

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ESTUDIO COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO DE  
PÓRTICOS DUALES DE CONCRETO ARMADO IDEALIZADO CON  
ELEMENTOS TIPO FRAME Y ELEMENTOS PLANOS FINITOS**

**Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL**

**AUTOR**

Pablo Alberto Junior Navarro Tipte

**ASESOR:**

Christian Alberto Asmat Garaycocha

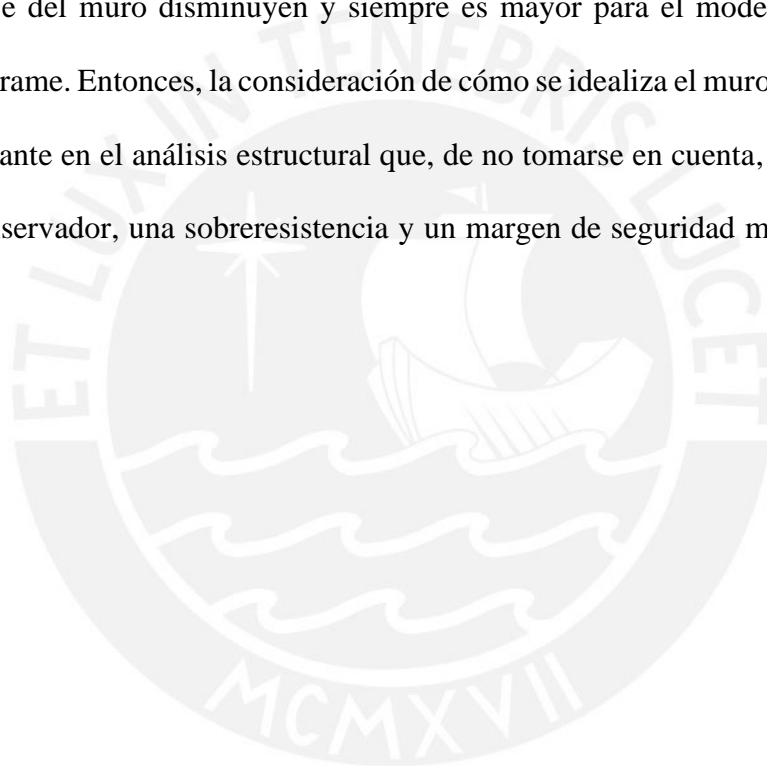
Lima, Mayo, 2022

## RESUMEN

Los muros son elementos bidimensionales que comúnmente son modelados como elementos unidimensionales por medio de brazos rígidos (Frame) en la unión de las placas y vigas. Esta metodología de análisis estructural está asociada al considerable aporte de rigidez que tienen los muros para la estructura, las vigas que llegan a estos elementos son consideradas como empotradas; a la hipótesis de Navier (secciones planas) y a la practicidad del modelo. Sin embargo, considerando que ningún elemento es lo suficientemente rígido, es de esperarse que los muros de concreto armado se deformen y, en mayor medida, en los de poca esbeltez a causa de la deformación por corte. La deformación por corte genera alabeo en las secciones que, aunque más pequeño que sean, afectan a las fuerzas internas de los elementos estructurales. Es decir, la presencia de alabeo (deformación por corte) y giro de los nodos del muro causa una redistribución de cargas en los elementos estructurales.

Por ello, el objetivo general es evaluar la relevancia o influencia que se tiene al emplear elementos tipo Frame y elementos planos finitos (Shell) para idealizar muros de concreto armado de poca esbeltez ( $H/L$ ) en pórticos duales en términos del comportamiento estructural. A ambos modelos se les incorpora, en la intersección entre muro y entrepiso, un brazo rígido Frame en el muro con una rigidez tal que los momentos en los extremos de las vigas que llegan al muro sean similares entre ambas alternativas, y que los giros dentro del muro se anulen a nivel de cada piso. El estudio evalúa fuerzas internas, desplazamientos, rigidez lateral, giros, derivas, periodos y esfuerzos producidos por un análisis con cargas de diseño. Los modelos estructurales que se realizan en el programa SAP2000 se dividen en 4 categorías de acuerdo con la relación altura/ancho ( $H/L$ ) que tienen los muros ( $H/L=0.5, 1.0, 1.5$  y  $2.0$ ). Además, el modelo busca representar en 2D un análisis de una estructura en 3D para que los resultados se puedan extrapolar. Los pórticos se encuentran empotrados en la base.

El análisis comparativo evidencia que incorporar un brazo rígido Frame en el modelo Shell elimina el alabeo en las zonas cercanas al entrepiso o brazo rígido. Por esta razón, aumenta la rigidez del modelo Shell e incluso es mayor a la rigidez del modelo Frame, contrario a la teoría básica que describe mayor flexibilidad del modelo Shell con respecto al modelo Frame. Por tanto, esto ocasiona que el modelo Frame con muros de poca esbeltez presente mayores desplazamientos laterales, menor rigidez lateral, menores fuerzas internas y menores esfuerzos para las cargas asignadas. Además, conforme aumenta la esbeltez, la variación en los giros de los nodos del eje del muro disminuyen y siempre es mayor para el modelo idealizado con elementos tipo Frame. Entonces, la consideración de cómo se idealiza el muro se presenta como un factor importante en el análisis estructural que, de no tomarse en cuenta, puede generar un diseño poco conservador, una sobrerresistencia y un margen de seguridad menor al planteado en el diseño.



# TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	9
1.1.OBJETIVOS.....	14
1.1.1.    OBJETIVO GENERAL.....	14
1.1.2.    OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
1.2.JUSTIFICACION.....	14
1.3.ALCANCE.....	15
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	17
CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO.....	26
3.1.PÓRTICOS DUALES DE CONCRETO ARMADO.....	26
3.2.COMPORTAMIENTO DE MUROS .....	27
3.3.ANÁLISIS SÍSMICO .....	30
3.3.1.    ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO LINEAL.....	32
3.3.2.    ANÁLISIS MODAL.....	32
3.3.3.    ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	33
3.4.IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	36
3.5.ELEMENTOS FINITOS .....	38
3.6.SHELL .....	41
2.7.PRINCIPIO DE SAINT VENANT.....	42
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA.....	44
4.1.CONSIDERACIONES INICIALES.....	45
4.2.PREDIMENSIONAMIENTO.....	46
4.3.MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA .....	47
4.4.ANÁLISIS SISMICO DE PÓRTICOS.....	48
4.5.OBTENCIÓN DE RESULTADOS .....	49
4.6.COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	50
CAPÍTULO 5: CASOS DE ESTUDIO Y RESULTADOS.....	51
5.1.DESCRIPCIÓN DE LOS PÓRTICOS REPRESENTATIVOS.....	51
5.2.RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	55
5.2.1.    VARIACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES.....	56
5.2.2.    VARIACIÓN DE MOMENTOS EN EL MURO.....	58
5.2.3.    VARIACIÓN DE LAS FUERZAS AXIALES .....	59
5.2.4.    VARIACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y LAS DERIVAS.....	60
5.2.5.    ROTACIÓN DE LOS NODOS.....	61
5.2.6.    VARIACIÓN DE MOMENTOS EN LAS VIGAS.....	62
5.2.7.    VARIACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN EL MURO .....	63
5.2.8.    VARIACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES EN EL MURO.....	66
5.2.9.    VARIACIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL.....	70

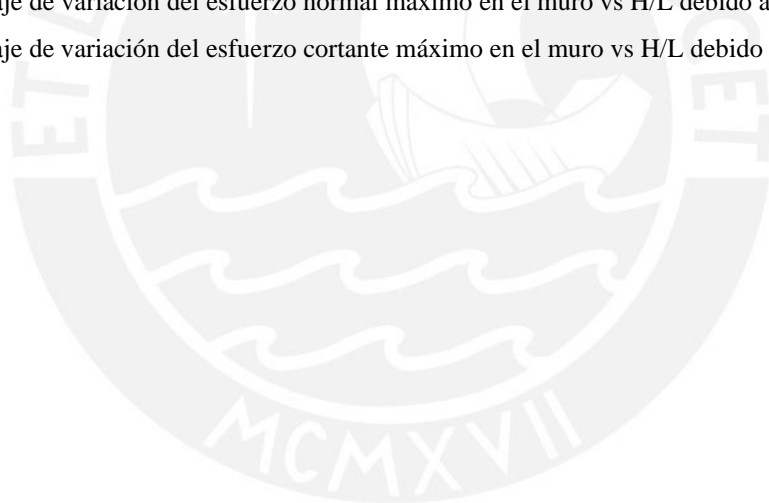
CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	72
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	92
7.1. CONCLUSIONES .....	92
7.2. RECOMENDACIONES .....	96
FUENTES CITADAS .....	97
ANEXOS .....	101



## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Sismos reportados en el año 2019.....	9
<i>Figura 2.</i> Edificación informal .....	11
<i>Figura 3.</i> Modelo estructural idealizado con elementos finitos.....	13
<i>Figura 4.</i> Elemento fibra .....	18
<i>Figura 5.</i> Discretización multicapa .....	18
<i>Figura 6.</i> (a) Modelo de tres elementos de línea vertical (Kabayasawa et al., 1982) y (b) Modelo de elemento axial en serie (Vulcano y Bertero, 1986).....	19
<i>Figura 7.</i> Modelo de elemento de línea vertical múltiple.....	20
<i>Figura 8.</i> Rotación del grado de libertad en la conexión viga-muro definido como rotación de la fibra horizontal (a) y de la fibra vertical (b).....	21
<i>Figura 9.</i> Flexión artificial y deflexión adicional en muro.....	21
<i>Figura 10.</i> (a) Modulo de columna ancha arriostrada; (b) Modulo de pórtico reforzada .....	22
<i>Figura 11.</i> Desplazamiento lateral de muro. ....	23
<i>Figura 12.</i> (a) Planta de estructura en estudio; (b) Desplazamiento de estructura ante análisis dinámico. ....	23
<i>Figura 13.</i> Brazo rígido en conexión muro viga.....	24
<i>Figura 14.</i> Resultados de fuerzas internas (kN, m) en el muro de un edificio simétrico.....	24
<i>Figura 15.</i> Resultados de fuerzas internas en las vigas conectadas al muro de un edificio simétrico. ....	25
<i>Figura 16.</i> Tipos de deformación de acuerdo con la configuración estructural.....	27
<i>Figura 17.</i> Tipos de falla en muros resistentes a cortante. ....	29
<i>Figura 18.</i> Espectro de aceleraciones. ....	33
<i>Figura 19.</i> Curva Pushover que permite observar degradación de rigidez y resistencia. ....	34
<i>Figura 20.</i> Propuestas de idealización para elementos plásticos. ....	37
<i>Figura 21.</i> Modelo estructural desarrollado por medio de elementos tipo Shell y elementos tipo Frame.....	38
<i>Figura 22.</i> Ejemplo de función de forma para interpolación lineal (a) y cuadrática (b).....	39
<i>Figura 23.</i> Viga cónica discretizada por tres elementos .....	40
<i>Figura 24.</i> Fuerzas internas (a) y momentos internos (b) de un elemento plano finito. ....	42
<i>Figura 25.</i> Columna sometida a carga axial. ....	43
<i>Figura 26.</i> Distribución de esfuerzos para distintas secciones de una columna sometida a carga axial.....	43
<i>Figura 27.</i> Flujograma de la metodología a emplear.....	44
<i>Figura 28.</i> Ejemplo de configuración de los pórticos duales con esbeltez de muro $H/L=2.0$ . ....	45
<i>Figura 29.</i> Ancho tributario de los pórticos de 5m considerado para la representación de los pórticos en estudio. ....	47
<i>Figura 30.</i> Pórticos duales idealizados con elementos tipo Frame para la relación $H/L= 0.5$ , $H/L=1.0$ , $H/L=1.5$ y $H/L=2.0$ . ....	52
<i>Figura 31.</i> Pórticos duales idealizados con elementos tipo Shell para la relación $H/L= 0.5$ , $H/L=1.0$ , $H/L=1.5$ y $H/L=2.0$ . ....	53
<i>Figura 32.</i> Deformación del pórtico representativo $H/L=0.5$ idealizado con (a) elementos finitos y (b) elementos tipo Frame. ....	73
<i>Figura 33.</i> Porcentaje de variación de los periodos.....	74

<i>Figura 34.</i> Diagrama de fuerzas cortantes producidas por la carga de diseño en el muro $H/L=2.0$ .....	75
<i>Figura 35.</i> Diagrama de momentos flectores en el muro causados por la carga de diseño. ....	76
<i>Figura 36.</i> Diagrama de fuerzas axiales en los muros causadas por la combinación de cargas. ....	77
<i>Figura 37.</i> Desplazamientos de los diafragmas causados por el análisis estático. ....	78
<i>Figura 38.</i> Rotación de los nodos del eje central del muro debido al análisis estático.....	79
<i>Figura 39.</i> Esfuerzo normal en el muro con relación $H/L=2.0$ – 4to piso .....	81
<i>Figura 40.</i> Diagrama de momento flector en el muro de relación $H/L=2.0$ – 4to piso.....	82
<i>Figura 41.</i> Esfuerzos cortantes en el muro con relación $H/L=2.0$ – 4to piso. ....	83
<i>Figura 42.</i> Porcentaje de variación del cortante basal del muro vs $H/L$ debido al análisis estático. ....	86
<i>Figura 43.</i> Porcentaje de variación del momento en la base del muro vs $H/L$ debido a la carga de diseño. ....	86
<i>Figura 44.</i> Porcentaje de variación de la fuerza axial en la base del muro vs $H/L$ debido a la carga de diseño. ....	87
<i>Figura 45.</i> Porcentaje de variación del desplazamiento absoluto estático de los diafragmas de techo vs $H/L$ debido al análisis estático.....	87
<i>Figura 46.</i> Porcentaje de variación de los giros nodales absolutos en el techo vs $H/L$ debido al análisis estático. ....	88
<i>Figura 47.</i> Porcentaje de variación de los momentos máximos negativos en el extremo izquierdo (a) de las vigas, de los momentos máximos positivos (b) y de los momentos máximos negativos en el extremo derecho (b) de las vigas vs $H/L$ debido a la carga de diseño.....	89
<i>Figura 48.</i> Porcentaje de variación del esfuerzo normal máximo en el muro vs $H/L$ debido a cargas de diseño. .	90
<i>Figura 49.</i> Porcentaje de variación del esfuerzo cortante máximo en el muro vs $H/L$ debido al análisis estático.	90



## LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Propiedades del concreto .....	46
Tabla 2: Propiedades del acero .....	46
Tabla 3: Parámetros sísmicos asumidos .....	54
Tabla 4: Parámetros sísmicos asumidos .....	55
Tabla 5: Resultados del análisis modal .....	55
Tabla 6: Cortante basal en los pórticos representativos idealizados con elementos Frame y tipo Shell.....	57
Tabla 7: Fuerzas cortantes en el muro producidas por un análisis estático.....	57
Tabla 8: Fuerzas cortantes del muro producidas por la carga de diseño.....	58
Tabla 9: Momentos en el muro debido a la combinación de cargas .....	59
Tabla 10: Fuerzas axiales de los muros debido a la combinación de carga .....	59
Tabla 11: Desplazamientos absolutos de los pórticos representativos debido al análisis estático.....	60
Tabla 12: Derivas de los pórticos representativos debido al análisis estático.....	60
Tabla 13: Rotación del nodo central debido al análisis estático .....	61
Tabla 14: Momentos en las vigas de debido a la combinación de carga .....	62
Tabla 15: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de $H/L=0.5$ .....	63
Tabla 16: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de $H/L=1.0$ .....	64
Tabla 17: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de $H/L=1.5$ .....	64
Tabla 18: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de $H/L=2.0$ .....	64
Tabla 19: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de $H/L=1.0$ .....	64
Tabla 20: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de $H/L=1.5$ .....	65
Tabla 21: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de $H/L=2.0$ .....	65
Tabla 22: Esfuerzos cortantes del muro en la base del tercer piso para los pórticos de $H/L=1.5$ .....	65
Tabla 23: Esfuerzos cortantes del muro en la base del tercer piso para los pórticos de $H/L=2.0$ .....	65
Tabla 24: Esfuerzos cortantes del muro en la base del cuarto piso para los pórticos de $H/L=2.0$ .....	66
Tabla 25: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos $H/L=0.5$ .....	67
Tabla 26: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos $H/L=1.0$ .....	67
Tabla 27: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos $H/L=1.5$ .....	67
Tabla 28: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos $H/L=2.0$ .....	67
Tabla 29: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos $H/L=1$ .....	68
Tabla 30: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos $H/L=1.5$ .....	68
Tabla 31: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos $H/L=2.0$ .....	68
Tabla 32: Esfuerzos normales del muro en la base del tercer piso para los pórticos $H/L=1.5$ .....	68
Tabla 33: Esfuerzos normales del muro en la base del tercer piso para los pórticos $H/L=2.0$ .....	69
Tabla 34: Esfuerzos normales del muro en la base del cuarto piso para los pórticos $H/L=2.0$ .....	69
Tabla 35: Matriz de rigidez lateral de los pórticos $H/L=0.5$ .....	70
Tabla 36: Matrices de rigidez lateral de los pórticos $H/L=1.0$ .....	70
Tabla 37: Matrices de rigidez lateral de los pórticos $H/L=1.5$ .....	71

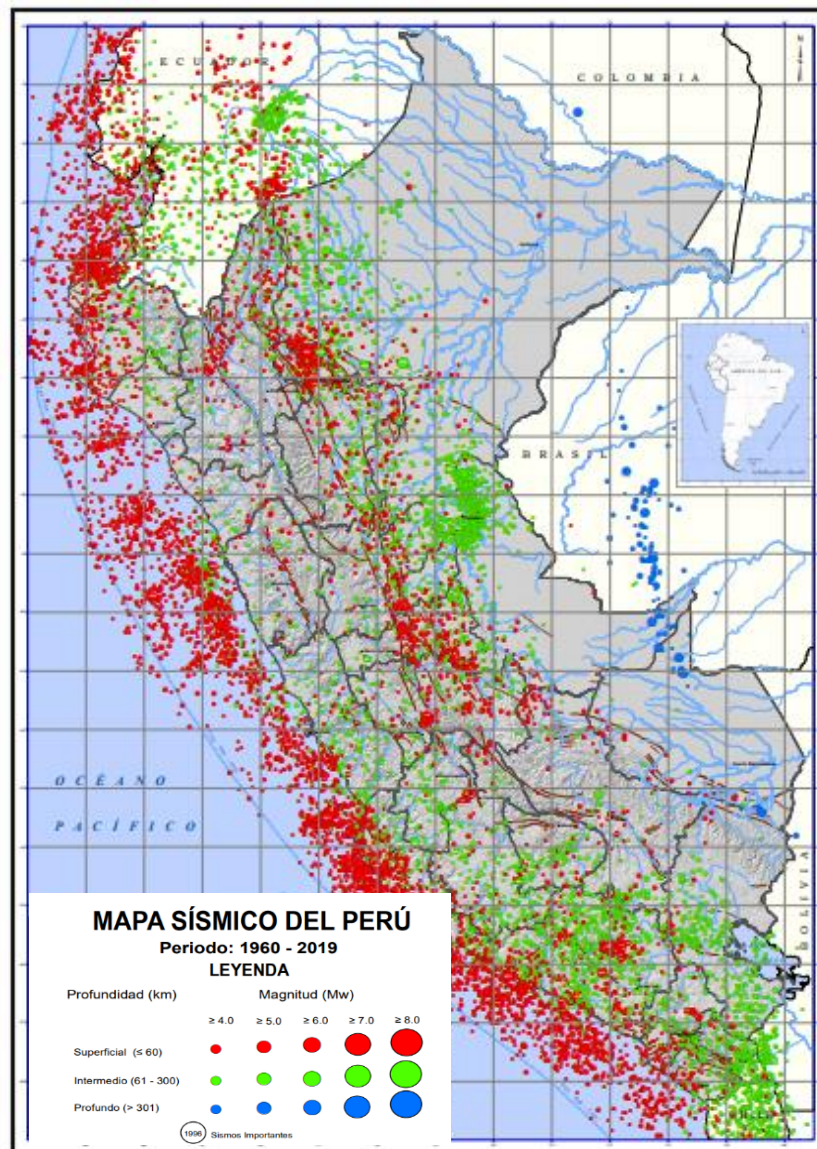


Tabla 38: Matrices de rigidez lateral de los pórticos H/L=2.0..... 71



## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

La costa peruana y la costa chilena se encuentran en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, llamado así por ser una zona de alta sismicidad. Durante el 2019, en Perú, se reportaron 550 sismos con magnitudes locales igual o mayores a 4 MI (Figura 1), y en el 2020, fueron 809 los sismos reportados (Andina, 2020).



*Figura 1.* Sismos reportados en el año 2019  
Adaptado de CENSIS (2019) Mapas Sísmicos.

Si bien el aumento de la cantidad de sismos reportados en los últimos años se debe al incremento de estaciones sísmicas instaladas, es un dato no menor saber que la mayoría de estos sismos no sobrepasan una magnitud de 6 Mw. Por ello, Muñoz, Tinman y Quiun (1999) mencionan que, en Lima se hace evidente el silencio sísmico de las últimas décadas y centurias a causa de la ausencia de terremotos. Se puede decir que, en Lima existe una brecha o ventana sísmica que lleva más de 270 años y que da indicios a que se presente un terremoto con magnitudes momento mayores a los 6.5 grados Mw.

Un punto importante en este contexto es la informalidad y escasez de recursos técnicos que se presentan en las construcciones peruanas, muestra de ello es la Figura 2 que evidencia la libertad que existe en el Perú de construir edificaciones inseguras. Según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú, tres de cada cuatro casas que se construyen a nivel nacional son informales (El Peruano, 2018). Entiéndase como informal a aquellas estructuras que no cumplen con los estándares de calidad o normas técnicas, desde el proceso de adquisición de los materiales de construcción. En tal sentido, la falta de criterio de las personas por construir estructuras en zonas expuestas a un gran peligro sísmico; y la alta probabilidad de que estas sean vulnerables, referido exclusivamente a las características estructurales, ocasionará que se presente un alto nivel de riesgo sísmico. De lo mencionado anteriormente, se entiende que el desempeño sísmico de las construcciones en el Perú sea cuestionado.



*Figura 2.* Edificación informal

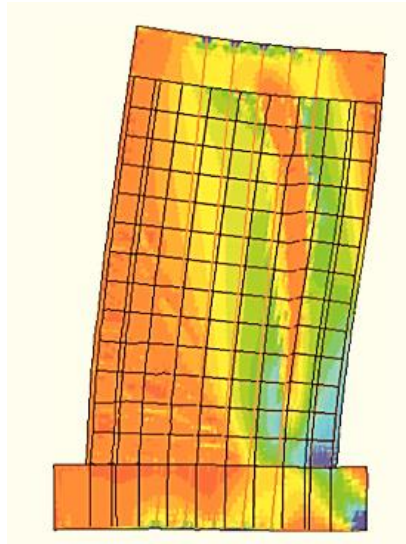
Tomado de RPP (2017) CAPECO: El 70% de viviendas en Lima son informales y vulnerables a un terremoto

Ahora bien, de las viviendas construidas dentro de la formalidad, el análisis sismo resistente con el cual se desarrollan no siempre es el adecuado de acuerdo con el silencio sísmico y alta sismicidad a la que se enfrentan por su ubicación en el Anillo de Fuego. El diseño de las edificaciones resistentes a sismos es regido, normalmente, por un análisis lineal. Esto se desarrollan a pesar de que, durante la acción de un sismo, varias de estas construcciones experimentan deformaciones más allá del rango elástico (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010). Sin embargo, los procedimientos del análisis elástico todavía son necesarios debido a que permiten establecer la geometría de las secciones estructurales, así como el refuerzo de estos (Scaletti, 2014).

Adicionalmente, en comparación con las columnas y bajo acciones laterales, los muros presentan mayores cortantes por su mayor rigidez lateral, esto genera que sus momentos también sean de mayor magnitud. Si a esto se suma la condición de tener muros de altura reducida y pocos esbeltos, la Hipótesis de Navier y el diseño por flexo compresión dejan de ser aplicables. Se tendrá entonces que, los muros de concreto armado no fallarán por flexión, sino

que lo harán exclusivamente por cortante (Blanco, 1994). De esto, cuando el muro llegue a la fluencia, la rótula que se formará por cortante será más influyente de las que se formarán en las columnas y vigas del pórtico. Por lo tanto, una buena opción de diseñar estructuras más resistentes frente a solicitaciones laterales es emplear pórticos duales, aquellos que combinan las columnas y muros.

Los avances computacionales han sido de gran utilidad en las últimas décadas. Estas junto a nuevos modelos matemáticos, que permiten incrementar los grados de libertad, han cobrado relevancia por permitir aproximar el modelo estructural a un comportamiento real de las estructuras, situación que tiempo atrás no eran posible. A pesar de ello, emplear estos modelos matemáticos requiere de un conocimiento profundo del fenómeno que se quiere representar, así como una demanda sustancial en el tiempo de ejecución del análisis. Uno de los métodos que permite el desarrollo de nuevas investigaciones y estudios es el Método de los Elementos Finitos (MEF). Este método busca dividir un elemento o elementos por analizar en un conjunto de elementos menores o “elementos finitos”, que están conectados por nodos, tal y como se observa en la Figura 3. La aparición de estos elementos origina una mayor cantidad de grados de libertad con masas que se concentran en los nodos. Además, emplea funciones de interpolación que representan la distribución de las propiedades estructurales.



*Figura 3.* Modelo estructural idealizado con elementos finitos.

Tomado de “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings: Part 1 – General”, por NIST (Estados Unidos), 2017.

De lo mencionado anteriormente, el análisis sísmico puede ser abordado a través de distintos métodos numéricos, los cuales incrementan el esfuerzo y tiempo para el análisis de la estructura. Adicionalmente, el nivel de rigurosidad del análisis sísmico no es igual para todas las estructuras ni en todas las zonas sísmicas. Por tanto, emplear un modelo numérico, como los elementos finitos, y un análisis sísmico estricto, como el análisis no lineal, producen un elevado costo computacional. Debido a ello, resulta importante comparar y proponer un rango de acción en el cual emplear elementos tipo Frame es la opción más recomendable para iniciar con el análisis sísmico lineal y posterior definición de las dimensiones estructurales.

En tal sentido, se quiere que el presente estudio comparativo muestre la confiabilidad que tienen los elementos tipo Frame al idealizar los muros de los pórticos duales de concreto armado con este método. Asimismo, se pretende marcar una línea de acción entre la idealización con elementos tipo Frame y elementos finitos para que pueda ser aplicada en pórticos duales. Para lograr esto, se comparan los resultados de ambas idealizaciones. Como

recurso computacional se emplea el programa SAP2000, el cual permite el análisis sísmico de los pórticos representativos. Como medida de influencia del modelo de idealización en los resultados, se presenta una gráfica que muestra la precisión que se tiene al emplear elementos idealizados como tipo Frame, y en el cual influya la relación altura-largo (H/L) del muro. Los principales valores para observar serán las derivas, las fuerzas internas, los desplazamientos y periodos. Adicionalmente, se busca comprobar la validez de la hipótesis. Esta plantea que, para una relación H/L menor a 1 el porcentaje de variación de los resultados obtenidos con el modelo Frame son menores al 2% en relación con los resultados obtenidos del modelo Shell.

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. OBJETIVO GENERAL**

Evaluar la relevancia de emplear elementos tipo Frame y elementos planos finitos (Shell) para idealizar pórticos duales de concreto armado durante un análisis sísmico en términos de comportamiento del muro estructural.

### **1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Revisar fuentes bibliográficas relacionadas al tema
- Ejecutar un análisis sísmico a los pórticos duales de concreto armado por medio del método de fuerzas laterales equivalentes y el análisis modal espectral
- Determinar las fuerzas cortantes, momentos, desplazamientos, rigidez lateral, derivas y esfuerzos para cada muro
- Evaluar y comparar las variaciones de los resultados del análisis al idealizar la estructura por estos dos métodos.

## **1.2. JUSTIFICACION**

El presente estudio tiene como interés comparar el comportamiento de un modelo estructural de pórticos duales de concreto armado idealizado con elementos tipo Frame con respecto a un modelo de elementos tipo Shell para distintas relaciones altura/ancho del muro. Los muros son elementos bidimensionales; sin embargo, debido la hipótesis de Navier (secciones planas) es

común modelar los muros como un elemento unidimensional por medio de brazos rígidos en la unión de las placas y vigas. Esta suposición no es del todo cierta cuando la falla es producida por cortante. Por ello, se espera que el estudio del comportamiento del pórtico sirva para simplificar el análisis de estructuras que cumplan con determinadas características geométricas, así como proponer una delimitación práctica del rango de acción entre ambos métodos.

### **1.3. ALCANCE**

El desarrollo de la presente investigación se basa en analizar 4 pórticos duales representativos de concreto armado, todos empotrados en su base, que difieren entre sí por la relación altura-longitud (H/L) del muro que presentan. Asimismo, por cada pórtico representativo se idealizan los muros con elementos tipo Frame y con elementos planos finitos. Todos los pórticos constan de un muro ubicado al centro del pórtico y que se extiende en toda su altura. Se obvia la cimentación y la interacción de los pórticos con el suelo. En el caso de idealizar con elementos planos finitos, se emplea la herramienta Shell para expresar una rigidez distribuida, y permitir deformaciones que representen el alabeo en el muro. Para idealizar el muro estructural con elemento tipo Frame se recurre a emplear un brazo rígido desde su eje hasta el borde con las vigas. Además, para el modelo Shell se incorpora un brazo rígido en cada intersección del muro con el piso con una rigidez tal que se anulen los giros en esta unión y los momentos de las vigas que llegan al muro sean parecidos entre ambos modelos.

El análisis sísmico, al que se someterán los pórticos, consiste en el análisis lineal (estático y modal). Se emplea como herramienta, para la evaluación, el software SAP2000. La investigación culmina con la obtención de gráficas que muestren el porcentaje de precisión y/o tendencia de los resultados al emplear ambos métodos de idealización. Esta investigación busca comparar los resultados de ambos modelos, determinar el grado de variación entre ellos y



explicar porque un modelo es más conservador que el otro. No se pretende proponer un modelo sobre otro porque está claro que en muros bajos la hipótesis de Navier no se cumple y en base a ello, definir a gran escala cuales son las ventajas y desventajas de cada modelo.



## CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

Durante años recientes, ha surgido un enorme esfuerzo para proporcionar modelos analíticos que permitan simular el comportamiento actual de los muros de concreto armado, en especial, los muros a cortante. El incremento en la eficiencia de los sistemas computacionales permitió que se realicen modelos más sofisticados que permiten explicar de mejor manera los fenómenos que afrontan y que solían ser ignorados en el análisis debido a su complejidad.

En ese sentido, el modelado de los elementos de concreto armado se divide en 2 grupos, los cuales son micro-modelado y macro-modelado. Por un lado, el micro-modelado, busca representar el comportamiento de los diferentes materiales que componen un elemento estructural y la interacción entre ellos. El elemento estructural se divide en elementos de menor tamaño y se aplican los principios de equilibrio. Dentro de este grupo se puede encontrar a los ya mencionados análisis por medio de elementos finitos y por medio de fibras. Por otro lado, el macro-modelado, busca representar de manera general el comportamiento del elemento estructural, como la deformación, resistencia y capacidad de disipación de energía. (Galal y El-Sokkary, 2008).

En el grupo del micro-modelado, se tiene que, en 1967, Ngo & Scordelis propusieron la primera aplicación del elemento finito como método de análisis para los elementos de concreto armado. Ellos emplearon un modelo de elementos finitos basado en el elemento triangular de deformación constante para modelar el concreto y el acero de una viga, y que tomó en cuenta el agrietamiento. Debido a la calidad de los resultados, el método de elementos finitos se convirtió en una gran herramienta y se presentaron más investigaciones y desarrollaron más

softwares con este método. Asimismo, otro método que pertenece a este grupo es el modelo de fibras, el cual divide al elemento en capas de forma longitudinal o transversal, por lo que la relación momento-curvatura se puede calcular para cada nivel. En consecuencia, distintos autores, como Monti y Spacone (2000), Kotronis, Ragueneau y Mazars (2005) presentaron estudios en base a este modelo, en donde se muestra que la complejidad en la simulación de las condiciones de borde, la asunción de deformaciones lineales de corte y no tomar en cuenta el efecto de deslizamiento de las barras de acero eran las limitantes de este modelo. En la Figura 4 y Figura 5 se muestran los modelos elemento fibra y la discretización multicapa empleada por cada autor, respectivamente.

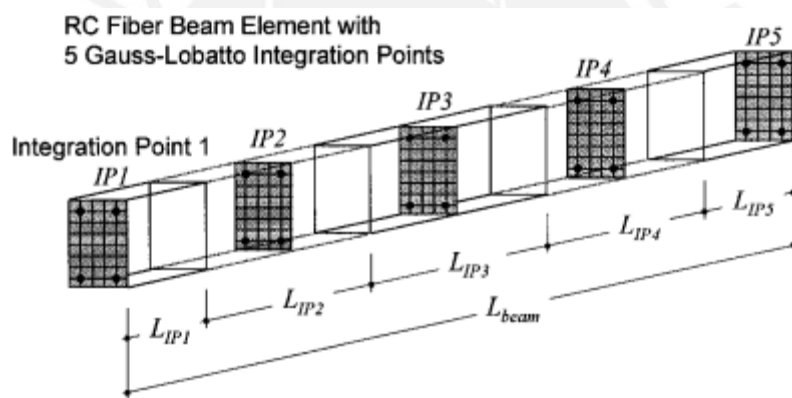


Figura 4. Elemento fibra

Tomado de “Reinforced Concrete Fiber Beam Element with Bond-Slip”, por G. Monti and E. Scapone (USA), 2000

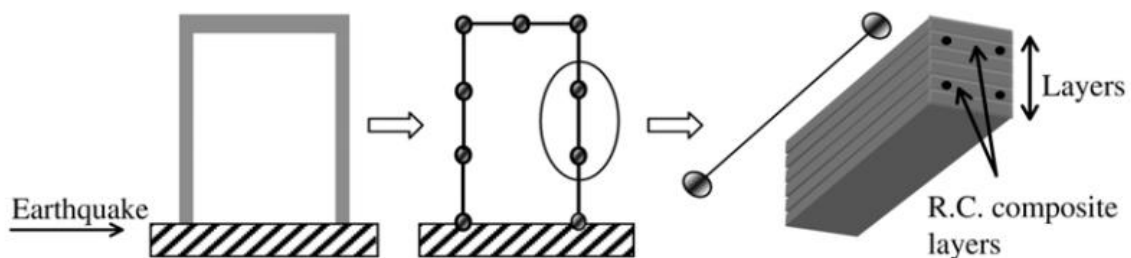


Figura 5. Discretización multicapa

Tomado de “A simplified modelling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design”, Kotronis et al. (Francia), 2005.

Por otro lado, en el grupo del macro-modelado, se tienen modelos combinados, como son el modelo de tres elementos de línea vertical (TVLEM, por sus siglas en inglés) y el modelo de elemento de línea múltiple (MVLEM, por sus siglas en inglés). El *TVLEM*, propuesto inicialmente por Kabayesawa, Shiohara, Otani y Aoyama (1982) se muestra en la Figura 6 (a). Este modelo consistía en 2 elementos con resortes verticales, uno en cada extremo del muro, que representaban los elementos de borde y un elemento central con 3 resortes para controlar las deformaciones verticales, horizontales y giros. Los 3 elementos se encontraban unidos por una viga rígida en cada extremo del elemento. El problema de esta propuesta fue la dificultad para definir las propiedades de los resortes y la falta de compatibilidad de deformación entre el muro y los elementos de borde. Por ello, Vulcano y Bertero (1986), reemplazaron los resortes ubicados en los extremos del muro por un modelo de elemento axial en serie (AESM, por sus siglas en inglés) que se muestra en la Figura 6 (b). El elemento superior representaba la rigidez axial del elemento de borde donde existe una unión entre el concreto y acero; mientras que, la parte inferior, de 2 componentes, representaba la rigidez axial del elemento de borde donde ya no existe la unión. Este modelo podía predecir el comportamiento a flexión del muro que eran dominados por la misma fuerza; sin embargo, en muros dominados por deformaciones de corte, no existió una compatibilidad entre las deformaciones del muro y de los elementos de borde.

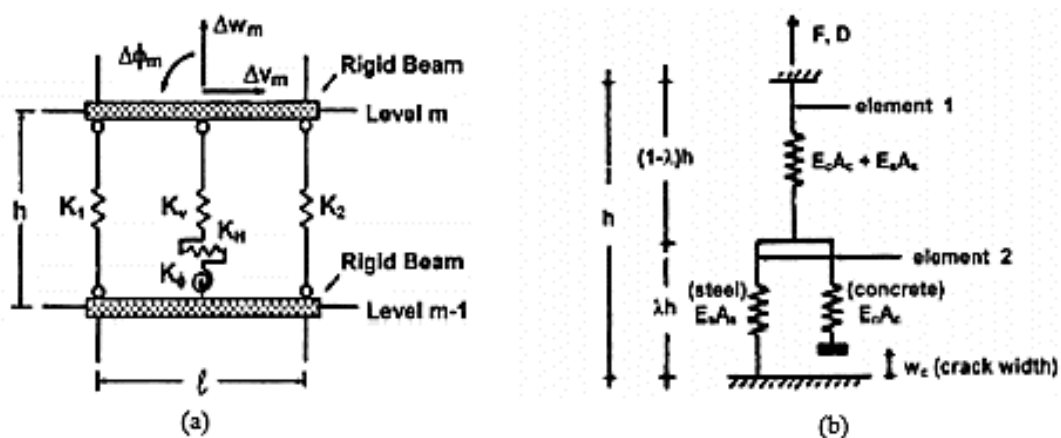


Figura 6. (a) Modelo de tres elementos de línea vertical (Kabayesawa et al., 1982) y (b) Modelo de elemento axial en serie (Vulcano y Bertero, 1986)

En base a ello, se realizaron modificaciones a estos modelos para resolver los problemas anteriores. En 1988, Vulcano, Bertero y Colotti presentaron el modelo de elemento de línea múltiple (MVLEM) que se muestra en la Figura 7. Este tiene una cantidad determinada de elementos uniaxiales que representan el comportamiento axial-flexión del panel central, dos elementos extremos que simulan los elementos de contorno del muro y un resorte horizontal que representa el comportamiento de corte inelástico. Como resultado se obtuvo que a pesar de que se consideró el comportamiento a flexión y corte, sus respuestas no estuvieron vinculadas.

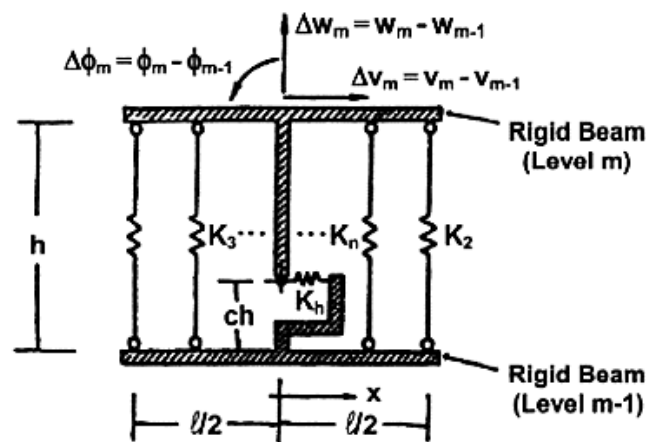


Figura 7. Modelo de elemento de línea vertical múltiple

Tomado de “Analytical Modeling of RC Structural Walls”, por Vulcano et al. (Japón), 1988

Otro macro-modelado propuesto fue el modelo de pórtico equivalente o analogía de la columna, método del presente estudio, y que fue desarrollado por Clough, King y Wilson (1964), Candy (1964) y Macleod (1967). El modelo se limitó a analizar muros de corte rectangulares, presentes en solo un plano, ante cargas laterales y sin torsión. Posteriormente, Macleod (1973, 1976, 1977) y Macleod y Hosny (1977) extendieron el método para analizar muros de forma irregular en planta. Sin embargo, autores como Girgis y Stafford-Smith (1979, 1986), descubrieron que existen 2 fuentes de error en esa extensión del modelo. En primer lugar, el modelo asume que la rotación de los nodos en la conexión viga-muro es igual a las rotaciones de los brazos rígidos horizontales, cuando deben de ser igual a las rotaciones de las

fibras verticales. En segundo lugar, debido a la forma en la que se modelan las conexiones entre muros, la concentración de esfuerzos cortantes en las uniones, se convierten en fuerzas cortantes que originan una flexión artificial en los muros (Kwan, 1993). De esto, se producen deformaciones de corte excesivas y una menor rigidez en los muros. Los fenómenos anteriores, incompatibilidad en la deformación y flexión artificial se pueden visualizar en la Figura 8 y 9, respectivamente.

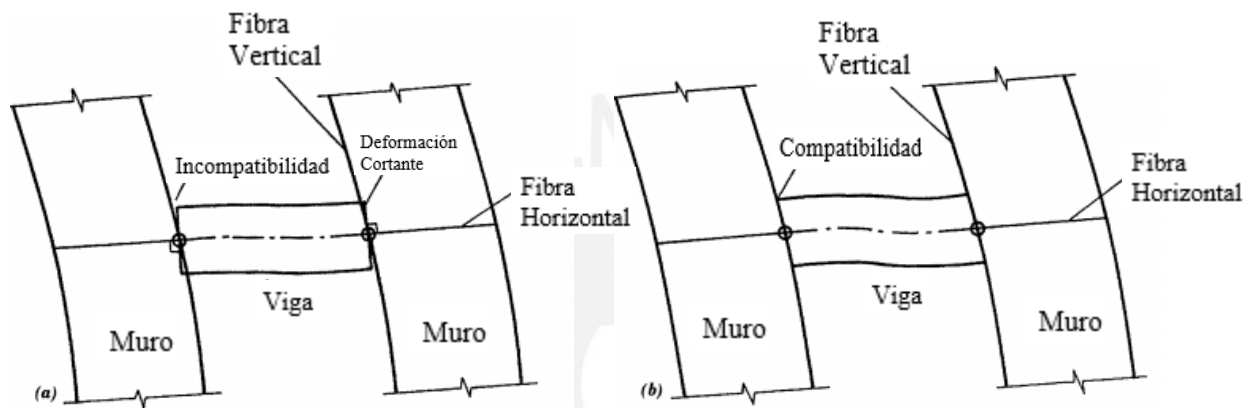


Figura 8. Rotación del grado de libertad en la conexión viga-muro definido como rotación de la fibra horizontal (a) y de la fibra vertical (b).

Adaptado de “Improved wide-column-frame analogy for shear/core wall analysis”, por Kwan (USA), 1993

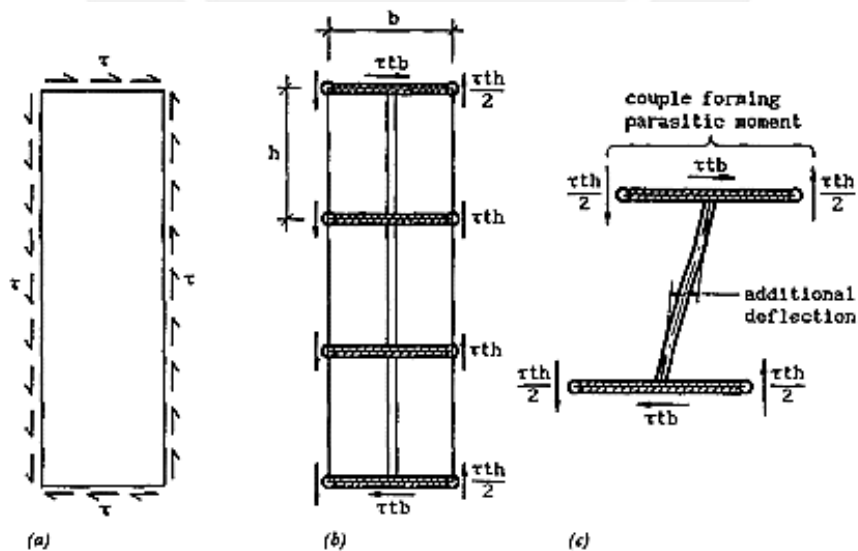


Figura 9. Flexión artificial y deflexión adicional en muro.

Adaptado de “Improved wide-column-frame analogy for shear/core wall analysis”, por Kwan (USA), 1993

Para solucionar los problemas anteriores, Stafford-Smith, Girgis y Abate (1981), Stafford-Smith y Abate (1981), y Smith and Girgis (1984) propusieron dos alternativas o módulos, el módulo de columna ancha arriostrada (Figura 10(a)) y el módulo de pórtico reforzado (Figura 10(b)). Sin embargo, las propiedades de sus miembros pueden resultar negativas para ciertas esbelteces, lo cual hace que la interpretación del modelo físico sea incomodo y produzca un error en el ingreso de las propiedades de los elementos. Por ello, muchos ingenieros insisten en emplear un modelo clásico tipo frame a pesar de la flexión artificial.

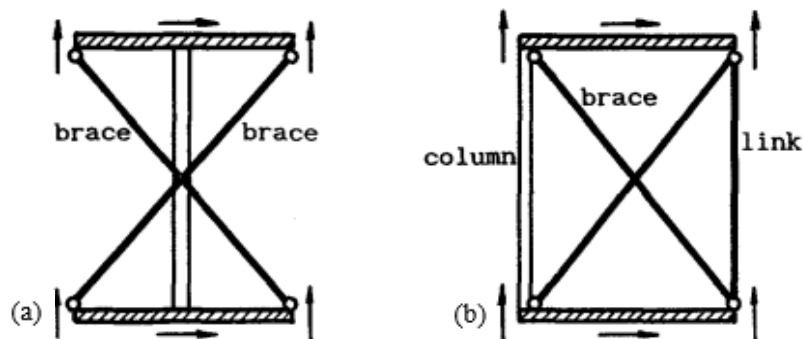


Figura 10. (a) Modulo de columna ancha arriostrada; (b) Modulo de pórtico reforzada.

Adaptado de “Improved wide-column-frame analogy for shear/core wall analysis”, por Kwan (USA),1993

De lo mencionado en el micro-modelado y macro-modelado, se pueden extraer los dos modelos del presente estudio (Shell y Frame) y que han sido analizados a mayor profundidad en años recientes. Akis (2004) estudió una estructura compuesta, exclusivamente, por muros, sometida a cargas laterales. En su estudio obtuvo como resultado menores desplazamientos cuando modeló la estructura con elementos tipo Shell, en comparación con modelar con elementos tipo Frame, los resultados se visualizan en la Figura 11. Adicionalmente, incorporó al muro elementos como columnas y vigas, para luego someterla a un análisis dinámico (Figura 12 (a)). La estructura constaba de 3 niveles, 3m de altura en cada nivel y un espesor de muro de 0.25m.

Los resultados acerca de los desplazamientos de la estructura (Figura 12 (b)) para el modelo basado en elementos tipo Shell mostró menores desplazamientos.

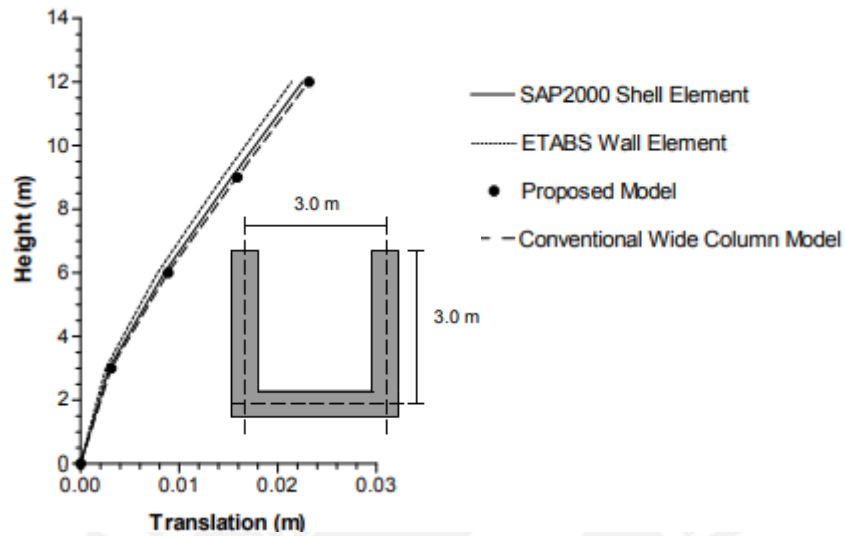


Figura 11. Desplazamiento lateral de muro.

Adaptado de “Lateral load analysis of shear wall-frame structures”, T. Akis (Turquia), 2004

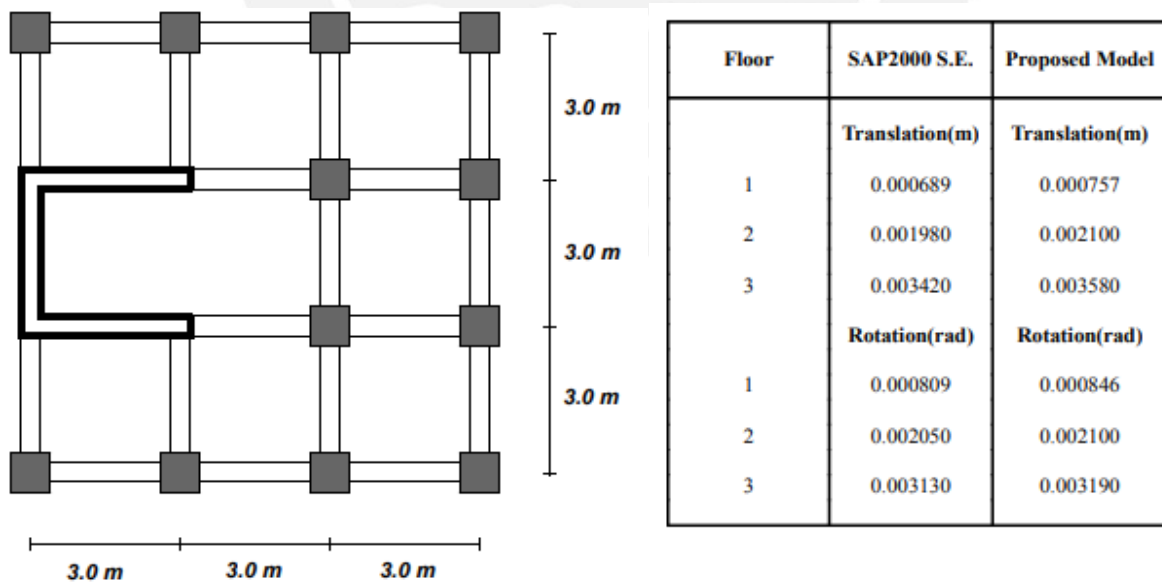


Figura 12. (a) Planta de estructura en estudio; (b) Desplazamiento de estructura ante análisis dinámico.

Adaptado de “Lateral load analysis of shear wall-frame structures”, por T. Akis (Turquia), 2004



De esto, para englobar los criterios de modelado, Kubin, Fahlan y Tan (2008) mencionan que se debe incorporar un brazo rígido en el muro cuando se modela como elementos tipo Shell para minimizar la sensibilidad e inconsistencia de los momentos perpendiculares (M3) al plano, como se muestra en la Figura 13. Estos efectos mencionados, son causados por el tamaño de la malla y las condiciones de carga que genera, también, efectos en los momentos de las vigas conectadas al muro. Asimismo, menciona que una malla entre 50cm y 100cm es adecuada en términos de precisión y eficiencia para su edificio propuesto, debido a los resultados en el muro y vigas bajo un análisis sísmico (Figura 14 y Figura 15, respectivamente).

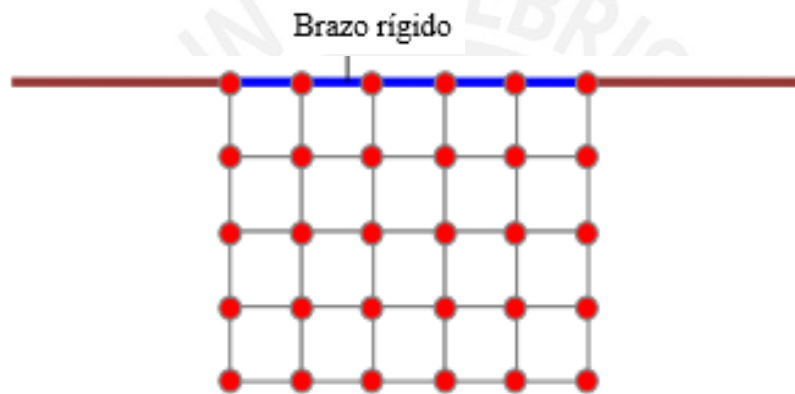


Figura 13. Brazo rígido en conexión muro viga

Tomado de “Comparison of practical approaches for modelling shearwalls in structural analyses of buildings”, Kubin et al. (China), 2008

Model	Earthquake Loading (EX)				
	N	V2	V3	M2	M3
Shell 160x160	-5.26	54.53	0.00	0.00	530.66
Shell 80x80	-5.17	54.49	0.00	0.00	533.10
Shell 40x40	-5.09	54.48	0.00	0.00	533.89
Shell 20x20	-5.03	54.48	0.00	0.00	534.66

Figura 14. Resultados de fuerzas internas (kN, m) en el muro de un edificio simétrico.

Adaptado de “Comparison of practical approaches for modelling shearwalls in structural analyses of buildings”, Kubin, et al., (China), 2008

Model	Beam along major wall direction					
	Gravity (1.4G + 1.6Q)			Earthquake (EX)		
	T	V2	M3	T	V2	M3
Shell 160x160	0.74	-63.35	-77.58	-0.02	0.55	1.78
Shell 80x80	0.88	-62.72	-74.75	-0.02	0.53	1.72
Shell 40x40	0.94	-62.30	-72.94	-0.02	0.53	1.72
Shell 20x20	0.96	-62.02	-71.69	-0.02	0.53	1.70

Figura 15. Resultados de fuerzas internas en las vigas conectadas al muro de un edificio simétrico. Adaptado de “Comparison of practical approaches for modelling shearwalls in structural analyses of buildings”, Kubin et al., (China), 2008



## **CAPÍTULO 3: MARCO TEÓRICO**

En el presente capítulo se abordarán las definiciones o conceptos necesarios para entender el contexto de este trabajo de investigación. Para facilitar la comprensión teórica se decidió separar los temas por pórticos duales, análisis sísmicos, idealización de la estructura, modelos de representación del comportamiento de los materiales, curva de capacidad y espectro de capacidad.

### **3.1. PÓRTICOS DUALES DE CONCRETO ARMADO**

Ante cargas laterales sísmicas-estáticas, proporcionales a la altura de los niveles del pórtico de concreto armado, la deformación de los pórticos depende de los elementos por los cuales está constituido. Para estructuras compuestas solamente por columnas y diafragma rígido, la deformación tipo corte será la predominante. Esta se caracteriza porque existe una relación directamente proporcional entre el cortante de entrepiso y el desplazamiento de entrepiso. Además, se producirá una relación inversamente proporcional entre las deformaciones de entrepiso y la altura de los niveles. En cambio, para sistemas compuestos por muros de concreto armado, los suficientemente altos para deformarse por tipo flexión, la relación es distinta. En este caso, existen una relación directamente proporcional entre la altura de los niveles y las deformaciones de entrepiso. (Muñoz et al., 1999).

En tal sentido, la alternativa que permite sumar los beneficios y contrarrestar las desventajas de ambos tipos de deformaciones es emplear pórticos duales. Estos se encuentran formados por muros y columnas, principalmente. Este sistema estructural permite que, la fuerza cortante sea controlada por los muros en los niveles bajos, y por las columnas en los niveles de mayor altura.

Asimismo, los desplazamientos de entrepiso en los niveles son menores. En la Figura 16 se observa la diferencia entre los distintos tipos de configuración estructural y modelo de deformación. Los pórticos dúctiles (vigas y columnas) al interactuar con los muros permite una disipación de energía significativa, especialmente, en los pisos superiores de la estructura (Paulay y Priestley, 1992). Además, debido a la gran rigidez lateral de los muros, este sistema permite controlar las derivas producidas en los eventos sísmicos y la formación temprana de rotulas plásticas en las columnas.

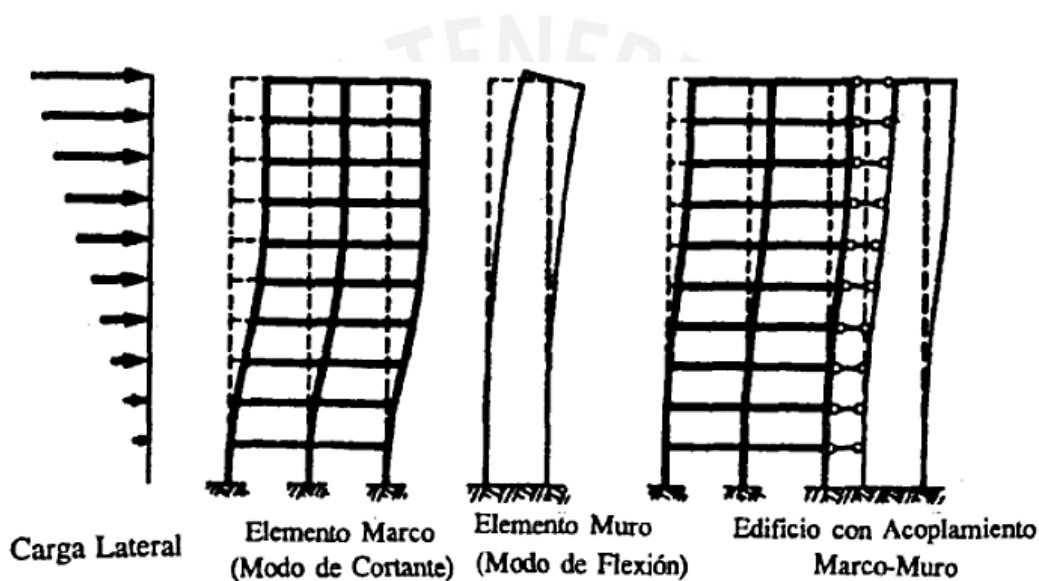


Figura 16. Tipos de deformación de acuerdo con la configuración estructural.

Adaptado de “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings” por Paulay y Priestley (USA), 1992.

### 3.2. COMPORTAMIENTO DE MUROS

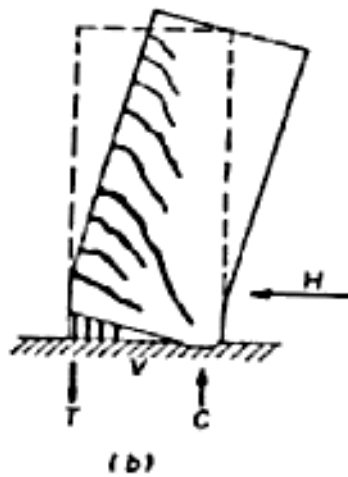
Los muros que soportan cargas horizontales y verticales en su plano son conocidos como muros de cortante. Asimismo, tienen la peculiaridad de absorber buena parte de las cargas horizontales de la estructura (sismo o viento) debido a la gran rigidez que tienen en comparación con la rigidez de las columnas. Esta mayor rigidez produce que los muros absorban una mayor proporción de las fuerzas cortantes y, por tanto, mayor proporción de momentos flectores. Los

cuales resultan ser mayores en los niveles inferiores. Los muros permiten el control de las deflexiones de entrepiso. Otorgan una mayor seguridad ante sismos severos, y protección hacia los elementos no estructurales en caso de sismos moderados, que de otro modo resultarían más costosos (Blanco, 1994).

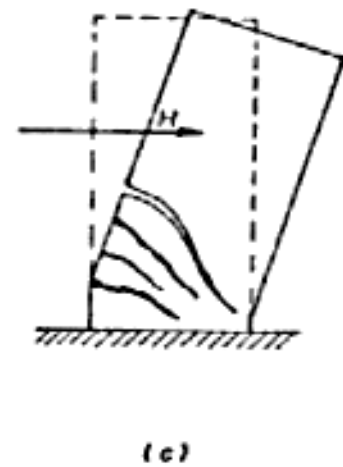
Así, ante acciones horizontales, los muros se pueden distinguir en dos clases debido a su comportamiento. La primera es aquella en los que gobierna un comportamiento dúctil por flexión, y la segunda son los muros en los que gobierna la falla frágil por cortante (Deierlein et al., 2010). En tal sentido, es preferible que los muros actúen relacionados a las hipótesis de flexión; sin embargo, esto no siempre es posible. La característica que determina cómo se comporta un muro depende de su relación altura-largo ( $H/L$ ).

Por ello, Blanco (1994) propone que para muros con una esbeltez  $H/L \geq 1$ , los muros se comportan como vigas en voladizo y el diseño por flexo compresión y cortante se puede realizar por medio de las hipótesis básicas de flexión (hipótesis de Navier). Además, la gran concentración de momentos en la base fomenta la formación de una rótula plástica que, si la longitud de la rótula es mayor a la longitud del muro, produce fisuras de flexión que puede combinarse con las fisuras de tracción diagonal. En cambio, para muros bajos de poca esbeltez ( $H/L < 1$ ), cuyo caso es similar a las vigas pared, no se cumple la distribución de esfuerzos y deformaciones de Navier, por lo que se debe recurrir a la Teoría de Elasticidad. En los muros bajos predomina la falla por deslizamiento debido a la baja carga axial, la falla por tracción diagonal y la falla por flexión es casi imposible. Además, los requerimientos de acero de tracción por flexión no son importantes, por lo que es poco relevante disponer de acero concentrado en los extremos del elemento. En la Figura 17, se puede observar los diferentes tipos de falla en los muros resistentes a cortante.

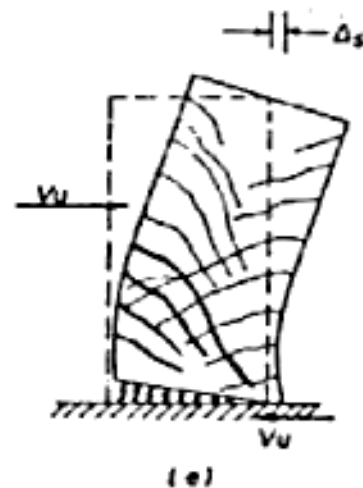
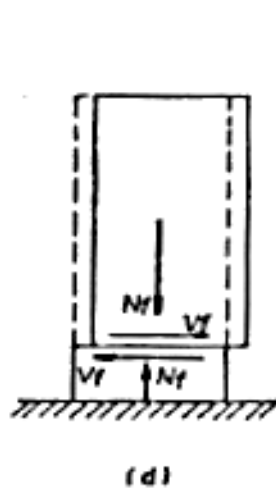
## ESQUEMA DE CARGAS ACTUANTES SOBRE MUROS DE CORTANTE



FALLA POR FLEXION



FALLA POR TRACCION DIAGONAL



FALLAS POR DESLIZAMIENTO  
Tipos de falla en muros de cortante.

Figura 17. Tipos de falla en muros resistentes a cortante.

Tomado de “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” por Blanco (Perú), 1994

Los muros esbeltos se asimilan al comportamiento de una viga en voladizo, con la diferencia sustancial de que el muro tendrá siempre una carga axial actuante, a pesar de que la magnitud sea mínima. Por tal sentido, en los pisos inferiores se presentarán los momentos y las fuerzas cortantes más representativas, así como esfuerzos de compresión y tracción en los bordes del muro. Debido a la gran magnitud de los momentos presentes en la base, se formará una rótula

plástica, la cual está en función de la carga axial y del cortante. La rótula ocasiona fisuras por flexión; la cortante, los esfuerzos de tracción diagonal, los cuales, también, originan fisuras. A parte de estas fallas (flexión y tracción diagonal), se puede producir la falla por deslizamiento. Para modelar esta clase de muros se emplea, mayormente, los elementos planos finitos debido a que, en la sección transversal del muro, el concreto y el acero se pueden discretizar. Este modelo permite mostrar con una razonable exactitud la variación de la rigidez por la fluencia del acero y el agrietamiento del concreto. La principal limitación de emplear elementos planos finitos es la suposición de que las secciones planas permanecen planas, con lo que no se toma en cuenta los efectos de deformación por torsión. Si bien la idealización implementa los efectos axiales y de flexión en la sección transversal, el comportamiento transversal siempre será elástico.

Los muros poco esbeltos presentan cargas de gravedad pequeñas en magnitud debido a su baja altura. Además, como el brazo de palanca es grande, el acero de tracción por flexión no es importante (Blanco, 1994). De esto, se tiene que no es importante concentrar acero en los extremos o bordes del elemento. En esta clase de muros se presenta la falla por deslizamiento y la falla por cortante o tracción diagonal. Es casi imposible de que se produzca la falla por flexión debido a que la cimentación tomará los momentos antes que el muro (Blanco, 1994). De acuerdo con ensayos realizados, la ductilidad del muro es mayor cuando se emplea carga monotónica en lugar de carga cíclica (Deierlein et al., 2010).

### **3.3. ANÁLISIS SÍSMICO**

La acción sísmica genera movimientos horizontales y verticales en la base de las estructuras. Producto de este movimiento existirán fuerzas verticales y horizontales que actuarán en la estructura. Las fuerzas de inercia de la estructura, que se oponen al desplazamiento, se ubican específicamente en las coordenadas dinámicas, o donde se concentra la mayor cantidad de

masa. Asimismo, el movimiento del suelo produce deformaciones en la estructura, las cuales generan fuerzas internas en los elementos estructurales. Como consecuencia de la carga sísmica generada, se producen fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos en los elementos que conforman la estructura. Según McCormac y Brown (2011), la intensidad de las fuerzas y momentos se encuentran estrechamente ligadas a las propiedades constitutivas de la estructura como la rigidez y ductilidad de los elementos.

Desarrollar un análisis sísmico permite determinar el modelo analítico más representativo para una estructura, así como determinar las fuerzas internas y desplazamientos laterales de los elementos estructurales para diseñarlos. En tal sentido, el diseño sísmico tiene como objetivo general conseguir un correcto desempeño de la estructura, lo cual se logra a través del control de los desplazamientos, velocidades y aceleraciones.

Existen distintos métodos para analizar la respuesta sísmica de las estructuras, las cuales están basadas en el comportamiento de los elementos estructurales (elásticos e inelásticos). Dentro de estas se pueden reconocer dos grupos. El primer grupo basado en la aplicación de fuerzas sísmicas estáticas (análisis estático), y donde no existe una componente de aceleración. El segundo grupo se encuentra relacionada a la aplicación de fuerzas sísmicas que pueden o no variar en el tiempo, pero que involucran la aceleración de la estructura a causa del sismo. Por lo tanto, para este último grupo, se producirán fuerzas inerciales y de amortiguamiento en la estructura.

Se debe tener en cuenta que, incluso los elementos que no forman parte de la resistencia lateral de la estructura están involucrados en el comportamiento sísmico. Esta afirmación se deriva de que, si se decide no considerar estos elementos, se producirían periodos más largos, y por tanto una reducción en las fuerzas internas de diseño (Bazán y Meli, 1992).



### 3.3.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO LINEAL

El análisis lineal estático, conocido también como método de las fuerzas laterales equivalentes, es un procedimiento práctico. El método considera que la estructura tiene una distribución uniforme de la masa y rigidez a lo largo de los niveles de piso. La magnitud de las fuerzas laterales se determina en base a un periodo fundamental estimado. Además, la respuesta sísmica se realiza en base al análisis de un oscilador de un grado de libertad (Bazán y Meli, 1991). Se considera a la estructura bajo un régimen lineal elástico y amortiguamiento viscoso equivalente.

Existen en los distintos códigos mundiales de diseño de estructuras resistentes a sismos ligeras modificaciones en el proceso de desarrollo del método, lo cual se explica como la adecuación a la realidad de cada país, pero que un valor teórico, en esencia, igual. En ese sentido, se presenta la siguiente fórmula de fuerzas laterales  $i$  en cada piso:

$$f_i = V * h_i^k / (\sum_{j=1}^N w_j * h_j^k) \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Las fuerzas laterales aplicadas estáticamente a cada nivel del pórtico son determinadas en función al cortante basal ( $V$ ), a la altura del nivel del pórtico ( $h$ ) y al peso en cada nivel ( $w$ ). El coeficiente  $k$  se encuentra relacionado con el periodo fundamental de vibración. La distribución de estas fuerzas horizontales busca asimilarse al modo fundamental de vibración. La Norma Técnica peruana E.030 presenta una metodología influenciada por la realidad peruana. El cortante basal se determina en base a los parámetros sísmicos tales como un factor de zona, un factor de uso, parámetros de sitio, factor de amplificación sísmica.

### 3.3.2. ANÁLISIS MODAL

El análisis lineal dinámico, conocido también como, análisis modal o método de superposición modal, se basa en la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, con el cual se hallan las historias de respuesta modal. Este método plantea como hipótesis que, el cálculo de cada modo

natural de vibración no guarda una relación de dependencia con los demás. La respuesta final (aproximada) de la estructura, entre las que se encuentran las fuerzas, desplazamiento y deformaciones, se determinan mediante la combinación de los valores de cada respuesta modal independiente. De esto, la respuesta final máxima de la estructura se determina con los valores modales máximos.

El análisis mantiene la suposición de que la estructura se encuentra en rango elástico. En tal sentido, no se puede aplicar para determinar las fuerzas de diseño en edificios, porque los elementos estructurales se diseñan para deformaciones en el rango inelástico. Sin embargo, un valor aceptable de la respuesta estructural no lineal se puede determinar con el empleo del espectro de diseño inelástico (Bazán y Meli, 1992). Un ejemplo de espectro de aceleraciones se muestra en la Figura 18.

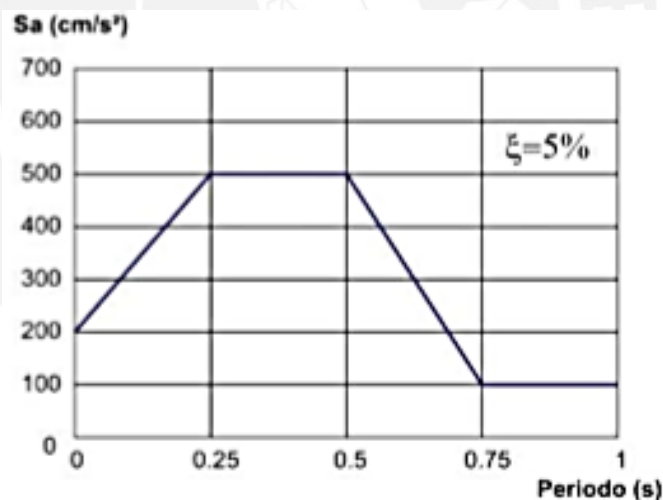


Figura 18. Espectro de aceleraciones.

Tomado de “Riesgo sísmico de edificios peruanos” por Muñoz et al., 1999

### 3.3.3. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

En el análisis Pushover, el patrón de carga, bajo la cual se somete a la estructura, se representa en función de fuerzas laterales o desplazamientos, que se incrementan lentamente en intensidad hasta un desplazamiento objetivo. Este desplazamiento es un parámetro, generalmente, regido

por el desplazamiento del techo (Deierlein et al., 2010). Debido al lento incremento de la magnitud es que se considera a las fuerzas como estáticas. En adición, la distribución de las fuerzas laterales y de los desplazamientos se realiza a lo largo de la altura de la estructura para simular las fuerzas de inercia o sus efectos.

La rigidez y la resistencia de los elementos se modelan basados en una envolvente cíclica que refleja el comportamiento del sismo y que permite observar la degradación de estas. Si se grafica el valor total de las fuerzas aplicadas y el desplazamiento lateral del techo, se obtendrá la curva Pushover (Figura 19), la cual permite apreciar, también, la degradación la curva. En el caso del concreto armado, el decaimiento se da por los agrietamientos que sufre la estructura.

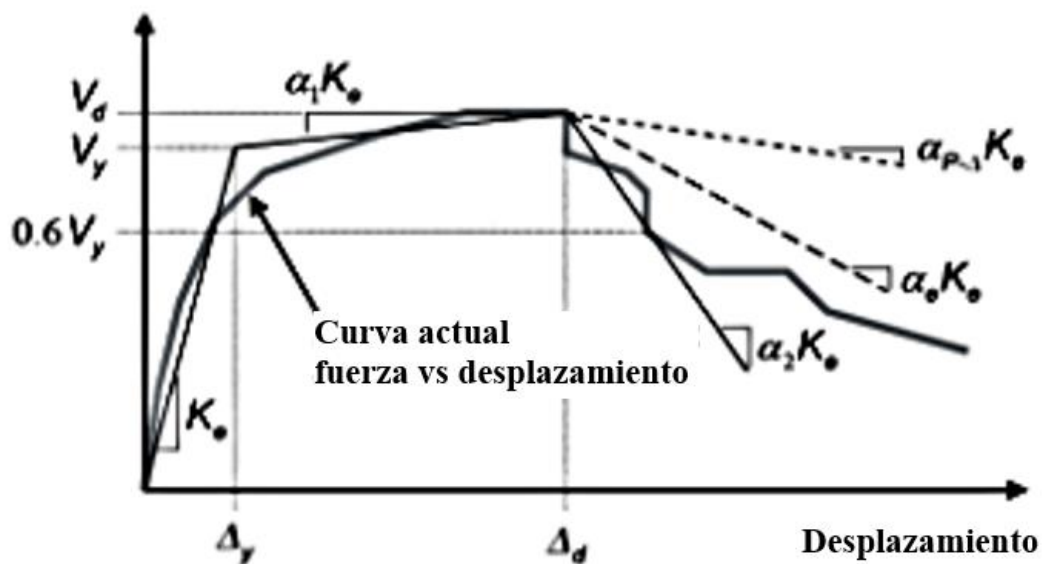


Figura 19. Curva Pushover que permite observar degradación de rigidez y resistencia.

Adaptado de “Nonlinear structural analysis for seismic design”, por Deierlein et al. (2010)

El objetivo del análisis Pushover es obtener la capacidad última de la estructura correspondiente al estado límite alcanzado. De lo mencionado anteriormente se puede establecer dos clases de análisis Pushover. El primero es el análisis convencional, el cual se refiere a aplicar un patrón de fuerzas estáticas o de desplazamientos constante durante el análisis. Mientras que, si el patrón de carga (expresado en función de fuerzas horizontales o

desplazamientos) cambia para tomar en cuenta los modos de vibración estructurales en el rango inelástico, el análisis Pushover será adaptativo (Elnashai y Di Sarno, 2008).

### **2.3.3.1 ANÁLISIS PUSHOVER CONVENCIONAL**

Este análisis estático no lineal considera a la estructura afectada por cargas de gravedad constantes y un patrón de carga, que se expresa en base a fuerzas horizontales o desplazamientos, constante a lo largo del incremento monótonico de la carga. Debido a que el modelo estructural considera los efectos inelásticos de los materiales y de la geometría de los elementos, este análisis permite determinar la capacidad estructural. La capacidad se obtiene por medio de un patrón de carga que representa los efectos inerciales del sismo severo.

El análisis utiliza una solución incremental-iterativa de las ecuaciones de equilibrio estático. Como se mencionó anteriormente, a causa del incremento lento y pequeño de la carga, el comportamiento se puede asimilar a un modelo lineal donde la ecuación de equilibrio se expresa como sigue a continuación:

$$K_t \cdot \Delta x + R_t = F \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

En esta ecuación el valor de  $K_t$  es la matriz de rigidez tangente para el incremento de fuerza actual,  $R_t$  son las fuerzas restitutivas al inicio del incremento de carga,  $\Delta x$  es el desplazamiento que se incrementa y  $F$  son las fuerzas resultantes (Elnashai y Di Sarno, 2008).

Para el incremento de los desplazamientos o fuerzas estáticas, la resistencia de la estructura se evalúa desde las condiciones de equilibrio interno y la rigidez tangencial ( $K_t$ ) se actualiza. Las fuerzas que generan desbalance son aplicadas hasta que uno o más criterios de convergencia sean satisfechos. Para la convergencia, la rigidez tangencial se actualiza y se vuelve a aplicar un incremento del desplazamiento o fuerza. La respuesta a este proceso incremental-iterativo se obtiene cuando se llega a un desplazamiento de evaluación de desempeño o al estado límite

para el colapso o que el software computacional, que permite el desarrollo del análisis, falle en la convergencia. Los resultados del análisis Pushover o curva de capacidad son expresados en función al cortante basal versus el desplazamiento lateral del techo (Elnashai y Di Sarno, 2008).

En resumen, los parámetros que definen al análisis Pushover convencional son la naturaleza de la carga aplicada (expresado en función a las fuerzas horizontales o desplazamientos), el patrón de distribución de cargas en la altura (triangular, uniforme, entre otros) y a su magnitud.

#### ***2.3.3.2 ANÁLISIS PUSHOVER ADAPTATIVO***

Este método permite que la posible variación de la distribución de las fuerzas inerciales pueda ser considerada durante el análisis estático. De esta manera, se resuelve el principal inconveniente del análisis Pushover convencional en el cual se aplica un patrón de carga (expresado en función a fuerzas horizontales o desplazamientos) constante. La desventaja de emplear de un patrón de carga que no varía en el tiempo (análisis Pushover convencional) puede conducir a que no se reflejen correctamente la respuesta inelástica de los elementos estructurales (Elnashai y Di Sarno, 2008).

### **3.4. IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA**

El desarrollo del modelo estructural analítico debe comenzar por conocer e interpretar los elementos que, bajo acciones sísmicas severas, muestren un comportamiento inelástico. La respuesta de los elementos estructurales guarda una estrecha relación con la interacción fuerza-deformación, y el cual estará influenciada por la rigidez y deformaciones esperadas (Deierlein et al., 2010).

La elección del modelo estará basada en determinar los elementos que llegarán a la zona inelástica y los elementos que se mantendrán en zona elástica. Para idealizar elementos estructurales se establecieron dos criterios fundamentales. El primer criterio se basa en el

control de las deformaciones, donde se espera que los elementos sean lo suficientemente dúctiles para soportar deformaciones inelásticas. El segundo criterio, se basa en un control de fuerzas, busca que los elementos que no son lo suficientemente dúctiles sean controlados por su capacidad. Para elementos controlados por la deformación se debe asumir un comportamiento no lineal; mientras que, los elementos controlados por fuerzas deben de ser idealizados como elementos elásticos; además, de asegurar que no lleguen a la fluencia (Deierlein et al., 2010). Los modelos de idealización se diferencian por la forma en que se distribuye la plasticidad de los elementos estructurales. Es así como, para comportamiento inelástico, los modelos pueden abarcar desde rótulas plásticas hasta elementos finitos. En la Figura 20 se muestran 5 modelos de idealización que permiten representar un comportamiento inelástico (Deierlein et al., 2010).

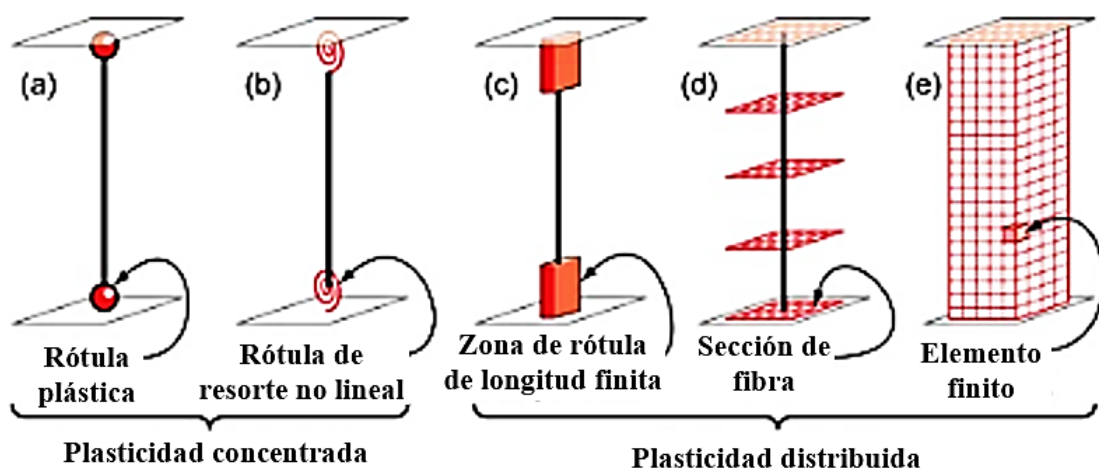


Figura 20. Propuestas de idealización para elementos plásticos.

Adaptado de “Nonlinear structural analysis for seismic design”, por Deierlein et al. (2010).

La idealización con elementos planos finitos permite que la plasticidad se distribuya a lo largo del elemento y en las secciones transversales. Esta distribución es posible por medio de integraciones numéricas. Esta manera de idealizar los elementos no proporciona reportes sobre

las rotulas plásticas, en lugar de ello, si reporta los esfuerzos que se producen en el concreto y el acero de las secciones transversales.

En cambio, si se emplea una idealización que permita concentrar las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento estructural, se debe tener en cuenta el modelo con rotulas plásticas. Los elementos que consideran plasticidad concentrada en las rotulas por medio de los parámetros del modelo momento-curvatura condensan formulaciones numéricas eficientes (Deierlein et al., 2010). En la Figura 21 se observa un edificio, en el cual sus componentes estructurales se modelaron con elementos finitos en comparación con emplear elementos tipo Frame.

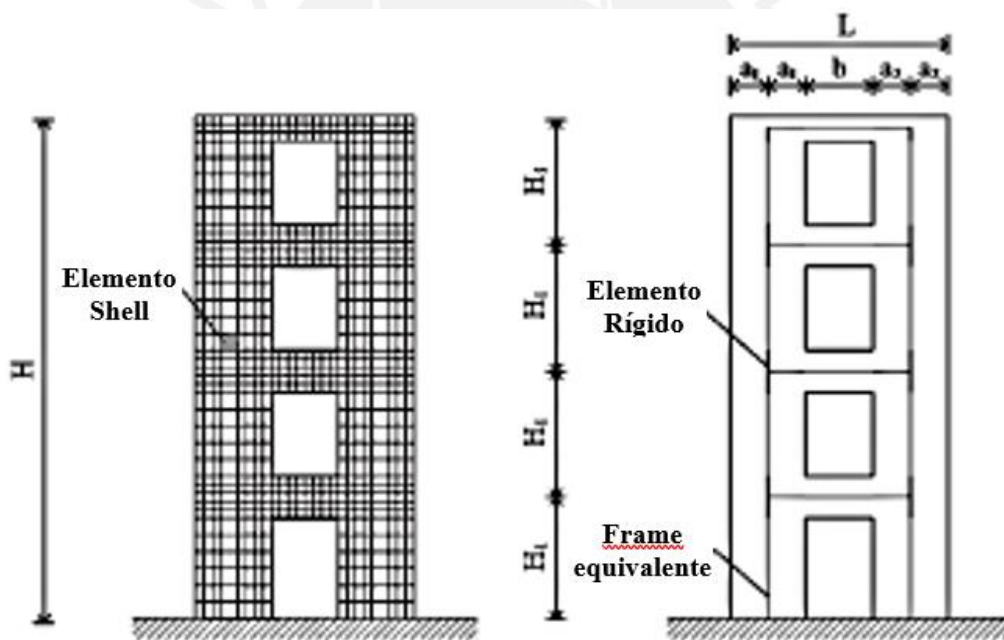


Figura 21. Modelo estructural desarrollado por medio de elementos tipo Shell y elementos tipo Frame.

Adaptado de “Fundamentals of earthquake engineering”, por Elnashai y Di Sarno (USA), 2008

### 3.5. ELEMENTOS FINITOS

Este método permite resolver problemas físicos relacionados con estructuras sometidas a cargas, entre otros, al permitir pasar de ecuaciones en derivadas parciales, para un problema

dinámico, a un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias. En este punto se debe enfatizar que, es imposible predecir la respuesta del problema físico con exactitud, debido a que es imposible representar toda la información presente en un proceso natural a pesar de contar con un modelo matemático refinado (Bathe, 2014). Mediante este método, la estructura se divide en un número determinado de segmentos o elementos discretos que pueden tener o no el mismo tamaño. La intersección entre estos elementos se conoce como "puntos nodales", y son aquellos en donde se generan las coordenadas generalizadas de la estructura. (Clough y Penzien, 2003). La configuración deformada de la estructura se define por medio de funciones de desplazamiento o "funciones de interpolación" que varían por cada nodo y que permiten determinar el desplazamiento de cualquier punto en el elemento por medio de la interpolación del desplazamiento de los puntos nodales. Estas funciones suelen ser polinómicas y deben garantizar la compatibilidad de las deformaciones en los puntos nodales (condiciones de contorno). En la Figura 22, se observan las funciones de forma (función interpolación) para un elemento de dos (a) y tres nodos (b) que se sometieron a una interpolación lineal y cuadrática.

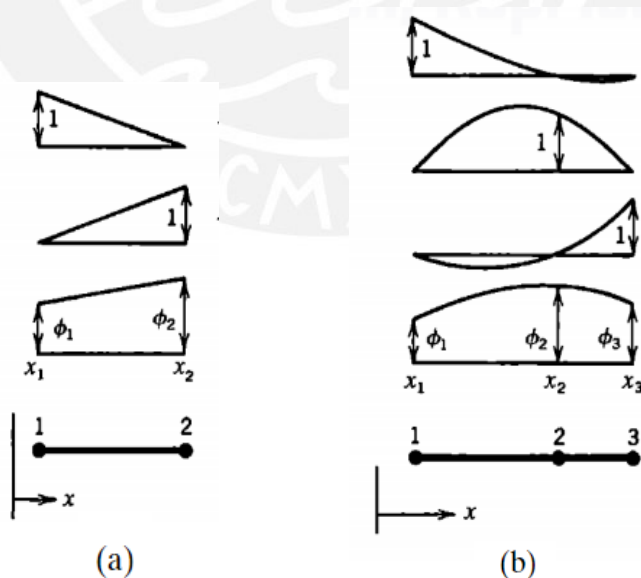


Figura 22. Ejemplo de función de forma para interpolación lineal (a) y cuadrática (b).

Adaptado de "Concepts and applications of finite element analysis" por Cook, Plesha, Malkus y Witt, 2002



Adicionalmente, las coordenadas locales de los elementos finitos deben de ser transformadas a coordenadas cartesianas que permitan representar la forma de la estructura general, la cual suele ser curva. En el caso de que la función de interpolación sea la misma que se emplea para definir los desplazamientos locales del elemento y aquella que permite transformar las coordenadas locales a coordenadas cartesianas, el elemento se denomina isoparamétrico.

Debido a la hipótesis de discretización planteada por medio de la interpolación, los resultados individuales de cada elemento se pueden superponer y así obtener las matrices de las propiedades globales de la estructura. En tal sentido, para determinar los coeficientes de rigidez de un elemento se calculan las fuerzas nodales que produce un desplazamiento unitario en el mismo punto nodal (Clough y Penzien, 2003). Un punto importante en este método es que los resultados deben de garantizar la convergencia, esto se logra cuando los resultados tienden hacia los resultados exactos del problema. En la Figura 23 se muestra una comparación del desplazamiento axial exacto y esfuerzo axial exacto para una viga cónica, idealizada con tres elementos y sometida a un estrés uniaxial, con respecto a los valores obtenidos por el MEF.

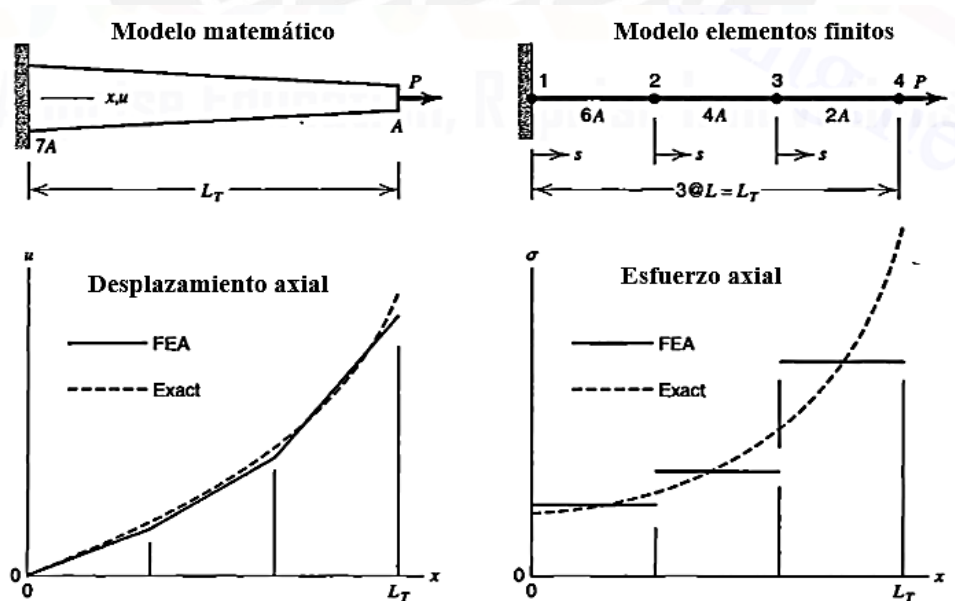


Figura 23. Viga cónica discretizada por tres elementos.

Adaptado de “Concepts and applications of finite element analysis” por Cook et al., 2002.

Debido a la hipótesis de discretización planteada por medio de la interpolación, los resultados individuales de cada elemento se pueden superponer y así obtener las matrices de las propiedades globales de la estructura. En ese sentido, los requisitos que se deben de cumplir para garantizar la convergencia son los siguiente:

- Las funciones de desplazamiento deben permitir que las deformaciones producidas en los límites de separación entre elementos sean finitas, a pesar de que sean indeterminadas (Zienkiewicz & Taylor, 2004).
- Las funciones de desplazamiento tienen que garantizar que, si los desplazamientos nodales son compatibles con un estado de deformación constante, los resultados muestren el estado de deformación constante (Zienkiewicz & Taylor, 2004).
- Estas funciones no deben permitir deformaciones en un elemento cuando los desplazamientos nodales se den por el desplazamiento en conjunto de un cuerpo rígido (Zienkiewicz & Taylor, 2004).

### **3.6. SHELL**

El elemento Shell permite representar el comportamiento de una placa (soporta momentos) y una membrana (soporta fuerzas) en base a elementos de tres (elementos triangulares) o cuatro nodos (elementos cuadriláteros). Para este último caso, se muestra la dirección y sentido de las fuerzas internas en la Figura 24-a y de los momentos internos en la Figura 24-b para un elemento finito.

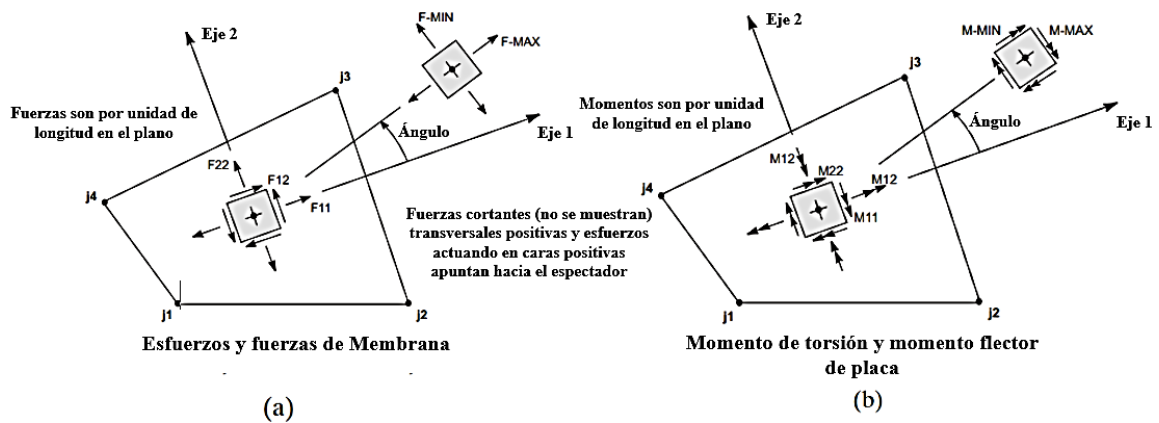


Figura 24. Fuerzas internas (a) y momentos internos (b) de un elemento plano finito.

Adaptado de “Integrated finite element analysis and design for structures”, por Computer and Structures Inc (USA), 1998.

Adicionalmente, el comportamiento de la placa se formula de dos maneras de acuerdo con la importancia que tiene la deformación por corte. Por un lado, el *thin-plate* sigue una aplicación de Kirchhoff y no toma en cuenta las deformaciones transversales por corte. Por otro lado, el *thick-plate* sigue la teoría de Mindlin/Reissner e incluye los efectos de la deformación por corte.

## 2.7. PRINCIPIO DE SAINT VENANT

Este principio determina que el esfuerzo y la deformación que se produce en las secciones alejadas de la región donde se aplica una fuerza son iguales al esfuerzo y deformación que se producen por otra fuerza, resultante y estáticamente equivalente, aplicada en la misma región (Hibbeler, 2017). La representación gráfica de este principio se puede observar en la Figura 25, la cual muestra la distorsión que se produce en una columna sometida a una carga axial. Además, en la Figura 26 se aprecia la distribución de esfuerzos para distintas secciones de la columna anterior y la comparación con la sección de una misma columna sometida a una carga resultante estáticamente equivalente.

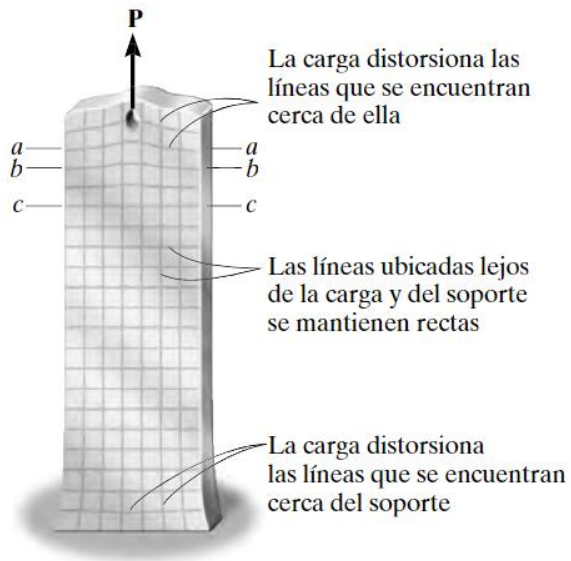


Figura 25. Columna sometida a carga axial.

Tomado de “Mecánica de materiales”, por Hibbeler (España), 2017

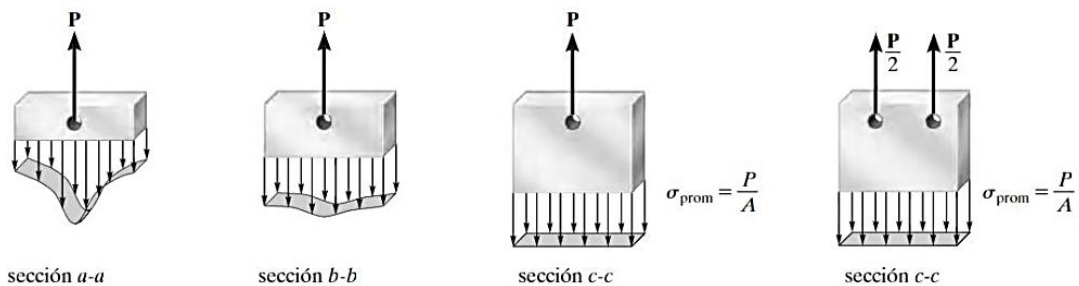


Figura 26. Distribución de esfuerzos para distintas secciones de una columna sometida a carga axial.

Tomado de “Mecánica de materiales”, por Hibbeler (España), 2017

## CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA

En el presente capítulo se proporcionarán los pasos que se seguirán para desarrollar el estudio comparativo de los pórticos idealizados como tipo Frame y como elementos planos finitos. Se debe señalar que la metodología propuesta utiliza el software SAP2000, y cuyos resultados se presentarán en el siguiente capítulo. De esto, se tiene que el proceso metodológico es cuantitativo debido al carácter probatorio y secuencial que se plantea, cada etapa precede a la siguiente. En tal sentido, la sistematización del proceso a seguir expresada en la Figura 27.

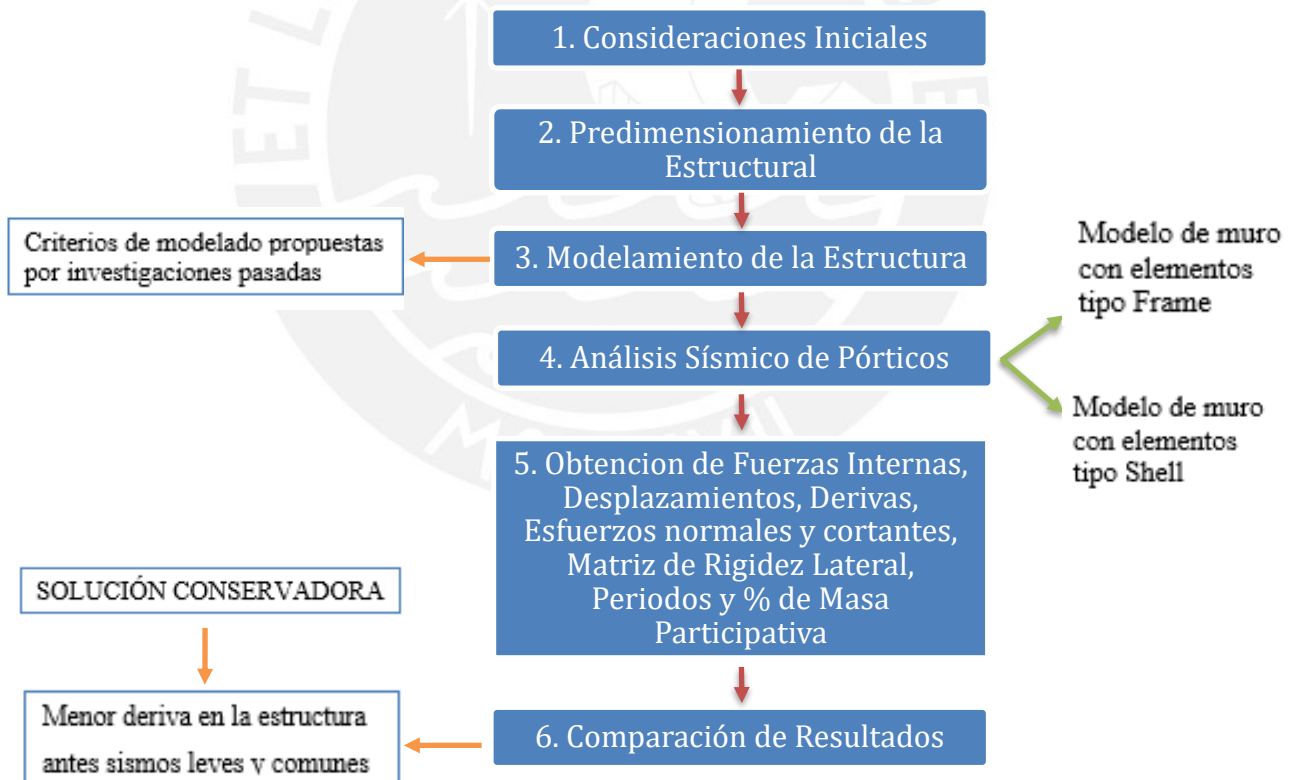


Figura 27. Flujograma de la metodología a emplear.

Fuente: propia

#### 4.1. CONSIDERACIONES INICIALES

Para estudiar los pórticos duales con muros poco esbeltos, es importante, primero, establecer la configuración de los pórticos, el tipo de material y las dimensiones geométricas de los pórticos. Se establecen 4 tipologías de pórticos cuyas esbelteces de los muros ( $H/L$ ) son 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0. Todos los pórticos tienen la misma configuración (organización de elementos estructurales); es decir, son simétricos con respecto al eje central del muro y se encuentran empotrados en su base (columna y muro). Con respecto a ello, se presenta en la Figura 28 un ejemplo de la configuración típica de pórticos cuya relación altura/largo ( $H/L$ ) es igual a 2.0.

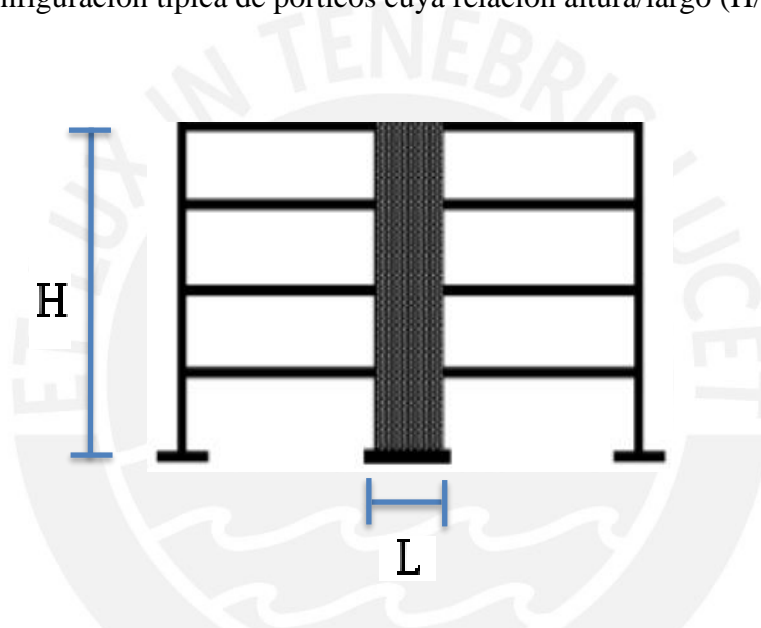


Figura 28. Ejemplo de configuración de los pórticos duales con esbeltez de muro  $H/L=2.0$ .

Adaptado de “Estudio de la relación entre el valor normativo y el valor efectivo del coeficiente de reducción de fuerza sísmica “R” para sistemas con predominancia de muros de corte, utilizando procedimientos de análisis estáticos no lineales”, por Illacanchi (Perú), 2019

Los elementos horizontales (vigas) y elementos verticales (columnas y muros) presentes en el modelo están constituidos por concreto armado; es decir, concreto simple con la adición de aceros de refuerzo. Las propiedades del concreto se encuentran detalladas en la Tabla 1; mientras que, las propiedades del acero se encuentran en la Tabla 2. En el caso de los brazos rígidos, estos tienen un módulo de elasticidad ( $E_r$ ) que, según recomienda Asmat (2016), es aproximadamente 20 veces la rigidez del acero ( $4 \times 10^8$  ton/m<sup>2</sup> o  $4 \times 10^7$  kg/cm<sup>2</sup>).

Tabla 1: Propiedades del concreto

<b>PROPIEDADES DEL CONCRETO</b>	
Resistencia a compresión ( $f'c$ )	210 $kg/cm^2$
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	0.20
Peso específico ( $\gamma_c$ )	2.4 $ton/m^3$
Deformación unitaria máxima ( $\epsilon_{cu}$ )	0.003
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	$15000\sqrt{f'c} \cong 217000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte ( $G$ )	$E_c / 2(1 + \nu) \cong 90500 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: propia

Tabla 2: Propiedades del acero.

<b>PROPIEDADES DEL ACERO</b>	
Esfuerzo de fluencia de fluencia ( $f_y$ )	4200 $kg/cm^2$
Deformación unitaria de fluencia ( $\epsilon_s$ )	0.0021
Módulo de elasticidad ( $E_s$ )	$2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

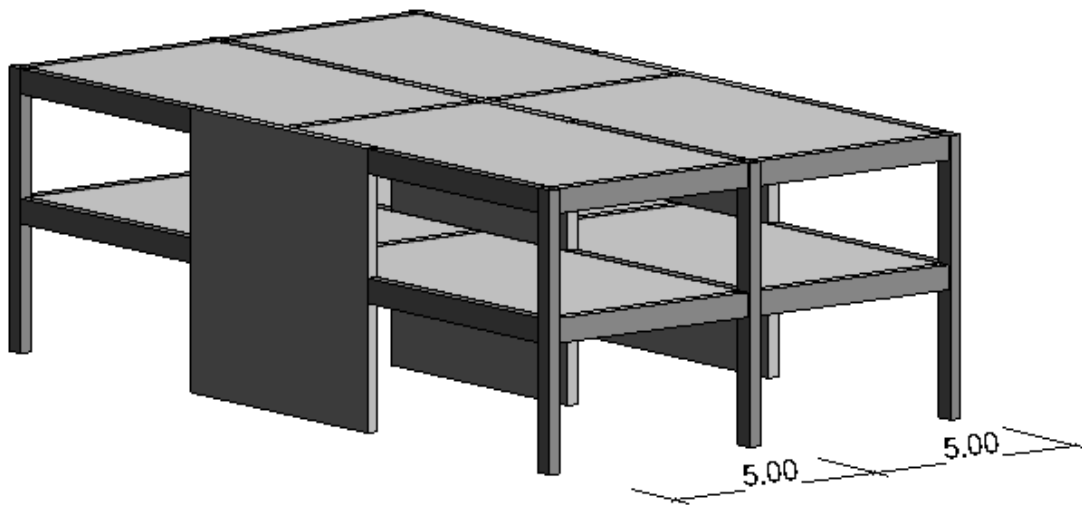
Fuente propia

## 4.2. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de los elementos estructurales (vigas, columnas y placas) se basa en fórmulas empíricas de uso recurrente por los ingenieros estructurales, cuyos resultados (dimensiones iniciales) están sujetas a variaciones de no presentar respuestas razonables. Las secciones transversales de los elementos se mantienen constantes debido a que el enfoque de la tesis es conocer la variación de las fuerzas internas en las estructuras tomando en cuenta el tipo de idealización para los muros de corte.

Sin embargo, antes de obtener las dimensiones de los elementos estructurales (predimensionamiento) es necesario, primero, definir valores como la luz de las vigas, el ancho tributario, las condiciones de carga, tipo de edificación, entre otros. Por ello, se plantea que los pórticos sean la representación de una estructura en 3D, como se muestra en la Figura 29, de

ancho tributario igual a 5m. Estas características son constantes para todos los pórticos en estudio.



*Figura 29.* Ancho tributario de los pórticos de 5m considerado para la representación de los pórticos en estudio.

Fuente: propia

#### **4.3. MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA**

Se debe recordar que, existen 4 pórticos representativos cuya diferencia radica en la esbeltez (H/L) del muro de corte (0.5, 1.0, 1.5, 2.0). Las estructuras en estudio se desarrollan en el software SAP2000. Y por cada pórtico representativo se presentan dos casos, uno con el muro idealizado con elementos planos finitos y otro idealizado con elementos tipo Frame. En general, se establecen los siguientes criterios para modelar las estructuras:

1. Los brazos rígidos que se emplean en el modelo con elementos tipo Frame y con elementos planos finitos, se modelan desde el centroide del muro hasta su borde con las vigas. Estos brazos no tienen peso propio y mantienen las dimensiones de las vigas que se conectan a ellos. En el caso particular del elemento Shell, la incorporación de estos brazos permite disminuir la sensibilidad e inconsistencia que genera la malla y las condiciones de carga a los momentos perpendiculares al plano XZ.



2. Los elementos finitos del muro se establecen por medio de 5 filas y 8 columnas (57 x 71.25 cm) en cada piso por cuestiones de eficiencia y precisión de resultados.
3. En todos los casos a estudiar, se establece un factor de rigidez axial de 100 en los elementos verticales Frame.
4. En las uniones viga-columna se asigna end offset con un factor de rigidez de 0.5. Y a todos los pisos se asigna un comportamiento de diafragma rígido.
5. Las matrices de rigidez de las estructuras se generan por medio de restricciones en todos los grados de libertad (g.d.l.) de los pórticos con excepción de uno, en el cual se aplica una unidad de desplazamiento o giro.

#### **4.4. ANÁLISIS SISMICO DE PÓRTICOS**

Los parámetros para desarrollar el análisis sísmico lineal están basados en los requerimientos especificados en la Norma Técnica Peruana E.030 (Diseño Sismorresistente). Estos parámetros son los siguientes: Zonificación sísmica del Perú (Factor Z), Parámetros de Sitio (S,  $T_p$  y TL), Factor de Amplificación Sísmica (C), Factor de Uso (U), Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas (R). A partir de ello, se tienen en cuenta las siguientes indicaciones o precisiones:

1. El periodo de vibración fundamental y el periodo de vibración de cada modo se determinan con ayuda del software SAP2000. Según Asmat (2016), es recomendable emplear el método de Rayleigh para determinar el periodo fundamental cuando el porcentaje de masa participativa en los primeros modos es menor al 40%, debido a que la aproximación no resulta ser adecuada.
2. En base al valor calculado (periodo), se determina el cortante basal y las fuerzas sísmicas laterales en altura (Ecuación 2.1). Luego, se obtienen los desplazamientos y

derivadas inelásticas de las estructuras con los que se verifican las medidas del predimensionamiento y el parámetro R.

3. El análisis modal se desarrolla en base al modelo espectral de aceleraciones que se indica en la Norma Técnica E.030. Se obtienen los desplazamientos, las derivas, las fuerzas cortantes, las fuerzas axiales, los momentos flectores, los esfuerzos por flexión y de corte en la base de los muros y las fuerzas internas en las vigas que se conectan con los muros.
4. Se realiza una comparación entre el análisis modal espectral y el estático. La diferencia porcentual del cortante basal del análisis modal no debe ser menor al 80% del valor obtenido por el análisis estático. Luego, se calculan los desplazamientos elásticos multiplicados por 0.75R

#### **4.5. OBTENCIÓN DE RESULTADOS**

Al realizar el análisis sísmico a las estructuras, se consiguen las respuestas y comportamiento de cada elemento del sistema estructural ante un sismo. Sin embargo, para fines de este estudio se proporciona; además, una combinación de cargas que combina la carga sísmica (S), carga muerta (CM) y carga viva (CV). Los resultados mostrados comprenden al muro, las vigas que se conectan a ellos y la estructura como conjunto. Entre los resultados a obtener se encuentran los siguientes: fuerzas internas, matriz de rigidez lateral, esfuerzos normales y cortantes, desplazamientos, derivas, periodos y porcentajes de masa participativa. La matriz de rigidez lateral se obtiene al condensar la matriz de rigidez para pórtico y esta última se obtiene del software SAP2000 al restringir los g.d.l. Para calcular los esfuerzos normales en el muro Frame se emplea la siguiente fórmula:

$$\frac{P}{A} \pm \frac{My}{I}$$

Donde,

P = fuerza axial

A = área

M = momento flector

y = distancia desde el eje neutro de la sección hasta el punto de análisis

I= momento de inercia de la sección transversal respecto al eje neutro

Y, para calcular los esfuerzos cortantes en el muro Frame se emplea la siguiente fórmula:

$$\frac{VQ}{tI}$$

Donde,

V = fuerza cortante interna

Q = primer momento de área

t = espesor de la sección

I = momento de inercia de la sección transversal respecto al eje neutro

#### **4.6. COMPARACIÓN DE RESULTADOS**

En esta fase, se construyen gráficas para distintos parámetros que presentan el porcentaje de variación que tiene el modelo idealizado con elementos tipo Frame con respecto al modelo idealizado con elementos planos finitos. Entre las conclusiones a las que se pretende llegar se encuentran las listadas a continuación:

- Proponer un rango de acción en el cual sea conveniente emplear elementos tipo Frame para idealizar pórticos duales de concreto armado.
- Pretender calificar la magnitud, de la diferencia, que existe en los resultados al idealizar un muro con diferente cantidad de elementos planos finitos.
- Finalmente, se investigarán las diferencias y ventajas que conlleva elegir un modelo de idealización para pórticos duales de concreto armado frente a solicitaciones sísmicas.

## CAPÍTULO 5: CASOS DE ESTUDIO Y RESULTADOS

En el presente capítulo se presentan las condiciones específicas bajo las cuales los pórticos están sometidos, así como, la geometría que estos tienen. Por otro lado, se presentan los resultados luego de realizar el análisis sísmico.

### 5.1. DESCRIPCIÓN DE LOS PÓRTICOS REPRESENTATIVOS

La geometría de los pórticos y las cargas que estos reciben buscan representar el comportamiento de sistemas duales (pórticos y muros) de concreto armado. Por tal motivo, se decide establecer que la altura de entrepiso sea de 2.85m en todos los niveles y pórticos, lo cual plantea, por practicidad, que el ancho de los muros sea de 5.7m.

Con respecto al predimensionamiento realizado externamente se determinó lo siguiente:

- Las vigas tienen una longitud entre ejes de 5.7m y secciones transversales de 0.25x0.5m en todos los casos.
- Las columnas, ubicadas en los extremos de los pórticos, cuentan con una sección transversal de 0.25x0.4m en todos los casos.
- Finalmente, para mantener la continuidad en los espesores de columnas y vigas, se decidió tener un espesor de 0.25m para los muros.

En este punto, se debe recordar que se aplica un brazo rígido Frame en el muro de ambos modelos de idealización y por cada entrepiso. Este elemento tiene una longitud de 5.7m y se adiciona al modelo Shell para anular los giros en el muro presentes a nivel de piso y para ajustar el momento de las vigas que llegan al muro Shell, hacer que estas tengan magnitudes similares

a las vigas que llegan al muro Frame. Así, los pórticos modelados solo con elementos tipo Frame se visualizan en la Figura 30 para las distintas relaciones H/L (altura – ancho).

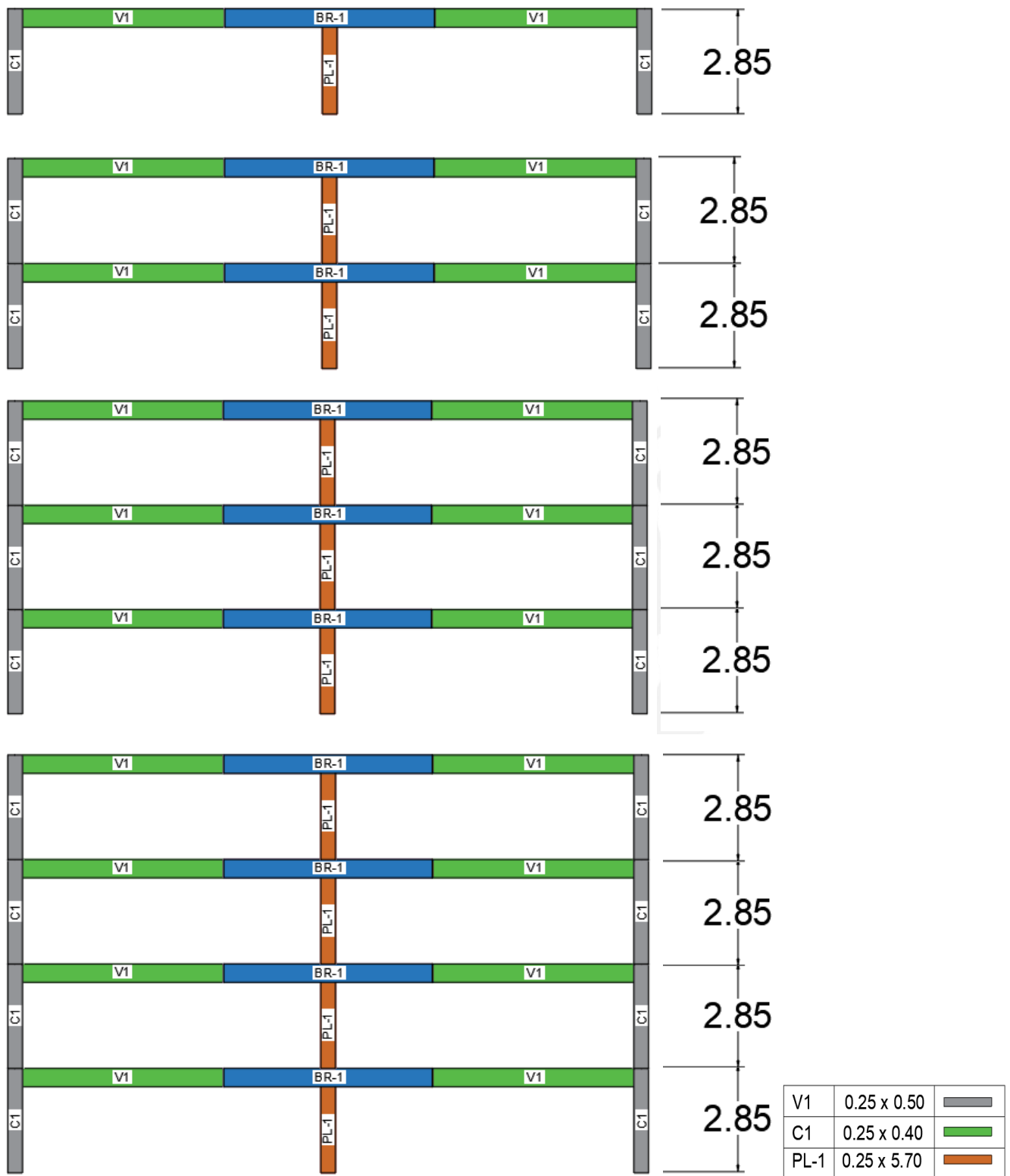


Figura 30. Pórticos duales idealizados con elementos tipo Frame para la relación H/L= 0.5, H/L=1.0, H/L=1.5 y H/L=2.0.

Fuente: propia

Asimismo, se presenta en la Figura 31 las relaciones H/L de los muros modelados con elementos tipo Shell. Se explicó, en el capítulo anterior, que el tamaño de cada elemento finito es (57x71.25 cm).

Y debido al principio de Saint-Venant, los resultados se toman en la 3era fila de cada nivel.

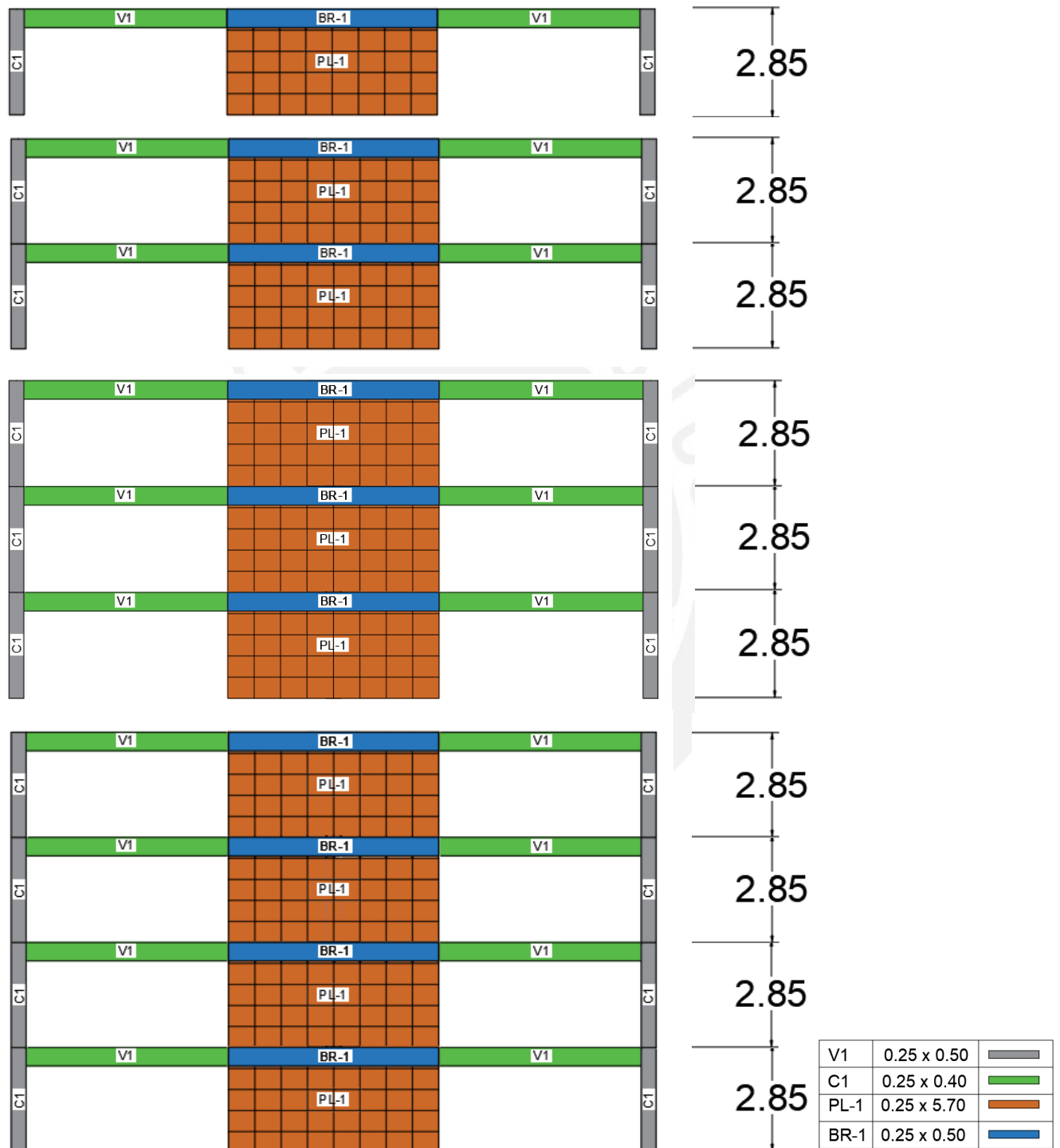


Figura 31. Pórticos duales idealizados con elementos tipo Shell para la relación  $H/L=0.5$ ,  $H/L=1.0$ ,  $H/L=1.5$  y  $H/L=2.0$ .

Fuente: propia

En el mismo sentido, se debe de tener en cuenta las cargas adicionales al peso propio que afectan a la estructura. Y se debe recordar también que el ancho tributario (distancia perpendicular al eje XZ de los pórticos) es 5m. Es así como, en la Tabla 3 se resumen las cargas adicionales y a continuación se explican los detalles a tomar en consideración para el metrado de cargas:

- No se considera la reducción de carga viva de techo; es decir, se emplea en todos los niveles una carga viva de 0.25ton/m<sup>2</sup>.
- Debido a que los pórticos son una representación estructural de un modelo 3D, como se mencionó anteriormente, existen vigas perpendiculares o transversales al plano XZ de los pórticos. Por ello, se debe de tomar en cuenta el peso de esas vigas y de los tabiques presentes encima de ellas. La consideración es que en cada columna y placa de los pórticos actúan cargas puntuales en todos los pisos. En el techo se emplea una altura promedio de tabique (parapeto) de 1.1m; mientras que, en los pisos típicos se emplea una altura promedio de tabique de 1.3m. Ambos tabiques perpendiculares al plano tienen un espesor general de 0.1m y un peso específico de 1.8ton/m<sup>3</sup>.

Tabla 3: Parámetros sísmicos asumidos.

<b>CARGAS ACTUANTES</b>	<b>MAGNITUD</b>
Losa aligerada (e=0.2m)	0.30 ton/m <sup>2</sup>
Acabados (Piso terminado)	0.10 ton/m <sup>2</sup>
Tabiquería	0.10 ton/m <sup>2</sup>
Sobrecarga	0.25 ton/m <sup>2</sup>

Fuente: propia

Para realizar el análisis de los elementos estructurales, se asumen las disposiciones que se muestran en la Tabla 4 y que se establecen en la norma E.030 (diseño sismorresistente). Esta norma establece una diferencia entre un sistema estructural dual y de muros estructurales.

Debido a las dimensiones de los elementos, se presume que el sistema resistente es de muros estructurales. De no ser correctas las asunciones se debe cambiar los valores iniciales.

Tabla 4: Parámetros sísmicos asumidos

Parámetros sísmicos	Valor
Factor de zona (Z)	0.45
Factor de uso (U)	1.00
Factor del suelo (S)	1.00
Coefficiente de reducción de fuerza sísmica básico (Ro)	6.00
Irregularidad en altura (Ia)	1.00
Irregularidad en planta (Ip)	1.00
Tp	0.40
Tl	2.50

Fuente: propia

## 5.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Con el fin de obtener los resultados del análisis estático, la norma E.030 menciona que el cortante basal depende del coeficiente C y este parámetro, a su vez, del periodo. Por este motivo se lleva a cabo, primero el análisis modal para obtener el periodo. Así, en la Tabla 5 se muestra un resumen de los resultados que se obtienen con el análisis modal, entre ellos se encuentran los periodos fundamentales, los porcentajes de masa participativa y los pesos sísmicos de cada pórtico idealizado (Frame y Shell).

Tabla 5: Resultados del análisis modal.

H/L	0.5	1	1.5	2
N° pisos	1	2	3	4
%Masa participativa (Frame)	78.63	76.53	72.16	69.72
%Masa participativa (Shell)	85.78	74.79	70.33	68.26
T (Frame)	0.030	0.061	0.105	0.161
T (Shell)	0.027	0.059	0.103	0.159
C	2.5	2.5	2.5	2.5
C/R $\geq 0.11$	0.42	0.42	0.42	0.42
ZUCS/R	0.19	0.19	0.19	0.19
Peso sísmico (ton)	60.3	129.7	199.0	268.4
Peso/área (ton/m <sup>2</sup> ) - típico	0.71	0.81	0.81	0.81
Vbasal estático teórico (ton)	11.31	24.31	37.32	50.33

Fuente: propia



De acuerdo con la norma E.030 (2020), se permite utilizar los resultados del análisis estático bajo ciertos requisitos, los cuales son los siguientes: zona sísmica 4, edificios regulares de no más de 30m o irregulares de menos de 15m de altura). Estos requisitos se cumplen; sin embargo, se prefiere tomar los valores del análisis modal espectral, como resultados del análisis sísmico, para que estén presentes en la combinación de carga que se especifica luego. El resultado del análisis estático (cortante basal) se usa para compararlo con el cortante basal del análisis dinámico y determinar si se necesita escalar los resultados solo si el cortante no es menor al 80% del obtenido por el análisis estático. Por medio de un cálculo interno, se comprueba que los valores asumidos (Z, U, C, S y R) son correctos. Adicionalmente, para establecer las comparaciones entre los modelos se plantea la siguiente combinación de cargas:  $1.25(CM+CV) \pm S$ , donde S representa los resultados del análisis dinámico. Solo existen cinco casos en los cuales se emplean los resultados del análisis estático para la comparación. Estos casos son los siguientes: la variación de las fuerzas cortantes en el muro, los desplazamientos, derivas, la rotación de los nodos centrales del muro y esfuerzos cortantes en el muro.

### **5.2.1. VARIACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES**

Las fuerzas cortantes en la base de los pórticos se comparan según el modelo de idealización. Así, en la Tabla 6 se muestra un resumen de las fuerzas actuantes y el porcentaje de variación presente entre los dos modelos (Frame y Shell). Y, esta tabla puede dar indicios sobre la premisa inicial, la cual trata acerca de la tendencia de los resultados cuando el valor H/L aumenta.

Tabla 6: Cortante basal en los pórticos representativos idealizados con elementos Frame y tipo Shell.

H/L	Frame				Shell				%Variación			
	0.5	1	1.5	2	0.5	1	1.5	2	0.5	1	1.5	2
N° pisos	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Vbasal dinámico (ton)	8.07	18.41	27.48	36.35	9.44	18.79	27.59	36.33	-14.51	-2.02	-0.40	+0.06

Fuente: Propia

Esta Tabla 6 refleja que los resultados (cortante en la base) obtenidos por un método de idealización con elementos tipo Frame son menores a los valores obtenidos por un modelo en base a elementos planos finitos (Shell). El único caso en donde no se cumple la tendencia es en el análisis dinámico del pórtico con relación  $H/L=2.0$ . En ese sentido, las fuerzas cortantes son importantes porque forman parte del diseño del refuerzo en los muros. Por ello, se presenta en la Tabla 7 y Tabla 8 la variación en altura de las fuerzas cortantes del muro en los pórticos producidas por un análisis estático y carga de diseño, respectivamente.

Tabla 7: Fuerzas cortantes en el muro producidas por un análisis estático

N° piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación
1	10.18	10.92	-6.78	23.09	23.83	-3.11	35.94	36.68	-2.02	48.77	49.52	-1.51
2				14.03	15.00	-6.47	29.11	30.09	-3.26	43.12	44.07	-2.16
3							15.39	16.49	-6.67	32.22	33.32	-3.30
4										15.71	16.88	-6.93

Fuente: Propia

Tabla 8: Fuerzas cortantes del muro producidas por la carga de diseño.

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación
1	8.15	9.36	-12.93	18.44	19.02	-3.05	28.85	29.25	-1.37	38.85	39.56	-1.79
2				11.38	12.05	-5.56	23.68	24.10	-1.74	34.63	35.40	-2.18
3							13.16	14.02	-6.13	26.70	27.60	-3.26
4										14.11	15.20	-7.17

Fuente: Propia

En primer lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes en el muro bajo un análisis estático, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los pisos superiores de la estructura. Asimismo, se observa que para el 100% de los casos analizados los valores disminuyen respecto a los que se obtienen cuando se idealiza con elementos planos finitos. En segundo lugar, respecto a la variación de las fuerzas cortantes bajo la combinación de cargas, el mayor cambio también ocurre en los niveles superiores. Además, al igual que en las fuerzas cortantes obtenidas en el caso anterior (análisis estático), el 100% de las fuerzas analizadas disminuyen respecto a las que consideran el muro idealizado con elementos planos finitos.

### 5.2.2. VARIACIÓN DE MOMENTOS EN EL MURO

Los muros se diseñan por flexo-compresión; por ello, es importante analizar y estudiar los momentos presentes en ellos. Así, se tiene en la Tabla 9 la variación de los momentos flectores en el muro de cada pórtico representativo. Y, se hace énfasis en la comparación por piso o nivel en el muro.

Tabla 9: Momentos en el muro debido a la combinación de cargas

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (tonxm)	Shell (tonxm)	% Variación	Frame (tonxm)	Shell (tonxm)	% Variación	Frame (tonxm)	Shell (tonxm)	% Variación	Frame (tonxm)	Shell (tonxm)	% Variación
1	30.43	31.30	-2.78	92.99	94.10	-1.18	191.01	192.21	-0.62	316.51	321.26	-1.48
2				38.07	39.35	-3.25	111.09	112.09	-0.89	211.38	214.74	-1.56
3							42.61	43.61	-2.29	117.82	120.03	-1.84
4										43.21	44.47	-2.83

Fuente: Propia

Se observa que el porcentaje de variación, en todos los casos, es menor al 3.5%. Con una comparación por piso de un mismo pórtico, se muestra un incremento porcentual de la variación en los pisos superiores. Asimismo, en el 100% de los casos analizados, los valores disminuyen respecto a los obtenidos con el muro idealizado como tipo Shell.

### 5.2.3. VARIACIÓN DE LAS FUERZAS AXIALES

Una de las fuerzas internas más importantes para el diseño de los elementos verticales es la fuerza axial. En ese sentido, se muestra en la Tabla 10 las variaciones de las fuerzas axiales en los extremos inferiores de cada tramo del muro para las relaciones H/L=0.5, 1.0, 1.5 y 2.0.

Tabla 10: Fuerzas axiales de los muros debido a la combinación de carga.

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación	Frame (ton)	Shell (ton)	% Variación
1	65.41	65.55	-0.21	136.29	136.55	-0.19	207.57	207.76	-0.09	278.78	278.67	0.04
2				64.90	64.99	-0.14	136.00	136.06	-0.04	207.24	207.03	0.10
3							64.99	65.00	-0.02	136.05	135.85	0.15
4										64.98	64.87	0.17

Fuente: Propia

En esta comparación, se muestra que las fuerzas axiales presentes en los muros idealizados con elementos tipo Frame son ligeramente menores a las fuerzas axiales que reciben los muros idealizados con elementos planos finitos. Esta conclusión no se cumple para los extremos

inferiores de los muros  $H/L=2.0$ , en los cuales se produce lo contrario, los elementos tipo Frame presentan mayores fuerzas axiales que los elementos tipo Shell. Sin embargo, para ambos modelos, la variación máxima es aproximadamente 0.2%, lo cual indica la poca relevancia de la variación con respecto al tipo de idealización.

#### 5.2.4. VARIACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y LAS DERIVAS

La norma peruana establece un valor máximo permisible de 7‰ para controlar las derivas. Adicionalmente, propone afectar los resultados por un factor que, para estructuras regulares, es de  $0.75R$ , donde  $R$  es igual a 6. Con estas anotaciones, la variación de los desplazamientos absolutos y las derivas de los elementos según el modelo de idealización se muestran en la Tabla 11 y Tabla 12, respectivamente.

Tabla 11: Desplazamientos absolutos de los pórticos representativos debido al análisis estático.

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (mm)	Shell (mm)	% Variación	Frame (mm)	Shell (mm)	% Variación	Frame (mm)	Shell (mm)	% Variación	Frame (mm)	Shell (mm)	% Variación
1	0.164	0.157	4.46	0.455	0.434	4.84	0.840	0.804	4.48	1.308	1.256	4.14
2				0.990	0.957	3.45	2.139	2.075	3.08	3.614	3.515	2.82
3							3.478	3.396	2.41	6.349	6.210	2.24
4										9.080	8.915	1.85

Fuente: Propia

Tabla 12: Derivas de los pórticos representativos debido al análisis estático.

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (‰)	Shell (‰)	% Variación	Frame (‰)	Shell (‰)	% Variación	Frame (‰)	Shell (‰)	% Variación	Frame (‰)	Shell (‰)	% Variación
1	0.058	0.055	4.46	0.160	0.152	4.84	0.295	0.282	4.48	0.459	0.441	4.14
2				0.188	0.184	2.29	0.456	0.446	2.20	0.809	0.793	2.08
3							0.470	0.464	1.36	0.960	0.946	1.48
4										0.958	0.949	0.96

Fuente: Propia

Con respecto a los desplazamientos absolutos, se observa que las variaciones más representativas ocurren en los pisos inferiores de las estructuras; sin embargo, dichos valores como magnitud son relativamente pequeños. Asimismo, se observa que en el 100% de los resultados presentados, los desplazamientos obtenidos por un modelo tipo Frame aumentan respecto a los obtenidos por un modelo con elementos planos finitos.

Por otra parte, respecto a las derivas, se observa una variación porcentual similar al caso anterior, lo cual es entendible. El mayor cambio, también, ocurre en los niveles inferiores. Y, en el 100% de las variaciones presentadas, las derivas obtenidas por el modelo tipo Frame son mayores con respecto al modelo idealizado con elementos planos finitos. Es decir, a manera de resumen, existe una tendencia a que los valores presentados como reflejo del muro tipo Shell sean menores a los que presenta el muro tipo Frame.

### 5.2.5. ROTACIÓN DE LOS NODOS

Como se mencionó desde el principio, la hipótesis de Navier no se cumple en muros de baja altura. Por ello, es importante estudiar la rotación de los nodos en el muro debido a ambos modelos de idealización y su influencia en los elementos estructurales que se conectan al muro. Es así como, en la Tabla 13 se presenta la variación que tiene el nodo central del muro ubicado en la base de cada piso debido al análisis estático.

Tabla 13: Rotación del nodo central debido al análisis estático.

N <sup>o</sup> piso	H/L= 0.5			H/L= 1.0			H/L= 1.5			H/L= 2.0		
	Frame (rad xE-5)	Shell (rad xE-5)	% Variación	Frame (rad xE-5)	Shell (rad xE-5)	% Variación	Frame (rad xE-5)	Shell (rad xE-5)	% Variación	Frame (rad xE-5)	Shell (rad xE-5)	% Variación
1	0.49	0.46	5.20	2.42	2.34	3.72	5.82	5.66	2.85	10.52	10.28	2.33
2				3.08	3.04	1.15	8.55	8.44	1.28	16.71	16.50	1.27
3							9.22	9.17	0.51	19.41	19.27	0.73
4										20.00	19.92	0.40

Fuente: Propia

En este caso, se muestra que en todos los casos existe una mayor deformación rotacional en el nodo central de los muros modelados con elementos tipo Frame con respecto a los muros modelados con elementos planos finitos. Las mayores variaciones ocurren en los pisos inferiores y se tiene un valor máximo de 5.2%.

### 5.2.6. VARIACIÓN DE MOMENTOS EN LAS VIGAS

Debido a que los pórticos son simétricos, basta con analizar solo una viga por nivel. Por ello, se escogen las vigas ubicadas a la izquierda del muro. Los momentos flectores en estudio son los siguientes: máximo momento flector en el extremo izquierdo de la viga (Mizq), máximo momento positivo (M+) en el tramo central y máximo momento flector en el extremo derecho de la viga (Mder) y cuyo valor se da en la conexión viga-muro. La variación de los momentos flectores en las vigas de los pórticos idealizados por medio de ambos modelos (Frame y Shell) se aprecia en la Tabla 14.

Tabla 14: Momentos en las vigas de debido a la combinación de carga

	H/L	N° pisos	Frame			Shell			% Variación	% Variación	% Variación
			Mizq	M+	Mder	Mizq	M+	Mder	Mizq	M+	Mder
Momento vigas	0.5	1°	6.34	7.64	14.12	6.22	7.56	14.38	1.93	1.06	-1.81
		1	1°	10.79	7.74	14.65	10.63	7.66	14.97	1.51	1.04
	2°		7.44	7.36	13.81	7.37	7.30	13.98	0.95	0.82	-1.22
	1.5	1°	10.65	7.85	15.04	10.54	7.77	15.31	1.04	1.03	-1.76
		2°	11.92	7.52	14.73	11.89	7.45	14.88	0.25	0.94	-1.01
		3°	7.54	7.45	14.27	7.58	7.39	14.30	-0.53	0.81	-0.21
	2	1°	11.00	7.84	15.32	10.95	7.76	15.55	0.46	1.03	-1.48
		2°	12.01	7.62	15.41	12.09	7.55	15.48	-0.66	0.93	-0.45
		3	12.46	7.56	15.52	12.66	7.48	15.47	-1.58	1.07	0.32
		4	8.03	7.49	14.88	8.21	7.46	14.74	-2.19	0.40	0.95

Fuente: Propia

En esta situación se observa que las variaciones más representativas ocurren en los pisos inferiores de la estructura. Asimismo, se observa que el 80% de los momentos analizados en la conexión viga-placa disminuyen respecto a los que se obtienen cuando se idealiza el muro con

elementos planos finitos. En cambio, en la conexión viga-columna se observa que el 60% de los valores aumentan respecto a los pórticos que consideran una idealización con elementos planos finitos. Y cuando el muro se modela con elementos tipo Frame, el máximo momento positivo de la viga en todos los casos es mayor en comparación con el máximo momento positivo de la viga conectada al muro idealizado como tipo Shell.

### 5.2.7. VARIACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES EN EL MURO

En la Tabla 15, Tabla 16, Tabla 17 y Tabla 18 se presentan las variaciones de los esfuerzos cortantes en el 1er piso del muro para los pórticos representativos que tienen relación H/L=0.5, 1.0, 1.5 y 2.0, respectivamente. En la Tabla 19, Tabla 20 y Tabla 21, los esfuerzos en el 2do piso de los pórticos representativos. En la Tabla 22 y Tabla 23 se muestran los esfuerzos en el 3er piso y en la Tabla 24 la variación porcentual de los esfuerzos en el 4to piso de los pórticos representativos. En general, los valores mostrados representan el esfuerzo que existe en un punto de la sección longitudinal del muro (5.7m) y ubicados en una sección transversal del mismo a una altura de 1.71m con respecto a la base de cada nivel. Se realiza esta aclaración para evitar las distorsiones que se presentan en los extremos de cada elemento, por el principio de Saint - Venant. Además, se recalca que los esfuerzos en el muro Frame se calculan según la metodología expuesta anteriormente.

#### PRIMER NIVEL

Tabla 15: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de H/L=0.5

Posición (m)	Esfuerzo Cortante H/L=0.5 (ton/m2)									
	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	
Shell	3.02	5.56	8.54	9.05	9.07	9.05	8.54	5.56	3.02	
Frame	0.00	4.69	8.04	10.05	10.72	10.05	8.04	4.69	0.00	
%variación	-100.00	-15.68	-5.89	11.01	18.15	11.01	-5.89	-15.68	-100.00	

Fuente: Propia



Tabla 16: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de H/L=1.0

		<b>Esfuerzo Cortante H/L=1 (ton/m<sup>2</sup>)</b>								
<b>Posición (m)</b>		0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>		6.91	12.13	18.81	20.41	20.50	20.41	18.81	12.13	6.91
<b>Frame</b>		0.00	10.63	18.23	22.79	24.31	22.79	18.23	10.63	0.00
<b>%variación</b>		<b>-100.00</b>	<b>-12.34</b>	<b>-3.09</b>	<b>11.64</b>	<b>18.56</b>	<b>11.64</b>	<b>-3.09</b>	<b>-12.34</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Tabla 17: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de H/L=1.5

		<b>Esfuerzo Cortante H/L=1.5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>								
<b>Posición (m)</b>		0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>		11.06	18.47	28.78	31.83	31.99	31.83	28.78	18.47	11.06
<b>Frame</b>		0.00	16.55	28.37	35.47	37.83	35.47	28.37	16.55	0.00
<b>%variación</b>		<b>-100.00</b>	<b>-10.39</b>	<b>-1.41</b>	<b>11.43</b>	<b>18.26</b>	<b>11.43</b>	<b>-1.41</b>	<b>-10.39</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Tabla 18: Esfuerzos cortantes del muro en la base del primer piso para los pórticos de H/L=2.0

		<b>Esfuerzo Cortante H/L=2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>								
<b>Posición (m)</b>		0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>		15.48	24.66	38.54	43.34	43.54	43.34	38.54	24.66	15.48
<b>Frame</b>		0.00	22.46	38.50	48.13	51.34	48.13	38.50	22.46	0.00
<b>%variación</b>		<b>-100.00</b>	<b>-8.92</b>	<b>-0.10</b>	<b>11.05</b>	<b>17.91</b>	<b>11.05</b>	<b>-0.10</b>	<b>-8.92</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

## SEGUNDO NIVEL

Tabla 19: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de H/L=1.0

		<b>Esfuerzo Cortante H/L=1 (ton/m<sup>2</sup>)</b>								
<b>Posición (m)</b>		0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>		3.89	7.27	11.34	12.23	12.37	12.23	11.34	7.27	3.89
<b>Frame</b>		0.00	6.46	11.08	13.85	14.77	13.85	11.08	6.46	0.00
<b>%variación</b>		<b>-100.00</b>	<b>-11.13</b>	<b>-2.33</b>	<b>13.21</b>	<b>19.39</b>	<b>13.21</b>	<b>-2.33</b>	<b>-11.13</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Tabla 20: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de H/L=1.5

<b>Esfuerzo Cortante H/L=1.5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	8.38	14.97	23.42	25.63	25.91	25.63	23.42	14.97	8.38
<b>Frame</b>	0.00	13.41	22.98	28.73	30.64	28.73	22.98	13.41	0.00
<b>%variación</b>	<b>-100.00</b>	<b>-10.45</b>	<b>-1.87</b>	<b>12.08</b>	<b>18.26</b>	<b>12.08</b>	<b>-1.87</b>	<b>-10.45</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Tabla 21: Esfuerzos cortantes del muro en la base del segundo piso para los pórticos de H/L=2.0

<b>Esfuerzo Cortante H/L=2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	12.83	21.87	34.32	38.15	38.56	38.15	34.32	21.87	12.83
<b>Frame</b>	0.00	19.86	34.04	42.55	45.39	42.55	34.04	19.86	0.00
<b>%variación</b>	<b>-100.00</b>	<b>-9.20</b>	<b>-0.81</b>	<b>11.54</b>	<b>17.71</b>	<b>11.54</b>	<b>-0.81</b>	<b>-9.20</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

### TERCER NIVEL

Tabla 22: Esfuerzos cortantes del muro en la base del tercer piso para los pórticos de H/L=1.5

<b>Esfuerzo Cortante H/L=1.5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	4.28	7.98	12.36	13.23	13.34	13.23	12.36	7.98	4.28
<b>Frame</b>	0.00	7.09	12.15	15.19	16.20	15.19	12.15	7.09	0.00
<b>%variación</b>	<b>-100.00</b>	<b>-11.18</b>	<b>-1.70</b>	<b>14.80</b>	<b>21.44</b>	<b>14.80</b>	<b>-1.70</b>	<b>-11.18</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Tabla 23: Esfuerzos cortantes del muro en la base del tercer piso para los pórticos de H/L=2.0

<b>Esfuerzo Cortante H/L=2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	9.31	16.67	25.89	28.04	28.28	28.04	25.89	16.67	9.31
<b>Frame</b>	0.00	14.84	25.44	31.80	33.92	31.80	25.44	14.84	0.00
<b>%variación</b>	<b>-100.00</b>	<b>-10.99</b>	<b>-1.75</b>	<b>13.40</b>	<b>19.93</b>	<b>13.40</b>	<b>-1.75</b>	<b>-10.99</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

## CUARTO NIVEL

Tabla 24: Esfuerzos cortantes del muro en la base del cuarto piso para los pórticos de H/L=2.0

	Esfuerzo Cortante H/L=2 (ton/m <sup>2</sup> )								
Posición (m)	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
Shell	4.44	8.27	12.63	13.28	13.32	13.28	12.63	8.27	4.44
Frame	0.00	7.23	12.40	15.50	16.54	15.50	12.40	7.23	0.00
%variación	<b>-100.00</b>	<b>-12.52</b>	<b>-1.80</b>	<b>16.74</b>	<b>24.15</b>	<b>16.74</b>	<b>-1.80</b>	<b>-12.52</b>	<b>-100.00</b>

Fuente: Propia

Se observa que las variaciones más representativas ocurren en la zona media del muro. En los extremos los cambios son abruptos debido a que los esfuerzos para el caso Frame son nulos; por ello, las variaciones en porcentaje tienden a ser mayores. Asimismo, se observa que, hasta en un 70% de los resultados, los esfuerzos disminuyen respecto a los que consideran el muro idealizado con elementos planos finitos, especialmente en los extremos.

### 5.2.8. VARIACIÓN DE ESFUERZOS NORMALES EN EL MURO

En la Tabla 25, Tabla 26, Tabla 27 y Tabla 28 se presentan los esfuerzos normales debido a la flexión en el primer nivel del muro para los pórticos representativos de relación H/L=0.5, 1.0, 1.5 y 2.0, respectivamente. En la Tabla 29, Tabla 30 y Tabla 31, los esfuerzos presentes en el 2do piso del muro para cada pórtico representativo. En la Tabla 32 y Tabla 33, el porcentaje de variación de los esfuerzos en el 3er nivel del muro para los pórticos con relación H/L=1.5 y 2.0, respectivamente. Y, en la Tabla 34, la variación porcentual de los esfuerzos en el 4to piso del muro de los pórticos de H/L=2.0. Para todos los casos, los valores representan el esfuerzo presente en un punto de la longitud del muro (5.7m) y ubicados en una sección transversal que se encuentra a 1.71m respecto a la base de cada nivel. Se realiza esto para evitar las distorsiones que se presentan en los bordes de cada elemento (Principio de Saint-Venant). Los esfuerzos en los muros Frame se calculan según la metodología expuesta en el capítulo 4.

## PRIMER NIVEL

Tabla 25: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos H/L=0.5

Esfuerzo Normal H/L=0.5 (ton/m <sup>2</sup> )									
Posición (m)	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
Shell	80.92	63.35	41.93	29.31	23.39	23.09	29.19	45.75	61.64
Frame	52.96	49.92	46.87	43.82	40.77	37.72	34.68	31.63	28.58
%variación	<b>-34.54</b>	<b>-21.21</b>	<b>11.77</b>	<b>49.50</b>	<b>74.33</b>	<b>63.38</b>	<b>18.79</b>	<b>-30.87</b>	<b>-53.63</b>

Fuente: Propia

Tabla 26: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos H/L=1.0

Esfuerzo Normal H/L=1 (ton/m <sup>2</sup> )									
Posición (m)	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
Shell	151.49	137.79	112.09	92.67	78.64	68.01	62.06	65.56	65.11
Frame	137.05	125.42	113.78	102.15	90.52	78.88	67.25	55.62	43.98
%variación	<b>-9.53</b>	<b>-8.98</b>	<b>1.52</b>	<b>10.23</b>	<b>15.10</b>	<b>16.00</b>	<b>8.36</b>	<b>-15.16</b>	<b>-32.45</b>

Fuente: propia

Tabla 27: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos H/L=1.5

Esfuerzo Normal H/L=1.5 (ton/m <sup>2</sup> )									
Posición (m)	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
Shell	252.76	234.31	194.03	158.88	129.63	103.15	81.40	70.02	53.34
Frame	246.84	220.26	193.68	167.11	140.53	113.95	87.37	60.79	34.21
%variación	<b>-2.34</b>	<b>-5.99</b>	<b>-0.18</b>	<b>5.18</b>	<b>8.41</b>	<b>10.47</b>	<b>7.33</b>	<b>-13.18</b>	<b>-35.86</b>

Fuente: propia

Tabla 28: Esfuerzos normales del muro en la base del primer piso para los pórticos H/L=2.0

Esfuerzo Normal H/L=2 (ton/m <sup>2</sup> )									
Posición (m)	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
Shell	375.53	347.95	287.40	230.66	180.46	132.24	88.92	56.95	19.62
Frame	377.30	330.60	283.91	237.21	190.51	143.81	97.11	50.41	3.72
%variación	<b>0.47</b>	<b>-4.98</b>	<b>-1.22</b>	<b>2.84</b>	<b>5.57</b>	<b>8.75</b>	<b>9.21</b>	<b>-11.48</b>	<b>-81.06</b>

Fuente: propia

## SEGUNDO NIVEL

Tabla 29: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos H/L=1

<b>Esfuerzo Normal H/L=1 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	67.66	57.48	45.30	38.51	34.27	30.09	28.63	35.14	43.22
<b>Frame</b>	55.21	51.51	47.81	44.11	40.41	36.71	33.01	29.32	25.62
<b>%variación</b>	<b>-18.40</b>	<b>-10.39</b>	<b>5.55</b>	<b>14.54</b>	<b>17.93</b>	<b>22.02</b>	<b>15.32</b>	<b>-16.58</b>	<b>-40.72</b>

Fuente: Propia

Tabla 30: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos H/L=1.5

<b>Esfuerzo Normal H/L=1.5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	141.27	134.99	117.97	103.06	88.71	73.61	59.10	52.06	43.96
<b>Frame</b>	144.01	130.59	117.16	103.73	90.31	76.88	63.45	50.03	36.60
<b>%variación</b>	<b>1.95</b>	<b>-3.26</b>	<b>-0.69</b>	<b>0.65</b>	<b>1.81</b>	<b>4.44</b>	<b>7.36</b>	<b>-3.91</b>	<b>-16.74</b>

Fuente: Propia

Tabla 31: Esfuerzos normales del muro en la base del segundo piso para los pórticos H/L=2.0

<b>Esfuerzo Normal H/L=2.0 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	244.14	233.04	201.10	169.86	139.85	107.79	76.91	54.69	30.28
<b>Frame</b>	254.76	226.14	197.53	168.92	140.31	111.69	83.08	54.47	25.86
<b>%variación</b>	<b>4.35</b>	<b>-2.96</b>	<b>-1.77</b>	<b>-0.55</b>	<b>0.33</b>	<b>3.62</b>	<b>8.03</b>	<b>-0.40</b>	<b>-14.61</b>

Fuente: Propia

## TERCER NIVEL

Tabla 32: Esfuerzos normales del muro en la base del tercer piso para los pórticos H/L=1.5

<b>Esfuerzo Normal H/L=1.5 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	67.70	58.03	45.93	38.85	33.61	29.73	28.00	34.45	42.88
<b>Frame</b>	56.27	52.32	48.38	44.43	40.48	36.54	32.59	28.64	24.70
<b>%variación</b>	<b>-16.89</b>	<b>-9.84</b>	<b>5.33</b>	<b>14.37</b>	<b>20.46</b>	<b>22.90</b>	<b>16.41</b>	<b>-16.85</b>	<b>-42.40</b>

Fuente: Propia

Tabla 33: Esfuerzos normales del muro en la base del tercer piso para los pórticos H/L=2.0

<b>Esfuerzo Normal H/L=2 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	141.63	135.91	119.00	103.67	88.92	72.96	57.80	50.51	42.74
<b>Frame</b>	145.21	131.49	117.78	104.06	90.35	76.64	62.92	49.21	35.50
<b>%variación</b>	<b>2.52</b>	<b>-3.25</b>	<b>-1.03</b>	<b>0.38</b>	<b>1.61</b>	<b>5.04</b>	<b>8.87</b>	<b>-2.58</b>	<b>-16.96</b>

Fuente: Propia

## CUARTO NIVEL

Tabla 34: Esfuerzos normales del muro en la base del cuarto piso para los pórticos H/L=2.0

<b>Esfuerzo Normal H/L=2.0 (ton/m<sup>2</sup>)</b>									
<b>Posición (m)</b>	0.00	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70
<b>Shell</b>	66.63	57.35	45.71	38.79	33.62	29.79	28.11	34.75	43.12
<b>Frame</b>	55.83	51.99	48.15	44.31	40.47	36.63	32.80	28.96	25.12
<b>%variación</b>	<b>-16.21</b>	<b>-9.34</b>	<b>5.34</b>	<b>14.25</b>	<b>20.38</b>	<b>22.98</b>	<b>16.66</b>	<b>-16.68</b>	<b>-41.75</b>

Fuente: Propia

Los esfuerzos en la zona central del muro Frame presentan un aumento con respecto a los obtenidos por los modelos con elementos planos finitos. Caso contrario sucede en los extremos, donde existe una disminución de los esfuerzos del muro Frame en comparación con el muro Shell. La variación porcentual máxima para los esfuerzos máximos, ubicados en el extremo del muro, es 34.5% y se encuentra en la relación H/L=0.5. Y, si se realiza una comparación a nivel de piso, las variaciones máximas, de la sección transversal en análisis, se encuentran alrededor de 34.5-55% en relación H/L=0.5. Asimismo, se muestra que las variaciones son representativas, principalmente, en los extremos debido a que la distribución axial de la carga muerta y la carga viva en los elementos finitos es de forma polinómica a lo largo del muro (5.7m), muy distinto a la distribución axial constante del muro Frame.

### 5.2.9. VARIACIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL

Resulta importante estudiar la rigidez de los pórticos porque en base a ello, se puede decir que modelo resulta ser más o menos conservador frente a solicitaciones sísmicas. Por ello, en la Tabla 35, Tabla 36, Tabla 37 y Tabla 38 se presenta la matriz de rigidez lateral calculada según la metodología expuesta y la variación que existe entre los dos métodos de idealización para los pórticos de relación H/L=0.5, 1.0, 1.5 y 2.0, respectivamente.

Tabla 35: Matriz de rigidez lateral de los pórticos H/L=0.5

H/L=0.5	Matriz de Rigidez Lateral (ton*m2)
Frame	2.824E+05
Shell	3.063E+05
%Variación	<b>-7.79</b>

Fuente: Propia

Tabla 36: Matrices de rigidez lateral de los pórticos H/L=1.0

H/L=1	Matriz de Rigidez Lateral (ton*m2)	
Frame	6.167E+05	-2.425E+05
	-2.425E+05	1.762E+05
Shell	6.769E+05	-2.632E+05
	-2.632E+05	1.873E+05
%Variación	<b>-8.89</b>	<b>-7.86</b>
	<b>-7.86</b>	<b>-5.92</b>

Fuente: Propia

Tabla 37: Matrices de rigidez lateral de los pórticos H/L=1.5

H/L=1.5	Matriz de Rigidez Lateral (ton*m2)		
Frame	6.521E+05	-3.634E+05	7.487E+04
	-3.634E+05	5.938E+05	-2.599E+05
	7.487E+04	-2.599E+05	1.624E+05
Shell	7.190E+05	-4.018E+05	8.450E+04
	-4.018E+05	6.475E+05	-2.821E+05
	8.450E+04	-2.821E+05	1.736E+05
%Variación	<b>-9.31</b>	<b>-9.55</b>	<b>-11.39</b>
	<b>-9.55</b>	<b>-8.30</b>	<b>-7.87</b>
	<b>-11.39</b>	<b>-7.87</b>	<b>-6.46</b>

Fuente: Propia

Tabla 38: Matrices de rigidez lateral de los pórticos H/L=2.0

H/L=2	Matriz de Rigidez Lateral (ton*m2)			
Frame	6.563E+05	-3.524E+05	3.304E+04	2.532E+04
	-3.524E+05	6.233E+05	-3.720E+05	6.809E+04
	3.304E+04	-3.720E+05	5.911E+05	-2.620E+05
	2.532E+04	6.809E+04	-2.620E+05	1.608E+05
Shell	7.233E+05	-3.895E+05	4.003E+04	2.659E+04
	-3.895E+05	6.833E+05	-4.114E+05	7.755E+04
	4.003E+04	-4.114E+05	6.447E+05	-2.842E+05
	2.659E+04	7.755E+04	-2.842E+05	1.722E+05
%Variación	<b>-9.27</b>	<b>-9.53</b>	<b>-17.47</b>	<b>-4.76</b>
	<b>-9.53</b>	<b>-8.79</b>	<b>-9.59</b>	<b>-12.19</b>
	<b>-17.47</b>	<b>-9.59</b>	<b>-8.31</b>	<b>-7.80</b>
	<b>-4.76</b>	<b>-12.19</b>	<b>-7.80</b>	<b>-6.61</b>

Fuente: Propia

El porcentaje de variación de los coeficientes con coordenadas de cargas no nulas es entre 6 y 9.3%. Las variaciones más representativas ocurren en los coeficientes de menor magnitud, es decir, en los coeficientes con coordenadas de cargas nulas. Además, se observa que en el 100% de los valores analizados existe una disminución de los coeficientes de rigidez con respecto a los que consideran el muro idealizado con elementos planos finitos.



## CAPÍTULO 6: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Si bien se han mostrado por separado los resultados de la variación de desplazamientos, derivas, esfuerzos, cargas en las vigas y placas y matrices de rigidez de la estructura, los resultados no se pueden analizar por separado. Las variaciones existentes en los dos tipos de elementos estructurales, debido a la consideración de elementos planos finitos (FEM), están íntimamente ligados y dependen uno de otros.

En la presente discusión de resultados, primero se analizan y discuten las variaciones de los periodos, vigas y muros por separado. Esto con el propósito de comentar los posibles patrones que la distribución de cargas ha tomado al considerar la idealización de los pórticos con elementos planos finitos y elementos tipo Frame. Para mejorar la visualización y el análisis de los resultados se establecen gráficas que muestran la relación de los resultados obtenidos entre ambos elementos. Así, al finalizar el capítulo se presentan comentarios acerca de las posibles causas de variación de los resultados, tratando de relacionar las variaciones de las vigas con las placas y como estas afectan el comportamiento de los pórticos duales.

Dicho lo anterior, para entender los resultados es conveniente mostrar, primero, la configuración deformada de los pórticos; sin embargo, presentar solo uno, es suficiente. En la Figura 32 se muestra la configuración deformada del pórtico representativo con relación altura-largo (H/L) del muro igual a 0.50 sometido a una carga sísmica estática. En ella se observa que las secciones transversales del pórtico idealizado con elementos tipo Shell presentan un alabeo, caso que no se aprecia en el muro idealizado con elementos tipo Frame. Y se aprecia, también,

que en el muro Frame no existe una conexión de los muros con las vigas, caso que no se observa con el muro Shell.

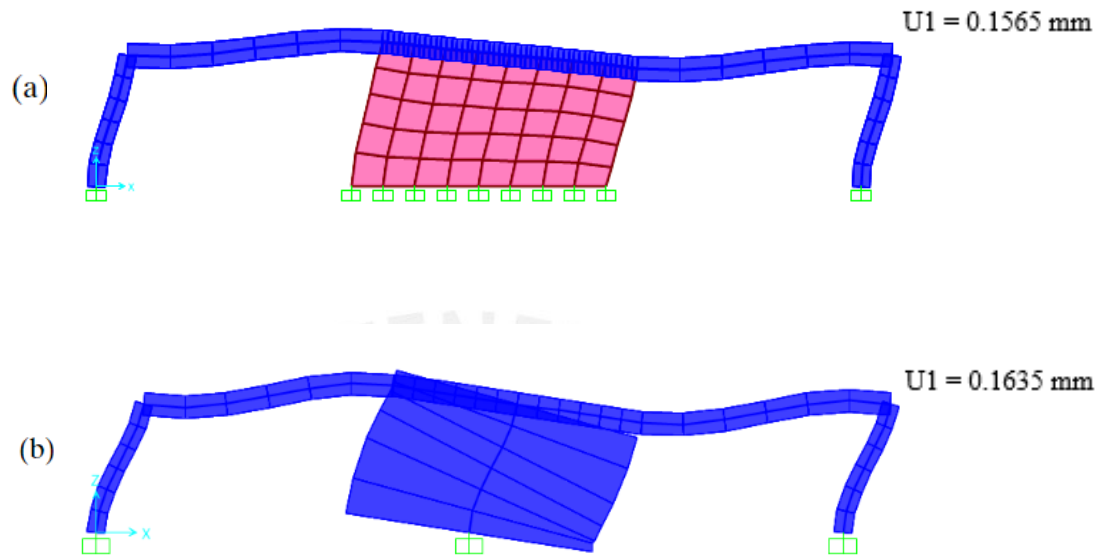


Figura 32. Deformación del pórtico representativo  $H/L=0.5$  idealizado con (a) elementos finitos y (b) elementos tipo Frame.

Fuente: propia

Entonces, cuando se analizan los periodos mostrados en la Tabla 5, es evidente que el modelo con elementos tipo Frame tiene mayores periodos y que la variación es decreciente conforme aumenta la relación  $H/L$ . Esta variación porcentual entre periodos se muestra en la Figura 33. Y para las condiciones tomadas en cuenta (dimensiones, resistencia del concreto, cargas), el porcentaje de variación tiene un máximo de 7.5% hasta 1.5%. De esto se puede concluir que los modelos Shell presentados en esta investigación son más rígidos que los modelos Frame.

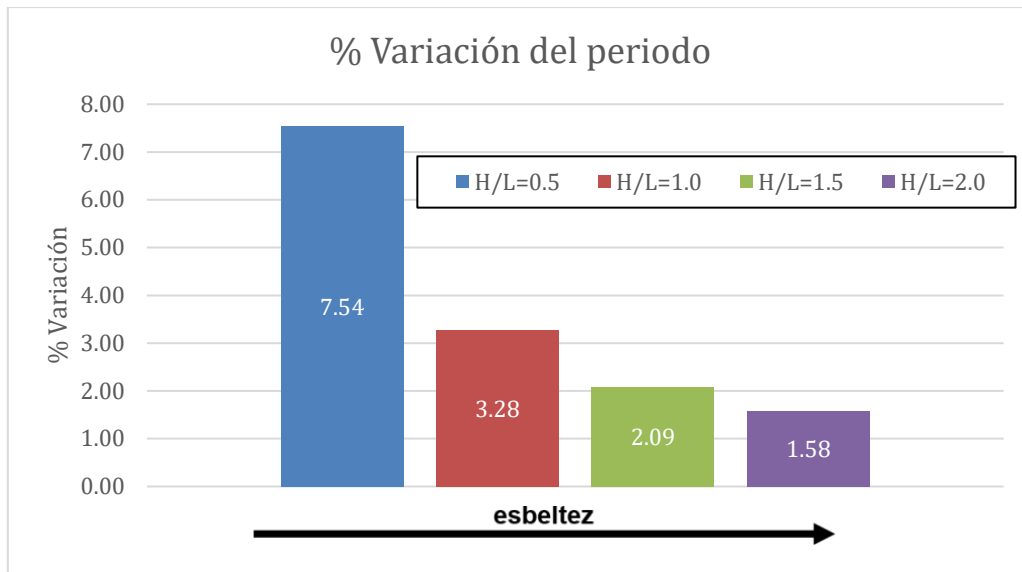


Figura 33. Porcentaje de variación de los periodos.

Fuente: propia

Por otro lado, las variaciones registradas en cada piso de las fuerzas cortantes (Tabla 7 y 8) y los momentos flectores (Tabla 9) en los muros muestran, también, ciertas tendencias en los resultados, con la excepción de los casos en los que se aplica la combinación de cargas. Cuando se analiza por pisos los pórticos sometidos solo a la carga de sismo, se muestra que, en todos los casos, la variación de la fuerza cortante disminuye conforme aumenta la relación H/L. En cambio, cuando se analiza por pisos los pórticos sometidos a la carga de diseño, existe una variación en dicha tendencia. Por ejemplo, en los primeros pisos, la variación de la carga de diseño disminuye desde 12.93% para la relación H/L=0.5 hasta la 1.37% para relación H/L=1.5 y luego se incrementa a 1.79% para la relación H/L=2.0. La misma tendencia de disminuir y aumentar sucede cuando se analizan los pisos superiores. A pesar de ello, al comparar las variaciones de la menor y mayor esbeltez, el porcentaje de la relación H/L=2.0 (1.8%) es aproximadamente la quinta parte del porcentaje de la relación H/L=0.5 (12.9%). Y como se mencionó anteriormente, este tipo de tendencia (disminución y aumento de la variación) no existe cuando se analizan los pórticos solo por cargas sísmicas, sino que existe un decremento

de la variación porcentual en todos los casos conforme aumenta la relación H/L. Entonces, se concluye que todas las fuerzas cortantes en el muro Shell son mayores que las fuerzas en el muro Frame para todos los casos analizados y puede decirse conservadoramente que el porcentaje de variación disminuye conforme aumenta la esbeltez. Además, la conclusión anterior puede extrapolarse a la conclusión obtenida al analizar los momentos flectores. En la Figura 25 se grafica el diagrama de fuerzas cortantes en el muro para la relación H/L=2.0 debido a la carga de diseño, para los demás modelos se muestran en el Anexo A. Y se muestra en la Figura 34 el diagrama de momentos flectores en los muros sometidos a la combinación de carga. En ambas se muestran que los valores Shell son mayores a los valores Frame.

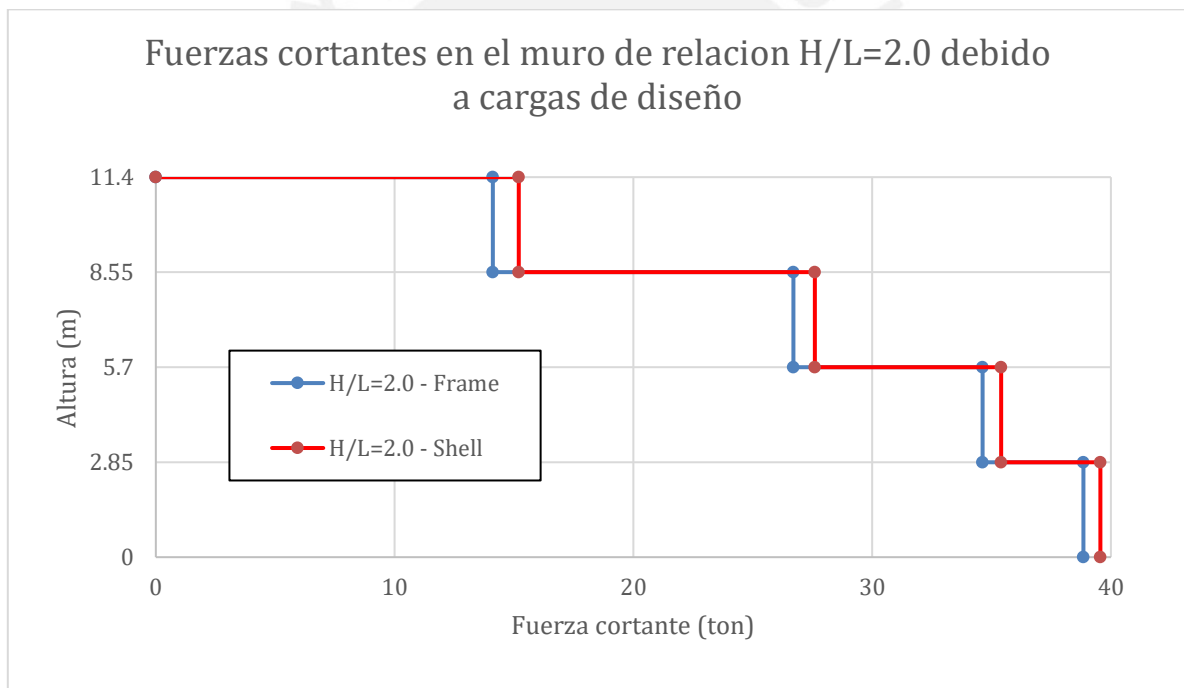
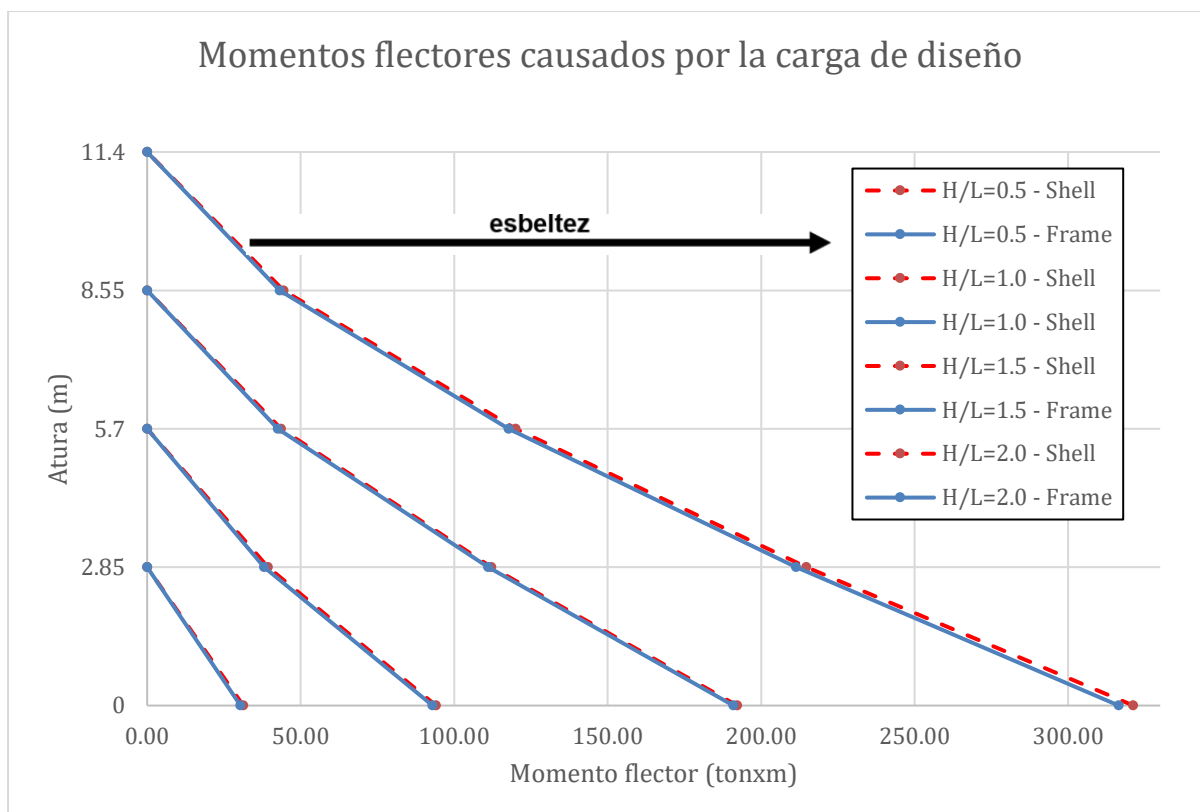


Figura 34. Diagrama de fuerzas cortantes producidas por la carga de diseño en el muro H/L=2.0

Fuente: propia



*Figura 35.* Diagrama de momentos flectores en el muro causados por la carga de diseño.

Fuente: propia

Para el caso de las variaciones de las fuerzas axiales (Tabla 10) en los muros debido a la carga de diseño, se mencionó que existe una media bastante baja en los extremos inferiores de cada tramo del muro. El máximo valor en los extremos inferiores del muro es de 0.2% para la relación  $H/L=0.5$ . Estas variaciones indican dos cosas. La primera es que las variaciones son poco representativas, lo cual tiene sentido al tratarse de fuerzas axiales ya que las áreas tributarias no varían a pesar del modelo que se emplee. La segunda es que, cuando se compara un mismo piso entre todos los pórticos, el porcentaje de variación se reduce conforme aumenta la esbeltez del muro hasta la relación  $H/L=1.5$ . Pero que a partir de la relación  $H/L=2.0$ , las fuerzas del modelo Frame pasan de ser menores que el modelo Shell (porcentaje de variación negativo) a mayores que el modelo Shell (porcentaje de variación positivo). Sin embargo, como

se mencionó, estas variaciones son poco representativas en general. Lo anterior se puede visualizar en la Figura 36, la cual muestra el diagrama de fuerzas axiales para ambos modelos.

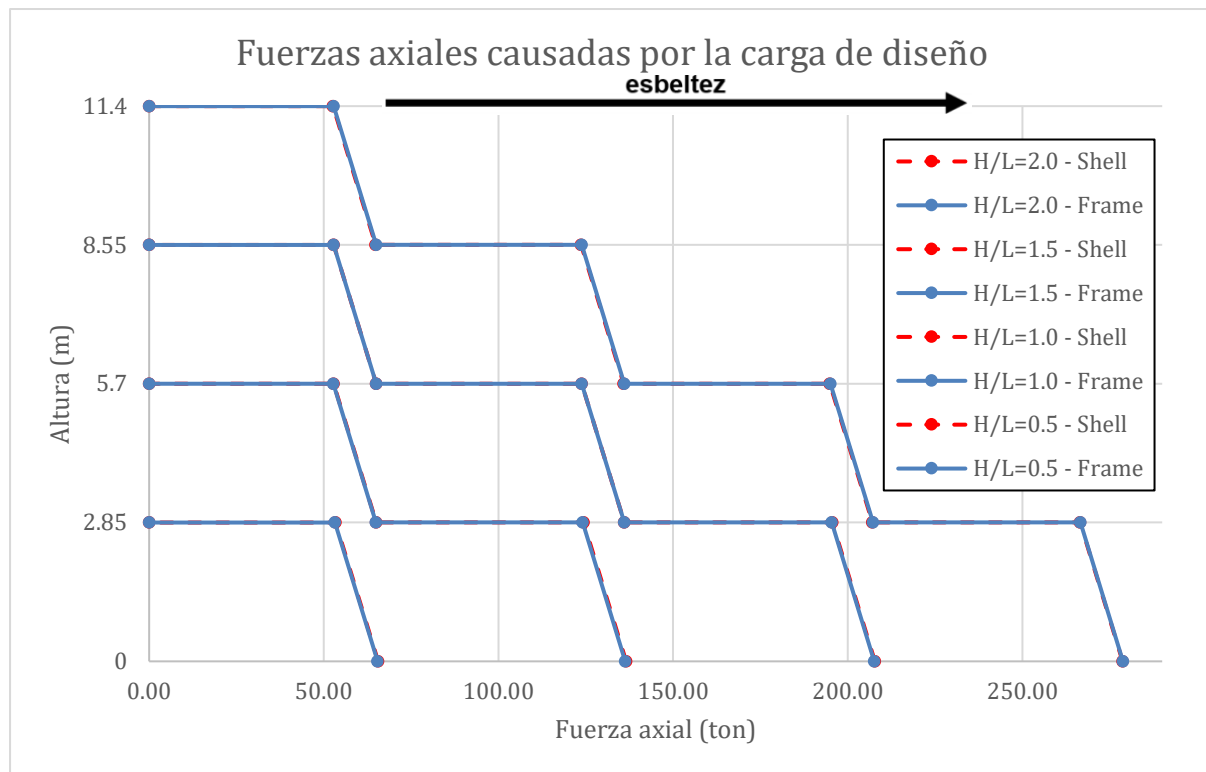


Figura 36. Diagrama de fuerzas axiales en los muros causadas por la combinación de cargas.

Fuente: propia

Por otro lado, el análisis desarrollado en los desplazamientos y derivas (Tabla 11 y Tabla 12) permite dar indicios sobre la mayor flexibilidad de un modelo sobre otro. Así, se elabora la Figura 37 que grafica los desplazamientos horizontales debido al análisis estático, y en el Anexo B se muestran los desplazamientos debido al análisis dinámico. De ellas se muestra que, los desplazamientos son mayores para el muro Frame, respecto al muro Shell, con una variación porcentual máxima conservadora de 5%. Esto reafirma la mayor rigidez lateral del modelo Shell e indica la influencia de la deformación por flexión en los muros de mayor esbeltez por los desplazamientos relativos mayores en los pisos superiores.

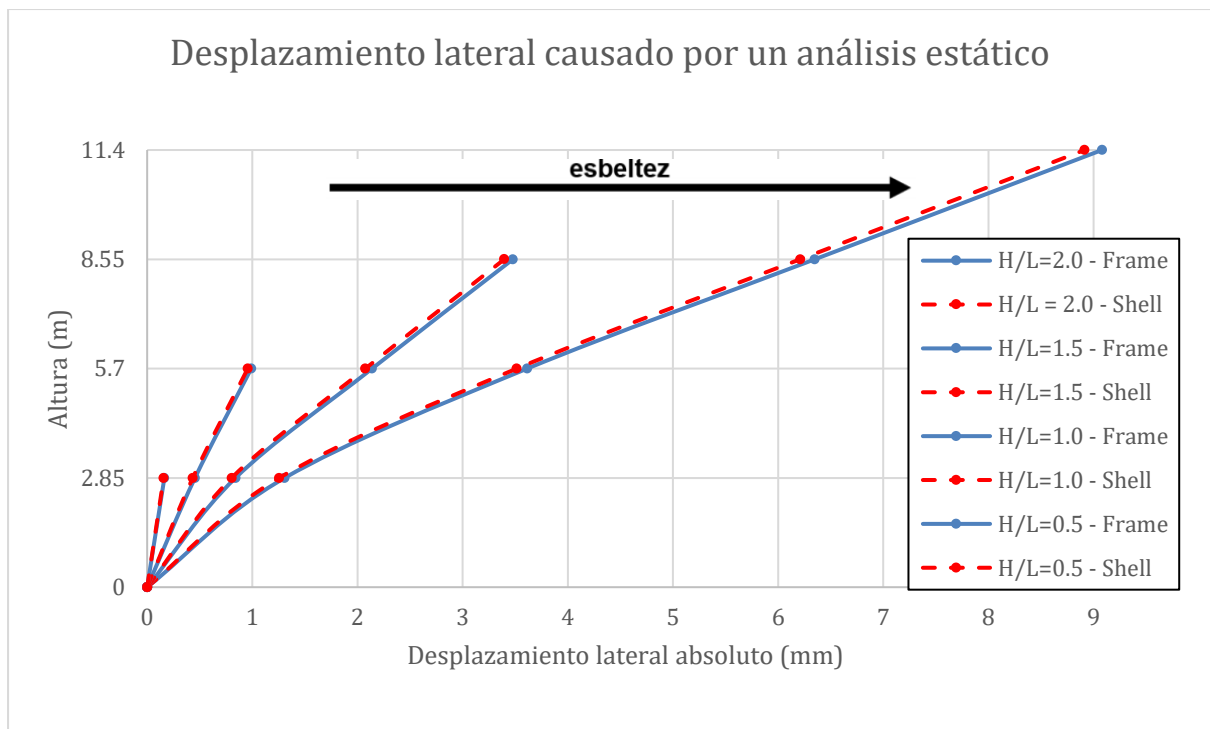


Figura 37. Desplazamientos de los diafragmas causados por el análisis estático.

Fuente: propia

Para representar el giro de los nodos centrales de los muros (Tabla 13) se elabora la Figura 38. En ella se evidencia que los giros, también, son mayores para el muro modelado con elementos tipo Frame. Y que, para ambos casos, en los últimos pisos, la variación de la rotación pierde relevancia con respecto a los pisos inferiores ya que se aproximan hacia un valor constante. La máxima variación es de 5.2% en el pórtico con el muro Frame. Esto indica que la distribución de las fuerzas sísmicas que toman los pórticos no solo es mayor en los pisos superiores, sino que la variación de las fuerzas entre los pisos superiores es menor que la variación porcentual entre los pisos inferiores.

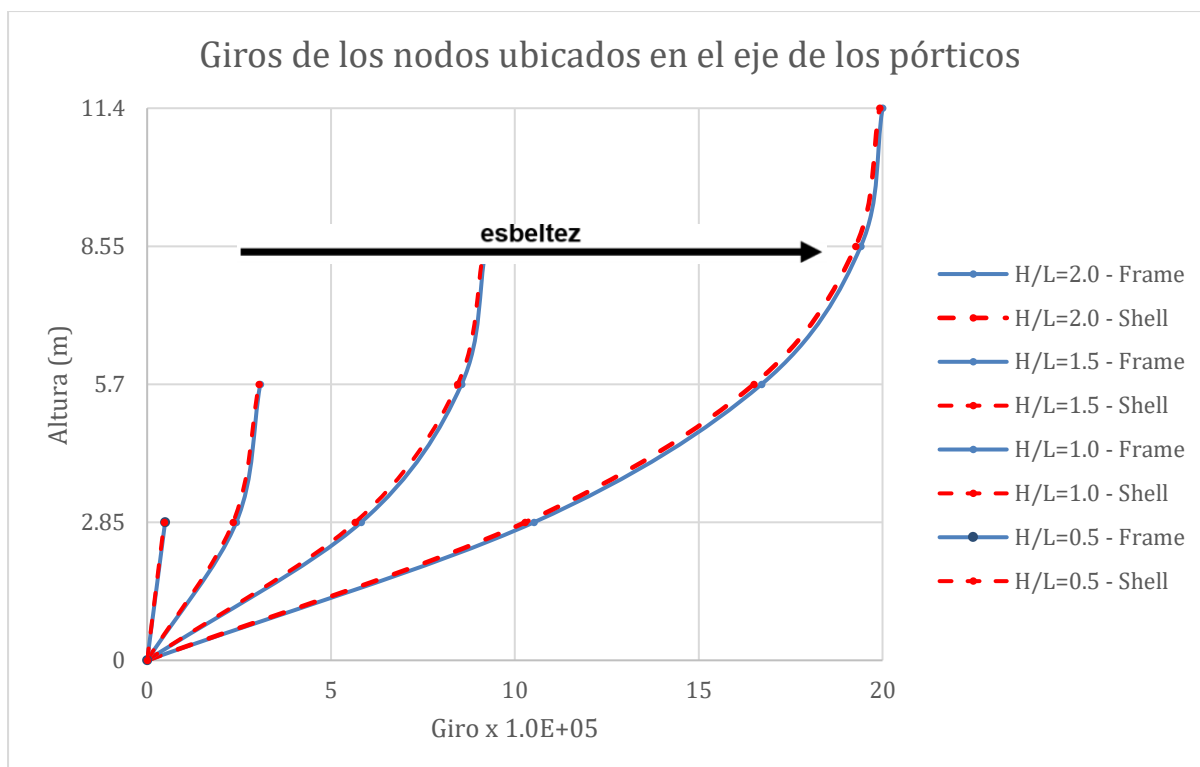


Figura 38. Rotación de los nodos del eje central del muro debido al análisis estático.

Fuente: propia

En el caso de las vigas, los momentos (Tabla 14) confirman la influencia que tiene el modelado sobre los resultados. Los momentos en la conexión viga-muro Frame son menores a los momentos ubicados en la conexión viga-muro Shell en un porcentaje conservador de 2%. Además, en la conexión viga-columna, para el caso de los pórticos con el muro Frame, los momentos son mayores en un porcentaje conservador de 2% a los producidos por el pórtico con el muro Shell. Por lo tanto, se concluye que, al ser los momentos directamente proporcionales a los giros del elemento, el alabeo de las secciones del muro Shell produce mayores giros en los elementos de borde por lo que altera las fuerzas internas en los demás elementos que conforman los pórticos. Ahora esta tendencia empieza a variar en los pisos superiores de los pórticos con muros de mayor esbeltez ( $H/L=1.5$  y  $2.0$ ), lo cual sugiere que modelar con elementos Shell cobra relevancia en muros de poca esbeltez. En ese mismo sentido, la variación en el tramo central de las vigas muestra que, los momentos positivos son



siempre mayores cuando la viga está conectada a un muro Frame en aproximadamente 1%, con respecto al muro Shell.

Por otro lado, las matrices de rigidez (Tabla 35, 36, 37 y 38) reafirman las conclusiones que se vienen dando en los resultados anteriores. Para pórticos duales con muros poco esbeltos, modelar el muro con elementos planos finitos ofrece una mayor rigidez respecto a modelar el muro con elementos tipo Frame. Y la variación de los coeficientes de rigidez ubicados en la diagonal de la matriz se encuentra conservadoramente entre el 6-9%. Esta mayor rigidez del muro explica porque las fuerzas internas en el muro Shell son mayores al muro Frame y porque los desplazamientos son menores para el pórtico con muro Shell.

Con respecto a los esfuerzos normales en las secciones transversales del muro, es evidente la existencia de porcentajes de variación importantes y que en algunas secciones del muro es más del 40%. Para este fin, se elabora la Figura 39 que muestra los esfuerzos en el cuarto piso del muro con relación  $H/L=2.0$  y las demás gráficas de esfuerzos normales se muestran en el Anexo C. De ellas se aprecia que las variaciones más importantes ocurren en los extremos del muro, principalmente, en los pisos superiores (techo). Esto se puede explicar por dos motivos. Por un lado, se conoce que los esfuerzos son directamente proporcionales a los desplazamientos. Entonces, al encontrarse los mayores desplazamientos en los nodos del borde del muro (conexión viga-muro) y en el centro del muro (debido a la carga puntual), existe, también, en estos nodos mayores esfuerzos. Por ello, la distribución del esfuerzo axial debido a la carga muerta y carga viva toma una forma sinusoidal en la sección transversal del muro Shell y ello tiene su origen, también, en el esfuerzo que se origina en la vecindad del punto de aplicación de las cargas, el cual es paralelo al eje de aplicación de estas ( $\sigma_y$ ). Por otro lado, se mencionó que las fuerzas internas en los muros Shell son mayores a las fuerzas en los muros Frame. Esto

se cumple; sin embargo, a esto se suma que, en el último piso, el punto de inflexión en el diagrama de momentos hace que exista un momento positivo y negativo en el muro, por lo que, en el tramo central los momentos Frame son mayores a los momentos Shell. Y esto último se puede visualizar en la Figura 40. Entonces, estas circunstancias producen la alta variabilidad de los resultados, pero al integrar las fuerzas internas de cada elemento finito se obtiene los resultados previos, las fuerzas internas en el muro Shell son mayores.

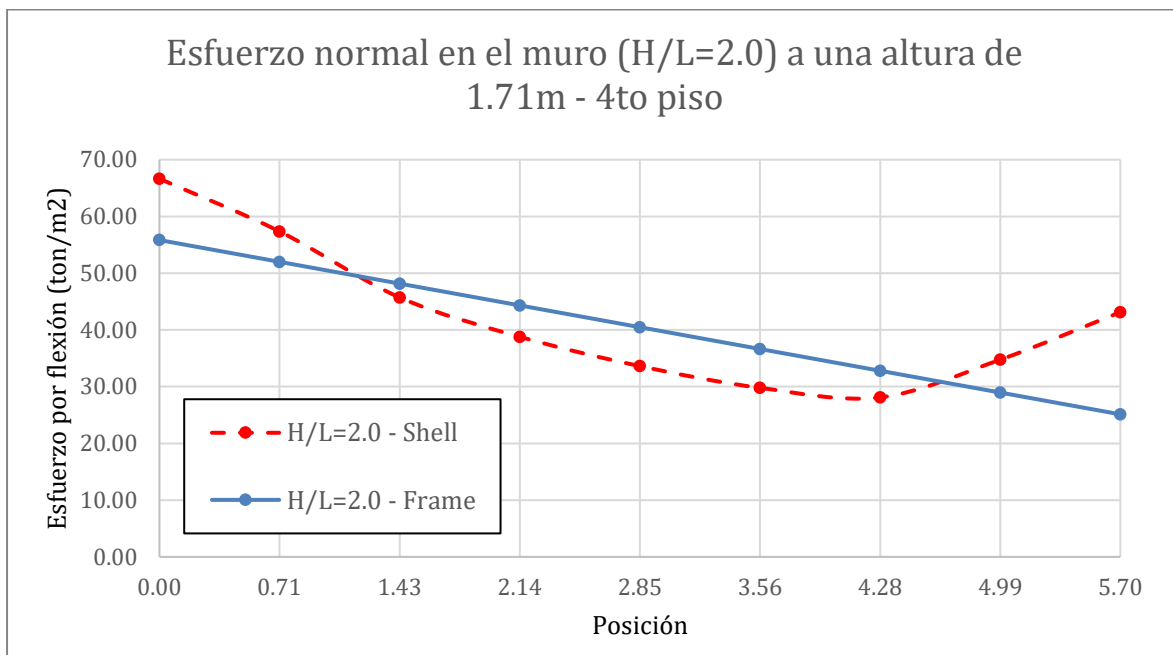


Figura 39. Esfuerzo normal en el muro con relación H/L=2.0 – 4to piso

Fuente: propia

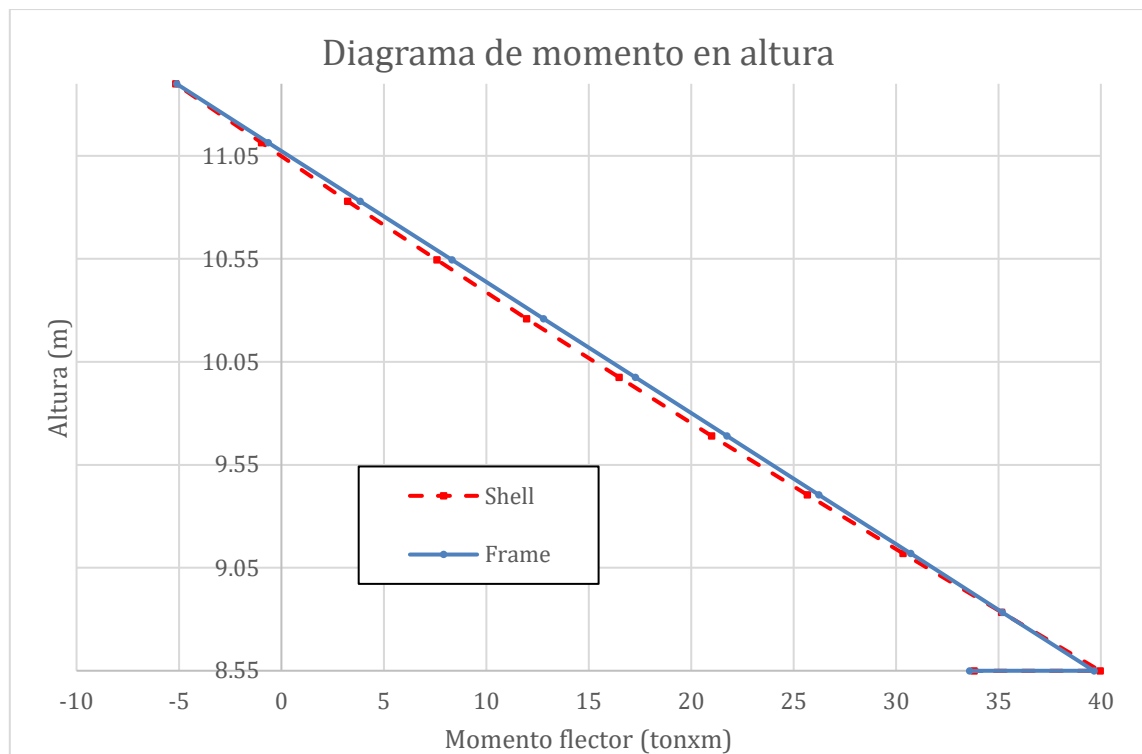


Figura 40. Diagrama de momento flector en el muro de relación H/L=2.0 – 4to piso.

Fuente: propia

Con respecto al análisis de los esfuerzos cortantes en las secciones del muro, se presentan variaciones conservadoras del orden de 25% en la parte central, y de 15% hacia los extremos, con la curiosidad de que en los extremos del muro Frame no existen esfuerzos y en el muro Shell sí. Entonces, para apreciar este contraste se elabora la Figura 41, los demás graficas de esfuerzos cortantes están en el Anexo D. De la cual se observa que los esfuerzos producidos en el muro Shell son mayores en los extremos y menores en el centro, con respecto al muro Frame. Esto se fundamenta en que los esfuerzos producidos en el muro Frame son un promedio de los esfuerzos existentes en el ancho del muro (0.25m). Por ello, las gráficas presentadas para el muro Shell se asemejan a un paraboloides hiperbólico (silla de montar). Además, se muestra que cuando se comparan todas las variaciones de un mismo piso, las variaciones se reducen

conforme aumenta la esbeltez. Por ejemplo, para un punto en el primer piso y ubicado a 0.71m del extremo del muro, se pasa de una variación porcentual de 15.7% a 8.9%.

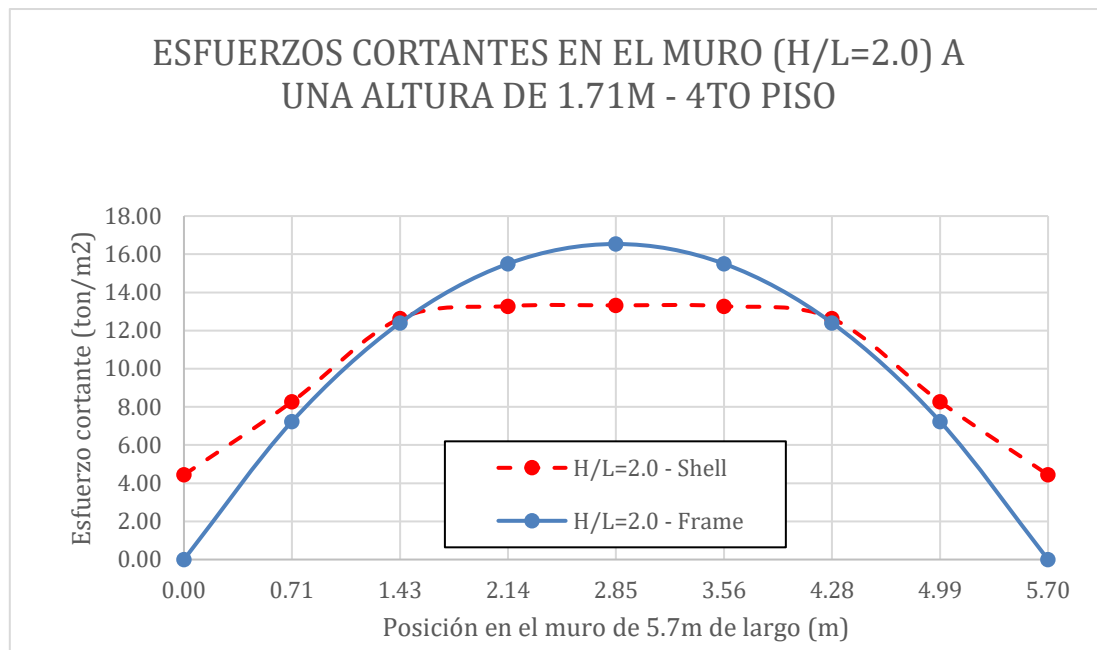


Figura 41. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=2.0 – 4to piso.

Fuente: propia

Ahora bien, en este punto resulta importante recordar lo expuesto al inicio del capítulo sobre las relaciones que existen entre todos los resultados presentes en las tablas y párrafos precedentes. Una de estas relaciones son las condiciones específicas o iniciales de los pórticos duales. Estas son la resistencia del concreto, el módulo de elasticidad del brazo rígido, las dimensiones de las placas, las cargas, las técnicas de modelamiento (incorporación de brazo rígido en pórticos idealizados con elementos tipo Shell para anular los giros en la sección del muro conectada a las vigas y para hacer que los momentos en las vigas conectadas al muro sean parecidas en ambos modelos de idealización), coeficientes de rigideces axiales, entre otros. Y, son estas condiciones iniciales las responsables de las fuerzas internas y deformaciones mostradas en los elementos estructurales. Es decir, modificar alguna de ellas, va a ocasionar que todos los resultados obtenidos sufran una variación.

Por otro lado, que, en los modelos estudiados, los desplazamiento y giros centrales de los pórticos sean menores con el muro Shell y que las fuerzas internas sean mayores con el mismo tipo de muro, presupone que los pórticos duales con muro Shell tienen mayor rigidez que los pórticos duales con el muro Frame. Lo cual se comprueba con la matriz de rigidez lateral, que es mayor para los pórticos con el muro Shell. Y escoger un modelo de idealización no solo afecta a los resultados del muro, sino también a las fuerzas internas de todos los elementos pertenecientes al pórtico. Lo cual se demostró con el aumento de los giros en el extremo viga-placa para el muro Shell y se traduce en un aumento de los momentos en ese extremo de las vigas.

Además, estos resultados muestran cierto patrón en el comportamiento de los pórticos estudiados. Se presenta una disminución en los porcentajes de variación entre ambos modelos cuando la esbeltez del muro aumenta. Adicional a ello, cuando la relación H/L es igual a 2, se tiene que las variaciones para las fuerzas internas rondan el 2%; mientras que, para los desplazamientos y giros rondan el 4%, aproximadamente. Por lo que podría sugerirse, de acuerdo con las tendencias, que a partir de una relación conservadora (H/L) mayor 2.0, aplicar uno u otro modelo es indistinto para el cálculo de las fuerzas internas y desplazamientos. Esto por supuesto, debe requerir un estudio adicional para las mismas condiciones iniciales para establecer con mayor confianza lo dicho anteriormente.

En ese sentido, es posible decir que en el muro Frame las fuerzas internas son las menos conservadoras, y se hace énfasis en los muros de poca esbeltez porque es en ellos en los cuales las cortantes tienen una variación porcentual mayor al 12% para el análisis dinámico y por cargas de diseño para la relación H/L=0.5. Entonces, resulta prudente decir que el muro Frame subestima las cortantes, lo que lleva a proponer en el diseño un menor acero de estribo. Y bajo

la premisa de columna fuerte-viga débil, colocar un menor estribo ocasiona que el núcleo de concreto no se confine adecuadamente y que se tenga una menor ductilidad en el elemento.

En el caso de las vigas la situación es particular. Es obvio que los mayores momentos se encuentran en la conexión viga-muro. Y por los resultados que muestran los pórticos, los muros Frame de poca esbeltez ocasionan los menores momentos flectores en ese punto, por lo que en la etapa de diseño de vigas se tendrán secciones subreforzadas. Si bien se quiere conseguir esto porque producen una falla dúctil y por ello las Normas establecen una cantidad de acero máxima, también existe una relación inversamente proporcional con respecto a la resistencia. Es decir, no es posible desarrollar estructuras dúctiles sin disminuir la sobrerresistencia de ellas.

Ahora, los esfuerzos normales y cortantes son un tema interesante. Los esfuerzos producidos en el muro Frame se calculan en base a una fuerza o momento único en la sección transversal. Mientras que, en el muro Shell, los esfuerzos se calculan en base a la fuerza o momento que existe en cada nodo, y para conocer el valor único en la sección se deben de integrar. Ello es una ventaja ya que permite observar resultados más precisos en muros de poca esbeltez, sobre todo para los esfuerzos normales máximos (en el extremo) y para los esfuerzos cortantes máximos (en el centro). Además, las deformadas de las secciones transversales del muro debido a las cargas axiales, ejemplificadas por la deformada del brazo rígido, muestran la influencia que tiene la forma de modelar el muro sobre ellas. Y el cual se traduce en una concentración de esfuerzos en el muro que es observable gracias al muro Shell.

En este punto, es apropiado recordar la hipótesis propuesta acerca de que para una relación H/L menor a 1 el porcentaje de precisión de los resultados obtenidos por los pórticos con muros Frame son mayores al 98% de los resultados obtenidos por los pórticos con muro Shell. Y en ese sentido, con el objetivo de dar respuesta a la hipótesis y al objetivo de proponer un rango

de acción para los muros poco esbeltos modelados con elementos tipo Frame, se recopila la información anterior y se muestran las siguientes gráficas resumen:

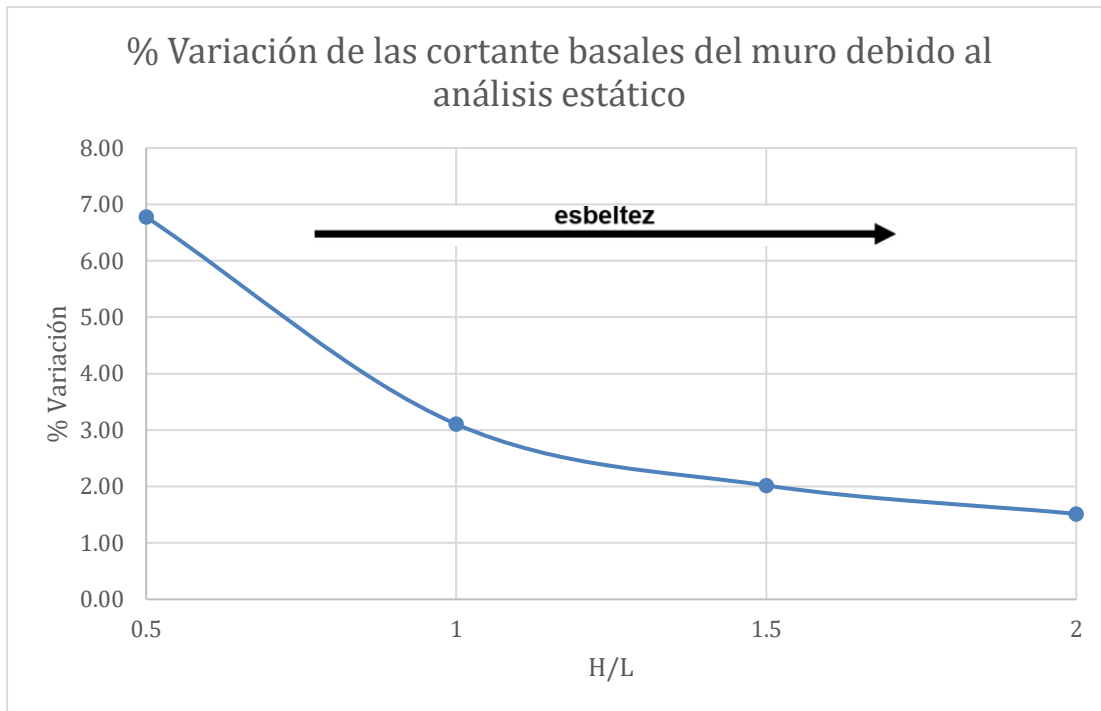


Figura 42. Porcentaje de variación del cortante basal del muro vs H/L debido al análisis estático.  
Fuente: propia

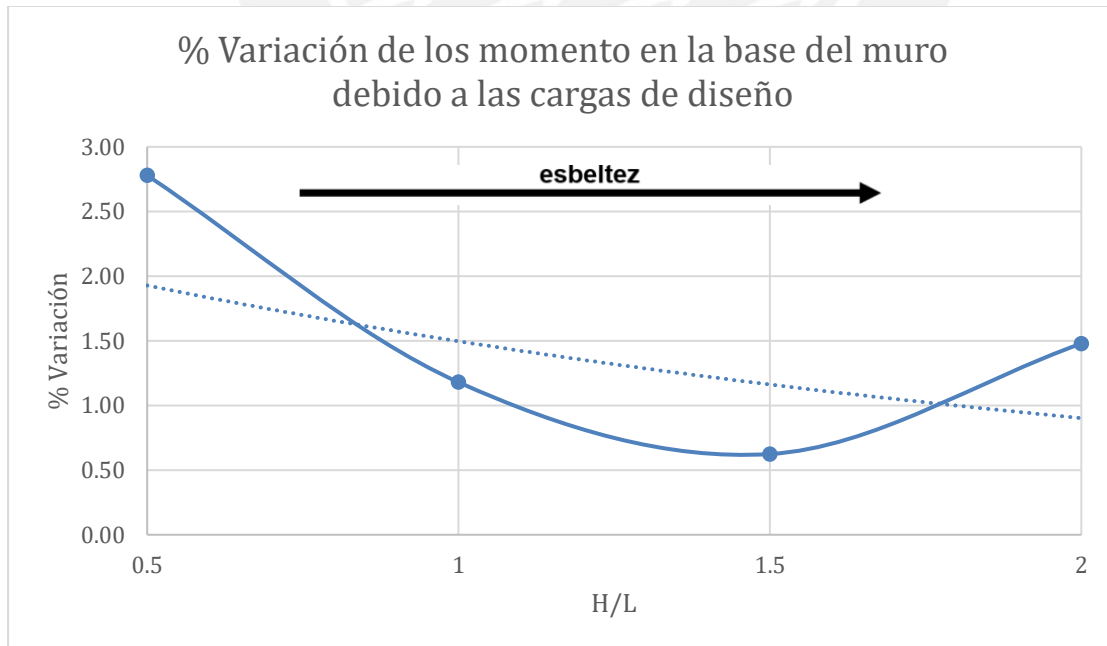


Figura 43. Porcentaje de variación del momento en la base del muro vs H/L debido a la carga de diseño.  
Fuente: propia

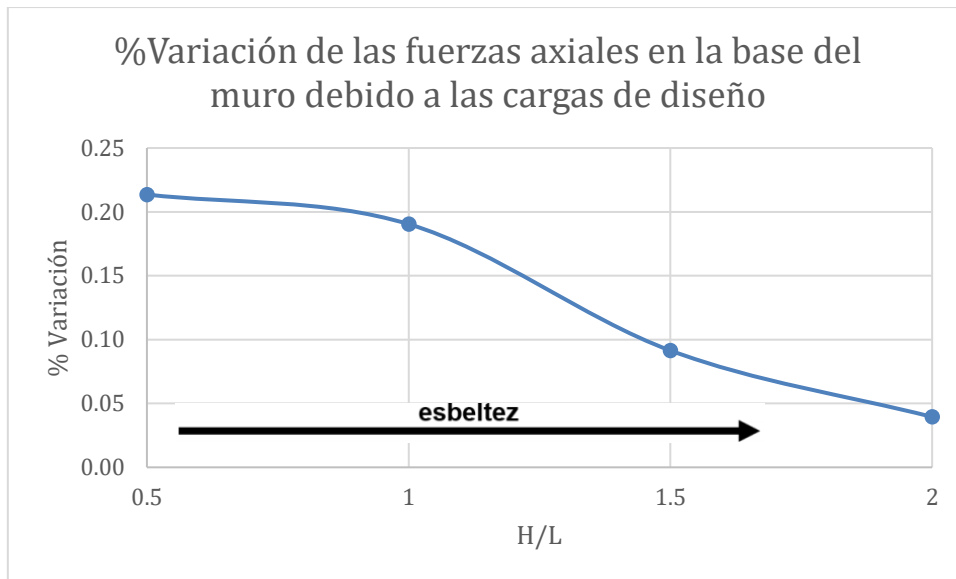


Figura 44. Porcentaje de variación de la fuerza axial en la base del muro vs H/L debido a la carga de diseño.

Fuente: propia

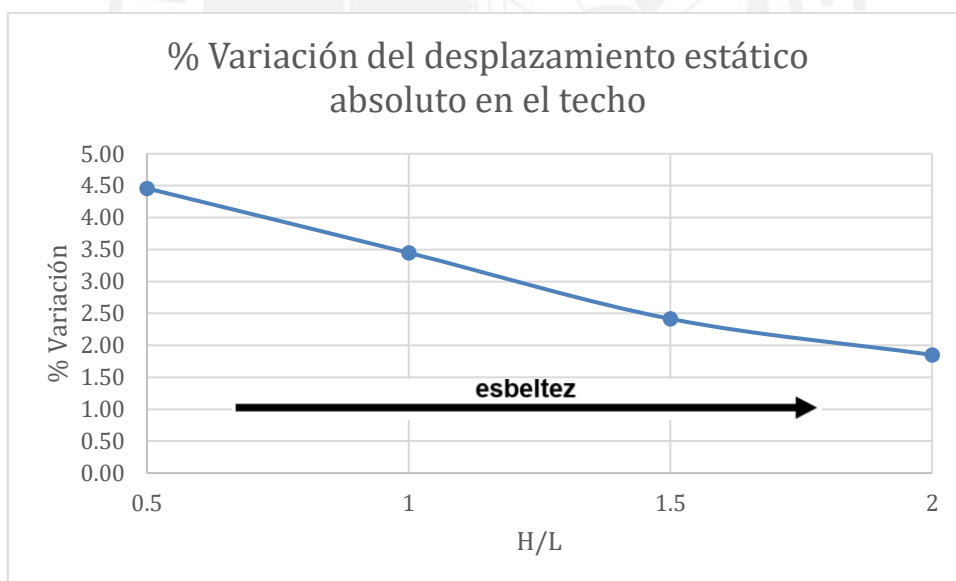


Figura 45. Porcentaje de variación del desplazamiento absoluto estático de los diafragmas de techo vs H/L debido al análisis estático.

Fuente: propia



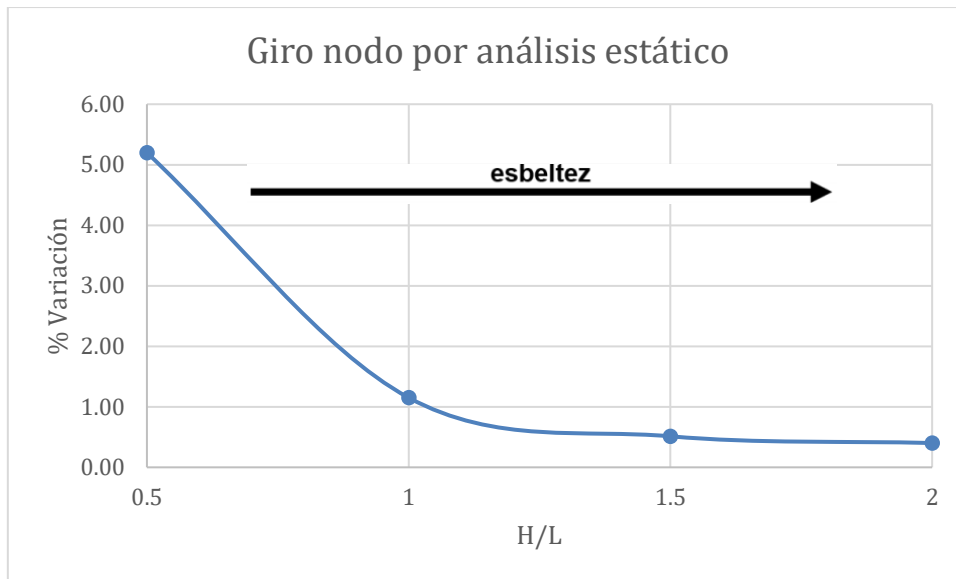
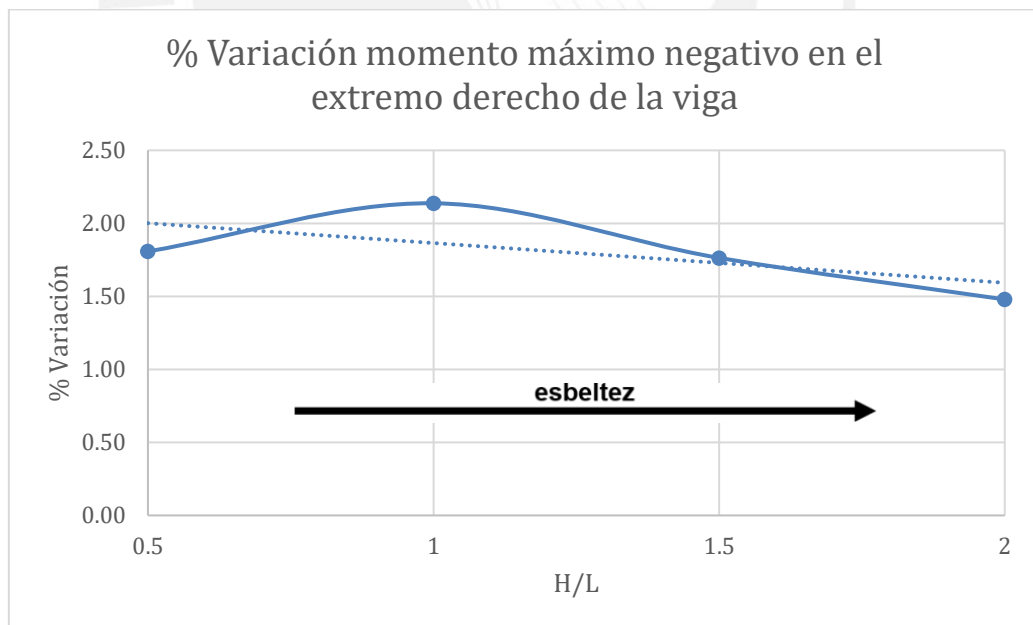


Figura 46. Porcentaje de variación de los giros nodales absolutos en el techo vs H/L debido al análisis estático.

Fuente: propia



a)

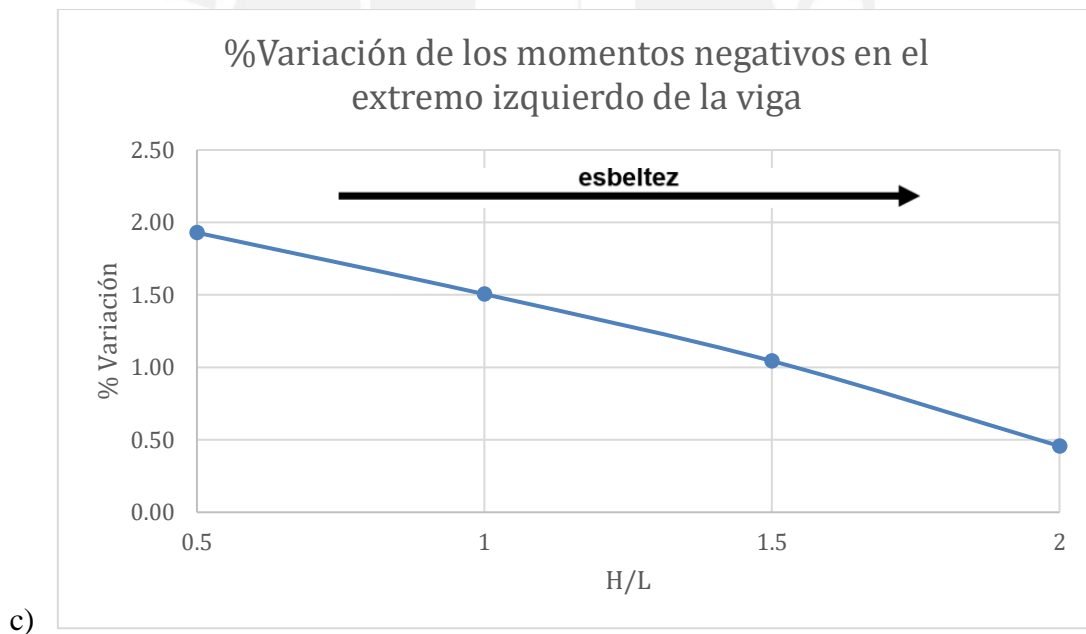
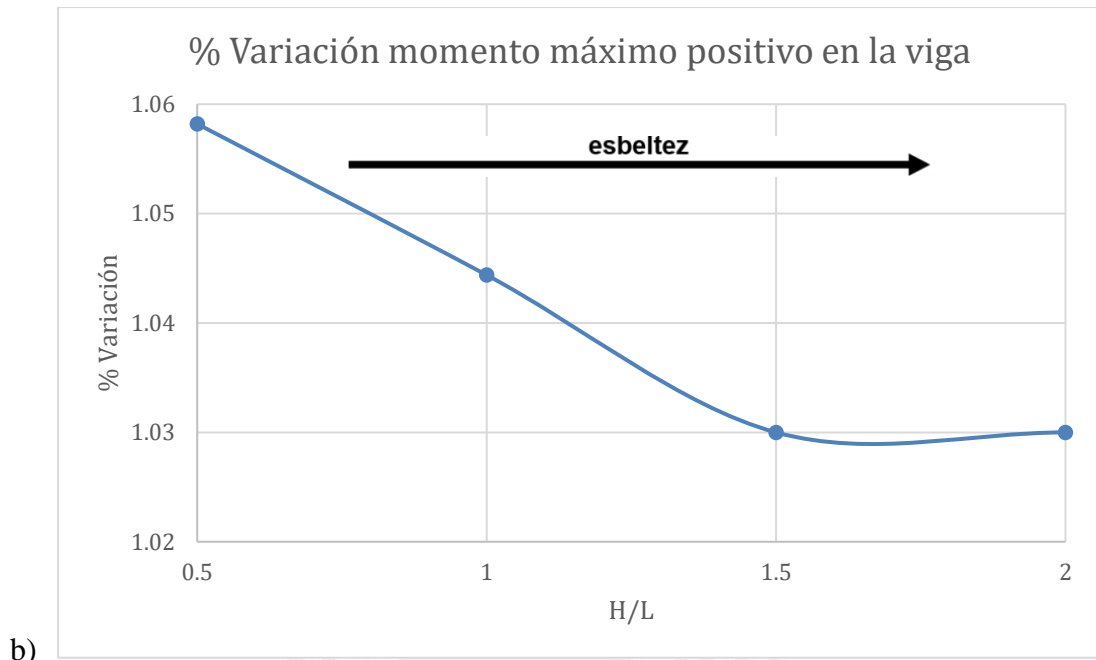


Figura 47. Porcentaje de variación de los momentos máximos negativos en el extremo izquierdo (a) de las vigas, de los momentos máximos positivos (b) y de los momentos máximos negativos en el extremo derecho (b) de las vigas vs H/L debido a la carga de diseño.

Fuente: propia

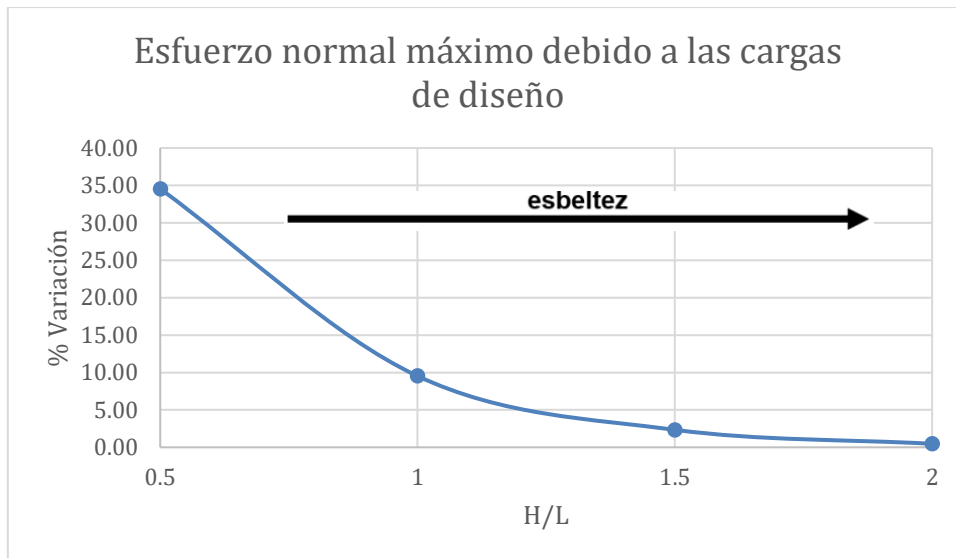


Figura 48. Porcentaje de variación del esfuerzo normal máximo en el muro vs H/L debido a cargas de diseño.

Fuente: propia

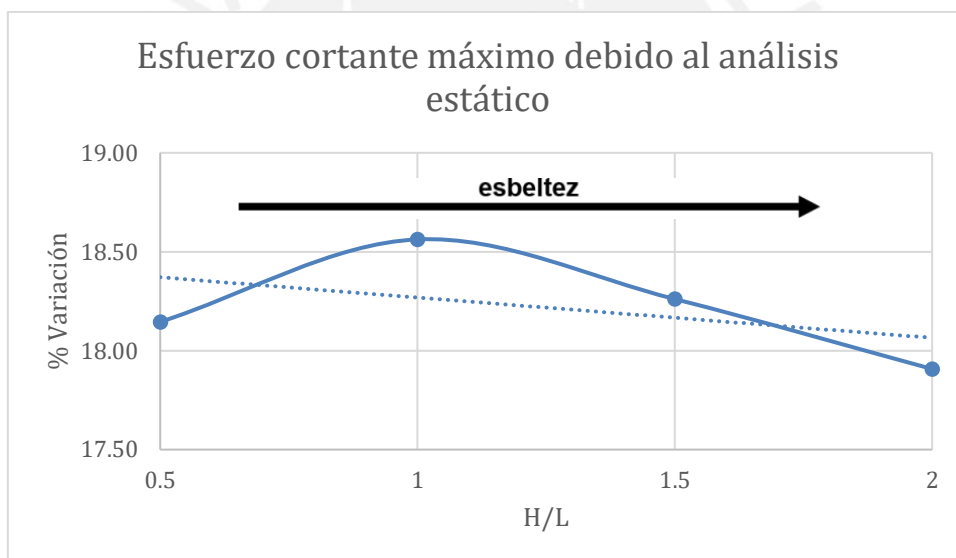


Figura 49. Porcentaje de variación del esfuerzo cortante máximo en el muro vs H/L debido al análisis estático.

Fuente: propia

De lo expuesto anteriormente, la variación de fuerzas cortantes en la base (Figura 42) debido a un análisis estático y a cargas de diseño es menor a 3% cuando la relación H/L es mayor o igual a 1.5. Para el momento en la base (Figura 43), la variación debido a la combinación de cargas es menor a 1.5% cuando  $H/L > 1.0$ . Para los desplazamientos absolutos en el techo (Figura 45), debido al análisis estático, la variación es menor al 2.5% cuando  $H/L > 1.5$ . La variación

porcentual de los giros nodales absolutos en el eje del muro (Figura 46) es menor a 1% cuando  $H/L > 1.5$ . La variación de los momentos en las vigas del primer piso (vigas típicas de mayor sollicitación), debido a las cargas de diseño, se puede agrupar en 3 casos. El primer caso (Figura 47 a) es en la conexión viga-muro (extremo derecho) donde los valores Frame son menores en aproximadamente 2% a los valores Shell. El segundo caso (Figura 47 b) es en el tramo central donde la variación es 1.0% para un  $H/L > 1.5$ ; y el tercer caso (Figura 47 c) es en el extremo izquierdo de la viga (conexión viga-columna) donde la variación es aproximadamente 1.0% para un  $H/L > 1.5$ .

En el mismo sentido, la Figura 48 muestra que la variación de los esfuerzos normales máximos (lado extremo en el muro) son menores al 3% cuando  $H/L > 1.5$  para el análisis con cargas de diseño. Y, la Figura 49 muestra que la variación de los esfuerzos cortantes máximos (tramo central del muro) son menores a 16% cuando  $H/L > 1.5$ , también para el análisis estático.

Como se mencionó anteriormente, las condiciones iniciales (técnica de modelado) tienen un papel importante en los resultados. Al incorporar brazos rígidos en el muro Shell se ha calibrado la rigidez de tal forma que se logre eliminar los giros de los elementos finitos en el muro a la altura de entrepiso y para equiparar el momento de las vigas que se conectan a estas produce que no exista alabeo en la zona del brazo rígido. Esto lleva a que el modelo Shell aumente su rigidez, sea mayor al modelo Frame, y que estos resultados contradigan la teoría de que el elemento Shell es más flexible que el elemento Frame.

Finalmente, estas gráficas no solo sirven para validar la hipótesis propuesta, sino que también pueden servir como instrumento para determinar el porcentaje de precisión cuando se desea analizar pórticos de diferentes esbelteces. Ello hace que el lector pueda elegir la variación permisible para sus modelos estructurales de una forma práctica, útil y eficaz, pero que cumpla con los parámetros iniciales del presente estudio.

## CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La investigación que se presenta en esta tesis propone una serie de análisis estructurales a pórticos duales 2D que buscan representar el comportamiento de edificaciones de concreto armado. En este punto se debe recordar el objetivo principal, el cual es conocer el impacto y el comportamiento que se tiene al idealizar pórticos duales con muros de baja esbeltez cuando se emplean elementos planos finitos (Shell) y elementos tipo Frame para modelar los muros. Para tal fin, se compararon las fuerzas internas, desplazamientos, giros, rigidez lateral y esfuerzos entre ambos modelos por medio del software SAP2000. Los pórticos representativos se diferencian por la relación altura-largo del muro (H/L), las cuales son 0.5, 1.0, 1.5 y 2.0. Todos los pórticos se encuentran empotrados en la base, sometidos a las cargas vivas de oficina, presentan un brazo rígido con módulo de elasticidad de  $4 \cdot 10^8$  ton/m<sup>2</sup> y se establece un factor de rigidez axial en los elementos verticales Frame de 100. Entonces en este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones para trabajos futuros.

### 7.1. CONCLUSIONES

- A partir de los resultados obtenidos, se concluye que la hipótesis planteada inicialmente no se cumple, ya que el porcentaje de variación de los resultados obtenidos por el modelo Frame son mayores al 2% con respecto al modelo Shell cuando H/L es menor a 1. Y, en ciertos resultados la variación llega a más de 12% como es el caso del cortante basal.
- La elección de agregar un brazo rígido Frame dentro del muro Shell, para anular los giros de los elementos finitos en la intersección del muro con el nivel de piso y hacer parecidos los momentos de las vigas entre ambos modelos, elimina el alabeo del muro solo a lo largo del brazo rígido más no en el resto del muro Shell. Esto ocasiona que la

rigidez del modelo con elementos finitos sea mayor a la rigidez del modelo Frame; por ello, se contradicen los resultados presentes en esta investigación con la teoría que menciona que un modelo Shell es más flexible que un modelo Frame.

- De la comparación porcentual entre ambos modelos, se observa que para todos los resultados existe una disminución de la variación conforme aumenta la esbeltez del muro; por lo que, se propone que para una relación  $H/L > 2.0$  aplicar un modelado del muro como elemento Frame resulta útil y eficiente ya que genera variaciones menores al 3%. Además, se proponen los gráficos, presentados en la sección anterior, para dejar a criterio del proyectista el porcentaje permisible de variación para los resultados de sus modelos (fuerzas, desplazamientos, etc).
- Las fuerzas internas en el muro Shell son mayores a los del muro Frame en todos los casos analizados (cortantes, momentos). De ellas se obtiene una variación porcentual máxima aproximada para las fuerzas cortantes de 7% ,15% y 13% para el análisis estático, dinámico y para la combinación de cargas propuesta, respectivamente. Se tiene una variación máxima conservadora de 3% para los momentos en el muro debido a la combinación de cargas. Y, para las fuerzas axiales se obtiene una variación porcentual máxima conservadora de 0.2% en el muro debido a la combinación de cargas.
- Los análisis sísmicos (estático y dinámico) efectuados indican que los pórticos duales que tienen un muro idealizado como elemento tipo Frame son más flexibles (mayor desplazamiento). El desplazamiento de los pórticos con muro Frame presentan una variación porcentual máxima aproximada de 5% y 6% para el sismo estático y dinámico, respectivamente, en relación con los pórticos idealizados con el muro Shell. Además, la mayor flexibilidad de los modelos Frame se apoya con la obtención de la matriz de rigidez lateral, la cual muestra una disminución porcentual entre el 6.5% y 9.3% en los coeficientes de rigidez ubicados en la diagonal de la matriz.

- La comparación entre los giros de los nodos centrales de los pórticos muestra que el muro Frame refleja una mayor facilidad para girar a nivel de eje, por ello, es que los desplazamientos son mayores en este muro. Y la variación máxima entre ambos modelos es de 5.2%.
- Con respecto a los momentos en las vigas debido a la carga de diseño, el alabeo de las secciones del muro Shell cobra relevancia porque produce que los giros en las conexiones viga-muro aumenten y esto, a su vez, ocasiona que los momentos en ese extremo aumenten. Y con esto, los momentos en las vigas-muro Shell son mayores a los momentos en las vigas-muro Frame en 2%, aproximadamente. Además, la idealización del muro también es relevante en el extremo viga-columna porque existe un aumento porcentual de los momentos de hasta 2% por utilizar un muro Frame en lugar de un muro Shell. Por otra parte, para los momentos positivos, el muro Frame produce que los momentos en las vigas sean mayores en 1%.
- Se debe escoger con criterio el valor del módulo de elasticidad de los brazos rígidos, ya que este influye en la rigidez de la estructura y por tanto un mayor valor genera mayores fuerzas internas y menores desplazamientos. Asimismo, se recalca la incidencia que ocasiona el factor de rigidez de las conexiones columna-viga, ya que un factor elevado produce resultados poco conservadores.
- Con respecto al diseño de vigas, la idealización con muros Frame ofrece menores momentos y, por tanto, menor cantidad de acero. Ello va acorde con el tipo de falla que se busca (tracción) la cual permite tener capacidad de disipar energía y de rotación inelástica. No obstante, también se obtiene una menor sobreesistencia, por lo que se puede decir que siempre y cuando se respete el acero máximo de la Norma, emplear un muro Shell de poca esbeltez ofrece resultados más eficientes.

- Con respecto a los esfuerzos cortantes máximos, estos son mayores para el muro Frame en aproximadamente 19% y disminuye conforme aumenta la esbeltez. Además, que este resultado no tenga la misma relación que tienen las fuerzas cortantes (cortante del muro Shell mayor a cortante del muro Frame) se debe a que el esfuerzo del muro Frame se calcula en base al promedio de los esfuerzos en todo el espesor del muro (0.25cm); mientras que, el muro Shell calcula el esfuerzo para una ubicación determinada en ese espesor del muro. Y se conoce que los esfuerzos cortantes tienen una variación parabólica en el espesor del elemento (0.25m). Por lo tanto, los esfuerzos en el muro Shell resultan ser más precisos.
- De la comparación de esfuerzos normales máximos en el muro, ubicados en el extremo de este, el porcentaje de variación disminuye de 34.5% a 0.47%. Por lo tanto, se mantiene la tendencia de que a mayor relación H/L el porcentaje de variabilidad entre ambos modelos disminuye.
- Si bien se escogió una sección transversal del muro alejada de la aplicación de cargas y apoyo (principio de Saint-Venant), la alta variación porcentual de los esfuerzos normales en determinados nodos muestra que la sección transversal tomada todavía se encuentra en el rango de influencia que las cargas producen en la vecindad de sus puntos de aplicación. Por lo que calcular los esfuerzos normales de los muros poco esbeltos a partir de un muro Frame resulta poco práctico y menos preciso que emplear un muro Shell.
- Se hizo un análisis comparativo de dos métodos de idealización de muros para pórticos duales empotrados en su base y expuesto a cargas típicas de oficina. De dicha comparación la propuesta de emplear muros Frame fue la menos eficiente y conservadora para los casos en estudio, ya que ofrece menores fuerzas internas en los muros y menor rigidez. Entonces, en un contexto de diseño, al tener menores fuerzas



cortantes se puede incurrir en una menor cantidad de refuerzo horizontal y esto llevar a tener muros menos dúctiles.

- Finalmente, esta investigación busca explicar el porqué de las variaciones entre ambos modelos y su influencia en los resultados. Y como se mencionó anteriormente, el porcentaje de variación depende de las condiciones específicas a la cual se encuentran sometidos los pórticos. Por lo que se pueden presentar resultados distintos de cambiar alguna de ellas.

## **7.2. RECOMENDACIONES**

- En base a los resultados se puede extender el campo de investigación con el fin de analizar las estructuras bajo un análisis inelástico estático (Pushover) o dinámico (tiempo-historia) y evaluar la relevancia de la idealización en el nudo viga-placa.
- Analizar estructuras en tres dimensiones para considerar el efecto de torsión, y el comportamiento de los elementos ante este efecto.
- Establecer pórticos duales con una configuración distinta a las presentadas, es decir, proponer muros de igual esbeltez, pero de distintas dimensiones. Esto con el fin de evaluar el incremento o reducción de la brecha entre los resultados para ambos modelos (porcentaje de variación).
- Emplear un brazo rígido de menor longitud (5.7m) para reducir la concentración de esfuerzos presentes en la conexión viga-muro.

## FUENTES CITADAS

- Agencia Peruana de Noticias (2020). *El Perú registro más de 800 sismos durante el 2020*. Recuperado de <https://andina.pe/agencia/noticia-el-peru-registro-mas-800-sismos-durante-2020-828236.aspx>
- Akış, T. (2004). Lateral load analysis of shear wall-frame structures.
- Asmat, C. (2016). Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado (Tesis de posgrado). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. *COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ/1994-1995*.
- Bathe, K.J. (2014). Finite Elements Procedures. Watertown, MA
- BAZÁN, E., & MELI, R. (1992). Manual de diseño sísmico de edificios. *Editorial Limusa SA, México*
- Candy, C. F. (1964). Analysis of shear-wall frames by computer. *New Zealand Engineering, 19(9)*, 342-347.
- Clough, R. W., King, I. P., & Wilson, E. L. (1964). Structural analysis of multistory buildings. *Journal of the Structural Division, 90(3)*, 19-34.
- Clough, R., Penzien, J. (2003). Dynamics of Structures. Tercera Edición. Computers & Structures, Inc. Berkeley, CA, USA.
- Cook, R.D., Plesha, M.E., Malkus, D.S., & Witt, R.J. (2002). Concepts and applications of finite element analysis. Cuarta Edición. New York: John Wiley and Sons.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP seismic design technical brief, 4*, 1-36.
- Elnashai, A. S., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering* (p. 34). New York: Wiley.

- El Peruano (2018). Tres de cada cuatro casas construidas son informales. Recuperado de <https://elperuano.pe/noticia-tres-cada-cuatro-casas-construidas-son-informales-73165.aspx>
- Enciso Valdivia, F. A (2011). Procedimiento para el análisis dinámico de estructuras usando el método de los elementos finitos (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Galal, K., & El-Sokkary, H. (2008, October). Advancement in modeling of RC shear walls. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China*.
- Girgis, A. M., & Stafford-Smith, B. (1979). Torsion analysis of building cores partially closed by beams. In *Proceedings of the symposium on the Behaviour of Building Systems and Components* (pp. 211-227).
- Hibbeler, R. C. (2017) *Mecánica de materiales* (Novena Edición). Madrid, España: Pearson.
- Kabayesawa, T. H., Shiohara, S., Otani, S., & Aoyama, H. (1982). Analysis of the full-scale 7-story RC test structure. *3rd Joint Technical Coordinating Committee*.
- Kotronis, P., Ragueneau, F., & Mazars, J. (2005). A simplified modelling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design. *Engineering Structures*, 27(8), 1197-1208.
- Kubin, J., Fahjan, Y. M., & Tan, M. T. (2008, October). Comparison of practical approaches for modelling shearwalls in structural analyses of buildings. In *The 14th world conference on earthquake engineering* (pp. 12-17).
- Kwan, A. K. H. (1993). Improved wide-column-frame analogy for shear/core wall analysis. *Journal of Structural Engineering*, 119(2), 420-437.
- MacLeod, I. A. (1967). Lateral stiffness of shear walls with openings. In *Tall buildings* (pp. 223-252). Pergamon.
- MacLeod, I. A. (1973). Analysis of shear wall buildings by the frame method. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 55(3), 593-603.

- MacLeod, I. A. (1976). General frame element for shear wall analysis. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 61(4), 785-790.
- MacLeod, I. A. (1977). Structural analysis of wall systems. *Structural Engineer*, London, Vol. 55, pp. 487–494.
- MacLeod, I. A., & Hosny, H. M. (1977). Frame analysis of shear wall cores. *Journal of the Structural Division*, 103(10), 2037-2047.
- Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2008, October). Modeling of Squat Shearwalls Controlled By Shear. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China* (pp. 12-17).
- McCormac, J. C., & Brown, R. (2011). Diseño de Concreto Reforzado (Octava Edición con el Código ACI 318-08). *México: Alfaomega Grupo Editor, SA de CV, México*.
- Monti, G., & Spacone, E. (2000). Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip. *Journal of structural engineering*, 126(6), 654-661.
- Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (1999). Riesgo sísmico de edificios peruanos. *Departamento de Ingeniería PUCP. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP*.
- NIST. (2017). Guidelines for nonlinear structure analysis for design of building: part i–general, NIST GCR 17-917-46v1 prepared for applied technology council.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- Paulay, T. & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley & Sons.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(3), 325-346.
- RPP (2017). Capeco: El 70% de viviendas en Lima son informales y vulnerables a un terremoto. Recuperado de <https://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas-tecnicas-noticia-1078934>

Scaletti, H. (2014). Consideraciones sobre el análisis sísmico de estructuras de concreto armado. Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/432030758/consideraciones-analisis-sismico>.

SENCICO (2020). Norma Técnica de Edificaciones N.T.E-E.030 Diseño Sismorresistente. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima

SENCICO (2020). Norma Técnica de Edificaciones N.T.E-E.020 Cargas. Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. Lima

Smith, B. S., Girgis, A. M., & Abate, A. (1981). Analogous frames for the analysis of tall shear wall structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 8(2), 179-185.

Smith, B. S., & Girgis, A. (1984). Simple analogous frames for shear wall analysis. *Journal of Structural Engineering*, 110(11), 2655-2666.

Stafford Smith, B., & Abate, A. (1981). ANALYSIS OF NON-PLANAR SHEAR WALL ASSEMBLIES BY ANALOGOUS FRAME. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 71(2), 395-406.

Stafford-Smith, B., & Girgis, A. M. (1986). Deficiencies in the wide column analogy for shearwall core analysis. *Concrete International*, 8(4), 58-61.

Vulcano, A. and Bertero, V. V. (1986). Nonlinear Analysis of RC Structural Walls. Proceedings, 8th European Conference on Earthquake Engineering, V. 3, Lisbon, Portugal, pp 6.5/1-6.5/8.

Vulcano, A., Bertero, V. V. and Colotti, V. (1988). Analytical Modeling of RC Structural Walls. Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering, V. 6, Tokyo-Kyoto, Japan, 41-46.

Williamson Jr, F. (1980). An historical note on the finite element method. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 15(6), 930-934.

Zienkiewicz, O. C., & Taylor, R. L. (2004). El método de los elementos finitos. Cimne.

## ANEXOS

### Anexo A: Fuerzas cortantes debido al análisis estático en los pórticos representativos.

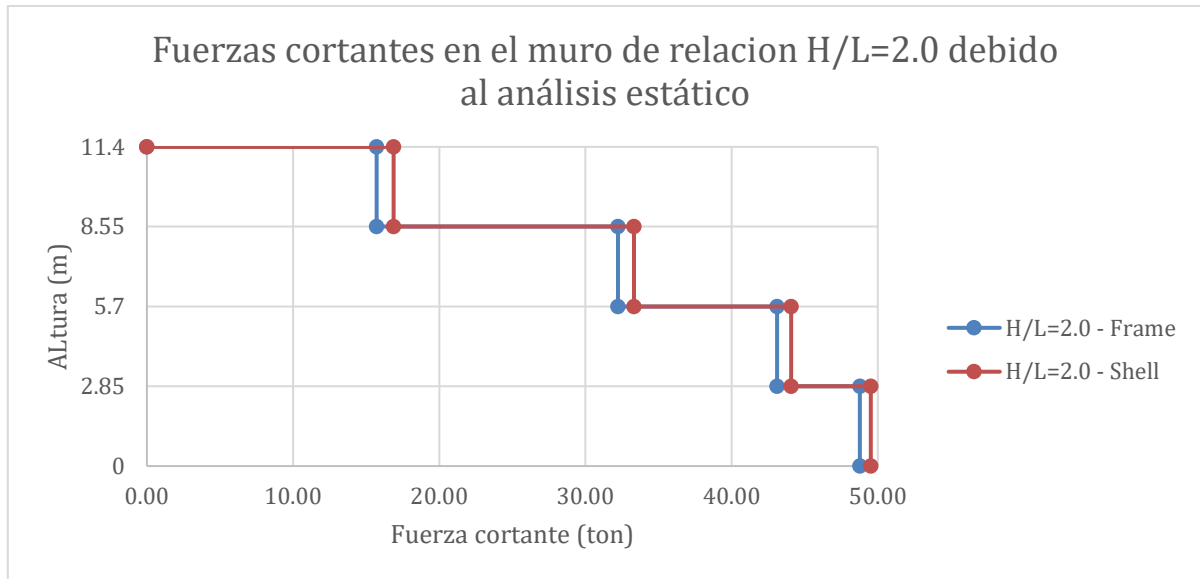


Figura A1. Fuerzas cortantes en el muro de relación  $H/L=2.0$  – análisis estático.

Fuente: propia

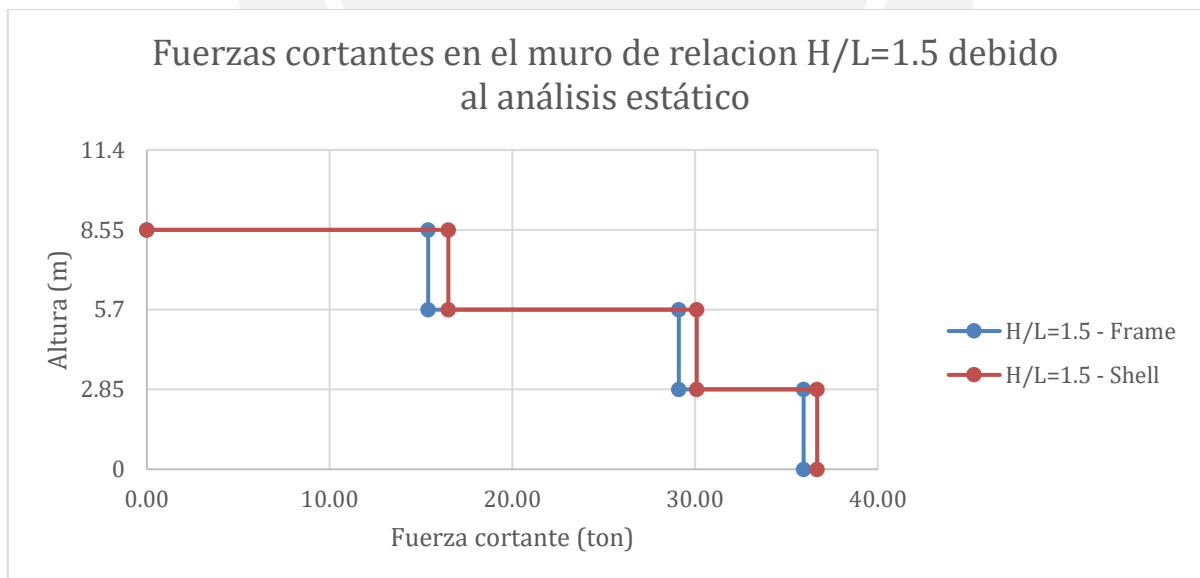


Figura A2. Fuerzas cortantes en el muro de relación  $H/L=1.5$  – análisis estático.

Fuente: propia

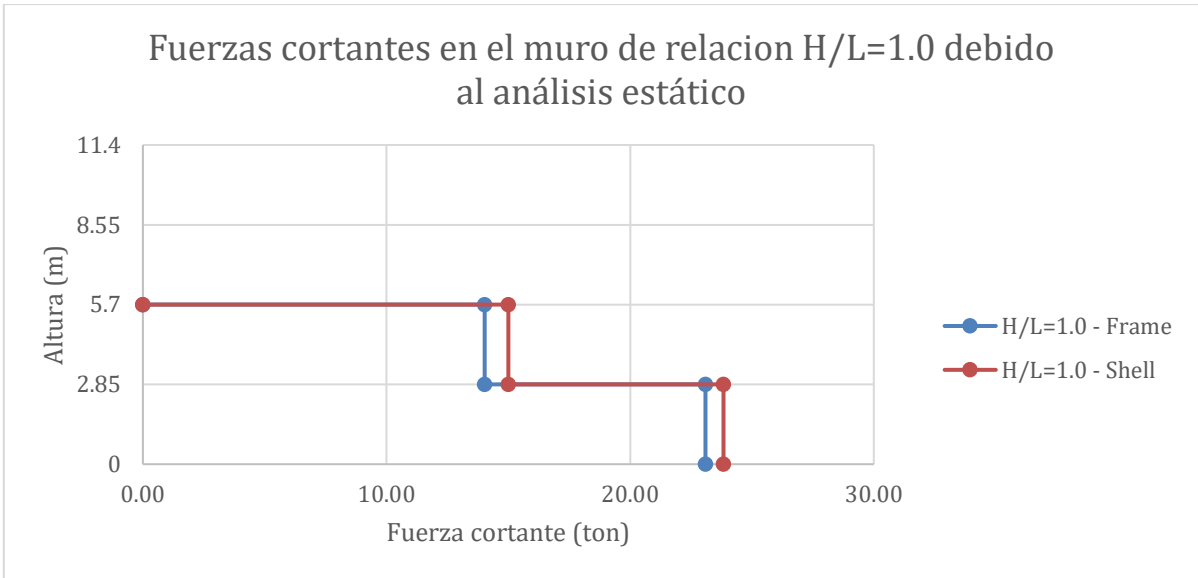


Figura A3. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=1.0 – análisis estático.

Fuente: propia

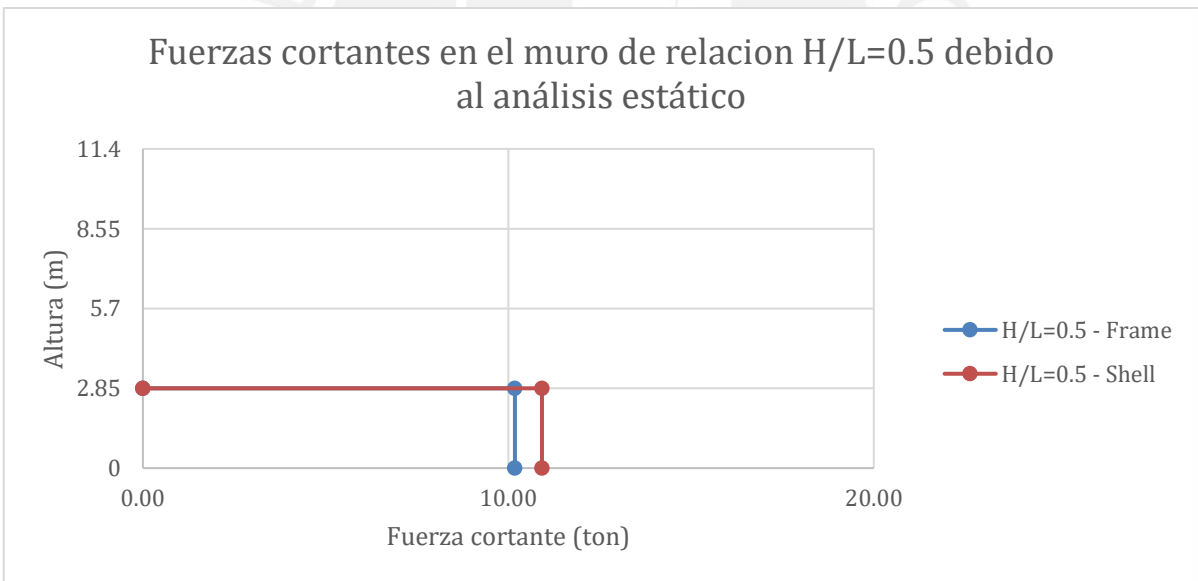


Figura A4. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=0.5 – análisis estático.

Fuente: propia

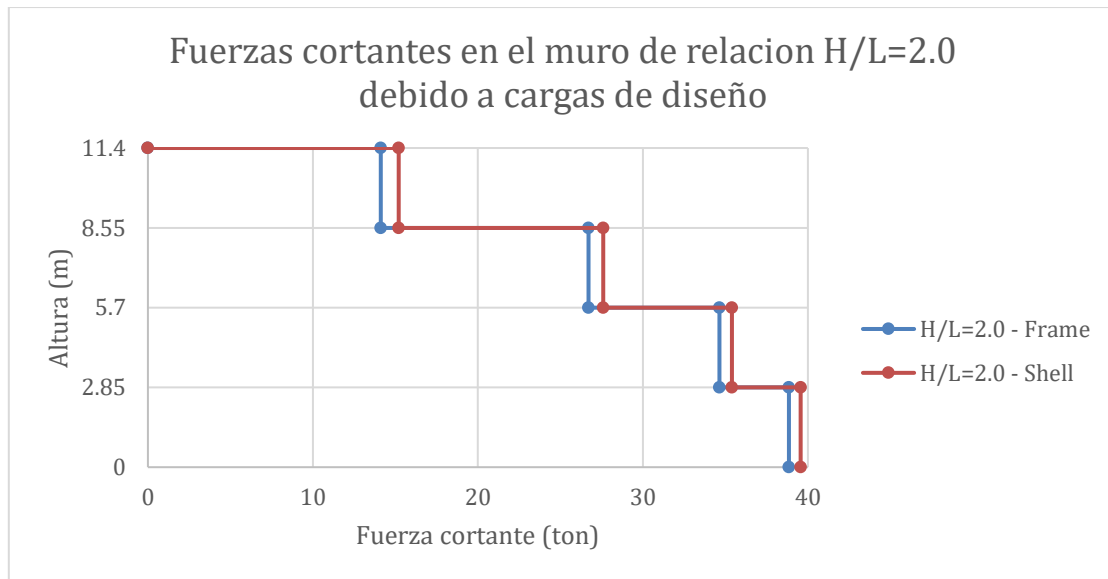


Figura A5. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=2.0 – combinación de cargas.

Fuente: propia

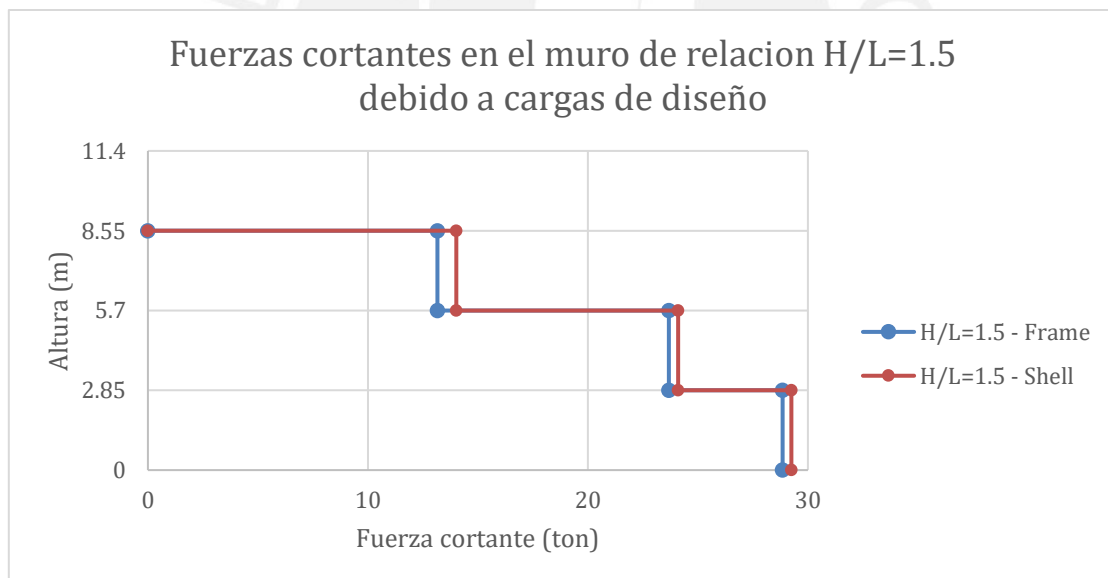


Figura A6. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=1.5 – combinación de cargas.

Fuente: propia



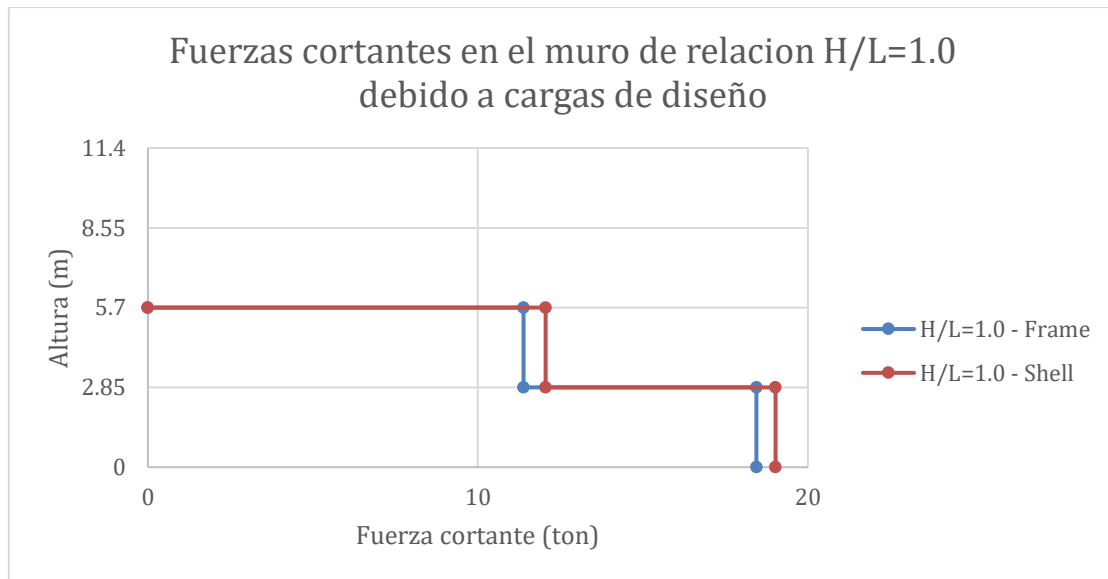


Figura A7. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=1.0 – combinación de cargas.

Fuente: propia

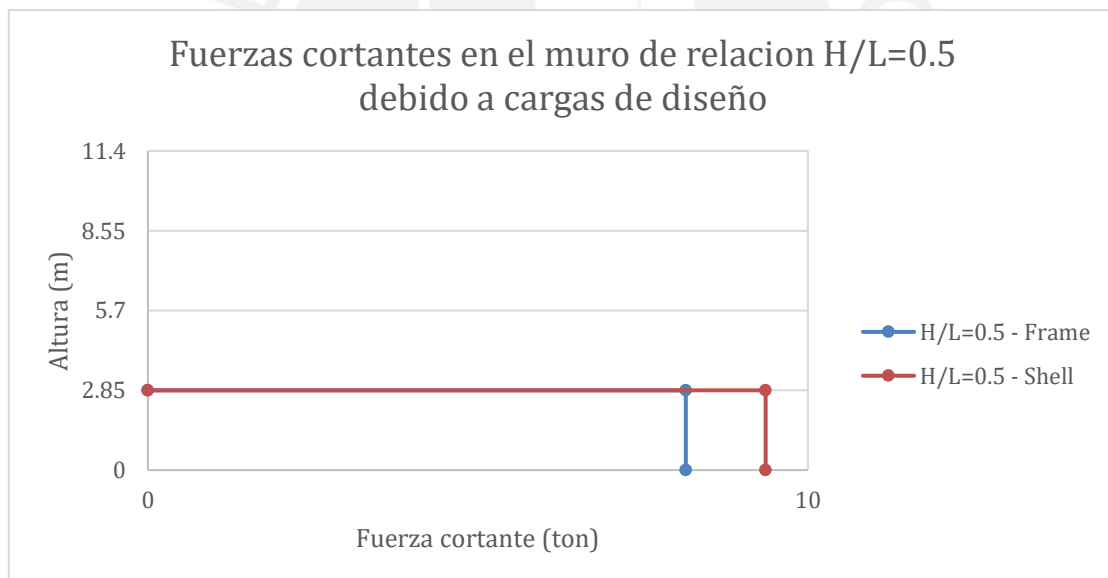


Figura A8. Fuerzas cortantes en el muro de relación H/L=0.5 – combinación de cargas.

Fuente: propia

**Anexo B: Desplazamientos de los pórticos representativos debido al análisis dinámico.**

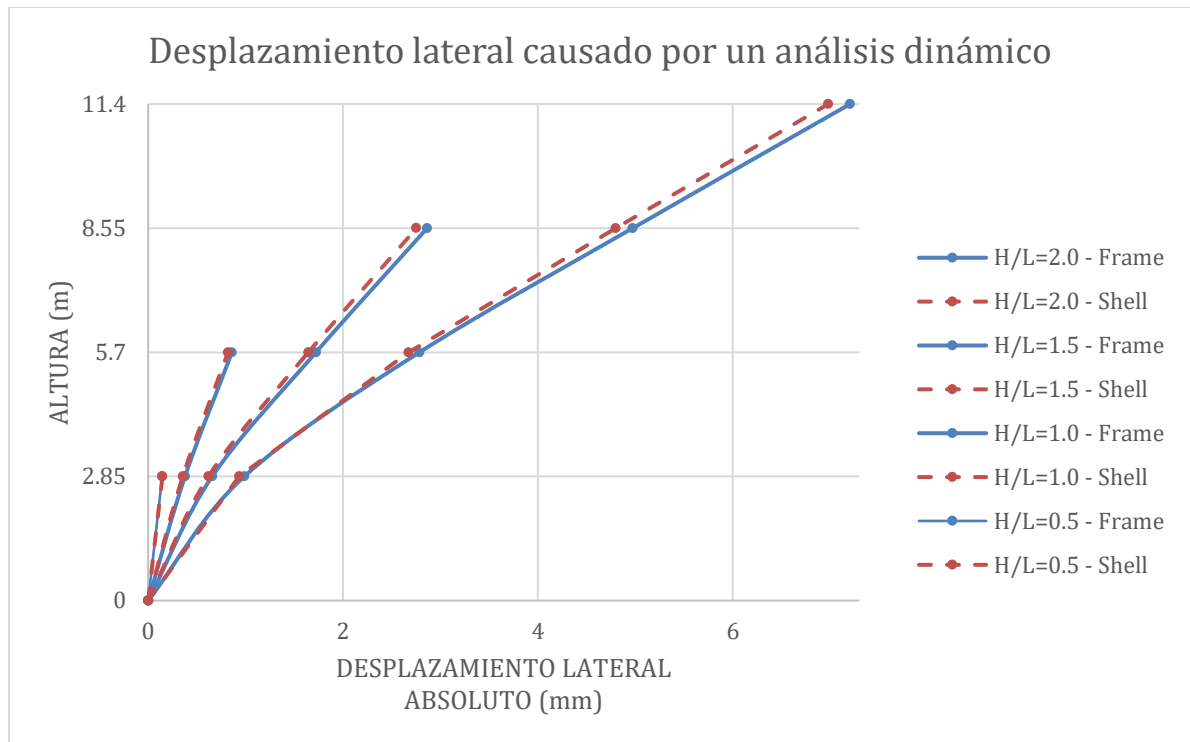


Figura B1. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=2.0 – 4to piso.

Fuente: propia

**Anexo C: Esfuerzos normales en los pórticos representativos.**

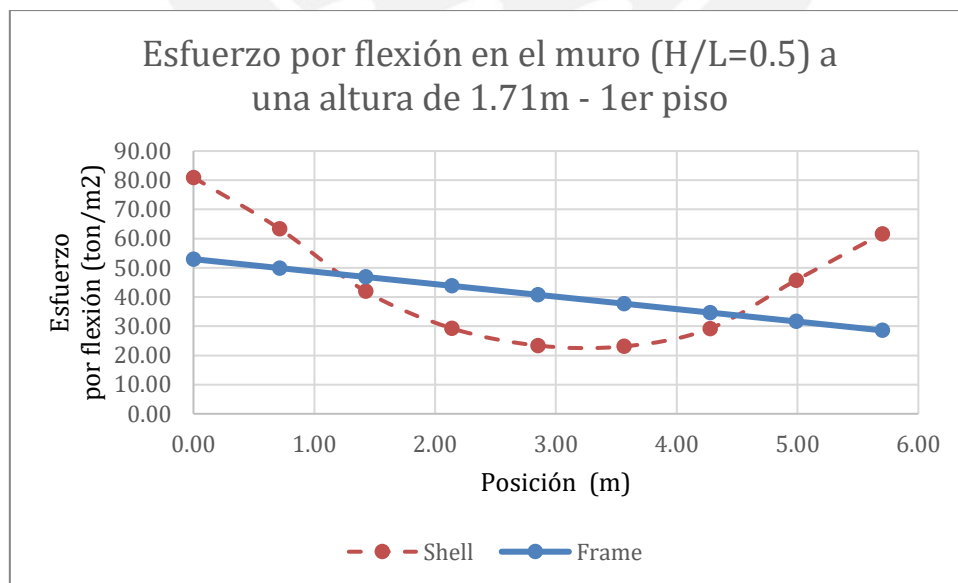


Figura C1. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=0.5 – 1er piso.

Fuente: propia

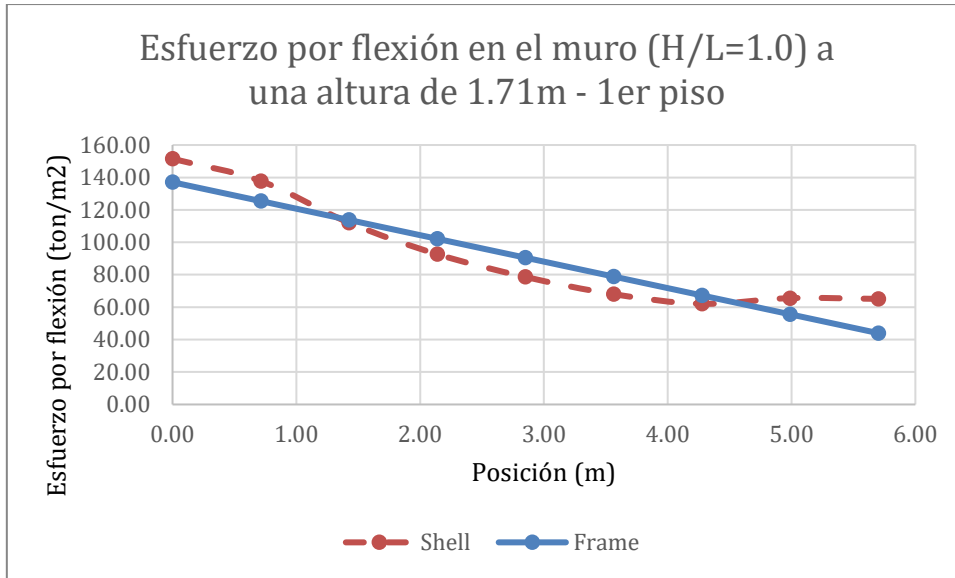


Figura C2. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=1.0 – 1er piso.

Fuente: propia

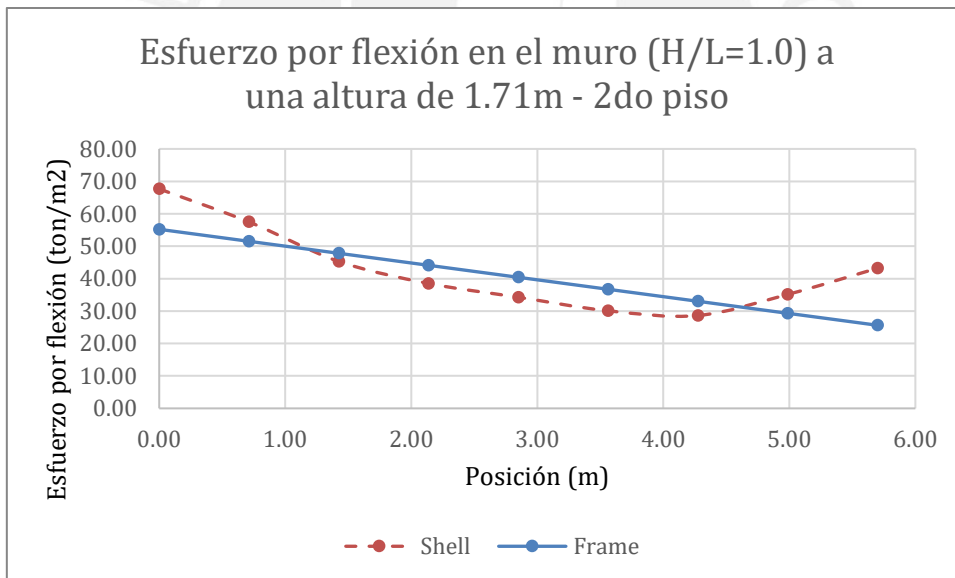


Figura C3. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=1.0 – 2do piso.

Fuente: propia

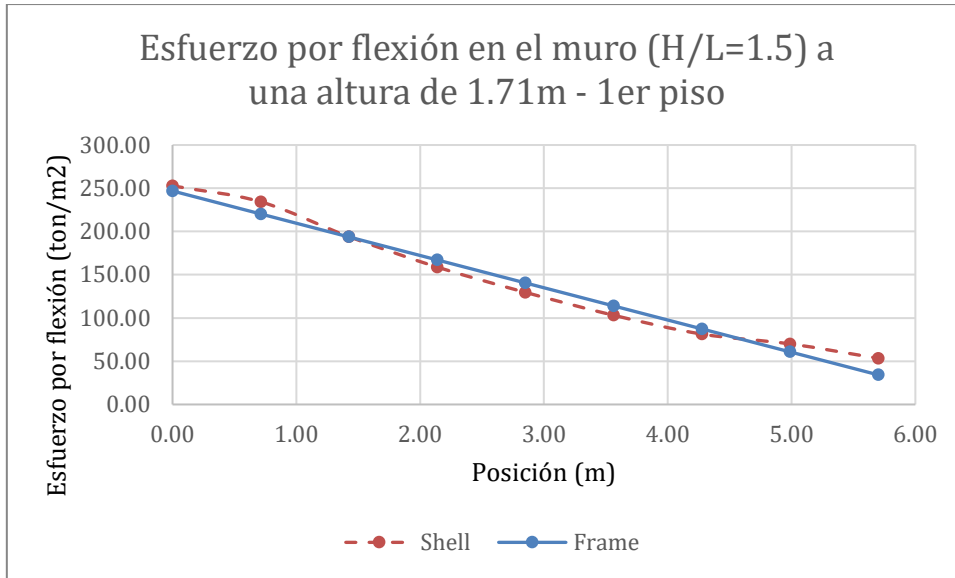


Figura C4. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=1.5 – 1er piso.

Fuente: propia

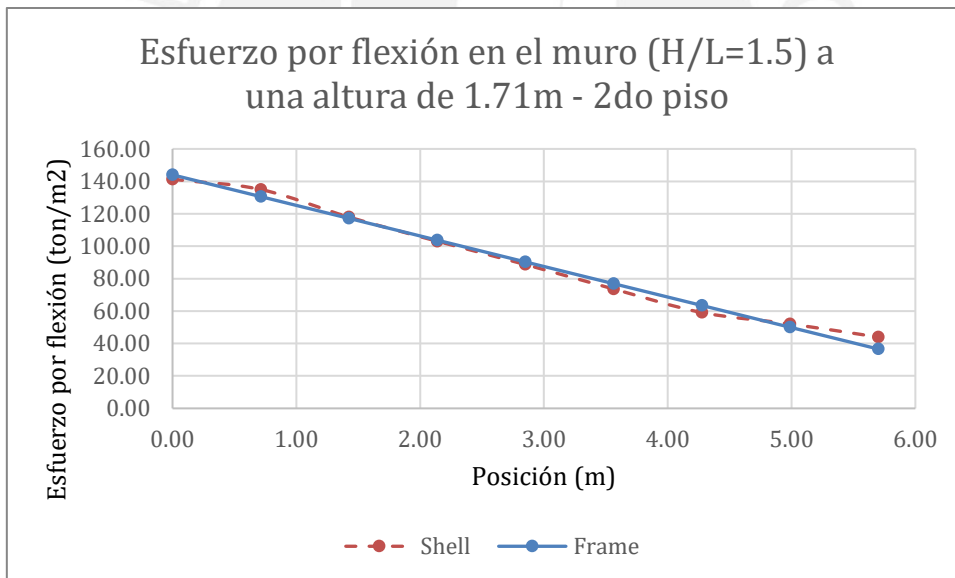


Figura C5. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=1.5 – 2do piso.

Fuente: propia

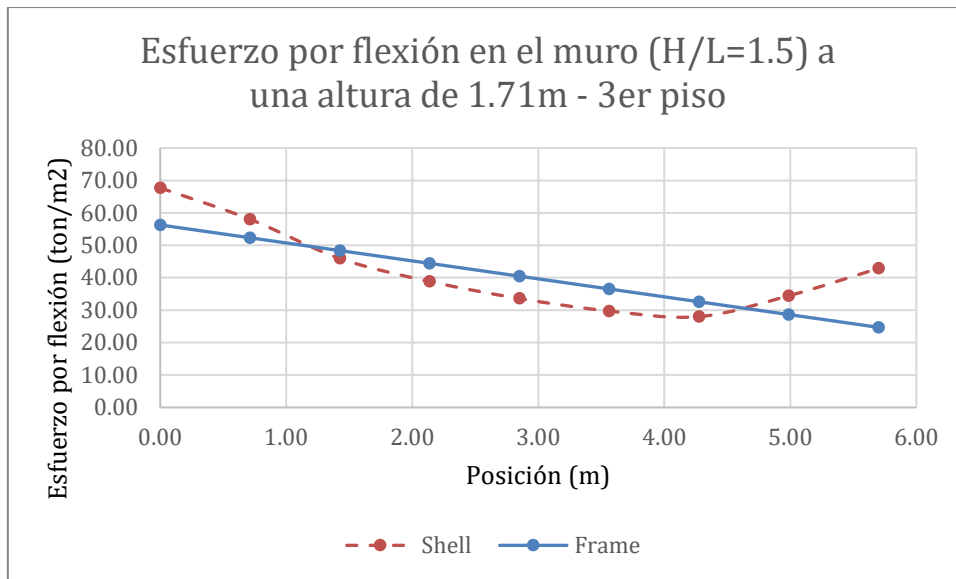


Figura C6. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=1.5 – 3er piso.

Fuente: propia

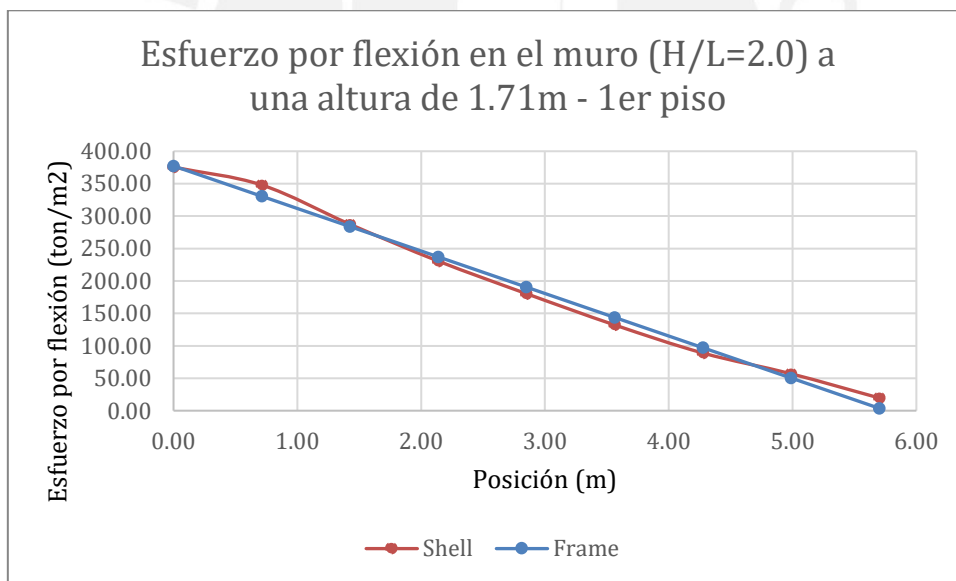


Figura C7. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=2.0 – 1er piso.

Fuente: propia

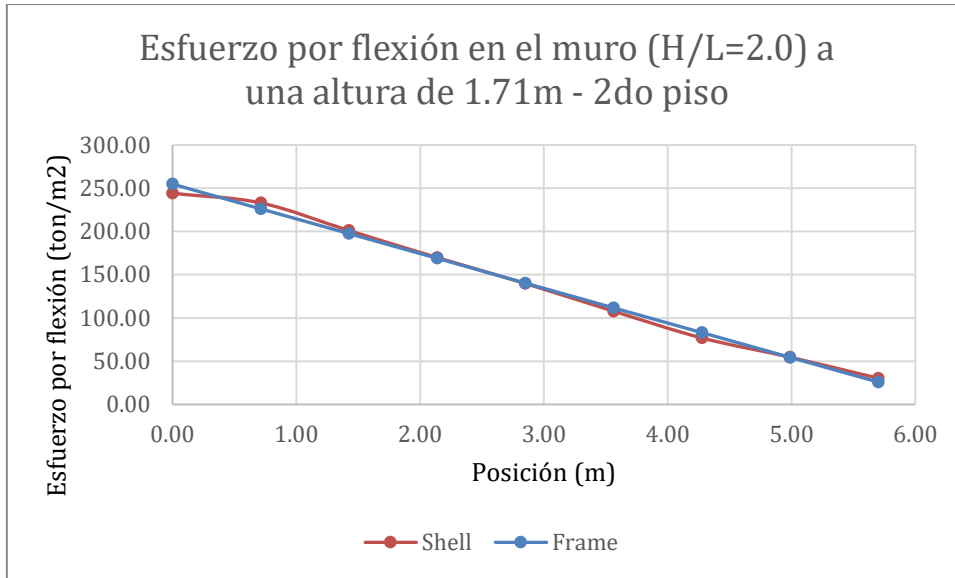


Figura C8. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=2.0 – 2do piso.

Fuente: propia

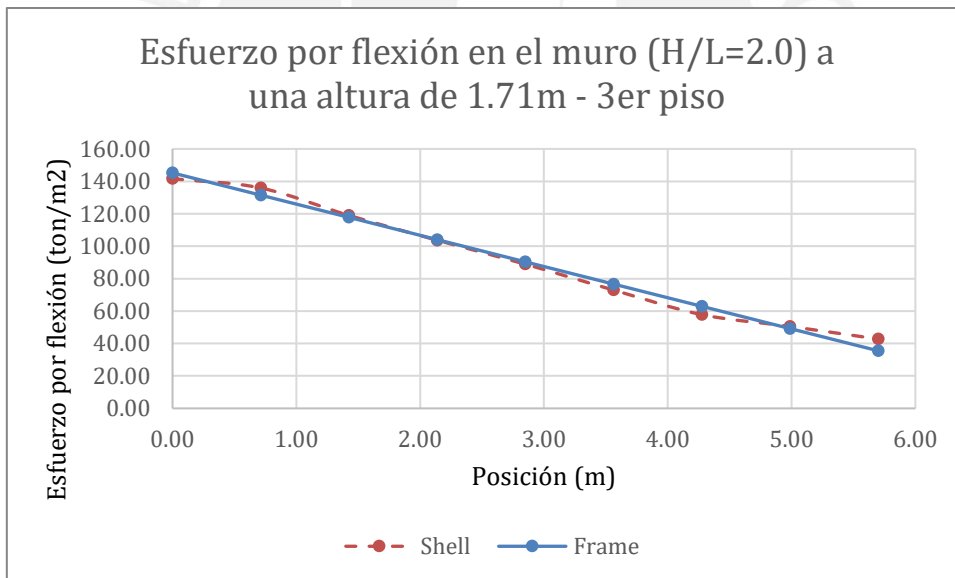


Figura C9. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=2.0 – 3er piso.

Fuente: propia

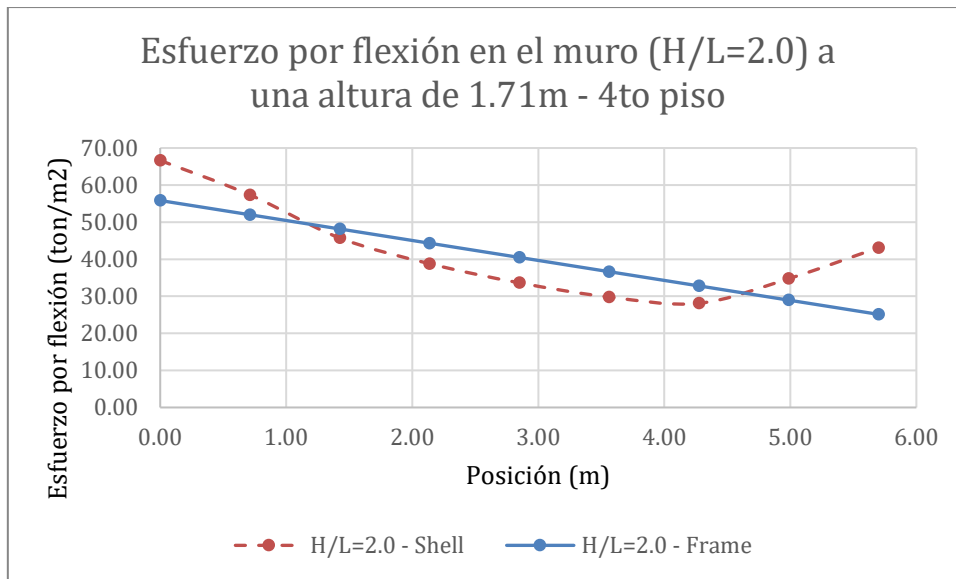


Figura C10. Esfuerzos normales en el muro con relación H/L=2.0 – 4to piso.

Fuente: propia

**Anexo D: Esfuerzos cortantes en los pórticos representativos.**

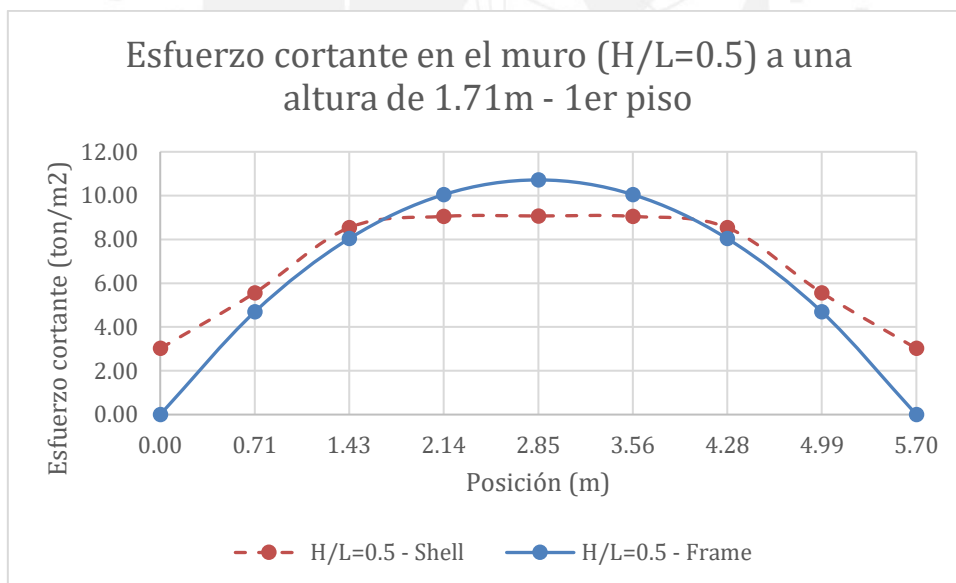


Figura D1. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=0.5 – 1er piso.

Fuente: propia

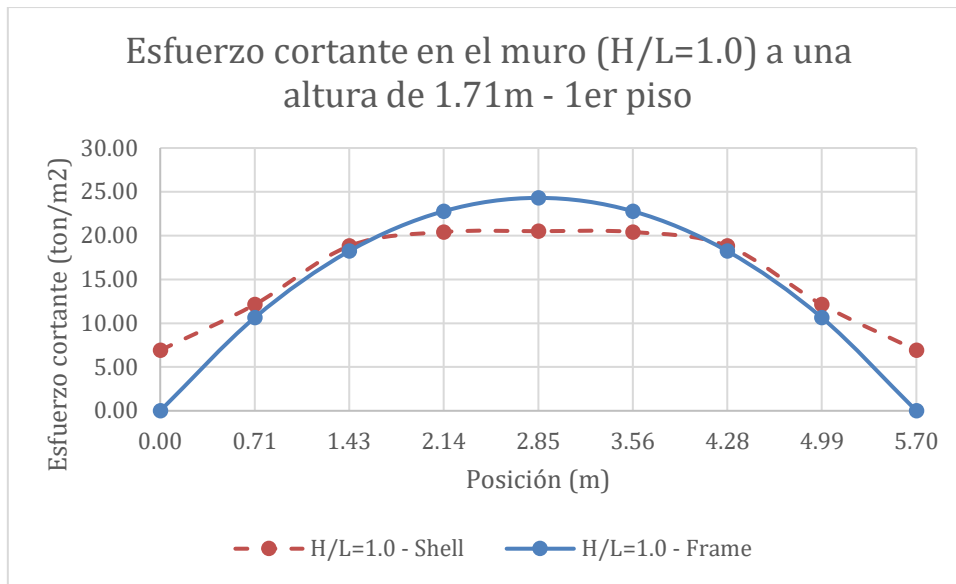


Figura D2. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=1.0 – 1er piso.

Fuente: propia

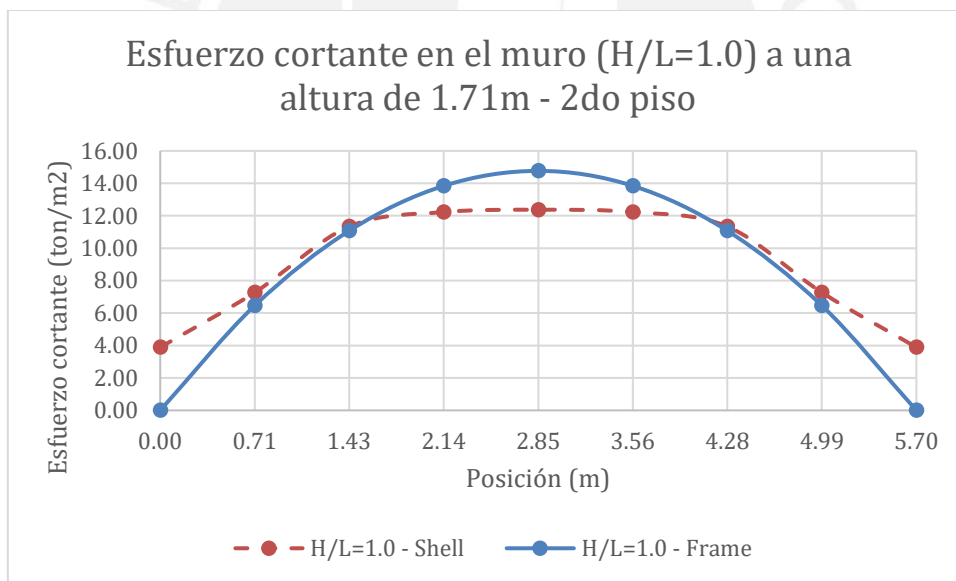


Figura D3. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=1.0 – 2dor piso.

Fuente: propia



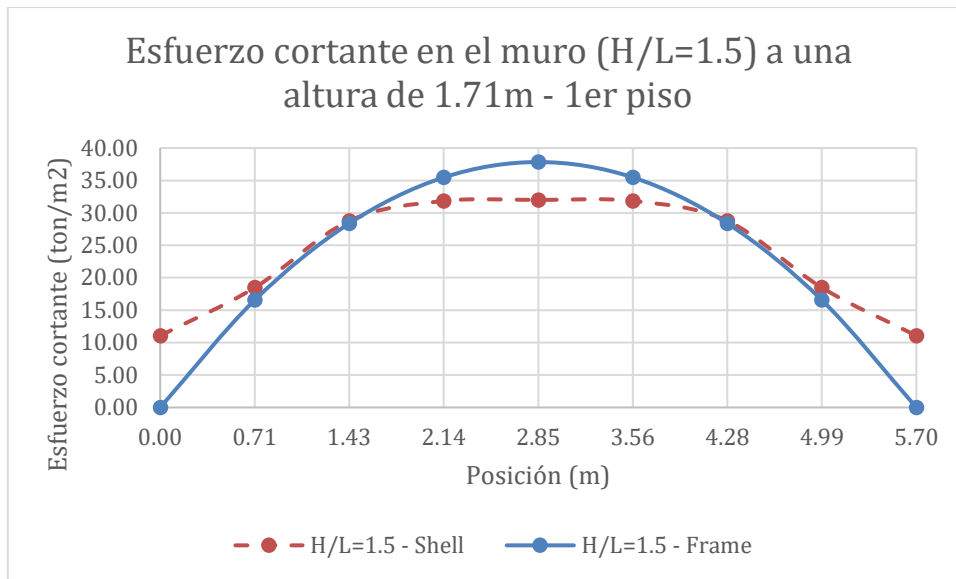


Figura D4. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=1.5 – 1er piso.

Fuente: propia

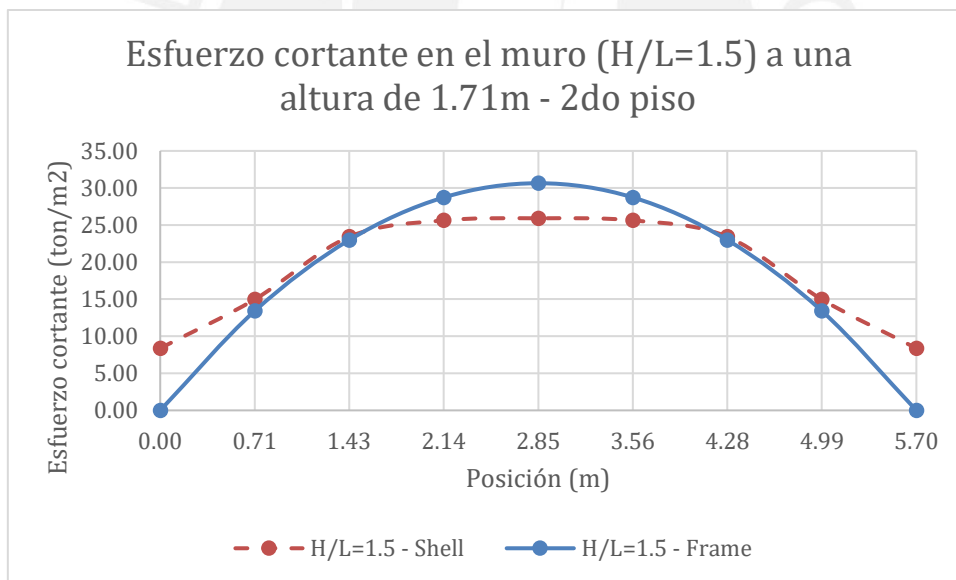


Figura D5. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=1.5 – 2do piso.

Fuente: propia

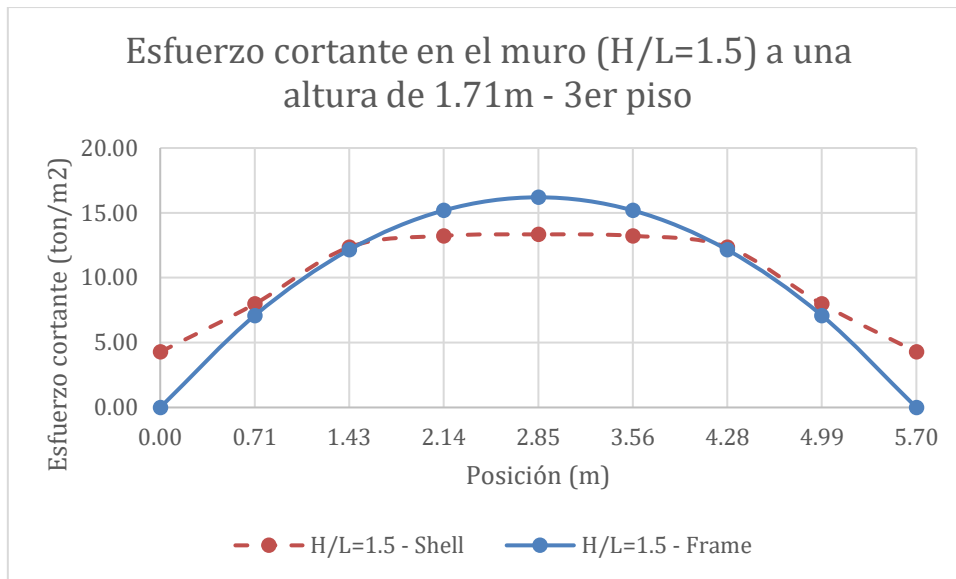


Figura D6. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=1.5 – 3er piso.

Fuente: propia

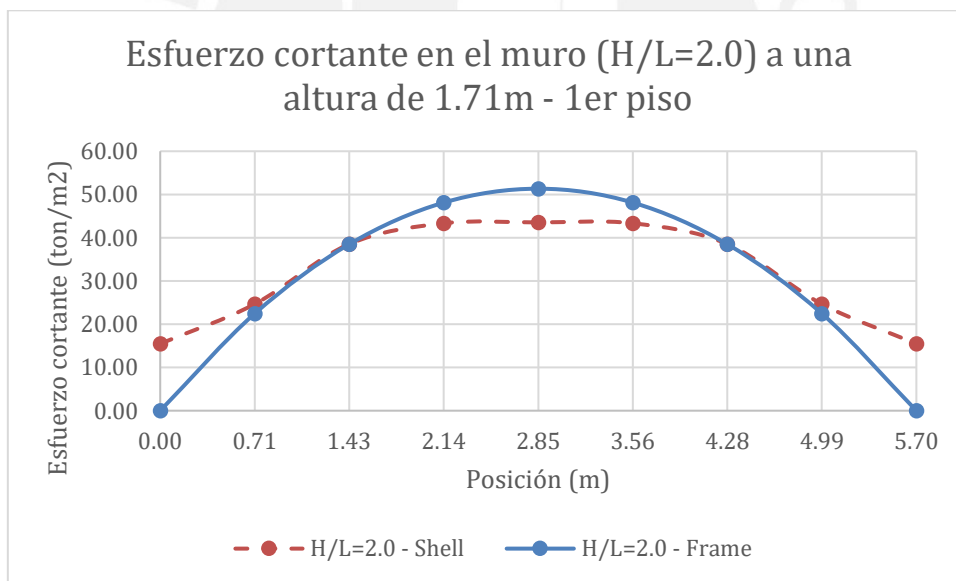


Figura D7. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=2.0 – 1er piso.

Fuente: propia

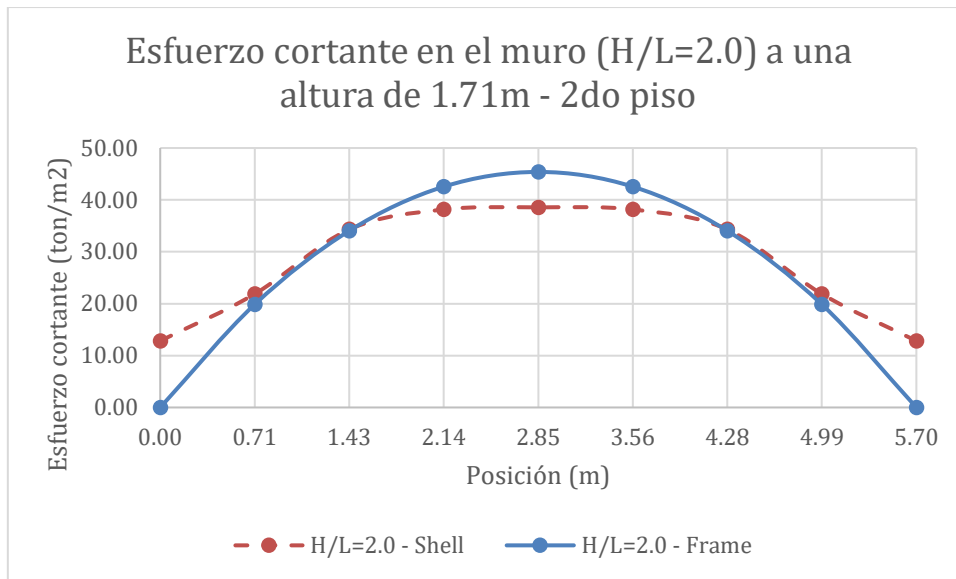


Figura D8. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=2.0 – 2do piso.

Fuente: propia

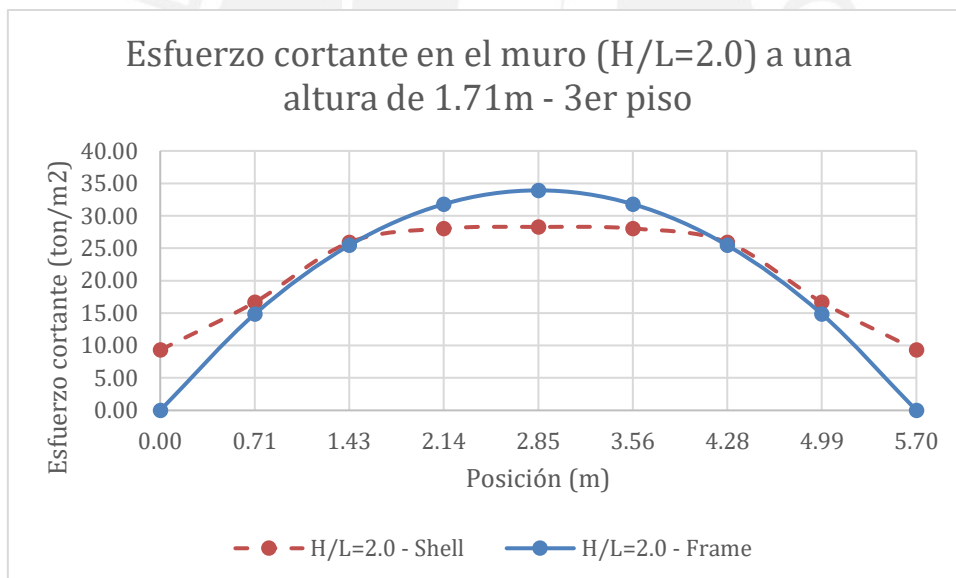
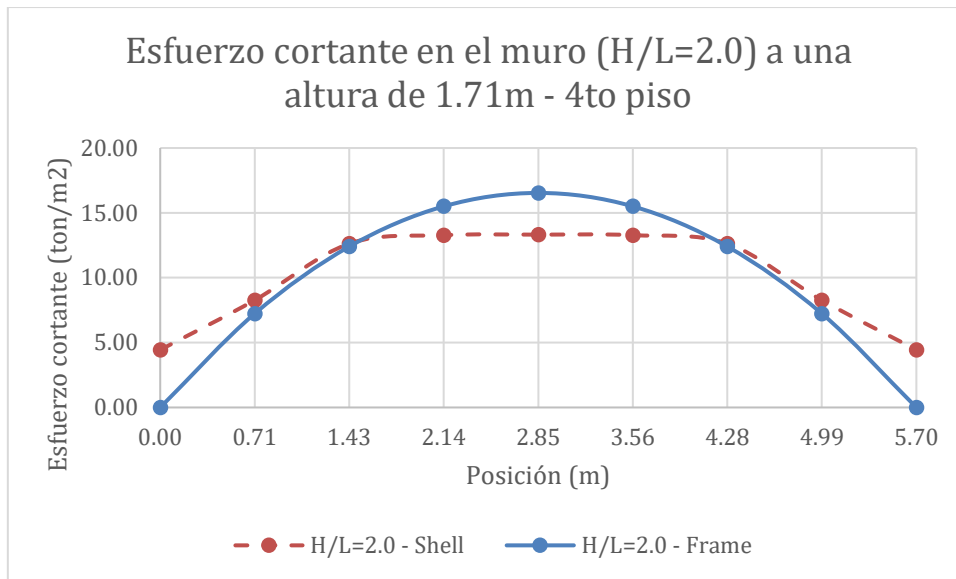


Figura D9. Esfuerzos cortantes en el muro con relación H/L=2.0 – 3er piso.

Fuente: propia



*Figura D10.* Esfuerzos cortantes en el muro con relación  $H/L=2.0$  – 4to piso.

Fuente: propia

