

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE DISCONTINUIDAD VERTICAL EN LA**  
**RESISTENCIA LATERAL DE ENTREPISO. CASO**  
**ENTREPISO DÉBIL**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

presentado ante la

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO**

como parte de los requisitos para optar al título de

**INGENIERO CIVIL**

REALIZADO POR

Vanessa Hernández Mangiamarchi

Luisanna Manzur Rueda

TUTOR

Ing. Eduardo López

FECHA

Octubre 2022

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE DISCONTINUIDAD VERTICAL EN LA  
RESISTENCIA LATERAL DE ENTREPISO. CASO  
ENTREPISO DÉBIL**

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: **20** puntos.

JURADO EXAMINADOR

Firma:



Firma:



Firma:



Nombre: Alfredo Urich

Nombre: Johana Teixeira

Nombre: Eduardo López

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

Presentado ante la

**UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO**

Como parte de los requisitos para optar al título de

**INGENIERO CIVIL**

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quisiera agradecer especialmente a mis padres, Ingri Rueda y Simón Manzur, por acompañarme en cada etapa de mi vida con su amor y su apoyo incondicional, por motivarme cada día a ser mejor persona y dar lo mejor de mí. Gracias por enseñarme a ver siempre lo positivo ante cualquier adversidad, sin ustedes el logro de esta meta no sería posible.

También, quisiera agradecer a mis hermanos, Andrés y Anabella, y mi querida Abuela, Esperanza, por su constante compañía, confianza y paciencia, por estar siempre para mí, siendo un motivo de alegría en mis días.

A mi novio, Diego Parra, por acompañarme siempre con su gran cariño, comprensión y constante apoyo en cualquier situación.

A mis amigos de la carrera por todos los momentos compartidos y las enseñanzas que me dejaron, especialmente a los más cercanos, que hoy en día son grandes amigos, con los cuales compartí todos los semestres de la carrera, donde nos reímos, lloramos, aprendimos y nos apoyamos mutuamente para salir adelante juntos.

A nuestro tutor, Eduardo López, por darnos la oportunidad de desarrollar este trabajo bajo su tutela, compartiéndonos sus conocimientos, brindándonos su mayor apoyo, esfuerzo y paciencia siempre con la mejor disposición de orientarnos y enseñarnos en el proceso.

Finalmente, a la UCAB, por haberme brindado la oportunidad de formarme como ingeniero civil en ella, contando con grandes profesionales responsables de todos los conocimientos que adquirí durante la carrera.

Luisanna Manzur.

Primero quiero agradecer a mi familia que me acompaña en cada paso que doy sin importar que sea y que gracias a ellos soy la persona que soy, sin ellos nada de esto fuese posible.

Luego a los pilares de mi vida, mis papas y a mi hermana por siempre estar y apoyarme en cada una de las decisiones que he tomado, que me han enseñado que siempre que uno haga las cosas con la mejor intención y sin pasar por encima de los derechos de los demás todo se puede, los amo.

A mi novio, que ha estado junto a mi durante los pasos más importantes de mi vida, dándome la mano y apoyándome.

A mis amigas del colegio, que siempre y a pesar de la distancia, han estado en las buenas y en las malas, dándome su apoyo incondicional a lo largo de la vida. Así como también, a los amigos que conocí durante la universidad, por cada risa y sueños compartidos.

A nuestro tutor, por su constante apoyo y paciencia durante la ejecución de este Trabajo Especial de Grado, sin su disposición de ayudarnos y enseñarnos nada de esto hubiese sido posible.

Por último, a la Universidad Católica Andrés Bello por ser mi segunda casa en estos últimos cinco años, así como también a todos los profesores que me formaron a lo largo de mi paso por la universidad, sin ellos no hubiese sido posible alcanzar este logro.

Vanessa Hernández Mangiamarchi

## ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN .....	1
CAPÍTULO I.....	2
<b>1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>2</b>
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.2. ANTECEDENTES .....	3
1.3. ALCANCE Y LIMITACIONES .....	4
1.4. OBJETIVOS .....	5
1.4.1. <i>Objetivo General</i> .....	5
1.4.2. <i>Objetivos Específicos</i> .....	5
CAPÍTULO II.....	6
<b>2. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>6</b>
2.1. REGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	6
2.1.1. <i>Irregularidades Verticales</i> .....	6
2.1.1.1. <i>Entrepiso débil</i> .....	6
2.2. MAMPOSTERÍA.....	8
2.2.1. <i>Clasificación de los materiales de mampostería</i> .....	9
2.2.1.1. <i>Unidad maciza</i> .....	10
2.2.1.2. <i>Unidad hueca</i> .....	10
2.2.2. <i>Resistencia a compresión</i> .....	10
2.2.3. <i>Módulo de elasticidad</i> .....	11
2.3. NO LINEALIDAD .....	12
2.3.1. <i>Análisis No Lineal Estático</i> .....	12
2.3.2. <i>Análisis Modal</i> .....	15
2.4. NIVELES DE DESEMPEÑO .....	15
2.5. CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN.....	17
2.5.1. <i>Curvas de Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo</i> .....	17
2.5.2. <i>Curvas de Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado</i>	18

2.5.3.	<i>Curvas de Momento-Rotación</i> .....	19
2.5.4.	<i>Curvas de Momento-Curvatura</i> .....	20
2.6.	MODELOS DE INELASTICIDAD EN LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES .....	20
2.6.1.	<i>Rótulas Plásticas</i> .....	21
2.6.1.1.	<i>Rótulas Plásticas por Flexión</i> .....	22
2.6.1.2.	<i>Rótulas Plásticas por Flexocompresión biaxial</i> .....	22
2.7.	HERRAMIENTAS DE CÁLCULO .....	22
2.8.	CÁLCULO DE RESISTENCIA LATERAL DE UN ENTREPISO DÉBIL POR EL MÉTODO DE FINLEY A. CHARNEY. ....	23
2.9.	CÁLCULO DE RESISTENCIA LATERAL DE UN ENTREPISO DÉBIL POR EL MÉTODO DEL PROF. OSCAR ANDRÉS LÓPEZ. ....	24
<b>CAPÍTULO III</b> .....		<b>26</b>
<b>3. MARCO METODOLÓGICO</b> .....		<b>26</b>
3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	26
3.2.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	26
3.3.	HERRAMIENTAS PARA LA OBTENCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS .....	26
3.4.	PROCEDIMIENTO .....	27
<b>CAPÍTULO IV</b> .....		<b>30</b>
<b>4. DESARROLLO</b> .....		<b>30</b>
4.1.	MODELOS ESTRUCTURALES DE ESTUDIO .....	30
4.2.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES .....	33
4.3.	DEFINICIÓN DE INFORMACIÓN BÁSICA .....	34
4.3.1.	<i>Propiedades Lineales de los Materiales</i> .....	34
4.3.2.	<i>Carga Permanente y Variable</i> .....	35
4.3.3.	<i>Combinaciones de Carga para Determinar Momentos Resistentes</i> .....	36
4.3.4.	<i>Propiedades Estructurales</i> .....	36
4.4.	DEFINICIÓN DE MIEMBROS EN RANGO NO LINEAL .....	40
4.4.1.	<i>Vigas</i> .....	41

4.4.2.	<i>Columnas</i> .....	42
4.4.2.1.	<i>Rótulas de flexocompresión biaxial</i> .....	42
4.4.2.1.1.	<i>Casos de columna débil - viga fuerte</i> .....	42
4.4.2.1.2.	<i>Caso de columna fuerte - viga débil</i> .....	43
4.4.2.2.	<i>Rótulas de corte</i> .....	43
4.4.3.	<i>Mampostería</i> .....	44
4.5.	DEFINICIÓN DE CONDICIONES PARA REALIZAR EL MÉTODO DE CÁLCULO DE RESISTENCIA DE UN ENTREPISO PROPUESTO.....	45
4.5.1.	<i>Restricciones Laterales</i> .....	45
4.5.2.	<i>Pushover</i> .....	46
4.6.	RESULTADOS DEL PROGRAMA ETABS.....	46
4.6.1.	<i>Diagrama de Interacción</i> .....	47
4.6.2.	<i>Momentos Últimos</i> .....	47
4.6.3.	<i>Pushover</i> .....	49
4.7.	CÁLCULO DE LA RESISTENCIA LATERAL DE LOS PISOS EN ESTUDIO .....	59
4.8.	ANÁLISIS DE LA IRREGULARIDAD VERTICAL DE ENTREPISO DÉBIL CADA MODELO ESTRUCTURAL .....	62
4.9.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	63
	<b>CAPÍTULO V</b> .....	<b>67</b>
	<b>5. CONCLUSIONES</b> .....	<b>67</b>
	<b>CAPÍTULO VI</b> .....	<b>71</b>
	<b>6. RECOMENDACIONES</b> .....	<b>71</b>
	<b>7. BIBLIOGRAFÍA</b> .....	<b>72</b>
	<b>8. ANEXOS</b> .....	<b>75</b>
	ANEXO 1. TABLA DE PARÁMETROS DE MODELADO Y CAPACIDADES PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO .....	75
	ANEXO 2. TABLA DE PARÁMETROS DE MODELADO Y CAPACIDADES PARA PROCEDIMIENTOS NO LINEALES DE COLUMNAS DIFERENTES A LAS CIRCULARES DE CONCRETO REFORZADO..	76

ANEXO 3. TABLA DE PARÁMETROS DE MODELADO Y CAPACIDADES PARA PROCEDIMIENTOS  
NO LINEALES DE COLUMNAS CIRCULARES DE CONCRETO REFORZADO. .... 77

ANEXO 4. COMPARACIÓN DE LA CURVA DE PUSHOVER PARA LOS MODELOS A2 Y B2. .... 78

ANEXO 5. RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MÉTODO DE PUSHOVER UTILIZANDO EL APORTE  
DE LA MAMPOSTERÍA PROPUESTO POR EL PROF. OSCAR ANDRÉS LÓPEZ Y  $F'M= 40 \text{ KGF/CM}^2$   
..... 79

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Resistencia de diseño a compresión $f'm$ para algunos tipos de unidades de mampostería, expresada en área bruta. ....	11
Tabla 4.1. Propiedades Lineales de los Materiales. ....	35
Tabla 4.2. Cargas de Diseño según la Norma COVENIN 2002-88 (kgf/m <sup>2</sup> ).....	36
Tabla 4.3. Dimensiones de Vigas y Columnas de Todos los Modelos (cm).....	36
Tabla 4.4. Dimensiones de la Diagonal Equivalente y su Resistencia por Oscar Andrés López considerando valores distintos de $f'm$ . ....	38
Tabla 4.5. Dimensiones de la Diagonal Equivalente. ....	40
Tabla 4.6. Resultados de Ancho Efectivo y Resistencia de la Diagonal Equivalente por el Método de INGEES. ....	40
Tabla 4.7. Aspectos para la Definición del Pushover de Cada Modelo. ....	46
Tabla 4.8. Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo A1 y A2 (kgf.m).....	48
Tabla 4.9. Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo B1 y B2 (kgf.m).....	48
Tabla 4.10. Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo C1 y C2 (kgf.m).....	49
Tabla 4.11. Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo D1 y D2 (kgf.m).....	49
Tabla 4.12. Momentos Últimos de las Vigas para Todos los Modelos (kgf.m).....	49
Tabla 4.13. Resultados obtenidos del Pushover para los modelos A1 y A2.....	51
Tabla 4.14. Resultados obtenidos del Pushover para los modelos B1 y B2.....	53
Tabla 4.15. Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2. ....	53
Tabla 4.16. Resultados obtenidos del Pushover para los modelos C1 y C2.....	55
Tabla 4.17. Resultados obtenidos del Pushover para los modelos D1 y D2.....	56
Tabla 4.18. Momentos máximos resistentes en las vigas del piso de estudio en el paso de falla de cada modelo (kgf.m). ....	57
Tabla 4.19. Cortante y momento máximo en las columnas del piso 1 en el paso de falla del modelo C1(kgf). ....	58
Tabla 4.20. Resultados de resistencia lateral de entresijos por el Método de Pushover (kgf).. ....	59

Tabla 4.21. Resultados de resistencia lateral de entrepisos por el Método de Finley A. Charney (kgf). .....	60
Tabla 4.22. Resultados de resistencia lateral de entrepisos por el Método del Prof. OAL (kgf). .....	61
Tabla 4.23. Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2 por el Método de Finley A. Charney. ....	61
Tabla 4.24. Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2 por el Método del Prof. Oscar Andrés López. ....	62
Tabla 4.25. Verificación de irregularidad vertical de entrepiso débil en los modelos de estudio. ....	63
Tabla 4.26. Resumen de resultados de resistencia de cada método de estudio.....	64
Tabla 4.27. Comparación de momentos en las vigas (kgf.m). ....	65

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Ejemplos de entrepiso débil en planta baja.....	7
Figura 2.2. Super Bloques de El Paraíso. ....	7
Figura 2.3. Ejemplo de falla en estructuras por irregularidad vertical de entrepiso débil o blando. ....	8
Figura 2.4. Comparación de sistemas de mampostería confinada y no confinada. ....	9
Figura 2.5. Unidades de mampostería macizas. ....	10
Figura 2.6. Unidades de mampostería huecas. ....	10
Figura 2.7. Distribución de carga lateral y desplazamiento en el tope de una estructura.....	12
Figura 2.8. Curva de Pushover típica e idealizada. ....	13
Figura 2.9. Niveles de Desempeño de un Edificio: (a) Operacional, (b) Ocupación inmediata, (c) Seguridad de vida, (d) Prevención de colapso. ....	16
Figura 2.10. Niveles de Desempeño según la Curva de Pushover. ....	16
Figura 2.11. Curva esfuerzo-deformación del acero. ....	18
Figura 2.12. Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado al aplicarle una carga monotónica. ....	19
Figura 2.13. Curva de esfuerzo-deformación generalizada.....	19
Figura 2.14. Curva de momento-curvatura.....	20
Figura 2.15. Modelos idealizados de plasticidad concentrada en elementos estructurales.....	21
Figura 2.16. Mecanismos en la estructura debido a la formación de rótulas plásticas.....	23
Figura 2.17. Ecuaciones para el Cálculo de Resistencia del entrepiso.....	24
Figura 2.18. Resistencia de un piso según el Prof. Oscar Andrés López.....	24
Figura 2.19. Estudio de entrepiso débil por el método de análisis no lineal estático.....	25
Figura 3.1. Representación gráfica de la deformación de un pórtico sencillo cuando el piso 2 alcanza su resistencia máxima al aplicar las condiciones del método propuesto.....	28
Figura 4.1. Modelo estructural A1 y A2. ....	32
Figura 4.2. Modelo estructural B1, B2, D1 y D2. ....	32
Figura 4.3. Modelo estructural C1 y C2. ....	33
Figura 4.4. Vista en planta. ....	34

Figura 4.5. Secciones transversales de los miembros de los modelos estructurales.....	37
Figura 4.6. Representación gráfica de los parámetros geométricos considerados. ....	39
Figura 4.7. Definición automática de rótulas por flexión en vigas. ....	41
Figura 4.8. Definición automática de rótulas por flexocompresión en columnas débiles.....	42
Figura 4.9. Definición automática de rótulas por flexocompresión en columnas fuertes....	43
Figura 4.10. Definición de rótulas por corte en columnas. ....	44
Figura 4.11. Ejemplo de definición de la rótula Brittle para la mampostería (Modelo A)...	44
Figura 4.12. Representación de la asignación de restricción lateral en P1 y P2 en el Modelo A. ....	45
Figura 4.13. Diagrama de interacción para las columnas para los modelos A, B y C.....	47
Figura 4.14. Diagrama de interacción para las columnas para el modelo D. ....	47
Figura 4.15. Resultados del Pushover para el modelo A1. ....	50
Figura 4.16. Resultados del Pushover para el modelo A2. ....	51
Figura 4.17. Resultados del Pushover para el modelo B1. ....	52
Figura 4.18. Resultados del Pushover para el modelo B2. ....	52
Figura 4.19. Resultados del Pushover para el modelo C1. ....	54
Figura 4.20. Resultados del Pushover para el modelo C2. ....	54
Figura 4.21. Resultados del Pushover para el modelo D1. ....	55
Figura 4.22. Resultados del Pushover para el modelo D2. ....	56
Figura 4.23. Respuestas de las rótulas en el modelo C1. ....	57

## RESUMEN

En la última versión de la Norma de Construcciones Sismorresistentes 1756:1-2019 se exige la aplicación de métodos de análisis no lineales para el estudio de edificaciones que se encuentran dentro de los grupos críticos, y opcional para el resto de los grupos estructurales. Esto se debe a la complejidad de respuesta que puede tener una estructura a la hora de un sismo y las limitaciones que tiene el análisis lineal para cuantificar el daño generado por el sismo a la edificación.

En este Trabajo Especial de Grado se buscó un procedimiento confiable para analizar la irregularidad vertical de entrepiso débil, descrita en el capítulo 3.6 de la Norma COVENIN 1756-1:2019, a partir de la comparación de los métodos Finley A. Charney, el del Profesor Oscar Andrés López y el propuesto a partir de un análisis no lineal estático - *Pushover*- en distintos modelos estructurales. En este sentido, fueron evaluadas las condiciones de falla de los miembros estructurales y la influencia de la mampostería en la resistencia de los pisos, considerando casos donde se trabaje con una relación viga fuerte-columna débil y otros con la relación contraria.

Posteriormente, se compararon los resultados obtenidos de cada modelo para determinar el procedimiento con resultados más confiables en la evaluación de resistencia de un piso determinado de una estructura de concreto armado, que sea capaz de verificar si hay presencia de la irregularidad vertical de entrepiso débil causada por fallas tanto de flexión como por corte, donde se considere el aporte de resistencia de cada uno de los miembros estructurales, las relaciones entre ellos y la influencia de la mampostería.

A partir de los resultados obtenidos se pudo determinar el factor de desempeño para la irregularidad vertical de estudio y el efecto que tiene la mampostería en el análisis del entrepiso débil en una estructura de concreto armado, concluyéndose que mediante la aplicación del método propuesto a partir de un análisis no lineal estático se pueden obtener resultados más próximos a la realidad, sin excluir ninguna de las posibles fallas que pueden ocurrir en un miembro estructural a la hora de un sismo.

Palabras Claves: resistencia, irregularidad vertical, pushover, entrepiso débil, rótulas.

## **CAPÍTULO I**

### **1. INTRODUCCIÓN**

#### **1.1. Planteamiento del Problema**

Las normas sísmicas alrededor del mundo se encuentran en constante cambio con el fin de perfeccionar los sistemas estructurales con los que hoy en día se trabaja, donde dependiendo de la actividad sísmica estos cambios pueden ser más notorios que otros.

Las normas sísmicas venezolanas, actualmente se basan en estudios hechos en Venezuela con el apoyo de la aplicación de técnicas, procedimientos y normas de otros países que también se encuentran en zonas sísmicas de alto riesgo.

Para mejorar los criterios de diseño y evaluación sísmica que se han aplicado en las últimas décadas, se publicó recientemente la última versión de la Norma de Construcciones Sismorresistentes 1756-1:2019, en la cual se exige la aplicación de métodos de análisis no lineal para los grupos críticos de alto impacto o esenciales y se deja como opcional su aplicación para el resto de los grupos estructurales. Esto se debe a que, con base a la experiencia de diversos eventos sísmicos, es bien sabido que en las edificaciones se generan daños durante dichos eventos que llegan a ciertos niveles de daños que no serían posibles de cuantificar sin un análisis de este tipo.

En esta última versión de la Norma 1756-1:2019, se encuentran mejoras en la determinación de fuerzas sísmicas en comparación con los procedimientos establecidos en la versión anterior, tales como los espectros de respuesta sísmicos incorporando el concepto de redundancia ( $R$ ), irregularidad ( $F_i$ ), topografía ( $F$ ), entre otros, de manera explícita. Estas modificaciones se logran en gran parte a través del análisis no lineal y análisis por desempeño, que permite detectar las variaciones de estos parámetros mencionados, junto con los aportes de la ingeniería de suelos y geotecnia.

Considerando esto, el propósito principal del trabajo de grado a desarrollar se basa en realizar un estudio detallado sobre el factor de desempeño de entrepiso débil que se encuentra indicado en la Norma 1756-1:2019, no estando descrito claramente un procedimiento para determinar la resistencia de piso. Realizando un análisis no lineal se

busca determinar cómo calcular tal resistencia.

Este tema puede ser de gran interés para los ingenieros y aquellos que participen en el proyecto, debido a que se puede determinar con mayor precisión la condición de entepiso débil ya que actualmente sólo existen métodos muy simplificados sin verificación en el rango no lineal, ya que no se trata de un problema sólo de resistencias sino también de deformaciones aceptables en rótulas plásticas que se van formando para los distintos niveles de desempeño.

## **1.2. Antecedentes**

Se hace referencia al Trabajo Especial de Grado realizado por José Ferrero y Ana Pirrone (2018) titulado *“Diseño sismorresistente de sistemas duales de concreto reforzado basado en el diseño por desempeño”*, cuyo objetivo es estudiar mediante el comportamiento no lineal de estructuras con sistemas duales de concreto reforzado basándose en un análisis por desempeño y establecer el procedimiento para llevarlo a cabo. Tras los análisis realizados, se obtuvo como conclusión que con el diseño por desempeño como práctica, se obtienen diseños que se ajustan a las necesidades y requerimientos de cada proyecto con respecto a un mejor desempeño o disminución de costos. Además, este trabajo presenta la aplicación del método de análisis no lineal para el estudio de estructuras de concreto reforzado, lo cual será de gran utilidad para determinar el procedimiento a realizar para evaluar los factores de desempeño estructural a estudiar.

Un segundo antecedente es el Trabajo Especial de Grado realizado por Alfonso Moya y Ricardo Sotillo (2016) titulado *“Estudio del comportamiento no lineal de muros de corte basados en el diseño por desempeño”*, el cual tiene como objetivo estudiar el comportamiento de los muros estructurales de concreto reforzado ante acciones sísmicas mediante el análisis no lineal. Concluyendo que las características de estos miembros estructurales dependen del diseño de desempeño que se le quiera aplicar para resistir carga sísmica, donde se les otorgan diferentes espesores a los muros para poder cumplir con los distintos niveles de diseño presentados en la norma ASCE 41-13. Igualmente, en el presente trabajo se obtienen los resultados a través de la aplicación del método de análisis no lineal para analizar estructuras de concreto reforzado, siendo de gran utilidad para

establecer el procedimiento para estudiar los factores de desempeño estructural a tratar.

Como tercer antecedente se consideró el Trabajo Especial de Grado realizado por José D. Curiel y Héctor Noguera (2018), titulado “*Comparación de la respuesta estructural en edificaciones aporticadas de concreto reforzado aplicando análisis dinámico lineal y no lineal*”, el cual tiene como objetivo modelar una edificación aporticada de concreto reforzado utilizando el Método de Análisis Dinámico Espectral y el de Análisis Dinámico Inelástico de Respuesta en el Tiempo, para luego comparar las respuestas estructurales y otros parámetros de demanda sísmica, siguiendo lo establecido en la Norma Venezolana para Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756, que para su momento se encontraba en revisión.

Por último, se hace referencia el Trabajo Especial de Grado realizado por Jhoana M. Marrero y Eloisa Poleo (2016), titulado “*Estudio del comportamiento de los miembros de mampostería confinada, bajo acciones sísmicas, con base a la propuesta de norma venezolana “Análisis, diseño y construcción de edificaciones de mampostería estructural”*”, el cual tiene como objetivo estudiar el comportamiento de los miembros de mampostería confinada con criterios sismorresistentes con la aplicación del método de los elementos finitos y con los criterios de la propuesta de Norma venezolana “Análisis, diseño y construcción de edificaciones de mampostería estructural”. Tras realizar el análisis, se concluyó que antes de la falla la mampostería es la que resiste las cargas y fuerzas sísmicas, en donde después del primer agrietamiento, esta se empieza a debilitar. Igualmente, en este trabajo se presenta el efecto que tiene la mampostería en la respuesta de una estructura ante un sismo, siendo de gran utilidad para establecer el procedimiento para realizar el estudio del efecto de la mampostería en el análisis de la discontinuidad vertical de la resistencia lateral de entrepiso.

### **1.3. Alcance y Limitaciones**

En este Trabajo Especial de Grado se modelará un edificio aporticado en condiciones no lineales para establecer un procedimiento para determinar la resistencia piso a piso de un edificio, utilizando el programa ETABS versión 19.1, para así poder evaluar los resultados obtenidos de la edificación estudiada.

No está prevista la verificación de estos resultados con otro programa ni mediante la ejecución de ensayos, ni evaluar edificios con muros, ni edificios de estructuras de acero.

## **1.4. Objetivos**

### **1.4.1. Objetivo General**

Analizar la discontinuidad vertical de la resistencia lateral de entrepiso, en el caso de entrepiso débil de la Norma de Construcciones Sismorresistentes 1756-1:2019 utilizando el Método de Análisis Estático Inelástico.

### **1.4.2. Objetivos Específicos**

- Evaluar la resistencia de un piso para la verificación de entrepiso débil mediante el análisis estático inelástico y así determinar el factor de desempeño para esta irregularidad vertical.
- Evaluar la influencia de la tabiquería para la determinación de la resistencia de piso en el análisis estático inelástico.
- Plantear un procedimiento confiable para determinar la resistencia de un piso a partir de los resultados del análisis estático inelástico.

## **CAPÍTULO II**

### **2. MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Regularidad Estructural**

Las construcciones están clasificadas en cuatro grandes grupos según la Norma COVENIN 1756-1:2019, entre las cuales se encuentran: nivel de diseño, tipo estructural, grupo de importancia y regularidad estructural. En esta última se debe considerar que la construcción puede ser clasificada como regular o irregular, en cada una de sus direcciones, dándole una atención particular cuando se incorporan paredes adosadas a los pórticos en la cuantificación del grado de irregularidad, considerando las pautas especificadas en el punto 8.4 de la norma.

Las construcciones irregulares deben ser analizadas considerando el Factor de Irregularidad, el cual se encuentra en la tabla 14 de la Norma y debe efectuarse con el método de Análisis Dinámico Elástico o uno superior (tabla 22 de la misma norma). Las irregulares existentes se pueden clasificar en dos tipos: verticales y en planta.

##### **2.1.1. Irregularidades Verticales**

Las irregularidades verticales se clasifican en: entrepiso blando, entrepiso débil, distribución irregular de masas de una de los pisos contiguos, aumento de las masas con la elevación, esbeltez excesiva, variación en las dimensiones de sistema estructural, discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales, falta de conexión entre planos resistentes y columna corta.

##### **2.1.1.1. Entrepiso débil**

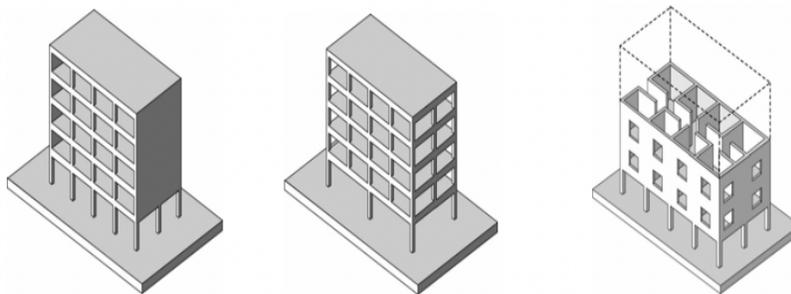
El entrepiso débil, según la Norma COVENIN 1756-1:2019, se define como aquel caracterizado por una reducción significativa de su resistencia en relación a la de los entrepisos inmediatamente por encima, considerando que un entrepiso es la parte de una edificación comprendida entre dos pisos o niveles consecutivos.

Se considera que una edificación tiene entrepiso débil cuando la resistencia lateral de algún entrepiso es menor que 0,70 veces a la resistencia lateral del entrepiso superior o a

0,80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrepisos superiores, tal como se menciona en el tercer capítulo de la Norma COVENIN 1756-1:2019.

Para el cálculo se debe considerar la influencia de la tabiquería y otros miembros estructurales adosados a los miembros verticales, considerando la posibilidad de que la tabiquería pierda su resistencia en alguno de los entrepisos durante la acción sísmica o sea suprimida por cambio de uso. Es considerada una irregularidad crítica ya que no es permitida en algunas zonas y en otras zonas el análisis y diseño debe incorporar el Factor de Irregularidad.

En las figuras 2.1, 2.2 y 2.3, se pueden observar ejemplos donde ocurre la irregularidad vertical de entrepiso débil, la cual puede ser generada por la eliminación o debilitamiento de los miembros que generan resistencia al movimiento en el primer nivel de la edificación o por la interrupción de miembros estructurales de un piso a otro.



**Figura 2.1.** Ejemplos de entrepiso débil en planta baja.

*Fuente: Guevara-Pérez, 2012.*



**Figura 2.2.** Super Bloques de El Paraíso.

*Fuente: Peña, González y Viegas, 2015.*



*Figura 2.3. Ejemplo de falla en estructuras por irregularidad vertical de entrepiso débil o blando.*

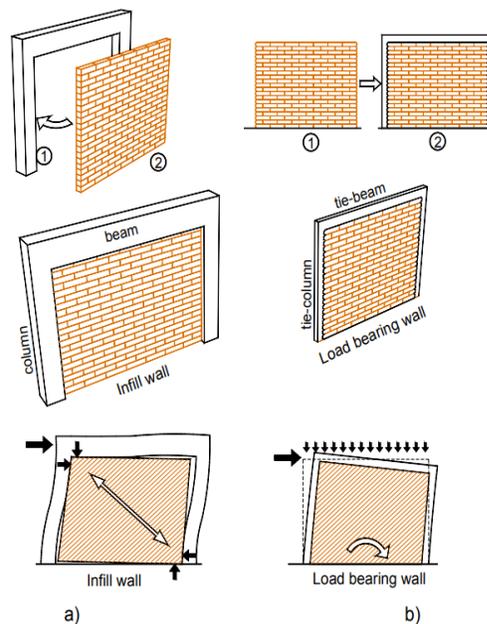
## 2.2.Mampostería

La mampostería se define como un método tradicional de construcción basado en la superposición de materiales como roca, ladrillos o bloques de algún otro componente, que se van adhiriendo con ayuda de un mortero o mezcla aglutinante hasta erigir la estructura deseada. La mampostería se puede clasificar en 3 tipos: la simple, que es aquella que no posee refuerzo alguno; la confinada, en la cual los muros de mampostería se encuentran rodeados por miembros de concreto reforzado de pequeña sección transversal; y por último, la reforzada, donde los muros cuentan con un refuerzo interior de manera horizontal y vertical. (Tomazevic, 1996)

La apariencia de una construcción de mampostería confinada terminada y un marco de concreto reforzado relleno con paneles de pared de mampostería pueden parecerse, sin embargo, estos sistemas de construcción son diferentes tanto en su secuencia de

construcción como en la manera en que resisten la gravedad y cargas laterales. El primer sistema mencionado es capaz de soportar las cargas de gravedad en la construcción, principalmente por los muros de mampostería los cuales, además, actúan como muros de corte cuando están sujetos a cargas laterales. De manera contraria, el segundo sistema soporta las cargas de gravedad principalmente por el peso propio, actuando como puntales diagonales ante las cargas laterales (Meli et al, 2011).

En la Figura 2.4 se presenta la comparación de ambos sistemas mencionados, donde se puede visualizar la diferencia entre la secuencia de construcción, el tamaño de los miembros de confinamiento y la respuesta sísmica de dichos sistemas.



**Figura 2.4.** Comparación de sistemas de mampostería confinada y no confinada.

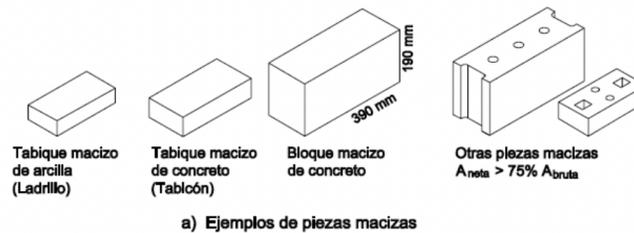
*Fuente: Meli et al, 2011.*

### 2.2.1. Clasificación de los materiales de mampostería

En la Norma COVENIN 5008:2019, se indican que los materiales utilizados para la construcción de la mampostería tienen un adecuado control de calidad y dos posibles distribuciones del área neta en la sección transversal más desfavorable, las cuales generan diferentes resistencias.

### 2.2.1.1. Unidad maciza

Las unidades macizas son aquellas que tienen en su sección transversal más desfavorable, un área neta de por lo menos 75% del área bruta y cuyas paredes exteriores tienen espesores no menores que 20 mm.

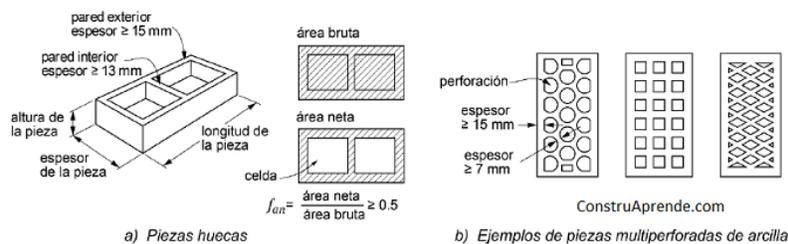


**Figura 2.5.** Unidades de mampostería macizas.

Fuente: López, 2016.

### 2.2.1.2. Unidad hueca

Las unidades huecas, tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta menor al 75% pero mayor o igual al 50% del área bruta y cuyas paredes exteriores tienen un espesor mayor o igual a 15 mm. Además, se pueden conseguir unidades multiperforadas, las cuales son una unidad hueca que tiene múltiples perforaciones de iguales dimensiones y distribuidas uniformemente por su sección, cuyas paredes interiores tienen espesores iguales o mayores a 7 mm.



**Figura 2.6.** Unidades de mampostería huecas.

Fuente: NTC México, 2017.

## 2.2.2. Resistencia a compresión

La resistencia a la compresión de la mampostería  $f'_m$  se determina mediante ensayos a compresión de pilas, descrito en el capítulo 4.7.2.1 de la Norma COVENIN 5008:2019, o mediante los valores indicados en la Tabla 2.1, donde a partir del tipo de

unidad y el tipo de mortero a utilizar se obtiene la resistencia.

**Tabla 2.1:** Resistencia de diseño a compresión  $f'_m$  para algunos tipos de unidades de mampostería, expresada en área bruta.

Fuente: Norma COVENIN 5008:2019

Tipo de unidad	$f'_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		
	Mortero tipo I	Mortero tipo II	Mortero tipo III
Unidad maciza de arcilla ( $f'_p \geq 60$ kgf/cm <sup>2</sup> )	15	15	15
Unidad hueca de arcilla ( $f'_p \geq 120$ kgf/cm <sup>2</sup> )	40	40	30
Unidad hueca de concreto ( $f'_p \geq 100$ kgf/cm <sup>2</sup> )	20	15	10
Unidad maciza de concreto ( $f'_p \geq 100$ kgf/cm <sup>2</sup> )	20	15	15

En este Trabajo Especial de Grado, se realizará la evaluación de la resistencia de la mampostería utilizando dos procedimientos distintos, en el cual se obtienen las dimensiones del puntal diagonal equivalente y la resistencia que este aporta a los pórticos de las estructuras.

El primer método considerado es el propuesto por el Profesor Oscar Andrés López en el curso de actualización de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, dictado el 10 de diciembre del 2021, el cual consiste en definir que la diagonal equivalente, también conocida como biela, tiene un espesor igual al ancho de la pared y un ancho correspondiente al 25% de la longitud de la diagonal o menor en aberturas, y que según ensayos realizados en muros con bloques de arcilla, se debe considerar que la resistencia a compresión de la mampostería es de 13 kgf/cm<sup>2</sup>.

El segundo método corresponde al propuesto por la empresa INGEES, la cual se dedica a la formación académica de alto nivel por parte de ingenieros especialistas haciendo el uso de los software más utilizados a nivel internacional. Este procedimiento es un poco más extenso y se basa en la obtención del ancho efectivo del puntal a partir de la geometría de los miembros estructurales, la luz entre pisos, la distancia entre ejes de columnas y las propiedades de los materiales, utilizando la ecuación de Mainstone (1971), expresión que considera la flexibilidad relativa del pórtico respecto al relleno.

### 2.2.3. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería  $E_m$  se puede determinar a partir de la

resistencia a compresión de la mampostería, tal como se indica a continuación:

a. Unidades de Arcilla:

$$E_m = 600 f'_m \text{ para cargas de corta duración.} \quad [1]$$

$$E_m = 350 f'_m \text{ para cargas sostenidas.} \quad [2]$$

b. Unidades de Concreto:

$$E_m = 800 f'_m \text{ para cargas de corta duración.} \quad [3]$$

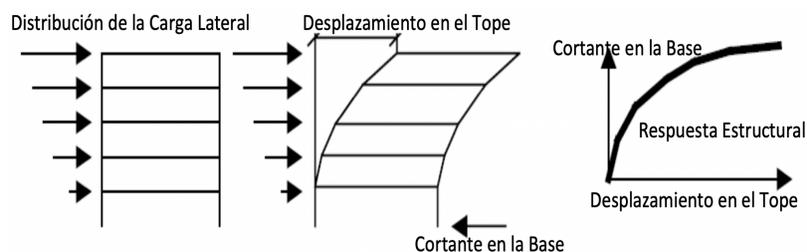
$$E_m = 350 f'_m \text{ para cargas sostenidas.} \quad [4]$$

### 2.3.No linealidad

El análisis no lineal es una herramienta de diseño donde se obtiene información más racional, aunque no arroja una predicción exacta del comportamiento de la estructura. Powell (2010), explica que hay dos tipos de no linealidad, uno puede ser causado por los materiales cuando tienen un comportamiento dentro del rango inelástico (rotura, fractura, cedencia) y por el cambio de la geometría de la estructura causados por deformaciones laterales. Los procedimientos de análisis no lineal son permitidos en todo tipo de edificación y deben ser usados cuando por el tipo de estructura no se permita la aplicación de un análisis lineal, según lo expresado en la norma ASCE 41-13.

#### 2.3.1. Análisis No Lineal Estático

El análisis no lineal estático se basa en que el modelo estructural se encuentra sometido a un incremento de carga lateral como se muestra en la Figura 2.7, donde su distribución representa las fuerzas inerciales ocasionadas debido a movimientos del suelo y son aplicadas hasta conseguir el desplazamiento fijado como objetivo, el cual representa los movimientos que le puede ocasionar un sismo a la estructura. (NIST, 2010).

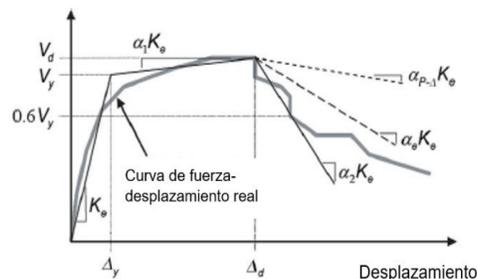


**Figura 2.7.** Distribución de carga lateral y desplazamiento en el tope de una estructura.

Fuente: Hernández, 2010.

A mediados de los 90, cuando fueron introducidos los métodos no lineales en el diseño sismorresistente, tal como menciona el NIST (2017) en su documento “*Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings*”, la realización del análisis no lineal estático o *Pushover* cobró importancia debido a que con este se podía evaluar la capacidad de una estructura en el rango no lineal y conocer las zonas más débiles de esta sin necesitar de la utilización de complejos software, mientras que el análisis no lineal dinámico es más complejo pero hoy en día es más accesible.

La norma ASCE 41-13 propone unos requerimientos generales para el modelado y análisis no lineal estático de la estructura, entre los cuales están: la selección de un nodo de control y su desplazamiento, los patrones de fuerza sísmica y la determinación del periodo fundamental. A partir de los patrones de fuerza sísmica aplicados se obtiene la curva idealizada esfuerzo - desplazamiento, donde se ilustra la relación que existe entre el desplazamiento del nodo de control y el cortante basal, que genera lo que se conoce como rigidez lateral efectiva.



**Figura 2.8.** Curva de Pushover típica e idealizada.

Fuente: ASCE 41-13, 2014.

La curva *Pushover*, presentada en la Figura 2.8, se puede dividir en tramos. El primero representa la pendiente de la recta secante que une el origen con el punto de la deformación correspondiente al 60% de la fuerza cedente de la estructura. El segundo tramo va desde el punto en la prolongación del primer segmento, con el cual se busca un balance entre las áreas correspondientes a la curva idealizada y a la real, hasta el punto correspondiente al máximo corte basal o el asociado al desplazamiento objetivo (el menor entre los dos), donde la pendiente es una fracción de la rigidez lateral efectiva ( $\alpha_1 K_e$ ). El último segmento, está conformado desde el último punto del segundo tramo hasta el punto que representa una degradación de 60% del esfuerzo efectivo representando la postcedencia

negativa con pendiente  $\alpha_2 K_e$ .

Para aplicar este método, la norma ASCE 41-13 menciona dos características que la estructura en estudio debe tener, las cuales se mencionan a continuación, donde intervienen las características propias de la estructura. Dichas características son la curva idealizada (Figura 2.8) y los análisis espectrales.

- a. La relación de fuerzas ( $\mu_{strength}$ ) determinada a partir de la ecuación 7-31 de la norma no debe superar la relación máxima ( $\mu_{m\acute{a}x}$ ) calculada con la ecuación 7-32.
- b. Los efectos de los nodos de vibración superiores son insignificantes.

Los nodos de vibración se consideran significativos o no al realizar dos análisis espectrales. El primero debe utilizar suficientes modos para producir el 90% de participación de masas y el segundo considera solo el primer modo de participación. En el caso de que el corte en cualquier piso, resultado del primer análisis exceda el 130% del corte correspondiente al piso considerando el segundo análisis, se tiene que el nodo de vibración es significativo.

El *Pushover* tiene limitaciones a la hora de su ejecución debido a que no engloba la respuesta dinámica de la estructura, ocasionando que se imposibilite realizar los siguientes modelos nombrados por el NIST:

- a. El comportamiento dinámico con participación de varios modos, el cual es importante en edificaciones altas (mayores a 5 pisos) y aquellas con poca simetría estructural.
- b. Información de los registros sísmicos, como la cercanía de falla, duración, forma espectral, etc.
- c. Comportamiento bajo carga cíclica y la degradación responsable de los materiales y componentes.

Sin embargo el método cumple un rol importante al implementarse de manera conjunta con el análisis dinámico, ya que es utilizado para:

- a. Estudiar estructuras para entender su comportamiento no lineal.
- b. Verificar y corregir análisis no lineales previos a la realización de análisis dinámicos.

- c. Aumentar el conocimiento con respecto a los mecanismos flexibles y deformaciones de la estructura.

### **2.3.2. Análisis Modal**

El análisis modal formula un modelo matemático a partir de la determinación de los parámetros inherentes de un sistema en forma de frecuencias naturales, factores de amortiguamiento y las formas de modos. Este análisis se basa en las respuestas de vibración que no varían con el tiempo, conocidas como “modos naturales de vibración”, los cuales son la combinación lineal de movimientos armónicos simples. (Parra, 2010)

Además, consta de técnicas tanto experimentales como teóricas. El teórico recae en el modelo físico del sistema dinámico, abarcando las propiedades de masa, rigidez y amortiguación. Un modelo físico real comprendería las propiedades mencionadas de forma de la distribución espacial, llamado matriz de masa, rigidez y amortiguamiento, la cual se incorpora por una ecuación diferencial normal de movimiento. (Parra, 2010)

El análisis modal toma gran importancia en el análisis estático no lineal, ya que se debe determinar en cuál modo de vibración la estructura se deforma hacia la dirección que se requiera estudiar para establecer esta condición en la definición del caso de carga correspondiente al *Pushover* en el software a utilizar y así, obtener resultados coherentes.

### **2.4. Niveles de Desempeño**

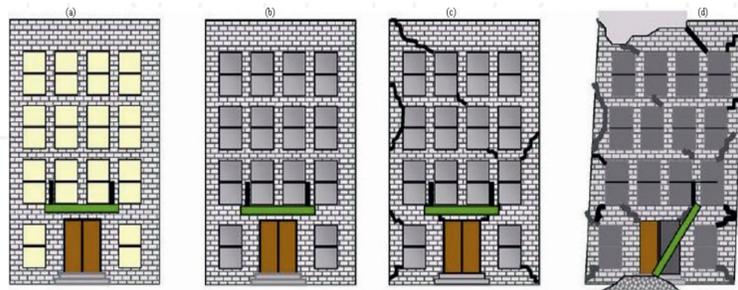
El comportamiento de los edificios ante las cargas que soportan generalmente se relaciona con los daños sufridos por la estructura, la envolvente, los sistemas mecánicos y el contenido del edificio. Aunque el desempeño del edificio es continuo, para fines de diseño es conveniente identificar los niveles de desempeño discretos para las componentes estructurales que afectan significativamente la función del edificio, la protección de la propiedad y la seguridad (NIST, 2010).

En la ASCE 41 se establecen los siguientes niveles de diseño:

- a. Ocupación inmediata (IO): Se define como el estado de daño posterior al terremoto, en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente retiene su resistencia y rigidez anteriores al sismo. La estructura logra un comportamiento esencialmente elástico al limitar el daño estructural, como por ejemplo, la fluencia

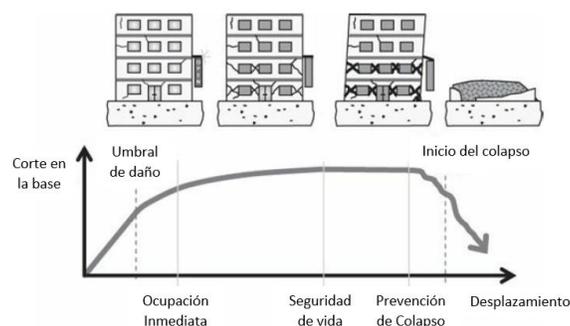
del acero, el agrietamiento significativo del concreto y el daño no estructural.

- b. Seguridad de vida (LS): Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene componentes dañados pero conserva un margen contra el inicio del colapso parcial o total. La estructura limita el daño de los componentes estructurales y no estructurales para minimizar el riesgo de lesiones o accidentes y mantener accesibles las rutas de circulación esenciales.
- c. Prevención de colapso (CP): Corresponde al estado de daño posterior al terremoto en el que una estructura tiene componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad pero no retiene margen contra el colapso. La estructura garantiza un riesgo pequeño de colapso parcial o total del edificio al limitar las deformaciones y fuerzas estructurales al inicio de una degradación significativa de la resistencia y la rigidez.



**Figura 2.9.** Niveles de Desempeño de un Edificio: (a) Operacional, (b) Ocupación inmediata, (c) Seguridad de vida, (d) Prevención de colapso.

Fuente: Sayin, B. et al 2017.



**Figura 2.10.** Niveles de Desempeño según la Curva de Pushover.

Fuente: Moehle, 2015.

## 2.5. Curvas de Esfuerzo-Deformación

Las curvas de esfuerzo-deformación ilustran la relación que existe cuando se le aplica una fuerza de forma incremental, partiendo desde cero hasta la rotura a un determinado material, en donde el *esfuerzo* se define como la fuerza aplicada dividida entre el área transversal inicial del material y la *deformación* es el cambio de longitud a lo largo de la línea de aplicación de dicha fuerza. A partir de estas curvas se pueden determinar las siguientes propiedades mecánicas de los materiales:

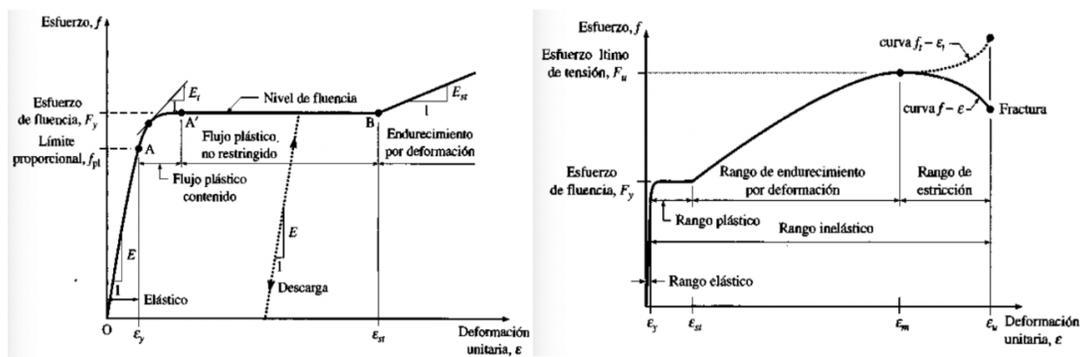
- Rango elástico: zona de la curva en donde los esfuerzos y las deformaciones son proporcionales y al retirar la carga aplicada el material recupera sus dimensiones originales sin presentar deformación alguna.
- Rango plástico: zona de la curva en donde no se cumple la proporcionalidad de los esfuerzos y deformaciones, quedando deformaciones permanentes al quitar la carga aplicada.
- Resistencia a la cedencia: es el esfuerzo que debe aplicarse sobre un material para iniciar su deformación permanente.
- Módulo de elasticidad: es la pendiente de la línea recta que se forma en la zona elástica de la curva, conocido por ser una medida de rigidez debido a que a medida que aumenta el módulo de elasticidad más rígido es el material.
- Esfuerzo último: máximo esfuerzo que se puede aplicar sobre el material antes de que sufra una fractura.
- Esfuerzo de rotura: esfuerzo aplicado al material en el instante que ocurre la rotura.
- Ductilidad: cantidad de deformación plástica que puede darse en un material antes de que este se rompa. Puede ser medida por el porcentaje de elongación o el de reducción de área.

El estudio del comportamiento no lineal de los materiales que conforman los miembros estructurales de concreto reforzado, requiere que la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, del concreto confinado y no confinado estén definidas.

### 2.5.1. Curvas de Esfuerzo-Deformación del Acero de Refuerzo

La curva para el acero de refuerzo está conformada por cuatro etapas típicas de

comportamiento: elástico, plástico, endurecimiento por deformación y de estricción. Se conforma el módulo inicial que corresponde a la parte lineal de la curva donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales hasta llegar al límite de proporcionalidad (Figura 2.11.a). Posteriormente, se modela el nivel de cedencia, el cual se denomina meseta de cedencia, donde se presencia un aumento marcado en la deformación sin un incremento de esfuerzo. La zona de endurecimiento por deformación empieza cuando se aplica un esfuerzo adicional para producir más deformación, lo que genera que la sección transversal del material disminuya. Finalmente, se diseña el nivel de estricción una vez el material alcance el esfuerzo último de tensión hasta la fractura, en donde la muestra pierde tensión y continúa disminuyendo su sección transversal hasta el momento de fractura, como se puede observar en la Figura 2.11.b. (Vinnakota, 2006)



a) Rango Plástico

b) Rango Inelástico

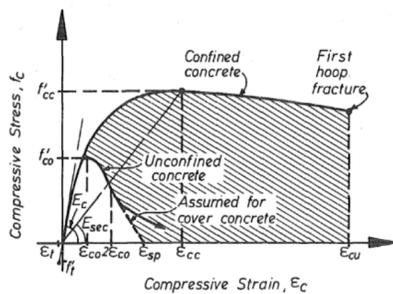
Figura 2.11. Curva esfuerzo-deformación del acero.

Fuente: Vinnakota, 2006.

## 2.5.2. Curvas de Esfuerzo-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado

En el modelado de las rótulas plásticas en miembros de concreto reforzado se debe considerar el porcentaje de acero transversal de confinamiento utilizado debido a que este evita el pandeo del acero longitudinal y la falla por corte, como indica Mander, Priestley & Park (1988). Como se observa en la Figura 2.12, cuando el concreto no está confinado la curva esfuerzo-deformación es menos resistente a la flexión, alcanzando primero la rotura, mientras que el concreto confinado es más dúctil y resiste más la flexión debido al acero transversal colocado, por lo que tiene la capacidad de soportar deformaciones elevadas

antes de alcanzar la rotura.



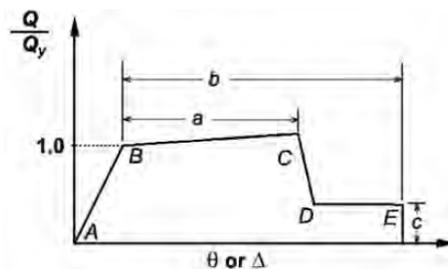
- $f_{cc}/f_{co}$ : Resistencia del concreto confinado/ no confinado
- $\epsilon_{cc}/\epsilon_{co}$ : Deformación unitaria para la resistencia del concreto confinado/no confinado.
- $2\epsilon_{co}$ : Representa la deformación donde se considera como una línea recta a la rama descendente hasta llegar a una resistencia cero, con deformación igual a  $\epsilon_{sp}$
- $\epsilon_{sp}$ : Deformación donde ocurre resquebrajamiento del concreto.
- $E_{sec}$ : Relación entre la resistencia del concreto confinado y su deformación unitaria.
- $\epsilon_{cu}$ : Deformación última del concreto.

**Figura 2.12.** Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado al aplicarle una carga monotónica.

Fuente: Mander, Priestley & Park, 1988.

### 2.5.3. Curvas de Momento-Rotación

Para el análisis no lineal estático se utiliza la curva esfuerzo-deformación que se muestra en la Figura 2.13, la cual indica el valor donde ocurre la cedencia y la deformación plástica proveniente a una fuerza o momento correspondiente a cada grado de libertad del miembro. Esta curva está definida por cinco puntos: A, B, C, D y E, en donde ocurre una respuesta lineal desde el estado sin carga (A) hasta un rendimiento efectivo (B), luego una respuesta lineal que reduce la rigidez desde B hasta C, en el cual se ignora el efecto de las cargas gravitacionales mediante desplazamientos laterales, generando una pendiente entre 0% y 10% del tramo inicial (AB). Después, entre el punto C y D ocurre una reducción repentina de la fuerza resistente hasta alcanzar la resistencia residual y por último de D a E, el miembro presenta una resistencia reducida hasta E, en donde se pierde totalmente la resistencia. (ASCE, 2017).



**Figura 2.13.** Curva de esfuerzo-deformación generalizada.

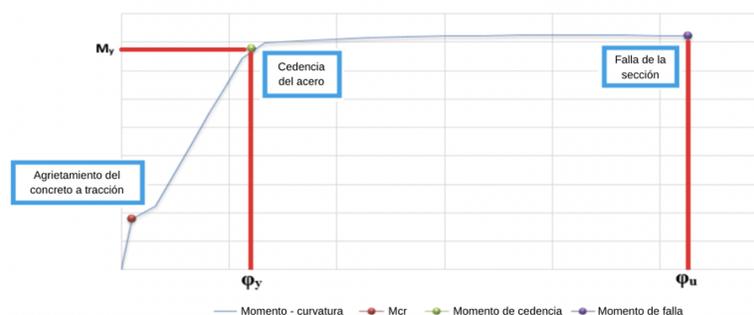
Fuente: ASCE, 2017.

Debido a que la rotulación es plástica, la ASCE 41-17 establece unos valores de desplazamiento o rotación que se miden sobre la curva de esfuerzo-deformación o momento-rotación a partir del punto B de la Figura 2.13 con los cuales se deben definir las rótulas, los cuales son explicados a continuación:

- a: Desplazamiento o rotación plástica hasta la cual ocurre el fenómeno de endurecimiento.
- b: Desplazamiento o rotación plástica total que desarrolla la rótula.
- c: Resistencia residual.

#### 2.5.4. Curvas de Momento-Curvatura

La curva momento-curvatura proporciona el momento resistente interno máximo ( $M$ ) y la curvatura ( $\varphi$ ) correspondiente a un diagrama esfuerzo-deformación donde se cumpla el equilibrio y la compatibilidad de las fuerzas internas de un miembro. Además, a partir de ella se puede analizar la influencia del acero a compresión antes y después del agrietamiento o como también la cedencia del acero hasta llegar a la falla del elemento. En la Figura 2.14 se pueden observar los puntos característicos de la curva, en donde los materiales del elemento estructural fallan, como, por ejemplo, el momento del acero cuando este empieza a fluir, el momento cuando el elemento falla a compresión o el momento debido al agrietamiento. (Almada, Bárcena & Enciso, s/f)



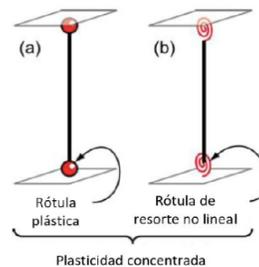
**Figura 2.14.** Curva de momento-curvatura.

Fuente: Almada, Bárcena & Enciso, s/f.

## 2.6. Modelos de Inelasticidad en los Miembros Estructurales

Los modelos de inelasticidad pueden ser diferenciados debido a la distribución que tenga la plasticidad, la cual puede ser a través de la sección transversal o a lo largo de la luz

del miembro. Uno de ellos es el modelo de plasticidad concentrada, el cual está conformado por rótulas plásticas y de resorte no lineal, y que consiste en colocarle las rótulas en los extremos del miembro como se puede observar en la Figura 2.15 (a) y 2.15 (b), donde su comportamiento se basa en curvas de momento-rotación. (NIST, 2010)



**Figura 2.15.** Modelos idealizados de plasticidad concentrada en miembros estructurales.

Fuente: NIST, 2010.

### 2.6.1. Rótulas Plásticas

Cuando se habla de rótulas plásticas se refiere a la zona donde se amortigua la energía en los miembros estructurales cuando el momento actuante excede su capacidad plástica o cedente. Estas permiten rotaciones relativas a ambos lados de la sección indefinidamente grandes con un momento flector asociado al momento plástico. Al generarse la rótula, los momentos se redistribuyen a lo largo del miembro y de la estructura, generando nuevas rótulas en otros miembros las cuales transforman la estructura en un mecanismo inestable generando el estado límite o de colapso.

En la ASCE 41-17 en el artículo 7.5.1.2 se indica que todas las solicitaciones internas deben ser clasificadas de la siguiente manera:

- a. Controladas por fuerza: Tienden a causar un comportamiento frágil en el miembro estructural. Cuando ocurre este tipo de control no existen criterios de aceptación ya que se asume que el miembro falla al alcanzar su capacidad resistente, donde la mínima fuerza se obtiene experimentalmente o calculándolo mediante mecánica básica y, por ello, la resistencia asociada a estas rótulas plásticas corresponde a la mínima esperada del material y el componente.
- b. Controladas por deformación: Se caracterizan por tener un comportamiento dúctil. Los criterios de aceptación definidos en este caso se consideran debido a que las

resistencias asociadas a las deformaciones son las esperadas según el material y el componente estructural. Estas se les asignan a miembros sometidos a flexión pura, como, por ejemplo, las vigas, o a miembros sometidos a flexo-compresión (las columnas).

#### **2.6.1.1. Rótulas Plásticas por Flexión**

Las vigas son de tipo “M3” en ETABS donde su comportamiento se basa en una curva momento-rotación, la cual es definida a través de los parámetros que aparecen en la Tabla 10-7 de la ASCE 41-17 (Anexo 1) que, a su vez, dependen de la diferencia entre la cuantía de tracción y a de compresión y la cuantía balanceada, de la sollicitación a corte y de si se cumple el acero de confinamiento con una separación menor a la altura útil del miembro entre tres y al mismo tiempo, la resistencia a corte que aportan los estribos sea mínimo tres cuartos ( $\frac{3}{4}$ ) del corte de diseño.

#### **2.6.1.2. Rótulas Plásticas por Flexocompresión biaxial**

Las rótulas por flexocompresión biaxial en las columnas se definen de tipo P-M-M. Son formadas cuando el miembro estructural cede debido a la fuerza axial (P) y la acción del sismo en bidirección (M-M). En función de las Tablas 10-8 (Anexo 2) y 10-9 (Anexo 3) de la ASCE 41-17, se definen las rótulas P-M-M, las cuales dependen de la fuerza axial máxima a la cual está sometido el miembro estructural debido a las cargas sísmicas y gravitacionales; de la cuantía de refuerzo, la cual depende la separación entre ligaduras o zunchos; de la sollicitación a corte de diseño; y de las dimensiones de la sección. Asimismo, los criterios de aceptación, dependen de la condición de falla que controla, entre las cuales están:

- I. Control por el desarrollo inadecuado o empalme en la luz libre.
- II. No controla el desarrollo inadecuado o empalme en la luz libre.

### **2.7. Herramientas de Cálculo**

El programa a utilizar para el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado es ETABS, un software que ofrece herramientas para el análisis estructural y dimensionamiento de edificaciones desarrollado por *Computer and Structures, Inc* (CSI),

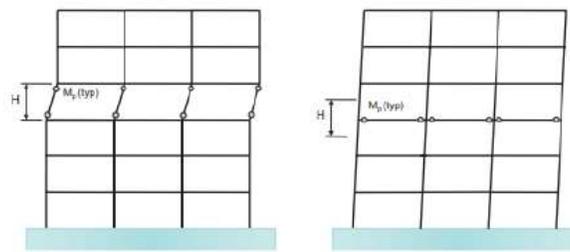
donde los resultados son expresados a partir de imágenes 3D, análisis lineales y no lineales, informes y diseños esquemáticos de fácil lectura.

En la actualidad, es uno de los softwares más utilizados para realizar análisis no lineales en donde se asignan rótulas plásticas a partir de los criterios de aceptación de la ASCE 41-17 y elementos no lineales en núcleos y muros para la caracterización estructural de su ductilidad.

Se sugiere utilizar ETABS en vez de SAP2000 cuando se trabaja con el diseño estructural de edificaciones debido a que este es más especializado en esta área y el segundo abarca otro tipo de estructuras. Por esto, ETABS proporciona la información con la mayor cantidad de detalles y de forma directa, y es capaz de realizar análisis no lineales como el *pushover*.

## 2.8. Cálculo de Resistencia Lateral de un Entrepiso Débil por el Método de Finley A. Charney.

En el capítulo 10 del libro de Finley A. Charney “Cargas sísmicas”, se propone un procedimiento para el análisis de la irregularidad vertical de entrepiso débil, en donde se considera que en una estructura se puede formar un mecanismo en las columnas (Figura 2.16.a) y otro en donde el mecanismo ocurre en las vigas (Figura 2.16.b), aunque se considera que para que ocurra esto deben generarse las rótulas plásticas en las vigas de todos los pisos que conforman la estructura y en la base de las columnas.



a) Mecanismos de Piso

b) Mecanismo de Viga.

**Figura 2.16.** Mecanismos en la estructura debido a la formación de rótulas plásticas.

Fuente: Charney, 2015.

Este procedimiento consiste en la utilización de dos ecuaciones en las cuales se toman en cuenta la altura del entrepiso ( $H$ ) y la sumatoria de momentos del miembro

estructural que genera el mecanismo. Cuando se utilizan los momentos en las columnas ( $M_{pCk}$ ) es porque no se está cumpliendo la relación columna fuerte-viga débil (Figura 2.17.a) y, si se cumple esta relación, se toman los momentos de las vigas ( $M_{pGj}$ ) (Figura 2.17.b).

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{k=1}^m M_{pCk}}{H}$$

$$V_{yi} = \frac{2 \sum_{j=1}^n M_{pGj}}{H}$$

b) Mecanismo de Piso

b) Mecanismo de Viga.

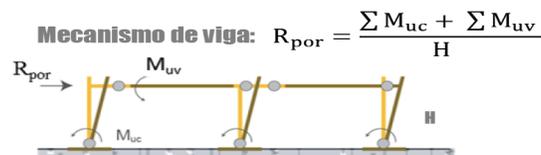
**Figura 2.17.** Ecuaciones para el Cálculo de Resistencia del entrepiso.

Fuente: Charney, 2015.

## 2.9. Cálculo de Resistencia Lateral de un Entrepiso Débil por el Método del Prof. Oscar Andrés López.

El Profesor de la Universidad Central de Venezuela Oscar Andrés López, quien posee un postgrado en ingeniería sismorresistente y un PhD en Berkley California, plantea un procedimiento para el análisis del entrepiso débil en el curso de Actualización de la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019, Construcciones Sismorresistentes, dictado el 10 de diciembre del 2021, basándose en el planteamiento de Finley A. Charney, descrito en la sección 2.8. Este procedimiento se basa en el cálculo de la resistencia de un pórtico a partir de la sumatoria de los momentos resistentes de los miembros estructurales dividido entre la altura del entrepiso, como se observa en la Figura 2.18. Luego, para calcular la resistencia total del piso, se realiza la suma algebraica de la resistencia de todos los pórticos en la dirección a estudiar.

Cuando se incluye el efecto de la tabiquería, propone López que a la resistencia de piso anteriormente calculada se le sume la resistencia que tiene la diagonal equivalente a la tabiquería.

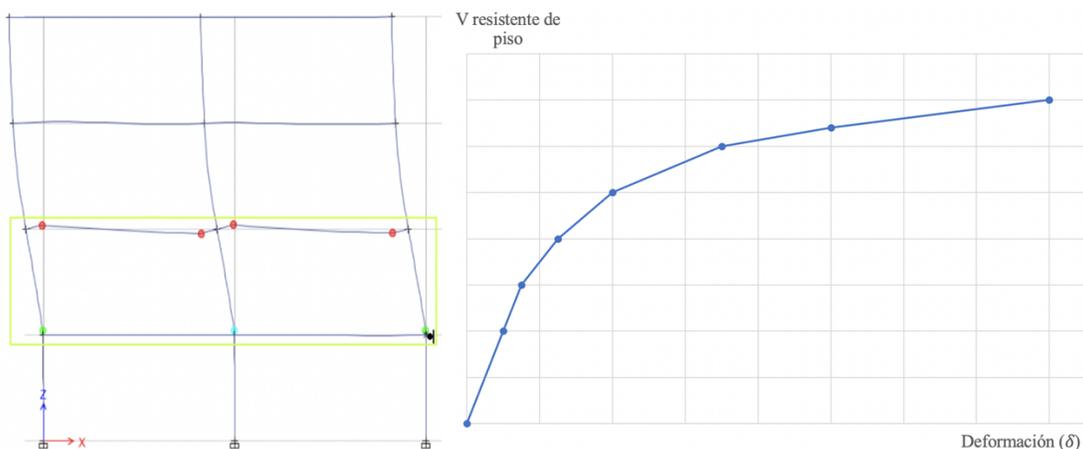


**Figura 2.18.** Resistencia de un piso según el Prof. Oscar Andrés López.

Fuente: López, 2021.

De igual forma, propone que para obtener los momentos resistentes de las columnas se utilice el programa ETABS a partir de las combinaciones y los casos de carga que inciden en la estructura, mientras que el momento en las vigas se calcule a partir de los descrito en la Norma COVENIN 1753:2006.

Mediante el presente Trabajo Especial de Grado, se busca analizar la discontinuidad vertical de la resistencia lateral de entrepiso débil utilizando el método de análisis no lineal estático y tomando en cuenta los métodos propuesto por Charney y el Profesor Oscar Andrés López, para así plantear un procedimiento confiable que permita obtener resultados más precisos en cuanto a la resistencia de un piso determinado en cualquier estructura de concreto armado, en el cual se consideren las relaciones viga-columna, los efectos de corte y flexión de los miembros estructurales y la mampostería.



**Figura 2.19.** Estudio de entrepiso débil por el método de análisis no lineal estático.

## CAPÍTULO III

### 3. MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo se describe de forma concisa las características y la metodología utilizada durante cada etapa de la investigación, así como también las técnicas e instrumentos aplicados, todo en función de lograr los objetivos propuestos y así cumplir con el propósito del Trabajo Especial de Grado, el cual consiste en el análisis de discontinuidad vertical en la resistencia lateral del caso del entrepiso débil.

#### 3.1. Tipo de investigación

De acuerdo al problema planteado y a los objetivos a alcanzar, la investigación que se desarrolla en este Trabajo de Grado se considera de tipo aplicada debido a que se caracteriza por analizar un método real y aplicar los conocimientos adquiridos para la mejora de estrategias y actuaciones concretas, en el desarrollo y mejoramiento de estas, lo que, además, permite innovar en el área de investigación, tal como lo establecen Cívicos y Hernández (2007). En este caso, este tipo de investigación se aplica para poder realizar el análisis del entrepiso débil de una estructura aporticada.

#### 3.2. Diseño de investigación

En el presente Trabajo de Grado el diseño de la investigación corresponde al tipo documental, la cual se entiende como el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza con apoyo en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos. (Hernández, 2006).

#### 3.3. Herramientas para la obtención y análisis de datos

Durante el desarrollo de este Trabajo de Grado se utilizan las siguientes herramientas:

- ETABS, versión 19.1, desarrollado por *Computer & Structures, Inc.*
- Excel, desarrollado por *Microsoft Office.*

El software ETABS es utilizado para los cálculos de análisis de estructuras y el modelado de las mismas, y el Excel, para generar tablas con la información obtenida.

### 3.4.Procedimiento

Los siguientes pasos son los que se deben ejecutar para cumplir con los objetivos propuestos:

- a. Planteamiento de los modelos estructurales a estudiar.

Se plantean los modelos estructurales que se consideren adecuados para representar y estudiar el caso de irregularidad vertical de entrepiso débil con el fin de que sea posible analizar los resultados obtenidos en el programa ETABS para diferentes casos de estudio y, así, poder llegar a una conclusión confiable en base a los mismos.

- b. Definición de las características generales de la edificación.

Se establecen las características de los miembros estructurales a utilizar en los modelos de estudio, así como también la cantidad de pórticos considerados en cada dirección y los pisos que van a tener los mismos. Además, se define el tipo de losa a utilizar, la ubicación de la mampostería y la clasificación estructural según su uso.

- c. Definición de la información básica.

Se definen las propiedades lineales de los materiales que son necesarias para el análisis y las cargas permanentes y vivas que serán aplicadas a los miembros estructurales, considerando la acción que ejerce el peso propio de las losas, el acabado y la tabiquería, así como también el uso destinado para la edificación de los modelos en estudio. También, se definen las combinaciones de cargas para realizar el análisis respectivo y se establecen las dimensiones de los miembros conforman la estructura, definiendo la resistencia de los puntales diagonales que representan las paredes según el material y espesor a utilizar para la mampostería.

- d. Definición de miembros en rango no lineal.

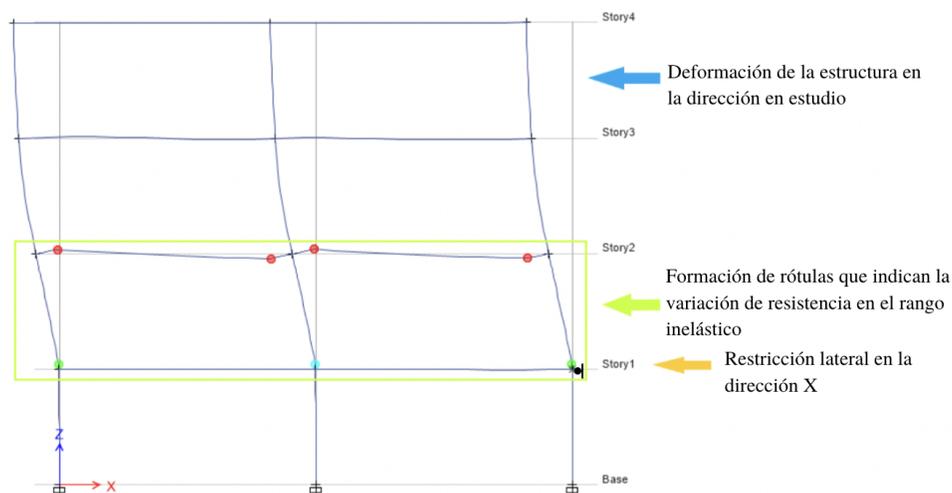
Se determinan las propiedades no lineales de los materiales utilizados, se definen los miembros que se busca que se rotulen según el piso que se esté estudiando en cada modelo y se asignan las rótulas plásticas controladas por fuerza o deformación debido a las acciones de flexión y/o corte en las vigas, columnas y mampostería, según sea el caso.

- e. Definición de condiciones para realizar el método de cálculo de resistencia de un entrepiso propuesto.

Para calcular la resistencia de un piso determinado de una edificación se establece el

método propuesto en este Trabajo Especial de Grado, donde deben asignarse restricciones laterales de la dirección en estudio en los nodos correspondientes al piso mencionado y en todos aquellos que se encuentren debajo de éste, de manera que la deformación lateral que ocurra en dichos pisos debido a las fuerzas actuantes en la estructura no influya en los resultados a obtener al realizar el análisis no lineal estático. Luego, se determina el modo de vibración correspondiente a la dirección con la cual se realizará el estudio y se define el caso de carga del *Pushover* indicando el modo respectivo a la dirección mencionada, así como también el nodo y el desplazamiento considerados de control.

Al definir las condiciones mencionadas, se logrará obtener la resistencia lateral de cualquier piso determinado que se desee evaluar a partir de la curva del *Pushover*, siempre y cuando se trabaje con un entrepiso débil, y será posible visualizar la deformación de la edificación en el sentido de estudio y las rótulas formadas en los miembros estructurales en el momento en el que el piso de interés alcance su resistencia máxima, tal como se muestra en la Figura 3.1.



**Figura 3.1.** Representación gráfica de la deformación de un pórtico sencillo cuando el piso 2 alcanza su resistencia máxima al aplicar las condiciones del método propuesto.

f. Resultados del programa ETABS.

Una vez definidas todas las características de cada modelo mencionadas en los pasos previos, se corre el programa ETABS y se extraen los resultados de interés para realizar el análisis del entrepiso débil, tales como: diagrama de interacción de las columnas, momentos últimos resistentes de vigas y columnas, y la curva de *Pushover*, a partir de la

cual se identifica el paso de falla del piso en estudio junto con la resistencia y desplazamiento del mismo.

- g. Cálculo de la resistencia lateral de los pisos en estudio.

Se aplican los métodos propuestos por Finley A. Charney y por el Profesor Oscar Andrés López, descritos en la sección 2.9 y 2.10, a partir de los resultados de momentos últimos resistentes extraídos en el paso previo.

- h. Análisis de la irregularidad vertical de entrepiso débil cada modelo estructural.

Con base en los resultados obtenidos para cada método, se verifican los criterios de aceptación descritos en la Norma COVENIN 1756-1:2019 para dicha irregularidad.

- i. Comparación de resultados obtenidos en los métodos de análisis.

Finalmente, se comparan los resultados obtenidos mediante la implementación de los métodos de Finley A. Charney, del Profesor Oscar López y por el del análisis no lineal estático, con el fin de verificar si se presenta la irregularidad vertical de entrepiso débil en cada caso y de esa manera llegar a definir cuál es el procedimiento más confiable para determinar la resistencia de un piso, así como, a su vez, plantear las recomendaciones que se consideren importantes.

## CAPÍTULO IV

### 4. DESARROLLO

#### 4.1. Modelos Estructurales de Estudio

Para analizar la discontinuidad vertical de la resistencia lateral de entrepiso débil se plantearon ocho modelos estructurales similares pero con características determinadas que diferencian uno de otro, con la finalidad de evaluar la resistencia de un piso en específico en cada uno de ellos y verificar la irregularidad vertical mencionada.

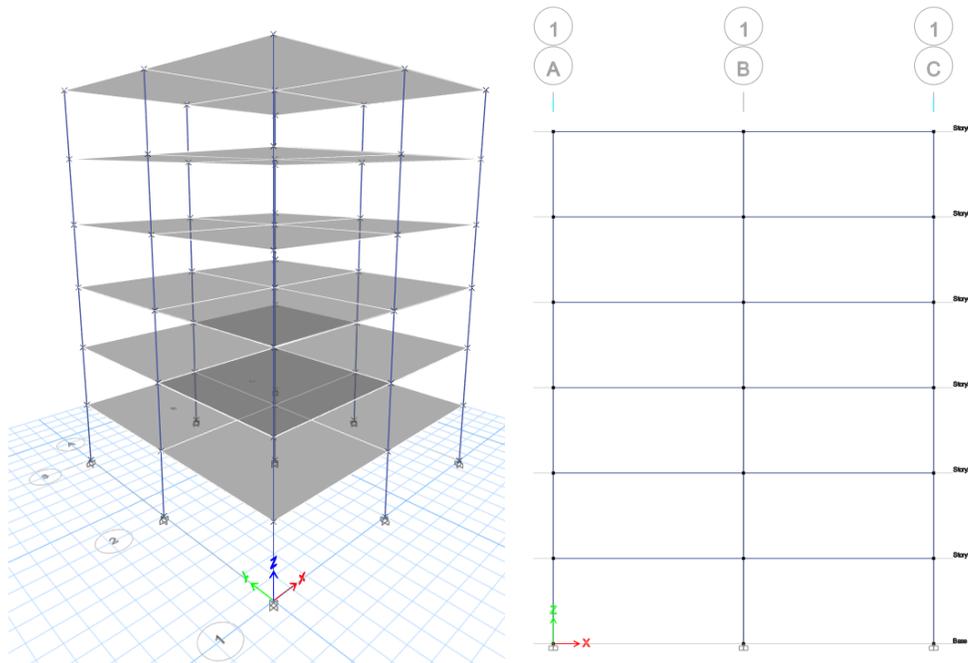
Las estructuras que serán estudiadas consisten en un sistema aporticado conformado por vigas y columnas de concreto reforzado, las cuales constan de tres pórticos en ambos sentidos y un total de seis niveles cada una, los cuales están conformados por losas macizas de concreto reforzado. Los modelos estructurales que se realizaron para estudiar en este Trabajo Especial de Grado son los que se nombran a continuación:

- a. Modelo A1: No contiene mampostería en ningún piso y se le asignan rótulas plásticas dúctiles de momento a las vigas y columnas del piso 1, y de corte solo a las columnas del mismo piso.
- b. Modelo A2: Similar al modelo A1, con la diferencia de que las rótulas plásticas dúctiles se asignan en el piso 2 y, además, se establece una restricción lateral en la dirección X en los nodos del pórtico C del piso 1.
- c. Modelo B1: Contiene mampostería en todos los pisos menos en el primero. Se le asignan rótulas plásticas dúctiles de momento a las vigas y columnas del piso mencionado, y de corte sólo a las columnas del mismo piso.
- d. Modelo B2: Similar al modelo B1, pero en este caso se le asignan rótulas dúctiles en las vigas y columnas y rótulas frágiles a los puntales diagonales del piso 2. Además, se establece una restricción lateral en la dirección X en los nodos del pórtico C del piso 1.
- e. Modelo C1: Similar al Modelo B1 en cuanto a la presencia de mampostería y a la asignación de rótulas, pero ahora considerando que el modelo se encuentra en un talud inclinado, lo que genera que las columnas del piso 1 tengan distintas alturas.

En este caso, las dimensiones de las vigas son mayores a las utilizadas en los modelos anteriores.

- f. Modelo C2: Se consideran los efectos de columna corta y viga alta, tal como en el Modelo C1, pero en este caso se le asignan rótulas plásticas dúctiles a las vigas y columnas del piso 2 y de corte sólo a las columnas del mismo piso y también se les asignan rótulas frágiles a los puntales diagonales del piso 2. Además, se establece una restricción lateral en la dirección X en los nodos del pórtico C del piso 1.
- g. Modelo D1: Similar al modelo B1 en cuanto a la presencia de mampostería y la asignación de rótulas plásticas, pero ajustando las dimensiones de vigas y columnas, así como también la cantidad de acero de refuerzo colocado con el fin de que se mantenga una relación columna fuerte-viga débil.
- h. Modelo D2: Parte de las características de mampostería, rótulas y restricción lateral mencionadas en el modelo B2, pero se ajustan las dimensiones de vigas y columnas, así como también la cantidad de acero de refuerzo colocado con el fin de que se mantenga una relación columna fuerte-viga débil.

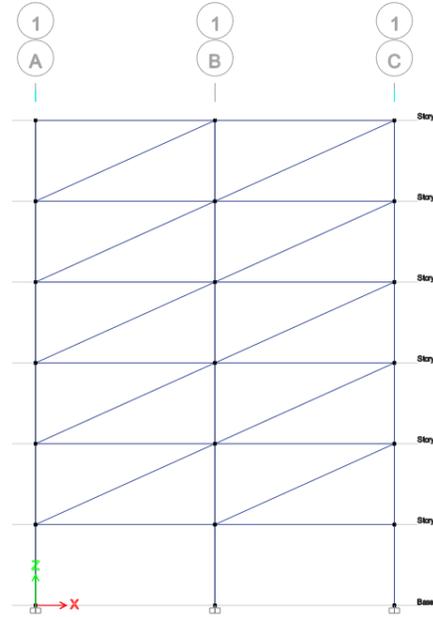
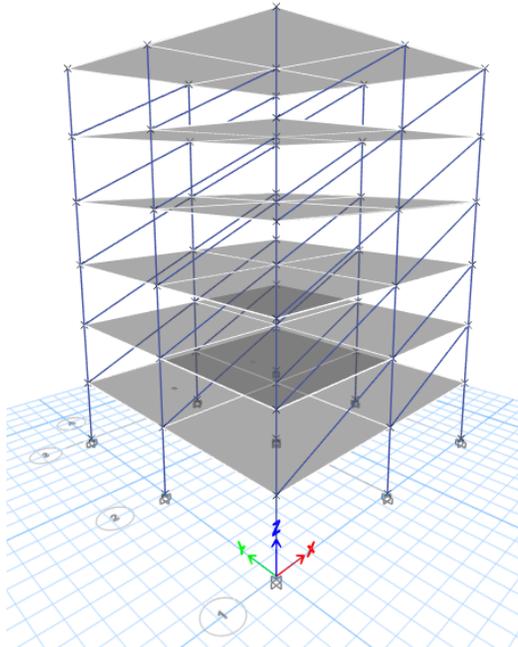
En las Figuras 4.1, 4.2 y 4.3, se encuentra la representación de los ocho modelos previamente descritos donde se agruparon en tres grupos por tener vista en 3D y en elevación del pórtico 1 tan similares.



a) Vista en 3D

b) Vista en elevación del pórtico 1

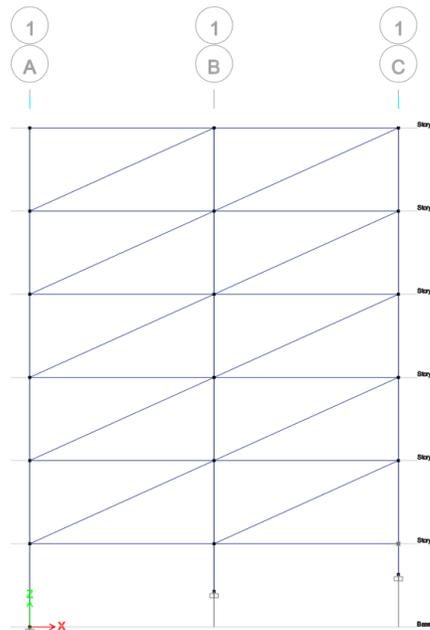
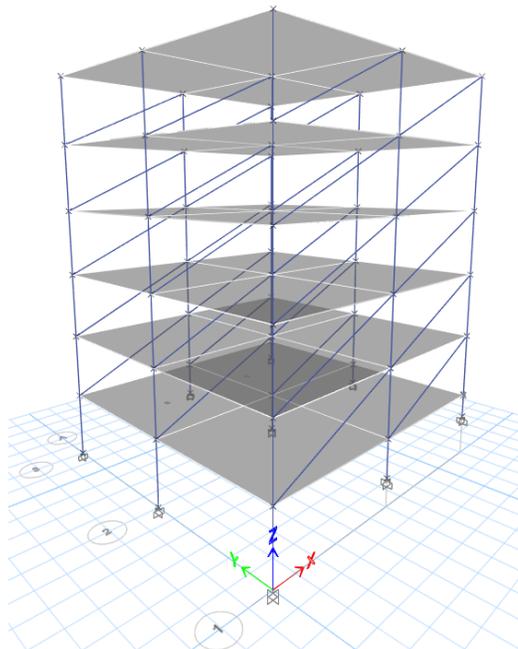
**Figura 4.1. Modelo estructural A1 y A2.**



a) Vista en 3D

b) Vista en elevación del pórtico 1

**Figura 4.2. Modelo estructural B1, B2, D1 y D2.**



a) Vista en 3D

b) Vista en elevación del pórtico 1

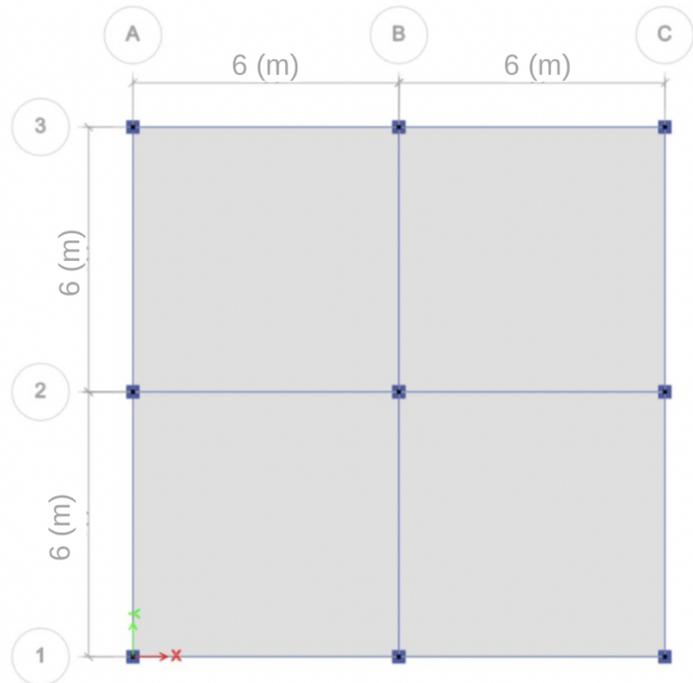
*Figura 4.3. Modelo estructural C1 y C2.*

## **4.2. Características Generales de las Edificaciones**

Como se mencionó anteriormente, las estructuras que serán evaluadas consisten en un sistema aporricado conformado por vigas y columnas de concreto reforzado con presencia de mampostería no confinada en la mayoría de los modelos, los cuales cuentan con dimensiones de los miembros estructurales y cantidades de acero de refuerzo definidos según las normas sismorresistentes vigentes para el año de sus respectivas construcciones, es decir, el procedimiento a realizar en este Trabajo Especial de Grado aplica para cualquier estructura de concreto reforzado sin necesidad de basarse en alguna norma sismorresistente en específico.

En la Norma COVENIN 1756-1:2019, estas estructuras serían categorizadas como Tipo I, donde se indica que ante las acciones sísmicas los miembros se deforman principalmente por flexión y se cumplen las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. También, conformarían el grupo de importancia B2, correspondiente a construcciones comunes, debido a que no cumplen con la condición de alta ocupación.

Las estructuras constan de tres pórticos en ambos sentidos con una luz de 6 metros de eje a eje, conformando un área de  $144 \text{ m}^2$  (Figura 4.4). Está compuesto por seis niveles, con una altura de entrepiso igual a 2,7 metros, obteniendo una altura total de la edificación de 16,2 metros, y con losas macizas de concreto reforzado de 20 centímetros de espesor. En los modelos con mampostería, estas se encuentran en la dirección X y están distribuidas de diferente forma en cada uno de ellos. Es importante destacar que, los modelos C presentan diferencia en la altura de las columnas del primer piso, en el pórtico A tienen una altura de 2,7 m, en el B de 1,5 m y en el C de 0,8 m.



*Figura 4.4. Vista en planta.*

### 4.3. Definición de información básica

#### 4.3.1. Propiedades Lineales de los Materiales.

En esta sección, se mencionan las propiedades lineales del concreto y del acero de refuerzo para poder realizar el diseño de la estructura, así como también las propiedades de la mampostería (Tabla 4.1), considerando que para este último se utilizó una unidad hueca de arcilla y un mortero tipo I, lo cual define su resistencia de diseño a compresión ( $f'm$ ), según lo que se establece en la sección 2.2.3.

**Tabla 4.1**

*Propiedades Lineales de los Materiales.*

Concreto		
$f_c$	250	Kgf/cm <sup>2</sup>
P. Unitario	2,4	Tonf/m <sup>3</sup>
E	238.752	Kgf/cm <sup>2</sup>
Acero de Refuerzo		

Fy	4.200	Kgf/cm <sup>2</sup>
P. Unitario	8	Tonf/m <sup>3</sup>
E	2.100.000	Kgf/cm <sup>2</sup>
Fu	6.330	Kgf/cm <sup>2</sup>
Fye	5.250	Kgf/cm <sup>2</sup>
Fue	6.960	Kgf/cm <sup>2</sup>
Mampostería		
f <sub>p</sub>	> 120	Kgf/cm <sup>2</sup>
f <sub>m</sub>	40	Kgf/cm <sup>2</sup>
E <sub>m</sub>	24.000	Kgf/cm <sup>2</sup>

#### 4.3.2. Carga Permanente y Variable

Se calculan las cargas permanentes y variables correspondientes al tipo de edificación que incidieron en el análisis, obtenidas según la Norma COVENIN 2002-88 (Tabla 4.2), considerando los siguientes aspectos:

- a. La carga permanente está conformada por el peso propio de la losa maciza de 20 cm de espesor, por la tabiquería y el friso, correspondiente a los bloques de arcilla de la mampostería, y por el acabado final.
- b. El valor de carga variable corresponde al uso de las edificaciones considerado (viviendas), tomando en cuenta que el ambiente de cada piso consiste en habitaciones, pasillos internos, vestuarios, entre otros, y que el techo de las estructuras tiene una pendiente menor al 15%.

**Tabla 4.2**

*Cargas de Diseño según la Norma COVENIN 2002-88 (kgf/m<sup>2</sup>).*

Permanente					Variable		
Peso Propio	Losa	Tabiquería	Friso	Acabado	Total	Losa	Techo
500		150	120	30	800	175	100

**4.3.3. Combinaciones de Carga para Determinar Momentos Resistentes**

Las combinaciones de carga utilizadas, obtenidas de la Norma COVENIN 1756-1:2019, son aquellas en las que no influyen la sobrerresistencia y los efectos de los movimientos sísmicos no influyen, la cuales se encuentran a continuación.

$$U = 1,4 CP \tag{5}$$

$$U = 1,2 CP + 1,6 CV \tag{6}$$

**4.3.4. Propiedades Estructurales**

Como se está considerando que se está trabajando con estructuras ya construidas que van a ser evaluadas, se propusieron las siguientes dimensiones de vigas y columnas en los diferentes modelos estructurales con el fin de que se logren evidenciar adecuadamente las rótulas plásticas que se espera que se formen y que se cumplan las condiciones de relación viga-columna requeridas en cada caso.

**Tabla 4.3**

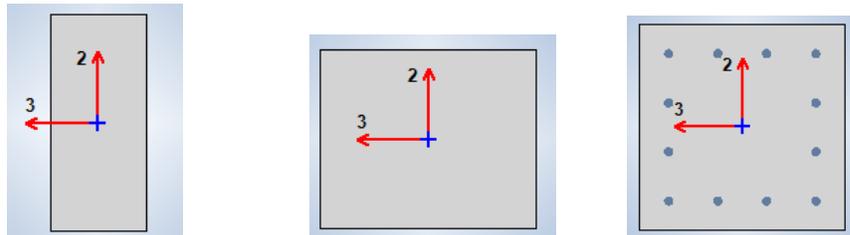
*Dimensiones de Vigas y Columnas de Todos los Modelos (cm).*

Miembro	A1, A2, B1, B2, C1, C2	D1, D2
Columna Piso 1-3	40x40	50x50
Columna Piso 4-6	35x35	45x45
Viga	35x80	40x45

Para realizar el análisis correspondiente, se consideró que en los modelos A, B y C las columnas cuentan con un refuerzo longitudinal de 12 cabillas de 5/8 de pulgada, 4 en cada cara y con refuerzo transversal conformado por cabillas de 3/8 de pulgada, separadas cada 7 cm, mientras que las vigas cuentan con un acero de refuerzo superior de 21 cm<sup>2</sup> e inferior de 11 cm<sup>2</sup>.

En cuanto al modelo D, se consideró que las columnas cuentan con un refuerzo

longitudinal de 12 cabillas de  $\frac{7}{8}$ " de pulgada, 4 en cada cara y el acero transversal está conformado por cabillas de  $\frac{1}{2}$  pulgada, separadas cada 10 cm, mientras que las vigas cuentan con acero de refuerzo superior de  $17 \text{ cm}^2$  e inferior de  $8,5 \text{ cm}^2$ .



a) Vigas de modelos A, B y C    b) Vigas de modelo D.    c) Columnas

**Figura 4.5.** Secciones transversales de los miembros de los modelos estructurales.

En la evaluación de la resistencia de la mampostería se utilizaron los dos procedimientos mencionados anteriormente en la sección 2.2.2. En ambos métodos se utiliza la siguiente ecuación para obtener la resistencia, en donde “a” es el ancho de la biela y “t” el espesor de la pared.

$$\text{Resistencia} = f'_m \cdot a \cdot t \quad [7]$$

En el método del Prof. OAL, se considera que la resistencia a compresión de la mampostería es de  $13 \text{ kgf/cm}^2$ , pero como este valor no se encuentra en la norma COVENIN 5008:2019 para unidades huecas de arcilla propuesto, se consideró conveniente aplicar este método considerando también un valor de  $40 \text{ kgf/cm}^2$ , a partir del cual se definió el módulo de elasticidad correspondiente en cada caso. Además, se tomó en cuenta que el procedimiento requiere la consideración de la reducción del ancho efectivo del puntal por aberturas descrito en la siguiente ecuación.

$$\lambda = 1 - 2\alpha_w^{0.54} + \alpha_w^{1.14} \quad [8]$$

Donde:

- $\alpha$ : área abertura/ área pared.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos al aplicar el método del Prof. Oscar López descrito anteriormente, en los modelos de estudio, donde se considera que las paredes propuestas no contarán con aberturas.

**Tabla 4.4**

*Dimensiones de la Diagonal Equivalente y su Resistencia por Oscar Andrés López considerando valores distintos de de f'm.*

f'm	13	40	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	7800	24000	kgf/cm <sup>2</sup>
Espesor de mampostería	0,2	0,2	m
Longitud de la diagonal (D)	6,58	6,58	m
Ancho de la biela	1,64	1,64	m
Área abertura	0,00	0,00	m <sup>2</sup>
Área de la sección transversal de pared	0,33	0,33	m <sup>2</sup>
$\alpha$	0	0	-
$\lambda$	1	1	-
Ancho definido para la biela	1,64	1,64	m
Resistencia del puntal a compresión	42.767	131.590	kgf

Por otro lado, se aplicó el procedimiento del INGEES donde se utiliza la siguiente ecuación propuesta por Mainstone (1971) para el cálculo del ancho del puntal.

$$a = 0.175 \cdot D \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4} \quad [9]$$

Donde:

- D: Longitud de la diagonal.
- h: Altura de mampostería.

En el cual el valor de  $\lambda$  se obtiene mediante la ecuación de Strafford-Smith y Carter.

$$\lambda = \left( \frac{E_m \cdot t \cdot \sin(2 \cdot \phi)}{4 \cdot E_c \cdot I_{col} \cdot h} \right)^{0.25} \quad [10]$$

Donde:

- Em: Módulo de elasticidad de la mampostería.
- Ec: Módulo de elasticidad del concreto.
- I: Inercia.
- $\phi$ : Ángulo de la diagonal con respecto a la luz entre columnas.

Los parámetros geométricos se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones:

$$h = H - 2 \cdot \left( \frac{h_{viga}}{2} \right) \quad [11]$$

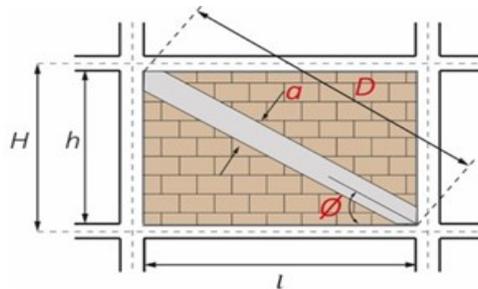
$$L = L_{ejes} - 2 \cdot \left(\frac{h_{col}}{2}\right) \quad [12]$$

$$\phi = \text{atan}\left(\frac{h}{L}\right) \quad [13]$$

$$D = \sqrt{L^2 + h^2} \quad [14]$$

Donde:

- H: Altura de piso.
- $h_{viga}$ : Altura de la viga.
- $h_{col}$ : Altura de la columna.
- $L_{ejes}$ : Distancia entre ejes de columna.



**Figura 4.6.** Representación gráfica de los parámetros geométricos considerados.

Fuente: INGEES, s/f.

En la aplicación de este método, se calculó la resistencia del puntal diagonal considerando el valor de resistencia a compresión recomendados por la Norma COVENIN 5008:2019 para unidades huecas de arcilla de 40 kgf/cm<sup>2</sup> para todos los modelos en estudio.

A continuación, se presentan los valores de los parámetros geométricos utilizados en el cálculo, seguido de los resultados obtenidos a partir de ellos para conocer el ancho efectivo y la resistencia de la diagonal equivalente para cada uno de los modelos, tomando que la altura de todos los pisos que contienen mampostería es de 2.7 metros, y las dimensiones de las vigas y columnas presentadas en la Tabla 4.3.

**Tabla 4.5**

*Dimensiones de la Diagonal Equivalente.*

	B1, B2, C1, C2	D1,D2	
Altura mampostería (h)	1,9	2,45	m
Longitud mampostería (L)	5,6	5,45	m
Espesor mampostería (t)	0,2	0,2	m
$\phi$	18,74	24,21	°
Longitud de la diagonal (D)	5,91	5,98	m
Inercia de la columna (I)	2,13E-03	7,63E-03	m <sup>4</sup>
$\lambda$	0,93	0,62	1/m

**Tabla 4.6**

*Resultados de Ancho Efectivo y Resistencia de la Diagonal Equivalente por el Método de INGEES.*

	B1, B2, C1, C2	D1,D2	
Ancho efectivo (a)	0,82	0,88	m
	82	88	cm
Resistencia del puntal a compresión (R)	65.873	52.968	kgf

Luego de evaluar los resultados de ambos métodos descritos previamente y compararlos entre sí, se tomaron las dimensiones obtenidas por el procedimiento del Profesor Oscar Andrés López considerando que el valor de  $f'm$  es de 40 kgf/cm<sup>2</sup> para hacer el cálculo de resistencia del pórtico por los tres métodos que se evaluarán en este Trabajo Especial de Grado, debido a que aporta una resistencia adecuada para el análisis que se desea realizar en el piso donde se espera que se generen las rótulas.

#### **4.4. Definición de Miembros en Rango No Lineal**

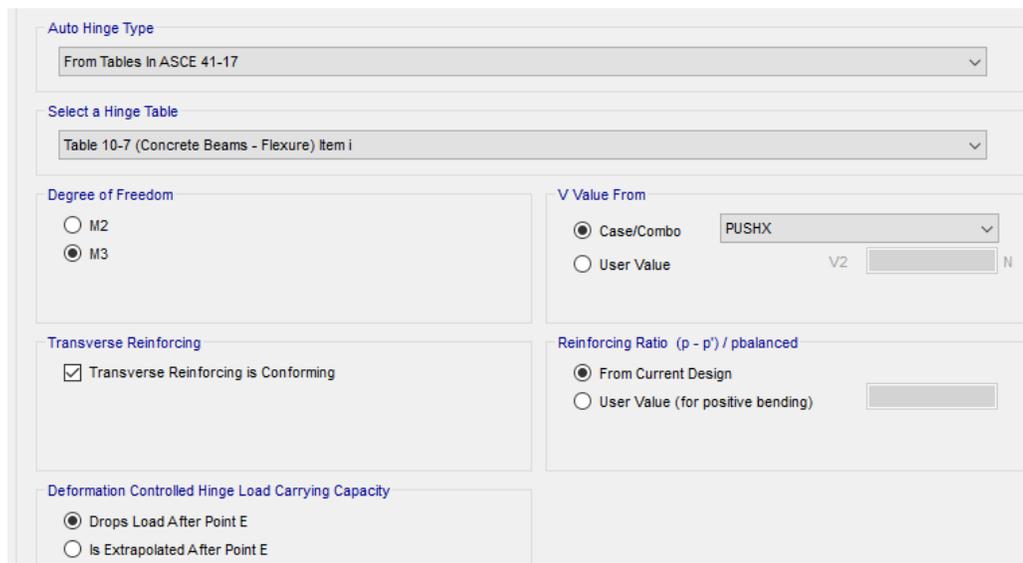
La respuesta de las estructuras en el rango no lineal se determina mediante la definición de los miembros en donde se espera que se generen las rótulas plásticas, siendo las vigas, columnas y mampostería en el piso de estudio, según corresponda con cada uno de los diferentes modelos estructurales. La asignación de rótulas se realizó de forma

automática debido a que de esta manera el software es capaz de generar las curvas de acción-deformación uniaxial requeridas en el análisis. En el caso de las vigas y columnas se asignaron en los extremos, a una distancia del 5% y 95% de la longitud respectiva, y en el caso de la mampostería se le asignó la rótula justo en la mitad de su longitud.

#### 4.4.1. Vigas

Se asignaron rótulas por flexión (M3) a partir de la Tabla 10-7 de la ASCE 41-17, considerando que el acero de refuerzo longitudinal utilizado en el diseño del miembro se utilizará para determinar el valor del factor “ $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{balanceado}}$ ”, y que el acero de refuerzo transversal está separado por una distancia menor o igual a un tercio de la altura útil de la sección y, a su vez, proporciona una resistencia de al menos  $\frac{3}{4}$  del corte, por lo que se considera que es conforme. Además, se establece que el valor del corte está definido por el caso de carga correspondiente al *Pushover* y que la capacidad de carga de la rótula controlada por deformación alcance hasta el Punto E, explicado anteriormente en la sección 2.5.3.

A continuación, se presenta la Figura 4.7 donde se puede observar cómo fueron definidas las condiciones mencionadas anteriormente en el programa ETABS.



The screenshot shows the 'Auto Hinge Type' dialog box in ETABS. The settings are as follows:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), PUSHX
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

**Figura 4.7.** Definición automática de rótulas por flexión en vigas.

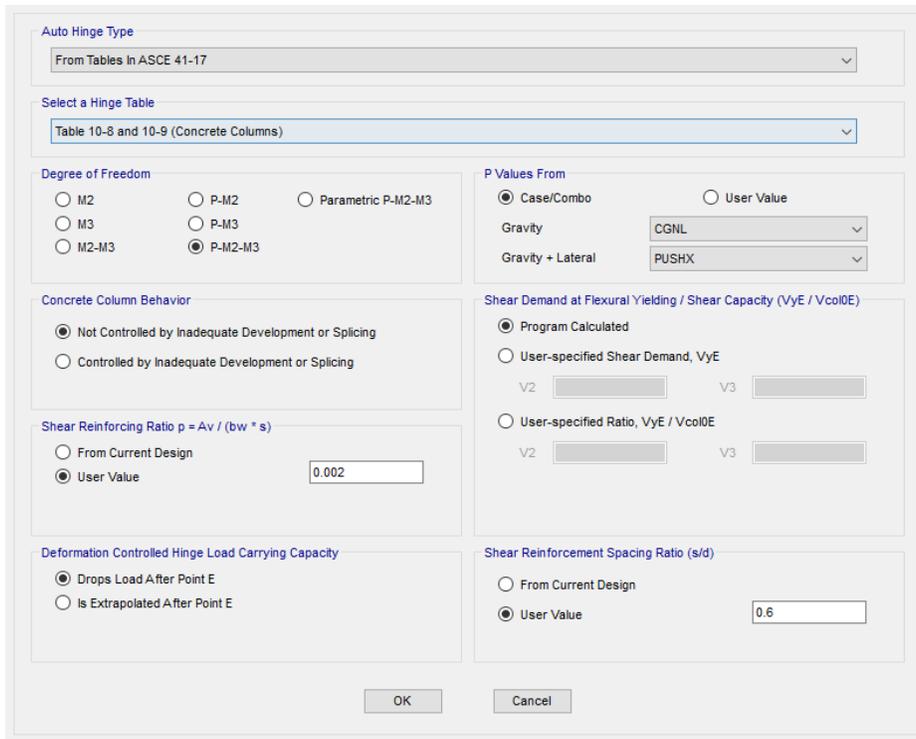
#### 4.4.2. Columnas

En este caso, se asignan rótulas de flexocompresión biaxial (P-M2-M3) basándose en las tablas 10-8 y 10-9 de las ASCE 41-17, así como se le asignan rótulas de corte basándose en un comportamiento dúctil.

##### 4.4.2.1. Rótulas de flexocompresión biaxial

###### 4.4.2.1.1. Casos de columna débil - viga fuerte

Para los modelos A, B y C, se utilizó un refuerzo de corte de dos cabillas de  $\frac{3}{8}$ " separadas 20 cm, obteniendo así una cuantía de 0,002 y una relación de espacio de 0,6. Además, se establece que el valor de corte está definido por el caso de carga gravitacional no lineal y por el correspondiente al *Pushover* para el caso gravitacional y lateral, tal como se indica en la Figura 4.8. También, se considera que el comportamiento de la columna no está controlado por un desarrollo inadecuado o empalme, que la demanda del corte en fluencia por flexión sea calculada por el programa y que la capacidad de carga de la rótula controlada por deformación esté definida igual que para las vigas.



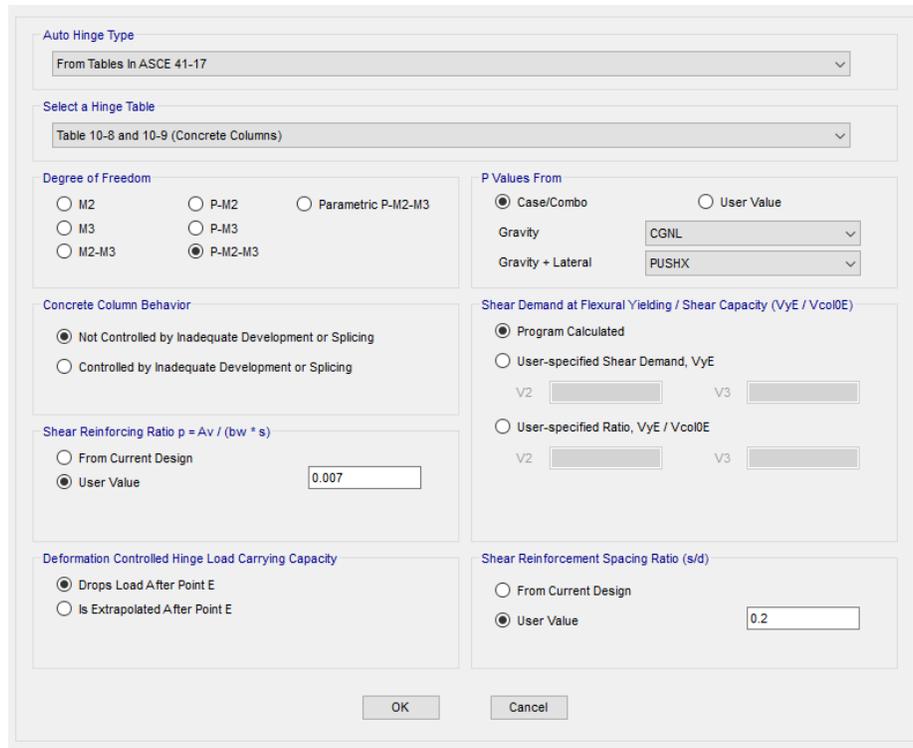
The screenshot shows a software dialog box for defining automatic hinges. Key settings include:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:** P-M2-M3 (selected)
- P Values From:** Case/Combo (selected), Gravity: CGNL, Gravity + Lateral: PUSHX
- Concrete Column Behavior:** Not Controlled by Inadequate Development or Splicing (selected)
- Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$ :** User Value (selected), 0.002
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity ( $V_yE / V_{col0E}$ ):** Program Calculated (selected)
- Shear Reinforcement Spacing Ratio ( $s/d$ ):** User Value (selected), 0.6

Figura 4.8. Definición automática de rótulas por flexocompresión en columnas débiles.

#### 4.4.2.1.2. Caso de columna fuerte - viga débil

Para el modelo D, se consideró un refuerzo de corte de tres cabillas de ½” separadas 10 cm con un recubrimiento de 4 cm obteniendo una cuantía de 0,007 y una relación de espacios de 0,2. Los demás parámetros mencionados en el caso anterior se mantuvieron definidos de igual manera en este caso.



The screenshot shows a software dialog box with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables in ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
  - M2
  - M3
  - M2-M3
  - P-M2
  - P-M3
  - Parametric P-M2-M3
  - P-M2-M3
- Concrete Column Behavior:**
  - Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
  - Controlled by Inadequate Development or Splicing
- Shear Reinforcing Ratio  $p = A_v / (b_w * s)$ :**
  - From Current Design
  - User Value: 0.007
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
  - Drops Load After Point E
  - Is Extrapolated After Point E
- P Values From:**
  - Case/Combo
  - User Value
  - Gravity: CGNL
  - Gravity + Lateral: PUSHX
- Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity ( $V_yE / V_{col0E}$ ):**
  - Program Calculated
  - User-specified Shear Demand,  $V_yE$
  - User-specified Ratio,  $V_yE / V_{col0E}$
- Shear Reinforcement Spacing Ratio ( $s/d$ ):**
  - From Current Design
  - User Value: 0.2

*Figura 4.9. Definición automática de rótulas por flexocompresión en columnas fuertes.*

#### 4.4.2.2. Rótulas de corte

Considerando que el comportamiento de la rótula está controlado por deformación, se asignan las rótulas de corte de la siguiente manera, como se observa en la Figura 4.10.

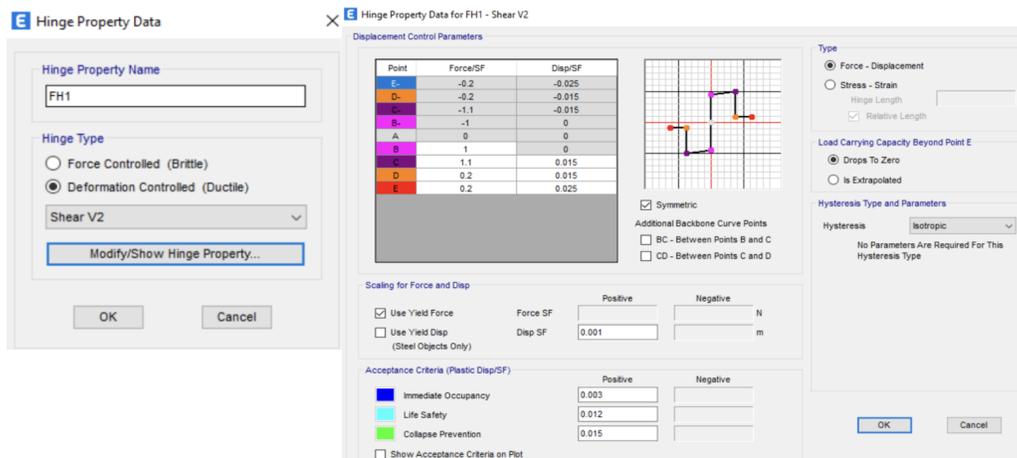


Figura 4.10. Definición de rótulas por corte en columnas.

### 4.4.3. Mampostería

Las rótulas asignadas a la mampostería son rótulas plásticas controladas por fuerza, es decir, son de tipo “*Brittle*” en donde se especifica la resistencia mínima asociada tal como se explica en la sección 2.6.2. La resistencia asignada a la rótula corresponde al valor obtenido como resistencia a compresión del puntal diagonal en la sección 4.4, y se establece que la rótula es simétrica, lo que quiere decir que va a trabajar tanto para compresión como para tracción. Los criterios de aceptación correspondientes a los niveles de diseños adoptados son los propuestos por el software, tal como se observa en la Figura 4.11.

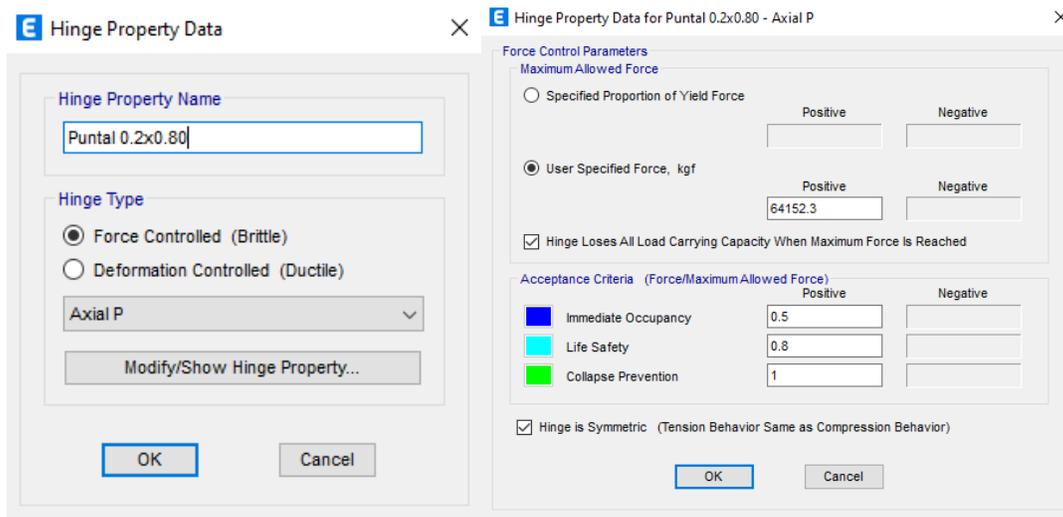


Figura 4.11. Ejemplo de definición de la rótula Brittle para la mampostería (Modelo A).

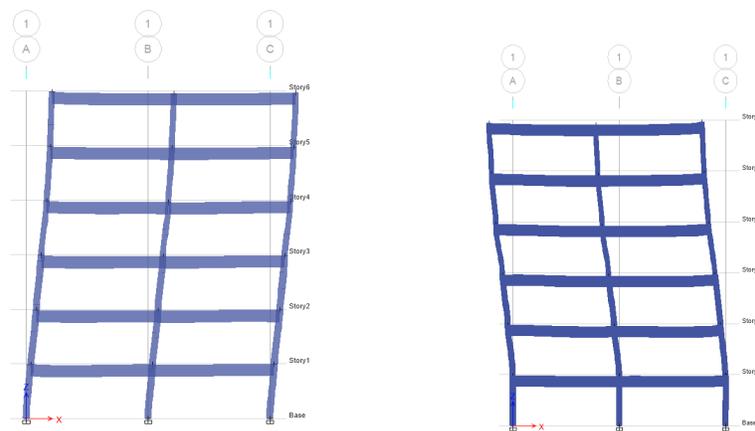
#### 4.5. Definición de Condiciones para realizar el Método de cálculo de Resistencia de un Entrepiso Propuesto

En todos los modelos estructurales a evaluar se estableció que la dirección de estudio sería la correspondiente a “X”, por lo que es necesario asignar las restricciones laterales en esa dirección en los nodos que corresponda para cada caso y definir los casos de carga del *Pushover* en los ocho modelos estudiados, tal como se explica a continuación.

##### 4.5.1. Restricciones Laterales

Las restricciones laterales se deben asignar en los nodos del pórtico que se encuentre en un extremo de la estructura, a la altura del piso al que se le calculará su resistencia y en todos los pisos inferiores, de manera que impida el movimiento de los mismos en el sentido de estudio definido.

Por esta razón, los modelos en los cuales se busca determinar la resistencia del piso 1 no requieren de alguna restricción lateral ya que, al ser el piso base del edificio, todos los nodos se encuentran empotrados al suelo (Figura 4.12.a). En cambio, para los modelos donde se busca determinar la resistencia del piso 2, fueron asignadas las restricciones laterales en los nodos del pórtico C a la altura de este piso, a 2,7 metros con respecto al suelo (Figura 4.12.b)



a) Base empotrada

b) Restricción lateral en piso 1

**Figura 4.12.** Representación de la asignación de restricción lateral en P1 y P2 en el Modelo A.

Tal como se observa en la Figura anterior, se asignaron las restricciones laterales correspondientes de la misma manera en cada caso según el piso de estudio para los ocho modelos restantes.

**4.5.2. Pushover**

Para obtener la curva de *Pushover* se definió el caso de carga *PUSHX*, el cual trabaja a partir de los resultados de caso de carga gravitacional no lineal, considerando los siguientes aspectos para cada uno de los modelos:

- a. El modo de vibración en el cual ocurra movimiento traslacional en la dirección X.
- b. El nodo de control en el piso estudiado.
- c. La magnitud del desplazamiento de control.

A continuación, se presenta la Tabla 4.7 donde se puede observar la definición de los aspectos anteriormente mencionados para el caso de carga *PUSHX* en cada uno de los modelos.

**Tabla 4.7**

*Aspectos para la Definición del Pushover de Cada Modelo.*

	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Modo de Vibración	2	2	2	3	3	3	2	3
Nodo de Control	Piso 1	Piso 2						
Desplazamiento de Control (cm)	48	48	48	50	12	60	60	60

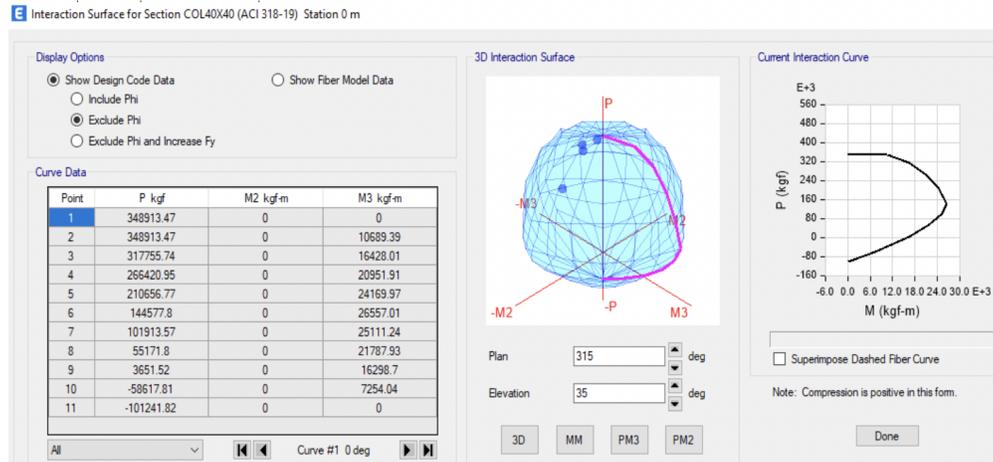
Es importante destacar que el desplazamiento de control máximo es igual al 4% de la altura del edificio, en todos los modelos estudiados este corresponde a 64 cm, considerando una altura total de 16,2 m.

**4.6. Resultados del Programa ETABS**

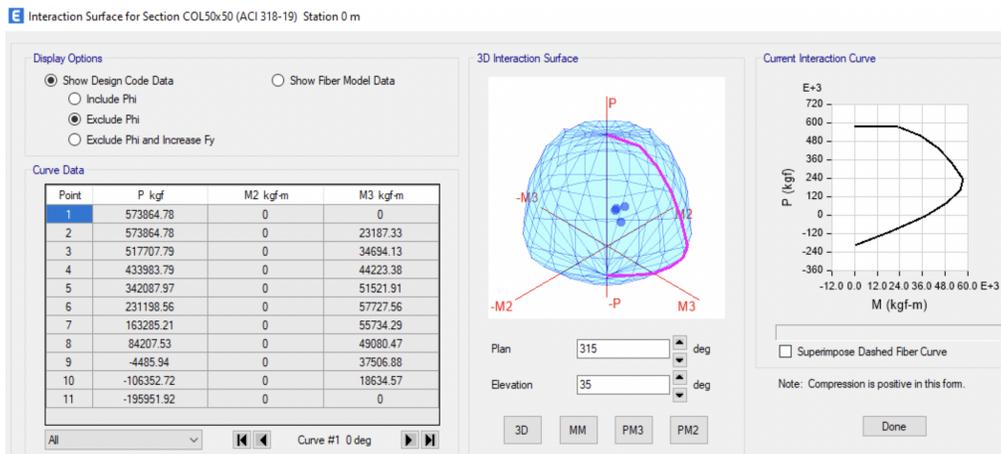
Partiendo de los pasos anteriores, se corrió el programa ETABS para cada uno de los modelos con el fin de obtener los resultados del diagrama de interacción de las columnas, los momentos últimos que llegan a resistir las vigas cuando el piso de estudio alcanza su máxima resistencia y los referentes al análisis no lineal estático, *Pushover*.

### 4.6.1. Diagrama de Interacción

El diagrama de interacción es la interpretación gráfica del comportamiento de la sección de las columnas cuando se encuentran sometidas a una fuerza axial ( $P$ ) y a un momento resistente ( $M$ ), el cual se ve afectado por el esfuerzo de cedencia del acero ( $F_y$ ) y el factor de minoración “Phi”, que no fue considerado en la extracción de resultados de los modelos analizados, con el fin de obtener valores de momento resistente mayores, los cuales se observan en las Figura 4.13 y 4.14.



*Figura 4.13. Diagrama de interacción para las columnas para los modelos A, B y C.*



*Figura 4.14. Diagrama de interacción para las columnas para el modelo D.*

### 4.6.2. Momentos Últimos

Los momentos últimos resistentes de los miembros estructurales de todos los modelos se calcularon con base en los resultados extraídos en la sección anterior del

diagrama de interacción para el caso de las columnas, así como con base en la cantidad de acero longitudinal colocado para el caso de las vigas.

El procedimiento realizado para las columnas consistió en determinar la fuerza axial máxima y mínima a las que están sometidas según las distintas combinaciones de carga descritas en la sección 4.3.3, con el fin de tomar aquella que tenga un menor valor absoluto como la carga axial correspondiente al momento último resistente de la columna, que se logra obtener mediante la interpolación de los valores presentados en el diagrama de interacción de las columnas en la Figura 4.13 y 4.14, según corresponda a cada modelo estructural. Los valores obtenidos de momentos últimos se encuentran en las Tablas 4.8, 4.9, 4.10 y 4.11.

**Tabla 4.8**

*Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo A1 y A2 (kgf.m).*

Pórtico	Modelo A1			Modelo A2		
	A	B	C	A	B	C
1	23.960	25.884	23.960	22.963	26.099	22.963
2	25.871	17.715	25.871	26.106	21.938	26.106
3	23.960	25.884	23.960	22.963	26.099	22.963

**Tabla 4.9**

*Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo B1 y B2 (kgf.m).*

Pórtico	Modelo B1			Modelo B2		
	A	B	C	A	B	C
1	24.230	26.144	24.175	23.227	25.874	23.151
2	25.619	18.799	25.680	25.210	16.800	25.240
3	24.175	26.144	24.230	23.151	25.874	23.227

**Tabla 4.10**

*Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo C1 y C2 (kgf.m).*

Pórtico	Modelo C1			Modelo C2		
	A	B	C	A	B	C
1	24.996	25.580	24.824	23.885	26.381	23.826
2	25.181	16.946	25.107	24.990	14.770	24.799
3	24.996	25.580	24.824	23.885	26.381	23.826

**Tabla 4.11**

*Momentos Últimos de las Columnas para el Modelo D1 y D2 (kgf.m).*

Pórtico	Modelo D1			Modelo D2		
	A	B	C	A	B	C
1	48.312	52.856	55.340	49.916	55.153	49.954
2	53.579	57.220	53.542	55.809	54.279	55.777
3	48.312	52.856	48.395	49.916	55.153	49.954

En el caso de las vigas, se calcularon los momentos resistentes en los extremos de estas considerando el acero de refuerzo descrito en la sección 4.3.4, siguiendo el procedimiento explicado en la Norma COVENIN 1753:2006, y se obtuvieron los resultados que se muestran en la Tabla 4.12.

**Tabla 4.12**

*Momentos Últimos de las Vigas para Todos los Modelos (kgf.m).*

Corte/Modelo	A1, A2, B1, B2, C1, C2	D1,D2
Corte A	73414	28560
Corte B	40493	15842

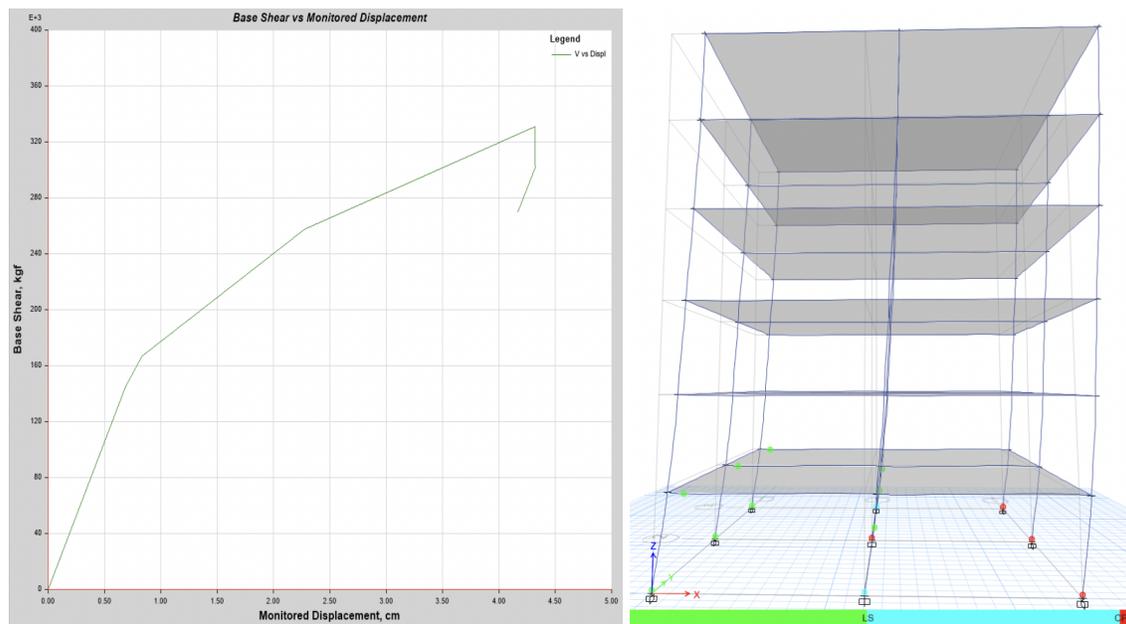
**4.6.3. Pushover**

Una vez definidas las condiciones mencionadas en la sección 4.5, se corrió el programa ETABS y se obtuvo la curva de *pushover*, en donde se indica la resistencia y el desplazamiento del entrepiso en el paso de falla del mismo, el cual se considera como aquel donde la curva alcanza el punto que se encuentra seguido de una caída brusca de resistencia.

Además, se evaluó la deformada de cada modelo estructural y la formación de rótulas plásticas en los miembros estructurales del piso en estudio progresivamente, siguiendo los pasos que arrojó el programa para el caso de carga *PUSHX*, hasta llegar al paso de falla, donde fue posible determinar el nivel de desempeño con el que trabaja cada una de las rótulas, explicado en la sección 2.5, así como también el desplazamiento del piso en estudio y el del último piso.

A continuación, se explica el análisis que se realizó para extraer los resultados de la curva de *Pushover* y de la deformada de la estructura para cada modelo estructural en estudio.

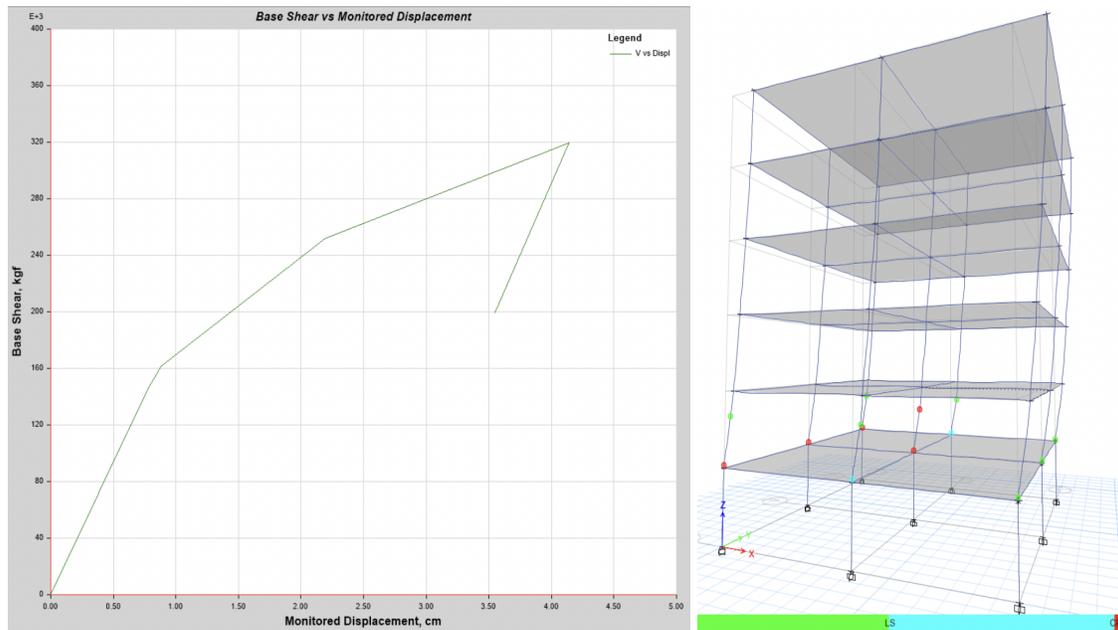
Los primeros modelos a evaluar fueron los A1 y A2 en los cuales la resistencia obtenida para el piso en estudio en cada uno viene dada en su totalidad por el pórtico. A continuación, se presentan las figuras y tablas donde se observan los resultados obtenidos de los modelos mencionados.



a) Curva de *Pushover*

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.15.** Resultados del *Pushover* para el modelo A1.



a) Curva de *Pushover*

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.16.** Resultados del *Pushover* para el modelo A2.

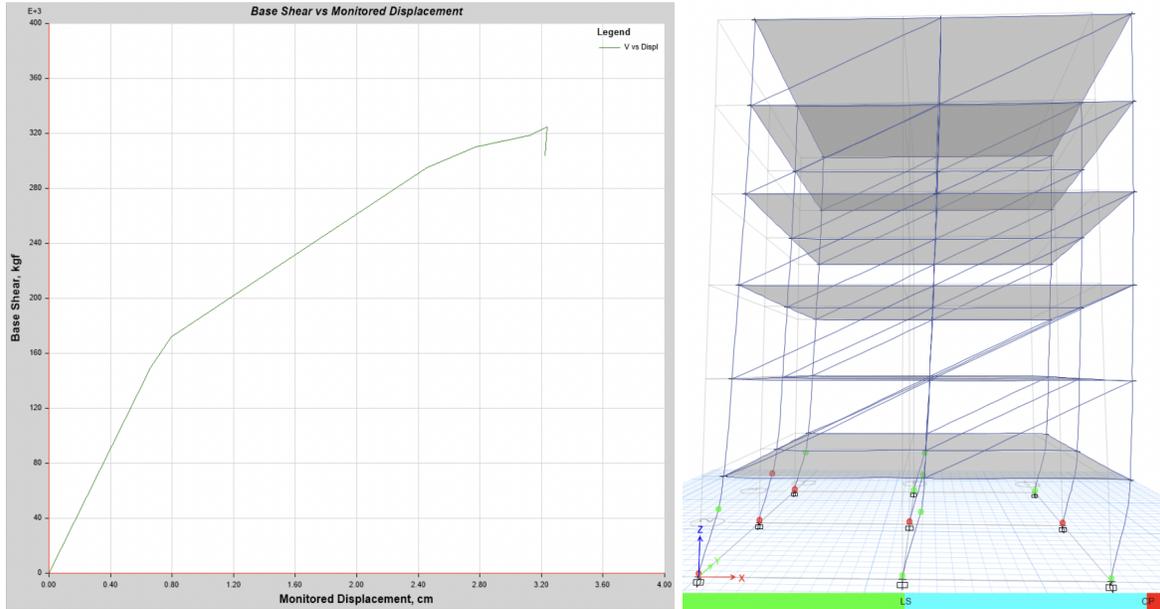
**Tabla 4.13**

Resultados obtenidos del *Pushover* para los modelos A1 y A2.

Resultados/Modelos	A1	A2
Piso de estudio	1	2
Paso de falla	4/16	4/5
Resistencia del piso en estudio (kgf)	331.162	319.392
Desplazamiento del piso en estudio (cm)	4,32	4,14
Desplazamiento del piso 6 (cm)	13,12	11,37
Dominio de resistencia	Columnas	Columnas

Luego, fueron evaluados los modelos B1 y B2 en los cuales la resistencia obtenida para cada uno viene dada tanto por el pórtico como para la mampostería, considerando que esta última se definió según el valor obtenido para la resistencia del puntal a compresión en la sección 4.3.4, correspondiente al calculado mediante el procedimiento del INGEES considerando que el valor de  $f^m$  es de  $40 \text{ kgf/cm}^2$ . No se tomaron las dimensiones del puntal y su resistencia que corresponden al procedimiento del Prof. OAL considerando un

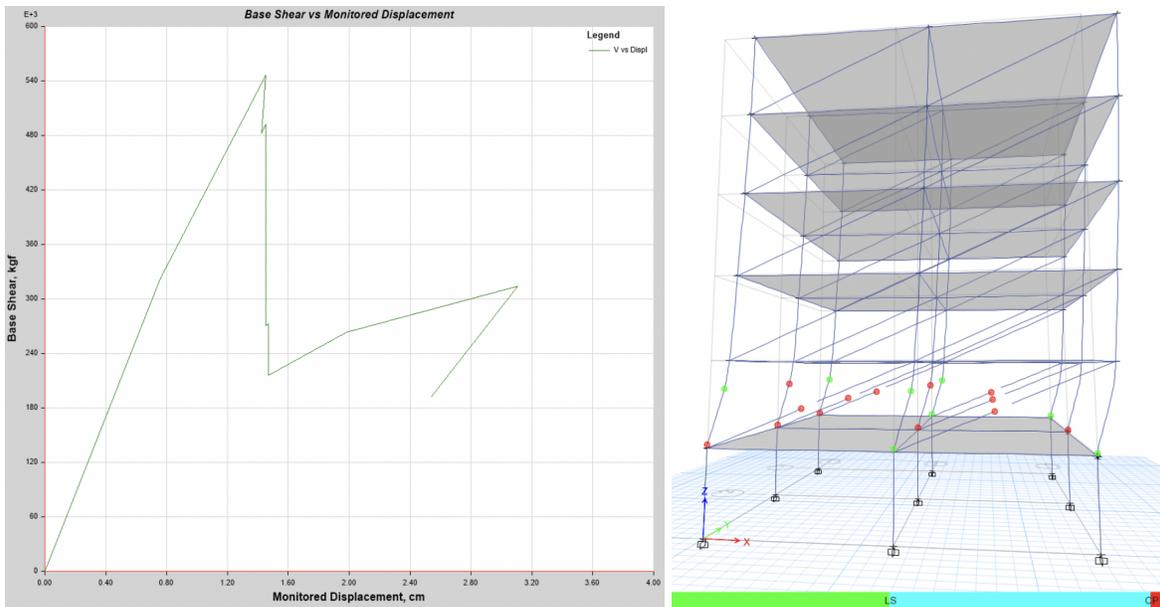
mismo valor de  $f'm$  por las razones explicadas más adelante en la sección 4.3.4.



a) Curva de *Pushover*

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.17.** Resultados del *Pushover* para el modelo B1.



a) Curva de *Pushover*

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.18.** Resultados del *Pushover* para el modelo B2.

**Tabla 4.14**

*Resultados obtenidos del Pushover para los modelos B1 y B2.*

Resultados/Modelos	B1	B2
Piso de estudio	1	2
Paso de falla	6/7	9/10
Resistencia del piso en estudio (kgf)	324.820	546.487
Desplazamiento del piso en estudio (cm)	3,23	3,12
Desplazamiento del piso 6 (cm)	6,07	3,12
Dominio de resistencia	Columnas	Diagonales

Con el fin de determinar la resistencia que aporta la presencia de mampostería en las estructuras en estudio según este método de análisis, se determina el valor de resistencia que aporta tanto el pórtico como las paredes en la estructura al realizar la diferencia de resistencia entre el valor obtenido en el Modelo A2 y B2, ya que la única característica que los diferencia entre sí es que el primero no cuenta con mampostería mientras que el segundo sí.

**Tabla 4.15**

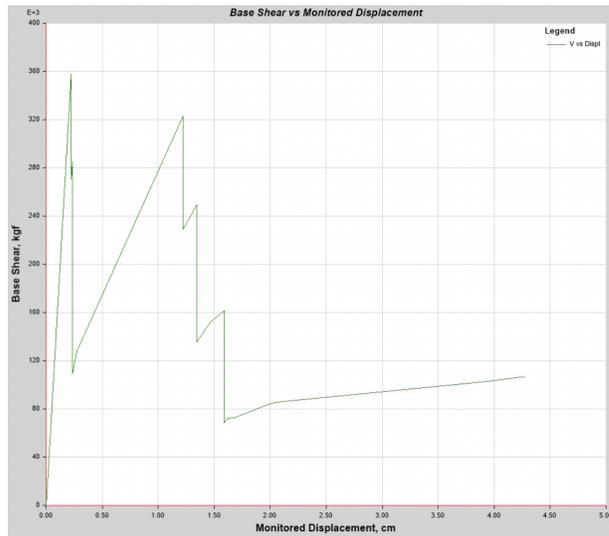
*Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2.*

	Aporte de Resistencia (kgf)			Porcentaje de Resistencia	
	Total	Pórtico	Pared	Pórtico	Pared
Modelo A2	319.392	319.392	0	100%	0%
Modelo B2	546.487	319.392	227.095	58%	42%

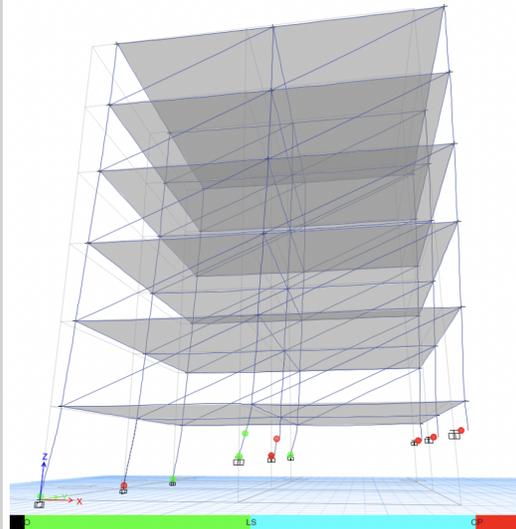
Estos resultados indican que la presencia de mampostería en las estructuras en estudio efectivamente aumenta la resistencia del pórtico, siendo su aporte de un 42% de la resistencia total del pórtico determinado en estudio y confirman que el pórtico en sí domina en el aporte de resistencia total del mismo. En el Anexo 4 se puede observar la comparación de la curva de *Pushover* del modelo A2 y B2.

Posteriormente, se evaluaron los modelos C1 y C2 en los cuales la resistencia también viene dada por el pórtico y la mampostería, pero en este caso se busca evidenciar el efecto de la falla por corte en el análisis de resistencia. A continuación, se presentan las

figuras y tablas donde se observan los resultados obtenidos de los modelos mencionados.

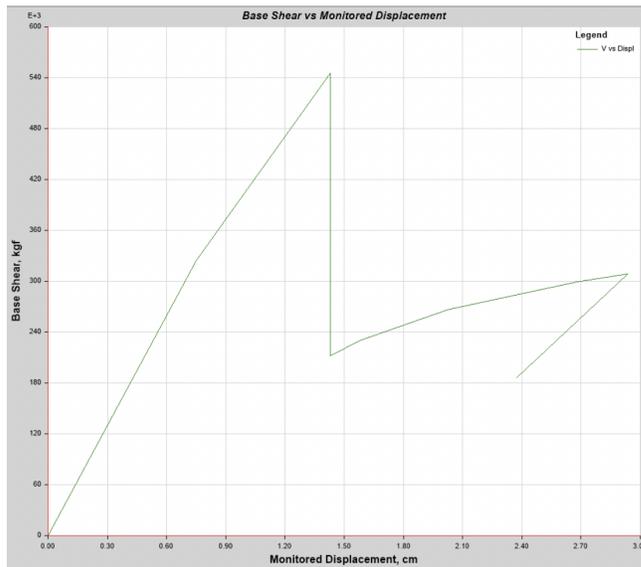


a) Curva de *Pushover*

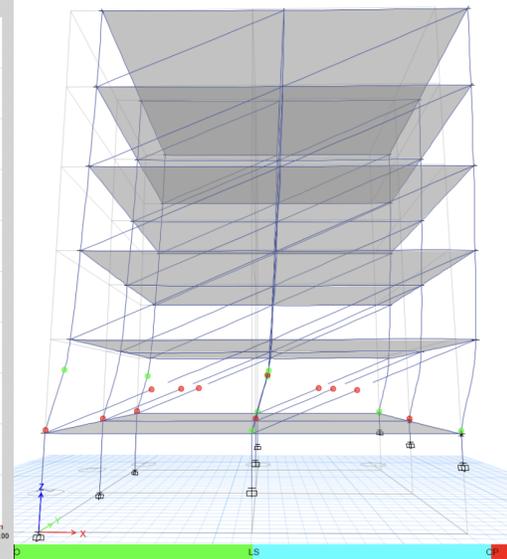


b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.19.** Resultados del *Pushover* para el modelo C1.



a) Curva de *Pushover*



b) Diagrama de formación de Rótulas

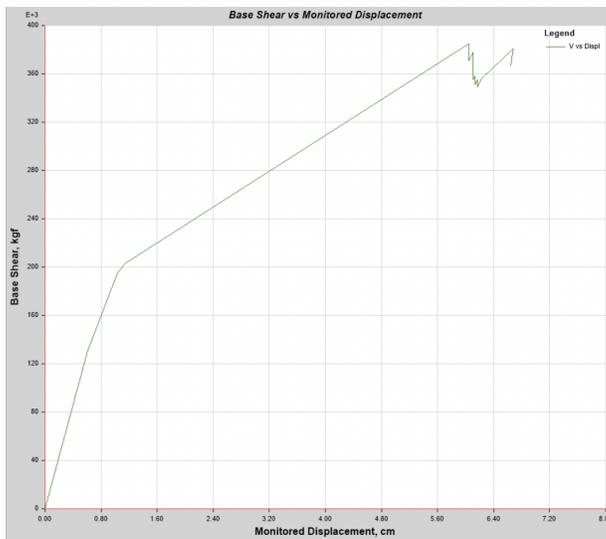
**Figura 4.20.** Resultados del *Pushover* para el modelo C2.

**Tabla 4.16**

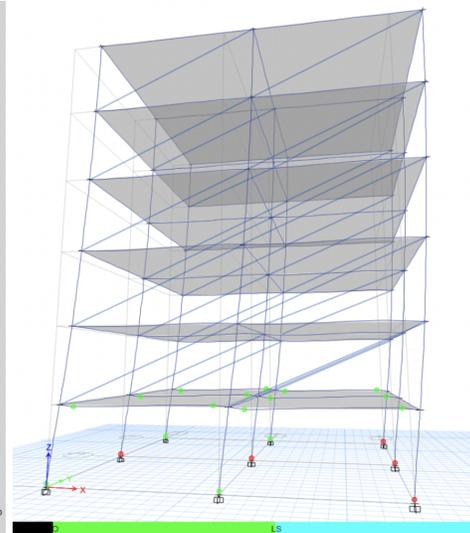
*Resultados obtenidos del Pushover para los modelos C1 y C2.*

Resultados/Modelos	C1	C2
Piso de estudio	1	2
Paso de falla	8/25	10/11
Resistencia del piso en estudio (kgf)	357.764	545.480
Desplazamiento del piso en estudio (cm)	1,22	2,94
Desplazamiento del piso 6 (cm)	3,36	5,2
Dominio de resistencia	Columnas	Diagonales

Finalmente, se evaluaron los modelos D1 y D2, donde el aporte de resistencia trabaja de manera similar a los modelos B y C, pero ahora buscando evidenciar el efecto de la presencia de columnas fuertes y vigas débiles en los pisos de estudio para realizar el análisis de resistencia. Los resultados de estos casos de estudio se presentan en las siguientes figuras y tablas

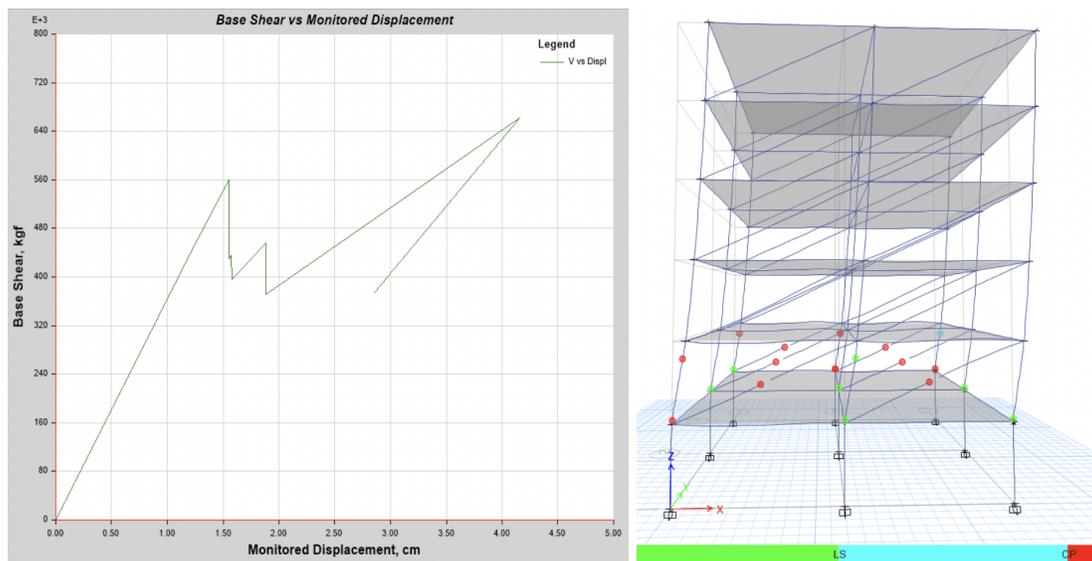


a) Curva de *Pushover*



b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.21.** Resultados del Pushover para el modelo D1.



a) Curva de *Pushover*

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 4.22.** Resultados del *Pushover* para el modelo D2.

**Tabla 4.17**

Resultados obtenidos del *Pushover* para los modelos D1 y D2.

Resultados/Modelos	D1	D2
Piso de estudio	1	2
Paso de falla	4/14	8/9
Resistencia del piso en estudio (kgf)	384.796	662.582
Desplazamiento del piso en estudio (cm)	5,98	1,3
Desplazamiento del piso 6 (cm)	22,4	4,99
Dominio de resistencia	Vigas y columnas	Columnas y diagonales

Como se puede observar en la tabla anterior, los resultados de resistencia en este último caso son mucho más elevados que en los casos anteriores debido a que las secciones de las columnas y su acero de refuerzo aumentaron con el fin de que se cumpliera la relación de columna fuerte-viga débil, a diferencia de los otros casos.

De manera complementaria, se obtuvieron los momentos resistentes de las vigas en todos los pórticos para el caso de carga *PUSHX* en el paso de falla y se extrajo el momento más desfavorable en el piso estudiado, con el objetivo de comparar este valor con el momento máximo resistente de las vigas previamente presentados en la Tabla 4.12 para así

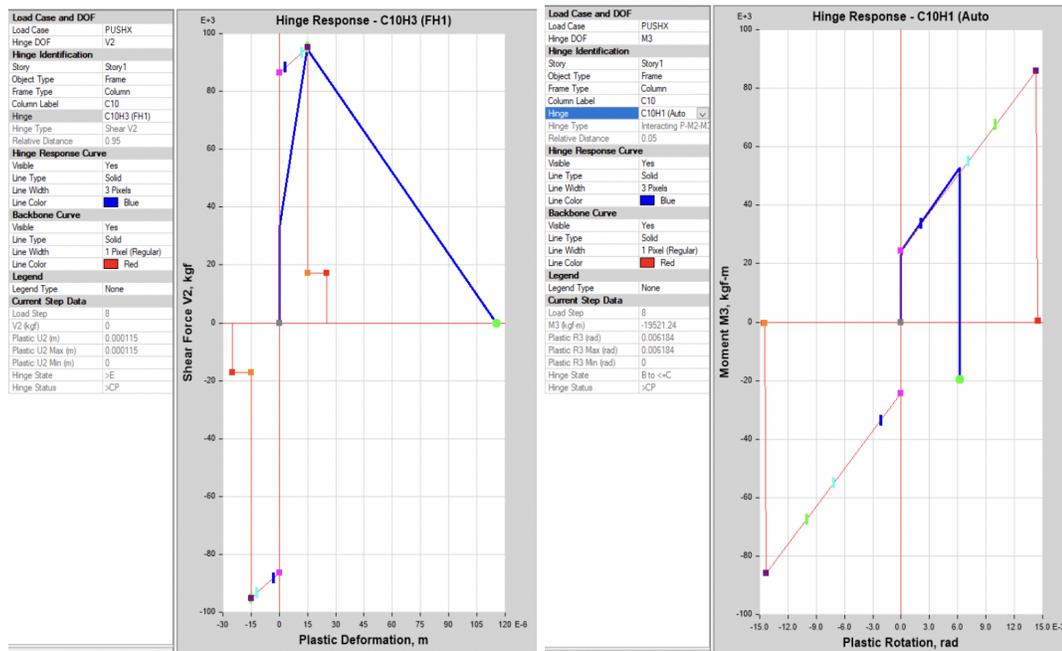
verificar si los miembros estructurales mencionados llegan a su máxima resistencia en el momento que falla la estructura.

**Tabla 4.18**

*Momentos máximos resistentes en las vigas del piso de estudio en el paso de falla de cada modelo (kgf.m).*

Modelo	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Momento en el paso de falla	88.294	81.040	71.848	60.315	45.500	60.355	42.225	76.152

Para el modelo C1, se extrajeron las respuestas de las rótulas de flexocompresión biaxial y corte con el fin de compararlas entre sí y determinar cuál de ellas domina en la caída de resistencia del piso en estudio. Luego, se obtuvo el cortante máximo que ocurre en las columnas del piso 1 tomando en cuenta el caso de carga y el paso de falla mencionados anteriormente.



a) Rótula por Corte

b) Rótula Flexocompresión Biaxial

**Figura 4.23.** Respuestas de las rótulas en el modelo C1.

**Tabla 4.19**

*Cortante y momento máximo en las columnas del piso 1 en el paso de falla del modelo C1(kgf).*

Columnas que fallan por corte	B1, B2, B3, C1, C2, C3
Paso de falla por corte	6 (C) y 8 (B)
Valor de cortante máximo (kgf)	94.741
Columnas que fallan por flexión	A1, A2, A3
Paso de falla por flexión	8
Valor de momento máximo (kgf.m)	24.710

Como se puede observar en la Figura 4.23, la rótula que domina en la resistencia del pórtico es la correspondiente al corte ya que su comportamiento avanza progresivamente en los niveles de desempeño hasta que supera el cortante máximo resistente y ocurre la falla, mientras que la rótula por flexión no llega a ese punto máximo sino que su resistencia cae repentinamente en el paso donde el corte produjo la falla. Además, se puede notar que las columnas no llegan a resistir el momento último presentado anteriormente en la Tabla 4.19, pues la falla del pórtico se da cuando el momento resistente en esa columna es menor.

De manera que se facilite la comparación de resultados obtenidos mediante la aplicación de este método de estudio con los descritos en la sección siguiente, se presenta a continuación una tabla resumen de los mismos.

**Tabla 4.20**

*Resultados de resistencia lateral de entrepisos por el Método de Pushover (kgf).*

Modelo	Resistencia (kgf)
	Pórtico con mampostería
A1	331.162
A2	319.392
B1	324.820
B2	546.487
C1	357.764
C2	545.480
D1	384.796
D2	662.582

#### **4.7. Cálculo de la resistencia lateral de los pisos en estudio**

Con base en los momentos últimos obtenidos en la sección 4.6.2, se calculó la resistencia de cada uno de los modelos a partir del método de Finley A. Charney y el del Profesor Oscar Andrés López, explicados en secciones anteriores, en donde se consideró que en todos los modelos la altura del entrepiso es de 2,7 m, menos en el modelo C1, en los que se utilizó el promedio de las alturas de las columnas debido a la presencia del talud, el cual corresponde a un valor de 1,67 m.

Para considerar el aporte de resistencia de la mampostería en ambos métodos, inicialmente se utilizaron las dimensiones y la resistencia obtenidas por el método del Prof. OAL considerando que  $f'm$  tiene un valor de 40 kgf/cm<sup>2</sup>, pero al realizar el cálculo de resistencia del Modelo B1 y B2 y comparar los resultados entre sí, se pudo apreciar una gran diferencia, que viene dada por tomar un valor de resistencia a compresión del puntal muy elevado, el cual se considera exagerado para una edificación con las características que presenta el modelo. Por esta razón, se procedió a considerar la resistencia a compresión del puntal con  $f'm$  de 13 kgf/cm<sup>2</sup> con el fin de conocer la influencia de la mampostería para los métodos de Finley A. Charney y el del Prof. OAL, considerando resultados más coherentes. La comparación mencionada que hizo que se tome esta decisión se encuentra en el Anexo

5.

El aporte de resistencia de la mampostería en ambos métodos, se tomó en cuenta como la suma de la resistencia de todos los puntales diagonales presentes en el pórtico al valor de resistencia del pórtico dada por los otros miembros estructurales. En todos los modelos estructurales de estudio en este Trabajo Especial de Grado se consideró que este aporte de resistencia viene dado por un total de seis puntales diagonales en cada piso de estudio, teniendo dos puntales por cada pórtico en dirección X.

El primer procedimiento aplicado para evaluar la resistencia lateral fue el de Finley A. Charney, en el cual esta se define únicamente por los miembros estructurales que forman el mecanismo en el pórtico. En los modelos estructurales evaluados, se considera que aquellos que trabajen con una relación de columna débil-viga fuerte presentan un mecanismo por las columnas, mientras que los que tienen una relación de columna fuerte-viga débil presentan el mecanismo por las vigas. A continuación, se presentan los resultados obtenidos por este método en la Tabla 4.21.

**Tabla 4.21**

*Resultados de resistencia lateral de entresijos por el Método de Finley A. Charney (kgf).*

Modelo	Mecanismo	Resistencia (kgf)		
		Pórtico	Mampostería	Total
A1		160.789	0	160.789
A2		161.629	0	161.629
B1	Columnas	162.368	0	162.368
B2		156.853	256.601	413.454
C1		261.642	0	261.642
C2		255.291	256.601	511.892
D1	Vigas	65.781	0	65.781
D2		65.781	256.601	322.382

Luego, se aplicó el método del Prof. OAL, donde sí se toma en cuenta la resistencia de todos los miembros estructurales para definir el valor de resistencia total del pórtico,

observándose en la siguiente tabla los resultados obtenidos.

**Tabla 4.22**

*Resultados de resistencia lateral de entresijos por el Método del Prof. OAL (kgf).*

Modelo	Resistencia (kgf)		
	Pórtico	Mampostería	Total
A1	258.853	0	258.853
A2	259.273	0	259.273
B1	334.309	0	334.309
B2	331.552	256.601	588.153
C1	534.636	0	534.636
C2	328.062	256.601	584.663
D1	274.934	0	274.934
D2	272.897	256.601	529.498

Al igual que en la extracción de resultados del *Pushover*, se comparó el Modelo A2 con el B2 para determinar la resistencia que aporta la presencia de mampostería en las estructuras en estudio, se realizó la misma comparación con los dos métodos de análisis anteriores y se obtuvieron los resultados que se presentan en la Tabla 4.23 y 4.24.

**Tabla 4.23**

*Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2 por el Método de Finley A. Charney.*

	Aporte de Resistencia (kgf)			Porcentaje de Resistencia	
	Total	Pórtico	Pared	Pórtico	Pared
Modelo A2	161.629	161.629	0	100%	0%
Modelo B2	413.454	161.629	251.825	39%	61%

Los resultados de este método indican que el pórtico aporta menos resistencia que las paredes porque, como ya se mencionó antes, este procedimiento considera que la resistencia total del pórtico viene dada únicamente por el miembro estructural que forma el mecanismo, que en este caso corresponde a las columnas.

**Tabla 4.24**

*Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2 por el Método del Prof. Oscar Andrés López.*

	Aporte de Resistencia (kgf)			Porcentaje de Resistencia	
	Total	Pórtico	Pared	Pórtico	Pared
Modelo A2	333.940	333.940	0	100%	0%
Modelo B2	588.153	333.940	254.213	57%	43%

En cambio, con el método del Prof. OAL se obtienen porcentajes muy parecidos a los del *Pushover* por lo que indican que el pórtico en sí aporta una mayor resistencia que las paredes, pero que aun así estas forman una parte importante de la resistencia total, al igual que en el otro método aplicado. Si se comparan estos resultados con los obtenidos en la Tabla 4.15, se puede notar que el *Pushover* indica que el pórtico aporta un porcentaje prácticamente igual a los resultados obtenidos por el método del Prof. OAL y aproximadamente un 20% más que el método anterior.

Esta diferencia se debe a la mayor precisión que tiene el *Pushover* con respecto a la aplicación de los dos métodos anteriores, los cuales se consideran simples aproximaciones a los resultados reales. Esta imprecisión de resultados puede implicar que el análisis de un entrepiso indique que se presenta la irregularidad vertical de entrepiso débil cuando realmente esto no ocurre y viceversa.

#### **4.8. Análisis de la Irregularidad Vertical de Entrepiso Débil cada modelo Estructural**

En función de los resultados obtenidos en los pasos descritos anteriormente se realizó el análisis del entrepiso débil descrito en la sección 2.1.1.1, considerando los métodos de Finley A. Charney, Profesor Oscar Andrés López y el propuesto a partir de un análisis no lineal estático, según los resultados presentados en las Tablas 4.20, 4.21 y 4.22 respectivamente.

La forma en la que fue efectuado el análisis descrito anteriormente consistió en determinar el porcentaje de resistencia que tiene el piso inferior con respecto al superior de la estructura, lo que permitió verificar si ocurría la irregularidad de entrepiso débil o no,

según lo establecido en la Norma COVENIN 1756-1:2019. A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis del entrepiso débil para cada uno de los modelos.

**Tabla 4.25**

*Verificación de irregularidad vertical de entrepiso débil en los modelos de estudio.*

Resistencia/Método	Finley A. Charney	OAL	Pushover
Modelos A			
A1 con A2	99,5%	99,9%	103,7%
Verificación	No es Entrepiso Débil	No es Entrepiso Débil	No es Entrepiso Débil
Modelos B			
B1 con B2	39,3%	56,8%	59,4%
Verificación	Es Entrepiso Débil	Es Entrepiso Débil	Es Entrepiso Débil
Modelos C			
C1 con C2	31,6%	91,9%	65,6%
Verificación	Es Entrepiso Débil	No es Entrepiso Débil	Es Entrepiso Débil
Modelos D			
D1 con D2	20,4%	51,9%	58%
Verificación	Es Entrepiso Débil	Es Entrepiso Débil	Es Entrepiso Débil

Como se puede observar en la tabla anterior, los modelos A, B y D (Pág 32) coinciden en la verificación de la irregularidad de entrepiso débil, sin importar que los resultados de resistencia obtenidos por cada método no sean exactamente iguales. Los modelos C son los únicos que poseen una verificación diferente entre métodos debido a que la acción del corte de la estructura se toma en cuenta sólo en el método de *Pushover*, mientras que los otros métodos no lo consideran y, por lo tanto, se obtiene una resistencia mayor en el piso 1 a la que ocurre realmente.

#### **4.9. Comparación de resultados obtenidos en los métodos de análisis**

Según los resultados obtenidos en las secciones anteriores, se realiza la siguiente tabla resumen donde se pueden apreciar de mejor manera las diferencias y similitudes entre

los resultados de cada método.

**Tabla 4.26**

*Resumen de resultados de resistencia de cada método de estudio.*

Modelo	Total de Resistencia del Pórtico con Mampostería (kgf)		
	Finley A. Charney	Prof. Oscar Andrés López	Pushover
A1	160.789	333.520	331.162
A2	161.629	333.940	319.392
B1	162.368	334.309	324.820
B2	413.454	588.153	546.487
C1	261.642	540.885	357.764
C2	511.892	588.520	545.480
D1	65.781	274.934	384.796
D2	322.382	529.498	662.582

Lo primero a destacar de la tabla presentada es que los resultados de Finley A. Charney siempre indican una menor resistencia debido a que este método considera que esta se define únicamente por los miembros estructurales que resisten más en el piso de estudio, sumándole el aporte que da la mampostería, dependiendo si cumplen con la relación de capacidad de columna fuerte-viga débil donde la relación entre ellas debe ser mayor o igual a 1,2, o si no lo cumplen cuando ocurre lo contrario. En caso de que dicha relación se cumpla, solo se toma la resistencia de las vigas porque fallarían primero, tal como ocurre en los Modelos D, y de no ser así, se toma la resistencia de las columnas, tal como se hizo en los Modelos A, B y C.

Otro aspecto a resaltar de la tabla, es que al comparar los resultados obtenidos por el método del Prof. OAL con los del *Pushover*, se puede notar que en ambos casos se obtienen valores similares, más no idénticos, en todos los casos donde la falla del piso de estudio se da por flexión. En el Modelo C1, donde la falla del piso en estudio se da primeramente por corte, el método del Prof. OAL da un resultado mucho mayor al del *Pushover*, debido a que el primer método no detecta la falla por corte, ya que este solo considera los momentos últimos que corresponden a la flexión, mientras que el *Pushover* si lo hace y, por lo tanto, arroja un resultado mucho menor.

Además, se verificó si las vigas del piso de estudio de cada modelo llegan a alcanzar el momento máximo resistente cuando el *Pushover* indica que el piso mencionado llegó a la falla. Por esta razón, se presenta la siguiente tabla con los momentos calculados según la cantidad de acero longitudinal colocado en cada caso, así como también el momento máximo obtenido en el paso de falla del *Pushover*.

**Tabla 4.27**

*Comparación de momentos en las vigas (kgf.m).*

Momento/Modelo	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2
Colocación de acero	73.414	73.414	73.414	73.414	73.414	73.414	28.560	28.560
Pushover	88.294	81.040	71.848	60.315	45.500	60.355	42.225	76.152

Antes de comenzar el análisis comparativo de momentos para cada modelo, es importante tomar en cuenta que al hacer un análisis no lineal, como lo es el *Pushover*, el programa ETABS realiza un análisis tanto de curvatura como rotación, por lo que el valor de momento extraído de este programa corresponde al de la rotación máxima permitida, a diferencia del cálculo realizado según la cantidad de acero longitudinal colocado en la viga donde no se toma en cuenta el momento extra al que se llega por curvatura. Es por esta razón que en los Modelos A los valores de momento obtenidos por el *Pushover* arrojan valores un poco mayores a los calculados mediante el otro método, y no se logra apreciar que en realidad las vigas no alcanzan el momento último resistente calculado.

En cambio, en los Modelos B si se puede notar el hecho recientemente descrito, lo que responde a que en estos modelos se trabaja con el efecto de columna débil-viga fuerte, donde las columnas fallan antes que las vigas y, por lo tanto, estas no llegan a alcanzar el momento último resistente, sino un momento con valor menor a ese, ya que ocurre la falla del piso de estudio antes de que las vigas alcancen su máxima resistencia.

En los Modelos C, se observa que los momentos de las vigas obtenidas por *Pushover* son menores a los calculados según la cantidad de acero longitudinal colocado, lo que se debe a que la falla en estos casos viene dada por el corte, el cual ocurre antes de que las vigas lleguen a su resistencia máxima por flexión. Por último, en los Modelos D sí ocurre que los momentos del *Pushover* dan mayores, lo cual se debe a que en estos casos

las columnas son más fuertes que las vigas, por lo que la falla del piso viene dada por las primero por las vigas antes que por las columnas, lo que hace que el Pushover detecte que su momento es mucho mayor en el paso de falla del piso en estudio al que se esperaba por el otro método, donde esto no se toma en cuenta.

Con respecto al análisis de la irregularidad vertical de entrepiso débil por cada método de estudio, se toman en cuenta los resultados de la Tabla 4.25, donde se puede observar que en los modelos A se obtuvieron porcentajes prácticamente iguales al aplicar cada método por más que los resultados de resistencia de cada uno de ellos no hayan sido iguales, lo que implica que la verificación de irregularidad vertical es la misma para los tres. En los modelos B, el porcentaje de resistencia resulta tener una diferencia de aproximadamente el 10%, incrementando desde el método de Finley hasta el Pushover, pero aun así se llega a verificar que ocurre la irregularidad de entrepiso débil al aplicar cualquiera de los tres métodos.

Por otro lado, en los modelos C y D, los resultados de porcentaje de resistencia de cada método difieren considerablemente entre sí. En los primeros mencionados, la variación de porcentaje es del 30% y la diferencia en la verificación de entrepiso débil se debe a que la falla en el modelo C1 es causada por la rótula de corte, la cual no es considerada en los métodos de Finley y del Prof. OAL, mientras que la de flexocompresión biaxial no llega a su punto de falla para ese momento.

En el modelo D, existe una variación del porcentaje más notoria entre el método de Finley A. Charney y los otros métodos aplicados debido a que la estructura mantiene una relación viga débil-columna fuerte, por lo que solo se consideran los momentos últimos de las vigas y el aporte de la mampostería para el cálculo de la resistencia, lo que no representa la verdadera resistencia que tiene el piso estudiado, tal como fue señalado anteriormente. Los porcentajes obtenidos por *Pushover* y por el método del Prof. OAL son más parecidos, y su pequeña diferencia se debe a que en el primero se consideran los momentos últimos de los miembros estructurales a partir del diagrama momento-curvatura por lo que se obtiene una mayor resistencia que al obtenerlos del diagrama de interacción.

## CAPÍTULO V

### 5. CONCLUSIONES

En este capítulo se expone una serie de conclusiones asociadas a los objetivos propuestos en la sección 1.4 del presente Trabajo Especial de Grado y el procedimiento realizado para el cumplimiento de los mismos.

El análisis de la discontinuidad vertical en la resistencia lateral de entrepiso débil, se realizó en ocho modelos estructurales a partir de los procedimientos propuestos por Finley A. Charney, el Prof. Oscar Andrés López y el planteado en este Trabajo Especial de Grado a partir de un análisis no lineal estático, *Pushover*, así como lo establecido en la Norma COVENIN 1756-1:2019 para dicha irregularidad. Para ello se utilizó el programa ETABS, el cual es una herramienta esencial para el estudio de estructuras de concreto armado que presentan este tipo de irregularidad vertical.

En el Modelo A, el cual no presenta mampostería en ninguno de sus pisos y se trabaja con columnas débiles y vigas fuertes, se observó que para los tres métodos de análisis estudiados no hay presencia de la irregularidad vertical de entrepiso débil, aun teniendo una relación viga fuerte-columna débil, y que los porcentajes de verificación son similares para todos los métodos. En cambio, en el Modelo B, el cual posee las mismas características estructurales que el modelo anterior salvo que en este se incluye la mampostería en todos los pisos exceptuando el primero, se obtuvo que existe entrepiso débil para cada uno de los métodos aplicados.

La comparación entre los Modelos A y B hace notorio el efecto que tiene la presencia de mampostería en pisos superiores a pisos donde no se cuenta con esta, ya que el hecho de colocarla hace que una edificación donde no ocurría la irregularidad vertical de entrepiso débil (Modelos A) ahora sí presente dicha irregularidad (Modelos B). Esto se debe a que la mampostería incrementa la resistencia del pórtico al estar presente y, por ende, aquellos pisos que no cuenten con esta van a tener una resistencia menor, tal como se pudo observar en las Tablas 4.15 y 4.24, donde se aprecia que la mampostería puede llegar a aportar hasta un 43% de resistencia al pórtico en los casos de estudio.

Con base en este análisis, puede afirmarse que en todas aquellas edificaciones que

tengan un piso sin mampostería que tenga por encima pisos que sí cuenten con esta, y que a su vez ocurra el fenómeno de viga fuerte-columna débil en los pisos que las conforman, es muy probable que estén en riesgo de presentar la irregularidad vertical de entrepiso débil, pero si en cambio, esa misma edificación no cuenta con mampostería, este riesgo disminuye.

Para el Modelo C, con talud inclinado y mampostería en todos sus pisos menos en el piso 1, se presentó la ocurrencia de la irregularidad vertical de entrepiso débil por el método de Finley A. Charney y el propuesto a partir de un análisis no lineal estático, mientras que a través del método del Prof. Oscar Andrés López no se verifica dicha irregularidad. Esto se debe a que el piso 1 de la estructura presenta una falla por corte, la cual no es considerada en la metodología del citado profesor, causando que la resistencia obtenida por este método sea mucho mayor a la que realmente posee este piso, ya que la falla por flexión ocurre tiempo después que la de corte.

Los resultados de este último modelo indican que el método del Prof. Oscar Andrés López tiene la limitación de no detectar las fallas generadas por corte, lo que puede causar que se espere que una edificación tenga una mayor resistencia a la que realmente tiene y/o que no se verifique la ocurrencia de la irregularidad vertical de entrepiso débil cuando en realidad sí ocurre.

En el Modelo D, el cual presenta mampostería de manera similar al Modelo B pero con una relación columna fuerte-viga débil, se observó la ocurrencia de entrepiso débil en los tres métodos estudiados. Los métodos del Prof. OAL y de *Pushover* arrojan resultados similares, pero a través del método de Finley A. Charney, se obtiene un porcentaje de verificación muy bajo, debido a que este método solo toma en cuenta los momentos últimos que genera el miembro débil, por lo que se puede decir que siempre que se mantenga esta relación en los miembros estructurales, el análisis es propenso a indicar la existencia de entrepiso débil aun así no ocurra, generando que la estructura tenga la posibilidad de ser sobredimensionada y a su vez que se generen otros problemas estructurales.

Después de evaluar la resistencia de los pisos en estudio y verificar la irregularidad vertical de entrepiso débil en los Modelos B, C y D a partir del análisis no lineal estático, se establece que se debe utilizar el factor de desempeño descrito en el la Tabla 14 de la Norma

COVENIN 1756-1:2019 correspondiente a entrepiso débil con un valor de 1,3.

Considerando el análisis de los modelos estructurales presentados en este Trabajo Especial de Grado mediante la aplicación de los métodos de cálculo de resistencia lateral de un entrepiso establecidos por Finley A. Charney y por el Prof. Oscar Andrés López, y comparándolos con los resultados obtenidos al aplicar el procedimiento de cálculo propuesto en este trabajo; se puede decir que aunque generalmente estos métodos coinciden en la verificación o no de la irregularidad vertical de entrepiso débil, cada uno de ellos tiene sus limitaciones.

En el caso del método propuesto por Finley A. Charney, los resultados obtenidos son aproximaciones no confiables debido a que solo considera la resistencia que aporta el miembro estructural que forma el mecanismo de falla primero sin considerar los demás miembros estructurales que influyen considerablemente en la resistencia de piso. Por otro lado, el método del Prof. OAL, es capaz de presentar resultados bastante aproximados a la realidad ya que considera el aporte de resistencia de todos los miembros del pórtico y la mampostería, siempre y cuando se esté evaluando una estructura que falle por flexión, mientras que si esta presenta fallas por corte, el método arroja valores de sobrerresistencia que pueden generar resultados incorrectos sobre la presencia de la irregularidad vertical de entrepiso débil.

Otra limitación de este último método es que considera que todos los miembros estructurales tomados en cuenta en el aporte de resistencia del pórtico o piso en estudio alcanzan el momento máximo resistente respectivo, lo cual no es verdadero, pues cada miembro aporta resistencia hasta el punto en el que ocurra la falla total del piso, pero dicha resistencia no necesariamente corresponde a la máxima en cada miembro.

Por último, se encuentra el método propuesto en este Trabajo Especial de Grado, a partir del cual se obtienen resultados más precisos y cercanos a la realidad debido a que considera el aporte de resistencia de todos los miembros estructurales, la relación estructural entre ellos, las fallas por flexión y/o corte y trabaja con el diagrama momento-curvatura de cada miembro.

Por esta razón, se considera el método propuesto como un procedimiento confiable para determinar la resistencia lateral de un entrepiso por no contar con las limitaciones que

presentan los métodos mencionados anteriormente, el cual consiste básicamente en la asignación de restricciones laterales de la dirección a estudiar en los nodos del piso cuya resistencia se quiere determinar y en todos los que se encuentren debajo de él, definiendo posteriormente el caso de carga de *Pushover* con el modo de vibración en la dirección de interés, el cual se debe correr en el programa ETABS para realizar el análisis no lineal estático correspondiente.

## CAPÍTULO VI

### 6. RECOMENDACIONES

- Realizar un análisis más detallado de la irregularidad vertical de entrepiso débil a partir del análisis no lineal estático incluyendo el aporte de la mampostería considerando el análisis de esta a partir de las propiedades no lineales de capa de los elementos finitos en el programa ETABS.
- Estudiar el análisis por desempeño en estructuras donde se presente irregularidad vertical y donde no se presente tal irregularidad, para determinar los desempeños para los niveles de sismos descritos en la Norma COVENIN 1756-1:2019.
- Utilizar el método propuesto en este Trabajo Especial de Grado en vez del método establecido por el Profesor Oscar Andrés López, siempre que se sospeche que la estructura tenderá a fallar por corte debido a la presencia de columnas cortas, vigas altas u otra condición que pueda generar dicha falla, debido a que se obtendrán resultados más precisos y se evitará la obtención de una sobrerresistencia falsa en el piso de estudio.
- En el análisis no lineal, para el caso de estratos rocosos de profundidad variable muy marcada en la longitud del Edificio, modelar los pilotes, asignándole rotulas dado que los más cortos podrían presentar falla frágil por corte.

## 7. BIBLIOGRAFÍA

- Almada, D., Bárcena, A. & Enciso, M. *Determinación y Análisis de la gráfica Momento-Curvatura de Diferentes Secciones de Vigas de Concreto Reforzado*. México: Tecnológico de Monterrey.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia.
- ASCE. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers. Reston, Virginia.
- Baris, S. (2017). *General Perspectives on Seismic Retrofitting of Historical Masonry Structures*. Failure and Analysis Prevention. InTech.
- Charney, F. (2015). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions of ASCE 7-10*. ASCE PRESS. Estados Unidos.
- Cívicos, A. & Hernández, M. (2007). *Algunas reflexiones y aportaciones en torno a los enfoques teóricos y prácticos de la investigación en trabajo social*. Revista Acciones e investigaciones sociales, 23, 25-55.
- Computers & Structures, Inc. (2022). ETABS. Plataforma BIM para modelado, cálculo y dimensionamiento de edificios. España.
- Curiel, J. & Noguera, H. *Comparación de la respuesta estructural en edificaciones aperticadas de concreto reforzado aplicando análisis dinámico lineal y no lineal (TEG)*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Ferrero, J. & Pirrone, A. (2018). *Diseño sismorresistente de sistemas duales de concreto reforzado basado en el diseño por desempeño (TEG)*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- FONDONORMA. (2002). *COVENIN 2002-88*. Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. Caracas.
- FONDONORMA. (2006). *COVENIN 1753:2006*. Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Caracas.
- FONDONORMA. (2019). *COVENIN 1756-1:2019*. Construcciones Sismorresistentes. Caracas.

- FONDONORMA. (2019). *COVENIN 5008:2019*. Análisis, Diseño y Construcción de Edificaciones de Mampostería Estructural. Caracas.
- Guevara-Perez, T. (2012). “*Soft Story*” and “*Weak Story*” in *Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach*. Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Habibullah, A. (2014). *The theory and practice of performance-based design. The future of earthquake engineering*. Conferencia: Sofitel Bangkok Sukhumvit, Tailandia.
- Hernández, A. (2010). *Análisis No Lineal Estático “Pushover” Base Teórica y Aplicación Usando el Programa ETABS*. High Level Engineering.
- Hernández, M. (2006). *Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales*. Universidad Pedagógica Experimental Libertador. Vicerrectorado de Investigación y Postgrado. FEDUPEL.
- INGEES. (s/f). *Cálculo de Puntal Diagonal Equivalente-Análisis No Lineal*. Civil Engineering Especialization. Lima, Perú.
- López, C. (2016). *Modelado No Lineal de Muros de Mampostería Combinada y Confinada (TEG)*. Ciudad de México: Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco.
- López, O. (2021). *Curso de Actualización Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2019 Construcciones Sismorresistentes Parte I*. Conferencia: Caracas, Venezuela.
- Mander, J., Priestley, M. & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. J Strut Div ASCE, 1988; 114(8): 1804-1826.
- Marrero, J. & Poleo, E. (2016). *Estudio del comportamiento de los miembros de mampostería confinada, bajo acciones sísmicas, con base a la propuesta de norma venezolana “Análisis, diseño y construcción de edificaciones de mampostería estructural” (TEG)*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- Meli, R. (2011). *Seismic design guide for low.rise confined masonry buildings*. Confined Masonry Network.
- Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw Hill Professional.
- Moya, A. & Sotillo, R. (2016). *Estudio del Comportamiento no lineal de muros de corte*

- basados en el diseño por desempeño (TEG)*. Caracas: Universidad Católica Andrés Bello.
- NIST. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4: Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design, A Guide for Practicing Engineers*, NIST GCR 10-917-5. Gaithersburg, Maryland.
- NIST. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings. Part I - General*. NIST GCR 17-917-46v1. Gaithersburg, Maryland.
- NTC. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*. México.
- Parra, C. (2010). *Estudio Numérico Experimental de una Viga Agrietada (TEG)*. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile.
- Peña, I., Gonzales, I. y Viegas, F. (2015) *Caracas del Valle al Mar. Guía de Arquitectura y Paisajes*. [Imagen Adjunta].
- Powell (2010). *Modeling for Structural Analysis: Behavior and Basic*. Berkeley, California: Computer and Structures, Inc
- Tomazevic M. & Lutman M. (1996). *Seismic behavior of masonry walls: modeling of hysteretic rules*. Journal of Structural Engineering. ASCE, vol 122, no. 9, septiembre.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD (Primera Edición)*. México: The McGraw-Hill Companies, Inc.

## 8. ANEXOS

### Anexo 1. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de vigas de concreto reforzado

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
			c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>						
$\frac{P - P_{pl}}{P_{pl}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V_{pl}}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$				
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>						
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>						
			0.015	0.03	0.2	0.01

Note:  $f'_c$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_h$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE, 2017.

## Anexo 2. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de columnas diferentes a las circulares de concreto reforzado.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup>			
$a = \left( 0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> <sup>b</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>b</sup>
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup>			
$a = \begin{cases} \frac{1}{8} \rho_t \frac{f_{yIE}}{f_{yIE}} \geq 0.0 \\ \leq 0.025^d \end{cases}$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \begin{cases} \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho_t \right) \geq 0.0 \\ \leq 0.06 \end{cases}$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Fuente: ASCE, 2017.

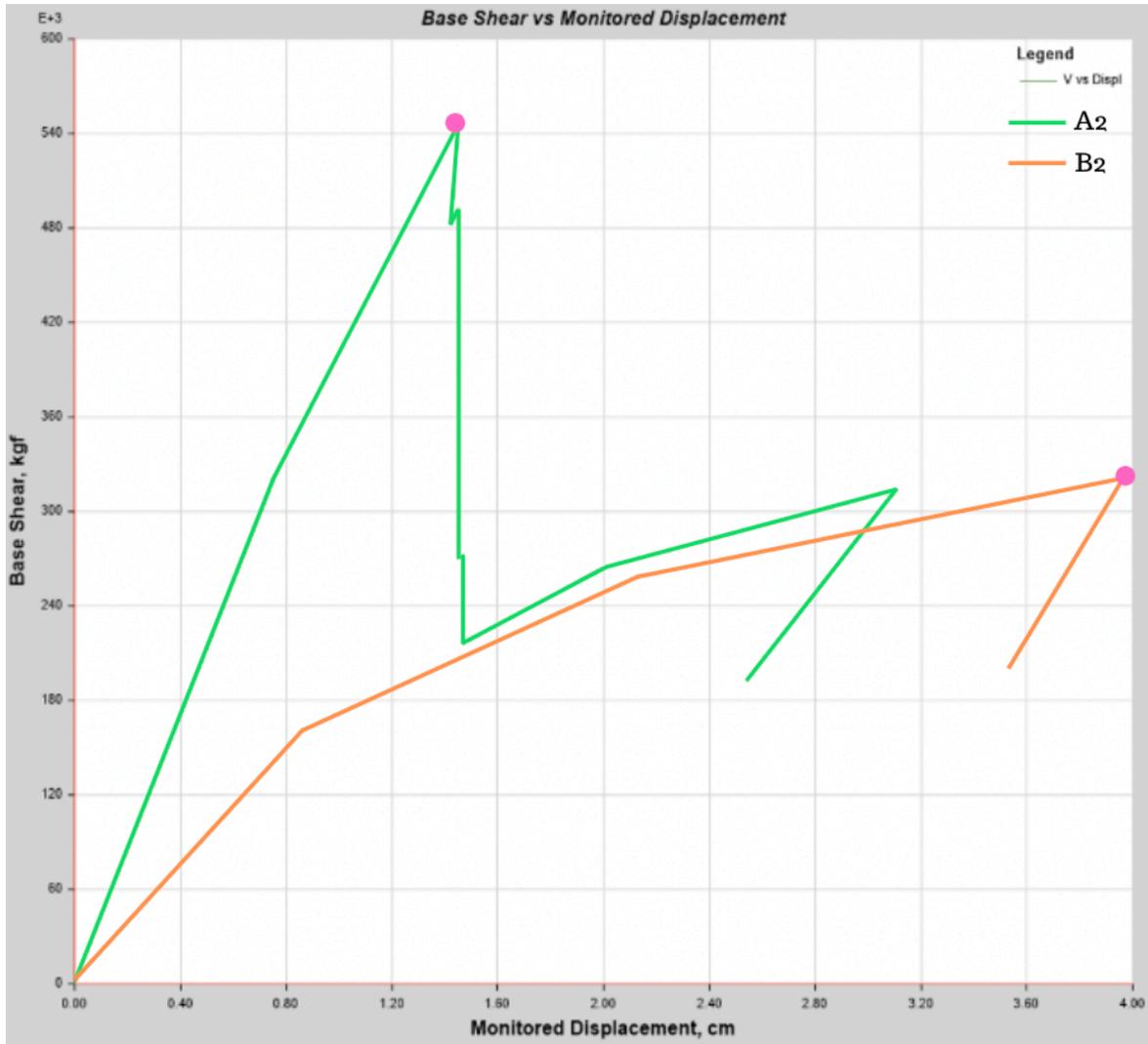
### Anexo 3. Tabla de parámetros de modelado y capacidades para procedimientos no lineales de columnas circulares de concreto reforzado.

Table 10-9. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Circular Columns with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians) Residual Strength Ratio, <i>c</i>	IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>a</sup>			
$a = \left( 0.06 - 0.06 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 1.3\rho_t - 0.037 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> <sup>b</sup>	0.7 <i>b</i> <sup>b</sup>
For $\frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.65}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>c</sup>			
$a = \left( \frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left( 0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t^e \right) \geq 0.0$ $\leq 0.06$			
$c = 0.15 + 36\rho_t \leq 0.4$			

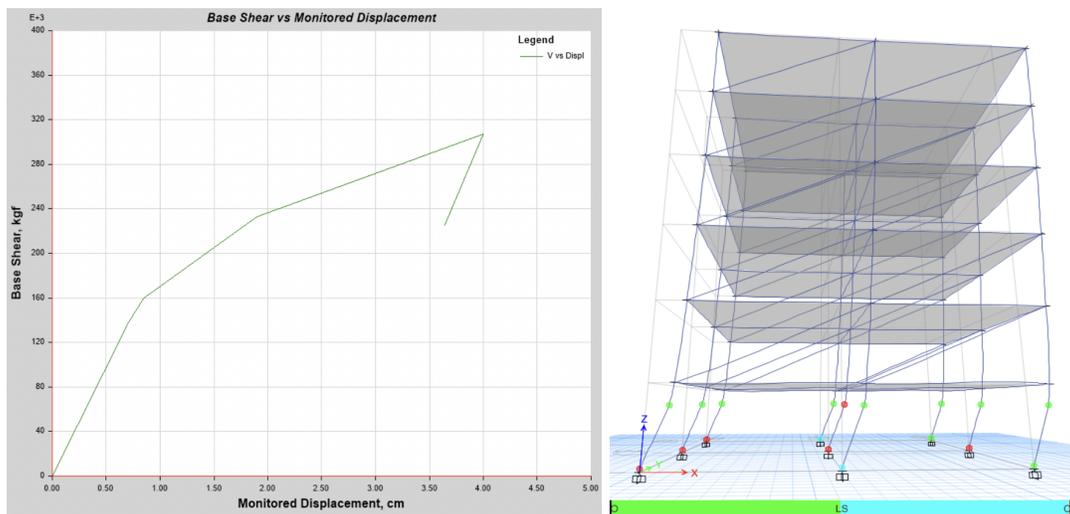
Fuente: ASCE, 2017.

**Anexo 4. Comparación de la curva de Pushover para los modelos A2 y B2.**



**Anexo 5. Resultados obtenidos en el método de Pushover utilizando el aporte de la mampostería propuesto por el Prof. Oscar Andrés López y  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ .**

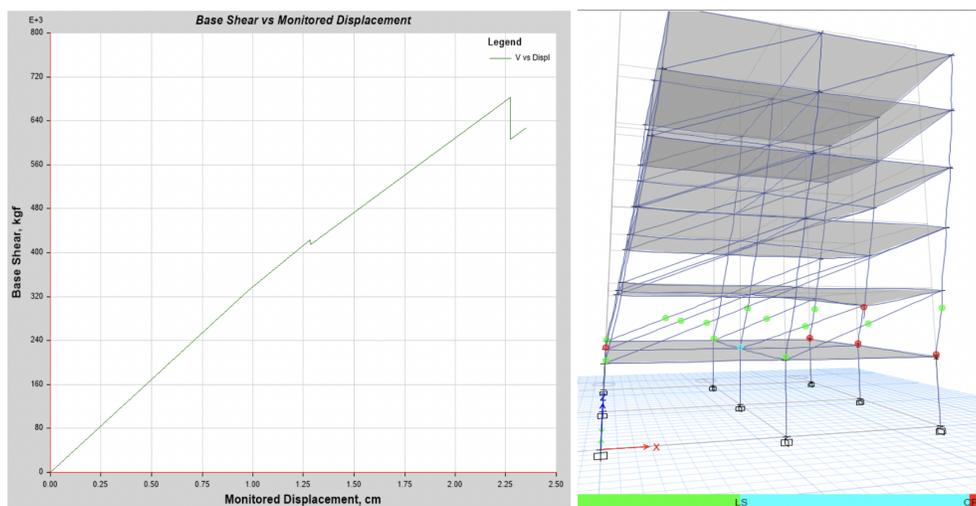
A continuación se encuentran los resultados obtenidos al realizar el método del Pushover considerando una resistencia del puntal diagonal equivalente mediante el método del Prof. Oscar Andrés López para una resistencia de mampostería de  $40 \text{ kg/cm}^2$ . Así como también la evaluación del aporte de resistencia que genera la mampostería en comparación con el modelo A2 el cual no presenta mampostería en ninguno de sus pisos.



a) Curva de Pushover

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 8.1** Resultados del Pushover para el modelo B1 (Prof. OAL  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ ).



a) Curva de Pushover

b) Diagrama de formación de Rótulas

**Figura 8.2** Resultados del Pushover para el modelo B2 (Prof. OAL  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ ).

**Tabla 8.1**

*Resultados obtenidos del Pushover para los modelos B1 y B2 (Prof. OAL  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ ).*

Resultados/Modelos	B1	B2
Piso de estudio	1	2
Paso de falla	4/5	5/6
Resistencia del piso en estudio (kgf)	306.903	582.857
Desplazamiento del piso en estudio (cm)	3,98	2,25
Desplazamiento del piso 6 (cm)	7,00	8,59
Dominio de resistencia	Columnas	Columnas

**Tabla 8.2**

*Evaluación de Aporte de Resistencia de los Miembros Estructurales en el Modelo A2 y B2 (Prof. OAL  $f'm = 40 \text{ kg/cm}^2$ ).*

	Aporte de Resistencia (kgf)			Porcentaje de Resistencia	
	Total	Pórtico	Pared	Pórtico	Pared
Modelo A2	161.629	161.629	0	100%	0%
Modelo B2	582.857	161.629	421.228	28%	72%