

# Diseño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF) con columnas tubulares cuadradas de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas de perfil W aplicando la norma chilena NCH 433

**Añazco. A\*;** **Berrú. J\*\*;** **Solano. C\*\*\*;** **Espinoza. F\*\*\*\***

\*Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador.  
e-mail: [ganazco@utmachala.edu.ec](mailto:ganazco@utmachala.edu.ec)

\*\*Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador.  
e-mail: [jberru@utmachala.edu.ec](mailto:jberru@utmachala.edu.ec)

\*\*\*Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador.  
e-mail: [csolano@utmachala.edu.ec](mailto:csolano@utmachala.edu.ec)

\*\*\*\*Universidad Técnica de Machala, Facultad de Ingeniería Civil, Machala, Ecuador.  
e-mail: [fespinoza@utmachala.edu.ec](mailto:fespinoza@utmachala.edu.ec)

## RESUMEN:

En el presente trabajo de investigación se realizó el diseño sísmico de marcos especiales a momento compuestos (C-SMF). Para llevar a cabo este planteamiento como primer punto se realizó el prediseño de los elementos utilizando el método de la fuerza lateral equivalente (Bruneau, et al., 2011) para este sistema estructural. Luego de eso se realizó el diseño de varias configuraciones de edificios prototipo en 2D de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura tomados de una planta típica, ubicados en diferente zonificación sísmica y tipo de suelo, aplicando la norma chilena NCh 433 (INN, 1996). Se utilizó el software SAP2000 versión 19.1.1 para llevar a cabo todo el trabajo de investigación.

Un total de 18 diseños se llevaron a cabo. Se logró cumplir con las especificaciones para elementos del AISC 360 (ANSI, 2016), con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 (INN, 1996) y el diseño por capacidad acorde al AISC 341 (ANSI, 2016) donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil para C-SMF. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por el límite de deformaciones impuesto por la NCh 433 (INN, 1996).

**Palabras clave:** CFT, Diseño Sísmico, Estructuras Compuestas, C-SMF.

## **ABSTRACT:**

In this research work, the seismic design of special composite frames (C-SMF) was carried out. To carry out this approach as a first point, the pre-design of the elements was carried out using the equivalent lateral force method (Bruneau, et al., 2011) for this structural system. After that, the design of several configurations of 2D prototype buildings of 3, 6, 8, 12 and 16 stories of height taken from a typical plant, located in different seismic zoning and soil type, was applied, applying the Chilean standard NCh 433 (INN, 1996). SAP2000 version 19.1.1 software was used to carry out all the research work.

A total of 18 designs were carried out. The specifications for elements of the AISC 360 (ANSI, 2016) were achieved, with the seismic limitations of NCh 433 (INN, 1996) and the capacity design according to AISC 341 (ANSI, 2016) where the energy dissipation is concentrated at the ends of the beams and at the base of the columns of the first mezzanine emphasizing the verification of the seismic criterion of strong column-weak beam for C-SMF. The solicitation of the elements was much lower than their resistance, so the designs were completely controlled by the deformation limit imposed by NCh 433 (INN, 1996).

**Keywords:** CFT, Seismic Design, Composite Structures, C-SMF.

## **Introducción**

La presente investigación trata de implementar un sistema estructural no tradicional para Chile donde se deja de lado el uso rutinario de sistemas de muro de corte con losas de hormigón, para dar paso a marcos especiales a momento compuesto (C-SMF). Las ventajas de la construcción compuesta radican en que se puede aprovechar los atributos de cada material en conjunto, es decir, utilizando acero se tiene la capacidad de poseer largos vanos, rapidez de montaje, alta resistencia, uniformidad, ductilidad, tenacidad y posibilidad de prefabricar los miembros de la estructura en combinación con la rigidez, durabilidad y amortiguamiento propio del hormigón.

Existen dos tipos de construcción compuesta para columnas: perfiles de acero encajonados dentro del hormigón y perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. En el presente trabajo de investigación, los marcos especiales a momento compuestos utilizarán columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón o más conocidos internacionalmente como "Concrete Filled Tube - CFT" y vigas de perfil W.

Para el caso de las CFT, el tubo de acero reemplaza el encofrado durante la construcción y confina el hormigón que se encuentra adentro con poca o nula necesidad de utilizar varillas de refuerzo longitudinal y estribos; al mismo tiempo el hormigón evita el pandeo local del tubo de acero, aumenta considerablemente la resistencia y rigidez al compararlo con un perfil tubular de acero hueco "Hollow Structural Section-HSS" y mejora la capacidad para resistir el fuego.

## Materiales y Métodos

### Características Generales

El sistema resistente a cargas laterales se compone de columnas conformadas por perfiles tubulares cuadrados de acero rellenos de hormigón (CFT) y vigas de perfil W; la configuración estructural de los edificios prototipo es en 2D, siendo estos de 3, 6, 8, 12 y 16 pisos de altura con un máximo de 5 vanos y  $L=6$  [m]; además se tiene una altura constante de entrepiso de  $H=4$  [m]. En la Figura 1 se presenta la planta típica de un edificio chileno donde el marco seleccionado para la modelación es un pórtico representativo de la estructura; además, todos sus ejes son resistentes a momento, decisión tomada para continuar con la línea de investigación propuesta por Rodrigo Valenzuela (Valenzuela, 2007). Los edificios a diseñar corresponden a una categoría ocupacional II destinados a oficina ubicados en zona sísmica 2 y 3 sobre suelo C, D, E, utilizando el espectro de la norma NCh 433 (INN, 1996) para considerar las cargas sísmicas. Se definen las cargas gravitacionales como  $D_{piso}=3.0$  [T/m],  $L_{piso}=1.5$  [T/m],  $D_{techo}=2.3$  [T/m],  $L_{techo}=0.6$  [T/m]; valores que fueron recomendados por el profesor chileno Ricardo Herrera, tutor y guía de la presente investigación basándose en la Norma NCh 1537 (INN, 2009). Estas cargas toman en consideración el peso propio de los elementos, la mampostería, enlucido, acabados y la sobrecarga viva.

Los materiales utilizados en el presente trabajo de investigación son de alta resistencia, decisión tomada para continuar con la línea de investigación propuesta por Rodrigo Valenzuela (Valenzuela, 2007) y para asegurar elementos resistentes y rígidos a pesar de su esbeltez; además se les da un uso más eficiente a ambos materiales. Para el perfil tubular de acero de la columna compuesta se utiliza un ASTM A500 con un  $F_y=550$  [MPa] (80 [KSI]), para la viga de acero de perfil W se utiliza un ASTM A992 con un  $F_y=345$  [MPa] (50 [KSI]), ambos con un módulo de elasticidad de  $E_s=200000$  [MPa].

El hormigón utilizado en la columna compuesta posee una resistencia a la compresión de  $f'_c=55$  [MPa] (8[KSI]) con un módulo de elasticidad de  $E_c=34856$  [MPa]; debido a que las dimensiones utilizadas en las columnas CFT son mayores a la de los perfiles tubulares disponibles en el mercado, éstas deben ser construidas en base a placas de acero soldadas; el tipo de soldadura corresponde a una de penetración completa.

La conexión recomendada a utilizar entre la viga y la columna corresponde a una "Split-Tee Moment Connection" donde el alma de la T se une al ala de la viga de perfil W mediante soldadura de filete; el ala de la T es post-tensionada a la columna atravesando pernos de alta resistencia, eliminando la necesidad de utilizar placas de corte; esto se demostró a partir de los ensayos experimentales llevados a cabo por Peng (2001) donde el alma de la T pudo soportar tanto la carga axial como el corte solicitante.

A pesar que este tipo de conexión no se encuentra precalificada en el AISC 358-16 (ANSI, 2016), la condición de resistir una deformación superior al 4% y de

alcanzar una resistencia igual a 0.8Mp de la viga conectada se cumplen, acorde a los ensayos experimentales llevados a cabo por Peng (2001), donde se pudo apreciar que las vigas desarrollan una rotación plástica superior al 5% sin fallar. En el presente trabajo de investigación el estudio de la conexión queda fuera del alcance ya que lo que se pretende evaluar es el comportamiento global del sistema y no el comportamiento local donde se conecta la viga con la columna; además, dado que Chile es un país altamente sísmico, se debe destacar que los diseños se realizaron por deriva de entrepiso ( $\theta < 0.002$  [Rad]) para luego verificar la resistencia requerida en base a las combinaciones de carga.

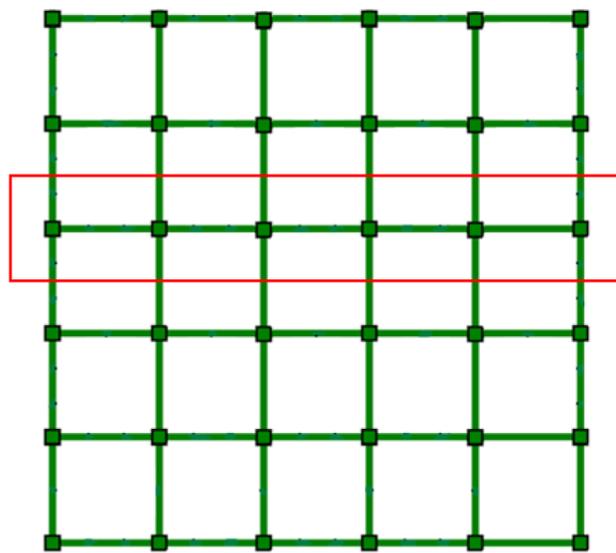


Figura 1. Planta típica de los edificios chilenos.

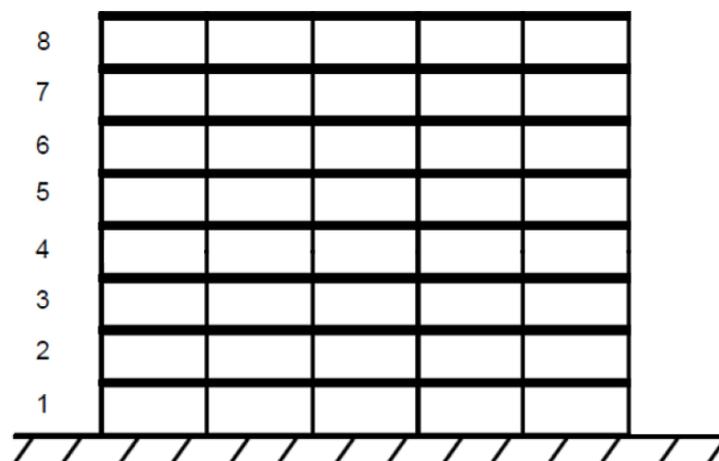


Figura 2. Elevación típica de los edificios chilenos. En la figura solo se presenta el de 8 pisos.

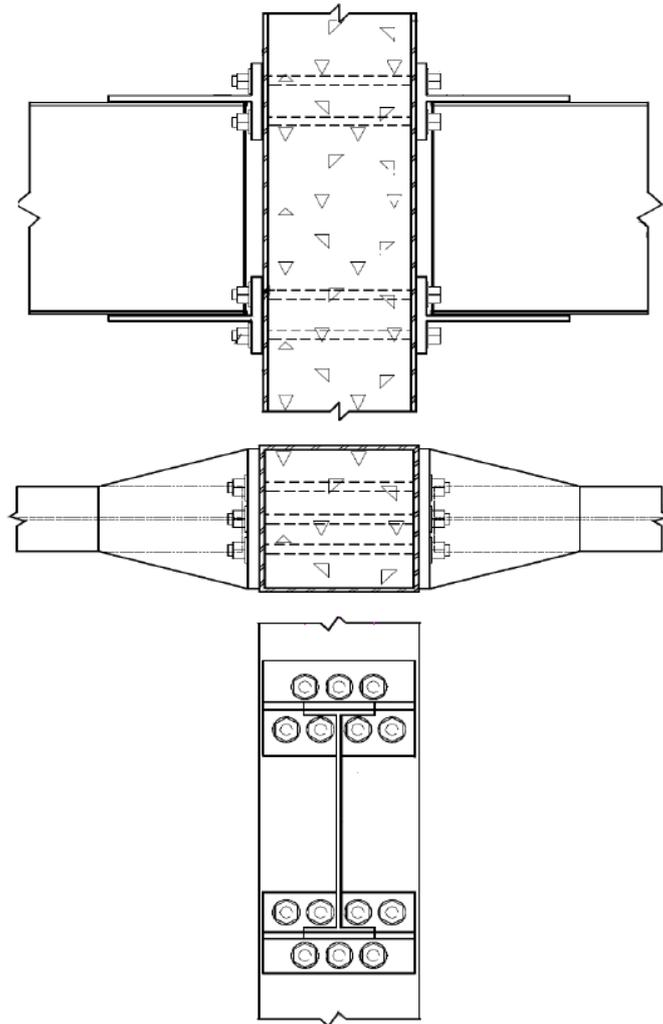


Figura 3. Conexión típica recomendada para los C-SMF.

### Consideraciones Relevantes

Los modelos elásticos de los edificios prototipo fueron desarrollados en el software SAP2000 para determinar las solicitaciones internas (Momentos, Cortes, Fuerzas Axiales) de los elementos, así como los desplazamientos de piso cuando son sometidos al sismo de diseño (Espectro de Respuesta Inelástico). Para realizar el análisis de los modelos se utilizó el método lineal-dinámico Modal Espectral con el fin de obtener el corte basal de diseño chequeando corte basal mínimo y corte basal máximo, la resistencia requerida de los elementos, corte elástico, derivas de entrepiso, período fundamental, peso sísmico,  $R^*$  y una vez obtenido el diseño proceder a chequear el criterio sísmico de columna fuerte-viga débil. Se utilizaron factores de modificación de respuesta  $R= 7$  y  $R_o= 11$ , ya que la NCh 433 recomienda este factor para pórticos especiales resistentes a momento dada las

características de disipación de energía de la estructura, así como la experiencia previa sobre el comportamiento sísmico de la misma.

Los modelos incluyen la flexibilidad de las vigas y columnas; para la unión viga-columna se utilizaron extremos rígidos (conexión totalmente restringida) y no se consideró la flexibilidad de la zona panel ni la sección agrietada del hormigón todo esto para cumplir con el requisito de realizar un análisis lineal y elástico que establece la NCh 433 (INN, 1996) se toma en cuenta la deformación vertical de la estructura al ser cargada gravitacionalmente, modificando su rigidez lo que provoca un aumento en el período fundamental, no se incluye la modelación del alma de la "T" sobre el ala de la viga característica de la conexión. La sección transversal de las columnas y vigas fueron creadas en "Section Designer".

No se consideran excentricidades por tratarse de modelos en 2D y se define que los desplazamientos horizontales en los nodos de un mismo piso sean iguales asignando un diafragma rígido por nivel; además se especifica en el programa que los análisis se realicen considerando un comportamiento planar (X-Z). Se utilizaron 12 modos de vibración asegurando de esta manera el 90% de participación de la masa total. La masa sísmica considerada corresponde al 100% carga muerta + 25% de sobrecarga; finalmente se debe destacar que el chequeo de las derivas de entrepiso y corte basal se lo debe realizar únicamente por el Load Case correspondiente al "Sismo X" (Response Spectrum).

El espectro de respuesta inelástico correspondiente al Load Case de "Sismo X" en SAP2000 debe ser ingresado en [m/s<sup>2</sup>], si este es el caso, la casilla de "Scale Factor" permanece como 1; si el espectro ingresa en "g", en la casilla de "Scale Factor" se debe colocar 9.81; por último, para hacer la corrección del corte basal (si fuese necesario) y ajustarlo al corte basal mínimo o máximo, en la misma casilla de "Scale Factor" se deberá colocar el respectivo factor de escala, correr de nuevo el programa y volver a comprobar el corte basal; esto se lo realiza con la finalidad de poder crear las combinaciones de carga y verificar la resistencia requerida de los elementos.

Si el corte basal resulta menor al  $V_{basal\ min}$ , los desplazamientos (así como las derivas de entrepiso) y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de amplificación de manera que dicho corte basal alcance el valor señalado como mínimo; en caso de que el valor del corte basal supere al  $V_{basal\ max}$ , únicamente las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de reducción de modo que dicho corte no sobrepase al corte máximo. Esta disposición no rige para los desplazamientos ni las derivas de entrepiso.

## Discusión de Resultados

Se presenta el resumen final de 1 de los diseños, especificando sus parámetros más importantes. La denominación de las columnas CFT y las vigas de perfil W se explica con el siguiente ejemplo:

CFT 500X500X20: Columna CFT cuadrada de base y altura exterior igual a 500 [mm] con un espesor tubular de acero de 20 [mm].

W 12X55: Viga de perfil W de 12 [pulgadas] de altura y 55 [libras/pie] de peso lineal.

Tabla 1. Resumen del diseño de un edificio de 3 pisos.

Resumen Modelo 3 Pisos Zona 2 Suelo E		Secciones del Piso 1 al Piso 3			
Altura de Entrepiso [m]	4	Viga		W 12X152	
Periodo Fundamental [s]	0.46529	Columna		CFT 400X400X25	
Sa [m/s <sup>2</sup> ] (Elástico)	9.92	Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Peso Sísmico [T]	339	Piso 3	0.018292	Piso 3	0.001177
V basal SAP2000 [T]	74	Piso 2	0.013585	Piso 2	0.001895
V basal min [T]	22	Piso 1	0.006006	Piso 1	0.001502
V basal max [T]	46	<b>Criterio Columna Fuerte- Viga Débil <math>\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*</math></b>			
Factor de Escala	0.62	Piso 3	<b>1.08</b>		
V basal diseño [T]	46	Piso 2	<b>1.89</b>		
R	7	Piso 1	<b>1.87</b>		
Ro	11				
R*	3.87				
R**	6.23				
V elástico [T]	287				

Tabla 2. Resumen del diseño de un edificio de 6 pisos.

Resumen Modelo 6 Pisos Zona 3 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Débil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 6	1.09
Periodo Fundamental [s]	0.62441	Piso 5	1.85
Sa [m/s <sup>2</sup> ] (Elástico)	14.17	Piso 4	1.84
Peso Sísmico [T]	784	Piso 3	1.90
V basal SAP2000 [T]	157	Piso 2	2.12
V basal min [T]	63	Piso 1	2.11
V basal max [T]	132	<b>Secciones del Piso 4 al Piso 6</b>	
Factor de Escala	0.84	Viga	W 14X257
V basal diseño [T]	132	Columna	CFT 500X500X20
R	7	<b>Secciones del Piso 1 al Piso 3</b>	
Ro	11	Viga	W 14X283
R*	5.74	Columna	CFT 550X550X25
R**	6.83		
V elástico [T]	902		
<b>Desplazamientos [m]</b>		<b>Deriva Relativa</b>	
Piso 6	0.032295	Piso 6	0.000621
Piso 5	0.029813	Piso 5	0.001167
Piso 4	0.025145	Piso 4	0.001611
Piso 3	0.018700	Piso 3	0.001709
Piso 2	0.011863	Piso 2	0.001779
Piso 1	0.004748	Piso 1	0.001187

Tabla 3. Resumen del diseño de un edificio de 8 pisos.

Resumen Modelo 8 Pisos Zona 2 Suelo D		Criterio Columna Fuerte- Viga Debil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 8	1.09
Período Fundamental [s]	0.84896	Piso 7	1.85
Sa [m/s <sup>2</sup> ] (Elástico)	8.78	Piso 6	1.84
Peso Sísmico [T]	1054	Piso 5	1.83
V basal SAP2000 [T]	114	Piso 4	1.90
V basal min [T]	63	Piso 3	2.13
V basal max [T]	133	Piso 2	2.12
Factor de Escala	1.00	Piso 1	2.11
V basal diseño [T]	114	<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>	
R	7	Viga	W 14X257
Ro	11	Columna	CFT 500X500X20
R*	6.58	<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>	
R**	6.58	Viga	W 14X283
V elástico [T]	750	Columna	CFT 550X550X25
Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Piso 8	0.032135	Piso 8	0.000362
Piso 7	0.030685	Piso 7	0.000678
Piso 6	0.027972	Piso 6	0.000988
Piso 5	0.024019	Piso 5	0.001208
Piso 4	0.019186	Piso 4	0.001234
Piso 3	0.014249	Piso 3	0.001347
Piso 2	0.008863	Piso 2	0.001341
Piso 1	0.003500	Piso 1	0.000875

Tabla 4. Resumen del diseño de un edificio de 12 pisos.

Resumen Modelo 12 Pisos Zona 2 Suelo D		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 12	0.036323	Piso 12	0.000241
Período Fundamental [s]	1.06956	Piso 11	0.035359	Piso 11	0.000412
Sa [m/s <sup>2</sup> ] (Elástico)	6.72	Piso 10	0.033713	Piso 10	0.000584
Peso Sísmico [T]	1716	Piso 9	0.031376	Piso 9	0.000718
V basal SAP2000 [T]	130	Piso 8	0.028503	Piso 8	0.000776
V basal min [T]	103	Piso 7	0.025400	Piso 7	0.000882
V basal max [T]	216	Piso 6	0.021871	Piso 6	0.000974
Factor de Escala	1.00	Piso 5	0.017975	Piso 5	0.001018
V basal diseño [T]	130	Piso 4	0.013905	Piso 4	0.000963
R	7	Piso 3	0.010052	Piso 3	0.000984
Ro	11	Piso 2	0.006118	Piso 2	0.000936
R*	7.21	Piso 1	0.002374	Piso 1	0.000594
R**	7.21	<b>Criterio Columna Fuerte- Viga Debil <math>\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*</math></b>			
V elástico [T]	937	Piso 12			1.07
<b>Secciones del Piso 9 al Piso 12</b>		Piso 11			1.79
Viga	W 14X342	Piso 10			1.78
Columna	CFT 550X550X20	Piso 9			1.77
<b>Secciones del Piso 5 al Piso 8</b>		Piso 8			1.85
Viga	W 14X370	Piso 7			2.07
Columna	CFT 600X600X20	Piso 6			2.06
<b>Secciones del Piso 1 al Piso 4</b>		Piso 5			2.05
Viga	W 14X398	Piso 4			2.12
Columna	CFT 650X650X25	Piso 3			2.34
		Piso 2			2.33
		Piso 1			2.32

Tabla 5. Resumen del diseño de un edificio de 16 pisos.

Resumen Modelo 16 Pisos Zona 2 Suelo E		Desplazamientos [m]		Deriva Relativa	
Altura de Entrepiso [m]	4	Piso 16	0.099277	Piso 16	0.000520
Período Fundamental [s]	1.55126	Piso 15	0.097199	Piso 15	0.000843
Sa [m/s <sup>2</sup> ] (Elástico)	8.25	Piso 14	0.093826	Piso 14	0.001173
Peso Sísmico [T]	1967	Piso 13	0.089136	Piso 13	0.001439
V basal SAP2000 [T]	186	Piso 12	0.083381	Piso 12	0.001403
V basal min [T]	128	Piso 11	0.077769	Piso 11	0.001598
V basal max [T]	268	Piso 10	0.071377	Piso 10	0.001779
Factor de Escala	1.00	Piso 9	0.064262	Piso 9	0.001889
V basal diseño [T]	186	Piso 8	0.056707	Piso 8	0.001794
R	7	Piso 7	0.049533	Piso 7	0.001894
Ro	11	Piso 6	0.041959	Piso 6	0.001979
R*	6.94	Piso 5	0.034045	Piso 5	0.001990
R**	6.94	Piso 4	0.026084	Piso 4	0.001793
V elástico [T]	1291	Piso 3	0.018913	Piso 3	0.001797
		Piso 2	0.011727	Piso 2	0.001724
		Piso 1	0.004832	Piso 1	0.001208

Secciones del Piso 13 al Piso 16		Criterio Columna Fuerte- Viga Débil $\Sigma Mc^*/\Sigma Mb^*$	
Viga	W 30X108	Piso 16	1.02
Columna	CFT 400X400X15	Piso 15	1.47
		Piso 14	1.46
		Piso 13	1.45
		Piso 12	1.57
		Piso 11	1.79
		Piso 10	1.78
		Piso 9	1.76
		Piso 8	1.92
		Piso 7	2.18
		Piso 6	2.17
		Piso 5	2.15
		Piso 4	2.32
		Piso 3	2.61
		Piso 2	2.59
		Piso 1	2.58

Secciones del Piso 9 al Piso 12	
Viga	W 30X116
Columna	CFT 450X450X20

Secciones del Piso 5 al Piso 8	
Viga	W 30X124
Columna	CFT 500X500X20

Secciones del Piso 1 al Piso 4	
Viga	W 30X132
Columna	CFT 550X550X25

Tabla 6. Verificación del Criterio Columna Fuerte-Viga Débil.

Verificando en:	Piso
<b>Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil</b>	
<b>VIGA -Acero Fy=345 [MPa]</b>	
<b>Viga</b>	<b>W 14 x 16 x 257</b>
Cpr	1.1
Ry	1.1
Fy [T/cm <sup>2</sup> ]	3.52
Zx [cm <sup>3</sup> ]	7965
L [m]	6
Sh [cm]	55
Sh [m]	0.55
Lh [m]	4.90
dc [mm]	525
dc [m]	0.525
Wd [T/m]	3.0
WI [T/m]	1.5
Wu [T/m]	6.3
Mpr [T-m]	339.3
2Mpr/Lh [T]	138.5
WuLh/2 [T]	15.4
<b>Ubicación adecuada de la rótula plastica, Sh=OK</b>	
Vu [T] a la derecha del Nudo	153.9
Vu [T] a la izquierda del Nudo	123.0
Muv [T-m] a la derecha del Nudo	125.1
Muv [T-m] a la izquierda del Nudo	100.0
Mb* [T-m] a la derecha del Nudo	464.3
Mb* [T-m] a la izquierda del Nudo	439.3

Tabla 7. Verificación del Criterio Columna Fuerte-Viga Débil.

<b>Chequeo Columna Fuerte-Viga Débil</b>	
<b>COLUMNA - Acero <math>F_y= 550</math> [MPa] - Hormigon <math>f'_c=55</math> [MPa]</b>	
B=H [mm] Columna Superior	500
t [mm] Columna Superior	20
B=H [mm] Columna Inferior	550
t [mm] Columna Inferior	25
$F_y$ [T/cm <sup>2</sup> ]	5.61
Ag columna superior [cm <sup>2</sup> ]	2500
Ag columna inferior [cm <sup>2</sup> ]	3025
db [mm]	416
db [m]	0.416
h [m] sobre el Nudo	4
h [m] bajo el Nudo	4
$V_c$ [T]	225.9
$P_u$ [T] sobre el Nudo	150
$P_u$ [T] bajo el Nudo	160
$Z_x$ [cm <sup>3</sup> ] columna superior	30919
$Z_x$ [cm <sup>3</sup> ] columna inferior	41028
$M_c^*$ [T-m] sobre el Nudo	1763.7
$M_c^*$ [T-m] bajo el Nudo	2327.9
$\Sigma M_c^*/\Sigma M_b^*$	2.11
	<b>CUMPLE</b>

## Conclusiones

Un total de 18 diseños se llevaron a cabo. Se logró cumplir con las especificaciones para elementos del AISC 360 (ANSI, 2016), con las limitaciones sísmicas de la NCh 433 (INN, 1996) y el diseño por capacidad acorde al AISC 341 (ANSI, 2016) donde la disipación de energía se concentra en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer entrepiso haciendo énfasis en la verificación del criterio sísmico de columna fuerte-viga débil para C-SMF. La sollicitación en los elementos fue mucho menor que su resistencia quedando los diseños controlados completamente por el límite de deformaciones impuesto por la NCh 433 (INN, 1996). En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos “Cs” mínimos del 6.02% y máximos del 18.25%; por otra parte, la variación del período elástico mínimo y máximo osciló entre 0.395 [s] y 2.043 [s] respectivamente.

Es importante mencionar que se hicieron cambios de sección en los elementos cada 3 y 4 pisos; esto para facilitar los diseños y agilizar el proceso, verificando siempre las relaciones ancho-espesor para miembros sísmicamente compactos. En lo que respecta al corte basal de diseño, existieron modelos de período bajo en los que gobernó el corte basal máximo y modelos de período alto donde gobernó el corte basal mínimo, remarcando que estas limitaciones no se cumplieron para todos los casos, habiendo ciertas excepciones con los prototipos de 12 y 16 pisos.

El AISC 341 (ANSI, 2016) exige que el criterio columna fuerte-viga débil para C-SMF sea  $>1$ , pero se debe acotar que en la presente investigación se tuvieron relaciones  $>2$  principalmente en los primeros pisos disminuyendo este valor con la altura; esto se debe a que el AISC Seismic Design Manual recomienda que esta relación sea  $> 2$  con el objetivo de asegurar que la columna permanezca elástica.

En cuanto a los parámetros estructurales globales se observaron coeficientes sísmicos “Cs” mínimos del 6.02% y máximos del 18.25%; por otra parte, la variación del período elástico mínimo y máximo osciló entre 0.395 [s] y 2.043 [s] respectivamente.

## Referencias Bibliográficas

- American Concrete Institute 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. ISBN: 978-0-87031-960-0.
- American Institute of Steel Construction 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, United States.
- American Institute of Steel Construction 358. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, IL, United States.
- American Institute of Steel Construction 360. (2016). *Specification for structural Steel Buildings*. Chicago, IL, United States.
- American Society of Civil Engineers 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ISBN: 9780784479964.
- Bruneau, M., Uang, C. y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. ISBN: 978-0-07-162523-4.
- Herrera, R. (2005). *Seismic Behavior of Concrete Filled Tube Colum-Wide Flange Beam Frames* (Tesis Doctoral). Universidad de Lehigh, Estados Unidos.
- Mondaca, E. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Marcos de Acero con Columnas Tubulares y Vigas I Conectadas Con Placas Apornadas y Diafragma*. (Tesis de Pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Norma Chilena NCh 433. (1996). *Diseño Sísmico de edificios, incluyendo las modificaciones del año 2012 y Decreto Supremo 61*. Santiago, Chile. Editorial: Instituto Nacional de Normalización.
- Norma Chilena NCh 1537. (2009). *Cargas permanentes y sobrecargas de uso*. Santiago, Chile. Editorial: Instituto Nacional de Normalización.
- Norma Chilena NCh 2745. (2013). *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica*. Santiago, Chile. Editorial: Instituto Nacional de Normalización.
- Norma Chilena NCh 3171. (2010). *Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de carga*. Santiago, Chile. Editorial: Instituto Nacional de Normalización.
- Solano, C. (2008). *Rompiendo Paradigmas Constructivos de Viviendas en la Ciudad de Machala*. ISSN: 13T90-1915. Volumen 19 (N°2), 74-79.

Valenzuela, R. (2007). *Aplicación de Columnas Compuestas CFT al Diseño Sísmico de Edificios en Chile*. (Tesis de Pregrado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.[1]