble puntal

Desplazamientos:

$$\Delta_{XM} := 4.4106 \text{ mm}$$

$$\Delta_{YM} := 0 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ZM} := 0.0535 \text{ mm}$$

4.2 OPCION 2: TENSIÓN/COMPRESSION LIMITS:

Esta metodología plantea limitar el comportamiento a tracción del puntal diagonal a través de la herramienta tension/compression limits del software SAP 2000, permitiendo tener dos puntales diagonales en un mismo vano (una para cada dirección), pero que estos solo aporten rigidez cuando son sometidos a compresión. de tal modo que se pueda realizar un análisis bidireccional utilizando el método del puntal diagonal equivalente como lo plantean los diversos autores.

Cabe resaltar que esta metodología solo se puede aplicar para cargas de tipo no lineal, debido a que el software SAP 2000, limita el uso de la herramienta tension/compression limits para este caso de carga.

Figura 12 Load case SAP 2000

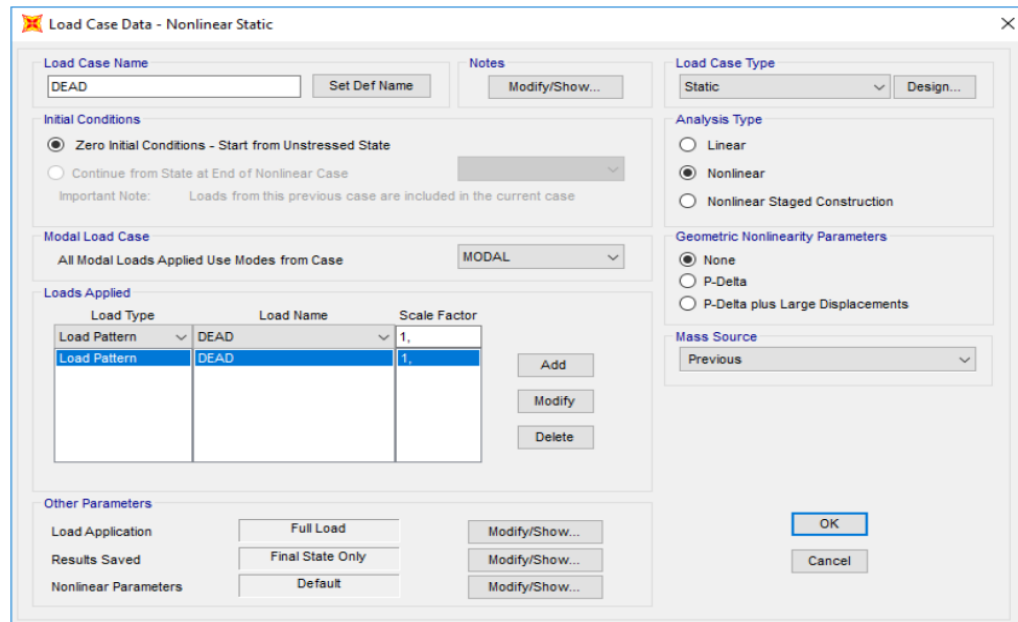


Figura 13 Limitación de la tensión/compresión

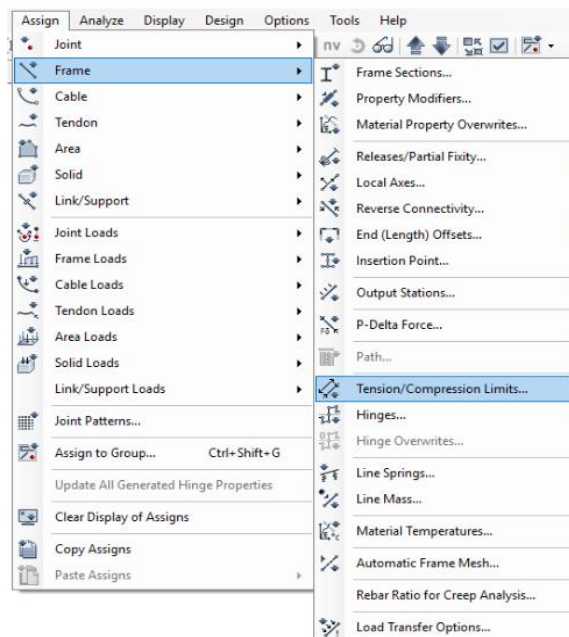
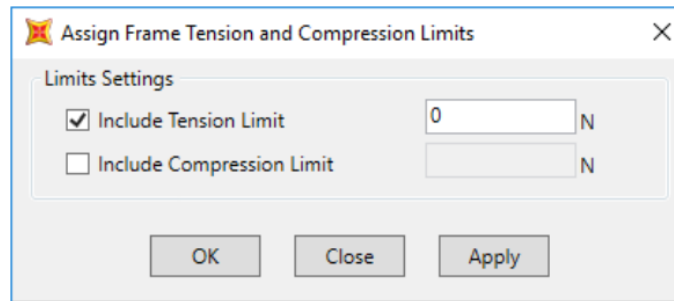
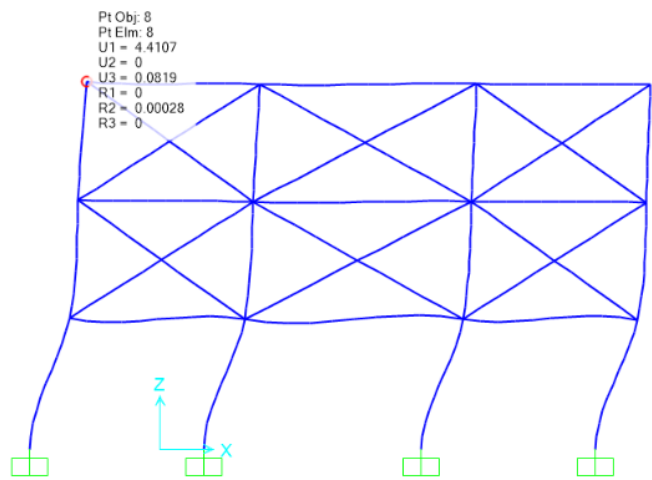


Figura 14 Limitación de la tensión/compresión



a) Resultados

Figura 15 Desplazamiento en modelo con doble puntal



Pórtico 4 : doble puntal

Desplazamientos:

$$\Delta_{XM} := 4.4107 \text{ mm}$$

$$\Delta_{YM} := 0 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ZM} := 0.0819 \text{ mm}$$

Se evidencia que los resultados obtenidos por las dos opciones son iguales, por tal razón se

puede emplear cualquiera de ellos para la representación entre mampostería.

5 SELECCIÓN DEL METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE

Se realizaron diferentes tipos de modelos de pórticos con mampostería de relleno, a fin de tener una muestra representativa de las posibles distribuciones arquitectónicas en una estructura del país. Los tipos de pórticos analizados, van desde pórticos en 2D hasta pórticos en 3D, algunos son de 1 nivel y de una luz, llegando a tener pórticos de 3 niveles y tres luces, de diferentes luces y de diferentes alturas, para escoger el método más apropiado.

A continuación, se describe los materiales de los modelos estructurales, es importante resaltar que estos materiales van a ser usados en todos los modelos del presente documento:

5.1 MATERIALES

- Concreto:

Resistencia a la compresión f'_{cc} :

$$f'_{cc} = 28 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidad E_c :

$$E_c = 24870 \text{ MPa}$$

- Mortero:

Resistencia a la compresión del mortero de pega (f'_{cp})

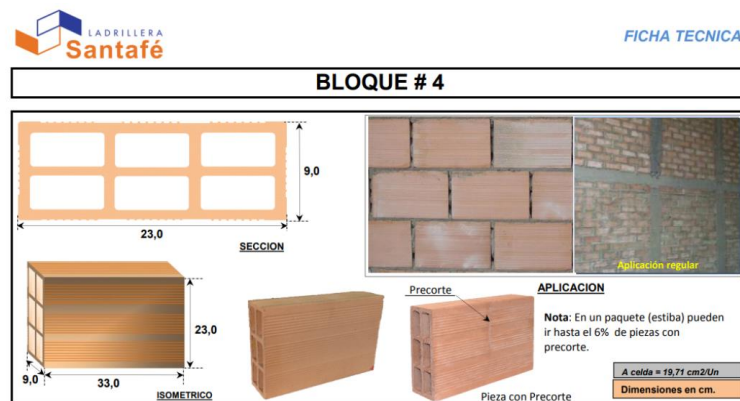
$f'_{cp} := 7.5 \text{ MPa}$ Mortero tipo N, NSR 10 E.3.3.1 Tabla D.3.4-1

- Unidad de mampostería:

En nuestra región es muy común el uso de mampostería en arcilla de perforación horizontal para los muros divisorios internos y de fachada en los sistemas aporticados, por tal motivo se escogió este tipo de mampostería para los análisis realizados en este trabajo. Recordando que se debe cumplir con lo especificado en la norma NTC 4205 — Unidades de mampostería de arcilla cocida (ladrillos y bloques)¹⁵.

A continuación en la Figura 16 y Figura 17 se muestra la Ficha técnica de la unidad de mampostería utilizada para todos los modelos de análisis con mampostería del presente documento:

Figura 16. Geometría del bloque #4 de la Ladrillera Santafé.



Fuente: Catalogo ladrillera Santafé

¹⁵ Norma Técnica Colombiana. ICONTEC Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. NTC 4205.

Figura 17 ficha técnica de la mampostería

ESPECIFICACIONES TECNICAS			
Dimensiones	Largo	Ancho	Alto
	33,0 cm	9,0 cm	23,0 cm
Tolerancia Dimensional	± 6 mm	± 3 mm	± 6 mm
Color	TERRACOTA CLARO (Según muestras)	El color varía dentro de una gama similar a la que se observa en la foto de aplicación	
Textura	ESTRIADO POR SUS CUATRO (4) CARAS		
Paredes y Perimetrales	± 10,0 mm	Tabiques	± 8,5 mm
Peso / Unidad	5,7 kg. (Aprox.)		
Rendimiento con dilatación de 1cm	12,25 Unidades/m2		
Peso / m2	69,83 Kg/m2 de muro		
Aplicación	Muros Divisorios		
Clasificación	Tipo PH	Unidad de Mampostería de Perforación Horizontal	
	Promedio 5 Unidades	Individual	
Resistencia a la compresión (Mínima)	3,0 MPa (30 Kgf/cm2)	2,0 MPa (20 Kgf/cm2)	
Absorción de Agua (Máxima)	13%	14%	
Normas Aplicadas	ICONTEC	NTC 4205-2	
	AIS	NSR 10	
	ASTM	C56, C212, C216	
Recomendaciones de Almacenamiento: Se recomienda que las piezas de arcilla se almacenen en obra en un sitio plano, seco, aislado del terreno, y protegido de la escorrentía, las zonas de escombros, el almacenamiento de arenas y sitios de preparación de mezclas de mortero y concreto.			
Recomendaciones de Diseño e Instalación: En la aplicación como muros divisorios se deben cumplir los requisitos de la NSR10 Capítulo A.9 Elementos No Estructurales , en su diseño y anclaje a la estructura. El diseño comprende columnetas y viguetas, similar a una mampostería confinada. Seguir recomendaciones del "Manual de Diseño - Muros divisorios y de fachada en mampostería según normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente" de Santafé. Durante la construcción se procurará mantener el muro lo más limpio posible, esto facilitará la limpieza posterior. Para una correcta y eficiente aplicación seguir las instrucciones de SANTAFÉ .			
Recomendaciones de lavado: Generalmente los muros divisorios contruidos con estas piezas llevan algún tipo de acabado, por lo que no se acostumbra el lavado. De ser necesario se deben seguir las recomendaciones del Manual de Lavado de SANTAFÉ . El muro deberá estar seco. No usar Ácido Muriático . Para la aplicación de la solución de lavado, previamente se deben retirar los excesos de mortero y polvo, y pre humedecer el muro (esto evita la penetración del ácido en la pieza de arcilla). Después de refregar el muro con la solución de lavado, esta se debe retirar con abundante agua.			
	Vs. Bs. OPERACIONES	Vs. Bs. CALIDAD	Vs. Bs. COMERCIAL
PREPARO: Área Técnica Comercial			
REVISO:			
FECHA: Enero de 2.017			

Fuente: Catalogo ladrillera Santafé

Dimensiones de la unidad de mampostería:

Largo de la unidad de mampostería:

$$b = 33 \text{ cm}$$

Alto de la unidad de mampostería

$$h = 23 \text{ cm}$$

Espesor de la unidad de mampostería

$$t = 9 \text{ cm}$$

Factor de corrección por absorción de la unidad

$$k_p := 0.8 \quad [\text{NSR 10 (Capítulo D.3)}]$$

Resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre área neta (f'_{cu})

$$f'_{cu} := 3 \text{ MPa} \quad \text{D.10.3.2.1}$$

Peso específico de la unidad de mampostería γ_p

$$V_p := b \cdot t \cdot h = 6831 \text{ cm}^3$$

Peso de la unidad de mampostería W_p

$$W_p := 5.7 \text{ kgf}$$

Peso específico de la unidad de mampostería γ_p

$$\gamma_p := \frac{W_p}{V_p} = 8.183 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$R_m = \left(\frac{2 \cdot h}{75 + 3 h} \right) \cdot f'_{cu} + \left(\frac{50 \cdot k_p}{75 + 3 h} \right) \cdot f'_{cp} \quad ; \quad \text{debe ser menor que } 0.85 \cdot f'_{cu} \quad (\text{D.3.7-1})$$

Donde:

f'_{cu} : Resistencia especificada a la compresión de la unidad de mampostería medida sobre el área neta.

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

h : altura de la unidad de mampostería.

k_p : factor de corrección por absorción de la unidad

- 1.4 para unidades de concreto
- 0.8 para unidades de arcilla

$$R_m := \begin{cases} \left(\frac{2 \cdot h}{75 + 3 \cdot h} \right) \cdot f'_{cu} + \left(\frac{50 \cdot k_p}{75 + 3 \cdot h} \right) \cdot f'_{cp} \leq 0.8 \cdot f'_{cu} \\ \left(\frac{2 \cdot h}{75 + 3 \cdot h} \right) \cdot f'_{cu} + \left(\frac{50 \cdot k_p}{75 + 3 \cdot h} \right) \cdot f'_{cp} \\ \text{else} \\ 0.8 \cdot f'_{cu} \end{cases} = 2.4 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal a la compresión de la mampostería MPa (f'_m):

$$f'_m := 0.75 \cdot R_m = 1.8 \text{ MPa} \quad (\text{D.3.7-2})$$

Módulo de elasticidad de la mampostería (E_m):

$$E_m := 750 \cdot f'_m = 1350 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-3})$$

Módulo de cortante G_m :

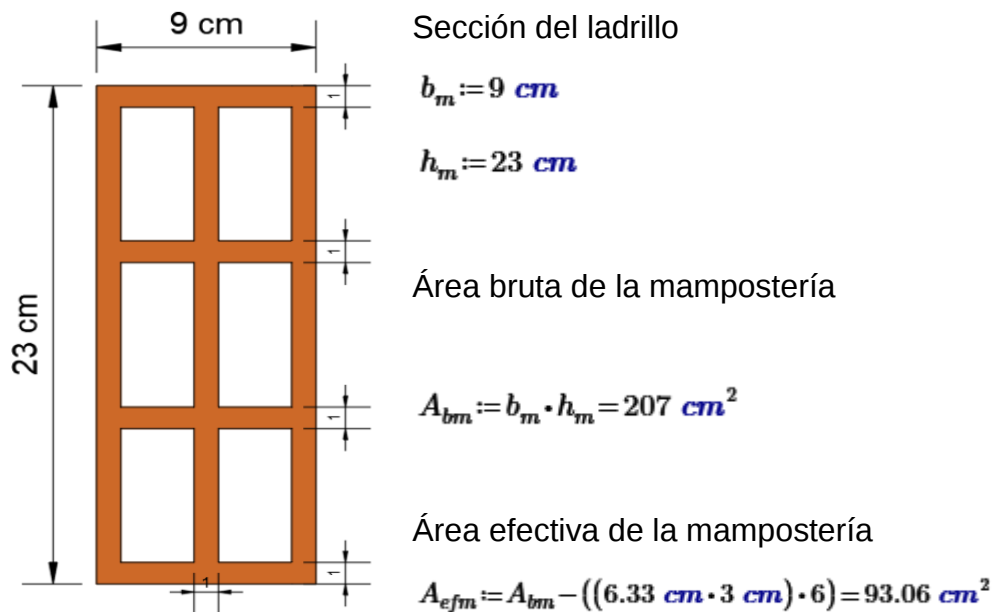
$$G_m := 0.4 \cdot E_m = 540 \text{ MPa} \quad (\text{D.5.2-5})$$

5.2 ESPESOR EFECTIVO DE LA MAMPOSTERÍA

Para el modelamiento de la mampostería como elemento tipo Shell, se debe tener en cuenta que la mampostería que es objeto de análisis es de arcilla de perforación horizontal, por tal motivo no toda su sección transversal está trabajando por lo que es necesario calcular un espesor efectivo, para su correcta utilización en el software ya que esta toma la mampostería como si fuera rellena.

A continuación, se muestra el cálculo del espesor efectivo para la mampostería de arcilla de perforación horizontal:

Figura 18 Sección transversal de la unidad de mampostería



Fuente: Catalogo ladrillera Santafé

Momento de inercia en X:

$$I_x := \left(\left(\frac{1}{12} (1 \text{ cm} \cdot (23 \text{ cm})^3) + 23 \text{ cm}^2 \cdot (0 \text{ cm})^2 \right) \cdot 3 \right) + \left(\left(\frac{1}{12} (3 \text{ cm} \cdot 1 \text{ cm}^3) + 3 \text{ cm}^2 \cdot (11 \text{ cm})^2 \right) \cdot 4 \right) + \left(\left(\frac{1}{12} (3 \text{ cm} \cdot (1 \text{ cm})^3) + 3 \text{ cm}^2 \cdot (3.84 \text{ cm})^2 \right) \cdot 4 \right) = 4672.697 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia en Y:

$$I_y := \left(\left(\frac{1}{12} (23 \text{ cm} \cdot (1 \text{ cm})^3) + 23 \text{ cm}^2 \cdot (4 \text{ cm})^2 \right) \cdot 2 \right) + \left(\frac{1}{12} (23 \text{ cm} \cdot (1 \text{ cm})^3) + 23 \text{ cm}^2 \cdot (0 \text{ cm})^2 \right) + \left(\left(\frac{1}{12} (1 \text{ cm} \cdot (3 \text{ cm})^3) + 3 \text{ cm}^2 \cdot (2 \text{ cm})^2 \right) \cdot 8 \right) = 855.75 \text{ cm}^4$$

Lo que se busca al realizar el espesor efectivo de la mampostería es obtener un espesor de muro que tenga el mismo momento de inercia en el sentido más fuerte que es el paralelo al plano del muro. Para tal fin, se relaciona el espesor efectivo que se desea hallar con el momento de inercia de la sección trasversal efectiva de

la mampostería, a fin de que este parámetro no sea modificado y el espesor efectivo calculado permita que la sección tenga la misma inercia que la sección real de la mampostería.

$$A_{efm} = 93.06 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{efm} = b_{efm} \cdot h_m \quad ; \quad h_m = \frac{A_{efm}}{b_{efm}} \quad ;$$

$$I_X = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \quad ; \quad I_X = \frac{1}{12} \cdot b_{efm} \cdot h_m^3 \quad ; \quad I_X = \frac{1}{12} \cdot b_{efm} \cdot \left(\frac{A_{efm}}{b_{efm}} \right)^3 \quad ; \quad I_X = \frac{1}{12} \cdot \frac{A_{efm}^3}{b_{efm}^2}$$

Con este espesor se procede a modelar los muros de mampostería, a través de

$$b_{efm}^2 = \frac{1}{12} \cdot \frac{A_{efm}^3}{I_X} \quad ; \quad b_{efm} = \sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{A_{efm}^3}{I_X}} \quad ; \quad b_{efm} = \sqrt{\frac{1}{12} \cdot \frac{A_{efm}^3}{I_X}} = 3.791 \text{ cm}$$

elementos tipo Shell en el

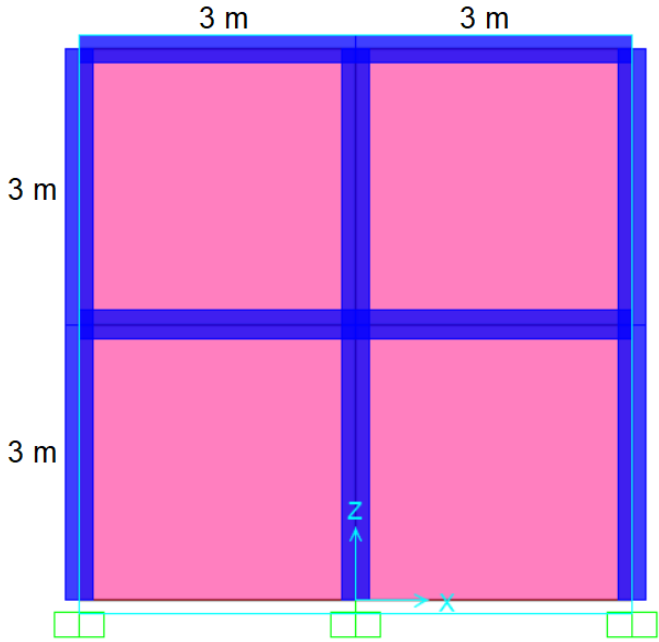
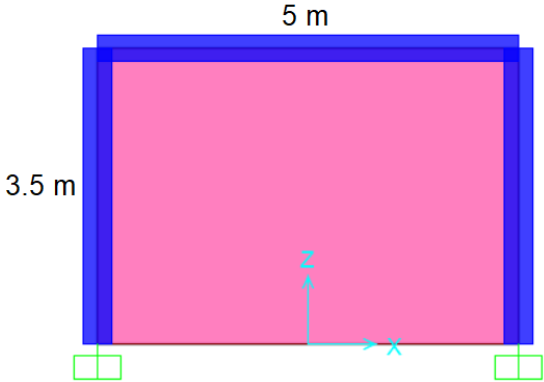
software SAP 2000 en los diferentes modelos utilizados en este trabajo.

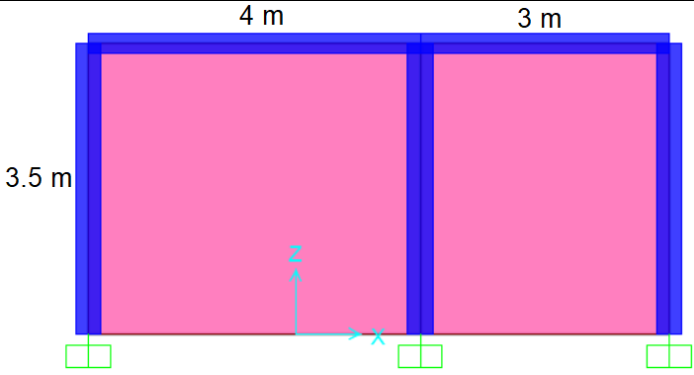
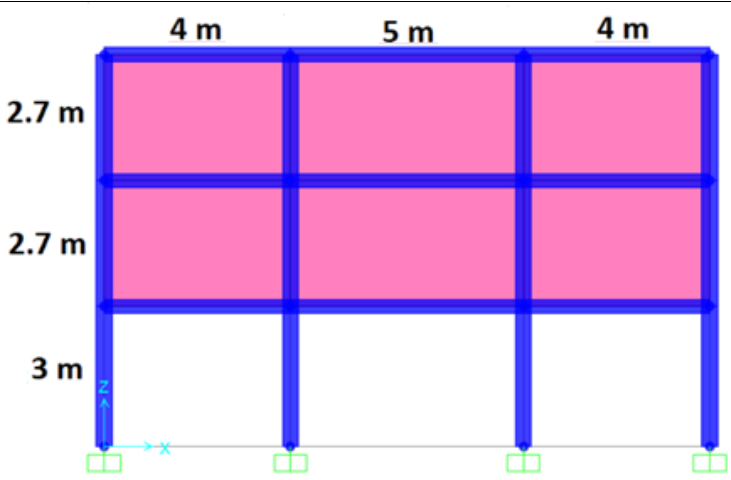
5.3 DESCRIPCION DE LAS TIPOLOGIAS DE PORTICOS

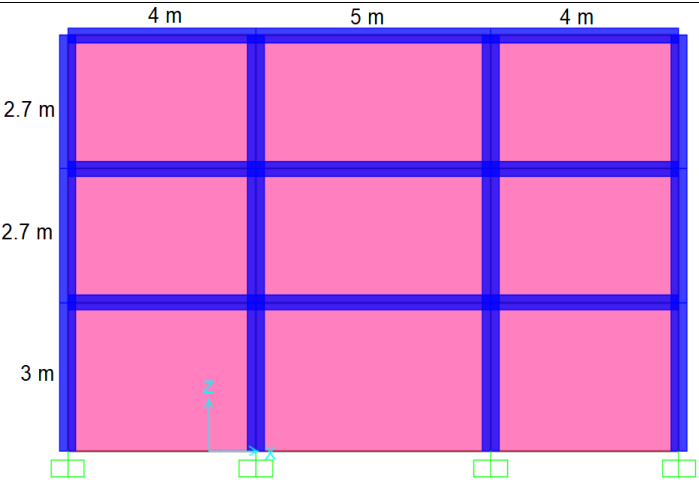
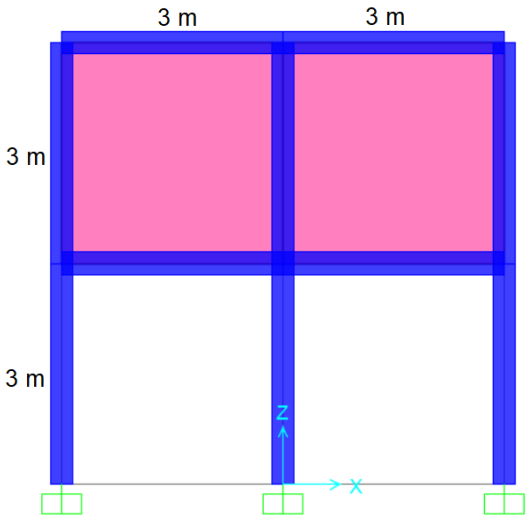
Se realizaron diferentes tipos de modelos de pórticos con mampostería de relleno, a fin de tener una muestra representativa de las posibles distribuciones arquitectónicas en una estructura. Los tipos de pórticos analizados, van desde pórticos en 2D hasta pórticos en 3D, algunos son de 1 nivel y de una luz, llegando a tener pórticos de 3 niveles y tres luces, de diferentes luces y de diferentes alturas, para escoger el método de puntal diagonal equivalente mas adecuado.

A continuación en la Tabla 1, se describe la geometría de los pórticos utilizados en la selección del puntal equivalente, todos estos pórticos serán de concreto reforzado, y los muros de mampostería de arcilla, materiales que se describieron al comienzo del capítulo:

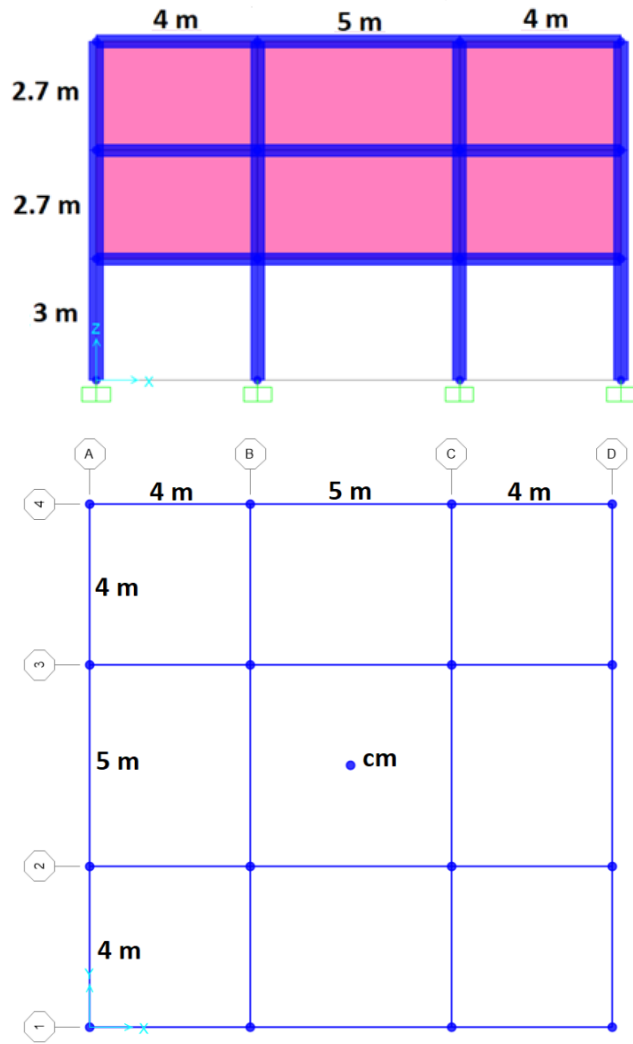
Tabla 1. Tipologías de pórticos utilizados para escoger el método de puntal más adecuado.

PORTICO 1	 Vigas de 25x30 cm Columnas de 30x30 cm	Descripción: Pórtico en 2D, de 2 luces y 2 niveles; de H= 3 m y L= 3
PORTICO 2	 Vigas de 25x30 cm Columnas de 30x35 cm	Descripción: Pórtico en 2 D, de 1 luz y 1 nivel; H= 3,5 m y L= 5 m

PORTICO 3	 Vigas de 25x25 cm Columnas de 25x30 cm	Descripción: Pórtico en 2 D, de 2 luces desiguales y de 1 nivel, H= 3,5 m y L= 4 m y 3 m
PORTICO 4	 Vigas de 30x30 cm Columnas de 35x35 cm	Descripción: Pórtico en 2 D de 3 luces desiguales y de 3 nivel, es H= 3 m y 2,7 m L= 4 m y 5 m (parcialmente relleno)

PORTICO 5	 Vigas de 30x30 cm Columnas 35x35 cm	
PORTICO 6	 Vigas de 30x30 cm Columnas de 35x35 cm	Descripción: Pórtico en 2 D de 3 luces desiguales y de 3 niveles, H= 3 m y 2,7 m L= 4 m y 5 m (totalmente relleno)

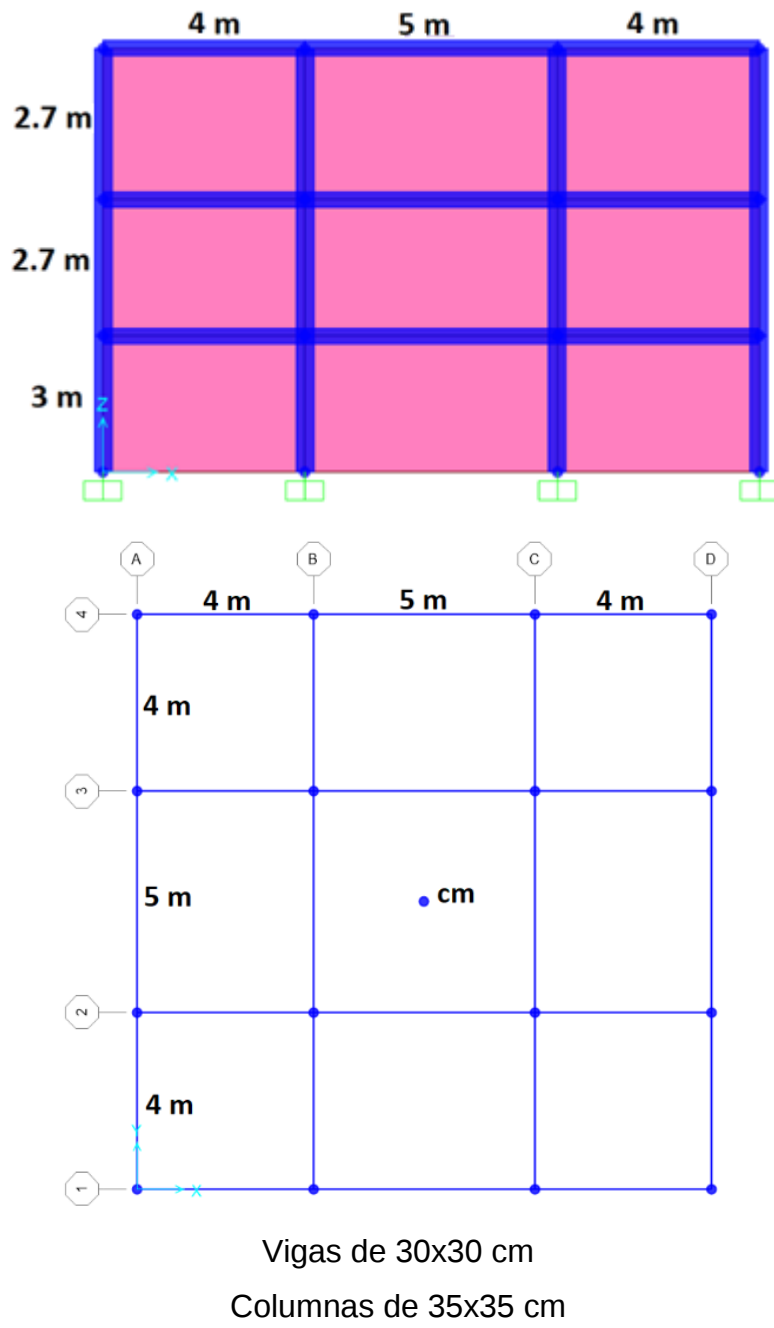
PORTICO 7



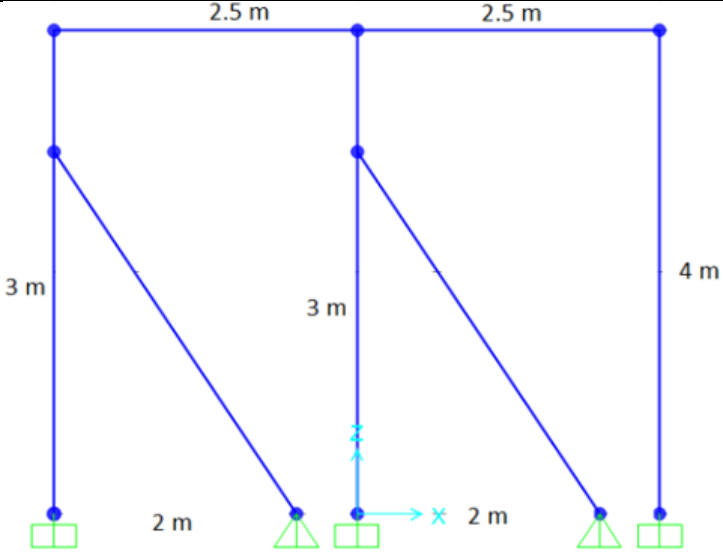
Vigas de 30x30 cm
Columnas de 35x35

Descripción: Pórtico en 2 D de 2 luces iguales y de 2 nivel, $H=3\text{ m}$, $L=3\text{ m}$ parcialmente relleno)

PORTICO 8



Descripción: Pórtico en 3 D de 3 luces desiguales y de 3 niveles, H= 3 m y 2,7 m L= 4 m y 5 m parcialmente relleno)

PORTICO 9	 Vigas de 30x30 cm Columnas de 35x35 cm	Descripción: Pórtico en 3 D de 3 luces iguales y de 3 niveles, H= 3 m y 2,7 m L= 4 m y 5 m totalmente relleno)
--	--	--

5.4 CALCULOS TIPO

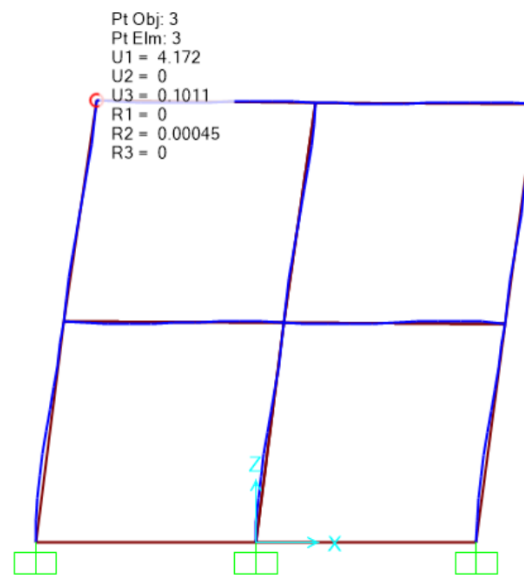
A continuación, se presenta con el pórtico 1, la metodología empleada y que se aplicó a todos los pórticos por igual, a todos los pórticos se les aplica una carga puntual de 100 KN y en el último piso para el cálculo de las deformaciones y la rigidez:

a) Aplicando Elementos Finitos:

Durante la realización de los modelos en el software para la simulación del comportamiento de los pórticos de concreto cuando están rellenos de mampostería, el software asume conexión entre los elementos tipo FRAME y los tipos Shell donde hay nodos, por esta razón los resultados son más exactos cuando se le hacen más

divisiones al elemento tipo Shell por la metodología de elementos finitos en el SAP 2000.

Figura 19 Desplazamientos del pórtico 1, muros modelados con Shell



Para este modelo, se realizaron 12 variaciones, en los cuales se le realizaban diferentes discretizaciones de los muros para encontrar la rigidez optima del pórtico 1.

Los resultados de estas discretizaciones se muestran a continuación en la Tabla 2:

Tabla 2 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 1

Portico 1: Muros modelados por elementos finitos				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	4,1712	100	23,9739
finito 2	2	4,0585	100	24,6396
finito 3	3	4,0308	100	24,8090
Finito 4	4	4,0295	100	24,8170
Finito 5	5	4,0305	100	24,8108
Finito 6	6	4,0334	100	24,7930
Finito 7	7	4,0368	100	24,7721
Finito 8	8	4,0392	100	24,7574
Finito 9	9	4,0413	100	24,7445
Finito 10	10	4,0431	100	24,7335
Finito 11	11	4,0446	100	24,7243
Finito 12	12	4,046	100	24,7158

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 1 fue de:

$$R_{EFM1_{0,0}} := 24.716 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Ya que como se puede observar desde 6 divisiones la variación en la rigidez fue mínima, y no se justifica hacer un mayor número de divisiones ya que se va tener un mayor gasto computacional y el nivel de precisión que se tiene ya es aceptable.

A continuación en la Figura 20 se muestra el comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 20 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 1, muros modelados como Shell



Una vez encontrada la rigidez del pórtico por el método de los elementos finitos, se procede a realizar el análisis del mismo pórtico, pero esta vez idealizando los muros de relleno con puntales diagonales equivalentes:

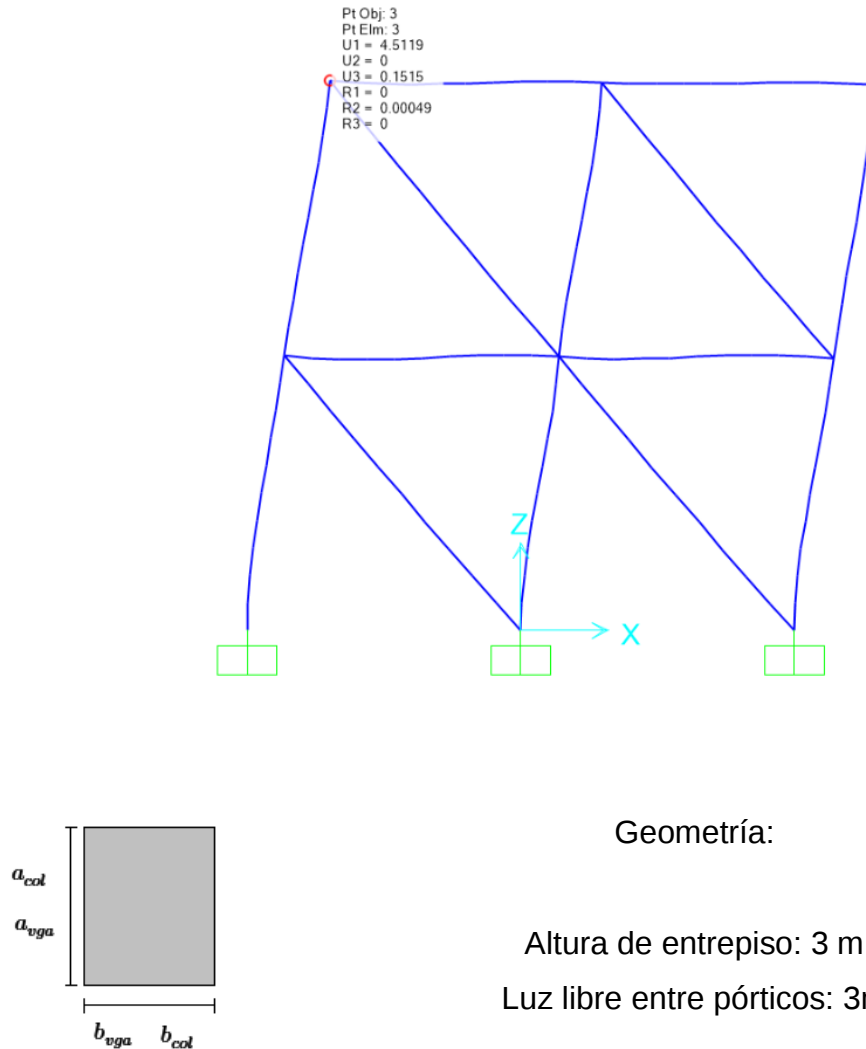
Para la metodología del puntal diagonal equivalente se presentan 9 autores diferentes para el cálculo del espesor del puntal:

b) Aplicación del método del Puntal diagonal equivalente

La metodología del puntal diagonal equivalente consiste en un modelo de diagonales con el que se pretende representar el comportamiento de los muros de mampostería a través de puntales diagonales que van a trabajar a compresión y así

de esta manera tener en cuenta el aporte de rigidez que estos muros tienen cuando no se aíslan de los pórticos de concreto.

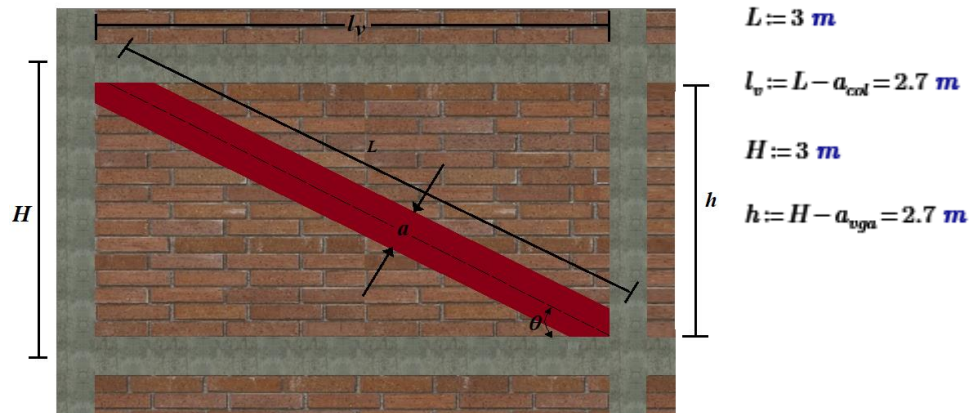
Figura 21 Desplazamientos del pórtico 1 con puntal equivalente



El ancho equivalente del puntal, normalmente varía entre el 10% y el 25% de la longitud de la diagonal, como lo determino stanfford smith en 1962 en base a varios experimentos y estudios analíticos, pero existen varias expresiones empíricas de varios autores para determinar el valor del ancho equivalente.

Dimensiones del pórtico:

Figura 22. Nomenclatura puntal diagonal



I. Modelo de Holmes (1961)

$$L := \sqrt{l_v^2 + h^2} = 3.818 \text{ m}$$

$$a_{HolmesM1} := \frac{L}{3} = 1.273 \text{ m}$$

Donde:

- L es la longitud de la diagonal equivalente
- l_v es la luz libre de la viga
- h es la altura de la mampostería

II. Modelo de Mainstone (1971)

$$\lambda = \left(\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{col} \cdot I_{col} \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Donde:

E_m : Modulo de elasticidad de la mampostería

$$E_m = (1.35 \cdot 10^3) \text{ MPa}$$

t : es el espesor de la mampostería

$$t = 0.09 \text{ m}$$

θ : Es el ángulo cuya tangente viene dada por la relación $\frac{h}{l_v}$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{h}{l_v}\right) = 0.785 \quad \theta = 45^\circ$$

E_c : es el módulo de elasticidad de las columnas

I_{col} : es el momento de inercia de las columnas adyacentes

$$I_{col} := \frac{1}{12} \cdot b_{col} \cdot a_{col}^3 = 675000000 \text{ mm}^4$$

I_{vga} : es el momento de inercia de la viga

$$I_{vga} := \frac{1}{12} \cdot b_{vga} \cdot a_{vga}^3 = 562500000 \text{ mm}^4$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Mainstone} := \left(\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{col} \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot \text{m} = 9.048 \cdot 10^{-1}$$

$$a_{MainstoneM1} := 0.16 \cdot \lambda_{Mainstone}^{-0.30} \cdot L = 0.63 \text{ m}$$

III. VII Modelo de Bazán y Meli (1980)

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

$$G_m := 0.4 \cdot E_m = 540$$

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

$$A_c := \frac{(b_{col} \cdot a_{col}) \cdot 2}{2} = 900 \text{ cm}^2$$

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

$$A_m := l_v \cdot t = (2.43 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Bazan} := \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} < 0.9 \\ \quad \parallel 0.9 \\ \text{else if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} > 11 \\ \quad \parallel 11 \end{array} \right| = 11$$

$$\xi := \frac{l_v}{H} = 0.9$$

$$a_{BazanM1} := \left. \begin{array}{l} \text{if } 0.75 \leq \xi \leq 2.50 \\ \quad \parallel (0.35 + 0.022 \cdot \lambda_{Bazan}) \cdot h \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No se puede aplicar este metodo"} \end{array} \right| = 1.6 \text{ m}$$

IV. Modelo de Hendry (1981):

$$f'm = 1.8$$

$$E_{mHendry} := 2116 \cdot \sqrt{f'm} = 2.839 \cdot 10^3$$

$$\lambda_{Hendry}^v := \left(\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{vga} \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot 1 \text{ } m = 0.95$$

$$\lambda_{Hendry}^c := \left(\frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_{col} \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot 1 \text{ } m = 0.9$$

Z_v : Longitud de contacto de la viga.

Z_c : Longitud de contacto de la columna.

$$Z_v := \frac{2 \pi}{\lambda_{Hendry}^v} = 6.64 \quad Z_c := \frac{2 \pi}{\lambda_{Hendry}^c} = 6.94$$

$$a_{HendryM1} := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{Z_v^2 + Z_c^2} \cdot m = 4.802 \text{ } m$$

Donde:

I_{col} : Es el promedio de las columnas adyacentes

I_{vga} : Es el promedio de las vigas adyacentes

Z_v : Longitud de contacto de la viga

Z_c : Longitud de contacto de la columna

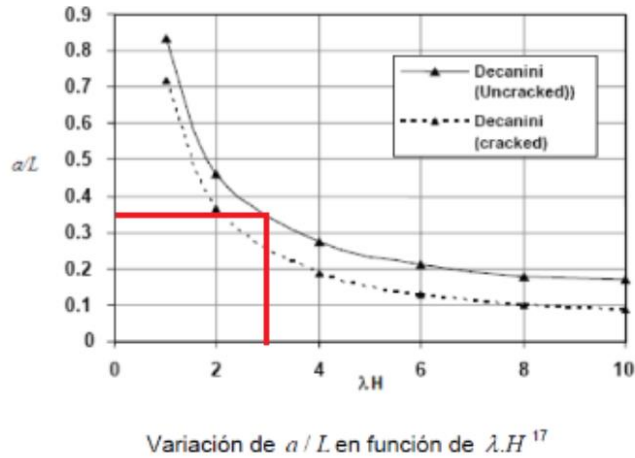
V. Modelo de Liauw y Kwan (1984)

$$\lambda_{Liauw} := \lambda_{Mainstone}$$

$$a_{LiauwM1} := \frac{0.95 \cdot h \cdot \cos(\theta)}{\sqrt{\lambda_{Liauw} \cdot H}} = 1.101 \text{ } m$$

VI. Modelo de Decanini y Fanti (1986)

Figura 23 Grafica para el modelo de Decanini y Fanti



Fuente: Decanini L, Fantin G (1987) Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite, vol 2. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, pp 817–836

$$\lambda_{Decanini} := \lambda_{Mainstone} = 0.905$$

Para un factor de rigidez equivalente $\lambda_{Decanini} \cdot H = 2.714 \quad \frac{a}{L} = 0.39$

$$a_{DecaniniM1} := (0.39) \cdot L = 1.49 \text{ m}$$

VII. Modelo de Paulay y Priestley (1992)

$$a_{PaulayM1} := \frac{L}{4} = 0.95 \text{ m}$$

VIII. Modelo de FEMA (1997)

$$\lambda_{FEMA} := \lambda_{Mainstone} = 0.905$$

$$a_{FEMAM1} := 0.175 \cdot (\lambda_{FEMA} \cdot H)^{-0.4} \cdot L = 0.448 \text{ m}$$

IX. Modelo de Crisafulli (1997)

$$\lambda_{Crisafulli} := \lambda_{Mainstone} = 0.905$$

$$Z_c := \frac{2 \pi}{\lambda_{Crisafulli}} = 6.944 \quad h_z := \frac{Z_c}{2} = 3.47$$

$$a_{CrisafulliM1} := 2 \cdot h_z \cdot \sin(\theta) \cdot m = 4.91 \text{ m}$$

X. Resumen de espesores de puntal diagonal para cada autor:

$$a_{HolmesM1} = 1.2728 \text{ m}$$

$$a_{LiauwM1} = 1.1009 \text{ m}$$

$$a_{FEMAM1} = 0.4482 \text{ m}$$

$$a_{MainstoneM1} = 0.6296 \text{ m}$$

$$a_{DecaniniM1} = 1.4892 \text{ m}$$

$$a_{CrisafulliM1} = 4.9105 \text{ m}$$

$$a_{BazanM1} = 1.5984 \text{ m}$$

$$a_{PaulayM1} = 0.9546 \text{ m}$$

$$a_{HendryM1} = 4.8023 \text{ m}$$

XI. Rigidez del pórtico

Con los espesores obtenidos aplicando cada uno de los autores se realiza un modelo, con la misma geometría y materiales que para el muro modelado con el elemento tipo Shell, pero cambiando el modelado del muro por el puntal diagonal equivalente y se muestran los resultados en la Tabla 3.

Tabla 3 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 1

Pórtico 1				
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Modelo de Holmes	1,2728	4,5119	100	22,1636
Modelo de Mainstone	0,6296	7,2109	100	13,8679
Modelo de Bazan y Meli	1,5984	3,8176	100	26,1945
Modelo de Hendry	4,8023	1,591	100	62,8536
Modelo de Liauw y Kwan	1,1009	5,002	100	19,9920
Modelo de Decanini y Fanti	1,4892	4,0234	100	24,8546
Modelo de Paulay y Priestley	0,9546	5,5192	100	18,1186
Modelo de FEMA	0,4482	8,7431	100	11,4376
Modelo de Crisafulli	4,9105	1,5952	100	62,6881

c) Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la Tabla 4 se muestra % de diferencia entre la rigidez del pórtico obtenida a través del modelo tipo Shell y los resultados de la rigidez obtenidas para los modelos de cada uno de los autores del puntal diagonal equivalente:

Tabla 4 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 1

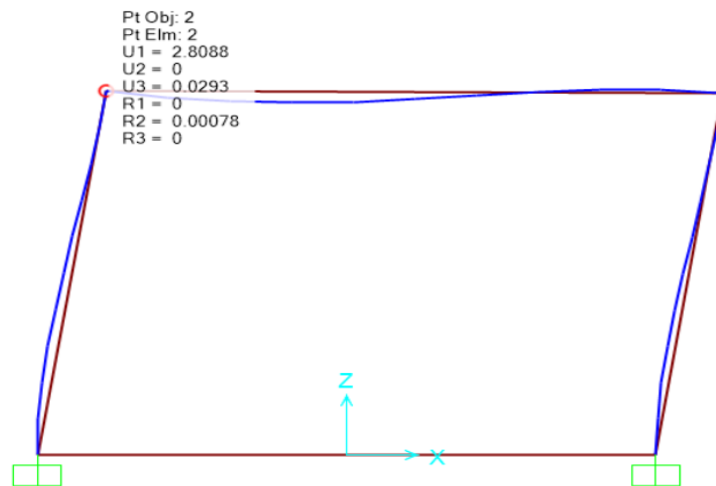
Portico 1: Muros modelados por puntal diagonal					
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
Modelo de Holmes	1,3	4,5119	100	22,1636	10,3%
Modelo de Mainstone	0,64	7,2109	100	13,8679	43,9%
Modelo de Bazan y Meli	1,49	3,8176	100	26,1945	6,0%
Modelo de Hendry	4,232	1,591	100	62,8536	154,3%
Modelo de Liauw y Kwan	1,1	5,002	100	19,9920	19,1%
Modelo de Decanini y Fanti	1,41	4,0234	100	24,8546	0,6%
Modelo de Paulay y Priestley	1,01	5,5192	100	18,1186	26,7%
Modelo de FEMA	0,5	8,7431	100	11,4376	53,7%
Modelo de Crisafulli	4,09	1,5952	100	62,6881	153,6%

5.5 RESULTADOS

a) pórtico 2

I. Elementos Finitos:

Figura 24 Desplazamientos del pórtico 2, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 5 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 2 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 5. Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 2

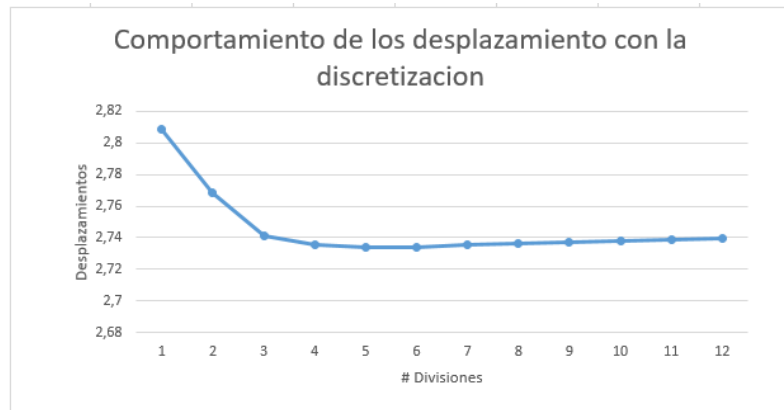
Portico 2: Muros modelados por elementos finitos				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	2,8088	100	35,60
finito 2	2	2,7687	100	36,12
finito 3	3	2,741	100	36,48
Finito 4	4	2,7352	100	36,56
Finito 5	5	2,7339	100	36,58
Finito 6	6	2,7343	100	36,57
Finito 7	7	2,7352	100	36,56
Finito 8	8	2,7362	100	36,55
Finito 9	9	2,7372	100	36,53
Finito 10	10	2,738	100	36,52
Finito 11	11	2,7388	100	36,51
Finito 12	12	2,7395	100	36,50

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 2 fue de:

$$R_{EFM2_{0,0}} := 36.503 \frac{kN}{mm}$$

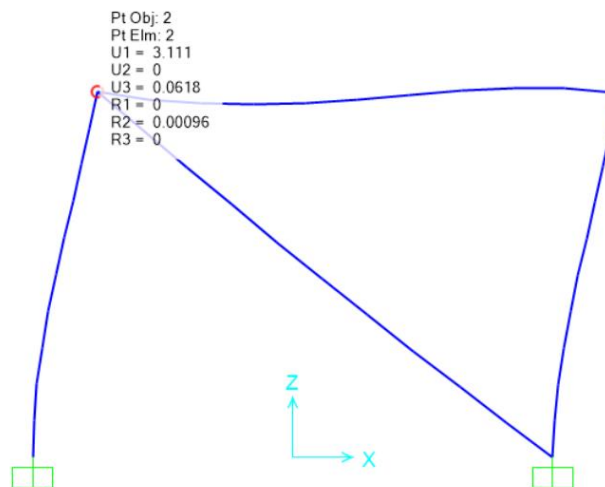
A continuación, en la Figura 25 se muestra los resultados de desplazamiento del pórtico 2 ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 25 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 2, muros modelados como Shell



II. Puntal diagonal equivalente

Figura 26 Desplazamientos del pórtico 2 con puntal equivalente



A continuación, en la Tabla 6, se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 6 Resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 2

Pórtico 2				
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Modelo de Holmes	1,8722	3,111	100	32,1440
Modelo de Mainstone	0,9753	4,8964	100	20,4232
Modelo de Bazan y Meli	1,8648	3,1203	100	32,0482
Modelo de Hendry	5,4189	1,2908	100	77,4713
Modelo de Liauw y Kwan	1,5178	3,6327	100	27,5277
Modelo de Decanini y Fanti	1,6849	3,3662	100	29,7071
Modelo de Paulay y Priestley	1,4041	3,8398	100	26,0430
Modelo de FEMA	0,6641	6,1255	100	16,3252
Modelo de Crisafulli	4,6287	0,8557	100	116,8634

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la *Tabla 7* se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 2:

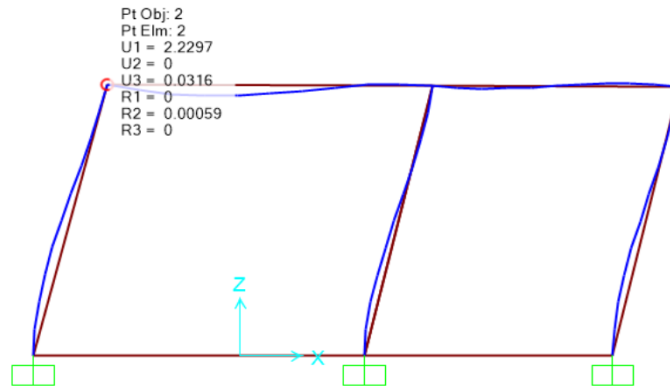
Tabla 7 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 2

Portico 2: Muros modelados por puntal diagonal					
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
Modelo de Holmes	1,8722	3,111	100	32,14	11,94%
Modelo de Mainstone	0,9753	4,8964	100	20,42	44,05%
Modelo de Bazan y Meli	1,8648	3,1203	100	32,05	12,20%
Modelo de Hendry	5,4189	1,2908	100	77,47	112,23%
Modelo de Liauw y Kwan	1,5178	3,6327	100	27,53	24,59%
Modelo de Decanini y Fanti	1,6849	3,3662	100	29,71	18,62%
Modelo de Paulay y Priestley	1,4041	3,8398	100	26,04	28,66%
Modelo de FEMA	0,6641	6,1255	100	16,33	55,28%
Modelo de Crisafulli	4,6287	0,8557	100	116,86	220,15%

b) Pórtico 3

I. Elementos Finitos:

Figura 27 Desplazamientos del pórtico 3, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 8 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 3 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 8 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 3

Portico 3: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	2,2292	100	44,8591
finito 2	2	2,217	100	45,1060
finito 3	3	2,1883	100	45,6976
Finito 4	4	2,1824	100	45,8211
Finito 5	5	2,1808	100	45,8547
Finito 6	6	2,1811	100	45,8484
Finito 7	7	2,1817	100	45,8358
Finito 8	8	2,1825	100	45,8190
Finito 9	9	2,1833	100	45,8022
Finito 10	10	2,184	100	45,7875
Finito 11	11	2,1847	100	45,7729
Finito 12	12	2,1853	100	45,7603

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 3 fue de:

$$R_{EFM3_{0,0}} := 45.76 \frac{kN}{mm}$$

A continuación en la Figura 28 se muestra los desplazamientos del pórtico 3 con distintas variaciones en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 28 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 3, muros modelados como Shell.



II. Puntal diagonal equivalente

Figura 29 Desplazamientos del pórtico 3 con puntal equivalente

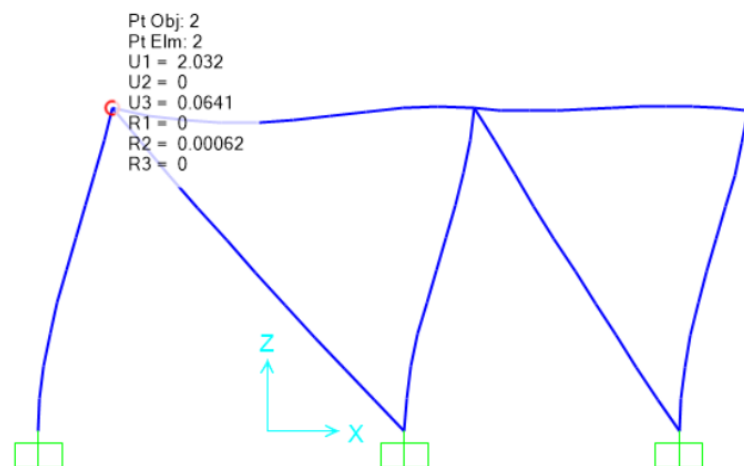
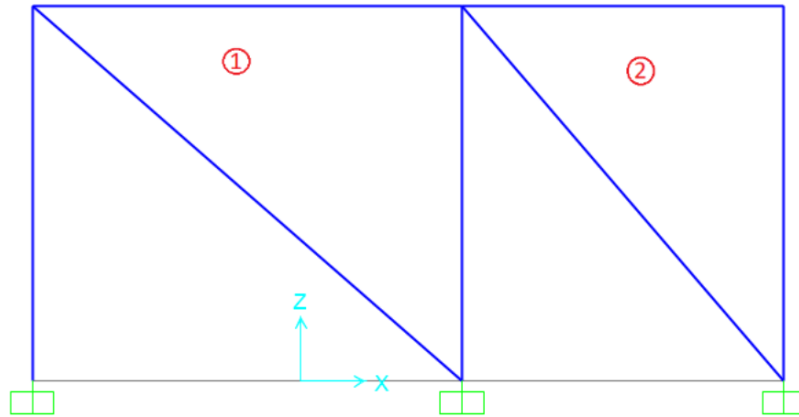


Figura 30 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 3



A continuación en la Tabla 9, se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 9 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 3

Modelo	Portico 3				
	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
	Portico 1	Portico 2			
Modelo de Holmes	1,6306	1,3956	2,3869	100	41,8953
Modelo de Mainstone	0,8064	0,6904	4,0425	100	24,7372
Modelo de Bazan y Meli	1,8503	1,8944	2,032	100	49,2126
Modelo de Hendry	4,6052	4,6096	0,9583	100	104,3515
Modelo de Liauw y Kwan	1,2918	1,1019	2,8665	100	34,8857
Modelo de Decanini y Fanti	1,5165	1,2979	2,5279	100	39,5585
Modelo de Paulay y Priestley	1,223	1,0467	2,9858	100	33,4919
Modelo de FEMA	0,5397	0,4621	5,2535	100	19,0349
Modelo de Crisafulli	4,5405	5,3102	0,9202	100	108,6720

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la Tabla 10 se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 3:

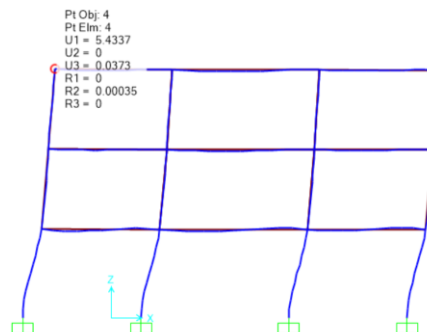
Tabla 10 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 3

Portico 3: PUNTAL DIAGONAL						
Modelo	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
	Portico 1	Portico 2				
Modelo de Holmes	1,6306	1,3956	2,3869	100	41,89534543	8,4%
Modelo de Mainstone	0,8064	0,6904	4,0425	100	24,73716759	45,9%
Modelo de Bazan y Meli	1,8503	1,8944	2,032	100	49,21259843	7,5%
Modelo de Hendry	4,6052	4,6096	0,9583	100	104,3514557	128,0%
Modelo de Liauw y Kwan	1,2918	1,1019	2,8665	100	34,88574917	23,8%
Modelo de Decanini y Fanti	1,5165	1,2979	2,5279	100	39,55852684	13,6%
Modelo de Paulay y Priestley	1,223	1,0467	2,9858	100	33,49186148	26,8%
Modelo de FEMA	0,5397	0,4621	5,2535	100	19,03492909	58,4%
Modelo de Crisafulli	4,5405	5,3102	0,9202	100	108,6720278	137,5%

c) Pórtico 4

I. Elementos Finitos:

Figura 31 Desplazamientos del pórtico 4, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 11 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 4 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 11 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 4

Portico 4: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	5,4337	100	18,4037
finito 2	2	5,0069	100	19,9724
finito 3	3	4,9551	100	20,1812
Finito 4	4	4,9381	100	20,2507
Finito 5	5	4,9316	100	20,2774
Finito 6	6	4,9283	100	20,2910
Finito 7	7	4,9276	100	20,2939
Finito 8	8	4,9267	100	20,2976
Finito 9	9	4,9266	100	20,2980
Finito 10	10	4,9273	100	20,2951
Finito 11	11	4,927	100	20,2963
Finito 12	12	4,9273	100	20,2951

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 4 fue de:

$$R_{EFM4_{0,0}} := 20.295 \frac{kN}{mm}$$

Gráfica del comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 32 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 4, muros modelados como Shell.



II. Puntal Diagonal:

Figura 33 Desplazamientos del pórtico 4 con puntal equivalente

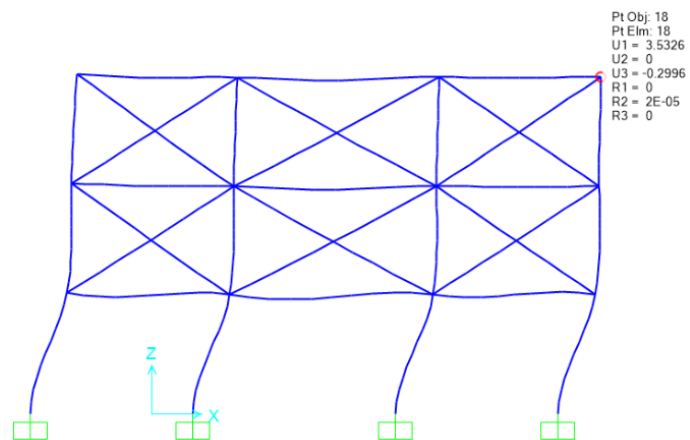
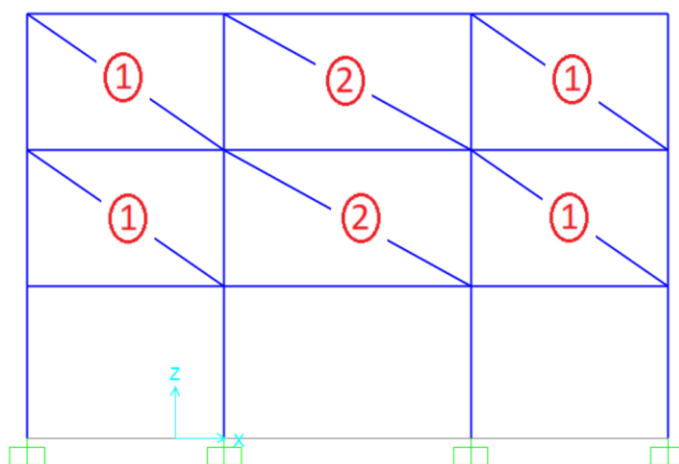


Figura 34 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 4



A continuación en la Tabla 12 se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 12 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 4

Portico 4					
Modelo	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
	Portico 1	Portico 2			
Modelo de Holmes	1,447	1,784	4,7679	100	20,9736
Modelo de Mainstone	0,7391	0,9234	7,8241	100	12,7810
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,5688	6,1737	100	16,1977
Modelo de Hendry	5,0895	5,3192	4,1746	100	23,9544
Modelo de Liauw y Kwan	1,267	1,4318	6,3987	100	15,6282
Modelo de Decanini y Fanti	1,7798	2,0873	5,6051	100	17,8409
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,338	6,7168	100	14,8880
Modelo de FEMA	0,5547	0,6673	8,8352	100	11,3184
Modelo de Crisafulli	4,1837	3,9993	4,4104	100	22,6737

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la *Tabla 13* se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 4:

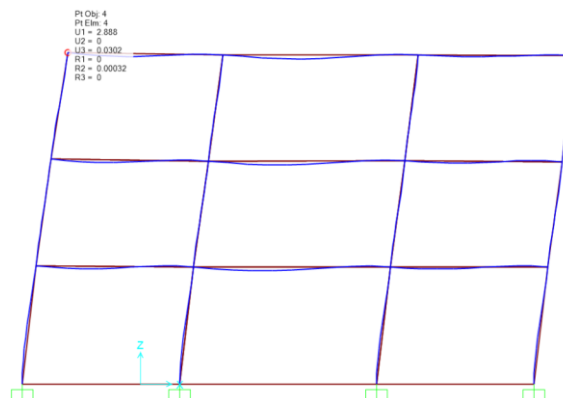
Tabla 13 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 4

Portico 4: PUNTAL DIAGONAL						
Modelo	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
	Portico 1	Portico 2				
Modelo de Holmes	1,447	1,784	4,7679	100	20,97359424	3,3%
Modelo de Mainstone	0,7391	0,9234	7,8241	100	12,78102274	37,0%
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,5688	6,1737	100	16,19774203	20,2%
Modelo de Hendry	5,0895	5,3192	4,1746	100	23,95439084	18,0%
Modelo de Liauw y Kwan	1,267	1,4318	6,3987	100	15,62817447	23,0%
Modelo de Decanini y Fanti	1,7798	2,0873	5,6051	100	17,8408949	12,1%
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,338	6,7168	100	14,88804192	26,6%
Modelo de FEMA	0,5547	0,6673	8,8352	100	11,31836291	44,2%
Modelo de Crisafulli	4,1837	3,9993	4,4104	100	22,67368039	11,7%

d) Pórtico 5

I. Elementos Finitos:

Figura 35 Desplazamientos del pórtico 5, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 14 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 5 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 14 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 5

Portico 5: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	2,8880	100	34,63
finito 2	2	2,8185	100	35,48
finito 3	3	2,7945	100	35,78
Finito 4	4	2,7921	100	35,82
Finito 5	5	2,7922	100	35,81
Finito 6	6	2,7935	100	35,80
Finito 7	7	2,7949	100	35,78
Finito 8	8	2,7963	100	35,76
Finito 9	9	2,7975	100	35,75
Finito 10	10	2,7985	100	35,73
Finito 11	11	2,7994	100	35,72
Finito 12	12	2,8003	100	35,71

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 5 fue de:

$$R_{EFM5_{0,0}} := 35.71 \frac{kN}{mm}$$

Gráfica del comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 36 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 5, muros modelados como Shell



II. Puntal Diagonal:

Figura 37 desplazamientos del pórtico 5 con puntal equivalente

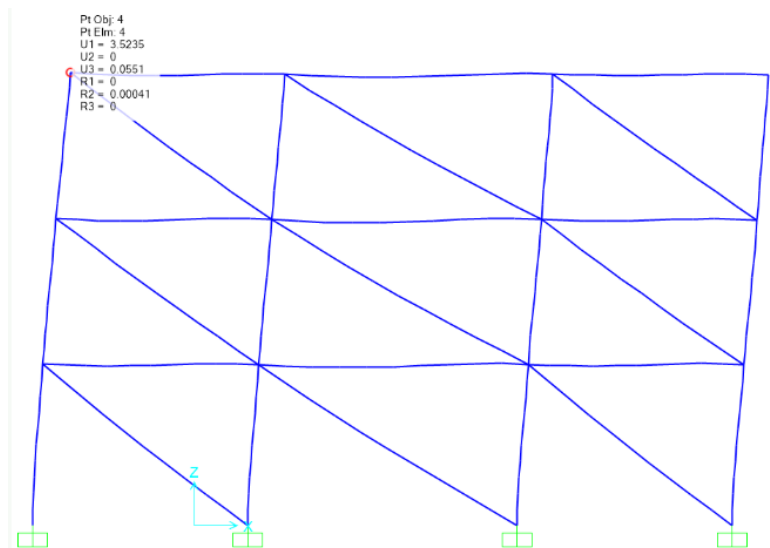
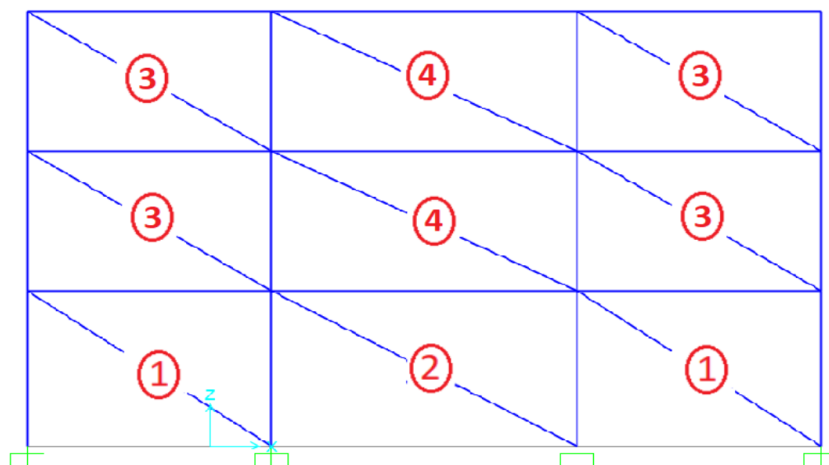


Figura 38 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 5



A continuación en la Tabla 15 se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 15 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 5

Modelo	Portico 5 Espesor del Puntal a [m]				Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
	Porticos 1	Portico 2	Porticos 3	Porticos 4			
Modelo de Holmes	1,5035	1,784	1,447	1,7367	3,321	100	30,1114
Modelo de Mainstone	0,7724	0,9334	0,7471	0,949	5,2315	100	19,1150
Modelo de Bazan y Meli	1,5688	1,5688	1,3912	1,3912	3,5235	100	28,3809
Modelo de Hendry	5,1879	5,514	5,2759	5,4403	1,2273	100	81,4797
Modelo de Liauw y Kwan	1,317	1,4578	1,2899	1,3904	3,729	100	26,8168
Modelo de Decanini y Fanti	1,174	2,1141	1,7364	2,1361	3,0605	100	32,6744
Modelo de Paulay y Priestley	1,1276	1,338	1,0853	1,3025	4,1017	100	24,3801
Modelo de FEMA	0,5568	0,6607	0,5627	0,6837	6,332	100	15,7928
Modelo de Crisafulli	4,6283	4,1458	4,3369	3,7262	1,4917	100	67,0376

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la *Tabla 16* se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 5:

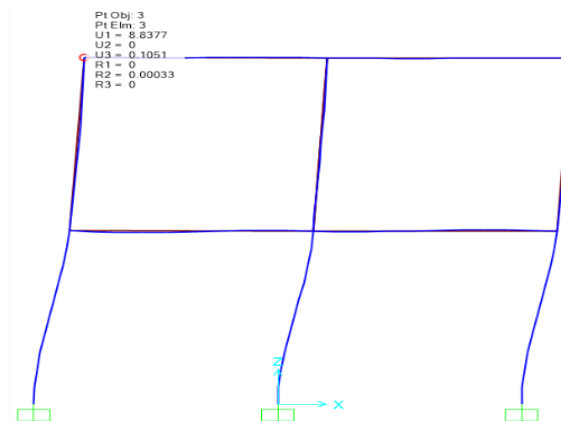
Tabla 16 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 5

Modelo	Portico 5				Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% DIFERENCIA
	Espesor del Puntal a [m]							
	Portico 1		Portico 2					
	Inferior	Superior	Inferior	Superior				
Modelo de Holmes	1,5035	1,784	1,447	1,7367	3,321	100	30,11141223	15,68%
Modelo de Mainstone	0,7724	0,9334	0,7471	0,949	5,2315	100	19,11497658	46,47%
Modelo de Bazan y Meli	1,5688	1,5688	1,3912	1,3912	3,5235	100	28,38087129	20,53%
Modelo de Hendry	5,1879	5,514	5,2759	5,4403	1,2273	100	81,47967082	128,17%
Modelo de Liauw y Kwan	1,317	1,4578	1,2899	1,3904	3,729	100	26,81684098	24,90%
Modelo de Decanini y Fanti	1,174	2,1141	1,7364	2,1361	3,0605	100	32,67439961	8,50%
Modelo de Paulay y Priestley	1,1276	1,338	1,0853	1,3025	4,1017	100	24,38013507	31,73%
Modelo de FEMA	0,5568	0,6607	0,5627	0,6837	6,332	100	15,79279848	55,78%
Modelo de Crisafulli	4,6283	4,1458	4,3369	3,7262	1,4917	100	67,0376081	87,73%

e) Pórtico 6

I. Elementos Finitos:

Figura 39 Desplazamientos del pórtico 6, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 17 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 6 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 17 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 6

Portico 6: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	8,8377	100	11,32
finito 2	2	8,8195	100	11,34
finito 3	3	8,7768	100	11,39
Finito 4	4	8,7651	100	11,41
Finito 5	5	8,7617	100	11,41
Finito 6	6	8,7611	100	11,41
Finito 7	7	8,7616	100	11,41
Finito 8	8	8,7623	100	11,41
Finito 9	9	8,7632	100	11,41
Finito 10	10	8,7641	100	11,41
Finito 11	11	8,7649	100	11,41
Finito 12	12	8,7657	100	11,41

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 6 fue de:

$$R_{EFM6_{0,0}} := 11.408 \frac{kN}{mm}$$

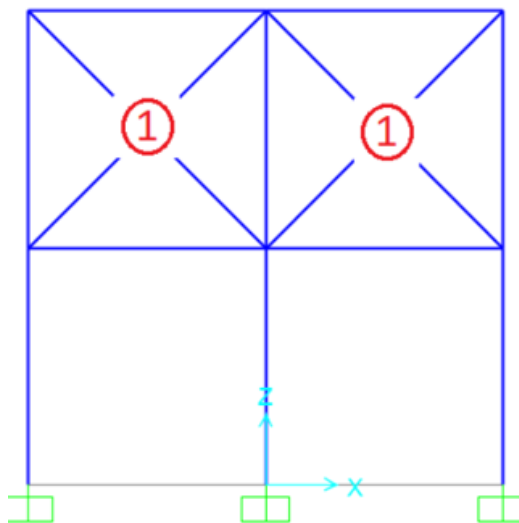
Gráfica del comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 40 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 6, muros modelados como Shell



II. Puntal Diagonal:

Figura 41 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 6



A continuación en la Tabla 18 se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 18 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 6

Portico 6				
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Modelo de Holmes	1,2492	4,573	100	21,8675
Modelo de Mainstone	0,6393	7,1453	100	13,9952
Modelo de Bazan y Meli	1,5688	8,7726	100	11,3991
Modelo de Hendry	5,1229	1,5115	100	66,1594
Modelo de Liauw y Kwan	1,1436	4,8699	100	20,5343
Modelo de Decanini y Fanti	1,4429	4,1182	100	24,2825
Modelo de Paulay y Priestley	0,9369	5,5897	100	17,8900
Modelo de FEMA	0,4603	8,6198	100	11,6012
Modelo de Crisafulli	5,5007	1,4581	100	68,5824

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la *Tabla 19* se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 6:

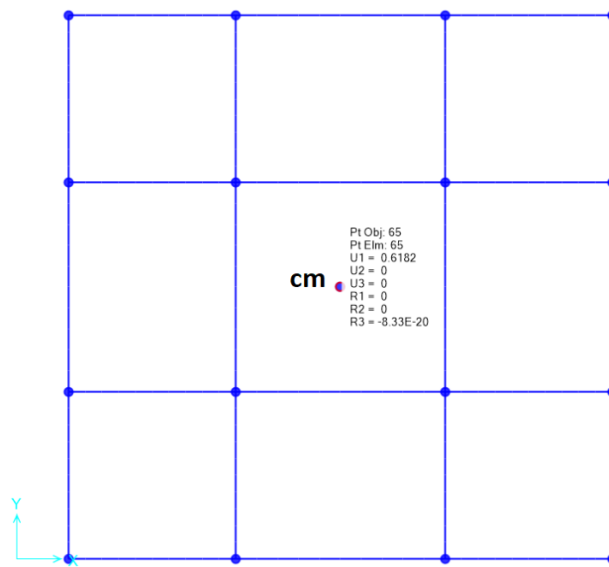
Tabla 19 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 6

Portico 6: PUNTAL DIAGONAL					
Modelo	Espesor del Puntal a [m]	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
Modelo de Holmes	1,2492	4,573	100	21,8675	91,7%
Modelo de Mainstone	0,6393	7,1453	100	13,9952	22,7%
Modelo de Bazan y Meli	1,5688	8,7726	100	11,3991	0,1%
Modelo de Hendry	5,1229	1,5115	100	66,1594	479,9%
Modelo de Liauw y Kwan	1,1436	4,8699	100	20,5343	80,0%
Modelo de Decanini y Fanti	1,4429	4,1182	100	24,2825	112,9%
Modelo de Paulay y Priestley	0,9369	5,5897	100	17,8900	56,8%
Modelo de FEMA	0,4603	8,6198	100	11,6012	1,7%
Modelo de Crisafulli	5,5007	1,4581	100	68,5824	501,2%

f) Pórtico 7

I. Elementos Finitos

Figura 42 Desplazamientos del pórtico 7, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 20 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 7 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 20 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 7

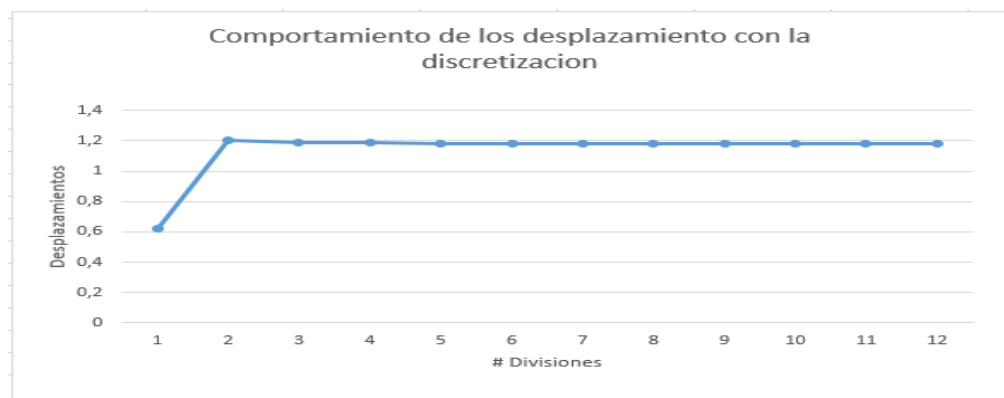
Pórtico 7: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	0,6182	100	161,7599
finito 2	2	1,2025	100	83,1601
finito 3	3	1,1891	100	84,0972
Finito 4	4	1,1848	100	84,4024
Finito 5	5	1,183	100	84,5309
Finito 6	6	1,1823	100	84,5809
Finito 7	7	1,182	100	84,6024
Finito 8	8	1,1819	100	84,6095
Finito 9	9	1,1819	100	84,6095
Finito 10	10	1,1819	100	84,6095
Finito 11	11	1,1819	100	84,6095
Finito 12	12	1,182	100	84,6024

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 7 fue de:

$$R_{EFM7_{0,0}} := 84.602 \frac{kN}{mm}$$

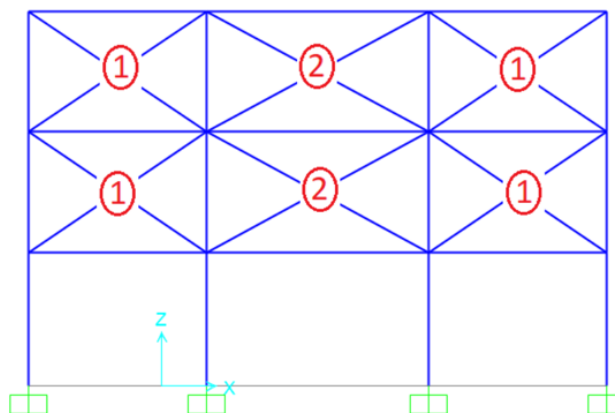
En la Figura 43 se muestra el comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 43 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 7, muros modelados como Shell



II. Puntal Diagonal:

Figura 44 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 7



A continuación, en la Tabla 21 se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 21 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 7

Portico 7					
Modelo	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
	Portico 1	Portico 2			
Modelo de Holmes	1,447	1,7367	1,2026	100	83,1532
Modelo de Mainstone	0,7471	0,9049	1,2923	100	77,3814
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,3912	1,2742	100	78,4806
Modelo de Hendry	5,2759	5,4403	0,6503	100	153,7752
Modelo de Liauw y Kwan	1,2899	1,3904	1,3074	100	76,4877
Modelo de Decanini y Fanti	1,7364	2,1882	1,0781	100	92,7558
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,3025	1,4009	100	71,3827
Modelo de FEMA	0,5627	0,6837	1,9166	100	52,1757
Modelo de Crisafulli	4.3369	3.7162	0.7868	100	127.0971

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la Tabla 22 se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 7:

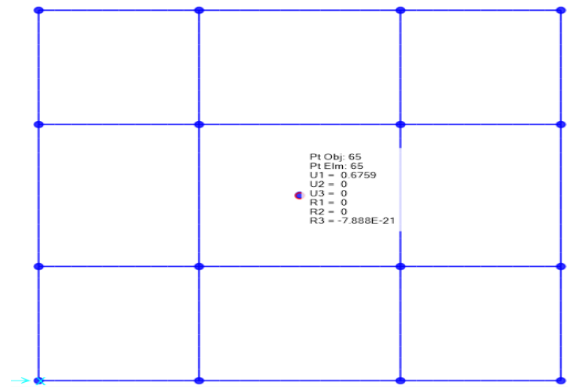
Tabla 22 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 7

Portico 7: PUNTAL DIAGONAL						
Modelo	Espesor del Puntal a [m]		Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
	Portico 1	Portico 2				
Modelo de Holmes	1,447	1,7367	1,2026	100	83,15316814	1,7%
Modelo de Mainstone	0,7471	0,9049	1,2923	100	77,38141298	8,5%
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,3912	1,2742	100	78,48061529	7,2%
Modelo de Hendry	5,2759	5,4403	0,6503	100	153,7751807	81,8%
Modelo de Liauw y Kwan	1,2899	1,3904	1,3074	100	76,48768548	9,6%
Modelo de Decanini y Fanti	1,7364	2,1882	1,0781	100	92,75577405	9,6%
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,3025	1,4009	100	71,38268256	15,6%
Modelo de FEMA	0,5627	0,6837	1,9166	100	52,17572785	38,3%
Modelo de Crisafulli	4,3369	3,7162	0,7868	100	127,0971022	50,2%

g) Pórtico 8

I. Elementos Finitos

Figura 45 Desplazamientos del pórtico 8, muros modelados con Shell



A continuación, en la Tabla 23 se muestran los resultados de desplazamiento y rigidez para el pórtico 8 al variarle el número de divisiones del elemento tipo Shell en el software Sap 2000:

Tabla 23 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de los elementos finitos ante variaciones del número de divisiones del elemento tipo Shell para el pórtico 8

Pórtico 8: ELEMENTOS FINITOS				
Modelo	# Divisiones	Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
Finito 1	1	0,6759	100	147,9509
finito 2	2	0,6572	100	152,1607
finito 3	3	0,6516	100	153,4684
Finito 4	4	0,6511	100	153,5862
Finito 5	5	0,6512	100	153,5627
Finito 6	6	0,6516	100	153,4684
Finito 7	7	0,6519	100	153,3978
Finito 8	8	0,6523	100	153,3037
Finito 9	9	0,6526	100	153,2332
Finito 10	10	0,6529	100	153,1628
Finito 11	11	0,6531	100	153,1159
Finito 12	12	0,6533	100	153,0690

La rigidez que se consideró como óptima para el pórtico 8 fue de:

$$R_{EFM8_{0,0}} := 153.069 \frac{kN}{mm}$$

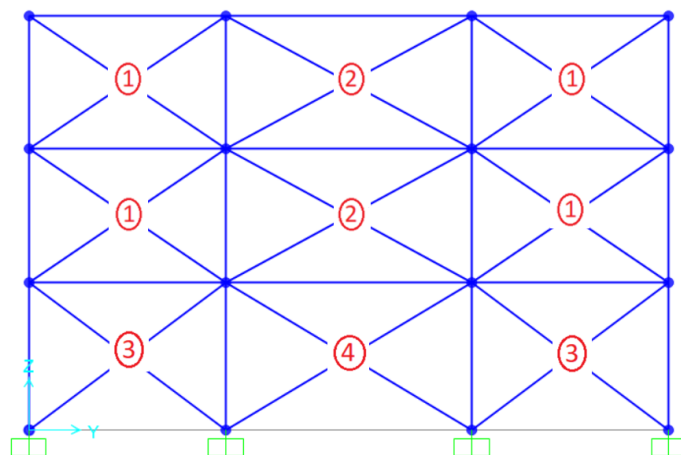
Gráfica del comportamiento de los desplazamientos del pórtico ante la variación en el número de divisiones del elemento tipo Shell:

Figura 46 Comportamiento de los desplazamientos del pórtico 8, muros modelados como Shell



II. Puntal Diagonal:

Figura 47 Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 8



A continuación, en la Tabla 24 se muestra los resultados obtenidos en SAP 2000 utilizando el método del puntal diagonal para los diferentes autores:

Tabla 24 Resultados de SAP 2000 utilizando el método de puntal diagonal con los diferentes autores para el pórtico 8

Modelo	Portico 8 Espesor del Puntal a [m]				Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]
	Portico 1	Portico 2	Portico 3	Portico 4			
Modelo de Holmes	1,447	1,7367	1,5035	1,784	0,6858	100	145,8151
Modelo de Mainstone	0,7471	0,9049	0,7807	0,9334	1,2097	100	82,6651
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,3912	1,5688	1,5688	0,7435	100	134,4990
Modelo de Hendry	5,2759	5,4403	5,3778	5,514	0,111	100	900,9009
Modelo de Liauw y Kwan	1,2899	1,3904	1,3409	1,4578	0,7945	100	125,8653
Modelo de Decanini y Fanti	1,7364	2,1882	1,917	2,1141	0,5545	100	180,3427
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,3025	1,1276	1,338	0,8968	100	111,5076
Modelo de FEMA	0,5627	0,6837	0,5649	0,677	1,4846	100	67,3582
Modelo de Crisafulli	4,3369	3,7262	4,7978	4,1458	0,188	100	531,9149

III. Comparación puntal diagonal vs Shell

A continuación, en la *Tabla 25* se muestra la diferencia de rigidez entre los resultados obtenidos por elementos finitos y puntal diagonal para el pórtico 7:

Tabla 25 Diferencias Puntal Diagonal vs Shell para el pórtico 8

Modelo	Portico 8: PUNTAL DIAGONAL Espesor del Puntal a [m]				Desplazamiento[mm]	Fuerza [kN]	Rigidez K [kN/mm]	% de diferencia
	Portico 1	Portico 2	Portico 3	Portico 4				
Modelo de Holmes	1,447	1,7367	1,5035	1,784	0,6858	100	145,8151064	4,7%
Modelo de Mainstone	0,7471	0,9049	0,7807	0,9334	1,2097	100	82,66512358	46,0%
Modelo de Bazan y Meli	1,3912	1,3912	1,5688	1,5688	0,7435	100	134,4989913	12,1%
Modelo de Hendry	5,2759	5,4403	5,3778	5,514	0,111	100	900,9009009	488,6%
Modelo de Liauw y Kwan	1,2899	1,3904	1,3409	1,4578	0,7945	100	125,8653241	17,8%
Modelo de Decanini y Fanti	1,7364	2,1882	1,917	2,1141	0,5545	100	180,342651	17,8%
Modelo de Paulay y Priestley	1,0853	1,3025	1,1276	1,338	0,8968	100	111,5075825	27,2%
Modelo de FEMA	0,5627	0,6837	0,5649	0,677	1,4846	100	67,35821097	56,0%
Modelo de Crisafulli	4,3369	3,7262	4,7978	4,1458	0,188	100	531,9148936	247,5%

5.6 RESUMEN Y ANALISIS DE RESULTADOS

De los resultados obtenidos se ha podido evidenciar que los modelos propuestos por los autores Holmes; Bazan y Meli; Decanini y Fanti, han sido los más próximos a los resultados obtenidos por el método de elementos finitos.

A continuación, se muestra la Tabla 26 y la Figura 48 resumen de todos los pórticos donde se hace un comparativo entre los resultados obtenidos para cada uno de los autores en los diferentes modelos de puntal diagonal equivalente, en este se logra apreciar que los modelos más representativos del comportamiento de los muros de mampostería son los de los autores mencionados anteriormente.

Es importante resaltar que, en algunos modelos, se obtuvieron resultados con menos diferencia entre el modelo de puntal diagonal y el modelo con elemento tipo shell que los modelos de los autores Holmes; Bazan y Meli; Decanini y Fanti. como es el caso del pórtico 4 con los modelos de puntal diagonal propuesto por los autores Mainstone y Fema que dan menos diferencia que los modelos de Holmes y Decanini y Fantini.

Tabla 26. Comparativo entre los resultados obtenidos para cada uno de los autores en los diferentes modelos de puntal diagonal con modelo tipo Shell

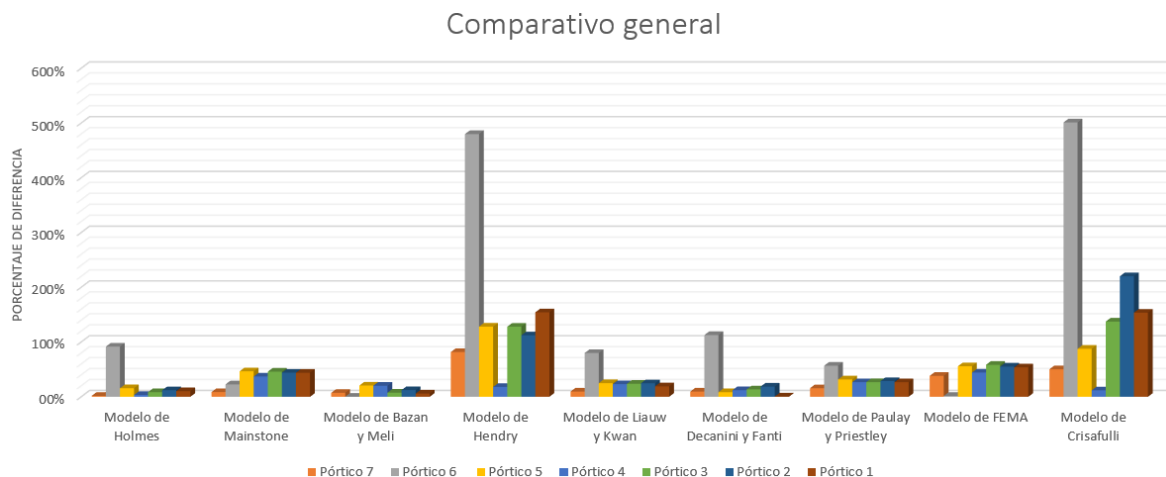
PORTICO 1	RIGIDEZ [kN/mm]			% de diferencia
	Puntal Diagonal equivalente		Shell	
	Modelo de Holmes	22,1636	24,72	
	Modelo de Mainstone	13,8679	24,72	
	Modelo de Bazan y Meli	26,1945	24,72	

	Modelo de Hendry	62,8536	24,72	154,3%
	Modelo de Liauw y Kwan	19,9920	24,72	19,1%
	Modelo de Decanini y Fanti	24,8546	24,72	0,6%
	Modelo de Paulay y Priestley	18,1186	24,72	26,7%
	Modelo de FEMA	11,4376	24,72	53,7%
	Modelo de Crisafulli	62,6881	24,72	153,6%
PORTICO 2	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	32,14	36,50	11,9%
	Modelo de Mainstone	20,42	36,50	44,1%
	Modelo de Bazan y Meli	32,05	36,50	12,2%
	Modelo de Hendry	77,47	36,50	112,2%
	Modelo de Liauw y Kwan	27,53	36,50	24,6%
	Modelo de Decanini y Fanti	29,71	36,50	18,6%
	Modelo de Paulay y Priestley	26,04	36,50	28,7%
	Modelo de FEMA	16,33	36,50	55,3%
	Modelo de Crisafulli	116,86	36,50	220,1%
PORTICO 3	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	41,89534543	45,76	8,4%
	Modelo de Mainstone	24,73716759	45,76	45,9%
	Modelo de Bazan y Meli	49,21259843	45,76	7,5%
	Modelo de Hendry	104,3514557	45,76	128,0%
	Modelo de Liauw y Kwan	34,88574917	45,76	23,8%
	Modelo de Decanini y Fanti	39,55852684	45,76	13,6%
	Modelo de Paulay y Priestley	33,49186148	45,76	26,8%
	Modelo de FEMA	19,03492909	45,76	58,4%
	Modelo de Crisafulli	108,6720278	45,76	137,5%
PORTICO 4	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	20,97359424	20,30	3,3%
	Modelo de Mainstone	12,78102274	20,30	37,0%
	Modelo de Bazan y Meli	16,19774203	20,30	20,2%
	Modelo de Hendry	23,95439084	20,30	18,0%
	Modelo de Liauw y Kwan	15,62817447	20,30	23,0%
	Modelo de Decanini y Fanti	17,8408949	20,30	12,1%
	Modelo de Paulay y Priestley	14,88804192	20,30	26,6%
	Modelo de FEMA	11,31836291	20,30	44,2%
	Modelo de Crisafulli	22,67368039	20,30	11,7%

PORTICO 5	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	30,11141223	35,71	15,7%
	Modelo de Mainstone	19,11497658	35,71	46,5%
	Modelo de Bazan y Meli	28,38087129	35,71	20,5%
	Modelo de Hendry	81,47967082	35,71	128,2%
	Modelo de Liauw y Kwan	26,81684098	35,71	24,9%
	Modelo de Decanini y Fanti	32,67439961	35,71	8,5%
	Modelo de Paulay y Priestley	24,38013507	35,71	31,7%
	Modelo de FEMA	15,79279848	35,71	55,8%
	Modelo de Crisafulli	67,0376081	35,71	87,7%
PORTICO 6	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	21,86748305	11,41	91,7%
	Modelo de Mainstone	13,99521364	11,41	22,7%
	Modelo de Bazan y Meli	11,39912911	11,41	0,1%
	Modelo de Hendry	66,15944426	11,41	479,9%
	Modelo de Liauw y Kwan	20,53430255	11,41	80,0%
	Modelo de Decanini y Fanti	24,2824535	11,41	112,9%
	Modelo de Paulay y Priestley	17,89004777	11,41	56,8%
	Modelo de FEMA	11,60119724	11,41	1,7%
	Modelo de Crisafulli	68,58240176	11,41	501,2%
PORTICO 7	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	83,15316814	84,60	1,7%
	Modelo de Mainstone	77,38141298	84,60	8,5%
	Modelo de Bazan y Meli	78,48061529	84,60	7,2%
	Modelo de Hendry	153,7751807	84,60	81,8%
	Modelo de Liauw y Kwan	76,48768548	84,60	9,6%
	Modelo de Decanini y Fanti	92,75577405	84,60	9,6%
	Modelo de Paulay y Priestley	71,38268256	84,60	15,6%
	Modelo de FEMA	52,17572785	84,60	38,3%
	Modelo de Crisafulli	127,0971022	84,60	50,2%
PORTICO 8	Puntal Diagonal equivalente		Shell	% de diferencia
	Modelo de Holmes	145,8151064	153,07	4,7%
	Modelo de Mainstone	82,66512358	153,07	46,0%
	Modelo de Bazan y Meli	134,4989913	153,07	12,1%
	Modelo de Hendry	900,9009009	153,07	488,6%

Modelo de Liauw y Kwan	125,8653241	153,07	17,8%
Modelo de Decanini y Fanti	180,342651	153,07	17,8%
Modelo de Paulay y Priestley	111,5075825	153,07	27,2%
Modelo de FEMA	67,35821097	153,07	56,0%
Modelo de Crisafulli	531,9148936	153,07	247,5%

Figura 48 Comparativo entre los resultados obtenidos para cada uno de los autores en los diferentes modelos de puntal diagonal con el modelo tipo Shell



a) Método puntal equivalente escogido

De los modelos de Holmes, Bazan y Meli, Decanini y Fanti que fueron los que más se acercaron al método de elementos finitos, se procede a discutir cuál de los 3 sería la mejor opción. El modelo de Holmes se descarta ya que, aunque se obtuvieron resultados cercanos al de elementos finitos, sus expresiones no tienen en cuenta las propiedades de materiales de los elementos. El modelo de Decanini y Fantini aunque si tiene en cuenta las propiedades de los materiales tanto de la mampostería y de las columnas, este método no restringe la longitud del muro como si lo hace el modelo de Bazan y Meli, con el cálculo de la relación de aspecto, lo

cual no permite que los muros queden demasiados largos por que quedarían muy frágiles y tampoco muy cortos por que serían muy débiles, ambos extremos pueden incurrir a una falla de este elemento no estructural, lo que podría poner en riesgo la integridad de los usuarios de la edificación a la que pertenezcan.

Se concluye que el modelo de Bazán y Meli es el modelo que mejor representa el comportamiento de los muros de mampostería por las siguientes razones:

- Tiene en cuenta propiedades físico mecánica de los materiales, tales como:

- ✓ Módulo de corte de la mampostería G_m

- ✓ Módulo de elasticidad del concreto E_c

- Tiene en cuenta la geometría de los elementos confinantes, es decir la geometría de las columnas adyacentes al muro.

- ✓ El área promedio de las columnas adyacentes A_c

- Tiene en cuenta la geometría del muro, que es fundamental, puesto que, de la geometría del muro, depende la rigidez que este aporta al sistema:

- ✓ Área de la sección transversal de la mampostería A_m

- ✓ Espesor de la mampostería t

- ✓ Factor de relación de aspecto de muro $\xi := \frac{l_v}{H}$

6 INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN LA RESPUESTA DINAMICA DE LA ESTRUCTURA

Se ha encontrado que, en la práctica, los muros de mampostería de relleno, no son aislados de la estructura tal como se muestra en la Figura 49, en estos casos es en los que se debe tener en cuenta el aporte de rigidez de la mampostería, debido a que están en contacto los dos elementos (mampostería y columnas de concreto) y la mampostería restringe el desplazamiento del pórtico.

Figura 49 Pórticos de concreto rellenos de mampostería



En la imagen anterior, se aprecia una estructura en la que no se dilatan los muros de relleno del pórtico de concreto.

A continuación, se estudiará la influencia de la mampostería de relleno en sistemas aporticados, cuando no se ha tenido en cuenta dicha interacción. dado que esta omisión puede llegar a ser causal de falla en la estructura.

Para mostrar la influencia de los muros de mampostería de arcilla de relleno en los pórticos de concreto, se propone el pórtico 10 que se describe a continuación:

DESCRIPCIÓN PORTICO 10

Estructura de 3 pisos, ubicada en un predio esquinero, en los que funcionan dos locales comerciales en el primero piso y los pisos dos y tres son de ocupación residencial como se muestra en Figura 50 a Figura 53. El sistema estructural es de pórticos resistentes a momentos.

Figura 50 Pórtico 10, Modelo esquinero

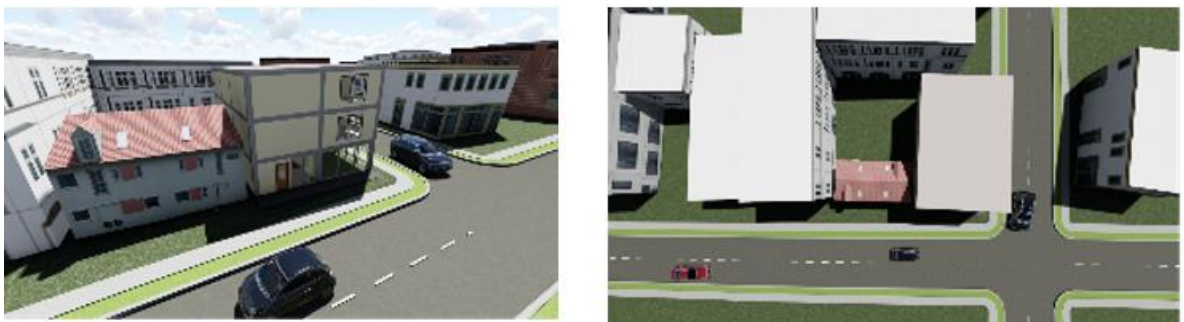


Figura 51. Perspectiva pórtico de concreto reforzado



Figura 52. Planta primer piso

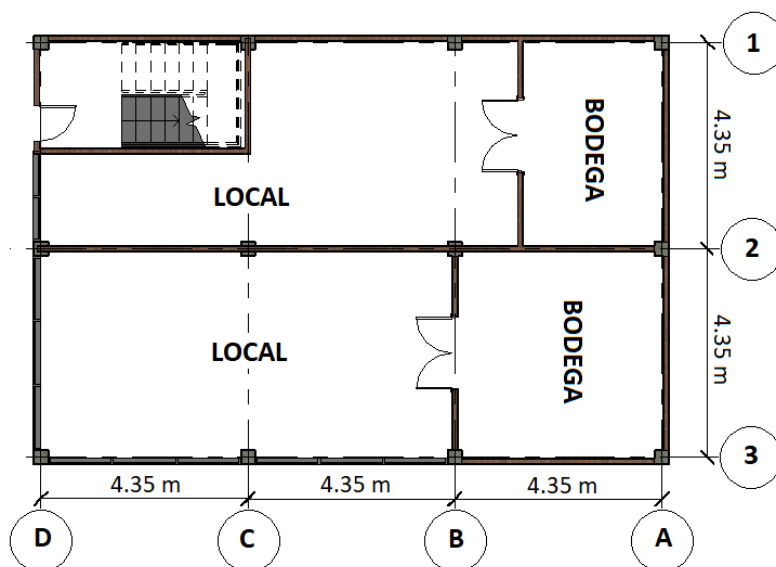
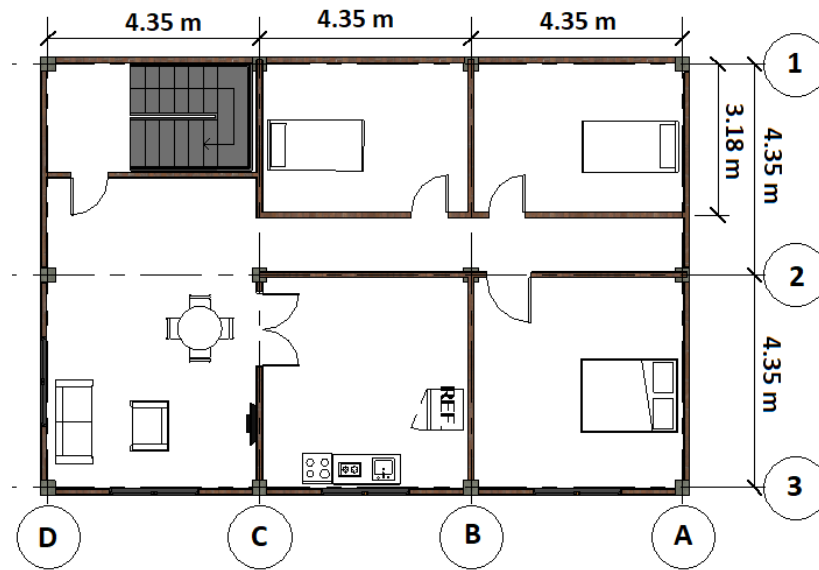


Figura 53. Planta segundo y tercer piso



Como se mencionó en la descripción de la problemática y como se evidencia en las figuras 50 a la 53 la estructura hace parte de un lote que se ubica en la esquina de una manzana predial, este es un caso muy común en este tipo de lotes y su particularidad radica en la distribución arquitectónica en la que por su ubicación estratégica se trata de aprovechar sus dos linderos con las vías públicas como vitrinas para el comercio, es por esta razón que en la mayoría de los casos se usa cristalería como muros perimetrales, mientras que en las aristas opuestas del lote que son colindantes con predios vecinos, se acostumbra el uso de mampostería para los muros perimetrales. Esta condición en la que se tienen dos tipos de muros perimetrales, tiene un efecto significativo en el comportamiento dinámico de la estructura debido a que, al tener dos tipos de materiales, se van a tener propiedades diferentes, tales como la rigidez, lo que puede generar efectos torsionales en la estructura por la desproporción de esta en algunos sectores de la edificación a causa de la mayor rigidez que aportan los muros de mampostería de arcilla. Esto

es muy frecuente en estructuras con distribución arquitectónicas como la de estudio, en la que se concentra el aporte de rigidez de los muros de mampostería en la parte posterior de la estructura mientras que en sus fachadas el aporte de rigidez de los muros en vidrio es poca comparada con la de la mampostería lo que genera que el centro de la rigidez de la estructura se desplace con tendencia hacia a los logares de mayor rigidez, esto genera que se produzca diferencia entre la ubicación geométrica del centro de masa y del centro de rigidez, a esta variación entre sus coordenadas se le conoce como excentricidad y es por esta excentricidad que la estructura tiende a generar desplazamientos torsionales ante fuerzas horizontales de la estructura.

A continuación en las Figura 54 a Figura 58, se identifican los tipos de pórticos presentes en la estructura, los cuales están rellenos con muros de mampostería, para su posterior determinación de su puntal diagonal equivalente.

Se tiene la siguiente distribución de pórticos:

Figura 54. Pórtico eje 1 y 2, Piso 1

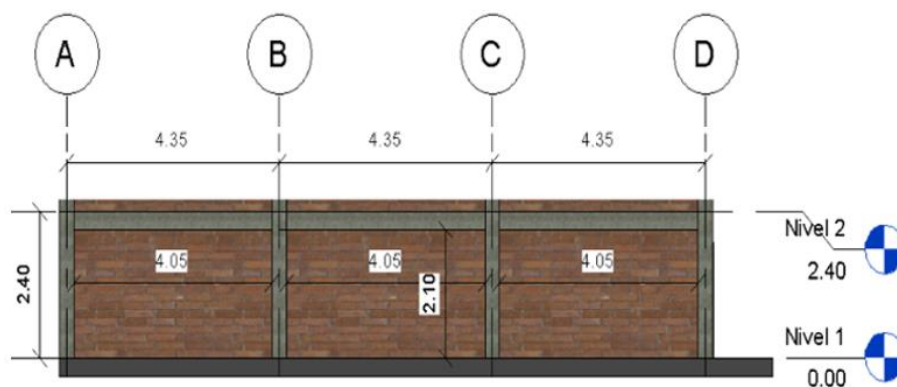


Figura 55. Pórtico eje 2, Piso 2 y 3

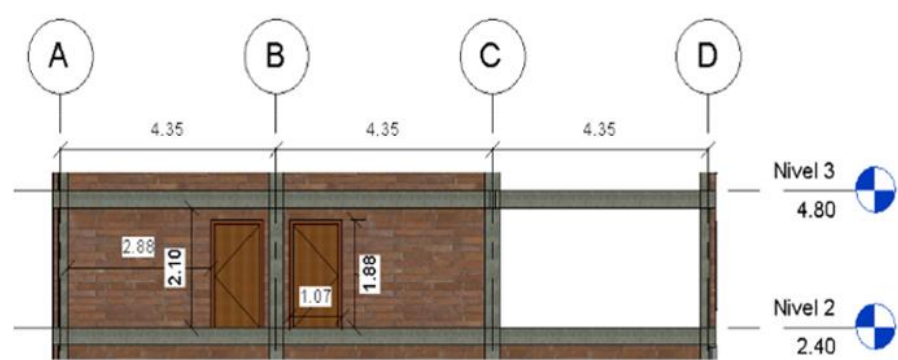


Figura 56. Pórtico eje 3, Piso 1

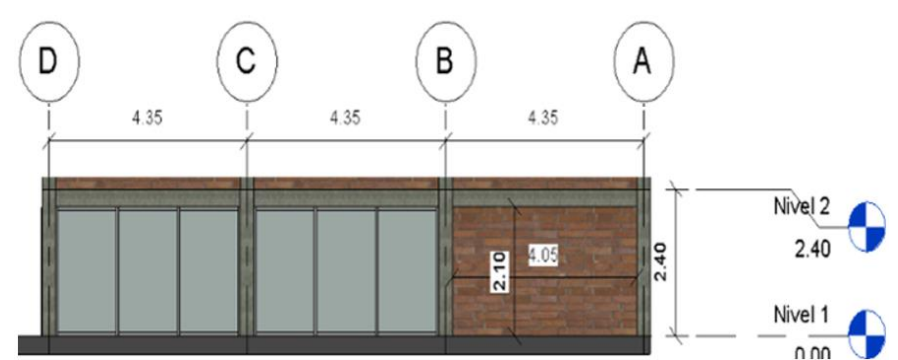


Figura 57. Pórtico eje 3, Piso 2 y 3

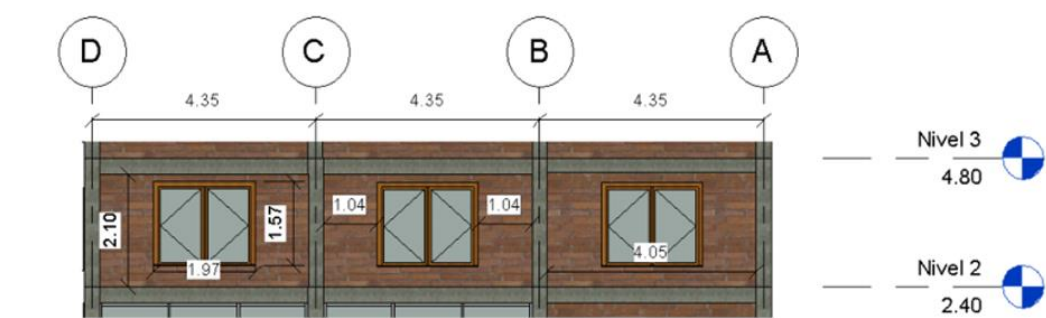
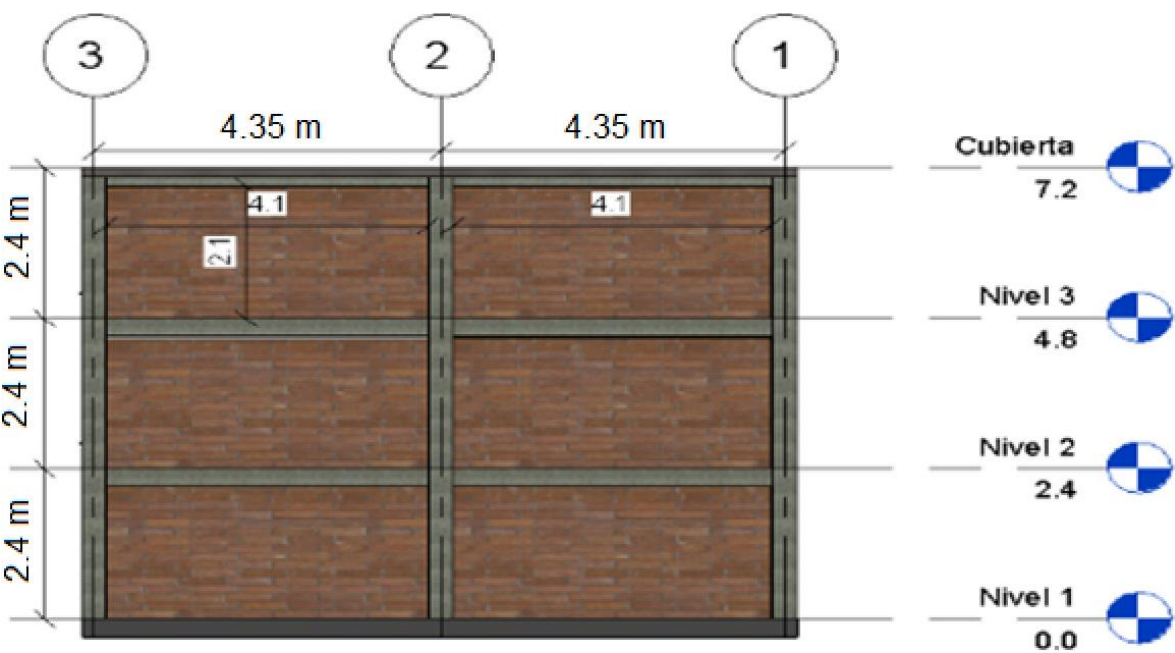


Figura 58. Pórtico eje A, Piso 1,2 y 3



Consideraciones:

- Se evidencia que las dimensiones de la mayoría de los pórticos es la misma $L= 4,05$ m y $H= 2,10$ m, por esta razón solo se tendrá un tipo de puntal.
- Los muros de los pórticos en los que se ubicaban ventanas y puertas, para efectos del presente ejemplo se despreciaron estas aberturas y se consideró como si el pórtico estuviera completamente relleno.
- Se despreció el aporte de rigidez de los muros en vidrio ya que no es significativo, por tal motivo en el modelo matemático se dejan los pórticos donde se encuentran estos muros en vidrios vacíos.

A continuación, se realizará todo el procedimiento para la determinación de los puntales equivalentes para el pórtico identificado anteriormente, la metodología a usar para la determinación del espesor del puntal equivalente, es la propuesta por Bazán y Meli.

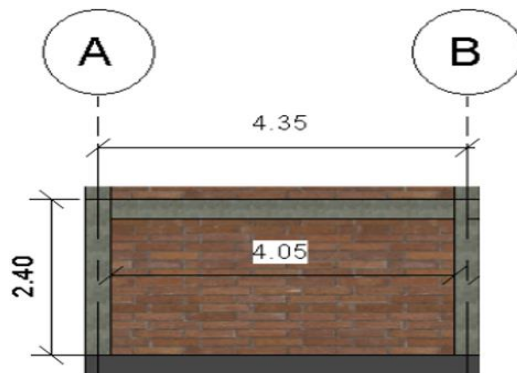
PUNTAL DIAGONAL PARA EL PORTICO 10:

Para el cálculo del puntal diagonal se utiliza el método de Bazan y Meli y se hace para un pórtico tipo, ya que el pórtico 10 (Figura 50 a la Figura 53) al ser creado con motivos académicos, tiene todos los vanos y las alturas de entrepiso de las mismas dimensiones.

Descripción del pórtico de análisis: El pórtico de análisis es un pórtico en 2D de 1 luz y 1 nivel; de $H= 2.40$ m y $L= 4.35$ m, la sección de las vigas y de las columnas de concreto se presentan a continuación:

Geometría del pórtico:

Figura 59. Pórtico de análisis



Sección columnas:

$$b_{col} := 30 \text{ cm}$$

$$a_{col} := 30 \text{ cm}$$

Sección de vigas

$$b_{vga} := 30 \text{ cm}$$

$$a_{vga} := 30 \text{ cm}$$

Dimensiones del pórtico

$$L := 4.35 \text{ m}$$

$$l_v := L - a_{col} = 4.05 \text{ m}$$

$$H := 2.4 \text{ m}$$

$$h := H - a_{vga} = 2.1 \text{ m}$$

- Modelo de Bazán y Meli (1980)

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

$$G_m := 0.4 \cdot E_m = (5.4 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

$$A_c := \frac{(b_{col} \cdot a_{col}) \cdot 2}{2} = 900 \text{ cm}^2$$

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

$$A_m := l_v \cdot t = (3.645 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Bazan} := \begin{cases} \text{if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} < 0.9 \\ \parallel 0.9 \\ \text{else if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} > 11 \\ \parallel 11 \end{cases} = 11$$

$$\xi := \frac{l_v}{H} = 1.688$$

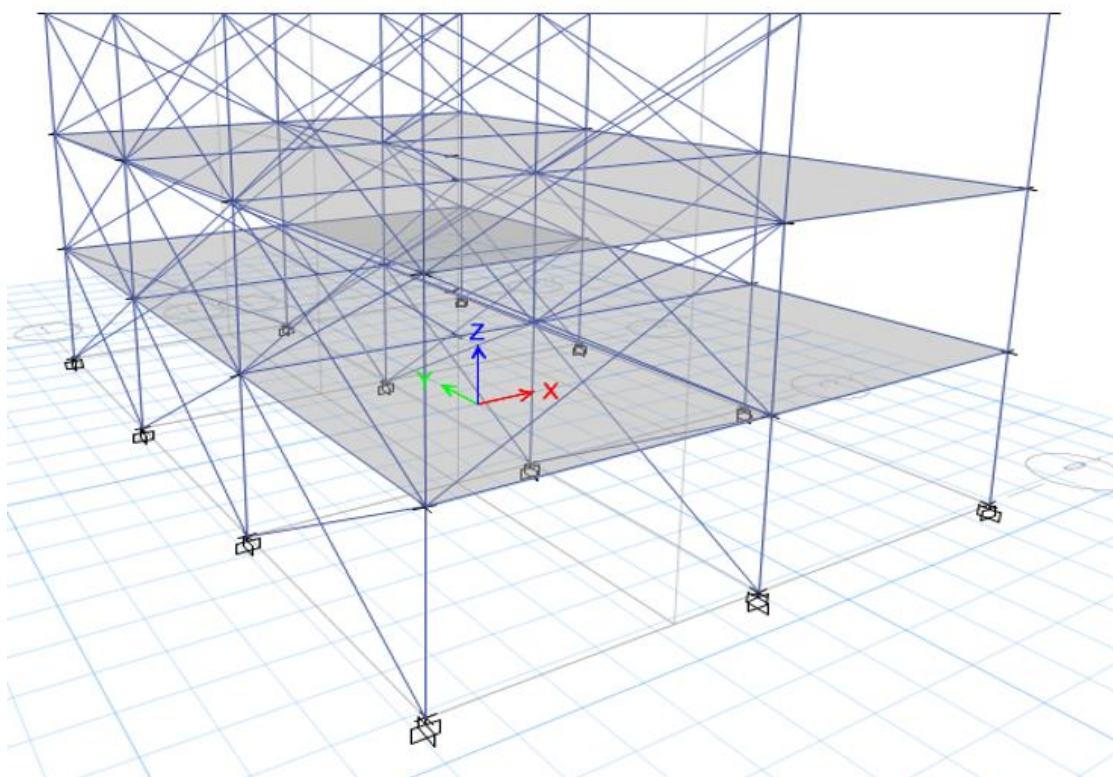
$$a_{BazanM2} := \begin{cases} \text{if } 0.75 \leq \xi \leq 2.50 \\ \parallel (0.35 + 0.022 \cdot \lambda_{Bazan}) \cdot h \\ \text{else} \\ \parallel \text{"No se puede aplicar este metodo"} \end{cases} = 1.24 \text{ m}$$

Con este espesor de puntal se procede a realizar el modelo en el software de análisis estructural (Etabs) como se observa Figura 60 para compararlo con otro modelo en el que no se tenga en cuenta la mampostería.

6.1 EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERIA

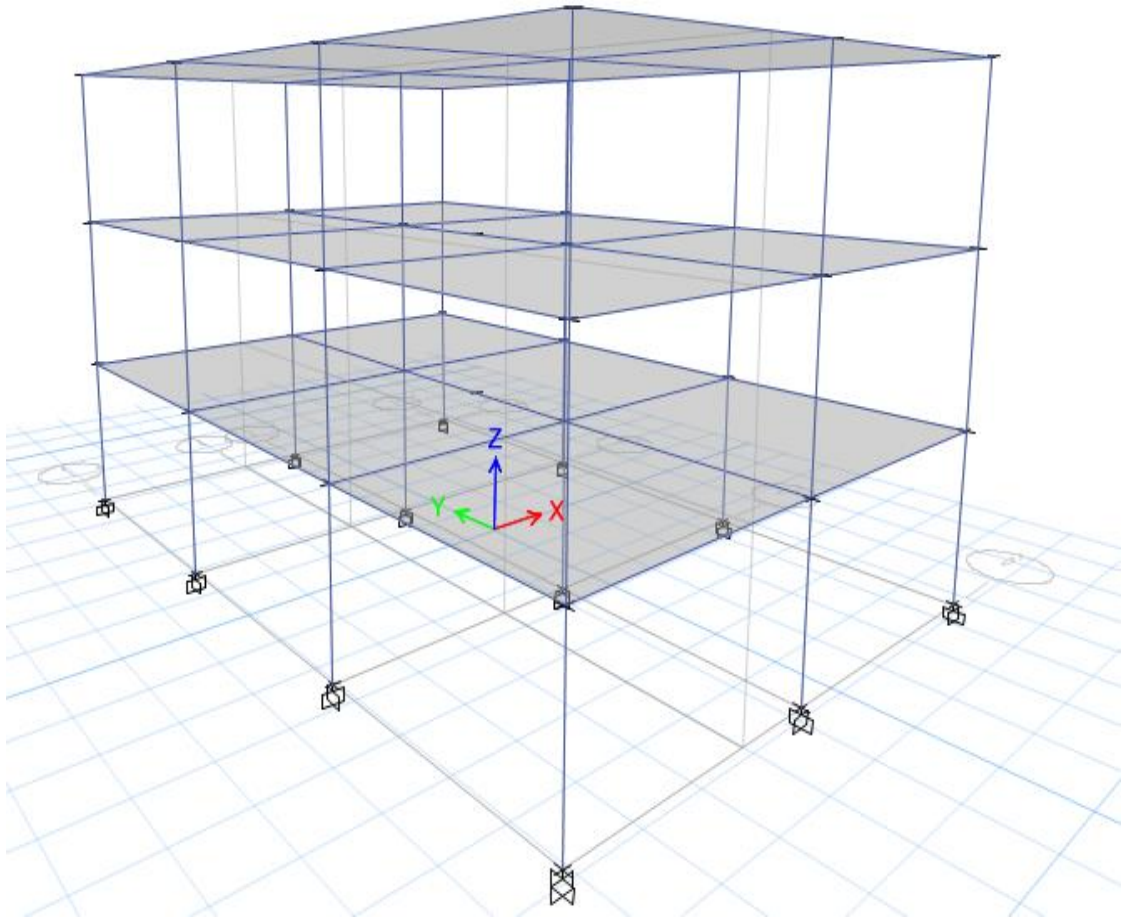
- Modelo con puntales

Figura 60 Pórtico 10 con puntales 3D



- Modelo sin puntales

Figura 61. Pórtico 10 sin puntales 3D



Una vez definidos los modelos, se procede a compararlos.

a) Deformación en el primer modo de vibración

- *Modelo con puntales*

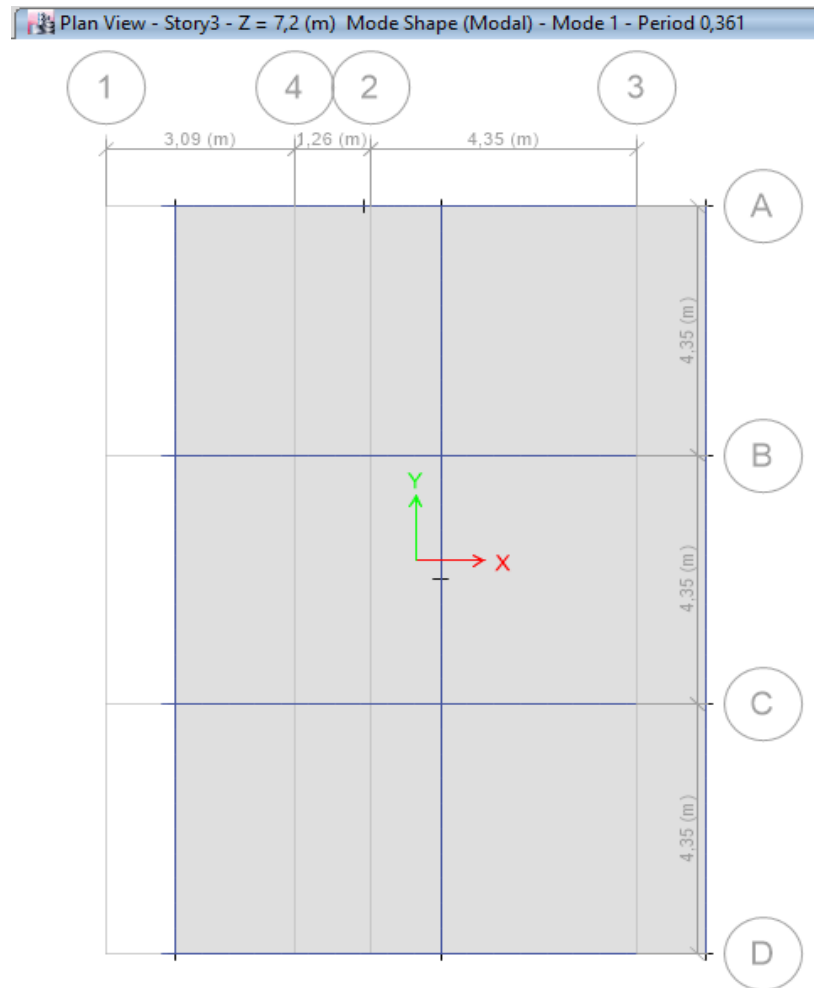
Figura 62 Torsión en el modelo



Tal como se mencionó anteriormente en el planteamiento del problema, se evidencia un desplazamiento torsional para el primer modo de vibración en la estructura. Para este modo se tiene un periodo $T=0,255$ s

- *Modelo sin puntales*

Figura 63 Desplazamiento en modelos sin puntales



La estructura presenta un desplazamiento de tipo traslacional para el primer modo de vibración, normal en una estructura simétrica, sin concentraciones de rigidez. La estructura para el modo 1 tiene un periodo $T=0,361$ s, periodo más largo que el obtenido con el modelamiento con los puntales, por lo tanto, más flexible.

b) Desplazamientos

A continuación en las Figura 27 a Figura 28, se muestran los desplazamientos y esfuerzos máximos (cortante y flector) en las columnas de cada piso, estos valores corresponden a los elementos con mayores deformaciones, sin embargo, cabe aclarar que los máximos valores no se presentan para un mismo elemento en altura.

- Modelo sin puntales

Tabla 27 Desplazamiento del modelo sin puntales

DESPLAZAMIENTOS SIN MUROS			
Piso		X	Y
	h [m]	Max [mm]	
Piso 3	7,2	36,232	33,986
Piso 2	4,8	29,19	27,656
Piso 1	2,4	13,414	12,893
Base	0	0	0

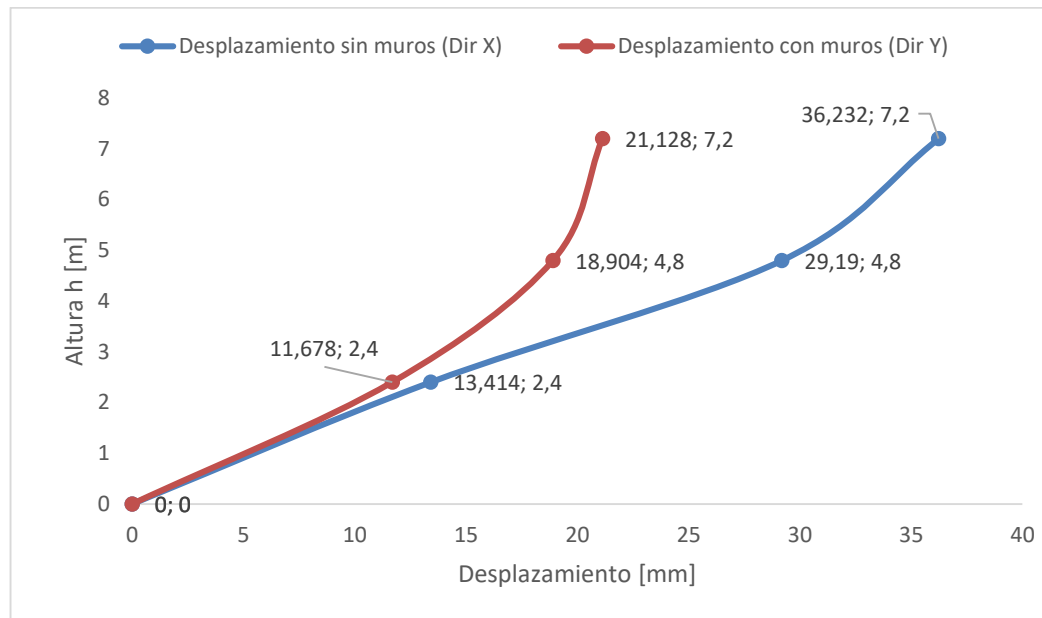
- Modelo con puntales

Tabla 28 Desplazamiento del modelo con puntales

DESPLAZAMIENTO CON MUROS			
Piso		X	Y
	h [m]	Max [mm]	
Piso 3	7,2	21,128	15,518
Piso 2	4,8	18,904	13,041
Piso 1	2,4	11,678	6,223
Base	0	0	0

c) Comparación de desplazamientos

Figura 64. Comparativo de desplazamiento



A continuación, se procederá a comparar los efectos en los elementos estructurales, vigas y columnas. Los resultados para el modelo sin puntales se muestra en la Tabla 29 y los del modelo con muros se muestran en la Tabla 30 y el resumen de los resultados se muestra en la Figura 30. Convención de nomenclatura de muros para el pórtico 3

d) Esfuerzos en columnas

- Modelo sin puntales

Tabla 29 Esfuerzo cortante en columnas (Modelo sin muros)

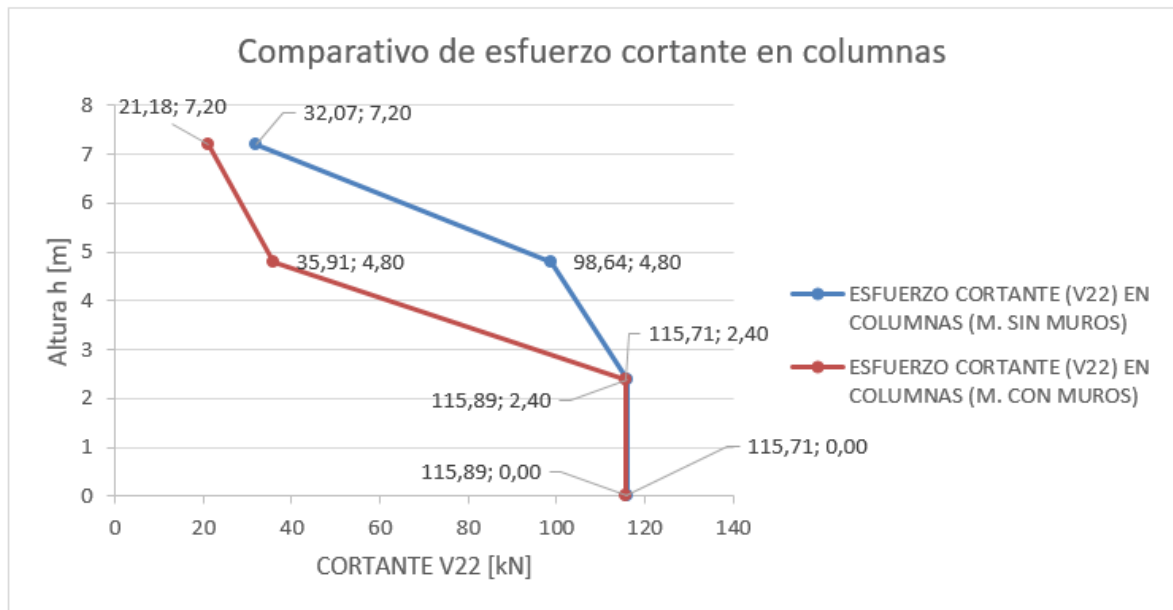
ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS (M. SIN MUROS)			
Piso	H	V2	V3
		Max [kN]	
Piso 3	7,2	32,0684	27,4827
Piso 2	4,8	98,6428	90,1447
Piso 1	2,4	115,8925	110,6746
Base	0	115,8925	110,6746

- Modelo con puntales

Tabla 30 Esfuerzo cortante en columnas (Modelo con muros)

ESFUERZO CORTANTE EN COLUMNAS (M. CON MUROS)			
Piso	H	V2	V3
		Max [kN]	
Piso 3	7,2	21,1774	19,7982
Piso 2	4,8	35,9062	44,2265
Piso 1	2,4	115,7065	55,7536
Base	0	115,7065	55,7536

Figura 65. Comparativo entre esfuerzo cortante en columnas



A continuación, se muestra una tabla comparativa entre los elementos con mayor variación entres sus esfuerzos, de los modelos con puntales equivalentes y sin puntales, esfuerzos producidos en un mismo elemento. Cabe resaltar que este comparativo es un poco más representativo del comportamiento de los dos modelos debido a la influencia de la mampostería debido a que compara los efectos sobre un mismo elemento y se verifica que tanta variación hubo para cada modelo.

e) Variación máxima de esfuerzos en columnas

Tabla 31 Comparativa entre la variación máxima de esfuerzos en columnas

Envolvente maximo COLUMNAS			
	Elemento	Piso	Variación [Valor absoluto]
Axial [KN]	C16	1	73,1464
Cortante [KN]	C19	1	7,53
Momento flector [KN.m]	C19	1	20,36
Momento torsor [KN.m]	C13	1	3,99

f) Esfuerzos en vigas

I. Cortantes

- Modelo con puntales

Tabla 32 Esfuerzo cortante en vigas (Modelo con muros)

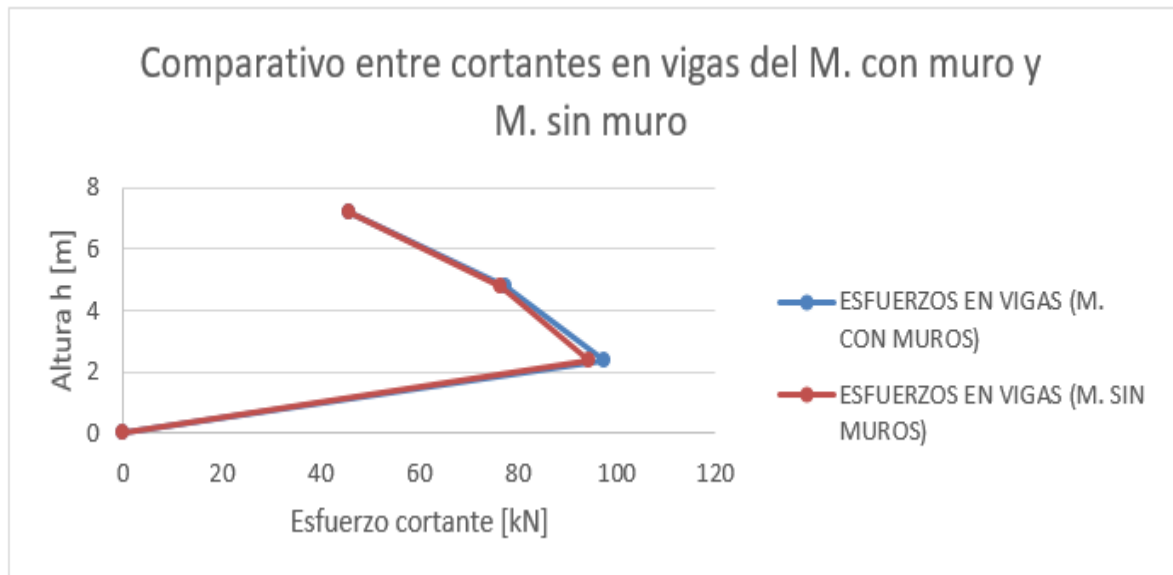
ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS (M. CON MUROS)			
Piso	h	V2 [Valor absoluto]	elemento
		Max [kN]	
Piso 3	7,2	45,8593	B23
Piso 2	4,8	77,3481	B30
Piso 1	2,4	97,5086	B30
Base	0	0	N.A

- Modelo sin puntales

Tabla 33. Esfuerzo cortante en vigas (modelo sin muros)

ESFUERZO CORTANTE EN VIGAS (M. SIN MUROS)			
Piso	h	V2 [Valor absolute]	elemento
		[kN]	
Piso 3	7,2	45,8593	B23
Piso 2	4,8	76,3903	B30
Piso 1	2,4	94,5447	B30
Base	0	0	N.A

Figura 66. Comportamiento de cortante en los dos modelos.



II. Momento flector

- Modelo con puntales

Tabla 34 Momento en vigas (modelo con muros)

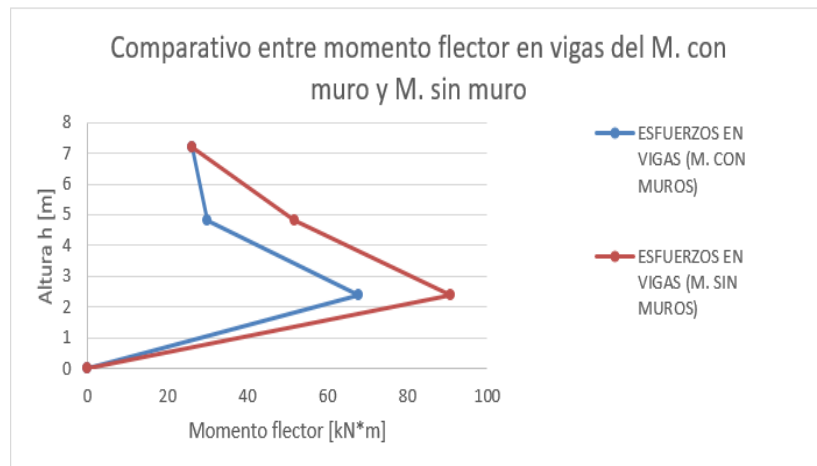
MOMENTO FLECTOR EN VIGAS (M. CON MUROS)			
Piso	h	M3	elemento
		Max [Kn*m]	
Piso 3	7,2	26,2267	B33
Piso 2	4,8	30,0301	B30
Piso 1	2,4	67,8343	B28
Base	0	0	N.A

- Modelo sin puntales

Tabla 35 Momento flector en vigas (Modelo sin muros)

MOMENTO FLECTOR EN VIGAS (M. SIN MUROS)			
Piso	h	M3	elemento
		[Kn*m]	
Piso 3	7,2	26,1063	B33
Piso 2	4,8	51,7455	B30
Piso 1	2,4	90,8972	B28
Base	0	0	N.A

Figura 67. Comparativo entre momentos flectores en vigas para los dos modelos



III. Momento torsor

- Modelo con puntales

Tabla 36 Momento torsor en vigas (Modelo con muros)

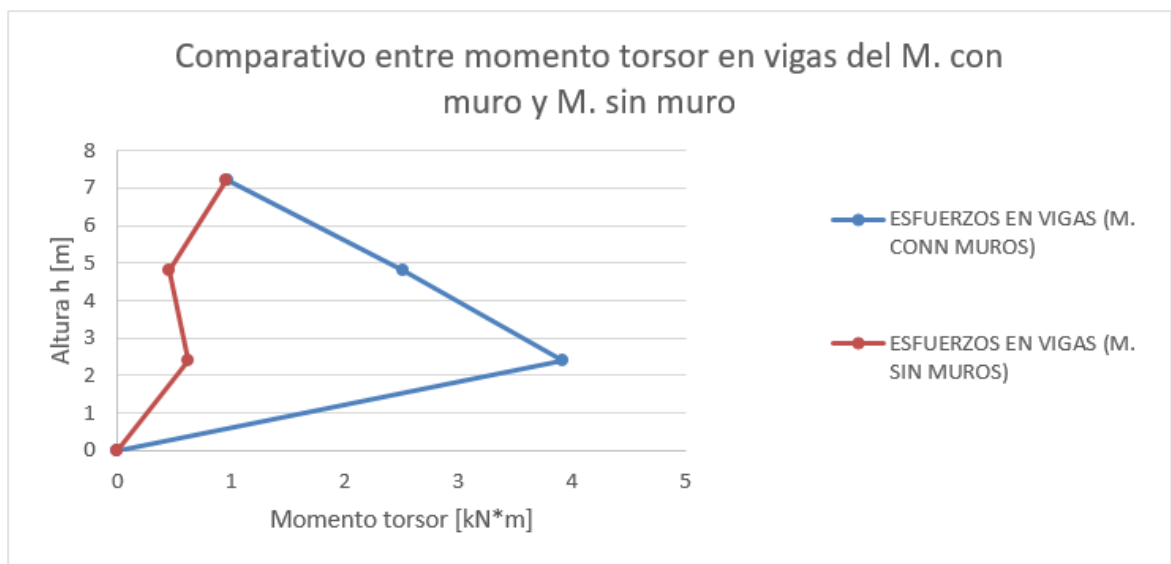
MOMENTO TORSOR EN VIGAS (M. CON MUROS)			
Piso	h	T	elemento
		Max [Kn*m]	
Piso 3	7,2	0,9654	B27
Piso 2	4,8	2,5203	B34
Piso 1	2,4	3,9179	B27
Base	0	0	N.A

- Modelo sin puntales

Tabla 37 Momento torsor en vigas (Modelo sin muros)

MOMENTO TORSOR EN VIGAS (M. SIN MUROS)			
Piso	h	M3	elemento
		[Kn*m]	
Piso 3	7,2	0,9574	B33
Piso 2	4,8	0,452	B30
Piso 1	2,4	0,6159	B28
Base	0	0	N.A

Figura 68. Comparativo entre momento torsor en vigas.



- Variación entre los esfuerzos en vigas

Tabla 38. Comparativo de la variación de los esfuerzos en un mismo elemento de los dos modelos.

Envolvente Máximo Vigas				
	Elemento	Piso	Variación	% de Variación
Axial	N.A	N.A	N.A	N.A
Cortante	B32	1	32,27	29,5%
Momento flector	B21	1	0,40	1,6%
Momento torsor	B32	1	3,70	99,999%

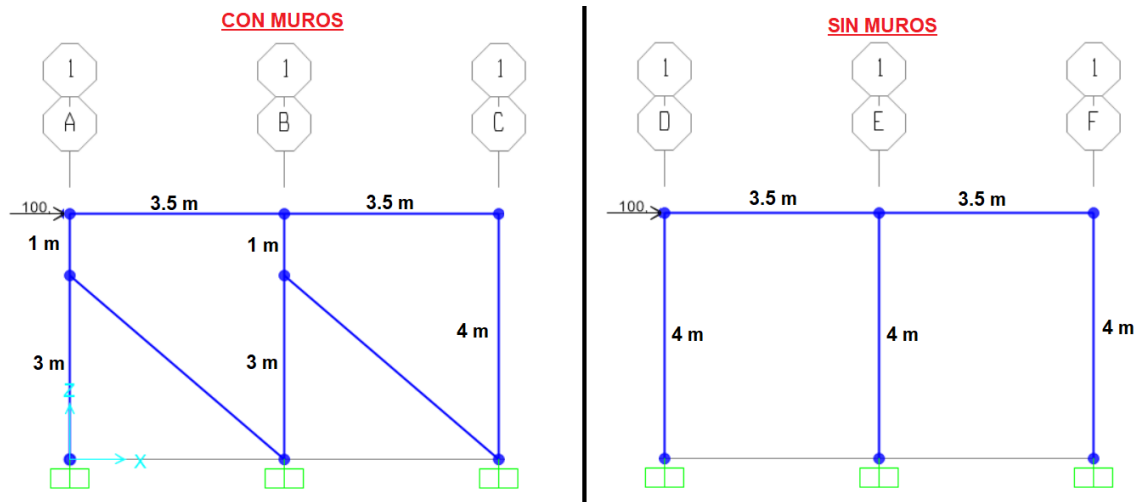
7 EFECTOS DE LA INTERACCIÓN ENTRE LOS MUROS DE RELLENO Y PÓRTICOS DE CONCRETO REFORZADO.

7.1 COLUMNA CORTA

Para explicar el efecto de columna corta se plantea un modelo sencillo en 2D, en el cual se muestra un paralelo entre un pórtico modelando el muro de relleno y otro donde no, y de esta manera comparar su comportamiento por la influencia de la mampostería en el pórtico. Para el modelamiento de los muros de rellenos se utilizará la metodología del puntal diagonal equivalente propuesto por Bazán y Meli, el cual previamente se demostró que es el que mejor representa el comportamiento de los muros de mampostería por ser uno de los más completos y que arrojaba resultados coherentes. El efecto de columna corta se presenta cuando se le limita el desplazamiento a una parte de la columna y la otra parte puede desplazarse libremente. Éste comportamiento hace que la rigidez del tramo libre aumente significativamente y por esta razón aumentan los cortante en esta zona de la columna como se demuestra con un modelo de un pórtico 2D sencillos con sección de vigas de 25x30 cm y columnas de 30x30 cm aplicándole una carga de 100 kN horizontal [Figura 69 y Figura 70] . Adicionalmente a esto, el aumento en la rigidez de un tramo de la columna hace que aumente su fragilidad y por tanto pueda fallar con desplazamientos más bajos.

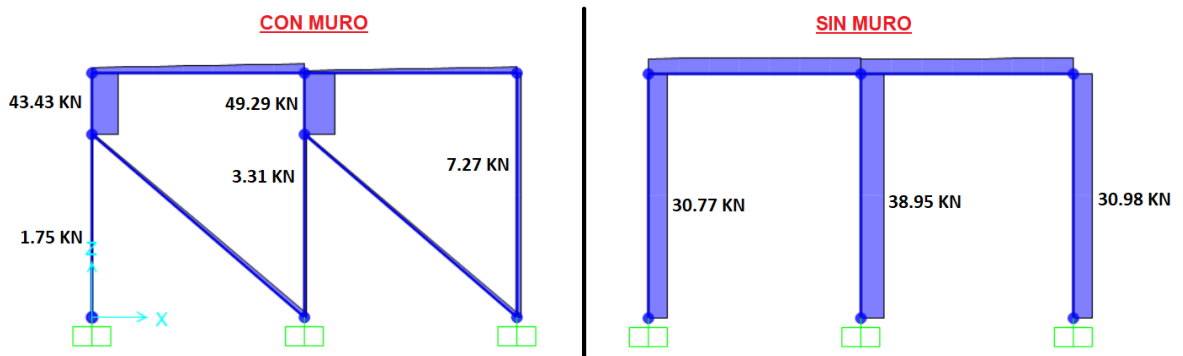
A continuación, en la Figura 69 y Figura 70 se muestra el modelo en donde se evidencia el efecto de columna corta:

Figura 69 Modelos comparativos de columna corta



Los resultados de cortante en kN obtenidos fueron los siguientes:

Figura 70 Resultados cortantes, modelo comparativos de columna corta



Como se evidencia en los resultados se presentó un aumento de cortante en el modelo en el cual se tuvo en cuenta los muros, con lo cual se demuestra que va ser

perjudicial si no se aísla la estructura de estos muros y no se tienen en cuenta en sus modelos.

7.2 EFECTOS DE TORSIÓN

Los problemas de torsión se desarrollan cuando el centro de masa de la estructura no está ubicado en el centro de su resistencia lateral, que también se conoce como el centro de rigidez. Un ejemplo común es un edificio alto que tiene un área del primer piso que consiste en un espacio que está abierto y que soporta los pisos superiores mediante el uso de columnas aisladas, mientras que el resto del área del primer piso contiene muros de carga sólidos que son interconectados. El área abierta que tiene columnas aisladas tendrá típicamente una resistencia lateral mucho menor que la parte del piso que contiene los muros de carga interconectados. Si bien el centro de masa del edificio puede ubicarse en el punto medio del área del primer piso, el centro de rigidez se desplaza hacia el área que contiene los muros de carga interconectados¹⁶.

Cuando los muros de relleno empiezan a interactuar con el pórtico de concreto y le empiezan aportar rigidez, se van a tener unas concentraciones de mayor rigidez en unas zonas de las plantas lo que le va generar problemas de torsión a la edificación así esta sea regular. Esta torsión hay que controlarla o aislar estos muros de la estructura, y modelar los pórticos solos. Con el análisis del pórtico 10 [Figura 50 a la Figura 58], se demuestra que esta estructura con la interacción de los muros le va generar unos problemas de torsión que no se presentan cuando no están en el modelo [Tabla 39 a la Tabla 41] ya que con la rigidez adicional aportada por los

¹⁶ Robert W. Day: Geotechnical Earthquake Engineering Handbook: With the 2012 International Building Code, Second Edition. EARTHQUAKE STRUCTURAL DAMAGE, Chapter (McGraw-Hill Professional, 2012), AccessEngineering

muros los centros de rigidez van a cambiar y ya no van a coincidir con los centros de masa y centros de cortante.

Tabla 39. Centro de masa Vs Centro de Rigidez, pórtico 10

	Centro masa		Sin Muros		Con muros	
			Centro Rigidez		Centro Rigidez	
Story	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Story1	-72,821	-33,176	-72,821	-33,176	-146,621	153,666
Story2	-72,821	-33,176	-72,821	-33,176	-196,902	107,097
Story3	-72,821	-33,176	-72,821	-33,176	-221,067	83,503

Se realiza la comprobación de irregularidad torsional [tipo 1ap] y torsional extrema [tipo 1bp] que se describe en la NSR 10 en la figura A.3-1 y tabla A.3-6 para el pórtico 10 [Figura 50 a la Figura 58.

Tabla 40. Evaluación Irregularidad Torsional, Sismo X

MODELO	SIN PUNTALES		CON PUNTALES	
Caso de carga	Modal Espectral X		Modal Espectral X	
Dirección de estudio	X	Y	X	Y
Piso	1	1	1	1
$\Delta 1$ [mm]	13,399	0	10,45	4,835
$\Delta 2$ [mm]	13,399	0	3,875	2,536
$(\Delta 1 + \Delta 2) / 2$ [mm]	13,399	0	7,1625	3,6855
torsional extrema	NO	NO	SI	NO
Torsional	NO	NO	NO	SI

Tabla 41. Evaluación irregularidad Torsional, Sismo Y

MODELO	SIN PUNTALES		CON PUNTALES	
Caso de carga	Modal Espectral Y		Modal Espectral Y	
Dirección de estudio	X	Y	X	Y
Piso	1	1	1	1
$\Delta 1$ [mm]	0	12,867	4,24	4,7
$\Delta 2$ [mm]	0	12,867	3,965	3,565
$(\Delta 1 + \Delta 2)/2$ [mm]	0	12,867	4,1025	4,1325
torsional extrema	NO	NO	NO	NO
Torsional	NO	NO	NO	NO

7.3 PISO DÉBIL

El fenómeno de piso débil se presenta en una estructura, cuando la rigidez en uno de sus pisos es considerablemente menor a sus pisos adyacentes, este cambio de rigidez entre los pisos adyacentes genera que el piso de menor rigidez se desplace horizontalmente más que el piso más rígido, por lo tanto, se va a presentar mayores derivas en este piso¹⁷. Este desplazamiento tiene un efecto adverso para las columnas del piso débil, debido a que cuando las columnas se desplazan van a tener una componente de fuerza horizontal con las cargas sísmica que genera el desplazamiento y a su vez va aparecer una componente de fuerza vertical por su peso propio, lo que resulta muy perjudicial para estos elementos y la estructura en general ya que al estar desplazados esta carga vertical va tener una excentricidad

¹⁷ Rivera Pastelín J. A; Estimación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras con un primer piso débil [Tesis de pregrado]; UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO; P. 6

respecto a su posición inicial, por lo que va tener un momento adicional, problemática que se conoce como efecto P-delta¹⁸. Este piso débil normalmente es el primer piso, ya que se dejan en este piso locales comerciales y en los demás apartamentos, como es el caso del pórtico 10 [Figura 50 a la Figura 58] y pórtico 11 [Figura 73 a la Figura 77]. Este primer piso tiene menos número de muros divisorios por lo que si estos muros de relleno quedan interactuando con los pórticos de concreto, nos puede llevar a la problemática de piso débil, por lo tanto, mayores derivas de este piso respecto a los demás. Se modelan estos pórticos y se compara los resultados del modelo con los muros de relleno interactuando y sin estos y se demuestra que efectivamente se presenta este piso débil por la interacción de los muros de relleno, los resultados muestran que los pisos superiores aumentan su rigidez [Figura 71 y Figura 72]. Si el calculista no modelo los muros pudo haber obviado esta problemática.

¹⁸ Carrillo Trujillo C. E; Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento [Tesis de pregrado]; Escuela Politécnica del Ejército; Sangolquí, 2008; P.p 133-135

Figura 71. Derivas Pórtico 10, con y sin muros.

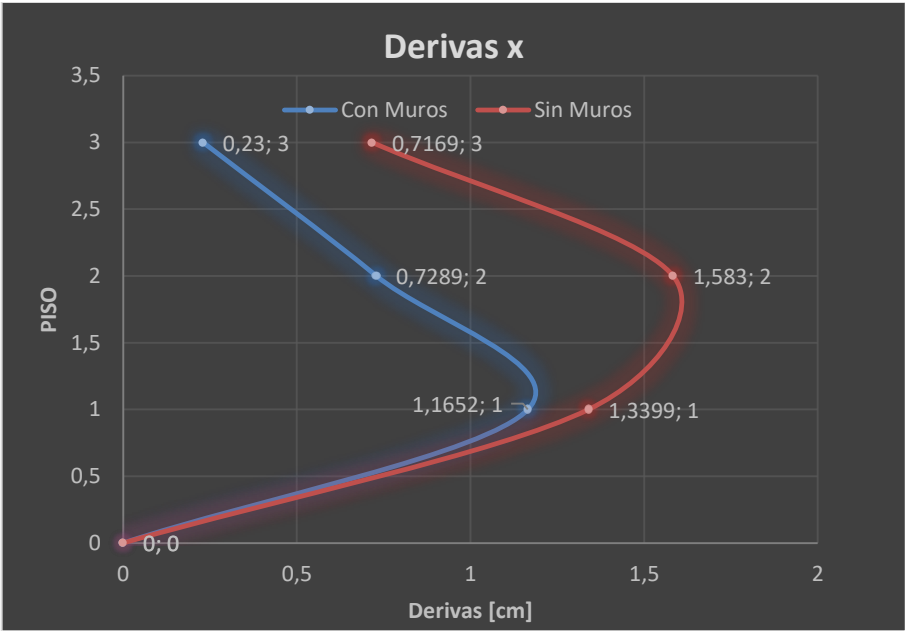


Figura 72. Desplazamientos Pórtico 10, con y sin muros



Para hacer un análisis y mostrar un poco más la problemática de la aparición de piso débil por la influencia de los muros divisorios de mampostería de arcilla se propone el pórtico 11 [Figura 73 a la Figura 77], donde se demuestra que puede aparecer la irregularidad de piso flexible y piso flexible extremo [Titulo A, NSR 10] al modelar los muros divisorios en un pórtico regular.

DESCRIPCIÓN DEL PORTICO 11

Estructura de 10 pisos, ubicada en un predio esquinero, en los que funcionan una boutique en el primero piso, bodegas y oficinas en el segundo piso y partir del tercer piso es de ocupación residencial.

El sistema estructural es de pórticos resistentes a momentos.

Figura 73 Modelo esquinero, pórtico 11





Figura 74. Perspectiva Pórtico 11



Figura 75. Planta primer piso

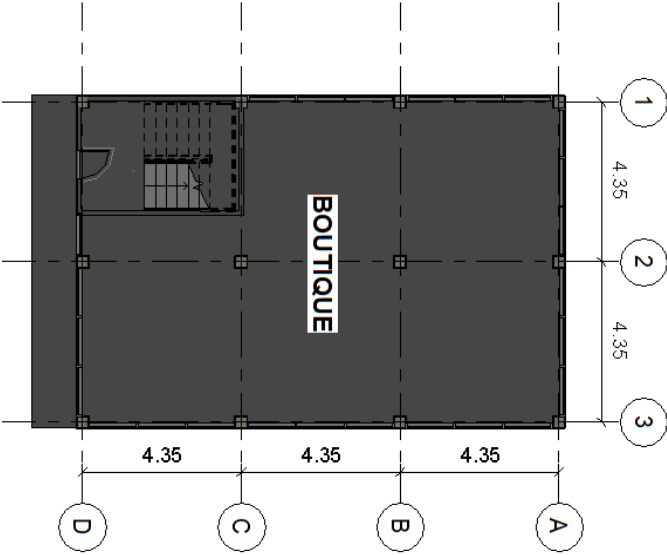


Figura 76. Planta segundo piso

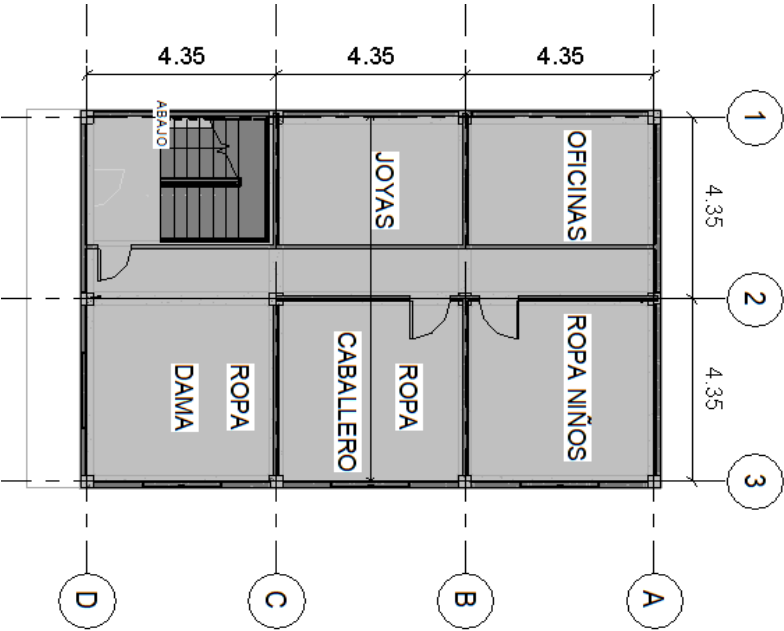


Figura 77. Planta tercer a décimo piso



- CALCULO DEL PUNTAL DIAGONAL PARA EL PÓRTICO 11

Para el cálculo del puntal diagonal se utiliza el método de Bazan y Meli y se tienen 2 pórticos tipo, se calcula el puntal equivalente para un pórtico tipo en el primer piso y otro para el resto de pisos, ya que tienen alturas de entrepisos diferentes. Los vanos y dimensiones de vigas y columnas van a ser de las mismas dimensiones.

- Descripción del pórtico del primer piso

Es un pórtico en 2D de 1 luz y 1 nivel; de $H= 3.40$ m y $L= 4.35$ m, la sección de las vigas y de las columnas de concreto se presentan a continuación:

Sección columnas:

$$b_{col} := 55 \text{ cm}$$

$$a_{col} := 55 \text{ cm}$$

Sección vigas:

$$b_{vga} := 45 \text{ cm}$$

$$a_{vga} := 50 \text{ cm}$$

Dimensiones del pórtico:

$$L := 3.175 \text{ m}$$

$$l_v := L - a_{col} = 2.625 \text{ m}$$

$$H := 3.4 \text{ m}$$

$$h := H - a_{vga} = 2.95 \text{ m}$$

Modelo de Bazan y Meli (1980)

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

$$G_m := 0.4 \cdot E_m = (5.4 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

$$A_c := \frac{(b_{col} \cdot a_{col}) \cdot 2}{2} = (3.025 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

$$A_m := l_v \cdot t = (2.363 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Bazan} := \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} < 0.9 \\ \quad \parallel 0.9 \\ \text{else if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} > 11 \\ \quad \parallel 11 \end{array} \right| = 11$$

$$\xi := \frac{l_v}{H} = 0.772$$

$$a_{BazanM2} := \left. \begin{array}{l} \text{if } 0.75 \leq \xi \leq 2.50 \\ \quad \parallel (0.35 + 0.022 \cdot \lambda_{Bazan}) \cdot h \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No se puede aplicar este metodo"} \end{array} \right| = 1.72 \text{ m}$$

- Descripción del pórtico del segundo piso tipo 1

Es un pórtico en 2D de 1 luz y 1 nivel; de H= 2.30 m y L= 4.35 m, la sección de las vigas y de las columnas de concreto son las mismas del primer piso

Dimensiones del pórtico:

$$L := 4.35 \text{ m}$$

$$l_v := L - a_{col} = 3.8 \text{ m}$$

$$H := 2.3 \text{ m}$$

$$h := H - a_{vga} = 1.8 \text{ m}$$

Modelo de Bazan y Meli (1980)

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

$$G_m := 0.4 \cdot E_m = (5.4 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

$$A_c := \frac{(b_{col} \cdot a_{col}) \cdot 2}{2} = (3.025 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

$$A_m := l_v \cdot t = (3.42 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Bazan} := \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} < 0.9 \\ \parallel 0.9 \\ \text{else if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} > 11 \\ \parallel 11 \end{array} \right| = 11 \quad \xi := \frac{l_v}{H} = 1.652$$

$$a_{BazanM2} := \left. \begin{array}{l} \text{if } 0.75 \leq \xi \leq 2.50 \\ \parallel (0.35 + 0.022 \cdot \lambda_{Bazan}) \cdot h \\ \text{else} \\ \parallel \text{"No se puede aplicar este metodo"} \end{array} \right| = 1.07 \text{ m}$$

- Descripción del pórtico del segundo piso tipo 2

Es un pórtico en 2D de 1 luz y 1 nivel; de $H = 2.30 \text{ m}$ y $L = 3.175 \text{ m}$, la sección de las vigas y de las columnas de concreto son las mismas del primer piso

Dimensiones del pórtico:

$$L := 3.175 \text{ m}$$

$$l_v := L - a_{col} = 2.625 \text{ m}$$

$$H := 2.3 \text{ m}$$

$$h := H - a_{vga} = 1.8 \text{ m}$$

Modelo de Bazan y Meli (1980)

G_m : es el módulo de corte de la mampostería

$$G_m := 0.4 \cdot E_m = (5.4 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

A_c es el área promedio de las columnas adyacentes

$$A_c := \frac{(b_{col} \cdot a_{col}) \cdot 2}{2} = (3.025 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

A_m es el área de la sección transversal de la mampostería

$$A_m := l_v \cdot t = (2.363 \cdot 10^3) \text{ cm}^2$$

λ : Parámetro de rigidez equivalente

$$\lambda_{Bazan} := \left. \begin{array}{l} \text{if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} < 0.9 \\ \quad \parallel 0.9 \\ \text{else if } \frac{E_c \cdot A_c}{G_m \cdot A_m} > 11 \\ \quad \parallel 11 \end{array} \right| = 11$$

$$\xi := \frac{l_v}{H} = 1.141$$

$$a_{BazanM2} := \left. \begin{array}{l} \text{if } 0.75 \leq \xi \leq 2.50 \\ \quad \parallel (0.35 + 0.022 \cdot \lambda_{Bazan}) \cdot h \\ \text{else} \\ \quad \parallel \text{"No se puede aplicar este metodo"} \end{array} \right| = 1.07 \text{ m}$$

a) Análisis del piso débil

Para este análisis se utiliza el pórtico 11 [Figura 73 a la Figura 77] donde se chequea las irregularidades del tipo 1Aa (piso flexible) y 1bA (piso flexible extremo) que nos presenta la NSR 10 en la figura A.3-2 (Irregularidades en altura). Esta edificación

se asume que está ubicada en la Ciudad de Bucaramanga y con un suelo tipo D. A continuación, los parámetros sísmicos introducidos en el software Etabs para los 2 modelos, con puntales y sin puntales:

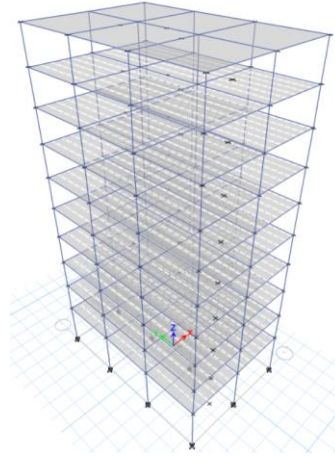
Figura 78. Parámetros sísmicos introducidos al pórtico 11

Parameters	
Effective Peak Acceleration, A_a	0,25
Effective Peak Velocity, A_v	0,25
Reduced Effective Peak Acceleration, A_e	0,15
Eff. Peak Accel. for Damage Threshold, A_d	0,09
Group of Use	Group 1 
Amplification Factor for Acceleration, F_a	1,3
Amplification Factor for Velocity, F_v	1,9

Para este análisis se utiliza el método modal espectral y se hace el ajuste de resultados del numeral A.5.4.5 de la NSR 10 por lo que es necesario el cálculo de la fuerza horizontal equivalente.

I. Estructura sin puntales

Figura 79. Pórtico 11 sin puntales



Se aplica el método de la fuerza horizontal equivalente obteniendo los siguientes resultados para el cortante basal:

Tabla 42 Fuerza Horizontal Equivalente, Pórtico 11, Sin puntales.

SIN PUNTALES	
Ta [sec]=	0,8239734
Av	0,25
Fv	1,9
I	1
T [sec]	0,798
Sa	0,7140
K	1,149
Peso Modelo [KN]	12627,63
Vsx [KN]	9016,13

Se calcula el cortante basal con el análisis dinámico elástico espectral mediante el software Etabs y se compara con el obtenido por la fuerza horizontal equivalente para realizar el respectivo ajuste [A.5.4.5, NSR 10]. La estructura que se analiza es regular:

Tabla 43 Ajuste de resultados, Pórtico 11, Sin puntales

Sin puntales	FHE	Modal Espectral	Factor de ajuste
Cortante Basal x [KN]	9016,1255	7723,1734	1
Cortante Basal y [KN]	9016,1255	8233,0232	1

Aplicando el factor de ajuste al modelo se realiza el análisis dinámico nuevamente y se procede a chequear las derivas de acuerdo al capítulo A.6 de la NSR 10:

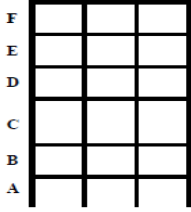
Tabla 44 Comprobación de derivas, Pórtico 11, Sin puntales

PISO	SISMO	Deriva max. X [mm]	Altura entrepiso [mm]	Deriva	Deriva max permitida	CHEQUEO
Story10	DINAMICO X Max	4,31	2300	0,187%	1%	OK
Story9	DINAMICO X Max	6,985	2300	0,304%	1%	OK
Story8	DINAMICO X Max	9,978	2300	0,434%	1%	OK
Story7	DINAMICO X Max	12,756	2300	0,555%	1%	OK
Story6	DINAMICO X Max	15,189	2300	0,660%	1%	OK

Story5	DINAMICO X Max	17,236	2300	0,749%	1%	OK
Story4	DINAMICO X Max	18,874	2300	0,821%	1%	OK
Story3	DINAMICO X Max	20,048	2300	0,872%	1%	OK
Story2	DINAMICO X Max	20,651	2300	0,898%	1%	OK
Story1	DINAMICO X Max	24,39	3400	0,717%	1%	OK
Story10	DINAMICO Y Max	3,342	2300	0,145%	1%	OK
Story9	DINAMICO Y Max	5,936	2300	0,258%	1%	OK
Story8	DINAMICO Y Max	8,849	2300	0,385%	1%	OK
Story7	DINAMICO Y Max	11,576	2300	0,503%	1%	OK
Story6	DINAMICO Y Max	13,996	2300	0,609%	1%	OK
Story5	DINAMICO Y Max	16,071	2300	0,699%	1%	OK
Story4	DINAMICO Y Max	17,776	2300	0,773%	1%	OK
Story3	DINAMICO Y Max	19,074	2300	0,829%	1%	OK
Story2	DINAMICO Y Max	19,947	2300	0,867%	1%	OK
Story1	DINAMICO Y Max	24,608	3400	0,724%	1%	OK

Las derivas no sobrepasan el 1%, por lo que se procede a chequear las irregularidades de piso Flexible (1Aa) y flexible extremo (1bA) para el primer piso:

Figura 80. Irregularidad Piso flexible y flexible extremo, NSR 10

Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$	
Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$	

Fuente: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS).
Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, A.3, Bogotá:
AIS, 2010. p. 62

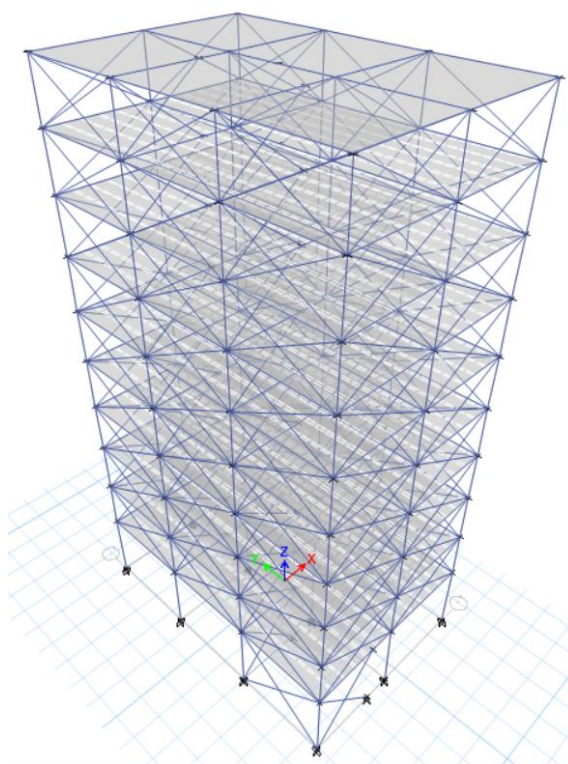
Tabla 45 Chequeo irregularidad piso flexible y flexible extremo, Pórtico 11, Sin puntales

Modelo Sin Puntales			
Rigidez X [KN/mm]		Rigidez Y [KN/mm]	
K4 (Rigidez piso 4)	344,27504	K4 (Rigidez piso 4)	388,38824
K3 (Rigidez piso 3)	352,04275	K3 (Rigidez piso 3)	393,74654
K2 (Rigidez piso 2)	361,77286	K2 (Rigidez piso 2)	398,95322
K1 (Rigidez piso 1)	316,6511	K1 (Rigidez piso 1)	334,56794
0,6K2	217,06372	0,6K2	239,37193
0,7K2	253,241	0,7K2	279,26725
No Piso Flexible		No Piso Flexible	
No piso flexible extremo		No piso flexible extremo	
(k2+k3+k4)/3	352,69688	(k2+k3+k4)/3	393,696
0.7*(k2+k3+k4)/3	246,88782	0.7*(k2+k3+k4)/3	275,5872
0.8*(k2+k3+k4)/3	282,15751	0.8*(k2+k3+k4)/3	314,9568
No Piso Flexible		No Piso Flexible	
No piso flexible extremo		No piso flexible extremo	

Se comprueba que el primer piso no presenta piso débil o débil extremo, por lo que se procede a realizar el análisis dinámico lineal espectral para la misma estructura, pero esta vez teniendo en cuenta el aporte de rigidez de los muros divisorios de arcilla modelados mediante puntales por la metodología de Bazan y Meli y así de esta manera ver cómo influyen en el comportamiento dinámico de esta estructura.

II. Estructura con puntales

Figura 81. Pórtico 11 con puntales



Resultados de fuerza horizontal equivalente:

Tabla 46 Fuerza horizontal equivalente, Pórtico 11, con puntales

Con puntales	
Ta [sec]=	0,8239734
Av	0,25
Fv	1,9
I	1
T [sec]	0,741
Sa	0,7690
K	1,1205
Peso Modelo [KN]	12627,63
Vsy [KN]	9710,6449

Se calcula el cortante basal con el análisis dinámico elástico espectral mediante el software Etabs y se compara con el obtenido por la fuerza horizontal equivalente para realizar el respectivo ajuste [A.5.4.5, NSR 10]. La estructura que se analiza presenta la irregularidad de piso débil como se demostrara más adelante:

Tabla 47 Ajuste de resultados, Pórtico 11, con puntales

Con puntales	FHE	Modal Espectral	Factor de ajuste
Cortante Basal x [KN]	9710,64	8415,1967	1,04
Cortante Basal y [KN]	9710,6449	8819,4206	1

El factor de corrección se dejará como 1 para ambas direcciones, para que el modelo con puntales quede sometido a las mismas cargas sísmicas que el modelo sin puntales, y así poder hacer una comparación en lo que varía con las derivas.

Tabla 48 Chequeo Derivas, Pórtico 11, Con puntales

PISO	SISMO	Deriva max. X [mm]	Deriva max. Y [mm]	Altura entrepiso [mm]	Deriva	CHEQUEO
Story10	DINAMICO X Max	4,432	4,832	2300	0,210%	OK
Story9	DINAMICO X Max	6,853	4,68	2300	0,298%	OK
Story8	DINAMICO X Max	9,518	4,446	2300	0,414%	OK
Story7	DINAMICO X Max	11,947	4,137	2300	0,519%	OK
Story6	DINAMICO X Max	14,051	3,762	2300	0,611%	OK
Story5	DINAMICO X Max	15,806	3,328	2300	0,687%	OK
Story4	DINAMICO X Max	17,217	0	2300	0,749%	OK
Story3	DINAMICO X Max	18,391	0	2300	0,800%	OK
Story2	DINAMICO X Max	20,244	0	2300	0,880%	OK
Story1	DINAMICO X Max	29,462	0	3400	0,867%	OK
Story10	DINAMICO Y Max	0	5,88	2300	0,256%	OK
Story9	DINAMICO Y Max	0	7,96	2300	0,346%	OK
Story8	DINAMICO Y Max	0	10,312	2300	0,448%	OK
Story7	DINAMICO Y Max	0	12,482	2300	0,543%	OK
Story6	DINAMICO Y Max	0	14,368	2300	0,625%	OK
Story5	DINAMICO Y Max	0	15,937	2300	0,693%	OK
Story4	DINAMICO Y Max	0	17,184	2300	0,747%	OK
Story3	DINAMICO Y Max	0	18,172	2300	0,790%	OK
Story2	DINAMICO Y Max	0	19,54	2300	0,850%	OK
Story1	DINAMICO Y Max	0	28,824	3400	0,848%	OK

Las derivas no sobrepasan el 1%, por lo que se procede a chequear las irregularidades de piso Flexible (1Aa) y flexible extremo (1bA) para el primer piso:

Tabla 49 Chequeo piso flexible y flexible extremo, Pórtico 11, Con puntales

Modelo Con Puntales			
Rigidez X [KN/mm]		Rigidez Y [KN/mm]	
K4 (Rigidez piso 4)	423,49651	K4 (Rigidez piso 4)	466,1047
K3 (Rigidez piso 3)	433,68648	K3 (Rigidez piso 3)	471,01342
K2 (Rigidez piso 2)	427,02935	K2 (Rigidez piso 2)	453,08099
K1 (Rigidez piso 1)	320,80254	K1 (Rigidez piso 1)	320,39426
0,6K2	256,21761	0,6K2	271,84859
0,7K2	298,92055	0,7K2	317,15669
No Piso Flexible		No Piso Flexible	
No piso flexible extremo		No piso flexible extremo	
$(k_2+k_3+k_4)/3$	428,07078	$(k_2+k_3+k_4)/3$	463,3997
$0.7*(k_2+k_3+k_4)/3$	299,64955	$0.7*(k_2+k_3+k_4)/3$	324,37979
$0.8*(k_2+k_3+k_4)/3$	342,45662	$0.8*(k_2+k_3+k_4)/3$	370,71976
Piso Flexible		No Piso Flexible	
No piso flexible extremo		Piso Flexible extremo	

Se comprueba que la influencia de los muros divisorios de mampostería de arcilla le puede generar la irregularidad de piso flexible extremo a una estructura, problemática que no se puede evidenciar sin modelar estos muros.

III. Comparativo de modelo con y sin puntales del pórtico 11

Tabla 50 Comparativo modelo con y sin puntales del pórtico 11.

PÓRTICO 11			
	Piso	Sin puntales	Con puntales
DERIVAS MAXIMAS	Story10	0,187%	0,256%
	Story9	0,304%	0,346%
	Story8	0,434%	0,448%
	Story7	0,555%	0,543%
	Story6	0,660%	0,625%
	Story5	0,749%	0,693%
	Story4	0,821%	0,749%
	Story3	0,872%	0,800%
	Story2	0,898%	0,880%
	Story1	0,724%	0,867%
CORTANTE BASAL	FHE [KN]	9016,125464	9710,644932
	Dinamico X [KN]	7723,1734	8415,1967
	Dinamico Y [KN]	8233,0232	8819,4206
	Factor de ajuste	1	1,04
PERIODO	T [Sec]	0,798	0,741
RIGIDEZ [KN/mm]	PISO 4	344,27504	388,38824
	PISO 3	352,04275	393,74654
	PISO 2	361,77286	398,95322
	PISO 1	316,6511	334,56794
IRREGULARIDAD	PISO DEBIL	NO	SI
	PISO DEBIL EXTREMO	NO	SI
IRREGULARIDAD	TORSIONAL	NO	SI
	TORSIONAL EXTREMO	NO	SI

Figura 82. Deriva x, pórtico 11

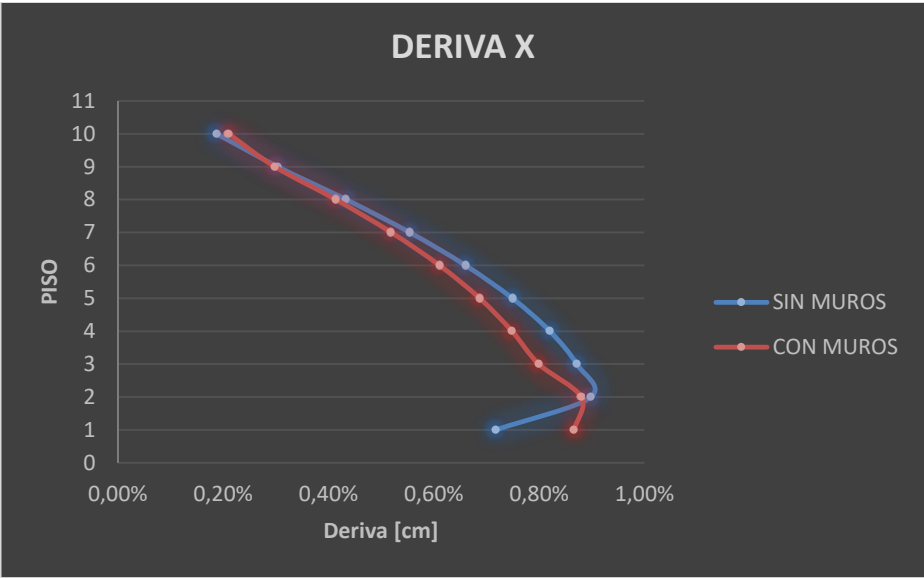
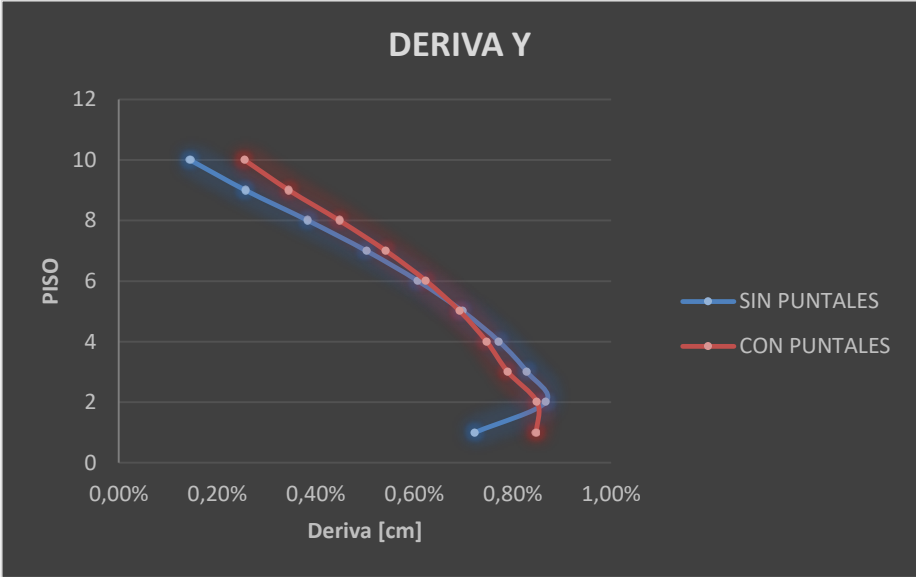


Figura 83. Deriva Y, pórtico 11



8 CONCLUSIONES

- Se emplearon 2 métodos para el modelado de la mampostería utilizando el software SAP 2000: uno con el elemento tipo Shell para representar la metodología de solución mediante elementos finitos y otro con el elemento tipo Frame para representar la metodología de la diagonal equivalente, y se compararon sus resultados. Se determinó que la metodología de puntal diagonal equivalente es una aproximación válida y representativa del comportamiento de los muros de mampostería teniendo resultados cercanos al modelo mediante el elemento tipo Shell.
- De los diferentes autores del método de puntal diagonal, se escogió el de Bazan y Meli, ya que sus resultados tienen poca diferencia a los obtenidos por el método de elementos finitos y también por ser uno de los más completos y que mejor representa el comportamiento de los muros de mampostería ya que para calcular las dimensiones del puntal tiene en cuenta variables como las propiedades físico-mecánicas de la mampostería, módulo de elasticidad del concreto de las vigas y columnas, la geometría de los elementos confinantes como el área promedio de las columnas adyacentes y geometría del muro, que es fundamental para la rigidez que este aporta.
- La contribución de los muros globalmente le adiciono más rigidez a la estructura como se evidencia en el pórtico 10 y 11, ya que el periodo del primer modo de vibración para ambas estructuras, con los puntales da un periodo más corto y se evidencia también con unas derivas más pequeñas.
- Con el pórtico 10 y pórtico 11 se evidencia la influencia que tienen los muros de mampostería de relleno con el bloque #4 de la ladrillera Santafé y sus efectos sobre la respuesta sísmica de estructuras aporticadas de concreto reforzado

cuando estos interactúan ya que estos restringen los desplazamientos horizontales de los pórticos.

- Se evidencio con el pórtico 11, que por la distribución de los muros divisorios de arcilla, al modelar esta estructura con puntales y tener en cuenta su rigidez, esto le aumentó la flexibilidad en los 2 primeros pisos de la edificación, aumentando de esta manera sus derivas con respecto a la misma edificación analizándola sin tener en cuenta este aporte de rigidez, así mismo se demostró que con la rigidez adicional aportada por los muros, la edificación en su primer piso empezó a tener problemas de piso flexible extremo.
- Lo recomendable al construir pórticos de concreto reforzado con muros divisorios de arcilla, es dejar una dilatación entre estos 2 elementos, para que así de esta manera, estos muros no restrinja el libre movimiento del pórtico de concreto. Esto se recomienda ya viendo las problemáticas que se presentan con esta interacción, como son los problemas de torsión y piso flexible que aunque la NSR 10 permita diseñar estas estructuras castigando el diseño con unos coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidad, controlar esta problemática podría incurrir en sobrecostos innecesarios, al tener que ampliar la sección de los elementos afectados o si es posible cambiar los diseños arquitectónicos con una mejor distribución de muros divisorios y así de esta manera evitar concentración de rigidez y evitar estas irregularidades.
- Una estructura de pórticos de concreto reforzado regular, puede empezar a presentar irregularidades como la torsional o piso débil (Figura A.3-2, NSR 10) por la influencia de la rigidez aportada por los muros divisorios de arcilla, por no haberlos aislado de estructura principal como se pudo comprobar con los análisis realizados en el pórtico 10 y pórtico 11.

- Los muros divisorios de mampostería de arcilla tienen una gran influencia sobre las estructuras aporticadas, cuando la interacción de estos elementos no ha sido tomada en cuenta de manera adecuada pudiéndose presentar efectos de piso débil, columna corta, torsión, lo que resulta en graves consecuencias para la edificación.
- Se encontró que el método del puntal equivalente es lo suficientemente representativo del comportamiento de los muros de mampostería para ser usado como modelo de análisis, sin embargo se logró constatar que la implementación de este modelo es poco practica para el ámbito laboral debido a que resulta poco práctico tener que determinar la altura de la diagonal equivalente, para cada uno de los muros de mampostería presentes en una estructura, teniendo en cuenta que este espesor está en función, de las dimensiones del muro y ante cualquier variación en sus dimensiones, la altura del puntal debe ser recalculada, lo cual implicaría mayor tiempo en la ejecución de un diseño estructural.

BIBLIOGRAFIA

AGUIAR, Roberto; Análisis Sísmico de Edificios; 1era edición; Universidad de fuerzas armadas ESPE; 2008; capítulo 3; Pag 88-95

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS). Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, A.9.4.1, Bogotá: AIS, 2010.

BAZÁN E., and MELI R.; "Seismic analysis of structures with masonry walls"; Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering; Istanbul, Turkey.; Vol. 5; 1980, pp. 633-640.

CAI G. & SU Q., "Effect of Infills on Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame structures—A Full-Scale Experimental Study", Journal of Earthquake Engineering, January 2018, pp. 2-4

CARRILLO, Trujillo C. E; Comparación de la respuesta sísmica incorporando y desacoplando la mampostería y técnicas de reforzamiento [Tesis de pregrado]; Escuela Politécnica del Ejército; Sangolquí, 2008; P.p 133-135.

CELIGÜETA LIZARZA J; Método de los Elementos Finitos para Análisis Estructural; Cuarta Edición; España; 2011; Capítulo 1; P.8

CRISAFULLI F.; Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills [PhD thesis]; University of Canterbury; Christchurch, New Zealand; 1997; 404 p.

DECANINI L., Y FANTIN G.; “Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado limite” Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural; Buenos Aires; Vol 2; 1986; pp. 817-836.

DOGAN, Mizan; “Failure analysis of shear columns to seismic events; Engineering Failure Analysis”; 2011; 18 (2), pp. 682-693

DOGAN, Mizan y KIRAC, Nevzat; “Soft Storey Behaviour in Earthquake and Samples of Izmit – Duzce; ECAS 2002; Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu, 14 Ekim 2002, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye.

FEMA-273; Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings; Chapter 7, Masonry systematic Rehabilitation; 1997; P. 18

HENDRY, A; “Structural brickwork”; Macmillan; Londres; 1981

HOLMES; “Steel frames with brickwork and concrete infilling”; Proceedings of the Institution of Civil Engineers”, London, Part 2, Vol 19; 1961; pp. 473-478.

J. N. REDDY; Introduction to the Finite Element Method; Third Edition; The finite element method; Chapter 1 (McGraw-Hill Professional), AccessEngineering; chapter 1; 2006; Pag 1-13

LIAUW T., AND KWAN K; “Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames”; Computers & Structures; 18 (3); 1984; pp. 551-560.

MAINSTONE R; “On the stiffnesses and strengths of infilled frames”; Proceedings of the Institution of Civil Engineers; Supplement IV; 1971; pp. 57-90.

NORMA TÉCNICA COLOMBIANA. ICONTEC Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación. NTC 4205.

PAULAY T., AND PRIESTLEY M.; “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”; chapter 7; 1992; p. 584-588

RIVERA PASTELÍN J. A; Estimación de la vulnerabilidad sísmica en estructuras con un primer piso débil [Tesis de pregrado]; UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO; P. 6

ROBERT W. DAY; Geotechnical Earthquake Engineering Handbook: With the 2012 International Building Code, Second Edition. EARTHQUAKE STRUCTURAL DAMAGE, Chapter (McGraw-Hill Professional, 2012), AccessEngineering

SATTAR S; Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings [PhD thesis]; University of Colorado Boulder; 2014; P. 6-7.

STAFFORD S.; “Behaviour of square infilled frames”; Proceedings of the American Society of Civil Engineering, Journal of Structural Division, 92 (ST1); 1966; pp. 381-403.

STAFFORD S.; “Lateral stiffness of infilled frames”, Proceedings of the American Society of Civil Engineering; Journal of Structural Division, 88 (ST6); 1962; pp. 183-199.