

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Análisis comparativo entre muros de corte de placas de acero no  
rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para  
estructuras de edificios sismo-resistentes**

**Pedro Ospina Larrea**

Tesis de Grado presentada como requisito para la obtención del Título de

Ingeniero Civil

Quito

Julio, 2011

**Universidad San Francisco de Quito  
Colegio de Ingeniería Civil**

## **HOJA DE APROBACIÓN DE TESIS**

**Análisis comparativo entre muros de corte de placas de acero no rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para estructuras de edificios sismo-resistentes**

**Pedro Ospina Larrea**

Fabricio Yopez, PhD. ....  
Director de la Tesis y  
Miembro del Comité de Tesis

Enrique Villacreses, M.Sc. ....  
Miembro del Comité de Tesis

Fernando Romo, M.Sc. ....  
Miembro del Comité de Tesis y  
Decano del Colegio de  
Ingeniería Civil

Quito, julio 2011

© Derechos de autor  
Pedro Manuel Ospina Larrea  
2011

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis a mi familia, quienes, con su constante apoyo y ejemplo, me han liderado hacia la ilustración y el desarrollo personal.

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer encarecidamente a todos los profesores de la USFQ por su dedicación y esfuerzo hacia mi preparación profesional. Igualmente, agradezco a mi familia y a Dios por darme la oportunidad y la fuerza para aprender.

## RESUMEN

Los sistemas de arriostramiento para estructuras de edificios sismo-resistentes resultan de vital importancia para Ecuador considerando la vulnerabilidad sísmica de este País. Esta vulnerabilidad crea la necesidad de integrar muros de corte en los esqueletos estructurales de los edificios que resistan gran parte de las fuerzas provenientes de los terremotos.

Esta tesis aborda un estudio analítico y comparativo entre dos sistemas de muros de corte para edificios sismo-resistentes: los ya conocidos muros de corte de hormigón armado y los de una nueva tecnología creados a partir de placas planas de acero. Para efectos de este estudio se van a comparar tres modelos estructurales para cada sistema de muros de corte: de cuatro, siete y doce pisos. Estos muros de corte en placa de acero no rigidizadas tienen un comportamiento peculiar que demanda un análisis computacional para optimizar los asegurando así su buen funcionamiento. En un estudio comparativo se deben procesar diversos casos situacionales que permitan analizar los principales factores del comportamiento de una estructura ante un sismo. Posteriormente, se realizará el costeo de los rubros de cada sistema de muro de corte para poder determinar su conveniencia constructiva o como volverlo económicamente favorable. Al final de este trabajo se presenta un Manual de Diseño de los muros de corte en placa de acero no rigidizada.

## **ABSTRACT**

Lateral bracing systems for seismic-resistant building structures are of great importance for a country like Ecuador due to its seismic vulnerability, creating the need of sheer walls that partially absorb the forces generated by an earthquake. This thesis covers an analytical and comparative study between two sheer wall systems for seismic-resistant buildings: the well-known reinforced concrete sheer walls and a newly developed technology generated from forming sheer walls with steel plates. Three structural models were created to cover the behavior of each sheer wall system, with structural models of four, seven and twelve stories high.

These unstiffened steel plate sheer walls maintain a peculiar behavior which demands a diversity of computer analysis which will optimize and ensure its correct behavior. Through a comparative analysis, a diversity of information was able to cover the most important facts about the performance of a structure under seismic activity. Finally, a cost analysis was performed through covering the most important items that affect the final price of each sheer wall system. In this way the most viable option could be chosen. At the end of this thesis a guide manual is presented to instruct the process of analysis and design of unstiffened steel plate sheer walls.

## TABLA DE CONTENIDOS

	<b>Pag.</b>
LISTA DE FIGURAS .....	xiii
LISTA DE GRÁFICOS.....	xiii
LISTA DE TABLAS.....	xiv
<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Planteamiento del problema .....	2
1.2.1. Formulación .....	2
1.2.2. Delimitación .....	2
1.3. Definición de objetivos .....	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos .....	3
1.4. Organización del documento .....	4
<b>2. MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>6</b>
2.1. Muros de corte para estructuras de edificios .....	6
2.2. Muros de corte en placa de hormigón armado.....	6
2.3. Muros de corte de acero no rigidizados .....	7
2.3.1 Funcionamiento de los muros de corte en placa de acero no rigidizada .	9
2.3.2 Esfuerzos en los elementos de borde.....	10
2.4. Modelo estructural.....	13

2.4.1 Modelo estructural para muros de corte en placa de acero no rigidizada .....	13
2.4.2. Modelo para muros de corte en placa de hormigón armado.....	14
3. DISEÑO DE MUROS DE CORTE .....	16
3.1. Dimensionamiento del modelo estructural .....	16
3.2 Cargas de diseño .....	17
3.2.1. Método de diseño .....	17
3.2.2. Cargas de servicio .....	17
3.2.2.1. Cargas gravitatorias .....	17
3.2.2.2. Cargas sísmicas .....	18
3.3. Análisis y diseño de muros de corte en placa de hormigón armado .....	20
3.3.1. Normas aplicadas. ....	20
3.3.2. Diseño con el programa ETABS .....	21
3.4 Análisis y diseño de muros de corte de acero no rigidizados.....	21
3.4.1 Propiedades del sistema de muro de corte de acero.....	21
3.4.2. Distribución de esfuerzos.....	22
3.4.3. Deformaciones en los muros de corte .....	26
3.4.4. Cumplimiento de normas .....	28
3.5. Períodos fundamentales de cada modo de vibración de la estructura.....	28
3.6. Resistencia final y falla.....	29
3.6.1. Comportamiento de los muros de corte de acero .....	29

3.6.2. Investigación de laboratorio .....	30
3.6.2.1 Investigadores .....	30
3.6.2.2. Fallas experimentadas en los muros .....	31
3.6.2.3. Fallas experimentadas en los elementos de borde .....	31
3.6.2.4. Comportamiento final.....	32
4. SIMULACIÓN CON EL TERREMOTO DE MACAS .....	33
4.1. Historia del sismo.....	33
4.2. Simulación en el programa ETABS.....	33
4.3. Factores considerados en el análisis .....	34
4.3.1. Ubicación en el espectro de respuesta .....	34
4.3.2. Cortante Basal .....	35
4.3.2.1. Propiedades .....	35
4.3.2.2. Resultados obtenidos .....	37
4.3.3. Desplazamientos en el último piso.....	40
4.3.3.1. Normas de deriva de piso.....	40
4.3.3.2. Comportamiento de la estructura .....	41
4.3.4. Aceleraciones del último piso .....	43
4.3.4.1. Efecto de las aceleraciones sísmicas .....	44
4.3.4.2. Aceleraciones resultantes.....	44
4.3.4.3. Relación con la aceleración de la gravedad .....	47
5. ANÁLISIS DE COSTOS Y RENDIMIENTOS DE LA MANO DE OBRA .....	48

5.1. Costos de los sistemas de muros de corte .....	48
5.1.1. Funciones del ingeniero.....	48
5.1.2. Rubros y características .....	48
5.1.3. Costos totales de cada modelo.....	48
5.1.3.1. Costo de la estructura completa.....	48
5.1.3.2. Costo del sistema de muros de corte .....	49
5.1.4. Variación de precios .....	57
5.2. Rendimientos .....	57
5.2.1. Cálculo de rendimientos .....	57
5.2.2. Diferencia en procesos constructivos .....	59
5.2.3. Valores de los rendimientos.....	59
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	61
6.1. Conclusiones.....	61
6.1.1. Muros de corte con placa de hormigón armado.....	61
6.1.1.1. Resumen .....	61
6.1.1.2. Ventajas del sistema de muros de corte de hormigón armado.....	61
6.1.1.3. Desventajas del sistema de muros de corte de hormigón armado .....	62
6.1.2. Muros de corte con placa de acero no rigidizada .....	62
6.1.2.1. Resumen .....	62
6.1.2.2. Ventajas del sistema de muros de corte con placa de acero no rigidizada .....	63

6.1.2.3. Desventajas del sistema de muros de corte con placa de acero no rigidizada .....	63
6.1.3. Facilidad y velocidad de construcción.....	64
6.1.4. Aspectos arquitectónicos .....	65
6.2. Recomendaciones .....	65
6.2.1. Uso de cada sistema de muros de corte con placa de acero .....	65
6.2.2. Recomendaciones para el diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizada .....	66
7. MANUAL DE DISEÑO.....	68
7.1. Propiedades y programas de cálculo.....	68
7.2. Características de la estructura.....	68
7.2.1. Partes del sistema .....	68
7.2.2. Modelación en el programa ETABS.....	69
7.2.3. Factores de aproximación a la realidad .....	72
7.3. Cumplimiento de normas y especificaciones .....	73
7.4. Programa de comprobación.....	75
7.4.1. Beneficios.....	75
.....	79
7.4.2. Características del programa.....	80
7.5. Conexiones viga-columna-muro.....	81
7.6. Análisis de costos .....	82

BIBLIOGRAFÍA: .....	83
---------------------	----

### LISTA DE FIGURAS

Figura # 1. Diagrama de cuerpo libre y sus fuerzas (AISC Guía de diseño #20) ..	10
Figura # 2. Esfuerzos en un elemento infinitesimal. ....	11
Figura # 3. Comportamiento del esfuerzo transversal de la placa del muro (AISC Design Guide 50). ....	12
Figura # 4. Flexión interna de los elementos de borde (AISC Design Guide 50). .	12
Figura # 5. Modelos utilizados en el análisis. Estructura de cuatro, siete y 12 pisos. ....	16
Figura # 6. Esfuerzo debido solo a fuerzas sísmicas, modelo de 4 pisos .....	23
Figura # 7. Esfuerzos debidos sólo a fuerzas sísmicas, modelo de 7 pisos.....	23
Figura # 8. Esfuerzos debidos sólo a fuerzas sísmicas, modelo de 12 pisos.....	24
Figura # 9. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 4 pisos.....	24
Figura # 10. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 7 pisos.....	25
Figura # 11. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 12 pisos.....	25
Figura # 12. Deformaciones en los muros, modelo de 12 pisos.....	27
Figura # 13. Deformaciones en los muros, modelo de 7 pisos.....	27
Figura # 14. Deformaciones en los muros, modelo de 4 pisos.....	28
Figura # 15. Fallas en los muros (Behbahanifard et al. 61).....	30

### LISTA DE GRÁFICOS

Gráfica # 1. Acelerograma del terremoto de Macas de 1995. ....	33
--	----

Gráfica # 2. Espectro de aceleración del sismo de Macas.....	35
Gráfica # 3. Espectro de desplazamiento del sismo de Macas. ....	35
Gráfica # 4. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 12 pisos. ....	38
Gráfica # 5. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 7 pisos. ....	38
Gráfica # 6. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 4 pisos. ....	39
Gráfica # 7. Desplazamientos del último piso, modelo de 12 pisos.....	41
Gráfica # 8. Desplazamientos del último piso, modelo de 7 pisos.....	42
Gráfica # 9. Desplazamientos del último piso, modelo de 4 pisos.....	42
Gráfica # 10. Aceleraciones en el último piso, modelo de 12 pisos.....	45
Gráfica # 11. Aceleraciones en el último piso, modelo de 7 pisos.....	46
Gráfica # 12. Aceleraciones en el último piso, modelo de 4 pisos.....	46
Gráfica # 13. Comparación de costos por piso, modelo de 4 pisos.....	56
Gráfica # 14. Comparación de costos por piso, modelo de 7 pisos.....	56
Gráfica # 15. Comparación de costos por piso, modelo de 4 pisos.....	57

### **LISTA DE TABLAS**

Tabla # 1. Valores de carga muerta y viva de servicio. ....	18
Tabla # 2. Períodos fundamentales de vibración. ....	29
Tabla # 3. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 12 pisos.....	38
Tabla # 4. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 7 pisos.....	39
Tabla # 5. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 4 pisos.....	39
Tabla # 6. Diferencia en desplazamiento, modelo de 12 pisos. ....	42
Tabla # 7. Diferencia en desplazamiento, modelo de 7 pisos. ....	42
Tabla # 8. Diferencia en desplazamiento, modelo de 4 pisos. ....	43

Tabla # 9. Diferencia de aceleraciones, modelo de 12 pisos. ....	45
Tabla # 10. Diferencia de aceleraciones, modelo de 7 pisos. ....	46
Tabla # 11. Diferencia de aceleraciones, modelo de 4 pisos. ....	46
Tabla # 12. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 4 pisos. ....	50
Tabla # 13. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 7 pisos. ....	51
Tabla # 14. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 12 pisos. ....	52
Tabla # 15. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 4 pisos. ....	53
Tabla # 16. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 7 pisos. ....	54
Tabla # 17. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 12 pisos. ....	55
Tabla # 18. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 4 pisos. ....	55
Tabla # 19. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 7 pisos. ....	55
Tabla # 20. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 12 pisos. ....	56
Tabla # 21. Rendimientos de trabajo para la construcción de muros de corte de hormigón armado (Cavalié 14). ....	58
Tabla # 22. Análisis de rendimientos para los tres modelos, sistema de muros de corte de acero. ....	60
Tabla # 23. Análisis de rendimientos para los tres modelos, sistema de muros de corte de hormigón armado. ....	60

Tabla # 24. Diferencia entre rendimientos de los dos sistemas de muros de corte. .....	60
Tabla # 25. Verificación de los ángulos de esfuerzos por en cada piso. ....	75
Tabla # 26. Programa creado para verificación de elementos de borde verticales. .....	77
Tabla # 27. Programa creado para verificación de elementos de borde horizontales. ....	78
Tabla # 28. Comprobación de resultados importados desde el programa ETABS. .....	79

# **Análisis comparativo entre muros de corte de placas de acero no rigidizadas y muros de corte de hormigón armado para estructuras de edificios sismo-resistentes**

## **1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. Antecedentes**

Las estructuras para edificios se componen de elementos estructurales fundamentales como las vigas y columnas elementos con los cuales conforman pórticos espaciales. A lo largo de los años se integraron nuevos elementos estructurales complementarios a la estructura y los cuales la hacen más eficiente. Entre estos nuevos elementos estructurales se destacan los elementos de arriostramiento lateral cuyo objetivo es asegurar la integridad de toda la estructura del edificio frente a fuerzas horizontales resultantes de un sismo y garantizar su mejor comportamiento durante un terremoto.

Existen diversos tipos de elementos estructurales de arriostramiento: elementos lineales con diferentes configuraciones como “x”, “k”, etc. y muros de corte enmarcados por elementos principales tales como vigas y columnas los mismos que han sido construidos con hormigón armado desde hace muchos años. Como una alternativa a estos muros de corte con placa de hormigón armado se han desarrollado los muros de corte construidos a base de placas de acero no rigidizadas cuya explicación exhaustiva se detalla en el marco teórico; estos nuevos muros de corte han mostrado tener ciertas ventajas según algunos investigadores norteamericanos quienes realizaron experimentos de laboratorio con ellos desde finales de los años setenta.

En Ecuador el uso de los muros de corte de hormigón armado es muy limitado además de ser el único sistema utilizado. Estando Ecuador ubicado en una zona geográfica de alta peligrosidad sísmica, el País es vulnerable movimientos telúricos devastadores y, por este motivo, es la importante desarrollar un adecuado sistema estructural que refuerce la estructura ante aceleraciones sísmicas; por ser un País en vías de desarrollo con escasos recursos económicos y falta de control del cumplimiento de normas de construcción es vital conocer algunas soluciones estructurales que mejoren el comportamiento sismo-resistente de las estructuras para edificios.

## **1.2. Planteamiento del problema**

A continuación se detalla el problema:

### **1.2.1. Formulación**

Se requiere desarrollar un Manual de Diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizada.

### **1.2.2. Delimitación**

Relacionados con el diseño, construcción y costos de los muros de corte, tanto de hormigón armado como de acero. Para el desarrollo de la presente tesis es importante definir y limitar ciertos parámetros para el desarrollo de la presente tesis:

1. Este estudio se realizará para edificios con pórticos espaciales que contengan elementos estructurales de acero ASTM A36 en sección "I".

2. El análisis será realizado solo en el rango elástico (esfuerzo/deformación) del material.
3. Para el análisis dinámico de los modelos estructurales se utilizará el espectro de respuesta de acuerdo al suelo tipo S2, según el Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC).
4. Las Normas y Especificaciones aquí usadas corresponden códigos extranjeros en razón de que Ecuador no contiene, en su Código de Construcción, las especificaciones para muros de corte en placa de acero no rigidizada.
5. Los modelos estructurales aquí analizados no han considerado la existencia de subsuelos o sótanos.

### **1.3. Definición de objetivos**

A continuación se define el objetivo general y los objetivos específicos de esta tesis:

#### **1.3.1. Objetivo general**

Comparar, bajo diversas condiciones, a los muros de corte en placa de hormigón armado con los de placa de acero no rigidizada para su uso en estructuras sismo-resistentes para edificios.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

1. Simular y diseñar, por medio del programa ETABS, tres modelos estructurales de diferente número de pisos con muros de corte en placa

de hormigón armado y con muros de corte en placa de acero no rigidizada.

2. Someter, por medio de una simulación en computadora, a los seis modelos estructurales al Sismo de Macas (Capital de la Provincia Amazónica de Morona Santiago) sismo ocurrido en 1995 en base la cual se evaluarán diversas variables estructurales importantes.
3. Realizar un análisis de costos y de rendimientos para evaluar y comparar los muros de corte en placa de hormigón armado versus los muros en placa de acero no rigidizados.
4. Generar un Manual de Diseño que sirva de guía para el proceso de análisis y diseño para los muros de corte en placa de acero no rigidizada.

#### **1.4. Organización del documento**

La presente tesis está organizada de la siguiente manera: en el capítulo dos se da a conocer el funcionamiento y comportamiento de los muros de corte en placa de acero no rigidizada y las normas que los regulan. En el capítulo tres se hace el análisis dinámico de los seis modelos estructurales: tres modelos con muros de corte en placa de acero y tres modelos con muros de corte de hormigón armado de cuatro, siete y doce pisos. El capítulo 4 somete a los seis modelos estructurales a una simulación que representa al Sismo de Macas. A través de dicha simulación se obtendrán resultados muy útiles para comparar el comportamiento de cada sistema bajo un sismo real que analiza tres aspectos fundamentales. En el capítulo 5 se examinan los costos y los rendimientos de la

mano de obra para los dos sistemas de muros de corte y de esta manera conocer los costos finales de cada uno. El capítulo 6 reúne todos los resultados obtenidos de cada sistema de muro de corte y se concluye con las ventajas y desventajas de cada sistema de muro de corte. Finalmente, en el capítulo 7 se presenta un Manual de Diseño que ordena los procedimientos para realizar el análisis y diseño de los muros de corte en placas de acero no rigidizada para estructuras sismo-resistentes de edificios.

## **2. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. Muros de corte para estructuras de edificios**

En general, las estructuras para edificios están compuestas por diversos elementos estructurales que aseguran su integridad ante las cargas gravitatorias y las eventuales tales como las fuerzas sísmicas. Los principales elementos de un esqueleto estructural son las vigas y columnas pero, existen unos especiales como, los muros de corte, cuya primordial función es resistir de manera más eficiente las fuerzas y desplazamientos generados por un sismo en la estructura. Reduciendo los esfuerzos causados por las fuerzas sísmicas en el pórtico espacial<sup>1</sup> el cual, eficientemente, no puede resistir dichas fuerzas por sí solo ya que su fuerza dependerá de la rigidez de sus vigas, de sus columnas y principalmente de sus nudos o uniones viga-columna.

### **2.2. Muros de corte en placa de hormigón armado**

Estos muros estructurales generalmente van escondidos en paredes y son elementos que contienen un enorme potencial de rigidez y resistencia ante fuerzas laterales que se activa una vez empieza un terremoto. El objetivo de este sistema combinado de pórtico espacial combinado con muros de corte que el Código Ecuatoriano de la Construcción del 2011 ha definido como “dual”, es distribuir la totalidad de la energía sísmica transmitida a la estructura en la siguiente proporción: los muros de corte deben tomar el 75% del Cortante Basal y el 25% restante debe ser tomado por el pórtico espacial compuesto de vigas y columnas con sus nudos flexo-resistentes.

---

<sup>1</sup>Las vigas y columnas son indispensables para la conformación de la estructura por lo cual es importante reducir la vulnerabilidad de los pórticos ante el sismo tanto en esfuerzo como en desplazamientos.

Desde hace algún tiempo se emplean los muros de corte en hormigón armado como elementos sismo-resistentes aplicados tanto a pórticos conformados en hormigón armado como en estructuras metálicas. Hasta hace poco era el único elemento complementario al sistema sismo-resistente<sup>2</sup>. En los esqueletos metálicos también se usaban muros estructurales en placa de hormigón armado como alternativa a celosías metálicas (triangulares concéntricas o excéntricas) con diversos diseños según la necesidad de la estructura. El propósito de estos muros es tomar los esfuerzos cortantes provenientes del sismo; sin embargo, también toman ciertas cargas gravitacionales como las axiales y de igual manera esfuerzos de flexión. Debido a su uso en zonas de alta peligrosidad sísmica estos elementos generalmente van fuertemente reforzados con varillas de acero y pueden tener secciones de apreciable espesor. Ocasionalmente, el funcionamiento de estos muros se ha visto limitado porque su diseño, bajo estudio estático, ha resultado incorrecto al verificarlo en su análisis dinámico (Thorburn, Kulak, Montgomery 5).

### **2.3. Muros de corte de acero no rigidizados**

En las últimas décadas se ha desarrollado un nuevo sistema de muro de corte construido a base de placas delgadas de acero confinadas entre elementos estructurales tanto verticales como horizontales.

Para mediados de los años setenta, un grupo de investigadores comenzó a desarrollar un sistema de muros de corte en placa para edificios que resolvía ciertas desventajas del convencional muro de corte de hormigón armado. Siendo

---

<sup>2</sup>Hablado de sistemas de arriostramiento tipo muro, ya que existen los sistemas de elementos diagonales, tipo k, etc.

el acero la competencia directa del hormigón armado, dichos investigadores resolvieron crear muros de corte en placa de acero con elementos de borde en su perímetro, conformando un elemento estructural que simule una viga vertical en voladizo<sup>3</sup>. De igual forma, durante los setenta, ingenieros japoneses desarrollaron muros de corte en placa de acero rigidizada por medio de platinas de acero posicionadas de manera perpendicular al plano del mismo (Kulak, Kennedy, Driver, Medhekar 11-5); estos rigidizadores se posicionaban a lo largo y ancho de las placas de acero del muro de corte asegurando que dichas placas no sufran un pandeo prematuro y por ende el muro de corte falle antes de trabajar con toda su capacidad. Un diseño opcional a éste fue solucionar el problema de pandeo vía mayor espesor de placa lo cual generó muros excesivamente pesados, sobre-resistentes y costosos (Timler, Kulak 2). Con el rápido desarrollo de las computadoras<sup>4</sup>, a comienzos de los años ochenta, se iniciaron estudios en la Universidad de Alberta en Canadá, cuyo objetivo era abandonar los análisis de los muros de corte en placa de acero rigidizados y más bien dirigir la investigación hacia muros de corte de acero en placa no rigidizada puesto que son muy sencillos, ya que llevan una sola placa plana de acero soldada o empernada a sus elementos verticales y horizontales de borde<sup>5</sup>. Los investigadores ejecutaron pruebas en laboratorios comparando los resultados obtenidos con análisis computacionales, llegando a satisfactorios resultados y concluyendo que: la resistencia de estos muros no se limita al prematuro pandeo de las zonas comprimidas. Por otro lado, la reducción de costos del sistema rigidizado

---

<sup>3</sup>Al trabajar como una viga, las columnas funcionan como patines y el muro de placa como el alma, donde el alma resiste las fuerzas cortantes.

<sup>4</sup>Todavía no se desarrollaba el sistema de elementos finitos para análisis con alta precisión.

<sup>5</sup>Estos elementos de borde constan de vigas y columnas soldadas alrededor del muro conocido como elemento de borde horizontal y vertical.

comparado con el no rigidizado fue muy significativa como para convertirlo en un sistema económicamente atractivo.

### **2.3.1 Funcionamiento de los muros de corte en placa de acero no rigidizada**

El funcionamiento de los muros de corte en placa de acero se basa en dos partes fundamentales. La primera, en la resistencia inicial a la fuerza cortante que se ve limitada por el pandeo del muro, esto es la deformación del muro hacia fuera de su plano, lo que para el análisis de las estructuras de acero, constituiría una falla prematura puesto que ésta se produciría antes de que el acero llegue a su punto de fluencia (conforme a su diseño según el LRFD). Esta resistencia es tan pequeña que no conviene que se la considere (Timler, Kulak 89). Después del pandeo de la placa de acero del muro causado por las fuerzas cortantes se genera un ajuste en la dirección de los esfuerzos, transformando a dicha placa en un elemento estructural que, a través de fajas diagonales, trabaja únicamente a tensión (Narayanan 212). Dentro del plano de la placa del muro dicha área o faja de esfuerzo diagonal a tensión, cuya inclinación es de aproximadamente 45 grados, y perpendicularmente a la misma se forman áreas o fajas de la placa del muro que trabajan a compresión. En razón de que la placa del muro tiene una resistencia muy baja a la compresión, debido a su pandeo prematuro, se asume que estas fajas no aportan ninguna resistencia. Las fajas de esfuerzos en las placas de acero de los muros de cada piso se presentan con distintos ángulos de acuerdo al nivel de esfuerzos a los que estén sometidas las placas de acero de los muros de corte. Hoy en día, las normas recomiendan que se utilice para estas fajas un ángulo promedio igual para cada uno de los muros en todos los pisos y

así darle continuidad a la estructura. Evidentemente, las pequeñas variaciones en los ángulos de cada piso no tienen mayor efecto en el comportamiento de la estructura, por lo cual es recomendable utilizar para el análisis un ángulo promedio de 45 grados (Londhe, Chavan 98).

### 2.3.2 Esfuerzos en los elementos de borde

Una vez que la placa del muro trabaja sólo a tensión se genera un mecanismo estructural entre los elementos de borde y el muro de acero. Cuando la placa de acero del muro llega a la fluencia ( $F_y$ ) ésta transmite una fuerza uniformemente distribuida, equivalente a su punto de fluencia y dirigida tanto hacia las vigas como a las columnas que la enmarcan. Este esfuerzo diagonal se divide en una componente vertical y en una horizontal: componentes que se transfieren hacia los elementos de borde como fuerzas axiales y fuerzas uniformemente distribuidas que actúan de manera perpendicular al eje principal de los elementos estructurales de borde (ver figuras #1 - #3).

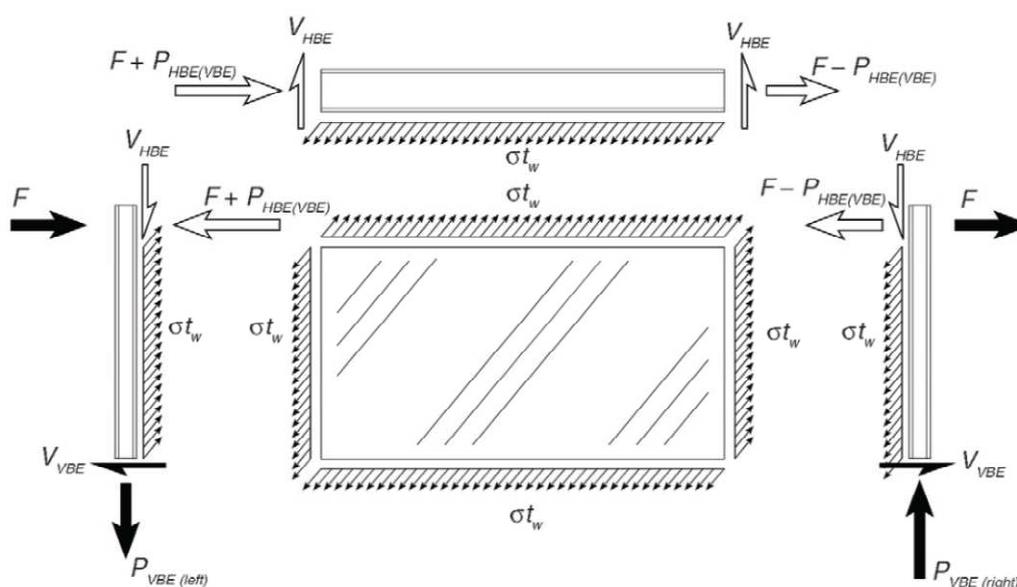


Figura # 1. Diagrama de cuerpo libre y sus fuerzas (AISC Guía de diseño #20)

Para el caso de la viga, la sumatoria de las componentes horizontales de esfuerzo de la placa del muro produce una fuerza axial y para la componente vertical se transforma en una carga uniformemente distribuida que actúa perpendicularmente y hacia afuera de su eje principal. (Sabelli, Bruneau 51). El mismo efecto pero inverso sucede con las columnas que rodean a la placa del muro. Dichos esfuerzos se observan claramente en la figura #1 y #3 que presenta la reacción del modelo después de ser sometido a un esfuerzo debido a la aplicación de una fuerza lateral positiva. Se puede ver claramente cuál es el resultado final del sistema de muro una vez que falla (en la figura #4) donde los elementos de borde han llegado a un pandeo global extremo, especialmente las columnas, que son los elementos principales en cuestión de la integridad de la estructura.

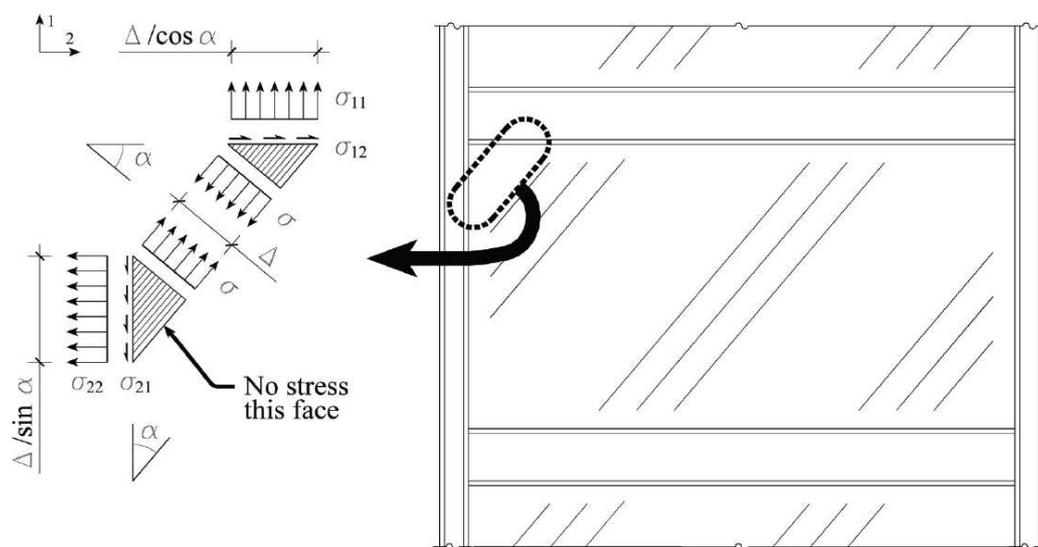


Figura # 2. Esfuerzos en un elemento infinitesimal.

La viga es sometida a una fuerza axial adicional cuando el esfuerzo del muro hacia la columna izquierda genera una reacción positiva y una reacción

negativa en la columna derecha, resultando en un aplastamiento de las columnas hacia la viga. El esfuerzo cortante, en el caso de las columnas, proviene de la componente vertical del esfuerzo inducido por el muro de acero (Sabelli, Bruneau 52). Cuando en una estructura se tienen dos niveles, la viga atrapada entre el muro del primer nivel y el muro del segundo nivel estará sometida a fuerzas opuestas<sup>6</sup>.

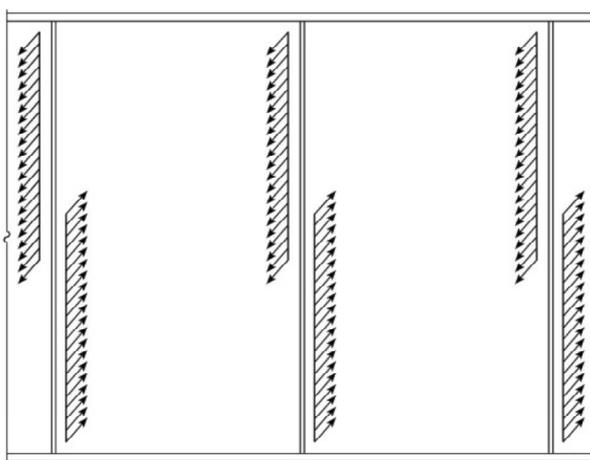


Figura # 3. Comportamiento del esfuerzo transversal de la placa del muro (AISC Design Guide 50).

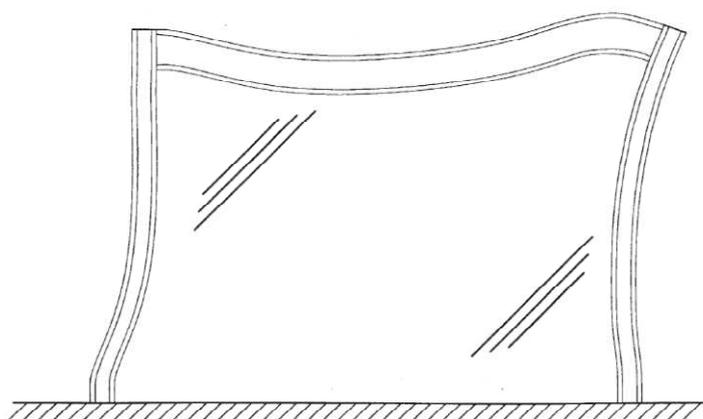


Figura # 4. Flexión interna de los elementos de borde (AISC Design Guide 50).

<sup>6</sup>Estos esfuerzos dependerán de la diferencia en el espesor del muro del nivel superior y el muro del nivel inferior, ya que estos se contrarrestan.

## 2.4. Modelo estructural

### 2.4.1 Modelo estructural para muros de corte en placa de acero no rigidizada

Para el análisis de los modelos estructurales escogidos para esta tesis se utilizó el programa de elementos finitos ETABS creado en California (Estados Unidos) por la empresa Computers&Structures Inc.

El programa ETABS fue desarrollado para analizar y diseñar estructuras para edificios, incluyendo la capacidad de diseñar pórticos de acero u hormigón armado, los cuales pueden llevar integrados muros de corte de hormigón armado. Para el caso de muros de corte en placa de acero se utilizaron ciertos parámetros que acoplan el modelo del algoritmo computacional a la realidad del funcionamiento de este sistema. Las características de este modelo son las siguientes:

1. El material del muro de corte de acero debe ser modelado como ortotrópico<sup>7</sup>, limitando el módulo de elasticidad en el eje vertical y perpendicular a su plano al 2% de su módulo de elasticidad real (Rezai, Ventura, Prion 5).
2. El módulo de cortante en todas las direcciones de la placa de acero debe ser nulo (Rezai, Ventura, Prion 5).
3. Las placas de acero que se utilizan como muros de corte fueron definidos como elementos tipo membrana (Sabelli, Bruneau 101).

---

<sup>7</sup>El comportamiento ortotrópico de un material hace que un elemento reaccione o se comporte de diferente manera según en el eje en el cual se lo está analizando.

4. El eje local de las placas de acero de los muros debe ser inclinado a 45 grados para direccionar el comportamiento del muro (una vez que ha pandeado) de acuerdo a los esfuerzos esperados (Rezai, Ventura, Prion 4).
5. Cada placa de acero del muro a corte se transformará en una malla de elementos finitos con igual número de divisiones tanto para la dirección horizontal como para la vertical. Para este estudio, la placa se dividió en módulos de 10x10, a pesar de que la Guía de Diseño para Steel PlateSheerWalls “SPSW” de la AISC considera que la división en módulos de 5x5 es suficiente (Sabelli, Bruneau 101).
6. Se anuló el caso de cargas gravitacionales aplicadas a los muros, dejando que éste solo tome fuerzas laterales y, eventualmente, fuerzas axiales (Sabelli, Bruneau 64).

A diferencia del modelo de muros de corte en placa hormigón armado, en el caso de los muros de corte en placa de acero, se debe colocar una viga en la base, pues el muro del primer nivel debe trabajar como su sistema completo, es decir bordeado por todos sus lados por elementos estructurales.

#### **2.4.2. Modelo para muros de corte en placa de hormigón armado**

Para el caso de muros de corte en placa de hormigón armado que están regulados por la ACI<sup>8</sup> 318 del 2005, todas sus normas están impuestas en el programa ETABS el cual verifica que se cumplan dichas normas y especificaciones automáticamente, no obstante, hay ciertos parámetros establecidos dentro del programa los cuales se enumeran a continuación:

---

<sup>8</sup>American Concrete Institute 318-05, Requisitos de reglamento para concreto estructural.

1. El hormigón fue modelado como isotrópico<sup>9</sup> con una resistencia  $f'c$  de 210 kg/cm<sup>2</sup>.
2. El muro fue creado como un elemento tipo "shell"<sup>10</sup> (cáscara).
3. La distribución del acero de refuerzo se estableció como uniformemente distribuida.
4. Las placas de acero del muro de corte se dividieron en módulos de 10x10. El muro aporta resistencia a las fuerzas gravitatorias.
5. Se utilizó una separación máxima de 45 cm entre las varillas de acero de refuerzo (ACI 318-05 364).
6. Se fijó un recubrimiento de 2 cm a las varillas de acero de refuerzo (ACI 318-05 98).

---

<sup>9</sup> Material que se comporta de la misma manera en cualquier eje.

<sup>10</sup> Elemento estructural tipo muro el cual tiene resistencia en sus seis grados de libertad. Elemento tipo "cascara".

### 3. DISEÑO DE MUROS DE CORTE

#### 3.1. Dimensionamiento del modelo estructural

Para el análisis mediante ETABS de los dos sistemas de muros de corte se modeló un pórtico plano de tres vanos iguales de 5m de luz cada uno y con una altura de tres metros por piso. Los muros de corte fueron ubicados en el vano central del pórtico como se muestra en la figura #1. Para tener resultados más amplios y diversos se modelaron tres edificios de distintas alturas con un modelo de cuatro pisos (12 metros de altura); otro de siete (21 metros de altura) y finalmente con un edificio de 12 pisos (36 metros de altura). El objetivo de utilizar los tres modelos es el de evaluar el funcionamiento de cada sistema independientemente ya que, el comportamiento de cada uno varía sustancialmente. Se escogieron estas tres alturas para los modelos porque en la ciudad de Quito estas alturas son las más comunes en el mercado de la construcción. Para todos los modelos se utilizaron pórticos con secciones de acero normadas por la AISC y su cimentación fue simulada como empotrada en el suelo (Behbahanifard, Grodin, Elwi 79).

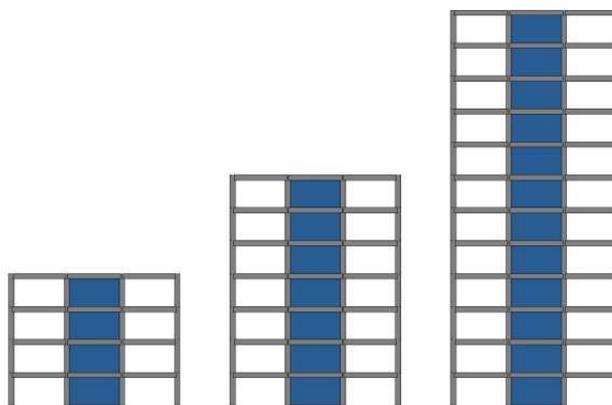


Figura # 5. Modelos utilizados en el análisis. Estructura de cuatro, siete y 12 pisos.

## **3.2 Cargas de diseño**

### **3.2.1. Método de diseño**

Para el diseño de los modelos se utilizó el sistema LRFD<sup>11</sup> (conocido en nuestro medio como diseño “por ultima resistencia”) del año 1999, el cual está homologado en el programa de cálculo estructural ETABS, que realiza los cálculos de mayoración de cargas de servicio y de reducción de resistencia de los elementos estructurales automáticamente. La mayoración de cargas, tanto para la carga muerta como para la carga viva aplicada a la estructura, consta de diversas combinaciones de carga que han sido impuestas por la ASCE<sup>12</sup> 7.

### **3.2.2. Cargas de servicio**

#### **3.2.2.1. Cargas gravitatorias**

Las cargas gravitatorias de servicio están divididas en dos tipos: carga muerta (o permanente) y carga viva (muebles, artefactos, personas, etc.). Para las cargas muertas y de servicio se utilizaron los factores presentados en la tabla #1, pero sin considerar el peso propio de la estructura ya que el programa ETABS lo calcula automáticamente. Al ser un análisis plano (es decir de dos dimensiones) las cargas de servicio impuestas a la estructura no están dadas como peso por unidad de área, sino como peso por unidad de longitud. Para llegar a esta carga lineal se asumió que el área de contribución hacia las vigas es de 5 metros a cada lado bajo una losa maciza de 12 centímetros de espesor en hormigón armado lo

---

<sup>11</sup> Load and Resistance Factor Design de sus siglas en inglés (diseño por factor de carga y resistencia)

<sup>12</sup> American Society of Civil Engineers. Asociación americana de ingenieros civiles.

cual resulta en un una carga muerta linealmente distribuida de 5530 kg/m y una carga viva de 2000 kg/m.

Carga Muerta		
Losa <sup>13</sup>	288	kg/m <sup>2</sup>
Pisos	50	kg/m <sup>2</sup>
Paredes <sup>14</sup>	200	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones	5	kg/m <sup>2</sup>
Cielo Falso	10	kg/m <sup>2</sup>
Total	553	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva		
Para oficinas	200	kg/m <sup>2</sup>

Tabla # 1. Valores de carga muerta y viva de servicio.

### 3.2.2.2. Cargas sísmicas

En el estudio dinámico de la estructura se utilizó el sistema de análisis dinámico realizado por el programa ETABS. Para realizar este análisis fue necesario generar un archivo de datos que represente numéricamente el espectro de respuesta del Código Ecuatoriano de la Construcción para el tipo de suelo S2<sup>15</sup> para luego introducirlo en el programa. Para elaborar el espectro de respuesta se utilizó la ecuación (1) utilizada para el análisis de fuerzas estáticas inducidas por el sismo (CEC 27). Este análisis consta de las dos ecuaciones presentadas en el CEC que calcula el Cortante Basal de diseño para la estructura. Una vez introducido dicho espectro en el programa ETABS se insertó el valor del factor de Cortante Basal calculado con la ecuación (2) (CEC 27). Este factor se

<sup>13</sup> Se toma en cuenta una losa de 12 centímetros de espesor.

<sup>14</sup> Las paredes exteriores son construidas con bloque y las paredes internas de *gypsumboard*.

<sup>15</sup> De acuerdo con el CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) el suelo tipo S2 es un suelo con propiedades intermedias entre el suelo tipo S1 y el suelo tipo S3.

calculó bajo ciertos parámetros que se analizan a continuación y equivalen a las variables presentes en dicha ecuación:

7. Edificio diseñado para el uso de oficinas con un Factor de Importancia igual a 1.
8. Ubicado en el Distrito Metropolitano de Quito con una aceleración máxima de 0.4g, es decir con el 40% de la aceleración de la gravedad.
9. Construido sobre un suelo tipo S2 con coeficiente “S” de 1.2 y un coeficiente máximo “Cm” de 3.
10. Sistema dual con un  $R^{16}$  igual a 12.
11. Tanto los coeficientes de configuración estructural en planta como de elevación ( $\phi_p, \phi_e$ ) son iguales a 1.
12. Siguiendo el Método de diseño LRFD se utilizó un factor de mayoración para el coeficiente de cortante sísmico Basal de 1.43.
13. La deriva de piso máxima permitida es del 2% (CEC 34).
14. De acuerdo a la guía de diseño #20 de la AISC se debe realizar el análisis tomando en cuenta el efecto  $P-\Delta^{17}$ . Este efecto fue considerado automáticamente en el programa.

$$C = \frac{1.25 S^S}{T} \quad (1)$$

C = Coeficiente C

S = Coeficiente de tipo de suelo

---

<sup>16</sup> Factor de reducción de respuesta estructural (CEC 27).

<sup>17</sup> Efectos donde aparecen momentos de segundo orden debido a desplazamientos relativos.

T = Periodo de la estructura

$$V = \frac{Z I C}{R \phi_P \phi_E} W \quad (2)$$

V = Cortante Basal

Z = Factor de zona, aceleración máxima.

I = Factor de importancia

C = Coeficiente

R = Factor de reducción de respuesta estructural

$\phi_P \phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y elevación

W = Peso total de la estructura

Una vez se ha verificado que el modelo está adecuadamente expresado dentro del programa, incluyendo las cargas tanto permanentes como las de servicio así como las normas y especificaciones se ejecuta el programa cuyos resultados igualmente deben ser analizados para determinar su validez.

### **3.3. Análisis y diseño de muros de corte en placa de hormigón armado**

#### **3.3.1. Normas aplicadas.**

Por tratarse de un diseño sismo-resistente, estos muros de corte en placa de hormigón armado, deben regirse de acuerdo al Capítulo 21 de la ACI 318-05.

Al modelar el muro de corte como una viga vertical en volado, el espesor mínimo que debe tener el muro es de 20 centímetros con una cuantía mínima de acero de refuerzo de 0.0025 o de 0.25% del espesor multiplicado por el ancho de la placa del muro.

Siguiendo la norma 6.1.2.1 del CEC (Código Ecuatoriano de la Construcción) para el diseño de los muros de corte de hormigón armado en los dos primeros pisos se debe considerar su sección estructural en condición agrietada para de esta manera reducir la inercia efectiva de los muros; para cumplir con esto, en el programa se disminuye la resistencia del muro de corte a la flexión al 60% de su capacidad.

### **3.3.2. Diseño con el programa ETABS**

A continuación, se utilizó el mismo programa ETABS para el diseño de los muros de corte, determinando la cuantía de acero necesaria ante los diversos esfuerzos. Después del diseño elaborado por el programa se verificó y comprobó que la relación demanda/capacidad sea óptima. Junto con el diseño del muro de corte ejecutaron los pórticos de acero con las mismas herramientas del programa ETABS, siendo la deriva de piso la norma de guía. Al ser muros rígidos, el acero de refuerzo necesario para todos fue de una cuantía mínima, es decir de 0.0025.

## **3.4 Análisis y diseño de muros de corte de acero no rigidizados**

### **3.4.1 Propiedades del sistema de muro de corte de acero**

Como se mencionó en el marco teórico, el diseño de muros de corte de acero debe cumplir ciertas características para que el algoritmo matemático

represente debidamente y se refleje en un modelo computacional ampliamente comprobado como es ETABS que puede cuantificar y graficar el comportamiento real de una estructura. Paralelamente al análisis con el programa ETABS como parte de esta tesis, se creó un programa basado en Excel con el objeto de verificar el cumplimiento de las Normas pertinentes detalladas en la guía de diseño #20 de la AISC. Con una iteración de prueba y error se logró completar el diseño de los tres modelos en el cual la deriva dominó el diseño. Bajo la viga de base se colocó un apoyo en el centro de la misma tal como recomienda en la guía de diseño #20 de la AISC (AISC guía de diseño #20 95).

### **3.4.2. Distribución de esfuerzos**

El espesor de los muros disminuye progresivamente conforme aumenta la altura del edificio, en la misma proporción a la reducción de las fuerzas cortantes de piso. En la misma proporción que se reducen los espesores de los muros también se reducen las secciones de los elementos de borde y por las mismas razones. En el análisis de esfuerzos en los muros, obtenido mediante ETABS, se puede observar la dirección de los mismos. En las figuras #6 - #11 se ven los esfuerzos axiales a los que están sometidos los muros y cómo éstos varían en cada piso. En el caso de las primeras tres figuras, sólo se distinguen los esfuerzos a los que están sometidos los muros de corte de acero ante cargas sísmicas. En las siguientes tres figuras, se aprecian los esfuerzos a los que están sometidos los muros en un ambiente de la vida real, es decir, con todas las cargas (viva, muerta y sísmica).

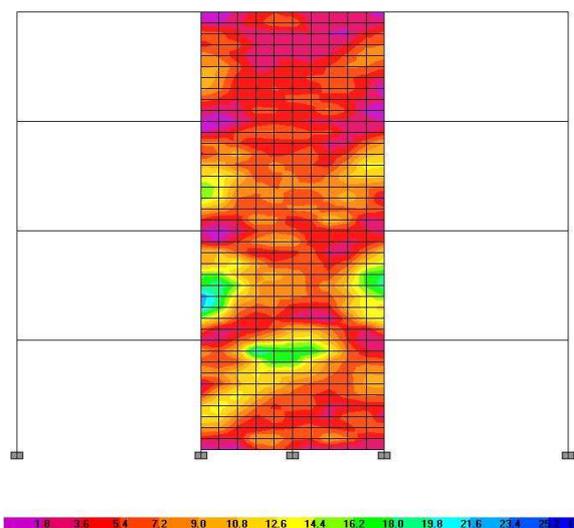


Figura # 6. Esfuerzo debido solo a fuerzas sísmicas, modelo de 4 pisos

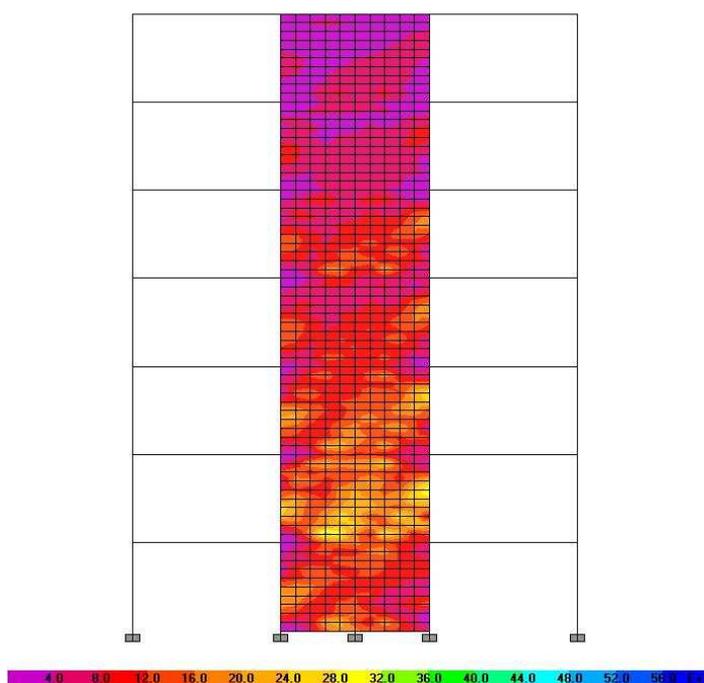


Figura # 7. Esfuerzos debidos sólo a fuerzas sísmicas, modelo de 7 pisos.

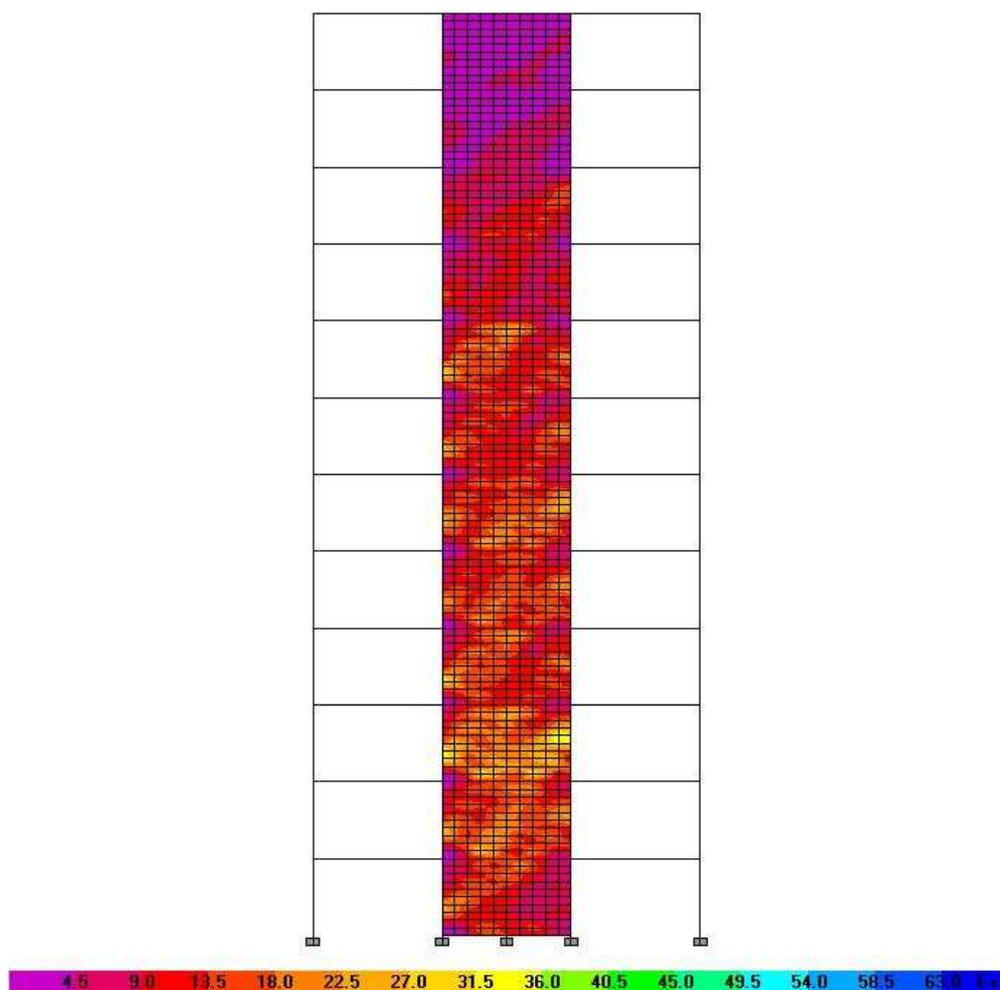


Figura # 8. Esfuerzos debidos sólo a fuerzas sísmicas, modelo de 12 pisos.

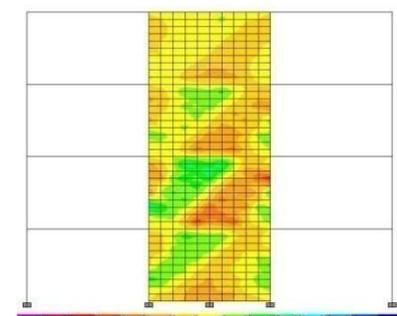


Figura # 9. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 4 pisos.

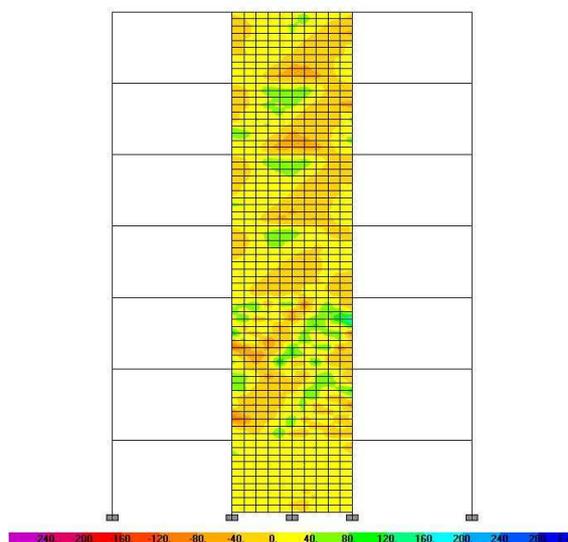


Figura # 10. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 7 pisos.

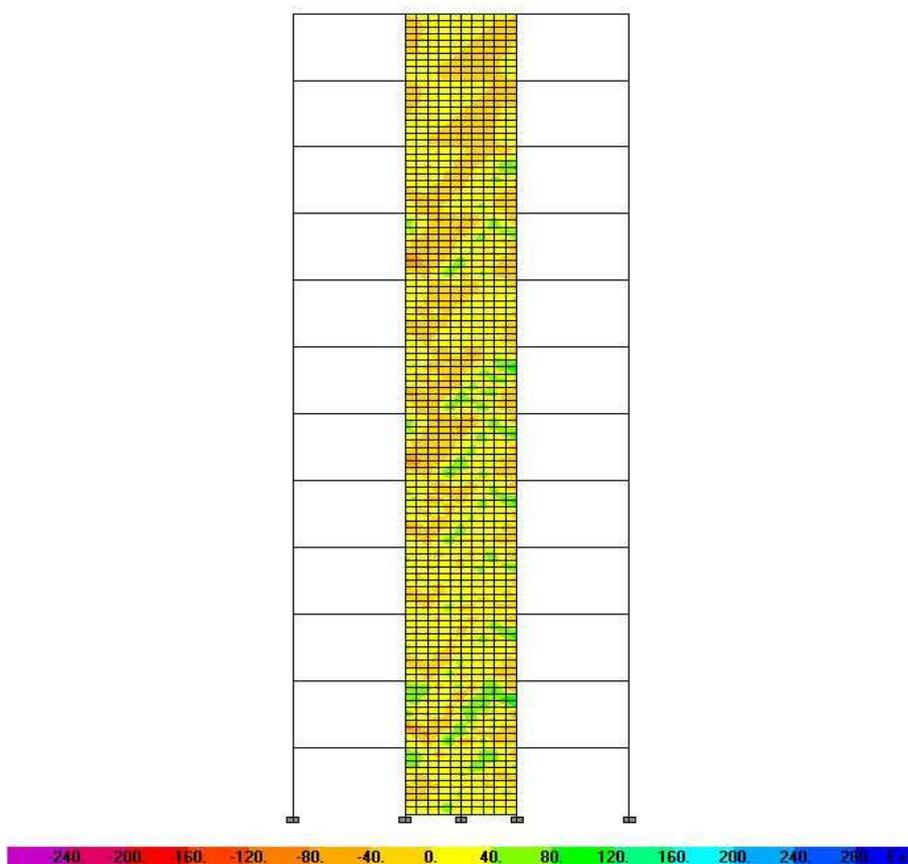


Figura # 11. Fuerzas axiales resultantes, modelo de 12 pisos.

Al comparar los tres modelos se puede observar cómo los esfuerzos disminuyen de un piso a otro en donde el primero y segundo niveles son los que sufren mayores empujes. También es importante entender la distribución de esfuerzos entre un modelo y otro para saber que se han obtenido resultados adecuados, ejemplo de aquello es el caso del muro de cuatro pisos donde los esfuerzos son mayores a los muros de 7 pisos debido a que las aceleraciones sísmicas son más intensas debido a su ubicación en el espectro de respuesta. Las vigas de la base y del techo son considerablemente grandes por no tener un muro que contrarreste las fuerzas del muro adyacente, teniendo que soportar todas las fuerzas inducidas por el muro presente.

### **3.4.3. Deformaciones en los muros de corte**

En la figuras #12, #13 y #14 se pueden ver las deformaciones de los muros cuando son sometidos a análisis dinámico. Claramente se puede observar el pandeo de los muros como ya fue sido descrito en las investigaciones de Timler y Kulak en el laboratorio de la Universidad de Alberta en Canadá. El pandeo de los muros, en el fleje diagonal, mantiene un ángulo de 45 grados, tal como se había estipulado en el modelo estructural. Siguiendo los valores de las fuerzas<sup>18</sup> axiales diagonales presentes en los muros, hay flejes que están sometidos a fuerzas de tensión y flejes, tanto paralelos como perpendiculares que se encuentran a compresión.

---

<sup>18</sup>El programa ETABS presenta los valores de fuerza axial positivos como tensión y los valores negativos como compresión.

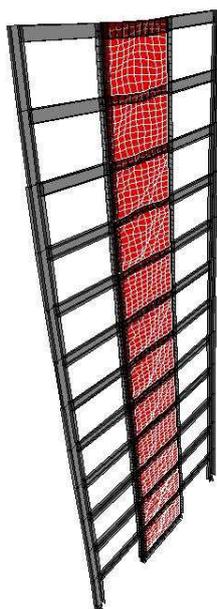


Figura # 12. Deformaciones en los muros, modelo de 12 pisos.

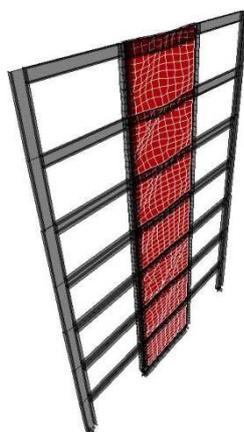


Figura # 13. Deformaciones en los muros, modelo de 7 pisos.



Figura # 14. Deformaciones en los muros, modelo de 4 pisos.

#### **3.4.4. Cumplimiento de normas**

Para cumplir con los límites del CEC en de deriva, los pórticos con muro de corte en placa de acero requirieron vigas y columnas significativamente más fuertes que las requeridas en los pórticos con muros de corte de hormigón armado. Una vez finalizado el diseño, con el programa independiente se verificó que todos los elementos y muros cumplan todas y cada una de las especificaciones y normas pertinentes del AISC.

#### **3.5. Períodos fundamentales de cada modo de vibración de la estructura**

Es evidente que el sistema con muro de corte en placa de hormigón armado es más rígido que el metálico por ser un elemento de gran rigidez que se comporta como un elemento tipo "shell", lo cual hace que el período fundamental de dicho modelo sea considerablemente más corto que el período del modelo con muro de corte en placa de acero; como se puede ver en la tabla #2, estas diferencias son muy considerables y aumentan con la reducción de altura de la

estructura. Esto es obvio por el hecho de que, para el caso del modelo de cuatro pisos, los muros tienen una sobre resistencia debido a que el volumen del muro, para este caso, resulta proporcionalmente mucho mayor que para el caso de 7 pisos razón por la cual resulta excesivamente rígido. Resultado de esto es que el modelo tenga un periodo de vibración más corto y por ende esté ubicado en un punto a la izquierda del espectro de respuesta, donde las aceleraciones provenientes del sismo son mayores.

Modelo	Muro de Acero [seg]	Muro de Horm. Arm. [seg]	Diferencia
12 Pisos	1.349	1.038	30%
7 Pisos	0.857	0.560	53%
4 Pisos	0.585	0.188	212%

Tabla # 2. Períodos fundamentales de vibración.

### 3.6. Resistencia final y falla

#### 3.6.1. Comportamiento de los muros de corte de acero

Los muros de corte fabricados a base de placas de acero no rigidizadas tienen un comportamiento especial y, como se discutió previamente, su funcionamiento es diferente al comportamiento otros de elementos estructurales de acero como vigas y columnas. La resistencia final de estos muros de corte está determinada por diversos factores y su resistencia final se encuentra limitada tanto por fisuramientos en los muros como por pandeos globales y locales de sus elementos de borde. Los límites de resistencia de este sistema de muros estructurales han sido investigados en laboratorio bajo cargas cíclicas, llevando a sus vigas, columnas y muros de corte hasta el rango plástico o no lineal. El sistema de muros de corte de placa de acero no rigidizada tiene un rango plástico

amplio, en otras palabras, una gran ductilidad.<sup>19</sup> A pesar de alcanzar grandes deformaciones (no lineales) el sistema se mantiene estable con una reserva de resistencia post-pandeo.

### 3.6.2. Investigación de laboratorio

#### 3.6.2.1 Investigadores

En el año 2003, los investigadores Mohammad R. Behbahanifard, Gilbert Y. Grondin y Alaa E. Elwi de la Universidad de Alberta en su Reporte de Ingeniería Estructural No. 254, realizaron pruebas de laboratorio para analizar la resistencia final y comportamiento del sistema de muros de corte en placa de acero no rigidizada. En este estudio, se hace el análisis de las fallas que sufrió el sistema y de cada uno de sus los elementos. El sistema estructural examinado en dicha investigación consta de tres muros y de sus elementos de borde tal como se aprecia en la figura #15.

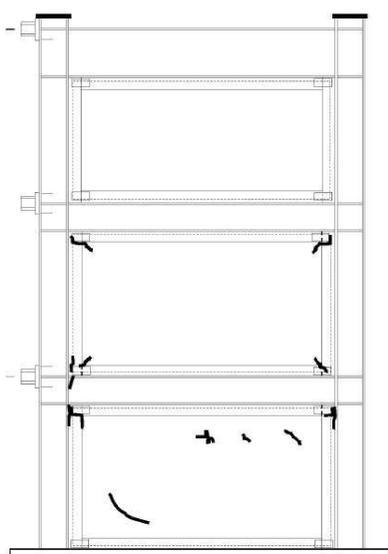


Figura # 15. Fallas en los muros (Behbahanifard et al. 61)

<sup>19</sup>Para el caso del acero ASTM A36 la ductilidad está en el orden del 20%.

### 3.6.2.2. Fallas experimentadas en los muros

Las fallas en los muros de acero fueron diversas, pero en todas se produjeron fisuramientos de las placas que conforman los muros como se puede notar en la figura #15. Como se puede prever, el muro que mayor fuerza sufre y, consecuentemente presenta mayor vulnerabilidad, es el del primer piso: ahí se vieron cortes diagonales con una dirección perpendicular a la franja principal que trabaja a tensión. Este tipo de fisuramientos también se presenta en diversas zonas del muro a lo largo de la faja diagonal a tensión. En el caso de los muros del piso dos y tres no se observaron este tipo de fallas (Behbahanifard et al. 47).

Tanto en el muro del primer piso como en el del segundo piso ocurrieron fallas y cortes en la conexión viga-columna, formando una línea paralela a la franja principal del muro de corte. Este tipo de falla se observa en la unión que existe entre el muro y la placa de unión (conocida como “fish plate”) que está presente entre los elementos de borde y el muro de corte.

### 3.6.2.3. Fallas experimentadas en los elementos de borde

En los elementos de borde (vigas y columnas) se observaron las fallas comúnmente conocidas y vistas en el comportamiento de pórticos espaciales conformados por elementos de acero libres de sistemas de arriostamiento. En el caso de la columna del primer piso, se dio un pandeo local del patín (interno) debido a los fuertes momentos de volcamiento que sufre la estructura en este punto (Behbahanifard et al. 48). En la viga del primer piso se dio un pandeo local en el patín superior en la zona cercana a la unión viga-columna lo cual es

congruente con las fallas vistas en la figura #15 pues, las concentraciones de esfuerzos se dan en las uniones viga-columna.

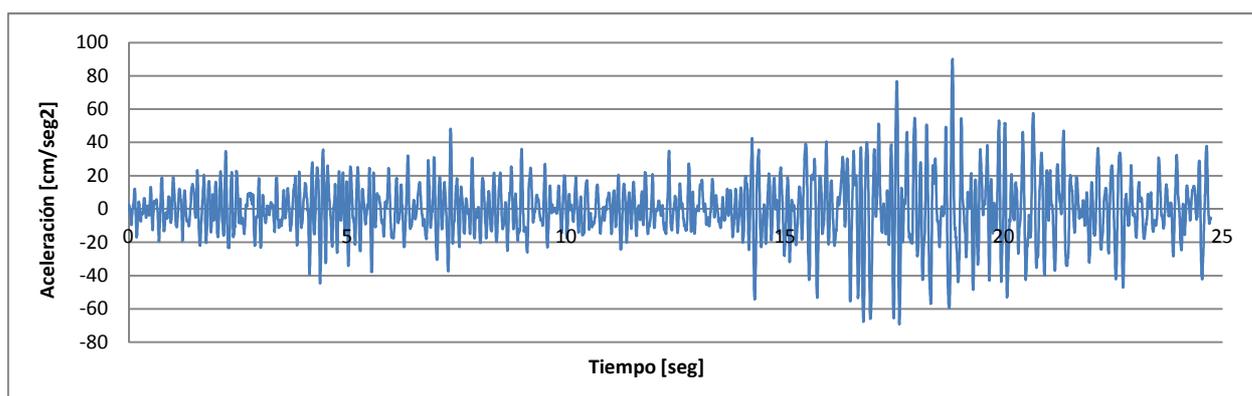
#### 3.6.2.4. Comportamiento final

A pesar de las fallas mencionadas, la resistencia del sistema no fue afectada y mantuvo un comportamiento estable que aguantó nueve ciclos elásticos y catorce ciclos inelásticos. *“La gran ductilidad, la redundancia del sistema y la alta capacidad de absorber energía de los muros de corte en placa de acero no rigidizada, una vez más, demostró capacidad para resistir cargas cíclicas extremas las cuales representan severos terremotos.”* (Behbahanifard et al. 45).

## 4. SIMULACIÓN CON EL TERREMOTO DE MACAS

### 4.1. Historia del sismo

El sismo más fuerte registrado en Ecuador<sup>20</sup>, en cuanto a aceleraciones máximas se refiere, ocurrió en Macas, capital de la provincia de Morona Santiago en octubre de 1995. Utilizando los datos de su acelerograma se introdujo las aceleraciones del terremoto en el programa ETABS para realizar un análisis su histórico. Este tipo de estudio simula a las estructuras como si estuvieran presentes en dicho sismo. Se recogieron diversos resultados que son de gran aplicación para el propósito de esta tesis. Todos los modelos fueron simulados bajo este sismo y se realizó una comparación directa entre modelos iguales para ver la reacción de los muros de corte en placa de hormigón armado y los muros de corte en placa de acero. En la gráfica #1 se puede observar el acelerograma registrado en el terremoto de Macas el cual ayudará a verificar los resultados del análisis.



Gráfica # 1. Acelerograma del terremoto de Macas de 1995.

### 4.2. Simulación en el programa ETABS

<sup>20</sup>El sismo más fuerte que ha ocurrido en el Ecuador ocurrió en 1906 en las costas de Esmeraldas. No es utilizado porque carece de un acelerograma con datos reales.

El análisis se ejecutó mediante ETABS con su: “análisis de historia en el tiempo”<sup>21</sup>. Por medio de un archivo de texto con los registros de tiempo *versus* aceleración se introdujeron los datos del sismo de Macas al programa mencionado. Después del análisis, se obtuvieron diversos resultados que ayudaron a comparar el comportamiento de los dos sistemas de muros de corte. Con Excel se generó el espectro de respuesta del sismo de Macas. Esto fue de vital importancia para corroborar los resultados obtenidos después de armar la simulación.

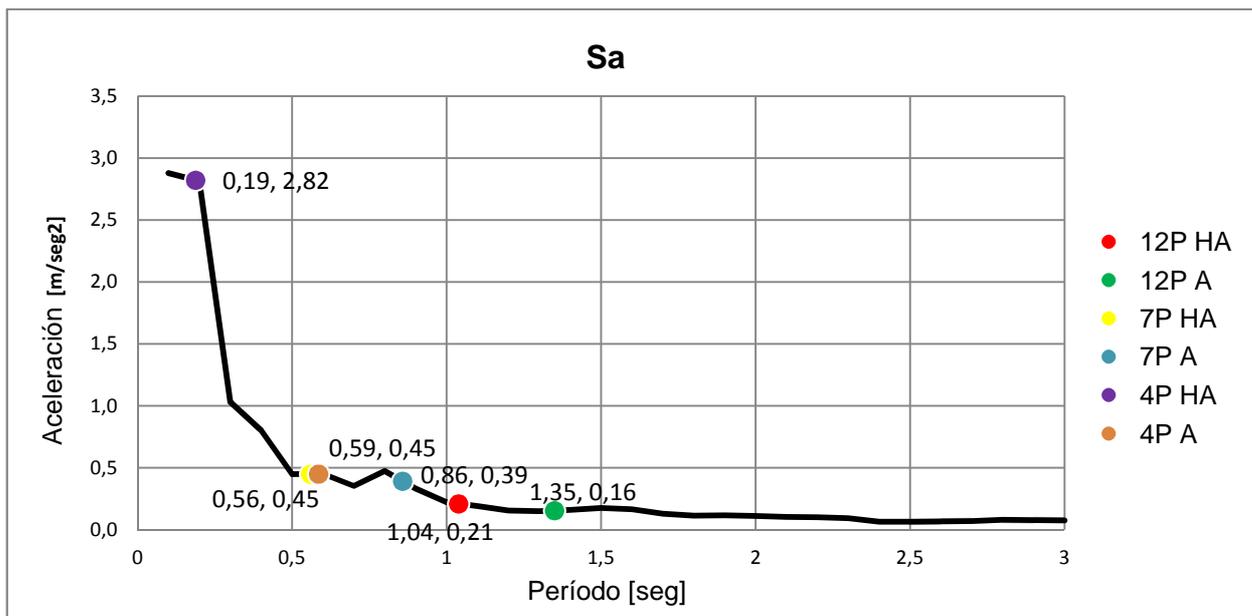
### **4.3. Factores considerados en el análisis**

#### **4.3.1. Ubicación en el espectro de respuesta**

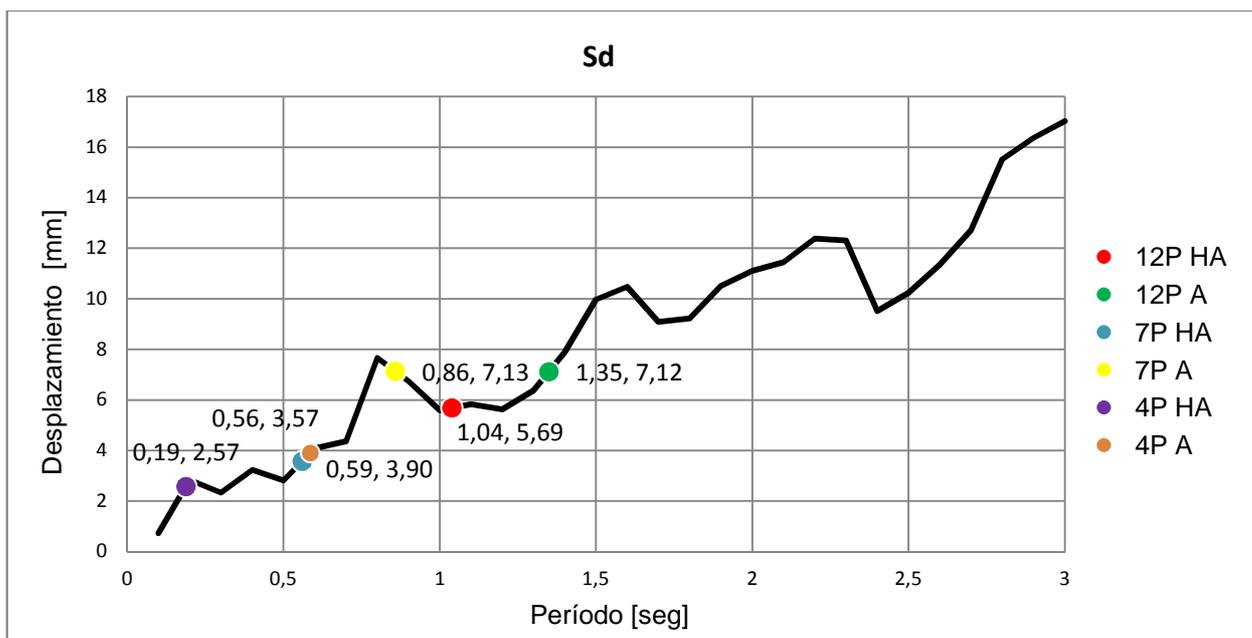
En las gráficas #2 y #3 se muestra la ubicación de cada modelo (sistema de muros de corte en placa de acero y en placa de hormigón armado) en el espectro de respuesta del sismo de Macas. Se analizaron tres aspectos principales en los comportamientos de los modelos: el Cortante Basal, el desplazamiento en el punto más alto de la estructura (el techo) y finalmente las aceleraciones en el techo. De igual manera, se podrá apreciar un estudio estadístico de los resultados que considera los valores máximos de cada análisis y, para ciertos casos, los valores promedios.

---

<sup>21</sup>El programa ETABS contiene la herramienta llamada “Time history analysis” para poder simular una estructura bajo un efecto armónico.



Gráfica # 2. Espectro de aceleración del sismo de Macas.



Gráfica # 3. Espectro de desplazamiento del sismo de Macas.

### 4.3.2. Cortante Basal

#### 4.3.2.1. Propiedades

El Cortante Basal es la fuerza resultante en la base de la estructura proveniente de la reacción a las aceleraciones sísmicas (ASCE 109). Se distribuye a todo lo largo del edificio y reemplaza el efecto del movimiento del suelo como una fuerza lateral ejercida en el centro de gravedad de cada piso. Debido a asimetrías en las estructuras, el centro de rigidez de cada piso no coincide con su centro de gravedad lo cual genera torsiones en planta. Este efecto no se ha tomado en cuenta en esta tesis, por tratarse de un análisis en plano o sea dos dimensiones. Las fuerzas del Cortante Basal están directamente relacionadas al peso de la estructura como se puede ver en la ecuación (1) donde, a mayor masa que es el peso dividido para la aceleración de la gravedad menor es el período razón por el cual está ubicado en un punto de mayores aceleraciones en el espectro de aceleración<sup>22</sup>.

$$T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1)$$

T = Período de la estructura

k = Rigidez de la estructura

m = Masa de la estructura

$$C = \frac{1.25 S^S}{T} \quad (2)$$

C = Coeficiente

S = Coeficiente de tipo de suelo

T = Periodo de la estructura

---

<sup>22</sup>El espectro de respuesta de aceleración está conformado por el periodo de la estructura *versus* la aceleración.

Un bajo período en una estructura produce un efecto de mayoración del coeficiente  $C^{23}$ , el mismo que se introduce en la ecuación (3) del Cortante Basal de diseño. Es evidente que a menor periodo, el valor de C es mayor y por ende el Cortante Basal es mayor. Para este análisis, los valores de todas las variables son iguales para los dos modelos y las únicas variables que se ajustan son: valor del periodo, el de la masa y el del peso total de la estructura.

$$V = \frac{ZIC}{R\phi_P\phi_E} W \quad (3)$$

V = Cortante Basal

Z = Factor de zona, aceleración máxima.

I = Factor de importancia

C = Coeficiente

R = Factor de reducción de respuesta estructural

$\phi_P\phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y elevación

W = Peso total de la estructura

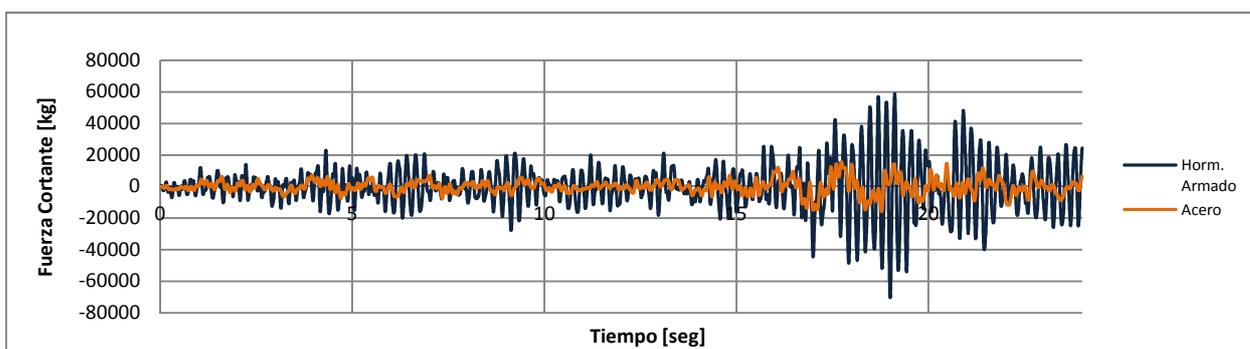
#### 4.3.2.2. Resultados obtenidos

De la ejecución del programa, resultaron los datos para determinar la variación del Cortante Basal en función del tiempo en cada modelo tal como se puede ver en la gráficas #4, #5 y #6. En una misma gráfica constan los modelos de idéntica configuración estructural. De esta manera, se puede analizarlos

---

<sup>23</sup>Esta ecuación del Cortante Basal es utilizada en el análisis de método estático de la estructura, obtenido del CEC.

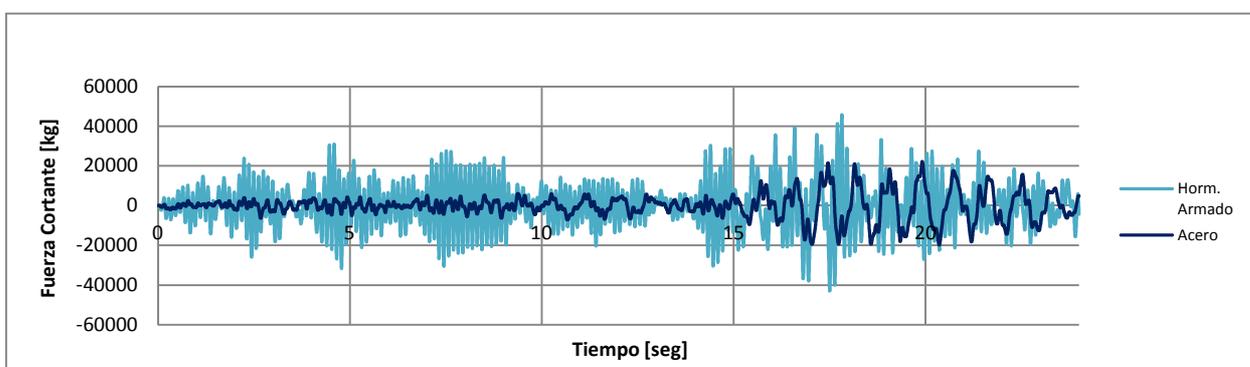
directamente para tener una apreciación más clara de la diferencia de comportamiento entre un sistema de muro de corte y otro. En las tablas #3, #4 y #5 se presentan las diferencias numéricas entre las fuerzas máximas y promedio del Cortante Basal.



Gráfica # 4. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 12 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Fuerza Max (+) [kg]	15716.64	58717.08
Diferencia	274%	
Fuerza Max (-) [kg]	-15873.89	-70426.05
Diferencia	344%	
Fuerza Prom. (+) [kg]	3227.67	10239.00
Diferencia	217%	
Fuerza Prom. (-) [kg]	-3045.5092	-10059.326
Diferencia	230%	

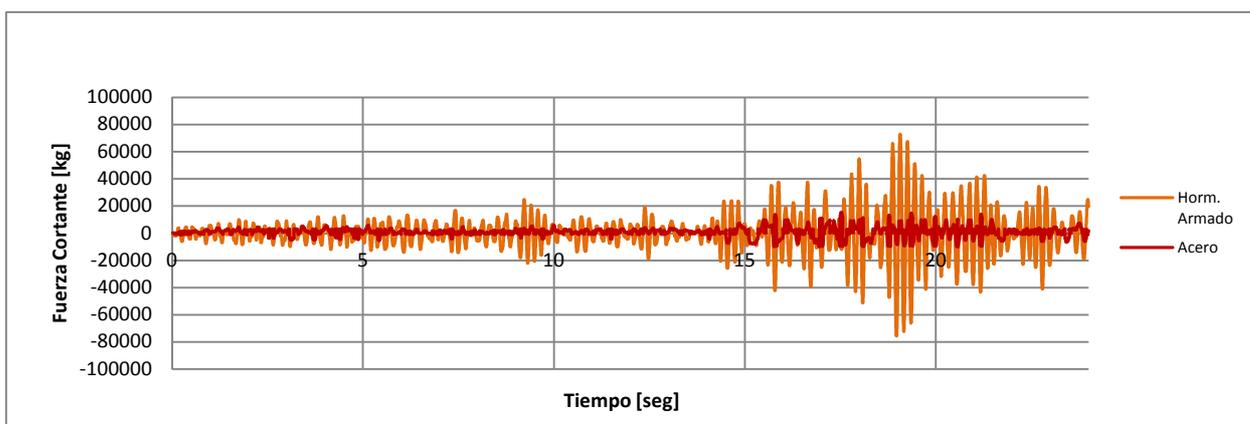
Tabla # 3. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 12 pisos.



Gráfica # 5. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 7 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Fuerza Max (+) [kg]	22169.80	45851.33
Diferencia	107%	
Fuerza Max (-) [kg]	-19840.15	-42924.68
Diferencia	116%	
Fuerza Prom. (+) [kg]	4180.45	9329.62
Diferencia	123%	
Fuerza Prom. (-) [kg]	-4286.0616	-9295.3822
Diferencia	117%	

Tabla # 4. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 7 pisos.



Gráfica # 6. Cortante Basal en función del tiempo, modelo de 4 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Fuerza Max (+) [kg]	15449.61	72740.47
Diferencia	371%	
Fuerza Max (-) [kg]	-9962.48	-75635.35
Diferencia	659%	
Fuerza Prom. (+) [kg]	2561.64	10071.53
Diferencia	293%	
Fuerza Prom. (-) [kg]	-2756.5015	-9707.9585
Diferencia	252%	

Tabla # 5. Diferencia de Cortante Basal, modelo de 4 pisos.

En el caso del modelo de cuatro pisos el muro de corte con placa de hormigón armado tiene una rigidez mucho mayor que el muro de corte con placa de acero no rigidizada por el cual su período es muy bajo y por tanto éste se ubica

en un punto muy alto en el espectro de respuesta. En la gráfica #2 se ve la gran diferencia en la ubicación de los modelos de cuatro pisos en el espectro de respuesta, donde el modelo con muros de acero tiene una aceleración de apenas  $0.45 \text{ [m/seg}^2\text{]}$  y el modelo de muros de hormigón armado de  $2.82 \text{ [m/seg}^2\text{]}$ ; esto es una diferencia de más de seis veces. En este punto se puede comprender la razón para una diferencia tan grande en la fuerzas del Cortante Basal.

En la misma proporción, se logra concluir porqué se desarrollaron los resultados para los modelos de siete y 12 pisos. La diferencia en el Cortante Basal del modelo de siete pisos es mucho menor que en el modelo de cuatro pisos, pero aun así se puede apreciar una considerable diferencia en las fuerzas de cortante en la base entre el sistema de muros de corte de hormigón armado y de acero.

### **4.3.3. Desplazamientos en el último piso**

#### **4.3.3.1. Normas de deriva de piso**

Cada modelo tiene una manera peculiar de responder ante un terremoto, especialmente al comparar el funcionamiento entre muros de corte de hormigón armado y de acero. Cuando se diseña la estructura de un edificio sujeto a fuerzas sísmicas, generalmente, la deriva de piso<sup>24</sup> es la que guía el diseño ya que ésta asegura que no haya excesivos desplazamientos a pesar de que la estructura tiene capacidad de soportar deformaciones mayores. Este control sobre las estructuras ayuda a mantener la seguridad de las personas al salir del edificio, evitar que los objetos móviles sean un potencial peligro al caer de estanterías u

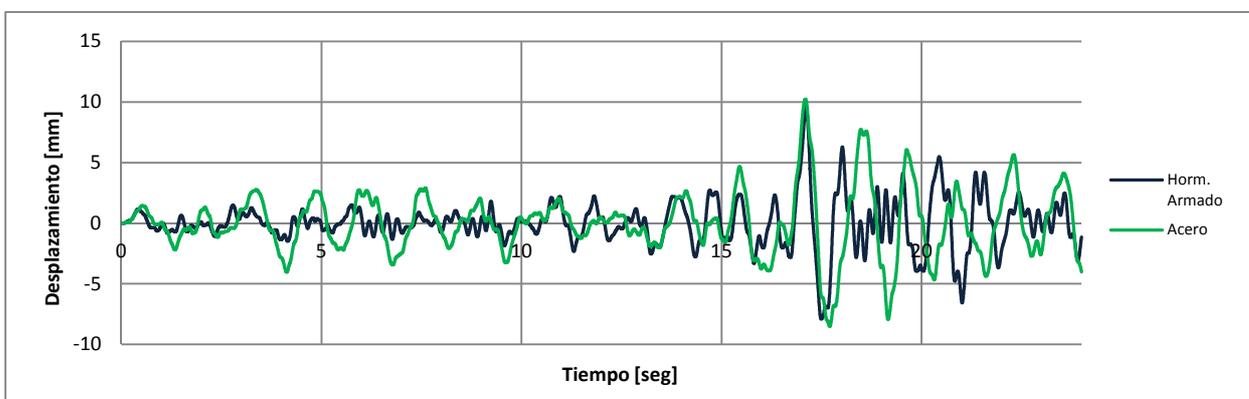
---

<sup>24</sup> Cálculo obtenido de la diferencia entre la deformación del techo del piso y la base del piso dividido para la altura del piso.

obstruir el paso para la evacuación. Debido a estos factores el CEC limita la deriva de piso para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera al 2%. De ese modo se asegura que la estructura tenga un comportamiento más estable y por lo tanto sea más seguro (CEC 34).

#### 4.3.3.2. Comportamiento de la estructura

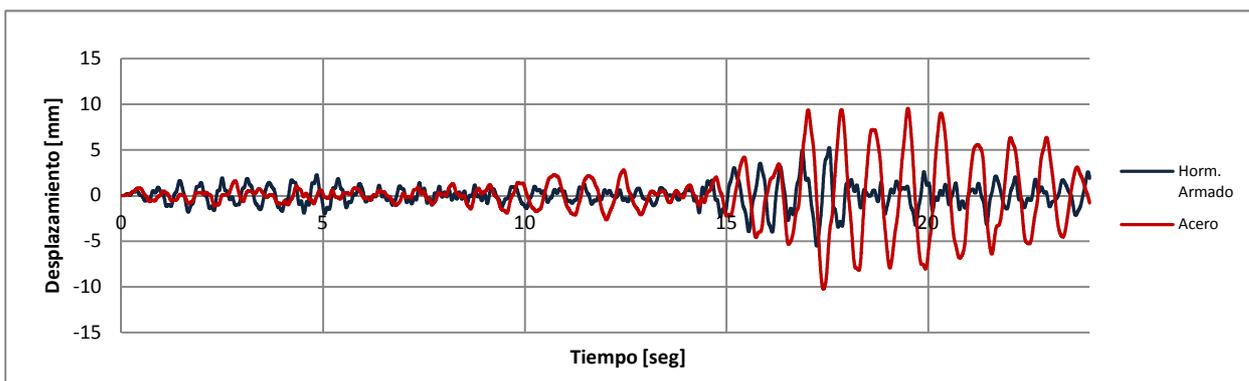
En la gráfica #7 se ve el comportamiento de los modelos de 12 pisos y se observa que los resultados son muy similares con deformaciones prácticamente de la misma magnitud, a pesar de haber una diferencia considerable en el período de las dos estructuras. Es interesante notar que en estos dos modelos, aproximadamente en el segundo 17 tienen un comportamiento casi idéntico lo cual demuestra cómo los muros de corte con placa de acero integrados a la estructura genera en ésta comportamientos tan estables como en el caso del modelo con muros de corte con placa de hormigón armado. En el espectro de respuesta se puede ver la ubicación de los dos modelos de 12 pisos donde la diferencia en las aceleraciones es pequeña, lo cual es congruente con el comportamiento de los modelos de 12 pisos.



Gráfica # 7. Desplazamientos del último piso, modelo de 12 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Despl. Max (+) [mm]	10.24	9.68
Diferencia	5.8%	
Despl. Max (-) [mm]	-8.51	-7.91
Diferencia	7.6%	

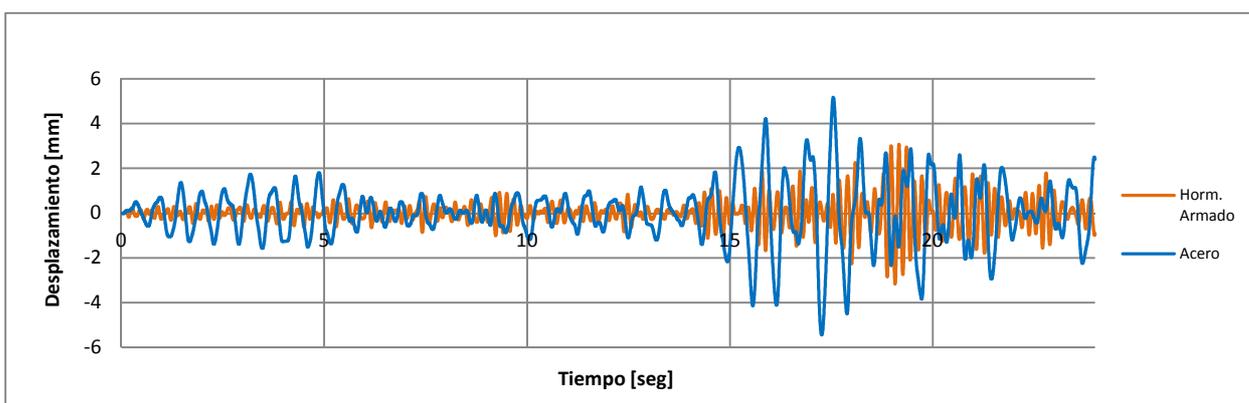
Tabla # 6. Diferencia en desplazamiento, modelo de 12 pisos.



Gráfica # 8. Desplazamientos del último piso, modelo de 7 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Despl. Max (+) [mm]	9.55	5.25
Diferencia	81.9%	
Despl. Max (-) [mm]	-10.24	-5.52
Diferencia	85.5%	

Tabla # 7. Diferencia en desplazamiento, modelo de 7 pisos.



Gráfica # 9. Desplazamientos del último piso, modelo de 4 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Despl. Max (+) [mm]	5.18	3.07
Diferencia	68.7%	
Despl. Max (-) [mm]	-5.44	-3.18
Diferencia	71.1%	

Tabla # 8. Diferencia en desplazamiento, modelo de 4 pisos.

En los modelos de siete pisos se aprecia una diferencia considerable cuando el sismo llega a su PGA<sup>25</sup>, haciendo que el modelo con muros de corte de acero se desplace aproximadamente un 80% más que el de hormigón armado en sus deformaciones máximas. A pesar del contraste que se registra entre los dos modelos de siete pisos se puede ver que su comportamiento es muy similar con amplitudes estables y periódicas. Si se mira la gráfica #3 que representa el espectro de desplazamientos del sismo, el modelo es proporcionado con los resultados de su desplazamiento máximo y, como se aprecia en la tabla #7, la diferencia en desplazamientos es de 83% en promedio.

Aunque en los modelos de cuatro pisos los desplazamientos máximos no coinciden para el modelo con muros de acero y el de hormigón armado, los valores máximos de desplazamiento están en el orden del 70%. Es importante señalar que los resultados están medidos en milímetros, por lo cual una diferencia del 70% en desplazamientos representa apenas un par de milímetros. Al igual que en los modelos de siete pisos, los resultados son congruentes con la ubicación de los modelos en el espectro de desplazamientos y esto presenta resultados satisfactorios.

#### 4.3.4. Aceleraciones del último piso

<sup>25</sup>Peak Ground Aceleration por sus siglas en ingles. La aceleración máxima del suelo.

#### 4.3.4.1. Efecto de las aceleraciones sísmicas

Cuando una estructura resiste un terremoto, su comportamiento varía de piso a piso; un análisis dinámico con un grado de libertad<sup>26</sup> por piso, hace que los resultados sean más precisos. Al tener un grado de libertad por piso, cada piso tiene un comportamiento distinto e independiente con aceleraciones y desplazamientos diferentes. Es importante estudiar la reacción de la estructura a través de la aceleración del último piso ya que éste es el que sufre las mayores aceleraciones.

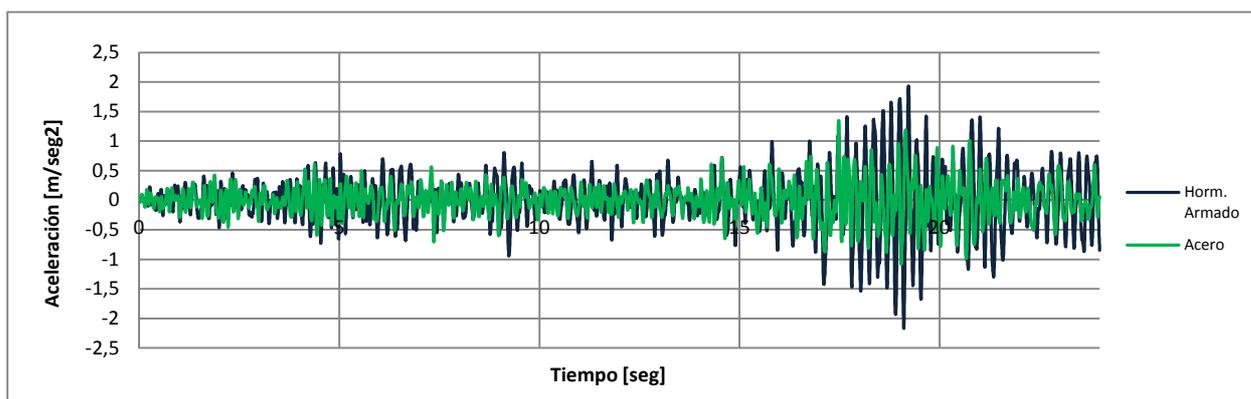
#### 4.3.4.2. Aceleraciones resultantes

En los tres modelos estructurales aquí estudiados el comportamiento de los dos sistemas es similar y congruente al acelerograma del sismo. Para el edificio de 12 pisos se aprecia cómo los dos sistemas mantienen un comportamiento parecido en los primeros 16 segundos, sin embargo, después de este tiempo las diferencias se vuelven del orden del 70% en promedio. Con un comportamiento muy parecido al modelo de 12 pisos, los de cuatro pisos mantienen una diferencia y una conducta estable pero con un ligero desplazamiento del PGA (Peak Ground Acceleration: Aceleración Máxima del Suelo). En el modelo de siete pisos se pueden ver diferencias en el registro de aceleraciones donde no hay un PGA tan obvio como en los otros dos modelos. Al analizar los resultados de las tablas #9, #10 y #11 de las aceleraciones de la gravedad, el modelo de siete pisos tiene una diferencia muy parecida al caso del modelo de 12 pisos, y esto se refleja en la ubicación de cada uno en el espectro de aceleración. A diferencia de los dos

---

<sup>26</sup> Los grados de libertad son las variables que forman parte de las matrices para calcular el comportamiento dinámico de una estructura. Para un nodo arbitrario existen seis grados de libertad, de los cuales, para el análisis dinámico de esta tesis un grado de libertad es suficiente (en función del eje X).

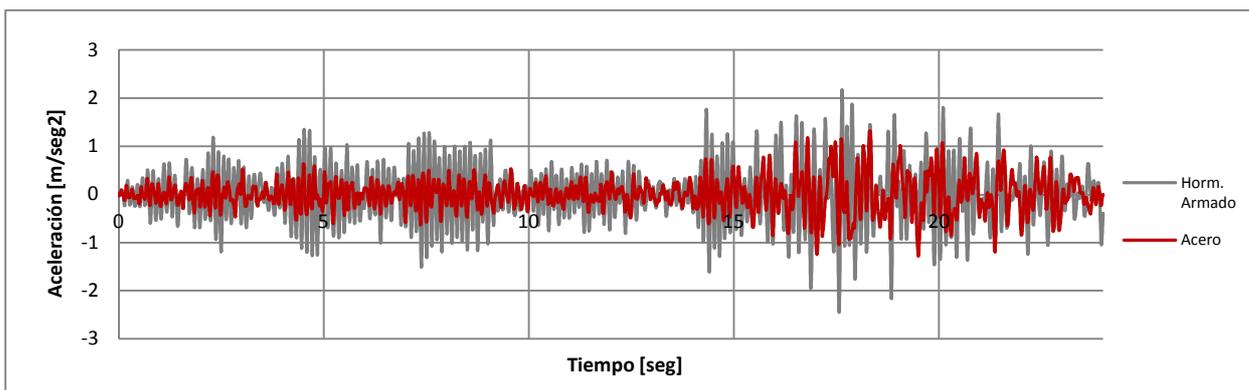
primeros modelos, el de cuatro pisos tiene una disimilitud mucho mayor, con un promedio del 140% de diferencia entre aceleraciones. Los resultados de las aceleraciones en función de la gravedad son congruentes con el espectro de aceleraciones ya que existe un salto muy grande del modelo de cuatro pisos de acero al modelo de cuatro pisos de hormigón armado. De la misma forma, los resultados entre los modelos con el mismo sistema (los modelos con muros de corte de hormigón armado con doce, siete y cuatro pisos) son congruentes porque mientras menor es el periodo de la estructura, mayores serán las aceleraciones que sufre. Hay un aumento en las aceleraciones conforme los modelos se reducen en altura.



Gráfica # 10. Aceleraciones en el último piso, modelo de 12 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Acel. Max (+) [m/seg <sup>2</sup> ]	1.35	1.93
Diferencia	43.0%	
Acel. Max (-) [m/seg <sup>2</sup> ]	-1.08	-2.17
Diferencia	100.4%	
Acel. Max G	0.14 g	0.22 g

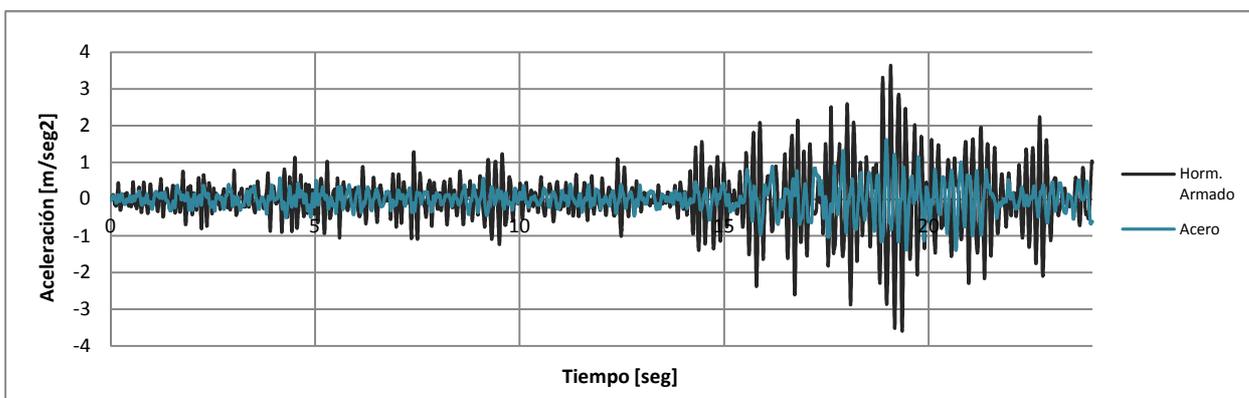
Tabla # 9. Diferencia de aceleraciones, modelo de 12 pisos.



Gráfica # 11. Aceleraciones en el último piso, modelo de 7 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Acel. Max (+) [m/seg <sup>2</sup> ]	1.32	2.18
Diferencia	65.5%	
Acel. Max (-) [m/seg <sup>2</sup> ]	-1.28	-2.45
Diferencia	91.3%	
Acel. Max G	0.13 g	0.25 g

Tabla # 10. Diferencia de aceleraciones, modelo de 7 pisos.



Gráfica # 12. Aceleraciones en el último piso, modelo de 4 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Arm.
Acel. Max (+) [m/seg <sup>2</sup> ]	1.61	3.64
Diferencia	125.4%	
Acel. Max (-) [m/seg <sup>2</sup> ]	-1.40	-3.60
Diferencia	157.4%	
Acel. Max G	0.16 g	0.37 g

Tabla # 11. Diferencia de aceleraciones, modelo de 4 pisos.

#### 4.3.4.3. Relación con la aceleración de la gravedad

El sismo de Macas marcó un PGA de 0.09g (9% de la aceleración de la gravedad) por lo cual es razonable obtener resultados que mantienen una aceleración promedio de 0.28g para la aceleración en los modelos con muros de corte de hormigón armado. De la misma manera, los resultados para los muros de corte de acero van de la mano con la inducción del sismo a la estructura.

## **5. ANÁLISIS DE COSTOS Y RENDIMIENTOS DE LA MANO DE OBRA**

### **5.1. Costos de los sistemas de muros de corte**

#### **5.1.1. Funciones del ingeniero**

En el mundo real existen diversos factores que afectan al mercado de la construcción y todos los ingenieros civiles desarrollan los mejores diseños (estructurales, de suelos, etc.) posibles para cumplir con dos variables fundamentales: desarrollar un diseño que resista las cargas a las que estará sometida la estructura cumpliendo normas y especificaciones técnicas y mantener un costo, lo más económico posible, sin sacrificar la integridad del diseño estructural.

#### **5.1.2. Rubros y características**

Los análisis económicos que involucran a los dos sistemas de muros de corte deben tomar en cuenta los materiales utilizados, ciertos procesos constructivos o industriales y la mano de obra necesaria. Se asumió un valor del 20% para los costos indirectos tanto para el sistema de muros de corte de hormigón armado como para los de acero no rigidizados.

#### **5.1.3. Costos totales de cada modelo**

##### **5.1.3.1. Costo de la estructura completa**

En las tablas de la #12 a #17, para los modelos de cuatro, siete y doce pisos, se presentan los análisis de costos para los dos sistemas que muestra el

costo de los materiales, las herramientas y la mano de obra necesarios. Los rendimientos utilizados para revisar los costos se pueden ver posteriormente. En los seis casos se aprecia los precios totales de la estructura, es decir, el sistema de muros de corte y los pórticos adyacentes, resultando en un costo mayor para el sistema de muros de corte de acero debido a que los elementos estructurales (vigas y columnas) de los pórticos adyacentes son de secciones más gruesas por la necesidad de controlar derivas de piso.

#### 5.1.3.2. Costo del sistema de muros de corte

Al analizar sólo los sistemas de muros de corte los resultados se invierten y los muros de corte de acero se vuelven la alternativa más económica para una misma solución. En las tablas #18 - #20 se ven los resultados comparativos entre los costos de los dos sistemas y, como se mencionó anteriormente, el precio total de la estructura es mayor para el caso del sistema con muros de corte con placa de acero no rigidizada. En las gráficas #13 - #15 se aprecia cómo, la diferencia de costo entre los dos sistemas se reduce conforme se incrementa el número de pisos del edificio tiene más pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Placa de acero de 3mm	2 uni	702	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 765.18
Placa de acero de 2mm	2 uni	468	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 510.12
Placa de conexión 10mm	4 uni	243.36	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 265.26
Soldadora	2 uni	4	días	\$ 15.00	USD/día	\$ 120.00
Electrodos	1 uni	8.0	kg	\$ 2.55	USD/kg	\$ 20.37
Transp. y Colocación	4	1170	kg	\$ 0.56	USD/kg	\$ 655.20
Columnas	16 uni	6825.97	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 17,611.01
Vigas	13 uni	5644.43	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 14,562.62
Total						\$ 34,509.75

Mano de Obra						
Soldador	2	80.0	horas	\$ 2.57	USD/hora	\$ 205.60
Ayudante	2	40.0	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 98.00
Total						\$ 303.60

Total	\$ 34,813.35
Indirectos (20%)	\$ 6,962.67
Costo Final	\$ 41,776.02

Total de muros	\$ 2,639.73
Indirectos (20%)	\$ 527.95
Costo final por muros	\$ 3,167.68
Precio por muro	\$ 791.92

Tabla # 12. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 4 pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Placa de acero de 5mm	2 uni	1170	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 1,275.30
Placa de acero de 4mm	1 uni	468	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 510.12
Placa de acero de 3mm	1 uni	351	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 382.59
Placa de acero de 2mm	3 uni	702	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 765.18
Placa de conexión 10mm	7 uni	425.88	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 464.21
Soldadora	2 uni	7	días	\$ 15.00	USD/día	\$ 210.00
Electrodos	1 uni	14.0	kg	\$ 2.55	USD/kg	\$ 35.64
Transp.y Colocación	7	2691	kg	\$ 0.56	USD/kg	\$ 1,506.96
Columnas	28 uni	13666.50	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 35,259.57
Vigas	22 uni	9985.39	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 25,762.29
Total						\$ 66,171.87

Mano de Obra						
Soldador	2	140.0	horas	\$ 2.57	USD/hora	\$ 359.80
Ayudante	2	70.0	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 171.50
Total						\$ 531.30

Total	\$ 66,703.17
Indirectos (20%)	\$ 13,340.63
Costo Final	\$ 80,043.80

Total de muros	\$ 5,681.30
Indirectos (20%)	\$ 1,136.26
Costo final por muros	\$ 6,817.56
Precio por muro	\$ 973.94

Tabla # 13. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 7 pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Placa de acero de 6mm	3 uni	2106	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 2,295.54
Placa de acero de 5mm	3 uni	1755	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 1,912.95
Placa de acero de 4mm	2 uni	936	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 1,020.24
Placa de acero de 3mm	2 uni	702	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 765.18
Placa de acero de 2mm	2 uni	468	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 510.12
Placa de conexión 10mm	12 uni	730.08	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 795.79
Soldadora	2 uni	12	días	\$ 15.00	USD/día	\$ 360.00
Electrodos	1 uni	24.0	kg	\$ 2.55	USD/kg	\$ 61.10
Transp.y Colocación	12	5967	kg	\$ 0.56	USD/kg	\$ 3,341.52
Columnas	48 uni	32184.7	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 83,036.40
Vigas	37 uni	18405.8	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 47,487.04
Total						\$ 141,585.88

Mano de Obra						
Soldador	2	240.0	horas	\$ 2.57	USD/hora	\$ 616.80
Ayudante	2	120.0	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 294.00
Total						\$ 910.80

Total	\$ 142,496.68
Indirectos (20%)	\$ 28,499.34
Costo Final	\$ 170,996.02

Total de muros	\$ 11,973.24
Indirectos (20%)	\$ 2,394.65
Costo final por muros	\$ 14,367.89
Precio por muro	\$ 1,197.32

Tabla # 14. Análisis de costos, modelo de muro de corte de acero de 12 pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Encofrado	4 uni	120	m2	\$ 8.61	USD/kg	\$ 1,033.20
Hormigón (21 Mpa)	4 uni	12	m3	\$ 79.83	USD/m3	\$ 957.96
Varilla de acero 10mm	78 kg/m3	936	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 1,020.24
Alambre de amarre	540 m	20	kg	\$ 1.57	USD/kg	\$ 31.40
Pernos de ajuste	1 muro	4	uni	\$ 14.51	USD/muro	\$ 58.05
Vibrador	2 uni	8	uni	\$ 18.00	USD/día	\$ 144.00
Columnas	16 uni	5828.05	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 15,036.36
Vigas	13 uni	2742.42	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 7,075.43
Total						\$ 25,356.64

Mano de Obra						
Capitán	1	14.1	horas	\$ 2.55	USD/hora	\$ 35.98
Operador	3	137.9	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 342.00
Oficial	2	161.9	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 401.52
Peón	13	81.2	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 198.94
Total						\$ 978.45

Total	\$ 26,335.09
Indirectos (20%)	\$ 5,267.02
Total Final	\$ 31,602.11

Total Muros	\$ 4,223.29
Indirectos (20%)	\$ 844.66
Total Final Muros	\$ 5,067.95
Precio por muro	\$ 1,266.99

Tabla # 15. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 4 pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Encofrado	7 uni	210	m2	\$ 8.61	USD/kg	\$ 1,808.10
Hormigón (21 Mpa)	7 uni	21	m3	\$ 79.83	USD/m3	\$ 1,676.43
Varilla de acero 10mm	78 kg/m3	1638	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 1,785.42
Alambre de amarre	945 m	20	kg	\$ 1.57	USD/kg	\$ 31.40
Pernos de ajuste	1 uni/muro	7	uni	\$ 14.51	USD/muro	\$ 101.59
Vibrador	2 uni	7	uni	\$ 18.00	USD/día	\$ 126.00
Columnas	28 uni	7401.80	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 19,096.65
Vigas	22 uni	9726.04	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 25,093.18
Total						\$ 49,718.77

Mano de Obra						
Capitán	1	24.7	horas	\$ 2.55	USD/hora	\$ 62.97
Operador	3	241.3	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 598.50
Oficial	2	283.3	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 702.66
Peón	13	142.1	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 348.15
Total						\$ 1,712.28

Total	\$ 51,431.05
Indirectos (20%)	\$ 10,286.21
Total Final	\$ 61,717.26

Total Muros	\$ 7,241.22
Indirectos (20%)	\$ 1,448.24
Total Final Muros	\$ 8,689.46
Precio por muro	\$ 1,241.35

Tabla # 16. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 7 pisos.

Rubros	Cantidad	Valor	Unidad	Precio Unit.	Unidad	Costo Total
Materiales y Herramientas						
Encofrado	12 uni	360	m2	\$ 8.61	USD/kg	\$ 3,099.60
Hormigón (21 Mpa)	12 uni	36	m3	\$ 79.83	USD/m3	\$ 2,873.88
Varilla de acero 10mm	78 kg/m3	2808	kg	\$ 1.09	USD/kg	\$ 3,060.72
Alambre de amarre	1620 m	20	kg	\$ 1.57	USD/kg	\$ 31.40
Pernos de ajuste	1 uni/muro	12	uni	\$ 14.51	USD/muro	\$ 174.15
Vibrador	2 uni	12	uni	\$ 18.00	USD/día	\$ 216.00
Columnas	28 uni	25941.18	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 66,928.25
Vigas	22 uni	18540.04	kg	\$ 2.58	USD/kg	\$ 47,833.29
Total						\$ 124,217.29

Mano de Obra						
Capitán	1	42.3	horas	\$ 2.55	USD/hora	\$ 107.94
Operador	3	413.7	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 1,026.01
Oficial	2	485.7	horas	\$ 2.48	USD/hora	\$ 1,204.57
Peón	13	243.6	horas	\$ 2.45	USD/hora	\$ 596.82
Total						\$ 2,935.34

Total	\$ 127,152.62
Indirectos (20%)	\$ 25,430.52
Total Final	\$ 152,583.15

Total Muros	\$ 12,391.08
Indirectos (20%)	\$ 2,478.22
Total Final Muros	\$ 14,869.30
Precio por muro	\$ 1,239.11

Tabla # 17. Análisis de costos, modelo de muro de corte de hormigón armado de 12 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Armado	Diferencia	
Costo Total	\$ 41,776.02	\$ 31,602.11	32%	Más costoso los muros de Acero
Costo final de muros	\$ 3,167.68	\$ 5,067.95	60%	Más costoso los muros de Hormigón Armado
Precio por muro	\$ 791.92	\$ 1,266.99		

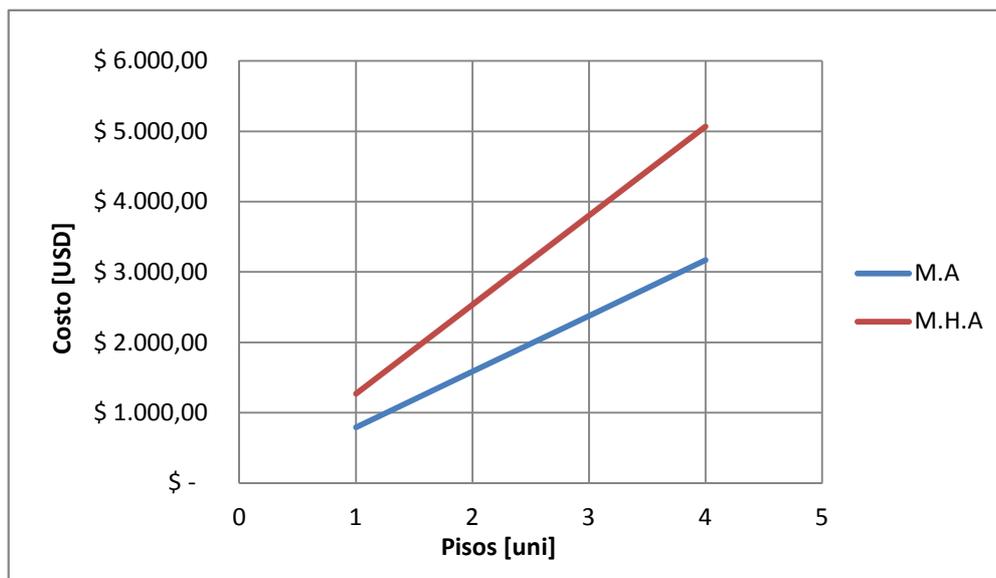
Tabla # 18. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 4 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Armado	Diferencia	
Costo Total	\$ 80,043.80	\$ 61,717.26	30%	Más costoso los muros de Acero
Costo final de muros	\$ 6,817.56	\$ 8,689.46	27%	Más costoso los muros de Hormigón Armado
Precio por muro	\$ 973.94	\$ 1,241.35		

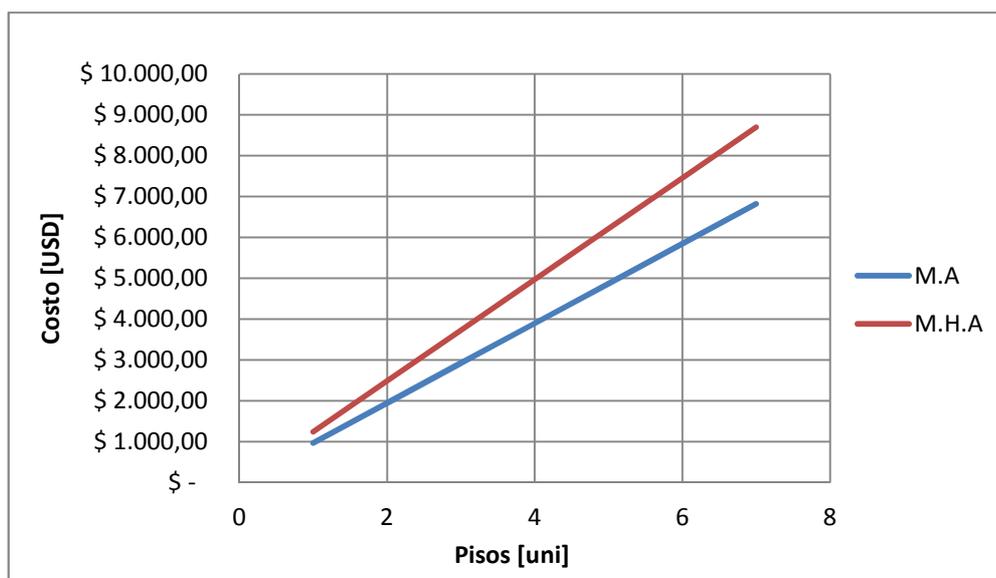
Tabla # 19. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 7 pisos.

	Muro de Acero	Muro de Horm. Armado	Diferencia	
Costo Total	\$ 170,996.02	\$ 152,583.15	12%	Más costoso los muros de Acero
Costo final de muros	\$ 14,367.89	\$ 14,869.30	3%	Más costoso los muros de Hormigón Armado
Precio por muro	\$ 1,197.32	\$ 1,239.11		

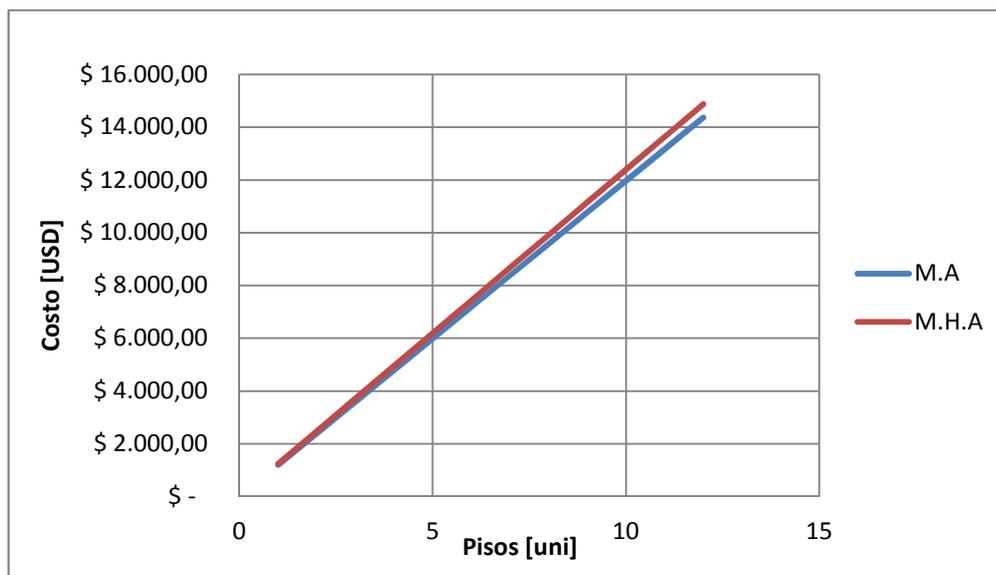
Tabla # 20. Diferencia de costos entre los dos sistemas de muros de corte, modelo de 12 pisos.



Gráfica # 13. Comparación de costos por piso, modelo de 4 pisos.



Gráfica # 14. Comparación de costos por piso, modelo de 7 pisos.



Gráfica # 15. Comparación de costos por piso, modelo de 4 pisos.

#### 5.1.4. Variación de precios

Este efecto se debe a que todos los rubros considerados influyen en el costo final de cada modelo. No obstante, prima el hecho de que mientras más pisos tiene un edificio se tienen que colocar muros (de planchas de acero) de mayor espesor en los primeros pisos. Esto provoca que la cantidad de acero aumente y por ende el costo del sistema. Otro factor que es importante destacar es que el precio, por muro, de los muros de corte de hormigón armado reduce mientras hay mayor cantidad de pisos. Esto a diferencia del sistema de muros de corte de acero no rigidizado.

## 5.2. Rendimientos

### 5.2.1. Cálculo de rendimientos

El rendimiento de los trabajadores es determinado por delicadas mediciones. Lo que se pretende es que los precios unitarios sean lo más cercanos a la realidad y las cotizaciones sean calculadas con mayor precisión. Los rendimientos utilizados para esta tesis se obtuvieron del estudio realizado por los ingenieros Walter Cavalié y José Luis Mayhua de la Organización Internacional del Trabajo con especificaciones para encofrados, armados de varillas, fundición del hormigón y mano de obra necesaria para la construcción de muros de hormigón armado. Los rendimientos mencionados están presentes en la tabla #21.

Rubro General	Rubro Específico	Rendimiento Diario (8 h.)	Unidad	Mano de Obra <sup>27</sup>			
				Capitán	Operador	Oficial	Peón
Encofrado	Habilitación	40	m2	0.1	1	1	-
	Encofrado	20	m2	0.1	1	1	-
	Desencofrado	40	m2	-	-	1	2
Muros <sup>28</sup>	Dosificación en volumen	10	m3	0.2	2	2	10
	Curado	30	m3	0.1	-	-	1
Armado de varillas	Habilitación	250	kg	0.1	1	1	-
	Colocación	250	kg	0.1	1	1	-

Tabla # 21. Rendimientos de trabajo para la construcción de muros de corte de hormigón armado (Cavalié 14).

El cálculo de rendimientos para los muros de corte de acero no rigidizados fue obtenida a través de la empresa Ospining S.A., quien proveyó con información sobre los rendimientos de soldadores, cantidad de soldadura necesaria y los materiales necesarios para cumplir el montaje de los mencionados muros.

<sup>27</sup> Cantidad de mano de obra por día laborable.

<sup>28</sup> Muros de sostenimientos con espesor de 0.2 metros o más.

### **5.2.2. Diferencia en procesos constructivos**

La construcción de muros de corte con placa de acero y placa de hormigón armado es muy diferente, no únicamente por los materiales que se utilizan, sino también por la mano de obra que se requiere. Los muros de corte con placa de acero no rigidizada requiere menos personal pero su construcción demanda personal más calificado como son los soldadores certificados quienes no sólo tienen salarios más elevados sino que además se trata de un personal escaso en el mercado laboral local. Ventajosamente para realizar el montaje de los muros de corte con placa de acero sólo se requieren dos soldadores y un ayudante. Se podría realizar el trabajo con un solo soldador y un solo ayudante pero tomaría más tiempo razón por lo cual es preferible utilizar un soldador en cada extremo del muro. Otra ventaja importante es la facilidad de montaje del sistema por reducir la acumulación de errores que pueden ocasionar posibles catástrofes. Por otro lado, la construcción de muros de corte con placa de hormigón armado es muy contaminante puesto que genera grandes cantidades de desperdicios y escombros utilizando generalmente madera para sus encofrados lo cual atenta contra los bosques.

### **5.2.3. Valores de los rendimientos**

En las tablas #22 y #23 se observan los rendimientos en horas laborales de los diferentes rubros realizados por la mano de obra adquirida. Como se puede ver existen más número de rubros (procesos) para los muros de corte con placa de hormigón armado requiriendo mayores tiempos de ejecución y por tanto mayor potencial de retrasos. Para resumir los resultados obtenidos y efectuar las

comparaciones, la tabla #24 presenta los tiempos de ejecución de cada sistema de muros de corte y concluye que los muros de corte con placas de hormigón armado toman un 78% más de tiempo en construirse que los muros de corte con placas de acero no rigidizada.

Rubros [horas]	4 Pisos	7 Pisos	12 Pisos
Soldadores	40.0	70.0	120.0
Ayudantes	13.3	23.3	40.0
Montaje	4.0	7.0	12.0
Tiempo/Modelo [horas]	44.0	77.0	132.0
Tiempo/Modelo [días]	5.5	9.6	16.5
Tiempo/Muro [días]	1.4		

Tabla # 22. Análisis de rendimientos para los tres modelos, sistema de muros de corte de acero.

Rubros [horas]	4 Pisos	7 Pisos	12 Pisos
Habilitación	24.0	42.0	72.0
Encofrado	48.0	84.0	144.0
Desencofrado	24.0	42.0	72.0
Fundición	3.0	5.3	9.0
Curado	3.2	5.6	9.6
Habilitación	30.0	52.4	89.9
Colocació	30.0	52.4	89.9
Tiempo/Modelo [horas]	78.2	136.9	234.6
Tiempo/Modelo [días]	9.8	17.1	29.3
Tiempo/Muro [días]	2.4		

Tabla # 23. Análisis de rendimientos para los tres modelos, sistema de muros de corte de hormigón armado.

Tiempo/Modelo [días]	Muros de Acero	Muros de Hormigón Armado	Diferencia
4 Pisos	5.5	9.8	78%
7 Pisos	9.6	17.1	
12 Pisos	16.5	29.3	
Tiempo/Muro [días]	1.4	2.4	

Tabla # 24. Diferencia entre rendimientos de los dos sistemas de muros de corte.

## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **6.1. Conclusiones**

#### **6.1.1. Muros de corte con placa de hormigón armado**

##### 6.1.1.1. Resumen

Después de un exhaustivo estudio para comparar el comportamiento de los muros de corte con placa de hormigón armado y con placa de acero ante aceleraciones provenientes de un sismo, se logró definir puntos de análisis, tales como el desplazamiento y aceleración del último piso y el Cortante Basal. Aparte de comparar el comportamiento de los dos sistemas de muros de corte, se hizo un análisis económico sobre los costos y el tiempo de ejecución, aspectos fundamentales si se considera que no sólo cuentan los factores ingenieriles sino también las ventajas económicas.

##### 6.1.1.2. Ventajas del sistema de muros de corte de hormigón armado

Para el análisis de los muros de corte de hormigón armado se debe tomar en cuenta que es un sistema ampliamente conocido y que ha sido utilizado durante muchos años lo cual lo convierte en un sistema de fácil ejecución. Entre algunas de las ventajas de este sistema de muros de corte con placas de hormigón armado están:

1. Alta rigidez la misma que permite limitar eficientemente las derivas de la estructura.
2. Capacidad para tomar tanto esfuerzos cortantes como esfuerzos axiales.
3. Requiere de los pórticos de acero de menor rigidez.

4. Ejecutable en la obra, no precisa de trabajadores especializados.

### 6.1.1.3. Desventajas del sistema de muros de corte de hormigón armado

Por otro lado, es importante mencionar cuáles son las desventajas del sistema de muros de corte de hormigón armado:

1. Exceso de peso debido al volumen de sus secciones lo cual resulta contraproducente para la resistencia sísmica de la estructura.
2. Con su mayor peso genera mayores niveles de aceleración de la estructura.
3. Incremento en las fuerzas cortantes a las que está sometido cada piso del edificio debido al excesivo peso.
4. El periodo fundamental de vibración es muy bajo, ubicando a la estructura en el espectro de respuesta donde se sitúan aceleraciones mayores.
5. La construcción de los muros es más compleja y desordenada y deja escombros y suciedad que demoran la construcción.

## **6.1.2. Muros de corte con placa de acero no rigidizada**

### 6.1.2.1. Resumen

El sistema de muros de corte con placa de acero no rigidizada está presente sólo desde hace treinta años y aún no se lo utiliza ampliamente, se evidencia su presencia sólo en algunos edificios en Japón, Canadá, Estados Unidos y México. Sin embargo es un sistema ampliamente estudiado en diferentes universidades del mundo y ha sido analizado bajo distintos parámetros

y condiciones. Este tipo de muros de corte también fue probado en el terremoto de Northridge en 1994 con resultados muy favorables lo cual desarrolló mayor interés en su estudio y aplicación.

#### 6.1.2.2. Ventajas del sistema de muros de corte con placa de acero no rigidizada

Entre algunas de las ventajas que se pudo concluir a través de esta investigación se encuentran:

1. Muros muy sencillos y livianos que los hace fácilmente manipulables.
2. Genera menores fuerzas de corte en cada piso debido a su reducido peso.
3. Menores aceleraciones inducidas por el sismo.
4. El periodo fundamental de vibración es mayor lo cual hace que las aceleraciones provenientes del sismo sean de menor magnitud.
5. Gran ductilidad (especialmente en el rango plástico) y por ende gran capacidad de disipación de energía.
6. Montaje sencillo, limpio y de alta precisión.
7. Reparación rápida y sencilla después de haber fallado el sistema en un terremoto.
8. Ejecución rápida de la obra y uso escaso de personal calificado, al igual que uso de pocas herramientas.

#### 6.1.2.3. Desventajas del sistema de muros de corte con placa de acero no rigidizada

1. El muro trabaja solo con esfuerzos axiales y no acepta cargas gravitatorias.

2. El comportamiento post-pandeo genera deformaciones grandes.
3. Se requieren mayores secciones para los elementos de borde y para los elementos estructurales de los pórticos adyacentes comparados con los muros de corte con placa de hormigón armado.
4. Son más susceptibles a deformaciones.
5. Es obligatoria la contratación de soldadores calificados que puede ser costosa o escasa.
6. Se precisa de mucho detalle en el diseño de conexiones entre el muro y sus elementos de borde.
7. La oferta de planchas de acero es limitada tanto en cantidad como en espesor y tamaño.

### **6.1.3. Facilidad y velocidad de construcción**

Finalmente se puede concluir que la aplicación de los dos sistemas de muros de corte, tanto el de hormigón armado como el de acero, depende del uso que se los quiera dar en la arquitectura del edificio, en la planeación del proyecto y finalmente el nivel de inversión. Como se puede observar en los resultados obtenidos en la investigación, los muros de corte de hormigón armado llevan más tiempo para ser construidos pero son ligeramente más económicos que los muros de corte de acero. El factor del tiempo es de suma importancia por el hecho de que, para el caso de hoteles, parqueaderos, galpones, edificios de venta rápida (especialmente proyectos de entidades como mutualistas), es necesario que el edificio se construya y esté en funcionamiento lo más pronto posible. Esto es útil para poder rebajar los costos debido a los intereses de financiamiento que son impuestos por el prestamista. En resumen, mientras más tiempo se demora una

obra más cuesta. Por cuestión de competencia, en el caso de dos edificios que estén ubicados uno al lado de otro, es aconsejable que nuestro producto esté listo (o se ejecute) antes que el de la competencia pues beneficia las ventas. Para el caso de proyectos inmobiliarios con un ritmo de ventas regular no es aconsejable que el proyecto sea construido con rapidez debido a que es necesario que las ventas financien paulatinamente el proyecto. Es importante realizar un estudio de mercado, un análisis financiero y un diagnóstico técnico para concluir cuál es el sistema más eficaz y conveniente para dicho edificio, pues cada proyecto funciona y es planificado de manera diferente.

#### **6.1.4. Aspectos arquitectónicos**

En el ámbito arquitectónico los muros de corte de acero son de gran utilidad, pues al ser tan delgados permiten a los diseñadores de interiores utilizar el espacio a su gusto y necesidad. En ciertos casos los muros de corte de hormigón armado pueden ser de excesivo espesor y quitan valioso espacio al área aprovechable del edificio. Inclusive, a lo largo del siglo XXI se ha visto una tendencia en los diseños arquitectónicos con dirección hacia los elementos estructurales de secciones de acero visibles, y por lo tanto puede ser atractivo el uso de muros de acero pintados o diseñados para aportar estéticamente al edificio y a sus interiores.

### **6.2. Recomendaciones**

#### **6.2.1. Uso de cada sistema de muros de corte con placa de acero**

El uso de muros de corte con placa de hormigón armado y con placa de acero no rigidizada depende en gran medida de las circunstancias de cada

proyecto. Depende del criterio de cada ingeniero saber cuál es el sistema de muros de corte más conveniente para la estructura. Es importante introducir este sistema en el mercado nacional ya que lo óptimo para la ingeniería de construcción es contar con diversas opciones y no con una sola como ha sucedido con los muros de corte de hormigón armado. Afortunadamente, los dos sistemas de muros de corte pueden trabajar conjuntamente y formar un sistema ecléctico pues de ese modo se aprovechan las ventajas de cada sistema para complementarse por optimizar la estructura. Esto se refiere al posible uso de muros de corte con placa de hormigón armado hasta cierta altura de la estructura y a partir de este punto el uso de muros de acero no rigidizada. Esta muestra de diseño se ha presentado en ciertos casos en Estados Unidos, donde se utiliza el sistema de muros de corte de hormigón armado en los subsuelos y primeros pisos para ayudar con las cargas axiales y obtener una alta rigidez en su base. Posteriormente, para el resto de los pisos del edificio se utilizó el sistema con muros de corte de acero no rigidizados para alivianar la estructura y aprovechar de la ductilidad del sistema.

### **6.2.2. Recomendaciones para el diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizada**

Para el diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizada se debe tener mayor cuidado y precisión especialmente en las conexiones de viga-columna, pues es los nudos puntos la estructura es más vulnerable. Por ese motivo se debe hacer el análisis del nudo en especial con las fuerzas que ejercen las placas de acero no rigidizadas de los muros de corte sobre sus elementos de borde. Adicionalmente, se debe verificar que los elementos de borde sean

compactos y no vulnerables a pandeos locales todo lo cual se soluciona utilizando “nudos precalificados” para diseño sismo-resistente conforme lo especifican las especificaciones del “Seismic Design Manual” del AISC.

## **7. MANUAL DE DISEÑO**

### **7.1. Propiedades y programas de cálculo**

El proceso de cálculo y diseño de muros de corte de acero no rigidizados consta de tres partes principales: primero, se deben considerar ciertas características del sistema y sus propiedades; segundo, un análisis estructural conjuntamente con un diseño realizado en modelos computacionales y finalmente, una comprobación externa del diseño final asegurando que se cumplan normas y especificaciones. El programa computacional puede ser de cualquier tipo mientras tenga elementos finitos enfocados a estructuras. Se recomienda, debido a su popularidad y facilidad de uso utilizar el programa ETABS de la empresa Computers&Structures Inc. Para poder comprobar el correcto funcionamiento del sistema de muros de corte de acero y el cumplimiento de sus normas, los diseños impuestos y generados por el programa son comprobados con un sencillo programa de hoja de cálculo a través del programa EXCEL. La guía de diseño número 20 de la AISC es un manual completo y exhaustivo sobre el diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizada pero con una dirección más global. A diferencia de dicho manual, el aquí presentado está enfocado para el uso nacional por medio de herramientas como los programas ETABS y EXCEL. El método de cálculo y diseño utilizado en este manual es el de última resistencia o LRFD (Load and Resistance Factor Design, por sus siglas en inglés).

### **7.2. Características de la estructura**

#### **7.2.1. Partes del sistema**

Los muros de corte de acero están conformados por dos partes fundamentales: un pórtico de cuatro lados que conforman un rectángulo, es decir dos vigas (un viga en la cabeza y otra en el pie del muro) y dos columnas (una en cada costado del muro). Estos cuatro elementos estructurales enmarcan a la plancha de acero que conforma el muro para así completar y formar el sistema de muro de corte con placa de acero no rigidizada. A estos cuatro elementos estructurales se los conoce en las normas de la AISC como elementos de borde en los que las vigas son elementos de borde horizontales y las columnas elementos de borde verticales<sup>29</sup>.

### **7.2.2. Modelación en el programa ETABS**

Para elaborar el análisis estructural, por medio del programa de elementos finitos ETABS, existen ciertos aspectos que se deben comprender para que el sistema se comporte en el modelo computacional, como va a trabajar en la vida real. A continuación los pasos para generar el modelo estructural en el programa ETABS:

1. Generar los ejes (x, z) que servirán como guía para conformar la estructura.
2. Crear una lista de elementos de auto-selección con una base de datos de secciones homologadas por la AISC.
3. Emplear elementos línea para conformar vigas y columnas del pórtico. Para esto se utiliza el mecanismo de auto-selección de elementos (esto servirá en el momento en que el programa diseñe los elementos).

---

<sup>29</sup>Para vigas (HBE – Horizontal Boundary Elements) y para columnas (VBE – Vertical Boundary Elements).

4. Para la placa de acero de debe generar un nuevo material tipo acero (no es recomendable utilizar un acero con un esfuerzo de fluencia mayor a 36 ksi<sup>30</sup>) con esfuerzos iguales al acero ASTM A36 para su módulo de elasticidad del el eje “x”. Para el módulo de elasticidad el eje “z” sólo se usará el 2% del mismo. El módulo de cortante se impondrá como nulo tanto para el eje “x” como para el “z”.
5. Formar diversos elementos tipo muro con características de membrana proporcionando distintos espesores detallando, los espesores presentes en el mercado que van desde los 2 mm hasta los 20 mm (para el uso de este sistema). Utilizar el material previamente generado.
6. Utilizar muros de diversos espesores (aleatorios) para crear los muros de corte de acero dentro de los pórticos que conformarán el sistema de muros de corte de acero.
7. Como parte de la estructura del sistema debe existir una viga en la base del muro del primer piso.
8. Los apoyos de la estructura deben ser modelados como empotrados en el suelo.
9. Aparte de los apoyos en cada columna hay que colocar un apoyo extra en el centro de la viga de base del primer piso.

Una vez que se ha generado la estructura que se desea modelar en el programa, se prosigue con la aplicación de las diversas cargas de servicio a las que está sometido un edificio tal como está especificado por el Código Ecuatoriano de la Construcción esto es de carga viva, carga muerta y cargas sísmicas. Aprovechando la versatilidad del programa, el análisis sísmico se hace

---

<sup>30</sup>Kilopounds per square inch: kilolibras por pulgada cuadrada.

por medio del método dinámico. Las propiedades que deben tomarse en cuenta para las cargas de servicio son:

1. Hacer un cálculo previo para conocer el valor de la carga muerta, pero sin contar el peso propio de la estructura pues esto lo realiza el programa por sí mismo.
2. El valor de la carga viva será proporcionada por el Código Ecuatoriano de la Construcción de acuerdo al tipo de uso en el edificio.
3. Para el análisis dinámico al programa ETABS se debe ingresar los valores del espectro de respuesta (obtenido del Código Ecuatoriano de la Construcción, de acuerdo al tipo de suelo en el que está situado). Posteriormente, se ingresará el valor del factor del Cortante Basal calculado con la ecuación (1), multiplicado por 1.43 debido al análisis tipo LRFD o de última resistencia.
4. Se debe escoger el código LRFD de 1999 que está homologado en el programa. Esto libera al usuario de generar las combinaciones de cargas y cumplimiento de especificaciones.
5. En cumplimiento de las normas de diseño de la AISC se debe considerar el diseño del “panel zone”, es decir, el diseño del nudo conformado por la unión entre columnas y vigas; este factor debe estipularse en el programa para que éste lo tome en cuenta para el cálculo y diseño.
6. Dentro del análisis se debe tomar en cuenta el efecto  $P-\Delta$  que puede ser generado automáticamente en el programa ETABS. Pero se lo debe estipular en el programa, porque de lo contrario el programa no lo realiza.

$$V = \frac{Z I}{R \phi_P \phi_E} \quad (1)$$

Dónde:

V = Cortante Basal

Z = Factor de zona, porcentaje de la aceleración de la gravedad

I = Factor de importancia, según el tipo de edificio

R = Factor de reducción de respuesta estructural

$\phi_P, \phi_E$  = Factores de configuración estructural en planta y elevación

### 7.2.3. Factores de aproximación a la realidad

Para obtener resultados con buena precisión es recomendable dividir los muros en módulos de elementos finitos de 10x10. El programa ETABS permite dividir a los elementos en módulos del tamaño que el usuario desee. Previamente se debe asignar a los muros como elementos “pier”, con lo cual el análisis le da un funcionamiento tipo columna con definición de esfuerzos en pie y cabeza del muro. Cuando los muros tienen aberturas como puertas o ventanas es necesaria una asignación más compleja, pero el propósito de este manual es cubrir el diseño de muros de corte con placa de acero no rigidizadas sin aberturas. Finalmente, es preciso realizar un cambio en los ejes locales de los muros dando un giro de 45° al eje local de cada muro para asegurar que los esfuerzos esperados tenga un ángulo cercano al impuesto en el modelo; este procedimiento es importante pues aproxima al modelo computacional a que funcione formando franjas diagonales que trabajan a tensión y/o compresión. Es altamente

recomendable que se utilice la misma sección para las columnas que enmarcan al muro para evitar inestabilidades del sistema de muro de corte de acero.

### 7.3. Cumplimiento de normas y especificaciones

Una vez ingresados los datos de la estructura, las diversas cargas presentes y ciertas características se pueden ejecutar en el programa y cuando éste ha terminado de elaborar los cálculos presenta una infinidad de resultados de gran utilidad. Como guía de diseño para la estructura del edificio es imprescindible verificar las derivas de piso, con un límite del 2% de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción.

Existen ciertas normas que deben cumplir y que han sido impuestas por la AISC (American Institute of Steel Construction), al igual que factores asumidos que facilitan el pre-diseño. Para comenzar, el diseño de los muros de corte debe asumir un ángulo cualquiera entre los 30° y 55°, si endo 45° el ángulo recomendable (Bruneau, Sabelli 104). A continuación, se debe acatar la norma de inercia mínima que deben tener las columnas que enmarcan a la placa del muro como se expresa en la ecuación (2). La resistencia de los muros a los esfuerzos cortantes están determinados por la ecuación (3) y a través de esta ecuación se puede optimizar el espesor de la placa del muro de acuerdo a la demanda de resistencia.

$$I_C \geq 0.00307 \frac{t_w h^4}{L} \quad (2)$$

Dónde:

$I_C$  = Inercia mínima de las columnas

$t_w$  = espesor del muro de corte

$h$  = altura del muro

$L$  = largo del muro o la luz entre columnas

$$\phi V_n = 0.9(0.42)F_y t_w L_{cf} \sin(2\alpha) \quad (3)$$

Dónde:

$V_n$  = resistencia nominal al esfuerzo de cortante

$t_w$  = espesor del muro de corte

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material del muro de corte

$L_{cf}$  = largo del muro o la luz entre columnas (desde la cara de la columna)

$\alpha$  = ángulo de esfuerzo del muro

Por medio de la ecuación (4) se puede determinar el ángulo de las fajas de esfuerzos a los que están sometidos cada muro, que debe ser modificado para acercarlo al real obtenido por la simulación del programa ETABS. No es absolutamente necesario asignar el ángulo de cada faja ya que, de acuerdo a las últimas investigaciones, especificar el ángulo en cada muro no resulta en variaciones considerables, por lo tanto, se utiliza un ángulo promedio para todos los muros. El cálculo de los ángulos se puede observar en la tabla #24. El ángulo promedio de los muros está apenas en el 2.5° de los 45° grados impuestos (como recomendación) en el pre-diseño.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2 A_c}}{1 + t_w h \left[ \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L} \right]} \quad (4)$$

Dónde:

$\alpha$  = ángulo de esfuerzo del muro

L = distancia entre ejes de columnas

tw = espesor del muro de corte

Ab = área de sección de la viga de borde

Ac = área de sección de la columna de borde

h = distancia entre ejes de vigas

Ic = inercia de columnas

Nivel	Angulo
7	43.9 °
6	43.7 °
5	43.7 °
4	43.1 °
3	42.2 °
2	41.5 °
1	39.7 °
Base	-
	42.5 °

Tabla # 25. Verificación de los ángulos de esfuerzos por en cada piso.

## 7.4. Programa de comprobación

### 7.4.1. Beneficios

Estas tres ecuaciones pueden ser comprobadas eficientemente por medio de la creación de un programa en una hoja de cálculo de EXCEL como se puede

observar en la tabla #26 y #27. El programa ETABS tiene la opción de exportar los resultados obtenidos en las hojas de cálculo. Esto resulta compatible con el programa creado en EXCEL. A través de esta herramienta el proceso se limita a copiar los resultados obtenidos del programa ETABS, pegarlos en la hoja de cálculo y revisar los resultados procesados por el programa creado y así se asegura que se cumplan todos los parámetros deseados por medio de alertas. Esta manera de procesar la información facilita y agiliza en amplia medida el proceso de diseño que inevitablemente es iterativo. El programa, creado en la hoja de cálculo, lee los valores exportados por el programa ETABS y comprueba que la deriva de piso se cumpla tal como se puede distinguir en la tabla #28. En el caso de la tabla #26 se puede observar las secciones columna (elementos de borde verticales) que conforman al sistema de muro de corte de acero no rigidizado, los espesores de la plancha del muro de acero, las características de la sección (peralte, módulo plástico, área e inercia), la comprobación de la ecuaciones presentadas previamente (inercia mínima de los elementos de borde verticales y fuerza cortante del muro) y finalmente comprobar que dicha resistencia al esfuerzo cortante de los muros sea mayor que el obtenido de los resultados del programa ETABS. En la columna "D/C" se puede apreciar la relación Demanda/Capacidad, es decir, cuan eficiente está siendo el elemento estructural de acuerdo a la resistencia demandada. En la tabla #27 se puede observar el mismo programa pero para los elementos de borde horizontales, es decir las vigas localizadas al el pie y cabeza del muro. Los momentos obtenidos para la comprobación son obtenidos de la hoja de cálculo exportada por ETABS..

Nivel	Seccion Col	Espesor (mm)	Espesor (in)	d (in)	A (in <sup>2</sup> )	Zx (in <sup>3</sup> )	Ix (in <sup>4</sup> )	Ic min (in <sup>4</sup> )	D/C	F. Corte (kips)	$\phi V_n$ (kips)	D/C
12	W4X109	2	0.079	4.3	32	492	1240	238.79	0.19	23.90	138.27	0.17
11	W4X120	2	0.079	4.5	35.3	212	1380	238.79	0.17	41.07	138.12	0.30
10	W4X145	3	0.118	4.8	42.7	260	1710	358.18	0.21	41.20	206.84	0.20
9	W4X145	3	0.118	4.8	42.7	260	1710	358.18	0.21	53.47	206.84	0.26
8	W4X176	4	0.157	5.2	51.8	320	2400	477.58	0.22	61.79	275.18	0.22
7	W4X193	4	0.157	5.5	56.8	355	2400	477.58	0.20	62.07	274.73	0.23
6	W4X211	5	0.197	5.7	62	390	2660	596.97	0.22	68.62	343.03	0.20
5	W4X211	5	0.197	5.7	62	390	2660	596.97	0.22	74.34	343.03	0.22
4	W4X233	5	0.197	6	68.5	436	3010	596.97	0.20	74.78	342.46	0.22
3	W4X233	6	0.236	6	68.5	436	3010	716.37	0.24	81.17	410.96	0.20
2	W4X233	6	0.236	6	68.5	436	3010	716.37	0.24	81.17	410.96	0.20
1	W4X233	6	0.236	6	68.5	436	3010	716.37	0.24	88.09	410.96	0.21

Tabla # 26. Programa creado para verificación de elementos de borde verticales.

Nivel	Sección Vig	d (in)	A (in <sup>2</sup> )	k (in <sup>4</sup> )	Zx (in <sup>3</sup> )	w <sub>u</sub> (kips/in)	Mom (kips.in)	Mu (kip.in)	∅Mn (kip.in)	D/C
12	W24X104	24.1	30.6	3100	289	1.843	513.95	6909.53	9363.6	0.74
11	W16X77	16.5	22.6	1110	150	0.000	0.00	2141.32	4860	0.44
10	W18X106	18.7	31.1	1910	230	0.921	2542.98	4391.25	7452	0.59
9	W14X82	14.3	24	881	139	0.000	0.00	1982.35	4503.6	0.44
8	W16X100	17	29.5	1490	198	0.921	2531.82	5311.00	6415.2	0.83
7	W18X106	18.7	31.1	1910	230	0.000	0.00	2014.57	7452	0.27
6	W18X86	18.4	25.3	1530	186	0.921	2517.90	4556.37	6026.4	0.76
5	W21X122	21.7	35.9	2960	307	0.000	0.00	2958.51	9946.8	0.30
4	W18X97	18.6	28.5	1750	211	0.000	0.00	1754.50	6836.4	0.26
3	W18X106	18.7	31.1	1910	230	0.921	2509.56	2509.56	7452	0.34
2	W18X106	18.7	31.1	1910	230	0.000	0.00	0.00	7452	0.00
1	W18X106	18.7	31.1	1910	230	0.000	0.00	0.00	7452	0.00
Base	W24X192	25.5	56.3	6260	559	5.528	15057.37	15057.37	18111.6	0.83

Tabla # 27. Programa creado para verificación de elementos de borde horizontales.

Nivel	F. Corte (kg)	P axial (kg)	Derivas max	Mom Fin	M max (kip.in)	Resultado	Suelda HBE [mm]	Suelda VBE [mm]
12	10865.07	35880.18	0.0119	20730.72	1795.57	OK	185	1.96
11	18668.39	34791.56	0.0142	24722.46	2411.32	OK	183	1.99
10	18726.18	39285.83	0.0169	21339.04	1848.26	OK	2.74	2.98
9	24302.93	80707.32	0.0192	22887.08	1982.35	OK	2.70	3.02
8	28086.38	94241.75	0.0192	32086.87	2779.18	OK	3.60	4.04
7	28212.91	75850.43	0.0191	23259.16	2014.57	OK	3.60	4.03
6	319156	66802.96	0.0189	23535.10	2038.47	OK	4.39	5.16
5	33789.73	116158.84	0.0189	34157.36	2958.51	OK	4.50	5.05
4	33992.60	70055.64	0.0173	20256.50	1754.50	OK	4.42	5.13
3	36897.09	0.00	0.0192	0.00	0.00	OK	5.29	6.16
2	36897.09	0.00	0.0192	0.00	0.00	OK	5.29	6.16
1	40041.70	0.00	0.0126	0.000	0.00	OK	5.29	6.16

Tabla # 28. Comprobación de resultados importados desde el programa ETABS.

### 7.4.2. Características del programa

Una vez que se ha logrado crear un programa adecuado y eficiente, se prosigue a realizar un proceso iterativo que optimice el diseño de la estructura y de los muros de corte de acero no rigidizados. El proceso de iteración se realiza de la siguiente manera:

1. Ejecutar el programa y verificar que se cumplan los valores de derivas y un correcto comportamiento sísmico.
2. Hacer el proceso de diseño que realiza el programa ETABS el cual diseña sólo las vigas y las columnas.
3. Ejecutar nuevamente el análisis de la estructura y verificar que los valores de deriva se encuentren en la norma.
4. Repetir este proceso iterativo cuantas veces sea necesario hasta obtener un diseño óptimo.
5. A la par con el diseño de vigas y columnas, se utiliza el programa de EXCEL para optimizar el espesor de cada muro. Es evidente que el espesor de los muros irá reduciendo conforme aumenta la altura del edificio.
6. Comprobar y verificar los esfuerzos a los que están sometidos los muros, cuidando que los esfuerzos mantengan dirección diagonal y con espesores de placas que hagan el muro eficiente. Estos valores son comprobados tanto en el programa ETABS (que lo presenta por medio de gamas de colores en sus módulos de elementos finitos) como en el programa generado en EXCEL.

7. Este procedimiento de iteración se debe realizar las veces que sean necesarias hasta encontrar un diseño adecuado de los pórticos y de los muros de corte con placa de acero conformando un sistema completo.

## 7.5. Conexiones viga-columna-muro

Finalmente, después de obtener los últimos resultados se debe revisar las conexiones que existen entre los elementos de borde y el muro, los cuales están unidos por una placa de unión llamada “fish plate” mencionada en las normas de la AISC. Esta placa debe mantener un tamaño mínimo de 100 mm de ancho y conviene soldarse a todo lo largo del elemento de borde. El espesor de dicha placa puede variar según la necesidad mientras no sea de un espesor menor que el de la placa del muro. Es recomendable, para asegurar una conexión fuerte que transmita los esfuerzos del muro a los elementos de borde correctamente y que se utilice una placa de unión con espesor mayor al de la placa del muro. De acuerdo a las ecuaciones (5) y (6) obtenida de la AISC, se debe cumplir con el espesor de suelda necesaria en las conexiones entre la placa de unión y la placa del muro que se puede ver en el ejemplo de la tabla #3.

$$W_V = \frac{R_y F_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5}(\alpha)]} \quad (5)$$

$$W_C = \frac{R_y F_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \sin^{1.5}(\alpha)]} \quad (6)$$

Dónde:

$W_V$  = espesor de la soldadura para vigas

$W_C$  = espesor de la soldadura para columnas

$R_y$  = relación del esfuerzo de fluencia esperado a el esfuerzo de fluencia mínimo esperado (1.3 para el ASTM A36)

$t_w$  = espesor del muro de corte

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material del muro de corte

$F_{EXX}$  = número de clasificación del electrodo de soldadura

$\alpha$  = ángulo de esfuerzo del muro

## **7.6. Análisis de costos**

Terminado el diseño de los muros de corte con placa de acero no rigidizada se puede realizar un resumen de los materiales necesarios para la creación de dichos muros. El programa ETABS permite exportar una hoja de cálculo que plasma una lista de materiales que se genera de acuerdo a la estructura diseñada. Por medio de la misma, se efectúan los cálculos financieros y estratégicos para la logística del montaje de la obra.

## BIBLIOGRAFÍA:

- Adam, Farooq. *Plastic Design of Steel Plate Sheer Walls*. Lexington: VDM, 2010.
- AISC, 2005, "Load and Resistance Factor Design Specifications". American Institute of Steel Construction, Chicago, Estados Unidos.
- ACI (2008), ACI 318S-08, *Requisitos de reglamento para concreto estructural*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Estados Unidos.
- AISC (2005), ANSI/AISC 341-05, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Estados Unidos.
- AISC (2005), ANSI/AISC 360-05, *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction Inc., Chicago, Estados Unidos.
- ASCE (2005), SEI/ASCE 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, Reston, Estados Unidos.
- Baldelli, Joseph A. (1983), "Steel Sheer Walls for Existing Buildings " *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Estados Unidos.
- Behbahanifard, Mohammad R., Grondin, Gilbert Y. y Alaa E. Elwi (2003), "Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Sheer Wall," *Structural Engineering Report No. 254*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.

- "Boletín Técnico". *Construcción, Revista de la Cámara de la Construcción* No. 214. Enero-Febrero 2011: 48-89
- Bruneau, Michel, Uang, Chia-Ming y Andres Whittaker. *Ductile design of steel structures*. Nueva York: McGraw-Hill, 1998.
- Cavalié, Walter y José Luis Mayhua. "Rendimientos Mínimos y Promedios de Mano de Obra en Lima". Scribd. MESUNCO. Octubre 2003. Organización Internacional del Trabajo. Mayo 8, 2011 <<http://www.scribd.com/doc/16702779/RENDIMIENTOS-MANO-DE-OBRA-CONSTRUCCION>>.
- Computers and Structures Inc. *Concrete Sheer Walls Design Manual*. Versión 8. Berkeley: CSI, 2002.
- Elgaaly, Mohamed y Vincent Caccese (2003), "Steel Plate Sheer Walls," *American Institute of Steel Construction*, Chicago, Estados Unidos.
- Gupta, Mayank, Kharmale, Swapnil y Siddhartha Gosh (2009), "Ductility-Based Seismic Design of Steel Plate Sheer Walls: Practical Application Using Standard Sections," *Department of Civil Engineering, Indian Institute of Technology Bombay*, Mumbai, India.
- Lashgari M. (2009), "Finite Element Analysis of Thin Steel Plate Sheer Walls," *World Academy of Science, Engineering and Technology*, Azad University of Kermanshah, Kermanshah, Iran.
- Londhe R.S. y Chavan, A.P. (2010), "Behavior of building frames with steel plate sheer walls," *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 11, No. 1, pp. 95-102.

- Rezai, Mahmoud, Ventura, Carlos E. y Helmut Prion (2004), "Simplified and Detailed Finite Element Models of Steel Plate Sheer Walls," *13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C, Canadá.
- Sabelli, Rafael, Bruneau, Michel. *Steel Plate Sheer Walls: Steel Design Guide No. 20*, American Institute of Steel Construction. Chicago: AISC, 2006.
- Shishkin, Jonah, Driver, Robert y Gilbert Grondin (2005), "Analysis of Steel Plate Sheer Walls Using the Modified Strip Model," *Structural Engineering Report No. 261*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.
- Taranath, Bungale S. *Steel, concrete, & composite design of tall buildings*. 2da. ed. Nueva York: McGraw-Hill, 1998.
- Thorburn, L. Jane, Kulak, G.L. C.J. Montgomery (1983), "Analysis of Steel Plate Sheer Walls," *Structural Engineering Report No. 107*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.
- Timler, Peter A. y Carlos Ventura (2003), "Economical Design of Steel Plate Sheer Walls From a Consulting Engineers Perspective". American Institute of Steel Construction, Chicago, Estados Unidos.
- Timler, P.A. y G.L. Kulak (1983), "Experimental Study of Steel Plate Sheer Walls," *Structural Engineering Report No. 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.
- Tromposch, E.W. y G.L. Kulak (1987), "Cyclic and Static Behaviour of Thin Panel Steel Plate Sheer Walls," *Structural Engineering Report No. 145*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá.