



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

**“INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL  
COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA  
SOMETIDO A CARGA LATERAL”**

**AUTOR:** Christian Santiago Castro Falcón

**TUTOR:** Ing. Mg. Christian Medina

Ambato-Ecuador 2019

## **CERTIFICACIÓN DEL TUTOR**

Yo, Ing. Mg. Christian Medina, certifico que el presente trabajo bajo el tema: “INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA SOMETIDO A CARGA LATERAL”, es de autoría del Sr. Christian Santiago Castro Falcón, el mismo que ha sido realizado bajo mi supervisión y tutoría.

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, 5 de junio del 2019

---

Ing. Mg. Christian Medina

## **AUTORÍA**

Yo, Christian Santiago Castro Falcón, con C.I.: 1804119798, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certifico por medio de la presente que el trabajo con el tema: “INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA SOMETIDO A CARGA LATERAL”, es de mi completa autoría.

Ambato, 5 de junio del 2019

---

Christian Santiago Castro Falcón

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y proceso de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este Trabajo Experimental dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, 5 de junio del 2019

---

Christian Santiago Castro Falcón

Autor



## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del proyecto experimental realizado por el estudiante Christian Santiago Castro Falcón de la carrera de Ingeniería Civil, bajo el tema: “INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA SOMETIDO A CARGA LATERAL”.

Ambato, junio del 2019

Para constancia firman:

---

Ing. Maritza Ureña

---

Ing. Santiago Medina

## DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi madre, quien desde muy corta edad me inculco valores y principios que hicieron eco a lo largo de mi vida, gracias a su desinteresado sacrificio y abnegación ayudaron a formar mi carácter y mi espíritu, a pesar de la distancia que nos separó gran parte de mi vida siempre buscaste la manera de estar presente y ser mi apoyo incondicional.

Mi abuelita Sara Rodríguez quien con su amor forjo el ser humano en el que me convertí, mujer de pocas palabras, pero siempre las correctas en la búsqueda de días mejores, siempre dándome el coraje para no abandonar mis objetivos.

En memoria a mi abuelito Luis Falcón, a pesar de que su cuerpo no está presente desde hace más de 10 años aún puedo sentir su presencia, recuerdo todas y cada una de las enseñanzas que me dejó; en su lecho de muerte a pesar de su enfermedad en uno de sus últimos momentos de lucidez fiel a sus creencias religiosas me dio su bendición y me pidió que nunca deje de luchar por alcanzar mis objetivos.

Mis tíos, Carmita, Luis, Neris, Edgar, quienes me apoyaron para que siga siempre mis metas, nunca desmaye y crearon expectativas más allá de las que yo pensé poder alcanzar, estuvieron en todos los momentos difíciles de mi vida con palabras de apoyo y respaldo. Edgar quien con su ejemplo inculco en mí el amor por esta carrera desde muy corta edad, te agradezco especialmente por ayudarme a ver la vida desde otra perspectiva y apoyarme en todos mis proyectos.

Dedico en especial este trabajo a mi hijo Thomas y mi amada esposa Katty, quienes con su amor, detalles y apoyo constante han sido la inspiración para no desmayar en ningún momento y seguir luchando por cumplir todas mis metas, proyectarme nuevas y trabajar por cumplirlas todas. Ningún logro se puede comparar al de formar una familia llena de amor, ustedes siempre serán el mayor de mis logros.

## **AGRADECIMIENTO**

Un especial agradecimiento a todas las personas que me acompañaron en este trayecto de mi vida universitaria, a todos los docentes que me ayudaron a mejorar en aspectos personales y académicos, a mi querida alma mater por forjarme como un profesional, a todos los estudiantes que me dieron la oportunidad de representarlos en las diferentes estancias de dirigencia estudiantil, con el compromiso firme de trabajar por todos a quienes represente, manteniendo la frente en alto al haber defendido siempre la noble causa del estudiante por una educación de calidad.

A mi tutor Ing. Christian Medina por su guía siempre oportuna en este trabajo, así como mentor del tema en estudio en este trabajo, comprometido con mejorar la calidad universitaria del país, inculcando en los estudiantes esa inquietud por establecer parámetros de cálculo estructural ajustados a nuestra realidad.

A todos mis amigos que se convirtieron en hermanos dentro de la familia de esta querida alma mater, gracias a los cuales pude mejorar como persona, líder y estudiante. Por todos los momentos compartidos dentro y fuera del aula de clases, viviendo una de las mejores etapas de mi vida.

## ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO I</b> .....	1
<b>ANTECEDENTES</b> .....	1
1.1 Tema del trabajo experimental.....	1
1.2 Antecedentes .....	1
1.4 Objetivo.....	4
1.4.1 Objetivo general .....	4
1.4.2 Objetivos específicos .....	4
<b>CAPÍTULO II</b> .....	6
<b>FUNDAMENTACIÓN</b> .....	6
2.1 Fundamentación teórica .....	6
2.1.1 Acero .....	7
2.1.1.1 Elementos que constituyen el acero .....	9
2.1.1.2 Diseño de elementos .....	10
2.1.1.2.1 Vigas .....	10
2.1.1.2.2 Columnas .....	16
2.1.1.3 Rótulas plásticas.....	28
2.1.2 Mampostería.....	31
2.1.3 Configuración estructural.....	32
2.1.4 Interacción mampostería-estructura metálica .....	34
2.1.4.1 Modos de falla.....	36
2.1.4.2 Puntal equivalente .....	39
2.1.4.2.1 Puntal equivalente simple .....	40
2.1.4.2.2 Puntal equivalente triple .....	43
2.1.4.3 Rigidez del pórtico .....	48

2.1.4.4	Período de vibración .....	49
2.1.4.5	Estudios relacionados.....	50
2.2	Hipótesis.....	52
2.3	Señalamiento de variables de la hipótesis.....	52
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>54</b>
<b>METODOLOGÍA .....</b>		<b>54</b>
3.1	Nivel o tipos de investigación.....	54
3.2	Población y muestra .....	54
3.3	Operacionalización de las variables .....	55
3.4	Plan de recolección de la información .....	58
3.5	Plan de procesamiento y análisis.....	59
<b>CAPÍTULO IV .....</b>		<b>61</b>
<b>ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....</b>		<b>61</b>
4.1	Recolección de datos.....	61
4.1.1	Ensayos .....	62
4.1.2	Perfiles utilizados .....	64
4.1.3	Propiedades de los materiales utilizados.....	65
4.1.4	Áreas de puntales .....	65
4.1.5	Distribución de cargas.....	68
4.1.5.1	Cargas vivas .....	68
4.1.5.2	Cargas muertas .....	69
4.1.5.2.1	Pesos de mamposterías .....	69
4.2	Análisis de los resultados .....	77
4.2.1	Procedimiento del análisis.....	77
4.2.2	Pórticos analizados.....	93
4.2.2.1	Columna corta.....	94

4.2.2.2	Piso blando .....	100
4.2.2.3	Ventana .....	107
4.2.2.4	Pared llena.....	113
4.2.2.5	Combinaciones.....	119
4.3	Verificación de la hipótesis.....	137
<b>CAPÍTULO V.....</b>		<b>138</b>
<b>COCNLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>138</b>
5.1	Conclusiones .....	138
5.2	Recomendaciones.....	140
<b>MATERIAL DE REFERENCIA.....</b>		<b>142</b>
1	Bibliografía .....	142
2	Anexos.....	147
2.1	Tablas Utilizadas para la modelación. ....	147
2.2	Ensayos .....	149
2.2.1	Fotografías.....	149

## ÍNDICE GENERAL DE TABLAS

<b>Tabla 1:</b> Resultados de los ensayos a compresión de mampuestos.....	64
<b>Tabla 2:</b> Puntales Equivalentes de acuerdo a la disposición de la mampostería..	68
<b>Tabla 3:</b> Valores y referencia para el cálculo del espectro de diseño. ....	75
<b>Tabla 4:</b> Espectro de diseño. ....	76
<b>Tabla 5:</b> Rigidez y Carga-Deformación del pórtico sin mampostería. ....	87
<b>Tabla 6:</b> Rigidez y Carga-Deformación del pórtico con mampostería. ....	88
<b>Tabla 7:</b> Cuadro comparativo de pórticos. ....	91
<b>Tabla 8:</b> Cuadro de pórticos analizados con posible patología de columna corta. .....	95
<b>Tabla 9:</b> Cuadro de pórticos analizados con posible patología de piso blando..	101
<b>Tabla 10:</b> Cuadro de pórticos analizados con ventana. ....	108
<b>Tabla 11:</b> Cuadro de pórticos analizados con paredes llenas.....	114
<b>Tabla 12:</b> Cuadro de pórticos con posible patología de piso blando y columna corta. .....	120
<b>Tabla 13:</b> Cuadro de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas. .....	126
<b>Tabla 14:</b> Cuadro de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta. .....	132

## ÍNDICE GENERAL DE FIGURAS

<b>Figura 1:</b> Momento nominal en función de la longitud de las alas sin arriostramiento. ....	12
<b>Figura 2:</b> Variación del esfuerzo a flexión debido a un incremento de momentos alrededor del eje X. ....	12
<b>Figura 3:</b> Curva de resultado de Euler. ....	18
<b>Figura 4:</b> AISC curva de esfuerzos de columna. ....	20
<b>Figura 5 :</b> Conexión con viga de sección reducida. ....	22
<b>Figura 6 :</b> Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la viga de sección reducida y la cara de la columna. ....	23
<b>Figura 7:</b> El modo de trituración de esquinas. ....	36
<b>Figura 8:</b> El modo de cizallamiento deslizante. ....	37
<b>Figura 9:</b> El modo de compresión diagonal. ....	38
<b>Figura 10:</b> Modo de craqueo diagonal. ....	38
<b>Figura 11:</b> Modo de falla de cuadro. ....	39
<b>Figura 12:</b> Modelo del puntal equivalente. ....	41
<b>Figura 13 :</b> Modelo no lineal del puntal equivalente simple. ....	43
<b>Figura 14:</b> Modelo propuesto para pórticos de estructura metálica rellenos de mampostería. ....	44
<b>Figura 15:</b> Modelo ortotrópico de la mampostería de relleno. ....	47
<b>Figura 16:</b> Simplificación tri-linear de relación Esfuerzo – Resistencia de la mampostería de concreto. ....	48
<b>Figura 17:</b> Modelos de disposición de mampostería que se va a ensayar. ....	62
<b>Figura 18:</b> Sección de mampostería tipo. ....	66
<b>Figura 19:</b> Disposiciones de mampostería consideradas para el cálculo de puntales. ....	67
<b>Figura 20:</b> Modelo de pared completa. ....	69
<b>Figura 21:</b> Modelo de Pared de 2.5 m. ....	70
<b>Figura 22:</b> Modelo de pared de 2 m. ....	71
<b>Figura 23:</b> Modelo de Pared de 1.5 m. ....	72
<b>Figura 24:</b> Modelo de Pared de 1 m. ....	73



<b>Figura 25:</b> Modelo de pared de 0.5 m.....	74
<b>Figura 26:</b> Espectro de respuesta.....	76
<b>Figura 27:</b> Nomenclatura de cada una de las secciones a analizar.....	77
<b>Figura 28:</b> Modelo del pórtico.....	78
<b>Figura 29:</b> Patrones de carga a utilizar.....	78
<b>Figura 30:</b> Cargas adicional al pórtico de acuerdo a la distribución de mampostería. .....	79
<b>Figura 31:</b> Modelo del pórtico con puntal equivalente.....	80
<b>Figura 32:</b> Modelo de la rótula plástica en Vigas.....	81
<b>Figura 33:</b> Modelo de la rótula plástica en pared.....	81
<b>Figura 34:</b> Rótulas plásticas en el pórtico.....	82
<b>Figura 35:</b> Caso de carga Gravitacional.....	83
<b>Figura 36:</b> Caso de carga Pushover.....	83
<b>Figura 37:</b> Limitación de desplazamiento.....	84
<b>Figura 38:</b> Rigidez del pórtico.....	84
<b>Figura 39:</b> Pushover del pórtico.....	85
<b>Figura 40:</b> Rótula plástica en columna.....	85
<b>Figura 41:</b> Deformaciones y desempeño estructural.....	86
<b>Figura 42:</b> Rigideces con mampostería y sin mampostería.....	89
<b>Figura 43:</b> Pushover con mampostería y sin mampostería.....	90
<b>Figura 44:</b> Grupo de pórticos con posible patología de columna corta.....	94
<b>Figura 45:</b> Rigidez de los pórticos con posible patología de columna corta.....	96
<b>Figura 46:</b> Pushover de los pórticos con posible patología de columna corta.....	97
<b>Figura 47:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “3er Piso + Vacío”.....	98
<b>Figura 48:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los pisos”.....	98
<b>Figura 49:</b> Grupo de pórticos con posible patología de piso blando.....	100
<b>Figura 50:</b> Rigidez de los pórticos con posible patología de piso blando.....	102
<b>Figura 51:</b> Pushover de los pórticos con posible patología de piso blando.....	103
<b>Figura 52:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “10% de la Rigidez”...	104
<b>Figura 53:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “30% de la Rigidez”...	104
<b>Figura 54:</b> Grupo de pórticos con ventanas.....	107
<b>Figura 55:</b> Rigidez de los pórticos con ventana.....	109

<b>Figura 56:</b> Pushover de los pórticos con ventana. ....	110
<b>Figura 57:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “1er Piso + Vacío”. ....	111
<b>Figura 58:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los Pisos”. ....	111
<b>Figura 59:</b> Grupo de pórticos con paredes llenas.....	113
<b>Figura 60:</b> Rigidez de los pórticos con paredes llenas.....	115
<b>Figura 61:</b> Pushover de los pórticos con paredes llenas. ....	116
<b>Figura 62:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “1er Piso”. ....	117
<b>Figura 63:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los pisos hasta 0.5m”.....	117
<b>Figura 64:</b> Grupo de pórticos con posible patología de piso blando y columna corta. ....	119
<b>Figura 65:</b> Rigidez de pórticos con posible piso blando y columna corta. ....	121
<b>Figura 66:</b> Pushover de pórticos con posible piso blando y columna corta.....	122
<b>Figura 67:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 1er Piso y Columna corta todos los pisos”.....	123
<b>Figura 68:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “piso blando 3er Piso y Columna corta 1er Piso”. ....	123
<b>Figura 69:</b> Grupo de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas. ....	125
<b>Figura 70:</b> Rigidez de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas. ....	127
<b>Figura 71:</b> Pushover de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas. ....	128
<b>Figura 72:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 2do Piso y Ventana 3er Piso”.....	129
<b>Figura 73:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 3er Piso y Ventanas todos los pisos”.....	129
<b>Figura 74:</b> Grupo de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta. ....	131
<b>Figura 75:</b> Rigidez de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta. ....	133

<b>Figura 76:</b> Pushover de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta. .....	134
<b>Figura 77:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Ventanas 1er Piso + Columna corta 3er Piso”. .....	135
<b>Figura 78:</b> Deformaciones y desempeño estructural de “Ventanas 2do Piso + Columna corta 3er Piso”. .....	135
<b>Figura 79:</b> Parámetros de modelación y criterio de aceptación para procesos no lineales.....	147
<b>Figura 80:</b> Procedimiento estático no lineal simplificado de fuerza-deflexión para mampostería no reforzada de paredes en el plano .....	148
<b>Figura 81:</b> Elaboración de las muestras de mampostería.....	149
<b>Figura 82:</b> Muestras recién enlucidas. ....	149
<b>Figura 83:</b> Muestras con la máxima resistencia del enlucido. ....	150
<b>Figura 84:</b> Muestra diagonal lista para ensayar. ....	150
<b>Figura 85:</b> Muestra ensayada. ....	151
<b>Figura 86:</b> Muestra ensayada donde se visualiza la falla diagonal. ....	151
<b>Figura 87:</b> Muestra luego de la rotura.....	152
<b>Figura 88:</b> Resultados del ensayo. ....	152

## **RESUMEN EJECUTIVO**

**TEMA:** INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA SOMETIDO A CARGA LATERAL

**AUTOR:** Christian Santiago Castro Falcón

**TUTOR:** Ing. Mg. Christian Medina

**FECHA:** junio 2019

En el presente proyecto se analizó el comportamiento de un pórtico de acero sometido a carga lateral y se estableció un cuadro comparativo con el mismo pórtico, pero relleno con mampostería, se utilizó la representación matemática establecida por FEMA para el análisis del comportamiento estructural. Se estableció el pórtico a someterse a carga lateral, se realizó la modelación en el programa de elementos finitos ETABS, luego de lo cual se realizó el análisis llamado “Pushover” para interpretar su comportamiento bajo cargas laterales, se estableció la rigidez del pórtico, carga lateral máxima, deformación máxima del pórtico, elemento que absorbe el mayor valor de cortante y mecanismo de falla del pórtico. Se estudió 63 modelos de pórticos con diferentes representaciones de mampostería que ocasionaron un cambio en el comportamiento estructural al someterse al mismo análisis Pushover.

Los resultados mostraron una marcada diferencia entre el análisis sin mampostería y el que tenía una representación de mampostería, se visualizó patologías y comportamientos estructurales no esperados en el análisis previo, por lo que este estudio concluyó que para poder analizar con mayor fidelidad el comportamiento de una estructura es indispensable la representación de la mampostería o una reingeniería del sistema constructivo.

## **SUMMARY**

**TOPIC:** INFLUENCE OF INFILL MASONRY ON THE BEHAVIOR OF A STEEL FRAME UNDER LATERAL FORCES

**AUTOR:** Christian Santiago Castro Falcón

**TUTOR:** Ing. Mg. Christian Medina

**FECHA:** June 2019

In this project the behavior of a steel frame subjected to lateral forces was analyzed and a comparative table was established with the same frame but filled with masonry, the mathematical representation established by FEMA was used for the analysis of the structural behavior. The frame to be analyzed was established, modeling was carried out for the finite element program ETABS, after the analysis called "Pushover" was carried out in order to analyze its behavior under lateral forces, the rigidity of the frame was established, maximum lateral load, maximum deformation of the frame, element that absorbs the highest value of shear and mechanism of failure of the frame. 63 frames models were established with different masonry representations that caused a change in structural behavior when subjected to the same Pushover analysis.

The results showed a marked difference between the analysis without masonry and the one that had a masonry representation, pathologies and structural behaviors not expected in the previous analysis were visualized, reason why this study concluded that in order to analyze with greater fidelity the behavior of structures it is indispensable the representation of the masonry or a reengineering of the constructive system.

# CAPÍTULO I

## ANTECEDENTES

### 1.1 Tema del trabajo experimental

“INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA DE RELLENO EN EL COMPORTAMIENTO DE UN PÓRTICO DE ESTRUCTURA METÁLICA SOMETIDO A CARGA LATERAL”

### 1.2 Antecedentes

Las estructuras aporticadas con paredes de relleno son muy comunes alrededor del mundo, bajo estudios experimentales se han realizado modelos matemáticos que representen cada uno de los efectos de interacción entre cada uno de los elementos que las conforman [1]. Se han constituido normativas para evitar las consecuencias negativas que se puedan presentar en estas estructuras por acción de factores externos como sismos, lluvia, nieve, vientos, etc. [2, pp. 1-25]

El efecto de la mampostería en la rigidez de los pórticos es un tema ya estudiado alrededor del mundo existiendo así parámetros de cálculo establecidos para evitar resultados no esperados en los pórticos. Son importantes los estudios que se han realizado a nivel mundial ya que cada vez se trata de llegar al comportamiento real de cada uno de los elementos que conforman una estructura.

En América Latina no se han establecido normas claras respecto a la interacción de la estructura con la mampostería de relleno, siendo esto un parámetro negativo en el estudio del comportamiento real de la estructura.

Es de gran importancia debido a que los métodos constructivos, así como el tipo de material usado varían de país a país, por esto los códigos establecidos en países desarrollados no se acoplan a la realidad latinoamericana, ya que en estos países se cumplen con estándares preestablecidos. Ecuador es un claro ejemplo de la realidad latinoamericana ya que no se ha realizado estudios que representen la interacción de las estructuras aporticadas con mampostería de relleno. Al ser este un país de alto peligro sísmico es de suma importancia que las estructuras que se realicen contemplen en sus diseños los efectos exactos producidos por los elementos no estructurales, ya que de esto dependerá la funcionalidad de las construcciones, así como el bienestar de cada uno de sus ocupantes.

Debido a la realidad de Ecuador cabe mencionar que el factor económico es uno de los principales parámetros a considerarse cuando se realiza una edificación, por tanto, la innovación e ingenio de los profesionales da énfasis al uso de materiales no usuales. La estructura metálica es un método utilizado desde el siglo pasado a nivel global pero desestimado socialmente en este país por un largo período de tiempo, pero gracias al desarrollo de la construcción este tiene cada vez mayor acogida en el medio.

La combinación del avance constructivo y el estudio a fondo de los parámetros de diseño será uno de los retos a los que se enfrenta Ecuador en esta nueva era de la construcción. Debiendo desarrollarse por tanto parámetros y modelos matemáticos que establezcan la realidad de los materiales, así como de los métodos constructivos realizados protegiendo así las estructuras ecuatorianas.

En el análisis de estructuras aporticadas uno de los parámetros fundamentales es el cálculo de la rigidez del elemento estructural, es por ello que un inadecuado cálculo de las rigideces derivará en un inexacto centro de rigidez lo cual llevará al error del cálculo estructural el mismo que posteriormente guiará a un erróneo cálculo estático y dinámico.

Las derivas de piso es otro de los parámetros que son esenciales al realizar una estructura aporticada ya que estos determinarán los desplazamientos que tendrá una estructura en el momento que esta esté afectada por cargas laterales como las de un sismo, provocando así una estimación inexacta de las juntas de dilatación a dejarse lo cual podrían conllevar a un daño permanente en la estructura.

El poseer una diferencia en la estimación de la excentricidad puede llevar a una catástrofe ya que la torsión se puede magnificar, es por esto que es imprescindible del cálculo exacto de la excentricidad ya que un error en este aspecto puede llevar al colapso de la estructura.

Las estructuras aporticadas son de los métodos más utilizados en la actualidad en Latinoamérica, este método necesita de un cálculo exacto de todos los parámetros que influyen en el cálculo del mismo debido a que un error en cualquiera de estos puede derivar en el colapso de la estructura es por esto la importancia del conocimiento de la interacción de todos los elementos estructurales y no estructurales que interactúan cuando son sometidos a cargas gravitacionales y laterales. [3]

En el campo de la Ingeniería Civil este proyecto nos lleva a desarrollar una de las áreas más importantes de la misma como lo son las estructuras enfocándose al ámbito de análisis por desempeño de una estructura.



### **1.3 Justificación**

El crecimiento poblacional a nivel mundial plantea nuevas estrategias constructivas, debido a que en el Ecuador al igual que la mayor parte de países de Latinoamérica se encuentra en una zona de ocurrencia sísmica constante se debe plantear soluciones que no se han dado a problemas existentes, el desconocimiento de la verdadera interacción de la mampostería con el pórtico es sin duda una de las deudas investigativas dentro de nuestro país, debido a que no sabemos a ciencia cierta cómo esto afecta al desempeño de la estructura. [4]

Es por ello que es necesario establecer un modelo matemático que represente la interacción de la mampostería y el pórtico, de esto depende el correcto análisis y el evitar que vidas se puedan perder por no establecer los parámetros adecuados en el cálculo de la estructura de acuerdo con [5] y [3].

### **1.4 Objetivo**

#### **1.4.1 Objetivo general**

Establecer un modelo matemático que represente la interacción mampostería y pórtico

#### **1.4.2 Objetivos específicos**

Determinar las patologías que se generan por la iteración pórtico mampostería parcialmente lleno de mampostería.

Determinar el aporte de resistencia de la mampostería a la resistencia del pórtico parcialmente lleno de mampostería.

Analizar el mecanismo de agotamiento de un pórtico parcialmente lleno de mampostería.

Analizar la variación del desplazamiento de un pórtico que posee mampostería de relleno.

## **CAPÍTULO II**

### **FUNDAMENTACIÓN**

#### **2.1 Fundamentación teórica**

Este trabajo se ampara en los códigos americanos como el FEMA en lo referente a mampostería en el capítulo 7 y el AISC, al no existir normativa alguna en el ámbito ecuatoriano más que la NEC en el capítulo de Estructuras Acero, basándose en parámetros internacionales en lo que corresponde a normativa al ser un tema que no ha sido normado ni estudiado en el país. Es un tema que corresponde al ámbito de la Ingeniería Civil enfocado al estudio de estructuras en el cálculo de estructuras aporticadas.

Un sistema aporticado es el que utiliza como estructura una serie de pórticos dispuestos en un mismo sentido, sobre los cuales se dispone un forjado. Es independiente de su arriostramiento, que podrá hacerse con pórticos transversales, cruces de San Andrés, pantallas u otros métodos; y del material utilizado, generalmente hormigón o madera. Este sistema es el más utilizado hoy en día en las zonas desarrolladas, especialmente en hormigón desde la patente Domino de Le Corbusier. Los forjados transmiten las cargas a los pilares o muros, y éstos a la cimentación de acuerdo con [6] y [7].

### 2.1.1 Acero

El Acero como material de construcción es comúnmente encontrado en edificios alrededor del mundo, estos usualmente están rellenos de mampostería interna y externa, el resultado de esto es conocido como pórtico relleno, lo que incrementa las propiedades físicas del pórtico como la rigidez y su resistencia a cargas laterales. [8]

El límite elástico y el límite de rotura son uno de los parámetros fundamentales para determinar la calidad de acero con el que se está trabajando. El límite elástico es el punto en que el material no puede volver a sus condiciones iniciales luego de haber aplicado una carga, en el caso del acero es del 0,2%. El límite de rotura es la carga máxima que puede soportar un material antes de que se produzca una fractura. La soldabilidad es otra de las aptitudes del acero para ser soldado mediante los procedimientos habituales de fisuración en frío. La resistencia al desgarro laminar del acero es la resistencia a la aparición de defectos en pieza soldadas. La aptitud al doblado es un índice de la ductilidad del material y se define por la ausencia o presencia de fisuras en el ensayo de doblado. Se determinan dos tipos de acero en aspectos generales los laminados en caliente y los aceros conformados en frío. Los laminados en caliente son los conformados en fábrica por procesos realizados a altas temperaturas, estos pueden tener propiedades especiales para favorecer su soldabilidad, evitar corrosión o aumentar su resistencia. Los conformados en frío son aquellos que su forma final se la da por medio de instrumentos mecánicos en obra adecuándose a las necesidades particulares para los que se les requiere. [9]

En la mayoría de análisis inelásticos el amortiguamiento está definido como la constante proporcional de rigidez inicial, para el acero el amortiguamiento crítico está definido en 2% basados en respuestas del campo elástico, tomando en cuenta que este no es un parámetro definido para la parte inelástica del material. El amortiguamiento no estructural debido a la interacción conjunta de elementos no

estructurales como la mampostería de relleno durante un sismo, se puede suponer hasta un 10% de amortiguamiento viscoso de elementos no estructurales, el resultado entonces sería de un 0,5% de amortiguamiento elástico adicional. [10]

### **Antecedentes del acero en el mundo**

El acero fue desarrollado como material de construcción alrededor de la mitad del siglo XVII y fue usado para la elaboración del primer puente formando un arco en Shropshire en 1779 por Abraham Darby III, pero más de un siglo después se pensó en el acero como material de construcción en edificios, en Chicago, Estados Unidos, diseñado por William Le Baron Jenney en 1884, después de eso la forma de construcción en el mundo cambió [11]. Desde entonces Estados Unidos se ha convertido el país que posee el mayor número de construcciones realizadas en el mundo con un 80% de construcciones son realizadas en acero. [12]

### **Antecedentes del acero en el Ecuador**

La construcción en el Ecuador ha tenido un desarrollo en las últimas décadas esto debido a su avance en el aspecto económico, por lo que los métodos constructivos han ido evolucionando y reemplazando a los tradicionales, se han ido incorporando otros métodos que ya llevan varios siglos en otros países como es el caso del acero. Todo esto debe ir de la mano con mano de obra calificada y tecnificación de los profesionales en el cálculo adecuado de estructuras. Por ello se han incorporado a la normativa ecuatoriana varios aspectos en torno a los procesos que se deben llevar a cabo para poder realizar estas obras, basados en los códigos de diseño utilizados en Estados Unidos [13]. Después del boom petrolero en la década de los setentas es cuando se establecen algunas normativas para guiar los procesos de construcción por lo que se puede decir que a partir de esta década comienza la construcción de estructuras en acero en el país, en la actualidad sólo el 80% de las construcciones

se realizan en hormigón por lo que el resto se realiza en materiales alternativos como acero, madero o solo mampostería por lo que el avance y posicionamiento de nuevos materiales es evidente todo esto según INEC 2014 que es el último registro disponible en el país. [14]

#### **2.1.1.1 Elementos que constituyen el acero**

El acero es el nombre que se le da a la combinación de hierro y carbono, cuyo comportamiento depende en gran manera de la cantidad precisa en la que se hayan amalgamado estos elementos y la presencia de otros como manganeso, fósforo, azufre, silicio, vanadio y cromo como podemos encontrar en Fundamentos Del Diseño De Estructuras De Acero [15]. Anteriormente se utilizaba un acero con bajo contenido de carbono, pero con el tiempo se fue utilizando una mayor concentración de carbono, en la actualidad ya se utiliza la presencia de mayores elementos los cuales le proporcionan propiedades especiales de acuerdo a las necesidades del constructor. [16]

#### **Ventajas del acero**

El acero tiene muchas propiedades que lo convierten en el material perfecto para construcciones, alta resistencia por unidad de peso, lo que se traduce en secciones pequeñas en edificaciones, uniformidad, es decir las secciones no se modifican a lo largo del tiempo, elasticidad, el comportamiento elástico se acerca a lo esperado en los cálculos ya que este material sigue la ley de Hooke aún al ser sometida a altos esfuerzos los pórticos de acero permanecerán indefinidamente con el correcto mantenimiento, la ductilidad es la mayor de las propiedades del acero debido a que al actuar altos esfuerzos el material permite su deformación previo a deformaciones permanentes e incluso se deforma aún más previo a su ruptura, en adición a todas las ventajas antes mencionadas podemos decir también que del acero pueden crear

secciones nuevas a partir de las viejas, es de rápido ensamble, se lo puede prefabricar con facilidad, se lo puede moldear en elementos y secciones de acuerdo a las necesidades. [17, pp. 1-38]

### **Desventajas del acero**

Se pueden mencionar como desventajas lo siguiente, corrosión, es el mayor mal que se le puede presentar a este material por eso es necesaria un mantenimiento periódico de la estructura, a prueba de fuego, a pesar de ser resistente a la combustión su dureza es reducida a altas temperaturas por lo que este material debe ser protegido para soportar altas temperaturas lo que resulta en altos costos, pandeo, algunas secciones de acero son susceptibles a pandeo por lo que esto debe ser tomado muy en cuenta en el diseño; al igual que la fatiga, es decir cuando un elemento está sometido a varios ciclos de carga y descarga que impliquen tensión por lo que esto debe ser anticipado en el diseño. [17, pp. 1-38]

#### **2.1.1.2 Diseño de elementos**

El diseño de los elementos que conforman un pórtico va a depender directamente de la función que va a desempeñar dentro del pórtico; por tanto de los esfuerzos a los cuales van a estar sometidos, para su correcto diseño se deberán tomar en cuenta todos los parámetros de cálculo.

##### **2.1.1.2.1 Vigas**

Las vigas son miembros que soportan las cargas transversales y están sujetas a cargas gravitatorias o verticales, las vigas se clasificaran de acuerdo al uso que se le dé en la estructura pueden ser viguetas, dinteles, puntales, vigas secundarias. Si

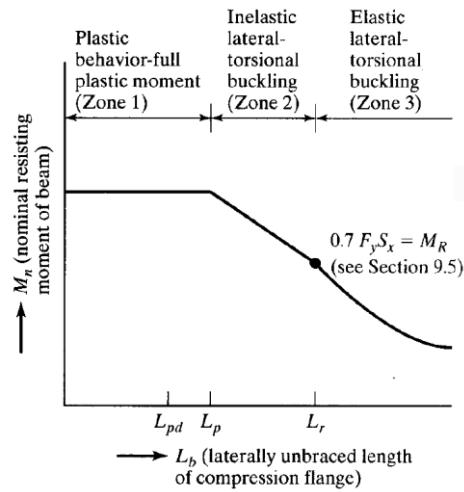
se aplicaran cargas de gravedad a una viga simplemente apoyada de gran longitud, la viga se flexionaría hacia abajo, y su parte superior estará en compresión y se comportará como un miembro a compresión. La porción de viga que trabaja a compresión tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje Y o eje vertical que respecto a su eje X. Si no se hace nada para arriostrar perpendicularmente al eje Y, la viga se pandeará lateralmente bajo una carga mucho menor que la que se requeriría para producir una falla vertical. El pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente o si se impide la torsión de la viga a intervalos frecuentes. Es por ello mejor si se trabaja con secciones compactas ya que estas son menos susceptibles de pandearse lateralmente. Sección compacta es aquella que tiene un perfil suficientemente robusto de manera que es capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse. [17, pp. 237-254]

Las vigas tienen 3 distintos intervalos o zonas de pandeo dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado las vigas se pandearán plásticamente y quedará en la zona.

1. Conforme se incrementa la separación entre soportes laterales las vigas empezaran a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedaran en la zona.
2. Finalmente, con longitudes aún mayores sin soporte lateral las vigas fallaran elásticamente y quedaran en la zona 3. [17, pp. 237-254]



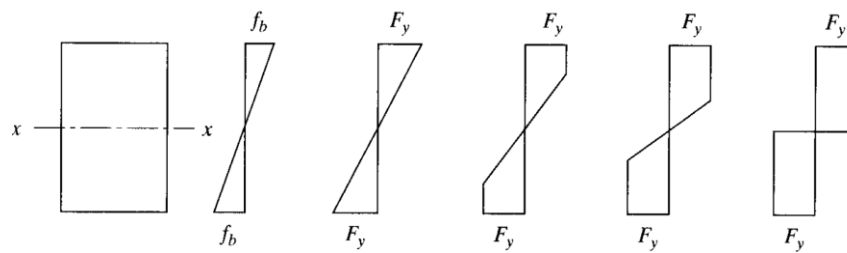
**Figura 1:** Momento nominal en función de la longitud de las alas sin arriostramiento.



Realizó: Jack c. MacCormac, Stephen F. Csernak.

Fuente: Diseño de estructuras de acero.

**Figura 2:** Variación del esfuerzo a flexión debido a un incremento de momentos alrededor del eje X.



Realizó: Jack c. MacCormac, Stephen F. Csernak.

Fuente: Diseño de estructuras de acero.

## **Miembros compactos de sección h de simetría doble y canales flectores en torno a su eje mayor**

La resistencia nominal de flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional. [2, pp. 46-48]

### **FLUENCIA**

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad \text{Ec. 2-1}$$

### **Pandeo lateral torsional**

ZONA 1 ( $L_b \leq L_r$ )

El pandeo lateral torsional no aplica

ZONA 2 ( $L_p \leq L_b \leq L_r$ )

$$M_n = C_b * \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y * S_x) * \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 2-2}$$

ZONA 3 ( $L_b > L_r$ )

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec. 2-3}$$

## Cálculo de variables

$$F_{cr} = \frac{Cb \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} * \sqrt{1 + 0,078 \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} * \left(\frac{Lb}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{Ec. 2-4}$$

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 2-5}$$

$$L_r = 1,95 * r_{ts} * \frac{E}{0,7F_y} * \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec. 2-6}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x} \quad \text{Ec. 2-7}$$

Elementos de simetría doble  $c = 1$  Ec. 2-8

Para canales:  $c = \frac{h_o}{2} * \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$  Ec. 2-9

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad \text{Ec. 2-10}$$

$$J = \frac{1}{3} * (2b * tf^3 + h_o * tw^3) \quad \text{Ec. 2-11}$$

Dónde:

$M_n$  = Momento nominal flexural.

$M_p$  = Momento plástico de la sección.

$F_y$  = Esfuerzo a fluencia mínimo especificado del material usado.

$Z_x$  = Modulo de sección plástica alrededor del eje X ( $\text{mm}^3$ ).

$L_b$  = Longitud sin soporte lateral del patín en compresión.

$L_r$  = Longitud límite de pandeo lateral-torsional inelástico.

$L_p$  = Longitud límite del comportamiento plástico del material.

$C_b$  = Factor de modificación de pandeo lateral-torsional, se tomará el valor de 1 para momentos de igual magnitud y sentido contrario, 2,27 para los casos de momentos igual magnitud y sentido, 1,67 cuando uno de los momentos es cero.

$S_x$  = Módulo de sección elástica alrededor del eje X.

$F_{cr}$  = Esfuerzo crítico.

$E$  = Modulo de elasticidad del acero (200 GPa).

$J$  = Constante de torsión.

$h_o$  = Distancia entre los centroides de las alas.

$r_{ts}$  = Radio de giro efectivo.

$c$  = Coeficiente de simetría.

$r_y$  = Radio de giro con respecto al eje Y.

$I_y$  = Momento de inercia fuera del plano.

$C_w$  = Constante de deformación.

$b$  = Ancho del ala.

$t_f$  = Espesor del ala.

$t_w$  = Espesor del alma.

#### **2.1.1.2.2 Columnas**

Existen varios miembros que están sujetos a compresión de los cuales la columna es el más conocido. Otros miembros que trabajan a compresión axial son el cordón superior de las armaduras, miembros de arriostamiento, entre otros. Existen dos diferencias importantes entre miembros a tensión y miembros a compresión. Las cargas a tensión tienden a mantener rectos los miembros, mientras que las de compresión tienden a flexionarlos hacia afuera del plano de carga. La presencia para agujeros para tornillos o remaches en los miembros a tensión reduce las áreas disponibles para resistir las cargas; en los miembros a compresión se supone que los tornillos y remaches llenan los agujeros. [17, pp. 129-158]

#### **Pandeo flexionante o flexural**

Llamado también pandeo de Euler el miembro se vuelve inestable y se flexiona en toda su longitud. [17, pp. 129-158]

#### **Pandeo local**

Ocurre cuando una parte o varias partes de la sección transversal son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes de que ocurra cualquier otro modo de pandeo. [17, pp. 129-158]

### **Pandeo flexo-torsural o flexotorcionante**

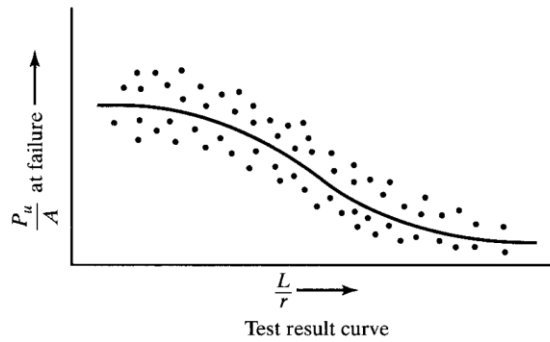
Puede ocurrir en columnas que tienen cierta configuración en su sección transversal. Estas columnas fallan por torsión o por una combinación de fuerzas de flexión y de torsión. [17, pp. 129-158]

Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un elemento a pandearse se mide con la relación de esbeltez. La situación ideal se tiene cuando las cargas se aplican uniformemente sobre la columna con el centro de gravedad de las cargas coincidiendo con el centro de gravedad de la columna. A estas cargas se las denomina cargas axiales o concéntricas. Las cargas muertas pueden o no ser axiales pero las cargas vivas nunca lo son, por lo que en la práctica es complicado que se encuentre una columna cargada en forma perfectamente axial. [17, pp. 129-158]

### **Carga crítica de Euler**

En 1729 el matemático holandés Pier van Musschenbroek publicó una fórmula empírica para estimar la resistencia de columnas rectangulares. Años más tarde en 1757, Leonhard Euler escribió un artículo sobre el efecto de compresión en columnas, resaltando la importancia del pandeo. Las pruebas realizadas en secciones a compresión arrojaron los siguientes resultados, verificando la importancia del pandeo. [17, pp. 129-158]

**Figura 3:** Curva de resultado de Euler.



Realizó: Jack c. MacCormac, Stephen F. Csernak.

Fuente: Diseño de estructuras de acero.

El esfuerzo bajo el cual la columna se pandea decrece conforme la columna es más larga. Después de que esta alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico. Para que una columna se pandee deberá ser larga y esbelta. [17, pp. 129-158]

$$P = F_e * A \quad \text{Ec. 2-12}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \quad \text{Ec. 2-13}$$

Dónde:

P = Carga aplicada a la sección.

F<sub>e</sub> = Esfuerzo de pandeo elástico.

A = Área de la sección.

L = Longitud del miembro.

r = Radio de giro.

Las especificaciones en AISC [2] , proporciona una ecuación para columnas largas con pandeo elástico y una ecuación parabólica empírica para las columnas cortas e intermedias. Con estas ecuaciones se determina un esfuerzo de pandeo a flexión.

### **Pandeo por flexión para miembros sin elementos esbeltos**

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad \text{Ec. 2 - 14}$$

### **Pandeo inelástico**

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$F_{cr} = \left[ 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad \text{Ec. 2 - 15}$$

### **Pandeo elástico**

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad \text{Ec. 2-16}$$

Dónde:

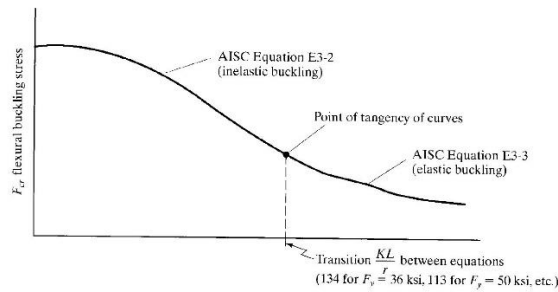
K = Factor de longitud efectiva.



$F_{cr}$  = Esfuerzo crítico.

$A_g$  = Área neta del elemento.

**Figura 4:** AISC curva de esfuerzos de columna.



Realizó: Jack c. MacCormac, Stephen F. Csernak.

Fuente: Diseño de estructuras de acero.

### Miembros con simetría simple y doble solicitados a flexión y carga axial

Aplicable para fuerzas combinadas de flexotensión y flexocompresión.

### Columnas

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$$

$$\frac{\text{DEMANDA}}{\text{CAPACIDAD}} \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} * \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Ec. 2-17

## Vigas

$$\frac{Pr}{Pc} < 0,2$$

$$\frac{\text{DEMANDA}}{\text{CAPACIDAD}} \frac{Pr}{2Pc} + \left( \frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad \text{Ec. 2-18}$$

Dónde:

Pr = resistencia requerida a tensión o compresión axial.

Pc = Resistencia de diseño a tensión o compresión axial.

Mr = Resistencia requerida a flexión.

Mc = Resistencia de diseño a flexión.

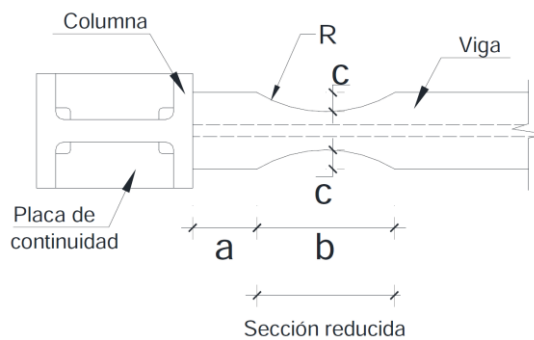
## Conexión viga-columna

Luego del sismo de Northridge en 1994, en dónde se pudo evidenciar fracturas frágiles en las uniones soldadas de las alas de las vigas a las alas de las columnas, difiriendo así en el comportamiento de fluencia dúctil que se esperaba en las zonas de articulaciones plásticas de las vigas, esto no permitió que se formaran un desempeño sísmico de acuerdo con los requerimientos de diseño en los que se basa este sistema. [18]

## Procedimiento de diseño de una conexión precalificada

Determinar los valores de “a”, “b” y “c”, de acuerdo a los siguientes límites.

**Figura 5 :** Conexión con viga de sección reducida.



Realizó: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.

Fuente: Estructuras en acero.

$$0,5 b_{vf} \leq a \leq 0,75 b_{vf} \quad \text{Ec. 2-19}$$

$$0,65 d \leq b \leq 0,85 b_{vf} \quad \text{Ec. 2-20}$$

$$0,1 b_{vf} \leq c \leq 0,75 b_{vf} \quad \text{Ec. 2-21}$$

Cálculo del Módulo Plástico de la viga al centro de la viga de sección reducida.

$$Z_{VSR} = Z_V - 2c * t_f * (d - t_f) \quad \text{Ec. 2-22}$$

Cálculo del máximo momento probable al centro de la viga de sección reducida.

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_{VSR} \quad \text{Ec. 2-23}$$

$$C_{pr} = \left( \frac{F_y - F_u}{2F_y} \leq 1,2 \right) \quad \text{Ec. 2-24}$$

Cálculo de la fuerza cortante al centro de la viga de sección reducida.

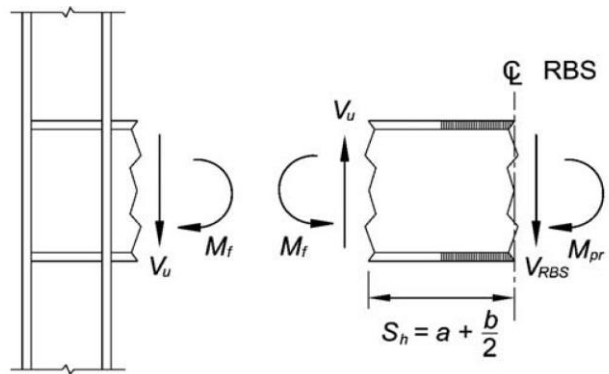
$$V_{VSR} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav} \quad \text{Ec. 2-25}$$

Cálculo del máximo momento probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} * S_h \quad \text{Ec. 2-26}$$

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad \text{Ec. 2-27}$$

**Figura 6 :** Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la viga de sección reducida y la cara de la columna.



Realizó: Ministerio de desarrollo urbano y vivienda.

Fuente: Estructuras en acero.

Cálculo del momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia probable.

$$M_{pe} = R_y * Z_v * F_y \quad \text{Ec. 2-28}$$

Determinar si se cumple la siguiente condición.

$$M_f = \phi_d * M_{pe} ; \phi_d = 1 \quad \text{Ec. 2-29}$$

Determinar la resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna.

$$V_u = V_{RBS} + V_g \quad \text{Ec. 2-30}$$

Diseño de la placa de cortante en la unión alma de la viga con ala de la columna.

$$\phi_v * V_v \geq V_u \quad \text{Ec. 2-31}$$

$$\phi_v * V_v \geq \phi_v * d_{pc} * t_{pc} * F_{ypc} \quad \text{Ec. 2-32}$$

Diseño de la zona de pared.

$$\phi R_n \geq R_u \quad \text{Ec. 2-33}$$

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d - t_f} \quad \text{Ec. 2-34}$$

### **Diseño de la placa de continuidad para alas de viga.**

Se deben suministrar placas de continuidad excepto en los siguientes casos:

Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de ala ancha o sección “I” armada que tenga un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq 0,4 * \sqrt{1,8b_{vf} * t_{vf} * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}} \quad \text{Ec. 2-35}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{6} \quad \text{Ec. 2-36}$$

Cuando el ala de la viga esté conectada al ala de una columna de una sección “I” con ala ancha encajonada con un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq 0,4 * \sqrt{\left[1 - \frac{b_{vf}}{b_{cf}^2} * \left(b_{cf} - \frac{b_{vf}}{4}\right)\right] 1,8b_{vf} * t_{vf} * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}} \quad \text{Ec. 2-37}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{12} \quad \text{Ec. 2-38}$$

### **Chequeo de criterio de columna fuerte**

Tiene como objetivo forzar el estado límite de fluencia por flexión en las vigas de los diferentes niveles, asegurando un diseño con un alto nivel de disipación de energía. [18]

Debe satisfacer la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum p_v} \geq 1 \quad \text{Ec. 2-39}$$

Dónde:

$b_{vf}$  = Ancho del ala de la viga.

$d$  = Peralte de la viga.

$a$  = Distancia desde la cara de la columna hasta donde empieza el corte de la viga de sección reducida (VSR).

$b$  = Longitud del corte de la viga de sección reducida (VSR).

$c$  = Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida.

$t_f$  = Espesor del ala de la sección.

$Z_v$  = Módulo Plástico de la sección transversal de la viga.

$d$  = Peralte de la viga.

$Z_{VSR}$  = Módulo plástico en la viga de sección reducida.

$C_{pr}$  = Factor que toma en cuenta la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, reforzamiento adicional y otras condiciones de conexión.

$M_{pr}$  = Momento máximo probable al centro de la viga de sección reducida.

$F_y$  = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado.

$F_u$  = Resistencia mínima a la tensión especificada para el tipo de acero usado.

$V_{VSR}$  = Mayor de los dos valores de la fuerza cortante en el centro de la viga de sección reducida en cada extremo de la viga.

$L_h$  = Distancia entre articulaciones plásticas.

$V_{grav}$  = Fuerza cortante en la viga que resulta de la siguiente combinación de carga:  $1.2D + f_1L$  en donde  $f_1$  es el factor de carga determinado no puede ser mayor a 1, pero no puede ser menor a 0.5.

$M_f$  = Máximo momento probable en la cara de la columna.

$S_h$  = Distancia desde la cara de la columna hasta el centroide de la articulación plástica.

$R_y$  = Factor de esfuerzo de Fluencia probable es decir la relación entre el esfuerzo de fluencia probable y el mínimo esfuerzo de fluencia especificado  $F_y$  del material.

$M_f$  = Máximo momento probable en la cara de la columna.

$M_{pe}$  = Esfuerzo de fluencia probable.

$V_u$  = Resistencia requerida al cortante de la viga y en la conexión viga-columna.

$V_g$  = Fuerza cortante debido a las cargas gravitacionales en el sector de la viga comprendido entre la cara de la columna y el centroide de la articulación plástica.

$\phi V_v$  = Resistencia de diseño de la placa de cortante.

$F_{ypc}$  = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado de la placa de cortante.

$d_{pc}, t_{pc}$  = Peralte y espesor de la placa de cortante.

$\phi R_n$  = Resistencia de diseño de la zona de pared.

$R_u$  = Resistencia requerida al cortante de la zona de pared.

$d, t_f$  = Peralte y espesor del ala de la viga.

$F_{yv}$  = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la viga.

$F_{yc}$  = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el ala de la columna.

$R_{yv}$  = Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga.

$R_{yc}$  = Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna.



$t_{cf}$  = Espesor mínimo requerido para el ala de la columna cuando no se requiera placa de continuidad.

$t_{vf}$  = Espesor del ala de la viga.

$\Sigma M_{pc}$  = La suma de los momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la junta.

$\Sigma M_{pv}$  = La suma de momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la junta.

### **2.1.1.3 Rótulas plásticas**

Muchas estructuras de acero alrededor del mundo son construidas en base a estándares que se enfocan en que las columnas se pandeen durante un sismo en los extremos de las mismas, en lugar de pandearse a lo largo de las columnas[19]. Un análisis inelástico proveerá un análisis de la redistribución de fuerzas internas debido a la flexión de los miembros estructurales tales como las uniones, es indispensable que estos componentes tengan una adecuada ductilidad y que sean capaces de mantener la rigidez para la que fue diseñado mientras se acomodan las demandas de deformación inelástica. Factores que afectan la capacidad de deformación inelástica de los componentes incluyen el material propiedades, la esbeltez de los elementos de sección transversal, y la longitud sin apuntalar. La limitación de la esbeltez de los elementos en una sección transversal para garantizar la ductilidad en las ubicaciones de las rótulas plásticas es admisible solo para formas doblemente simétricas. En general, no se permite el uso de secciones de un solo ángulo, te y doble ángulo en el diseño elástico porque la capacidad de rotación inelástica en las regiones donde el momento produce compresión en una sección sobresaliente normalmente no será suficiente. [2, pp. 468-474]

La sección transversal de los miembros que están ubicados en las rótulas plásticas debe ser doblemente simétrica con relaciones de ancho a espesor de sus elementos

de compresión que no excedan de  $\lambda_{pd}$ , donde  $\lambda_{pd}$  es igual a  $\lambda_p$  de la Tabla B4.1b de AISC [2], excepto según se modifique a continuación, Para secciones en forma de I, HSS rectangular y secciones en forma de caja sujetas a flexión y compresión combinadas [2, pp. 468-474]

Cuando  $\frac{P_u}{\phi_c P_y} \leq 0,125$

$$\lambda_{pd} = 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * \left(1 - \frac{2,75 P_u}{\phi_c P_y}\right) \quad \text{Ec. 2-40}$$

Cuando  $\frac{P_u}{\phi_c P_y} > 0,125$

$$\lambda_{pd} = 1,12 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * \left(2,23 - \frac{P_u}{\phi_c P_y}\right) \geq 1,49 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 2-41}$$

Dónde:

$h$  = Es la distancia libre entre las alas menos el radio de la esquina de cada ala.

$t_w$  = Espesor del alma.

$P_u$  = Carga axial requerida en compresión.

$P_y = F_y * A_g$  = Carga axial de pandeo.

$\phi_c$  = Factor de resistencia a la compresión = 0,9.

En los segmentos de miembros prismáticos que contienen rótulas plásticas, la longitud no sujeta lateralmente,  $L_b$ , no debe exceder de  $L_{pd}$ , determinada de la

siguiente manera. Para miembros sujetos a flexión solamente, o a flexión y tensión axial,  $L_b$  se tomará como la longitud entre los puntos sujetos contra el desplazamiento lateral de la brida de compresión, o entre los puntos sujetos para evitar que la sección transversal se tuerza. Para los miembros sujetos a flexión y compresión axial,  $L_b$  se tomará como la longitud entre los puntos sujetos contra ambos desplazamientos laterales en la dirección del eje menor y la torsión de la sección transversal. [2, pp. 468-474]

$$L_{pd} = \left[ 0,12 - 0,076 * \frac{M1'}{M2} \right] * \frac{E}{F_y} * r_y \quad \text{Ec. 2-42}$$

Cuando la magnitud del momento de flexión en cualquier punto en la longitud sin arriostamiento excede  $M2$  entonces:

$$\frac{M1'}{M2} = 1 \quad \text{Ec. 2 - 43}$$

De otra manera:

$$\text{Cuando } M_{mid} \leq \frac{M1+M2}{2}$$

$$M1' = M1 \quad \text{Ec. 2 - 44}$$

$$\text{Cuando } M_{mid} > \frac{M1+M2}{2}$$

$$M1' = 2M_{mid} - M2 < M2 \quad \text{Ec. 2 - 45}$$

Dónde:

$r_y$  = Radio de giro en torno al menor eje.

$M_1$  = Menor momento al final de la longitud sin arriostrar.

$M_2$  = Mayor momento al final de la longitud sin arriostrar, siempre se tomará como positivo en todos los casos.

$M_{mid}$  = Momento en el centro de la longitud sin arriostrar.

$M_1'$  = Momento efectivo al final de la longitud sin arriostrar opuesto a  $M_2$ .

Nota:  $M_1$  y  $M_{mid}$  se los tomara individualmente como positivos cuando produzcan compresión en la misma ala como el momento  $M_2$  y negativo de lo contrario.

Para poder asegurar una adecuada ductilidad en miembros a compresión con rótulas plásticas, la carga de diseño en compresión no deberá exceder  $0,75 \cdot F_y \cdot A_g$ . [2, pp. 468-474]

### **2.1.2 Mampostería**

La mampostería puede ser encontrada en diferentes edificaciones tanto en el exterior como en el interior rellenando estructuras de acero y hormigón, estos elementos son considerados como elementos no estructurales. [20]

La mampostería provee mucha rigidez lateral y de la resistencia sísmica y su influencia en el comportamiento de los pórticos es considerable bajo acciones sísmicas, además cambia las características dinámicas del pórtico todo esto según Puglisi. [4]

## **Antecedentes constructivos**

En la historia de la humanidad no se tiene una fecha real desde cuándo se ha utilizado mampostería como elemento de relleno, así como de elemento constructivo. En los Estados Unidos se tiene registro de la mampostería como elemento empleado en la construcción desde el siglo XV, desde entonces se expandió a lo largo y ancho del país norteamericano, ha ido evolucionando de acuerdo a los avances tecnológicos de este país por lo que en la actualidad aún existen edificios históricos con este material como estructura principal así como material de relleno. [1]

En el país no se halla un registro histórico desde cuándo se ha utilizado la mampostería como material en la construcción, pero cabe recalcar que se han hallado restos arqueológicos de construcciones que poseían una configuración estructural semejante a la de nuestros días, es decir ubicaban una estructura principal la cual era capaz de sostenerse por sí misma y rellenaban los espacios vacíos con materiales arcillosos. Se establece la mampostería en la Norma Ecuatoriana de la Construcción [21]: “Conjunto trabado de piezas asentadas con mortero”. Siendo el mortero un conjunto de conglomerantes inorgánicos constituido por áridos, agua y aditivos. En la actualidad el 93,77% de las construcciones utilizan a la mampostería como material de relleno de acuerdo al INEC. [14]

### **2.1.3 Configuración estructural**

El análisis sísmico y los procedimientos de diseño que se utilizarán en el diseño de la estructura sistemas completos de resistencia lateral y vertical capaces de proporcionar una resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía adecuada para soportar los movimientos del terreno de diseño dentro de los límites prescritos de deformación y demanda de resistencia. Se debe suponer que los movimientos del terreno de diseño se producen a lo largo de cualquier dirección horizontal de la estructura de un edificio. La adecuación de los sistemas estructurales se demostrará

mediante la construcción de un modelo matemático y la evaluación de este modelo para los efectos de los movimientos de tierra de diseño. El diseño de las fuerzas sísmicas y su distribución a lo largo de la altura de la estructura del edificio, se determinarán las fuerzas internas y deformaciones correspondientes en los miembros de la estructura. No se utilizará un procedimiento alternativo aprobado para establecer las fuerzas sísmicas y su distribución, a menos que las fuerzas internas y las deformaciones correspondientes en los miembros se determinen utilizando un modelo consistente con el procedimiento adoptado. [22]

### **Pórticos de momentos especiales (SMF)**

Estos pórticos ordinarios pueden ser realizados hasta una altura nominal de hasta 50 metros donde la estructura no deba tener torsión irregular extrema, es decir cuando la deriva de piso de uno de los ejes transversales de la estructura sea 1,4 veces el promedio de la deriva de piso de los extremos del mismo piso, esto se aplicará solo a estructuras que tengan diafragmas rígidos o semirígidos. El factor de reducción sísmica de acuerdo a ASCE es de 8. [22] Se espera que soporten una deformación inelástica significativa en sus miembros y conexiones como resultado de las fuerzas laterales y que requieran el uso de conexiones precalificadas por AISC o conexiones que hayan sido sometidas y pasen una prueba cíclica calificada. Las SMF deben mantener un ángulo de deriva entre pisos de hasta 0,04 radianes. Las SMF se utilizan normalmente en las regiones sísmicas medias / altas. [2]

### **Pórticos de momentos de puntales especiales (STMF)**

El STMF debe estar diseñado para soportar una deformación inelástica significativa dentro de un segmento especial de la armadura cuando se someta a las fuerzas de los movimientos del terremoto de diseño. El STMF se limitará a las longitudes de tramo entre columnas que no excedan los 65 pies (20 m) y la profundidad total no

debe exceder los 6 pies (1.8 m). Las columnas y los segmentos de armadura fuera de los segmentos especiales deben diseñarse para que permanezcan elásticos bajo las fuerzas que pueden ser generadas por el segmento especial de rendimiento completo y endurecido por tensión. [2]

Los pórticos especiales de momento de armadura (STMF) consisten en columnas de acero y vigas de armadura abierta conectadas rígidamente para formar sistemas sísmicos efectivos resistentes a la carga. La viga de arriostramiento tiene un segmento especial diseñado para comportarse inelásticamente bajo cargas sísmicas, mientras que los otros miembros fuera del segmento especial permanecen elásticos. El ASCE 7-10 (2010) incluye el STMF en los sistemas de resistencia a la fuerza sísmica como uno de los sistemas de pórtico resistentes al momento. El factor de modificación de respuesta de 7 se proporciona para el STMF, que es el segundo valor más grande entre los factores R proporcionados para los sistemas de resistencia a la fuerza sísmica en la especificación. La ventaja de usar los sistemas STMF es que las vigas de armadura se pueden usar en vanos más largos con menos cantidad de acero, y se puede lograr una mayor rigidez estructural general mediante el uso de vigas más profundas. [23]

#### **2.1.4 Interacción mampostería-estructura metálica**

Los pórticos estructurales, construídos con acero o con hormigón armado a menudo se rellenan con paredes de mampostería. Es una práctica común en el diseño ignorar completamente su existencia; una razón principal para esto es la complejidad real del sistema, mientras que su comportamiento aún no se comprende completamente. Por lo tanto, en la práctica, la pared y el pórtico de la estructura están diseñados por separado, ignorando sus efectos de interacción. Lo que a menudo es desconocido para los ingenieros de diseño es que los dos componentes se complementan entre sí. A pesar de la investigación que se remonta a la década de 1950, todavía falta comprender el comportamiento de interacción de los pórticos de acero rellenos de

mampostería que se consideran más investigados. Los trabajos de investigación se han llevado a cabo mediante pruebas experimentales a gran escala y varios tipos de análisis computacionales para obtener una mejor comprensión y representación del comportamiento detallado como los patrones de grietas de tales sistemas. Con los avances tecnológicos, ha habido un desarrollo significativo en el software computacional que se utiliza para la investigación de dichos sistemas estructurales y se vuelven cada vez más populares debido a los grandes costos asociados con los experimentos a gran escala y los sistemas de adquisición de datos necesarios para recopilar toda la información necesaria. A menudo hay incertidumbres sobre la precisión de los modelos computacionales; por lo tanto, las pruebas experimentales anteriores proporcionan confianza para validar el modelo. Una vez que se supera esta barrera, vale la pena examinar una serie de variables y parámetros para generar conocimiento sobre el comportamiento mecánico de los materiales y este complejo sistema de interacción en sí mismo. [24]

Es bien aceptado que las paredes de relleno de mampostería afectan la resistencia y la rigidez de las estructuras de pórtico rellenas. En particular, al diseñar estructuras en áreas sísmicas mientras se ignora la pared de relleno de pórtico, la capacidad de los pórticos se subestima bajo cargas laterales, ya que las paredes de relleno aumentan la rigidez dramáticamente al actuar como un área de "modelo de puntal" diagonal comprimida. Esto resulta en un posible cambio de la demanda sísmica debido a la significativa reducción en el período natural del sistema estructural compuesto. La razón principal para descuidar el efecto de muro de relleno es por cálculos simplificados, mientras que se atribuye en parte al conocimiento incompleto del comportamiento "compuesto" del pórtico y del relleno, así como debido a la falta de conclusiones experimentales y analíticas concluyentes resultados para probar un procedimiento de diseño confiable para este tipo de estructuras, a pesar de los extensos trabajos experimentales y las investigaciones analíticas. Hasta ahora, se entiende bien que una pared de relleno actúa como un puntal diagonal que conecta las dos esquinas cargadas bajo cargas laterales; un enfoque que solo es aplicable en el caso de paredes de relleno sin aberturas que interfieran con la distribución diagonal de tensiones. Además, hasta



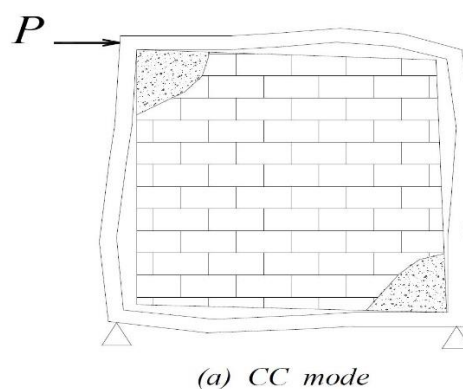
ahora se investiga la importancia del tamaño de la apertura, introduciendo un modelo macro actualizado de pórticos rellenos a lo largo de utilizando factores de reducción. Sin embargo, la ubicación de la apertura en pórticos rellenos no se ha investigado ampliamente todavía. [24]

#### 2.1.4.1 Modos de falla

Sobre la base del conocimiento obtenido de los estudios analíticos y experimentales durante las últimas cinco décadas, los diferentes modos de falla de los pórticos rellenos de mampostería se pueden clasificar en cinco modos distintos, a saber: [20]

El modo de trituración de esquinas (modo CC): representa la trituración del relleno en al menos una de sus esquinas cargadas, este modo generalmente se asocia con el relleno de bloques de mampostería débiles rodeados por un pórtico con juntas débiles y miembros fuertes. [20]

**Figura 7:** El modo de trituración de esquinas.

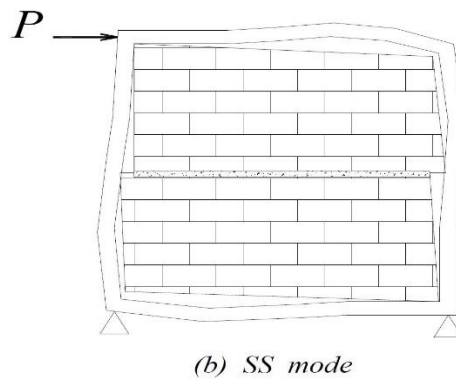


Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

El modo de cizallamiento deslizante (modo SS) representa una falla de cizallamiento deslizante horizontal a través del mortero de un relleno de mampostería, este modo está asociado con el relleno de juntas de mortero débiles y pórtico resistente. [20]

**Figura 8:** El modo de cizallamiento deslizante.

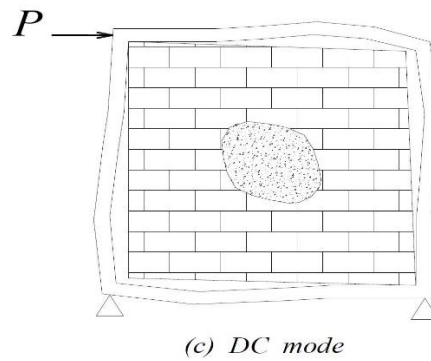


Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

El modo de compresión diagonal (modo DC) representa el aplastamiento del relleno dentro de su región central, este modo está asociado con un relleno relativamente delgado, donde el fallo resulta de la inestabilidad de pandeo fuera del plano del relleno. [20]

**Figura 9:** El modo de compresión diagonal.

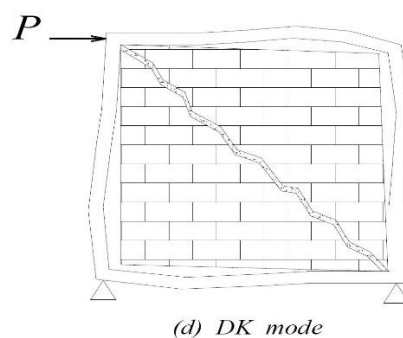


Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

Modo de craqueo diagonal (modo DK), en forma de grieta que conecta las dos esquinas cargadas, este modo está asociado con un pórtico débil o un pórtico fuerte con juntas de mortero débil con mampostería de relleno bastante fuerte. [20]

**Figura 10:** Modo de craqueo diagonal.



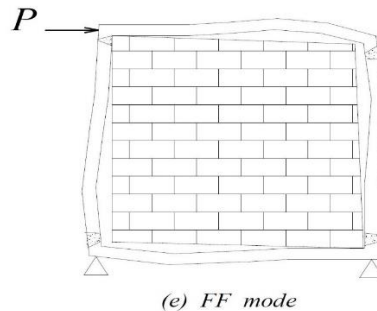
Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

Modo de falla de cuadro (modo FF), en forma de rótulas plásticas en las columnas o la conexión viga-columna, este modo también se asocia con un pórtico débil o un

pórtico con juntas débiles y miembros fuertes rellenos con un relleno bastante fuerte. [20]

**Figura 11:** Modo de falla de cuadro.



Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

#### 2.1.4.2 Puntal equivalente

El primer enfoque tiene sus orígenes en la investigación inicial de Polyakov [25], quién reconoció el comportamiento de puntal equivalente de pórticos rellenos. La posibilidad de simular la influencia del relleno mediante un puntal de compresión diagonal equivalente que conecta las esquinas diagonales del pórtico, la forma de modelar la pared de relleno de mampostería mediante ese macro modelo más simple se ha mejorado sustancialmente durante las últimas décadas en virtud de muchos otros investigadores. A pesar de la predicción razonablemente buena del comportamiento global de los pórticos rellenos y del amplio uso en la práctica, la principal restricción de ese método es la incapacidad de dar una idea del proceso de interacción local que tiene lugar en áreas adyacentes a las esquinas del pórtico. Por lo tanto, el siguiente paso lógico fue incluir esos efectos de interacción en el modelado analítico, dando como resultado modelos con múltiples puntales colocados en y cerca de las esquinas del pórtico. Hay muchas ideas diferentes sobre cómo calcular características y organizar esos puntales dentro del pórtico [26]. Un mayor avance en el modelado analítico se realizó utilizando elementos finitos de

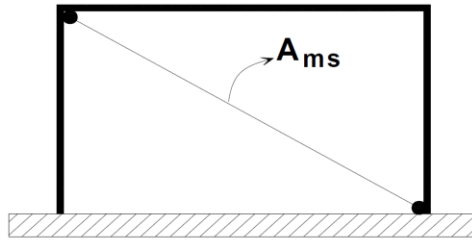
planos 2D para el relleno y los llamados elementos de interfaz para áreas interactivas entre el pórtico y el relleno [27]. El método de elementos finitos ofrece varias herramientas poderosas para crear modelos analíticos más realistas y, por lo tanto, se ha utilizado ampliamente. El esfuerzo permanente para simular tantos efectos observados experimentalmente como sea posible finalmente llevó a descomponer el pórtico relleno en sus partes constituyentes (elementos de pórtico, unidades de mampostería y juntas de mortero), así como a definir las condiciones locales de su interrelación mediante elementos de interfaz apropiados, ese procedimiento se llama micro-modelado. [26]

El concepto básico de macro-modelado es un enfoque físicamente intuitivo de simular la acción de mampostería por medio de un puntal de compresión diagonal equivalente. Sus principales ventajas son el modelado simple, un pequeño número de parámetros de control para su calibración junto con una representación razonablemente buena del comportamiento global. Sin embargo, si esos modelos están sujetos a ciclos, las acciones de carga alternas el tiempo requerido para el cálculo aumenta significativamente ya que la efectividad de los puntales diagonales en la compresión solo se debe tener en cuenta. Todos esos modelos con puntales diagonales de compresión se basan conceptualmente en la resistencia a la compresión del relleno, mientras que la influencia del deslizamiento de la cizalla horizontal permanece ignorada.

#### **2.1.4.2.1 Puntal equivalente simple**

La restricción del modelo de puntal único es su incapacidad para presentar de manera realista los momentos de flexión y fuerzas de corte en los elementos del pórtico. En consecuencia, este modelo no puede cubrir fenómenos muy importantes como el efecto de columna corta o las grandes deformaciones por cizallamiento localizadas de la lámina de la columna cerca de las juntas del pórtico [26].

**Figura 12:** Modelo del puntal equivalente.



Realizó: I. Radić, D. Markulak y V. Sigmund.

Fuente: Analytical Modelling of masonry-infilled steel frames.

Las propiedades requeridas del puntal diagonal equivalente, que representan la rigidez elástica en el plano del relleno de mampostería, se obtuvieron mediante el uso de expresiones bien conocidas. [1]

$$a = 0,175 * (\lambda_1 * h_{col})^{-0,4} * r_{inf} \quad \text{Ec. 2 - 46}$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} * t_{inf} * \sin 2\theta}{4E_{fe} * I_{col} * h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 2 - 47}$$

Dónde:

$a$  = Área del puntal

$h_{col}$  = Altura de la columna entre las líneas centrales de vigas.

$h_{inf}$  = Altura de la pared de relleno.

$E_{fe}$  = módulo de elasticidad esperado del pórtico material.

$E_{me}$  = módulo de elasticidad esperado del relleno material.

$I_{col}$  = Momento de inercia de la columna.

$L_{inf}$  = Longitud de la pared de relleno.

$r_{inf}$  = longitud diagonal de la pared de relleno.

$t_{inf}$  = Espesor de la pared de relleno y puntal equivalente.

$\theta$  = Ángulo cuya tangente es la relación de aspecto de altura-longitud de relleno.

$\lambda_1$  = Coeficiente utilizado para determinar el ancho equivalente del puntal de relleno

En la práctica para poder determinar los puntos clave de una curva de envolvente, vale la pena mencionar que se tienen en cuenta dos modos de falla crítica: corte deslizante y falla de compresión para estimar la fuerza lateral máxima,  $F_{max}$ . Las relaciones entre los puntos relevantes de la curva de envoltura de relleno en la forma adecuada para el proceso de calibración se pueden presentar de la siguiente manera:

$$F_{max} = k_1 * F_{cr} \quad \text{Ec. 2 - 48}$$

$$F_{res} = k_2 * F_{max} \quad \text{Ec. 2 - 49}$$

$$K_{sec} = \frac{E_{me} * b_w * t_w}{r_w} * \cos^2 \theta \quad \text{Ec. 2 - 50}$$

$$K_{deg} = \alpha * K_{el} \quad \text{Ec. 2 - 51}$$

Dónde:

$F_{cr}$  = Fuerza de corte en el rendimiento,

$F_{res}$  = Fuerza de corte residual post-pico,

$K_{el}$  = Rigidez inicial de la pared de relleno,

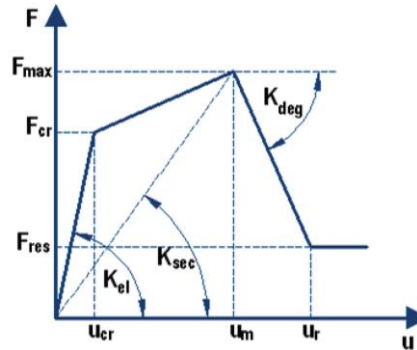
$K_{sec}$  = Rigidez secante (objetivos a la fuerza máxima),

$K_{deg}$  = Rigidez correspondiente a la rama degradante post-pico del sobre,

$\alpha$  = la relación de la rigidez post-rendimiento antes del rendimiento,

$k_1, k_2$  = coeficientes que dependen de las propiedades de relleno.

**Figura 13** : Modelo no lineal del puntal equivalente simple.



Realizó: I. Radić, D. Markulak y V. Sigmund.

Fuente: Analytical Modelling of masonry-infilled steel frames.

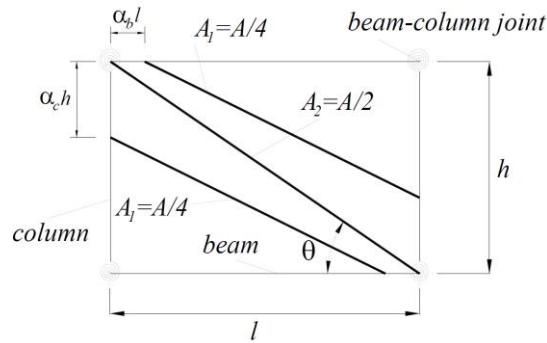
En la literatura se han dado varios valores como estimación de los parámetros  $k_1$ ,  $k_2$  y  $\alpha$ . Muy a menudo se corresponden con las condiciones muy específicas o su rango de valores es bastante amplio. Por ejemplo, en el documento [28] se sugiere el valor de 1,30 para el coeficiente  $k_1$ , mientras que el rango de valores para  $\alpha$  está entre 0,005 y 0,1 el valor superior corresponde al relleno muy frágil. De la misma manera, se propone el valor de 0,30 para  $k_2$  en [29]. Por lo tanto, los valores pueden servir para la estimación aproximada del comportamiento estructural de los pórticos rellenos, pero la necesidad de datos experimentales relevantes que representan propiedades particulares es obvia para el diseño práctico.

#### 2.1.4.2.2 Puntal equivalente triple

El modelo analítico con tres diagonales de puntal equivalentes, desarrollado por El-Dakhakhni [20] fue elegido como representativo de los modelos de múltiples puntales.



**Figura 14:** Modelo propuesto para pórticos de estructura metálica rellenos de mampostería.



Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

Las áreas de contacto entre el pórtico y la pared de relleno son de particular interés en este modelo, y de acuerdo con El-Dakhakhni [20] en el caso de los pórticos de acero rellenos con relleno de mampostería, las longitudes de contacto están ubicadas a las siguientes distancias de las conexiones viga-columna:

$$\alpha_c * h_c = \sqrt{\frac{2 * (M_{pj} + 0,2M_{pc})}{f'_m - 0 * t_w}} \leq 0,4h_c \quad \text{Ec. 2 - 52}$$

$$\alpha_b * h_b = \sqrt{\frac{2 * (M_{pj} + 0,2M_{pb})}{f'_m - 90 * t_w}} \leq 0,4h_b \quad \text{Ec. 2 - 53}$$

El área total de puntales diagonales se debe calcular.

$$A = \frac{(1 - \alpha_c) * \alpha_c * h_c * t_w}{\cos\theta} \quad \text{Ec. 2 - 54}$$

El área total debe dividirse de manera que el puntal central sea la mitad del área y cada uno de los otros dos puntales tiene una cuarta parte del área total.

Dónde:

$\alpha c$  = Relación de la longitud de contacto de la columna a la altura de la columna.

$h_c$  = Altura de la columna.

$\alpha b$  = Relación de la longitud de contacto de la viga al tramo de la viga.

$l_b$  = Longitud de contacto de la viga.

$M_{pj}$  = Mínimo de la capacidad de momento plástico de la columna, viga o conexión.

$M_{pc}$  = Momento plástico de la columna.

$M_{pb}$  = Momento plástico de la viga.

$f_m - 0$  = Resistencia a la compresión de la pared de mampostería paralela al mortero.

$f_m - 90$  = Resistencia a la compresión de la pared de mampostería normal al mortero.

$t_w$  = Es el grosor del relleno.

$\theta$  = Ángulo que define la inclinación del puntal central.

Sobre la base de la literatura disponible, es evidente que la parte sometida a esfuerzo de la pared es una región diagonal que conecta las dos esquinas cargadas. Por lo tanto, es justificable suponer que las propiedades de la pared en la dirección diagonal son las propiedades que rigen el comportamiento de la pared de relleno. Se sabe que las paredes de mampostería son anisotrópicas, una aproximación cercana es considerar que la pared de mampostería anisotrópica sea ortotrópica.

Debido al hecho de que la pared se comporta como si estuviera cargado diagonalmente, se utilizan relaciones constitutivas, de placas ortotrópicas y matriz de transformación de los ejes, para obtener el módulo de Young. [20]

$$E_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4 \theta + \left[ -\frac{2\nu_{0-90}}{E_0} + \frac{1}{G} \right] * \cos^2 \theta * \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{90}} \sin^4 \theta} \quad \text{Ec. 2 - 55}$$

$$f'_{m-\theta} = \frac{E_{\theta} * f'_{m-90}}{E_{90}} \quad \text{Ec. 2 - 56}$$

Dónde:

$E_{\theta}$  = Módulo de Young de la pared en la dirección diagonal.

$E_0$  = Módulo de Young en la dirección paralela al mortero.

$E_{90}$  = Módulos de Young en la dirección normal al mortero.

$\nu_{0-90}$  = Relación de Poisson definida como la relación de la tensión en la dirección normal al mortero debido a la tensión en la dirección paralela al mortero.

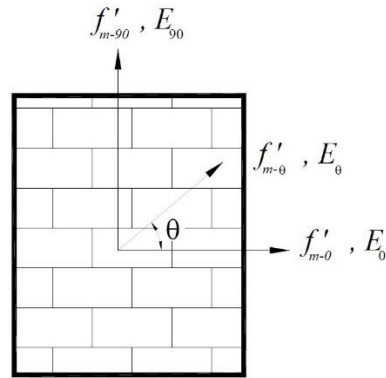
$G$  = Módulo de corte.

$f'_{m-\theta}$  = Máxima resistencia del relleno de mampostería en  $\theta$

$f'_{m-90}$  = Máxima resistencia del relleno de mampostería en dirección normal al mortero

Hamid y Drysdale investigaron la suposición de que la resistencia a la compresión de la mampostería varía de acuerdo con el ángulo de carga y Seah sugirió un valor de  $f'_{m-0}$  y  $f'_{m-90}$  igual a 0,7. [30]

**Figura 15:** Modelo ortotrópico de la mampostería de relleno.



Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

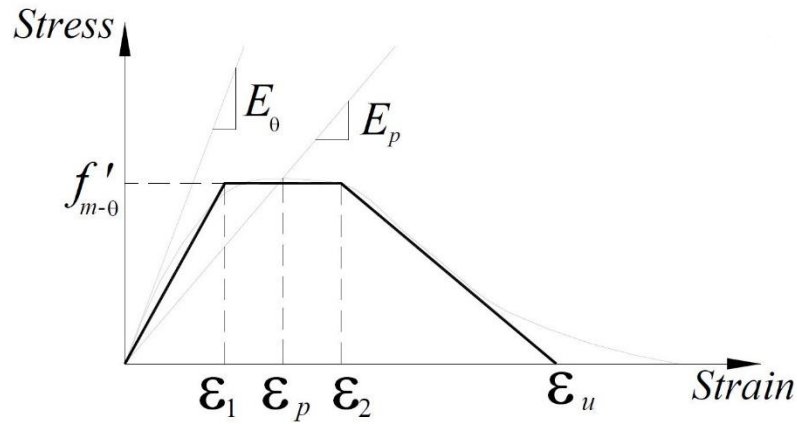
El uso de la relación de tensión tri-lineal en lugar de la relación parabólica real se sugiere en [20]. La rigidez de la secante de carga máxima de los pórticos de relleno se debe tomar como la mitad de la rigidez inicial, es decir,  $E_p = 0,5E\theta$ , según [31]. Otros parámetros relevantes para la definición de la curva primaria, como se sugiere en [20], en ausencia de datos más precisos, pueden asumirse como sigue:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_P - 0,001 \quad \text{Ec. 2 - 57}$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_P + 0,001 \quad \text{Ec. 2 - 58}$$

$$\varepsilon_\mu = 0,01 \quad \text{Ec. 2 - 59}$$

**Figura 16:** Simplificación tri-linear de relación Esfuerzo – Resistencia de la mampostería de concreto.



Realizó: W.W. El-Dahakhni, M. Elgaal y A.A. Hamid.

Fuente: Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames.

### 2.1.4.3 Rigidez del pórtico

En varios estudios se ha podido comprobar que la rigidez de un pórtico se incrementa al someterse a una carga lateral, tanto así que en la mayor parte de estudios en la actualidad parten desde la idea básica de este hecho. En un estudio realizado por Elouali [32] se realizó un trabajo experimental en donde se comprobó bajo cargas cíclicas a un pórtico con mampostería de relleno y a otro sin ningún relleno, dando como resultado que el incremento de la rigidez inicial alcanzó 7 veces la rigidez del pórtico sin mampostería, la cual fue disminuyendo a medida que el desplazamiento se incrementaba pero en ningún momento fue menor a la rigidez del pórtico sin relleno. La resistencia a fuerza lateral del pórtico con mampostería alcanzó 1,9 veces a la del pórtico sin relleno. [32]

En la conferencia llevada a cabo en 4 de Febrero del 2000 en la 12va conferencia de ingeniería en sismos en uno de los artículos derivados de la misma elaborada por Murty y K Jain [33] manifiesta que las paredes de relleno de mampostería aumentan

la resistencia, la rigidez, la ductilidad general y la disipación de energía del edificio y lo que es más importante, ayudan a reducir drásticamente la demanda de deformación y ductilidad en los miembros. Esto explica el excelente desempeño de muchos de estos edificios en terremotos moderados, incluso cuando los edificios no fueron diseñados o detallados para las fuerzas sísmicas. El refuerzo en los rellenos no contribuye significativamente a la rigidez y resistencia; de hecho, puede llevar a una reducción de la rigidez y resistencia debido al aumento del grosor del mortero en las capas que contienen el refuerzo. Sin embargo, el refuerzo ayuda a mejorar el comportamiento posterior a la fisuración de la mampostería y a prevenir el colapso fuera del plano. [33]

#### **2.1.4.4 Período de vibración**

El período de vibración fundamental está presente en todas las estructuras, este comportamiento va relacionado con varios parámetros, pero uno de los más importantes es la configuración estructural. De acuerdo a un estudio realizado en Marruecos la diagonal equivalente que representa a las paredes de relleno transforma el pórtico rígido en pórtico con rigidizadores por lo que hay un cambio definido en la forma en que el pórtico resistirá las cargas laterales. Elouali [32]

En otros estudios realizados luego de un sismo en Irán se comprobó mediante análisis computacionales que los efectos de un sismo se redujeron en una estructura debido a la participación de la mampostería de relleno, se llegó a esta conclusión luego de analizar in-situ la estructura y realizar un análisis no-lineal computacional en los que no se tomó en cuenta la mampostería, se llegó a la conclusión de que se redujo la deriva de piso en un 20% debido a la participación de la mampostería todo esto de acuerdo con Mostafei y Kabeyasawa. [34]

Las paredes de relleno disminuyen el período fundamental de la estructura y aumentan la rigidez, como se puede ver en los estudios anteriores. Por otro lado, en un estudio realizado por Koçak, Kalyoncuoğlu y Zengin [35], establece que algunas aberturas en la pared de relleno como ventanas, aberturas de puertas afectan la rigidez de la pared de relleno y aumentan el período fundamental del edificio. En resumen, hay un 78% a 68% de disminución entre los valores del período fundamental del pórtico vacío y pórtico completamente relleno, un 18% a 13% de disminución entre pórtico lleno y pórticos con aberturas de puerta, de ventana. [35]

En el congreso denominado visión 2000 ya se establecieron algunos parámetros en torno al periodo de vibración en la que se manifestaba que el período predominante de respuesta no lineal no se acorta apreciablemente por la presencia y rigidez de los rellenos; para movimientos de larga duración que se ajustan completamente a los espectros de respuesta suave, el período efectivo de la respuesta comienza a disminuir, solo para periodos mayores a 0,8 segundos y disminuye apreciablemente solo para periodos mayores a 2,0 segundos. [36]

#### **2.1.4.5 Estudios relacionados**

##### **Análisis estático equivalente vs espectro de respuesta**

En un estudio realizado por Harunur y khatun [37], en dónde se analizó una misma estructura estática y dinámicamente, en ambos casos se analizó con pórticos vacíos y pórticos llenos de mampostería dando como resultado, que en la estructura que tenía pórticos vacíos se mantuvo el principio que las fuerzas que se generan en un análisis estático son mayores a las de un dinámico, pero se dio la inversa en la estructura que poseía mampostería de relleno. El autor remarca que [37]: “Este estudio puede considerarse como un trabajo preliminar para un amplio trabajo de

investigación sobre el efecto de las paredes de relleno en los pórticos debido a la carga horizontal” por lo que se deben realizar estudios más profundos al respecto.

### **Amortiguamiento**

De acuerdo a un estudio de Farids [36] establece que: “La respuesta máxima del sistema con relleno se ve afectada principalmente por la resistencia de la pared de relleno, menos y según las características del movimiento por la amortiguamiento inherente a la histéresis, aún menos por su comportamiento post-final y muy poco por su rigidez sin fisuras”, además se puede ver que los detalles del comportamiento histerético del relleno son importantes en movimientos de varios ciclos de larga duración que se adaptan completamente a un espectro suave, pero no son importantes en las excitaciones de tipo de choque con pocos ciclos grandes, equivalente a la efectuada por un aumento en la relación de amortiguamiento por lo que este autor establece una ecuación para poder adaptar esta estructura de hormigón armado al amortiguamiento producido con la mampostería. [36]

$$\xi(\%) = 5 + 2.5 * (2.5 + 5T_{fr} - T_{fr}^2) * \frac{f_{inf}}{m * S_a} \quad \text{Ec. 2 - 60}$$

Dónde:

$\xi$  = Amortiguamiento de la estructura

$T_{fr}$  = Período fundamental del pórtico

$f_{inf}$  = Es el esfuerzo último de compresión de la mampostería

$m$  = Masa de todo el sistema

$S_a$  = La aceleración espectral amortiguada al 5% del movimiento



## **Deformaciones del pórtico**

De acuerdo con Elouali [32] el desplazamiento puede reducirse o aumentarse según los contenidos de frecuencia esto está relacionado a la variación de los periodos de vibración de la estructura por acción de la mampostería de relleno, en el mismo estudio también establece que hay un aumento significativo en las fuerzas de corte de la base horizontal debido a la reducción del período fundamental, así como los efectos de flexión disminuirán sustancialmente debido a que hay un cambio drástico en los momentos de flexión y las fuerzas axiales. Elouali [32]

Además de este estudio también se realizó un análisis de una estructura luego de un sismo en lo cual los analistas llegaron a la conclusión de que debido a la mampostería de relleno se evitó deformaciones no-lineales y gran parte de los daños que pudieran haber sido ocasionados por acción del sismo. [34]

## **2.2 Hipótesis**

La mampostería de relleno influye en el comportamiento de un pórtico de estructura metálica sometido a carga lateral.

## **2.3 Señalamiento de variables de la hipótesis**

### **Variable independiente**

La mampostería de relleno.

## **Variable dependiente**

Comportamiento del pórtico de estructura metálica.

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1 Nivel o tipos de investigación**

Nivel Exploratorio: La presente investigación es de tipo exploratorio dado que los datos previos son necesarios para acercarse al problema investigado, con el objetivo de obtener resultados eficientes. Además, que al contar con la encuesta inicial permitirá enfocar y alinear el modelo matemático

Nivel Descriptivo: La investigación es de tipo descriptivo porque toma en cuenta los aspectos en estudio del proyecto como datos pórtico, condiciones de la mampostería, todos estos aspectos que serán importantes al momento de realizar el análisis estructural.

#### **3.2 Población y muestra**

##### **Población**

Se realizarán 9 ensayos los cuales estarán repartidos en 3 configuraciones de mampostería las cuales tendrán 3 muestras por cada configuración, la primera será elaborada de tal manera que se compruebe la resistencia vertical del mampuesto y

el mortero, la segunda configuración será para comprobar la resistencia horizontal del mampuesto, la tercera será para poder obtener la resistencia en dirección de los nudos del pórtico.

### Muestra

Se realizará una modelación de una edificación tipo de 7 pisos de altura con una altura de entrepiso de 3 metros, se elaborará una configuración estructural regular para poder enfocarnos en los efectos propios de la mampostería y tratar de evitar problemas de distorsión torsional. Se elaborará un modelado en el que se tomará en cuenta la mampostería y otro en el que se omitirá este elemento para poder evidenciar la variación de los resultados.

### 3.3 Operacionalización de las variables

VARIABLE INDEPENDIENTE: Mampostería				
LO ABSTRACTO			LO OPERATIVO	
CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Se llama al sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros y paramentos	Material	Cascajo	¿Cuál es el peso unitario con el que aporta cada una de	Observación Lista de cotejos

mediante la colocación manual de los elementos o los materiales que los componen (denominados mampuestos), que pueden ser caracterizados por estar sin labrar (o con una labra muy tosca).			estos elementos?	
		Arcilla	¿Qué características aporta el ladrillo a la estructura?	Observación Lista de cotejos
	Resistencia a la compresión	Bloque	¿En qué porcentaje aportará a la rigidez de la estructura?	Observación Lista de cotejos Maquina Universal
		Ladrillo	¿Qué porcentaje de las cargas laterales absorberá?	Observación Lista de cotejos Maquina Universal

VARIABLE DEPENDIENTE: Comportamiento del pórtico de estructura metálica				
LO ABSTRACTO			LO OPERATIVO	
CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Las estructuras son elementos constructivos cuya misión fundamental es la de soportar un conjunto de cargas.	Rigidez	Período de Vibración	¿Todas las estructuras están diseñadas para un período de vibración?	Simulación ETABS
		Deriva de piso	¿Qué influencia tiene la deriva de piso en la estructura?	Simulación ETABS
	Resistencia	Resistencia a carga lateral	¿Cómo influencia la mampostería en la resistencia a carga lateral del pórtico?	Simulación ETABS

	Ductilidad	Ductilidad Global de la estructura	¿Cómo varia la ductilidad de la estructura por acción de la mampostería?	Simulación ETABS

### 3.4 Plan de recolección de la información

PREGUNTA	EXPLICACIÓN
¿PARA QUE?	<p>Brindar a la Ingeniería Civil una herramienta que proporcione diseños con una aproximación mucho más real a lo que se encuentra en obra.</p> <p>Elaborar un documento guía para el estudio de interacción mampostería-estructura.</p> <p>Mejorar los sistemas constructivos para poder obtener estructuras que respondan mejor a las interacciones sísmicas.</p>
¿DE PERSONAS O OBJETOS?	<p>Estructura Metálica</p> <p>Mampostería</p>

¿SOBRE QUÉ ASPECTOS?	Influencia en la rigidez Representación de las derivas de piso Análisis de deformaciones
¿QUIÉN INVESTIGA?	Christian Santiago Castro Falcón
¿A QUIÉNES?	Estructura Metálica Mampostería
¿CUÁNDO SE VA A INVESTIGAR?	Entre el 20 de Julio 2018 y 20 de febrero del 2019
¿DÓNDE SE VA A INVESTIGAR?	Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica
¿CON QUÉ TÉCNICA O TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN?	Experimental con ensayos a compresión en laboratorio Analítico con representaciones en programas de elementos finitos para definir el comportamiento.
¿CON QUÉ SE INVESTIGA?	Programas computacionales de elementos finitos.

### 3.5 Plan de procesamiento y análisis

Para el procesamiento y análisis de la información recolectada se llevará acabo el siguiente plan:

- Revisión crítica de la información con la finalidad de obtener información segura y confiable.



- Interpretación de los resultados obtenido mediante gráficos de los ensayos realizados.
- Presentación de resultados previo haber realizado una evaluación e interpretación de los mismos correlacionando con las diferentes partes del proyecto de investigación, fundamentalmente con los objetivos y la hipótesis

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1 Recolección de datos**

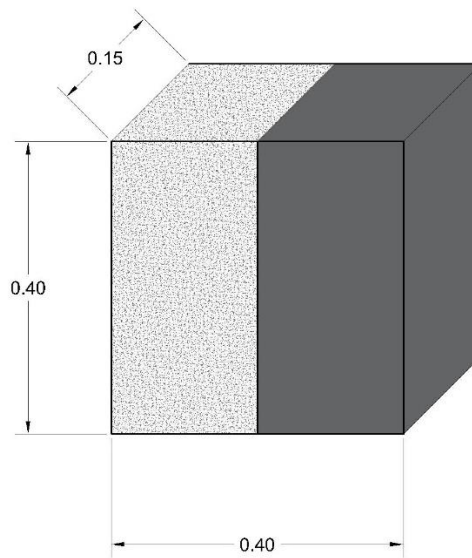
La Norma Ecuatoriana de la Construcción “NEC”, promovida por la Subsecretaría de Hábitat y Asentamientos Humanos del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), tiene como objetivo principal la actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción. Con la finalidad de regular los procesos que permitan cumplir con las exigencias básicas de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones como consecuencia de las características del proyecto, la construcción, el uso y el mantenimiento; especificando parámetros, objetivos y procedimientos [38]. Todos los procedimientos y cálculos que se realizarán en este trabajo serán en base a lo establecido en esta normativa ya que es la que rige en nuestro país.

Para el cálculo se ha planteado una estructura totalmente regular compuesta por sistemas aporticados para poder atribuir las variaciones de los parámetros de cálculo a la mampostería y no a una probable falla por distribución de cargas o por irregularidades en planta o elevación. Está conformado por 2 vanos y 3 plantas a una distancia de 5 metros entre ejes y 3 metros de entrepiso.

#### 4.1.1 Ensayos

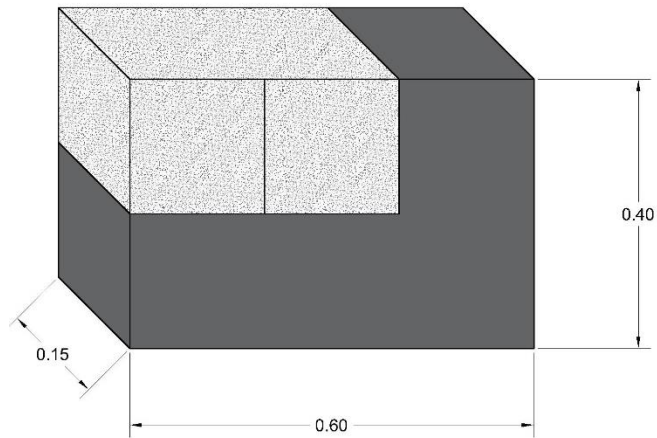
Se realizará ensayos de compresión a un modelo de mampostería típico del medio ecuatoriano, tratando de acercarse a la realidad constructiva de nuestro medio, se realizará un mortero de unión para el mampuesto con dosificación no especificada ya que en obra la verificación de la dosificación no se la realiza en la unión de mampuestos al no ser considerado como elemento estructural no se le da la relevancia del caso, al querer acercarnos a la realidad constructiva del país se determinó que este sería el método idóneo.

**Figura 17:** Modelos de disposición de mampostería que se va a ensayar.



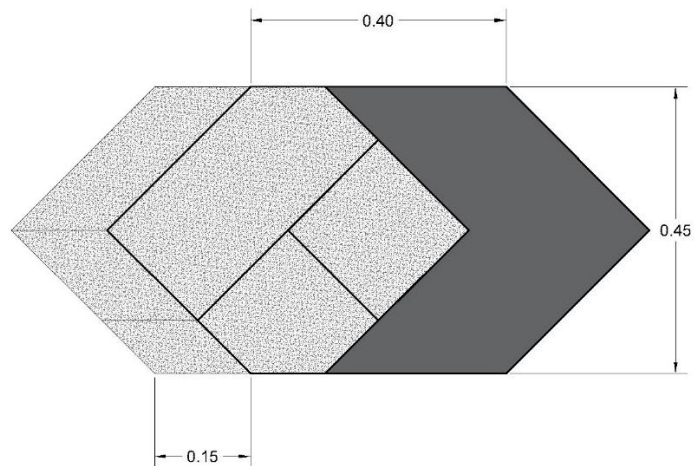
(a) Ensayo Horizontal.

Fuente: Castro Christian.



(b) Ensayo Vertical.

Fuente: Castro Christian.



(c) Ensayo diagonal.

Fuente: Castro Christian.

Se ensayarán 9 muestras de mampostería, todas con bloques obtenidos de la misma fuente y con la misma dosificación de mortero para enlucido y de unión de mampuestos como se puede observar en la figura 17, dónde la disposición de la mampostería estará distribuida de acuerdo a las especificaciones de los equipos de laboratorio, así la parte sombreada representa el enlucido y la sección con textura representa la disposición de los mampuestos. Los ensayos se los realizarán en 3

direcciones de aplicación de la carga, vertical, horizontal y diagonal, todo esto para verificar la variación de la resistencia del mampuesto.

Luego del ensayo se obtuvieron los siguientes resultados:

**Tabla 1:** Resultados de los ensayos a compresión de mampuestos.

ENSAYOS DE MAMPUESTOS		
DISPOSICIÓN DEL MAMPUESTO	f'm MPa	CARGA KN
VERTICAL 1	2.83	196.00
VERTICAL 2	3.46	165.90
VERTICAL 3	2.60	122.90
DIAGONAL 1	4.45	223.60
DIAGONAL 2	3.23	162.40
DIAGONAL 3	3.46	165.90
HORIZONTAL 1	3.16	149.60
HORIZONTAL 2	2.93	131.10
HORIZONTAL 3	3.37	170.60

Fuente: Centro de Ensayos de Obras Civiles de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Luego de realizar los resultados podemos establecer, que la mayor resistencia a la compresión la obtenemos de ensayar la muestra diagonalmente, por esto tomaremos el promedio de resistencias diagonales como el  $f'm$  para este estudio, por lo antes mencionado tomaremos un  $f'm= 3.7$  MPa.

#### 4.1.2 Perfiles utilizados

El perfil más utilizado para pórticos resistentes a momentos son los conformados en caliente, para este caso de análisis se utilizará los perfiles IPE 200 para las vigas

y el perfil HEB 220, estos perfiles serán de un material de standard ASTM 572 grado 50.

#### **4.1.3 Propiedades de los materiales utilizados**

Los materiales se tomarán los que son más utilizados en nuestro medio, por lo que para los perfiles de acero se tomaran las especificaciones técnicas propias del material, para el cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería tomaremos el valor establecido en la NEC [21].

#### **Módulo de elasticidad de la mampostería.**

$$E_m = 750 * f'_m \text{ (MPa)}$$

$$E_m = 750 * (3.7) = 2775 \text{ MPa} = 277500 \text{ Ton/m}^2$$

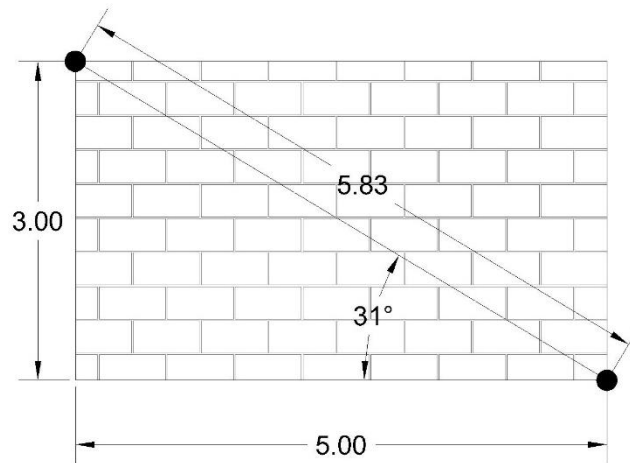
#### **Módulo de elasticidad del pórtico.**

$$E_m = 20389019.16 \text{ Ton/m}^2$$

#### **4.1.4 Áreas de puntales**

Para el cálculo de las áreas de los puntales debemos remitirnos al Fema [1], donde se establece las ecuaciones y variables para el cálculo de las mismas. Para poder aplicar estas ecuaciones debemos poseer las propiedades de los materiales obtenidas previamente ya que son con los que vamos a trabajar, además de las secciones de la mampostería.

**Figura 18:** Sección de mampostería tipo.



Fuente: Castro Christian.

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} * t_{inf} * \sin 2\theta}{4E_{fe} * I_{col} * h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad \text{Ec. 2 - 47}$$

$$\lambda_1 = \left[ \frac{(277500.47 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}) * (0.15 \text{ m}) * \sin 2(30.96)}{4 \left( 20389019.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \right) * (0.000081 \text{ m}^4) * (3 \text{ m})} \right]^{\frac{1}{4}}$$

$$\lambda_1 = 1.1668$$

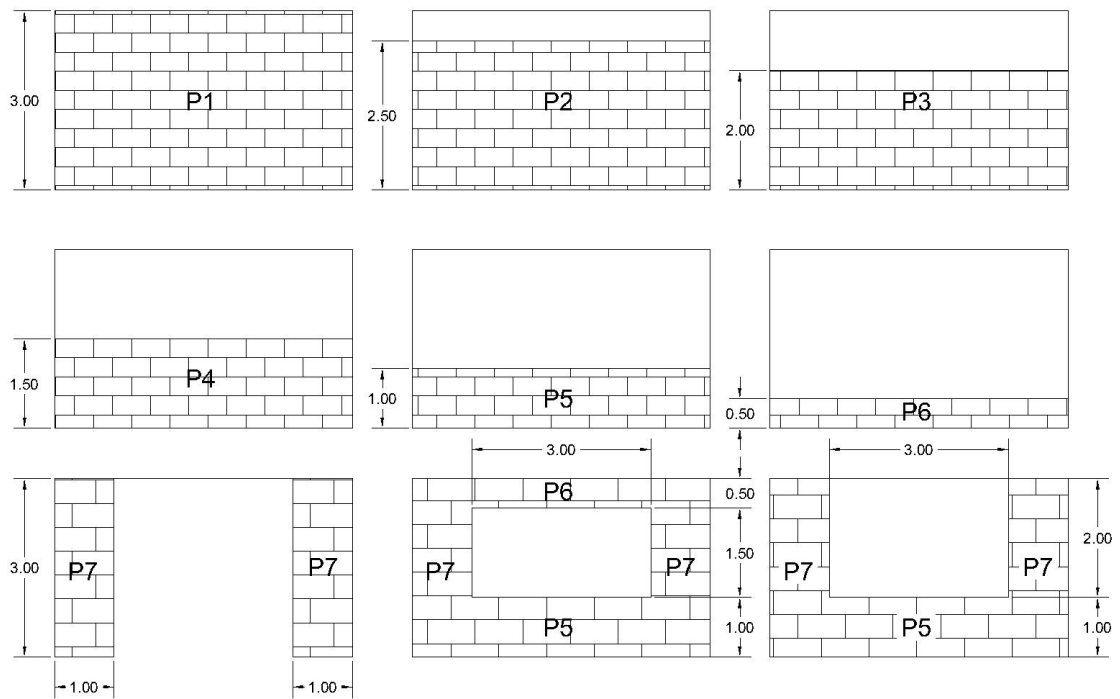
$$a = 0,175 * (\lambda_1 * h_{col})^{-0,4} * r_{inf} \quad \text{Ec. 2 - 46}$$

$$a = 0,175 * (1.1668 * 3\text{m})^{-0,4} * (5.83 \text{ m})$$

$$a = 0.62 \text{ m}$$

Lo mismo realizamos para todas las disposiciones de mampostería que realizamos en nuestro estudio.

**Figura 19:** Disposiciones de mampostería consideradas para el cálculo de puntales.



Fuente: Castro Christian.



**Tabla 2:** Puntales Equivalentes de acuerdo a la disposición de la mampostería.

PARED LLENA		PARED LLENA 2.5 m		PARED LLENA 2 m		PARED LLENA 1.5 m	
hcol=	3.00	hcol=	3.00	hcol=	3.00	hcol=	3.00
Eme=	277500.47	Eme=	277500.47	Eme=	277500.47	Eme=	277500.47
tinf=	0.15	tinf=	0.15	tinf=	0.15	tinf=	0.15
Sen2θ=	0.8825	Sen2θ=	0.8000	Sen2θ=	0.6900	Sen2θ=	0.5505
Efe=	20389019.16	Efe=	20389019.16	Efe=	20389019.16	Efe=	20389019.16
lcol=	0.000081	lcol=	0.000081	lcol=	0.000081	lcol=	0.000081
hinf=	3.00	hinf=	2.50	hinf=	2.00	hinf=	1.50
rinf=	5.83	rinf=	5.59	rinf=	5.39	rinf=	5.22
λ=	1.1668	λ=	1.1916	λ=	1.2143	λ=	1.2332
a=	0.62	a=	0.59	a=	0.56	a=	0.54
P1		P2		P3		P4	
PARED LLENA 1 m		PARED LLENA 0.5 m		PARED VENTANA LATERAL 1X3 m			
hcol=	3.00	hcol=	3.00	hcol=	3.00		
Eme=	277500.47	Eme=	277500.47	Eme=	277500.47		
tinf=	0.15	tinf=	0.15	tinf=	0.15		
Sen2θ=	0.3846	Sen2θ=	0.1980	Sen2θ=	0.6000		
Efe=	20389019.16	Efe=	20389019.16	Efe=	20389019.16		
lcol=	0.000081	lcol=	0.000081	lcol=	0.000081		
hinf=	1.00	hinf=	0.50	hinf=	3.00		
rinf=	5.10	rinf=	5.02	rinf=	3.16		
λ=	1.2477	λ=	1.2568	λ=	1.0595		
a=	0.53	a=	0.52	a=	0.35		
P5		P6		P7			

Fuente: Castro Christian.

#### 4.1.5 Distribución de cargas

Se establecerá cargas vivas y muertas que van a interactuar con la edificación, las paredes que no se encuentren entre pórticos se tomarán solamente como carga muerta, las paredes que se encuentren entre pórticos serán modeladas con el método de puntal equivalente triple ya que éste nos permitirá evidenciar la formación de rótulas plásticas.

##### 4.1.5.1 Cargas vivas

La carga viva se tomará del capítulo de cargas no sísmicas [39], aquí se establece que para hoteles y residencias multifamiliares un valor de 2kN/m<sup>2</sup> y el valor de la cubierta se tomará como cubierta plana, inclinada y curva con un valor de 0.7kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.5.2 Cargas muertas

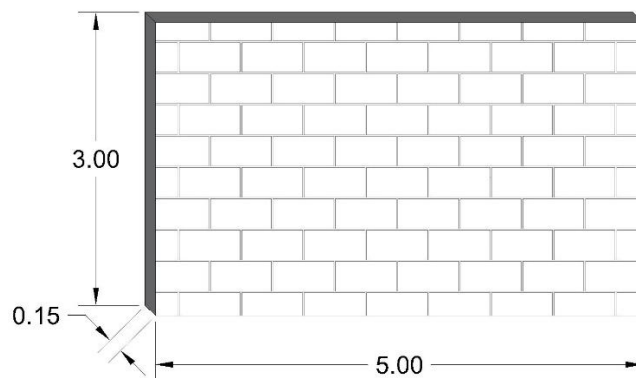
Para el cálculo de cargas muertas se tomará los pesos de los materiales de acuerdo a lo que establece la norma [39], la mampostería será tomada como bloque hueco de hormigón con un valor de  $12\text{kN/m}^3$ . Con una altura libre de 3m, vidrio plano  $26\text{kN/m}^3$ .

##### 4.1.5.2.1 Pesos de mamposterías

Los pesos se determinarán para cada tipo de pared a analizar ya que en el estudio trataremos de abarcar la mayor cantidad de posibilidades que se encuentran en nuestro medio.

##### Pared completa

**Figura 20:** Modelo de pared completa.

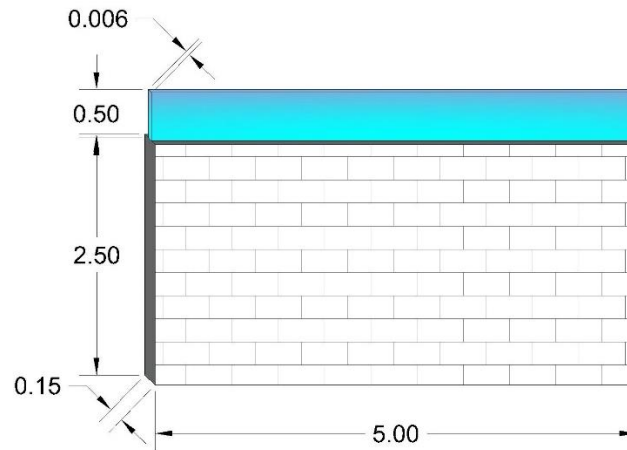


Fuente: Castro Christian.

$$\text{Peso de la pared} = 3\text{m} \times 0.15\text{m} \times 1\text{m} \times 1200 \text{ Kg/m}^3 = 540 \text{ kg}$$

## Pared de 2.5 m

**Figura 21:** Modelo de Pared de 2.5 m.



Fuente: Castro Christian.

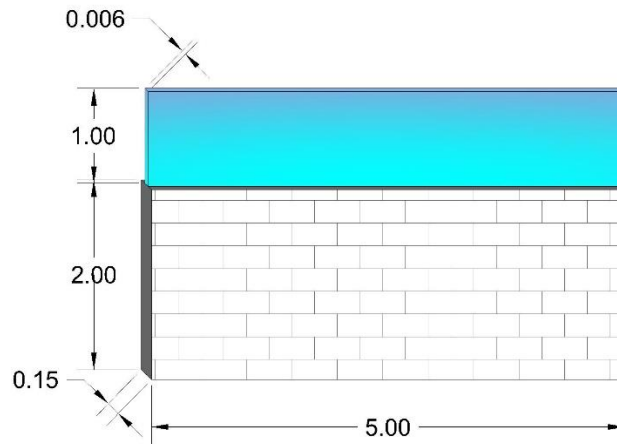
Peso de la pared =  $2.5 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1200 = 450 \text{ kg}$

Peso del vidrio =  $0.5 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2600 \text{ Kg/m}^3 = 7.8 \text{ kg}$

Peso de pared + vidrio =  $457.8 \text{ kg}$

## Pared de 2 m

**Figura 22:** Modelo de pared de 2 m.



Fuente: Castro Christian.

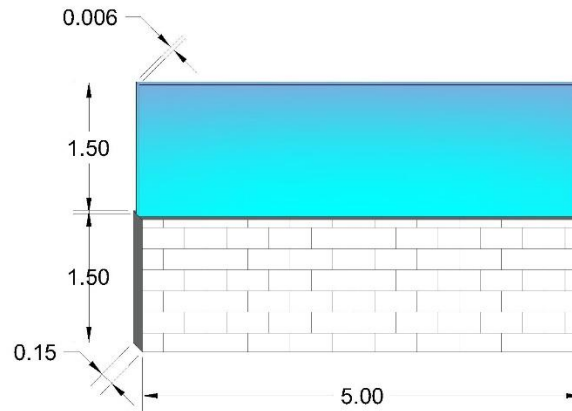
Peso de la pared =  $2 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1200 \text{ Kg/m}^3 = 360 \text{ kg}$

Peso del vidrio =  $1 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2600 \text{ Kg/m}^3 = 15.6 \text{ kg}$

Peso de pared + vidrio = 375.6 kg

## Pared de 1.5 m

**Figura 23:** Modelo de Pared de 1.5 m.



Fuente: Castro Christian.

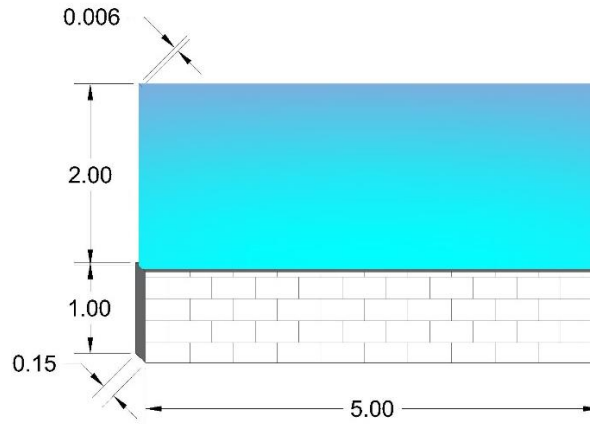
Peso de la pared =  $1.5\text{m} \times 0.15\text{m} \times 1\text{m} \times 1200\text{ Kg/m}^3 = 270\text{ kg}$

Peso del vidrio =  $1.5\text{m} \times 0.006\text{m} \times 1\text{m} \times 2600\text{ Kg/m}^3 = 23.4\text{ kg}$

Peso de pared + vidrio =  $293.4\text{ kg}$

## Pared de 1 m

**Figura 24:** Modelo de Pared de 1 m.



Fuente: Castro Christian.

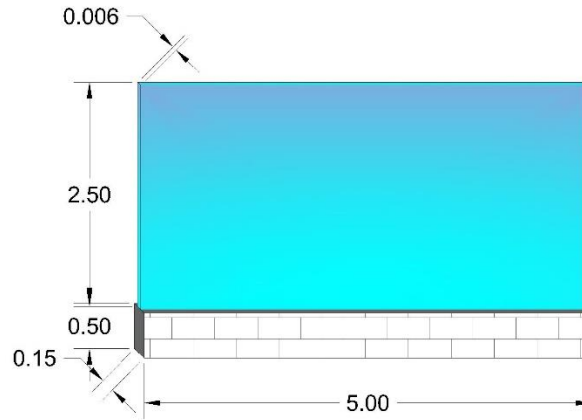
Peso de la pared =  $1 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1200 \text{ Kg/m}^3 = 180 \text{ kg}$

Peso del vidrio =  $2 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2600 \text{ Kg/m}^3 = 31.2 \text{ kg}$

Peso de pared + vidrio = 211.2 kg

## Pared de 0.5 m

**Figura 25:** Modelo de pared de 0.5 m.



Fuente: Castro Christian.

Peso de la pared =  $0.5 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1200 \text{ Kg/m}^3 = 90 \text{ kg}$

Peso del vidrio =  $2.5 \text{ m} \times 0.006 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2600 \text{ Kg/m}^3 = 39 \text{ kg}$

Peso de pared + vidrio = 129 kg

## Características sismogénicas de la zona

Nos basaremos en los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo Peligro Sísmico, dónde plantea los requerimientos y metodologías que se aplicarán por parte de cualquier profesional de la construcción basada en ingeniería sísmica [40]. Debido a que las características sismogénicas no son el propósito de estudio de este proyecto se asignarán los valores establecidos en la norma [40] para un proyecto a realizarse en la ciudad de Ambato en la provincia de Tungurahua.

**Tabla 3:** Valores y referencia para el cálculo del espectro de diseño.

ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-14)				
Parámetro	Variable	Valor	Unidades	Referencia
Factor de importancia	I	1.00	s.u	Tabla 6, Sec.4.1
Factor de reducción de respuesta	R	8.00	s.u	Tabla 15, Sec.6.3.4
Zonificación Sísmica		V		Tabla 1, Sec.3.1.1
Región del Ecuador	Sierra, Esmeraldas y Galapagos			Sec.3.3.1
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0.40	s.u	Tabla 1, Sec.3.1.1
Relación de amplificación espectral	n	2.48	s.u	Sec.3.3.1
Coefficiente Ct	Ct	0.072	s.u	Sec.6.3.3
Altura total del elemento	hn	9.00	m	Planos
Coefficiente para Cálculo de Periodo	$\alpha$	0.80	s.u	Sec.6.3.3
Tipo de Suelo		D		Tabla 2, Sec.3.2.1
factor de sitio Fa	Fa	1.20	s.u	Tabla 3, Sec.3.2.2
factor de sitio Fd	Fd	1.19	s.u	Tabla 4, Sec.3.2.2
factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1.28	s.u	Tabla 5, Sec.3.2.2
Factor asociado al periodo de retorno	r	1.00	s.u	Sec 3.3.1
Factor de irregularidad en planta	$\phi_p$	1.00	s.u	Tabla 13, Sec.5.2.3
Factor de irregularidad en elevación	$\phi_e$	1.00	s.u	Tabla 14, Sec.5.2.3
Aceleracion de la gravedad	g	9.81	m/s <sup>2</sup>	
Período teórico metodo 1	Tm1	0.4176	seg.	Sec.6.3.3
Período teórico metodo 1 mayorado	Tm2	0.5428	seg.	Sec.6.3.3
Período fundamental direccion x	Tx	0.664	seg.	ETABS
Período fundamental direccion y	Ty	0.611	seg.	ETABS
Periodo Límite en T=To	To	0.1269	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=Tc	Tc	0.698	seg.	Sec.3.3.1
Periodo Límite en T=TL	TL	2.856	seg.	Sec.3.3.1
Aceleración en T=0	Sa	0.480	g	Sec.3.3.1
Aceleración en T=To	Sao	1.190	g	Sec.3.3.1
% de reduccion de respuesta	f	0.125	s.u	% energia R. LINEAL
		0.875	s.u	% energia R. no LINEAL

Fuente: Castro Christian.

### Cálculo del espectro

La Norma Ecuatoriana de la construcción en el capítulo Peligro Sísmico [40], nos proporciona el proceso de elaboración del espectro de respuesta idóneo de acuerdo a la realidad de nuestro país. En el mismo se encuentran todos los parámetros, así como los procesos de reducción sísmica de acuerdo al tipo de estructura que se está estudiando.

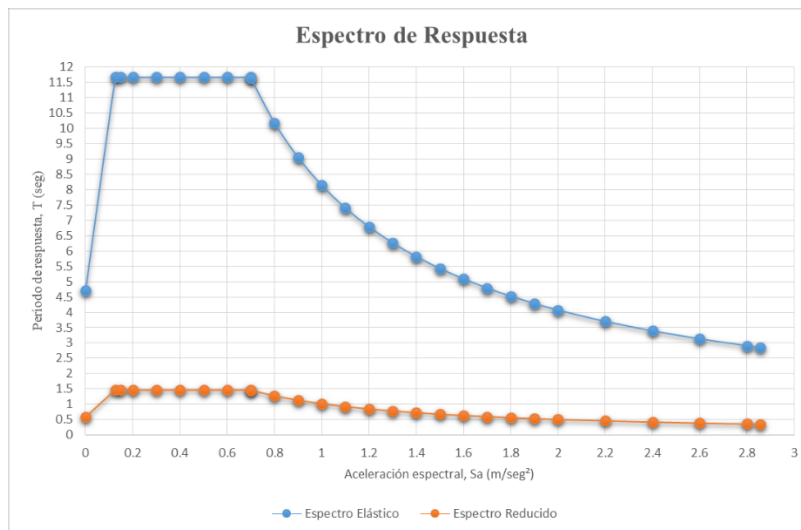


**Tabla 4:** Espectro de diseño.

T (s)	ESP. ELASTICO		ESP. REDUCIDO	
	Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )	Sa (g)	Sa (m/s <sup>2</sup> )
0	0.480	4.7088	0.060	0.5886
<b>T<sub>o</sub></b>	<b>0.127</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>0.149</b>
	0.150	1.190	11.678	0.149
	0.200	1.190	11.678	0.149
	0.300	1.190	11.678	0.149
	0.400	1.190	11.678	0.149
	0.500	1.190	11.678	0.149
<b>T<sub>c</sub></b>	0.600	1.190	11.678	0.149
	<b>0.698</b>	<b>1.190</b>	<b>11.678</b>	<b>0.149</b>
	0.700	1.187	11.647	0.148
	0.800	1.039	10.191	0.130
	0.900	0.923	9.059	0.115
	1.000	0.831	8.153	0.104
	1.100	0.756	7.412	0.094
	1.200	0.693	6.794	0.087
	1.300	0.639	6.271	0.080
	1.400	0.594	5.823	0.074
	1.500	0.554	5.435	0.069
	1.600	0.519	5.095	0.065
	1.700	0.489	4.796	0.061
	1.800	0.462	4.529	0.058
	1.900	0.437	4.291	0.055
2.000	0.416	4.076	0.052	
2.200	0.378	3.706	0.047	
2.400	0.346	3.397	0.043	
2.600	0.320	3.136	0.040	
2.800	0.297	2.912	0.037	
<b>T<sub>l</sub></b>	<b>2.856</b>	<b>0.291</b>	<b>2.855</b>	<b>0.036</b>

Fuente: Castro Christian.

**Figura 26:** Espectro de respuesta.

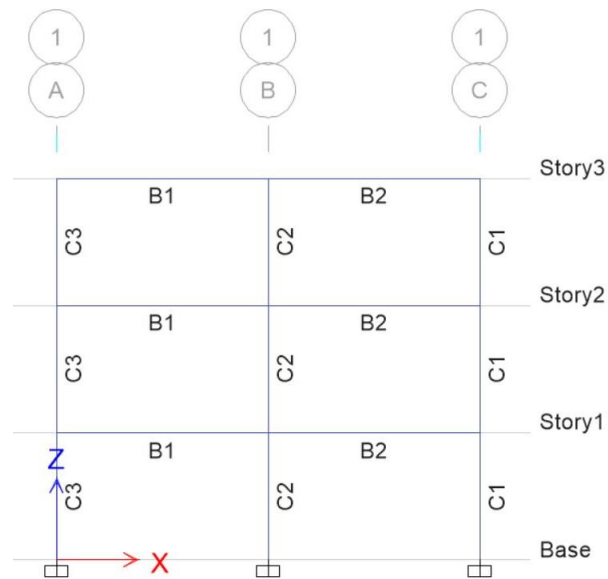


Fuente: Castro Christian.

## 4.2 Análisis de los resultados

Para poder realizar el análisis de los resultados de una manera más clara se establecerá el procedimiento que se realizó en cada una de las modelaciones. En todos los casos se han establecido nomenclaturas obtenidas del programa Etabs, en dónde se establecen efectos o cargas que estos elementos soportan.

**Figura 27:** Nomenclatura de cada una de las secciones a analizar.

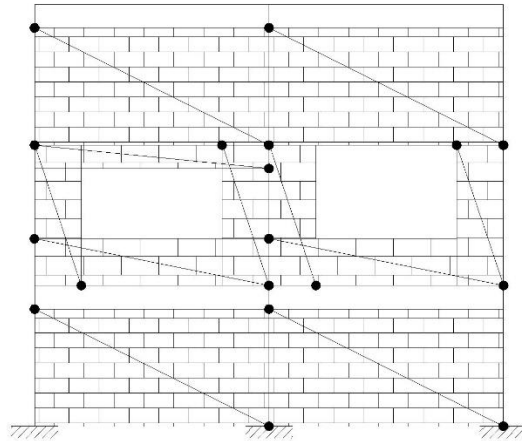


Fuente: Castro Christian.

### 4.2.1 Procedimiento del análisis.

Modelamos el pórtico de acuerdo a las secciones y propiedades de los materiales previamente establecidas, la modelación se la realizará en el programa Etabs con el sistema de unidades mks al ser el más utilizado en el país, el análisis se lo realizará con parámetros establecidos por la normativa americana que es la base de nuestra normativa.

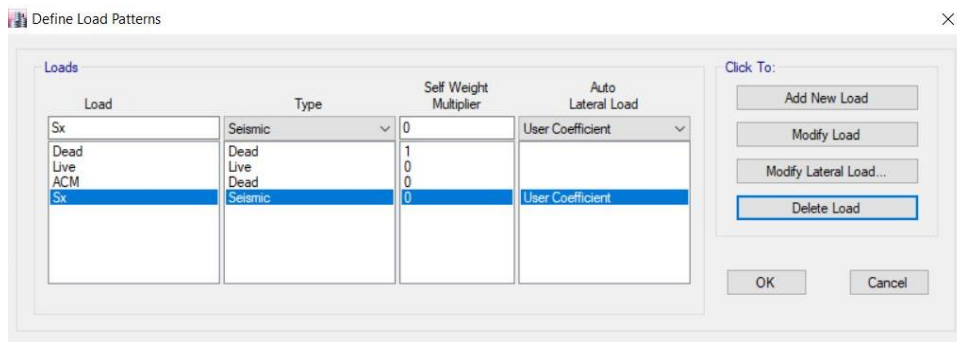
**Figura 28:** Modelo del pórtico.



Fuente: Castro Christian.

Los patrones de carga serán los ya establecidos previamente.

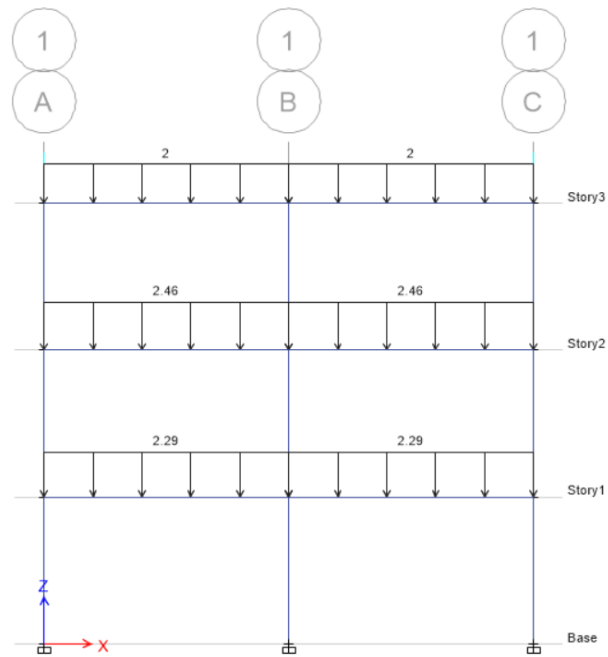
**Figura 29:** Patrones de carga a utilizar.



Fuente: Castro Christian.

Se estimó una carga adicional de 2 Ton/m debido a la carga de una losa que se estima debería estar presente en un caso real, por lo que será tomado en cuenta en las cargas ya establecidas por causa de la mampostería presente.

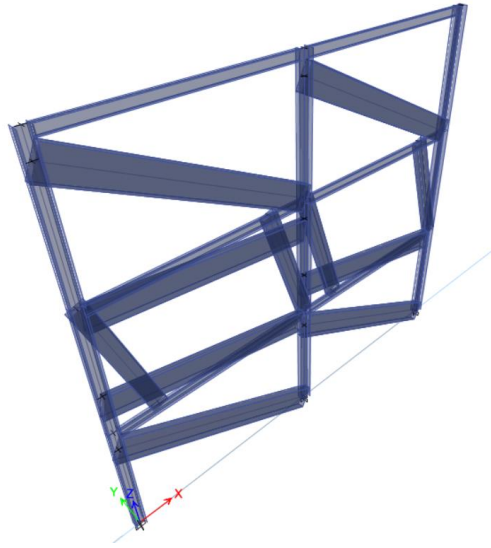
**Figura 30:** Cargas adicional al pórtico de acuerdo a la distribución de mampostería.



Fuente: Castro Christian.

Luego de establecidas las cargas propias de la estructura procederemos a realizar la modelación con el puntal equivalente para la representación de la mampostería de acuerdo a lo que establece el FEMA [1].

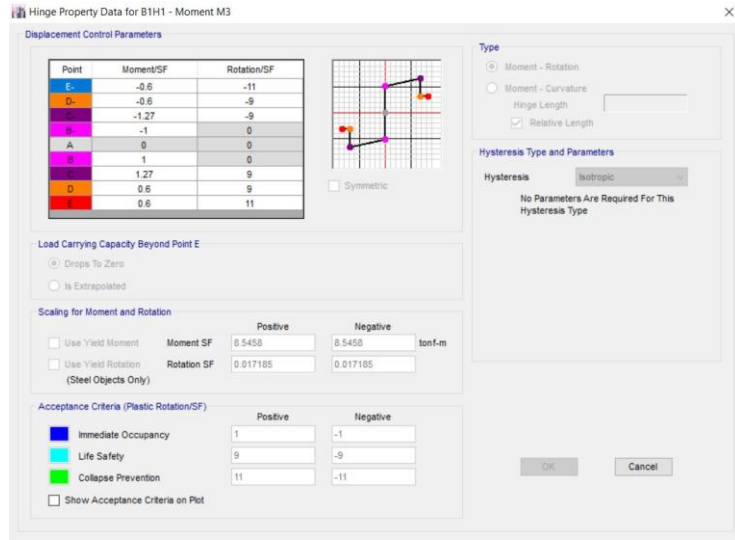
**Figura 31:** Modelo del pórtico con puntal equivalente.



Fuente: Castro Christian.

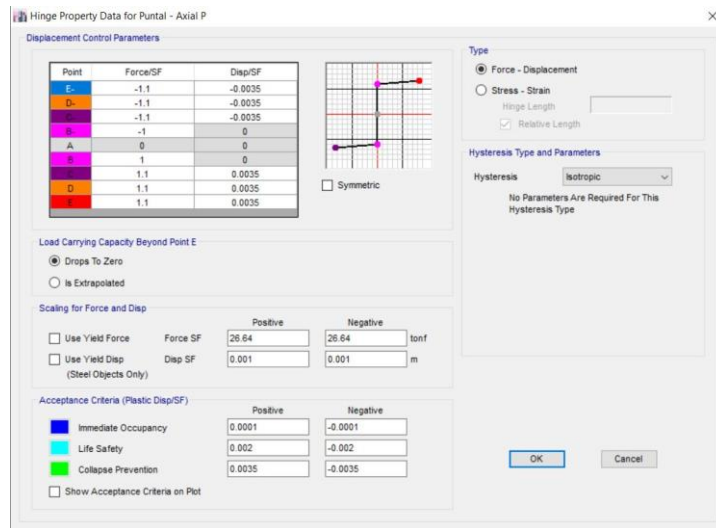
Generamos rótulas plásticas en vigas y columnas para poder evidenciar la falla de los elementos, esto se realizará de acuerdo a la norma ASCE en la tabla 9.6., en donde se tomará en cuenta los momentos a los que van a estar sometidas las vigas y en las columnas estarán sometidas a carga axial y momentos en X y Y. En lo concerniente a la mampostería tomaremos los parámetros establecidos en el FEMA [1], dónde existen los parámetros claros aceptables de resistencia y deformación.

**Figura 32:** Modelo de la rótula plástica en Vigas



Fuente: Castro Christian.

**Figura 33:** Modelo de la rótula plástica en pared.

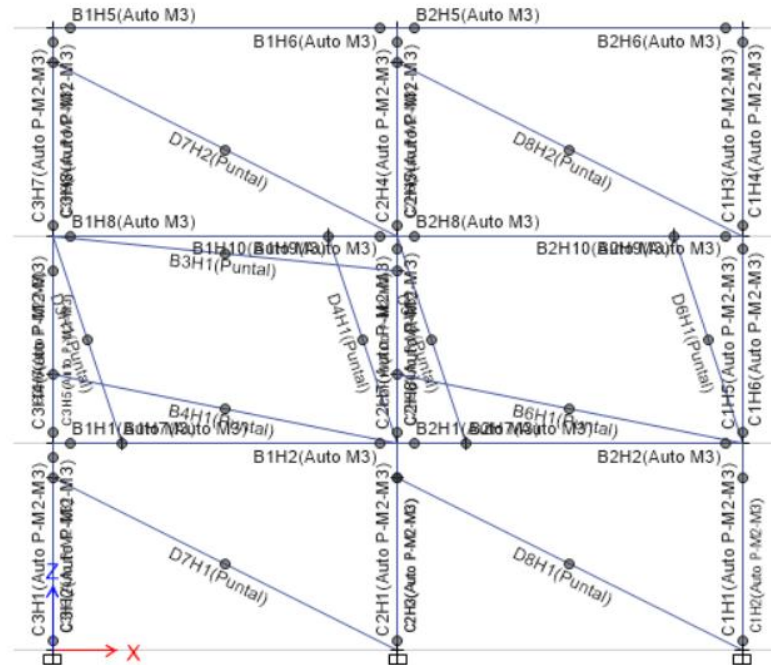


Fuente: Castro Christian.

Estas rótulas serán ubicadas entre el 10% – 15% de la longitud total de las vigas y columnas, en las paredes se ubicará una sola en la mitad del puntal equivalente,

también se ubicarán en el punto de contacto con los puntales equivalentes para determinar la influencia de los mismos en el desempeño estructural del pórtico.

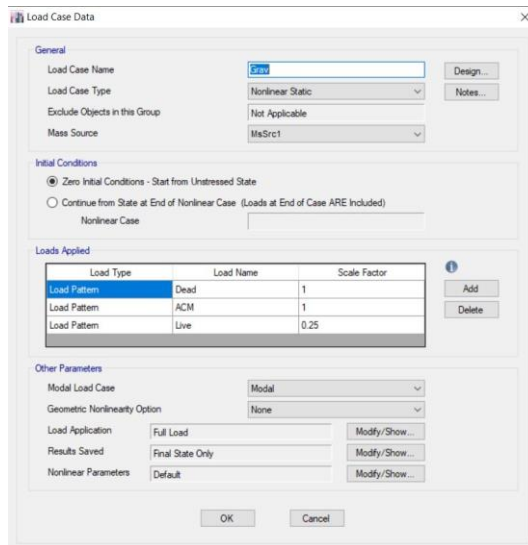
**Figura 34:** Rótulas plásticas en el pórtico.



Fuente: Castro Christian.

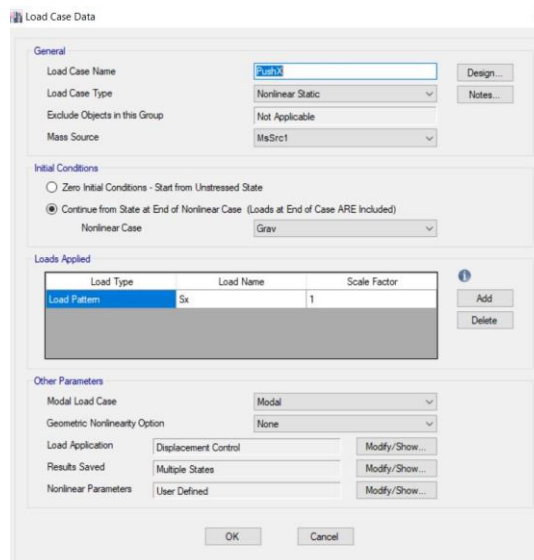
Luego de haber ubicado todos los elementos estructurales y no estructurales con sus respectivas rótulas, las cuales nos servirán de puntos de control de deformaciones y cargas de acuerdo a las especificaciones de cada uno de los elementos, procederemos a establecer los casos de carga a los cuales será sometido nuestro pórtico, uno de estos será el Pushover el cual en una estructura normal posee una deformación máxima del 4% de su longitud, en este caso debido a que solo es un pórtico hemos decidido incrementar ese rango de deformación para poder provocar un fallo en la estructura.

**Figura 35:** Caso de carga Gravitacional.



Fuente: Castro Christian.

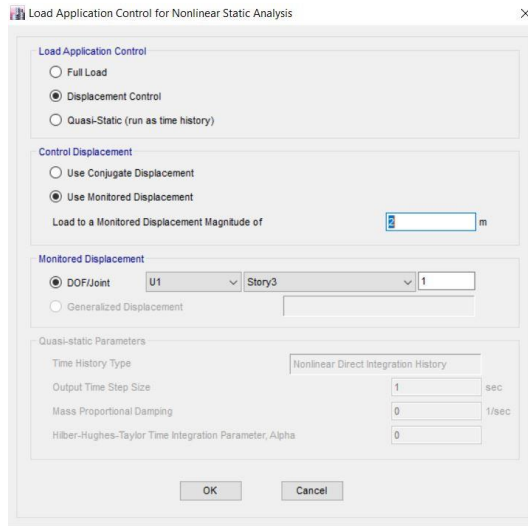
**Figura 36:** Caso de carga Pushover.



Fuente: Castro Christian.



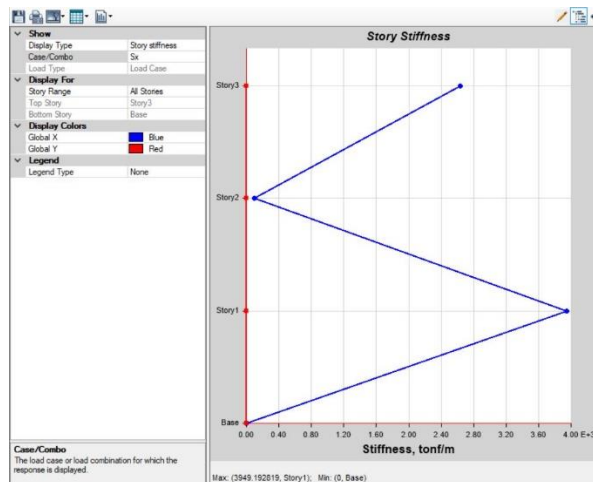
**Figura 37:** Limitación de desplazamiento.



Fuente: Castro Christian.

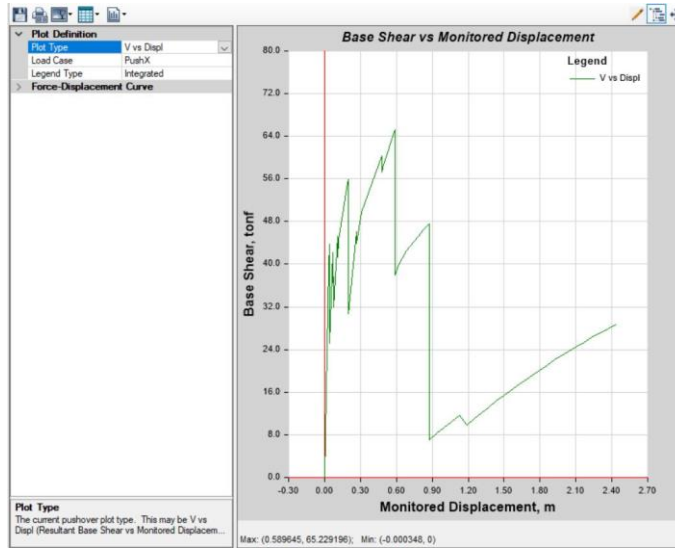
Una vez establecidos todos los parámetros que analizarán el pórtico procedemos a someter el pórtico al análisis, de aquí podremos obtener datos como la rigidez, carga, deformación, comportamiento de las rotulas plásticas, pudiendo analizar así el mecanismo de falla del pórtico.

**Figura 38:** Rigidez del pórtico.



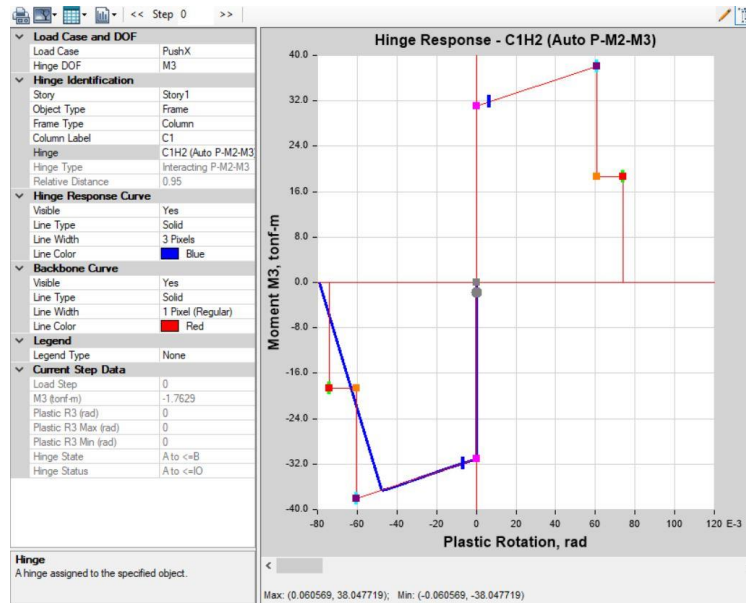
Fuente: Castro Christian.

Figura 39: Pushover del pórtico.



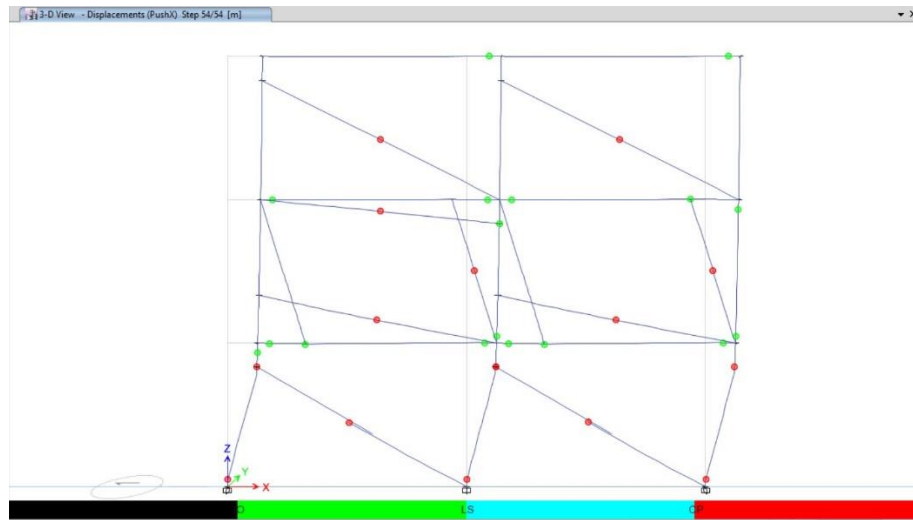
Fuente: Castro Christian.

Figura 40: Rótula plástica en columna.



Fuente: Castro Christian

**Figura 41:** Deformaciones y desempeño estructural.



Fuente: Castro Christian.

Luego de haber sometido a carga lateral hasta llegar al fallo del elemento estructural podemos establecer el desempeño de la estructura:

- Presentan prevención de colapso las paredes de los 3 pisos.
- Las columnas y vigas del 1er piso comienzan en ocupación inmediata.
- Entran en ocupación inmediata las vigas del 2do y 3er piso.
- Prevención de colapso en las bases de las columnas del 1er piso.
- Prevención de colapso en la unión de la mampostería con la columna en C2 por ende se evidencia la formación de columna corta.
- Prevención de colapso en C1 y C3 por columna corta.
- Presenta ocupación inmediata por columna corta en la columna C2, además de la base de las columnas C2 y C1 todo esto en el 2do Piso.
- Falla la estructura por columna corta en la columna C2 del 1er Piso debido a columna corta.

Con los datos obtenidos en el programa se realizará la gráfica de rigideces y de Pushover en comparación con la de un pórtico sin tomar en cuenta la mampostería, para así poder determinar el desempeño del pórtico, hay que tener claro que se trata del mismo pórtico, la diferencia entre los 2 radica en la utilización del efecto de la mampostería.

**Tabla 5:** Rigidez y Carga-Deformación del pórtico sin mampostería.

SIN MAMPOSTERIA			
RIGIDEZ		PUSH OVER	
X	Y	X	Y
0	0	-0.000226	0
539.693456	3	0.024774	3.18221
262.085448	6	0.049774	6.36442
175.896265	9	0.074774	9.546631
		0.099774	12.728841
		0.117771	15.019585
		0.145115	17.88919
		0.170903	20.068417
		0.195903	21.890501
		0.220903	23.712586
		0.245903	25.53467
		0.270903	27.356754
		0.304013	29.460422
		0.329013	30.278516
		0.35831	31.134438
		0.391764	31.941081
		0.416764	32.352188
		0.451502	32.81789
		0.486451	33.151268
		0.511451	33.362194
		0.536451	33.578784
		0.561451	33.799519
		0.586451	34.016173
		0.611451	34.237059
		0.636451	34.453786
		0.661451	34.674823
		0.686451	34.880589
		0.711451	35.100763
		0.736451	35.305516
		0.761451	35.526244
		0.786451	35.730418
		0.811451	35.951744
		0.836451	36.155297
		0.861451	36.377735
		0.886451	36.580137
		0.911451	36.8026
		0.936451	37.00497
		0.948795	37.114825
		0.764484	4.478107

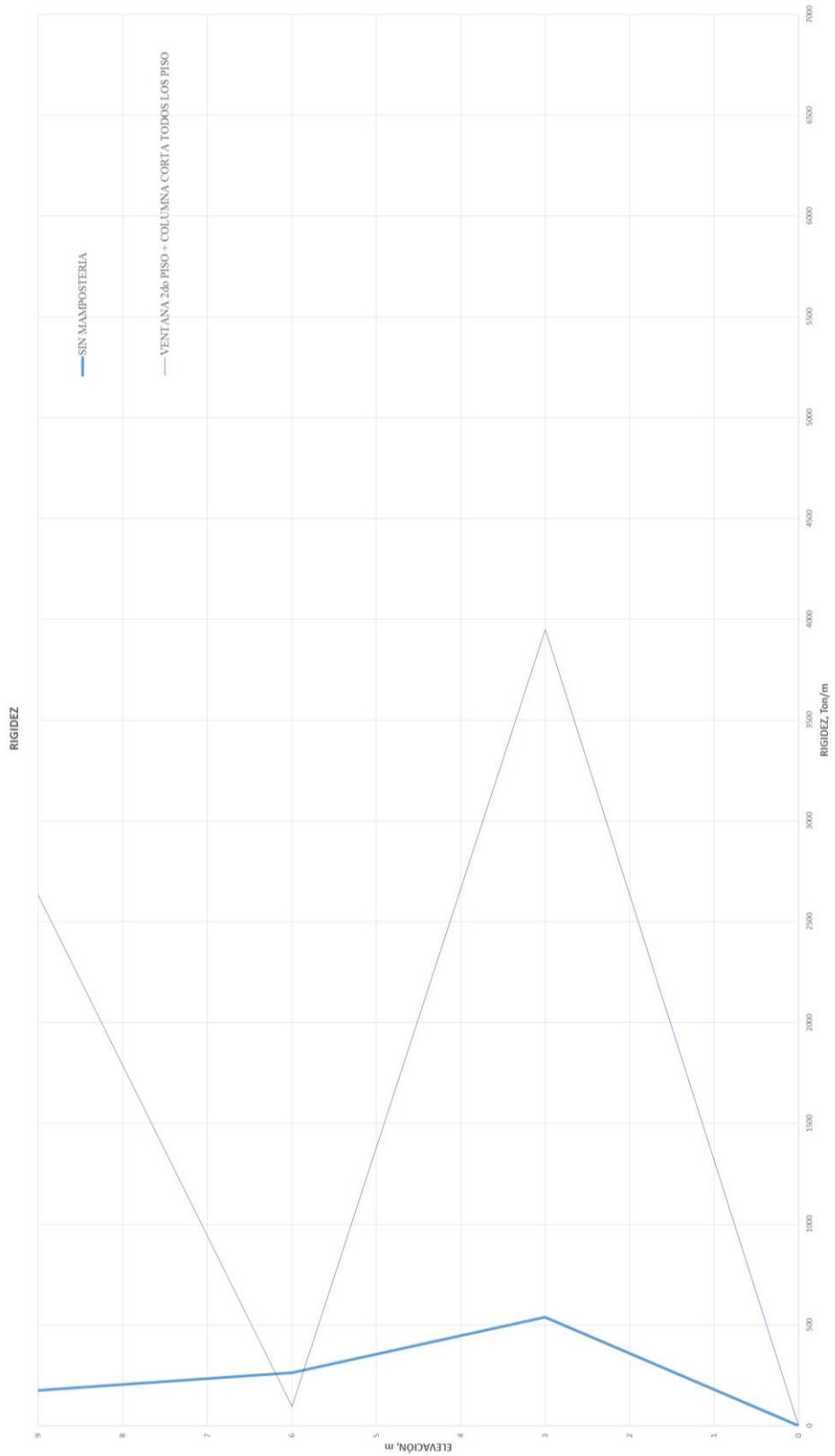
Fuente: Castro Christian.

**Tabla 6:** Rigidez y Carga-Deformación del pórtico con mampostería.

VENTANA 2do PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO			
RIGIDEZ		PUSH OVER	
X	Y	X	Y
0	0	-0.000348	0
3949.192819	3	0.03813	39.720911
95.357162	6	0.042018	43.731475
2631.215999	9	0.042068	25.212342
		0.071055	42.212651
		0.071105	36.473549
		0.073469	37.666918
		0.073519	31.924428
		0.108629	45.364227
		0.108679	41.369219
		0.118817	44.574388
		0.162162	51.146217
		0.162212	47.241396
		0.165402	48.285277
		0.170423	49.36914
		0.207708	54.507789
		0.207758	30.191382
		0.268173	43.204637
		0.268223	41.094
		0.314402	48.648081
		0.317014	48.741067
		0.318798	48.950859
		0.381298	53.827389
		0.450828	59.305013
		0.470488	60.854675
		0.470538	58.005561
		0.480492	59.495384
		0.480542	56.44791
		0.500267	59.21971
		0.578661	64.911086
		0.59902	66.152908
		0.598949	39.100735

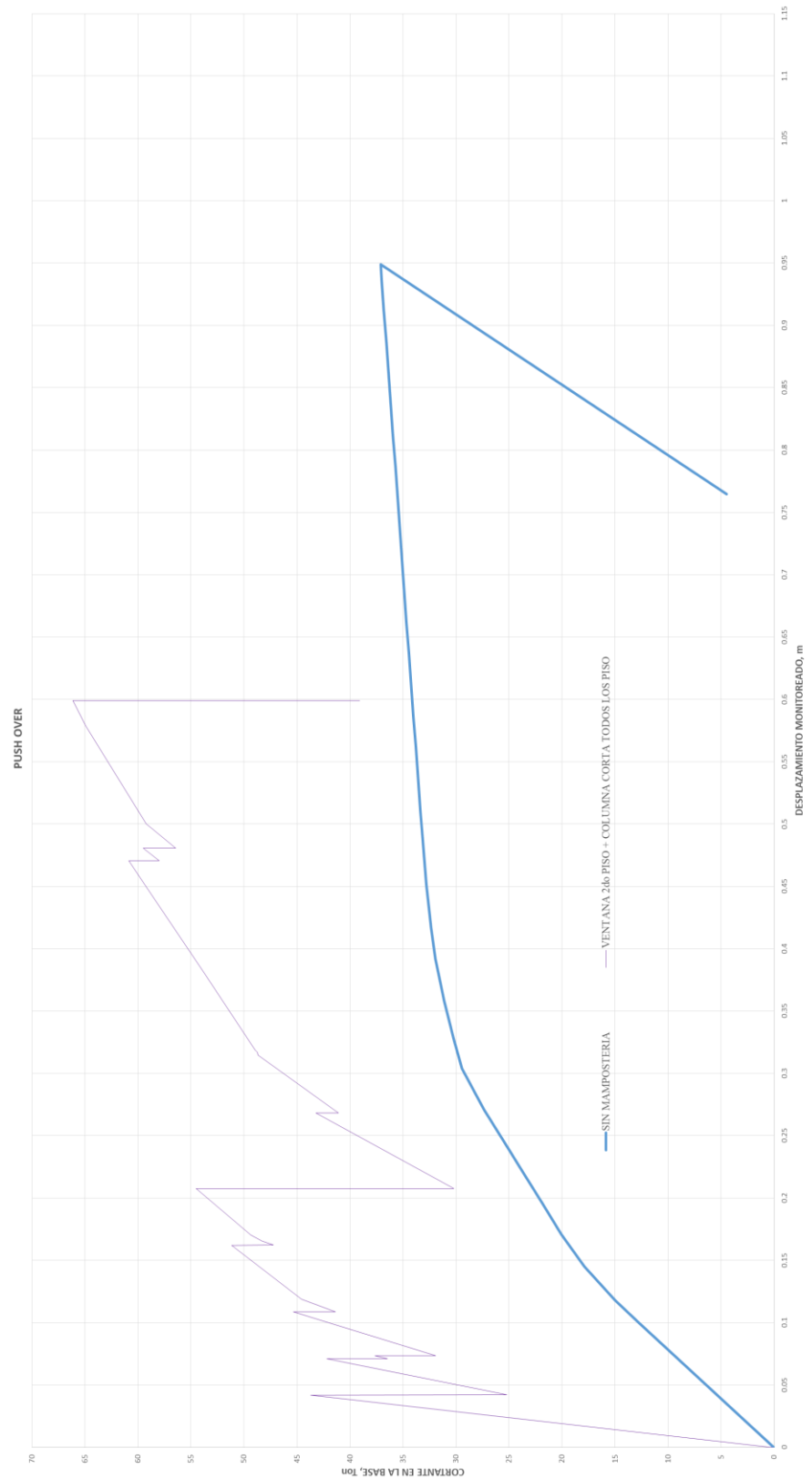
Fuente: Castro Christian.

**Figura 42:** Rigideces con mampostería y sin mampostería.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 43:** Pushover con mampostería y sin mampostería



Fuente: Castro Christian.

**Tabla 7:** Cuadro comparativo de pórticos.

VENTANA + COLUMNA CORTA												
SIN MAPOSTERIA												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ		RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA		DESCRIPCIÓN	
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	ELEMENTO	Sx (Ton)	LONGITUD (m)	PISO		
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	1er Piso - C2	5.61	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.
	2	262.09	149%									
	3	175.90										
PUNTAL EQUIVALENTE SIMPLE												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ		RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA		DESCRIPCIÓN		DESCRIPCIÓN	
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	ELEMENTO	Sx (Ton)	LONGITUD (m)	PISO		
VENTANA 2do PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	3978.05	5176%	66.15	0.5990	66.15	0.5990	1er Piso - C2	8.03	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 al mismo tiempo debido a columna corta.
	2	76.85	3%									
	3	2654.24										

Fuente: Castro Christian.



Al analizar los datos comparativos del pórtico y de sus 2 representaciones podemos darnos cuenta de la diferencia de los mismos, ya que a pesar de tratarse del mismo pórtico al revisar las gráficas es como si se tratara de 2 pórticos completamente diferentes:

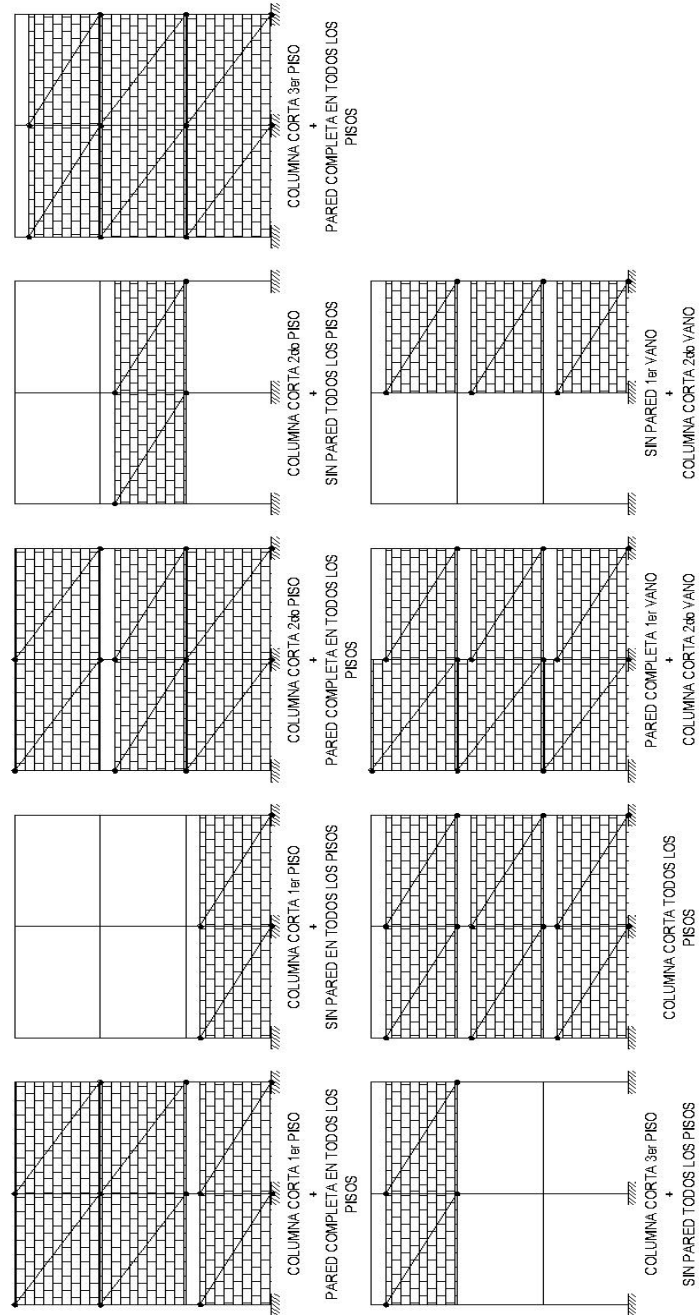
- La Rigidez es completamente diferente piso por piso, llegando a evidenciar un piso débil en el 2do Piso, lo cual no se pudo apreciar en el pórtico que no posee la representación de la mampostería.
- La rigidez del 1er y 3er Piso es al menos 5 veces mayor en comparación a la rigidez del pórtico donde no se tomó en cuenta la mampostería, lo cual tiene efecto directo en el comportamiento estructural.
- Las deformaciones esperadas del caso en el que se tomó en cuenta la mampostería se redujeron en más del 30%, pierde ductilidad.
- El incremento de la rigidez le da una mayor resistencia a carga lateral del pórtico con mampostería por lo que soporta cargas mucho más altas a las del pórtico que no se le toma en cuenta la mampostería.
- El mecanismo de falla de las estructuras es diferente, podemos ver que en el pórtico que no posee la representación de la mampostería no evidencia ninguna muestra de falla en otros elementos que no sea en las columnas, al contrario que en el elemento con distribución de representación de mampostería donde podemos observar formación de rotulas en todos los pisos y prevención de colapso en vigas.
- La cortante se incrementa en el pórtico que está representado con mampostería y se evidencia la formación de columna corta, debido a que la longitud de aplicación de la cortante máxima se reduce de 3m a tan solo 0.50 m de la longitud de columna.
- En conclusión, podemos decir que el pórtico en el que no se toma en cuenta la mampostería es mucho más dúctil pero su resistencia se ve afectada, lo cual tiene un efecto inverso en el pórtico con mampostería.

#### **4.2.2 Pórticos analizados**

Se analizarán 63 pórticos con diferentes distribuciones de mampostería, cada uno de las diferentes disposiciones de mampostería buscaran evidenciar patologías asociadas a la mampostería en el desempeño estructural, la distribución de mampostería se agrupó en los siguientes pórticos:

### 4.2.2.1 Columna corta

**Figura 44:** Grupo de pórticos con posible patología de columna corta.



Fuente: Castro Christian.

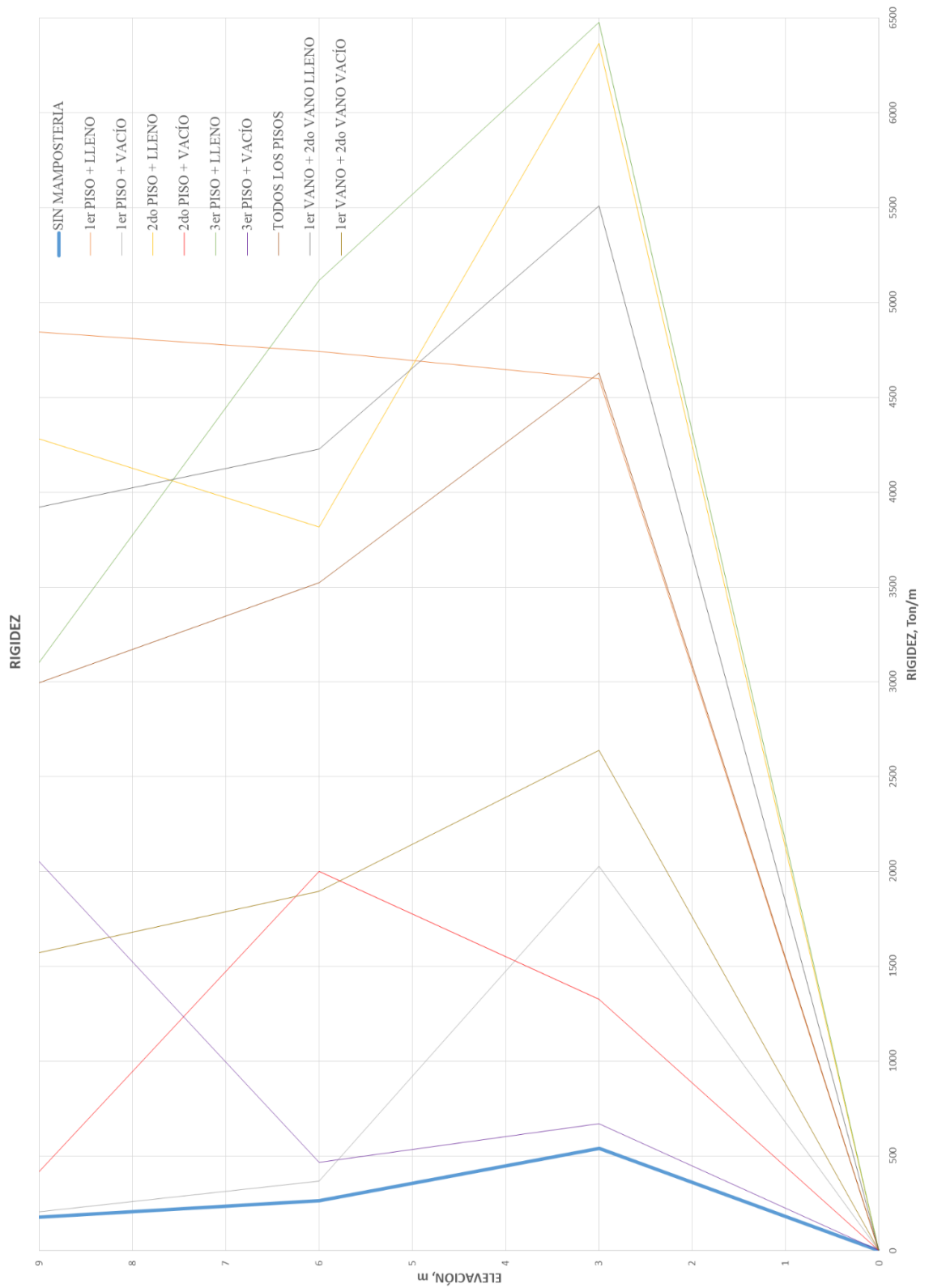
Se utilizaron las disposiciones P1 y P2 establecidas en la figura 19.

**Tabla 8:** Cuadro de pórticos analizados con posible patología de columna corta.

COLUMNA CORTA												
SIN MAMPOSTERIA												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA DESCRIPCIÓN
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	Sx (Ton)	ELEMENTO	PISO	DESCRIPCIÓN	
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	1er Piso - C2	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.
	2	262.09	149%									
	3	175.90										
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA DESCRIPCIÓN		
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	Sx (Ton)	ELEMENTO		PISO	DESCRIPCIÓN
1er PISO + LLENO	1	4599.24	97%	49.62	0.0244	37.24	0.9466	7.93	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	4741.10	98%									
	3	4843.09										
1er PISO + VACIO	1	2028.49	554%	37.23	0.9452	37.23	0.9452	7.48	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	366.05	177%									
	3	206.25										
2do PISO + LLENO	1	6367.61	167%	49.66	0.0241	37.20	0.9439	6.28	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	3816.24	89%									
	3	4279.35										
2do PISO + VACIO	1	1325.33	66%	37.95	0.9350	37.95	0.9350	6.57	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	1999.91	477%									
	3	419.04										
3er PISO + LLENO	1	6478.20	127%	50.41	0.0229	38.27	0.9254	3.32	3er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C3 presenta prevención de colapso y C1 presenta seguridad de vida.	
	2	2515.37	84%									
	3	6104.58										
3er PISO + VACIO	1	670.07	144%	42.15	0.1875	37.29	0.9375	4.80	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	465.91	23%									
	3	2051.10										
TODOS LOS PISOS	1	4628.02	131%	49.41	0.0303	37.31	0.9433	8.02	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presentan prevención de colapso en el 1er Piso, B1 llega a seguridad de vida y B2 entra en prevención de colapso en el 2do Piso.	
	2	3523.47	118%									
	3	2994.46										
1er VANO + 2do VANO LLENO	1	5509.27	130%	54.76	0.0272	37.29	0.9397	6.90	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.	
	2	4227.68	108%									
	3	3921.02										
1er VANO + 2do VANO VACIO	1	2638.68	139%	37.21	0.9449	37.21	0.9449	12.11	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	1895.54	121%									
	3	1571.63										

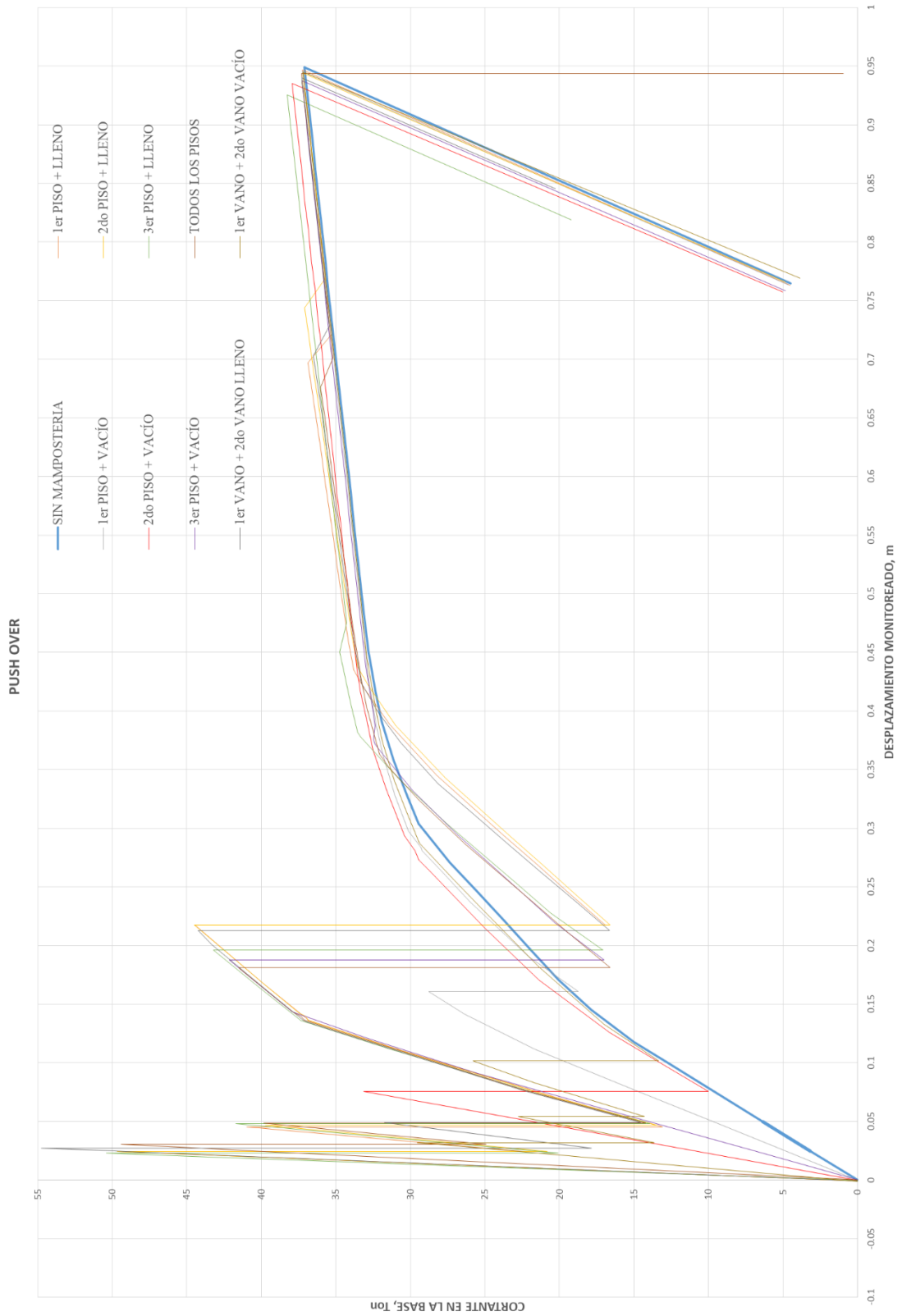
Fuente: Castro Christian.

**Figura 45:** Rigidez de los pórticos con posible patología de columna corta.



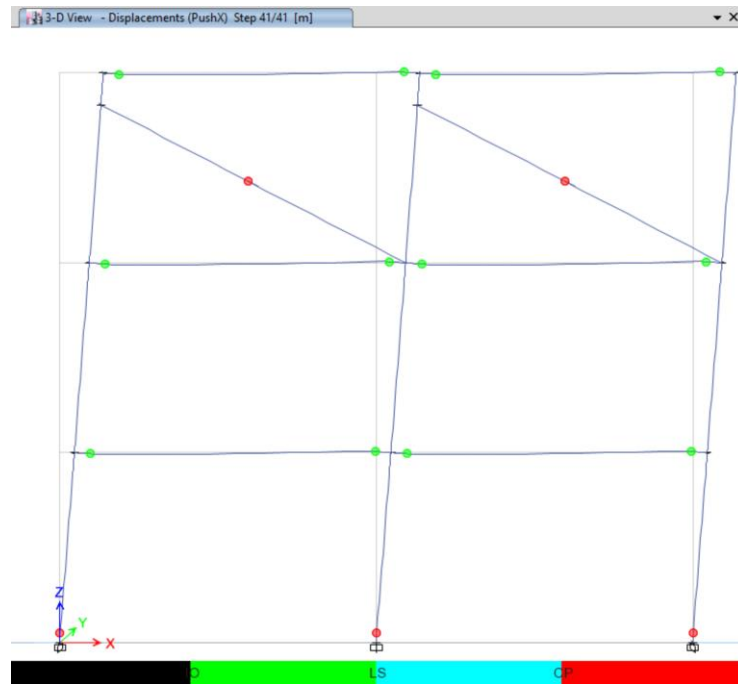
Fuente: Castro Christian.

**Figura 46:** Pushover de los pórticos con posible patología de columna corta.



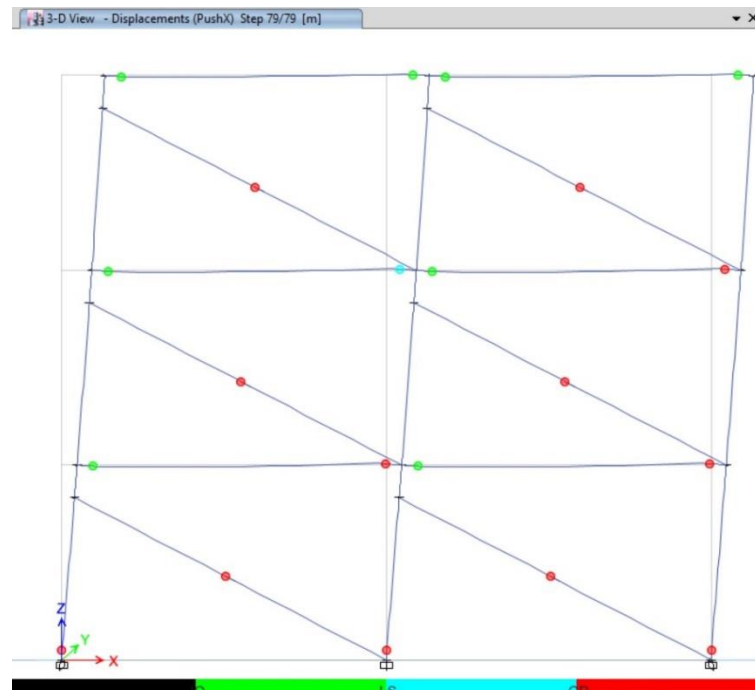
Fuente: Castro Christian.

**Figura 47:** Deformaciones y desempeño estructural de “3er Piso + Vacío”.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 48:** Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los pisos”.



Fuente: Castro Christian.

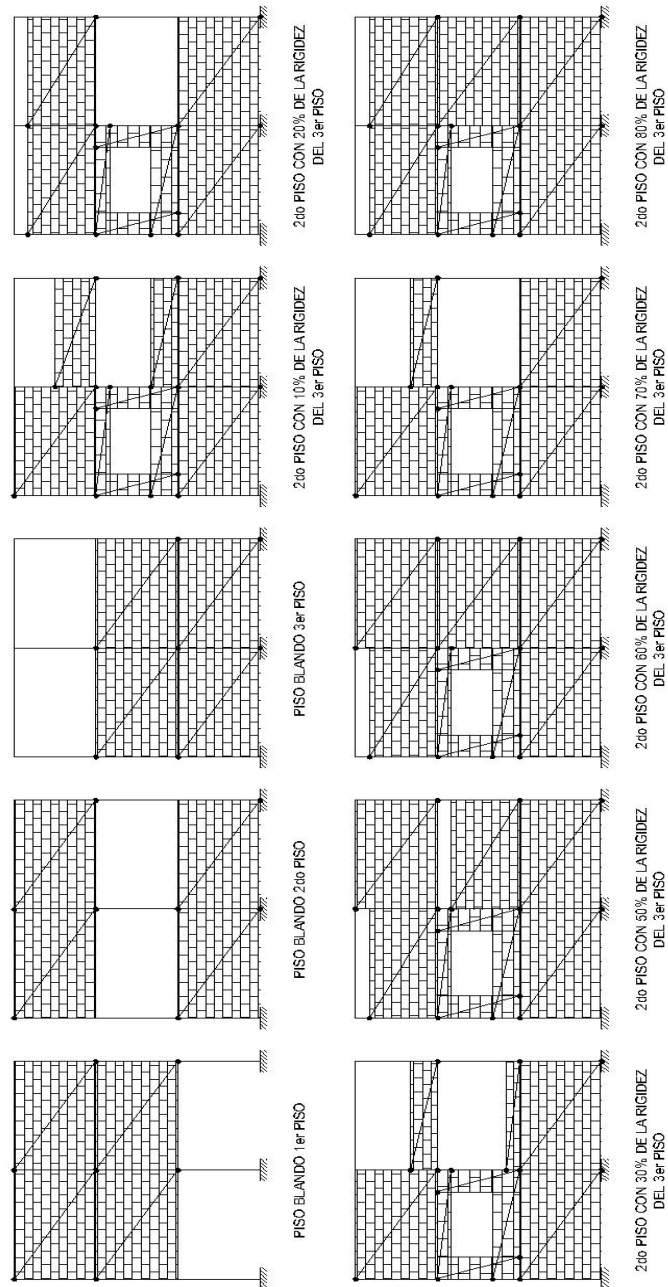
Luego de haber realizado el análisis de los datos obtenidos de cada una de las disposiciones de mampostería, podemos destacar los siguientes aspectos:

- La rigidez del pórtico se incrementa sustancialmente con respecto a la del pórtico sin mampostería.
- La resistencia inicial del pórtico va a depender directamente de la disposición de la mampostería.
- La formación de un piso blando va a depender de la disposición de la mampostería, ya que se pudo evidenciar la formación de piso blando a pesar de poseer masas similares en el cuarto y sexto caso de análisis de este grupo.
- Los mecanismos de falla del pórtico con representación de mampostería se parecen a los del pórtico sin representación de mampostería con excepción de los que poseen piso blando, ya que estos presentan una falla abrupta en todas las columnas.
- Un caso especial se presentó en el pórtico del séptimo caso de análisis, donde todos los pisos poseían una predisposición a columna corta, allí el mecanismo de falla varió con respecto a los demás ya que presentó prevención de colapso en otros elementos estructurales aparte de las columnas.
- La cortante fue predominante en este grupo de estudio, pero no sobrepasó notablemente a la cortante obtenida en el pórtico sin representación de mampostería.
- Un caso a resaltar es el sexto caso de análisis del grupo, ya que, en este a pesar de poseer un piso con predominante predisposición a columna corta, el efecto de piso débil se evidenció al absorber la mayor cortante del pórtico.
- Luego de haber superado la resistencia de la mampostería las cargas y deformaciones se alinean a la del pórtico sin mampostería.
- Las deformaciones no se redujeron notablemente en comparación al pórtico sin mampostería.
- No se formó en ningún caso columna corta en los pórticos, por lo que se puede descartar este efecto en estos pórticos de estudio.



#### 4.2.2.2 Piso blando

Figura 49: Grupo de pórticos con posible patología de piso blando.



Fuente: Castro Christian.

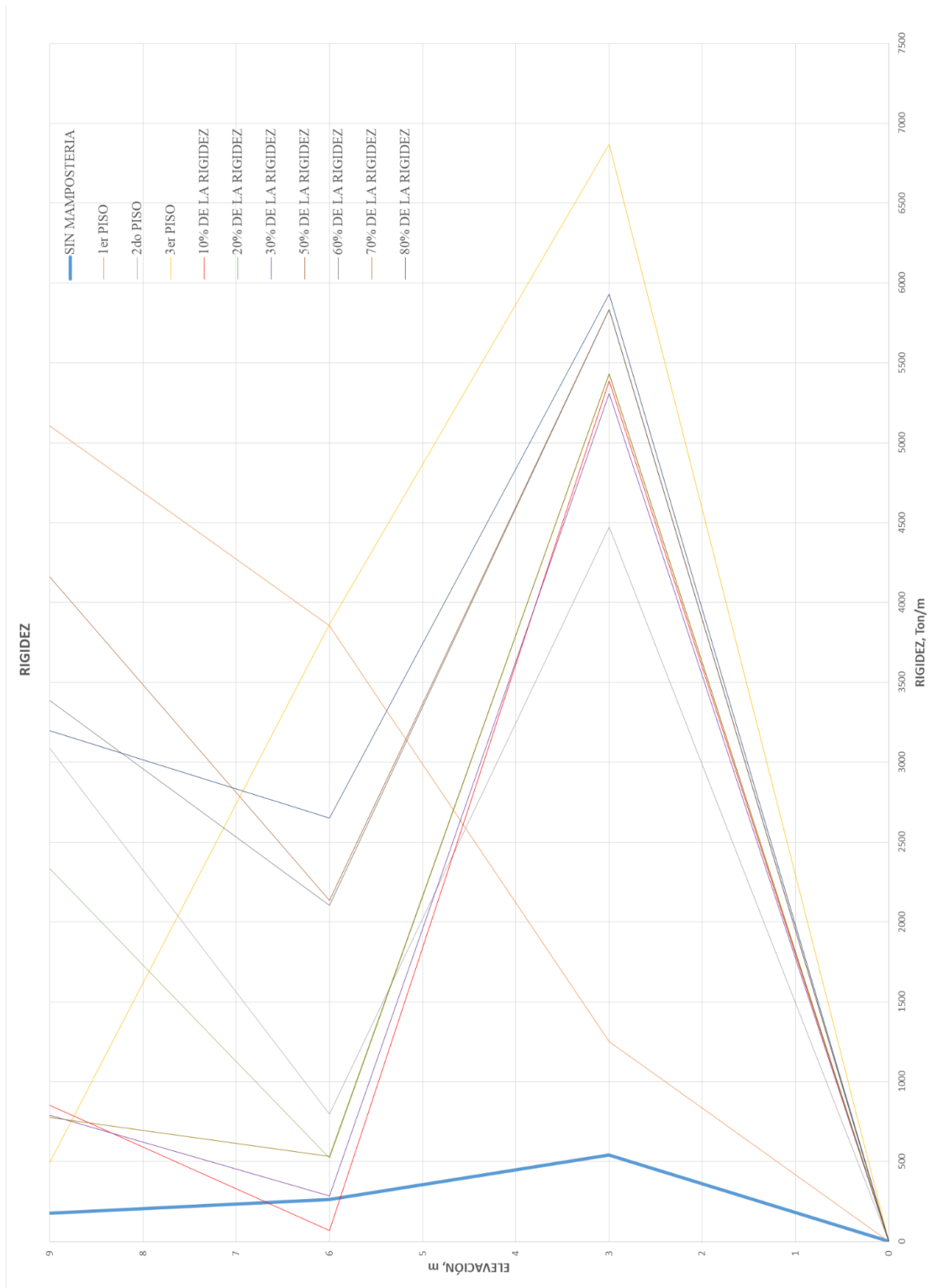
Se utilizaron las disposiciones P1, P2, P5, P6, P7 establecidas en la figura 19.

**Tabla 9: Cuadro de pórticos analizados con posible patología de piso blando.**

PISO BLANDO													
SIN MAMPOSTERIA													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA	
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	Sx (Ton)	Sx (Ton)	PISO	DESCRIPCIÓN	DESCRIPCIÓN	
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso.		
	2	262.09	149%										
	3	175.90											
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA			
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	m	Sx (Ton)	Sx (Ton)	PISO	DESCRIPCIÓN		
1er PISO	1	1251.60	32%	46.28	0.2383	38.16	0.9291	5.09	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso.		
	2	3852.86	75%										
	3	5106.82											
2do PISO	1	4471.88	56%	45.28	0.2270	45.27	0.9367	4.14	3.00	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 al colapso se produce al tiempo.		
	2	798.82	26%										
	3	3086.45											
3er PISO	1	6868.36	178%	46.05	0.0589	38.21	0.9373	2.55	3.00	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 al colapso se produce al tiempo.		
	2	3863.85	779%										
	3	495.82											
10% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5387.36	7896%	47.69	0.7930	47.69	0.7930	4.12	2.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3 presenten prevención de colapso en el 1er Piso, B1 y B2 entran en prevención de colapso en todos los Pisos.		
	2	68.23	8%										
	3	853.64											
20% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5431.41	1043%	47.58	0.2045	47.34	0.7935	4.26	2.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er Piso, B1 llega a seguridad de vida y B2 entran en prevención de colapso en el 2do Piso.		
	2	520.79	22%										
	3	2335.67											
30% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5307.27	1874%	47.64	0.7947	47.64	0.7947	3.76	2.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er Piso, B1 llega a seguridad de vida y B2 entran en prevención de colapso en el 2do Piso.		
	2	283.25	36%										
	3	791.24											
50% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5832.83	273%	51.33	0.2407	47.51	0.7819	5.77	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3 presenten prevención de colapso en el 1er Piso, B1 y B2 entran en prevención de colapso en todos los Pisos.		
	2	2133.06	51%										
	3	4158.84											
60% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5835.25	278%	48.25	0.2092	47.70	0.7874	5.75	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er Piso.		
	2	2102.28	62%										
	3	3384.89											
70% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5432.03	1019%	47.30	0.7922	47.30	0.7922	3.84	2.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er Piso.		
	2	533.28	69%										
	3	776.81											
80% DE LA RIGIDEZ SUPERIOR	1	5930.54	224%	48.13	0.2087	47.64	0.7838	3.49	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2.		
	2	2652.04	83%										
	3	3198.78											

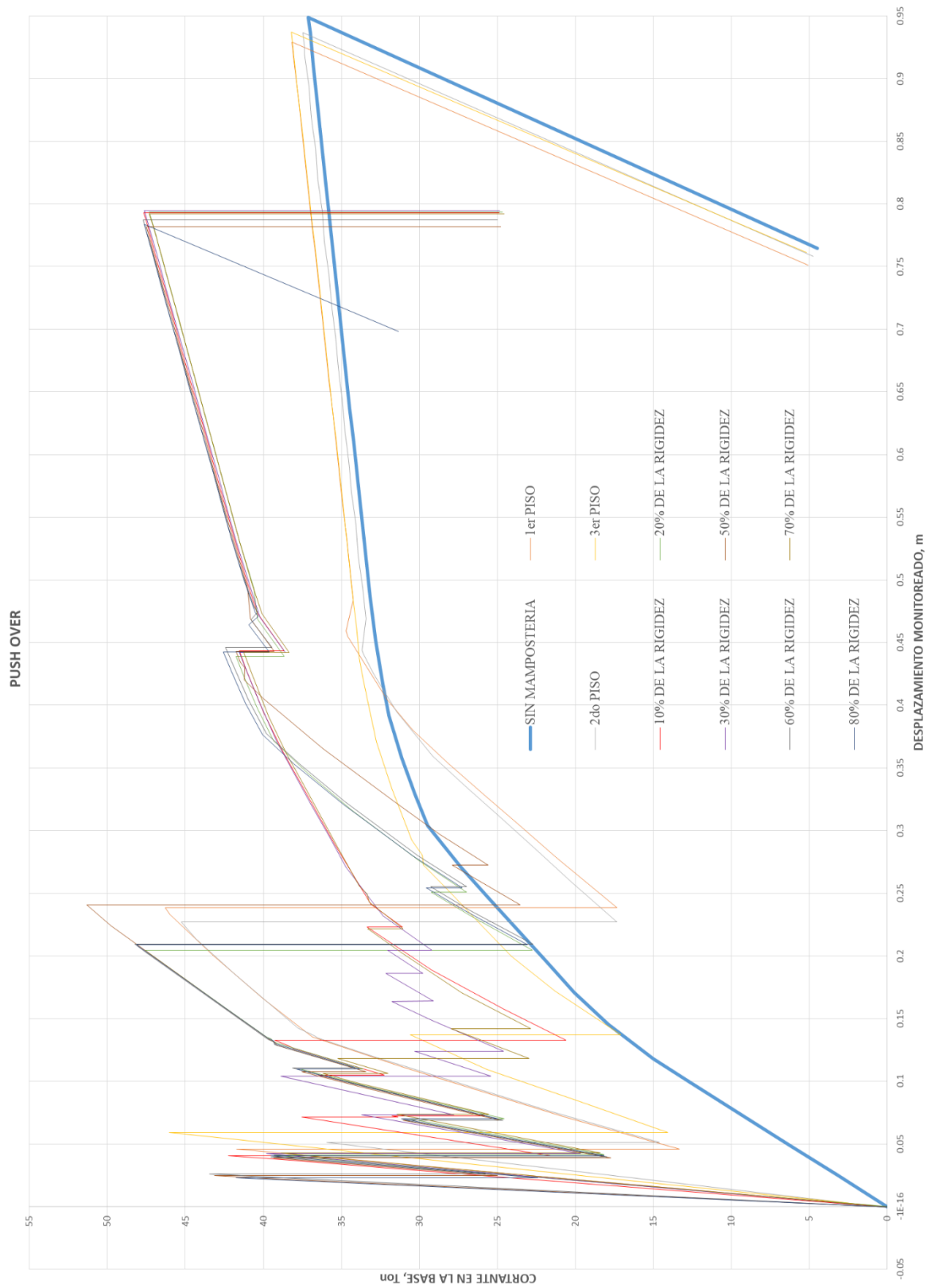
Fuente: Castro Christian.

**Figura 50:** Rigidez de los pórticos con posible patología de piso blando.



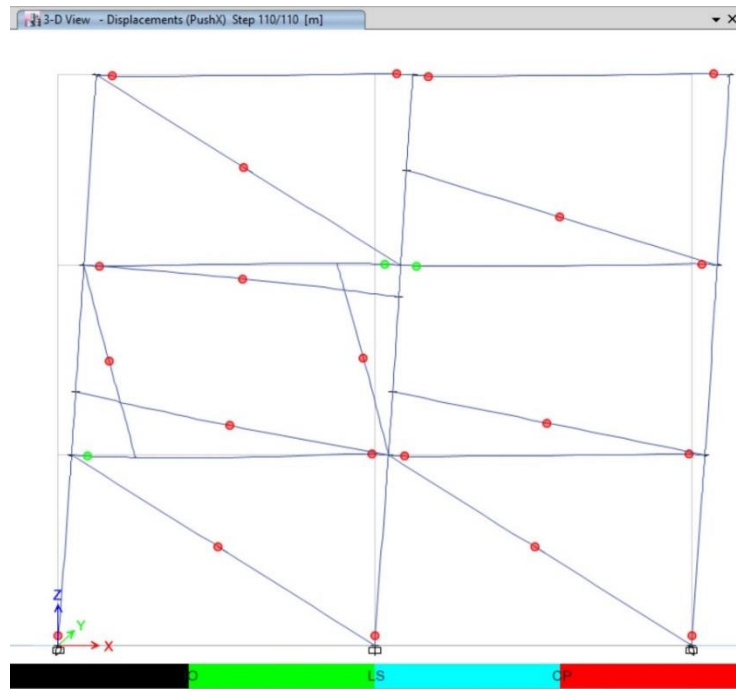
Fuente: Castro Christian.

**Figura 51:** Pushover de los pórticos con posible patología de piso blando.



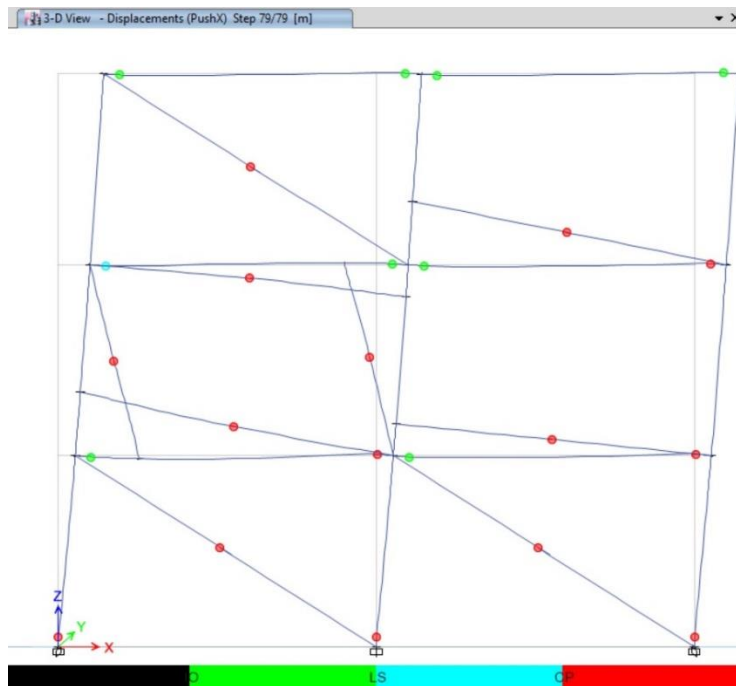
Fuente: Castro Christian.

**Figura 52:** Deformaciones y desempeño estructural de “10% de la Rigidez”



Fuente: Castro Christian.

**Figura 53:** Deformaciones y desempeño estructural de “30% de la Rigidez”



Fuente: Castro Christian.

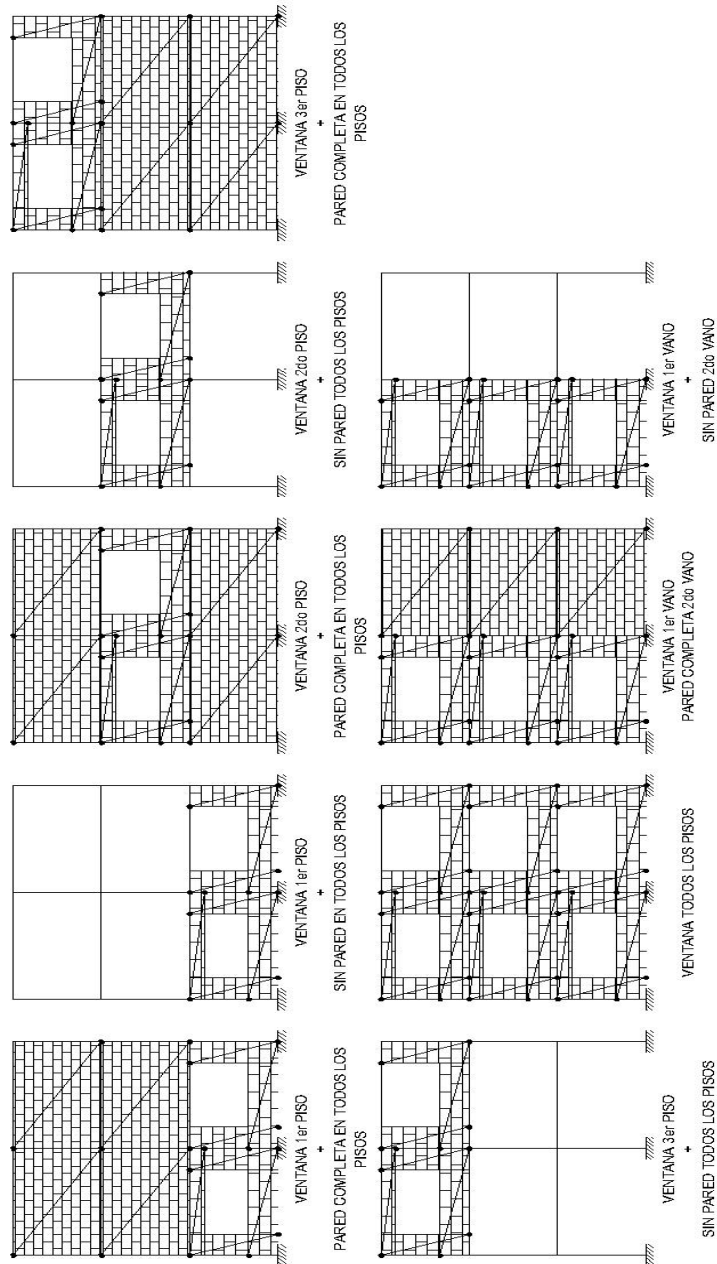
Se puede ponderar los siguientes aspectos luego de haber estudiado el comportamiento del grupo de pórticos presentado:

- En la mayoría de los casos de estudio la rigidez fue mayor a la del pórtico sin representación de mampostería.
- En todos los casos se pudo obtener un piso blando, con excepción del tercer caso ya que al no ubicar mampostería en el último piso los efectos del mismo no tuvieron influencia.
- La resistencia inicial en todos los casos fue mayor a la del pórtico sin mampostería.
- Las deformaciones del grupo de pórticos en análisis fueron menores en todos los casos al del pórtico sin mampostería por lo que se puede verificar una pérdida de ductilidad.
- La mayor diferencia de deformaciones se dio en el séptimo caso del grupo en estudio, con la rigidez del segundo piso en 50% de la del 3ro se obtuvo una deformación 20% menor con respecto al pórtico sin mampostería.
- La disposición de las paredes es un caso fundamental a tomar en cuenta ya que pequeños cambios en la composición de la mampostería provocaban cambios considerables en la rigidez lateral del pórtico, un claro ejemplo lo tenemos entre el octavo y décimo caso de estudio, al retirar 0.5 m de mampostería ocasionó el incremento de la rigidez en un 20% con respecto al mismo piso.
- En este grupo de análisis la cortante no fue un factor predominante ya que se mantuvo en valores cercanos o inferiores al del pórtico sin mampostería.
- Se debe resaltar que en todos los casos en que la disposición de mampostería se encontraba como ventana y no poseía mampostería en el vano contiguo siempre fue la de mayor cortante.
- El mecanismo de falla no se parece en la mayoría de casos al del pórtico sin mampostería, cabe recalcar que si existe un mecanismo de falla predominante que es en el que participan falla de vigas en 1er y 2do piso.

- Hay que resaltar que los pórticos que no poseen una disposición de mampostería uniforme luego del fallo de la misma, presentan deformaciones y resistencias semejantes, fallando en todos los casos con deformaciones menores.

### 4.2.2.3 Ventana

Figura 54: Grupo de pórticos con ventanas.



Fuente: Castro Christian.

Se utilizaron las disposiciones P1, P5, P6, P7 establecidas en la figura 19.

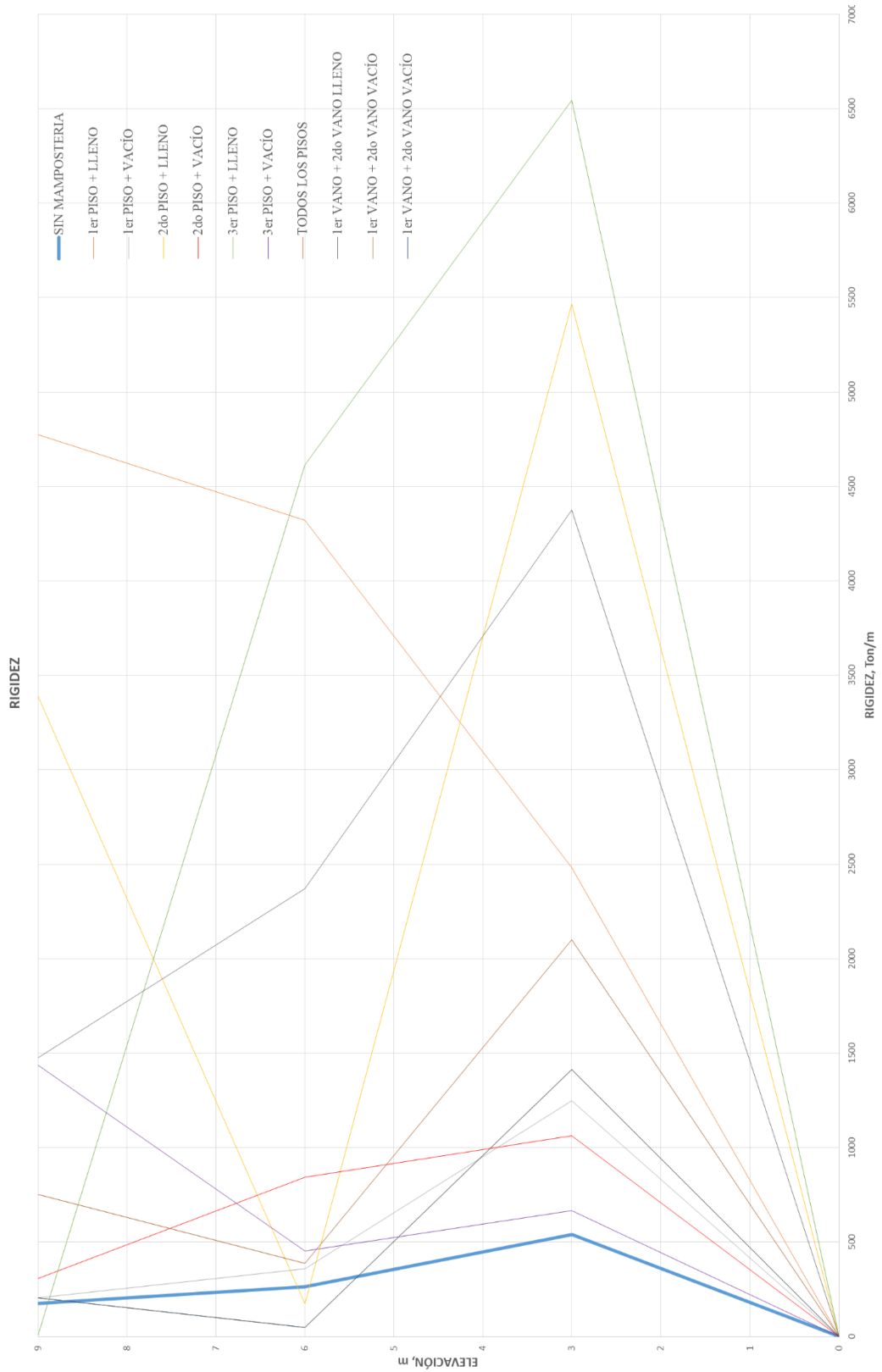


Tabla 10: Cuadro de pórticos analizados con ventana.

VENTANA													
SIN MAMPOSTERIA													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA	
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	S <sub>x</sub> (Ton)	ELEMENTO	PISO	DESCRIPCIÓN		
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	1er Piso - C2	3er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.		
	2	262.09	149%										
	3	175.90											
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA			
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	m	S <sub>x</sub> (Ton)	ELEMENTO	PISO	DESCRIPCIÓN		
1er PISO + LLENO	1	2483.11	57%	55.09	0.1587	45.00	1.3300	3.51	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C3 debido a una columna corta, B1 y B2 del 2do y 3er Piso presentan prevención de colapso en las 2 ratulas.		
	2	4321.61	91%										
	3	4774.39											
1er PISO + VACÍO	1	1247.54	348%	54.67	1.0667	44.88	1.3300	4.11	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C3 debido a una columna corta, B1 y B2 del 2do y 3er Piso presentan prevención de colapso en las 2 ratulas.		
	2	358.62	175%										
	3	204.53											
2do PISO + LLENO	1	5465.31	3127%	53.39	0.2161	51.14	0.7855	3.36	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.		
	2	174.78	5%										
	3	3388.78											
2do PISO + VACÍO	1	1061.88	126%	51.17	0.7856	39.59	1.1300	-7.36	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo, pero solo después de que B2 entra en prevención de colapso.		
	2	844.85	275%										
	3	307.53											
3er PISO + LLENO	1	6543.93	142%	50.90	0.0364	49.32	0.7360	1.99	3er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	4615.43	54235%										
	3	8.51											
3er PISO + VACÍO	1	667.35	147%	49.07	0.7405	49.07	0.7405	-8.47	3er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.		
	2	453.89	32%										
	3	1436.74											
TODOS LOS PISOS	1	2100.44	542%	91.64	0.8984	91.64	0.8984	-4.36	3er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C3 debido a una columna corta, pero solo colapsa después de que C1 presenta prevención de colapso.		
	2	387.22	51%										
	3	752.67											
1er VANO + 2do VANO LLENO	1	4375.58	185%	65.72	0.7531	65.72	0.7531	-1.76	3er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C3 debido a una columna corta, solo después de que C2 presentan prevención de colapso.		
	2	2371.57	161%										
	3	1475.97											
1er VANO + 2do VANO VACÍO	1	1413.63	2943%	65.84	0.7591	65.84	0.7591	-6.30	3er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C3 debido a una columna corta, solo después de que C2 presentan prevención de colapso.		
	2	48.04	23%										
	3	206.14											

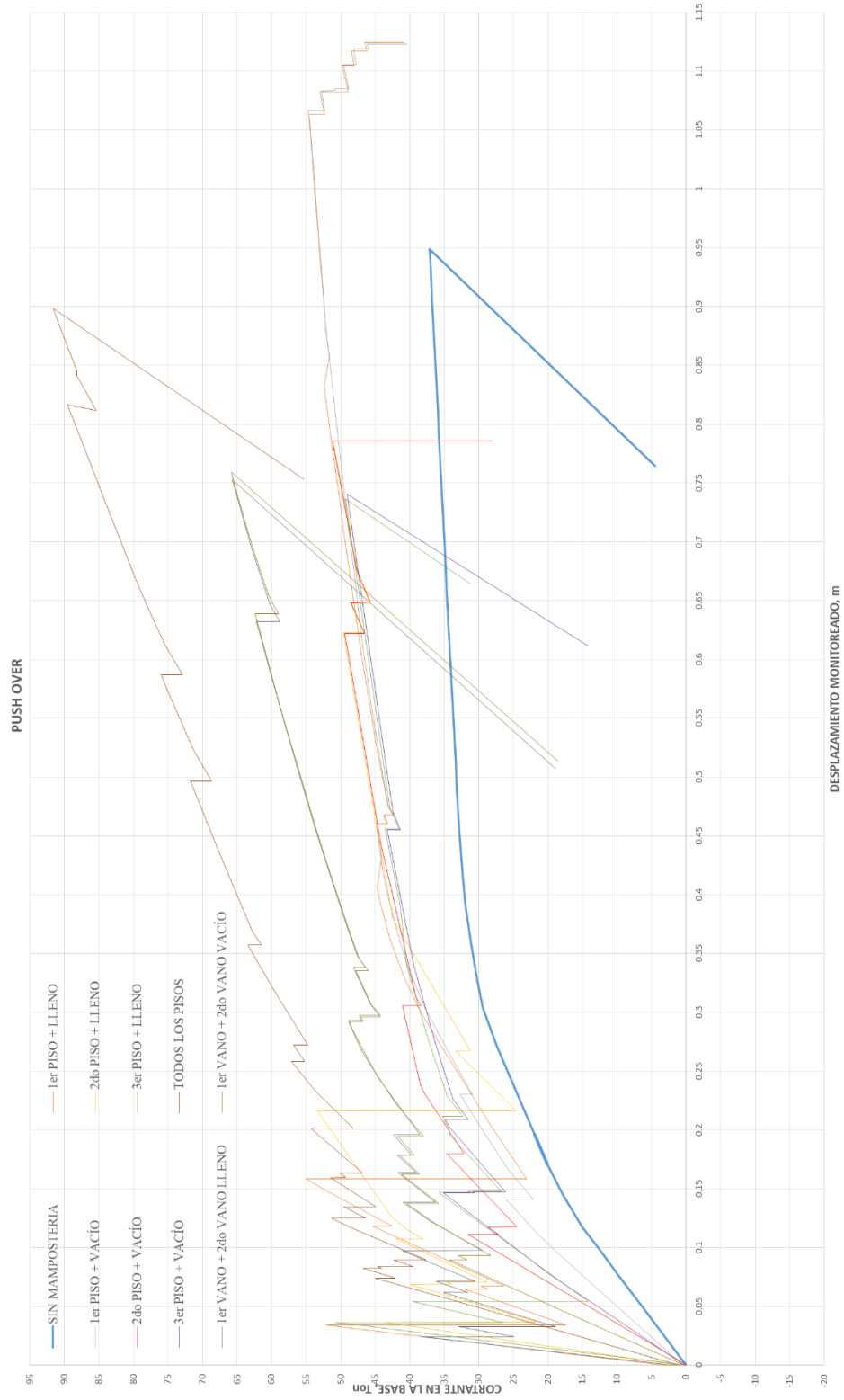
Fuente: Castro Christian.

**Figura 55:** Rigidez de los pórticos con ventana.



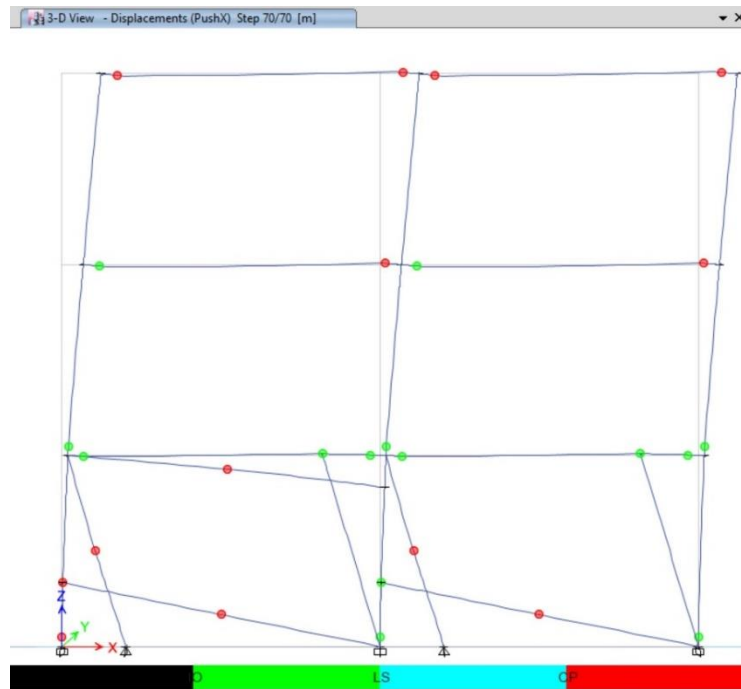
Fuente: Castro Christian.

**Figura 56:** Pushover de los pórticos con ventana.



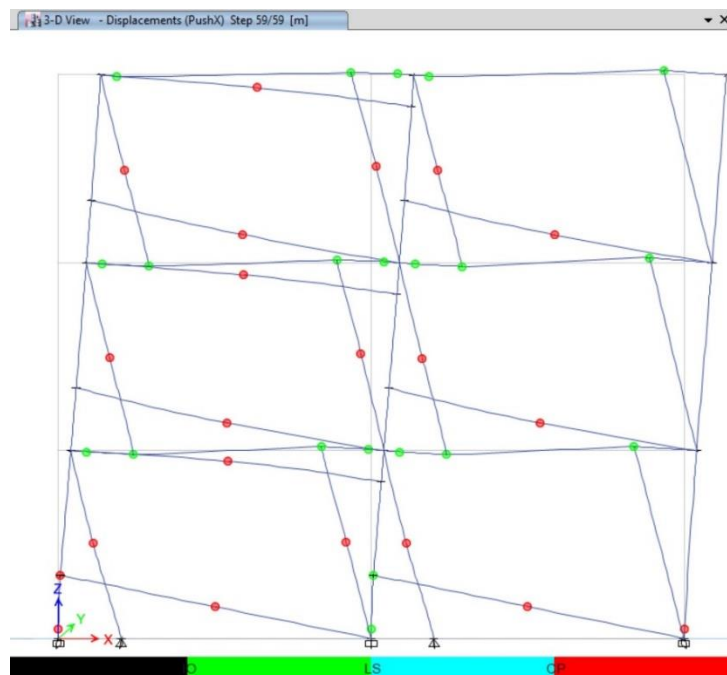
Fuente: Castro Christian

**Figura 57:** Deformaciones y desempeño estructural de “1er Piso + Vacío”.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 58:** Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los Pisos”.



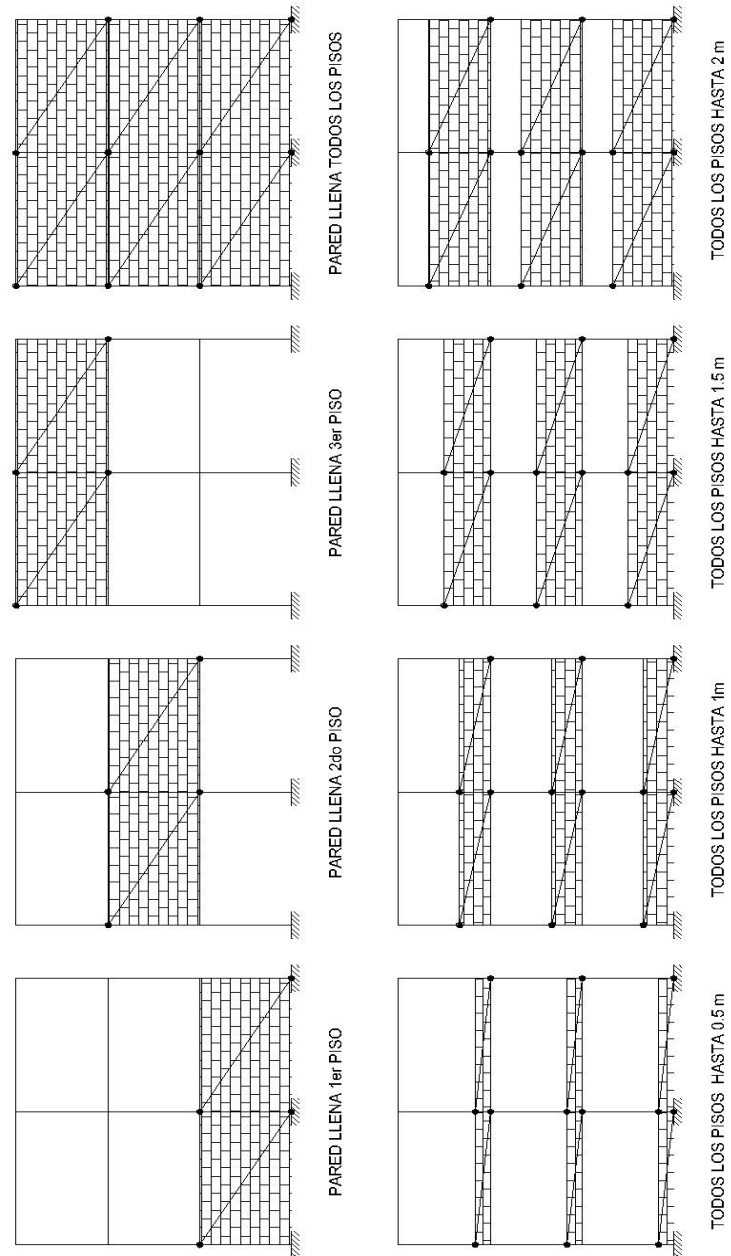
Fuente: Castro Christian.

En este grupo de estudio se evidencio lo siguiente:

- La rigidez de los pórticos en estudio fue mayor en la mayoría de los casos.
- Las ventanas son un factor determinante en la formación de pisos blandos o débiles, ya que en ningún caso se pretendió formar un piso blando, sin embargo, en la mayoría de los casos se formaron.
- Resaltando notablemente el cuarto caso de estudio, llegando a un alarmante 5% de la rigidez lateral en el 2do piso a pesar de tener ventanas en ambos vanos.
- La resistencia de los pórticos en este grupo fue notablemente superior ya que en algunos casos llegó a casi tres veces la resistencia del pórtico sin mampostería.
- Las deformaciones es otro caso a resaltar ya que en los dos primeros casos de estudio se incrementó por primera vez las deformaciones, en ambos casos la disposición de ventanas se lo realizó en el 1er piso.
- El cortante cambió de dirección en la mayoría de los casos, en los que no cambia de dirección la mayor cortante no supera a la cortante del pórtico sin mampostería.
- En la mayoría de los casos la sección central de la columna es la que absorbe el cortante, se puede aducir al hecho de que es la sección con menor cantidad de mampostería.
- Solo en el sexto caso el mecanismo de falla se parece al del pórtico sin mampostería.
- No existe un mecanismo de falla predominante sin embargo el elemento C3 es ahora el elemento en el que recae la falla de la estructura.
- La mayoría de pórticos falla debido a la formación de columna corta, siendo este el detonante de la falla del pórtico.
- A diferencia de los primeros grupos estos no presentan patrones de carga-deformación definidos, es decir su comportamiento estructural varía de acuerdo a la disposición de la mampostería.

#### 4.2.2.4 Pared llena

Figura 59: Grupo de pórticos con paredes llenas.



Fuente: Castro Christian.

Se utilizaron las disposiciones P1, P2, P3, P4, P5, P6 establecidas en la figura 19.

**Tabla 11: Cuadro de pórticos analizados con paredes llenas.**

PARED LLENA													
SIN MAMPOSTERIA													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA		PISO	DESCRIPCIÓN
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	Ss (Ton)	LONGITUD (m)	DESCRIPCIÓN			
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.		
	2	262.09	149%										
	3	175.90											
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA		PISO	DESCRIPCIÓN		
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	m	Ss (Ton)	LONGITUD (m)				
1er PISO	1	3789.04	893%	37.13	0.9438	37.13	0.9438	4.76	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presentan prevención de colapso en el 1er Piso, B1 y B2 entran en prevención de colapso en el 2do Piso y 3er Piso.		
	2	424.45	193%										
	3	219.64											
2do PISO	1	1331.12	41%	37.15	0.9391	37.15	0.9391	5.30	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	3252.14	596%										
	3	546.09											
3er PISO	1	668.07	147%	44.29	0.2166	36.97	0.9458	5.30	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	454.05	17%										
	3	2714.47											
TODOS LOS PISOS	1	6462.52	125%	50.18	0.0201	37.22	0.9452	0.87	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C3 presenta prevención de colapso y C1 presenta seguridad de vida.		
	2	5173.72	109%										
	3	4760.70											
TODOS LOS PISOS HASTA 0.5m	1	767.84	149%	37.53	0.8579	36.31	0.8760	-10.30	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2 debido a columna corta, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presentan prevención de colapso en el 1er Piso, B1 y B2 entran en prevención de colapso en el 2do Piso, B1 y B2 presentan seguridad de vida en el 3er Piso.		
	2	513.77	79%										
	3	646.79											
TODOS LOS PISOS HASTA 1m	1	1227.66	136%	36.96	0.8860	36.96	0.8860	-8.23	1.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.		
	2	900.87	73%										
	3	1227.66											
TODOS LOS PISOS HASTA 1.5m	1	1926.98	199%	38.04	0.0618	37.68	0.8770	6.37	1.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	970.56	83%										
	3	1175.98											
TODOS LOS PISOS HASTA 2m	1	2912.82	136%	45.69	0.0458	38.04	0.9304	6.80	1.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C3 presenta prevención de colapso y C1 presenta seguridad de vida.		
	2	2134.14	134%										
	3	1591.99											

Fuente: Castro Christian.

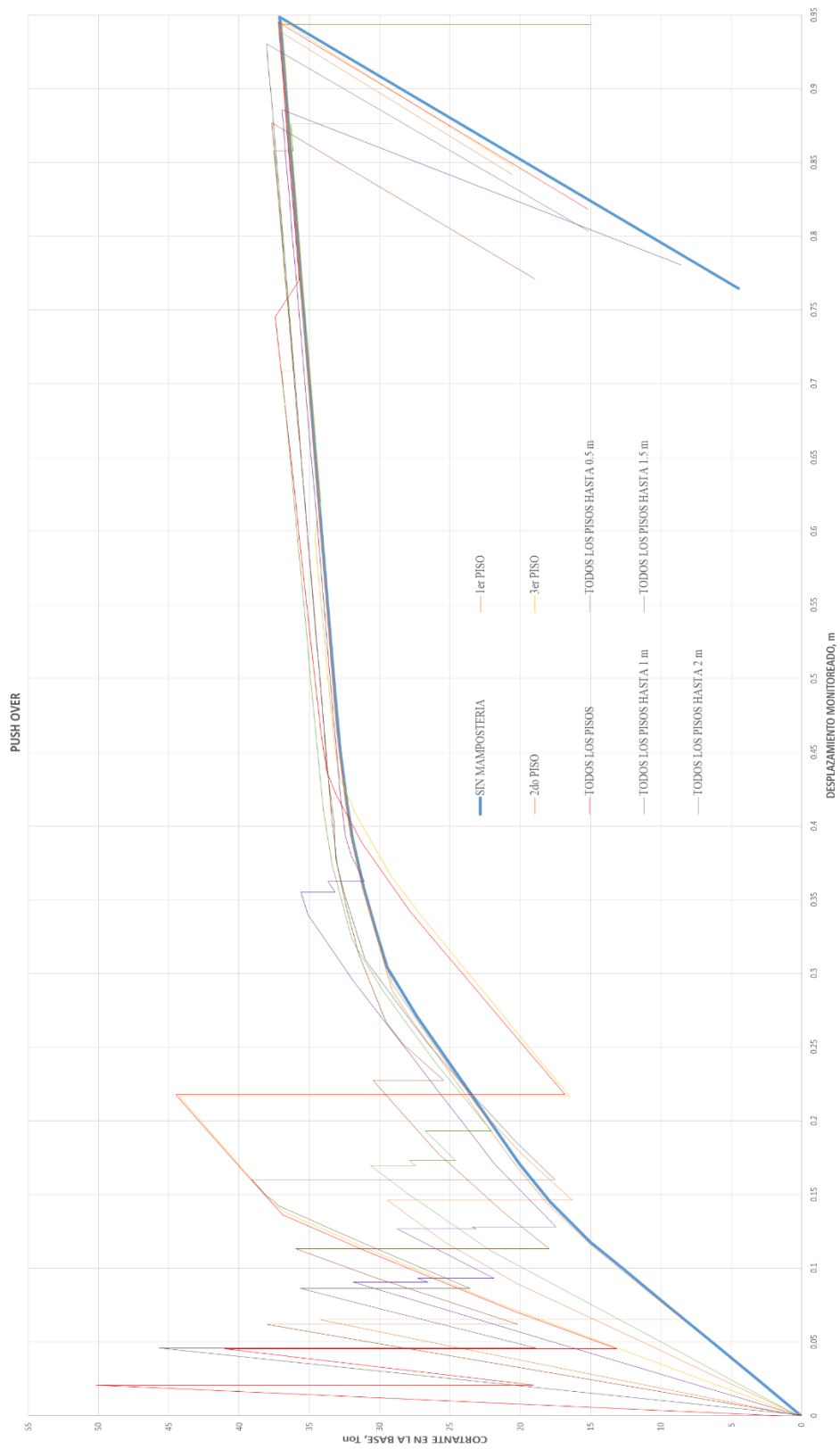
**Figura 60:** Rigidez de los pórticos con paredes llenas.



Fuente: Castro Christian.

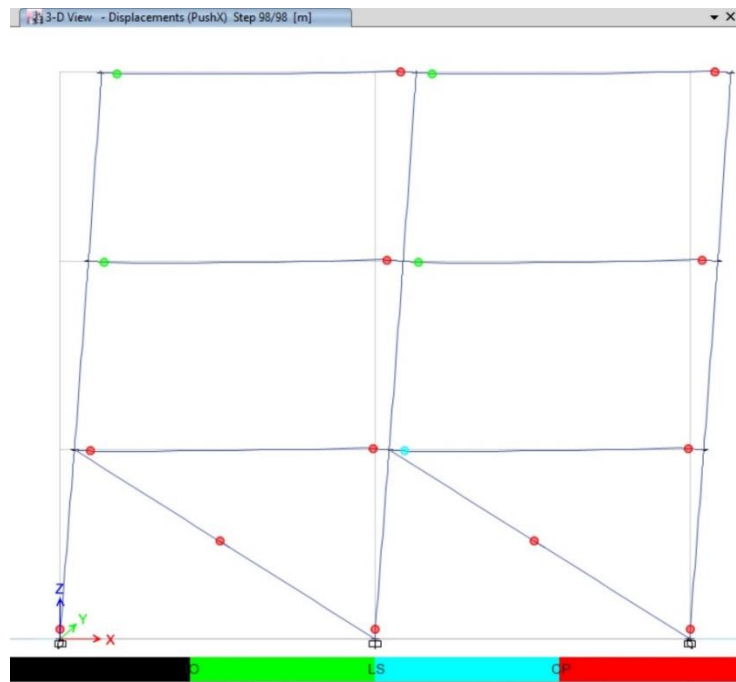


**Figura 61:** Pushover de los pórticos con paredes llenas.



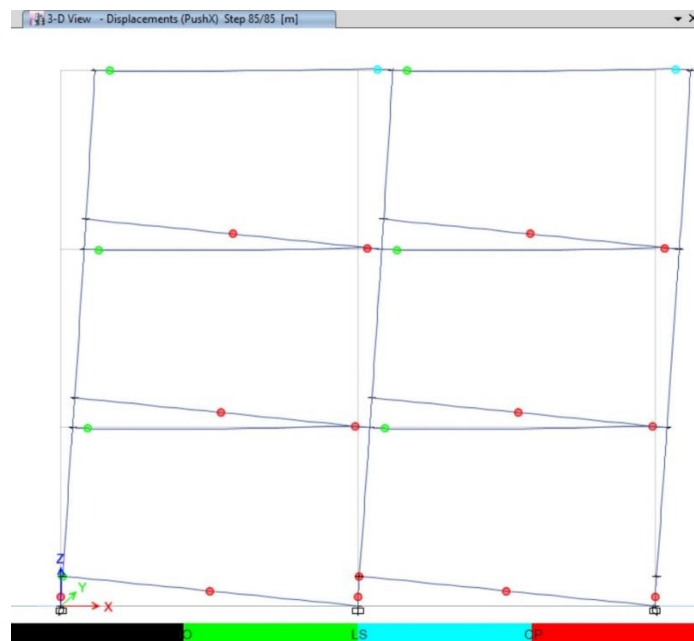
Fuente: Castro Christian.

**Figura 62:** Deformaciones y desempeño estructural de “1er Piso”.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 63:** Deformaciones y desempeño estructural de “Todos los pisos hasta 0.5m”.



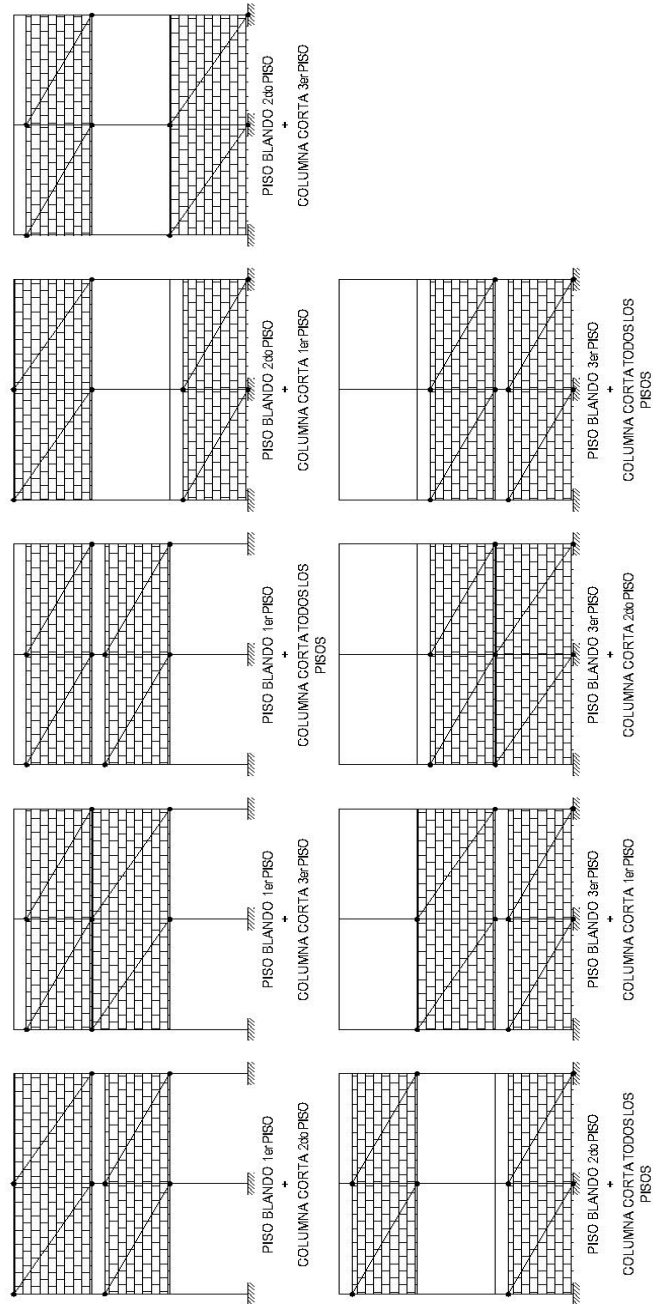
Fuente: Castro Christian.

Luego del análisis del grupo de pórticos a estudiar se presentaron los siguientes datos a resaltar:

- La rigidez en ningún caso es menor a la del pórtico sin la consideración de la mampostería.
- El incremento de altura de mampostería favoreció a la rigidez del pórtico del 1er piso.
- Las resistencias de los pórticos, así como sus desplazamientos presentan un comportamiento muy cercano al del pórtico sin mampostería.
- La cortante solo es notablemente superior en el quinto caso, cambia el sentido de aplicación del cortante y es absorbido por el 0.50 m de columna confinada por pared.
- La mayor parte de los casos la cortante la absorbe la sección libre de mampostería de las columnas.
- En la mayoría de casos los pórticos presentan el mismo mecanismo de falla que el pórtico sin mampostería.
- El caso especial con respecto al mecanismo de falla es el quinto ya que éste falla por columna corta, se evidencia una notable reducción de rigidez en todos los pisos, esto provoca prevención de colapso en las vigas de los dos primeros pisos.

#### 4.2.2.5 Combinaciones

**Figura 64:** Grupo de pórticos con posible patología de piso blando y columna corta.



Fuente: Castro Christian

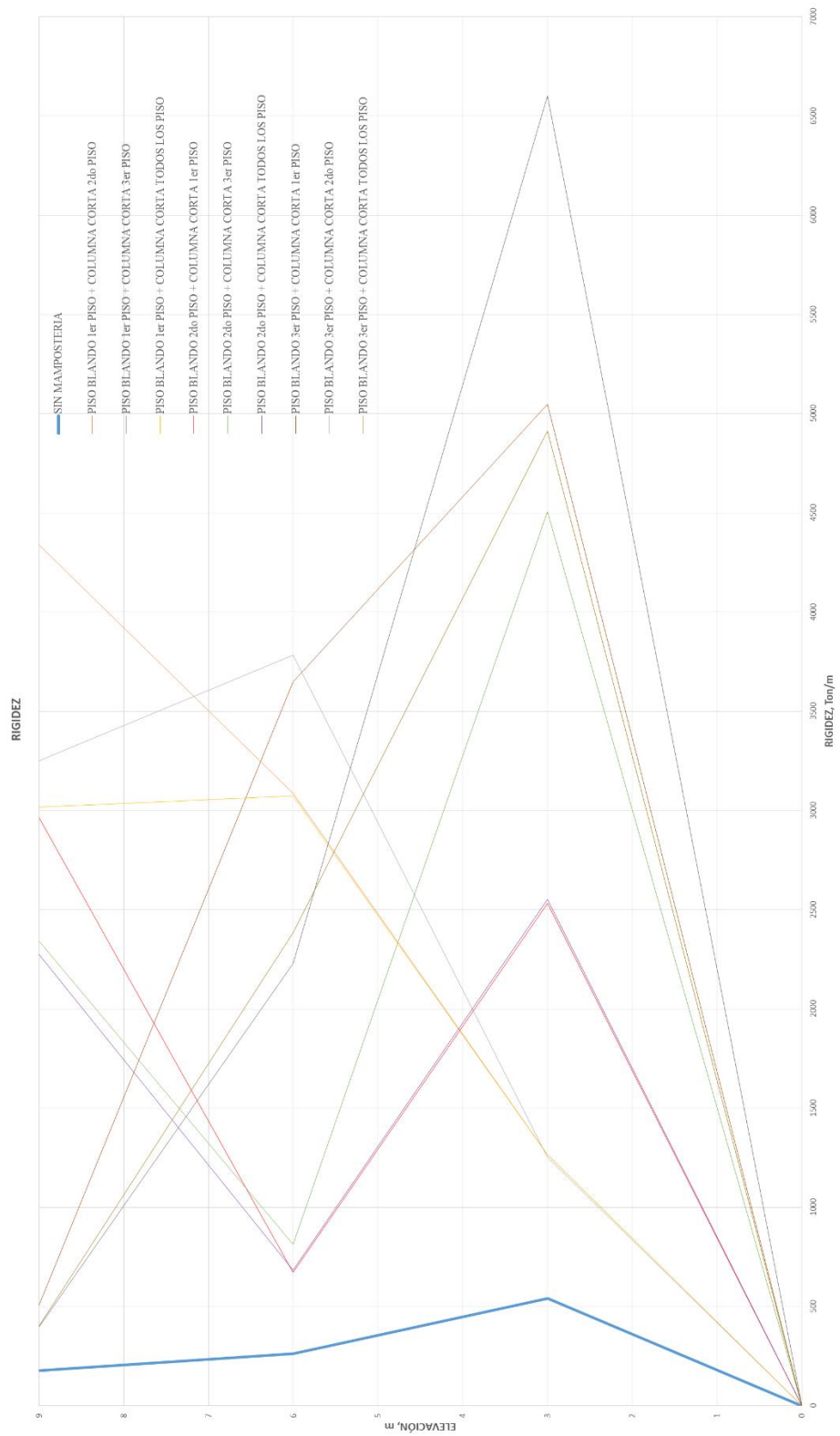
Se utilizaron las disposiciones P1 y P2 establecidas en la figura 19.

**Tabla 12:** Cuadro de pórticos con posible patología de piso blando y columna corta.

PISO BLANDO + COLUMNA CORTA													
SIN MAMPOSTERIA													
TIPOS DE PÓRTICOS		RIGIDEZ		RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA	
PISO	Tom/m	%	RIGIDEZ	Tom	m	Tom	m	Sks (Ton)	ELEMENTO	LONGITUD (m)	PISO	DESCRIPCIÓN	
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	1er Piso - C2	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	262.09	149%										
	3	175.90											
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE													
TIPOS DE PÓRTICOS		RIGIDEZ		RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		ELEMENTO		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA	
PISO	Tom/m	%	RIGIDEZ	(Ton)	m	Tom	m	Sks (Ton)	ELEMENTO	LONGITUD (m)	PISO	DESCRIPCIÓN	
PISO BLANDO 1er PISO + COLUMNA CORTA 2do PISO	1	1265.68	41%	46.15	0.2362	46.15	0.2362	6.82	2do Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2.	
	2	3087.55	71%										
	3	4336.84											
PISO BLANDO 1er PISO + COLUMNA CORTA 3er PISO	1	1251.07	33%	43.10	0.1958	38.16	0.9272	5.03	1er Piso - C2	3.00	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presentan prevención de colapso.	
	2	3782.57	116%										
	3	3251.34											
PISO BLANDO 1er PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	1265.20	41%	42.99	0.1946	38.11	0.9339	6.78	2do Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C3 presenta prevención de colapso y C1 presenta seguridad de vida.	
	2	3073.43	102%										
	3	3015.75											
PISO BLANDO 2do PISO + COLUMNA CORTA 1er PISO	1	2531.03	377%	45.31	0.2278	37.36	0.9341	7.62	1er Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	671.06	23%										
	3	2963.02											
PISO BLANDO 2do PISO + COLUMNA CORTA 3er PISO	1	4506.58	554%	42.25	0.1885	37.43	0.9379	4.15	2do Piso - C2	3.00	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	813.50	35%										
	3	2341.26											
PISO BLANDO 2do PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	2551.19	374%	42.20	0.1884	37.36	0.9370	7.48	1er Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	682.94	30%										
	3	2273.55											
PISO BLANDO 3er PISO + COLUMNA CORTA 1er PISO	1	5047.62	138%	43.33	0.0576	38.18	0.9366	6.83	1er Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C3 presenta prevención de colapso y C1 presenta seguridad de vida.	
	2	3648.30	719%										
	3	507.19											
PISO BLANDO 3er PISO + COLUMNA CORTA 2do PISO	1	6600.20	296%	44.20	0.0742	38.08	0.9360	5.68	2do Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	2229.09	559%										
	3	398.65											
PISO BLANDO 3er PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	4911.59	206%	41.03	0.0711	38.03	0.9356	6.93	1er Piso - C2	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 el colapso se produce al tiempo.	
	2	2382.97	591%										
	3	403.46											

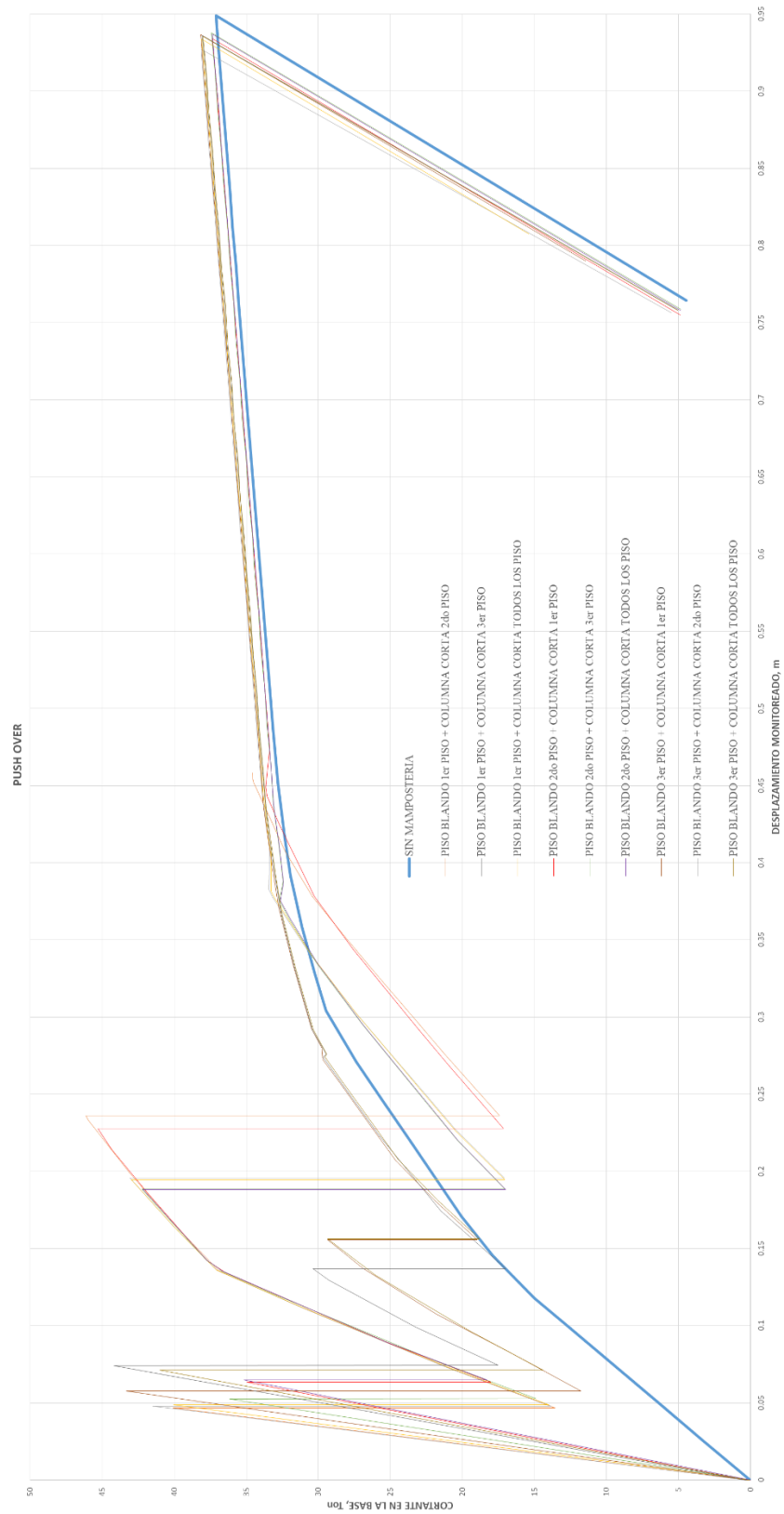
Fuente: Castro Christian.

**Figura 65:** Rigidez de pórticos con posible piso blando y columna corta.



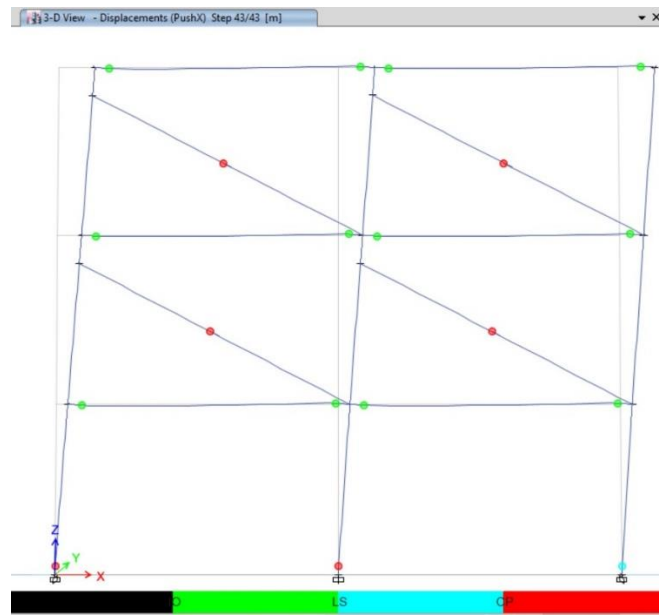
Fuente: Castro Christian.

Figura 66: Pushover de pórticos con posible piso blando y columna corta.



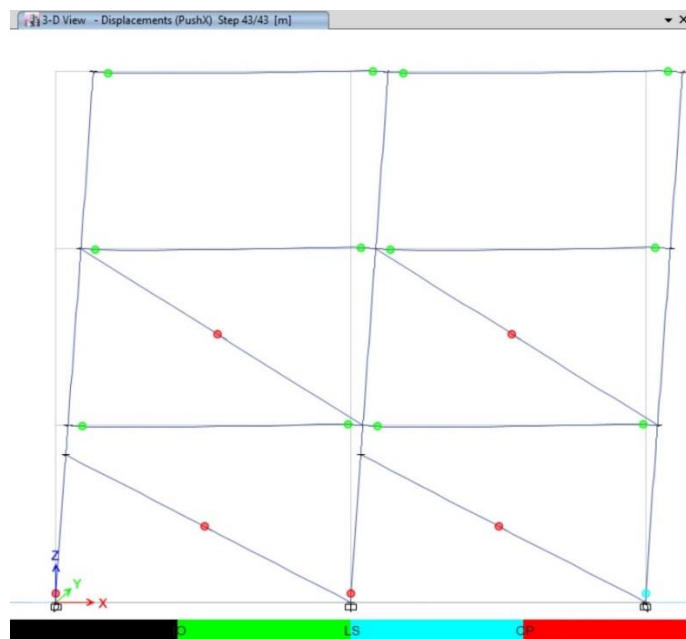
Fuente: Castro Christian.

**Figura 67:** Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 1er Piso y Columna corta todos los pisos”.



Fuente: Castro Christian

**Figura 68:** Deformaciones y desempeño estructural de “piso blando 3er Piso y Columna corta 1er Piso”.



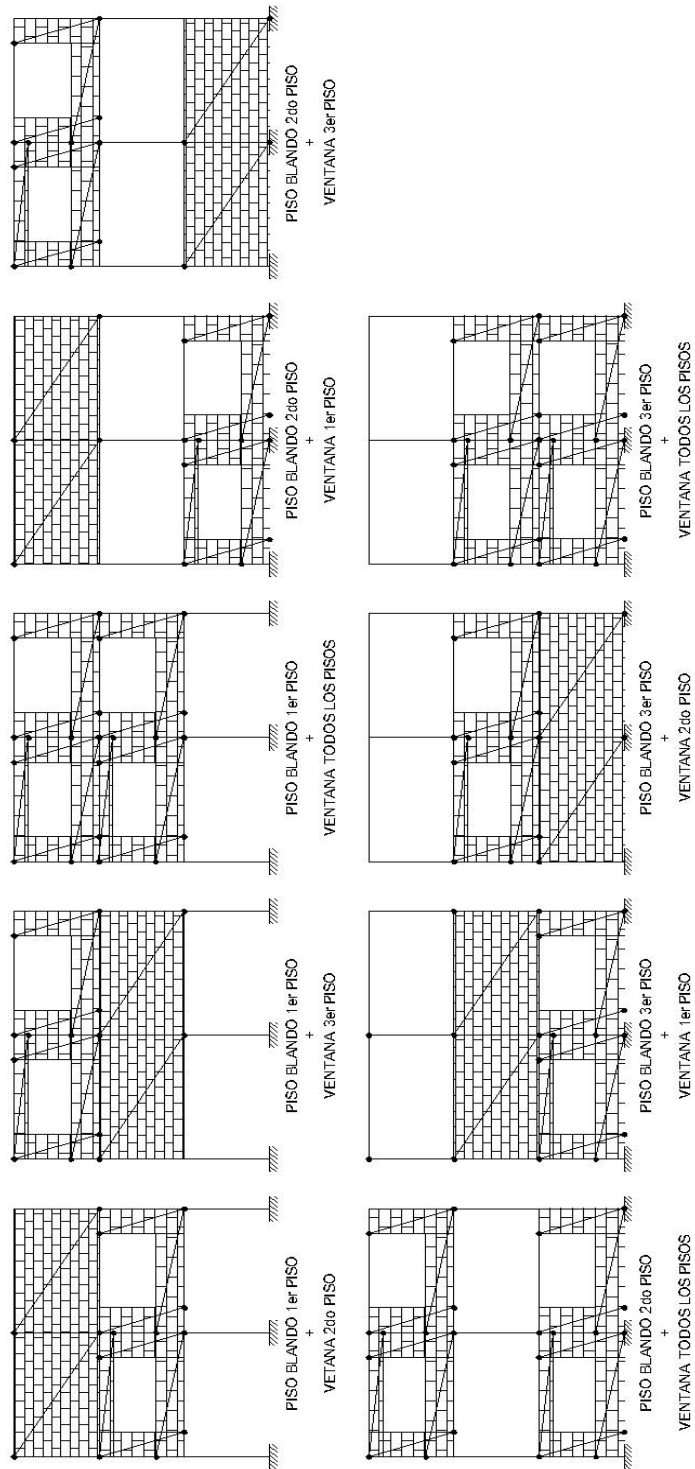
Fuente: Castro Christian.



Podemos establecer los siguientes datos a tomar en cuenta en el grupo estudiado:

- En todos los casos la rigidez lateral de este grupo de pórticos fue mayor a la rigidez lateral del pórtico en el que no se consideró la mampostería.
- En este grupo el piso en el que no se colocó mampostería fue determinante para la formación de piso blando o débil.
- Un caso especial a tomar en cuenta fue el primero, en este caso la resistencia del pórtico fue dada por la resistencia de la mampostería, ya que luego de haber fallado esta, el pórtico no resistió más, presentando así una reducción en la deformación del 70% con respecto al pórtico sin mampostería.
- Para los demás pórticos no existió una variación notable de resistencia o deformaciones con respecto al pórtico sin mampostería.
- La mayor influencia del cortante en este grupo fue la de la columna corta en casi todos los casos.
- La influencia del piso blando es mayor a la de la columna corta cuando está en el primer piso y no existe otra patología atribuible en el piso inmediato superior.
- El mecanismo de falla predominante en este grupo fue en el que fallaron las tres columnas del primer piso al tiempo, esto se puede atribuir a la presencia de piso blando y columna corta, que ya fue evidenciado en el primer grupo de pórticos analizados.
- Luego de superada la resistencia de la mampostería los pórticos presentan el mismo comportamiento al pórtico sin mampostería.

**Figura 69:** Grupo de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas.



Fuente: Castro Christian.

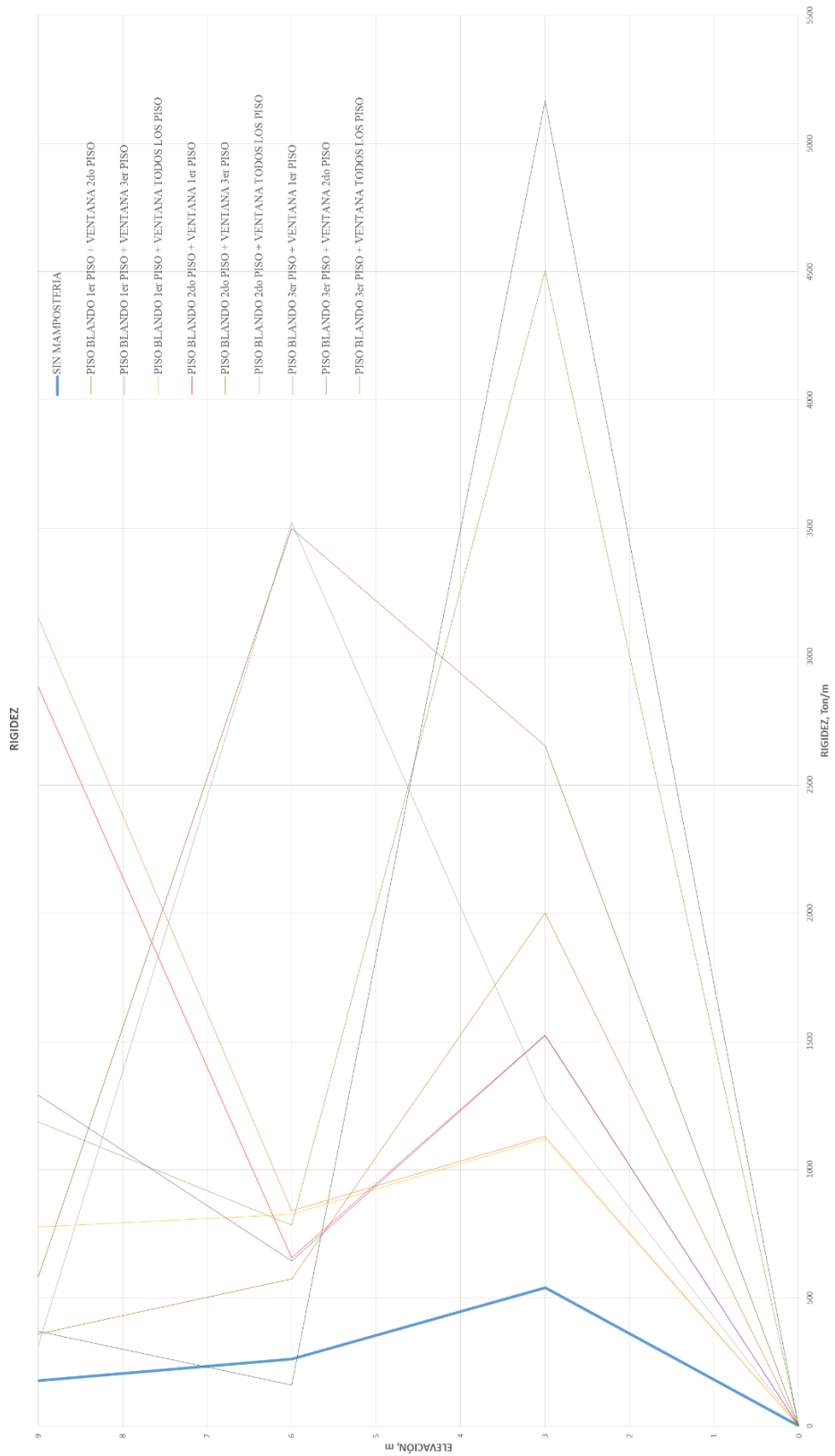
Se utilizaron las disposiciones P1, P5, P6, P7 establecidas en la figura 19.

**Tabla 13:** Cuadro de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas.

PISO BLANDO + VENTANA													
SIN MAMPOSTERÍA													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA	
	PISO	1m/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	Sx (Ton)	ELEMENTO	PISO	DESCRIPCIÓN		
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.49	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	5.61	1er Piso - C2	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso.	
	2	262.09	149%										
	3	175.90											
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE													
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		LONGITUD (m)		MECANISMO DE FALLA			
	PISO	1m/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	m	Sx (Ton)	ELEMENTO	PISO	DESCRIPCIÓN		
PISO BLANDO 1er PISO + VENTANA 2do PISO	1	1129.33	135%	53.88	0.2181	52.99	0.7801	-6.49	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2.		
	2	838.85	27%										
	3	3152.70											
PISO BLANDO 1er PISO + VENTANA 3er PISO	1	1274.72	36%	49.93	0.7184	49.93	0.7184	5.03	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	3521.40	1126%										
	3	312.80											
PISO BLANDO 1er PISO + VENTANA TODOS LOS PISO	1	1120.86	136%	60.69	0.6179	60.69	0.6179	-6.47	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	824.53	106%										
	3	776.32											
PISO BLANDO 2do PISO + VENTANA 1er PISO	1	1524.94	232%	53.09	0.1534	50.45	0.8116	4.37	2do Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C3.		
	2	656.34	23%										
	3	2882.58											
PISO BLANDO 2do PISO + VENTANA 3er PISO	1	4503.31	575%	48.65	0.7474	48.65	0.7474	-6.16	3er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1, C3, B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er Piso, C2 y C1 presentan prevención de colapso en cabeza de columna en el 2do Piso.		
	2	783.38	66%										
	3	1186.93											
PISO BLANDO 2do PISO + VENTANA TODOS LOS PISO	1	1521.76	236%	74.34	0.9635	74.34	0.9635	-6.88	3er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C3 por columna corta, esto ocurre solo después de que C2 presenta columna corta en prevención de colapso, C3, B1 y B2 presentan prevención de colapso en el 1er Piso, B2 y B1 presentan prevención de colapso en el 2do Piso.		
	2	643.59	50%										
	3	1290.22											
PISO BLANDO 3er PISO + VENTANA 1er PISO	1	2652.51	76%	51.04	1.0671	54.49	1.0671	3.23	1er Piso - C2	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso en el 2do y 3er Piso.		
	2	3499.37	602%										
	3	580.96											
PISO BLANDO 3er PISO + VENTANA 2do PISO	1	5168.42	3238%	78.56	1.0789	78.56	1.0789	-4.52	1er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C3 por columna corta, esto ocurre solo después de que B1 entra en seguridad de vida y B2 presentan prevención de colapso en la unión con la mampostería en el 2do, B1 y B2 presentan prevención de colapso 3er Piso.		
	2	159.63	43%										
	3	369.68											
PISO BLANDO 3er PISO + VENTANA TODOS LOS PISO	1	2001.76	349%	78.56	1.0789	78.56	1.0789	-4.52	1er Piso - C3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.		
	2	574.19	160%										
	3	359.20											

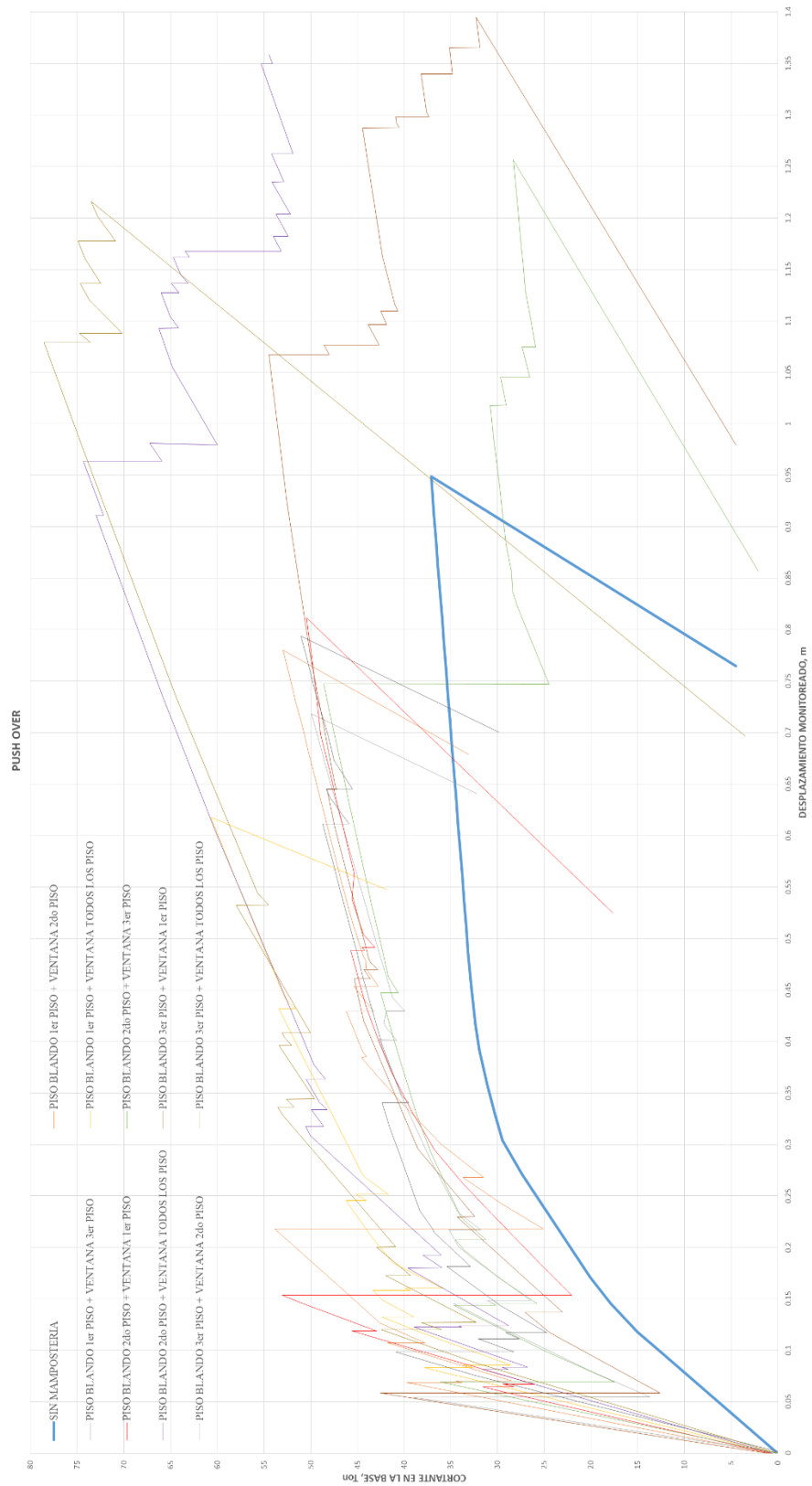
Fuente: Castro Christian.

**Figura 70:** Rigidez de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas.



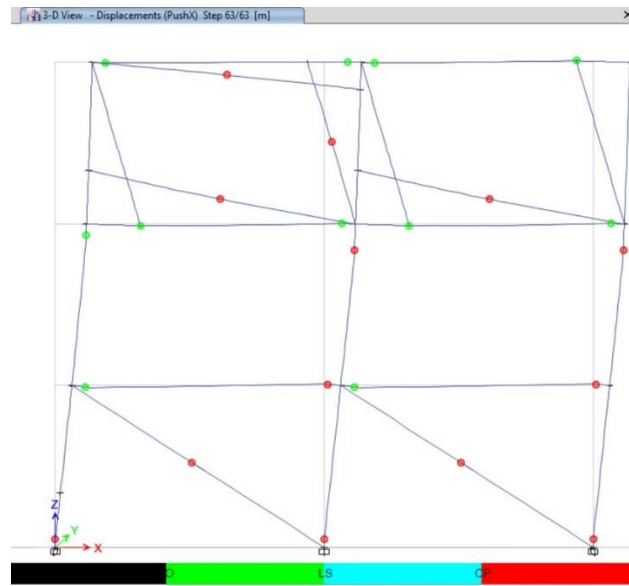
Fuente: Castro Christian.

**Figura 71:** Pushover de pórticos con posible patología de piso blando y ventanas.



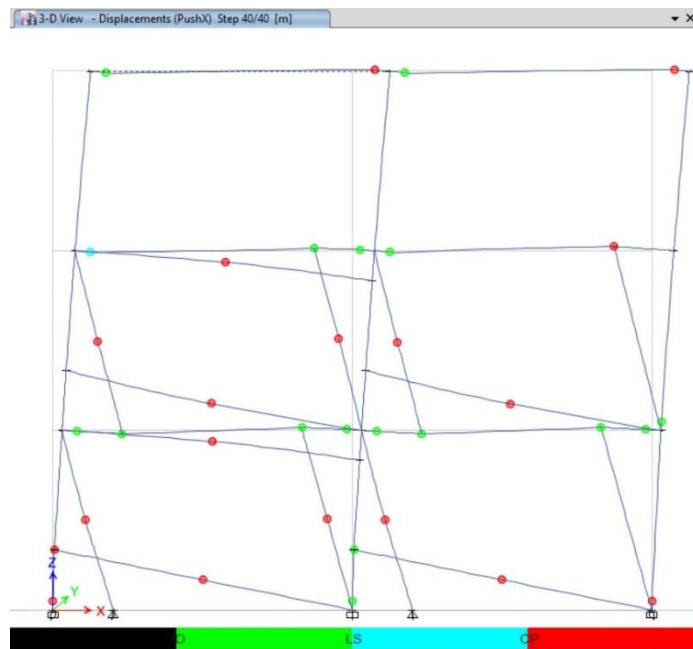
Fuente: Castro Christian.

**Figura 72:** Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 2do Piso y Ventana 3er Piso”.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 73:** Deformaciones y desempeño estructural de “Piso blando 3er Piso y Ventanas todos los pisos”.

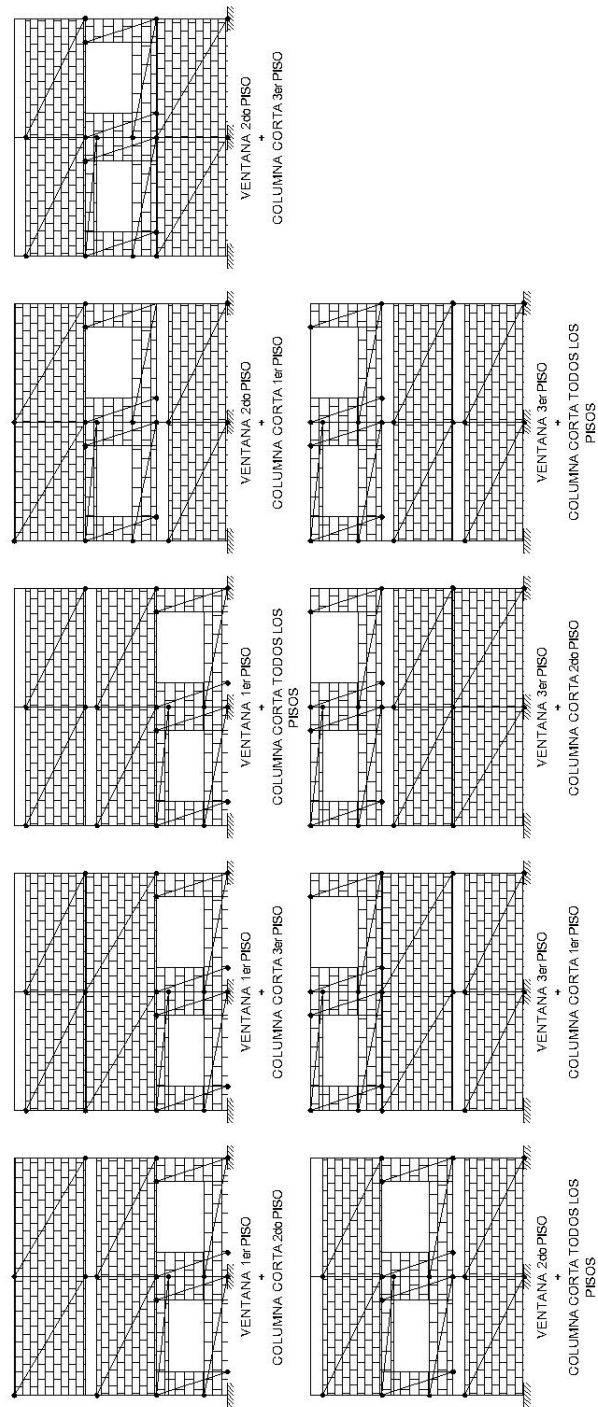


Fuente: Castro Christian.

Analizando los resultados obtenidos podemos realizar las siguientes interpretaciones:

- La rigidez de los pórticos en este grupo se ve afectada mucho más por la disposición de mampostería en forma de ventana, ya que en varios casos se presenta piso blando en los pisos que poseen ventana en lugar de los pisos que no poseen mampostería.
- Al igual que en el grupo donde se representó mampostería con ventana, la resistencia es mucho mayor en promedio un 60%, pero la deformación del pórtico se ve afectada notablemente reduciéndose en promedio un 25%.
- En torno al cortante del pórtico, se debe separar el 1er piso del análisis, para poder establecer un patrón de conducta, ya que al omitir este piso podemos evidenciar que el cortante mayor será absorbido por la formación de mampostería en forma de ventana.
- Las cortantes cambian de sentido de aplicación con valores superiores a la del cortante del pórtico sin mampostería.
- En cuanto al mecanismo de falla, es alarmante el hecho de la presentación de columna corta en todos los pisos donde la cortante de la pared fue la predominante.
- En la mayor parte de los mecanismos de falla se presenta una notable falla de vigas, solo en los casos donde existe una mayor cortante debido al piso blando el mecanismo de falla se asemeja al del pórtico sin mampostería.

**Figura 74:** Grupo de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta.



Fuente: Castro Christian.

Se utilizaron las disposiciones P1, P2, P5, P6, P7 establecidas en la figura 19.

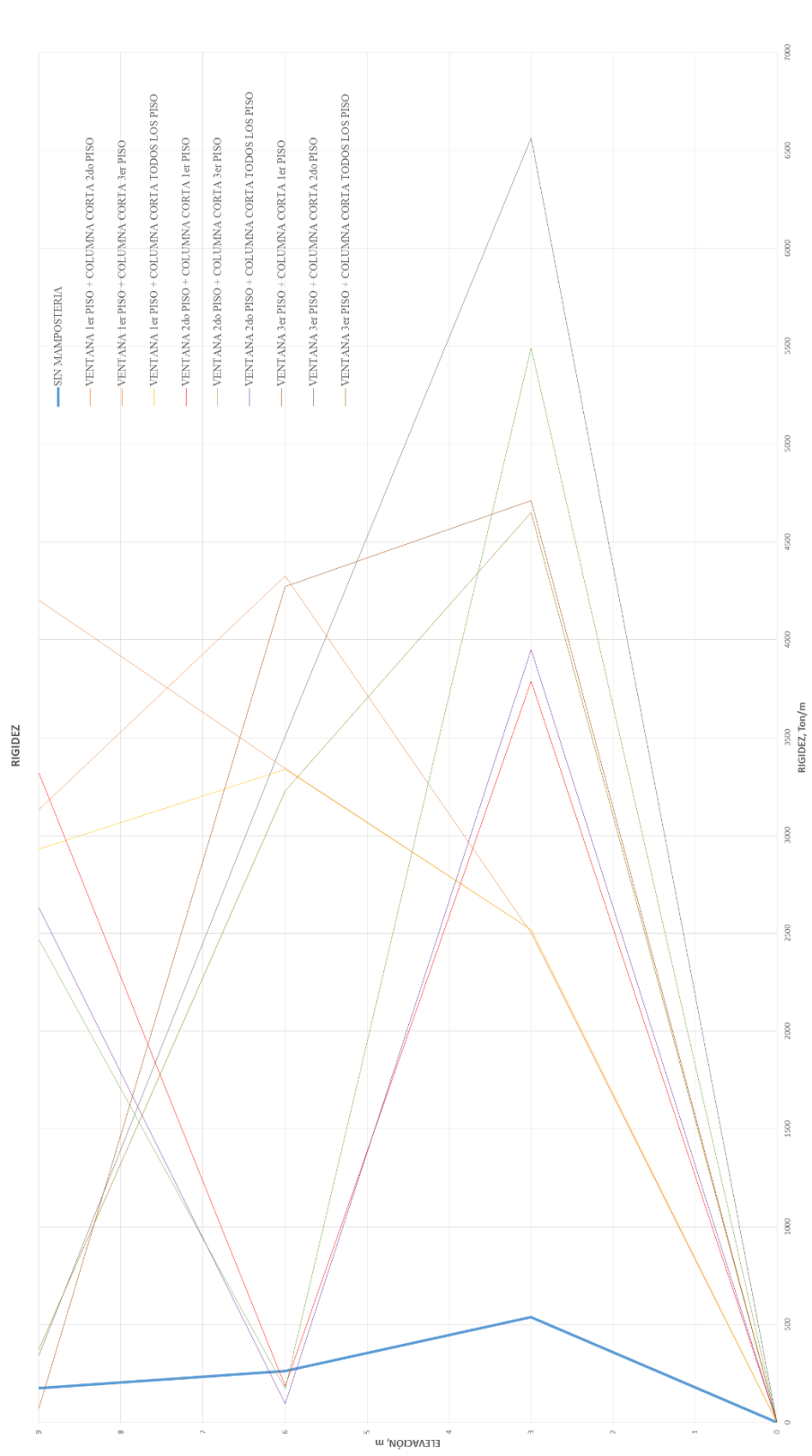


**Tabla 14:** Cuadro de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta.

VENTANA + COLUMNA CORTA												
SIN MAMPOSTERIA												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RANGO PLÁSTICO		FALLA		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA		
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	Ton	m	Ton	m	ELEMENTO	Sk (Ton)	LONGITUD (m)	PISO	DESCRIPCIÓN
PÓRTICOS VACÍOS	1	539.69	206%	33.36	0.5115	37.11	0.9488	1er Piso - C2	5.61	3	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso.
	2	262.09	149%									
	3	175.90										
PUNTALE EQUIVALENTE SIMPLE												
TIPOS DE PÓRTICOS	RIGIDEZ			RESISTENCIA MÁXIMA DESPLAZAMIENTO MÁXIMO		CORTANTE		MECANISMO DE FALLA				
	PISO	Ton/m	% RIGIDEZ	(Ton)	m	Ton	m	ELEMENTO	Sk (Ton)	LONGITUD (m)	PISO	DESCRIPCIÓN
VENTANA 1er PISO + COLUMNA CORTA 2do PISO	1	2517.56	75%	55.08	0.1568	54.70	1.0242	2do Piso - C2	6.24	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C3 por columna corta, esto ocurre solo después de que B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 2do Piso, B1 y B2 presenten prevención de colapso 3er Piso en las 2 rotulas plásticas.
	2	3341.78	80%									
	3	4201.75										
VENTANA 1er PISO + COLUMNA CORTA 3er PISO	1	2501.20	58%	55.27	1.0520	55.27	1.0520	1er Piso - C2	3.48	1.50	1er	Presenta colapso en la columna C3 por columna corta, esto ocurre solo después de que B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 2do Piso, B1 y B2 presenten prevención de colapso 3er Piso en las 2 rotulas plásticas.
	2	4324.90	138%									
	3	3132.62										
VENTANA 1er PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	2517.12	75%	54.78	1.0291	54.78	1.0291	2do Piso - C2	6.22	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C3 por columna corta, esto ocurre solo después de que B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 2do Piso, B1 entra en seguridad de vida y B2 presenten prevención de colapso 3er Piso.
	2	3338.03	114%									
	3	2928.95										
VENTANA 2do PISO + COLUMNA CORTA 1er PISO	1	3787.80	2041%	54.06	0.2190	53.20	0.7821	2do Piso - C2	3.25	1.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.
	2	185.61	6%									
	3	3320.80										
VENTANA 2do PISO + COLUMNA CORTA 3er PISO	1	5490.22	3172%	52.06	0.7701	52.06	0.7701	2do Piso - C3	3.41	1.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 al mismo tiempo, esto ocurre solo después de que B1 y B2 presenten prevención de colapso en el 1er y 2do Piso, B1 y B2 presenten prevención de colapso 3er Piso en las 2 rotulas plásticas.
	2	173.11	7%									
	3	2468.20										
VENTANA 2do PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	3978.05	5176%	66.15	0.5990	66.15	0.5990	1er Piso - C2	8.03	0.50	1er	Presenta colapso en las columnas C1, C2, C3 al mismo tiempo debido a columna corta.
	2	76.85	3%									
	3	2654.24										
VENTANA 3er PISO + COLUMNA CORTA 1er PISO	1	4710.16	110%	50.13	0.0400	48.90	0.7362	1er Piso - C2	7.35	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso.
	2	4272.05	5909%									
	3	72.30										
VENTANA 3er PISO + COLUMNA CORTA 2do PISO	1	6563.67	187%	63.98	0.6398	63.98	0.6398	2do Piso - C2	6.08	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 presenta seguridad de vida.
	2	3507.86	1025%									
	3	342.28										
VENTANA 3er PISO + COLUMNA CORTA TODOS LOS PISO	1	4650.75	144%	49.01	0.0454	48.82	0.7374	1er Piso - C2	7.38	0.50	1er	Presenta colapso en la columna C2, esto ocurre solo después de que C1 y C3 presenten prevención de colapso, B1 entra en seguridad de vida y B2 en prevención de colapso.
	2	3227.79	865%									
	3	373.12										

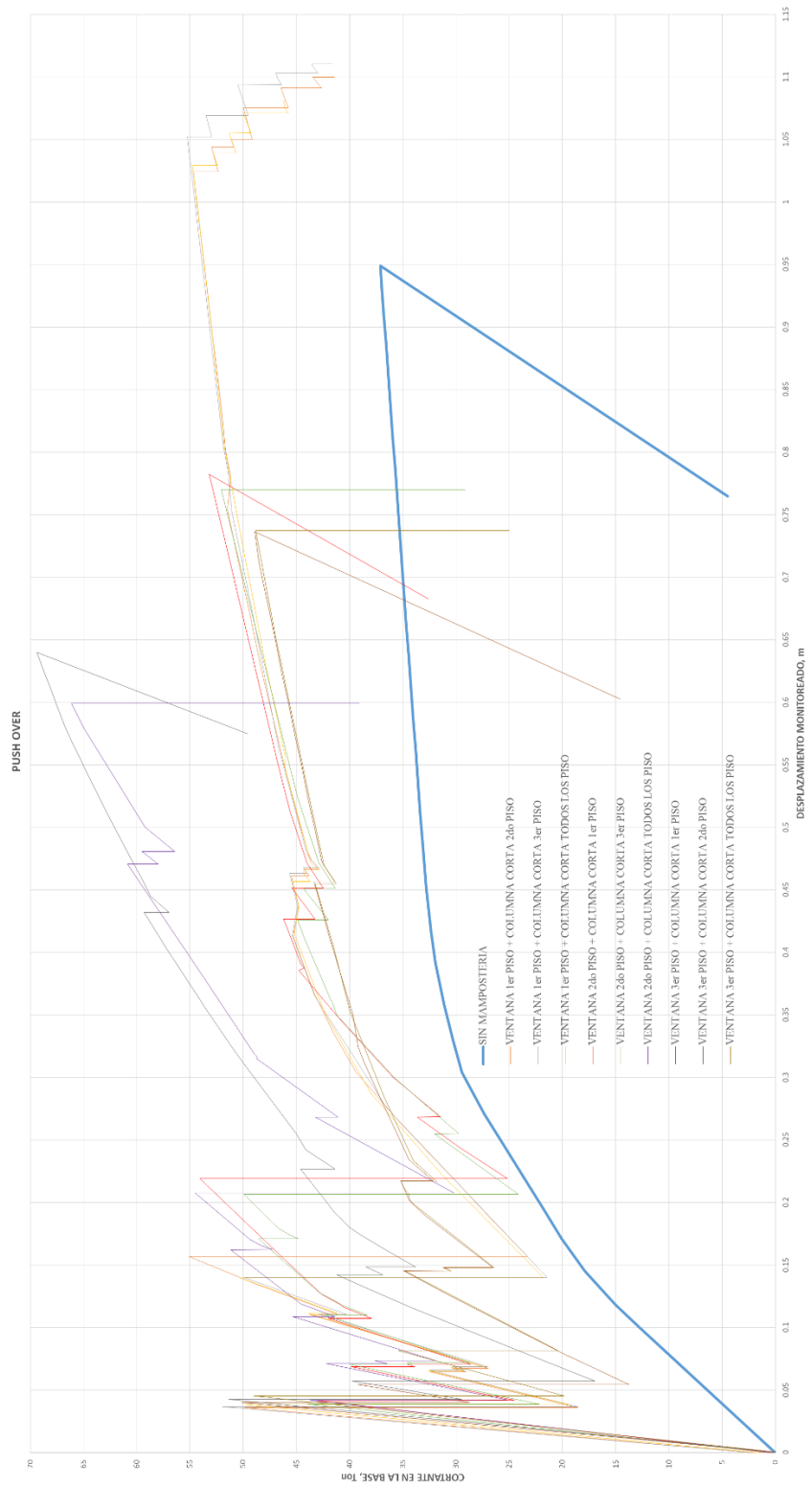
Fuente: Castro Christian.

**Figura 75:** Rigidez de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta.



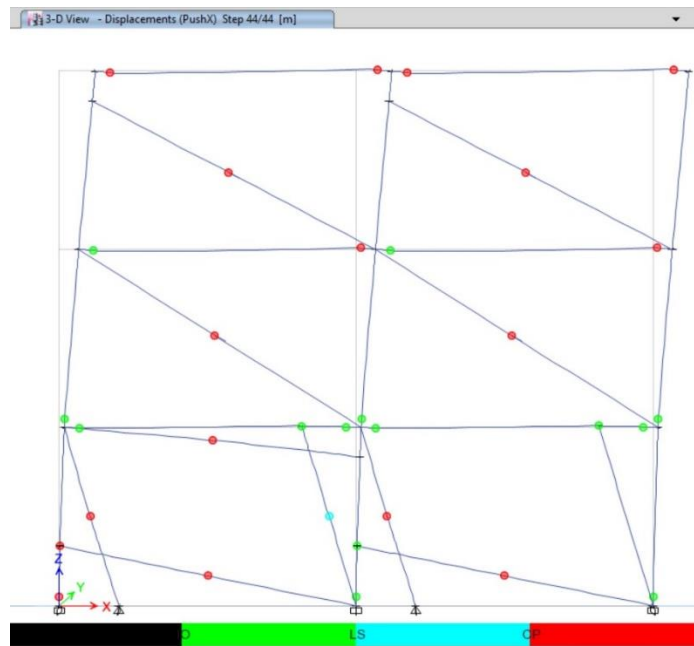
Fuente: Castro Christian.

**Figura 76:** Pushover de pórticos con ventanas y posible patología de columna corta.



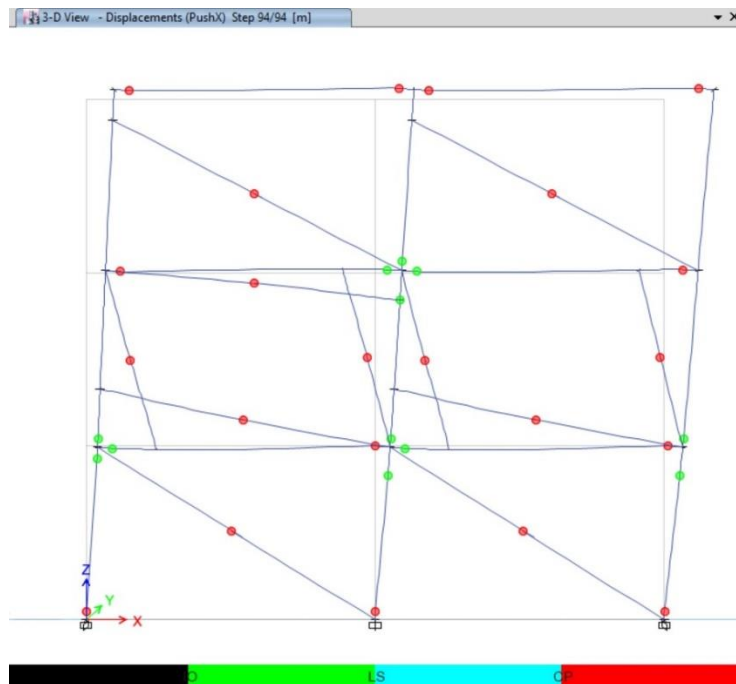
Fuente: Castro Christian.

**Figura 77:** Deformaciones y desempeño estructural de “Ventanas 1er Piso + Columna corta 3er Piso”.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 78:** Deformaciones y desempeño estructural de “Ventanas 2do Piso + Columna corta 3er Piso”.



Fuente: Castro Christian.

Podemos realizar las siguientes anotaciones del análisis del grupo de pórticos sometidos a estudio:

- La rigidez es mayor en todos los pisos con excepción de los pisos en los que se ubicó a la representación de mampostería con forma de ventana, donde se redujo la rigidez con valores menores a la del pórtico sin mampostería.
- Se evidencia una vez más la influencia de la mampostería con forma de ventanas en la patología de piso blando o débil, a tal punto de alcanzar un valor de rigidez del 3% en comparación con su piso inmediato superior.
- Podemos evidenciar que la resistencia se incrementa, pero la deformación se reduce notablemente, como en todos los casos de pórticos con ventanas.
- La cortante se incrementa notablemente en este grupo, teniendo casos en el que la falla por cortante o denominada columna corta se manifiesta.
- La peor combinación de patologías se produjo en este grupo, ya que se puede evidenciar que cuando se encuentran las dos patologías en pisos inmediatos la cortante dominante es la del piso en donde se encuentra la patología de columna corta, pero cuando no se encuentran en pisos inmediatos la cortante dominante es el de la patología que se encuentra más cerca a la base.
- No existe un mecanismo de falla predominante, en la mayoría de los casos también se ven involucradas las vigas.
- Los casos a resaltar son el quinto y el sexto, ya que en estos se produce una falla por columna corta en las 3 columnas del primer piso.
- La mayoría de casos presentan un patrón de conducta semejante al de los pórticos con formación de ventana.

### **4.3 Verificación de la hipótesis**

Al analizar los resultados podemos evidenciar la diferencia en el comportamiento de un pórtico en el que no se tomó en cuenta la mampostería, la rigidez es un factor determinante en el comportamiento estructural ya que dependiendo de este una estructura es más dúctil, la resistencia del pórtico es otro factor en el que se pudo evidenciar una diferencia marcada ya que en todos los casos el pórtico fue más resistente, cabe recalcar que el mecanismo de falla al ser de vital importancia no puede verse afectado sin embargo se evidenció que dependiendo de la disposición de mampostería este varia.

## CAPÍTULO V

### COCNLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 Conclusiones

Luego de haber analizado los 63 pórticos con representaciones de patologías y combinaciones que podemos encontrar en nuestro medio podemos llegar a varias conjeturas las cuales determinan una necesidad imperiosa por analizar en cada caso la mampostería, de acuerdo a lo siguiente:

- La rigidez de los pórticos con mampostería en ningún caso se mantuvo en los parámetros del pórtico sin mampostería, lo cual afecta no solamente a la ductilidad del mismo, sino también a su periodo de vibración, amortiguamiento, resistencia lateral, desplazamiento, mecanismo de falla, por mencionar algunos factores.
- En la calibración de los puntales equivalentes pudimos evidenciar que un cambio en las dimensiones del puntal cambia por completo el mecanismo de falla de la estructura.
- Un caso especial a tomar en cuenta fue el primero, en este caso la resistencia del pórtico fue dada por la resistencia de la mampostería, ya que luego de haber fallado esta, el pórtico no resistió más, presentando así una reducción en la deformación del 70% con respecto al pórtico sin mampostería

- En el grupo donde se representó mampostería con ventana, la resistencia es mucho mayor en promedio un 60%, pero la deformación del pórtico se ve afectada notablemente reduciéndose en promedio un 25%.
- La rigidez del pórtico no depende directamente de la masa, un relleno pequeño de 0.5m de mampostería redujo la rigidez del pórtico en un 65%.
- En los modelos que se elaboraron con la idealización presentada por FEMA 356 Capítulo VII con respecto a las ventanas, cabe recalcar la particularidad que comienza la falla en las vigas de los pisos superiores al Piso donde se encuentran esta idealización.
- En la modelación con ventanas “3er Piso + Lleno” redujeron la rigidez del pórtico a un valor de 8.51 Ton/m, es decir, cercano a cero y se produjo prevención de colapso en cabeza de columna.
- Se pudo observar la formación de columna corta en las columnas que tenían mampostería de relleno a una distancia mayor al 1/3 de la distancia y menor a los 2/3 de la distancia, es decir en el tercio central de la columna.
- En el modelo de combinaciones de “Piso Blando 1er Piso + Ventana 2do Piso” podemos observar la disminución de la rigidez lateral del piso en el que se encuentra la ventana llegando a ser 35% menor, a tal punto que a pesar de tener mayor masa que el 1er Piso se produce el Piso Blando establecido en la NEC [40] de menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior.
- En el modelo de combinaciones de “Piso Blando 1er Piso + Ventana 3er Piso” podemos observar que se mantiene el concepto de Piso Blando en el 1er Piso por lo que se puede establecer que el mecanismo de reducción lateral observado anteriormente se maximiza la disminución de rigidez lateral solo cuando el Piso en el que se encuentran las ventanas están a continuación del Piso donde se estableció el Piso Blando.
- Al incrementarse la rigidez del pórtico se reduce el periodo de vibración de la estructura, esto implica una sobrestimación o subestimación del periodo de la estructura.
- El mecanismo de falla de una estructura va a depender directamente de la disposición de la mampostería, es decir, sin importar si se analizó a detalle los



elementos estructurales, la acción de la mampostería hará que este falle de diferente manera.

- La configuración de mampostería que afecta en el desempeño estructural son las ventanas, ya que estas reducen la rigidez y el desplazamiento de una estructura, dando un falso mejoramiento desempeño estructural debido a que puede resistir mucha más carga, pero su falla se vuelve abrupta al no deformarse de igual manera convergiendo así en una falla frágil.
- La peor combinación de patologías se produjo en “Ventana 2do Piso + Columna Corta todos los pisos”, ya que se puede evidenciar que cuando se encuentran las dos patologías en pisos inmediatos el cortante dominante es la del piso en donde se encuentra la patología de columna corta, pero cuando no se encuentran en pisos inmediatos el cortante dominante es el de la patología que se encuentra más cerca a la base, lo cual es algo muy común de encontrar en nuestro medio.

## **5.2 Recomendaciones**

Se puede llegar a varias conclusiones con este estudio lo cual nos representa varias recomendaciones en aspectos estructurales:

- Se recomienda realizar un ensayo a tamaño real para que se pueda evidenciar los mecanismos de falla y variación de parámetros estructurales que afectan al desempeño de cualquier estructura.
- Se debe incluir en todo análisis el modelo matemático recomendado por FEMA [1], ya que como se menciona en reiteradas ocasiones el comportamiento de una estructura con representación de mampostería dista mucho de uno sin mampostería, por lo que debería constar su análisis en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- Se recomienda incluir a las ventanas como una patología en el estudio del comportamiento estructural.

En general se puede recomendar para futuros análisis de mampostería:

- Usar pórticos irregulares para poder ajustar más a la realidad constructiva del país.
- Realizar los ensayos con máquinas que puedan medir el esfuerzo y deformación para así poder comprobar el comportamiento de la estructura tomando en cuenta el módulo elástico.
- Se debe analizar estudios a estructuras que ya soportaron sismos, en donde se pueda evidenciar el comportamiento real de la mampostería.
- Se recomienda que si en una estructura se ve afectada la mampostería esta sea reemplazada en su totalidad, ya que cabe la posibilidad de que sea esta la que haya ayudado a la estructura principal a sobrellevar el sismo y no los elementos estructurales.

## MATERIAL DE REFERENCIA

### 1 Bibliografía

- [1] Federal Emergency Management Agency, "Masonry," In *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*, Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [2] American Institute Of Steel Construction, *Specification For Structural Steel Buildings*, Chicago: American Institute Of Steel Construction, 2005.
- [3] R. Rochel, «Influencia De Los Muros De Mamposteria En El Comportamiento De Las Estructuras Aporticadas,» *Universidad Eafit*, N° 90, Pp. 71-79.
- [4] M. Puglisi Villamediana, «Modelo Del Comportamiento De La Mamposteria Confinada Basado En La Teoria Del Daño,» De *Tesis Doctoral*, Merida, Universidad De Los Andes, 2007.
- [5] C. Medina, «Reduccion De La Vulnerabilidad En Estructuras Esenciales Y Especiales De Hormigon Armado, Situadas En Zonas De Alto Peligro Sismico En El Ecuador,» De *Tesis Maestria*, Quito, Escuela Politecnica Nacional, 2016.
- [6] J. Carrillo Y G. Gonzales, «Influencia De La Mamposteria No Reforzada En El Comportamiento Inelastico De Porticos De Concreto,» *Dyna*, Vol. 74, N° 152, Pp. 217-227, 2007.
- [7] E. Blandon, «Scribd,» 17 Mayo 2016. [En Línea]. Available: <https://www.scribd.com/doc/312827099/Sistemas-Aporticados>. [Último Acceso: 17 Octubre 2018].
- [8] A. Mohebbkhah, A. A. Tasnimi And H. A. Moghadam, "Nonlinear Analysis Of Masonry-Infilled Steel Frames With Openings Using Discrete Element

Method," *Journal Of Constructional Steel Research* , Vol. 64, Pp. 1463-1472, 2008.

- [9] P. Urban Brotons, «Generalidades Sobre La Construcción En Acero,» De *Construcción De Estructuras Metálicas*, Alicante, Editorial Club Universitario, Pp. 9-53.
- [10] O. Möller , M. Rubinstein Y J. P. Ascheri, «Análisis Del Amortiguamiento Proporcional A La Rigidez Tangente En Sistemas Dinámicos No Lineales,» *Mécanica Computacional*, Vol. Xxx, Pp. 1277-1293, 2011.
- [11] D. Blockley, *Structural Engineering*, Oxford: Oxford, 2014.
- [12] El Tiempo, «Los Edificios De Acero,» El Tiempo, Bogotá, 1996.
- [13] Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda, *Guía Práctica Para El Diseño De Estructuras De Acero*, Quito: Imprenta Activa , 2016.
- [14] Instituto Ecuatoriano De Estadística Y Censos, «Anuario De Estadísticas De Edificaciones 2014,» Instituto Ecuatoriano De Estadística Y Censos, Quito, 2014.
- [15] C. A. Bermudez Mejia, «Fundamentos Del Diseño De Estructuras De Acero,» De *Curso Básico De Estructuras Metálicas*, Manizales, Universidad Nacional De Colombia, 2005, Pp. 7-14.
- [16] Federal Emergency Management Agency, «Steel,» De *Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*, Washington, D.C., Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [17] J. C. McCormac And S. F. Csernak, *Structural Steel Design*, Upper Saddle River: Pearson Education, Inc., 2012, Pp. 1-38.
- [18] Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda, «Estructuras En Acero,» De *Norma Ecuatoriana De La Construcción*, Quito, Dirección De Comunicación, 2014.

- [19] B. H. H. Peng, G. A. Macrae, W. R. Walpole, P. Moss, R. Dhakal And C. Clifton, "Plastic Hinge Location In Columns Of Steel Frames Subjected To Seismicactions," *Bulletin Of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, Vol. 41, No. 1, Pp. 1-9, 2008.
- [20] W. W. El-Dakhkhni, M. Elgaaly Y A. A. Hamid, «Three-Strut Model For Concrete Masonry-Infilled Steel Frames,» *Journal Of Structural Engineering*, Pp. 1-21, 2003.
- [21] Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda, «Mamposteria Estructural,» *De Norma Ecuatoriana De La Construcción*, Quito, Dirección De Comunicación, 2014.
- [22] American Society Of Civil Engineers, Minimum Design Loads And Associated Criteria For Buildings And Other Structures, Reston: American Society Of Civil Engineers, 2017.
- [23] J. Kim Y J. Park, «Design Of Special Truss Moment Frames Considering Progressive Collapse,» *International Journal Of Steel Structures*, Vol. 14, Nº 2, Pp. 1-13, 2014.
- [24] V. Sarhosis, K. D. Tsavdaridis And I. Giannopoulos, "Discrete Element Modelling Of Masonry Infilled Steel Frames With Multiple Window Openings Subjected To Lateral Load Variations," *The Open Construction And Building Technology Journal*, Vol. 8, Pp. 93-103, 2014.
- [25] S. V. Polyakov, "Interaction Between Masonry Filler Walls And Enclosing Frame When Loaded In The Plane Of The Wall," Moscow, 1956.
- [26] I. Radić, D. Markulak And V. Sigmund, "Analytical Modelling Of Masonry-Infilled Steel Frames," *Technical Gazette*, Vol. 23, No. 1, Pp. 115-127, 2016.

- [27] D. V. Mallick And R. T. Severn, "The Behaviour Of Infilled Frames Under Static Loading," *Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers* , Vol. 65, No. 4, Pp. 639-656, 1967.
- [28] D. Celarec, P. Ricci And M. Dolsek, "The Sensitivity Of Seismic Response Parameters To The Uncertain Modelling Variables Of Masonry-Infilledreinforced Concrete Frames," *Engineering Structures*, Vol. 35, No. 0, Pp. 165-177, 2012.
- [29] Federal Emergency Management Agency, Evaluation Of Earthquake Damage Concrete And Masonry Wall Buildings, Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 1998.
- [30] R. G. Drysdale And A. A. Hamid, "Behavior Of Concrete Block Masonry Under Axial Compression," *Aci Journal*, Vol. 76, Pp. 707-721, 1979.
- [31] A. Saneinejad Y B. Hobbs, «Inelastic Design Of Infilled Frames,» *Asce Journal Of Structural Division* , Vol. 121, N° St4, Pp. 634-650, 1995.
- [32] T. Elouali, Effect Of Infill Masonry Panels On The Seismic Response Of Frame Buildings, Rabat: University Of Mohammed The Fifth Agdal, 1998.
- [33] C. V. Murty Y S. K Jain, «Beneficial Influence Of Masonry Infill Walls On Seismic Performance Of Rc Frame Buildings,» *De 12th World Conference On Earthquake Engineering*, Auckland, 2000.
- [34] H. Mostafei Y T. Kabeyasawa, «Effect Of Infill Masonry Walls On The Seismic Response Of Reinforced Concrete Buildings Subjected To The 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study Of Bam Telephone Center,» *Bull Earthquake Response Intitute* , Vol. 79, Pp. 133-156, 2004.
- [35] A. Koçak, A. Kalyoncuoğlu And B. Zengin, "Effect Of Infill Wall And Openings On The Fundamental Period Of Rc Buildings," *Earthquake Resistant Engineering Structures Ix*, Vol. 132, Pp. 121-131, 2013.

- [36] M. N. Farids, «Design Provisions For Masonry-Infilled Rc Frames,» De *12th World Conference On Earthquake Engineering*, Auckland, 2000.
- [37] M. Harnur Y S. Khatun, «Effect Of Infill Walls On Structural Frames,» De *International Conference On Mechanical, Production And Automobile Engineering*, Pattaya, 2011.
- [38] M. D. D. U. Y. Vivienda, «Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda,» 19 Agosto 2014. [En Línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>. [Último Acceso: 3 Enero 2019].
- [39] Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda, «Cargas No Sismicas,» De *Norma Ecuatoriana De La Construcción*, Quito, Dirección De Comunicación, 2014.
- [40] Ministerio De Desarrollo Urbano Y Vivienda, «Peligro Sismico,» De *Norma Ecuatoriana De La Construcción*, Quito, Dirección De Comunicación, 2014.

## 2 Anexos

### 2.1 Tablas Utilizadas para la modelación.

**Figura 79:** Parámetros de modelación y criterio de aceptación para procesos no lineales.

**Table 9-6. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components**

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radlans	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle, Radlans		
				IO	LS	CP
	a	b				
<b>Beams—Flexure</b>						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	3 $\theta_y$	4 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
<b>Columns—Flexure<sup>a,b</sup></b>						
For $P/P_{CL} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$	0.6	1 $\theta_y$	9 $\theta_y$	11 $\theta_y$
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4 $\theta_y$	6 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	3 $\theta_y$	4 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{CL} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}$	— <sup>c</sup>	— <sup>d</sup>	0.2	0.25 $\theta_y$	— <sup>e</sup>	— <sup>d</sup>
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}$	1 $\theta_y$	1.5 $\theta_y$	0.2	0.25 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$	1.2 $\theta_y$
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
<b>Column Panel Zones</b>						
<b>Fully Restrained Moment Connections<sup>f</sup></b>						
WUF <sup>g</sup>	0.051–0.0013d	0.043–0.00060d	0.2	0.026–0.00065d	0.0323–0.00045d	0.043–0.00060d
Bottom haunch in WUF with slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0270	0.036
Bottom haunch in WUF without slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0180	0.023
Welded cover plate in WUF <sup>h</sup>	0.056–0.0011d	0.056–0.0011d	0.2	0.028–0.00055d	0.0420–0.00083d	0.056–0.0011d
Improved WUF—Bolted web <sup>i</sup>	0.021–0.00030d	0.050–0.00060d	0.2	0.010–0.00015d	0.0375–0.00045d	0.050–0.00060d
Improved WUF—Welded web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0410	0.054
Free flange <sup>g</sup>	0.067–0.0012d	0.094–0.0016d	0.2	0.034–0.00060d	0.0705–0.0012d	0.094–0.0016d
Reduced beam section <sup>g</sup>	0.050–0.00030d	0.070–0.00030d	0.2	0.025–0.00015d	0.0525–0.00023d	0.07–0.00030d
Welded flange plates						
a. Flange plate net section	0.03	0.06	0.2	0.015	0.0450	0.06
b. Other limit states	Force controlled					
Welded bottom haunch	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0353	0.047
Welded top and bottom haunches	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0360	0.048
Welded cover—plated flanges	0.031	0.031	0.2	0.016	0.0233	0.031
<b>Partially Restrained Moment Connections</b>						
Top and bottom clip angle <sup>h</sup>						
a. Shear failure of rivet or bolt (Limit State 1) <sup>j</sup>	0.036	0.048	0.200	0.008	0.030	0.040
b. Tension failure of horizontal leg of angle (Limit State 2)	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
c. Tension failure of rivet or bolt (Limit State 3) <sup>j</sup>	0.016	0.025	1.000	0.005	0.020	0.020
d. Flexural failure of angle (Limit State 4)	0.042	0.084	0.200	0.010	0.035	0.070
Double Split Tee <sup>h</sup>						
a. Shear failure of rivet or bolt (Limit State 1) <sup>j</sup>	0.036	0.048	0.200	0.008	0.030	0.040
b. Tension failure of rivet or bolt (Limit State 2) <sup>j</sup>	0.016	0.024	0.800	0.005	0.020	0.020
c. Tension failure of split Tee stem (Limit State 3)	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
d. Flexural failure of split Tee (Limit State 4)	0.042	0.084	0.200	0.010	0.035	0.070
Bolted Flange Plate <sup>h</sup>						
a. Failure in net section of flange plate or shear failure of bolts or rivets <sup>k</sup>	0.030	0.030	0.800	0.008	0.020	0.025



Table 9-6. (Continued)

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		IO	LS	CP
b. Weld failure or tension failure on gross section of plate	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
<b>Bolted End Plate</b>						
a. Yield of end plate	0.042	0.042	0.800	0.010	0.035	0.035
b. Yield of bolts	0.018	0.024	0.800	0.008	0.020	0.020
c. Failure of weld	0.012	0.018	0.800	0.003	0.015	0.015
<b>Composite Top Clip Angle Bottom<sup>h</sup></b>						
a. Failure of deck reinforcement	0.018	0.035	0.800	0.005	0.020	0.030
b. Local flange yielding and web crippling of column	0.036	0.042	0.400	0.008	0.025	0.035
c. Yield of bottom flange angle	0.036	0.042	0.200	0.008	0.025	0.035
d. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	0.015	0.022	0.800	0.005	0.013	0.018
e. Shear yield of beam-flange connection	0.022	0.027	0.200	0.005	0.018	0.023
Shear connection with slab <sup>g</sup>	0.029–0.00020d <sub>bg</sub>	0.15–0.0036d <sub>bg</sub>	0.400	0.014–0.00010d <sub>bg</sub>	0.1125–0.0027d <sub>bg</sub>	0.15–0.0036d <sub>bg</sub>
Shear connection without slab <sup>g</sup>	0.15–0.0036d <sub>bg</sub>	0.15–0.0036d <sub>bg</sub>	0.400	0.075–0.0018d <sub>bg</sub>	0.1125–0.0027d <sub>bg</sub>	0.15–0.0036d <sub>bg</sub>
<b>EBF Link Beam<sup>ik</sup></b>						
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Same as for beams					
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$	Linear interpolation shall be used					
<b>Steel Plate Shear Walls<sup>l</sup></b>	140 <sub>y</sub>	160 <sub>y</sub>	0.7	0.50 <sub>y</sub>	130 <sub>y</sub>	150 <sub>y</sub>

<sup>g</sup>Columns in moment or braced frames shall be permitted to be designed for the maximum force delivered by connecting members. For rectangular or square columns, replace  $b/2t_f$  with  $b/t_f$ , replace 52 with 110, and replace 65 with 190.

<sup>h</sup>Columns with  $P/P_{CL} > 0.5$  shall be considered force controlled.

<sup>i</sup>Plastic rotation =  $11(1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y$  in the plane of bending.

<sup>j</sup>Plastic rotation =  $17(1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y$  in the plane of bending.

<sup>k</sup>Plastic rotation =  $14(1 - 5/3 P/P_{CL}) \theta_y$  in the plane of bending.

<sup>l</sup>Acceptance criteria are provided at the column face. Tabulated values shall be modified as indicated in Section 9.4.2.4.3, Item 4.

<sup>m</sup> $d$  is the beam depth;  $d_{bg}$  is the depth of the bolt group. Where plastic rotations are a function of  $d$  or  $d_{bg}$ , they need not be taken as less than 0.0.

<sup>n</sup>Web plate or stiffened seat shall be considered to carry shear. Without shear connection, action shall not be classified as secondary. If beam depth,  $d_b > 18$  in., multiply  $m$ -factors by  $18/d_b$ .

<sup>o</sup>For high-strength bolts, divide values by 2.0.

<sup>p</sup>Deformation is the rotation angle between link and beam outside link or column.

<sup>q</sup>Values are for link beams with three or more web stiffeners. If no stiffeners, divide values by 2.0. Linear interpolation shall be used for one or two stiffeners.

<sup>r</sup>Values are for shear walls with stiffeners to prevent shear buckling.

Fuente: ASCE 41-13.

Figura 80: Procedimiento estático no lineal simplificado de fuerza-deflexión para mampostería no reforzada de paredes en el plano

Chapter 7: Masonry

Table 7-4 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for URM In-Plane Walls and Piers

Limiting Behavioral Mode				Acceptance Criteria				
				Performance Level				
	c %	d %	e %	IO %	Primary		Secondary	
			LS %		CP %	LS %	CP %	
Bed-Joint Sliding	0.6	0.4	0.8	0.1	0.3	0.4	0.6	0.8
Rocking	0.6	0.4h <sub>eff</sub> /L	0.8h <sub>eff</sub> /L	0.1	0.3h <sub>eff</sub> /L	0.4h <sub>eff</sub> /L	0.6h <sub>eff</sub> /L	0.8h <sub>eff</sub> /L

Interpolation shall be used between table values.

Fuente: FEMA 356

## 2.2 Ensayos

### 2.2.1 Fotografías

**Figura 81:** Elaboración de las muestras de mampostería.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 82:** Muestras recién enlucidas.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 83:** Muestras con la máxima resistencia del enlucido.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 84:** Muestra diagonal lista para ensayar.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 85:** Muestra ensayada.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 86:** Muestra ensayada donde se visualiza la falla diagonal.



Fuente: Castro Christian.



**Figura 87:** Muestra luego de la rotura.



Fuente: Castro Christian.

**Figura 88:** Resultados del ensayo.



Fuente: Castro Christian.