

**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

**TEMA:**

**Investigación de interacción entre paredes de mampostería  
no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión**

**AUTORES:**

**Bustillos Castro, Gisella Carolina  
Carangui Moreira, Richard Andrés**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de  
INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

**Ing. Argudo Rodríguez, Jaime Fernando, PhD**

**Guayaquil, Ecuador**

**6 de Septiembre del 2018**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Bustillos Castro, Gisella Carolina y Carangui Moreira, Richard Andrés**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

### **TUTOR**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Argudo Rodríguez, Jaime Fernando, PhD**

### **DIRECTOR DE LA CARRERA**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Stefany Alcívar Bastidas, Msc.**

**Guayaquil, a los 6 del mes de septiembre del año 2018**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

Nosotros, **Bustillos Castro, Gisella Carolina y Carangui Moreira, Richard Andrés**

### **DECLARAMOS QUE:**

El Trabajo de Titulación, **Investigación de interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

**Guayaquil, a los 6 del mes de septiembre del año 2018**

**LA AUTORA:**

**EL AUTOR:**

f. \_\_\_\_\_  
**Bustillos Castro, Gisella Carolina**

f. \_\_\_\_\_  
**Carangui Moreira, Richard Andrés**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

## **AUTORIZACIÓN**

Nosotros, **Bustillos Castro, Gisella Carolina y Carangui Moreira,**  
**Richard Andrés**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación, **Investigación de interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 6 del mes de septiembre del año 2018**

**LA AUTORA:**

**EL AUTOR:**

f. \_\_\_\_\_  
**Bustillos Castro, Gisella Carolina**

f. \_\_\_\_\_  
**Carangui Moreira, Richard Andrés**



## Urkund Analysis Result

**Analysed Document:** TRABAJO DE TITULO BUSTILLOS - CARANGUI.pdf (D41078673)  
**Submitted:** 8/31/2018 8:22:00 PM  
**Submitted By:** claglas@hotmail.com  
**Significance:** 1 %

### Sources included in the report:

Tesis Jonathan Mizobe.pdf (D36011596)  
DISERTACION 10.docx (D22196658)  
<https://doi.org/10.17780/ksujes.16070>

### Instances where selected sources appear:

6

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios en primer lugar y a mis padres por su apoyo incondicional, sin ellos esto no hubiese sido posible.

Agradezco a mi familia en general por sus valiosos consejos en cada decisión tomada, en especial a mi tía Carola por su ayuda y apoyo.

Al Ing. Jaime Argudo. PhD, tutor de este Trabajo de Titulación, por su aportación y dedicación como guía en este presente documento.

Gisella Bustillos

Agradezco principalmente a Dios, por ser mi guía y acompañarme el transcurso de mi vida, brindándome paciencia y sabiduría para culminar con éxito mis metas propuestas.

A mis padres por su amor, trabajo, sacrificio en todos estos años y por haberme apoyado incondicionalmente, pese a las adversidades e inconvenientes que se presentaron.

Agradezco también a quien empezó como mi amiga, se convirtió en mi soporte y me alentó a seguir adelante, gracias por tu confianza siempre.

Finalmente quiero expresar mi más grande y sincero agradecimiento al Ing. Jaime Argudo, PhD. principal colaborador durante todo este proceso, quien con su dirección, conocimiento, enseñanza y colaboración permitió el desarrollo de este trabajo.

Richard Carangui.

## **DEDICATORIA**

A mi familia en especial a mi esposo y mi hijo, mi fortaleza y motivación, quienes me prohíben rendirme y me ayudan a salir adelante.

Gisella Bustillos.

A Dios, a mi familia y a mis amigos, pilares fundamentales

Richard Carangui.



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PhD**

TUTOR

**TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN**

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Stefany Alcívar Bastidas, Msc**

DIRECTORA DE CARRERA

f. \_\_\_\_\_

**Ing. Hernández Barredo, Jaime Francisco, MsC**

COORDINADOR DEL ÁREA O DOCENTE DE LA CARRERA

f. \_\_\_\_\_

**Ing. José Andrés Barros Cabeza, MsC**

OPONENTE

# INDICE

|   |    |
|---|----|
| 1. Capítulo 1 .....   | 2  |
| Introducción.....   | 2  |
| 1.1. Justificación .....  | 2  |
| 1.2. Objetivos.....   | 2  |
| 1.2.1. Objetivo general .....   | 2  |
| 1.2.2. Objetivos específicos.....   | 2  |
| 1.3. Alcance.....   | 3  |
| 1.4. Metodología.....   | 4  |
| 2. Capítulo 2 .....   | 5  |
| Fundamentos de la interacción Portico-Mamposteria en el comportamiento Sísmico de la Estructura ..... | 5  |
| 2.1. Introducción.....  | 5  |
| 2.2. Propiedades mecánicas de los MMR .....   | 9  |
| 2.2.1. Características generales de los MMR .....   | 9  |
| 2.3. Comportamiento de los MMR ante solicitaciones sísmicas.....                                      | 12 |
| 2.3.1. Modo de falla de los MMR.....  | 15 |
| 2.3.2. Efectos de los MMR sobre los pórticos.....   | 21 |
| 2.3.3. Defectos en el diseño y construcción de estructuras .....                                      | 26 |
| 2.4. Análisis No lineal.....  | 34 |
| 2.4.1. Tipos de Procedimiento de Análisis No lineal.....  | 35 |
| 2.4.2. Análisis No Lineal Estático Pushover .....   | 37 |
| 2.5. Modelos propuestos para simular el comportamiento sísmico de los MMR... ..                       | 39 |
| 2.5.1. Micro-modelos .....  | 39 |
| 2.5.2. Macro-modelos .....  | 40 |
| 2.6. Modelo FEMA 356 .....  | 42 |
| 2.6.1. Propiedades del Material .....   | 42 |
| 2.6.2. Rigidez.....   | 43 |
| 2.6.3. Criterio de Aceptación.....  | 44 |
| 2.7. Modelo ASCE 41-17.....   | 51 |
| 2.7.1. Propiedades del Material .....   | 51 |

|        |   |     |
|--------|---|-----|
| 2.7.2. | Criterio de Aceptación.....   | 53  |
| 2.7.3. | Comparación entre curvas FEMA356 y ASCE 41-17 .....   | 58  |
| 3.     | Capítulo 3 .....  | 61  |
|        | Análisis matemático Pushover de pórticos 2D de sistemas Pórtico- MMR usando sap2000 y FEMA 356. ....      | 61  |
| 3.1.   | Propiedades de los materiales.....  | 61  |
| 3.2.   | Diseño del pórtico de hormigón armado con MMR .....   | 63  |
| 3.3.   | Diseño de elementos del Pórtico Armado .....  | 64  |
| 3.3.1  | Cargas .....  | 64  |
| 3.3.2. | Definición de la sección de columna.....  | 64  |
| 3.3.3. | Definición de la sección de viga a utilizar.....  | 64  |
| 3.3.4. | Definición del MMR por puntal diagonal equivalente según FEMA356.. ....                                   | 65  |
| 3.4.   | Análisis en SAP 2000.....   | 65  |
| 3.4.1. | Casos de cargas .....   | 65  |
| 3.4.2. | Definición de los parámetros de aceptación de las rotulas plásticas (Hinges) en el programa sap2000. .... | 69  |
| 3.5.   | Asignación de las rotulas plásticas en viga y columnas.....   | 74  |
| 3.5.1. | Rotula plástica en viga.....  | 74  |
| 3.5.2. | Rotulas plásticas en columnas .....   | 76  |
| 3.5.3. | Rótula plástica del MMR modelada en sap2000 .....   | 77  |
| 3.6.   | Diseño de Modelo Columna Corta.....   | 82  |
| 3.7.   | Descripcion de Modelos Analizados.....  | 83  |
| 3.7.1. | Grupo 1 .....   | 84  |
| 3.7.2. | Grupo 2 .....   | 88  |
| 3.7.3. | Grupo 3 .....   | 93  |
| 3.7.4. | Grupo 4 .....   | 97  |
| 3.7.5. | Grupo 5 .....   | 103 |
| 3.7.6. | Grupo 6.....  | 108 |
|        | Capítulo 4 .....  | 114 |
|        | Resultados de los análisis.....   | 114 |
| 4.1.   | Grupo 1 .....   | 115 |
| 4.2.   | Grupo 2.....  | 129 |
| 4.3.   | Grupo 3.....  | 156 |

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| 4.4. Grupo 4.....                   | 171 |
| 4.5. Grupo 5.....                   | 191 |
| 4.6. Grupo 6.....                   | 209 |
| 5. Capítulo 5.....                  | 227 |
| Conclusiones y Recomendaciones..... | 227 |
| 5.1. Conclusiones.....              | 227 |
| 5.2. Recomendaciones.....           | 228 |
| Referencias.....                    | 230 |
| Bibliografía.....                   | 231 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|   |    |
|---|----|
| <b>Tabla 1.</b> Clasificación de los bloques según su densidad.....   | 11 |
| <b>Tabla 2.</b> Dimensiones del bloque de acuerdo a su tipo de uso .....  | 12 |
| <b>Tabla 3.</b> Tipos de Análisis No Lineal .....   | 35 |
| <b>Tabla 4.</b> Propiedades por defecto de límite inferior para MMR.....  | 42 |
| <b>Tabla 5.</b> Factores para transformar de límite inferior a propiedades de resistencia esperada del MMR..... | 43 |
| <b>Tabla 6.</b> Valores $\lambda_2$ .....   | 48 |
| <b>Tabla 7.</b> Relación simplificada Fuerza-Deformación para MMR .....   | 50 |
| <b>Tabla 8.</b> Propiedades por defecto de límite inferior para MMR.....  | 52 |
| <b>Tabla 9.</b> Factores para transformar de límite inferior a propiedades de resistencia esperada del MMR..... | 52 |
| <b>Tabla 10.</b> Relación simplificada Fuerza-Deformación para MMR .....  | 57 |
| <b>Tabla 11.</b> Deriva a un esfuerzo pico para un pórtico con MMR .....  | 58 |
| <b>Tabla 12.</b> Deriva a un esfuerzo residual para un pórtico con MMR.....                                     | 58 |
| <b>Tabla 13.</b> Secciones de Viga - Grupo 1.....   | 86 |
| <b>Tabla 14.</b> Secciones de Columna - Grupo 1 .....   | 86 |
| <b>Tabla 15.</b> Parámetros de MMR - Grupo 1.....   | 87 |
| <b>Tabla 16.</b> Secciones de Viga - Grupo 2.....   | 90 |
| <b>Tabla 17.</b> Secciones de Columna - Grupo 2.....  | 91 |
| <b>Tabla 18.</b> Parámetros de MMR - Grupo 2.....   | 92 |
| <b>Tabla 19.</b> Secciones de Viga - Grupo 3.....   | 94 |
| <b>Tabla 20.</b> Secciones de Columna - Grupo 3.....  | 95 |
| <b>Tabla 21.</b> Parámetros de MMR - Modelo 3.....  | 96 |



|   |     |
|---|-----|
| <b>Tabla 22.</b> Secciones de Viga - Grupo 4.....     | 99  |
| <b>Tabla 23.</b> Secciones de Columna - Grupo 4.....  | 101 |
| <b>Tabla 24.</b> Parámetros de MMR - Modelo 4.....    | 102 |
| <b>Tabla 25.</b> Secciones de Viga - Grupo 5.....     | 105 |
| <b>Tabla 26.</b> Secciones de Columna - Grupo 5.....  | 106 |
| <b>Tabla 27.</b> Parámetros de MMR - Grupo 5.....     | 107 |
| <b>Tabla 28.</b> Secciones de Viga - Modelo 6 .....   | 110 |
| <b>Tabla 29.</b> Secciones de Columna - Modelo 6..... | 111 |
| <b>Tabla 30.</b> Parámetros de MMR - Modelo 6.....    | 112 |
| <b>Tabla 31.</b> Parámetros del MMR .....             | 237 |

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

|   |    |
|---|----|
| <b>Ilustración 1.</b> Colapso de paredes de mampostería .....   | 6  |
| <b>Ilustración 2.</b> Destrucción de viviendas y hoteles tras el sismo en Pedernales del 2016 .....         | 7  |
| <b>Ilustración 3.</b> Daño estructural en vivienda .....  | 8  |
| <b>Ilustración 4.</b> Diagrama fuerza – desplazamiento. ....  | 9  |
| <b>Ilustración 5.</b> Relación esfuerzo- deformación para el mortero, las unidades aisladas y los MMR ..... | 14 |
| <b>Ilustración 6.</b> Relación esfuerzo- deformación para el mortero, las unidades aisladas y los MMR ..... | 16 |
| <b>Ilustración 7.</b> Falla del MMR por adherencia entre bloques. ....                                      | 17 |
| <b>Ilustración 8.</b> Falla del MMR formándose grieta diagonal.....   | 18 |
| <b>Ilustración 9.</b> Esfuerzos a compresión y tensión del MMR.....   | 18 |
| <b>Ilustración 10.</b> Deformación del MMR ante la aplicación de la carga lateral. ....                     | 19 |
| <b>Ilustración 11.</b> Falla por aplastamiento en esquinas de los MMR .....                                 | 20 |
| <b>Ilustración 12.</b> Falla por desprendimiento de los MMR.....  | 21 |
| <b>Ilustración 13.</b> Pórtico con puntal diagonal .....  | 22 |
| <b>Ilustración 14.</b> Curva de capacidad-deformación .....   | 22 |
| <b>Ilustración 15.</b> Deformación del pórtico.....   | 23 |
| <b>Ilustración 16.</b> Curva de capacidad-deformación - Pórtico de Hormigón Armado .....                    | 24 |
| <b>Ilustración 17- A</b> Curva de capacidad-deformación .....   | 24 |
| <b>Ilustración 17- B</b> Diagrama fuerza-desplazamiento .....   | 24 |
| <b>Ilustración 18.</b> Espectro Elástico de Aceleraciones .....   | 26 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Ilustración 19.</b> Edificio de la esquina Ayacucho y García Moreno en Guayaquil,<br>antes del evento de 16 de abril de 2016. .... | 29 |
| <b>Ilustración 20.</b> Falla por piso débil. Edificio de la esquina Ayacucho y García<br>Moreno en Guayaquil. ....                    | 29 |
| <b>Ilustración 21.</b> Falla del primer nivel de la estructura.....   | 30 |
| <b>Ilustración 22.</b> Secuencia de formación de un piso débil en el primer piso (Planta<br>Baja).....                                | 31 |
| <b>Ilustración 23.</b> Deformación lateral de la columna confinada por muros. ....  | 32 |
| <b>Ilustración 24.</b> Falla por comportamiento de columna corta .....  | 32 |
| <b>Ilustración 25.</b> Comportamiento de Columna Corta .....  | 33 |
| <b>Ilustración 26.</b> Diagrama de cuerpo libre Columna Corta.....  | 33 |
| <b>Ilustración 27.</b> (a) Edificio con MMR; (b) Modelo computacional del edificio sin<br>MMR.....                                    | 34 |
| <b>Ilustración 28.</b> Micromodelado simplificado (a) y Micromodelado detallado (b).....  | 40 |
| <b>Ilustración 29.</b> Diferentes tipos de macromodelos.....  | 41 |
| <b>Ilustración 30.</b> Modelo simplificado Rodrigues.....   | 41 |
| <b>Ilustración 31.</b> Macromodelos .....   | 42 |
| <b>Ilustración 32.</b> Modelo del Puntal Equivalente.....   | 44 |
| <b>Ilustración 33.</b> Componente de Fuerza vs Curva de Deformación .....   | 46 |
| <b>Ilustración 34.</b> Curva de Deformación .....   | 49 |
| <b>Ilustración 35.</b> Curva Relación de Deformación.....   | 49 |
| <b>Ilustración 36.</b> Criterio de aceptación de la Deformación del elemento .....  | 50 |
| <b>Ilustración 37.</b> Componente de Fuerza vs Curva de Deformación .....   | 53 |
| <b>Ilustración 38.</b> Curva Relación de Deformación.....   | 56 |
| <b>Ilustración 39.</b> Criterio de aceptación de la Deformación del elemento .....  | 56 |

|   |    |
|---|----|
| <b>Ilustración 40.</b> Curva representativa fuerza- deriva .....                          | 59 |
| <b>Ilustración 41.</b> Propiedades de los materiales .....                                | 62 |
| <b>Ilustración 42.</b> Diseño Pórtico- Mampostería .....                                  | 63 |
| <b>Ilustración 43.</b> Sección Tipo, viga y columna .....                                 | 63 |
| <b>Ilustración 44.</b> Diseño de Viga.....  | 65 |
| <b>Ilustración 45.</b> Combinación de cargas .....  | 66 |
| <b>Ilustración 46.</b> Datos de Análisis .....  | 66 |
| <b>Ilustración 47.</b> Propiedades del Pushover.....                                      | 67 |
| <b>Ilustración 48.</b> Caso Pushover.....   | 67 |
| <b>Ilustración 49.</b> Datos de Análisis .....  | 68 |
| <b>Ilustración 50.</b> Datos de Análisis .....  | 68 |
| <b>Ilustración 51.</b> Propiedades Pushover .....   | 69 |
| <b>Ilustración 52.</b> Nodo de Control.....   | 70 |
| <b>Ilustración 53.</b> Hinges en elementos del pórtico .....                              | 70 |
| <b>Ilustración 54.</b> Carga QCE diagonal .....   | 71 |
| <b>Ilustración 55.</b> Relación fuerza – deformación .....                                | 73 |
| <b>Ilustración 56.</b> Hinge en Viga .....  | 74 |
| <b>Ilustración 57.</b> Parámetros de Modelación y criterio de Aceptación - Vigas H.A..... | 75 |
| <b>Ilustración 58.</b> Asignación de Hinges en Vigas .....                                | 75 |
| <b>Ilustración 59.</b> Parámetros de Modelación y criterio de Aceptación – Columnas H.A   | 76 |
| <b>Ilustración 60.</b> Asignación de Hinges en Columnas .....                             | 77 |
| <b>Ilustración 61.</b> Curva Fuerza-Deformación .....                                     | 78 |
| <b>Ilustración 62.</b> Curva Fuerza-Deformación .....                                     | 78 |
| <b>Ilustración 63.</b> Parámetros de Análisis .....                                       | 79 |
| <b>Ilustración 64.</b> Curva Pushover (SAP2000).....                                      | 79 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Ilustración 65.</b> Asignación de Criterio de Aceptación .....  | 80  |
| <b>Ilustración 66.</b> Hinge del MMR .....   | 81  |
| <b>Ilustración 67.</b> Asignación de Hinges en elementos .....   | 81  |
| <b>Ilustración 68.</b> Modelo Columna Corta.....   | 82  |
| <b>Ilustración 69.</b> Modelos de pórticos en 2D.....  | 85  |
| <b>Ilustración 70.</b> Modelos de dos pisos, un vano.....  | 89  |
| <b>Ilustración 71.</b> Modelos de varios vanos, un piso .....  | 94  |
| <b>Ilustración 72.</b> Modelos varios vanos, dos pisos.....  | 98  |
| <b>Ilustración 73.</b> Modelos varios pisos, un vano.....  | 104 |
| <b>Ilustración 74.</b> Modelo edificio en 2D (varios vanos, varios pisos).....   | 109 |
| <b>Ilustración 75.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 1-A   | 115 |
| <b>Ilustración 76.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con<br>mampostería del modelo 1M-A.....        | 116 |
| <b>Ilustración 77.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 1-A. Cortante basal vs.<br>Desplazamiento de cubierta .....  | 117 |
| <b>Ilustración 78.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 1M-A. Cortante basal vs.<br>Desplazamiento de cubierta ..... | 118 |
| <b>Ilustración 79.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 1-B.  | 122 |
| <b>Ilustración 80.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con<br>mampostería de relleno del modelo 1M-B.....     | 123 |
| <b>Ilustración 81.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 1-B. Cortante basal vs.<br>Desplazamiento de cubierta .....  | 124 |
| <b>Ilustración 82.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 1M-B. Cortante basal vs.<br>Desplazamiento de cubierta ..... | 125 |
| <b>Ilustración 83.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-A.  | 129 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Ilustración 84.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno de mampostería del modelo 2M-A.....              | 130 |
| <b>Ilustración 85.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-A..... | 130 |
| <b>Ilustración 86.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta .....       | 131 |
| <b>Ilustración 87.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta .....      | 132 |
| <b>Ilustración 88.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta .....     | 133 |
| <b>Ilustración 89.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-B.  | 137 |
| <b>Ilustración 90.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 2M-B.....                     | 138 |
| <b>Ilustración 91.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-B..... | 138 |
| <b>Ilustración 92.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta .....       | 139 |
| <b>Ilustración 93.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....      | 140 |
| <b>Ilustración 94.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta .....     | 141 |
| <b>Ilustración 95.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-C.  | 145 |
| <b>Ilustración 96.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 2M-C.....                     | 146 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Ilustración 97.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-C.....    | 146 |
| <b>Ilustración 98.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado parcialmente relleno con mampostería del modelo 2Cc-C.....  | 147 |
| <b>Ilustración 99.</b> Diagrama de cortante del modelo 2Cc-C .....  | 148 |
| <b>Ilustración 100.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....         | 149 |
| <b>Ilustración 101.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta.....         | 150 |
| <b>Ilustración 102.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta.....        | 151 |
| <b>Ilustración 103.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 2Cc-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta.....        | 152 |
| <b>Ilustración 104.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 3-A156  |     |
| <b>Ilustración 105.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 3M-A.....                       | 157 |
| <b>Ilustración 106.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado parcialmente relleno con mampostería del modelo 3Cc-A..... | 157 |
| <b>Ilustración 107.</b> Diagrama de cortante del modelo 3Cc-A.....  | 158 |
| <b>Ilustración 108.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 3-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....         | 159 |
| <b>Ilustración 109.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 3M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta.....         | 160 |
| <b>Ilustración 110.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 3Cc-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta.....        | 161 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Ilustración 111.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 3B   | 164 |
| <b>Ilustración 112.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 3M-B                       | 165 |
| <b>Ilustración 113.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 3-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta          | 166 |
| <b>Ilustración 114.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 3M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta         | 167 |
| <b>Ilustración 115.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 4-A  | 171 |
| <b>Ilustración 116.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 4M-A                       | 172 |
| <b>Ilustración 117.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 4SP-A   | 172 |
| <b>Ilustración 118.</b> Mecanismo de falla de pórtico de hormigón armado con mampostería parcialmente relleno del modelo 4Cc-A | 173 |
| <b>Ilustración 119.</b> Diagrama de cortante del modelo 4Cc-A  | 174 |
| <b>Ilustración 120.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta          | 175 |
| <b>Ilustración 121.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta         | 176 |
| <b>Ilustración 122.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta        | 177 |
| <b>Ilustración 123.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4Cc-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta        | 178 |
| <b>Ilustración 124.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 4-B  | 183 |



|   |     |
|---|-----|
| <b>Ilustración 125.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 4M-B. ....                            | 184 |
| <b>Ilustración 126.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 4SP-B. ....        | 184 |
| <b>Ilustración 127.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....               | 185 |
| <b>Ilustración 128.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....              | 186 |
| <b>Ilustración 129.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 4SP-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....             | 187 |
| <b>Ilustración 130.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 5-A. ....   | 191 |
| <b>Ilustración 131.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 5M-A. ....                    | 192 |
| <b>Ilustración 132.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno sin mampostería en el primer piso del modelo 5SP-A. .... | 193 |
| <b>Ilustración 133.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....               | 194 |
| <b>Ilustración 134.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....              | 195 |
| <b>Ilustración 135.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....             | 196 |
| <b>Ilustración 136.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 5-B. ....   | 200 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Ilustración 137.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 5M-B. ....                    | 201 |
| <b>Ilustración 138.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno sin mampostería en el primer piso del modelo 5SP-B. .... | 202 |
| <b>Ilustración 139.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....               | 203 |
| <b>Ilustración 140.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....              | 204 |
| <b>Ilustración 141.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 5SP-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....             | 205 |
| <b>Ilustración 142.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 6 - A. ....   | 209 |
| <b>Ilustración 143.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 6M-A. ....                    | 210 |
| <b>Ilustración 144.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado sin mampostería en el primer piso del modelo 6SP-A. ....         | 211 |
| <b>Ilustración 145.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 6-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....               | 212 |
| <b>Ilustración 146.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 6M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....              | 213 |
| <b>Ilustración 147.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 6SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....             | 214 |
| <b>Ilustración 148.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 6-B. ....   | 218 |

|  |     |
|--|-----|
| <b>Ilustración 149.</b> Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 6M-B. ....       | 219 |
| <b>Ilustración 150.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 6-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....  | 220 |
| <b>Ilustración 151.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo 6M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta ..... | 221 |
| <b>Ilustración 152.</b> Formación de rotulas en viga y columnas del modelo. Falla columna .....                              | 237 |
| <b>Ilustración 153.</b> Formación de rotulas en viga y columnas del modelo. Falla columna .....                              | 238 |
| <b>Ilustración 154.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....      | 239 |
| <b>Ilustración 155.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....      | 240 |
| <b>Ilustración 156.</b> Resultado del análisis Pushover del modelo. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta .....      | 241 |

## RESUMEN

En el presente trabajo de grado se estudian pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería no reforzada de dimensiones y propiedades variables, lo que se realiza mediante un análisis no lineal estático (Pushover), considerando pórticos regulares de 2 dimensiones que simulen estructuras que no produzcan efectos de torsión, con el objetivo de evaluar la pertinencia y consecuencia de despreciar el comportamiento de la mampostería no reforzada en el diseño de los pórticos dúctiles resistentes a flexión.

Para demostrar el efecto que produce la incorporación de la mampostería se utilizó como guía el documento FEMA-356 y el software SAP2000, idealizándose la mampostería como un puntal diagonal equivalente a compresión, considerando las características principales que definen dicha equivalencia.

Los análisis muestran variación de los niveles de desempeño en los elementos estructurales y los resultados obtenidos muestran un proceso de degradación de la rigidez hasta llegar a la falla y una transferencia de energía desde los muros de mampostería hacia los pórticos dúctiles.

***Palabras Claves:*** *Pushover, Rótulas Plásticas, Mampostería, Puntal Diagonal Equivalente, Columna corta, Piso blando.*

## ABSTRACT

This undergrad Thesis, exploratory in nature, studies infill masonry walls (IMW) in special moment resisting frames (SMRF) with variable dimension and properties. The combined IMW-SMRF was subject to static nonlinear analysis (Pushover) for 2D regular frames, such as to simulate structures that do not have torsion effects, with the objective of evaluating the relevance and consequence of ignoring participation of unreinforced IMW in the design of ductile frames resistant structures.

To demonstrate the effect produced by considering participation of IMW in SMRF seismic performance, FEMA 356 document was used as a guide and SAP2000 as software to model IMW as equivalent compressive diagonal strut, using its main mechanical characteristics.

Analysis show variation in the performance levels for the IMW – SMRF system selected, and the stiffness degradation process from elastic behavior thru nonlinear failure and a criterion of energy transfer from IMW to SMRF.

**KEYWORDS:** *Pushover analysis, (Hinges), Masonry, Equivalent diagonal Strut, Short Column, Weak story.*

### **1.1. Justificación**

Durante el terremoto de Pedernales del 16 de abril del 2016 se observó que la interacción de paredes de mampostería no reforzada con los sistemas de pórticos agravó los daños en las estructuras y en algunos casos pudo ocasionar su colapso parcial o completo.

Los efectos de la interacción entre paredes de mampostería no reforzada y los pórticos resistentes a flexión no son nuevos y han sido documentados en varios terremotos históricos. A pesar de lo cual, es práctica común ignorar la rigidez y resistencia de las paredes de mampostería no reforzada, por su presunta debilidad, al diseñar pórticos dúctiles resistentes a flexión en zonas de alto riesgo sísmico

### **1.2. Objetivos**

#### **1.2.1. Objetivo general**

Evaluar la pertinencia y las consecuencias de despreciar la resistencia y rigidez de las paredes de mampostería no reforzada, en el diseño de pórticos dúctiles resistentes a flexión

#### **1.2.2. Objetivos específicos**

Modelar matemáticamente a las estructuras tipo, con método de análisis con carga incremental monótonica a la falla (Análisis Pushover).

Evaluar el Desempeño Sísmico de las estructuras e identificar deficiencias y fragilidad de los sistemas estructurales afectados por la participación de paredes en la respuesta sísmica del pórtico dúctil.

### **1.3. Alcance**

Investigación documental de aspectos teóricos y experimentales sobre el comportamiento sísmico de sistemas con interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión.

Se definen tipologías de edificaciones donde este tipo de interacción ha sido observada como responsable del colapso frágil de estructuras durante terremotos históricos.

Modelamiento matemático de tipo no-lineal de las tipologías de estructuras frágiles donde la mampostería participa de la respuesta sísmica del sistema en interacción Muros-Pórticos, produciendo efectos reductores de la seguridad sísmica; y comparación de dichos modelos con los modelos matemáticos de los sistemas estructurales de pórticos dúctiles, donde la mampostería es aislada y no participa de la respuesta sísmica aportando rigidez y resistencia.

#### **1.4. Metodología**

El Trabajo de Grado tiene como punto de partida la investigación documental de los Modos de Falla observados durante terremotos históricos, en los que la participación de paredes de mampostería no reforzada alteró la rigidez, resistencia y ductilidad del sistema en interacción Muros-Pórticos, afectando la estabilidad de la estructura. Las paredes de mampostería no reforzada participan como Muros de Corte e interactúan con el sistema de Pórticos Dúctiles en varios tipos de edificaciones. Se identifican dos modos de falla frágiles, de alta recurrencia estadística: “Mecanismo de Columna Corta” y “Mecanismo de Planta Baja Débil”.

Definidas las configuraciones estructurales típicas para los sistemas en interacción Muros-Pórticos, se modelará matemáticamente a las estructuras tipo, con método de análisis con carga incremental monotónica a la falla (Análisis Pushover) y se las comparará con la respuesta del sistema de pórticos dúctiles sin interacción con las paredes. Utilizando la metodología FEMA 356: “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures” se evaluará el Desempeño Sísmico de las estructuras y se identificarán deficiencias y fragilidad de los sistemas estructurales afectados por la participación de paredes en la respuesta sísmica del pórtico dúctil.

Se usarán las especificaciones de la Sección 18.2.2 del ACI 318-14 y de la sección 9.3.4 de la norma NEC-15. Las Conclusiones y Recomendaciones del Trabajo de Grado, incluirán aspectos normativos para la futura reforma de NEC-15 y medidas de mitigación de tipo estructural y no estructural para edificaciones existentes con seguridad sísmica deficiente.



### Fundamentos de la interacción Portico-Mampostería en el comportamiento

#### Sísmico de la Estructura

##### 2.1. Introducción

El sistema de pórticos estructurales predomina en el diseño de la mayoría de edificaciones como construcción tradicional realizada en el país, así como el uso frecuente de paredes de mampostería dentro de los pórticos, para levantar la fachada de los edificios y para dividir los diferentes ambientes del mismo. Las paredes de mampostería definen Muros de Mampostería de Relleno (MMR) que generalmente tienen un espesor variable de 10 cm hasta 20 cm.

La presencia de los MMR es generalmente ignorada en el diseño de los pórticos, presumiéndose que por su baja resistencia se dañan durante el sismo y la carga (corte sísmico) fluye a los pórticos en su totalidad. Pero en muchos casos, la rigidez de los MMR altera la magnitud y distribución de la carga sísmica, modificando el desempeño requerido de acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15).

Al diseñar una estructura, es práctica común en el Ecuador, que se modelen pórticos de hormigón armado considerando la mampostería como una carga gravitacional y masa sísmica, sin considerar la afectación del MMR en el pórtico y el cambio que generaría en la respuesta sísmica de toda la estructura. Han ocurrido sismos importantes en el país, entre los cuales se puede mencionar los de Pedernales y Bahía de Caráquez ocurrido en los años 2016 y 1998, respectivamente. En ambos casos, se evidenció que la mampostería participó significativamente de la respuesta estructural al sismo, ya que actuó en algunos casos como elemento resistente

reduciendo la carga sísmica de los pórticos, evitando grandes daños en la estructura, y en otros casos, aumentando drásticamente la magnitud de la carga sísmica total por incremento de la rigidez del sistema en interacción muro-pórtico (Ilustración 1); y a partir del daño frágil de la mampostería, incrementando la demanda de ductilidad sobre los pórticos.



### **Ilustración 1. Colapso de paredes de mampostería**

Fuente: Jiménez, M. (2016). La fase de demolición y remoción de escombros empezará cuando concluyan las labores de rescate en Pedernales. Recuperado de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/ecuador/1/rogelio-zambrano-paso-de-pescador-a-heroe>

Un claro ejemplo es lo que se observó el 16 de abril del 2016 en la provincia de Manabí, en donde los pórticos de varias edificaciones por su configuración estructural y participación de sus paredes de mampostería sufrieron daños, y no alcanzaron el nivel de desempeño correspondiente a Seguridad de Vida, mucho menos el de Prevención de Colapso (Ilustración 2). Los daños fueron atribuidos a la

interacción de la mampostería con el pórtico durante el sismo y al mal diseño sismorresistente, lo que provocó modificación de la rigidez, resistencia y ductilidad del sistema estructural (Ilustración 3). Es por esta razón que necesariamente el enfoque de diseño del sistema estructural ante cargas laterales, deberá ser modificado considerando la interacción que hay entre el pórtico y la mampostería sometidas a cargas cíclicas dentro del plano, y las irregularidades estructurales que presenta la arquitectura moderna.



**Ilustración 2. Destrucción de viviendas y hoteles tras el sismo en Pedernales del 2016**

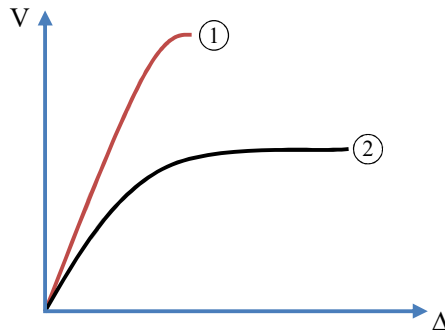
Fuente: Hidalgo, J. (2016). Sismo es la mayor tragedia de los últimos 67 años en Ecuador. Recuperado de <http://www.americatv.com.pe/noticias/internacionales/terremoto-ecuador-asi-luce-ciudad-pedernales-sismo-n227787>



### **Ilustración 3. Daño estructural en vivienda**

Fuente: Hidalgo, J. (2016). Cientos de viviendas y decenas de hoteles han quedado destruidos. Recuperado de <http://www.americatv.com.pe/noticias/internacionales/terremoto-ecuador-asi-luce-ciudad-pedernales-sismo-n227787>

El comportamiento rígido y frágil de los MMR, hace que las edificaciones tengan menos ductilidad y por consiguiente desempeño sísmico inadecuado (Ilustración 4). La importancia que tiene la participación de los elementos no estructurales (MMR) en la respuesta sísmica de las estructuras y el correspondiente nivel de desempeño y seguridad a colapso se ha estudiado, pero no se ha llegado a establecer una manera práctica y concreta para la cuantificación de los efectos de participación de los MMR en las normas de diseño y construcción sismo resistente como NEC-15.



(1) Alta resistencia con baja ductilidad, (2) Baja resistencia con alta ductilidad.

#### **Ilustración 4. Diagrama fuerza – desplazamiento.**

A partir de observaciones y la experiencia obtenida durante sismos históricos ocurridos en el país, se concluye que el método elástico de análisis que ignora la participación de los MMR y modela estructuras aporticadas sin los MMR, en algunos casos, no produce resultados satisfactorios porque no se cuantifica la vulnerabilidad de algunas estructuras cuyos sistemas estructurales resultan afectados por la reducción de su ductilidad e incremento del corte sísmico por incremento de rigidez. Los análisis deben incorporar los MMR y el comportamiento inelástico del sistema compuesto por pórticos y MMR, modelándose la aportación que ejerce la mampostería dentro del sistema estructural a fin de que éste, no resulte susceptible a colapso por déficit de ductilidad.

## **2.2. Propiedades mecánicas de los MMR**

### **2.2.1. Características generales de los MMR**

En Ecuador, en la mayoría de estructuras se usa mampostería de bloque de ladrillo macizo o bloque hueco de hormigón con resistencia variable, paredes cuyo espesor generalmente varía entre 7 y 20 cm. Su uso en las edificaciones, se limita a cumplir la función de cerramiento de espacios como función del diseño

arquitectónico de la edificación. Es decir, el diseño estructural no contempla resistencia alguna ante cargas de origen gravitacional y sísmico.

El mortero que se usa para la unión de bloques, generalmente tiene una resistencia que excede la resistencia del bloque. Los materiales usados para la elaboración de los MMR son:

- Ladrillos cerámicos
- Bloques huecos de hormigón

#### **2.2.1.1. Ladrillos cerámicos.**

De acuerdo a la norma NTE INEN 293-297, el ladrillo es un prisma regular elaborado de arcilla moldeada y cocida empleado en la albañilería. Se clasifican en unidades macizas y huecas.

- **Ladrillos cerámicos macizos**
  - Ladrillo reprensado de color rojizo uniforme, con ángulos y aristas rectas.
  - Ladrillo de máquina, de color rojizo, puede tener pequeñas imperfecciones.
  - Fabricado a mano con imperfecciones en sus caras exteriores.
- **Ladrillos cerámicos huecos**
  - Empleado en construcciones de muros soportantes, tabiques divisorios no soportantes y relleno de losas alivianadas de hormigón armado.
  - Únicamente para construcción de tabiques divisorios no soportantes y rellenos de losas alivianadas de hormigón armado.
  - Únicamente para relleno de losas alivianadas de hormigón armado.

### 2.2.1.2. Bloques huecos de hormigón.

De acuerdo a la norma NTE INEN 639-638 se detallan las características de los bloques empleados en la construcción de paredes de fachada, paredes divisorias. Los bloques son elaborados con cemento Portland, áridos finos y grueso; estos materiales que los componen deben cumplir con especificaciones requeridas para un buen comportamiento estructural y de acuerdo a dicha norma la resistencia mínima a la compresión simple de estos bloques es 35 kg/cm<sup>2</sup>. En la tabla N.1 se especifica la densidad del hormigón de acuerdo al tipo de bloque y en la tabla N.2 sus dimensiones nominales y efectivas de acuerdo a la presente norma.

**Tabla 1. Clasificación de los bloques según su densidad**

| <b>Tipo</b> | <b>Densidad del hormigón (Kg/m3)</b> |
|-------------|--------------------------------------|
| Liviano     | < 1680                               |
| Mediano     | 1680 a 2000                          |
| Normal      | >2000                                |

Fuente: NTE INEN 638, Bloques huecos de hormigón. Definiciones, clasificación y condiciones generales

**Tabla 2. Dimensiones del bloque de acuerdo a su tipo de uso**

| TIPO | DIMENSIONES NOMINALES<br>(cm) |                   |      | DIMENSIONES EFECTIVAS<br>(cm) |                |      |
|------|-------------------------------|-------------------|------|-------------------------------|----------------|------|
|      | Largo                         | Ancho             | Alto | Largo                         | Ancho          | Alto |
| A,B  | 40                            | 20, 15, 10        | 20   | 39                            | 19,14,09       | 19   |
| C,D  | 40                            | 10, 15, 20        | 20   | 39                            | 09, 14, 19     | 19   |
| E    | 40                            | 10, 15, 20,<br>25 | 20   | 9                             | 09, 14, 19, 24 | 20   |

**(A, B) paredes exteriores e interiores de carga,**

**(C, D) paredes divisorias exteriores e interiores,**

**(E) losas alivianadas**

Fuente: NTE INEN 638, Bloques huecos de hormigón. Definiciones, clasificación y condiciones generales

### **2.3. Comportamiento de los MMR ante solicitaciones sísmicas.**

La construcción de pórticos de hormigón armado con MMR no reforzada tanto en países desarrollados como en países de Latinoamérica en vía de desarrollo, es de amplio uso. Buena parte de las construcciones se han elaborado con este sistema y a veces sin ningún tipo de supervisión técnica, usando bloques de baja resistencia a la compresión comprendida generalmente entre 2.5 MPa y 3.5 MPa. Esta condición es muy importante ya que, dependiendo de la rigidez de la



mampostería y la carga lateral impuesta, el comportamiento del MMR pueden llegar a favorecer o perjudicar el desempeño de la estructura, en el último caso ocasionando daños no previstos que inducen a la falla de la estructura.

Green (1987), Penelis y Kappos (1997) y Tomazevic (1999), presentan discusiones respecto a los efectos favorables y desfavorables de la interacción entre pórticos de hormigón armado y los MMR, y la manera en que estos últimos alteran drásticamente el comportamiento dinámico global de estas estructuras.

Entre los factores que influyen su comportamiento sísmico se destacan:

1. Las propiedades geométricas y mecánicas que conforman el muro.

Entre las propiedades geométricas se tiene la longitud, altura y espesor del muro, las que dependen del diseño arquitectónico de la edificación.

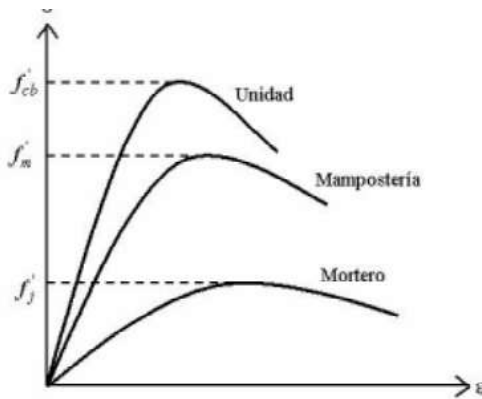
Entre las propiedades mecánicas por unidad de bloque se tiene la resistencia a la compresión, la resistencia a tracción, el módulo de elasticidad y otros.

La resistencia a compresión por unidad de bloque depende del tipo de material y el tipo de bloque empleado, en donde existe variación de la resistencia exhibida en los ensayos aislados.

El comportamiento mecánico y los modos de falla ante cargas axiales dependen de la interacción del mortero con el bloque que forman el MMR.

Por estar sometidos a un mismo esfuerzo, el material con mayor capacidad de deformación (mortero) toma esfuerzos a compresión, y el material con menor capacidad de deformación (unidad de bloque) toma los esfuerzos a tracción,

obteniéndose una curva esfuerzo-deformación de la mampostería como se observa en la Ilustración 5.



**Ilustración 5. Relación esfuerzo- deformación para el mortero, las unidades aisladas y los MMR**

Fuente: Paulay y Priestley (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.

## 2. Su configuración geométrica

Las puertas y ventanas son elementos comunes que destacan en la configuración geométrica de un MMR, al ser aberturas que afectan la respuesta del muro ante acciones sísmicas.

## 3. Rigidez y resistencia de la pared

La rigidez del MMR depende del espesor del bloque que lo compone, mientras mayor sea este espesor más rígido será el muro de mampostería y soportará mayor carga cortante que una con menor espesor. Al fallar el MMR, el pórtico no puede soportar gran cantidad de cortante y colapsa.

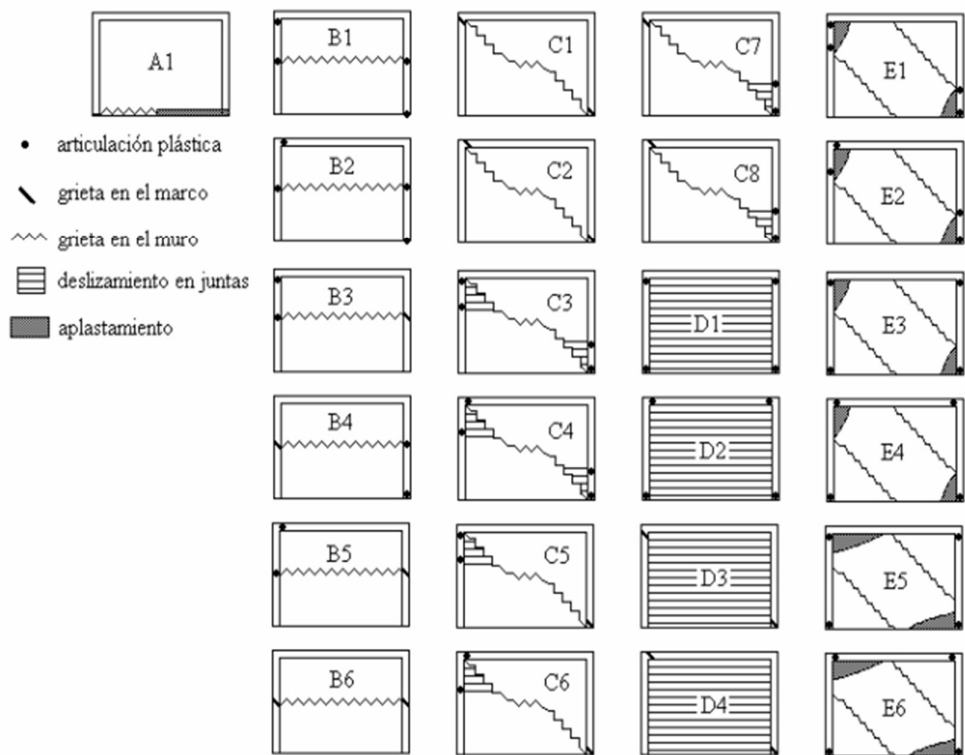
### **2.3.1. Modo de falla de los MMR**

Los MMR por su composición, carente de acero de refuerzo, son elementos frágiles frente a cargas laterales originadas en sismos. Se producen diferentes modos de fallas dentro y fuera del plano de los MMR. Las fallas dependen de los materiales usados, de su calidad y de la dirección de la fuerza sobre el muro; y relaciones geométricas espesor, ancho y largo.

#### **Fallas comunes**

Mehrabi et al (1994) clasifica los tipos de fallas más comunes con sus respectivas articulaciones de MMR en cinco categorías.

- A.- Falla por flexión
- B.- Agrietamiento a media altura (corte directo)
- C.- Agrietamiento inclinado (corte originado en tensión diagonal)
- D.- Falla por adherencia con las juntas horizontales
- E.- Aplastamiento de esquina del puntal diagonal de compresión



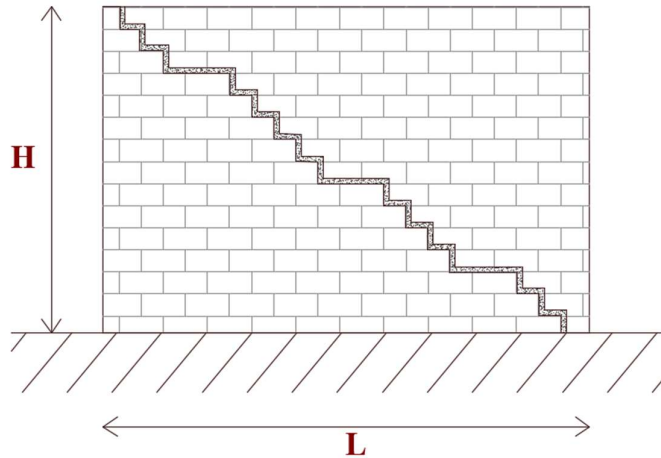
**Ilustración 6. Relación esfuerzo- deformación para el mortero, las unidades aisladas y los MMR**

Fuente: Agustín Ordoña y A. Gustavo Ayala (2001). Simulación analítica del comportamiento no lineal de muros diafragma de mampostería sujetos a cargas laterales.

A continuación, se describen algunos de los modos de fallas de MMR:

**a) La falla por adherencia entre bloques**

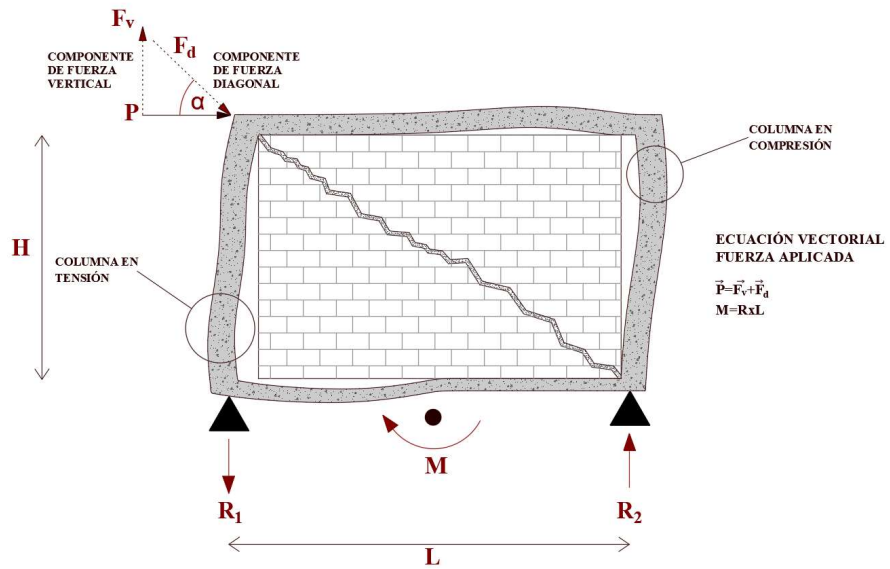
Se produce por la separación del mortero creando fisuras escalonadas. En el Ecuador este tipo de falla no se produce frecuentemente ya que la resistencia del mortero es generalmente mayor que la del bloque (comparativamente). En otros países, donde se usa bloques de mayor resistencia y mortero de menor resistencia relativa al bloque, este tipo de falla ocurre con mayor frecuencia.



**Ilustración 7. Falla del MMR por adherencia entre bloques.**

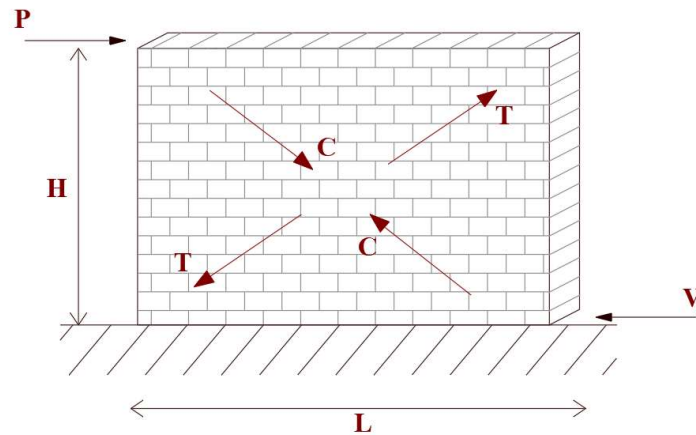
**b) Falla por tensión diagonal**

A diferencia de la falla por adherencia, este mecanismo de falla ocurre por la acción que produce la carga lateral y la poca resistencia de los bloques huecos de hormigón o ladrillo. Al imponerse una fuerza de corte en exceso de la resistencia elástica del MMR se crea una grieta en dirección diagonal como se puede observar en la Ilustración 7, en donde la magnitud vectorial originado por el sismo, tiende a modificar la estructura interna del pórtico y la mampostería. Debido a su carácter vectorial la fuerza aplicada “P” está compuesta por una componente de fuerza vertical “ $F_v$ ” y una componente de fuerza diagonal “ $F_d$ ”. La grieta a lo largo del panel se forma diagonalmente, siendo  $\alpha < 90^\circ$  en dirección al puntal diagonal en compresión.



**Ilustración 8. Falla del MMR formándose grieta diagonal.**

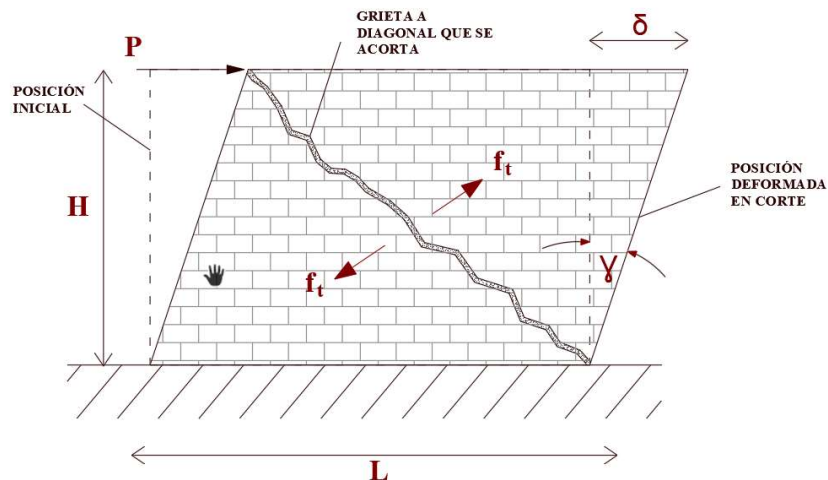
El MMR ante el movimiento lateral producido por la carga “P” crea esfuerzos internos a compresión en el sentido de la diagonal “C” y esfuerzos a tensión “T” en la mampostería (Ilustración. 9). El comportamiento mecánico de la mampostería se idealiza como un material elástico, a pesar de que desde niveles bajos de deformación presenta un comportamiento no lineal.



**Ilustración 9. Esfuerzos a compresión y tensión del MMR**

El mecanismo de esfuerzo – deformación está relacionado a la respuesta que se produce por efecto de una acción impuesta. El MMR se comporta de manera rígido y su deformación frágil ante los esfuerzos de tensión “ $f_t$ ” produce las grietas en sentido diagonal.

De acuerdo a la Ilustración 10 la carga lateral aplicada en el mismo plano del MMR produce un desplazamiento en sentido horizontal “ $\delta$ ”, llevando al muro a una posición deformada por cortante en donde “ $\gamma$ ” es la relación entre la deformación “ $\delta$ ” y la altura “ $H$ ”.

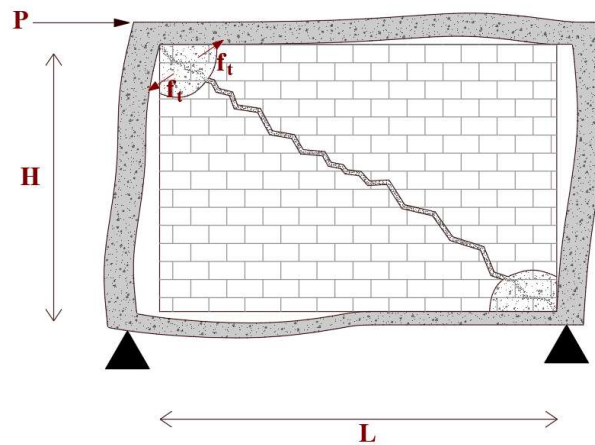


**Ilustración 10. Deformación del MMR ante la aplicación de la carga lateral.**

### c) Aplastamiento en las esquinas del panel

Es ocasionado por la aplicación a  $45^\circ$  de carga lateral a compresión en el plano, en donde los bloques que componen la pared de mampostería son suficientemente débiles ante estas fuerzas laterales (fuerzas sísmicas) produciendo el aplastamiento de las esquinas del puntal en compresión por la formación de tensiones altas a  $90^\circ$ , esto ocurre con frecuencia cuando el MMR es de poco espesor, con gran

longitud en una de sus dimensiones ( $h$ ,  $L$ ) y la esbeltez suficiente para producir flexión fuera del plano con concentración de esfuerzos en las esquinas (Ilustración 11). Esta falla en el plano, antecede la falla por estabilidad de un MMR fuera de su plano. Si el MMR es más rígido, el aplastamiento ocurre en el centro del paño.

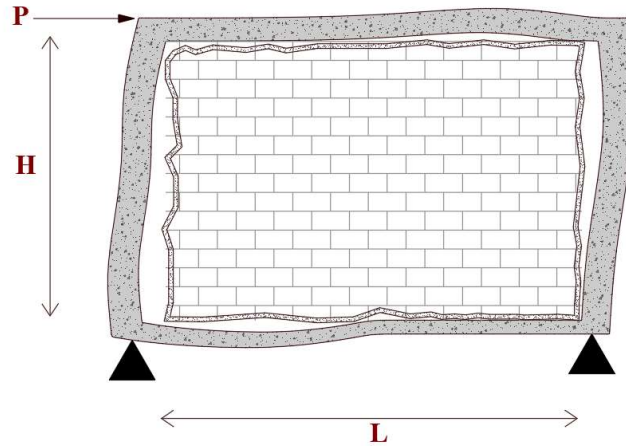


**Ilustración 11. Falla por aplastamiento en esquinas de los MMR**

**d) Falla por adherencia con el pórtico**

Cuando este efecto se produce, el MMR como puntal no falla. La pérdida de adherencia ocurre comúnmente alrededor de la mampostería en su contacto con el pórtico aumentando el riesgo de un fallo fuera del plano cuando falta anclaje con el sistema de pórticos.





**Ilustración 12. Falla por desprendimiento de los MMR**

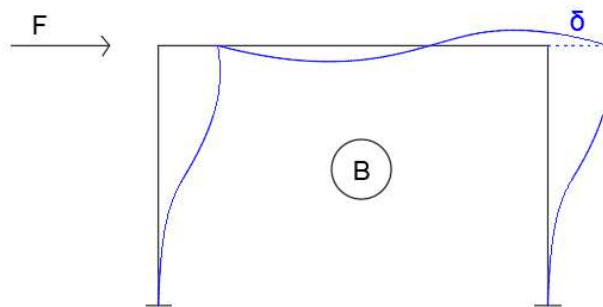
### 2.3.2. Efectos de los MMR sobre los pórticos

En una estructura sismorresistente, como es el caso de una estructura con pórticos de hormigón armado resistente a flexión, se debe considerar los parámetros que definen su comportamiento dúctil.

La hipótesis de ignorar la participación de paredes impone como requisito que la estructura aporticada no tenga ningún impedimento para deformarse en flexión libremente durante la acción de cargas sísmicas (NEC-15) y que las distorsiones angulares de entrepiso, denominadas derivas, no superen el límite del 2% de deriva máxima admisible de diseño. A la deriva admisible del 2% la demanda de ductilidad es alta. La deriva admisible previene el colapso del pórtico, lo que ocurre en un sistema dúctil a una deriva igual o mayor al 3 %. Los MMR por su baja ductilidad acompañan la deriva del pórtico hasta el 1% de su deformación. Esta deriva máxima admisible para la mampostería, representa la condición de falla de los MMR al 1% de deriva y la transferencia del cortante desde los MMR a los elementos del pórtico dúctil mucho antes de alcanzar dicha deriva, desde el agrietamiento de la



Lo opuesto sucede si al analizar el pórtico de una estructura sin MMR, como se ilustra en la (Ilustración 15) se tiene una curva con mayor capacidad de deformación. Esto quiere decir que el elemento es dúctil, pero de menor resistencia al cortante respecto de los MMR. Si se combina los MMR modelados con un elemento equivalente diagonal con el pórtico, se tiene un sistema que permite a su vez que la estructura resista inicialmente una fuerza de corte que al 1% de deriva ha sido disipada en el pórtico mediante grandes deformaciones.

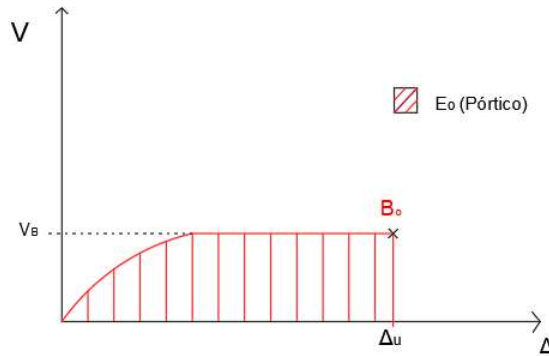


**Ilustración 15. Deformación del pórtico**

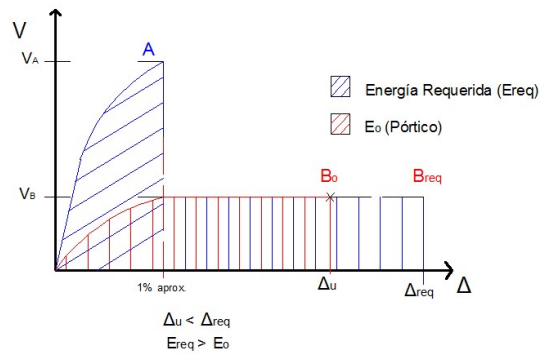
La energía de un sistema elastoplástico de bajo amortiguamiento se puede calcular siguiendo la analogía de Newmark, siendo esta aproximadamente equivalente al área bajo la curva de capacidad ( $V-\Delta$ ). En la Ilustración 16, la energía disipada se calcula para un pórtico sin MMR como “ $E_o$ ”. Con el punto  $B_o$  definido a la deriva última de falla del pórtico.

En el sistema combinado MMR y pórtico, la capacidad máxima se alcanza en el punto A, disipándose la energía requerida bajo la curva. A partir de la falla del MMR la energía interna “ $E_{req}$ ” alcanzada al cortante  $V_A$  debe transferirse al pórtico

incrementándose su deformación al punto  $B_{req}$  donde la capacidad de resistencia al corte es  $V_B$ .



**Ilustración 16. Curva de capacidad-deformación - Pórtico de Hormigón Armado**

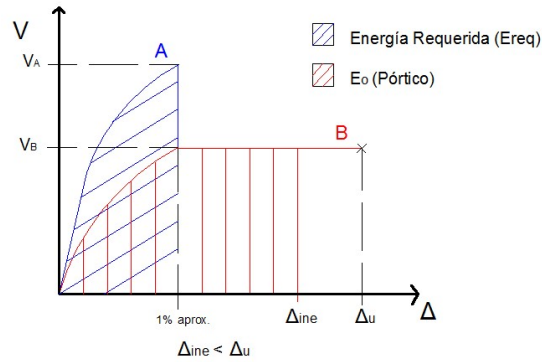


**Ilustración 17-A. Curva de capacidad-deformación**

El pórtico cuando es diseñado con una capacidad para disipación de energía  $E_o$  menor a la energía demandada o requerida  $E_{req}$  ( $E_o < E_{req}$ ) colapsará, porque el pórtico resiste solamente hasta una deformación máxima ( $\Delta_u$ ), no tolera el exceso de energía  $\Delta E$  ( $E_{req} - E_o$ ) movilizado a partir de la falla del MMR (Ilustración 17-A).

En la Ilustración 17-B se aprecia que la energía demandada o requerida  $E_{req}$  en el pórtico a una deformación inelástica ( $\Delta_{ine}$ ) luego del colapso de la

mampostería, es menor que la capacidad de deformación máxima del pórtico ( $\Delta u$ ), por lo que el pórtico en este caso admite sin colapso esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad.

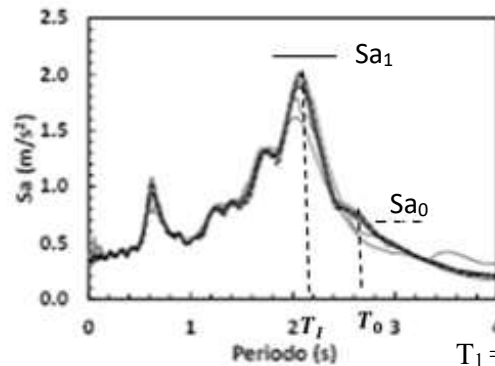


**Ilustración 17-B. Diagrama fuerza-desplazamiento**  
**(A) MMR. (B) Pórtico**

En otros casos la energía transferida a los pórticos es tan grande que la ductilidad demandada al pórtico es mayor que la correspondiente a la deformación última ( $\Delta u$ ). Siendo  $\Delta u$  menor que la deformación requerida ( $\Delta_{req}$ ) como se indica en la Ilustración 17-A, ello significa el colapso del pórtico, cuando el pórtico no puede acomodar con ductilidad la energía que ya está dentro de la estructura; y ha ingresado al sistema en interacción MMR-Pórtico por su gran rigidez inicial.

Definiendo  $\Delta E = E_{req} - E_o$ ; la falla del pórtico se presenta cuando  $\Delta E > 0$  y el pórtico ha sido diseñado ignorando la rigidez de los MMR y la demanda real de disipación de energía por ductilidad requerida sobre el pórtico. Este efecto no se puede evaluar rigurosamente con un análisis estático de carga incremental a la falla (seudodinámico Pushover). Para su evaluación rigurosa, se requiere un análisis no lineal inelástico dinámico historia tiempo, donde se pueda modelar la dependencia

que hay entre los cambios de la rigidez, el periodo fundamental y la demanda de ductilidad sobre la estructura.



$T_1$  = Estructura rigidizada con MMR  
 $T_0$  = Sin MMR, estructura más flexible

### Ilustración 18. Espectro Elástico de Aceleraciones

En la Ilustración 18 se explica la dependencia existente entre la acción rigidizadora de los MMR, la reducción del periodo fundamental de la estructura y el incremento de la demanda de disipación de energía por ductilidad resultante de la acción de una aceleración espectral más grande. Por ejemplo, si una estructura es diseñada para la aceleración  $Sa_0$  correspondiente al periodo  $T_0$ , pero en realidad la estructura elástica con MMR tiene periodo  $T_1$  con  $Sa_1 > Sa_0$ ; luego es posible que  $\Delta E > 0$  con  $\Delta_{req} > \Delta_u$ .

#### 2.3.3. Defectos en el diseño y construcción de estructuras

Las evidencias de Terremotos históricos muestran graves daños en las estructuras donde los MMR han sido omitidos parcial o totalmente; falla de cortante de columnas; mecanismos de piso blando; y, colapso total de la estructura (Bennett et al. 1996, Liel y Lynch 2012, Li et al. 2008, Moehle et al. 2006, Sezen et al. 2003).

Atribuyen esos daños a:

- Detalle de elementos de pórtico sin ductilidad (p. ej., refuerzo transversal insuficiente y empalmes cortos)
- Comportamiento frágil de las paredes
- La interacción entre muros y estructura
- Irregularidades torsionales o verticales originados en la excéntrica instalación de las paredes.

La mampostería cuando es más rígida que el pórtico ante un evento sísmico, es la primera en resistir las acciones de estas fuerzas casi en su totalidad con mínimo aporte de los pórticos de hormigón armado, los cuales desarrollan su capacidad a partir del agrietamiento de muros. En un sistema constituido por MMR de resistencia considerable en comparación al marco que la confina, en la práctica tendrá un comportamiento de un muro de mampostería no reforzado; caso contrario si los MMR son débiles, los pórticos son los que aportan la capacidad lateral y el sistema podría comportarse similar a un pórtico sin MMR, con un daño alto y temprano de la mampostería.

Los MMR se comportan de manera distinta al pórtico de hormigón armado. Inician con una rigidez alta, la cual disminuye al agrietarse a deformaciones bajas. Los pórticos al contrario de los MMR son más flexibles y pueden alcanzar mayores deformaciones inelásticas. Al ser los MMR inicialmente más rígidos dependiendo de factores geométricos y mecánicos, absorben una gran cantidad de fuerza producidas por acciones laterales pudiendo producirse un incremento de la demanda sísmica en el sistema con interacción de MMR-Pórticos con periodo  $T_1$  respecto de la correspondiente a un sistema apórticado de periodo  $T_0$ . Al incrementar la energía sísmica  $E_{req}$  dentro de un sistema con MMR, el pórtico inicialmente diseñado sin

MMR para disipar una energía sísmica menor ( $E_0$ ); falla por estabilidad a una demanda de ductilidad mayor a la prevista.

Una vez que falla la mampostería, el pórtico absorbe completamente la acción del sismo produciéndose fuerzas cortantes mayores en partes de la columna en donde no hay pared o donde ésta se ha fisurado, de tal manera que la demanda de deformación se concentra por irregularidades y discontinuidades en la rigidez, produciéndose comportamientos sísmicos impredecibles e inadecuados tales como mecanismo de piso débil y columna corta.

#### **2.3.3.1. Piso Débil**

Comúnmente el piso débil se forma por un déficit de resistencia en un piso, siendo más común su formación en la planta baja de la edificación, debido a que los espacios sirven para comercio, lobby, estacionamiento o algún otro tipo de uso, en donde se obtiene menor cantidad de paredes de mampostería o donde los muros fueron eliminados y existe discontinuidad entre ellos, este caso se presenta en las Ilustraciones 19 y 20. También suele ser por daños anteriormente ocurridos por un sismo, que no fueron debidamente corregidos. Por lo general este tipo de mecanismo es muy frágil porque pierde resistencia lateral tendiendo a fallar la estructura.





**Ilustración 19. Edificio de la esquina Ayacucho y García Moreno en Guayaquil, antes del evento de 16 de abril de 2016.**

Fuente: Google Earth



**Ilustración 20. Falla por piso débil. Edificio de la esquina Ayacucho y García Moreno en Guayaquil.**

Fuente: Plan V, Reuter Media Express (2016). TerremotoEcuador: el impacto económico

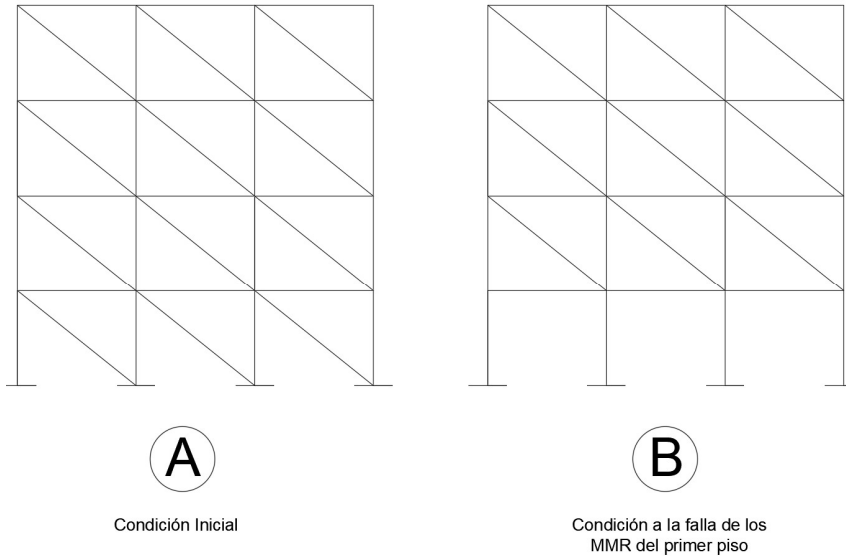
Otro caso de falla reportado durante el terremoto de Pedernales 2016, fue el de la Farmacia Comercio ubicada en Pedernales (Ilustración 21). Se trata de una edificación esquinera que constaba de 4 pisos. De acuerdo a lo observado, el derrumbe de la estructura se debió a las fallas de las columnas del primer nivel por piso débil, dejando a la edificación fuera de servicio (Roberto A. Y Yordy M., 2016).



**Ilustración 21. Falla del primer nivel de la estructura**

Fuente: desconocido. (2016). Farmacia comercio. Recuperado de <https://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1914750&page=3>

En una estructura sometida a carga lateral con interacción entre elementos no estructurales y estructurales (condición A de la Ilustración 22), en primera instancia los MMR absorben la mayor parte de la energía producida por el sismo. Al fallar los MMR en ciertos pisos o vanos, se produce el mecanismo de piso débil (condición B de la Ilustración 22); cuando las columnas del primer piso (donde un cortante sísmico de mayor magnitud daña primero los MMR) no son capaces de disipar en ductilidad la energía transferida desde los MMR fallados.



**Ilustración 22. Secuencia de formación de un piso débil en el primer piso  
(Planta Baja)**

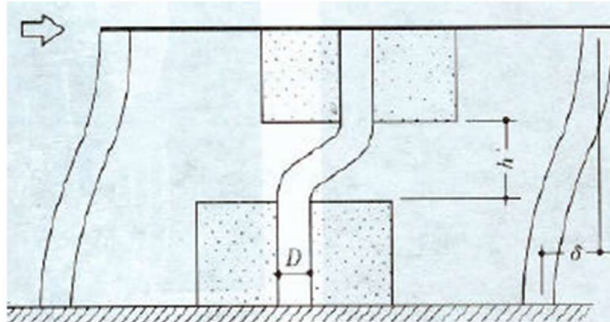
### 2.3.3.2. Columna corta

El efecto de columna corta se refiere a la presencia de una columna de muy corta longitud que ha sido restringida por la presencia de MMR. La columna corta se forma por el espacio libre que queda entre la ventana o puerta hasta la losa del piso superior. La columna corta toma mucho corte sísmico, por su poca longitud y mayor rigidez; y principalmente porque la mayor parte de su altura inferior se encuentra restringida a flexión por los MMR y en su pequeña longitud libre concentra grandes esfuerzos de corte y flexión.

La interacción de los elementos no estructurales, tales como los MMR y las columnas de hormigón armado provoca dicha concentración de esfuerzos en los extremos libres, los mismos que tienden a fallar por fuerzas cortantes.

En la Ilustración 23 se puede observar que el muro restringe la columna hasta la altura misma del MMR. Esta porción libre de la columna adquiere mayor rigidez

en comparación con las otras, por ende, absorberá y fallará a un cortante magnificado debido a que se concentra los esfuerzos en su altura  $h$ .



**Ilustración 23. Deformación lateral de la columna confinada por muros.**

Fuente: Catarina. Descripción de fallas más comunes en estructuras de concreto reforzado y de mampostería, cap.4, fig.4.10.1.



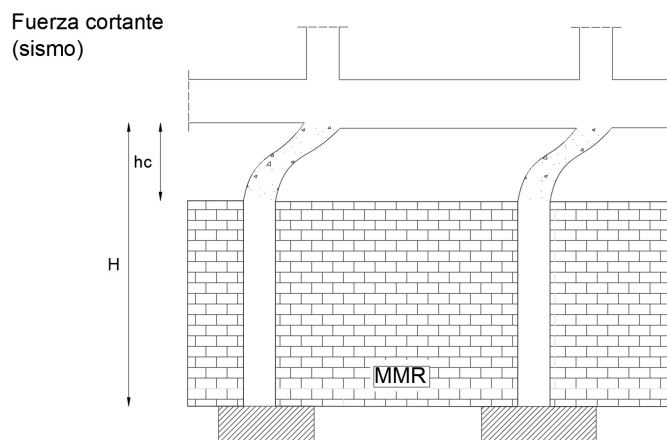
**Ilustración 24. Falla por comportamiento de columna corta**

Fuente: Roberto Aguilar, Yordi Mielles. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016.

La consecuencia del efecto de columna corta se podría clasificar en efectos globales y efectos locales. Los efectos locales engloban disminución de ductilidad, incremento de la rigidez lateral y tensiones por cortante. Los efectos globales ocurren a partir de las deformaciones en donde las primeras columnas fallan por

concentración de esfuerzos, generando una reacción en cadena en todo el sistema (José Luis Beaupertuy U. y Alfredo José Urich B.).

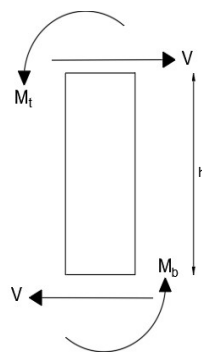
En un modelo de pórtico parcialmente relleno con mampostería como se muestra en la Ilustración 25, el cortante  $V$  de la columna corta corresponde a la suma de los momentos en los extremos de la columna dividida para su altura  $h_c$ .



**Ilustración 25. Comportamiento de Columna Corta**

Dónde:

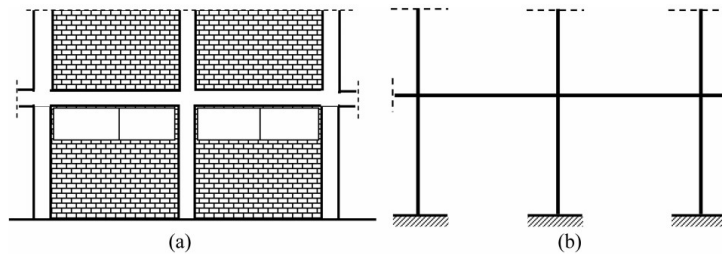
- $M_t$  y  $M_b$ : momentos flectores en la parte superior e inferior de la columna corta
- $h_c$ : altura de la columna corta



**Ilustración 26. Diagrama de cuerpo libre Columna Corta**

La columna al tener una altura significativamente corta tendrá mayor fuerza de corte.

Comúnmente, la participación de los MMR y sus efectos se ignora al diseñar los elementos estructurales de una edificación, ya que solo se considera su peso en el análisis. Para el modelamiento estructural es práctica común tomar en cuenta solamente las vigas, columnas y losas en los análisis como se muestra en la Ilustración 27(b).



**Ilustración 27. (a) Edificio con MMR; (b) Modelo computacional del edificio sin MMR**

Por otro lado, la estructura con MMR se comporta distinta durante un terremoto que una estructura sin MMR, como podría ser su condición de diseño.

En los casos en que las columnas cortas no se evitan, las fuerzas de corte en las columnas pueden causar el colapso del edificio.

#### **2.4. Análisis No lineal**

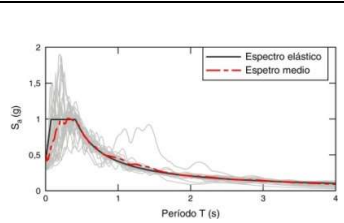
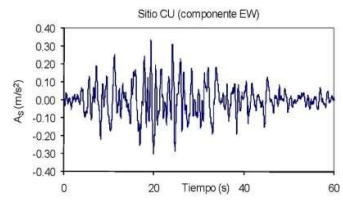
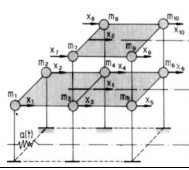


El análisis no lineal permite calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico de resistencia y deterioro de la rigidez, asociados con el comportamiento inelástico del material y su desplazamiento lateral a grandes derivas.

Para el procedimiento de este análisis se requiere tomar en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales estructurales y los estados límites que dependen de las deformaciones y de las fuerzas aplicadas.

### 2.4.1. Tipos de Procedimiento de Análisis No lineal

Según NEC – 15 existen dos tipos de análisis no lineal: estático y dinámico estos a su vez se subdividen en diferentes procedimientos de análisis.

**Tabla 3. Tipos de Análisis No Lineal**

|   |   |   | Movimiento del Suelo   |  |
|---|---|---|--|--|
|   |   |   |  <p>Espectro de respuesta correspondiente</p> |  |
| M<br>O<br>D<br>E<br>L<br>O<br><br>E<br>S<br>T<br>R<br>U<br>C<br>T<br>U<br>R<br>A<br>L |  | Análisis Espectral Lineal Estático                                | Análisis Dinámico Lineal Estático  |  |
|   |  | Análisis de múltiples grados de Libertad Pushover (MPA)           | Análisis Dinámico Simplificado (MDOF)  |  |
|   |  | Procedimientos Estático No Lineales de un grado de libertad (NSP) | Análisis Dinámico Simplificado (SDOF)  |  |
|   |   |   |  |  |

(Fuente: Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, Análisis No Lineal)

#### **2.4.1.1. Estático No lineal**

El procedimiento estático no lineal, a menudo llamado "análisis de pushover", utiliza técnicas simplificadas no lineales para estimar las deformaciones estructurales sísmicas. (FEMA 356, 2000)

El Análisis Estático No Lineal en comparación con los procedimientos lineales es más confiable para caracterizar el desempeño de una estructura y su habilidad para desarrollar ductilidad a grandes deformaciones.

Sin embargo, es un procedimiento no exacto y no puede considerar de manera precisa los cambios en la respuesta dinámica, ya que la estructura se degrada en rigidez y la variación de la demanda sísmica transformada en energía interna que la estructura debe disipar y el amortiguamiento interno son función del incremento del daño estructural y la degradación de la rigidez a través del tiempo.

Los análisis Estáticos No-Lineales pueden ser:

- Análisis de múltiples grados de Libertad Pushover MPA
- Análisis No Lineal Estático (de 1 grado de libertad) NSP

#### **2.4.1.2. Dinámico No lineal**

El Procedimiento Dinámico No Lineal, comúnmente conocido como análisis no lineal con historia- tiempo, requiere de un buen juicio y experiencia considerable para su buena ejecución, y puede usarse solo dentro de las limitaciones (FEMA 356, 2000).



Comprende:

- Análisis Dinámico Detallado
- Análisis Dinámico Simplificado de un sistema de varios grados de libertad MDOF
- Análisis Dinámico Simplificado de un sistema equivalente de un grado de libertad SDOF

Este trabajo de investigación no se basa en estos tipos de análisis.

#### **2.4.2. Análisis No Lineal Estático Pushover**

El análisis Pushover consiste en el proceso de incrementar gradualmente las fuerzas laterales aplicadas a una estructura representando las fuerzas de inercias que experimenta la estructura cuando está sujeta al movimiento del suelo originado en un sismo, hasta que la estructura alcanza desplazamientos límites o se vuelve inestable.

La estructura al experimentar el incremento gradual de cargas sufre una pérdida gradual de rigidez causada por la cedencia consecutiva de sus elementos estructurales.

Para realizar este procedimiento es necesario determinar las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones.

De acuerdo a la NEC-2015, el análisis no lineal Pushover nos permite:

- Determinar la Capacidad Lateral de la Estructura.
- Conocer cuáles elementos serán más susceptibles de fallar primero.
- Determinar la Ductilidad Local de los Elementos y Global de la Estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.

- Calcular la Degradación global de la resistencia.
- Analizar los desplazamientos relativos (Deriva).
- Chequear los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento.

#### **2.4.2.1. Puntal Diagonal Equivalente de MMR para análisis Pushover**

El modelo de puntal diagonal equivalente para capturar el comportamiento general del MMR es aproximado, pero computacionalmente eficiente, y se puede utilizar con eficacia para modelar diversos mecanismos como:

- Pisos débiles
- Columnas cortas

El MMR se comporta como un puntal de compresión entre la columna y la viga mientras que las fuerzas de compresión se transfieren de un nodo a otro para simular el efecto de la interacción del MMR en la distribución de fuerzas con los elementos del pórtico.

Existentes distintos tipos de fórmulas desarrolladas por investigadores y científicos reconocidos para caracterizar el ancho del puntal. En este Trabajo de Grado la rigidez es considerada en el plano de carga y se investigan los efectos dentro del plano del MMR, exclusivamente.

En este estudio, para el MMR localizado en un pórtico resistente a cargas laterales, la rigidez y la contribución de esfuerzos del MMR son considerados como un puntal diagonal equivalente siguiendo las especificaciones de FEMA356.

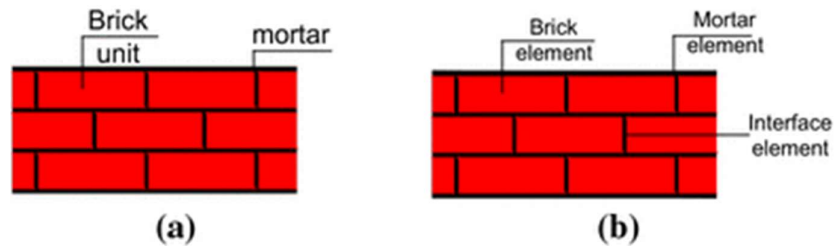
Para conocimiento general, también se describen a continuación otras opciones de modelamiento distintos al modelo FEMA 356.

## **2.5. Modelos propuestos para simular el comportamiento sísmico de los MMR**

### **2.5.1. Micro-modelos**

Los micromodelos requieren de un análisis complejo por necesitar de gran cantidad de información para su desarrollo, tales como las características del mortero, especificaciones del bloque, interacción entre bloque-mortero y la interacción entre el MMR y pórtico de hormigón armado de la estructura.

El enfoque de micro-modelado considera el efecto de las juntas de mortero como elemento discreto en el modelo. Teniendo en cuenta el hecho de que las juntas de mortero pueden ser el plano más débil en una pared de relleno de mampostería, este enfoque puede considerarse el más exacto. De acuerdo con Lourenco (2002) y Asteris (2013) y Tzamtzis (2003), los procedimientos de micromodelado se pueden resumir en dos refinamientos diferentes para paredes de mampostería: micro-modelado simplificado donde las unidades expandidas son representadas por elementos continuos y las propiedades del mortero y la interfaz ladrillo-mortero se agrupan en un elemento común (Ilustración 28a) y un micro-modelado detallado (Ilustración 27b) donde las unidades de ladrillo y el mortero están representados por elementos continuos y las interacciones ladrillo-mortero se representan por diferentes elementos continuos, lo que conduce a resultados precisos y requisitos computacionales intensivos (Asteris et al., 2013). Mallick y Severn (1968) comenzaron en 1967 a aplicar el método de elementos finitos para modelar estructuras de marcos rellenos.



**Ilustración 28. Micromodelado simplificado (a) y Micromodelado detallado (b)**

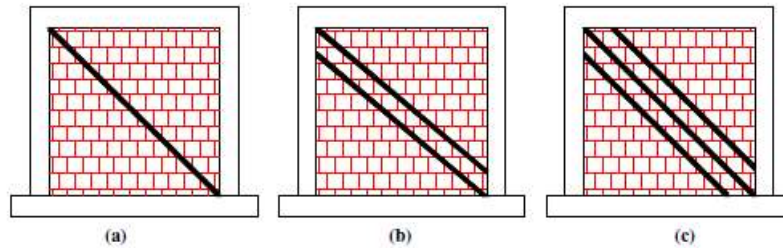
Fuente: Furtado, Rodrigues, & Arêde (2015).

### 2.5.2. Macro-modelos

Los macromodelos a diferencia de los micromodelos implican menos detalles en su modelamiento, permiten el análisis de sistemas más complejos con elementos varios y sus propiedades físicas.

En la mayoría de casos se usan diagonales para representar la acción del MMR en un pórtico de hormigón armado que trabajan como puntales de compresión, van desde modelos muy simples como el modelo de puntal equivalente a modelos mucho más complejos como el modelo doble y el modelo de 3 puntales como se ilustra en la Ilustración 29 a-c, respectivamente (Crisafulli 1997).

Se propusieron diferentes macro-modelos complejos basados en el número de puntales diagonales que tiene la principal ventaja de representar el comportamiento real del panel de relleno cuando se somete a acciones sísmicas.

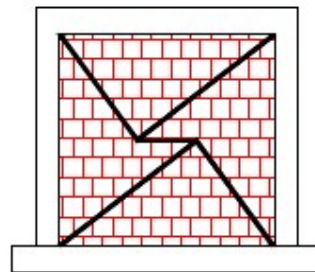


(a) Puntal, (b) doble puntal, (c) triple puntal

### **Ilustración 29. Diferentes tipos de macromodelos.**

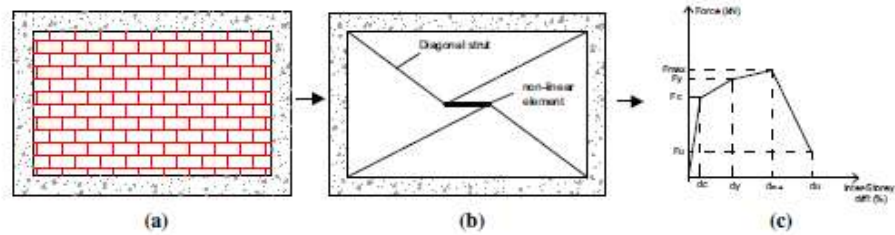
Fuente: (Furtado et al., 2015)

(Rodrigues 2005) propuso un macro-modelo simplificado que es una mejora del modelo de puntal de compresión bi-diagonal equivalente (como se muestra en la Ilustración 29(b)), comúnmente utilizado para simular el comportamiento no lineal de paneles de mampostería de relleno sometidos a cargas cíclicas y validar con resultados experimentales obtenidos. Cada panel de mampostería está definido estructuralmente por cuatro elementos de puntal de soporte con comportamiento rígido y un elemento puntal central, donde se concentra el comportamiento histérico no lineal (Ilustración 30). Este macro-modelo en particular considera cómo el daño en el plano en una dirección afecta el comportamiento de los rellenos en la otra dirección. Por lo tanto, el modelo propuesto representa con mayor precisión la respuesta global y la disipación de energía durante la respuesta estructural.



**Ilustración 30. Modelo simplificado Rodrigues**

Fuente: Furtado et al. (2015)



### Ilustración 31. Macromodelos

Fuente: Furtado et al. (2015)

## 2.6. Modelo FEMA 356

### 2.6.1. Propiedades del Material

En el capítulo 7 de Muros de mampostería (FEMA356) se detallan las propiedades predeterminadas del material según las condiciones y características del mismo.

En la siguiente tabla se muestran valores de límite inferior para las propiedades del MMR.

**Tabla 4. Propiedades por defecto de límite inferior para MMR**

| Property   | Masonry Condition <sup>1</sup> |           |           |
|--|--------------------------------|-----------|-----------|
|  | Good                           | Fair      | Poor      |
| Compressive Strength ( $f'_m$ )  | 900 psi                        | 600 psi   | 300 psi   |
| Elastic Modulus in Compression   | $550f'_m$                      | $550f'_m$ | $550f'_m$ |
| Flexural Tensile Strength <sup>2</sup>                                       | 20 psi                         | 10 psi    | 0         |
| <b>Shear Strength<sup>3</sup></b>  |                                |           |           |
| Masonry with a running bond lay-up   | 27 psi                         | 20 psi    | 13 psi    |
| Fully grouted masonry with a lay-up other than running bond                  | 27 psi                         | 20 psi    | 13 psi    |
| Partially grouted or ungrouted masonry with a lay-up other than running bond | 11 psi                         | 8 psi     | 5 psi     |

1. Masonry condition shall be classified as good, fair, or poor as defined in this standard.

Fuente: FEMA 356 – Capítulo 7, Propiedades de la mampostería

Para obtener valores esperados de las propiedades se debe multiplicar el valor de límite inferior por el factor que corresponda según la tabla a continuación.

**Tabla 5. Factores para transformar de límite inferior a propiedades de resistencia esperada del MMR**

| <b>Property</b>                             | <b>Factor</b> |
|---|---------------|
| Compressive Strength ( $f_{me}$ )           | 1.3           |
| Elastic Modulus in Compression <sup>2</sup> | –             |
| Flexural Tensile Strength                   | 1.3           |
| Shear Strength                              | 1.3           |

1. See Chapter 6 for properties of reinforcing steel.

2. The expected elastic modulus in compression shall be taken as  $550f_{me}$ , where  $f_{me}$  is the expected masonry compressive strength.

Fuente: FEMA 356 – Capítulo 7, Propiedades de la mampostería

### 2.6.2. Rigidez

La rigidez elástica en el plano de un MMR (Muro de Mampostería de Relleno) antes del agrietamiento se representará con un puntal de compresión diagonal equivalente de ancho,  $a$ . El puntal equivalente tendrá el mismo espesor y módulo de elasticidad que el panel de relleno que representa.

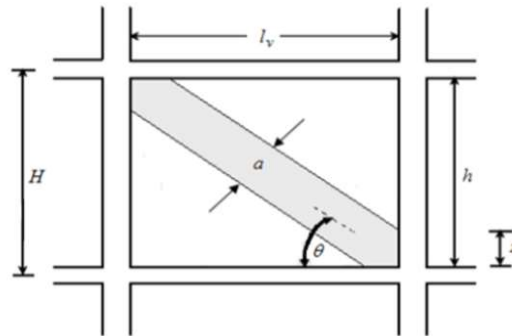
$$\lambda = \left( \frac{E_m * t * \text{sen}2\theta}{4E_c * I_{col} * h} \right)^{0.25}$$

$$a = 0.175 * (\lambda * h)^{-0.4} * L$$

Donde

- $\lambda$  = Factor de rigidez equivalente
- $E_m$  = Módulo elástico de la mampostería
- $t$  = Espesor del muro

- $\Theta$  = Ángulo de inclinación del puntal
- $E_c$  = Módulo elástico del hormigón
- $I_{col}$  = Inercia de la columna
- $h$  = Longitud de columna
- $a$  = Ancho del puntal
- $L$  = Longitud del puntal



**Ilustración 32. Modelo del Puntal Equivalente**

Fuente: FEMA 356, Capítulo 7, Rigidez de la Mampostería

### 2.6.3. Criterio de Aceptación

La aceptabilidad de las acciones de fuerza y deformación deben ser evaluadas para cada componente sea primario o secundario y su comportamiento debe clasificarse ya sea como controlado por deformación o controlado por fuerza como se describe a continuación.

#### 2.6.3.1. Elementos y componentes primarios y secundarios.

Son elementos y componentes que alteran la rigidez lateral o distribución de fuerzas en una estructura o se cargan como resultado de la deformación lateral de la estructura.



El concepto de elementos primarios y secundarios permite diferenciar entre el rendimiento requerido de los elementos que son críticos ante la habilidad de la estructura de resistir colapso y otros que no lo son. Para un determinado nivel de rendimiento, los criterios de aceptación para los elementos y componentes principales suelen ser más restrictivos que los de los elementos y componentes secundarios

#### **2.6.3.1.1. Elementos y componentes primarios**

Son los que proveen a la estructura la capacidad de resistir el colapso bajo cargas sísmicas inducidas por el movimiento del suelo en distintas direcciones.

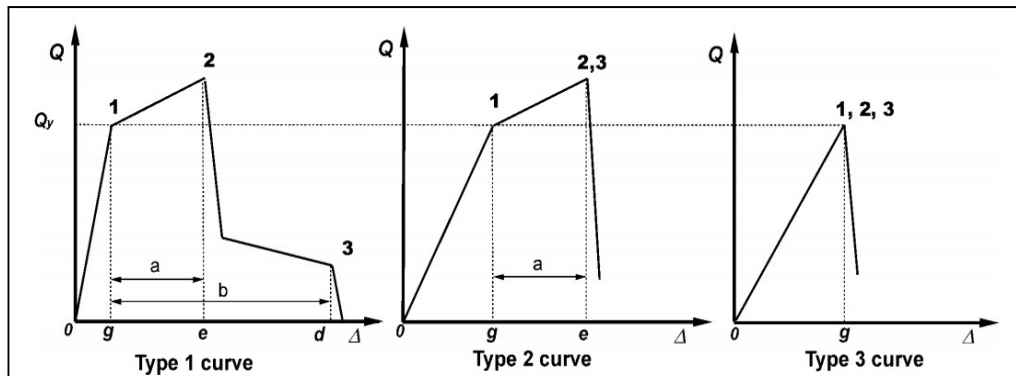
#### **2.6.3.1.2. Elementos y componentes secundarios**

Se deben considerar todos los elementos y componentes excluidos de los primarios, como por ejemplo el revestimiento exterior y las divisiones interiores pueden agregar rigidez inicial sustancial a una estructura.

En un edificio típico, casi todos los elementos, incluidos muchos componentes no estructurales, contribuirán a la rigidez, masa y amortiguación generales del edificio y, en consecuencia, a su respuesta al movimiento del terreno sísmico. Sin embargo, no todos estos elementos son críticos para la capacidad de la estructura para resistir el colapso cuando se somete a fuertes sacudidas del suelo.

La designación secundaria generalmente se usará cuando un componente o elemento no contribuya de manera significativa o confiable en la resistencia a los efectos sísmicos debido a la baja rigidez lateral, la fuerza o la capacidad de deformación.

### 2.6.3.2. Comportamiento Controlado por deformación y Controlado por Fuerza



**Ilustración 33. Componente de Fuerza vs Curva de Deformación**

Fuente: FEMA356- Capítulo 2, Criterios de Aceptación

#### 2.6.3.2.1. Curva Tipo 1

Esta curva representa un comportamiento dúctil, en donde podemos apreciar un rango elástico que va desde el punto 0 al punto 1, seguido de un rango plástico del punto 1 al 2 y termina con un esfuerzo residual y capacidad de soportar carga gravitacional en el punto 3.

Las acciones de los componentes primarios con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlado por deformación.

#### 2.6.3.2.2. Curva Tipo 2

Al igual en la curva tipo 1 representa un comportamiento dúctil donde encontramos un rango elástico (punto 0 al 1), rango plástico (punto 1 al 3), pero seguido de una pérdida de esfuerzo y pérdida de capacidad de soportar cargas de gravedad.

Las componentes con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlados por deformación cuando se cumpla que la deriva “e” es mayor al doble de la deriva g ( $e > 2g$ ).

### **2.6.3.2.3. Curva Tipo 3**

La curva tipo 3 representa un comportamiento no dúctil o frágil, se puede distinguir un rango elástico en la curva el cual va desde el punto 0 al punto 1 seguido de una pérdida de capacidad de soporte de carga gravitacional y pérdida de esfuerzo.

Las componentes con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlados por fuerza y son elementos frágiles.

### **2.6.3.3. Resistencia esperada y de límite inferior**

La resistencia a la fluencia del componente,  $Q_y$ , variará debido a la variabilidad inherente en la resistencia del material que comprende los elementos individuales, así como a las diferencias en la mano de obra y la condición física.

Cuando se evalúa los comportamientos controlado por deformación se debe usar QCE como resistencia esperada.

QCE es definido como el significado estático del esfuerzo de cedencia  $Q_y$  para un conjunto de componentes similares.

$$Q_{CE} = V_{ine} = A_{ni} f_{vie}$$

$V_{ine}$  = Resistencia al corte esperado para el MMR

$A_{ni}$  = Área del mortero neto/ sección a través del panel de relleno.

$f_{vie}$  = Resistencia a la corte esperada del relleno de mampostería

Cuando se evalúa el comportamiento de acciones controladas por fuerza se debe usar la componente de resistencia (corte) de límite inferior QCL.

QCL se define como la media estadística menos una desviación estándar de los límites elásticos,  $Q_y$  para un conjunto e componentes similares.

$$Q_{CL} = q_{in} = \frac{f'_m \lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right)} \times 144$$

$f'_m$  = Límite inferior de la resistencia a compresión de la mampostería.

$\lambda_2$  = Parámetro de esbeltez como se define en la Tabla a continuación.

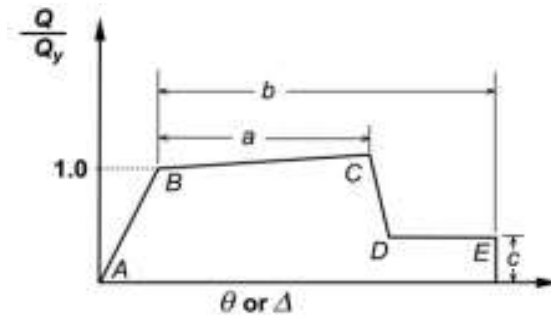
**Tabla 6. Valores  $\lambda_2$**

| <b>Table 7-11 Values of <math>\lambda_2</math> for Use in Equation (7-21)</b> |          |           |           |           |
|---|----------|-----------|-----------|-----------|
| <b><math>h_{inf}/t_{inf}</math></b>   | <b>5</b> | <b>10</b> | <b>15</b> | <b>25</b> |
| $\lambda_2$   | 0.129    | 0.060     | 0.034     | 0.013     |
| Interpolation shall be used.  |          |           |           |           |

Fuente: FEMA356- Capítulo 2, Criterios de Aceptación

#### 2.6.3.4. Representación curva Fuerza-Deformación y Criterio de aceptación.

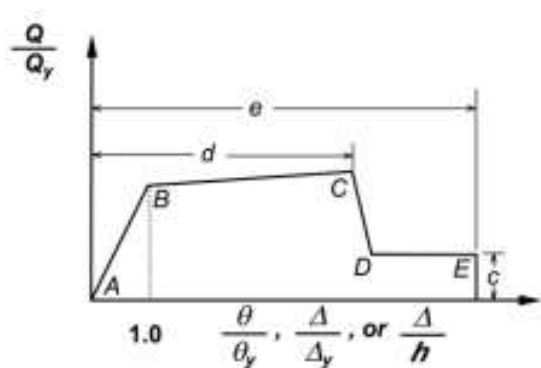
Se puede observar en los siguientes gráficos la fuerza generalizada frente a las curvas de deformación utilizadas para especificar la modelación de los componentes y los criterios de aceptación para las acciones controladas por deformación.



**Ilustración 34. Curva de Deformación**

Fuente: FEMA356- Capítulo 2, Criterios de Aceptación

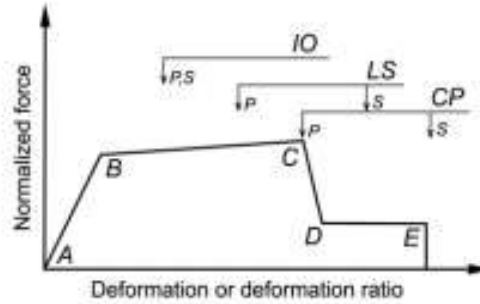
La respuesta lineal se representa entre el punto A (componente descargado) y el punto efectivo de cedencia B. La pendiente de B a C es típicamente un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica, y se incluye para representar fenómenos como el endurecimiento por deformación. C tiene una ordenada que representa la fuerza del componente, y un valor de abscisas igual a la deformación en la cual comienza la degradación de la fuerza significativa (línea CD). Más allá del punto D, el componente responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto E. En las deformaciones mayores que el punto E, la resistencia del componente es esencialmente cero.



**Ilustración 35. Curva Relación de Deformación**

Fuente: FEMA356- Capítulo 2, Criterios de Aceptación

Las rigideces elásticas y los valores para los parámetros a, b, c, d y e que pueden usarse como componentes de modelación.



**Ilustración 36. Criterio de aceptación de la Deformación del elemento**

Fuente: FEMA356- Capítulo 2, Criterios de Aceptación

Criterios de aceptación para relaciones de deformación o deformación para miembros primarios (P) y miembros secundarios (S) correspondiente al objetivo, crear niveles de rendimiento del edificio de prevención de colapso (CP), seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

**Tabla 7. Relación simplificada Fuerza-Deformación para MMR**

| <b>Table 7-9 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels</b> |                           |      |     |      |                     |      |
|---|---------------------------|------|-----|------|---------------------|------|
| $\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$   | $\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$ | c    | d % | e %  | Acceptance Criteria |      |
|   |                           |      |     |      | LS %                | CP % |
| $\beta < 0.7$   | 0.5                       | n.a. | 0.5 | n.a. | 0.4                 | n.a. |
|   | 1.0                       | n.a. | 0.4 | n.a. | 0.3                 | n.a. |
|   | 2.0                       | n.a. | 0.3 | n.a. | 0.2                 | n.a. |
| $0.7 \leq \beta < 1.3$  | 0.5                       | n.a. | 1.0 | n.a. | 0.8                 | n.a. |
|   | 1.0                       | n.a. | 0.8 | n.a. | 0.6                 | n.a. |
|   | 2.0                       | n.a. | 0.6 | n.a. | 0.4                 | n.a. |
| $\beta \geq 1.3$  | 0.5                       | n.a. | 1.5 | n.a. | 1.1                 | n.a. |
|   | 1.0                       | n.a. | 1.2 | n.a. | 0.9                 | n.a. |
|   | 2.0                       | n.a. | 0.9 | n.a. | 0.7                 | n.a. |

Note: Interpolation shall be used between table values.

Fuente: FEMA356- Capítulo 7, Criterios de Aceptación

De esta tabla 7 destacan dos relaciones que se deben conocer para obtener los criterios de aceptación y parámetros necesarios para un elemento MMR a analizar.

$$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$$

Donde

$V_{fre}$  = Resistencia cortante esperada de la estructura tomada como la capacidad cortante de la columna.

$V_{ine}$  = Resistencia cortante del MMR.

$$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$$

Donde

$L_{inf}$  = Longitud del MMR.

$h_{inf}$  = Altura del MMR.

## **2.7. Modelo ASCE 41-17**

El ASCE 41-17 presenta un capítulo sobre mampostería, basado en FEMA356. Las generalidades del procedimiento estático no lineal Pushover son las mismas en ambos documentos, teniendo diferencias en los parámetros del criterio de aceptación para el modelamiento de los elementos del pórtico.

### **2.7.1. Propiedades del Material**

En el capítulo 11 del ASCE 41-17 se detallan las propiedades predeterminadas del material según las condiciones y características del mismo.

En la siguiente tabla se muestran valores de límite inferior para las propiedades del MMR.

**Tabla 8. Propiedades por defecto de límite inferior para MMR**

**Table 11-2a. Default Lower-Bound Unreinforced Masonry Strengths**

| Material                               | Solid Units             | Hollow Concrete Units  |
|--|-------------------------|--|
| Compressive strength <sup>a</sup>      | 600 lb/in. <sup>2</sup> | 1,000 lb/in. <sup>2</sup>                                      |
| Flexural tensile strength <sup>b</sup> | 60 lb/in. <sup>2</sup>  | 38 lb/in. <sup>2c</sup> (95 lb/in. <sup>2</sup> ) <sup>d</sup> |
| Shear strength                         | <sup>e</sup>            | <sup>e</sup>   |

<sup>a</sup> Clay  $f_m$  is based on 2,100 lb/in.<sup>2</sup> unit compressive strength and Type N mortar. Hollow concrete  $f_m$  is based on 1,900 lb/in.<sup>2</sup> unit net compressive strength and Type N mortar on face shells only.

<sup>b</sup> Values based on Portland cement/lime or mortar cement, Type N mortar.

<sup>c</sup> UngROUTED hollow concrete blocks.

<sup>d</sup> Solid grouting of hollow concrete blocks; may be interpolated for partial grouting based on net area.

<sup>e</sup> Strength shall be taken as 80% of shear strength values determined in accordance with Section 9.2.6 of TMS 402.

Fuente: ASCE 41-17 – Capítulo 11, Propiedades de la mampostería

Para obtener valores esperados de las propiedades se debe multiplicar el valor de límite inferior por el factor que corresponda según la tabla a continuación.

**Tabla 9. Factores para transformar de límite inferior a propiedades de resistencia esperada del MMR**

**Table 11-1. Factors to Translate Specified Lower-Bound Masonry Strengths to Expected Strengths**

| Strength                          | Factor |
|-----------------------------------|--------|
| Compressive strength ( $f_{me}$ ) | 1.3    |
| Flexural tensile strength         | 1.3    |
| Shear strength                    | 1.3    |

Fuente: ASCE 41-17 - Capítulo 11, Propiedades de la mampostería



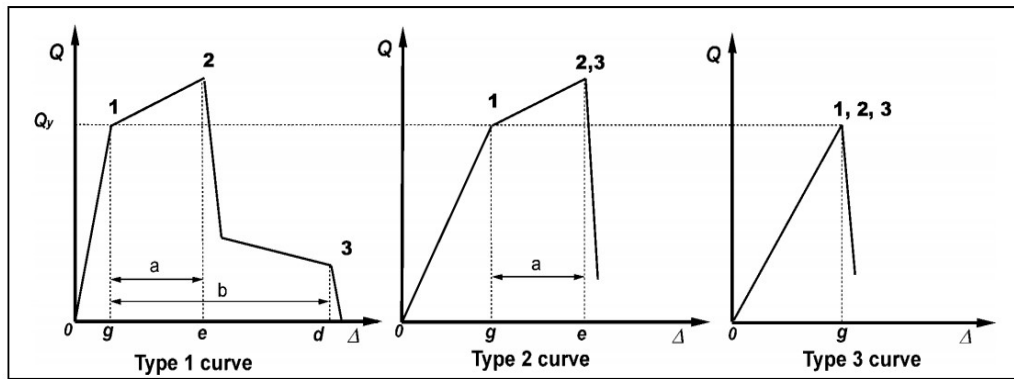
### 2.7.2. Criterio de Aceptación

La aceptabilidad de las acciones de fuerza y deformación deben ser evaluadas para cada componente sea primario o secundario y su comportamiento debe clasificarse ya sea como controlado por deformación o controlado por fuerza como se describe a continuación.

#### 2.7.2.1. Elementos y componentes primarios y secundarios.

Se basa en FEMA356 bajo el mismo concepto, aplicable a elementos y componentes frágiles que alteran la rigidez lateral o distribución de fuerzas elástica en una estructura o se comportan dúctiles como resultado de la deformación lateral de la estructura.

#### 2.7.2.2. Comportamiento Controlado por deformación y Controlado por Fuerza



**Ilustración 37. Componente de Fuerza vs Curva de Deformación**

Fuente: ASCE 41-17 - Capítulo 7, Criterios de Aceptación

#### **2.7.2.2.1. Curva Tipo 1**

Esta curva representa un comportamiento dúctil. Las acciones de los componentes primarios con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlado por deformación.

#### **2.7.2.2.2. Curva Tipo 2**

Al igual en la curva tipo 1 representa un comportamiento dúctil. Las componentes con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlados por deformación cuando se cumpla que la deriva “e” es mayor al doble de la deriva g ( $e > 2g$ ).

#### **2.7.2.2.3. Curva Tipo 3**

La curva tipo 3 representa un comportamiento no dúctil o frágil. Las componentes con este tipo de comportamiento se deben clasificar como elementos controlados por fuerza y son elementos frágiles.

#### **2.7.2.3. Resistencia esperada y de límite inferior**

La resistencia a la fluencia del componente,  $Q_y$ , variará debido a la variabilidad inherente en la resistencia del material que comprende los elementos individuales, así como a las diferencias en la mano de obra y la condición física de los materiales.

Cuando se evalúa los comportamientos controlados por deformación, se debe usar QCE como resistencia esperada.

QCE es definido como el valor estático del esfuerzo de cedencia  $Q_y$  para un conjunto de componentes similares.

- Resistencia esperada en el plano de muros de mampostería no-reforzada URM y paredes de mampostería de relleno MMR.

La resistencia lateral esperada,  $Q_{CE}$ , de los muros URM o los componentes del muro de contención será la resistencia esperada, calculada de acuerdo con la ecuación:

$$Q_{CE} = V_r = 0.9(\alpha P_D + 0.5 P_w)L/h_{eff}$$

- Resistencia esperada en el plano de la junta de mortero de las paredes de URM y MMR.

$$Q_{CE} = V_{bjs} = A_{me}v_{me}$$

$V_{bjs1}$  = Resistencia inicial al corte esperado para el MMR

$A_{me}$  = Área del mortero neto/ sección a través del panel de relleno.

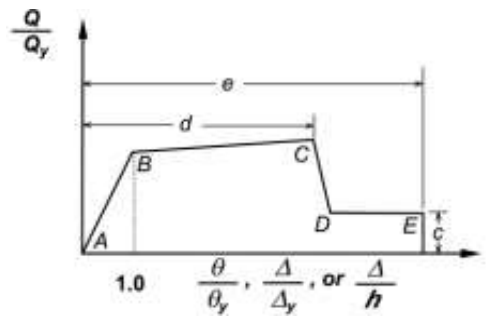
$v_{me}$  = Resistencia a la corte esperada del relleno de mampostería

Resistencia esperada lateral final  $Q_{CE}$ , F

$$Q_{CE} = V_{bjs2} = 0.5P_D$$

$P_D$  = Carga muerta sobrepuesta en la parte superior del MMR.

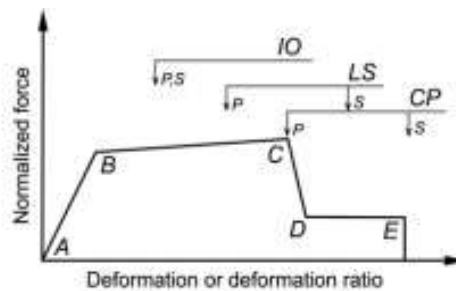
**2.7.2.4. Representación de la curva Fuerza-Deformación y Criterio de aceptación.**



**Ilustración 38. Curva Relación de Deformación**

Fuente: ASCE 41-17- Capítulo 7, Criterios de Aceptación

Las rigideces elásticas y los valores para los parámetros a, b, c, d y e que pueden usarse como componentes de modelación se presentan en la Ilustración 38.



**Ilustración 39. Criterio de aceptación de la Deformación del elemento**

Fuente: ASCE 41-17- Capítulo 7, Criterios de Aceptación

En la Ilustración 39 se presenta los criterios de aceptación para relaciones de deformación o deformación para miembros primarios (P) y miembros secundarios (S) correspondiente a los objetivos de desempeño, creados para los niveles de desempeño del edificio, las cuales son: prevención de colapso (CP), seguridad de vida (LS) y ocupación inmediata (IO).

**Tabla 10. Relación simplificada Fuerza-Deformación para MMR**

**Table 11-13. Nonlinear Procedure—Simplified Force–Deflection Relations for Masonry Infill Panels<sup>a</sup>**

| $\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$ | $h_{inf}/L_{inf}$ | Residual Strength Ratio $c$ | $d$ (%)        | $e^b$ (%) | Acceptance Criteria |                    |                |
|-----------------------------------|-------------------|-----------------------------|----------------|-----------|---------------------|--------------------|----------------|
|                                   |                   |                             |                |           | IO (%)              | LS (%)             | CP (%)         |
| $\beta < 0.7$                     | 2.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $\Delta_y$          | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 1.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $\Delta_y$          | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 0.5               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $\Delta_y$          | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
| $0.7 \leq \beta < 1.3$            | 2.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $2.0\Delta_y$       | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 1.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $1.6\Delta_y$       | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 0.5               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $\Delta_y$          | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
| $\beta \geq 1.3$                  | 2.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $2.0\Delta_y$       | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 1.0               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $1.6\Delta_y$       | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |
|                                   | 0.5               | $V_{res}/V_{max}$           | $\Delta_{res}$ | 1.0       | $\Delta_y$          | $0.75\Delta_{res}$ | $\Delta_{res}$ |

<sup>a</sup> Interpolation shall be used between table values.

Fuente: ASCE 41-17- Capítulo 11, Criterios de Aceptación

En la tabla 10, se destacan dos relaciones que se deben conocer para obtener los criterios de aceptación y parámetros necesarios para un elemento MMR a analizar.

$$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}}$$

$V_{fre}$  = Resistencia cortante esperada de la estructura tomada como la capacidad cortante de la columna.

$V_{ine}$  = Resistencia cortante del MMR.

$$\frac{h_{inf}}{L_{inf}} = AR$$

$L_{inf}$  = Longitud del MMR.

$h_{inf}$  = Altura del MMR.

AR = Relación de aspecto del muro.

**Tabla 11. Deriva a un esfuerzo pico para un pórtico con MMR**

| Infill     |  |   |
|------------|--|---|
| Frame      | Relatively Flexible Panel  | Relatively Stiff Infill   |
| Nonductile | $\Delta_{\text{peak}} = 0.35$  | Both {<br>$AR > 0.50$<br>$\Delta_{\text{peak}} = 0.92 - \frac{1}{3AR}$<br>$AR \leq 0.50$<br>$\Delta_{\text{peak}} = 0.15$ |
| Ductile    | $AR > 0.77:$<br>$\Delta_{\text{peak}} = 0.6 - \frac{0.23}{AR}$<br>$AR \leq 0.77:$<br>$\Delta_{\text{peak}} = 0.30$ |   |

Fuente: ASCE 41-17- Capítulo 11, Criterios de Aceptación

**Tabla 12. Deriva a un esfuerzo residual para un pórtico con MMR**

| Infill     |   |                              |
|------------|---|------------------------------|
| Frame      | Relatively Stiff Infill                                 | Relatively Flexible Panel    |
| Nonductile | $\Delta_{\text{res}} = 1.6 \times \Delta_{\text{peak}}$ | $\Delta_{\text{res}} = 0.55$ |
| Ductile    | $\Delta_{\text{res}} = 1.6 \times \Delta_{\text{peak}}$ | $\Delta_{\text{res}} = 1.0$  |

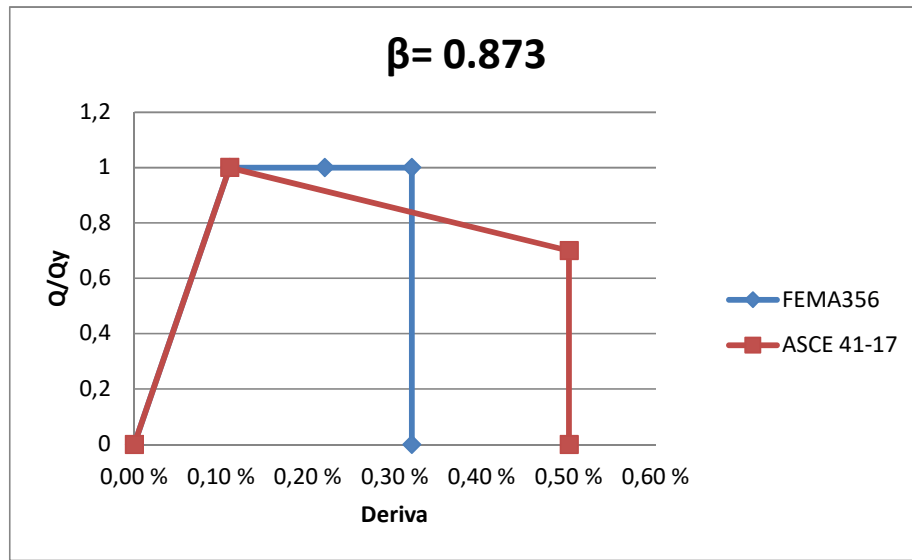
Fuente: ASCE 41-17- Capítulo 11, Criterios de Aceptación

### 2.7.3. Comparación entre curvas FEMA356 y ASCE 41-17

A continuación se comparan los criterios de aceptación (Tabla 13) y la curva de capacidad  $Q/Q_y$  versus deriva  $\Delta$  (Ilustración 40) de FEMA356 y ASCE 41-17, obtenidas para la relación  $\beta = 0.873$ . Esta relación es muy predominante en los análisis realizados posteriormente en este Trabajo de Grado.

**Tabla 13. Criterios de Aceptación**

|               | ASCE 41-17 | FEMA 356 |
|---------------|------------|----------|
| <b>IO (%)</b> | 0.25       | 0.110    |
| <b>LS (%)</b> | 0.38       | 0.22     |
| <b>CP (%)</b> | 0.5        | 0.32     |
| <b>d (%)</b>  | 0.5        | 0.32     |



**Ilustración 40. Curva representativa fuerza- derivada**

De acuerdo con esta comparación, el ASCE 41-17 es menos conservador respecto del comportamiento de los MMR al estar basado en pruebas de laboratorio siendo una mejor visualización más representativa de la realidad de las edificaciones.

ASCE 41-17 le da mayor importancia a los MMR permitiendo atraer un poco más de energía al pórtico de lo que realmente pueden soportar dentro del rango elástico para la relación  $\beta = 0.873$  considerada.

En este Trabajo de Grado se busca evaluar el buen desempeño de los pórticos y como los MMR interfieren con el buen desempeño del pórtico dúctil dentro de una edificación, se optó por usar FEMA 356, dado que da resultados menos conservadores que ASCE 41-17 respecto a la interferencia de los MMR, creando condiciones menos adversas para los pórticos.

FEMA 356 le da menos participación a los MMR que ASCE 41-17 por lo que, si un pórtico no puede tolerar la interferencia de los MMR modelado con FEMA356, tampoco lo podría tolerar usando el modelo ASCE 41-17.



### **Análisis matemático Pushover de pórticos 2D de sistemas Pórtico- MMR usando sap2000 y FEMA 356.**

Para investigar la interacción en los MMR y pórticos, para cada pórtico se tendrá dimensiones aleatorias diferentes. El análisis se limita al plano (2D); enfocándose en el estudio de estructuras simétricas y de configuración estructural regular en planta y elevación. Las vigas y columnas son diseñadas bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas incluyendo la carga muerta de mampostería.

Las dimensiones del MMR varían de acuerdo al diseño del pórtico en altura y longitud, el espesor del MMR oscila entre 15 y 20cm.

Los criterios de diseños de los elementos estructurales del pórtico se elaboran de acuerdo a la norma ACI-318 y norma NEC2015 y para el elemento puntual que simula las propiedades físicas y mecánicas del MMR se diseña usando FEMA 356, considerando propiedades usuales para la mampostería en el país.

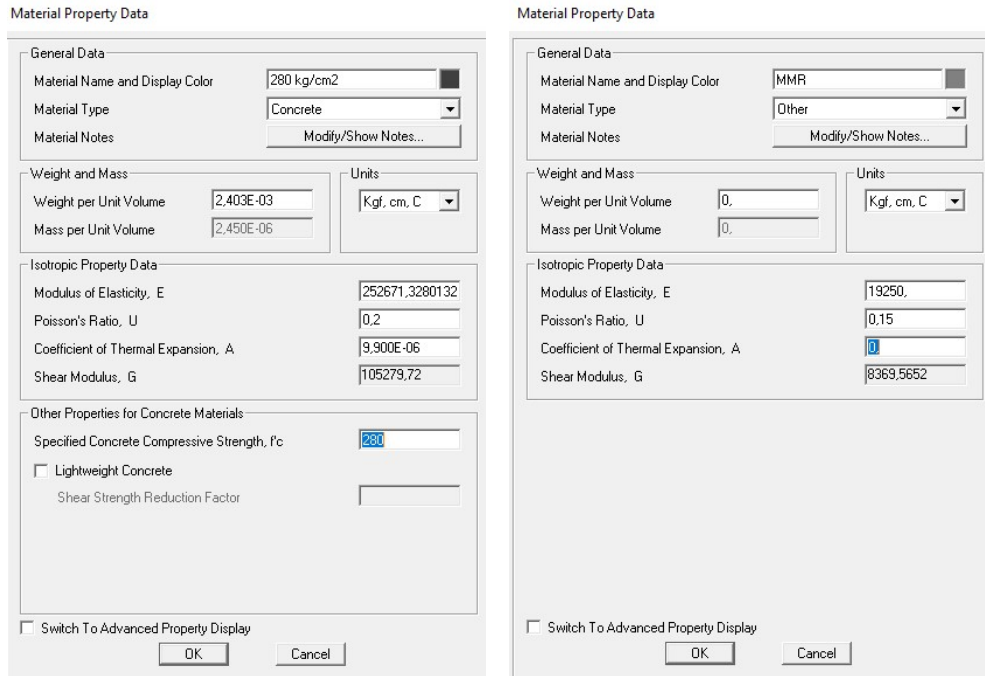
#### **3.1. Propiedades de los materiales**

- Resistencia a compresión del hormigón

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad del hormigón

$$Efe = 15100 * \sqrt{f'c}$$



**Ilustración 41. Propiedades de los materiales**

Fuente: SAP2000

Las propiedades del MMR son consistentes con la norma INEN y FEMA 356, para un MMR con bloque de hormigón se usa una resistencia a la compresión ( $f'm$ ) igual a 35 Kg/cm<sup>2</sup> (usual en nuestro país).

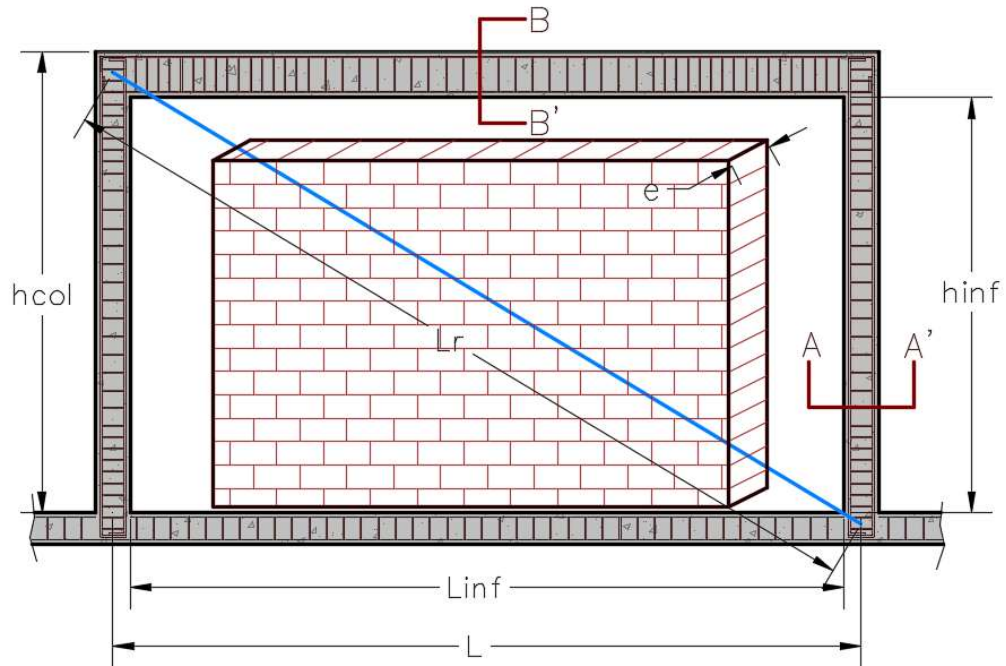
- Resistencia a compresión del MMR según norma INEN

$$f'm = 35 \text{ Kg/cm}^2$$

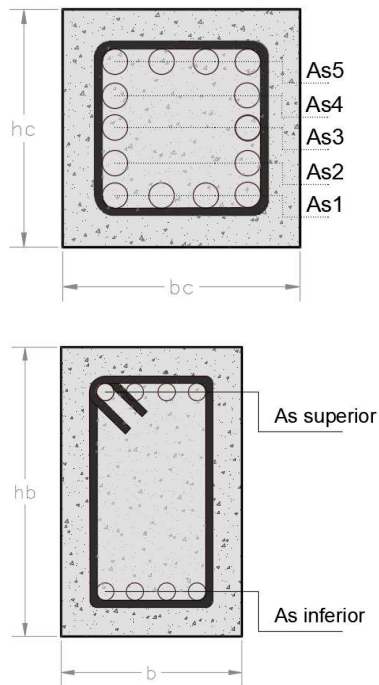
- Modulo de elasticidad del MMR según FEMA 356 tabla 4 del Capítulo 2 del presente trabajo.

$$E_m = 550 * f'm$$

### 3.2. Diseño del pórtico de hormigón armado con MMR



**Ilustración 42. Diseño Pórtico- Mampostería**



**Ilustración 43. Sección Tipo, viga y columna**

### **3.3. Diseño de elementos del Pórtico Armado**

#### **3.3.1 Cargas**

Se empleó la *NEC2015*, Sección Cargas (No Sísmicas), Código NEC-SE-CG de cargas permanentes debido al peso propio y de las cargas variables según el uso de la estructura.

##### **3.3.1.1. Cargas Permanentes**

Las cargas muertas provienen de elementos como: losa, paredes, ductos, baldosas, que generan una carga de peso propio en la estructura y la carga viva depende del uso u ocupación de cada piso.

##### **3.3.1.2. Cargas de Sismo**

Las cargas de sismo son producto de movimientos sísmicos que se manifiestan en las estructuras, estas dependen de la zona en donde se encuentra ubicada la edificación; también depende de la distribución estructural y ocupación del mismo.

#### **3.3.2. Definición de la sección de columna**

Las columnas están diseñadas para el peor escenario sísmico, ignorando la carga axial ( $P=0$ ), mediante diagramas de iteración.

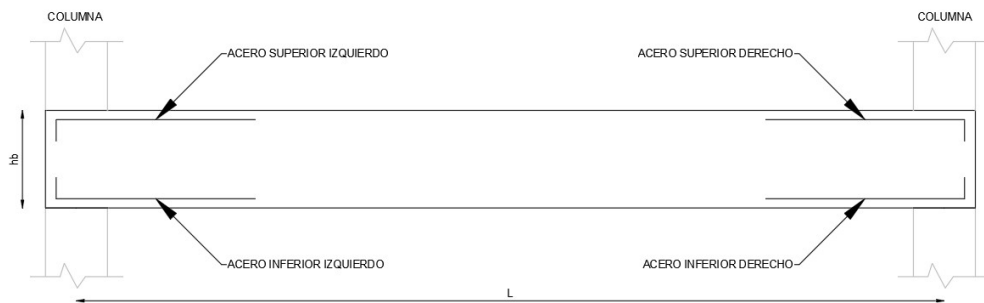
#### **3.3.3. Definición de la sección de viga a utilizar**

Para las vigas se usó un cortante basal de  $V= 0.12 W$ , se diseñan bajo las combinaciones de carga habituales:

- $1.2D + 1.6 L$
- $1.2D + 1L + 1E$
- $1.2D + 1L - 1 E$

Se obtienen valores de momento de diseño con la ayuda de SAP2000 y se diseña el acero requerido para cada elemento.

### Disposición del acero colocado a flexión



**Ilustración 44. Diseño de Viga**

### 3.3.4. Definición del MMR por puntal diagonal equivalente según FEMA356

El procedimiento para obtener las características y diseñar del puntal Diagonal Equivalente se encuentran detalladas en el Capítulo 2 del presente Trabajo de Grado.

### 3.4. Análisis en SAP 2000

#### 3.4.1. Casos de cargas

- Combinación de carga por FEMA 356

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$

|                           |                  |
|---------------------------|------------------|
|                           | Factor de escala |
| Q <sub>D</sub>            | 1.1              |
| Q <sub>L</sub> (1.1x0.25) | 0.275            |

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: C.G.N.L. [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [ ]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case.

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [ ]

Loads Applied:

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Load Pattern | DEAD      | 1.1          |
| Load Pattern | LIVE      | 0.275        |

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:
 

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**Ilustración 45. Combinación de cargas**

Fuente: SAP2000

Por defecto

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
 

- Full Load
- Displacement Control

Control Displacement:
 

- Use Conjugate Displacement
- Use Monitored Displacement

 Load to a Monitored Displacement Magnitude of [ ]

Monitored Displacement:
 

- DDF: U1 at Joint 4
- Generalized Displacement [ ]

[OK] [Cancel]

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:
 

- Final State Only
- Multiple States

For Each Stage:
 

- Minimum Number of Saved States: [1]
- Maximum Number of Saved States: [1]

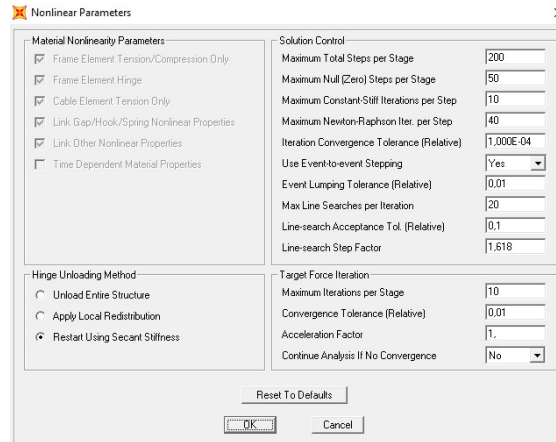
Save positive Displacement Increments Only

[OK] [Cancel]

**Ilustración 46. Datos de Análisis**

Fuente: SAP2000

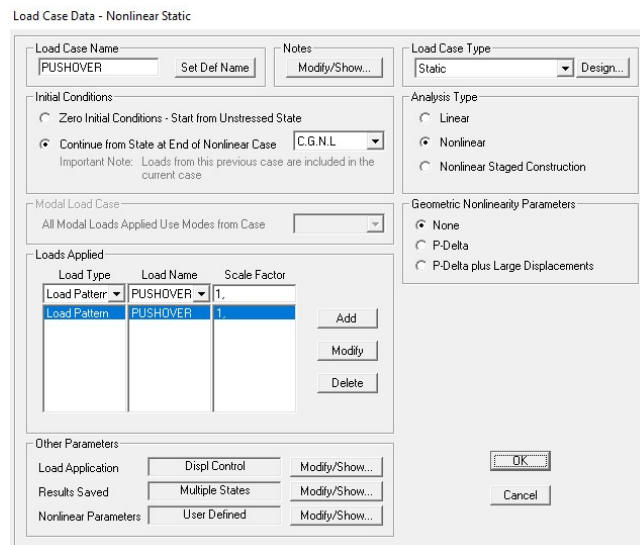
Se coloca la opción “Reiniciar con la rigidez secante de la estructura”, (Restart using secant stiffness), al encontrar un punto de falla y el resto de opciones se lo deja por defecto como se observa en la Ilustración 47.



**Ilustración 47. Propiedades del Pushover**

Fuente: SAP2000

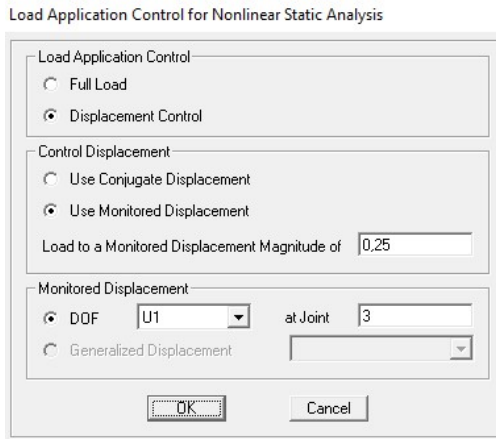
- Análisis estático no lineal (Pushover)



**Ilustración 48. Caso Pushover**

Fuente: SAP2000

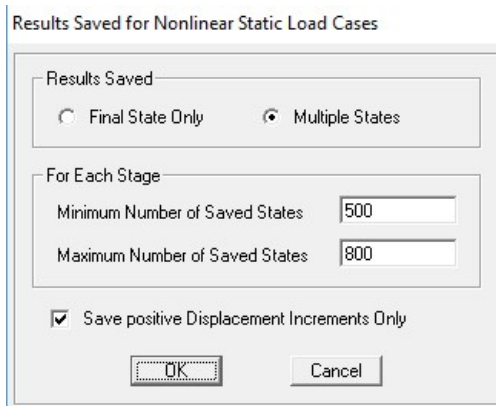
Se hace un control en el desplazamiento tomando como valor máximo de control el valor de 0.25m en el cual el programa detendrá su análisis (Ilustración 49). El nodo de control donde se controla el desplazamiento deberá ser localizado en el centro de masa del último piso del edificio en la dirección U1.



**Ilustración 49. Datos de Análisis**

Fuente: SAP2000

Para un análisis más detallado se considerará un número de pasos de carga incremental alto para cada análisis (Ilustración 50).

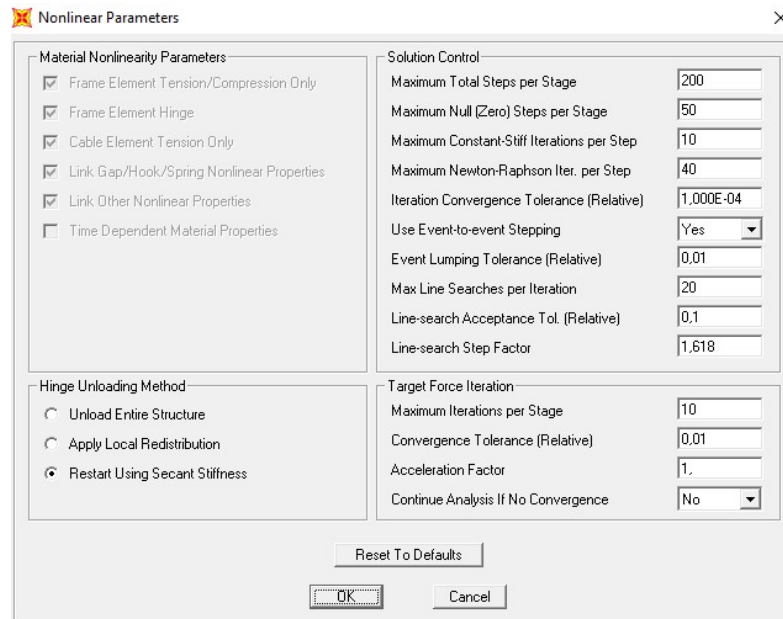


**Ilustración 50. Datos de Análisis**

Fuente: SAP2000



Se coloca la opción “Reiniciar con la rigidez secante de la estructura”, (Restart using secant stiffness), al encontrar un punto de falla y el resto de opciones se lo deja por defecto.

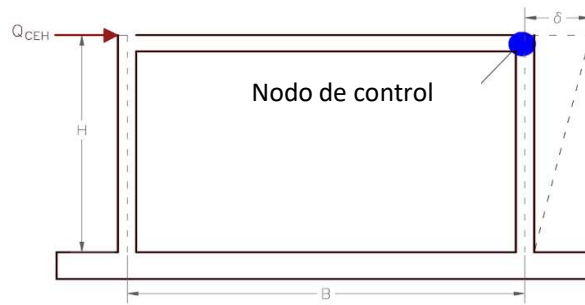


**Ilustración 51. Propiedades Pushover**

Fuente: SAP2000

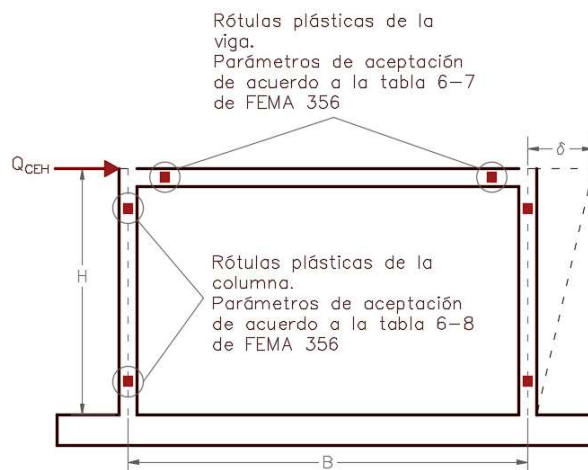
### **3.4.2. Definición de los parámetros de aceptación de las rotulas plásticas (Hinges) en el programa sap2000.**

Al aplicar una carga lateral en un pórtico de hormigón armado se produce un desplazamiento o deformación  $\Delta$  (Ilustración 52). En el caso de un análisis no lineal de un modelo representativo de la estructura, la carga lateral es incrementada gradualmente partiendo de un valor inicial pequeño. La carga o sistema de cargas modela la deformación del primer modo de vibración, el cual produce valores incrementados de desplazamientos lateral en el último nivel superior de una edificación o en el nodo de control.



**Ilustración 52. Nodo de Control**

Al incrementar la carga se produce mayor desplazamiento asociado con una degradación progresiva de rigidez, cediendo el elemento, formando “rotulas” cuando la estructura pasa del rango elástico al rango plástico. En el programa SAP2000, se le asigna rotulas plásticas a los elementos que participan directamente oponiendo resistencia significativa, las rótulas a asignar cumplen con una serie de propiedades en donde se establece sus parámetros de aceptación límites dados por FEMA 356. En el caso de vigas y columnas dichos parámetros están pre-establecidos en SAP 2000, con los valores recomendados tomados por FEMA 356 en las tablas 6-7 y 6-8 de esa referencia (Ilustración 53).

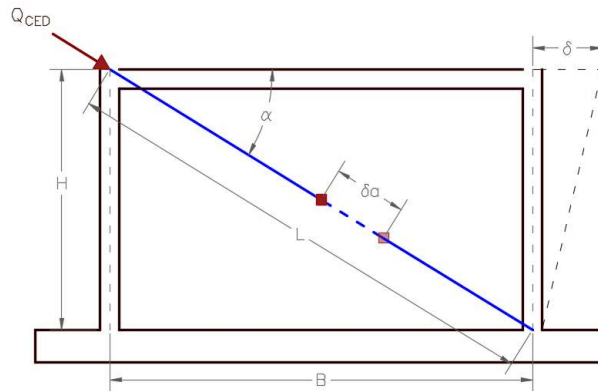


**Ilustración 53. Hinges en elementos del pórtico**

En el caso de la mampostería, las especificaciones FEMA 356 detallan los parámetros de aceptación mostrados en la tabla 7, Capítulo 2, en donde la variable “d” representa la capacidad de deformación no lineal en términos de la deriva de piso ( $\Delta$  %).

FEMA 356 usa derivas de piso y el programa SAP2000 usa la deformación axial ( $\delta_a$ ), por lo que se debe realizar la convalidación de los parámetros de aceptación para que el programa considere correctamente las propiedades de la rótula plástica del MMR obteniendo resultados consistentes de análisis.

La variable “d”, de acuerdo al capítulo 2 Ilustración 35, es tomada como la distancia al punto donde ocurre la falla del material, teniendo en cuenta esta observación se establece el parámetro de prevención de colapso (C.P) a una distancia “d”.



**Ilustración 54. Carga QCE diagonal**

En la Ilustración 54 Se muestra las deformaciones axiales que ocurren ante la aplicación de una carga.

A partir de la geometría, se procede a hacer una equivalencia entre FEMA 356 y SAP2000.

*FEMA 356*

$$F_H = QCE_H$$

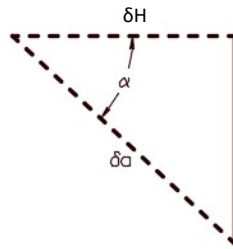
$$\Delta H = \frac{\delta H}{H}$$

*SAP 2000*

$$F = QCE_D$$

$$\varepsilon a = \frac{\delta a}{L}$$

Los parámetros a colocar en SAP2000 se obtienen por relación de triángulos



$$\cos \alpha = \frac{\delta H}{\delta a}$$

$$\delta a = \frac{\delta H}{\cos \alpha}$$

$$\delta a = \frac{H * \Delta H}{\cos \alpha}$$

$$\cos \alpha = \frac{B}{L}$$

$$\delta a = \frac{H * \Delta H * L}{B}$$

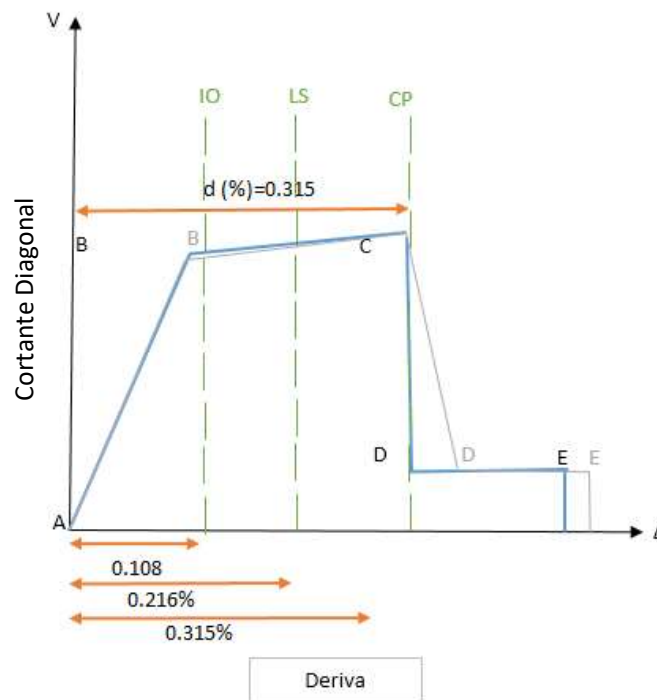
En donde “d” (parámetro FEMA 356) es la relación en porcentaje de la deformación respecto a la altura efectiva de entrepiso.

$$d = \frac{\delta H}{H_{eff}}$$

$$\delta a = \frac{H_{eff} * d * L}{B}$$

Los MMR deberán ser considerados como elementos primarios del sistema resistente ante fuerzas laterales. Si el resultado del análisis muestra que el pórtico se mantiene estable después de la falla del MMR, el MMR no deberá estar sujeto a límites establecidos por prevención de colapso. (FEMA 356 Cap. 7.5 ENGINEERING PROPERTIES OF MASONRY INFILLS)

- Relación fuerza - deformación general
- Relación fuerza - deformación del MMR a analizar



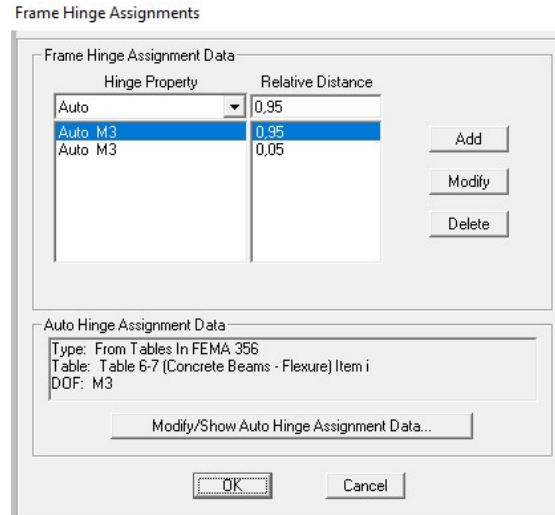
**Ilustración 55. Relación fuerza – deformación**

De acuerdo a la Ilustración 55 el tramo A-B (Rango Elástico), se considera que el pórtico trabaja en conjunto con el MMR por ende tendrá una pendiente elástica hasta que alcance la carga de cedencia QCE calculada del MMR, pasando luego al tramo B-C (Comportamiento Plástico), y finalmente llegando al punto C donde cae por la degradación de su resistencia hasta la falla.

### 3.5. Asignación de las rotulas plásticas en viga y columnas

#### 3.5.1. Rotula plástica en viga

Se considerará que las rótulas plásticas ocurren a distancias equivalentes al 5% y 95% de la longitud del elemento.



**Ilustración 56. Hinge en Viga**

Fuente: SAP2000

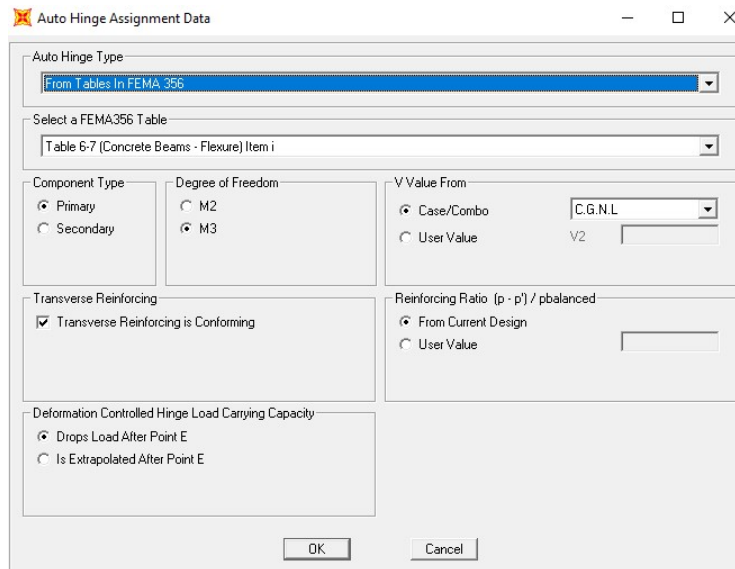
Sus propiedades se asignan de forma automática y SAP2000 usa internamente FEMA 356 (Ilustración 57). Los parámetros usados por SAP2000 para las rótulas plásticas son los de la tabla 6-7 de FEMA356 junto con los criterios de aceptación para vigas de hormigón reforzado.

**Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

| Conditions  | Modeling Parameters <sup>3</sup> |                               |                         |                                 |     | Acceptance Criteria <sup>3</sup> |       |           |       |       |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|---------------------------------|-----|----------------------------------|-------|-----------|-------|-------|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians |     |                                  |       |           |       |       |
|   |                                  |                               |                         | Performance Level               |     |                                  |       |           |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                 |     | Component Type                   |       |           |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                 |     | Primary                          |       | Secondary |       |       |
| a   | b                                | c                             | IO                      | LS                              | CP  | LS                               | CP    |           |       |       |
| <b>I. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b> |                                  |                               |                         |                                 |     |                                  |       |           |       |       |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$                 | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |                                 |     |                                  |       |           |       |       |
| ≤ 0.0   | C                                | ≤ 3                           | 0.025                   | 0.05                            | 0.2 | 0.010                            | 0.02  | 0.025     | 0.02  | 0.05  |
| ≤ 0.0   | C                                | ≥ 6                           | 0.02                    | 0.04                            | 0.2 | 0.005                            | 0.01  | 0.02      | 0.02  | 0.04  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                            | 0.2 | 0.005                            | 0.01  | 0.02      | 0.02  | 0.03  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≥ 6                           | 0.015                   | 0.02                            | 0.2 | 0.005                            | 0.005 | 0.015     | 0.015 | 0.02  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                            | 0.2 | 0.005                            | 0.01  | 0.02      | 0.02  | 0.03  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≥ 6                           | 0.01                    | 0.015                           | 0.2 | 0.0015                           | 0.005 | 0.01      | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≤ 3                           | 0.01                    | 0.015                           | 0.2 | 0.005                            | 0.01  | 0.01      | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.01                            | 0.2 | 0.0015                           | 0.005 | 0.005     | 0.005 | 0.01  |

### Ilustración 57. Parámetros de Modelación y criterio de Aceptación - Vigas H.A

Las rótulas se asignan para trabajar a partir de la carga gravitacional no lineal, y en el grado de libertad M3 correspondiente al eje de flexión de la viga normal al plano de las cargas (Ilustración 58).



**Ilustración 58. Asignación de Hinges en Vigas**

Fuente: SAP2000

### 3.5.2. Rotulas plásticas en columnas

Al igual que en las vigas, las rótulas plásticas ocurren a distancias equivalentes al 5% y 95% de la longitud del elemento. Sus propiedades se asignan automáticamente en SAP 2000 usando FEMA 356. Los parámetros usados por SAP2000 están de acuerdo a la tabla 6-8 de FEMA356 (Ilustración 59), junto con los criterios de aceptación para columnas de hormigón reforzado.

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

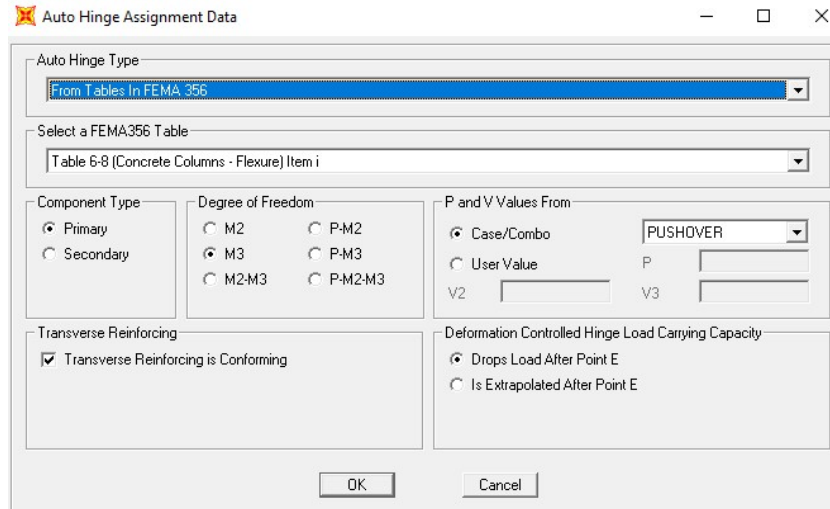
| Conditions  | Modeling Parameters <sup>4</sup> |                               |                         | Acceptance Criteria <sup>4</sup> |                |       |           |       |       |       |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-------|-----------|-------|-------|-------|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians  |                |       |           |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         | Performance Level                |                |       |           |       |       |       |
|   | a                                | b                             | c                       | IO                               | Component Type |       |           |       |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                  | Primary        |       | Secondary |       |       |       |
| LS  | CP                               | LS                            | CP                      |                                  |                |       |           |       |       |       |
| <b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b> |                                  |                               |                         |                                  |                |       |           |       |       |       |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$                                | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |                                  |                |       |           |       |       |       |
| ≤ 0.1   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005 | 0.015     | 0.02  | 0.02  | 0.03  |
| ≤ 0.1   | C                                | ≥ 6                           | 0.016                   | 0.024                            | 0.2            | 0.005 | 0.012     | 0.016 | 0.016 | 0.024 |
| ≥ 0.4   | C                                | ≤ 3                           | 0.015                   | 0.025                            | 0.2            | 0.003 | 0.012     | 0.015 | 0.018 | 0.025 |
| ≥ 0.4   | C                                | ≥ 6                           | 0.012                   | 0.02                             | 0.2            | 0.003 | 0.01      | 0.012 | 0.013 | 0.02  |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≤ 3                           | 0.006                   | 0.015                            | 0.2            | 0.005 | 0.005     | 0.006 | 0.01  | 0.015 |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.012                            | 0.2            | 0.005 | 0.004     | 0.005 | 0.008 | 0.012 |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≤ 3                           | 0.003                   | 0.01                             | 0.2            | 0.002 | 0.002     | 0.003 | 0.006 | 0.01  |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≥ 6                           | 0.002                   | 0.008                            | 0.2            | 0.002 | 0.002     | 0.002 | 0.005 | 0.008 |

**Ilustración 59. Parámetros de Modelación y criterio de Aceptación – Columnas**

#### H.A

Las rótulas se asignan para trabajar a partir de la carga gravitacional no lineal, y en el grado de libertad M3 correspondiente al eje de flexión de la viga normal al plano de las cargas (Ilustración 60).





**Ilustración 60. Asignación de Hinges en Columnas**

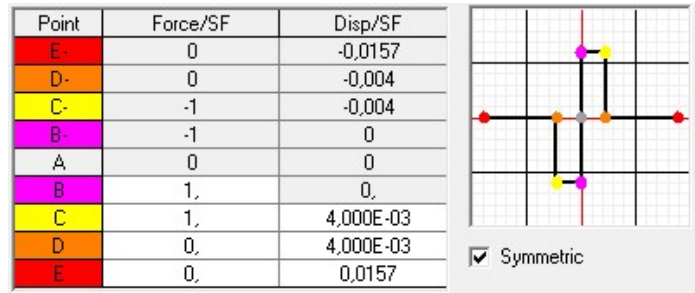
Fuente: SAP2000

### 3.5.3. Rótula plástica del MMR modelada en sap2000

Para la definición de la rótula plástica (Hinge) en el MMR, se debe considerar que los paramentos modelados en SAP 2000 son a partir de la carga de cedencia, es decir se debe tomar en cuenta, el ajuste de las deformaciones del tránsito del MMR por su rango elástico.

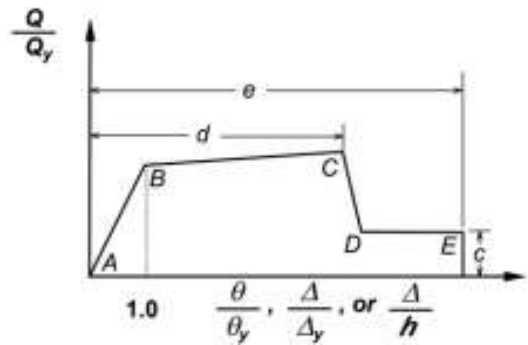
SAP 2000 usa una curva donde se despreja la pendiente del rango elástico asumiendo un desplazamiento cero a una carga de cedencia  $Q/QCE=1$ . En la curva fuerza-deformación de FEMA 356, los parámetros del criterio de aceptación se miden incluyendo el desplazamiento elástico antes de alcanzar QCE. Para relacionar las curvas se debe restar la deformación elástica producida hasta el punto de cedencia de cada parámetro de FEMA356 antes de ingresar los datos respectivos en SAP2000.

En las Ilustraciones 61 y 62 mostradas a continuación se aprecian las diferencias entre las curvas fuerza-deformación de SAP2000 y FEMA 356.



**Ilustración 61. Curva Fuerza-Deformación**

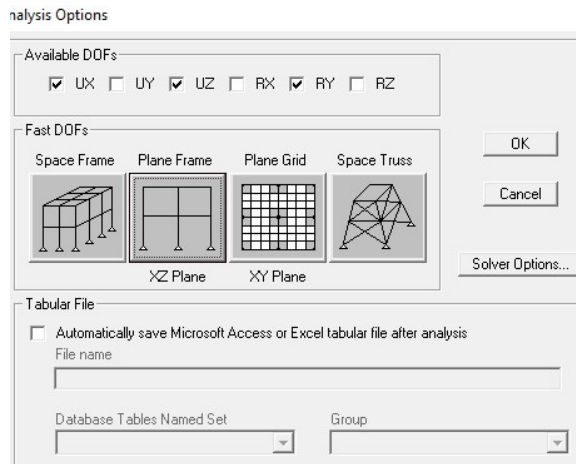
Fuente: SAP2000



**Ilustración 62. Curva Fuerza-Deformación**

Fuente: FEMA356

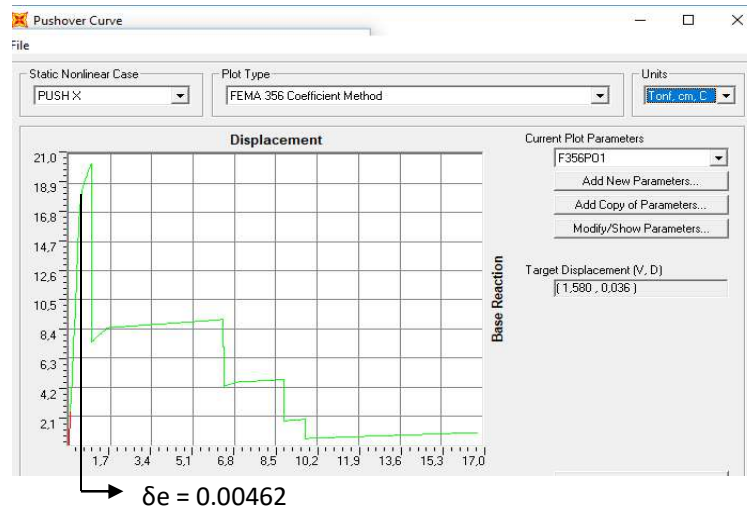
- Se determina las deformaciones del rango elástico del pórtico relleno mediante la aplicación del software sap2000.
- Se establece la opción de análisis para el plano X-Z como se observa en la Ilustración 63.



**Ilustración 63. Parámetros de Análisis**

Fuente: SAP2000

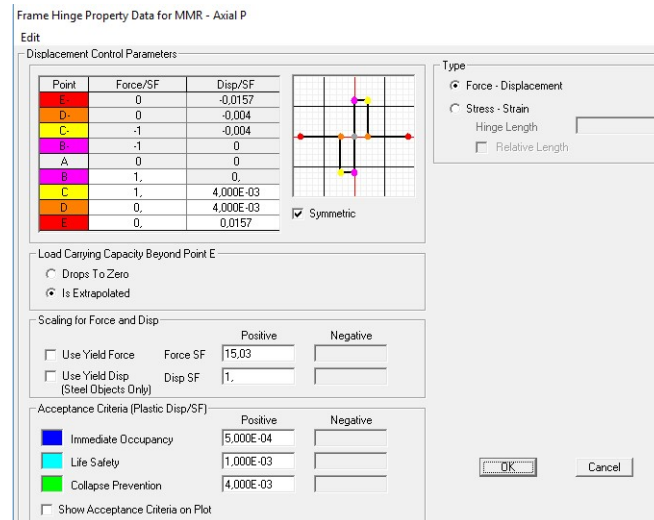
- De los valores obtenidos de la curva Pushover (Ilustración 64) se obtiene la deformación del rango elástico en donde el pórtico trabaja conjuntamente con el puntal.



**Ilustración 64. Curva Pushover (SAP2000)**

Fuente: SAP2000

- Se transforman los criterios de aceptación previamente obtenidos en deformación axial, con los desplazamientos del puntal expresados en metros.



**Ilustración 65. Asignación de Criterio de Aceptación**

Fuente: SAP2000

- Una vez definida la sección del puntal se debe modelar al puntal diagonal como un elemento que trabaja solamente bajo cargas axiales (elemento articulado en ambos extremos).
- Se colocará la rótula que se creó previamente con los criterios de aceptación del MMR a la mitad del elemento diagonal, aunque su ubicación es independiente de la respuesta que se obtiene y podría asignarse en cualquier posición dentro del puntal.

### Frame Hinge Assignments

Frame Hinge Assignment Data

| Hinge Property | Relative Distance |
|----------------|-------------------|
| FH1            | 0.5               |
| FH1            | 0.5               |

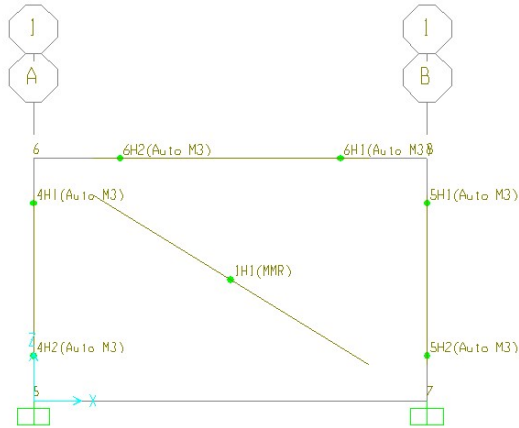
Add  
Modify  
Delete

Auto Hinge Assignment Data

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

### Ilustración 66. Hinge del MMR

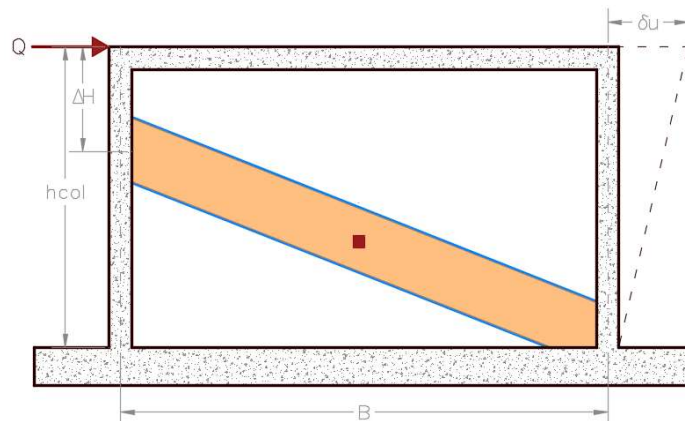
Fuente: SAP2000



### Ilustración 67. Asignación de Hinges en elementos

Fuente: SAP2000

### 3.6. Diseño de Modelo Columna Corta



**Ilustración 68. Modelo Columna Corta**

Se realiza el mismo procedimiento de un pórtico totalmente relleno de mampostería. Se adopta como altura de la columna corta  $H_c = 0.60$  m (altura común definida por ventanas altas).

#### **Cálculo de los parámetros de aceptación**

El cortante de diseño de la columna del pórtico será el mismo por tener la misma sección.

Se debe seguir los mismos pasos de conversión desde FEMA 356 a SAP 2000, para obtener valores de deformación axial que sean compatible con el protocolo de ingreso de datos del programa SAP2000.

#### **Análisis Pushover en SAP2000**

El procedimiento de ingreso de datos y análisis en SAP 2000 es el mismo para todos los tipos de modelos, obteniéndose resultados del modelo caracterizado por la curva de capacidad Pushover de la estructura.

### 3.7. Descripción de Modelos Analizados

Los modelos son analizados en 2D asumiendo el comportamiento de estructuras simétricas e ignorando el efecto de la torsión en estructuras irregulares.

Se presenta a continuación 37 modelos de estructuras hipotéticas integradas dentro de 6 grupos y 3 modelos de una estructura existente.

Las 40 estructuras fueron analizadas para los siguientes estados de Carga:

- **Cargas gravitacionales**

- ✓ Carga Viva (C.V.) = 200 kg/m<sup>2</sup>

- ✓ Carga muerta total (C. M+C.M. S) = 500 kg/m<sup>2</sup>

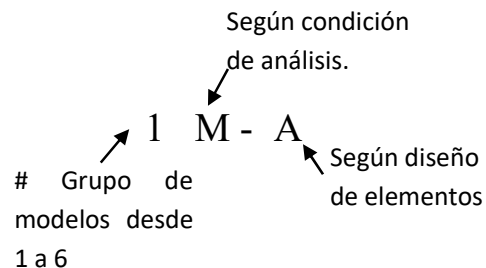
- **Carga Pushover**

- ✓ Carga en dirección x (PUSHOVER) = 1000kg

#### Simbología de los modelos. -

Todos los modelos y sus variantes tienen un código único con lógico que usa la siguiente nomenclatura.

Ejemplo:



- Según condición de análisis:

**M** → Pórtico de hormigón armado con MMR

**SP** → Estructura conformada por pórticos de hormigón armado donde en el primer piso no hay MMR y los demás pisos superiores si tienen.

**Cc** → Estructura conformada por pórtico(s) de hormigón armado con MMR y un primer piso donde los MMR definen columnas cortas.

- Según diseño de elementos:

Tipos A, B y C cada uno con diferente geometría de vigas y columnas; variaciones de luces y altura de piso, así como cuantías de acero en elementos.

### **3.7.1. Grupo 1**

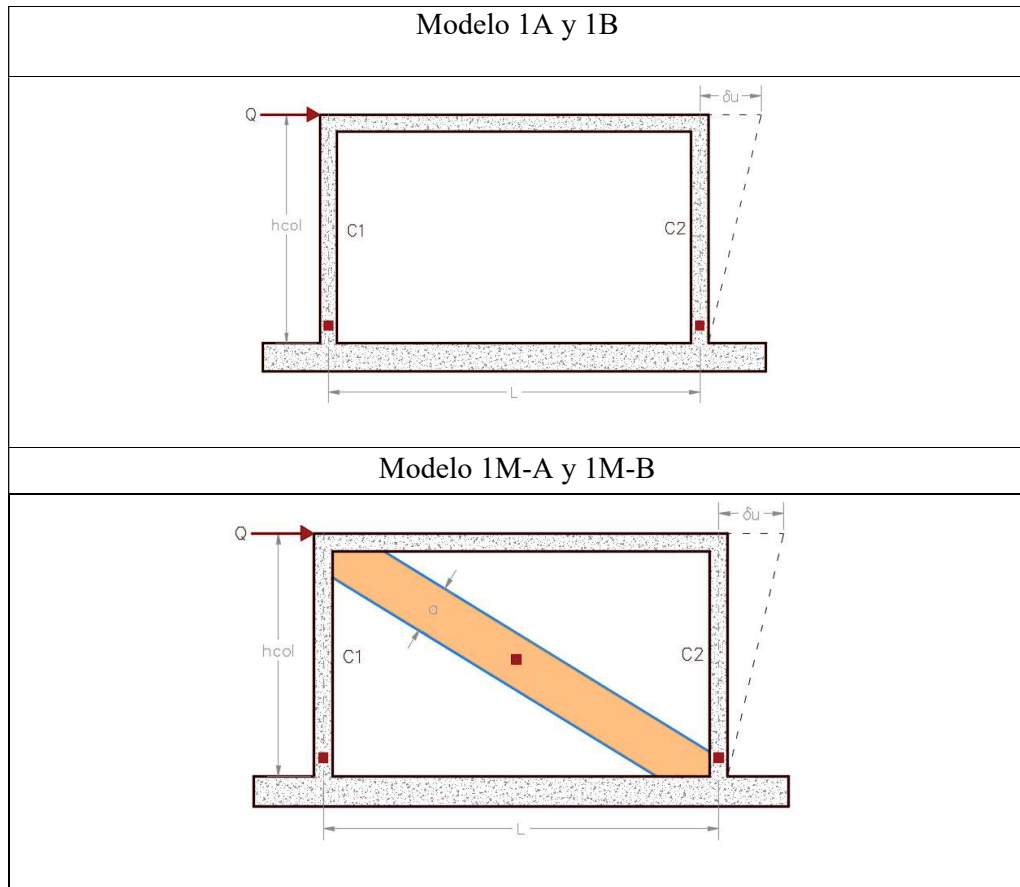
El grupo 1 es una estructura de 1 piso y 1 vano. Se tienen 4 modelos dentro de este grupo.

Los Modelos 1-A y 1M-A tienen una viga de 5 m de luz y columnas de 3 m de altura.

Los Modelos 1-B y 1M-B tienen una viga de 6.5 m de luz y columnas de 3 m de altura.

Los modelos 1A y 1B son pórticos sin MMR, y los modelos 1M-A y 1M-B son pórticos con MMR, tal como se muestra en la Ilustración 69.





**Ilustración 69. Modelos de pórticos en 2D**

- **Diseño de vigas en el Grupo 1**

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la Tabla 14.

**Tabla 14. Secciones de Viga - Grupo 1**

| MODELO   |                  |             |       |                  |                          |               |             |               |
|----------|------------------|-------------|-------|------------------|--------------------------|---------------|-------------|---------------|
|          |                  | B (cm)      | H(cm) |                  | Izquierdo                | Derecho       |             |               |
| 1A, 1M-A | VIGA             | 25          | 45    |                  | <b>As superior (cm2)</b> |               |             |               |
|          |                  |             |       |                  | 6.03                     | 3Φ16          | 6.03        | 3Φ16          |
|          |                  |             |       | <b>Cuantía ρ</b> | 0.00603                  |               | 0.00603     |               |
|          |                  |             |       |                  | <b>As inferior (cm2)</b> |               |             |               |
|          |                  |             |       |                  | 4.02                     | 2Φ16          |             |               |
|          | <b>Cuantía ρ</b> | 0.003589286 |       |                  |                          |               |             |               |
| 1B, 1M-B | VIGA             | 30          | 50    |                  | <b>As superior (cm2)</b> |               |             |               |
|          |                  |             |       |                  | 13.22                    | 3Φ20+<br>1Φ22 | 13.22       | 3Φ20+<br>1Φ22 |
|          |                  |             |       | <b>Cuantía ρ</b> | 0.009792593              |               | 0.009792593 |               |
|          |                  |             |       |                  | <b>As inferior (cm2)</b> |               |             |               |
|          |                  |             |       |                  | 6.94                     | 1Φ20 + 1Φ22   |             |               |
|          | <b>Cuantía ρ</b> | 0.00464214  |       |                  |                          |               |             |               |

- **Diseño de columnas en el Grupo 1**

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 15.

**Tabla 15. Secciones de Columna - Grupo 1**

| MODELO     |         | Altura<br>H (m) | SECCION    |            | Acero      |                |       | Mn<br>(T-m) | Mpr<br>(T-m) | Ve<br>(Ton) |
|------------|---------|-----------------|------------|------------|------------|----------------|-------|-------------|--------------|-------------|
|            |         |                 | hc<br>(cm) | bc<br>(cm) | As (cm2)   | Cuantía<br>(ρ) |       |             |              |             |
| 1A<br>1M-A | C1 - C2 | 3               | 30         | 30         | 8Φ20 25.1  | 0.0334933      | 12.6  | 15.75       | 11.25        |             |
| 1B<br>1M-B | C1 - C2 | 4               | 45         | 45         | 12Φ22 45.6 | 0.0253333      | 33.22 | 41.525      | 29.66        |             |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 1**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 16.

**Tabla 16. Parámetros de MMR - Grupo 1**

| <b>MODELO</b>          | <b>1A, 1M-A</b> | <b>1B, 1M-B</b> |
|------------------------|-----------------|-----------------|
| PISO (n)               | 1               | 1               |
| Tramo                  | 1               | 1               |
| a (m)                  | 0.583           | 0.784           |
| tinf(m)                | 0.2             | 0.2             |
| hinf(m)                | 2.8             | 3.75            |
| L (m)                  | 5               | 6.5             |
| hcol                   | 3               | 4               |
| Ani(m <sup>2</sup> )   | 0.94            | 1.22            |
| Vm (T/m <sup>2</sup> ) | 10.5            | 10.5            |
| QCEH (T)               | 12.89           | 16.73           |
| QCED (T)               | 15.03           | 19.64           |
| $\beta$                | 0.873           | 1.059           |
| Linf/hinf              | 1.68            | 1.626           |
| d (%)                  | 0.664           | 0.674           |
| L.S. (%)               | 0.464           | 0.475           |
| $\delta\gamma$         | 0.007           | 0.01            |

### 3.7.2. Grupo 2

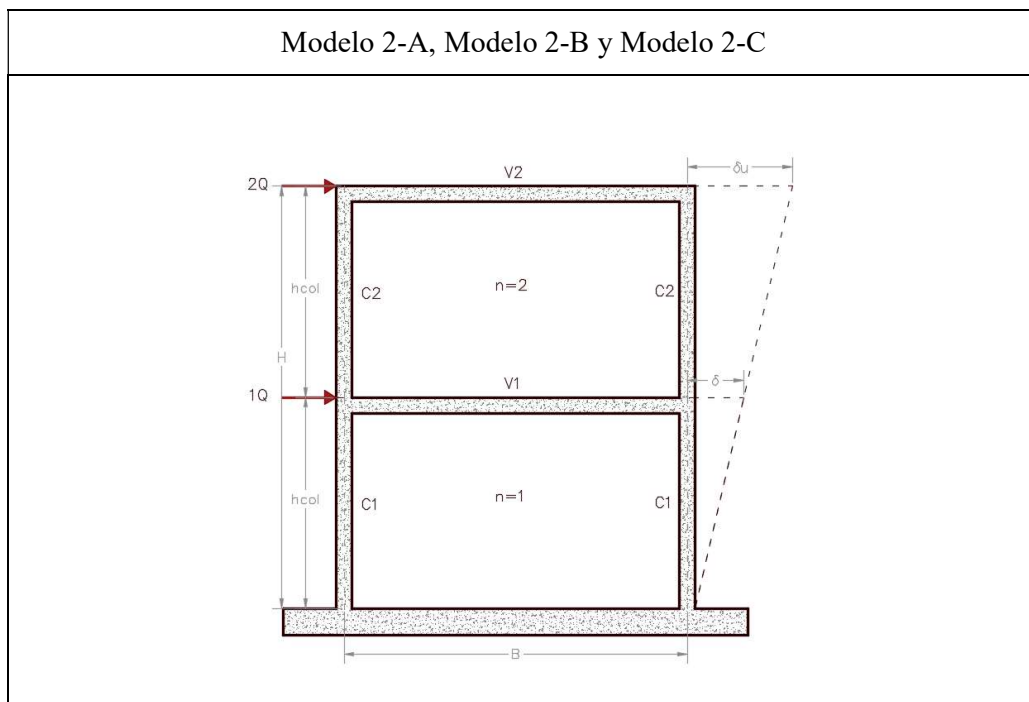
El grupo 2 es estructura de dos pisos y un vano. Comprende 10 modelos con diseños tipo A, B Y C.

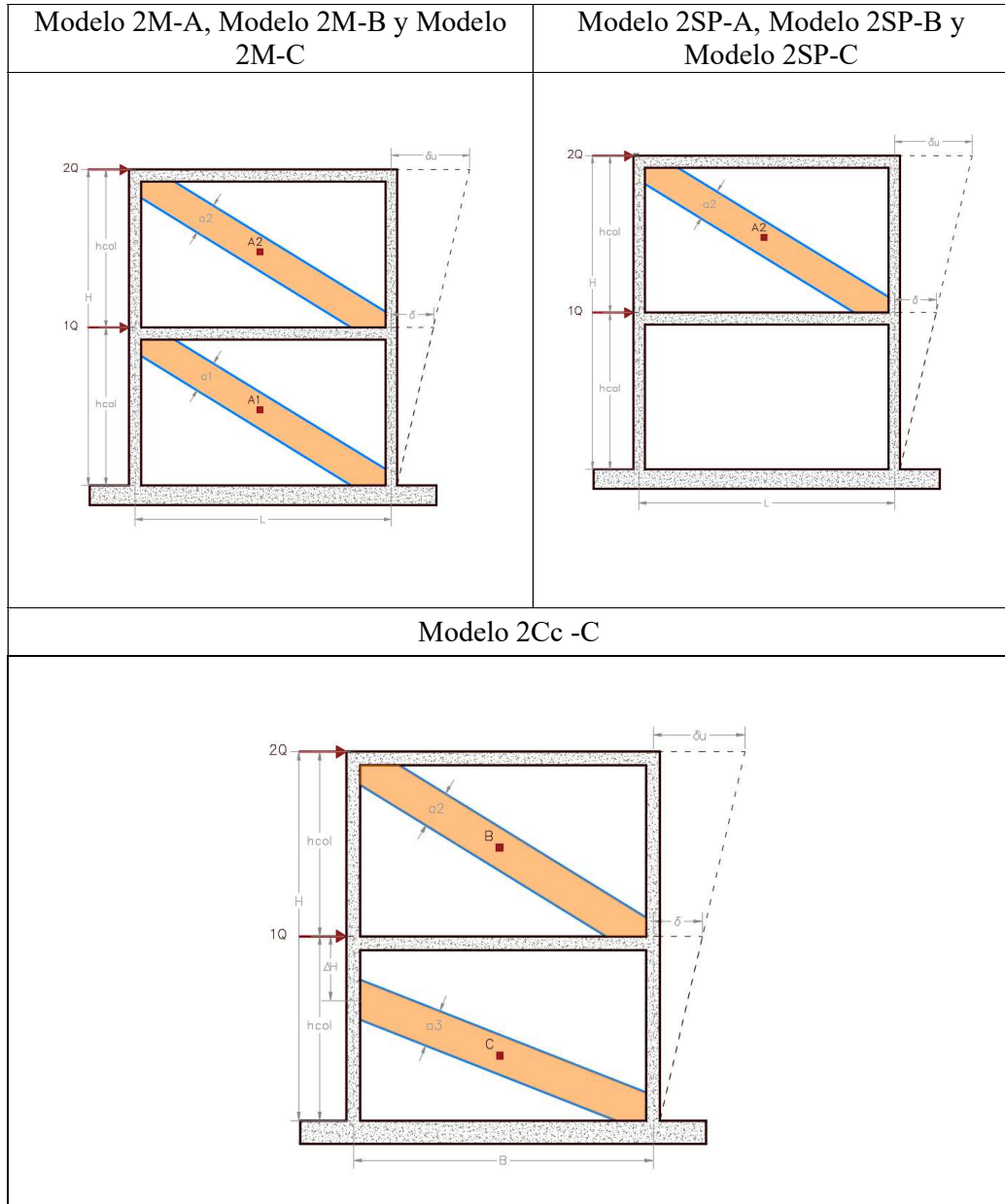
Los modelos 2-A, 2M-A, 2SP-A, 2-C, 2M-C, 2SP-C, 2Cc-C tienen una viga de 5m de luz y columnas de 3 m de altura

Los modelos 2-B, 2M-B, 2SP-B tienen vigas de 6.5m de luz y columnas de 4 m de altura.

La columna corta en el modelo 2Cc-C tiene una altura de 0.60 m.

Los 10 modelos del grupo 2 se muestran en la Ilustración 70.





**Ilustración 70. Modelos de dos pisos, un vano.**

- **Diseño de vigas en el Grupo 2**

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la tabla 17.

**Tabla 17. Secciones de Viga - Grupo 2**

| MODELO                       |                          | B<br>(cm)   | H(cm) | Izquierdo                |             | Derecho     |         |           |
|------------------------------|--------------------------|-------------|-------|--------------------------|-------------|-------------|---------|-----------|
|                              |                          |             |       |                          |             |             |         |           |
| 2A<br>2M-A<br>2SP-A          | PISO<br>1                | 25          | 40    | <b>As superior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | As (cm2)                 | 7.1         | 2Φ18        | 7.1     | 2Φ18      |
|                              | Cuantía ρ                |             |       | 0.008114286              |             | 0.008114286 |         |           |
|                              | PISO<br>2                |             |       | <b>As superior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | As (cm2)                 | 6.03        | 3Φ16        | 6.03    | 3Φ16      |
|                              | Cuantía ρ                |             |       | 0.006891429              |             | 0.006891429 |         |           |
| PISO<br>1-2                  | <b>As inferior (cm2)</b> |             |       |                          |             |             |         |           |
|                              | 4.02                     |             | 2Φ16  |                          |             |             |         |           |
|                              | Cuantía ρ                | 0.004594286 |       |                          |             |             |         |           |
| 2B<br>2MB<br>2SP-B           | PISO<br>1-2              | 30          | 55    | <b>As superior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | As (cm2)                 | 16.49       | 3Φ22+2Φ18   | 16.5    | 3Φ22+2Φ18 |
|                              |                          |             |       | Cuantía ρ                | 0.010993333 |             | 0.011   |           |
|                              |                          |             |       | <b>As inferior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | 7.6                      |             | 2Φ22        |         |           |
| Cuantía ρ                    | 0.005066667              |             |       |                          |             |             |         |           |
| 2C<br>2M-C<br>2SP-C<br>2Cc-C | PISO<br>1-2              | 25          | 45    | <b>As superior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | As (cm2)                 | 9.42        | 3Φ20        | 4.02    | 2Φ16      |
|                              |                          |             |       | Cuantía ρ                | 0.00942     |             | 0.00402 |           |
|                              |                          |             |       | <b>As superior (cm2)</b> |             |             |         |           |
|                              |                          |             |       | As (cm2)                 | 4.02        | 2Φ16        | 4.02    | 2Φ16      |
|                              |                          |             |       | Cuantía ρ                | 0.00402     |             | 0.00402 |           |
| <b>As inferior (cm2)</b>     |                          |             |       |                          |             |             |         |           |
| 4.02                         |                          | 2Φ16        |       |                          |             |             |         |           |
| Cuantía ρ                    | 0.00402                  |             |       |                          |             |             |         |           |

- **Diseño de columnas en el Grupo 2**

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 18.

**Tabla 18. Secciones de Columna - Grupo 2**

| MODELO                       |                   | Altura<br>H (m) | SECCION    |            | Acero                 |      |                | Mn<br>(T-m) | Mpr<br>(T-m) | Ve<br>(Ton) |
|------------------------------|-------------------|-----------------|------------|------------|-----------------------|------|----------------|-------------|--------------|-------------|
|                              |                   |                 | hc<br>(cm) | bc<br>(cm) | As (cm <sup>2</sup> ) |      | Cuantía<br>(ρ) |             |              |             |
| 2A<br>2M-A<br>2SP-A          | PISO 1-2<br>C1-C2 | 3               | 40         | 40         | 12Φ18                 | 30.5 | 0.0217         | 15.5        | 19.375       | 13.963      |
| 2B<br>2M-B<br>2SP-B          | PISO 1-2<br>C1-C2 | 4               | 40         | 40         | 16Φ22                 | 60.8 | 0.0434         | 34          | 42.5         | 22.818      |
| 2C<br>2M-C<br>2SP-C<br>2Cc-C | PISO 1-2<br>C1-C2 | 3               | 30         | 30         | 8Φ14                  | 37.7 | 0.0502         | 6.327       | 7.9087<br>5  | 5.7         |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 2**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 19.

**Tabla 19. Parámetros de MMR - Grupo 2**

| MODELO         | 2A, 2M-A, 2SP-A |        | 2B, 2M-B, 2SP-B |        | 2C, 2M-C, 2SP-C,<br>2Cc-C |
|----------------|-----------------|--------|-----------------|--------|---------------------------|
|                | 1               | 2      | 1               | 2      |                           |
| PISO (n)       | 1               | 2      | 1               | 2      | 1-2                       |
| Tramo          | 1               |        | 1               |        | 1                         |
| a (m)          | 0.643           | 0.628  | 0.782           | 0.764  | 0.567                     |
| tinf(m)        | 0.2             |        | 0.2             |        | 0.2                       |
| hinf(m)        | 2.8             | 2.6    | 3.73            | 3.45   | 2.55                      |
| L (m)          | 5               |        | 6.5             |        | 5                         |
| hcol           | 3               |        | 4               |        | 3                         |
| Ani(m2)        | 0.92            | 0.92   | 1.22            | 1.22   | 0.94                      |
| Vm (T/m2)      | 10.5            |        | 10.5            |        | 10.5                      |
| QCEH (T)       | 12.61           | 12.61  | 16.73           | 16.73  | 12.89                     |
| QCED (T)       | 14.71           | 14.71  | 19.64           | 19.64  | 15.03                     |
| $\beta$        | 1.107           | 1.107  | 1.723           | 1.723  | 0.443                     |
| Linf/hinf      | 1.642           | 1.769  | 1.637           | 1.768  | 1.843                     |
| d (%)          | 0.671           | 0.646  | 1.00            | 0.969  | 0.3157                    |
| L.S. (%)       | 0.471           | 0.446  | 0.772           | 0.746  | 0.216                     |
| $\delta\gamma$ | 0.007           | 0.0094 | 0.012           | 0.0095 | 0.0046                    |



### 3.7.3. Grupo 3

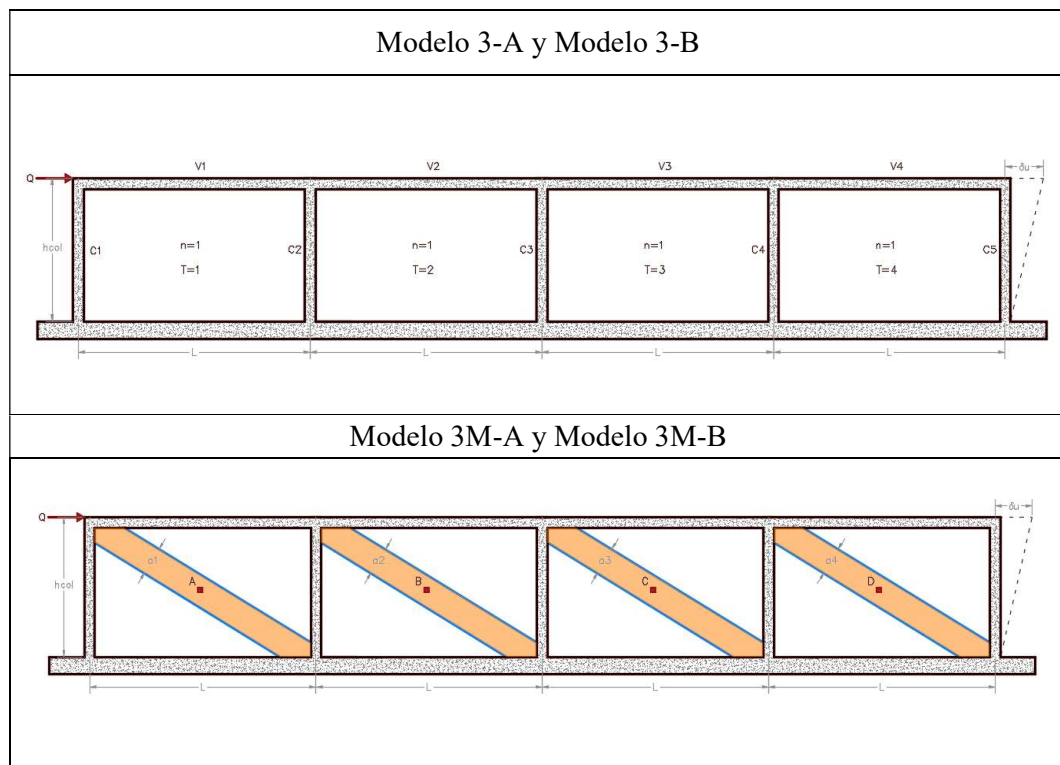
El grupo 3 está conformado por una estructura de 1 piso y 4 vanos, con variantes de 5 modelos con diseño tipo A y B

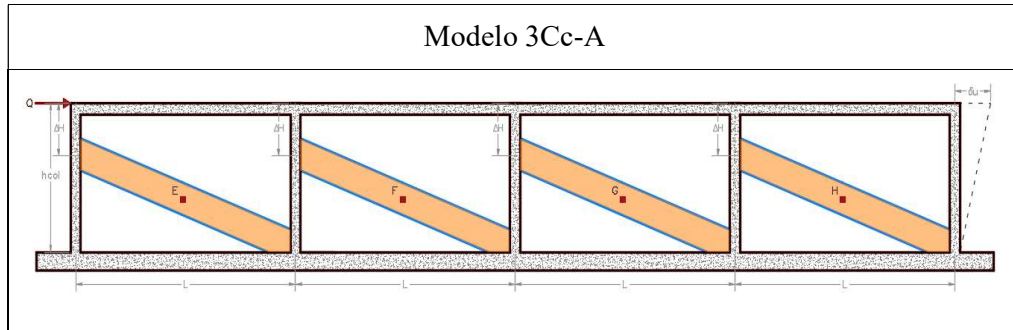
Los modelos 3-A, 3M-A y 3Cc-A, tienen vigas de 5 m de luz y columnas de 3 m de altura.

Los modelos 3-B, 3M-B tienen vigas de 6.5m de luz y columnas de 4 m de altura.

La columna corta en el modelo 3Cc-A tiene una altura de 0.60 m.

Los 5 modelos del grupo 3 se muestran en la Ilustración 71.





**Ilustración 71. Modelos de varios vanos, un piso**

- **Diseño de vigas en el Grupo 3**

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la Tabla 20.

**Tabla 20. Secciones de Viga - Grupo 3**

| MODELO                                |                                     | B (cm)      | H(cm)            | Izquierdo                           |             | Derecho     |           |
|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------|------------------|-------------------------------------|-------------|-------------|-----------|
|                                       |                                     |             |                  |                                     |             |             |           |
| 3A<br>3M-A<br>3Cc-A<br><br>$L_v = 5m$ | VIGA 1                              | 25          | 45               | <b>As superior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |             |           |
|                                       |                                     |             |                  | 18.1                                | 4Φ24        | 18.1        | 4Φ24      |
|                                       | <b>Cuantía ρ</b>                    |             |                  | 0.0181                              | 0.0181      |             |           |
|                                       | <b>As inferior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |                  |                                     |             |             |           |
| VIGA 1-4                              | 15.2                                | 4Φ22        | <b>Cuantía ρ</b> |                                     | 0.0152      |             |           |
|                                       |                                     |             |                  |                                     |             |             |           |
| 3B<br>3M-B<br><br>$L_v = 6.5m$        | VIGA 1                              | 25          | 50               | <b>As superior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |             |           |
|                                       |                                     |             |                  | 21.02                               | 3Φ22 + 2Φ16 | 19.01       | 3Φ22+1Φ20 |
|                                       | <b>Cuantía ρ</b>                    |             |                  | 0.018684444                         | 0.016897778 |             |           |
|                                       | <b>As superior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |                  |                                     |             |             |           |
|                                       | 19.01                               |             |                  | 3Φ22+1Φ20                           | 19.01       | 3Φ22+1Φ20   |           |
|                                       | <b>Cuantía ρ</b>                    |             |                  | 0.016897778                         | 0.016897778 |             |           |
|                                       | <b>As superior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |                  |                                     |             |             |           |
|                                       | 19.01                               |             |                  | 3Φ22+1Φ20                           | 21.02       | 3Φ22 + 2Φ16 |           |
| <b>Cuantía ρ</b>                      |                                     | 0.016897778 | 0.018684444      |                                     |             |             |           |
| VIGA 1-4                              | <b>As inferior (cm<sup>2</sup>)</b> |             |                  |                                     |             |             |           |
|                                       | 9.42                                | 3Φ20        | <b>Cuantía ρ</b> |                                     | 0.008373333 |             |           |

- **Diseño de columnas en el Grupo 3**

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 21.

**Tabla 21. Secciones de Columna - Grupo 3**

| MODELO              |            | Altura<br>H (m) | SECCION    |            | Acero                 |                | Mn<br>(T-m) | Mpr<br>(T-m) | Ve<br>(Ton) |
|---------------------|------------|-----------------|------------|------------|-----------------------|----------------|-------------|--------------|-------------|
|                     |            |                 | hc<br>(cm) | bc<br>(cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | Cuantía<br>(ρ) |             |              |             |
| 3A<br>3M-A<br>3Cc-A | C1yC5      | 3               | 40         | 40         | 12Φ18 30.5            | 0.02181        | 15.096      | 18.87        | 13.6        |
|                     | C2-C4      | 3               | 50         | 50         | 12Φ18 30.5            | 0.01357        | 19.98       | 24.975       | 18          |
| 3B<br>3M-B          | C1 y<br>C5 | 4               | 30         | 30         | 8Φ16 16.1             | 0.02144        | 5.55        | 6.9375       | 5           |
|                     | C2-C4      | 4               | 40         | 40         | 12Φ18 30.5            | 0.02181<br>43  | 15.096      | 18.87        | 13.6        |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 3**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 22.

**Tabla 22. Parámetros de MMR - Modelo 3**

| <b>MODELO</b>          | <b>3A, 3M-A</b> | <b>3B, 3M-B</b> |        |
|------------------------|-----------------|-----------------|--------|
| PISO (n)               | 1               | 1               |        |
| Tramo                  | 1-4             | 1 y 4           | 2-3    |
| a (m)                  | 0.639           | 0.559           | 0.621  |
| tinf(m)                | 0.2             | 0.2             |        |
| hinf(m)                | 2.75            | 2.50            |        |
| L (m)                  | 5               | 5               |        |
| hcol                   | 3               | 3               |        |
| Ani(m <sup>2</sup> )   | 0.92            | 0.93            | 0.92   |
| Vm (T/m <sup>2</sup> ) | 10.5            | 10.5            |        |
| QCEH (T)               | 12.61           | 12.75           | 12.61  |
| QCED (T)               | 14.71           | 14.87           | 14.71  |
| $\beta$                | 2.306           | 0.392           | 1.079  |
| Linf/hinf              | 1.670           | 1.860           | 1.840  |
| d (%)                  | 0.998           | 0.314           | 0.632  |
| L.S. (%)               | 0.765           | 0.214           | 0.432  |
| $\delta\gamma$         | 0.0084          | 0.007           | 0.0045 |

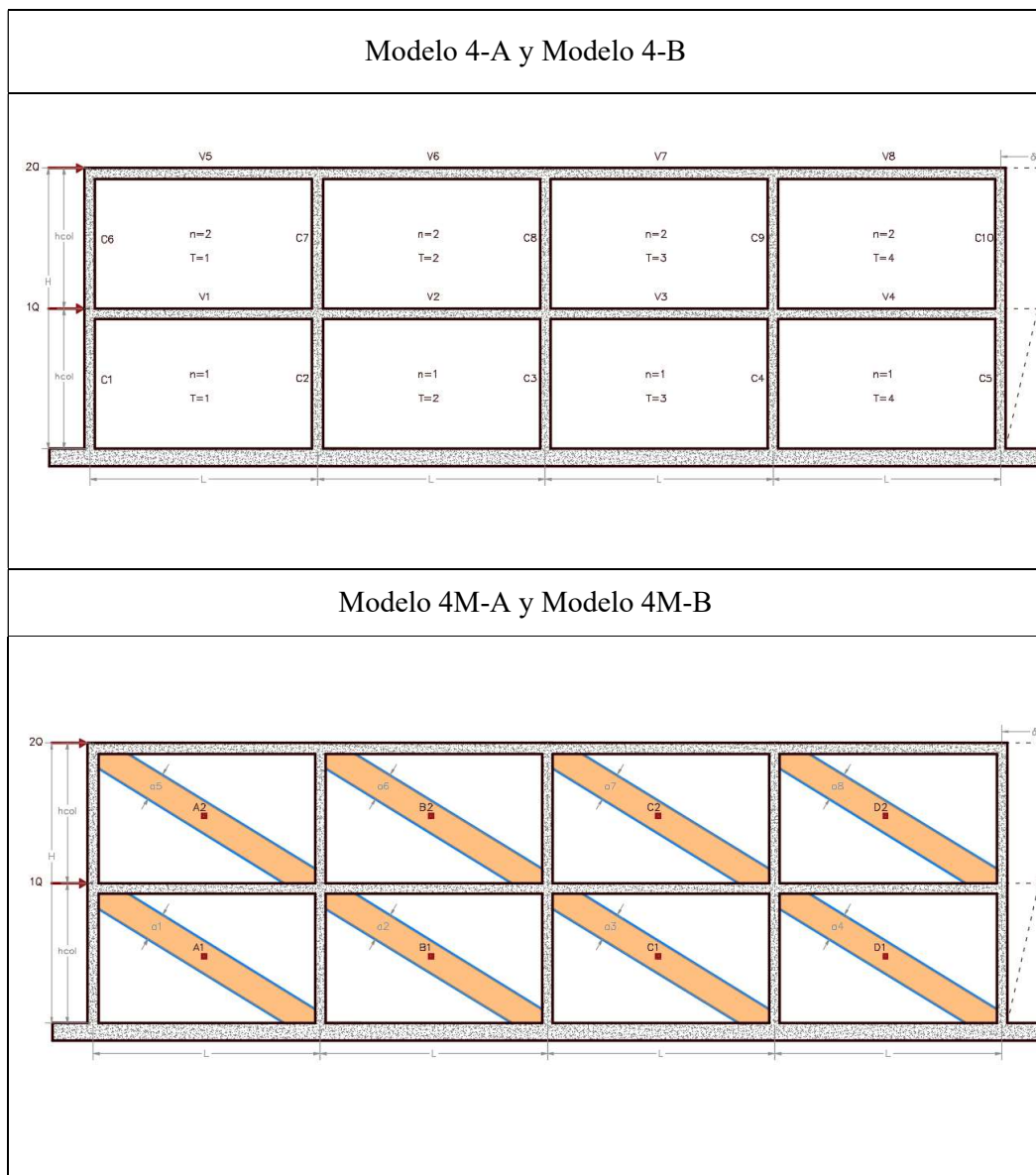
### 3.7.4. Grupo 4

El grupo 4 consta de una estructura de 2 pisos con 4 vanos, y tiene 7 modelos con diseño tipo A y B.

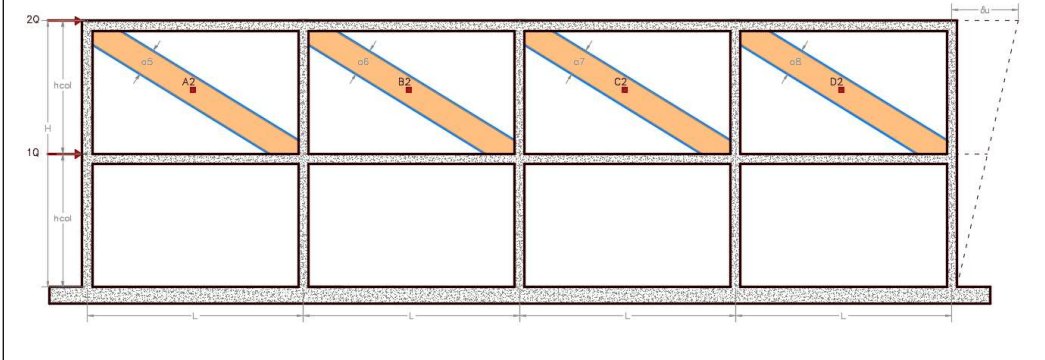
Todos los modelos tienen vigas de 5 m de luz y columnas de 3 m de altura.

La columna corta en el modelo 4Cc-A tiene una altura de 0.60 m.

Los 7 modelos del grupo 4 se muestran en la Ilustración 72.



Modelo 4SP-A y Modelo 4SP-B



Modelo 4Cc-A

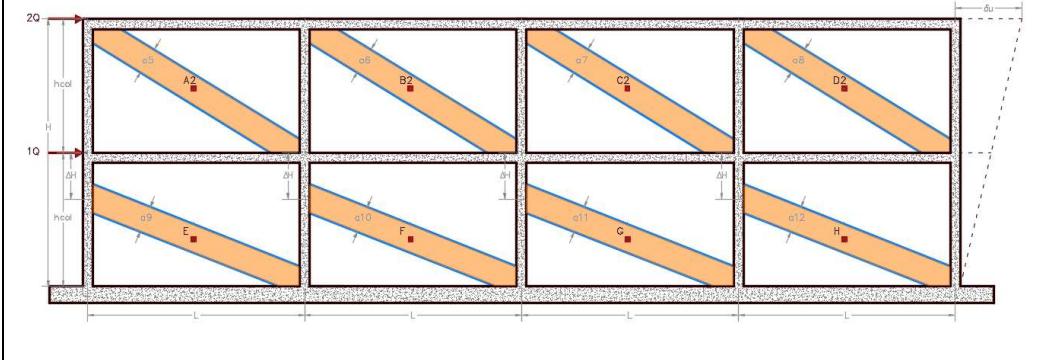


Ilustración 72. Modelos varios vanos, dos pisos

- Diseño de vigas en el Grupo 4

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la Tabla 23.

**Tabla 23. Secciones de Viga - Grupo 4**

| MODELO   |           |                                | B (cm)                         | H(cm)       |                                | Izquierdo                      | Derecho     |             |           |
|--|-----------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|-------------|-----------|
|  |           |                                |                                |             |                                |                                |             |             |           |
| 4-A<br>4M-A<br>4SP-A<br>4Cc-A<br><br>4-B<br>4M-B<br>4SP-B<br><br>Lv=6.5m | PISO 1    | VIGA 1                         | 25                             | 50          |                                | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |           |
|  |           |                                |                                |             |                                | 4.02                           | 2Φ16        | 11.62       | 2Φ22+2Φ16 |
|  |           |                                |                                |             |                                | 0.003573333                    |             | 0.010328889 |           |
|  |           | Cuantía ρ                      | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             |                                |                                |             |             |           |
|  |           |                                | 4.02                           | 2Φ16        | 6.03                           | 3Φ16                           |             |             |           |
|  |           |                                | 0.003573333                    |             | 0.00536                        |                                |             |             |           |
|  | VIGA 2-3  | 30                             | 50                             |             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |             |           |
|  |           |                                |                                |             | 18.1                           | 4Φ16                           | 18.1        | 4Φ16        |           |
|  |           |                                |                                |             | 0.013407407                    |                                | 0.013407407 |             |           |
|  |           | Cuantía ρ                      | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             |                                |                                |             |             |           |
|  |           |                                | 15.21                          | 4Φ22        | 15.2                           | 4Φ22                           |             |             |           |
|  |           |                                | 0.011266667                    |             | 0.011259259                    |                                |             |             |           |
|  | VIGA 4    | 25                             | 50                             |             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |             |           |
|  |           |                                |                                |             | 11.62                          | 2Φ22+2Φ16                      | 4.02        | 2Φ16        |           |
|  |           |                                |                                |             | 0.010328889                    |                                | 0.003573333 |             |           |
| Cuantía ρ  |           | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |                                |                                |             |             |           |
|  |           | 6.03                           | 3Φ16                           | 4.02        | 2Φ16                           |                                |             |             |           |
|  |           | 0.00536                        |                                | 0.003573333 |                                |                                |             |             |           |
| PISO 2   | VIGA 5    | 25                             | 50                             |             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |             |           |
|  |           |                                |                                |             | 4.02                           | 2Φ16                           | 11.62       | 2Φ22+2Φ16   |           |
|  |           |                                |                                |             | 0.003573333                    |                                | 0.010328889 |             |           |
|  | Cuantía ρ | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |                                |                                |             |             |           |
|  |           | 4.02                           | 2Φ16                           | 6.03        | 3Φ16                           |                                |             |             |           |
|  |           | 0.003573333                    |                                | 0.00536     |                                |                                |             |             |           |





- **Diseño de columnas en el Grupo 4**

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 24.

**Tabla 24. Secciones de Columna - Grupo 4**

| MODELO                       |                          | Altura<br>H (m) | SECCION    |            | Acero                 |                | Mn<br>(T-m) | Mpr<br>(T-m) | Ve<br>(Ton) |
|------------------------------|--------------------------|-----------------|------------|------------|-----------------------|----------------|-------------|--------------|-------------|
|                              |                          |                 | hc<br>(cm) | bc<br>(cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | Cuantía<br>(ρ) |             |              |             |
| 4A<br>4M-A<br>4SP-A<br>4Cc-A | PISO 1<br>(C1 yC5)       | 3               | 40         | 40         | 12Φ18 31              | 0.02181429     | 15.096      | 18.87        | 13.6        |
|                              | PISO 1<br>(C2-C3-<br>C4) | 3               | 50         | 50         | 12Φ18 31              | 0.01357333     | 19.98       | 24.975       | 18          |
|                              | PISO 2<br>(C6 yC10)      | 3               | 30         | 30         | 8Φ20 25               | 0.03350667     | 5.55        | 6.9375       | 5           |
|                              | PISO 2<br>(C7-C8-<br>C9) | 3               | 50         | 50         | 12Φ18 31              | 0.01357333     | 15.096      | 18.87        | 13.6        |
| 4B<br>4M-B<br>4SP-B          | PISO 1<br>(C1-C5)        | 3               | 50         | 50         | 12Φ18 31              | 0.01357333     | 19.98       | 24.975       | 18          |
|                              | PISO 2<br>(C6-C10)       | 3               | 50         | 50         | 12Φ18 31              | 0.01357333     | 15.096      | 18.87        | 13.6        |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 4**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 25.

**Tabla 25. Parámetros de MMR - Modelo 4**

| <b>MODELO</b>          | <b>4-A, 4M-A, 4SP-4, 4-B, 4M-B y 4SP-B</b> |       |       |        |
|------------------------|--|-------|-------|--------|
| PISO (n)               | 1  |       | 2     |        |
| Tramo                  | 1 y 4                                      | 2-3   | 1 y 4 | 2-3    |
| a (m)                  | 0.616                                      | 0.667 | 0.559 | 0.621  |
| tinf(m)                | 0.2  |       |       |        |
| hinf(m)                | 2.50                                       | 2.50  | 2.50  | 2.50   |
| L (m)                  | 5  |       |       |        |
| hcol                   | 3  |       |       |        |
| Ani(m <sup>2</sup> )   | 0.91                                       | 0.90  | 0.93  | 0.92   |
| Vm (T/m <sup>2</sup> ) | 10.5                                       |       |       |        |
| QCEH (T)               | 12.48                                      | 12.34 | 12.75 | 12.61  |
| QCED (T)               | 14.55                                      | 14.39 | 14.87 | 14.71  |
| $\beta$                | 1.09                                       | 1.46  | 0.392 | 1.079  |
| Linf/hinf              | 1.82                                       | 1.80  | 1.860 | 1.840  |
| d (%)                  | 0.636                                      | 0.960 | 0.314 | 0.632  |
| L.S. (%)               | 0.436                                      | 0.740 | 0.214 | 0.432  |
| $\delta_y$             | 0.005                                      | 0.005 | 0.007 | 0.0045 |

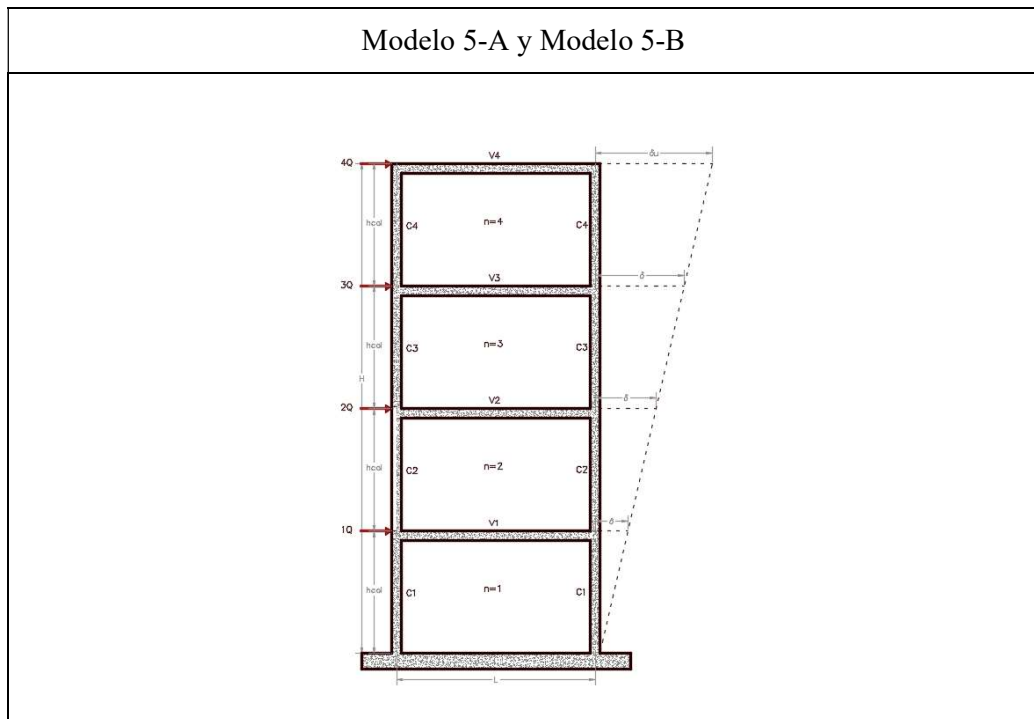
### 3.7.5. Grupo 5

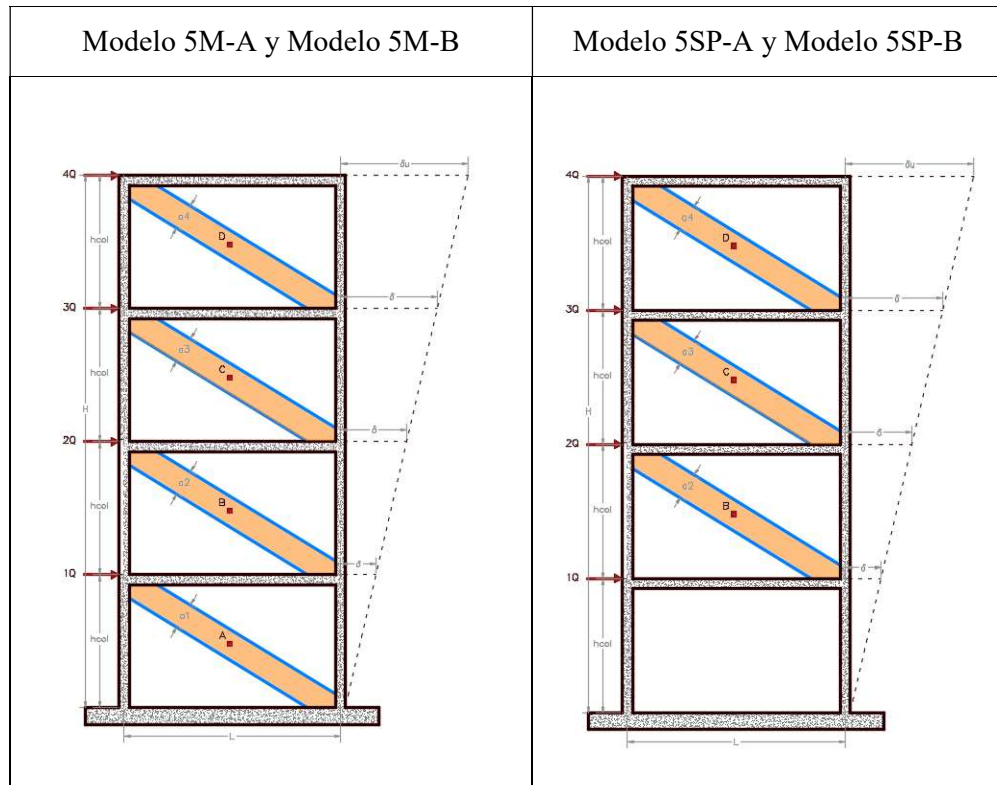
El grupo 5 tiene una estructura de 4 pisos y un vano. Se tienen 6 modelos con diseño tipo A y B.

Los modelos 5-A, 5M-A y 5SP-A tienen vigas de 5 m de luz y columnas de 4 m de altura.

Los modelos 5-B, 5M-B y 5SP-B tienen vigas de 5 m de luz y columnas de 3 m de altura.

Los 6 modelos del grupo 5 se muestran en la Ilustración 73.





**Ilustración 73. Modelos varios pisos, un vano**

- **Diseño de vigas en el Grupo 5**

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la Tabla 26.

**Tabla 26. Secciones de Viga - Grupo 5**

| MODELO   |        | B<br>(cm) | H(cm)            |                          | Izquierdo                | Derecho     |
|--|--------|-----------|------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
|  |        |           |                  |                          |                          |             |
| 5-A<br>5M-A<br>5SPA-A<br><br>5-B<br>5M-B<br>5SP-B<br><br>Lv = 5m | PISO 1 | 30        | 60               |                          | <b>As superior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  |                          | 19 5Φ22                  | 19 5Φ22     |
|  |        |           |                  | <b>Cuantía ρ</b>         | 0.011515152              | 0.011515152 |
|  |        |           |                  |                          | <b>As inferior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  |                          | 11.4 3Φ22                | 11.4 3Φ22   |
|  |        |           |                  | <b>Cuantía ρ</b>         | 0.006909091              | 0.006909091 |
|  | PISO 2 | 30        | 60               |                          | <b>As superior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  |                          | 22.8 6Φ22                | 22.8 6Φ22   |
|  |        |           |                  | <b>Cuantía ρ</b>         | 0.013818182              | 0.013818182 |
|  |        |           |                  |                          | <b>As inferior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  |                          | 11.4 3Φ22                | 11.4 3Φ22   |
|  |        |           |                  | <b>Cuantía ρ</b>         | 0.006909091              | 0.006909091 |
|  | PISO 3 | 30        | 60               |                          | <b>As superior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  |                          | 19 5Φ22                  | 19 5Φ22     |
|  |        |           |                  | <b>Cuantía ρ</b>         | 0.011515152              | 0.011515152 |
|  |        |           |                  |                          | <b>As inferior (cm2)</b> |             |
|  |        |           |                  | 10.18 4Φ18               | 10.18 4Φ18               |             |
| <b>Cuantía ρ</b>   |        |           |                  | 0.006169697              | 0.006169697              |             |
| PISO 4   | 30     | 60        |                  | <b>As superior (cm2)</b> |                          |             |
|  |        |           |                  | 14.72 3Φ25               | 14.72 3Φ25               |             |
|  |        |           | <b>Cuantía ρ</b> | 0.008921212              | 0.008921212              |             |
|  |        |           |                  | <b>As inferior (cm2)</b> |                          |             |
|  |        |           |                  | 10.18 4Φ18               | 10.18 4Φ18               |             |
|  |        |           | <b>Cuantía ρ</b> | 0.006169697              | 0.006169697              |             |

- **Diseño de columnas en el Grupo 5**

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 27.

**Tabla 27. Secciones de Columna - Grupo 5**

| MODELO               |            | Altura<br>H (m) | SECCION    |            | Acero                 |                | Mn<br>(T-m) | Mpr<br>(T-m) | Ve<br>(Ton) |
|----------------------|------------|-----------------|------------|------------|-----------------------|----------------|-------------|--------------|-------------|
|                      |            |                 | hc<br>(cm) | bc<br>(cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | Cuantía<br>(ρ) |             |              |             |
| 5-A<br>5M-A<br>5SP-A | PISO 1     | 3               | 60         | 60         | 12Φ25 59              | 0.01784        | 39.627      | 49.533       | 35.7        |
|                      | PISO 2     | 3               | 60         | 60         | 16Φ18 41              | 0.01233        | 48.063      | 60.078       | 43.3        |
|                      | PISO 3 y 4 | 3               | 60         | 60         | 12Φ20 38              | 0.01142        | 32.19       | 40.237       | 29          |
| 5-B<br>5M-B<br>5SP-B | PISO 1     | 4               | 60         | 60         | 12Φ25 59              | 0.01784        | 31.413      | 39.266       | 28.3        |
|                      | PISO 2     | 3               | 60         | 60         | 16Φ18 41              | 0.01233        | 48.063      | 60.078       | 43.3        |
|                      | PISO 3 y 4 | 3               | 60         | 60         | 12Φ20 38              | 0.01142        | 32.19       | 40.237       | 29          |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 5**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 28.

**Tabla 28. Parámetros de MMR - Grupo 5**

| MODELO                 | 5-A, 5M-A, 5SP-A |        |        | 5-B, 5M-B, 5SP-B |        |        |
|------------------------|------------------|--------|--------|------------------|--------|--------|
|                        | 1                | 2      | 3-4    | 1                | 2      | 3-4    |
| PISO (n)               | 1                | 2      | 3-4    | 1                | 2      | 3-4    |
| Tramo                  | 1                |        |        | 1                |        |        |
| a (m)                  | 0.722            | 0.697  | 0.697  | 0.732            | 0.697  | 0.697  |
| tinf(m)                | 0.2              |        |        | 0.2              |        |        |
| hinf(m)                | 2.70             | 2.40   | 2.40   | 3.70             | 2.4    | 2.40   |
| L (m)                  | 5                |        |        | 5                |        |        |
| hcol                   | 3                |        |        | 4                | 3      |        |
| Ani(m <sup>2</sup> )   | 0.88             |        |        | 1.18             | 0.88   |        |
| Vm (T/m <sup>2</sup> ) | 10.5             |        |        | 10.5             |        |        |
| QCEH (T)               | 12.06            |        |        | 12.06            | 12.06  |        |
| QCED (T)               | 14.07            |        |        | 15.45            | 14.07  |        |
| $\beta$                | 3.21             | 3.59   | 2.41   | 1.75             | 3.59   | 2.41   |
| Linf/hinf              | 1.63             | 1.83   | 1.83   | 1.59             | 1.83   | 1.83   |
| d (%)                  | 1.011            | 0.95   | 0.95   | 1.143            | 0.95   | 1.02   |
| L.S. (%)               | 0.774            | 0.733  | 0.733  | 0.862            | 0.733  | 0.782  |
| $\delta_y$             | 0.0066           | 0.0045 | 0.0042 | 0.0105           | 0.0045 | 0.0042 |

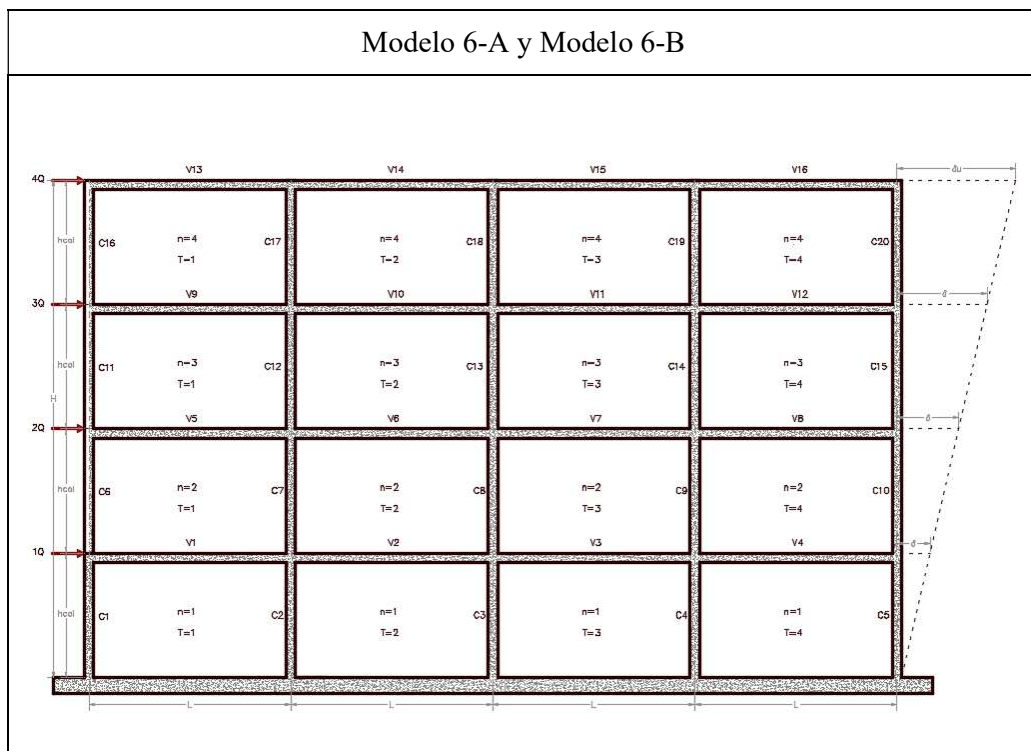
### 3.7.6. Grupo 6

El grupo 6 tiene una estructura de 4 pisos y 4 vanos. Se tienen 5 modelos con diseño tipo A y B.

Los modelos 6-A, 6M-A y 6SP-A con vigas de 6.5m de luz y columnas de 4 m de altura.

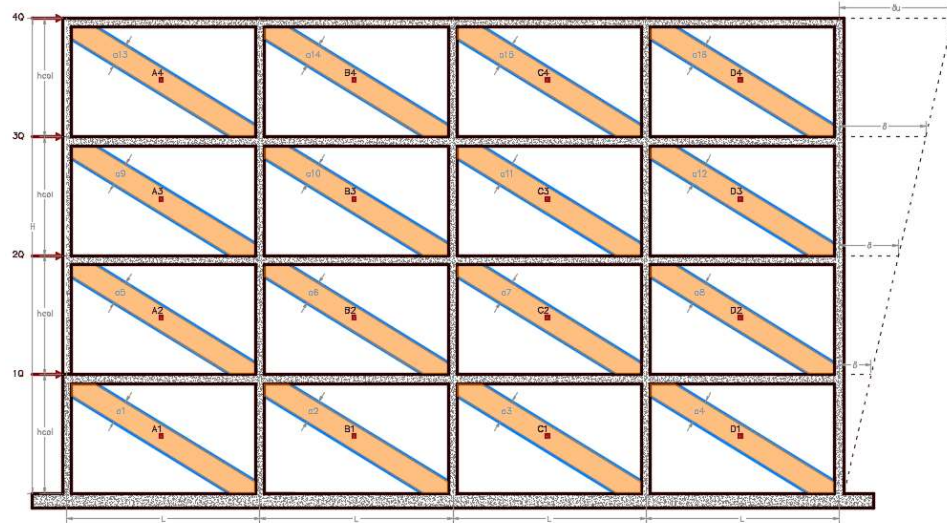
Los modelos 6-B, 6M-B con vigas de 6.5 de luz y columnas de 4m de altura.

Los 5 modelos del grupo 6 se muestran en la Ilustración 74.

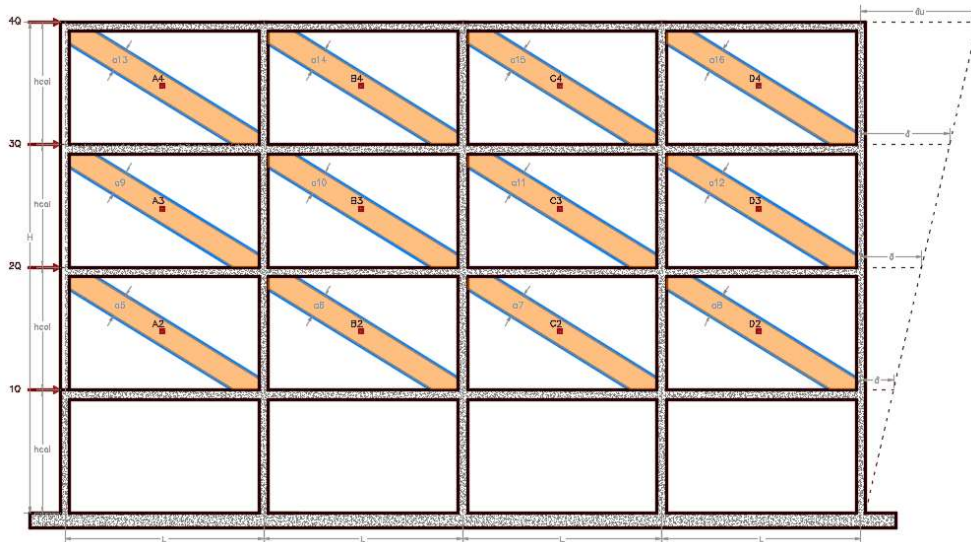




Modelo 6M-A y Modelo 6M-B



Modelo 6SP-A



**Ilustración 74. Modelo edificio en 2D (varios vanos, varios pisos)**

- Diseño de vigas en el Grupo 6

Para las vigas se adoptan los parámetros de diseño descritos en la Tabla 29.

Tabla 29. Secciones de Viga - Modelo 6

| MODELO                                  |               | B (cm) | H(cm)                          |                                |             |             |
|---|---------------|--------|--------------------------------|--------------------------------|-------------|-------------|
|   |               |        |                                | Izquierdo                      | Derecho     |             |
| 6-A<br>6M-A<br>6SP-A<br><br>Lv=6.5<br>m | PISO 1        | 30     | 60                             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 19.63 4Φ25                     | 19.63 4Φ25  |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.01189697  | 0.01189697  |
|   |               |        |                                | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 12.56 4Φ20                     | 12.56 4Φ20  |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.007612121 | 0.007612121 |
|   | PISO 2        | 30     | 60                             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 22.8 6Φ22                      | 22.8 6Φ22   |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.013818182 | 0.013818182 |
|   |               |        |                                | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 12.56 4Φ20                     | 12.56 4Φ20  |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.007612121 | 0.007612121 |
| PISO 3 y<br>4                           | 30            | 60     | As superior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |             |
|   |               |        | 15.2 4Φ22                      | 15.2 4Φ22                      |             |             |
|   |               |        | Cuantía ρ                      | 0.009212121                    | 0.009212121 |             |
|   |               |        | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |                                |             |             |
|   |               |        | 12.56 4Φ20                     | 12.56 4Φ20                     |             |             |
|   |               |        | Cuantía ρ                      | 0.007612121                    | 0.007612121 |             |
| 6-B<br>6M-B<br><br>Lv=6.5m              | PISO 1 y<br>2 | 30     | 50                             | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 15.2 4Φ22                      | 15.2 4Φ22   |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.011259259 | 0.011259259 |
|   |               |        |                                | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             |             |
|   |               |        |                                | 12.56 4Φ20                     | 12.56 4Φ20  |             |
|   |               |        |                                | Cuantía ρ                      | 0.009303704 | 0.009303704 |

|                        |        |    |    |                                |             |             |             |       |             |
|------------------------|--------|----|----|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------|-------------|
| 6-B<br>6M-B<br>Lv=6.5m | PISO 3 | 25 | 40 | Cuantía $\rho$                 | 0.009303704 | 0.009303704 |             |       |             |
|                        |        |    |    | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             | 15.2        | 4 $\Phi$ 22 | 15.2  | 4 $\Phi$ 22 |
|                        |        |    |    | Cuantía $\rho$                 | 0.017371429 | 0.017371429 |             |       |             |
|                        |        |    |    | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             | 12.56       | 4 $\Phi$ 20 | 12.56 | 4 $\Phi$ 20 |
|                        |        |    |    | Cuantía $\rho$                 | 0.014354286 | 0.014354286 |             |       |             |
|                        |        |    |    | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             | 12.56       | 4 $\Phi$ 20 | 12.56 | 4 $\Phi$ 20 |
|                        | PISO 4 | 25 | 30 | Cuantía $\rho$                 | 0.020096    | 0.020096    |             |       |             |
|                        |        |    |    | As inferior (cm <sup>2</sup> ) |             | 6.28        | 2 $\Phi$ 20 | 6.28  | 2 $\Phi$ 20 |
|                        |        |    |    | Cuantía $\rho$                 | 0.010048    | 0.010048    |             |       |             |
|                        |        |    |    | As superior (cm <sup>2</sup> ) |             | 12.56       | 4 $\Phi$ 20 | 12.56 | 4 $\Phi$ 20 |

- Diseño de columnas en el Grupo 6

Para las columnas se adoptan los parámetros de diseño de la Tabla 30.

**Tabla 30. Secciones de Columna - Modelo 6**

| MODELO              |                     | Altura H (m) | SECCION |         | Acero                 |                    |
|---------------------|---------------------|--------------|---------|---------|-----------------------|--------------------|
|                     |                     |              | hc (cm) | bc (cm) | As (cm <sup>2</sup> ) | Cuantía ( $\rho$ ) |
| 6A<br>6M-A<br>6SP-A | PISO 1 (C1-C5)      | 4            | 60      | 60      | 16 $\Phi$ 20 50       | 0.015230           |
|                     | PISO 2 -4 (C6- C20) | 4            | 60      | 60      | 12 $\Phi$ 20 38       | 0.011424           |
| 6B<br>6M-B          | PISO 1 (C1 -C5)     | 4            | 60      | 60      | 16 $\Phi$ 20 50       | 0.015230           |
|                     | PISO 2 (C6-C10)     | 4            | 50      | 50      | 16 $\Phi$ 20 50       | 0.022337           |
|                     | PISO 3 (C11-C15)    | 4            | 40      | 40      | 12 $\Phi$ 18 31       | 0.021814           |

|  |                     |   |    |    |          |         |
|--|---------------------|---|----|----|----------|---------|
|  |                     |   |    |    |          |         |
|  | PISO 4<br>(C15-C20) | 4 | 30 | 30 | 12Φ18 31 | 0.04072 |
|  |                     |   |    |    |          |         |

- **Propiedades del Puntal Diagonal Equivalente en el Grupo 6**

Para el puntal diagonal equivalente se usan las fórmulas dadas por FEMA356 descritas en el capítulo 2 obteniéndose las propiedades de la Tabla 31.

**Tabla 31. Parámetros de MMR - Modelo 6**

| MODELO                                | 6A, 6M-A, 6SP-A |       | 6B, 6M-B |        |       |        |
|---------------------------------------|-----------------|-------|----------|--------|-------|--------|
| PISO (n)                              | 1               | 1-4   | 1        | 2      | 3     | 4      |
| Tramo                                 | 1-4             |       | 1-4      |        |       |        |
| a (m)                                 | 0.895           | 0.871 | 0.879    | 0.828  | 0.771 | 0.702  |
| tinf(m)                               | 0.2             |       | 0.2      |        |       |        |
| hinf(m)                               | 3.70            |       | 3.5      | 3.5    | 3.55  | 3.6    |
| L (m)                                 | 6.5             |       | 6.5      |        |       |        |
| hcol                                  | 4               |       | 4        |        |       |        |
| Ani(m <sup>2</sup> )                  | 1.18            |       | 1.18     | 1.2    | 1.22  | 1.24   |
| V <sub>m</sub><br>(T/m <sup>2</sup> ) | 10.5            |       | 10.5     |        |       |        |
| QCEH (T)                              | 16.18           |       | 16.18    | 16.45  | 16.73 | 17     |
| QCED (T)                              | 19.00           |       | 19       | 19.32  | 19.64 | 19.96  |
| β                                     |                 |       | 2.19     | 1.67   | 0.74  | 0.36   |
| Linf/hinf                             |                 |       | 1.68     | 1.71   | 1.72  | 1.72   |
| d (%)                                 | 0.994           | 0.328 | 0.9943   | 0.986  | 0.656 | 0.330  |
| L.S. (%)                              | 0.763           | 0.228 | 0.763    | 0.757  | 0.456 | 0.230  |
| δy                                    |                 |       | 0.0085   | 0.0105 | 0.007 | 0.0067 |

### **Modelo de estructura existente. -**

En el Anexo 1 se presenta el análisis de una estructura de la ciudad de Guayaquil. Se trata de una estructura antigua de hormigón armado que se agrega como ejemplo de la aplicación de la metodología descrita en este trabajo de grado para el caso de una estructura existente.

## Capítulo 4

### Resultados de los análisis

Los análisis matemáticos se realizaron sobre los 40 modelos antes descritos en el capítulo 3; con la metodología descrita en ese mismo capítulo.

Los resultados obtenidos muestran la degradación de la rigidez de las estructuras por el funcionamiento de las rotulas plásticas para los siguientes niveles de desempeño sísmico:

- Ocupación Inmediata
- Seguridad de Vida
- Prevención de Colapso

Para cada modelo analizado, se ha obtenido la curva Pushover o curva de capacidad de la estructura (cortante basal vs desplazamiento del nodo de control) generado por SAP2000.

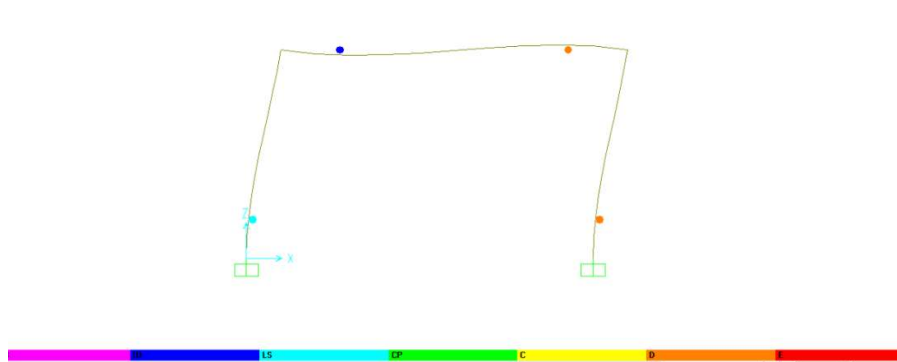
Para las observaciones de todos los modelos se tomó en cuenta 4 indicadores:

1. Cambio de energía ( $E_{req} - E_u = \Delta E$ )
2. Mecanismo de falla
3. Porcentaje de corte sobre el MMR y porcentaje de corte sobre el pórtico.
4. Ductilidad provista

## 4.1.Grupo 1

### 4.1.1. Modelo 1-A

En la Ilustración 75 se presenta la formación de rotulas en el pórtico de hormigón armado, la cual muestra un mecanismo de falla en donde la columna es la primera en ceder, llegándose a crear una rotula de color naranja en el extremo inferior del elemento como se puede apreciar en la siguiente ilustración.

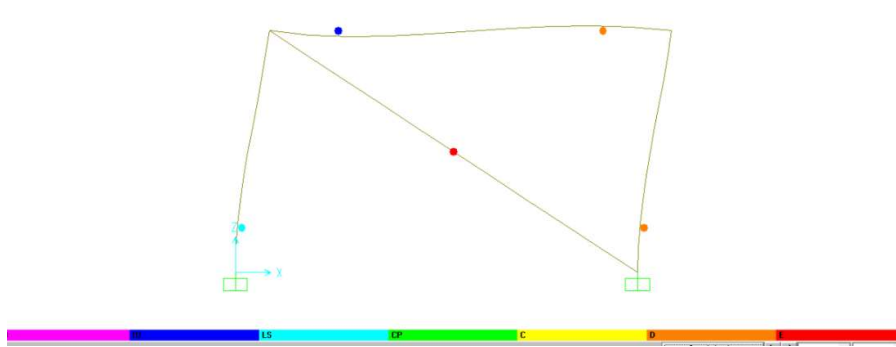


**Ilustración 75.** Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 1-A

Fuente: SAP2000

### 4.1.2. Modelo 1M-A

De igual modo que en el modelo 1-A, se presenta en la Ilustración 76 la formación de rotulas en pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno. Se muestra un mecanismo de falla en donde la mampostería (puntal diagonal) es la primera en ceder, llegándose a crear una rotula de color rojo. Una vez que ocurre la falla del MMR la columna cede llegándose a formar una rotula de color naranja en la parte inferior del elemento.



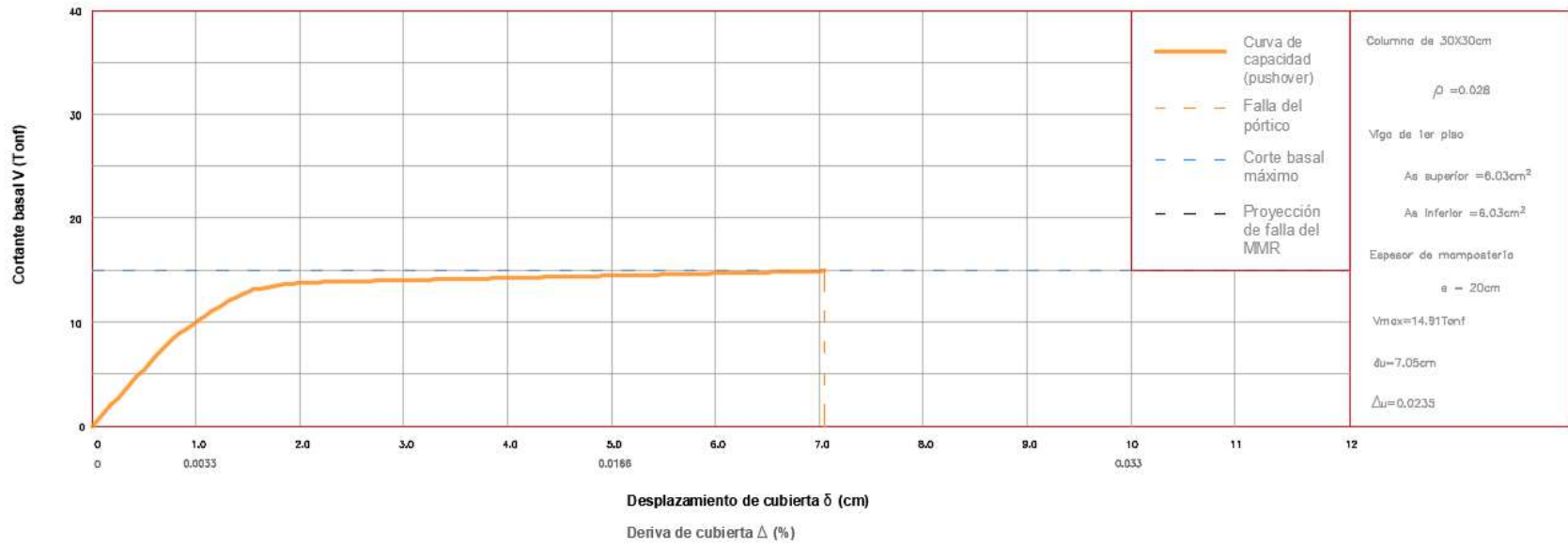
**Ilustración 76.** Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 1M-A

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 1-A y 1M-A se presentan en las ilustraciones 77 y 78.

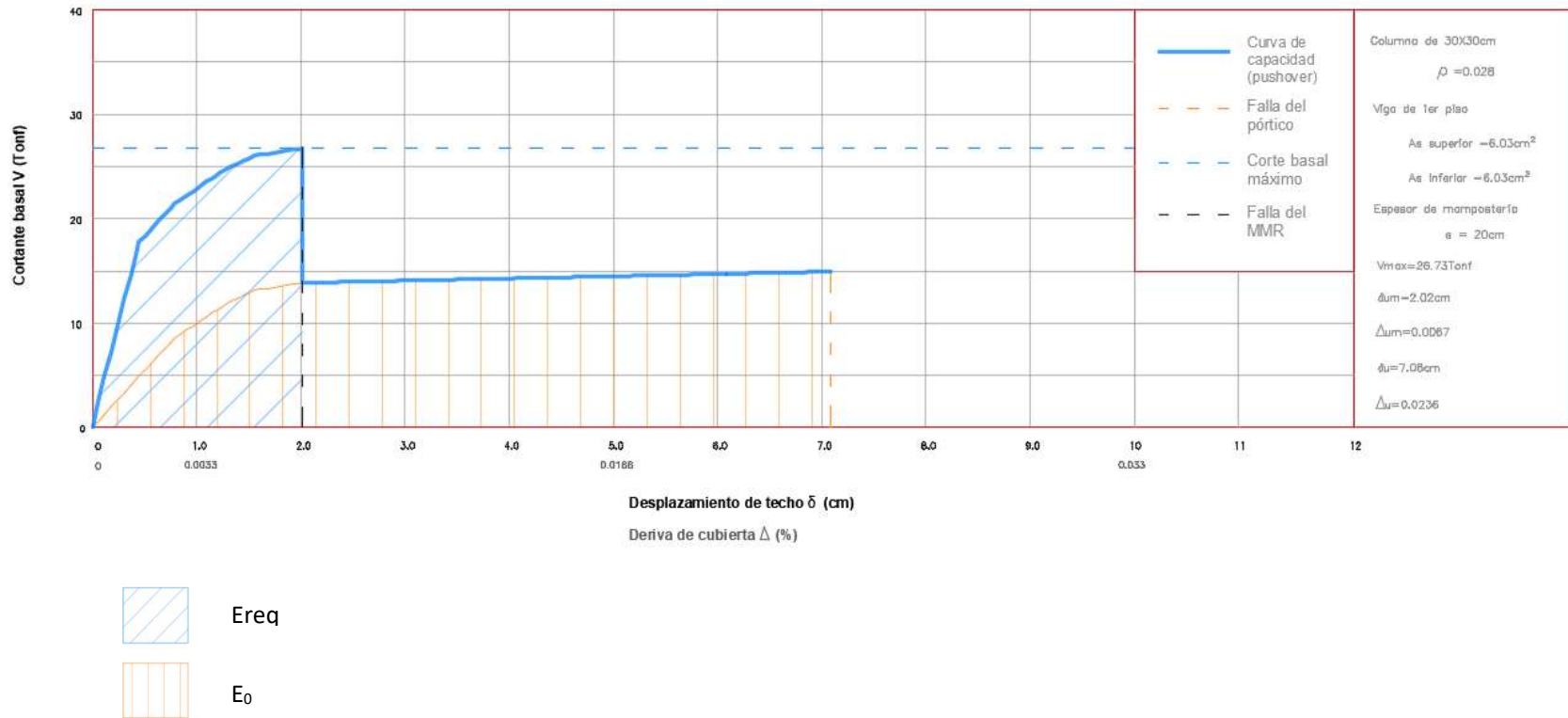


### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 77. Resultado del análisis Pushover del modelo 1-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 78. Resultado del análisis Pushover del modelo 1M-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 1-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 1M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 78 se tiene la falla del MMR que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.67\%$ , correspondiente a una energía requerida  $E_{req} = 0.41u^2$ . En el modelo 1-A, la energía requerida hasta la falla del pórtico  $E_0 = 0.91u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 0.41 < 0.91$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 0.41 - 0.91 = -0.5 u^2.$$

Se tiene en el modelo 1M-A  $\Delta E < 0$ , lo que significa que la energía demandada en el pórtico luego del colapso de la mampostería, es menor que la energía  $E_0$  correspondiente a la capacidad de deformación máxima del pórtico ( $\Delta u$ ). Se observa que el pórtico acepta esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad a la falla del MMR.

### 2.- Mecanismo de falla

El modelo 1-A muestra un pórtico con gran capacidad de deformación, que colapsa por falla de la columna a una deformación lateral  $\delta u = 7.06$  cm, correspondiente a una deriva del 2.35%.

Se aprecia que en el modelo 1M-A no se altera la capacidad de deformación del pórtico por la inclusión del MMR o cambia el comportamiento esperado para el

cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 1-A) y se presenta un colapso a un desplazamiento  $\delta u = 7.08$  cm, correspondiente a deriva del 2.36%; tal como se distingue en la Ilustración 76. Luego de la falla del MMR, se observa que el pórtico 1M-A se comporta igual que el modelo 1-A.

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje de participación del MMR y el pórtico dentro del sistema de interacción MMR-Pórtico se realiza comparando el modelo 1-A con el modelo 1M-A a una deformación en donde ocurre la falla total de la mampostería  $\delta u_m$ .

Se identifica la distribución del cortante en el modelo 1M-A a un  $\delta u_m = 2.02$ cm ( $\Delta u_m = 0.67\%$ ).

- Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 13.87 Tonf.
- Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 26.73 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $26.73 - 13.87 = 12.7$  Tonf

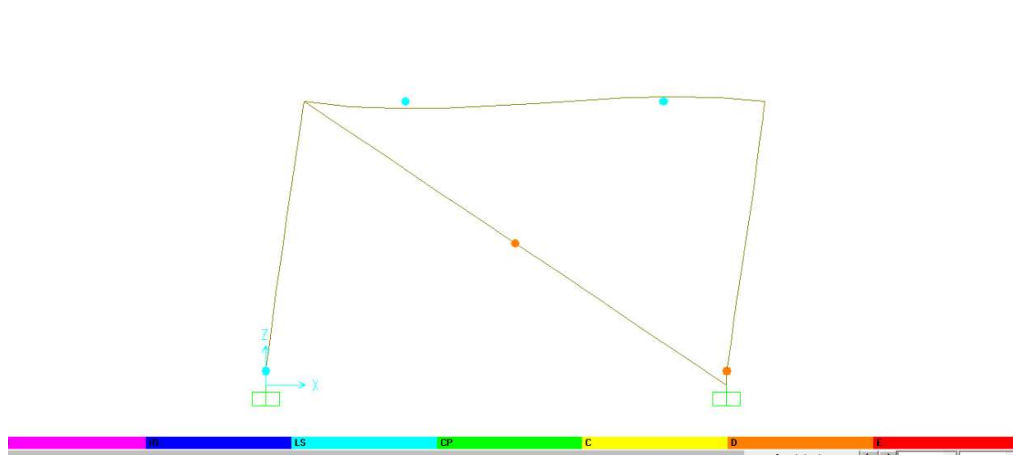
Se calcula que el pórtico dentro del modelo 1M-A participa con un porcentaje de 51.9% del cortante basal y el MMR participa con un 48.1% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

Para los dos modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 1-A    | 10.02     | 14.91     | 1.03            | 7.05            | 0.34           | 2.35           | 6.91  |
| 1M-A   | 17.74     | 14.94     | 0.45            | 7.08            | 0.15           | 2.36           | 15.73 |



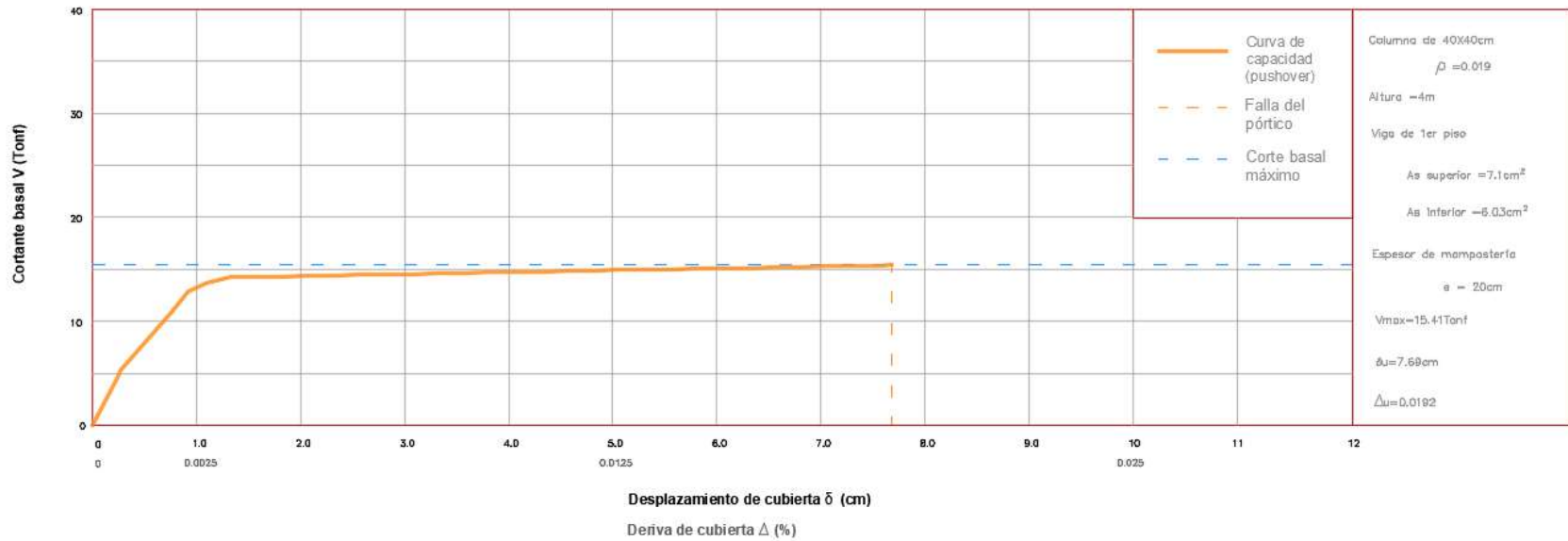


**Ilustración 80. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno del modelo 1M-B**

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 1-B y 1M-B se presentan en las ilustraciones 81 y 82.

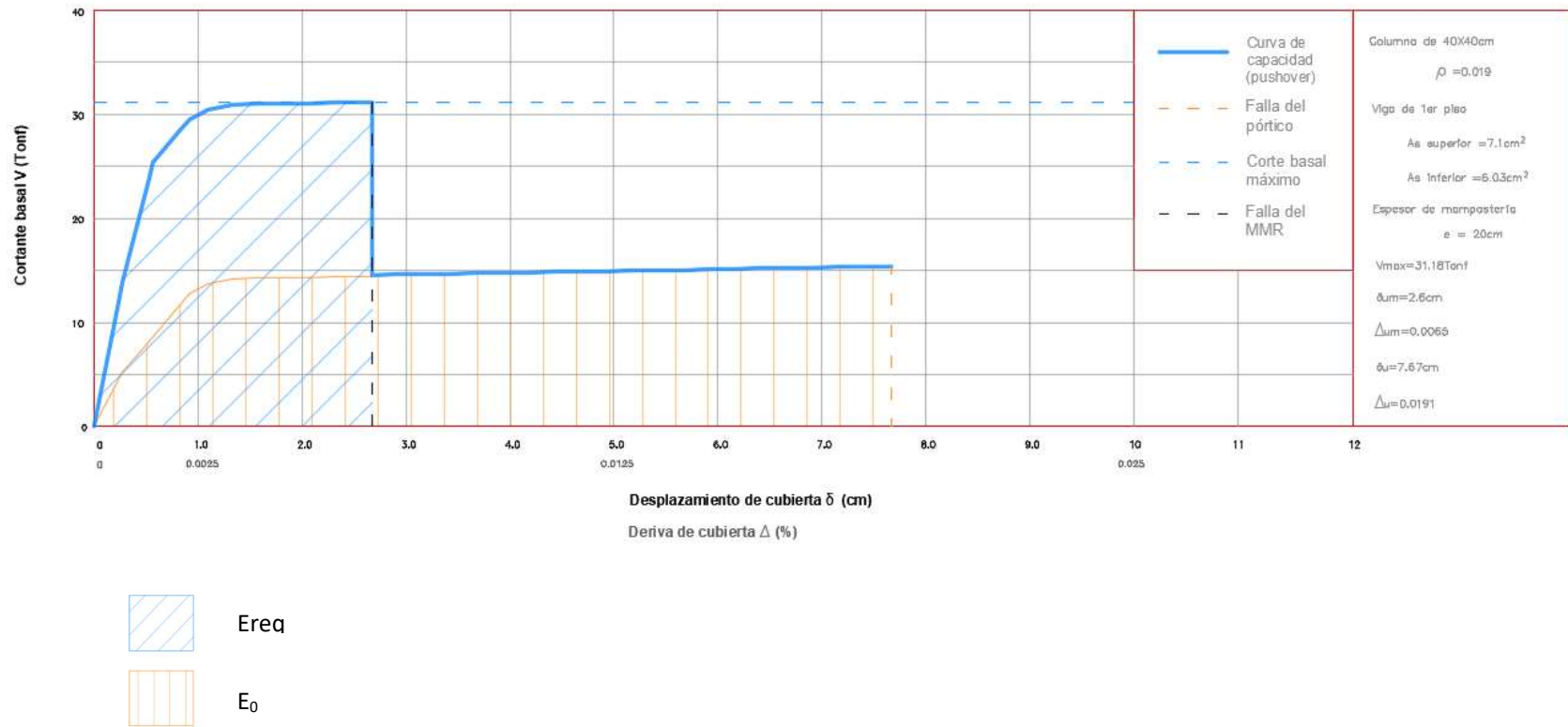
### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 81. Resultado del análisis Pushover del modelo 1-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 82. Resultado del análisis Pushover del modelo 1M-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 1-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 1M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 82 se tiene la falla del MMR que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.89$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 0.72 u^2$ .

En el modelo 1-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 1.06 u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 0.72 < 1.06$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 0.72 - 1.06 = -0.34$$

Se tiene en el modelo 1M-B que  $\Delta E < 0$ , lo que muestra significa que acepta esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad.

### 2.- Mecanismo de falla

El modelo 1-B muestra un pórtico con gran capacidad de deformación, que colapsa por falla de la columna a una deformación lateral  $\delta u = 7.69$  cm, correspondiente a una deriva del 1.92%.

En el modelo 1M-B no se altera la capacidad de deformación del pórtico o cambia el comportamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 1-B) y se presenta un colapso total anticipado a un desplazamiento  $\delta u = 7.62$  cm, correspondiente a deriva del 1,9%; tal como se distingue en la Ilustración 82.

Luego de la falla del MMR, se observa que el pórtico 1M-B se comporta igual que el modelo 1-B.

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje de participación del MMR y el pórtico dentro del sistema de interacción MMR-Pórtico se realiza comparando el modelo 1-B con el modelo 1M-A a una deformación en donde ocurre la falla total de la mampostería  $\delta_{um}$ .

Se identifica la distribución del cortante en el modelo 1M-B a un  $\delta_{um} = 2.6\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.65\%$ ).

- Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 14.48 Tonf.
- Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 31.18 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $31.18 - 14.48 = 16.7$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 1M-B participa con un porcentaje de 53.56% del cortante basal y el MMR participa con un 46.44%.del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

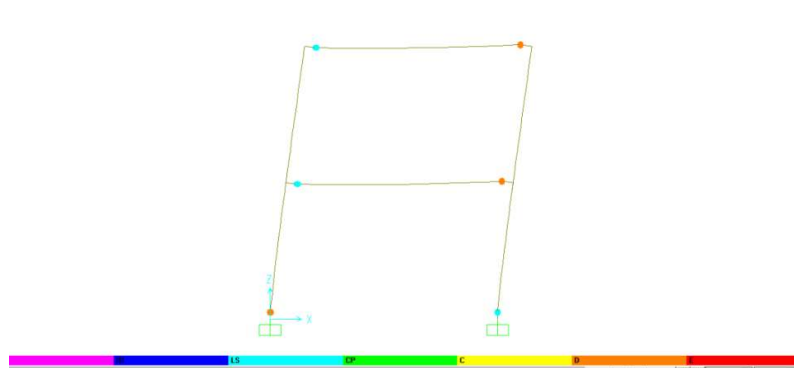
Para los dos modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 1-B    | 12.82     | 15.41     | 0.92            | 7.69            | 0.23           | 1.92           | 8.35  |
| 1M-B   | 25.36     | 15.4      | 0.56            | 7.67            | 0.14           | 1.91           | 13.64 |

## 4.2. Grupo 2

### 4.2.1. Modelo 2-A

En la Ilustración 83 se presenta el mecanismo de falla de estructura de dos pisos. Presenta formación de rotulas en la columna llegando a la falla del primer piso al mismo tiempo que se presenta rotulas de la viga en lado derecho del primer y segundo piso.

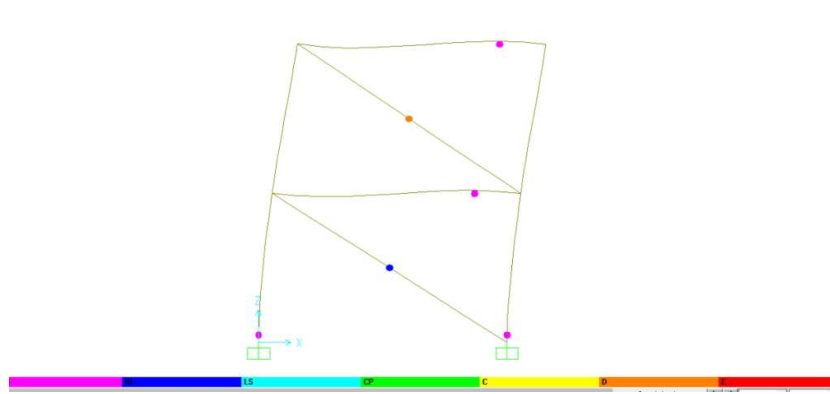


**Ilustración 83. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-A.**

Fuente: SAP2000

### 4.2.2. Modelo 2M-A

En el modelo 2M-A (Ilustración 84) con geometría idéntica al modelo 2A se forma rotulas en todos los elementos del primer piso sin la presencia de rotulas en las columnas del segundo piso, fallando primero el MMR del segundo piso.

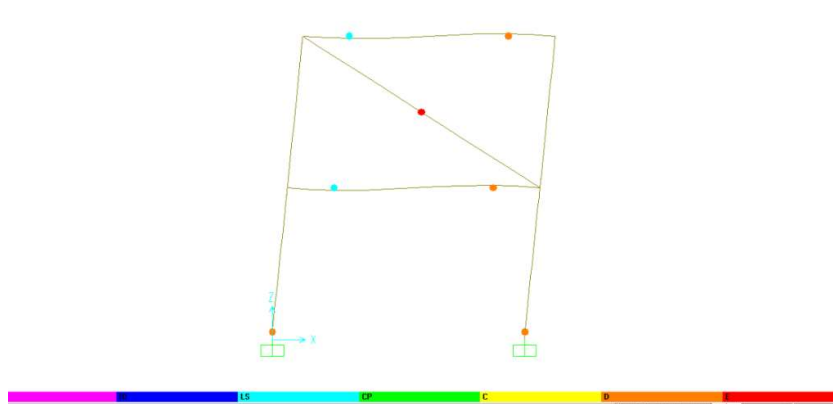


**Ilustración 84. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno de mampostería del modelo 2M-A.**

Fuente: SAP2000

#### 4.2.3. Modelo 2SP-A

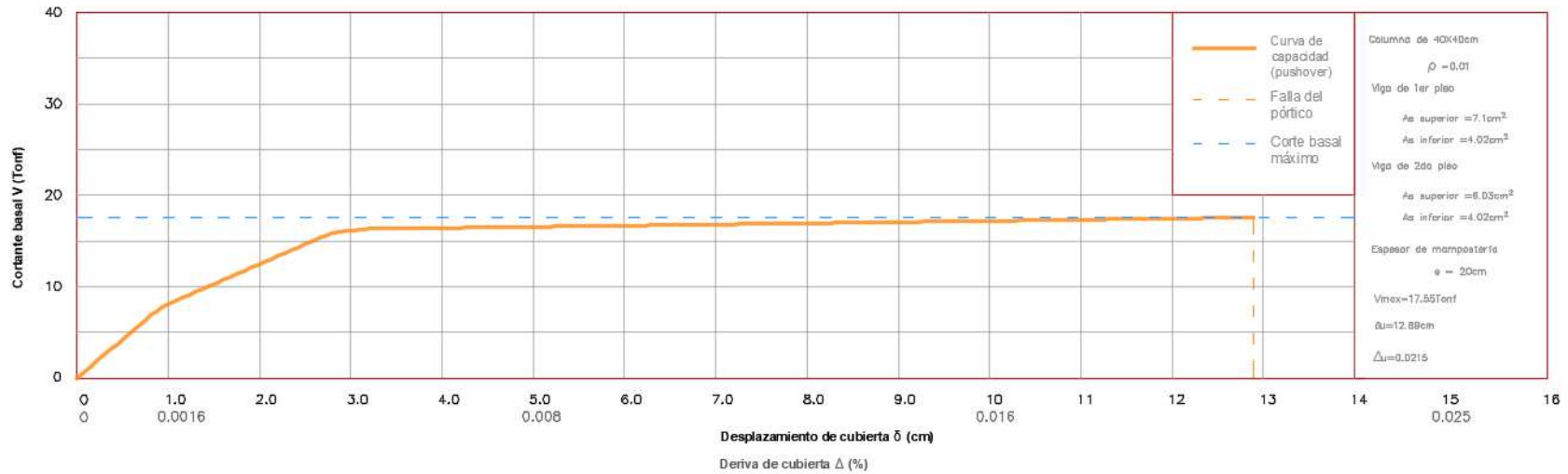
En la Ilustración 85 se presenta una estructura de dos pisos con mampostería solo en el segundo piso para simular el efecto de piso blando. La formación de las rotulas se presenta en todos los elementos llegando a fallar las columnas del primer piso.



**Ilustración 85. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-A.**

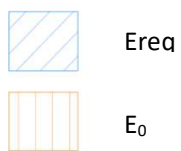
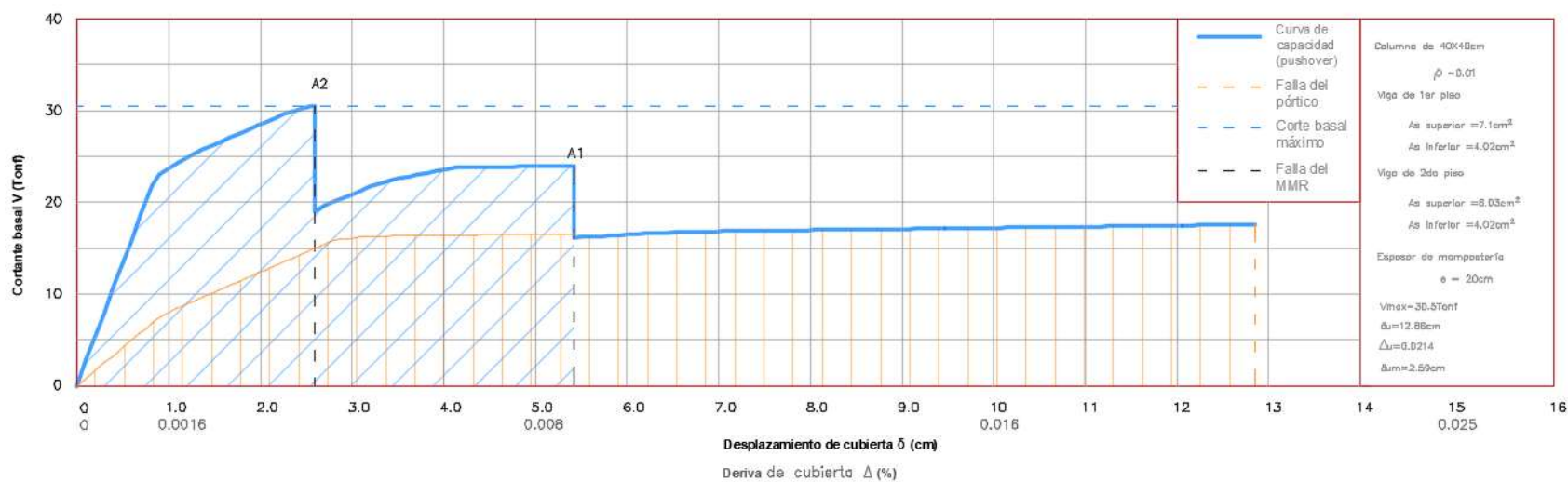
Fuente: SAP2000

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 86. Resultado del análisis Pushover del modelo 2-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

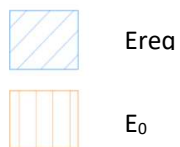
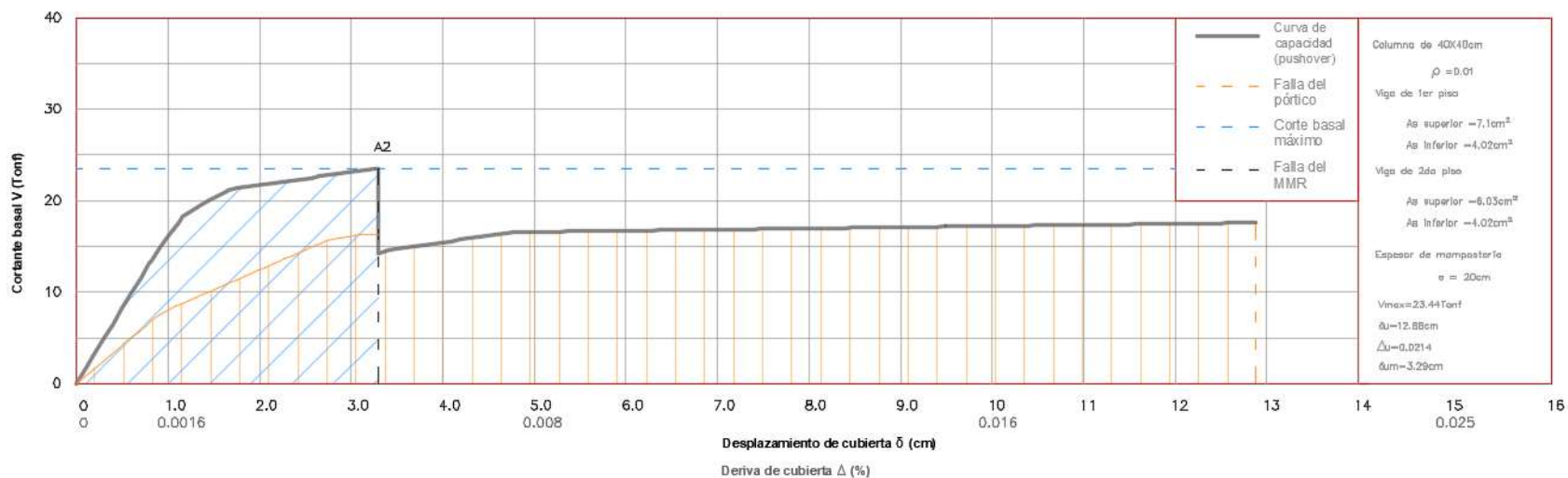
### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 87. Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado sin mampostería de relleno en 1er piso



**Ilustración 88. Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-A. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 2-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 2M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 87 se tiene la primera falla del MMR que ocurre en el segundo piso seguida de la segunda falla del MMR ocurrida en el primer piso que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.43\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 1.22u^2$ . En el modelo 2-A, la energía requerida hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 1.96u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 1.22 < 1.96$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 1.22 - 1.96 = -0.74$$

De igual forma se aprecia en el modelo 2SP-A, el cual no posee mampostería en el primer piso muestra que la energía adquirida hasta la falla del segundo piso que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.548$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 0.57u^2$ . En el modelo 2-A la energía requerida hasta la falla total del pórtico es de  $E_0 = 1.95u^2$  como se puede observar en la ilustración 88.

Siendo:

$$\triangleright 0.57 < 1.95$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 0.57 - 1.95 = -1.38$$

Se tiene en el modelo 2M-A y 2SP-A que  $\Delta E < 0$ , lo que significa que la energía demandada en el pórtico luego del colapso de la mampostería, es menor que la energía  $E_o$  correspondiente a la capacidad de deformación máxima del pórtico ( $\Delta u$ ). Se observa que el pórtico acepta esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad a la falla del MMR

## 2.- Mecanismo de falla

En el modelo 2-A falla la columna a una deformación última  $\delta u$  de 12.89cm, deriva ultima de cubierta  $\Delta u = 2.15\%$ .

El modelo 2M-A falla la mampostería a una deformación  $\delta_{um} = 5.42$ , deriva de cubierta  $\Delta_{um} = 0.9\%$ . La estructura alcanza una deformación ultima  $\delta u = 12.86$ cm, deriva ultima de cubierta  $\Delta u = 2.14\%$  fallando la columna del primer piso.

El modelo 2SP-A falla la mampostería del segundo piso a una deformación  $\delta_{um}$  de 3.29cm, deriva de  $\Delta_{um} = 0.5\%$ . La estructura alcanza una deformación ultima  $\delta u$  de 12.88cm, deriva ultima de cubierta  $\Delta u = 2.14\%$  fallando la columna del primer piso.

## 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje de corte se realiza comparando el modelo 2-A con los modelos 2M-A y 2SP-A a una deformación en donde ocurre la falla total de la mampostería  $\delta_{um}$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el 2M-A a un  $\delta_{um} = 2.591$ cm ( $\Delta_{um} = 0.43\%$ ).
  - Para el pórtico sin MMR se tiene un cortante de 15 Tonf.
  - Para el pórtico con MMR se tiene un cortante de 30.49 Tonf.

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 2M-A participa con un porcentaje de 50.8% del cortante basal y el MMR participa con un 49.2% del cortante basal.

- Comparación de modelo 2-A y 2SP-A a un  $\delta_{um} = 3.29\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.548\%$ ).
  - Para el modelo 2-A se tiene una cortante de 16.32 Tonf.
  - Para el modelo 2SP-A se tiene una cortante de 23.44 Tonf.

Se nota que el pórtico con mampostería alcanza un porcentaje de corte de un 30.37% y el porcentaje de corte del pórtico sin MMR toma 69.63%.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $23.44 - 16.32 = 7.12$  Tonf

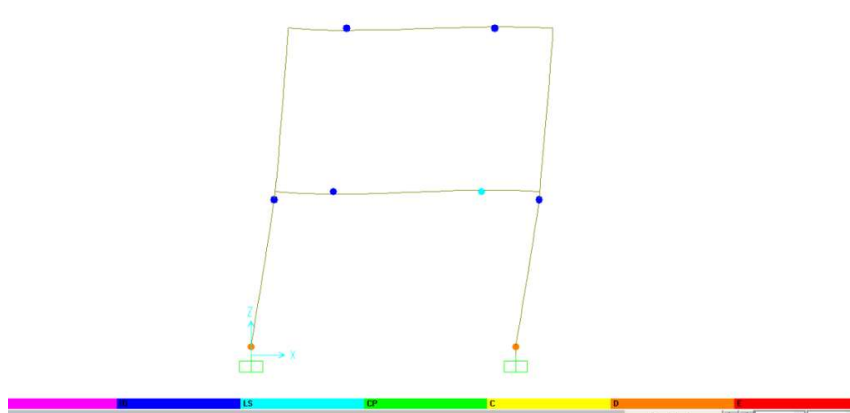
#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ), con la una relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 2-A    | 16.22     | 17.55     | 3.065           | 12.89           | 0.51           | 2.15           | 4.22  |
| 2M-A   | 23.12     | 30.49     | 8.97            | 12.86           | 0.149          | 2.14           | 14.36 |
| 2SP-A  | 21.15     | 23.44     | 1.657           | 12.88           | 0.276          | 2.146          | 7.78  |

#### 4.2.4. Modelo 2-B

De acuerdo a la Ilustración 89 se presenta la misma configuración del modelo 2-A. Se forman rotulas en el pórtico de hormigón armado, en donde la falla de la estructura ocurre en las columnas del primer piso.

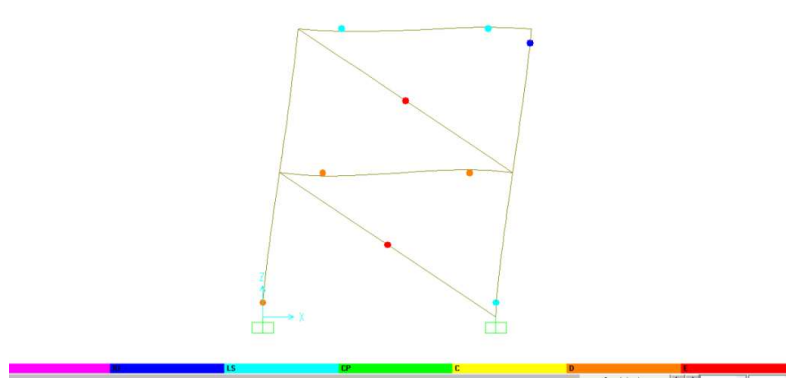


**Ilustración 89. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.2.5. Modelo 2M-B

La Ilustración 90 muestra falla de la mampostería del primer piso, terminando con la falla de la columna.

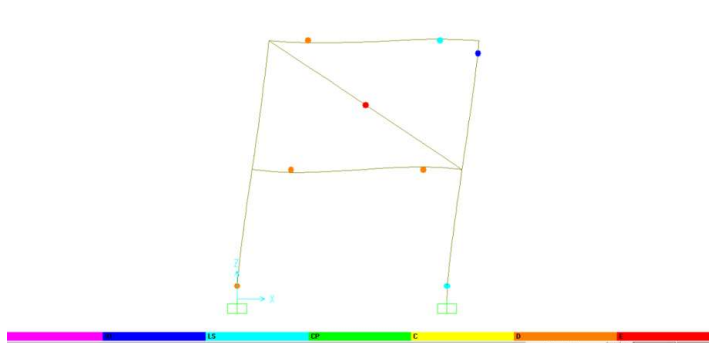


**Ilustración 90.** Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 2M-B.

Fuente: SAP2000

#### 4.2.6. Modelo 2SP-B

La Ilustración 91 representa la formación de rotulas en pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno en el segundo piso. Falla la columna después de que falla el MMR.



**Ilustración 91.** Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-B.

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 2-B, 2M-B y 2SP-B se presentan en las ilustraciones 94, 95 y 96.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado

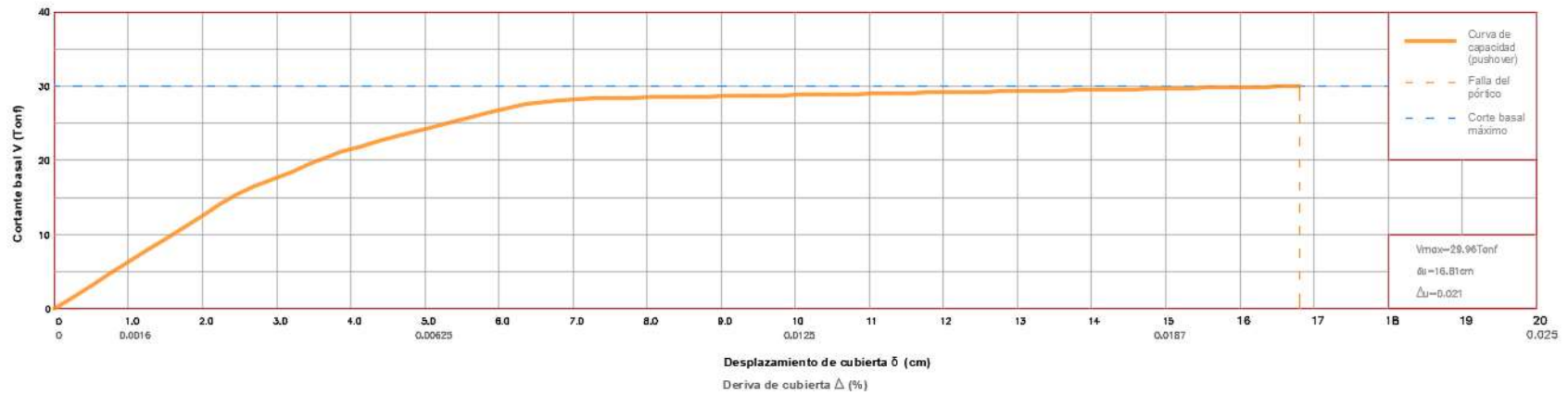
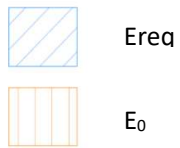
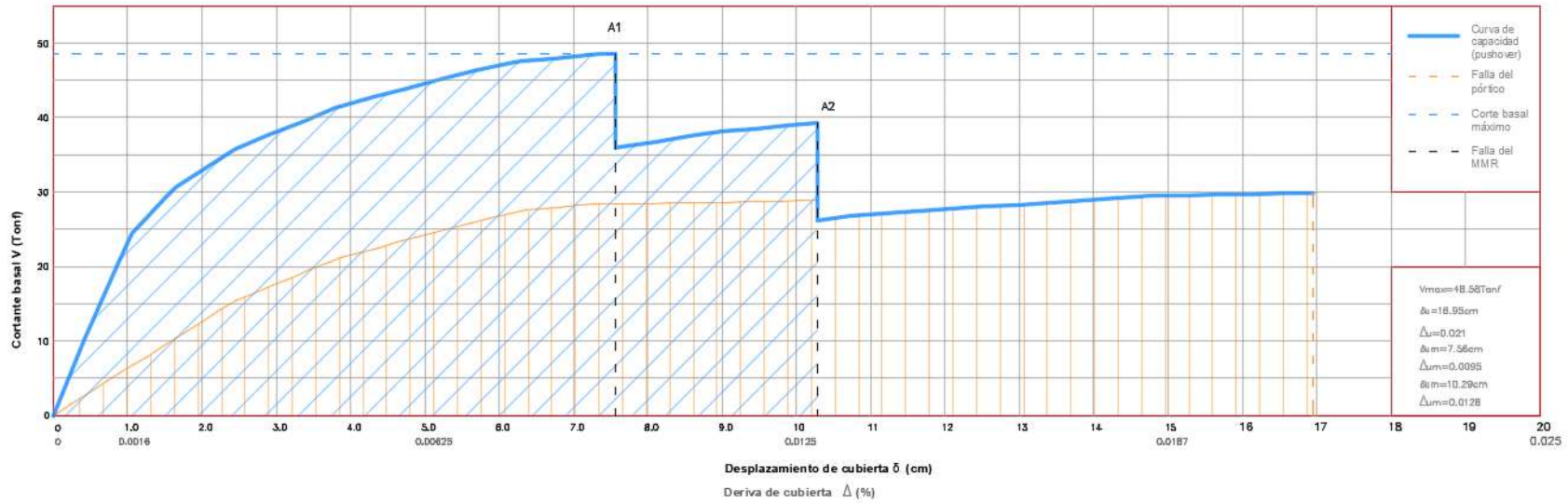


Ilustración 92. Resultado del análisis Pushover del modelo 2-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta

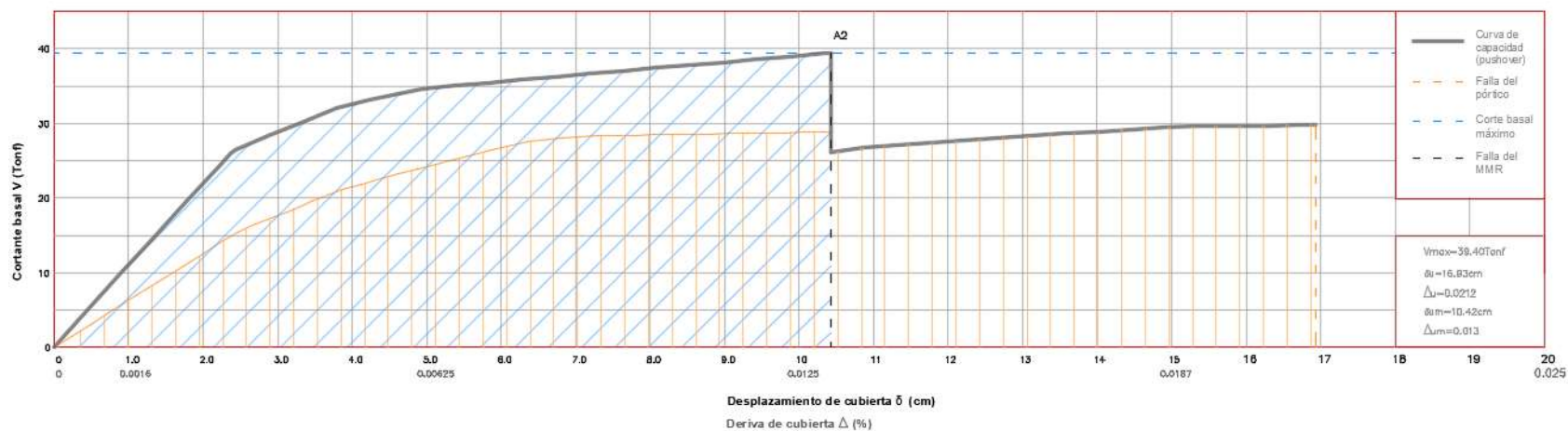
### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 93. Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado sin mampostería de relleno en 1er piso



**Ilustración 94. Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-B. Cortante basal vs. Desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 2-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 2M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 93 se tiene la primera falla de MMR que ocurre en el primer piso seguida de la segunda falla de MMR en el segundo piso ocurre a una deriva  $\Delta = 0.945\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 3.83u^2$ . En el modelo 2-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 4.08u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 3.83 < 4.08$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 3.83 - 4.08 = -0.25$$

De igual forma se aprecia en el modelo 2SP-B, el cual no posee mampostería en el primer piso muestra que la energía adquirida hasta la falla del segundo piso ocurre a una deriva  $\Delta = 1.3\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 3.14u^2$  y la energía hasta la falla total del pórtico es de  $E_0 = 4.07u^2$  como se puede observar en la Ilustración 94.

Siendo:

$$\triangleright 3.14 < 4.07$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 3.14 - 4.07 = -0.93$$

Se tiene en el modelo 2M-B y 2SP-B que  $\Delta E < 0$ , lo que significa que la energía demandada en el pórtico luego del colapso de la mampostería, es menor que la energía  $E_o$  correspondiente a la capacidad de deformación máxima del pórtico ( $\Delta u$ ). Se observa que el pórtico acepta esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad, a la falla del MMR

## 2.- Mecanismo de falla

En el modelo 2-B falla la columna a una deformación última  $\delta u = 16.81\text{cm}$ , deriva última de cubierta  $\Delta u = 2.1\%$ .

El modelo 2M-B falla la mampostería a una deformación  $\delta_{um} = 10.29\text{cm}$ , deriva de cubierta  $\Delta_{um} = 1.28\%$ . La estructura alcanza una deformación última  $\delta u = 16.95\text{cm}$ , deriva última de cubierta  $\Delta u = 2.12\%$  fallando la columna del primer piso.

El modelo 2SP-B falla la mampostería del segundo piso a una deformación  $\delta_{um} = 10.42\text{cm}$ , deriva de  $\Delta_{um} = 1.3\%$ . La estructura alcanza una deformación última  $\delta u = 16.93\text{cm}$ , deriva última de cubierta  $\Delta u = 2.12\%$  fallando la columna del primer piso.

## 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 2-B con los modelos 2M-B y 2SP-B a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta_{um}$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 2M-B a un  $\delta_{um} = 7.56\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.945\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 28.38 Tonf.

➤ Para el pórtico con MMR se tiene una cortante de 48.58 Tonf.

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 2M-B un porcentaje de 41.58% del cortante basal y el MMR participa con un 58.42% del cortante basal.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $48.58 - 28.38 = 20.2$  Tonf

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 2SP-B a un  $\delta_{um} = 10.42\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 1.3\%$ )

➤ Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 28.87 Tonf.

➤ Para el pórtico con MMR se tiene una cortante de 39.40 Tonf.

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 2SP-B participa con un porcentaje de 26.73% del cortante basal y el MMR participa con un 73.27% del cortante basal.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $39.40 - 28.87 = 10.53$  Tonf

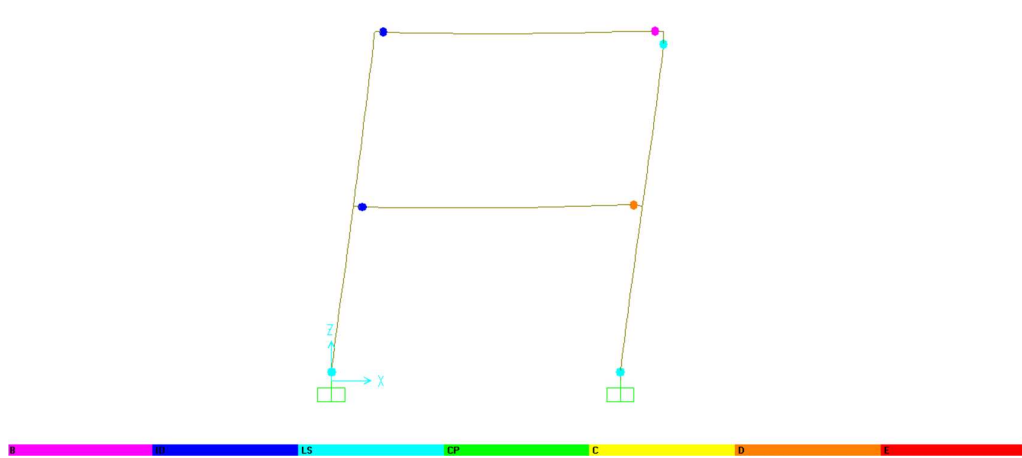
#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ), con la una relación ( $\Delta u / \Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 2-B    | 27.63     | 29.69     | 6.37            | 16.81           | 0.79           | 2.10           | 2.66  |
| 2M-B   | 26.78     | 29.83     | 1.28            | 16.95           | 0.16           | 2.12           | 13.25 |
| 2SP-B  | 26.5      | 29.83     | 2.44            | 16.93           | 0.305          | 2.12           | 6.95  |

#### 4.2.7. Modelo 2-C

La Ilustración 95 indica la formación de rotula en la viga de primer piso de color naranja, seguida por la falla en las columnas del primer piso.

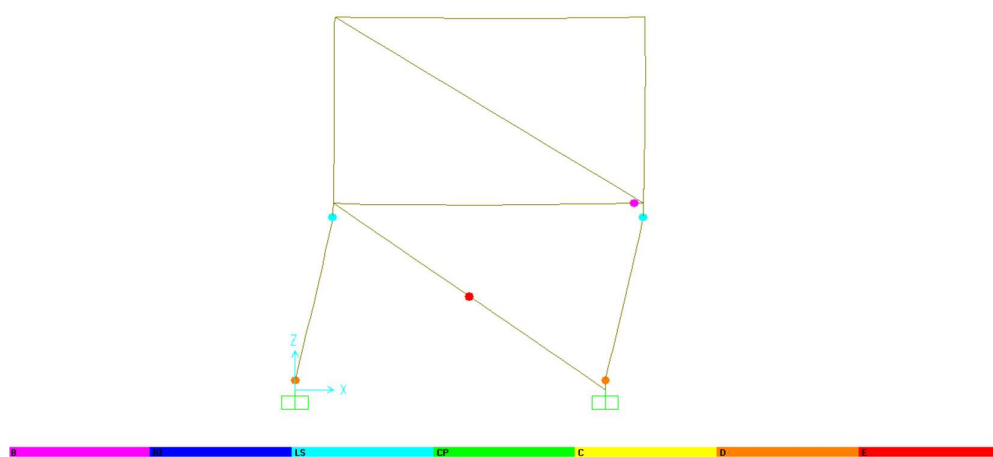


**Ilustración 95. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 2-C.**

Fuente: SAP2000

#### 4.2.8. Modelo 2M-C

La formación de rotulas ocurre solo en el primer piso, fallando las columnas como se puede observar en la Ilustración 96 la formación de rotulas de color naranja en las dos columnas.

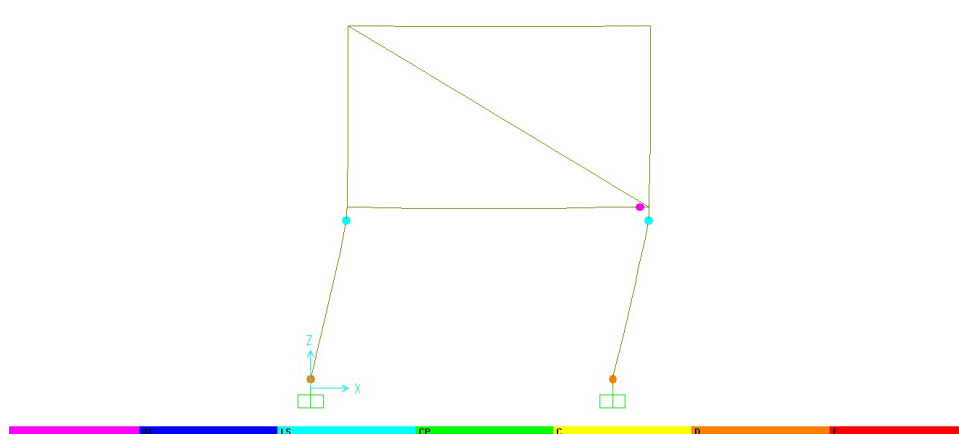


**Ilustración 96. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 2M-C.**

Fuente: SAP2000

#### 4.2.9. Modelo 2SP-C

En la Ilustración 97 se representa el efecto de piso blando formándose rotulas en el primer piso sin afectar la mampostería del segundo piso, llegando a la falla de la columna.

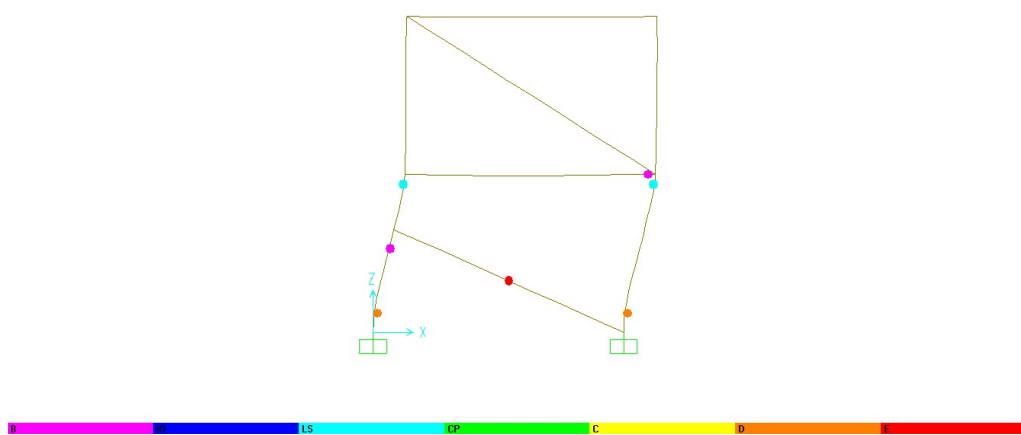


**Ilustración 97. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 2SP-C.**

Fuente: SAP2000

#### 4.2.10. Modelo 2Cc-C

La presencia de rotulas en el pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno solo se localiza en el primer piso, llegando a fallar en primer lugar la mampostería y terminando con la falla de las columnas como se muestra en la Ilustración 98.

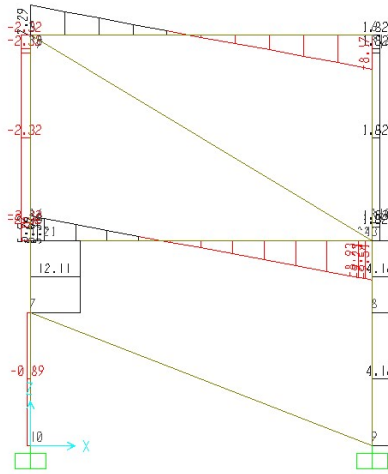


**Ilustración 98. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado parcialmente relleno con mampostería del modelo 2Cc-C.**

Fuente: SAP2000

#### **Cortante**

Teniendo en consideración que las secciones en el presente portico no varia en relacion con el modelo 2-C, 2SP-C y solo cambia la ubicación del puntal diagonal, se observa en la Ilustración 99 que la columna izquierda tiene concentración de cortante, debido a su pequeña longitud libre. El cortante que asume la columna al fallar la mamposteria es de 12.11 tonf en comparación a su longitud restringida que toma 0.89tonf.



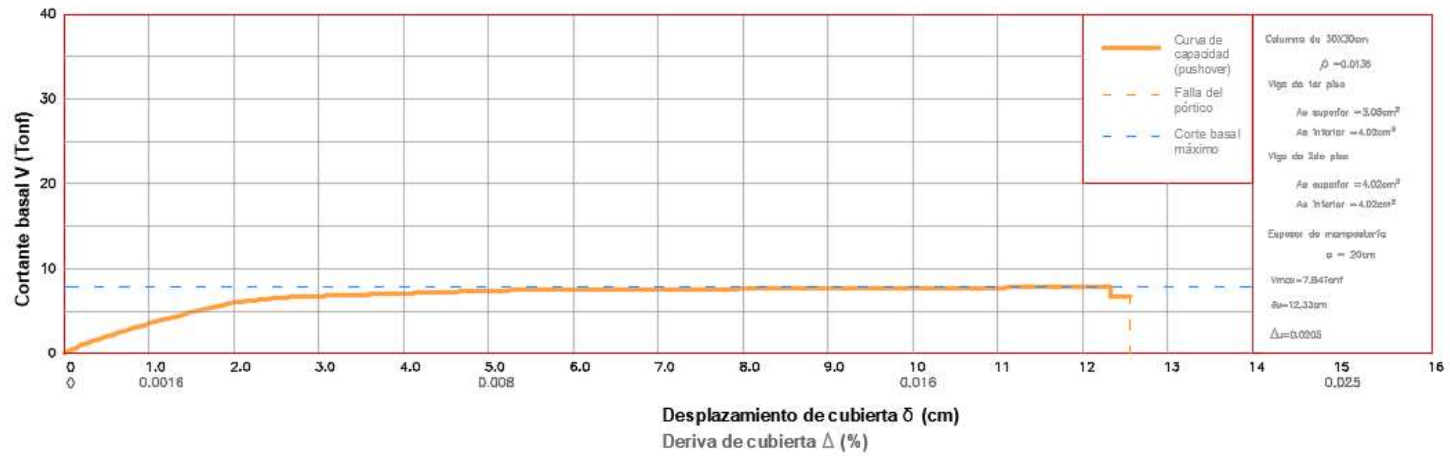
**Ilustración 99. Diagrama de cortante del modelo 2Cc-C**

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 2-C, 2M-C, 2SP-C y 2Cc-C se presentan en las ilustraciones 100, 101, 102 y 103 respectivamente.

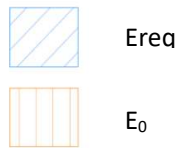
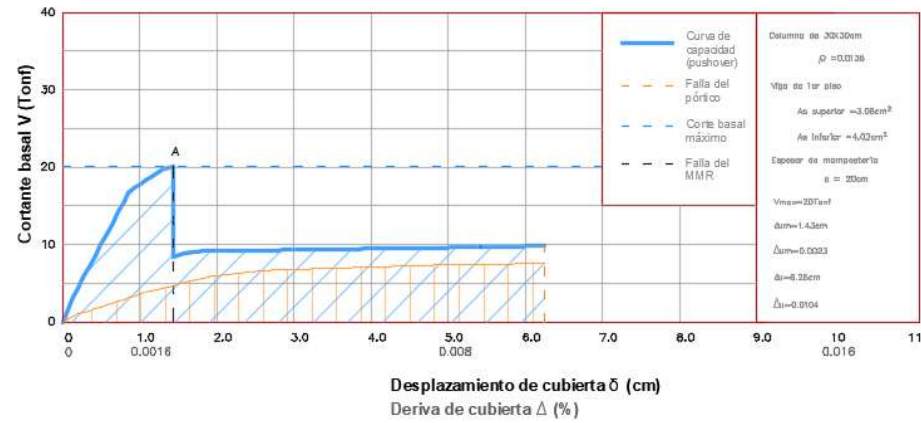


### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



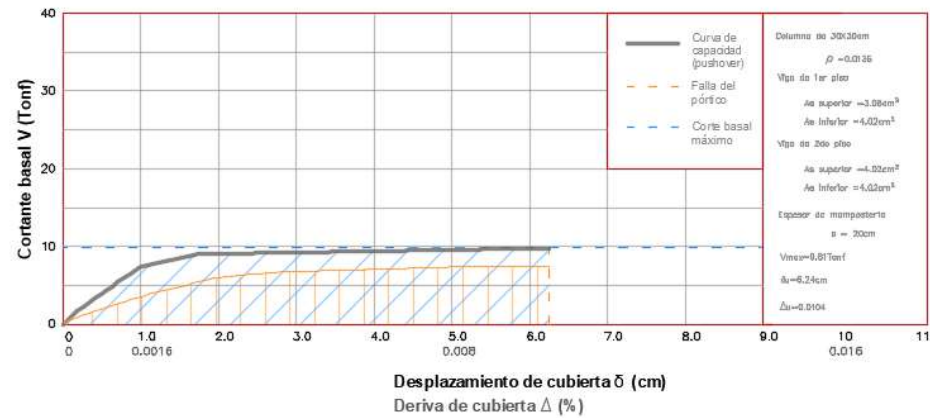
**Ilustración 100. Resultado del análisis Pushover del modelo 2-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 101. Resultado del análisis Pushover del modelo 2M-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

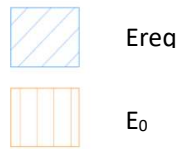
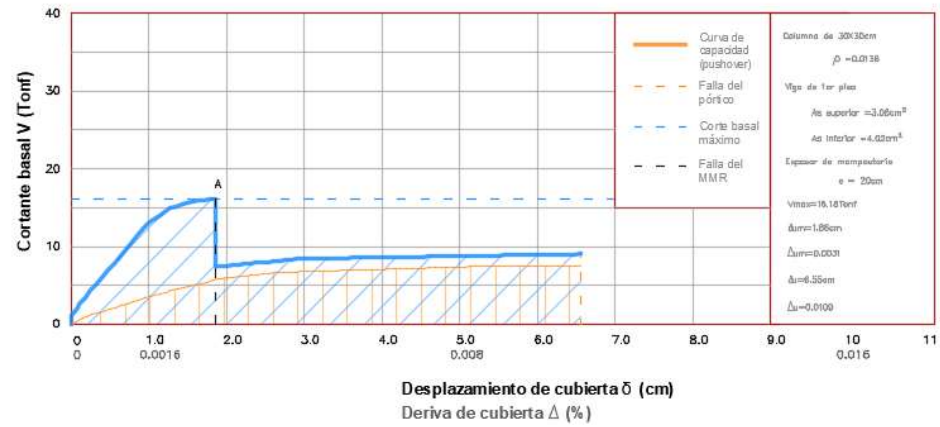
### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



-  Erea
-  E<sub>0</sub>

**Ilustración 102. Resultado del análisis Pushover del modelo 2SP-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 103. Resultado del análisis Pushover del modelo 2Cc-C. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 2-C para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 2M-C incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 101 se tiene la primera falla del MMR que ocurre en el primer piso a una deriva  $\Delta=0.238\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 0.18u^2$  La energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 0.37u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 0.18 < 0.37$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 0.18 - 0.37 = -0.19$$

De igual forma se aprecia en el modelo 2SP-C, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía que debería producir la mampostería del segundo piso no se tiene debido a que no llega a fallar. Entonces, la energía del pórtico hasta la falla es de  $E_0=0.37u^2$  como se puede observar en la ilustración 102.

La columna falla antes que los demás elementos que conforman el modelo, lo que indica que no existe un buen diseño estructural. El indicador de transferencia de energía puede describir la falla frágil de las columnas.

### 2.- Mecanismo de falla

En el modelo 2-C falla primero la viga del primer piso, luego fallan las columnas a una deformación última  $\delta u=12.33\text{cm}$ , deriva última de cubierta  $\Delta u = 2\%$ .

El modelo 2M-C falla la mampostería a una deformación  $\delta_{um}$  de 1.43cm, deriva de cubierta  $\Delta_{um} = 0.23\%$ . La estructura alcanza una deformación última  $\delta_u$  de 6.25cm, deriva última de cubierta  $\Delta_u = 1.04\%$  fallando la columna del primer piso.

El modelo 2SP-C no falla la mampostería del segundo piso. La estructura alcanza una deformación última  $\delta_u$  de 6.24cm, deriva última de cubierta  $\Delta_u = 1.04\%$  fallando la columna del primer piso.

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 2-C con los modelos 2M-C y 2SP-C a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta_{um}$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 2M-C a un  $\delta_{um} = 1.44\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.238\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 4.71 Tonf.
  - Para el pórtico con MMR se tiene una cortante de 20.11 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $20.11 - 4.71 = 15.4$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 2M-C un porcentaje de un 76.58% del cortante basal y el MMR participa con un 23.42% del cortante basal.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 2SP-C a un  $\delta_{um} = 6.24\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 1.04\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 7.51 Tonf.
  - Para el pórtico con MMR se tiene una cortante de 9.81 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $9.81 - 7.51 = 2.3$  Tonf

Como no falla la mampostería del segundo piso en el modelo 2SP-C el  $\delta_{um}$  que se utiliza es el  $\delta_u$  de dicho modelo. Se calcula que el pórtico con MMR alcanza un porcentaje de corte de un 23.45% y el porcentaje de corte del pórtico sin MMR toma 76.55%.

#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ), con la una relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 2-C    | 5.94      | 7.84      | 1.94            | 12.33           | 0.32           | 2.05           | 6.40  |
| 2M-C   | 16.74     | 9.81      | 0.853           | 6.25            | 0.14           | 1.04           | 7.43  |
| 2SP-C  | 7.41      | 9.81      | 1.0             | 6.24            | 0.17           | 1.04           | 6.12  |

#### Modelo 2Cc-C

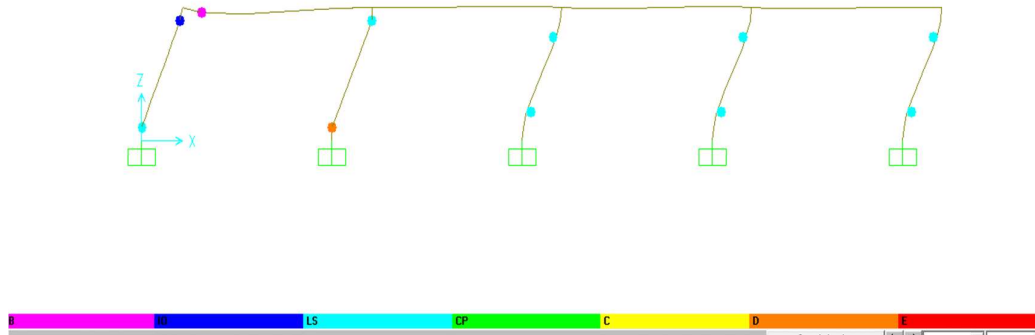
En la Ilustración 103 se observa que en la columna corta ocurre un cortante de casi 10 veces mayor al de la columna que soporta el MMR, este máximo cortante en la columna corta ocurre antes de fallar la viga que esta sobre dicha columna. Después de fallar el MMR los cortantes de la columna disminuyen y se elimina el efecto de columna corta.

Para que la columna corta no falle prematuramente a un cortante 10 veces más debe ser provista de una resistencia al corte proporcionalmente mayor.

### 4.3. Grupo 3

#### 4.3.1. Modelo 3-A

En la Ilustración 104, se forma rotulas especialmente en los elementos verticales en donde la falla ocurre en la segunda columna. La primera y última columna presentan menor sección que las centrales.



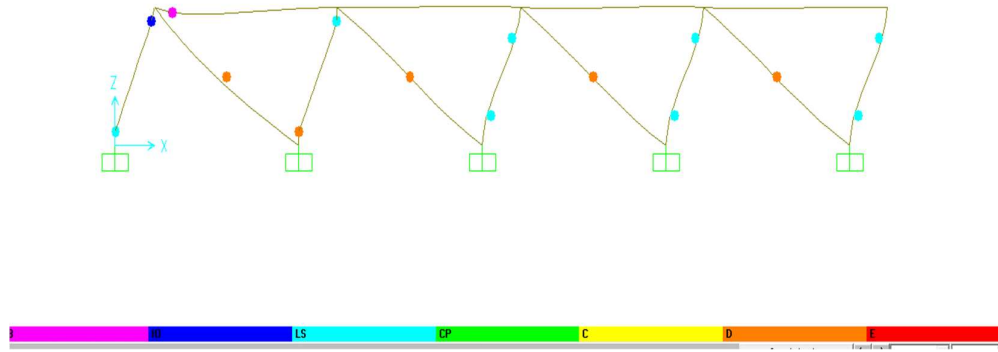
**Ilustración 104. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 3-A**

Fuente: SAP2000

#### 4.3.2. Modelo 3M-A

El presente modelo muestra la primera falla que es la mampostería en el primer y último tramo del pórtico debido a la menor resistencia lateral que otorga las columnas presentes en los extremos del pórtico. Después de la falla de los primeros MMR ocurre la falla de los MMR restantes, llegando la falla de la segunda columna como se ve en la Ilustración 105.



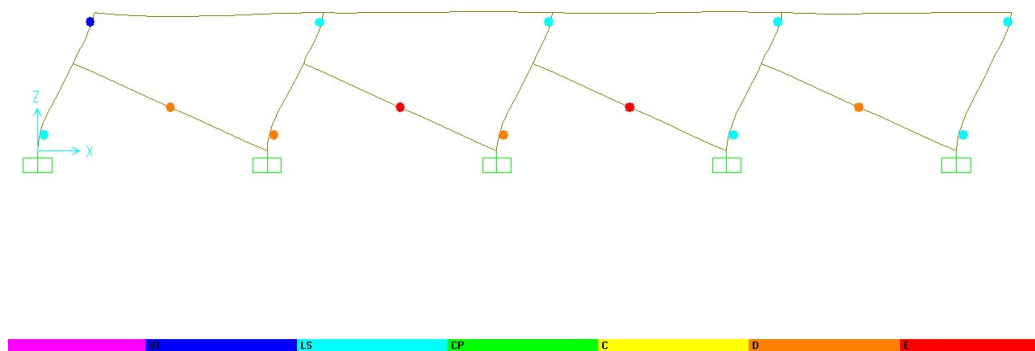


**Ilustración 105. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 3M-A**

Fuente: SAP2000

#### 4.3.3. Modelo 3Cc-A

Se forma rotulas en las columnas y mampostería, en donde la falla ocurre en la columna como se muestra en la Ilustración 106. Por la longitud libre de la columna ocurre concentración de esfuerzos simulando el efecto de columna corta.

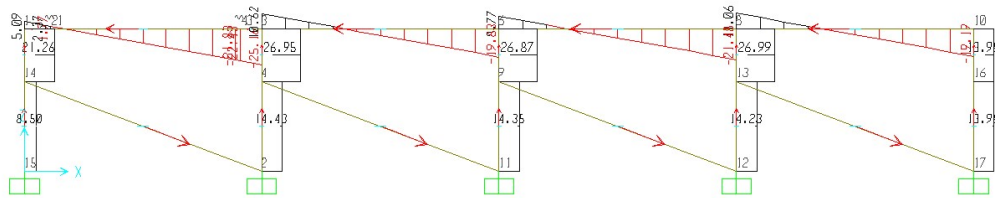


**Ilustración 106. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado parcialmente relleno con mampostería del modelo 3Cc-A.**

Fuente: SAP2000

## Diagrama de Cortante

En la Ilustración 107 muestra el incremento de cortante en la longitud libre de las columnas debido a la presencia del MMR. Las columnas centrales al ser de mayor sección es decir mas rigidaz que las columnas laterales absorben mayor carga alcanzando 26.99 tonf. La longitud restringida por la presencia de la mamposteria llega a tener 14.23tonf.

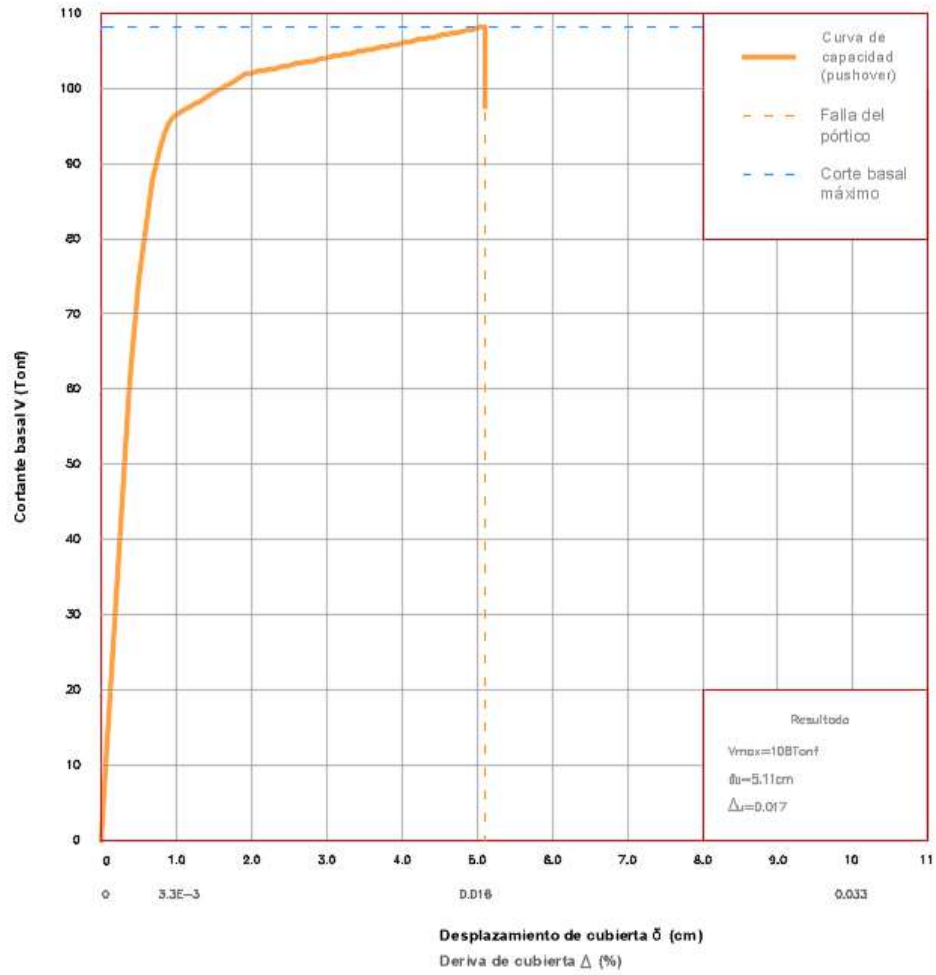


**Ilustración 107. Diagrama de cortante del modelo 3Cc-A**

Fuente: SAP2000

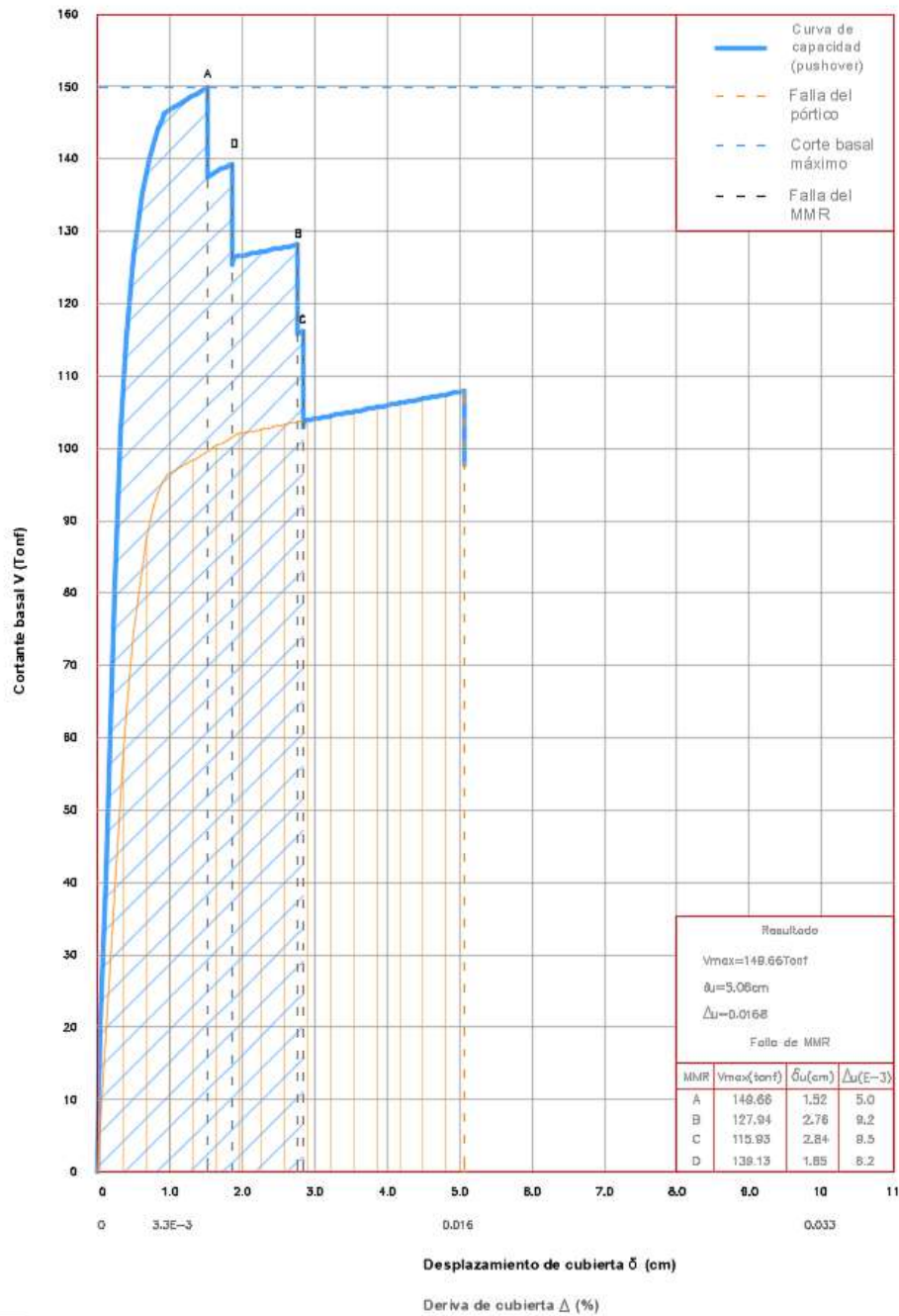
Las curvas de capacidad de las estructuras 3-A, 3M-A y 3Cc-A se presentan en las ilustraciones 108, 109 y 110 respectivamente.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 108. Resultado del análisis Pushover del modelo 3-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

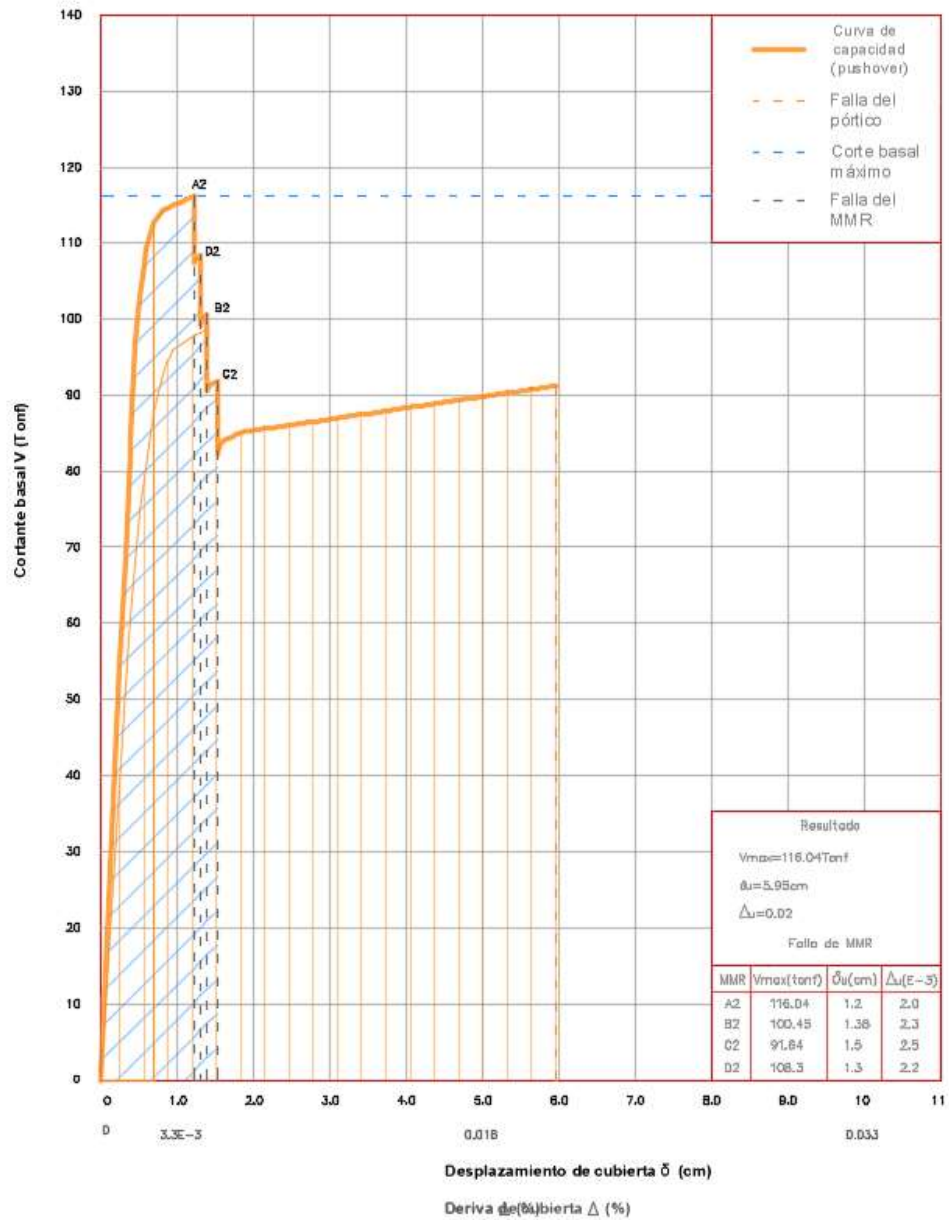
## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



Ereq  
 E0

**Ilustración 109. Resultado del análisis Pushover del modelo 3M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



Ereq  
 E<sub>0</sub>

**Ilustración 110. Resultado del análisis Pushover del modelo 3Cc-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 3-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 3M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 109 se tiene la primera falla del MMR en el primer y último tramo que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.5\%$  correspondiente a una energía requerida de  $3.55u^2$ . En el modelo 3-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 4.84u^2$ .

Entonces:

$$\triangleright 3.55 < 4.84$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 3.55 - 4.84 = -1.29$$

En el modelo 3M-A se tiene que la  $\Delta E < 0$ , entonces la energía demandada en el pórtico luego del colapso de la mampostería, es menor que la energía  $E_0$  correspondiente a la capacidad de deformación máxima del pórtico ( $\Delta u$ ). Se observa el pórtico acepta esta transferencia de energía y soporta el sismo con ductilidad.

### 2.- Mecanismo de falla

En el modelo 3-A falla la columna a una deformación última  $\delta u$  de 5.11cm, deriva última de cubierta  $\Delta u = 1.7\%$ .

En el modelo 3M-A no se altera la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, falla la última mampostería a una deformación  $\delta_{um}$  de 2.84cm, deriva de cubierta  $\Delta_{um} = 0.95\%$ . La estructura alcanza una deformación última  $\delta u$  de 5.06cm, deriva última de cubierta  $\Delta u = 1.68\%$  fallando la columna del primer piso.

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 3-A con el modelo 3M-A a una deformación en donde ocurre el máximo cortante cuando falle de la mampostería  $\delta_{um}$  del modelo.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 3M-A a un  $\delta_{um} = 1.52\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.5\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 99.4 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 149.66 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $149.66 - 99.4 = 50.26\text{Tonf}$

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 3M-A participa con un porcentaje de 33.59% del cortante basal y el MMR participa con un 66.41% del cortante basal.

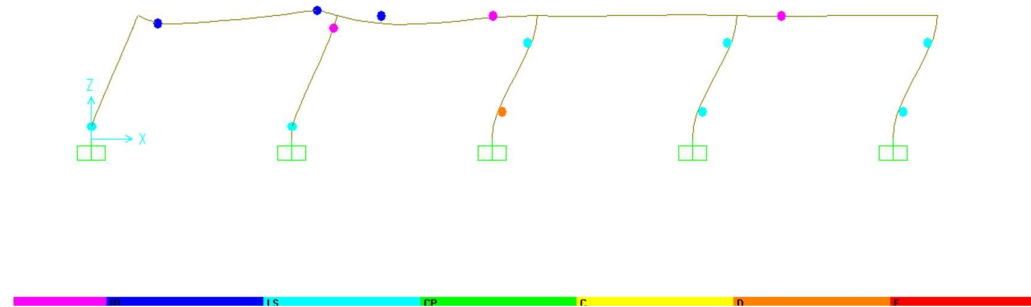
### 4.- Ductilidad provista

Para los dos modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u / \Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 3-A    | 95.78     | 108       | 0.93            | 5.11            | 0.31           | 1.7            | 5.48  |
| 3M-A   | 145.28    | 107.74    | 0.90            | 5.06            | 0.3            | 1.68           | 5.60  |
| 3Cc-A  | 112.56    | 91.16     | 0.69            | 5.95            | 0.23           | 2.0            | 8.69  |

#### 4.3.4. Modelo 3-B

En la Ilustración 111 el modelo muestra la formación de rotulas en vigas y columnas, fallando la columna central del pórtico.



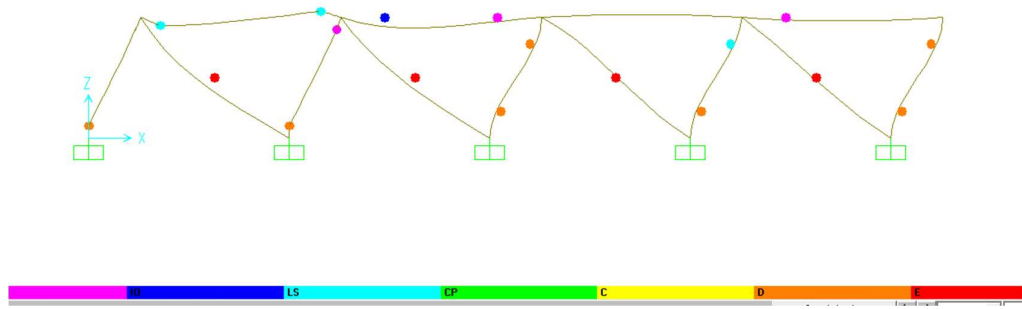
**Ilustración 111. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 3B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.3.5. Modelo 3M-B

Se presenta formación de rotulas en donde la mampostería del primer y último tramo falla mucho antes que las centrales debido a la resistencia lateral de las columnas perimetrales (Ilustración 112). Estas columnas de sección 30x30cm tienen una resistencia  $V_e=5\text{tonf}$  menores en comparación que las centrales con sección de 40x40 con resistencia  $V_e= 13.6\text{tonf}$ , produciendo la falla anticipada de los MMR de los tramos 1 y 4.



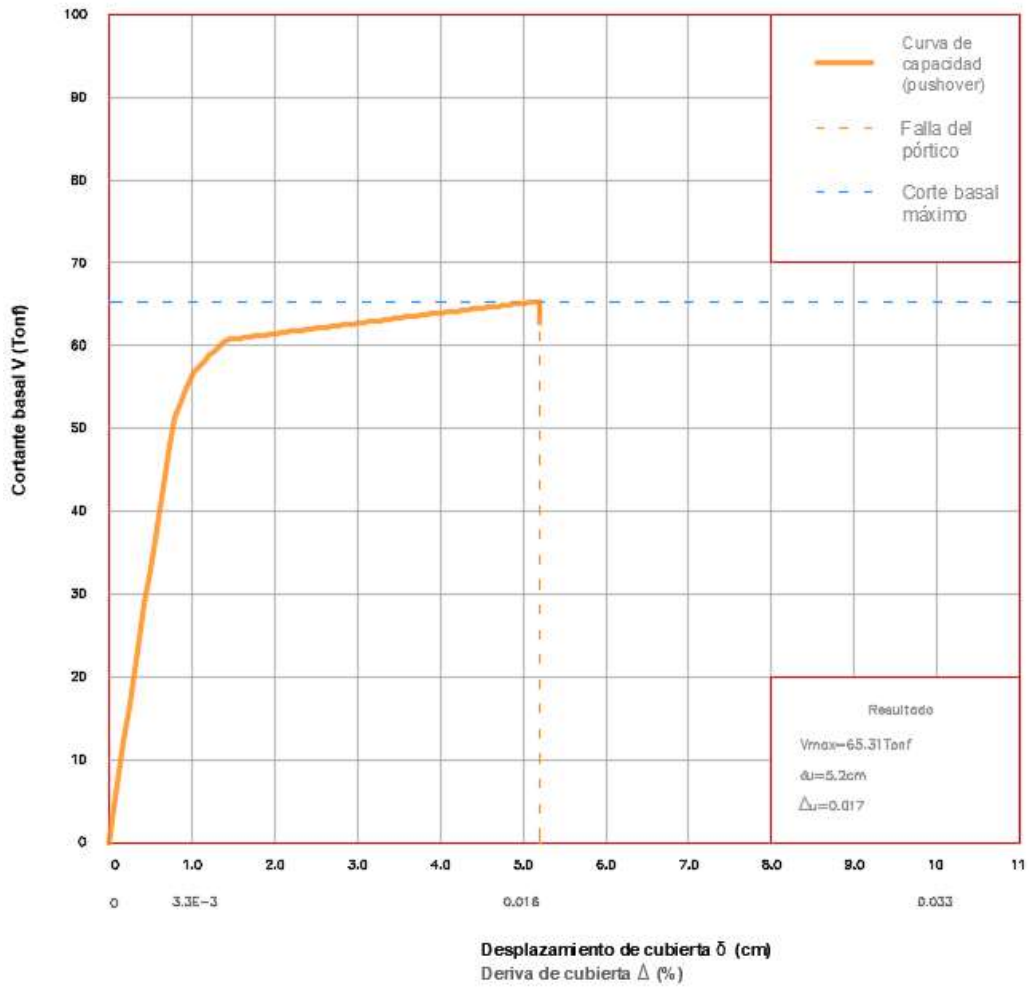


**Ilustración 112. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 3M-B**

Fuente: SAP2000

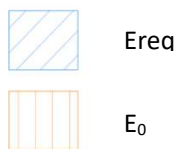
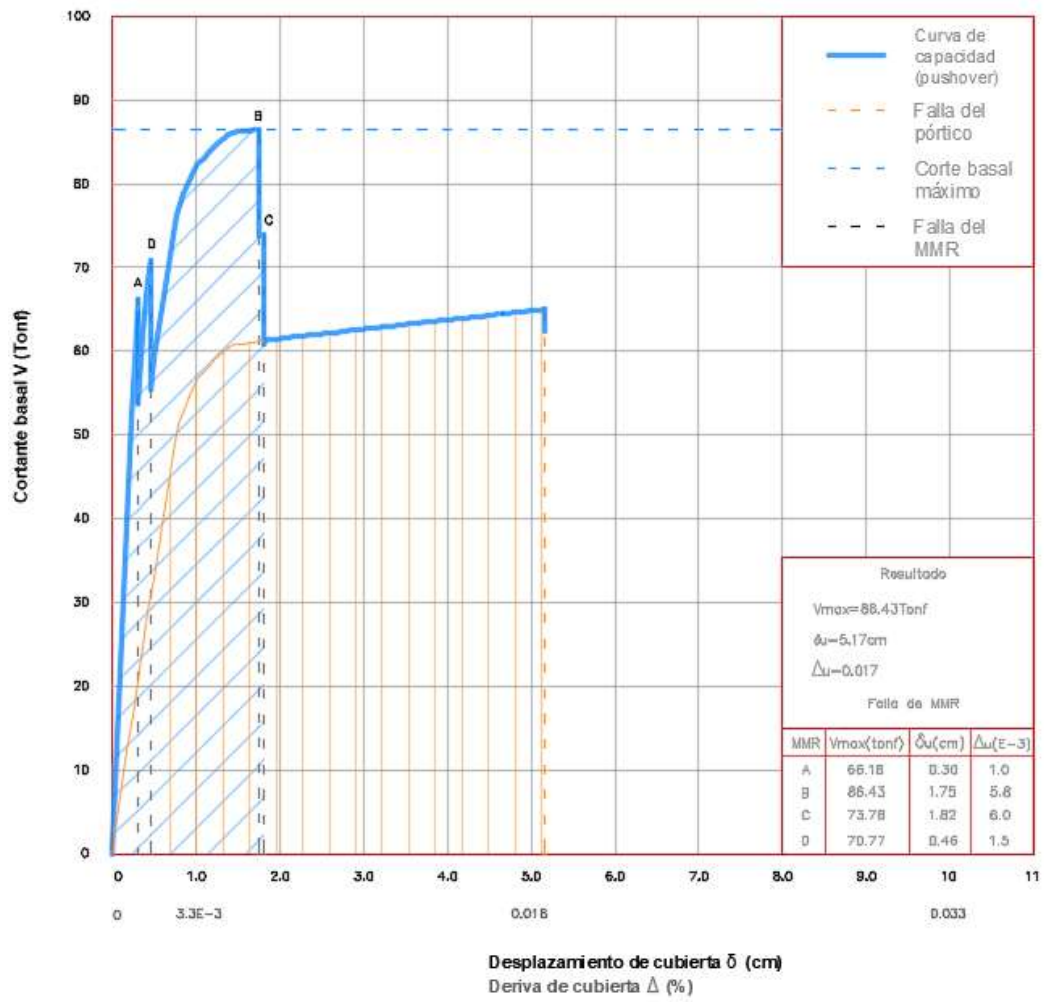
Las curvas de capacidad de las estructuras 3-B y 3M-B se presentan en las ilustraciones 113 y 114 respectivamente.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 113. Resultado del análisis Pushover del modelo 3-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 114. Resultado del análisis Pushover del modelo 3M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 3-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 3M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 114 se tiene la primera falla del MMR en el primer y último tramo que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.6\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 1.28u^2$ . En el modelo 3-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 2.91u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 1.28 < 2.91$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 1.28 - 2.91 = -1.63$$

En el modelo 3M-B se tiene que  $\Delta E < 0$ , entonces el pórtico acepta esta transferencia de energía. Sin embargo, en este caso la cuantificación de la energía disipada no es muy relevante porque se trata de un sistema estructural que tiene columnas exteriores débiles c1, c5 (30x30) lo que lleva a un mal desempeño frágil (deriva  $< 2\%$ ).

### 2.- Mecanismo de falla

El modelo 3B posee una menor capacidad que el modelo 3-A. Se muestra un pórtico que colapsa por falla de la columna C3 a una deformación última  $\delta u = 5.2\text{cm}$ , deriva  $\Delta = 1.7\%$  con respecto a la altura hasta la cubierta.

Mientras que en el modelo 3M-B no se altera la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia muy poco el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 3-B), llevándolo a un colapso total como se distingue en la ilustración a un  $\delta u = 5.17$  cm, deriva igual al modelo 3-B  $\Delta = 1.7\%$ .

Como las secciones exteriores de columnas son menores y con menor cuantía que las centrales, la mampostería en el tramo 1 y 4 fallan antes de los otros MMR.

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 3-B con el modelo 3M-B a una deformación en donde ocurre el máximo cortante cuando falle de la mampostería  $\delta u_m$  del modelo.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 3M-B a un  $\delta u_m = 1.82$ cm ( $\Delta u_m = 0.6\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 61.17 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 86.43 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $86.43 - 61.17 = 25.313$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 3M-B participa con un porcentaje de 29.2% del cortante basal y el MMR participa con un 70.8% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

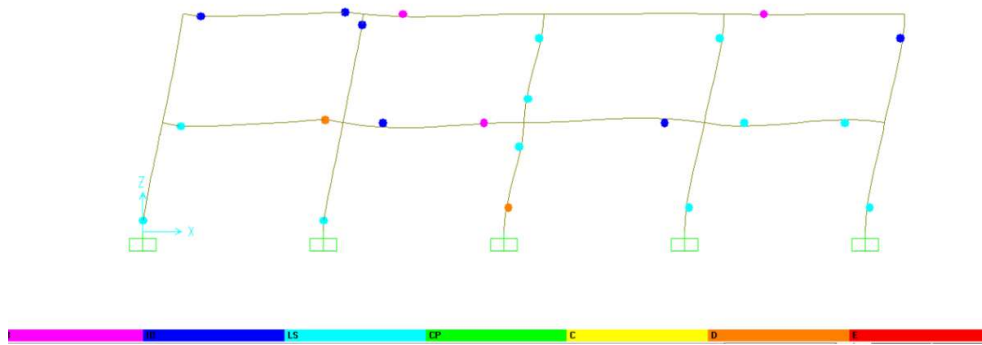
Para los dos modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 3-B    | 51.1      | 65.31     | 0.80            | 5.2             | 0.26           | 1.7            | 6.54  |
| 3M-B   | 76.17     | 86.43     | 0.77            | 5.17            | 0.256          | 1.7            | 5.53  |

#### 4.4. Grupo 4

##### 4.4.1. Modelo 4-A

En la Ilustración 115 se presenta la formación de rotulas en pórtico de hormigón armado de 2 pisos, la primera falla ocurre en viga seguida de la falla de la columna central. Secciones tomadas del modelo 3A con altura hasta cubierta igual a 6m.

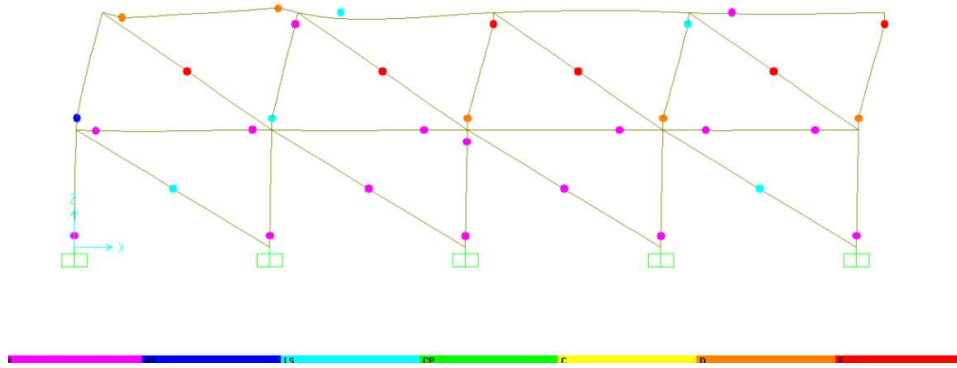


**Ilustración 115. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 4-A**

Fuente: SAP2000

##### 4.4.2. Modelo 4M-A

En la Ilustración 116 se observa la presencia de rotulas en todos los elementos del pórtico, la falla de los MMR ocurre en el segundo piso debido a que se da mayor cortante y mayor deformación que el piso inferior. Los MMR extremos son los primeros en fallar seguido con la mampostería del tramo 2y3, llegando a la falla de columna central del segundo piso.

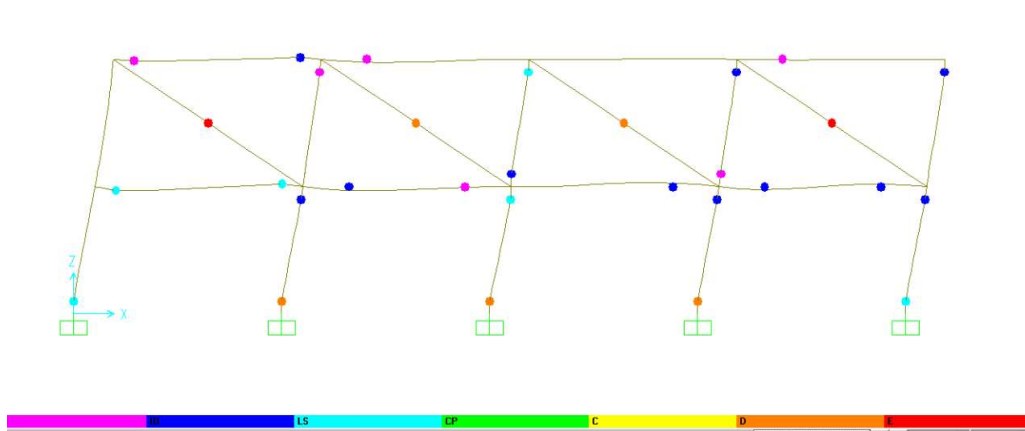


**Ilustración 116. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 4M-A.**

Fuente: SAP2000

#### 4.4.3. Modelo 4SP-A

En la Ilustración 117 se representa el efecto de piso blando formándose rotulas en el primer piso con afectación de la mampostería del segundo piso, llegando a la falla de las columnas centrales del primer piso.

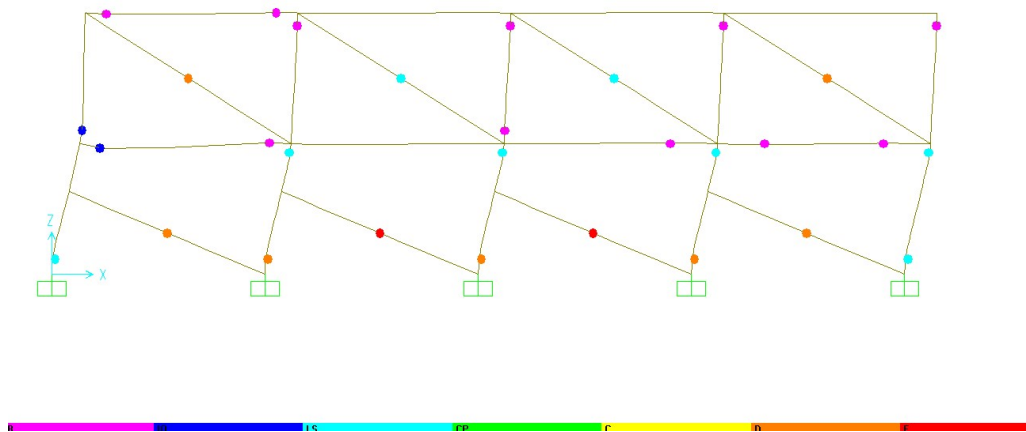


**Ilustración 117. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 4SP-A.**



#### 4.4.4. Modelo 4Cc-A

En la Ilustración 118 se tiene la formación de rotulas que indican la falla de la mampostería en los extremos del segundo piso por la poca resistencia de las columnas perimetrales. Una vez que ocurre la falla del MMR del segundo piso comienza a fallar la mampostería de todo el primer piso concluyendo con la falla de las columnas.

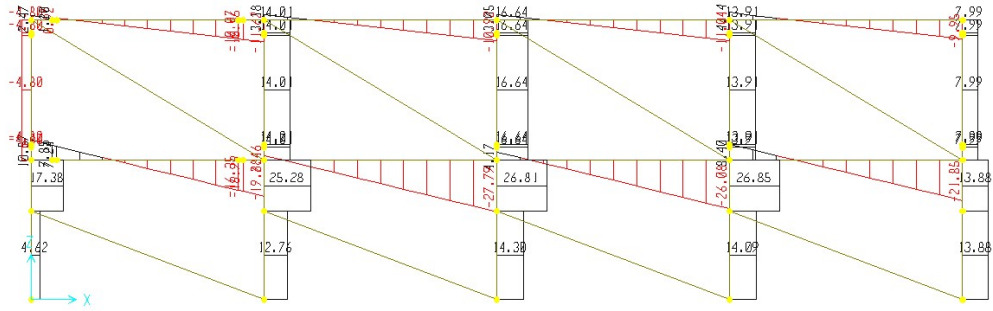


**Ilustración 118. Mecanismo de falla de pórtico de hormigón armado con mampostería parcialmente relleno del modelo 4Cc-A**

Fuente: SAP2000

#### Diagrama de Cortante

Para el modelo 4Cc-A se presenta los diagramas de corte de los elementos que conforman el pórtico, en donde se tiene una distancia libre de columna igual a 0.60m debido a la restricción que produce la presencia de la mampostería. La distancia libre asume mayor concentración de esfuerzos por su corta longitud y mayor rigidez alcanzando valores máximos de corte igual a 26.85 tonf.

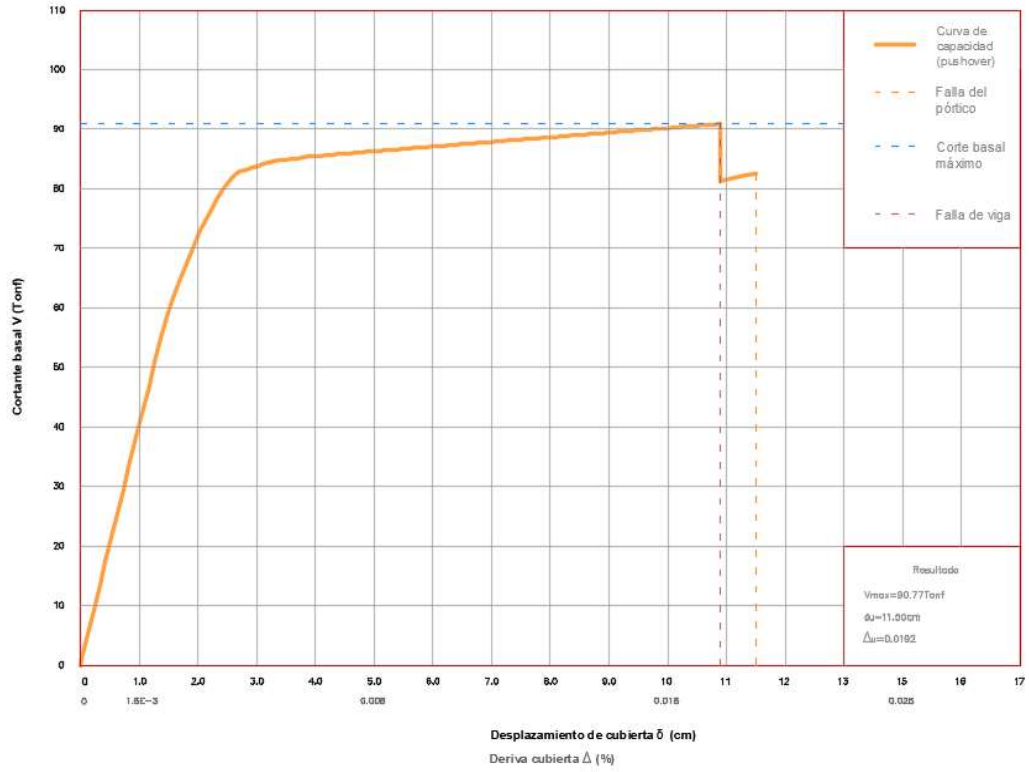


**Ilustración 119. Diagrama de cortante del modelo 4Cc-A**

Fuente: SAP2000

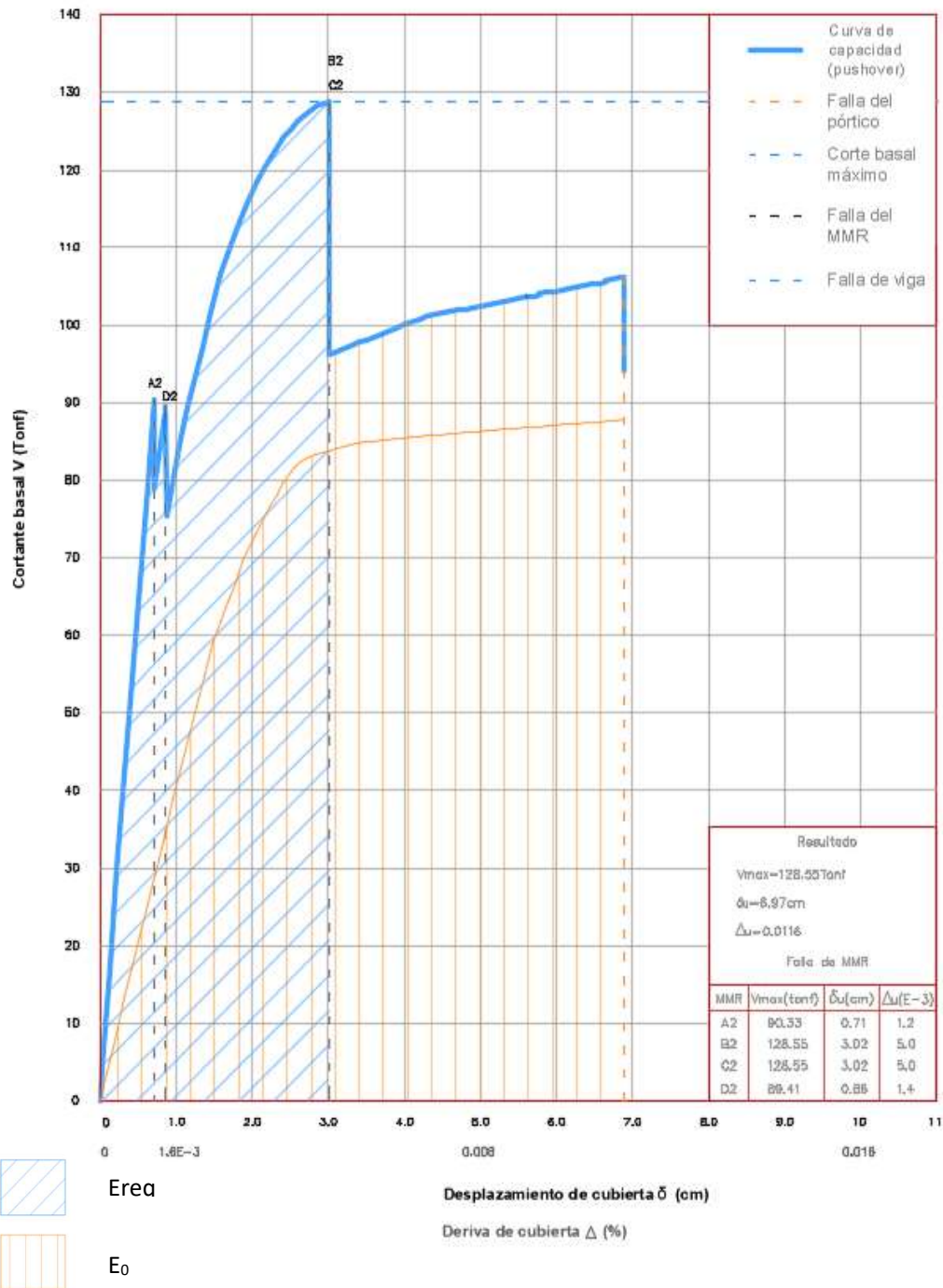
Las curvas de capacidad de las estructuras 4-A, 4M-A, 4SP-A y 4Cc-A se presentan en las ilustraciones 120, 121, 122 y 123 respectivamente.

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



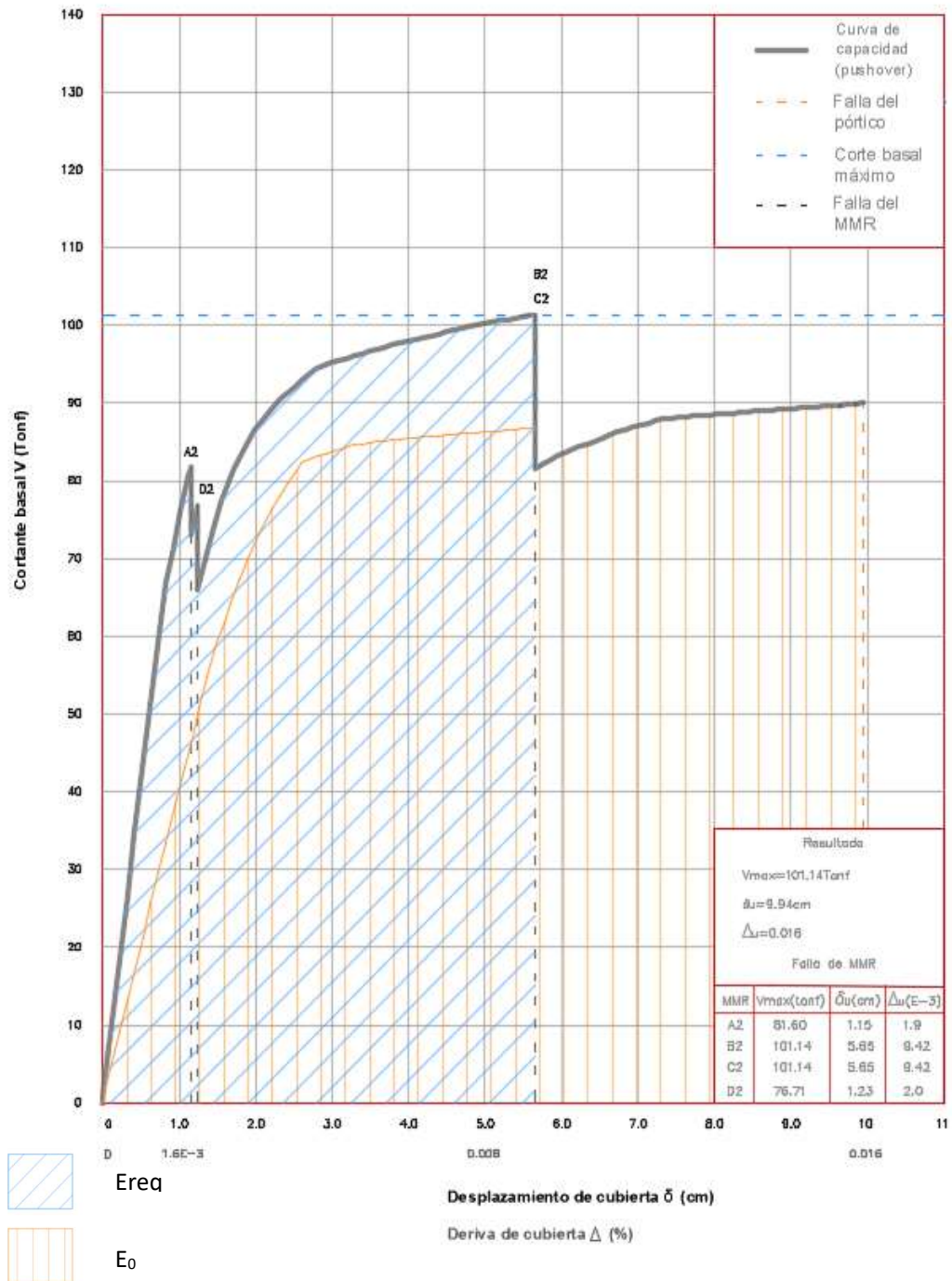
**Ilustración 120. Resultado del análisis Pushover del modelo 4-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



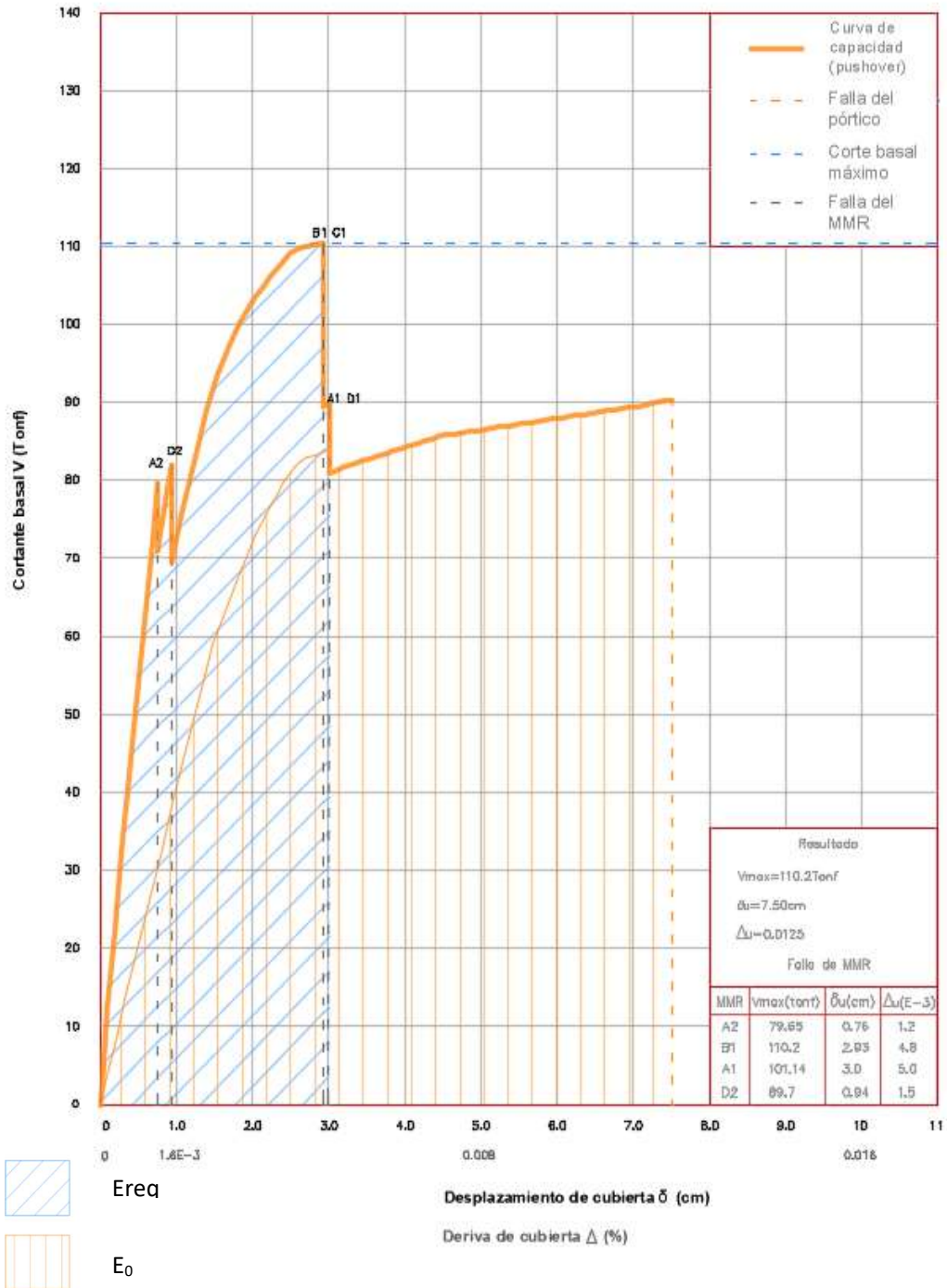
**Ilustración 121. Resultado del análisis Pushover del modelo 4M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 122. Resultado del análisis Pushover del modelo 4SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 123. Resultado del análisis Pushover del modelo 4Cc-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 4-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 4M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 121 se tiene falla del MMR en el segundo piso que ocurre a una deriva  $\Delta=0.5\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}= 2$ . El modelo 4-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 =4.93u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 2.83 < 4.93$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 2.83 - 4.93 = -2.1$$

De igual forma se aprecia en el modelo 4SP-A, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producida por la mampostería del segundo piso al llegar a la fallar que ocurre a una deriva  $\Delta =0.94\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}= 4.71u^2$  . En el modelo 4-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 7.59u^2$  como se puede observar en la ilustración 122.

Siendo:

$$\triangleright 4.71 < 7.59$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 4.71 - 7.59 = -2.88$$

En los modelos 4M-A y 4SP-A la energía es aceptada por el pórtico. Aunque este tipo de análisis no es muy relevante porque la ductilidad de la estructura está por debajo del 2%.

## **2.- Mecanismo de falla**

El modelo 4-A, nos muestra la curva de capacidad de un pórtico de 2 pisos con 4 vanos colapsando por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u = 11.5 \text{ cm}$  y deriva del  $\Delta = 1.9\%$  con respecto a la altura de 6m desde el nivel de planta.

En el modelo 4M-A se altera la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 4-A), llevándolo a un colapso total en el segundo piso como se distingue en la Ilustración 121 a un  $\delta u = 6.97 \text{ cm}$ , deriva del  $\Delta = 1.16\%$ .

Mientras que el modelo 4SP-A por no tener mampostería en el primer piso, nos muestra una curva Pushover con capacidad de deformación mayor al 4M-A y carga máxima de 101.14 Tonf, pero menor al modelo 4-A, llevando la estructura al colapso a una deformación de  $\delta u = 9.94 \text{ cm}$ , deriva  $\Delta = 1.66\%$ .

## **3.- Porcentaje de cortante**

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 4-A con los modelos 4M-A y 4SP-A a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta u_m$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 4M-A a un  $\delta u_m = 3.02 \text{ cm}$  ( $\Delta u_m = 0.5\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 83.71 Tonf.



- Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 128.55 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $128.55 - 83.71 = 44.84$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 4M-A participa con un porcentaje de 34.88% del cortante basal y el MMR participa con un 65.12% del cortante basal.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 4SP-A a un  $\delta_{um} = 5.65\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.94\%$ )

- Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 86.7 Tonf.
- Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 101.14 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $101.14 - 86.7 = 14.44$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 4SP-A participa con un porcentaje de 14.28% del cortante basal y el MMR participa con un 85.72% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

Para los cuatro modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$<br>(cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|--------------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 4-A    | 74.60     | 90.77     | 2.12               | 11.50           | 0.35           | 1.92           | 5.48  |
| 4M-A   | 106.33    | 106.01    | 1.59               | 6.97            | 0.265          | 1.16           | 4.38  |
| 4SP-A  | 66.75     | 89.86     | 0.82               | 9.94            | 0.14           | 1.66           | 11.85 |
| 4Cc-A  | 66.5      | 89.87     | 0.8                | 7.50            | 0.13           | 1.25           | 9.62  |

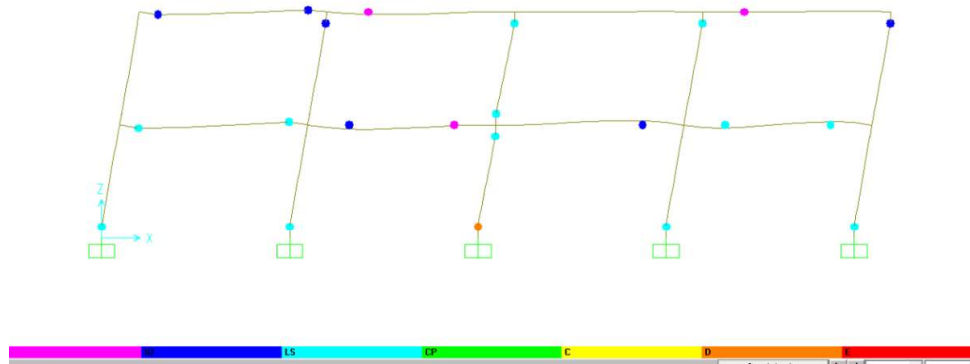
#### Modelo 4Cc-A

En la Ilustración 119 se observa que en la columna corta ocurre un cortante de 10 veces mayor al de la columna que soporta el MMR, este máximo cortante en la columna corta ocurre antes de fallar la viga que esta sobre dicha columna. Después de fallar el MMR. los cortantes de la columna disminuyen y se elimina el efecto de columna corta.

Para que la columna corta no falle prematuramente a un cortante 10 veces más debe ser provista de una resistencia al corte proporcionalmente mayor.

#### 4.4.5. Modelo 4-B

En la Ilustración 124 se presenta la primera falla en la columna central (rotula de color naranja) sin llegar a fallar completamente las vigas.

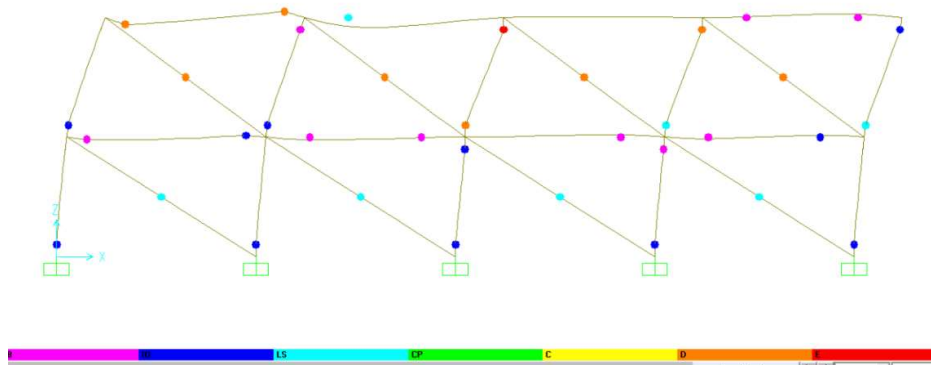


**Ilustración 124. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 4-B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.4.6. Modelo 4M-B

En la Ilustración 125 se observa la presencia de rotulas en todos los elementos del pórtico, la falla de los MMR ocurre en el segundo piso debido a que se da mayor cortante y mayor deformación que el piso inferior. Los MMR de todo el segundo piso falla a la misma deriva, concluyendo con la falla de columna central del segundo piso.

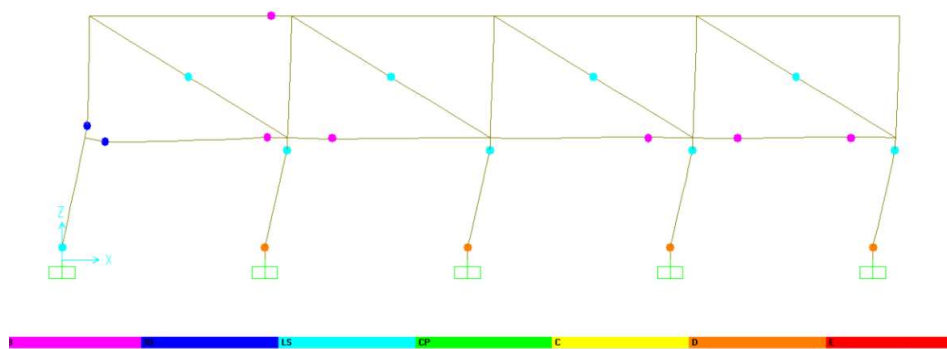


**Ilustración 125. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería del modelo 4M-B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.4.7. Modelo 4SP-B

En la Ilustración 126 se puede notar que la mampostería del segundo piso no llega a fallar. La falla de la estructura se da en el primer piso en todas las columnas, sin llegar a fallar las vigas.

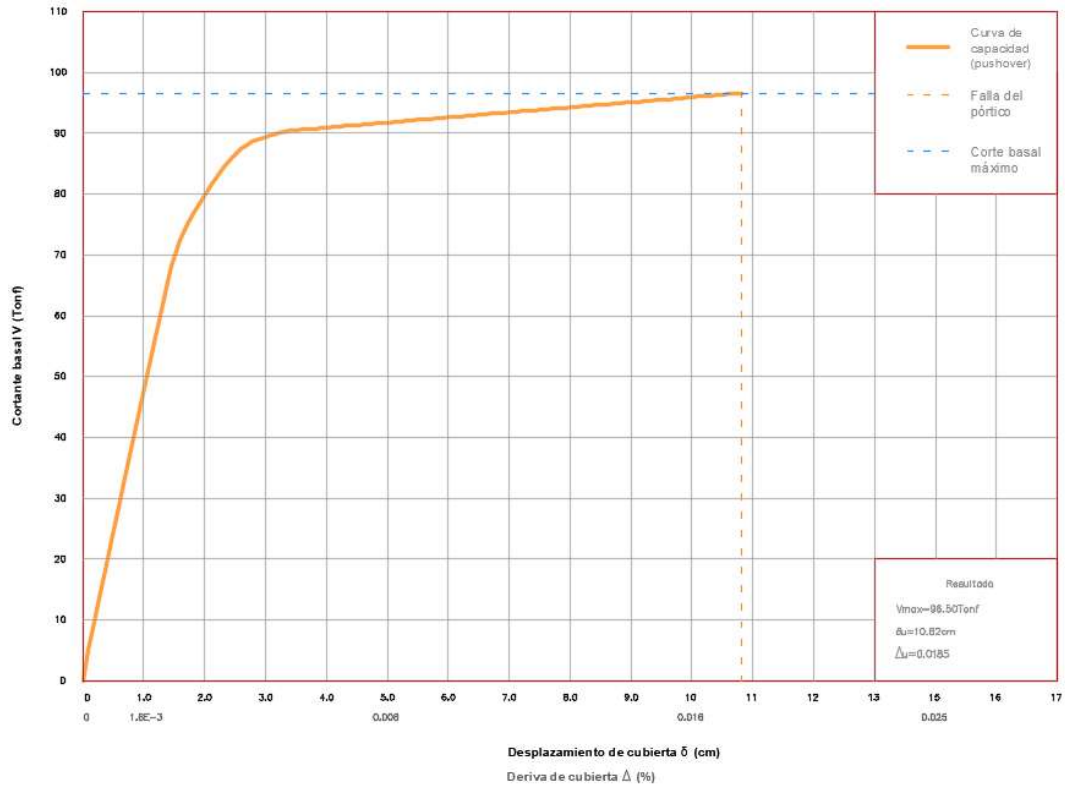


**Ilustración 126. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado con mampostería en el segundo piso del modelo 4SP-B.**

Fuente: SAP2000

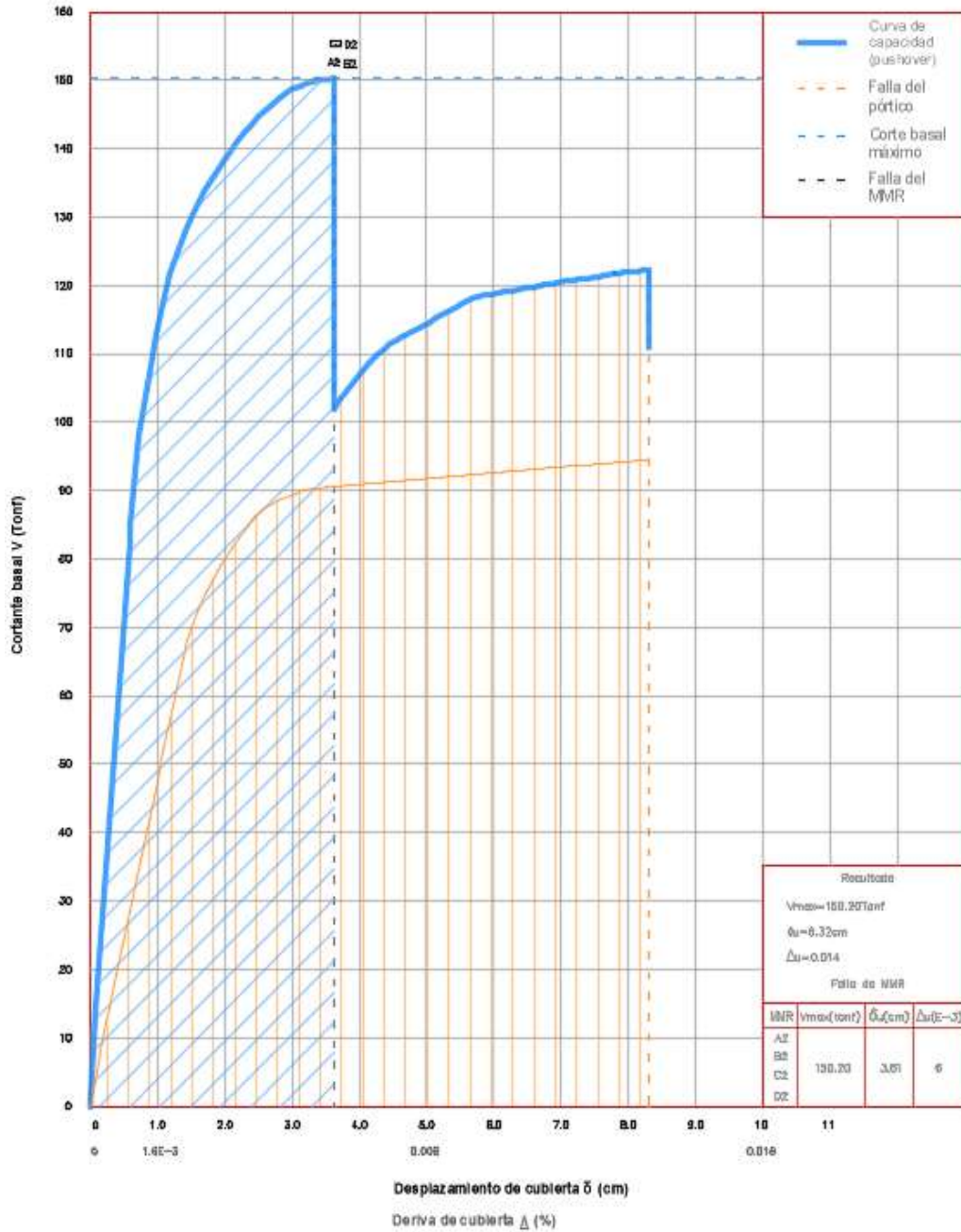
Las curvas de capacidad de las estructuras 4-B, BM-C y 4SP-B se presentan en las ilustraciones 127, 128 y 129 respectivamente.

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 127. Resultado del análisis Pushover del modelo 4-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno

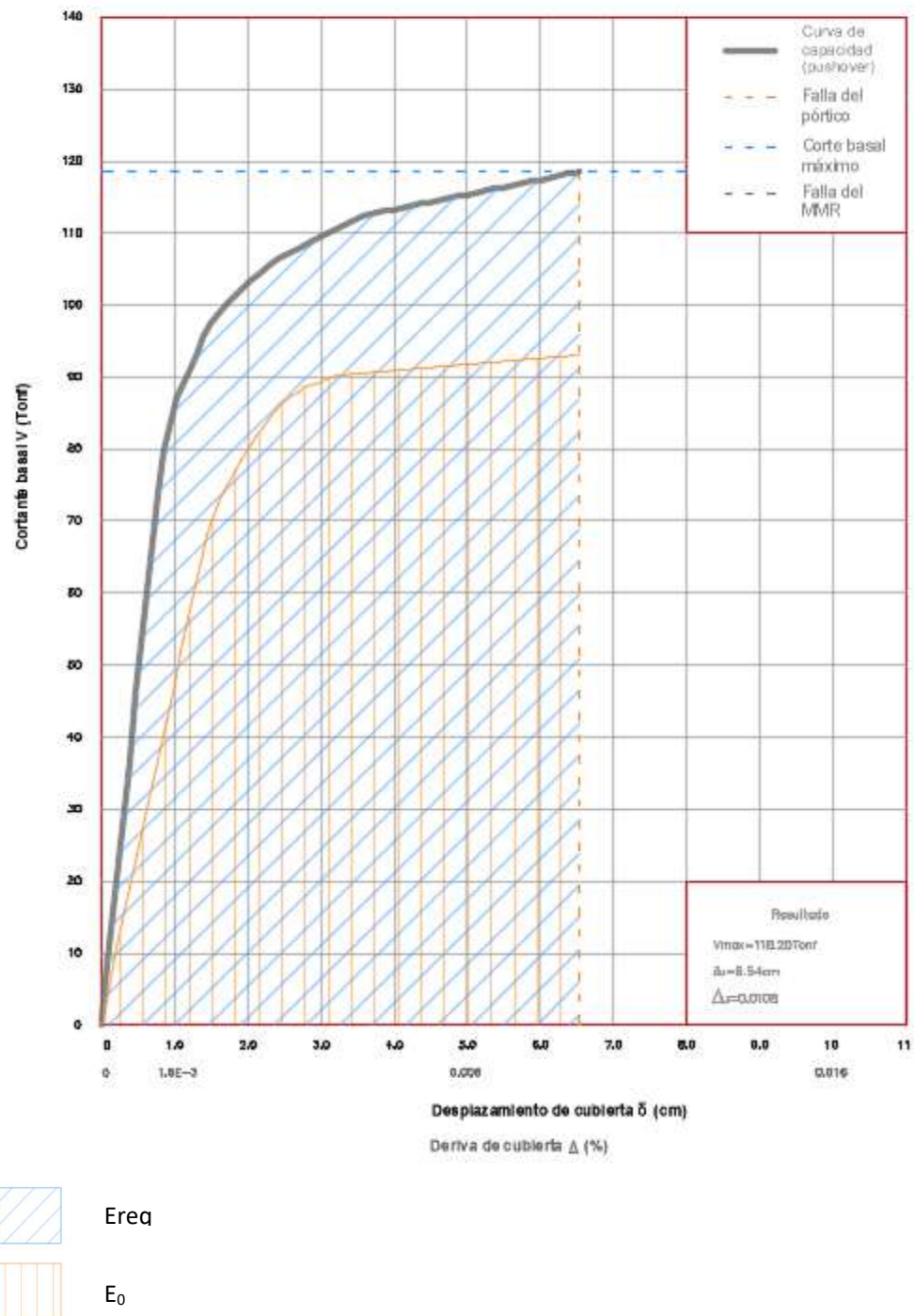


Ereq

E<sub>0</sub>

**Ilustración 128. Resultado del análisis Pushover del modelo 4M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 129. Resultado del análisis Pushover del modelo 4SP-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 4-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 4M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 125 se tiene falla del MMR en el segundo piso que ocurre a una deriva  $\Delta=0.6\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}= 4.31u^2$ . En el modelo 4-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 6.66u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 4.31 < 6.66$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 4.31 - 6.66 = -2.35$$

De igual forma se aprecia en el modelo 4SP-B, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producida por la mampostería del segundo piso al llegar a la fallar es de  $E_{req} = 6.55u^2$ . En el modelo 4-B la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 4.99u^2$ , como se puede observar en la ilustración 122.

$$\triangleright 6.55 > 4.99$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 6.55 - 4.99 = +1.56$$

Entonces:

En el modelo 4M-B la energía es aceptada por el pórtico, mientras que en el modelo 4SP-B la transferencia de energía no es acepta por el pórtico.



## 2.- Mecanismo de falla

El modelo 4-B, nos muestra la curva de capacidad de un pórtico de 2 pisos con 4 vanos colapsando por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u = 10.82 \text{ cm}$  y deriva del  $\Delta = 1.85\%$ .

En el modelo 4M-B se altera la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 4-B), llevándolo a un colapso total en el segundo piso como se distingue en la Ilustración 125 a un  $\delta u = 8.32 \text{ cm}$ , deriva del  $\Delta = 1.4\%$ .

Mientras que el modelo 4SP-B por tener baja ductilidad al fallar las columnas del primer piso, nos muestra una curva Pushover con capacidad de deformación menor al 4M-B y carga máxima de 118.20 Tonf. llevando la estructura al colapso a una deformación de  $\delta u = 6.54 \text{ cm}$ , deriva de  $\Delta = 1.08\%$ .

## 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 4-B con los modelos 4M-B y 4SP-B a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta u_m$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 4M-B a un  $\delta u_m = 3.61 \text{ cm}$  ( $\Delta u_m = 0.6\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 90.48 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 150.2 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $150.2 - 90.48 = 59.72 \text{ Tonf}$

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 4M-B participa con un porcentaje de 39.76% del cortante basal y el MMR participa con un 60.24% del cortante basal.

Se identifica la distribución del cortante en el modelo 4SP-B a un  $\delta u_m = 6.54\text{cm}$   
 ( $\Delta u_m = 1.08\%$ )

- Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 92.83 Tonf.
- Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 118.2 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $118.2 - 92.83 = 25.37$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 4SP-B participa con un porcentaje de 21.46% del cortante basal y el MMR participa con un 78.54% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

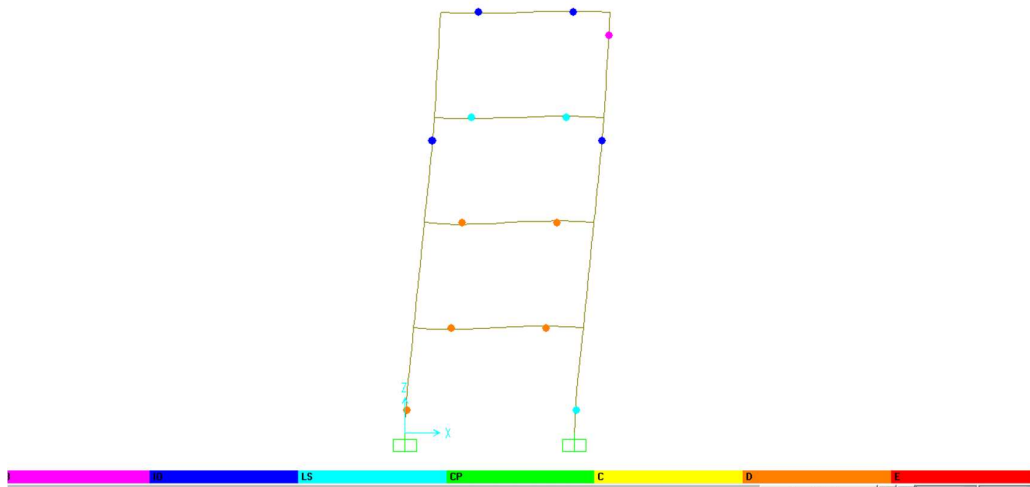
Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 4-B    | 69.94     | 96.5      | 1.51            | 10.82           | 0.25           | 1.85           | 7.4   |
| 4M-B   | 121.65    | 122.08    | 1.19            | 8.32            | 0.198          | 1.4            | 7.07  |
| 4SP-B  | 89.87     | 118.2     | 1.15            | 6.54            | 0.19           | 1.08           | 5.68  |

## 4.5. Grupo 5

### 4.5.1. Modelo 5-A

En la Ilustración 130 se observa la formación de rotulas en todos los elementos del pórtico de 4 pisos. La falla de la estructura se da en el primer piso por la formación de rotula de color naranja en la columna, también llega a fallar las vigas del primer y segundo piso.



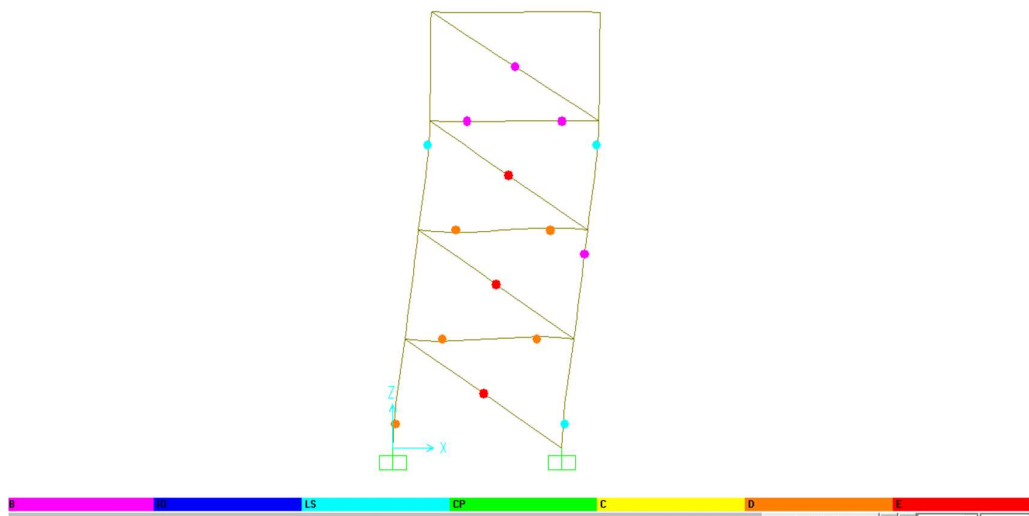
**Ilustración 130. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo**

**5-A.**

Fuente: SAP2000

#### 4.5.2. Modelo 5M-A

El presente modelo muestra la primera falla de la mampostería en el segundo piso, continuando con la falla del tercer y primer piso. Después de la falla de los primeros MMR ocurre la falla de vigas y columnas del primer piso como se observa en la Ilustración 131.

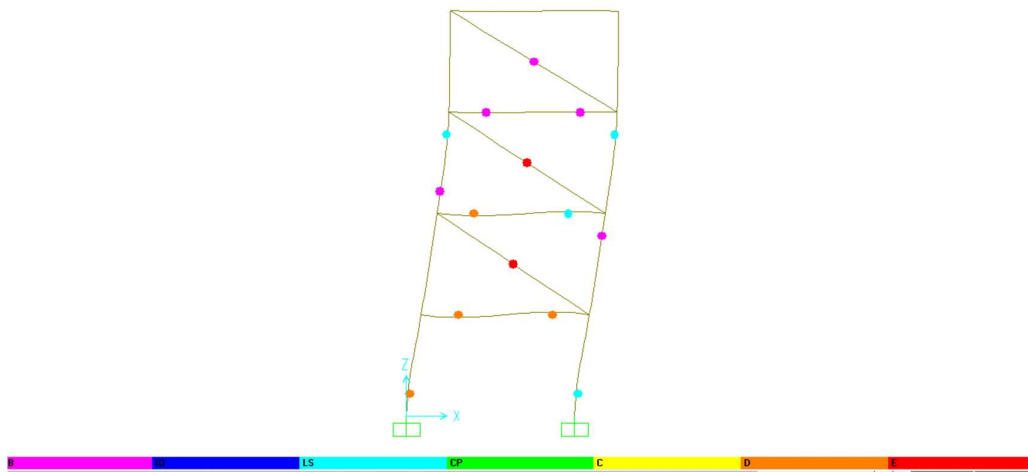


**Ilustración 131. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 5M-A.**

Fuente: SAP2000

### 4.5.3. Modelo 5SPA

La Ilustración 132 se observa la formación de rotulas, teniendo de igual forma que el modelo 5M-A la falla de la mampostería del segundo y tercer piso terminando con la falla total de la estructura por la columna del primer piso y falla de las vigas del primer y segundo piso.

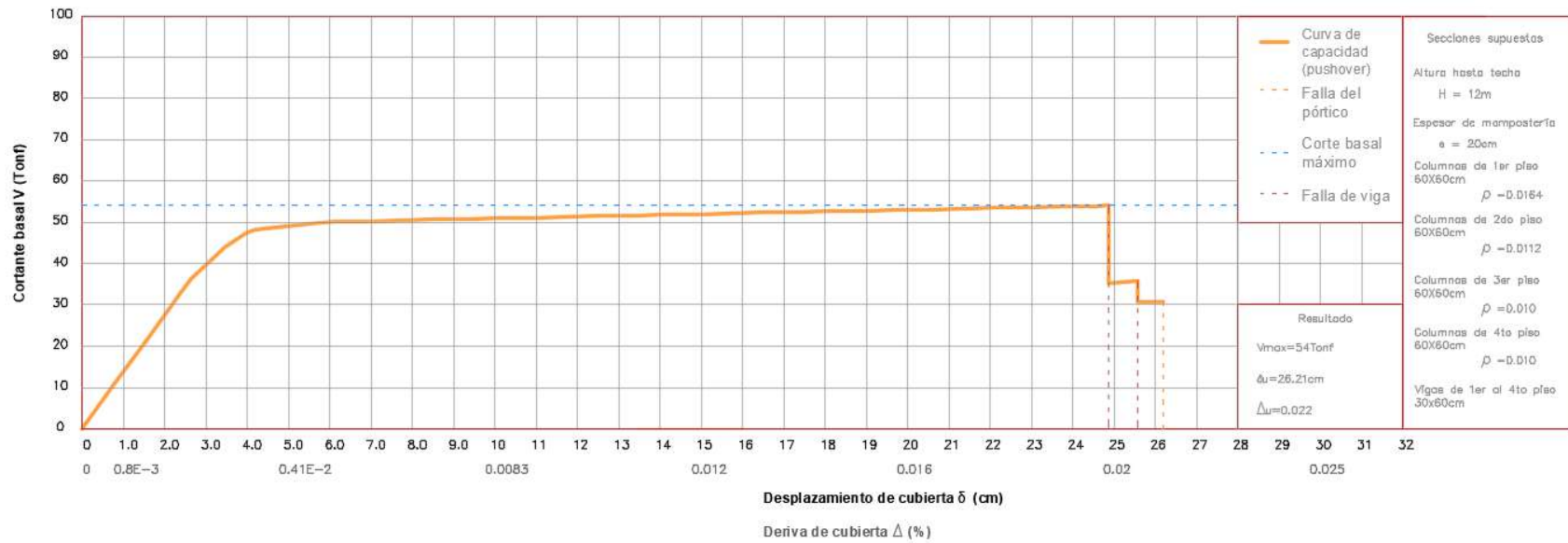


**Ilustración 132. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno sin mampostería en el primer piso del modelo 5SP-A.**

Fuente: SAP2000

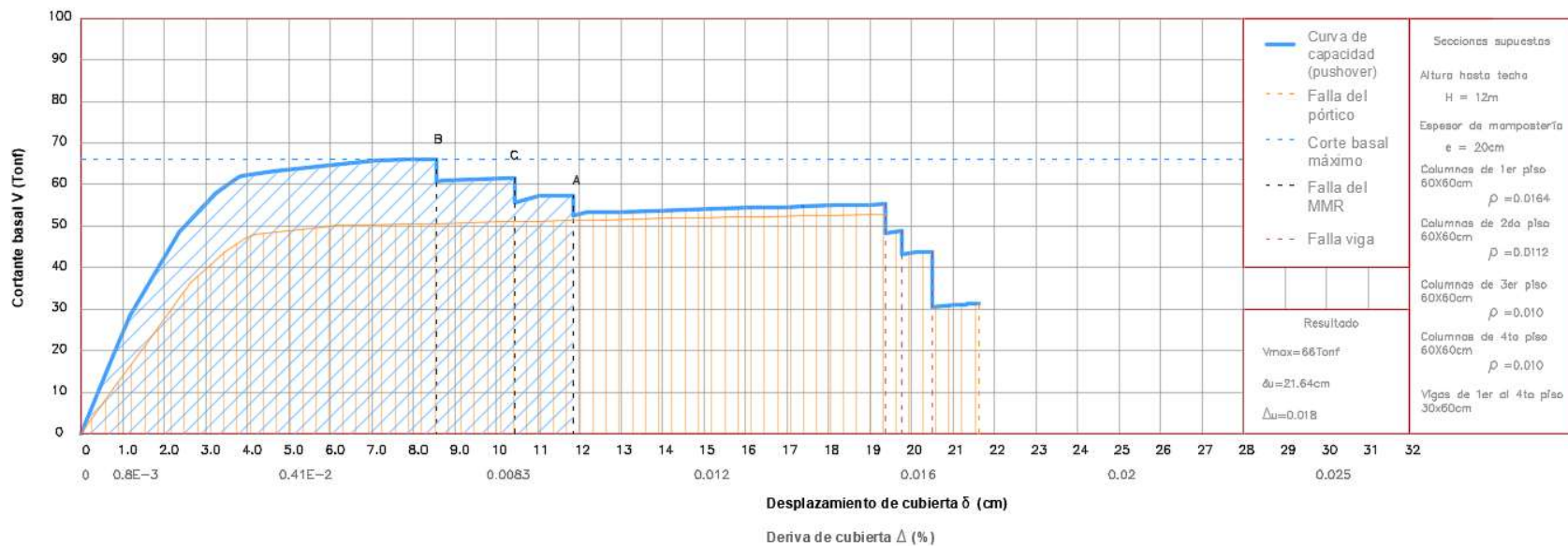
Las curvas de capacidad de las estructuras 5-A, 5M-A y 5SP-A se presentan en las ilustraciones 133, 134 y 135 respectivamente.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



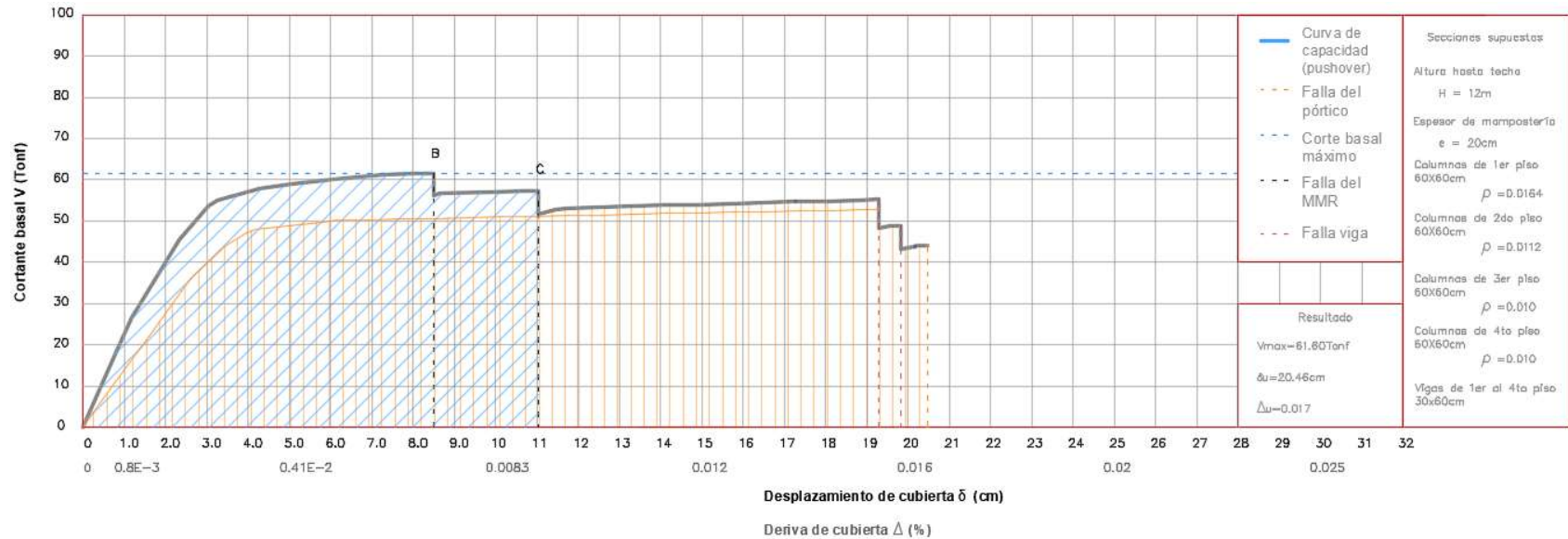
**Ilustración 133. Resultado del análisis Pushover del modelo 5-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 134. Resultado del análisis Pushover del modelo 5M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



Erea  
 E<sub>0</sub>

**Ilustración 135. Resultado del análisis Pushover del modelo 5SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**



## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 5-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 5M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 134 se tiene falla del MMR gradual comenzando en el segundo piso seguido del tercer piso y finalmente el primer piso que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.99\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 6.45u^2$ . En el modelo 5-A La energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 8.92u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 6.45 < 8.92$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 6.45 - 8.92 = -2.47$$

De igual forma se aprecia en el modelo 5SP-A, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producida por la mampostería de los pisos superiores al llegar a la falla es de  $E_{req} = 5.6u^2$  a una deriva  $\Delta = 0.92\%$ . En el modelo 5-A La energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 8.85u^2$  como se puede observar en la ilustración 135.

Siendo:

$$\triangleright 5.6 < 8.85$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 5.6 - 8.85 = -3.25$$

En los modelos 5M-A y 5SP-A la energía es aceptada por el pórtico. Aunque este tipo de análisis no es muy relevante porque la ductilidad de la estructura está por debajo del 2%.

## **2.- Mecanismo de falla**

El modelo 5-A, nos muestra la curva de capacidad de un modelo de 4 pisos con 1 vano colapsando por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta_u=26.21\text{cm}$  y deriva del  $\Delta=2.2\%$ .

En el modelo 5M-A se disminuye la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 5-A), llevándolo a un colapso total por falla de la columna en el primer piso como se distingue en la Ilustración 132 a un  $\delta_u=21.64\text{ cm}$ , deriva del  $\Delta=1.8\%$ .

Mientras que el modelo 5SP-A por no tener mampostería en el primer piso, nos muestra una curva Pushover con carga máxima de 61.60 Tonf, llevando la estructura al colapso a una deformación  $\delta_u = 20.46\text{cm}$ , deriva de  $\Delta=1.7\%$ .

## **3.- Porcentaje de cortante**

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 5-A con los modelos 5M-A y 5SP-A a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta_{um}$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo y 5M-A a un  $\delta_{um} = 11.84\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.99\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 51.28Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 52.60Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $52.60 - 51.28 = 1.32$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 5M-A participa con un porcentaje de 2.51% del cortante basal y el MMR participa con un 97.49% del cortante basal.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 5SP-A a un  $\delta u = 1.04$  cm ( $\Delta u = 0.92\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 51.11 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 57.35 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $57.35 - 51.11 = 6.24$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 5SP-A participa con un porcentaje de 10.88% del cortante basal y el MMR participa con un 89.12% del cortante basal.

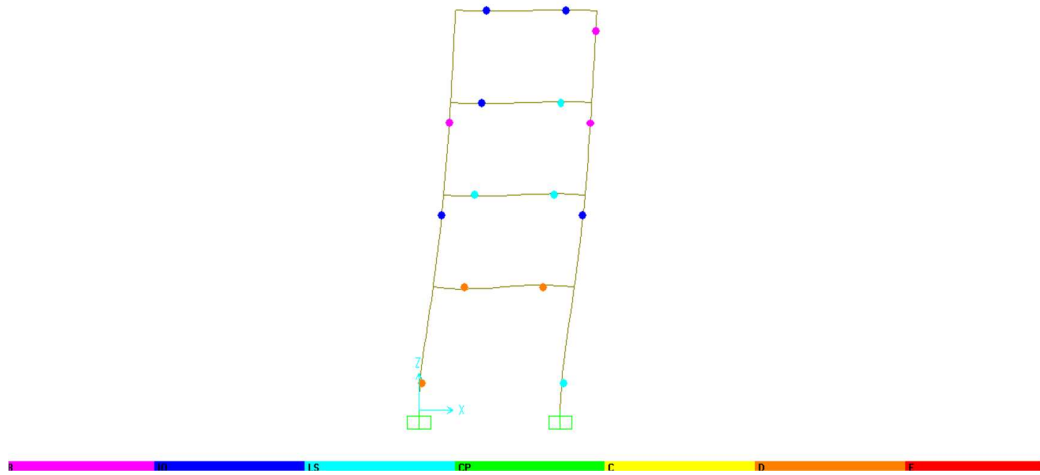
#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u / \Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 5-A    | 47.19     | 30.70     | 4               | 26.21           | 0.33           | 2.2            | 6.67  |
| 5M-A   | 61.5      | 31.29     | 3.5             | 21.64           | 0.29           | 1.8            | 6.2   |
| 5SP-A  | 54.28     | 44.06     | 3.15            | 20.46           | 0.26           | 1.7            | 6.54  |

#### 4.5.4. Modelo 5-B

Al igual que en el modelo 5-B se forman rotulas en los elementos del pórtico. La estructura falla en viga y columna del primer piso como se observa en la Ilustración 136.

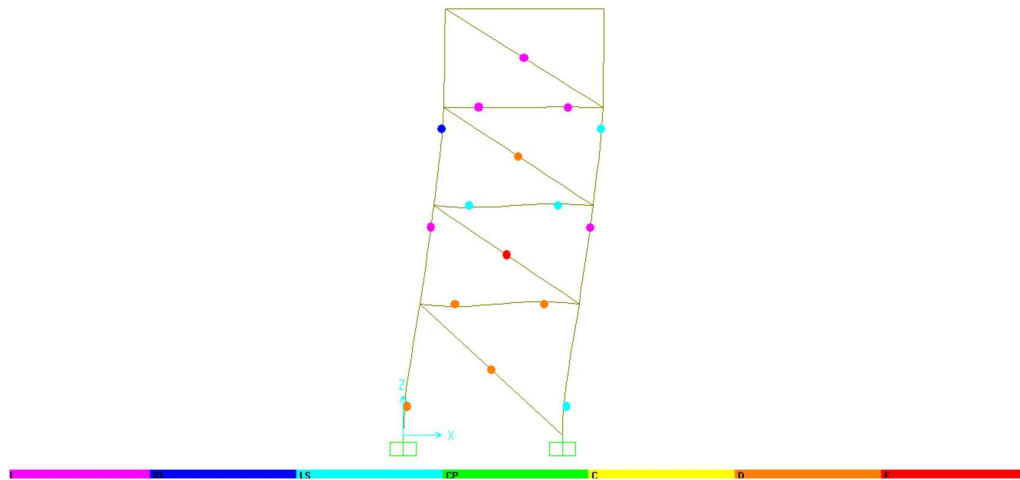


**Ilustración 136. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 5-B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.5.5. Modelo 5M-B

La primera falla de la mampostería ocurre en el segundo piso, continuando con la falla del tercer y primer piso. Después de la falla de los primeros MMR ocurre la falla de vigas y columnas del primer piso como se observa en la Ilustración 137.

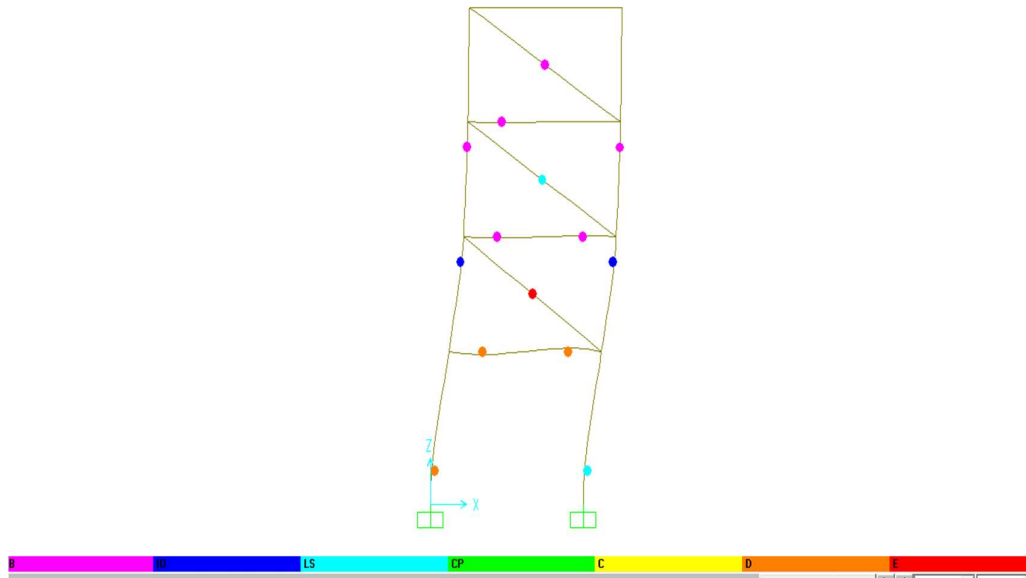


**Ilustración 137. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 5M-B.**

Fuente: SAP2000

### 5.1.1. Modelo 5SP-B

La Ilustración 138 se observa la formación de rotulas, teniendo la falla de la mampostería del segundo piso sin fallar el resto de MMR. Termina con la falla total de la estructura por la columna y vigas del primer piso.

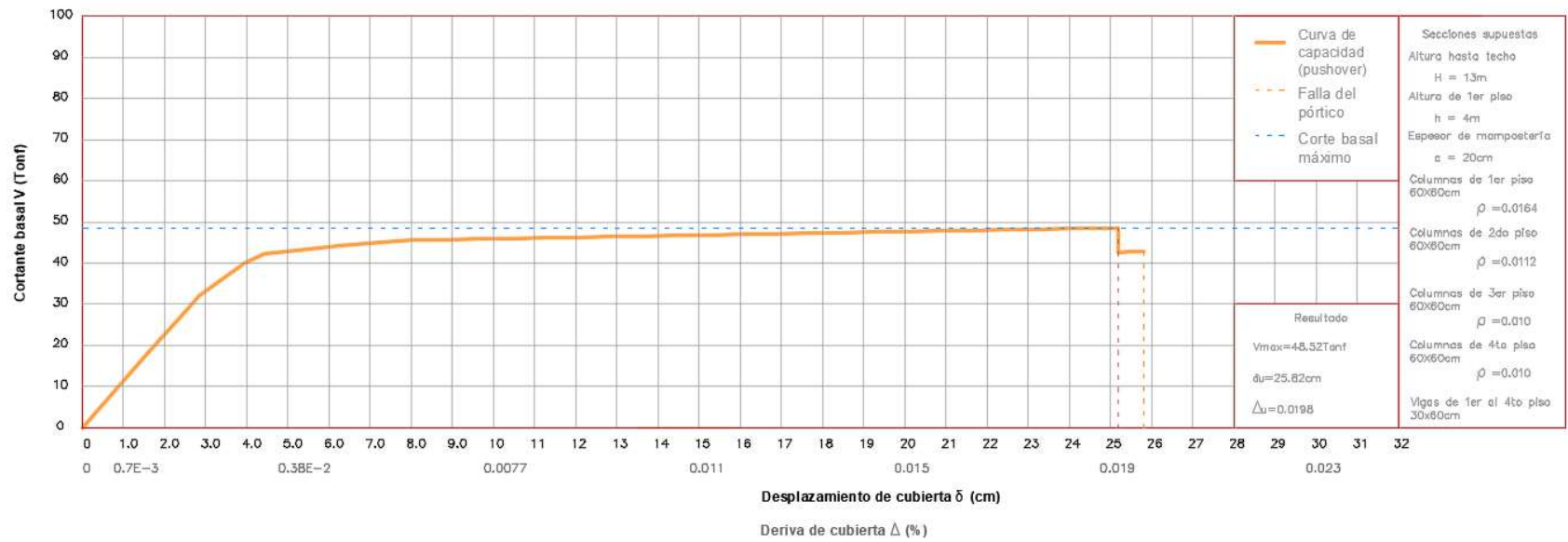


**Ilustración 138. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno sin mampostería en el primer piso del modelo 5SP-B.**

Fuente: SAP2000

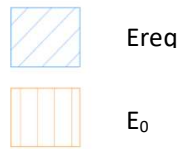
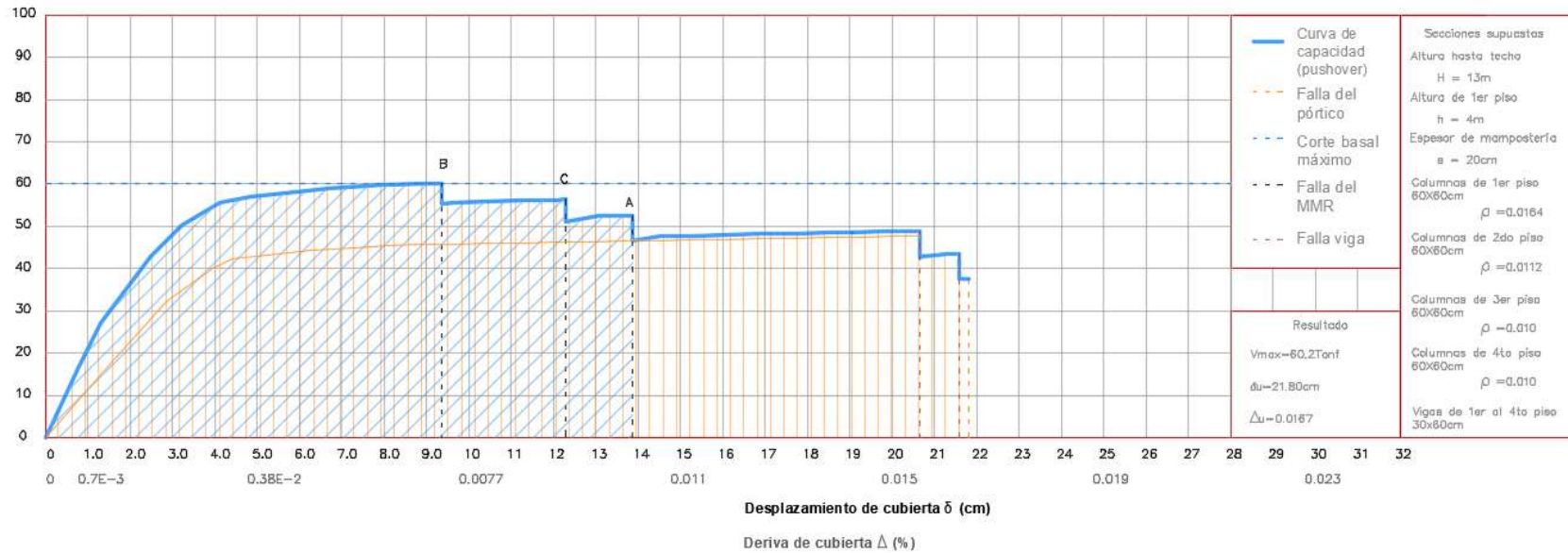
Las curvas de capacidad de las estructuras 5-B, 5M-B y 5SP-B se presentan en las ilustraciones 139, 140 y 141 respectivamente.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 139. Resultado del análisis Pushover del modelo 5-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 140. Resultado del análisis Pushover del modelo 5M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno

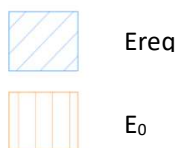
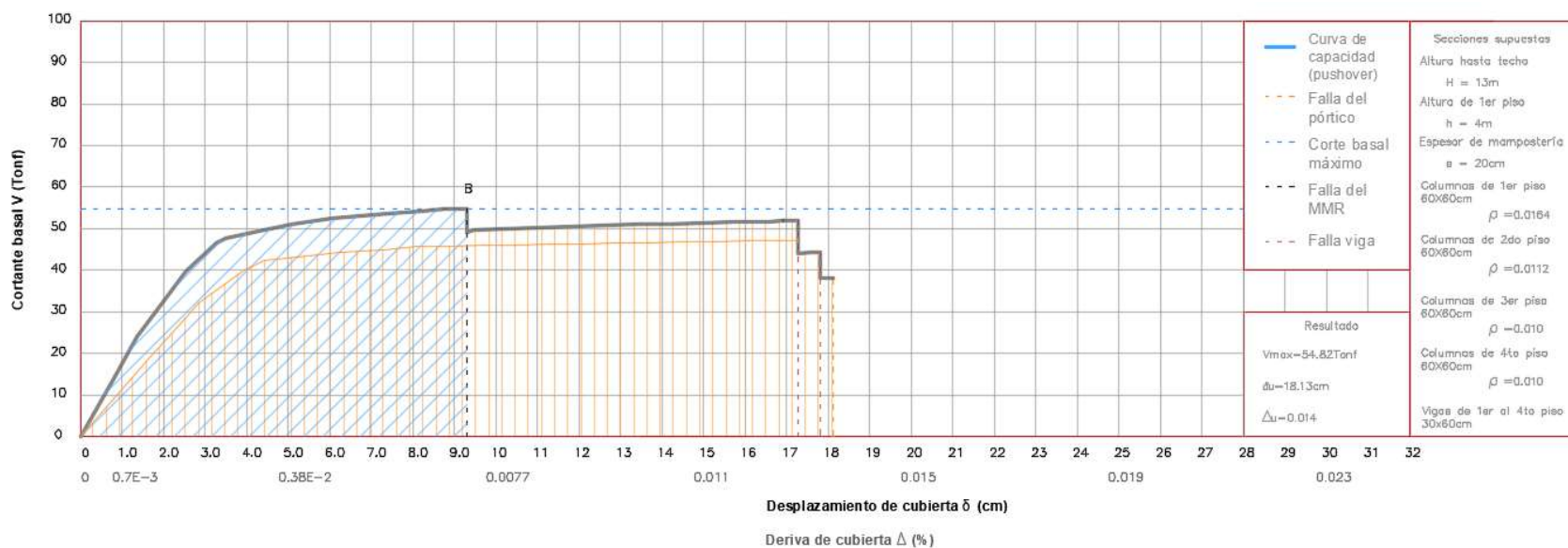


Ilustración 141. Resultado del análisis Pushover del modelo 5SP-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 5-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 5M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 140 se tiene falla del MMR gradual comenzando en el segundo piso seguido del tercer piso y finalmente el primer que ocurre a una deriva  $\Delta=0.87\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}=6.93u^2$ . En modelo 5-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0=8.52u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 6.93 < 8.52$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 6.93 - 8.52 = -1.59$$

De igual forma se aprecia en el modelo 5SP-B, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producida por la mampostería de los pisos superiores al llegar a la falla es de  $E_{req}=3.99u^2$ . En el modelo 5-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0=6.92u^2$  como se puede observar en la ilustración 141.

Siendo:

$$\triangleright 3.99 < 6.92$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 3.99 - 6.92 = -2.93$$

En los modelos 5M-B y 5SP-B la energía es aceptada por el pórtico. Aunque este tipo de análisis no es muy relevante porque la ductilidad de la estructura está por debajo del 2%.

## 2.- Mecanismo de falla

El modelo 5-B, nos muestra la curva de capacidad de un modelo de 4 pisos con 1 vano colapsando por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u=25.82\text{cm}$  y deriva del  $\Delta=1.98\%$  con respecto a la altura de 6m desde el nivel de planta.

En el modelo 5M-B se altera la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 5-B), llevándolo a un colapso total por falla de la columna en el primer piso como se distingue en la Ilustración 137 a un  $\delta u =21.80\text{cm}$ , deriva del  $\Delta=1.67\%$ .

Mientras que el modelo 5SP-B por no tener mampostería en el primer piso, nos muestra una curva Pushover con carga máxima de 54.82 Tonf, llevando la estructura al colapso a una deformación de  $\delta u =18.13\text{cm}$ , deriva de  $\Delta=1.4\%$ .

## 3.- Porcentaje de cortante

Para el cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 5-B con los modelos 5M-B y 5SP-B a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta u_m$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 5M-B a un  $\delta u_m = 13.86\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.87\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 46.56Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 52.59Tonf.

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 5M-B participa con un porcentaje de 11.47% y el porcentaje de corte del pórtico sin MMR toma 88.53%.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 5SP-B a un  $\delta u_m = 9.3\text{cm}$  ( $\Delta u_m = 58\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 49.15 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 54.82 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $54.82 - 49.15 = 5.67$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 1M-B participa con un porcentaje de 10.34% del cortante basal y el MMR participa con un 89.66% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

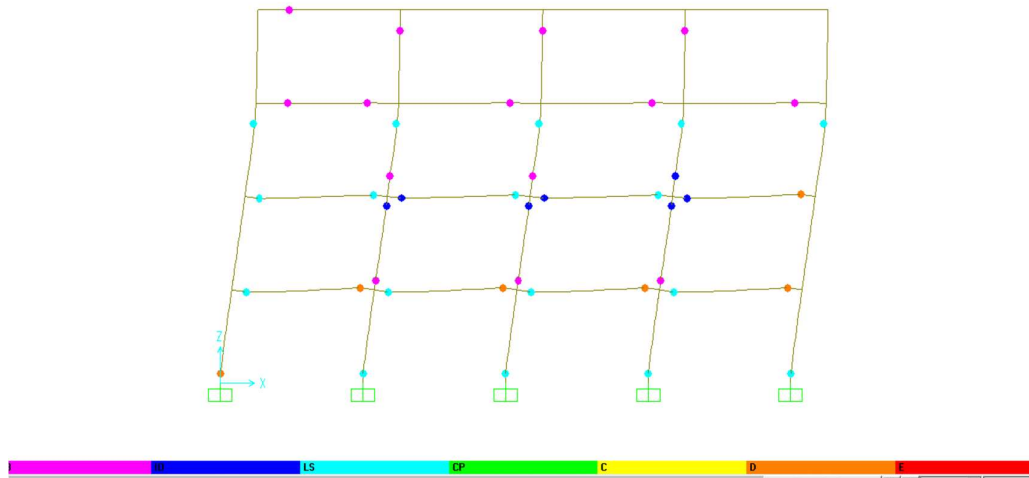
Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u / \Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 5-B    | 36.03     | 48.52     | 3.4             | 25.82           | 0.21           | 1.98           | 9.42  |
| 5M-B   | 49.97     | 60.2      | 3.18            | 21.80           | 0.198          | 1.67           | 8.43  |
| 5SP-B  | 43.18     | 54.82     | 2.9             | 18.13           | 0.18           | 1.4            | 7.77  |

## 4.6. Grupo 6

### 4.6.1. Modelo 6-A

En la Ilustración 142 se observa la formación de rotulas de color naranja en las vigas del primer y segundo piso, también llega a fallar la columna del primer piso.

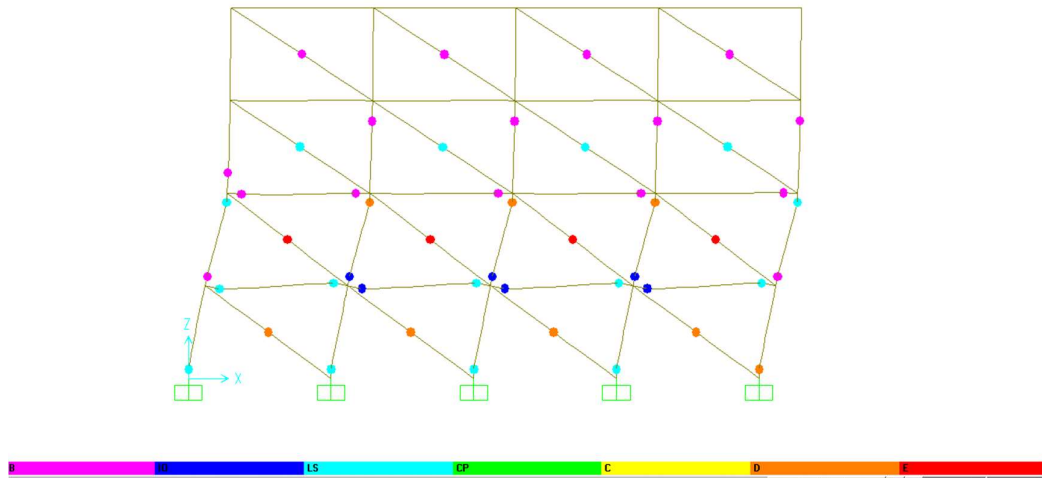


**Ilustración 142. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 6 -A.**

Fuente: SAP2000

#### 4.6.2. Modelo 6M-A

De acuerdo a la Ilustración 143 falla la mampostería de todo el segundo y primer piso, llegando a fallar por último la columna del primer piso con presencia de viga fuerte – columna débil.

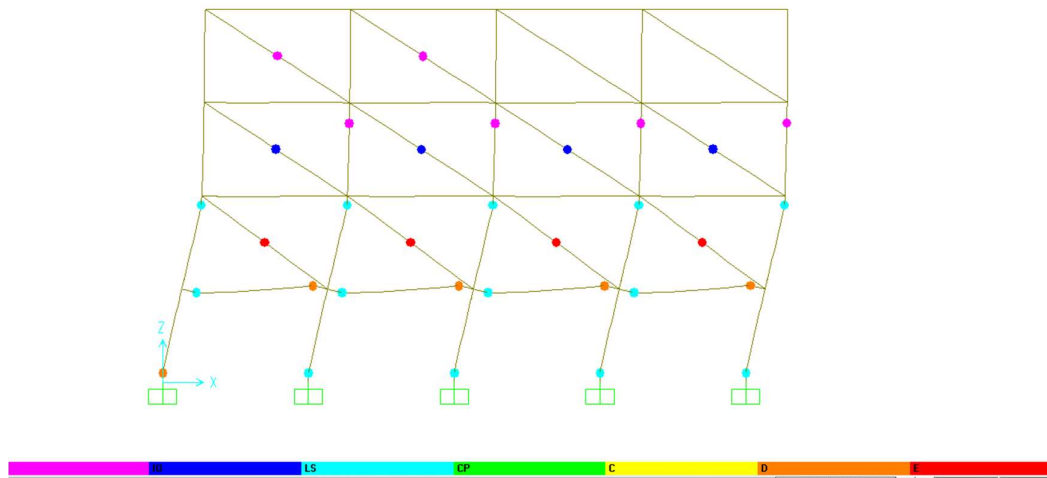


**Ilustración 143. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 6M-A.**

Fuente: SAP2000

### 4.6.3. Modelo 6SP-A

En la Ilustración 144 se representa el efecto de piso blando formándose rotulas en el primer piso con afectación de la mampostería del segundo piso, llegando a la falla de las columnas y vigas del primer piso.

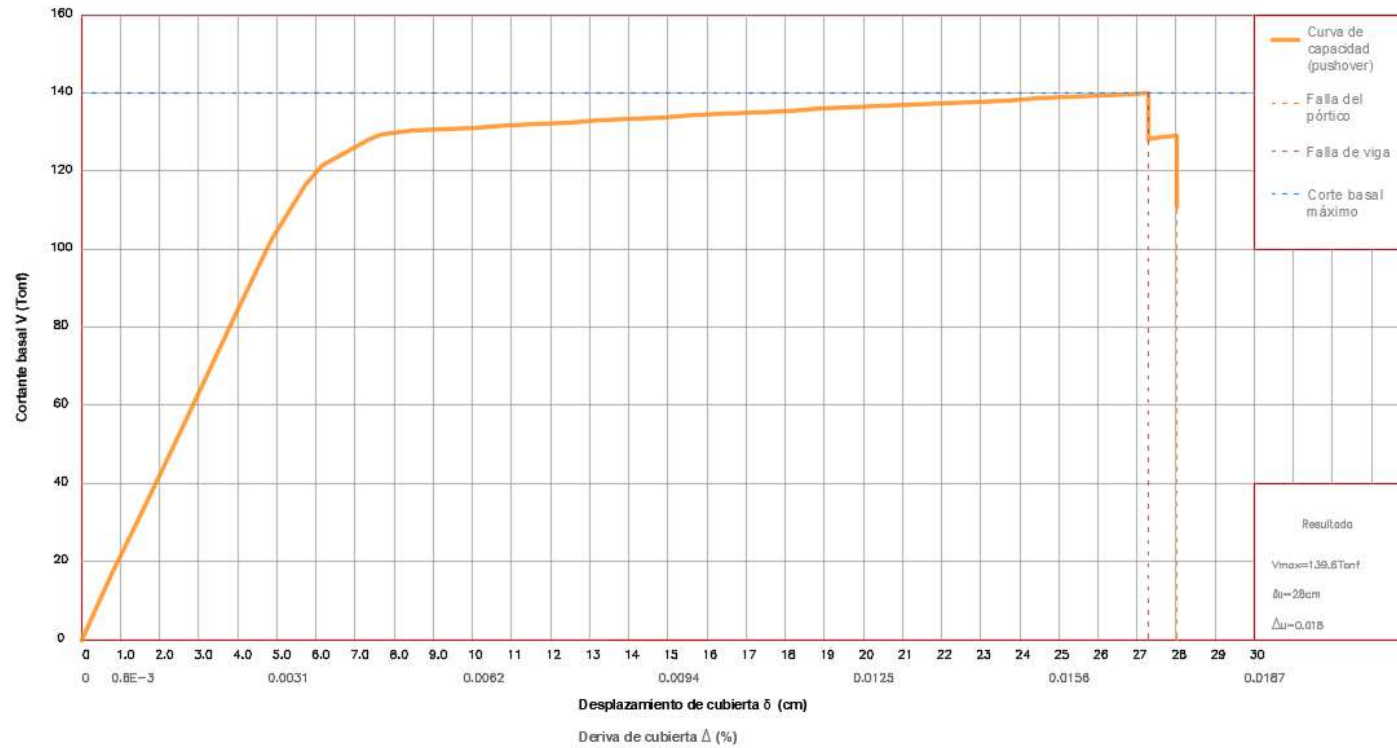


**Ilustración 144. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado sin mampostería en el primer piso del modelo 6SP-A.**

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 6-A, 6M-A y 6SP-A se presentan en las ilustraciones 145, 146 y 147 respectivamente.

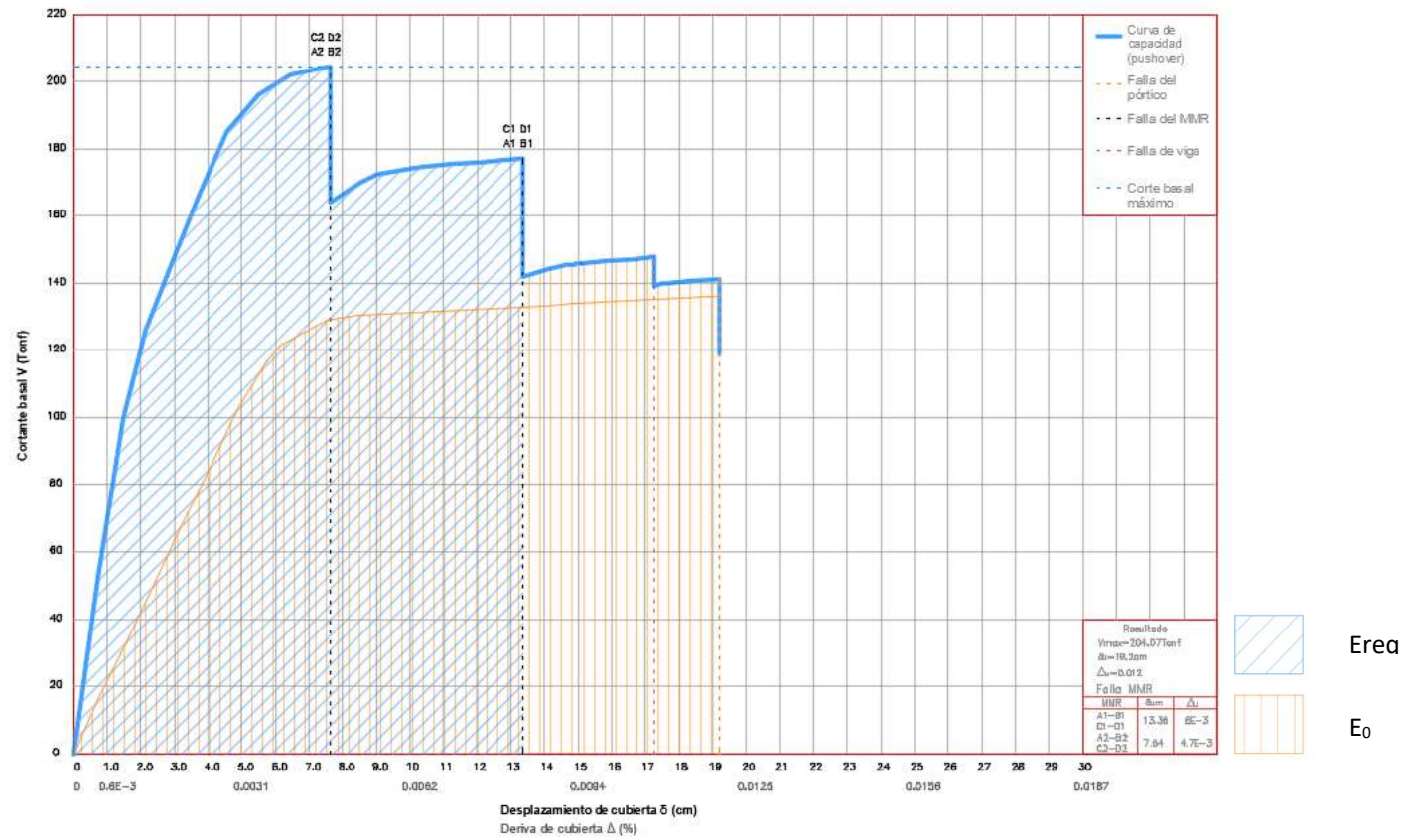
### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado



**Ilustración 145. Resultado del análisis Pushover del modelo 6-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

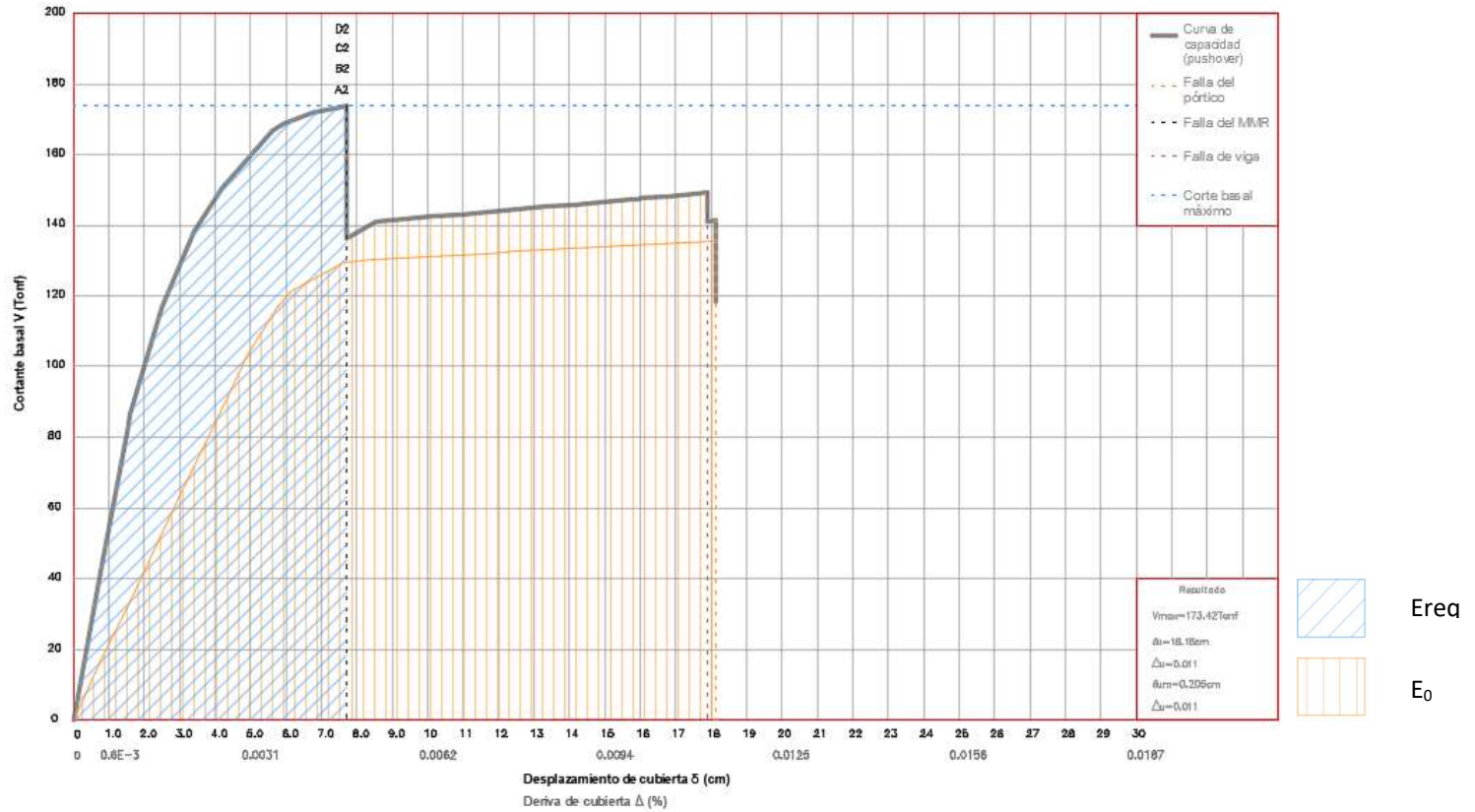


### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 146. Resultado del análisis Pushover del modelo 6M-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 147. Resultado del análisis Pushover del modelo 6SP-A. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 6-A para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 6M-A incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 146 se tiene falla del MMR de los dos primeros pisos que ocurre a una deriva  $\Delta=0.83\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}= 21.29u^2$ . En el modelo 6-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 =21.13u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 21.29 \approx 21.13$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 21.29 - 21.13 = 0.16$$

De igual forma se aprecia en el modelo 6SP-A, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producido por la mampostería de los pisos superiores al llegar a la falla es de  $9.72u^2$  ( $E_{req}$ ). En el modelo 6-A, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 =19.69u^2$  como se puede observar en la ilustración 147.

Siendo:

$$\triangleright 9.72 < 19.69$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 9.72 - 19.69 = -6.97$$

En los modelos 6M-A y 6SP-A la energía es aceptada por el pórtico. Aunque este tipo de análisis no es muy relevante porque la ductilidad de la estructura está por debajo del 2%.

## 2.- Mecanismo de falla

El modelo 6-A, nos muestra la curva de capacidad de un modelo de 4 pisos con 4 vanos, que colapsa por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u=28\text{cm}$  y deriva del  $\Delta= 1.8\%$  con respecto a la altura de 6m desde el nivel de planta.

En el modelo 6M-A se disminuye la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 6-A), llevándolo a un colapso total por falla de las columnas internas del segundo piso como se distingue en la Ilustración 143 a un  $\delta u=19.2\text{ cm}$ , deriva del  $\Delta=1.2\%$ .

Mientras que el modelo 6SP-A por no tener mampostería en el primer piso, nos muestra una curva Pushover con carga máxima de 173.42 Tonf, llevando la estructura al colapso a una deformación  $\delta u= 18.15\text{cm}$ , deriva de  $\Delta=1.1\%$ .

## 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 6-A con los modelos 6M-A y 6SP-A a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta u_m$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 6M-A a un  $\delta u_m = 13.36\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.83\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 141.67Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 176.81Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $176.81-141.67= 35.2\text{ Tonf}$

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 6M-A participa con un porcentaje de 19.88% del cortante basal y el MMR participa con un 80.12% del cortante basal.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 6SP-A a un  $\delta_{um} = 7.7\text{cm}$  ( $\Delta_{um} = 0.48\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 136.09Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 173.42 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $173.42 - 136.09 = 37.33$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 1M-B participa con un porcentaje de 21.53 del cortante basal y el MMR participa con un 78.47% del cortante basal.

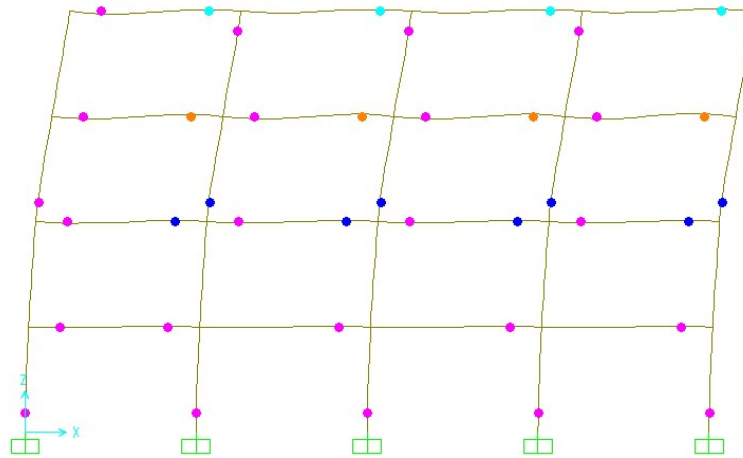
#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u / \Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 6-A    | 116.33    | 128.71    | 5.7             | 28              | 0.36           | 1.8            | 5     |
| 6M-A   | 184.65    | 140.93    | 4.6             | 19.2            | 0.29           | 1.2            | 4.14  |
| 6SP-A  | 150.27    | 141.24    | 4.2             | 18.15           | 0.26           | 1.1            | 4.23  |

#### 4.6.4. Modelo 6-B

En el presente modelo se tiene 4 pisos y 4 vanos, las secciones de las columnas disminuyen en cada piso superior, teniendo la misma área de acero en todos los pisos. La falla ocurre en el tercer piso en vigas y columnas como se muestra en la Ilustración 148.

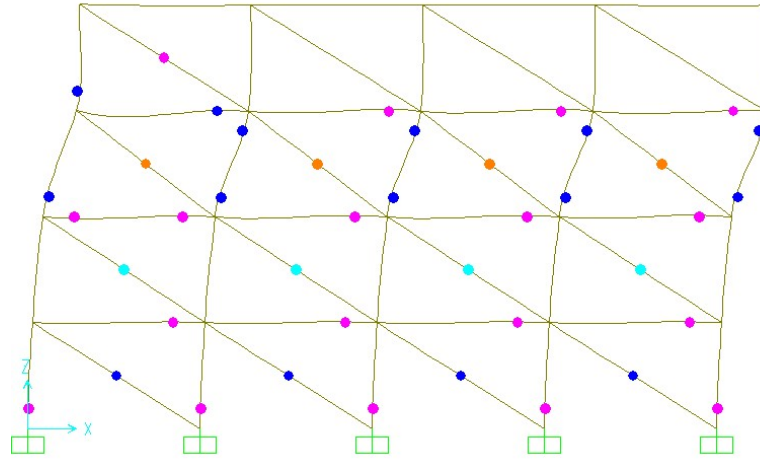


**Ilustración 148. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado del modelo 6-B.**

Fuente: SAP2000

#### 4.6.5. Modelo 6M-B

De acuerdo a la Ilustración 149 falla primero la mampostería de todo el tercer piso, llegando a fallar las vigas y luego fallan las columnas.



**Ilustración 149. Mecanismo de falla en pórtico de hormigón armado relleno con mampostería del modelo 6M-B.**

Fuente: SAP2000

Las curvas de capacidad de las estructuras 6-B y 6M-B se presentan en las ilustraciones 150 y 151 respectivamente.

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado

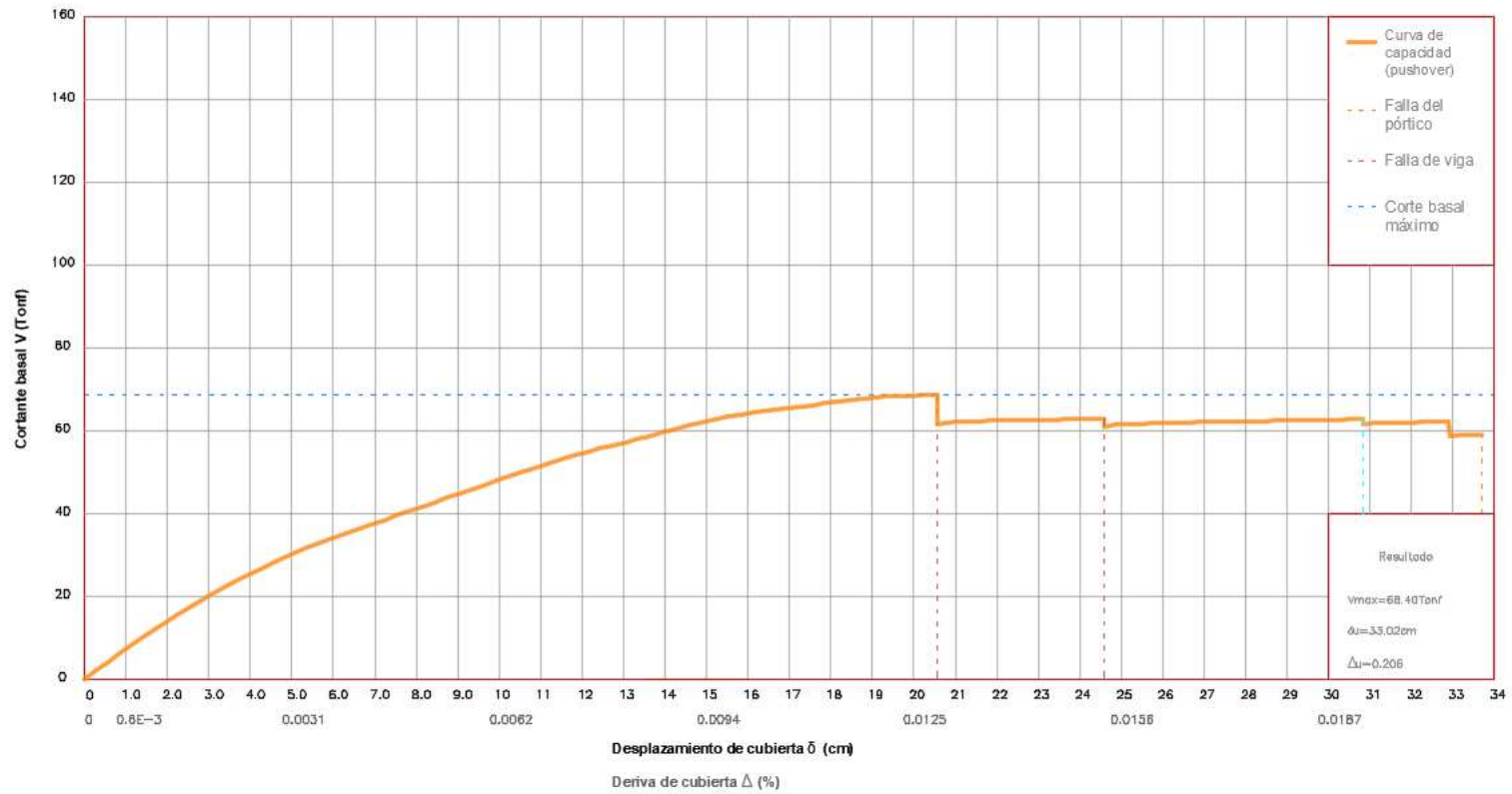


Ilustración 150. Resultado del análisis Pushover del modelo 6-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta



### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno

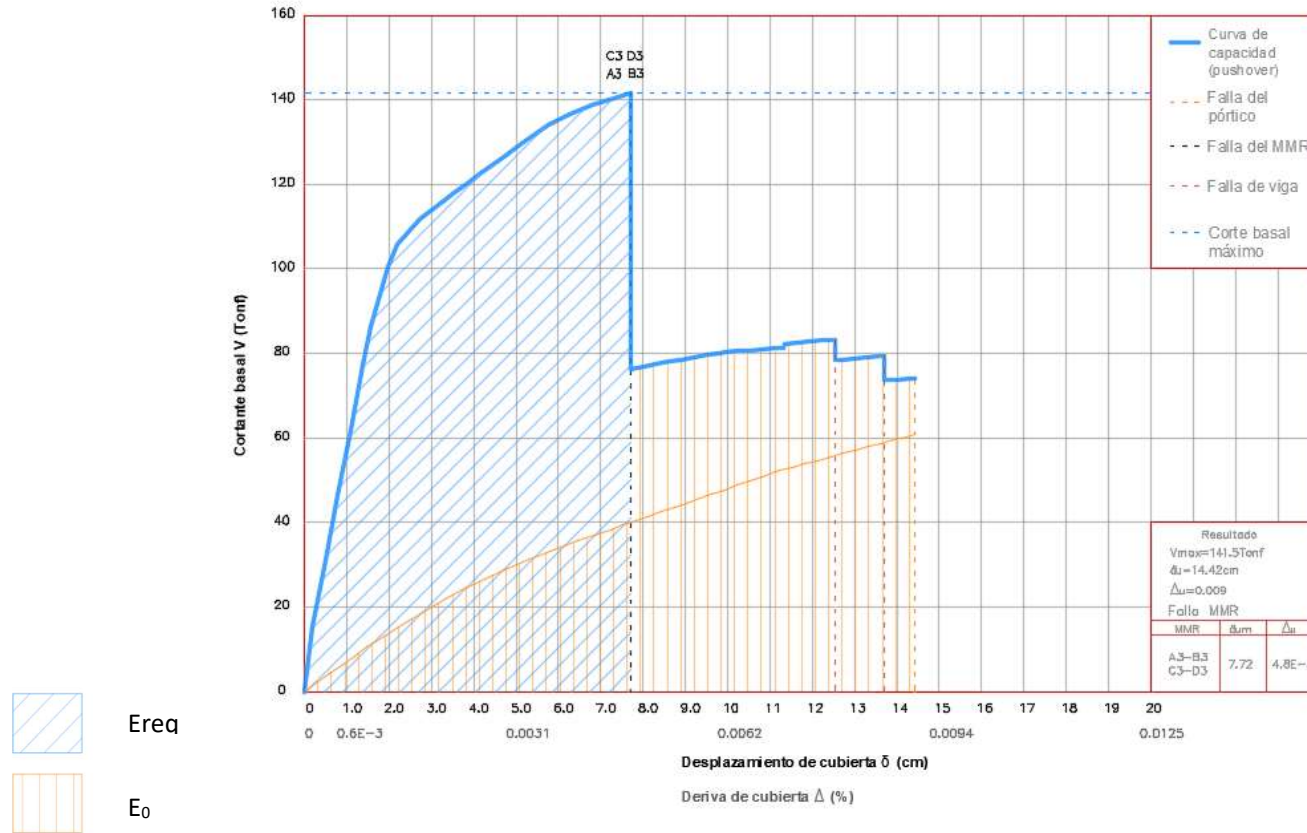


Ilustración 151. Resultado del análisis Pushover del modelo 6M-B. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del grupo 6-B para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo 6M-B incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 151 se tiene falla del MMR de todos los pisos que ocurre a una deriva  $\Delta=0.48\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req}= 8.33u^2$ . En el modelo 6-B, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 =5u^2$ .

Siendo:

$$\triangleright 8.33 > 5$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 8.33 - 5 = 3.33$$

En el modelo 6M-A la energía no es aceptada por el pórtico.

### 2.- Mecanismo de falla

El modelo 6-B, nos muestra la curva de capacidad de un modelo de 4 pisos con 4 vanos, que colapsa por falla de viga y columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u=33.02\text{cm}$  y deriva del  $\Delta= 2.06\%$  con respecto a la altura de 6m desde el nivel de planta.

En el modelo 6M-B se disminuye la capacidad de deformación por la inclusión del MMR, cambia el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se diseñó inicialmente el pórtico (Modelo 6-B), llevándolo a un colapso total por falla de las columnas internas del tercer piso como se distingue en la Ilustración 149 a un  $\delta u=14.42\text{ cm}$ , deriva del  $\Delta= 0.9\%$ .

### 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo 6-B con el modelo 6M-B a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta_{um}$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo 6M-B a un  $\delta_{um} = 7.72$  cm ( $\Delta_{um} = 0.48\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 39.97Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 141.42Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $141.42 - 39.9 = 101.52$  Tonf

Se calcula que el pórtico dentro del modelo 1M-B participa con un porcentaje de 71.74% del cortante basal y el MMR participa con un 28.26% del cortante basal.

### 4.- Ductilidad provista

Para los dos modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| 6-B    | 26.75     | 58.87     | 4.2             | 33.02           | 0.26           | 2.06           | 7.92  |
| 6M-B   | 108.6     | 73.92     | 2.46            | 14.42           | 0.15           | 0.9            | 6     |

#### 4.7. Resumen de Resultados

|        |                         |                     |                    |                    | Transferencia de energía          | Reducción de ductilidad | Modo de falla             |
|--------|-------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|-----------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| MODELO | V <sub>max</sub> (Tonf) | Δ <sub>um</sub> (%) | Δ <sub>y</sub> (%) | Δ <sub>u</sub> (%) | E <sub>req</sub> < E <sub>0</sub> | μ                       |                           |
| 1-A    | 14.91                   | ...                 | 0.34               | 2.35               | ...                               | 6.91                    | Columna                   |
| 1M-A   | 26.73                   | 0.67                | 0.15               | 2.36               | SI                                | 15.73                   | Columna                   |
| 1-B    | 15.41                   | ...                 | 0.23               | 1.92               | ...                               | 8.35                    | Columna                   |
| 1M-B   | 31.18                   | 0.65                | 0.14               | 1.91               | SI                                | 13.64                   | Columna                   |
| 2-A    | 17.55                   | ...                 | 0.51               | 2.15               | ...                               | 4.22                    | Columna                   |
| 2M-A   | 30.5                    | 0.90                | 0.149              | 2.14               | SI                                | 14.36                   | Columna                   |
| 2SP-A  | 23.44                   | 0.55                | 0.276              | 2.146              | SI                                | 7.78                    | MMR débil                 |
| 2-B    | 29.96                   | ...                 | 0.79               | 2.1                | ...                               | 2.66                    | Columna                   |
| 2M-B   | 48.58                   | 1.28                | 0.16               | 2.12               | SI                                | 13.25                   | Columna                   |
| 2SP-B  | 39.4                    | 1.30                | 0.305              | 2.12               | SI                                | 6.95                    | Columna                   |
| 2-C    | 7.84                    | ...                 | 0.32               | 2.05               | ...                               | 6.41                    | Viga                      |
| 2M-C   | 20                      | 0.23                | 0.14               | 1.04               | SI                                | 7.43                    | Columna                   |
| 2SP-C  | 9.81                    | ...                 | 0.17               | 1.04               | ...                               | 6.12                    | Columna                   |
| 2Cc-C  | 16.18                   | ...                 | 0.15               | 1.09               | ...                               | 7.27                    | V. Fuerte - Columna débil |

|        |             |                  |                |                | Transferencia de energía | Reducción de ductilidad | Modo de falla             |
|--------|-------------|------------------|----------------|----------------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|
| MODELO | Vmax (Tonf) | $\Delta u_m$ (%) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $E_{req} < E_0$          | $\mu$                   |                           |
| 3-A    | 108         | ...              | 0.31           | 1.7            | ...                      | 5.48                    | Columna                   |
| 3M-A   | 150         | 0.95             | 0.3            | 1.68           | SI                       | 5.60                    | Columna                   |
| 3Cc-A  | 116.04      | ...              | 0.23           | 2              | ...                      | 8.70                    | Columna                   |
| 3-B    | 65.31       | ...              | 0.26           | 1.7            | ...                      | 6.54                    | V. Fuerte - Columna débil |
| 3M-B   | 86.43       | 0.60             | 0.256          | 1.7            | SI                       | 6.64                    | V. Fuerte - Columna débil |
| 4-A    | 90.77       | ...              | 0.35           | 1.92           | ...                      | 5.49                    | Columna                   |
| 4M-A   | 128.55      | 0.50             | 0.265          | 1.16           | SI                       | 4.38                    | V. Fuerte - Columna débil |
| 4SP-A  | 101.14      | 0.94             | 0.14           | 1.66           | SI                       | 11.86                   | MMR fuerte-Columna débil  |
| 4Cc-A  | 110.2       | 0.50             | 0.13           | 1.25           | ...                      | 9.62                    | Columna                   |
| 4-B    | 98.5        | ...              | 0.25           | 1.85           | ...                      | 7.40                    | Columna                   |
| 4M-B   | 150.2       | 0.60             | 0.198          | 1.4            | SI                       | 7.07                    | V. Fuerte - Columna débil |
| 4SP-B  | 118.2       | ...              | 0.19           | 1.08           | NO                       | 5.68                    | Columna débil             |
| 5-A    | 54          | ...              | 0.33           | 2.2            | ...                      | 6.67                    | Viga débil                |
| 5M-A   | 66          | 0.98             | 0.29           | 1.8            | SI                       | 6.21                    | Viga débil                |
| 5SP-A  | 61.6        | 0.92             | 0.26           | 1.7            | SI                       | 6.54                    | Viga débil                |
| 5-B    | 48.52       | ...              | 0.21           | 1.98           | ...                      | 9.43                    | MMR fuerte - Viga débil   |
| 5M-B   | 60.2        | 1.00             | 0.198          | 1.67           | SI                       | 8.43                    | MMR fuerte - Viga débil   |
| 5SP-B  | 54.82       | 0.70             | 0.18           | 1.4            | SI                       | 7.78                    | MMR fuerte - Viga débil   |

|        |             |                |                |                | Transferencia de energía | Reducción de ductilidad | Modo de falla               |
|--------|-------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| MODELO | Vmax (Tonf) | $\Delta u$ (%) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $E_{req} < E_0$          | $\mu$                   |                             |
| 6-A    | 139.2       | ...            | 0.36           | 1.8            | ...                      | 5.00                    | Viga débil                  |
| 6M-A   | 173.42      | 0.80           | 0.29           | 1.2            | SI                       | 4.14                    | Columna débil               |
| 6SP-A  | 173.42      | 0.48           | 0.26           | 1.1            | SI                       | 4.23                    | Viga débil                  |
| 6-B    | 68.4        | ...            | 0.26           | 2.06           | ...                      | 7.92                    | MMR débil - columna         |
| 6M-B   | 141.5       | 0.48           | 0.15           | 0.9            | NO                       | 6.00                    | MMR débil - Falla columna   |
| AP     | 4.12        | ...            | 0.48           | 1.1            | ...                      | 2.29                    | Viga fuerte - Columna débil |
| AMP    | 31.21       | 0.24           | 0.14           | 0.85           | NO                       | 6.07                    | Viga fuerte - Columna débil |
| ASP    | 4.15        | ...            | 0.17           | 0.86           | ...                      | 5.06                    | Viga fuerte - Columna débil |

#### 5.1. Conclusiones

Los modelos fueron analizados por SAP 2000 de dos maneras, con MMR y sin MMR, obteniéndose resultados que al ser analizados se pudo llegar a diferentes conclusiones según los diferentes modelos.

Las conclusiones son:

1. Los muros rellenos de mampostería (MMR) influyen en el rendimiento sísmico de la estructura. A medida que la rigidez de la estructura aumenta debido a la inclusión de puntales, la máxima fuerza cortante aumenta mientras que el desplazamiento de la estructura disminuye.
2. Una estructura bien diseñada, siguiendo los códigos y normas de construcción no es afectada en gran medida por la presencia de mampostería no reforzada. Sin embargo, cuando la estructura presenta deficiencias, siendo diseñado y construido de forma incorrecta como se observa en el Anexo 1, la presencia del MMR toma gran importancia, debido a que la energía que toma el pórtico con mampostería es mayor a la esperada. Teniendo como consecuencia la falla anticipada de la estructura con una gran disminución en su ductilidad.

## **Columna Corta**

La columna corta es más rígida en comparación con la columna de altura normal, y atrae una mayor fuerza de corte, la rigidez de la columna corta se traduce en un incremento de 10 veces el cortante, por la gran rigidez de la columna corta. Si una columna corta no está diseñada adecuadamente para una fuerza tan grande, puede sufrir un daño significativo durante un sismo y terminan por fallar el pórtico de manera frágil.

1. El efecto de columna corta se aprecia más crítico en una estructura con configuración geométrica donde las columnas tienen secciones mínimas, sin seguir las indicaciones de la norma ACI 318- 14 y NEC-2015 como se ve en modelos 2Cc-C, 3Cc-A, 3Cc-B, 4Cc-A, 4Cc-B.
2. Debido a la presencia de los MMR se incrementa por 10 veces la fuerza de corte en la columna, lo que puede llevar a la falla de la estructura.

## **5.2. Recomendaciones**

1. En base a la norma ecuatoriana se debería tener más control en las derivas máximas permisibles. La norma NEC-15 dice que se debería chequear los efectos de columna corta y piso blando, pero en el análisis estructural los diseñadores en la mayoría de los casos pasan por alto estos efectos, sin tener conocimiento de los efectos que puede producir la mampostería. Por lo tanto, se recomienda incorporar en los modelos matemáticos la participación de los MMR dentro de los pórticos.
2. Se recomienda evaluar la participación de los MMR en la respuesta de los pórticos usando análisis dinámico inelástico historia – tiempo, así como



estudiar los valores de R más recomendables para estructuras donde los MMR reduzcan su ductilidad.

3. Se recomienda usar de disipadores de energía y aisladores sísmicos en estructuras esenciales, donde se deba limitar el daño de los MMR y pórticos. Lo que evitaría que la edificación sea sometida a esfuerzos de gran magnitud que provocan daño en los elementos resistentes a sismos y en los MMR. Esto podría ayudar a que una estructura con ductilidad intermedia o limitada por presencia de MMR colapse por una demanda de ductilidad excesiva.
4. En edificios nuevos, se debe evitar el efecto de columna corta en la medida de lo posible durante la etapa de diseño arquitectónico. Cuando no es posible evitar columnas cortas, este efecto debe abordarse en el diseño estructural, proveyendo la resistencia al corte requerido para la columna corta.
5. En edificios existentes con columnas cortas, se pueden emplear diferentes soluciones de rehabilitación para evitar daños en futuros terremotos, la solución más simple es cerrar las aberturas construyendo una pared de altura completa. Si eso no es posible, las columnas cortas deben fortalecerse utilizando una de las técnicas de adaptación bien establecidas.
6. Se debe evitar la diferencia de rigideces entre pisos de una edificación, mejorando la configuración geométrica estructural, evitando las columnas esbeltas.
7. El uso de muros estructurales entre los elementos que constituyen el piso débil, ayuda a incrementar la resistencia del piso.
8. Aislar los elementos no estructurales como los MMR cuando estos no son considerados en el diseño de la estructura resistente a sismos, disminuyendo la rigidez de los pisos superiores.

## Referencias

- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arêde, A. (2015). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 7(2), 117-127. <https://doi.org/10.1007/s40091-015-0086-5>
- Sattar, S., & Liel, A. B. (2015). Seismic Performance of Nonductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls—II: Collapse Assessment. *Earthquake Spectra*, 32(2), 819–842. <https://doi.org/10.1193/091514EQS141M>
- Aguiar, R., & Yordy Mieles. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016 Analysis of buildings that collapsed of Portoviejo during the earthquake of 16 april 2016. Unpublished. <https://doi.org/10.13140/rg.2.2.15108.12161>
- FEMA 356. (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 519
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Cargas sísmicas. Diseño Sismo Resistente. <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014). <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmicoparte-1.pdf>

## Bibliografía

- Burton, H., & Deierlein, G. (2014). Simulation of Seismic Collapse in Nonductile Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infills. *Journal of Structural Engineering*, 140, A4014016. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000921](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000921)
- FEMA 356. (2000). FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 519.
- Furtado, A., Rodrigues, H., & Arêde, A. (2015). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. *International Journal of Advanced Structural Engineering (IJASE)*, 7(2), 117–127. <https://doi.org/10.1007/s40091-015-0086-5>
- Kadysiewski, S., & Mosalam, K. M. (s/f). Modelling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-Plane and Out-of-Plane Interaction, 10.
- Lee, T.-H., Kato, M., Matsumiya, T., Suita, K., & Nakashima, M. (2007). Seismic performance evaluation of non-structural components: drywall partitions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(3), 367–382. <https://doi.org/10.1002/eqe.638>
- Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees | SpringerLink. (s/f). Recuperado el 26 de junio de 2018, de <https://link.springer.com/article/10.1007/s40091-015-0086-5>
- Mohabbi Yadollahi, M., Benli, A., & Varolgüneş, S. (2016). Masonry Infill Walls Effect In Short Column Formation In Rc Buildings: A Case Study.

*Kahramanmaraş Sütçü İmam Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 19, 78. <https://doi.org/10.17780/ksujes.16070>

Mohammad, A. F., Faggella, M., Gigliotti, R., & Spacone, E. (2016). Seismic performance of older R/C frame structures accounting for infills-induced shear failure of columns. *Engineering Structures*, 122, 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.010>

Najam, F. A. (2017). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. En *Facing the Challenges in Structural Engineering* (pp. 180–198). Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9\\_15](https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15)

(PDF) Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behaviour of RC buildings using OpenSees. (s/f). <http://dx.doi.org/10.1007/s40091-015-0086-5>

Perrone, D., Calvi, P. M., Nascimbene, R., Fischer, E. C., & Magliulo, G. (2018). Seismic performance of non-structural elements during the 2016 Central Italy earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0361-5>

Rajić, N., & Lađinović, Đ. (2017). NELINEARNA STATIČKA SEIZMIČKA ANALIZA VIŠESPRATNE AB ZGRADE. *Zbornik Radova Građevinskog Fakulteta*, 33(30), 287–295. <https://doi.org/10.14415/konferencijaGFS2017.029>

Rajić y Lađinović - 2017 - NELINEARNA STATIČKA SEIZMIČKA ANALIZA VIŠESPRATNE .pdf. (s/f). Recuperado de <http://www.gf.uns.ac.rs/~zbornik/doc/NS2017.029.pdf>

- Sattar, S., & Liel, A. B. (2015). Seismic Performance of Nonductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls—II: Collapse Assessment. *Earthquake Spectra*, 32(2), 819–842. <https://doi.org/10.1193/091514EQS141M>
- Sattar, S., & Liel, A. B. (2016). Seismic Performance of Nonductile Reinforced Concrete Frames with Masonry Infill Walls—I: Development of a Strut Model Enhanced by Finite Element Models. *Earthquake Spectra*, 32(2), 795–818. <https://doi.org/10.1193/90914EQS139M>
- Stavridis, A., Koutromanos, I., & Shing, P. B. (2012). Shake-table tests of a three-story reinforced concrete frame with masonry infill walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(6), 1089–1108. <https://doi.org/10.1002/eqe.1174>
- Tomažević, M. (1997). Seismic design of masonry structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1(1), 88–95. <https://doi.org/10.1002/pse.2260010114>
- Zúñiga Cuevas, O., & Terán Gilmore, A. (2008). Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. *Ingeniería sísmica*, (79), 25–48.
- Aguiar, R., & Yordy Miele. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016 Analysis of buildings that collapsed of Portoviejo during the earthquake of 16 april 2016. Unpublished. <https://doi.org/10.13140/rg.2.2.15108.12161>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Cargas sísmicas. Diseño Sismo Resistente.

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2014/08/NE-C-SE-DS.pdf>


Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre de 2014).

<http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wpcontent/uploads/downloads/2015/02/NE-C-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmicoparte-1.pdf>


**Análisis Pushover de estructura de construcción mixta existente en la ciudad de Guayaquil**

La estructura consta de 2 pisos y 3 vanos de 4.5m de longitud, ubicado al sur de la ciudad.

**Columnas**

|  |   |
|--|---|
|  | <p>Primer y Segundo piso</p> <p><math>F'_c = 210\text{kg/cm}^2</math><br/> <math>F_y = 4200\text{kg/cm}^2</math></p> <p>Sección<br/>                 20x20cm</p> <p>Acero longitudinal<br/> <math>A_s = 6\phi 10</math></p> <p>Cuantía<br/> <math>\rho = 0.012</math></p> |
|--|---|

**Vigas**

|   |  |
|---|--|
|  | <p>Primer y segundo piso</p> <p><math>F'_c = 210\text{kg/cm}^2</math><br/> <math>F_y = 4200\text{kg/cm}^2</math></p> <p>Sección<br/>                 20x30cm</p> <p>Acero superior<br/> <math>A_s = 4\phi 10 + 1\phi 12</math></p> <p>Acero inferior<br/> <math>A_s = 4\phi 10</math></p> <p>Cuantía<br/> <math>\rho = 0.0124</math></p> |
|---|--|

Estructura

Columna cada 4.5m



Mampostería



Ladrillo macizo color rojo



Espesor = 12cm – 15cm

Casa vecina



Vigueta adiconal

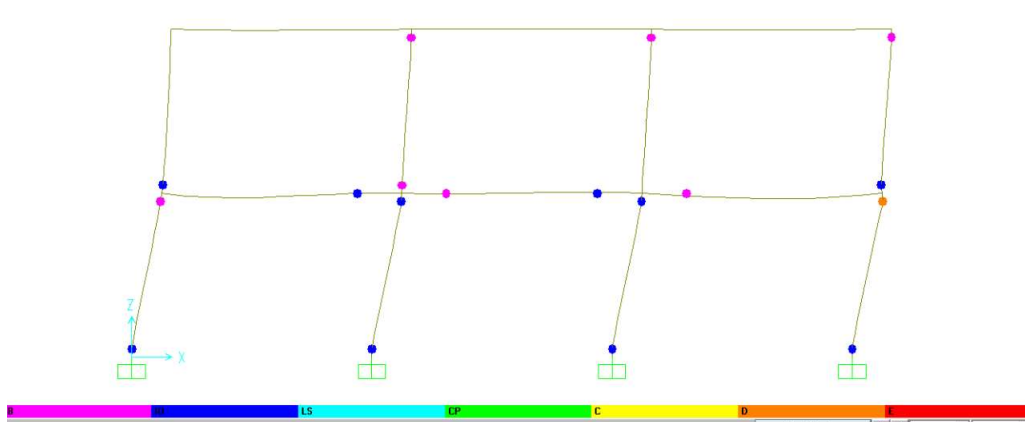




**Tabla 32. Parámetros del MMR**

| Mampostería                  |       |
|------------------------------|-------|
| $f'_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | 42    |
| a (cm)                       | 47.4  |
| $V_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )  | 1.40  |
| $V_e$ (T)                    | 1.3   |
| $Q_{CEH}$ (T)                | 9.34  |
| $Q_{CED}$ (T)                | 11.34 |
| d (%)                        | 0.349 |
| L.S. (%)                     | 0.249 |

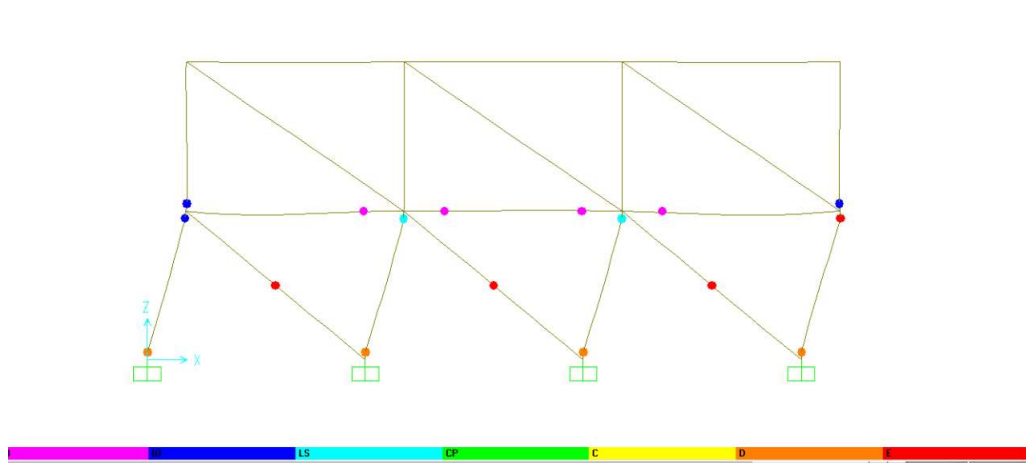
Formación de rotulas en pórtico de hormigón armado en donde la falla ocurre en la columna, como se observa en la Ilustración 152 la rótula se forma en la parte superior del elemento.



**Ilustración 152. Formación de rotulas en viga y columnas del modelo AP**

Fuente: SAP2000

Formación de rotulas en pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno. Como muestra la Ilustración 153 en donde falla las columnas, teniendo la presencia de la formación de rotula en la parte superior de la columna exterior.



**Ilustración 153. Formación de rotulas en viga y columnas del modelo AMP**

Fuente: SAP2000

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado

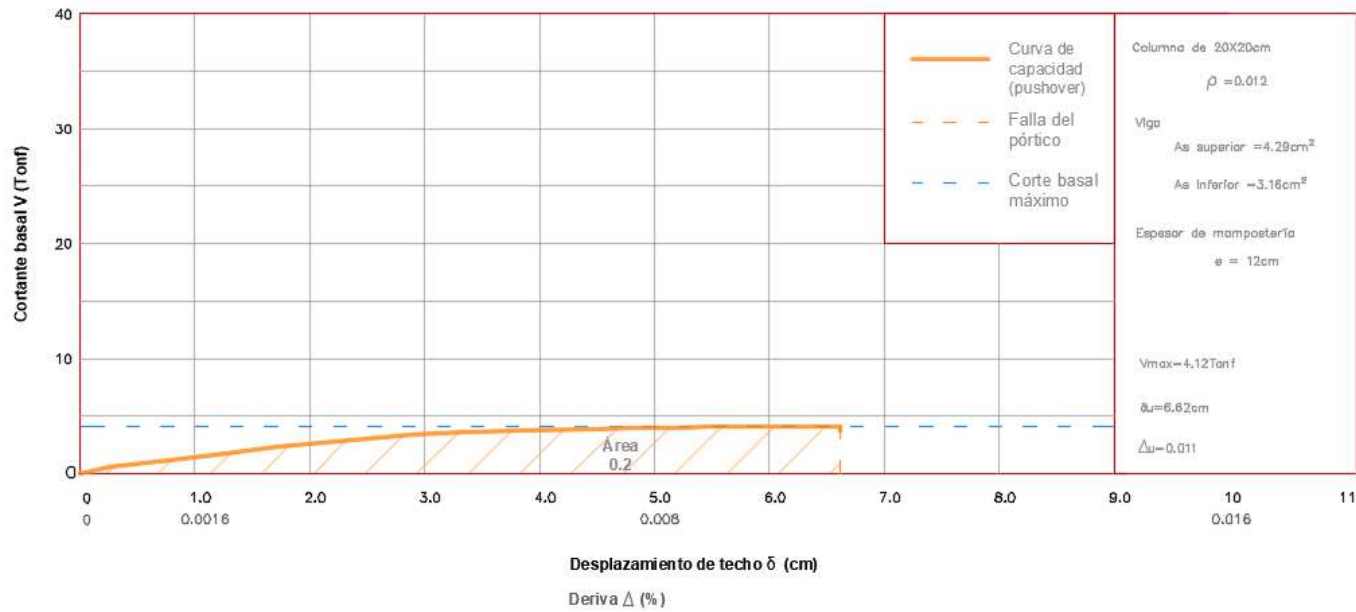


Ilustración 154. Resultado del análisis Pushover del modelo AP. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta

Fuente: SAP2000

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado sin mampostería de relleno en 1er piso

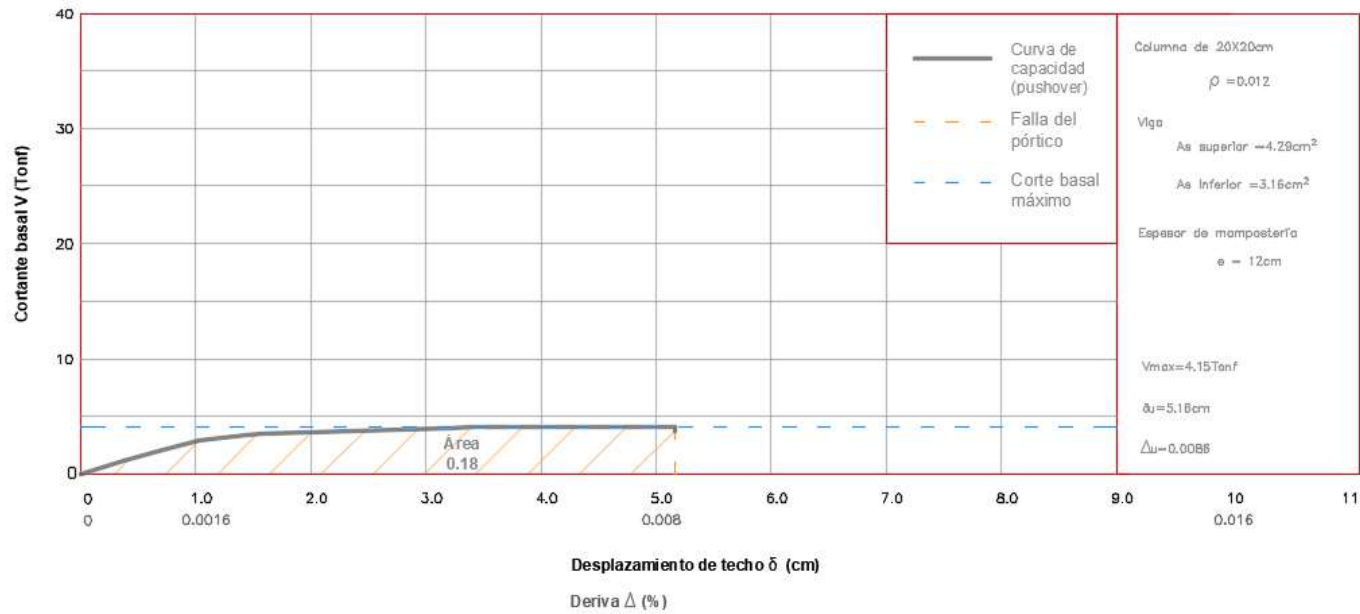
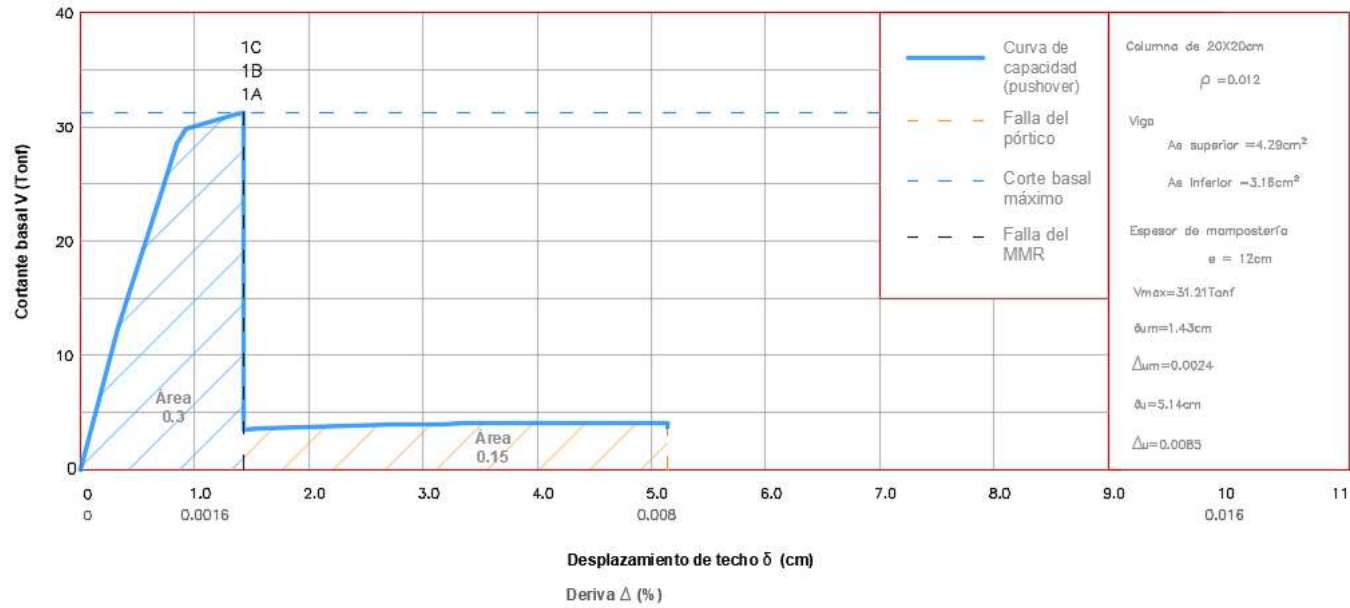


Ilustración 155. Resultado del análisis Pushover del modelo ASP. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta

Fuente: SAP2000

### Curva de capacidad de pórtico de hormigón armado con mampostería de relleno



**Ilustración 156. Resultado del análisis Pushover del modelo AMP. Cortante basal vs. desplazamiento de cubierta**

Fuente: SAP2000

## Observaciones

A continuación, se analizan los modelos del anexo 1 para los resultados de sus indicadores de desempeño sísmico.

### 1.- Según el criterio de transferencia de energía se tiene:

El modelo AMP incluye mampostería en todo el pórtico y según la Ilustración 156 se tiene falla del MMR en el segundo piso que ocurre a una deriva  $\Delta = 0.24\%$  correspondiente a una energía requerida de  $E_{req} = 0.3u^2$ . En el modelo AP La energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 0.14u^2$ .

Entonces:

$$\triangleright 0.3 > 0.14$$

$$\Delta E = E_{req} - E_0 = 0.3 - 0.14 = +0.16$$

De igual forma se aprecia en el modelo ASP, el cual no posee mampostería en el primer piso, la energía producida por la mampostería del segundo es de  $0.18u^2$  sin llegar a fallar el MMR. En el modelo AP, la energía hasta la falla del pórtico es de  $E_0 = 0.14u^2$  como se puede observar en la ilustración 155.

Entonces la energía que la mampostería aumenta al pórtico del modelo ASP es de  $0.04u^2$

En los modelos AMP la energía no es aceptada por el pórtico porque  $E_{req}$  es mayor a  $E_0$ . El pórtico ha sido “diseñado” ignorando la rigidez de los MMR y a la demanda real de disipación de energía por ductilidad que se produce en la estructura.

## 2.- Mecanismo de falla

El modelo AP, nos muestra la curva de capacidad de la estructura existente, que colapsa por falla en la columna a una capacidad de deformación igual a  $\delta u=6.62\text{cm}$  y deriva del  $\Delta= 1.1\%$ .

En el modelo AMP se altera la capacidad de deformación cambiando el comportamiento del desplazamiento esperado para el cual se tenía que haber diseñado inicialmente el pórtico. De igual forma se observa en la Ilustración 156 la reducción de ductilidad del pórtico, llegando a un colapso total de  $\delta u =5.14 \text{ cm}$ , deriva del  $\Delta=0.85\%$ .

El modelo ASP por no tener mampostería en el primer piso, nos muestra una curva Pushover con capacidad de deformación un poco mayor al AMP de  $\delta u = 5.16\text{cm}$ , deriva de  $\Delta=0.86\%$ .

## 3.- Porcentaje de cortante

El cálculo del porcentaje se realiza comparando el modelo AP con los modelos AMP y ASP a una deformación en donde ocurre la primera falla de la mampostería  $\delta u_m$  de ambos modelos.

- Se identifica la distribución del cortante en el modelo AMP a un  $\delta u_m = 1.43\text{cm}$  ( $\Delta u_m = 0.24\%$ )
  - Para el pórtico sin MMR se tiene una cortante de 2 Tonf.
  - Para el MMR y pórtico se tiene una cortante de 31.21 Tonf.

Para el MMR se tiene un cortante igual a  $31.21-2= 29.21 \text{ Tonf}$

Se calcula que el pórtico dentro del modelo AMP participa con un porcentaje de 93.60% del cortante basal y el MMR participa con un 6.40% del cortante basal.

#### 4.- Ductilidad provista

Para los tres modelos en comparación previamente se procedió a ubicar la deriva en donde ocurre la cedencia de la estructura ( $\Delta y$ ) y la deriva ultima del modelo ( $\Delta u$ ). Con la relación ( $\Delta u/\Delta y$ ) equivalente a la ductilidad ( $\mu$ ) demandada a la falla de la estructura.

| Modelo | Vy (Tonf) | Vu (Tonf) | $\delta y$ (cm) | $\delta u$ (cm) | $\Delta y$ (%) | $\Delta u$ (%) | $\mu$ |
|--------|-----------|-----------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|-------|
| AP     | 3.38      | 4.12      | 2.89            | 6.62            | 0.48           | 1.1            | 2.28  |
| AMP    | 28.61     | 4.11      | 0.85            | 5.14            | 0.14           | 0.85           | 6.07  |
| ASP    | 2.92      | 4.15      | 1.034           | 5.16            | 0.17           | 0.86           | 5.05  |



## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, **Bustillos Castro, Gisella Carolina**, con C.C: # **0919646810** y **Carangui Moreira, Richard Andrés**, con C.C: # **0929696516** autores del trabajo de titulación: **Investigación de interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión** previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, **6 de septiembre de 2018**

f. \_\_\_\_\_

Bustillos Castro, Gisella Carolina

C.C: 0919646810

f. \_\_\_\_\_

Carangui Moreira, Richard Andrés

C.C: 0929696516

## **REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

### **FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN**

|   |  |  |               |
|---|--|--|---------------|
| <b>TEMA Y SUBTEMA:</b>  | Investigación de interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión |  |               |
| <b>AUTOR(ES)</b>  | Bustillos Castro, Gisella Carolina y Carangui Moreira, Richard Andrés  |  |               |
| <b>EVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>   | Argudo Rodríguez, Jaime Fernando, PhD  |  |               |
| <b>INSTITUCIÓN:</b>   | Universidad Católica de Santiago de Guayaquil  |  |               |
| <b>FACULTAD:</b>  | Facultad de Ingeniería   |  |               |
| <b>CARRERA:</b>   | Ingeniería Civil   |  |               |
| <b>TÍTULO OBTENIDO:</b>   | Ingeniero Civil  |  |               |
| <b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>  | 6 de septiembre de 2018  | <b>No. PÁGINAS:</b>  | <b>DE 270</b> |
| <b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>   | <b>Estructuras</b>   |  |               |
| <b>PALABRAS CLAVES/KEYWORDS:</b>  | Pushover, Rótulas (Hinges), Mampostería, Puntal Diagonal Equivalente, Columna corta, Piso blando.                |  |               |
| <b>RESUMEN/ABSTRACT</b>   |  |  |               |
| <p>En el presente trabajo de grado se plantea, pórticos de hormigón armado rellenos con mampostería no reforzada de dimensiones y propiedades variables en el cual se realiza mediante un análisis no lineal estático (Pushover), considerando pórticos regulares de 2 dimensiones que simulen estructuras que no produzcan efectos de torsión, con el objetivo de evaluar la pertinencia y consecuencia de desprestigiar el comportamiento de mampostería no reforzada en el diseño de pórticos dúctiles resistente a flexión.</p> <p>Para demostrar el efecto que produce la incorporación de la mampostería se utilizó como guía el documento FEMA-356 y el software SAP2000 en donde se idealizó la mampostería como un puntal diagonal equivalente a compresión, considerando las características principales que la definen.</p> <p>Los resultados son analizados mediante la variación de los niveles de desempeño en los elementos estructurales, teniendo un proceso de degradación llegando a la falla (C.P) y un criterio de transferencia de energía.</p> |  |  |               |
| <b>ADJUNTO PDF:</b>   | <input checked="" type="checkbox"/> SI   | <input type="checkbox"/> NO  |               |
| <b>CONTACTO CON AUTOR/ES:</b>   | <b>Teléfono:</b><br>+593-979375583,<br>+593- 982771661   | <b>E-mail:</b><br>gisellabustilloscastro@gmail.com,<br>richardcarangui@gmail.com |               |
| <b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN (COORDINADOR DEL PROCESO UTE)::</b>  | <b>Nombre: Clara Glas Cevallos</b>   |  |               |
|   | <b>Teléfono: +593-4 -2206956</b>   |  |               |
|   | <b>E-mail: clara.glas@cu.ucsg.edu.ec</b>   |  |               |
| <b>SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA</b>   |  |  |               |
| <b>Nº. DE REGISTRO (en base a datos):</b>   |  |  |               |
| <b>Nº. DE CLASIFICACIÓN:</b>  |  |  |               |
| <b>DIRECCIÓN URL (tesis en la web):</b>   |  |  |               |