



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS DE ACERO-HORMIGÓN
SOMETIDAS A ESFUERZOS BÁSICOS**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SEBASTIÁN ANDRÉS CARRASCO NAVARRETE

PROFESOR GUÍA
RICARDO HERRERA MARDONES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
JUAN FELIPE BELTRÁN MORALES
LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

SANTIAGO DE CHILE
JUNIO 2010

RESUMEN DE MEMORIA
PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
POR: SEBASTIAN CARRASCO N.
FECHA: 11/06/2010
PROF. GUIA: Sr. RICARDO HERRERA M.

“RECOMENDACIONES DE DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS DE ACERO-
HORMIGÓN SOMETIDAS A ESFUERZOS BÁSICOS”

A medida que el hombre ha ido creando nuevas estructuras como grandes edificios. Estos se realizan sin importar que no cumplan con los límites de resistencia impuestos por los materiales tradicionales como son el hormigón armado o las estructuras hechas de perfiles de acero. En éstas estructuras, las columnas forman parte esencial de ellas, ya que a través de éstas se transmiten a la base las acciones a las cuales queda sometida la estructura.

Es por esto que para grandes esfuerzos en elementos como columnas, hace un tiempo en países como U.S.A. y Japón, entre otros, se han utilizado desde hace más de veinte años columnas compuestas. Las cuales se encuentran formadas por hormigón armado y además perfiles de acero. Las columnas compuestas pueden ser clasificadas en tres tipos: secciones de acero embebido en hormigón armado (steel reinforced concrete, SRC), secciones circulares de acero rellenas de hormigón armado (concrete filled tube, CFT) y secciones rectangulares de acero rellenas de hormigón armado (rectangular concrete filled tube, RCFT). Esta sinergia existente entre ambos materiales entrega distintas ventajas: (1) en columnas CFT o RCFT, el acero incrementa la resistencia y ductilidad del hormigón por su efecto de confinamiento, el hormigón inhibe el pandeo local del perfil de acero y a la vez hace innecesaria la utilización de moldajes; (2) en columnas SRC el hormigón previene el pandeo local del perfil de acero y a la vez sirve como protector del fuego.

Ahora, en base a las normativas existentes y las distintas investigaciones desarrolladas en distintos tipos de columnas compuestas. El objetivo principal de la presente memoria de título fue formular recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero y hormigón, sometidas a esfuerzos de tracción, compresión, flexión y corte. Para que puedan ser utilizadas en Chile como recomendaciones de diseño para el ingeniero que desee información más ordenada acerca del diseño de este tipo de columna.

El resultado final de diseño propuesto para cada uno de los distintos tipos de columnas sometidas a cada uno de los distintos esfuerzos, fue que las normativas americanas se destacan en sus resultados en comparación con códigos europeos. Y a la vez para aquellos tipos de ensayos en los cuales no se encontró datos experimentales para poder llevar a cabo la comparación, se sugiere al lector diseñar, según el criterio que posea, entre alguna de las dos normas americanas.

En base a los resultados obtenidos en la presente memoria de título. Se recomienda llevar a cabo estudios experimentales, de tal forma de obtener en base a datos reales el comportamiento de las columnas compuestas sometidas principalmente a esfuerzos de corte y de flexión pura. Los cuales no se encontraron datos experimentales de algunas columnas para poder llevar a cabo la comparación de cual método sería el apropiado.



Quisiera agradecer a Dios por darme las fuerzas y la perseverancia para poder concluir este trabajo.

Agradezco a mis padres, los cuales dieron todo para que mi hermano y yo tuviéramos la mejor educación, tanto colegial como universitaria. A mi madre Paz Viviana Navarrete, la cual se esforzó día a día trabajando para entregarnos a mi hermano y a mí las tres cosas más importantes que una madre puede dar: amor, educación y salud. Por todo eso, muchas gracias Mamá

Quisiera recordar con especial cariño y amor a mi padre Samuel Carrasco Escobar, el cual dejó esta vida terrenal hace casi 5 años. Sé que él donde esté, se encuentra mejor. Lejos de los problemas terrenales. Tengo súper claro mi viejo que algún día volveremos a estar juntos y ese abrazo que siempre he esperado que me des por haber logrado concluir este trabajo, cuando Dios quiera lo tendré. No he podido olvidarte en ningún segundo de estos últimos 5 años, siempre has estado y estarás en mi corazón. Tú y mi madre fueron la principal motivación que tuve para poder concluir este trabajo. Te amo viejo y gracias por ser mi Padre. Gracias por haberme querido en los 21 años que estuviste conmigo, en los cuales siempre me expresaste tu cariño hacia mí.

Quisiera agradecer además, a mi querido hermano Felipe Carrasco Navarrete, el cual en este último tiempo me ha apoyado incondicionalmente, te doy las gracias hermano por toda la ayuda que me prestaste y doy gracias a Dios el haberte recuperado. Muchas gracias también para mi querida cuñada, quien no tan sólo a la distancia me apoyó sino que siempre estuvo motivándome. Muchas gracias a mi nana Ana María Ayala, quien me apoyó en mis momentos de pena y me ayudó a salir adelante.

Como olvidar a mi Familia. Mis queridas abuelitas Raquel Quintana, Leticia Escobar(Q.E.P.D.) y abuelos Raúl Navarrete(Q.E.P.D.) y Samuel Carrasco(Q.E.P.D.); a mis tías; tíos y primos.

Quisiera dar las gracias a mis queridos amigos, los cuales no alcanzo a nombrar ya que realmente siento que he sido bendecido por Dios, ya que fácilmente tengo más de 10. Muchas gracias a mis amigos del Colegio, a mis amigos de la Universidad y además a mis amigos de MARCHA.

No quiero dejar de mencionar a una persona que me ayudó. Ella es Mirella Biancardi, Jefa de la Biblioteca del Departamento de Ingeniería Civil.

Por último, quisiera agradecer a mi profesor Guía y Co-Guía, por haberme ayudado a sacar adelante mi trabajo de título, independiente de los problemas que haya tenido.

MUCHAS GRACIAS A TODOS

Índice de Contenidos

1	Introducción.....	- 8 -
1.1	Introducción General.....	- 8 -
1.2	Objetivos	- 10 -
1.2.1	Objetivo General:.....	- 10 -
1.2.2	Objetivos Específicos:.....	- 10 -
1.3	Metodología	- 10 -
1.4	Resultados esperados	- 11 -
1.5	Organización.....	- 11 -
2	Antecedentes	- 12 -
2.1	Normativa aplicable al Análisis Estático.....	- 12 -
2.1.1	AISC 360-05 [2].....	- 12 -
2.1.2	ACI 318-05 [8].....	- 21 -
2.1.3	Eurocódigo 4 (EC4) [10 y 14]:.....	- 24 -
2.2	Normativa aplicable al Diseño Sísmico	- 30 -
2.2.1	ANSI/AISC 341-05 [1]:.....	- 30 -
2.3	Estudios experimentales para CFT y RCFT.....	- 36 -
2.4	Estudios experimentales para SRC	- 42 -
2.5	Recomendaciones de Diseño	- 47 -
2.5.1	Steel Design Guide 6 [3].....	- 47 -
3	Análisis de Antecedentes.....	- 53 -
3.1	Introducción.....	- 53 -

3.2	Análisis de columnas sometidas a Compresión Pura	- 53 -
3.2.1	Análisis de columnas SRC a Compresión	- 53 -
3.2.2	Análisis de columnas CFT a Compresión	- 57 -
3.2.3	Análisis de columnas RCFT a Compresión.....	- 60 -
3.2.4	Análisis de Datos	- 63 -
3.3	Análisis de columnas sometidas a Corte	- 65 -
3.3.1	Análisis de columnas SRC al Corte	- 65 -
3.3.2	Análisis de columnas CFT Y RCFT al Corte	- 67 -
3.4	Análisis de columnas sometidas a Flexión.....	- 68 -
3.4.1	Análisis de columnas SRC a Flexión	- 69 -
3.4.2	Análisis de columnas CFT a Flexión.....	- 70 -
3.4.3	Análisis de columnas RCFT a Flexión	- 71 -
4	Recomendaciones de Diseño	- 74 -
4.1	Introducción.....	- 74 -
4.2	Columnas SRC	- 74 -
4.2.1	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión	- 74 -
4.2.2	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción.....	- 75 -
4.2.3	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte.....	- 76 -
4.2.4	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión.....	- 78 -
4.3	Columnas CFT	- 79 -
4.3.1	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión	- 79 -
4.3.2	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción.....	- 80 -

4.3.3	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte.....	- 81 -
4.3.4	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión.....	- 81 -
4.4	Columnas RCFT	- 81 -
4.4.1	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión	- 81 -
4.4.2	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción.....	- 83 -
4.4.3	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte.....	- 83 -
4.4.4	Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión	- 84 -
5	Ejemplos de Diseño	- 85 -
5.1	Diseños de columnas SRC	- 85 -
5.1.1	Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Compresión	- 85 -
5.1.2	Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Tracción.....	- 88 -
5.1.3	Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Corte	- 90 -
5.1.4	Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Flexión.....	- 90 -
5.2	Diseños de columnas RCFT	- 91 -
5.2.1	Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Compresión	- 91 -
5.2.2	Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Tracción.....	- 93 -
5.2.3	Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Corte.....	- 95 -
5.2.4	Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Flexión Pura.....	- 97 -
5.3	Diseños de columnas CFT	- 99 -
5.3.1	Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Compresión.....	- 99 -
5.3.2	Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Tracción	- 101 -
5.3.3	Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Corte	- 101 -

5.3.4	Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Flexión Pura	- 101 -
6	Conclusiones.....	- 102 -
6.1	Introducción.....	- 102 -
6.2	Conclusiones Generales	- 102 -
6.3	Limitaciones presentes	- 105 -
6.4	Recomendaciones	- 105 -
7	Bibliografías y Referencias	- 107 -
8	ANEXOS	- 107 -

Índice de Figuras

Figura 1-1: Columna SRC [3]	- 8 -
Figura 1-2: Columna CFT [9].....	- 9 -
Figura 1-3: Columna RCFT [9]	- 9 -
Figura 2-1: Distribución de Tensiones Plásticas	- 13 -
Figura 2-2: Compatibilidad de Deformaciones [21]	- 14 -
Figura 2-3: Grafico de k en función de la esbeltez [13]	- 29 -
Figura 2-4: Ancho efectivo para calcular la resistencia al corte de una columna SRC [1]	- 30 -
Figura 2-5: Ejemplo de armadura de confinamiento para una columna SRC[1].....	- 34 -
Figura 2-6: Espécimen CFT y localización de la instrumentación [28].....	- 36 -
Figura 2-7: a) comparación del comportamiento de las columnas CFT circulares [28]	- 37 -
Figura 2-8: b) comparación del comportamiento de las columnas CFT cuadradas [28]	- 38 -
Figura 2-9: c) comparación del comportamiento de las columnas CFT rectangulares [28]	- 38 -
Figura 2-10: Pandeo local en a) tubos circulares y b) tubos cuadrados o rectangulares [28].....	- 39 -
Figura 2-11: Núcleo de hormigón después de un severo pandeo local en el espécimen S3 [28]	- 40 -
Figura 2-12: Procedimiento de carga axial y de instrumentación en columnas RCFT [37].....	- 41 -
Figura 2-13: Procedimiento de carga a flexión pura y de instrumentación en columnas RCFT [37]	- 41 -
Figura 2-14: Ejemplo de columnas CFT con $b/t = 60$ y con $f'c=32\text{MPa}$ [37]	- 42 -
Figura 2-15: Secciones transversales de dos columnas SRC con sistema multi-espiral [34]	- 43 -
Figura 2-16: Tipo de condiciones de confinamiento del hormigón para columnas SRC [35].....	- 44 -
Figura 2-17: Comparación de curvas carga-desplazamiento para las 5 columnas construidas [34]	- 45 -
Figura 2-18: Secuencia de construcción de una columna SRC con un marco compuesto [3].....	- 47 -
Figura 2-19: Distribución de refuerzo longitudinal en las columnas compuestas [3]	- 48 -
Figura 2-20: Esquema de espaciamiento de las barras longitudinales [3]	- 49 -
Figura 2-21: Sección Transversal de una columna compuesta SRC [3]	- 51 -
Figura 2-22: Elevación de una Columna Compuesta SRC [3].....	- 52 -
Figura 3-1: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según AISC360 [2].....	- 54 -
Figura 3-2: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según A CI318 [8]	- 55 -
Figura 3-3: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según EC4 [14].....	- 55 -

Figura 3-4: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14] - 56 -

Figura 3-5: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según AISC [2] - 58 -

Figura 3-6: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según ACI [8] - 58 -

Figura 3-7: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según ACI [8] - 59 -

Figura 3-8: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14], para columnas CFT sometidas a compresión. - 59 -

Figura 3-9: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según AISC [2] - 61 -

Figura 3-10: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según ACI318 [8] - 62 -

Figura 3-11: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según EC4 [14] - 62 -

Figura 3-12: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14], para columnas RCFT sometidas a compresión. - 63 -

Figura 3-13: Comparación para una columna SRC al corte, según AISC360 [2] - 66 -

Figura 3-14: Comparación para una columna SRC al corte, según ACI318 [8] - 67 -

Figura 3-15: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje X [21] - 69 -

Figura 3-16: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje Y [21] - 70 -

Figura 3-17: Curva de Interacción para una columna compuesta CFT [21] - 70 -

Figura 3-18: Comparación para una columna RCFT a flexión, según AISC360 [2] - 72 -

Figura 3-19: Comparación para la misma columna RCFT a flexión de la figura 3-18, pero siguiendo las limitaciones del código AISC360 [2] - 72 -

Figura 4-1: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje X [21] - 78 -

Figura 4-2: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje Y [21] - 78 -

Figura 4-3: Curva de Interacción para una columna compuesta CFT [21] - 81 -

Figura 4-4: Curva de Interacción para una columna compuesta RCFT [21] - 84 -

Índice de Tablas

Tabla 2-1: Límites para la razón entre el ancho y el espesor para evitar el pandeo local [13].....	- 26 -
Tabla 2-2: Valores de k para las curvas a, b y c [10]	- 29 -
Tabla 2-3: Propiedades de las columnas CFT ensayadas por Schneider [28].....	- 37 -
Tabla 2-4: Resultados de comparación entre datos experimentales y capacidad predicha [28][.....	- 39 -
Tabla 2-5: Comparación de los resultados de los ensayos con las tensiones predichas por el método propuesto, ACI318, AISC-LRFD y el análisis de fibra [33].....	- 46 -
Tabla 3-1: Valores mínimos y máximos para materiales de SRC.....	- 54 -
Tabla 3-2: Comparación para SRC de la relación P_{exp}/P_n para cada Método	- 56 -
Tabla 3-3: Valores mínimos y máximos para materiales de CFT.....	- 57 -
Tabla 3-4: Comparación de la relación P_{exp}/P_n de CFT para cada Método	- 60 -
Tabla 3-5: Valores mínimos y máximos para materiales de RCFT	- 61 -
Tabla 3-6: Comparación de la relación P_{exp}/P_n de RCFT para cada Método.....	- 63 -
Tabla 3-7: Comparación de los tres métodos para los tres tipos de columnas	- 64 -
Tabla 3-8: Métodos de Diseño para columnas compuestas sometidas a Compresión pura.....	- 65 -
Tabla 3-9: Comparación de la relación V_{exp}/V_n de una columna SRC para cada código	- 67 -
Tabla 3-10: Comparación de la relación M_{exp}/M_n de una columna RCFT según AISC [2]	- 73 -
Tabla 6-1: Resultados obtenidos de los distintos ensayos analizados a Compresión	- 103 -
Tabla 6-2: Resultados obtenidos de los distintos ensayos de SRC, analizados al Corte	- 103 -
Tabla 6-3: Resultados obtenidos de los distintos ensayos de RCFT, analizados a Flexión pura.....	- 103 -

1 Introducción

1.1 Introducción General

En un edificio, ya sea de uso habitacional o industrial, las columnas son elementos muy importantes, ya que a través de éstas se transmiten a la base las acciones a las cuales quede sometida la estructura.

Las columnas normalmente son de hormigón armado o de perfiles de acero, pero hay ocasiones en que los esfuerzos que deben resistir (tales como tracción, compresión, momento y corte) son muy grandes para elementos convencionales de diseño (Acero u Hormigón Armado). En estos casos es posible diseñar columnas compuestas de acero y de hormigón armado.

Dentro de las columnas compuestas existen dos tipos, las columnas en las cuales el perfil de acero se encuentra embebido en el hormigón y las columnas donde el hormigón se encuentra por dentro de un perfil cerrado de acero.

Las columnas de acero embebido en el hormigón se denominan “Steel Reinforced Concrete” (SRC)(Figura 1-1).

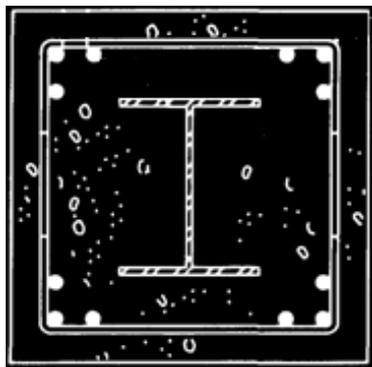


Figura 1-1: Columna SRC [3]

El otro tipo de columnas llamadas “Concrete Filled Tube” (CFT) (Figura 1-2) corresponde a un perfil tubular de acero que rodea al hormigón o “Rectangular Concrete Filled Tube” (RCFT) (Figura 1-3), cuando el perfil es rectangular.

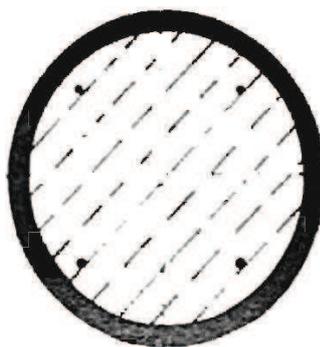


Figura 1-2: Columna CFT [9]



Figura 1-3: Columna RCFT [9]

En Chile, existen algunos edificios que incluyen columnas compuestas, aunque no hay una guía nacional con especificaciones para diseñarlas. En U.S.A. existe una guía de diseño para columnas compuestas editada por la AISC [3], pero solamente se usa para diseñar columnas donde el perfil de acero se encuentra embebido en el hormigón. Además esta guía es antigua (1992) y se basa en normas no vigentes (ACI318-89; Especificaciones de Diseño LRFD-86[5]).

En este trabajo se han preparado recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometidas a esfuerzos de tracción, compresión, momento y corte, basándose en normas internacionales como la norma AISC 360-05 [2], AISC 341-05 [1], ACI 318-05 [5], NCh 2369 [12], NCh433 [11], en la Guía de Diseño 6 de la AISC [3] y en investigaciones actuales.

1.2 Objetivos

Los objetivos de este trabajo de título son los siguientes:

1.2.1 *Objetivo General:*

- Formular Recomendaciones de Diseño para Columnas Compuestas de Acero-Hormigón sometidas a tracción, compresión, flexión y corte.

1.2.2 *Objetivos Específicos:*

- Actualizar los procedimientos de diseño para los dos tipos de Columnas Compuestas de Acero-Hormigón existentes en la actualidad (SRC, CFT y RCFT).

1.3 Metodología

De acuerdo a los objetivos mencionados en el punto anterior, se consideró los siguientes pasos como necesarios para el desarrollo del tema:

- Estudio de los antecedentes disponibles del tema en las normas americanas AISC y ACI, en las normas europeas y en estudios relevantes en esta área.
- Revisión de ejemplos sobre la utilización de este tipo de columnas en Chile y el extranjero.
- Revisión de antecedentes sobre el origen de algunos términos que se consideran en las fórmulas para capacidad, rigidez y estabilidad.
- Comparación estadística entre la información nueva con los resultados obtenidos anteriormente en investigaciones y disposiciones de normas. Esto se llevo cabo en base a datos experimentales desarrollados anteriormente por diversos autores.
- Formulación de la guía de diseño para columnas compuestas y además la redacción de comentarios acerca de la aplicación de las fórmulas expuestas en la guía.

1.4 Resultados esperados

El resultado que se esperaba lograr al concluir el presente trabajo de título de acuerdo con los objetivos propuestos, por medio de las metodologías sugeridas es el siguiente:

- Obtener una guía con recomendaciones de diseño para dos tipos de columnas compuestas sometidas a esfuerzos de tracción, compresión, momento y corte.

1.5 Organización

El presente trabajo de título consta de 6 capítulos adicionales al introductorio, los que son descritos a continuación:

Capítulo 2 “Antecedentes”: Revisión de estudios previamente realizados en relación a las distintas columnas compuestas, sometidas a los esfuerzos básicos.

Capítulo 3: “Análisis de Antecedentes”: Cálculos y comparaciones de ensayos experimentales existentes con diferentes métodos de diseño empleados en el capítulo 2, para cada tipo de columna compuesta de acero y hormigón armado. Este método de diseño dependerá del esfuerzo al cual se encuentra sometida la columna compuesta.

Capítulo 4 “Recomendaciones de Diseño”: Recomendaciones propuestas por el autor para diseñar cada una de las columnas en base a los resultados de las comparaciones realizadas en el capítulo anterior.

Capítulo 5 “Ejemplos de Diseño”: Ejemplos de cómo diseñar cada tipo de columnas según las recomendaciones de diseño hechas en el tema.

Capítulo 6 “Conclusiones”: Discusión de resultados y limitaciones del tema propuesto.

Capítulo 7 “Bibliografías y Referencias”: Recopilación de todos los antecedentes utilizados para desarrollar el tema.

2 Antecedentes

En el presente capítulo se muestran los antecedentes bibliográficos considerados en la redacción de las recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón

2.1 Normativa aplicable al Análisis Estático

2.1.1 AISC 360-05 [2]

En esta normativa se presentan dos métodos de análisis estático a utilizar en las columnas compuestas. El primer método de diseño se basa en tensiones admisibles (ASD) y el segundo en factores de carga y resistencia (LRFD). Valenzuela [30] citó que “pese a que provienen de filosofías diferentes, los distintos parámetros de diseño, los factores de amplificación y los factores de reducción de resistencia o seguridad (para LRFD o ASD respectivamente), se encuentran calibrados de tal forma de obtener diseños similares para elementos sometidos a flexión o esfuerzo axial siempre y cuando la carga viva sea del orden de 3 veces la carga permanente”.

En el Capítulo I de esta norma se menciona el diseño de elementos compuestos. Las limitaciones y recomendaciones aplicables a todo tipo de columnas compuestas son:

a) Determinación de la resistencia de columnas compuestas:

Se mencionan dos métodos para determinar la resistencia de columnas compuestas:

- i. Método de distribución de tensiones plásticas (Plastic Stress Distribution Method)
- ii. Método de compatibilidad de deformaciones (Strain-Compatibility Method)

El primer método se basa en suponer una deformación lineal en toda la sección y un comportamiento elasto-plástico de la sección. Se asume que el acero está a la tensión de fluencia F_y , la deformación unitaria máxima en compresión del hormigón es 0,003 con una tensión correspondiente de $0,85 \cdot f'_c$ sobre un bloque rectangular de compresión cuando se trata de una sección rectangular (SRC, RCFT), y para secciones circulares se permite el uso de una tensión en el hormigón de $0,95 \cdot f'_c$, ya que las secciones circulares presentan un mayor confinamiento que las secciones rectangulares. La aproximación implícita asume que no existe deslizamiento entre el hormigón y el acero; y que la relación ancho-espesor de la pared de acero (para CFT y RCFT) es

suficiente para que no exista pandeo local de ésta antes de alcanzar la fluencia. Para entender mejor este método, la Figura 2-1 representa de manera ilustrada lo que plantea el primer método.

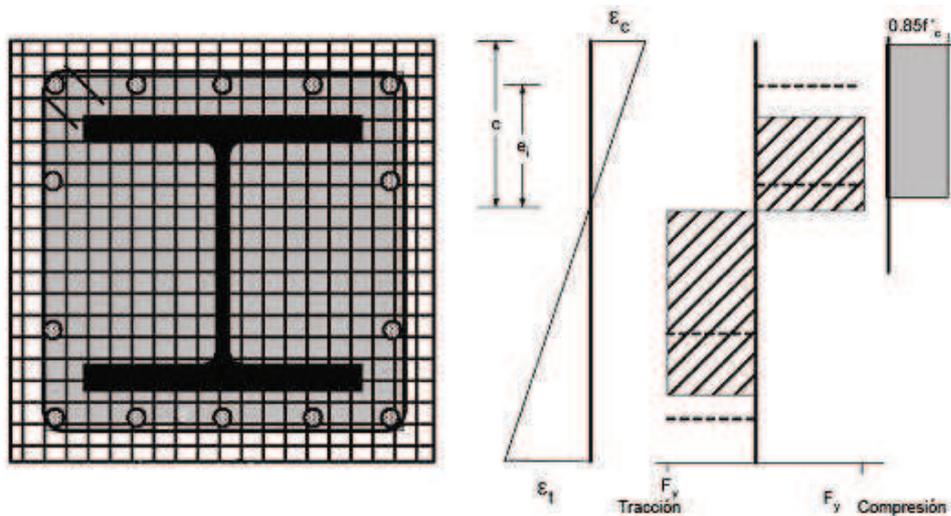


Figura 2-1: Distribución de Tensiones Plásticas

El segundo método asume una distribución lineal de las deformaciones en toda la sección, tanto en el acero como en el hormigón, existiendo una compatibilidad entre ambas deformaciones. Una deformación unitaria máxima de 0,003 en la fibra más comprimida del hormigón. Las tensiones del acero menores que la tensión de fluencia, deben ser tomadas como E_s veces la deformación del acero; mientras que para deformaciones mayores a la deformación de fluencia, la tensión del acero se considera igual a la tensión de fluencia independiente de la deformación. Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón. Se asume una tensión en el hormigón igual a $0,85 \cdot f'_c$ uniformemente distribuida sobre una zona de compresión definida por los bordes de la sección transversal y una línea paralela al eje neutro a una distancia $a = \beta_1 \cdot c$ de la fibra mas comprimida. El valor de β_1 se encuentra dado por la siguiente expresión:

$$\beta_1 = \left\{ \begin{array}{ll} 0,85 & \text{si } 17,2 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 27,6 \text{ MPa} \\ \max \left[0,65 ; 0,85 - 0,05 * \left(\frac{f'_c - 27,6}{6,9} \right) \right] & \text{si } f'_c > 27,6 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad 2.1$$

El valor de f'_c está en [MPa]. En la figura 2-2 se ilustra de mejor manera el segundo método

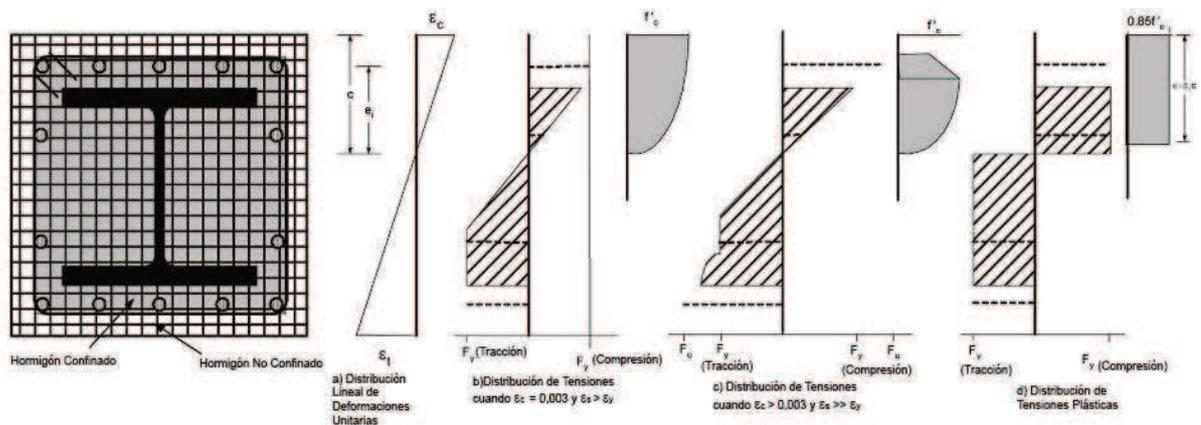


Figura 2-2: Compatibilidad de Deformaciones [21]

b) Limitaciones de los materiales:

Las limitaciones de los materiales en la sección I1.2 de la presente normativa, reflejan el rango de propiedades disponibles del material, obtenidos a partir de ensayos experimentales (Galambos, 1998; Hajjar, 2000; Shanmugam y Lakshmi, 2001; Leon y Aho, 2002).

La resistencia a la compresión del hormigón f'_c posee distintas limitaciones dependiendo del hormigón a utilizar:

- Para hormigones de peso normal (corresponde a un hormigón cuya densidad, w_c , es igual a 2400 kg/m^3 [8]):

$$21 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$$

El límite superior de 70 MPa se impuso para cálculos de resistencia, tanto para tener en cuenta la insuficiente información que se disponía en ese momento sobre esa resistencia, como para considerar además, los cambios en aquellos modos de comportamiento frágil como es el esfuerzo de corte.

- Para hormigones livianos (corresponde a un hormigón cuya densidad, w_c , no excede 1840 kg/m^3 [8]):

$$21 \text{ Mpa} \leq f'_c \leq 42 \text{ Mpa}$$

El límite inferior de 21 MPa es impuesto para los dos tipos de hormigones y para hormigón liviano, se impuso un límite superior de 42 MPa para promover el uso del hormigón liviano de buena calidad.

- Para incrementar la resistencia de la sección compuesta mediante el uso de un hormigón de una resistencia mayor a la establecida, se deben realizar ensayos y análisis que avalen su uso.

Esto es porque la información con la que se contaba en el momento del desarrollo de la normativa, no era suficiente para poder analizar los cambios que se producían en el comportamiento que podrían tener los elementos compuestos.

Para el acero, la tensión de fluencia F_y utilizada no puede sobrepasar los 525 MPa y para valores superiores al establecido, se deben realizar ensayos que avalen el comportamiento asumido.

c) Limitaciones geométricas:

Para las columnas compuestas del tipo SRC se tienen las siguientes limitaciones geométricas:

- El área de la sección transversal de acero no debe ser menor que el 1 % del área total.

Anteriormente, la cuantía de acero mínima era de un 4%. Este cambio se produjo de utilizar la resistencia última de la sección y así se removieron las discontinuidades presentes en el diseño cuando la razón de acero disminuía por debajo del antiguo límite de un 4%.

- El hormigón que rodea el perfil de acero debe ser reforzado con barras longitudinales continuas y con estribos laterales o espirales. El mínimo reforzamiento transversal debe ser de al menos 6 [mm²] por cada mm de espaciamiento entre los estribos.

Esta cantidad mínima de refuerzo es para dar un buen confinamiento al concreto.

- La cuantía mínima de armadura longitudinal debe ser 0,004

Esta cuantía de armadura longitudinal es para asegurar que por lo menos sean utilizadas cuatro barras longitudinales continuas en las esquinas. En algunos casos puede ser necesario disponer otras barras longitudinales para dar una adecuada restricción a los

estribos, pero ese acero longitudinal no puede ser considerado para el cálculo de la resistencia de la sección, a no ser que sean continuas y apropiadamente ancladas.

Para los otros dos tipos de columnas compuestas se presentan las siguientes limitaciones:

- El área de la sección transversal de acero no debe ser menor que el 1 % del área total.

Esta limitación, se produjo por la misma razón expuesta anteriormente para columnas SRC.

- Para RCFT, se debe cumplir la relación $b/t < 2,26 \cdot \sqrt{E_s/F_y}$. Se permite la utilización de valores mayores de la relación b/t siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis.
- Para CFT, se debe cumplir la relación $D/t < 0,15 \cdot E_s/F_y$. Se permite la utilización de valores mayores de la relación b/t siempre y cuando su uso sea justificado por ensayos o análisis.

donde b corresponde al ancho de pandeo local de la sección de acero, D al diámetro de la sección de acero, t a su espesor, E_s al módulo de elasticidad del acero; F_y a la tensión de fluencia del acero.

Estas limitaciones están hechas para tomar en cuenta el efecto de confinamiento del hormigón en el pandeo local de la pared del tubo rectangular o circular.

d) Resistencia a la compresión:

La resistencia nominal en compresión, P_n , de una columna compuesta se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. La resistencia nominal es:

Cuando $P_e \geq 0,44P_o$:

$$P_n = P_o \cdot \left(0,658^{P_o/P_e}\right) \quad 2.2$$

Cuando $P_e < 0,44P_o$:

$$P_n = 0,877 \cdot P_e \quad 2.3$$

En la resistencia a la compresión, se debe ocupar un factor $\phi_c = 0,75$

donde:

$$P_e = \pi^2 \cdot (EI_{eff}) / (KL)^2 \quad 2.4$$

- Para columnas SRC:

$$P_o = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} + 0,85 \cdot A_c \cdot f'_c \quad 2.5$$

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + 0,5 \cdot E_s \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c \quad 2.6$$

$$\text{donde el coeficiente } C1 = 0,1 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0,3 \quad 2.7$$

- Para columnas CFT y RCFT:

$$P_o = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} + C2 \cdot A_c \cdot f'_c \quad 2.8$$

$$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_s \cdot I_{sr} + C3 \cdot E_c \cdot I_c \quad 2.9$$

$$\text{donde el coeficiente } C3 = 0,6 + 2 \cdot \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0,9 \quad 2.10$$

donde:

- P_o : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.
- P_e : Carga crítica de Euler.
- EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección compuesta.
- E_s : Modulo de Elasticidad del Acero [MPa].
- E_c : Modulo de Elasticidad del Hormigón [MPa].
- KL : Longitud efectiva de pandeo de la columna.
- $C2$: Coeficiente igual a 0,85 para RCFT y 0,95 para CFT.
- ϕ_c : Coeficiente de minoración de resistencia a la compresión.
- A_s : Área de la sección transversal del perfil de acero [mm²].
- A_c : Área de la sección transversal de hormigón [mm²].
- A_{sr} : Área de las barras de refuerzo continuo [mm²].

- f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón a la compresión [MPa].
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].
- I_c : Momento de Inercia de la sección de hormigón [mm⁴].
- I_s : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero [mm⁴].
- I_{sr} : Momento de Inercia de las barras de refuerzo [mm⁴].

e) Resistencia a la Tracción:

La resistencia nominal en tracción, P_n , de una columna compuesta se encuentra controlada por el estado límite de fluencia del acero:

$$P_n = A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} \quad 2.11$$

La resistencia de diseño en tracción se calcula de la misma manera para cualquier tipo de columna compuesta, la única diferencia estará dada por el método de diseño elegido (LRFD o ASD); donde los factores de diseño serán:

$$\phi_t = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (ASD)}$$

f) Resistencia al corte:

La resistencia al corte para una columna compuesta debe ser calculada considerando exclusivamente la resistencia del acero o sólo la resistencia del hormigón.

Cuando se desea considerar sólo el efecto del acero se debe aplicar la siguiente expresión. La cual está formada por lo planteado en el Capítulo G del AISC [2] mas el esfuerzo de corte recibido por la armadura transversal de la columna compuesta:

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot \left(0,6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + A_{st} \cdot F_{yr} \cdot \frac{d}{s} \right) \quad 2.12$$

Donde el coeficiente C_v se calcula como:

Si el perfil de acero es un perfil H con doble simetría y además cumple la relación

$$h/t_w \leq 2.24 * \sqrt{E_s/F_y} , \text{ entonces } C_v = 1,0$$

Si el perfil de acero es otro tipo, entonces el valor de C_v dependerá de lo siguiente:

• Para $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y}$: 2.13

$$C_v = 1,0 \quad \text{2.14}$$

• Para $1,10 * \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y} < h/t_w \leq 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y}$: 2.15

$$C_v = \frac{1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y}}{h/t_w} \quad \text{2.16}$$

• Para $h/t_w > 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y}$: 2.17

$$C_v = \frac{1,51 \cdot k_v \cdot E_s}{(h/t_w)^2 \cdot F_y} \quad \text{2.18}$$

donde:

- A_w : Área de corte del elemento [mm²].
- A_{st} : Área de corte de la armadura transversal [mm²].
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].
- h : Altura libre del alma del perfil [mm].
- t_w : Espesor del alma del perfil [mm].
- d : Ancho efectivo de la sección de hormigón [mm].
- s : Espaciamiento de la armadura transversal [mm]
- ϕ_v : Factor de minoración de resistencia al corte igual a 0,9.
- k_v : Coeficiente de pandeo de placa del alma sometida a corte. El cual se determina:

▪ Para almas no atiesadas con $h/t_w \leq 260$: 2.19

$$k_v = 5; \text{ excepto para el alma de perfiles T donde } k_v = 1,2$$

- Para almas atiesadas:

2.20

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$k_v = 5$ cuando $a/h > \left\{ 3; \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \right\}$; donde a es la distancia libre entre atiesadores transversales [mm].

Hay que tener presente que en el diseño al corte de una columna compuesta sólo se puede usar la resistencia del acero o la resistencia del hormigón, no ambas al mismo tiempo. Si se desea considerar sólo la resistencia del hormigón se debe utilizar las expresiones del capítulo 11 del código ACI318 [4], las cuales están expresadas en la Sección 2.1.2 del Capítulo 2 de la presente memoria.

g) Resistencia a la Flexión:

La resistencia nominal a la flexión de la sección transversal de cualquier tipo de columna compuesta, se determina usando uno de los siguientes métodos:

- i. La superposición de las tensiones elásticas sobre la sección compuesta, considerando los efectos de apoyos, para el estado limite de fluencia (Momento de Fluencia), donde:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

- ii. La distribución de tensiones plásticas sólo en la sección de acero, para el estado limite de fluencia(Momento plástico), donde:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,67 \text{ (ASD)}$$

- iii. Si existen conectores de corte y el hormigón sigue los requisitos de las limitaciones del material, la resistencia nominal a la flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta o considerando el método de compatibilidad de deformaciones, donde:

$$\phi_b = 0,85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b = 1,76 \text{ (ASD)}$$

Para determinar la resistencia a compresión, tracción y corte de la sección compuesta de una columna, se utilizó un modelo de resistencia última (Leon and Aho, 2002). Este modelo era muy similar al que se

usaba en las anteriores especificaciones de diseño LRFD. La mayor diferencia es que se tomó en cuenta la resistencia completa del acero de refuerzo y el concreto, en lugar del 70% que se ocupaba en las anteriores especificaciones.

Para poder llevar el análisis del método, se realizaron comparaciones entre la especificación y resultados experimentales. Donde se obtuvo que el método es generalmente conservador pero que el coeficiente de variación obtenido era grande (Leon and Aho, 2002).

2.1.2 ACI 318-05 [8]

Las consideraciones y requerimientos de diseño para columnas compuestas descritas en el presente código son las siguientes:

a) Método de diseño:

Se utiliza el Método de Compatibilidad de Deformaciones, expuesto en la parte Sección 2.1.1 del Capítulo 2.

b) Resistencia a la compresión:

La resistencia a la compresión para una columna compuesta queda dada por:

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_{st}) \quad 2.21$$

donde ϕ_c corresponde al factor de minoración de la resistencia a la compresión y A_{st} es el área total de acero (barras y/o perfiles de acero) no pre-esforzado [mm²].

Con respecto al factor 0,85 que amplifica a ϕ_c ; se tiene que para elementos esbeltos sometidos a compresión y que presenten momentos muy pequeños o iguales a cero en sus extremos, la norma exige tener presente una excentricidad mínima de diseño cuyo propósito es limitar la resistencia de diseño máxima a carga axial de un elemento sometido a compresión. Esto se hace ahora directamente limitando

la resistencia de diseño a carga axial de una sección compuesta a compresión pura al 85% de la resistencia nominal.

c) Resistencia al corte:

La resistencia al corte de una columna compuesta considera la contribución del acero o sólo la del hormigón. En la Sección 11.3.1 del Capítulo 11 de la especificación ACI318(2005) [8], se plantea que la contribución del hormigón al corte viene dado para los casos representados por las ecuaciones 2.22, 2.23, 2.24 y 2.25:

- Para elementos sometidos solamente a corte y flexión:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad 2.22$$

con f'_c expresado en [MPa].

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad 2.23$$

con f'_c y N_u/A_g expresado en [MPa].

- Para elementos sometidos a tracción axial:

$$V_c = 0 \quad 2.24$$

pero si la columna se encuentra sometida a un esfuerzo axial significativo, entonces V_c debe calcularse como lo expresa la ecuación 2.25

$$V_c = \left(1 + \frac{0,3 \cdot N_u}{A_g}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad 2.25$$

con f'_c y N_u/A_g expresado en [MPa]. N_u es tomada negativa para tracción.

donde:

- b_w : Ancho de la sección de hormigón [mm].
- d : Alto de la sección de hormigón [mm].
- A_g : Área bruta de la sección de la columna compuesta [mm²].
- N_u : Carga axial [N].

d) Requerimientos:

- Para la evaluación de los efectos de esbeltez frente a cargas de compresión, el radio de giro, r , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{(E_c \cdot I_g/5) + E_s \cdot I_{sx}}{(E_c \cdot A_g/5) + E_s \cdot A_{sx}}} \quad 2.26$$

donde:

- E_c : Modulo de elasticidad del hormigón [MPa].
 - E_s : Modulo de elasticidad del perfil de acero [MPa].
 - I_g : Momento de Inercia de la sección bruta de la columna compuesta [mm⁴].
 - I_{sx} : Momento de Inercia del eje fuerte de la sección de acero [mm⁴].
 - A_g : Área de la sección bruta de la columna [mm²].
 - A_{sx} : Área de la sección de acero [mm²].
- Para el cálculo de la rigidez efectiva, la norma establece que se debe utilizar la ecuación 2.27, para el caso de columnas compuestas. Esta ecuación es la que representa de mejor manera la rigidez proporcionada por una columna compuesta:

$$EI = \frac{(E_c \cdot I_g/5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} \quad 2.27$$

donde:

- β_d : Es la razón entre la máxima carga axial permanente mayorada y la máxima carga axial total mayorada. En caso de que no se disponga de los datos sobre la o las cargas

axiales mayoradas a las que se encuentra sometida la columna, el código ACI318[8] permite aproximar β_d a 0,6

- $F_y < 345\text{MPa}$ 2.28

- $f'_c > 17,2\text{MPa}$ 2.29

- Para columnas compuestas CFT o RCFT se debe tener presentes la siguiente limitación geométrica:

$$t \geq D \cdot \sqrt{\frac{F_y}{8 \cdot E_s}} \text{ (CFT)} \quad 2.30$$

$$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}} \text{ (RCFT)} \quad 2.31$$

2.1.3 Eurocódigo 4 (EC4) [10 y 14]:

El Eurocódigo 4 plantea dos métodos de diseño. El primero corresponde a un método general de diseño donde se incluyen columnas sin simetría o cuando la sección transversal del perfil de acero no es uniforme a lo largo de la columna. En este caso se requiere realizar un análisis numérico para poder verificar este método.

El segundo método, el cual se menciona a continuación, es para columnas con doble simetría y sección transversal uniforme a lo largo del perfil. Este método es más simple, permitiendo diseñar sin la ayuda de un computador. Está basado en limitaciones y en las curvas de pandeo para columnas de acero, las cuales están en el Eurocódigo 3.

El diseño de columnas del EC4 asume que el hormigón y el acero interactúan conjuntamente cada uno con el otro material hasta que ocurre la falla. Este diseño utiliza completamente la capacidad axial plástica y la capacidad a flexión de la sección transversal y luego reduce esos valores basándose en la

esbeltez de la columna y otros factores. El EC4 considera todas las propiedades de cada uno de los materiales de una sección transversal, incluyendo factores de seguridad parcial para los diferentes materiales, usados para reducir la tensión de fluencia del acero, la resistencia a la compresión del hormigón y la tensión de fluencia de las barras de refuerzo utilizadas en la construcción de la columna, mientras que la AISC usa un único factor de resistencia. Esta sería una de las razones por la cual los procedimientos de diseño del EC4 son más complejos que el propuesto por la AISC para columnas compuestas.

Las limitaciones expuestas por el método de diseño simplificado propuesto por el EC4 son:

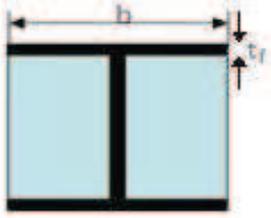
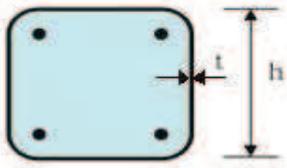
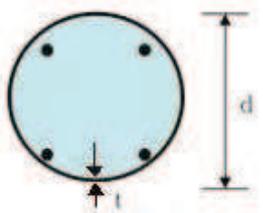
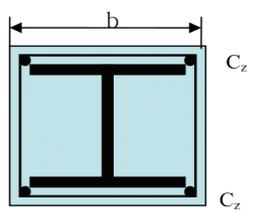
- La columna compuesta es doblemente simétrica y de sección transversal uniforme en toda su longitud.
- El parámetro de esbeltez de la columna, λ , es menor que 2.0.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_s \cdot F_y + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + A_r \cdot F_{yr}}{P_E}} \leq 2,0 \quad 2.32$$

- La cantidad mínima de armadura longitudinal es de un 0,3%.
- Para columnas SRC, el recubrimiento mínimo es de 40 mm, para prevenir la falla del hormigón y/o la corrosión del perfil de acero a causa de factores externos y el fuego.

Cuando la columna compuesta está sometida a un esfuerzo de compresión, el pandeo local se debe verificar primero, donde cada tipo de sección posee un radio de esbeltez, los cuales se pueden observar en la tabla 2-1.

Tabla 2-1: Límites para la razón entre el ancho y el espesor para evitar el pandeo local [13]

Tipo de Sección Transversal	Radio Límite	Límites para los Diferentes grados de Acero según la UNE		
		S 235	S 275	S 355
 Perfil parcialmente embebido	$b/t_f \leq$	44ε	41ε	36ε
 Columna RCFT	$h/t \leq$	52ε	48ε	42ε
 Columna CFT	$d/t \leq$	$90\varepsilon^2$	$77\varepsilon^2$	$60\varepsilon^2$
 Columna SRC	No se verifica el pandeo local para columnas SRC. Con el fin de prevenir la falla prematura del hormigón, el recubrimiento mínimo debe ser: $C_z \leq \max(40\text{mm}, b/6)$			

donde el término ε es función de la tensión de fluencia del acero:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} \quad , \text{ donde } F_y \text{ debe estar en } [\text{N}/\text{mm}^2] \quad 2.33$$

La resistencia plástica de secciones sujetas a cargas axiales está dada por P_{pl} . La siguiente ecuación combina la resistencia del perfil de acero, del hormigón y de la armadura:

$$P_{pl} = A_s \cdot \frac{F_y}{\gamma_s} + A_c \cdot \frac{0,85 \cdot f'_c}{\gamma_c} + A_r \cdot \frac{F_{yr}}{\gamma_r} \quad 2.34$$

donde A_s, A_c y A_r es el área de acero, hormigón y armadura respectivamente.

Para columnas RCFT (figura 1-3), el factor de reducción de 0,85 del segundo término no es aplicable porque el concreto posee una alta resistencia al confinamiento debido al perfil de acero. El efecto del confinamiento no es tomado en cuenta cuando la razón de esbeltez de la columna λ , es más grande que 0,5 y la excentricidad e , es más grande que $d/10$; donde d corresponde al diámetro exterior de un perfil tubular de acero. Por lo tanto, la ecuación para perfiles CFT será:

$$P_{pl} = A_s \cdot \frac{F_y}{\gamma_s} \cdot \eta_2 + A_c \cdot \frac{f'_c}{\gamma_c} \cdot \left(1 + \eta_1 \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{F_y}{f'_c} \right) + A_r \cdot \frac{F_{yr}}{\gamma_r} \quad 2.35$$

donde:

- γ_s = Factor de seguridad para el perfil de acero igual a 1,1.
- γ_c = Factor de seguridad para el hormigón igual a 1,5
- γ_r = Factor de seguridad para la armadura igual a 1,15

Los factores η_1 y η_2 dan cuenta del efecto de confinamiento, y ambos están relacionados con la esbeltez de la columna y la excentricidad de la carga axial:

$$\eta_1 = \eta_{10} + \left(1 - \eta_{10} \right) \cdot \frac{e}{d} \geq 0,0 \quad 2.36$$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20}) \cdot 10 \cdot \frac{e}{d} \geq 1,0 \quad 2.37$$

donde:

- $\eta_{10} = 4,9 - 18,5 * \lambda + 17 * \lambda^2 \geq 0,0$
- $\eta_{20} = 0,25 * (3 + 2 * \lambda) \leq 1,0$
- $e = M_{sd}/N_{sd}$ = excentricidad de carga

donde M_{sd} es el momento máximo de diseño calculado y N_{sd} es la carga axial de diseño calculada.

El parámetro de esbeltez λ de una columna está definido en la ecuación 2.32, donde P_E corresponde a la carga de pandeo de Euler definida por:

$$P_E = \frac{(E \cdot I)_e \cdot \pi^2}{(K \cdot L)^2} \quad 2.38$$

donde:

- L =Largo efectivo de pandeo de la columna
- $(E \cdot I)_e$ =Coeficiente de rigidez efectiva; $(E \cdot I)_e = E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c + E_r \cdot I_r$ 2.39
 - E_s, E_c y E_r son el modulo de elasticidad del perfil de acero, del hormigón y de la armadura respectivamente.
 - I_s, I_c e I_r son el momento de inercia del perfil de acero, del hormigón y de la armadura respectivamente.
 - E_c es definido como $E_c = 0,8 \cdot E_{cm} / \gamma_c$, donde E_{cm} es el modulo secante del hormigón y γ_c es 1,35.

La resistencia plástica P_{pl} , reducida por un factor de reducción por pandeo, κ , debe ser mayor que la carga de diseño:

$$P_{sd} \leq \kappa \cdot P_{pl} \quad 2.40$$

El factor de reducción por pandeo para columnas esbeltas κ , está dada en función de λ :

$$\kappa = \frac{1}{\phi_k + \sqrt{\phi_k^2 + \lambda^2}} \leq 1,0; \text{ donde } \phi_k = \frac{1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2}{2} \quad 2.41$$

El factor α corresponde a un factor de imperfección, que asume los siguientes valores:

$$\alpha = \left\{ \begin{array}{l} 0,21 \quad ; \text{ para columnas CFT y RCFT} \\ 0,34 \quad ; \text{ para columnas SRC con el momento flector en el eje fuerte del perfil} \\ 0,49 \quad ; \text{ para columnas SRC con el momento flector en el eje débil del perfil} \end{array} \right\} \quad 2.42$$

Esto nos da tres curvas, denominadas **a**, **b** y **c**. La curva **a** es para perfiles CFT y RCFT, la **b** es para columnas SRC con el momento flector en el eje fuerte del perfil y esta corresponde a la curva de pandeo del AISC; y la curva **c** es para columnas SRC con el momento flector en el eje débil del perfil. En la tabla 2-2 se dan los valores del factor κ obtenidos en función de λ . Además, en la figura 2-3 se pueden apreciar las curvas.

Tabla 2-2: Valores de k para las curvas a, b y c [10]

λ	κ		
	Curva a	Curva b	Curva c
0,2	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491
0,4	0,9528	0,9261	0,8973
0,5	0,9243	0,8842	0,8430
0,6	0,8900	0,8371	0,7854
0,7	0,8477	0,7837	0,7247
0,8	0,7957	0,7245	0,6622
0,9	0,7339	0,6612	0,5998
1,0	0,6656	0,5970	0,5399
1,1	0,5960	0,5352	0,4842
1,2	0,5300	0,4781	0,4338
1,3	0,4703	0,4269	0,3888
1,4	0,4179	0,3817	0,3492
1,5	0,3724	0,3422	0,3145
1,6	0,3332	0,3079	0,2842
1,7	0,2994	0,2781	0,2577
1,8	0,2702	0,2521	0,2345
1,9	0,2449	0,2294	0,2141
2,0	0,2229	0,2095	0,1962

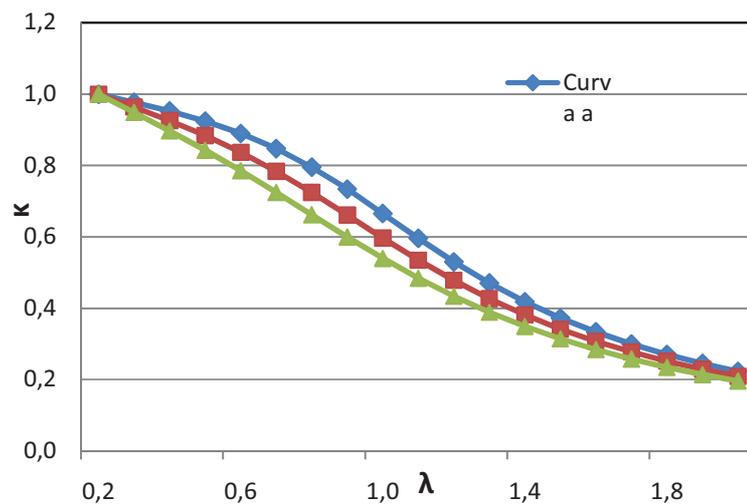


Figura 2-3: Grafico de k en función de la esbeltez [13]

2.2 Normativa aplicable al Diseño Sísmico

2.2.1 ANSI/AISC 341-05 [1]:

Esta norma presenta una sección exclusiva para elementos compuestos de acero y de hormigón armado, en especial presenta las principales características y condiciones que deben cumplir las columnas SRC, RCFT y CFT para ser diseñadas como un elemento compuesto.

Para columnas SRC, se plantean requerimientos que sirven para sistemas sísmicos ordinarios hasta especiales. La norma define los sistemas sísmicos ordinarios, intermedios y especiales como aquellos sistemas diseñados con una limitada, moderada y significativa capacidad de deformación inelástica respectivamente.

i. Para sistemas ordinarios:

- La resistencia nominal al corte de cada estribo deberá ser determinada de acuerdo a lo establecido en las secciones 11.5.6.2 hasta la 11.5.6.9 de la norma ACI318 [8]. En las secciones 11.5.6.5 y 11.5.6.9 del código ACI318 [8], la dimensión b_w deberá ser igual al ancho de la sección transversal de hormigón menos el ancho del perfil estructural, medido perpendicularmente a la dirección de corte, en la figura 2-2 se ejemplifica el detalle de b_w .

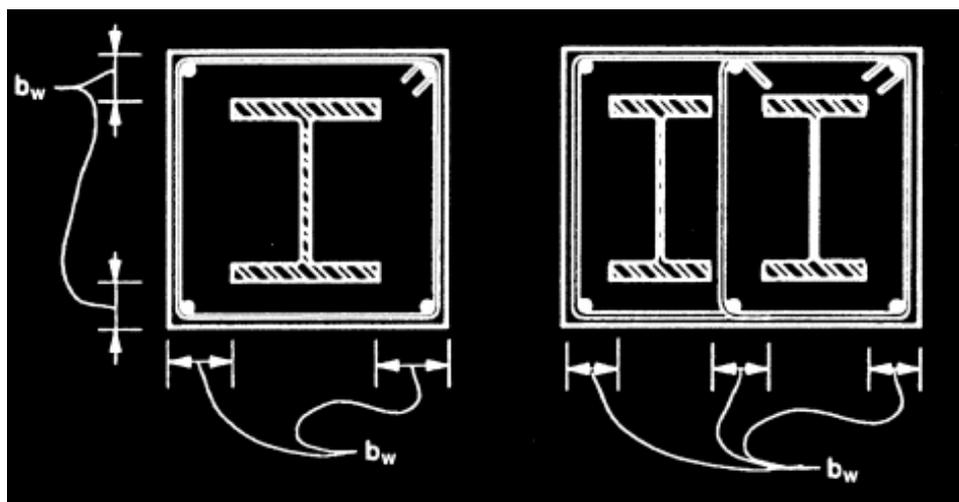


Figura 2-4: Ancho efectivo para calcular la resistencia al corte de una columna SRC [1]

- Las columnas deberán tener conectores de corte para transferir las cargas entre el perfil de acero y el hormigón, éstas deberán diseñarse según lo establecido en la sección I2.1 de la AISC360 [2].
- Los requerimientos para los estribos y para las barras longitudinales son los mismos establecidos en el código ACI318 [8].
- Los requerimientos para el núcleo de acero son los mismos que los especificados en los códigos ACI318 [8] y AISC360 [2].

ii. Para sistemas intermedios:

Además de los requerimientos para sistemas ordinarios, se deben incluir:

- El espaciamiento máximo de los estribos en la parte superior e inferior de la columna, debe ser el menor de los siguientes casos:
 - La mitad del lado más pequeño de la sección de la columna.
 - 8 veces el diámetro de la barra longitudinal
 - 24 veces el diámetro del estribo
 - 300 [mm]
- El espaciamiento transversal por sobre el largo restante de la columna no debe exceder dos veces el espaciamiento definido en el punto anterior.
- El refuerzo electrosoldado de alambre no se permite como refuerzo transversal en sistemas sísmicos intermedios.

iii. Para sistemas especiales:

Además de los requerimientos para sistemas ordinarios e intermedios, se deben incluir los siguientes puntos:

- Para poder diseñar una columna SRC sometida a un esfuerzo axial, ésta debe diseñarse como una columna normal de acero. La presente normativa plantea para el diseño de una columna, que cuando se cumplen una de las relaciones de la ecuación 2.43, dependiendo del procedimiento elegido,

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} > 0,4 (\text{LRFD}) \text{ o } \frac{\Omega_c \cdot P_a}{P_n} > 0,4 (\text{ASD}) \quad 2.43$$

sin considerar de la carga sísmica amplificada, los siguientes requisitos deberán cumplirse:

- 1) La compresión axial y la fuerza de tracción necesaria, considerada en ausencia de cualquier momento aplicado, se determinarán mediante las combinaciones de cargas estipuladas por el código de construcción aplicable, incluida la carga sísmica amplificada.
- 2) La compresión axial y la fuerza de tracción requerida no deberá exceder ninguno de los siguientes requisitos:
 - La carga máxima transferida a la columna considerando $1,1 \cdot R_y$ (LRFD) o $(1,1/1,5) \cdot R_y$ (ASD), según el procedimiento., los tiempos de la resistencia nominal de la conexión de una viga o de elementos arriostrados del edificio.
 - El límite determinado de la resistencia de la fundación al volcamiento.

donde:

- $\phi_c = 0,90 (\text{LRFD}); \Omega_c = 1,67 (\text{ASD})$
 - P_a : Resistencia axial requerida de una columna usando ASD, [N].
 - P_u : Resistencia axial requerida de una columna usando LRFD, [N].
 - P_n : Resistencia nominal axial de una columna, [N].
 - R_y : Es la razón de la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia mínima especificada.
- El área del refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0,01 \cdot A_g$ ni mayor que $0,06 \cdot A_g$, donde A_g corresponde al área bruta de la sección transversal de la columna.

- El refuerzo transversal debería ser un estribo cerrado de confinamiento como lo define el ACI318[8] en el capítulo 21 y debería seguir los siguientes requerimientos:

- 1) El área mínima de la armadura de confinamiento, A_{sh} , debe ser:

$$A_{sh} = 0,09 \cdot h_{cc} \cdot s \cdot \left(1 - \frac{F_y \cdot A_s}{P_n}\right) \cdot \left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) \quad 2.44$$

donde:

- h_{cc} = Dimensión transversal del núcleo confinado medido de centro a centro de la armadura de confinamiento, (mm).
- s = Espaciamiento longitudinal de la armadura transversal medido a lo largo del eje longitudinal de la columna, (mm).
- F_y = Tensión de fluencia mínima del núcleo de acero estructural, (MPa).
- A_s = Sección transversal del núcleo estructural, (mm²).
- P_n = Resistencia nominal a compresión de la columna compuesta calculada de acuerdo con las especificaciones, (N).
- f'_c = Resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón, (MPa).
- F_{yh} = Tensión de fluencia mínima especificada de los estribos, (MPa).

La ecuación 2.44 no es necesario cumplirla. Si la resistencia nominal del núcleo de la sección de acero por sí sola, es capaz de resistir la carga mayorada, a la cual es sometida la columna. Entonces un confinamiento adicional al hormigón no sería necesario si el núcleo de acero por sí solo podría evitar un colapso ante un evento sísmico. La combinación de carga 1,0·D+0,5·L se propone como una combinación muy simple para poder mayorar la carga de diseño, pero se deja a criterio del diseñador cuál es la mejor combinación a utilizar.

- 2) El espaciado máximo de la armadura transversal a lo largo de la columna debería ser el menor entre seis veces el diámetro de una barra longitudinal o 150 mm.
- 3) Para columnas SRC en marcos arriostrados con carga nominal a la compresión más grande que $0,2 \cdot P_n$; columnas compuestas soportando reacciones de miembros rígidos discontinuos (muros o marcos arriostrados); y para columnas SRC usadas en C-SMF(Marcos compuestos especiales resistentes a momentos), el espaciado

máximo de la armadura transversal debería ser el menor entre un cuarto de la dimensión más pequeña de la sección transversal o 100 mm.

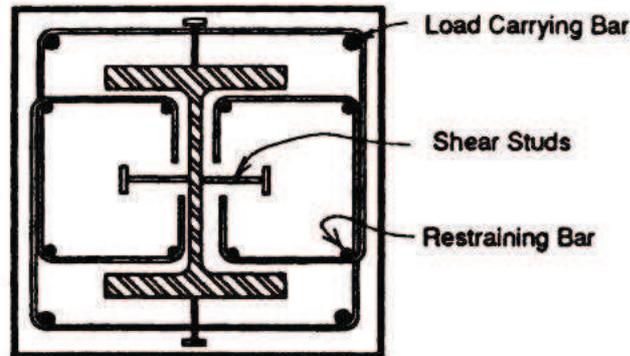


Figura 2-5: Ejemplo de armadura de confinamiento para una columna SRC[1]

- Cuando la columna termina en alguna zapata o en una losa de fundación, la armadura transversal debería extenderse dentro de la zapata o losa al menos 300mm. Cuando la columna termina en un muro, la armadura transversal debería extenderse dentro del muro por al menos el largo requerido para desarrollar la fluencia completa en el perfil de acero y la armadura longitudinal.

Para columnas CFT se deben tener presente los siguientes requerimientos:

- La resistencia nominal al corte de una columna compuesta deberá ser solamente la resistencia nominal al corte de la sección estructural de acero, sobre la base de su área de corte efectiva. La capacidad al corte del hormigón podría usarse en conjunto con la resistencia al corte del acero siempre y cuando exista un adecuado sistema de transferencia de carga.
- Cuando la columna CFT es usada para formar marcos especiales compuestos resistentes a momentos(C-SMF), deberá seguir las siguientes indicaciones:
 - 1) La resistencia mínima de corte de una columna deberá seguir los requerimientos del código ACI318 [8] en la sección 21.4.5.1.

2) El espesor mínimo del perfil de acero, t , para una columna RCFT deberá ser:

$$t_{min} = b \cdot \sqrt{F_y / (2 \cdot E)} \quad 2.45$$

donde :

- b = Ancho de cada cara del perfil de acero, (mm).
- F_y = Tensión de fluencia del perfil de acero, (MPa).
- E = Modulo de elasticidad del perfil de acero, (MPa).

2.3 Estudios experimentales para CFT y RCFT

Schneider [28] investigó 14 columnas cortas para poder ver el efecto del perfil de acero y de la razón de esbeltez en la tensión última a la compresión de la columna compuesta. Para ello tomó razones determinados, $17 < D/t < 50$ y $4 < L/D < 5$, donde D es el diámetro de la columna; L es el largo de la columna y t es el espesor del perfil de acero. Los especímenes de sus ensayos estaban constituidos por 3 columnas compuestas de perfil tubular circular; 5 columnas compuestas por un perfil tubular cuadrado y 6 columnas compuestas por un perfil tubular rectangular. En la figura 2-4 es posible observar el largo constante de todos los especímenes testeados y además la ubicación de la instrumentación utilizada en cada uno de los tres tipos de perfil ocupado.

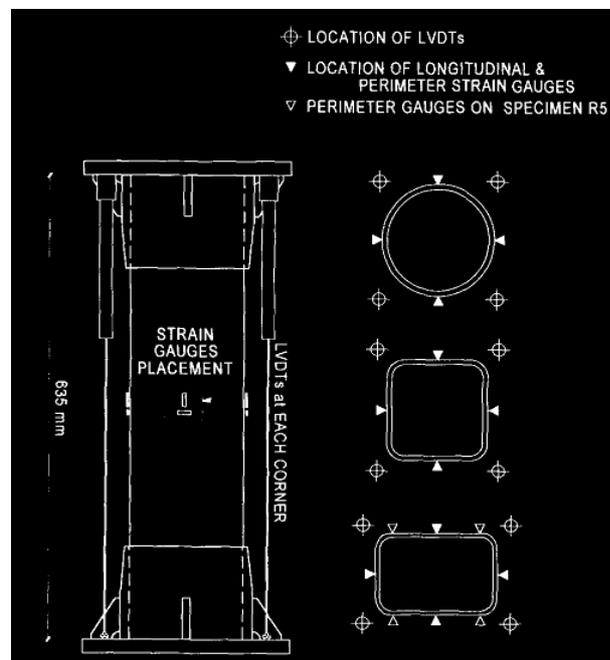


Figura 2-6: Especímen CFT y localización de la instrumentación [28]

Una vez realizado el experimento, según las características y propiedades de cada espécimen, ubicadas en la tabla 2-3, la resistencia última obtenida fue comparada con las especificaciones de diseño que existían en ese momento (AISC [4]). En las figuras 2-5, 2-6 y 2-7 es posible observar el comportamiento de cada espécimen con respecto al tipo de perfil usado.

Tabla 2-3: Propiedades de las columnas CFT ensayadas por Schneider [28]

Shape (1)	Outer nominal diameter (mm) (2)	Actual dimensions (mm) (3)	Actual wall thickness (mm) (4)	D/t ratio (5)	L/D ratio (6)	A_s/A_{total} (%) (7)	Steel Properties			Concrete Properties		
							A_s (mm ²) (8)	F_y (MPa) (9)	E_s (MPa) (10)	A_c (mm ²) (11)	f'_c (kPa) (12)	E_c (MPa) (13)
C1	140	140.8	3.00	47.0	4.3	8.3	1,297	285	189,475	14,258	28,180	25,599
C2	140	141.4	6.50	21.7	4.3	17.5	2,755	313	206,011	12,968	23,805	23,528
C3	140	140.0	6.68	21.0	4.4	18.2	2,794	537	205,322	12,581	28,180	25,599
S1	127 × 127	127.3 × 127.3	3.15	40.4	4.8	9.5	1,535	356	180,518	14,645	30,454	26,611
S2	127 × 127	126.9 × 126.9	4.34	29.2	4.8	13.0	2,077	357	190,164	13,935	26,044	24,609
S3	127 × 127	126.9 × 127.0	4.55	27.9	4.8	13.6	2,174	322	205,322	13,871	23,805	23,528
S4	127 × 127	125.3 × 126.5	5.67	22.3	4.8	17.0	2,684	312	203,944	13,097	23,805	23,528
S5	127 × 127	126.8 × 127.2	7.47	17.0	4.8	21.5	3,426	347	204,633	12,516	23,805	23,528
R1	76 × 152	76.6 × 152.3	3.00	50.8	4.0	11.3	1,316	430	190,164	10,323	30,454	26,611
R2	76 × 152	76.5 × 152.8	4.47	34.2	4.0	16.6	1,923	383	213,590	9,677	26,044	24,609
R3	102 × 152	101.8 × 152.4	4.32	35.3	4.0	13.5	2,077	413	214,968	13,355	26,044	24,609
R4	102 × 152	102.8 × 152.7	4.57	33.4	4.0	14.1	2,200	365	206,011	13,419	23,805	23,528
R5	102 × 152	101.3 × 151.4	5.72	26.5	4.0	17.5	2,671	324	204,633	12,581	23,805	23,528
R6	102 × 152	102.13 × 152.37	7.34	20.8	4.0	22.0	3,381	358	205,322	12,000	23,805	23,528

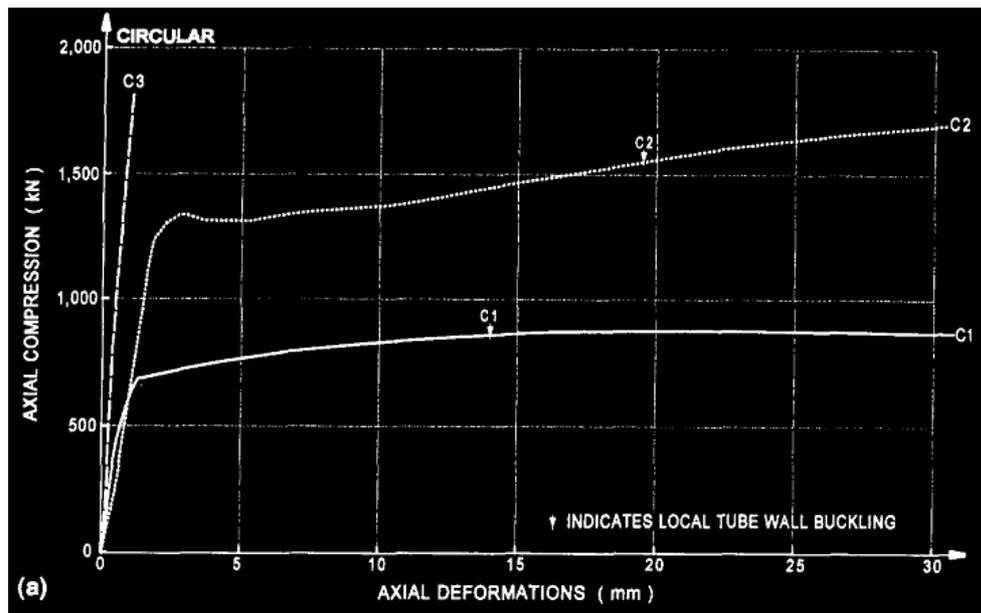


Figura 2-7: a) comparación del comportamiento de las columnas CFT circulares [28]

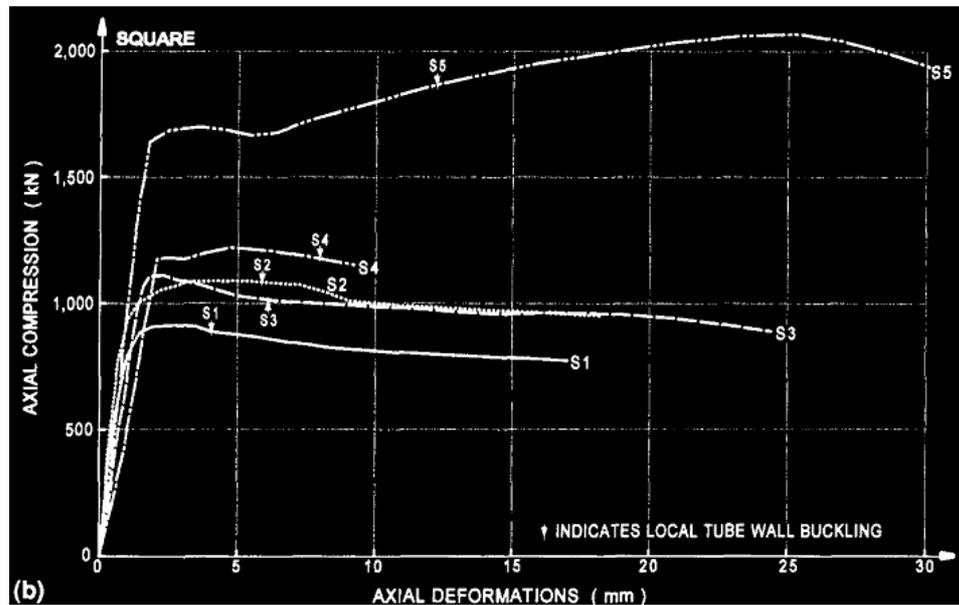


Figura 2-8: b) comparación del comportamiento de las columnas CFT cuadradas [28]

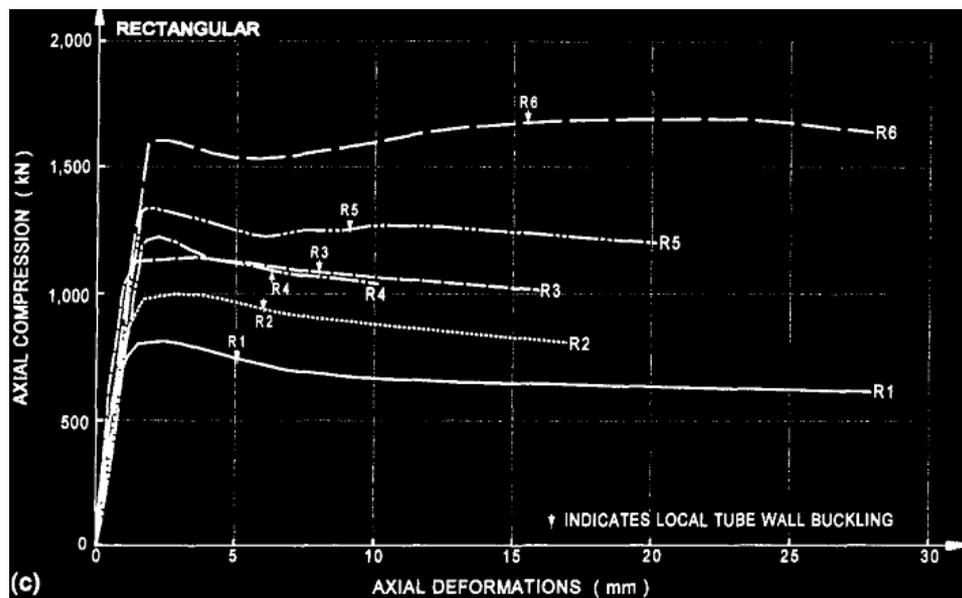


Figura 2-9: c) comparación del comportamiento de las columnas CFT rectangulares [28]

En la Tabla 2-4 se aprecian de la información experimental con la capacidad axial predicha. Uno de los resultados de sus experimentos fue que el comportamiento de las columnas CFT cuadradas y rectangulares al pandeo local es muy similar. Este se produce principalmente porque el núcleo de hormigón se empieza a expandir hacia las cuatro caras del perfil generando pandeo local en las cuatro

caras por igual; para las columnas CFT rectangulares el pandeo local es más amplio en la cara ancha que en la cara angosta; mientras que en las columnas CFT circulares el pandeo local se producía mas radialmente debido a la expansión del núcleo de hormigón. Esto se puede observar en la figura 2-10 donde se muestra un espécimen circular y otro cuadrado. Para este último en la figura 2-11 se cortó por la mitad al perfil para poder ver de mejor manera la falla del núcleo de hormigón.

Tabla 2-4: Resultados de comparación entre datos experimentales y capacidad predicha [28][

Shape (1)	D/t ratio (2)	Test Data					AISC/LRFD Strength Estimate						Measured versus Computed	
		P_y (kN) (3)	P_u (kN) (4)	P_u/P_y (5)	E_m (MPa) (6)	Longitudinal yield compared to P_y (7)	r_m (8)	KL/r_m (9)	F_{my} (MPa) (10)	E_m (MPa) (11)	λ_c (12)	P_{cr} (kN) (13)	P_y/P_{cr} (14)	E_m ratio (15)
C1	47.0	703	881	1.25	297,847	Before	48.7	12.5	548.6	309,775	0.168	703	1.00	0.96
C2	21.7	1,291	1,825	1.41	143,873	Before	47.7	12.8	408.1	260,473	0.161	1,112	1.16	0.55
C3	21.0	2,010	2,715	1.35	364,389	—	47.1	12.9	645.3	254,596	0.207	1,771	1.14	1.43
S1	40.4	868	917	1.06	305,826	After	50.7	12.0	603.1	282,246	0.177	914	0.95	1.08
S2	29.2	1,024	1,095	1.07	212,299	Before	50.0	12.2	505.4	259,862	0.171	1,037	0.99	0.82
S3	27.9	1,090	1,113	1.02	172,630	Simultaneously	50.0	12.2	450.9	279,135	0.156	970	1.12	0.62
S4	22.3	1,179	1,202	1.02	113,332	Simultaneously	48.9	12.5	410.9	260,402	0.158	1,091	1.08	0.44
S5	17.0	1,647	2,069	1.26	151,678	Before	48.7	12.5	420.5	246,903	0.164	1,424	1.16	0.61
R1	50.8	801	819	1.02	342,769	Simultaneously	32.5	18.8	633.0	273,817	0.287	805	1.00	1.25
R2	34.2	979	1,006	1.03	230,548	Simultaneously	31.8	19.1	494.5	265,889	0.263	924	1.06	0.87
R3	35.3	1,144	1,144	1.00	272,959	After	41.8	14.6	555.7	281,762	0.206	1,134	1.01	0.97
R4	33.4	1,202	1,224	1.02	185,275	After	42.1	14.5	488.6	276,583	0.194	1,058	1.14	0.67
R5	26.5	1,291	1,335	1.03	168,609	After	41.0	14.9	419.1	259,128	0.190	1,103	1.17	0.65
R6	20.8	1,602	1,691	1.06	167,912	Before	40.7	15.0	429.4	246,390	0.199	1,428	1.12	0.68

En general los tubos con una gran razón D/t presentaban mayor pandeo local y con aparentes distorsiones en comparación a secciones con una razón D/t pequeña.

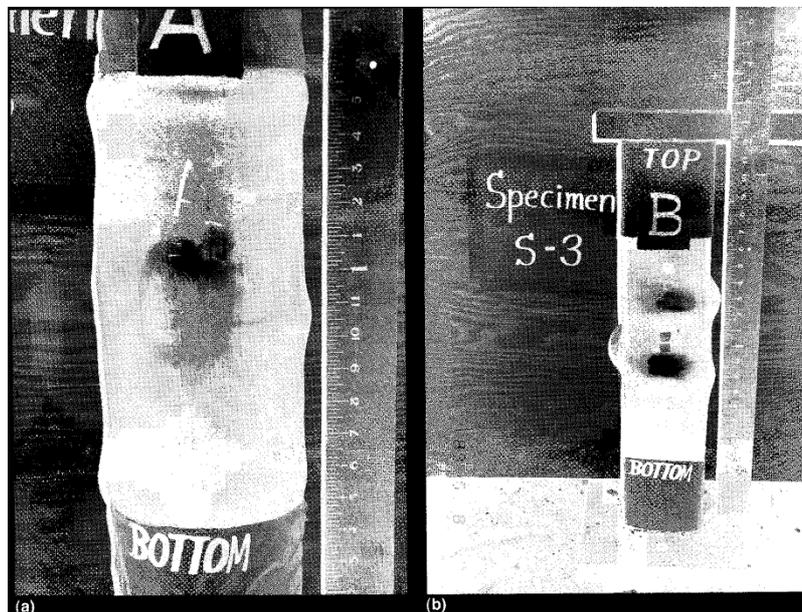


Figura 2-10: Pandeo local en a) tubos circulares y b) tubos cuadrados o rectangulares [28]

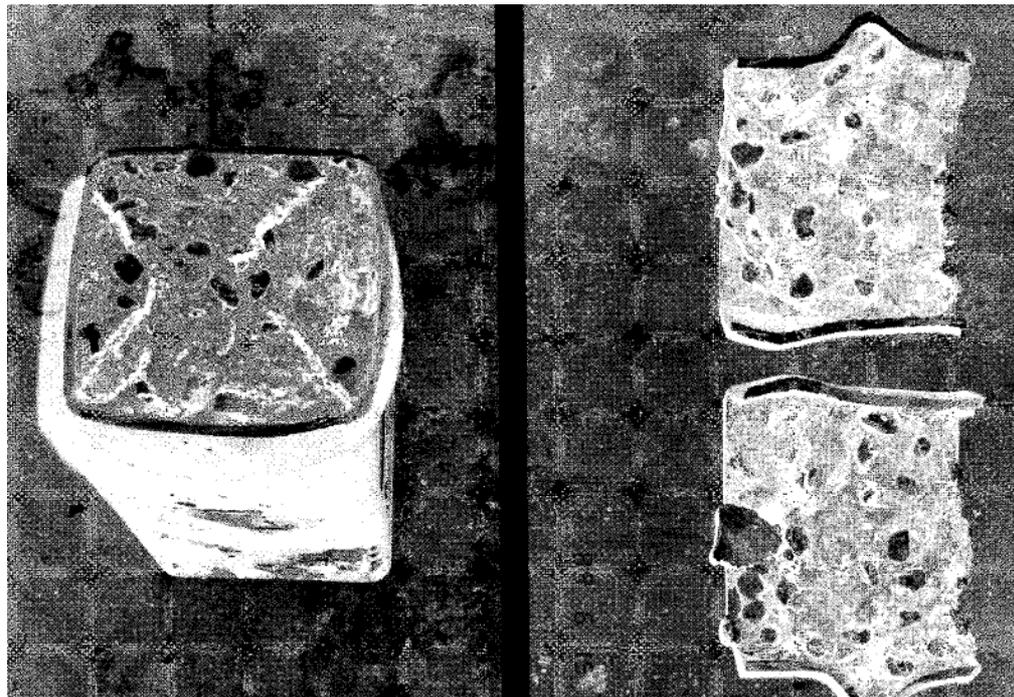


Figura 2-11: Núcleo de hormigón después de un severo pandeo local en el espécimen S3 [28]

Una vez analizados los datos de los especímenes, Schneider [28] obtuvo que los perfiles tubulares circulares ofrecen mucha más ductilidad que los perfiles cuadrados o rectangulares. Todos los tubos circulares del estudio fueron clasificados como altamente deformables, mientras que sólo para pequeñas razones D/t , aproximadamente $D/t < 20$ para este estudio (especimen S5), muestra una característica de alta deformación para los tubos cuadrados o rectangulares. Además, para columnas de pequeñas dimensiones, una pequeño razón D/t provee un incremento en la carga de fluencia comparada con lo calculado con el AISC [4] y a la vez muestran un comportamiento más favorable después de la fluencia. Esta comparación se puede apreciar en la Tabla 2-4.

Uy (2000)[37] realizó una investigación en 30 especímenes que forman parte de 5 tipos de columnas compuestas CFT cuadradas sometidas a esfuerzos de compresión, flexión y flexo-compresión. Las columnas construidas eran de espesor constante y el perfil de acero tenía una tensión de fluencia constante. El resto de las características físicas del ensayo (ancho de las caras, largo de las probetas) y la tensión de compresión del hormigón, eran variables.

El objetivo principal era poder abordar el efecto de los límites de esbeltez de la placa de acero en el comportamiento de la columna. Para esto no sólo se desarrollaron ensayos sino que también Uy (2000) creó un modelo numérico simple para poder analizar el comportamiento de la columna y poder compararla con los datos experimentales. En las figuras 2-12 y 2-13 se muestran los diagrama de la

instalación de la columna y de la instrumentación utilizada para poder medirla (Strain Gauges y LDVTs), para la carga axial pura y de flexión pura.

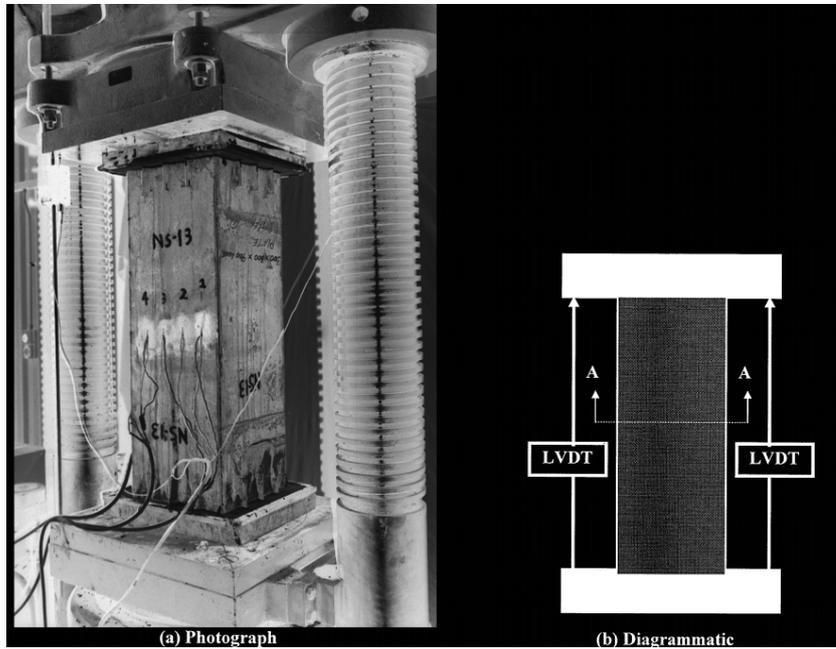


Figura 2-12: Procedimiento de carga axial y de instrumentación en columnas RCFT [37]

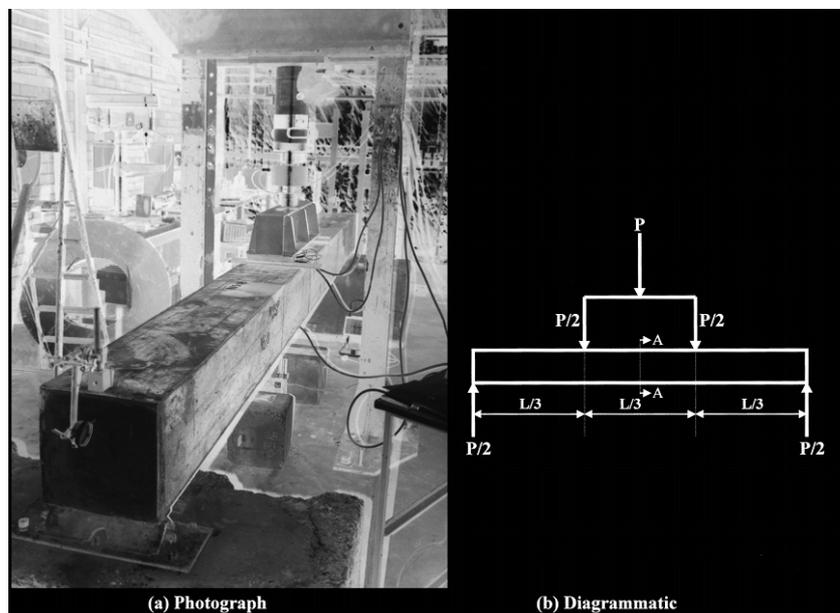


Figura 2-13: Procedimiento de carga a flexión pura y de instrumentación en columnas RCFT [37]

Los resultados de la prueba de carga axial y del acortamiento de las columnas muestran que las columnas sometidas a compresión pura son capaces de resistir mucha más carga que las columnas sometidas a flexo-compresión. Pero bajo compresión pura la carga máxima se reduce muy rápidamente mientras que para flexo-compresión la caída es más suave. Esto se puede ver en la figura 2-14, el elemento NS1 representa la columna sometida a compresión pura y resto son elementos sometidos a flexo-compresión.

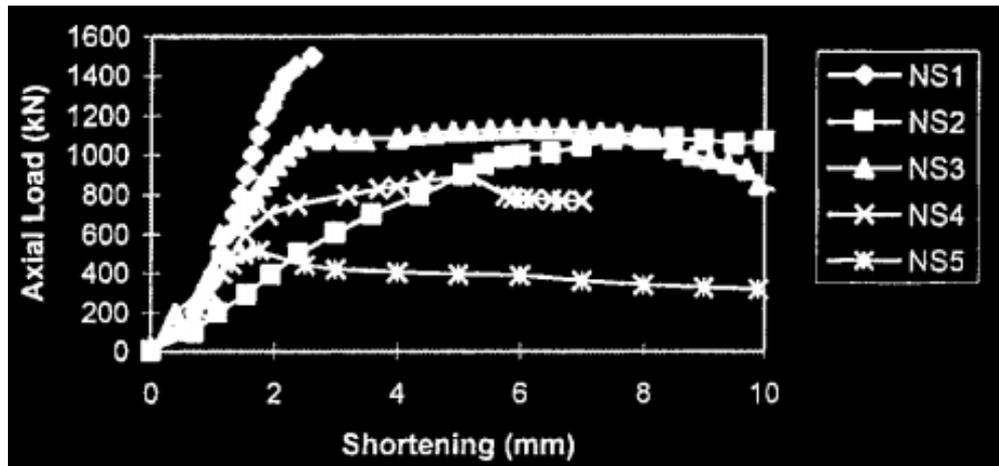


Figura 2-14: Ejemplo de columnas CFT con $b/t = 60$ y con $f'c=32\text{MPa}$ [37]

Luego de haber realizado los experimentos y la modelación numérica, Uy (2000)[37] logró demostrar que el pandeo local es significativo en columnas compuestas que poseen el espesor t del perfil de acero, pequeño.

2.4 Estudios experimentales para SRC

Weng C. C. et al. (2006)[34] propone un tipo de armadura de confinamiento y una fórmula de diseño de ésta misma. El tipo de armadura se llama multi-espiral, la cual está compuesta por 5 espirales con uno grande en el centro y los otros cuatro en cada una de las esquinas de la columna compuesta. Uno de los objetivos principales del sistema multi-espiral propuesto por los autores es su superioridad en el confinamiento del hormigón y su eficiencia constructiva. En la figura 2-15 es posible ver ejemplos del sistema multi-espiral.

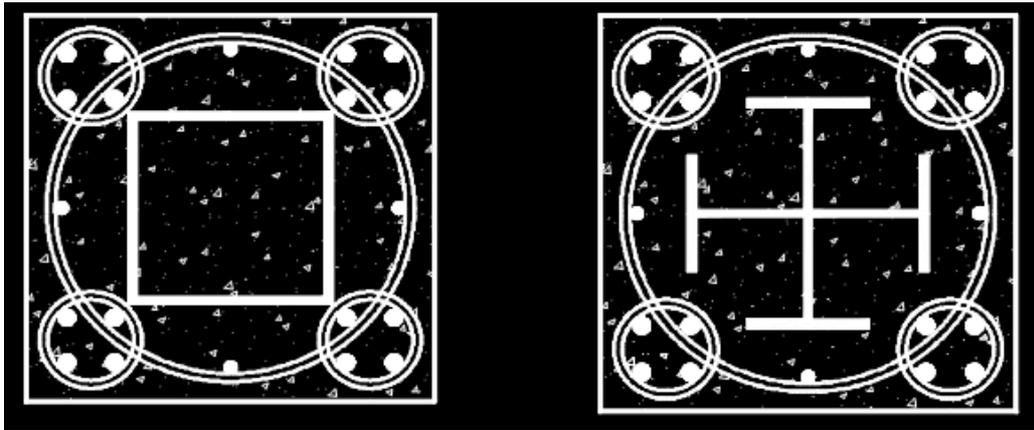


Figura 2-15: Secciones transversales de dos columnas SRC con sistema multi-esprial [34]

Para una columna SRC cualquiera, Weng (2006)[31,32] propuso que el hormigón alcanza tres áreas de confinamiento dentro de la columna: el área altamente confinada de hormigón, el área con un confinamiento normal u ordinario y el área de no confinamiento del hormigón. Este tipo de esquema se puede observar de mejor manera en la figura 2-16, donde la parte más oscura corresponde al hormigón altamente confinado, la parte gris al hormigón confinado de forma normal y la parte blanca al hormigón no confinado. Luego, una vez definidas las áreas de confinamiento de una columna, Weng et al.(2006) proponen nuevas fórmulas para el diseño de la armadura de confinamiento para una columna SRC. Estas proponen que:

- i. Para una espiral de confinamiento de una columna SRC, la cuantía de acero ρ_s , debe ser mayor o igual que:

$$\rho_s \geq \left\{ 0,45 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right]; 0,12 \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \right\} \quad 2.46$$

- ii. Para una columna SRC con estribos formados por ganchos, el área transversal de la armadura de confinamiento, A_{sh} , debe ser mayor o igual que:

$$A_{sh} \geq \left\{ 0,3 \cdot s \cdot h_c \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right]; 0,09 \cdot s \cdot h_c \cdot \left(\frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \cdot \left[1 - \left(\frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u} \right) \right] \right\} \quad 2.47$$

donde:

- $(P_n)_u = f_{ys} \cdot A_s + 0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + f_{yr} \cdot A_r$
- s = espaciamiento

- h_c y A_{ch} = ancho y área del núcleo de hormigón confinado.
- f_{yh} = tensión de fluencia del estribo de acero.
- f_{ys} y A_s = tensión de fluencia y sección transversal del perfil de acero.
- f_{yr} y A_r = tensión de fluencia y sección transversal de la armadura longitudinal.
- $P_s = f_{ys} \cdot A_s$ = capacidad axial del perfil de acero.
- $P_{hcc} = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_{hcc}$ = capacidad axial del hormigón altamente confinado

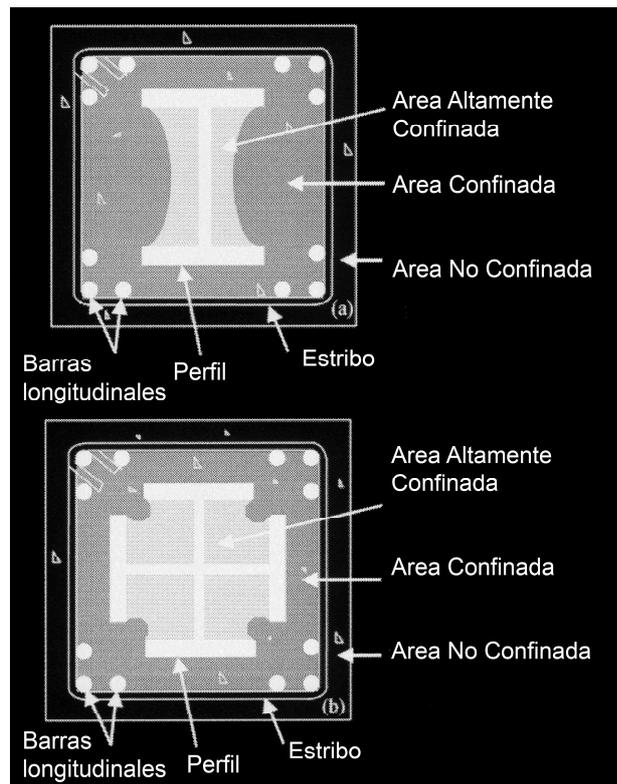


Figura 2-16: Tipo de condiciones de confinamiento del hormigón para columnas SRC [35]

Para poder comprobar el comportamiento de este nuevo tipo de confinamiento, Weng et al(2006)[31] crearon 2 columnas de hormigón armado, una con sistema multi-espiral(RC2) y el otro con estribos normales(RC1); y 3 columnas SRC con sistema multi-espiral diseñadas cada una según el código ACI318(SRC 3), el Taiwan SRC Code(SRC 4) y la formula de Weng(SRC 5).

En la figura 2-17 se puede apreciar el comportamiento de las 5 columnas al dibujar la curva de carga-deformación, donde se observa que el sistema multi-espiral proporciona una mayor capacidad de deformación después de alcanzar el peak en comparación a las columnas que utilizan armadura de confinamiento convencional.

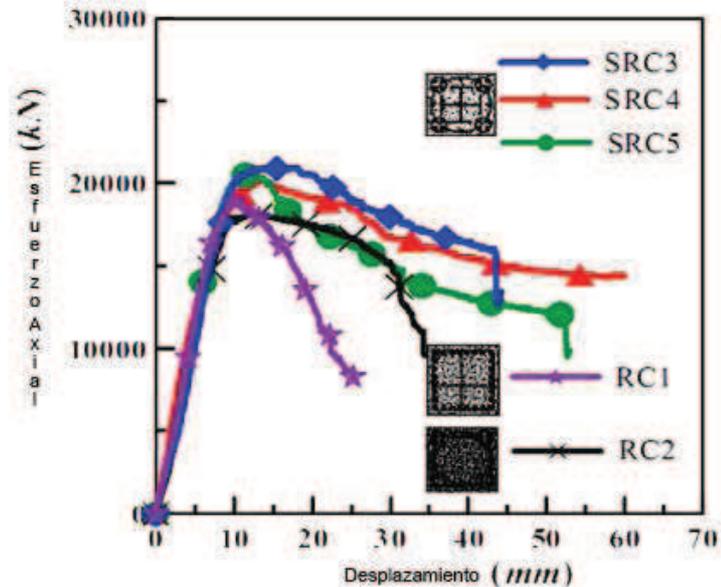


Figura 2-17: Comparación de curvas carga-desplazamiento para las 5 columnas construidas [34]

Weng et al. (2007)[33] propone un método de diseño de columnas SRC sometidas a flexo-compresión, a través de la rigidez relativa. Este método toma en cuenta la razón de la rigidez relativa de la porción de acero y del hormigón armado en la columna compuesta para calcular las cargas axiales compartidas por cada uno de los materiales. Además de la rigidez relativa, el método toma en cuenta el concepto de superposición de fuerzas para resumir las resistencias a la flexión del perfil de acero y de la porción de hormigón armado en la columna compuesta.

Para comprobar el nuevo método de diseño, Weng et al. (2007)[33] utiliza un análisis numérico de fibra y lo compara con los resultados de 28 columnas compuestas testeadas previamente por 4 investigadores (Mirza, 1996; Ricles, 1994; Naka, 1977; Wakabayashi, 1971) [33].

Se logró ver que las cargas externas que actúan en la columna compuesta son compartidas por cada uno de los materiales de acuerdo a la razón de la rigidez relativa. Como una columna compuesta es físicamente la combinación de una columna de acero y una columna de hormigón armado, por la superposición de fuerzas, puede ser factible combinar las fórmulas de diseños utilizados por los códigos AISC-LFRD-05 y ACI318-05. Con respecto a los resultados de las 28 columnas testeadas (teniendo presente que todos los elementos fueron sometidos a flexo-compresión) y a los valores obtenidos del análisis numérico de la fibra, el nuevo método ha predicho satisfactoriamente las fuerzas de las columnas compuestas SRC. En la tabla 2-5 es posible apreciar de mejor manera la comparación realizada entre los

valores obtenidos previamente por los investigadores, con los esfuerzos predichos por el código ACI318, el código AISC-LRFD, el análisis de fibra y el método propuesto.

Tabla 2-5: Comparación de los resultados de los ensayos con las tensiones predichas por el método propuesto, ACI318, AISC-LRFD y el análisis de fibra [33]

Specimen	M_{test} (kN-m)	M_{ACI} (kN-m)	M_{LRFD} (kN-m)	M_{fiber} (kN-m)	M_{prop} (kN-m)	Predicted strength ratio			
						$\frac{M_{ACI}}{M_{test}}$	$\frac{M_{LRFD}}{M_{test}}$	$\frac{M_{prop}}{M_{fiber}}$	$\frac{M_{prop}}{M_{test}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
M1	64.1	53.0	41.7	60.8	69.0	0.83	0.65	1.14	1.08
M2	63.2	68.8	53.8	64.7	66.0	1.09	0.85	1.02	1.05
M3	78.2	61.1	47.3	66.2	59.7	0.78	0.60	0.90	0.76
M4	66.0	57.4	49.5	61.8	52.8	0.87	0.75	0.85	0.80
M5	65.6	56.3	48.0	64.2	55.5	0.86	0.73	0.87	0.85
M6	82.2	64.9	51.9	67.8	75.1	0.79	0.63	1.11	0.91
M7	76.0	65.9	52.6	68.7	75.9	0.87	0.69	1.11	1.00
M8	82.3	68.6	53.4	69.9	69.9	0.83	0.65	1.00	0.85
M9	73.5	58.5	49.5	65.1	57.6	0.80	0.67	0.89	0.78
M10	72.0	61.6	49.3	66.5	72.9	0.86	0.68	1.10	1.01
M11	69.9	64.3	51.4	68.6	75.8	0.92	0.73	1.11	1.08
M12	83.0	71.2	58.4	68.7	72.7	0.86	0.70	1.06	0.88
M13	79.9	69.5	58.5	70.7	66.2	0.87	0.73	0.94	0.83
M14	68.7	60.4	52.7	67.6	60.2	0.88	0.77	0.89	0.88
R1	626.0	579.6	467.2	622.7	617.2	0.93	0.75	0.99	0.99
R2	593.0	474.4	387.6	523.1	526.3	0.80	0.65	1.01	0.89
R3	784.0	612.5	529.7	700.1	649.4	0.78	0.68	0.93	0.83
R4	670.0	563.0	424.1	582.0	601.4	0.84	0.63	1.03	0.90
R5	776.0	630.9	527.9	722.3	663.1	0.81	0.68	0.92	0.86
R6	667.0	580.0	424.8	610.9	620.6	0.87	0.64	1.02	0.93
R7	840.0	705.9	591.5	829.2	722.0	0.84	0.70	0.87	0.86
R8	832.0	705.1	590.1	836.5	723.5	0.85	0.71	0.87	0.87
N1	197.4	184.4	140.4	198.1	211.7	0.93	0.71	1.12	1.07
N2	235.0	205.4	166.4	216.3	249.5	0.87	0.71	1.15	1.06
N3	228.4	220.6	187.8	233.1	251.8	0.97	0.82	1.08	1.10
W1	72.4	65.9	64.6	78.8	68.6	0.91	0.89	0.87	0.95
W2	67.7	65.6	54.8	74.6	71.3	0.97	0.81	0.96	1.05
W3	59.0	57.3	44.2	60.8	61.3	0.97	0.75	1.01	1.04
					Mean Value:	0.87	0.71	0.99	0.93
					Coefficient of Variation:	0.08	0.10	0.10	0.11

2.5 Recomendaciones de Diseño

2.5.1 *Steel Design Guide 6* [3]

La presente guía de diseño permitía diseñar una columna del tipo SRC usando método LRFD, en especial cuando el perfil de acero que va embebido en el hormigón corresponde a un perfil del tipo H. Pero la normativa en la cual se basó la gran mayoría de las recomendaciones presentes en esta guía, ya no se encuentran vigentes porque son especificaciones muy antiguas. (ACI318-89; AISC-Manual LRFD [6]; AISC- LRFD Specification [5]; entre otras)

El método constructivo de las columnas SRC consiste en construir los marcos compuestos en torno al perfil de acero y a medida que se va avanzando en altura, se empieza el proceso de hormigonado de la columna en los pisos inferiores. Un marco compuesto está formado por la unión de losas compuestas o de vigas compuestas a la columna SRC. En la figura 2-2 se muestra la secuencia constructiva de un marco compuesto.

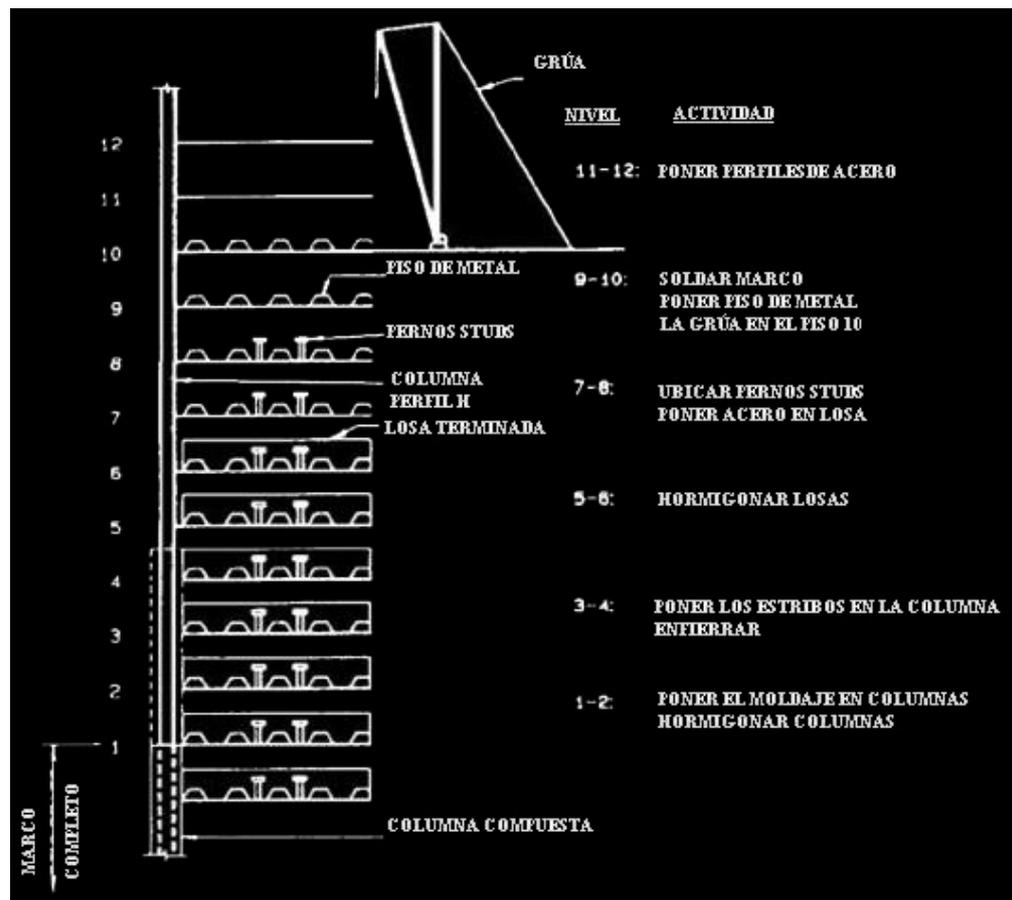


Figura 2-18: Secuencia de construcción de una columna SRC con un marco compuesto [3]

- Ubicación y separación de las barras del refuerzo Longitudinal:

Las columnas compuestas pueden tomar distintas formas. Pueden ser cuadradas, rectangulares, redondas o alguna otra configuración, sin embargo las formas más comunes son las cuadradas o rectangulares ya que son más prácticos para un perfil del tipo H, junto con la ubicación del refuerzo longitudinal en o cerca de las cuatro esquinas de la columna. Eso se puede apreciar en la figura 2-19.

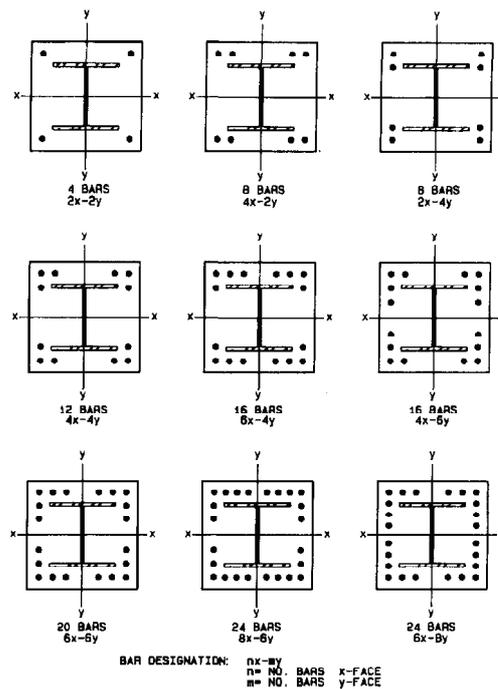
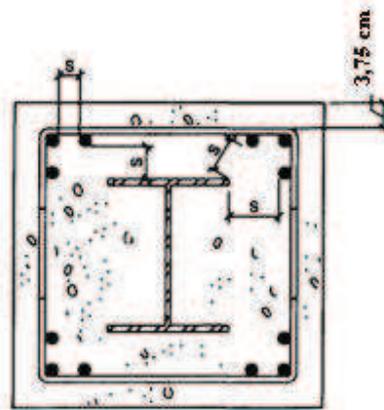


Figura 2-19: Distribución de refuerzo longitudinal en las columnas compuestas [3]

Aunque no hay requerimientos específicos en las especificaciones de diseño LRFD [5] para el espaciamiento de las barras del refuerzo longitudinal, es aconsejable establecer límites mínimos para que el hormigón pueda fluir entre los espacios de cada barra y entre las barras y el perfil de acero. Los límites planteados en la Guía de Diseño 6 [3], se basan en normativas no vigentes (ACI 318-89 y AISC-LRFD Specification [5]) y un ejemplo de ellos se presenta en la figura 2-20.



S= DISTANCIA LIBRE ENTRE BARRAS O ENTRE CUALQUIER BARRA Y UNA CARA DEL PERFIL H DE ACERO
 $S \geq 1\ 1/2 \cdot d_b$ o 3,75 cm, LA MAYOR DE LAS DOS
 d_b = DIAMETRO DE LA BARRA

Figura 2-20: Esquema de espaciamento de las barras longitudinales [3]

- Estribos

Los estribos se utilizan para mantener estabilidad lateral del reforzamiento longitudinal y dar confinamiento al hormigón. Los requerimientos de diseño para cumplir en parte las especificaciones del método de LRFD [5] y de la ACI318-89, deben satisfacer lo siguiente:

- El área transversal del estribo debe ser por lo menos 6 mm^2 por cada mm de espaciamento (especificaciones LRFD I 2.1.b [5]).
- El espaciamento de los estribos no debe ser mayor que dos tercios de la dimensión más pequeña de la sección transversal del perfil (especificaciones LRFD I 2.1.b [5]).
- El espaciamento de los estribos no debe ser más grande que 16 veces el diámetro de las barras longitudinales o 48 veces el diámetro de un estribo (ACI 318-89 Sección 7.10.5.1).
- Los estribos deben ser por lo menos $\Phi 13$ para barras $\Phi 36$, $\Phi 43$ y $\Phi 57$; y $\Phi 10$ para el resto de las barras (ACI 318-89 Sección 7.10.5.1).
- Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más

de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando las barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo (ACI 318-89 Sección 7.10.5.3).

- Empalmes de las barras del refuerzo Longitudinal:

Los requerimientos para los empalmes de las barras del refuerzo longitudinal para columnas compuestas deben seguir las mismas reglas que se aplican para las columnas convencionales de hormigón armado como se especifica en el capítulo 12 de la ACI318-89.

Los empalmes de los perfiles deben realizarse en la mitad de la columna, ya que esta es la zona que se encuentra sometida a momento mínimo para cargas laterales (punto de inflexión). Si estos se realizan sobre el borde de la losa (práctica usual en Chile), deben desarrollarse como empalmes de tracción (una longitud usual para este tipo de empalmes es $60 \Phi + 10 \text{ cm}$, con Φ igual al diámetro de la menor barra a empalmar)

- Conectores de Corte:

Es necesario proveer una transferencia de los conectores de corte desde las vigas al perfil de acero cuando la conexión se realiza directamente al perfil de acero embebido. Esta transferencia se realiza mediante la utilización de pernos Stud soldados al perfil de acero. Ensayos con columnas compuestas SRC indican un valor estimativo de la carga que se transfiere como:

$$P_{sl} = \frac{3.6 \cdot b_f \cdot (0.09 * f'_c - 95) \cdot l_e}{k} \quad 2.48$$

donde:

- P_{sl} = Carga permitida para el perfil embebido [N].
- b_f = Ancho del ala del perfil de acero embebido [mm].
- f'_c = Tensión de compresión del hormigón [MPa].
- l_e = Largo del perfil de acero que se encuentra embebido [mm].
- k = Valor constante aproximadamente igual a 5.

Las sugerencias planteadas en la presente guía con respecto a los conectores de corte para el caso de columnas compuestas son:

- Posicionar los conectores de corte en las caras externas de las alas del perfil siempre que haya el espacio necesario, en caso contrario posicionar los pernos stud en la cara interna de las alas, a un costado del alma.
- Disponer de una cantidad suficiente de conectores de corte, espaciados uniformemente a lo largo de la luz de la columna y alrededor de la sección transversal de la columna entre cada piso.
- El máximo espaciamiento de los conectores de corte en cada ala es 80 cm.

En las siguientes figuras se puede ver en más detalle las sugerencias de diseño planteadas en la presente guía:

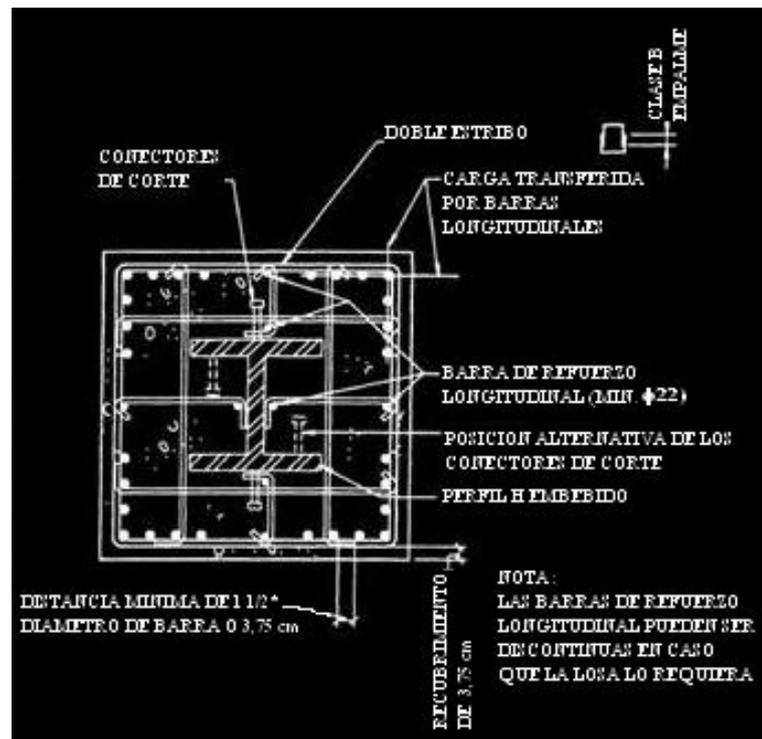


Figura 2-21: Sección Transversal de una columna compuesta SRC [3]

3 Análisis de Antecedentes

3.1 Introducción

En el presente capítulo se realizará un análisis a cada uno de los antecedentes planteados en la sección anterior para los distintos tipos de columnas compuestas, de tal forma de tener una respuesta sobre cual método de diseño propuesto por las distintas normas y por los investigadores; conviene más para el diseño de cada una de las columnas compuestas que se encuentren solicitadas ante cualquier tipo de los esfuerzos básicos.

3.2 Análisis de columnas sometidas a Compresión Pura

El análisis se desarrolló comparando estadísticamente el resultado de las tres normas que presentan un método de diseño de Columnas Compuestas sometidas a compresión. Los datos experimentales utilizados fueron sacados de una base de datos desarrollada por Kim[10], que incluía elementos CFT, RCFT y SRC tanto para columnas como para vigas-columnas compuestas.

Los antecedentes analizados para cada una de las columnas utilizadas fueron los expuestos en las secciones 2.1.1; 2.1.2 y 2.1.3 del Capítulo 2.

Para el estudio se analizaron las columnas teniendo presente las limitaciones expuestas por cada norma para el F_y , el f'_c , el F_{yr} y para los espesores. Esto se realizó debido a que como el estudio es experimental, entonces se tuvieron presente todas las limitaciones de tal forma de poder analizar de mejor manera en base a los datos estadísticos y finalmente comparar los resultados.

3.2.1 Análisis de columnas SRC a Compresión

En total se analizaron 85 ensayos:

- 30 columnas realizadas por “Janss and Anslijn, 1974” [13].
- 7 columnas realizadas por “Stevens, 1965” [13].
- 11 columnas realizadas por “Astaneh-Asl, Chen, and Moehle, 1992” [13].
- 6 columnas realizadas por “Ham et al., 1992” [13].
- 5 columnas realizadas por “Han and Kim, 1995” [13].
- 24 columnas realizadas por “Janss and Pirapez, 1974” [13].

Dentro de lo ensayos se tuvo que los valores máximos y mínimos para las distintas tensiones fueron:

Tabla 3-1: Valores mínimos y máximos para materiales de SRC

	F_y [Mpa]	f'_c [Mpa]	F_{yr} [Mpa]	ρ_{ss} [%]	ρ_{sr} [%]
Max	500.90	584.96	65.59	0.099	0.012
Min	231.50	275.60	12.68	0.038	0.006

Al realizar el estudio estadístico de la distribución de la razón entre la carga experimental P_{exp} y la carga de diseño P_n propuesta por cada una de las normas utilizadas, se tuvieron presente todas las limitaciones requeridas por cada normativa, dando como resultado que sólo 78 ensayos cumplieron con todas las limitaciones requeridas por los tres códigos.

En las figura 3-1es posible apreciar la comparación estadística de los ensayos de columnas SRC sometidos a esfuerzos de compresión. Para lo cual se comparo la razón entre las cargas experimentales con la carga nominal de diseño dependiendo del código deseado. En este caso, la figura 3-1 se realizó con el código AISC360[2].

Para las figuras 3-1, 3-2 y 3-3, las líneas que están por encima y debajo de la media, representan el rango de la desviación estándar obtenida para cada uno de los códigos.

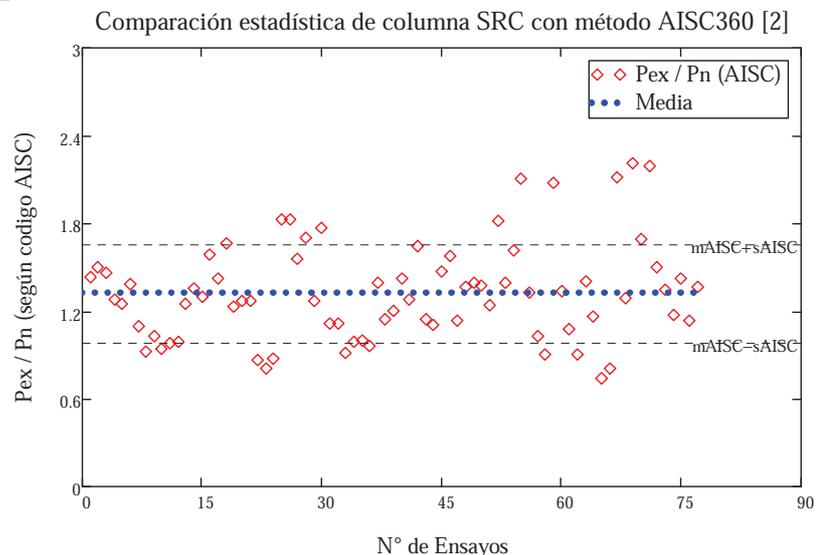


Figura 3-1: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según AISC360 [2]

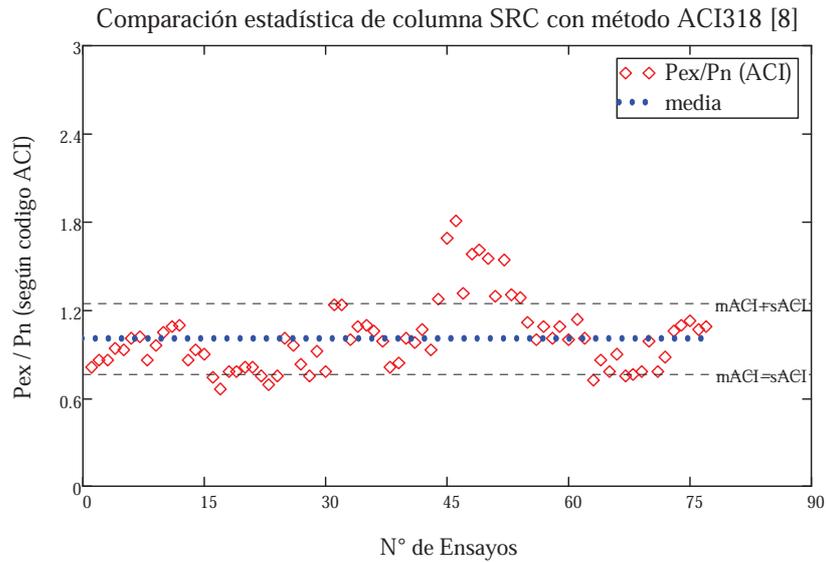


Figura 3-2: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según ACI318 [8]

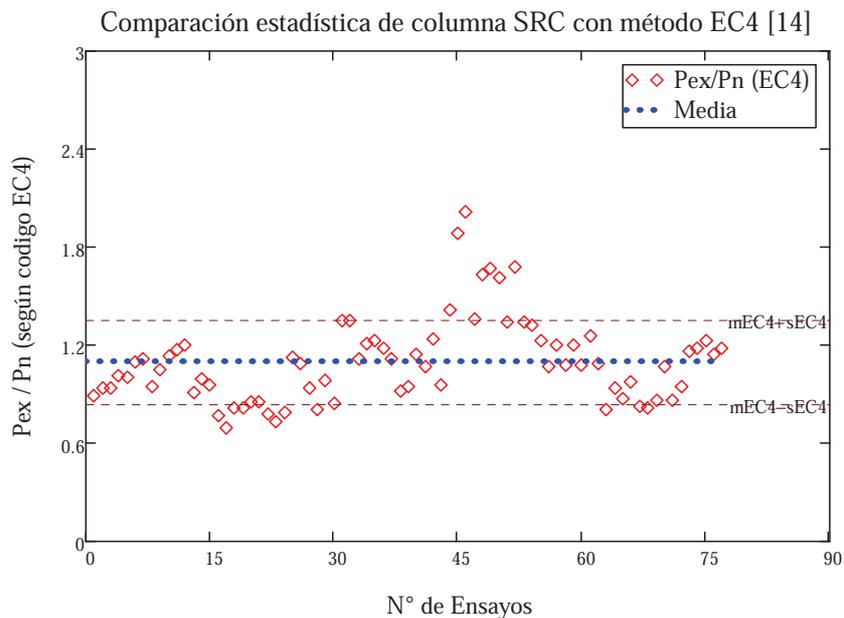


Figura 3-3: Comparación para una columna SRC sometida a compresión, según EC4 [14]

En las figuras 3-2 y 3-2 se realizó la comparación de manera similar como se hizo para la figura 3-1. En la tabla 3-2 es posible apreciar a modo de resumen los valores de la Media, la Desviación Estándar y la Covarianza obtenidos del análisis, para cada uno de los métodos analizados.

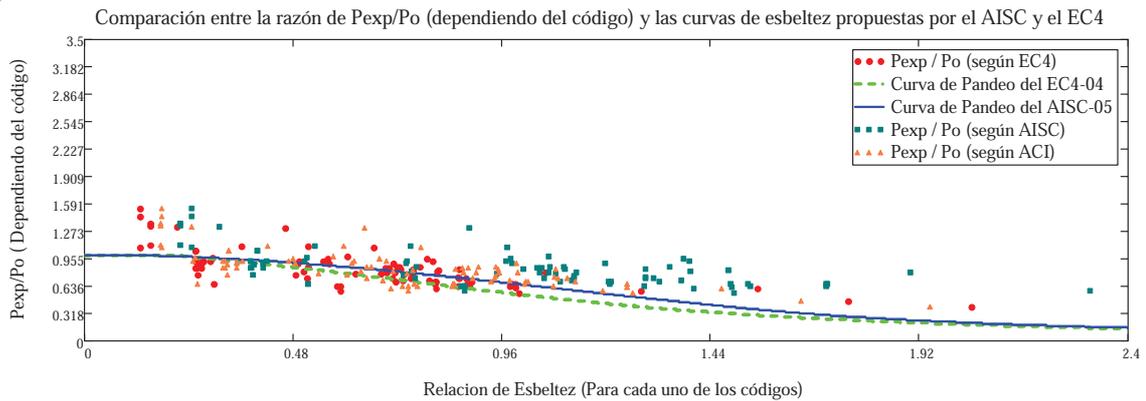


Figura 3-4: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14]

En la Figura 3-4, se graficaron los valores obtenidos para cada relación de esbeltez propuesta por los códigos con la razón de la carga experimental de cada uno de los ensayos con la carga de fluencia obtenida, para cada uno de los códigos. Junto a éstos puntos se graficaron las curvas de pandeo propuestas por los códigos AISC360[2] (ecuación 2.49) y el EC4[14] (ecuación 2-41).

- Curva de pandeo propuesta por el código AISC360[2]:

$$AISC(\alpha) = \begin{cases} 0.658\alpha^2 & \text{si } 0 < \alpha \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\alpha^2} & \text{si } \alpha > 1.5 \end{cases} \quad 2.46$$

donde α representa la relación de esbeltez.

- Curva de pandeo propuesta por el código EC4[14]:

Esta curva se encuentra representada por la ecuación 2-38

Tabla 3-2: Comparación para SRC de la relación P_{exp}/P_n para cada Método

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
SRC	AISC360-05	78	1.324	0.336	0.254
	ACI318-05		1.008	0.239	0.238
	EC4-04		1.094	0.259	0.236

3.2.2 Análisis de columnas CFT a Compresión

Se analizaron 185 columnas compuestas CFT sometidas a compresión:

- 12 columnas realizadas por “Garden and Jacobson, 1967” [13].
- 11 columnas realizadas por “Gardner, 1968” [13].
- 16 columnas realizadas por “Chapman and Neogi, 1966” [13].
- 12 columnas realizadas por “Sakino and Hayashi, 1991” [13].
- 10 columnas realizadas por “Luksha and Nesterovich, 1991” [13].
- 8 columnas realizadas por “Furlong, 1967” [13].
- 2 columnas realizadas por “Schneider, 1998” [13].
- 33 columnas realizadas por “O’Shea and Bridge, 2000” [13].
- 10 columnas realizadas por “Gardner and Jacobson, 1967” [13].
- 7 columnas realizadas por “Salani and Sims, 1964” [13].
- 11 columnas realizadas por “Knolwes and Park, 1969” [13].
- 36 columnas realizadas por “Yoshoika et al., 1995” [13].
- 5 columnas realizadas por “O’Shear and Bridge, 1997” [13].
- 11 columnas realizadas por “Han and Yan, 2000” [13].

Dentro de lo ensayos se tuvo que los valores máximos y mínimos para las distintas tensiones fueron:

Tabla 3-3: Valores mínimos y máximos para materiales de CFT

	F_y [Mpa]	f'_c [Mpa]	ρ_{ss} [%]
Max	833.69	113.41	0.27
Min	184.65	12.01	0.02

Donde F_y es la tensión de fluencia del perfil de acero; f'_c es la resistencia a la compresión del hormigón; y ρ_{ss} es la cuantía del perfil de acero.

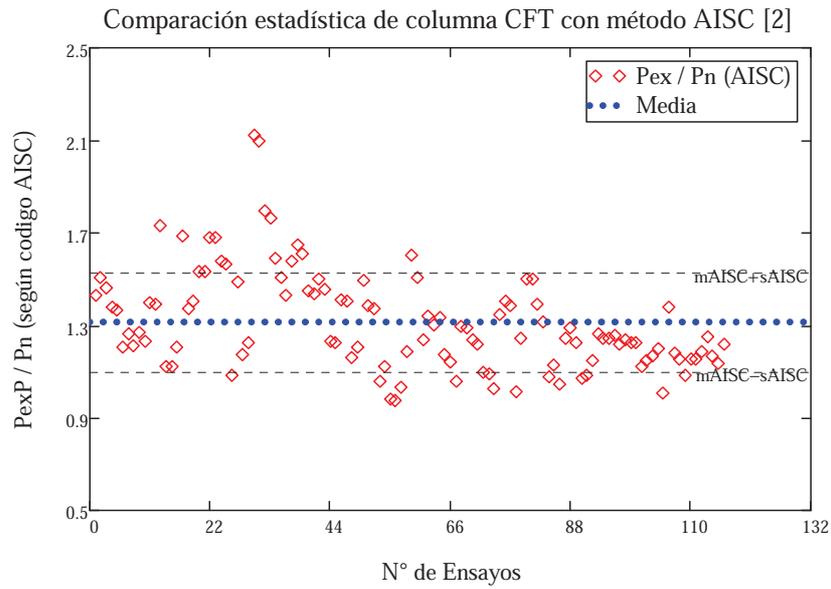


Figura 3-5: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según AISC [2]

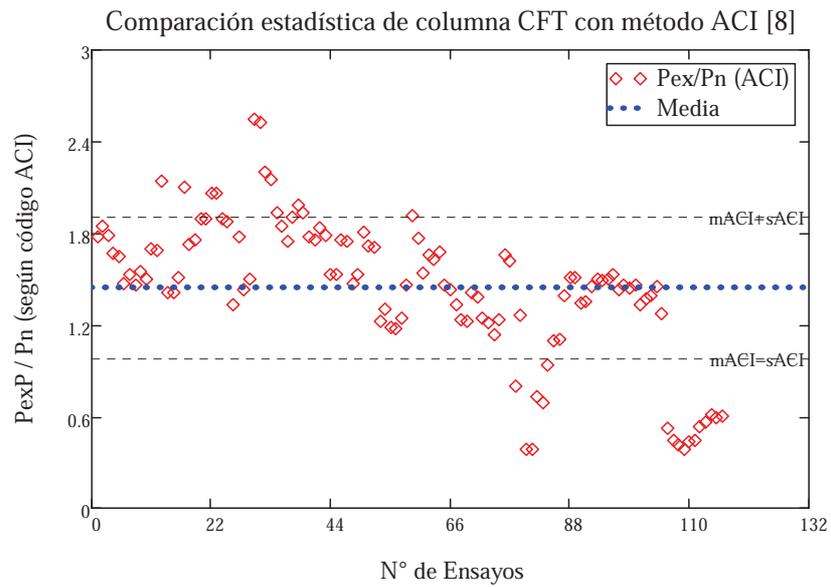


Figura 3-6: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según ACI [8]

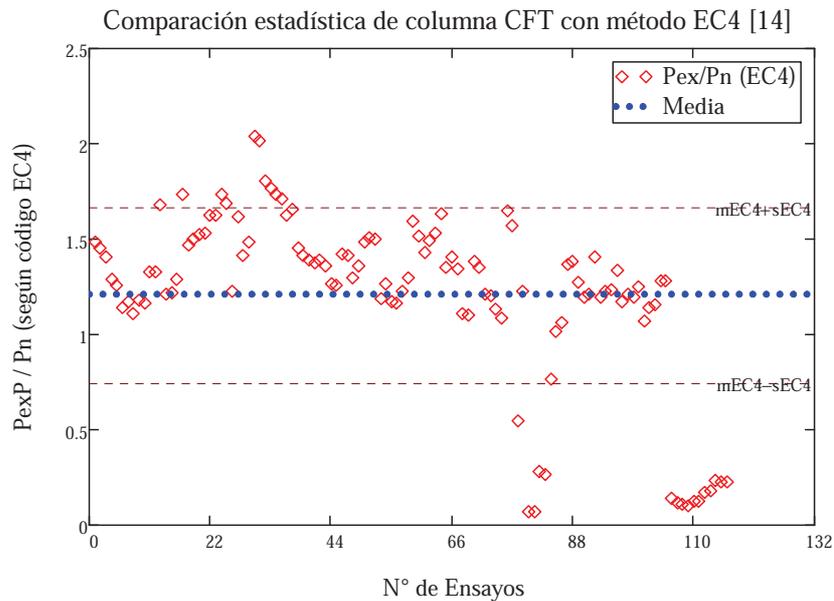


Figura 3-7: Comparación para una columna CFT sometida a compresión, según ACI [8]

Al realizar el estudio estadístico de la distribución de la razón entre la carga experimental P_{exp} y la carga de diseño P_n para cada uno de las normas utilizadas, sólo 116 ensayos cumplieron con los requisitos impuestos por los tres códigos. Los resultados se pueden apreciar en la tabla 3-4.

Al igual que en la Sección 3.2.1, las figuras 3-5, 3-6 y 3-7 se hicieron de la misma forma. Las líneas que están por encima y debajo de la media, representan el rango de la desviación estándar obtenida para cada uno de los códigos

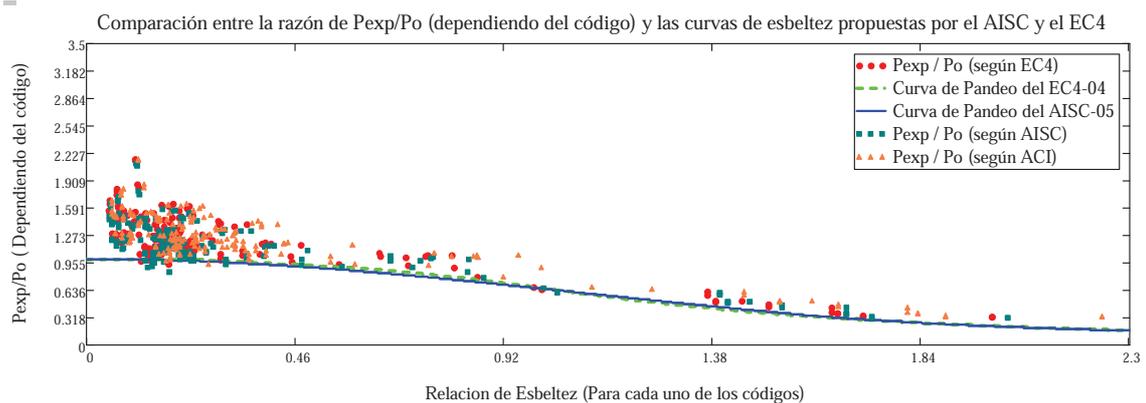


Figura 3-8: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14], para columnas CFT sometidas a compresión.

En la Figura 3-8, se graficaron los valores obtenidos para cada relación de esbeltez propuesta por los códigos con la razón de la carga experimental de cada uno de los ensayos con la carga de fluencia obtenida, para cada uno de los códigos. Junto a éstos puntos se graficaron las curvas de pandeo propuestas por los códigos AISC360[2] (ecuación 2.49) y el EC4[14] (ecuación 2-41). La figura 3.8 presenta mayor acumulación de columnas cortas en el sector donde las curvas de pandeo llegan a 1.

Tabla 3-4: Comparación de la relación P_{exp}/P_n de CFT para cada Método

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
CFT	AISC360-05	116	1.314	0.214	0.163
	ACI318-05		1.445	0.460	0.319
	EC4-04		1.208	0.459	0.380

3.2.3 *Análisis de columnas RCFT a Compresión*

En total se analizaron 106 ensayos:

- 5 columnas realizadas por “Furlong, 1967” [13].
- 6 columnas realizadas por “Knowles and Park, 1969” [13].
- 36 columnas realizadas por “Baba, Fujimoto, Mukai and Nishiyama, 1995” [13].
- 11 columnas realizadas por “Schneider, 1998” [13].
- 23 columnas realizadas por “Han and Yao, 2002” [13].
- 9 columnas realizadas por “Uy, 2000” [13].
- 4 columnas realizadas por “Uy, 2002” [13].
- 6 columnas realizadas por “Seo and Chung, 2002” [13].
- 6 columnas realizadas por “Yang and Seo, 1998” [13].

Dentro de lo ensayos se tuvo que los valores máximos y mínimos para las distintas tensiones fueron:

Tabla 3-5: Valores mínimos y máximos para materiales de RCFT

	<u>F_y [Mpa]</u>	<u>f'_c [Mpa]</u>	<u>ρ_{ss} [%]</u>
Max	832.31	95.91	0.22
Min	261.13	17.98	0.04

Para el análisis, solamente 47 ensayos cumplieron las tres limitaciones requeridas por los tres códigos.

En las figuras 3-9, 3-10, 3-11 es posible ver gráficamente el análisis estadístico. Este se realizó de la misma manera que lo dos tipos de columnas compuestas anteriores. Al realizar el estudio estadístico de la distribución de la razón entre la carga experimental P_{exp} y la carga de diseño P_n para cada uno de las normas utilizadas se obtuvieron los resultados de la tabla 3-6.

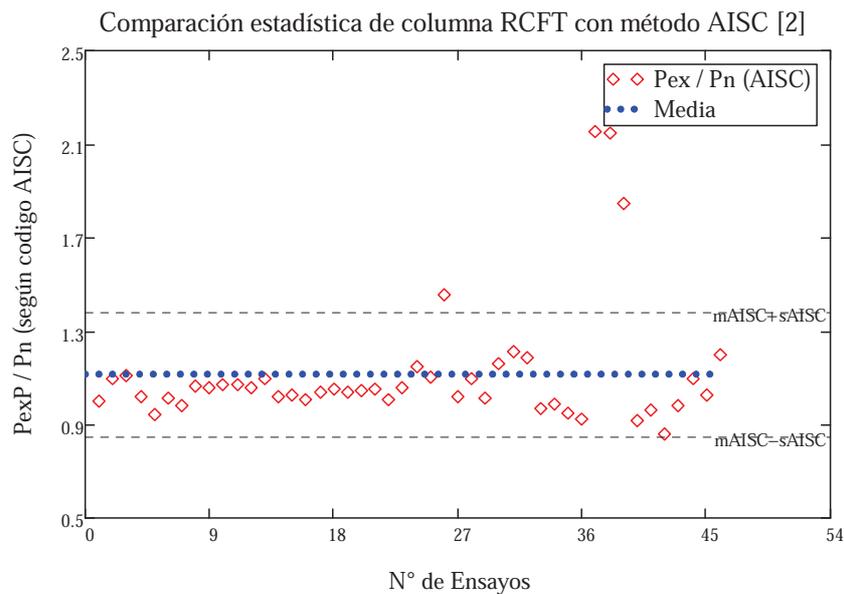


Figura 3-9: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según AISC [2]

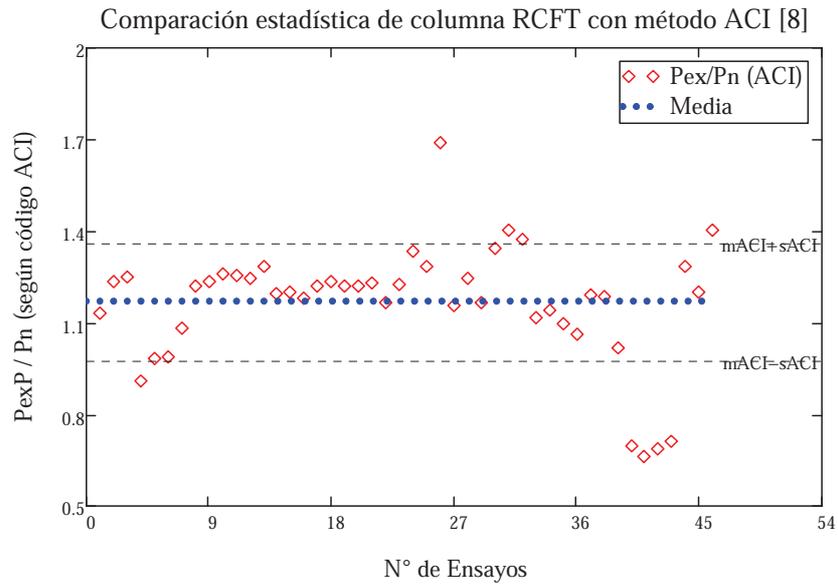


Figura 3-10: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según ACI318 [8]

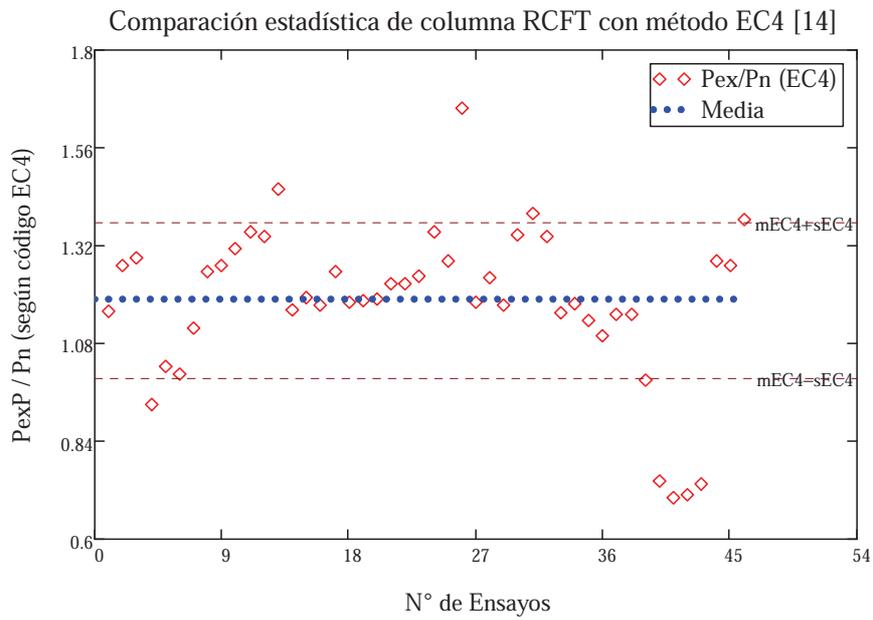


Figura 3-11: Comparación para una columna RCFT sometida a compresión, según EC4 [14]

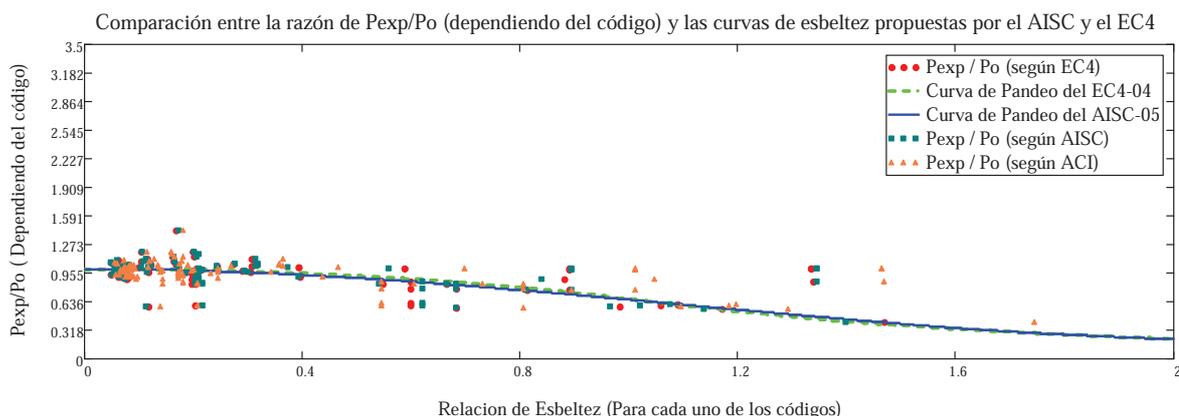


Figura 3-12: Comparación entre los puntos obtenidos por la razón de P_{exp}/P_o y su respectiva relación de esbeltez (para cada uno de los códigos analizados); y las curvas de pandeo propuestas por el AISC360 [2] y el EC4 [14], para columnas RCFT sometidas a compresión.

En la Figura 3-12, se graficaron los valores obtenidos para cada relación de esbeltez propuesta por los códigos con la razón de la carga experimental de cada uno de los ensayos con la carga de fluencia obtenida, para cada uno de los códigos. Junto a éstos puntos se graficaron las curvas de pandeo propuestas por los códigos AISC360[2] (ecuación 2.49) y el EC4[14] (ecuación 2-41).

Tabla 3-6: Comparación de la relación P_{exp}/P_n de RCFT para cada Método

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
RCFT	AISC360-05	47	1.116	0.265	0.238
	ACI318-05		1.169	0.193	0.165
	EC4-04		1.188	0.191	0.161

3.2.4 Análisis de Datos

En la tabla 3.7 es posible apreciar la comparación estadística realizada a las columnas descritas anteriormente. Es posible apreciar que para columnas SRC lo más conveniente es diseñar con el código ACI318-05 ya que como es posible apreciar en la figura 3.2 los resultados son cercanos a la media y el coeficiente de variación (COV), es el menor de los tres métodos analizados. Además, la desviación estándar también es la menor de los tres métodos. Por las razones antes descritas se recomienda que se diseñe las columnas SRC con el código ACI318-05 [8].

Tabla 3-7: Comparación de los tres métodos para los tres tipos de columnas

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
SRC	AISC360-05	78	1.324	0.336	0.254
	ACI318-05		1.008	0.239	0.238
	EC4-04		1.094	0.259	0.236
CFT	AISC360-05	116	1.314	0.214	0.163
	ACI318-05		1.445	0.460	0.319
	EC4-04		1.208	0.459	0.380
RCFT	AISC360-05	47	1.116	0.265	0.238
	ACI318-05		1.169	0.193	0.165
	EC4-04		1.188	0.191	0.161

Con respecto a las columnas CFT, es posible observar en la figura 3-5 que el código AISC360-05[2] presenta la mejor dispersión de los tres, ya que es más cercana a la media y los resultados se distribuyen de manera más uniforme alrededor de ésta. Cabe destacar los resultados en la tabla 3-7, posee los menores resultados de los tres códigos, el coeficiente de variación al ser tan pequeño da a mostrar que los resultados no se alejan tanto de la misma media. Ahora bien si se observan las figuras 3-6 y 3-7, los otros dos códigos presentan una dispersión no del todo uniforme.

En base a lo expresado en el párrafo anterior y de acuerdo a los resultados obtenidos, se recomienda diseñar las columnas CFT siguiendo lo que plantea el código AISC360-05[2].

Con respecto a las columnas RCFT, si se observan las figuras 3-9, 3-10 y 3-11. Se puede observar que los códigos del ACI y del EC4 presentan resultados muy parecidos en distribución y en resultados estadísticos si se observa la tabla 3-7. Pero el código ACI presenta una distribución más uniforme de los datos con respecto a la media. Si se comparan los datos de la tabla 3-7 es posible apreciar que las media del código ACI es menor que la del EC4, pero a su vez la desviación estándar del código ACI es mayor que la del EC4. El coeficiente de variación del EC4 es menor que el del ACI pero esto va en directa relación a las pequeñas diferencias obtenidas con las desviaciones estándar de cada uno. Además, si volvemos a la figura 3-10, los datos presentan una menor dispersión en torno a la media.

Debido a las comparaciones realizadas, gráfica y estadísticamente, se recomienda diseñar en base a lo que ordena el código ACI318-05[8].

Como resumen de los métodos recomendados en base a los resultados obtenidos, ya sean gráficos o estadísticos, en la tabla 3-8 es posible apreciar qué método es propuesto para cada tipo de columna compuesta sometida a un esfuerzo de compresión.

Tabla 3-8: Métodos de Diseño para columnas compuestas sometidas a Compresión pura

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>
SRC	ACI318-05
CFT	AISC360-05
RCFT	ACI318-05

En los anexos presentes en el CD adjunto, se puede ver con mayor detalle las planillas y bases de datos utilizados para el desarrollo de éste análisis.

3.3 Análisis de columnas sometidas a Corte

3.3.1 Análisis de columnas SRC al Corte

Para el análisis de las columnas SRC se utilizaron datos experimentales expuestos en el paper de Weng et al.[33], el cual hace mención a otro investigador (Zhang, 1992). Los datos originales fueron estudiados por Zhang et al.(1992), el cual utiliza columnas de dimensiones externas iguales pero el perfil H de acero es lo único que cambia.

En total se ocuparon 5 datos experimentales y el método de comparación se desarrollo estadísticamente, viendo cómo se comportaba la razón entre la carga de corte experimental (V_{exp}) y la carga de corte nominal (V_n) obtenida por cada una de las normas analizadas. Los métodos analizados fueron los expuestos por los códigos de diseño AISC360-05 y el ACI318-05.

Esto se realizo para saber, independiente de que se puede diseñar en base al acero o al hormigón, cual elección uno debe hacer al momento de diseñar al corte una columna SRC compuesta.

En la tabla 3-9 es posible apreciar los resultados estadísticos obtenidos del análisis desarrollado a los 5 ensayos antes mencionados.

En las figuras 3-13 y 3-14 se aprecia la comparación realizada en función de la razón de V_{exp} y V_n , dependiendo del método. Es posible apreciar cómo se distribuyen los puntos con respecto a la media

obtenida para cada código. Además, para las dos figuras, las líneas que están por encima y debajo de la media, representan el rango de la desviación estándar obtenida para cada uno de los códigos.

Si se observan las figuras 3-13 y 3-14, el código AISC360-05[2] presenta una mejor distribución de los puntos en torno a la media, ya que éstos se encuentran no tan dispersos. Esto se puede ver al analizar la desviación estándar y el coeficiente de variación (COV) obtenido. En la tabla 3-9, se puede apreciar que todos los valores obtenidos según el código AISC360, son menores a los obtenidos con el código ACI318. De hecho el código ACI presenta una mayor dispersión de los puntos, esto se puede ver gráficamente o analizando la información dada el coeficiente de variación, el cual depende netamente de la media y de la desviación estándar de los resultados.

En base a lo expresado en el párrafo anterior, se recomienda utilizar el código AISC360-05[2] para diseñar columnas SRC al corte

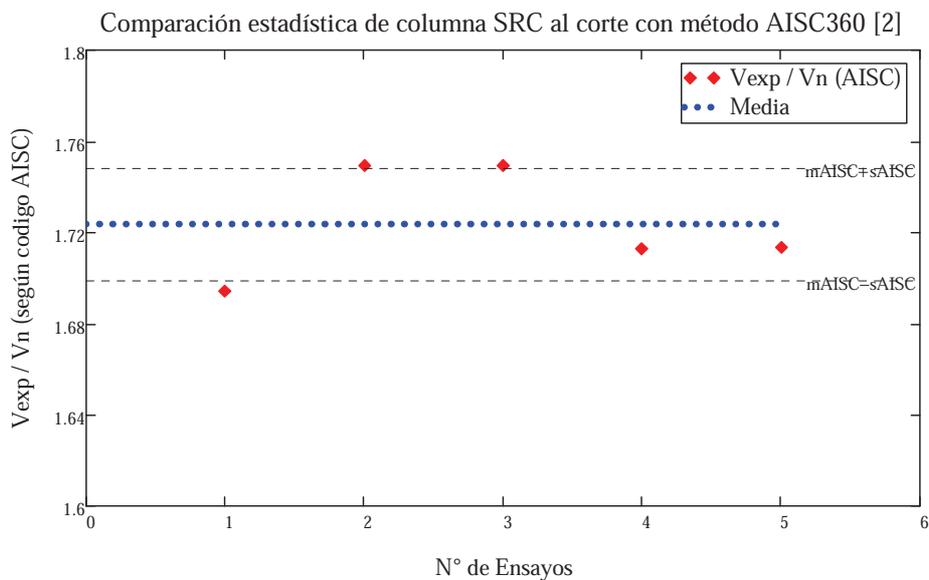


Figura 3-13: Comparación para una columna SRC al corte, según AISC360 [2]

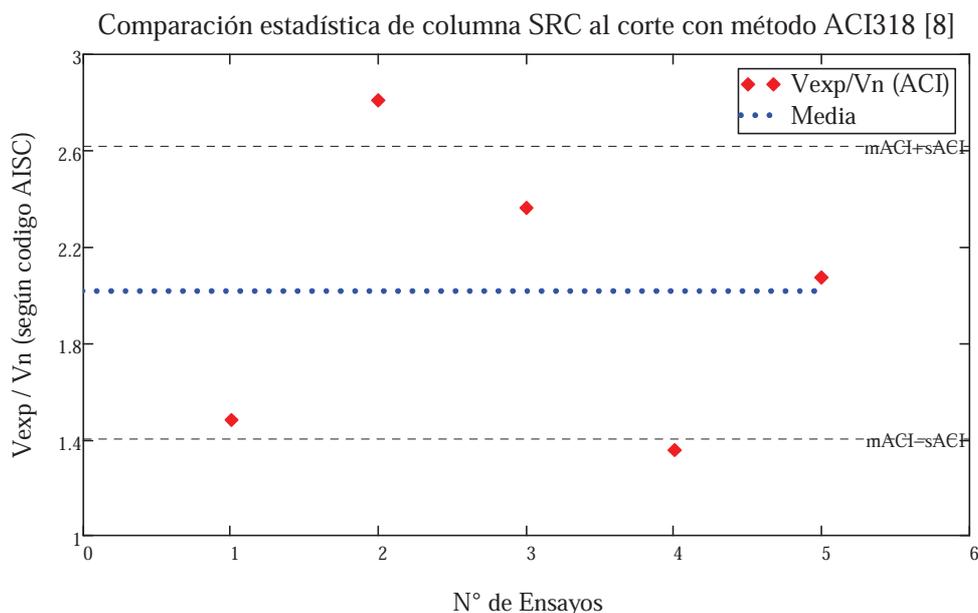


Figura 3-14: Comparación para una columna SRC al corte, según ACI318 [8]

Tabla 3-9: Comparación de la relación V_{exp}/V_n de una columna SRC para cada código

Tipo de Columna	Nº de Ensayos	Norma	Media	Desviación	COV
				Estándar	
SRC	5	AISC360-05	1.724	0.025	0.014
		ACI318-05	2.016	0.608	0.302

En los anexos presentes en el CD adjunto, se puede ver con mayor detalle las planillas y bases de datos utilizados para el desarrollo de éste análisis.

3.3.2 Análisis de columnas CFT Y RCFT al Corte

Las únicas normas que mencionan el diseño al corte para columnas CFT y RCFT, son la AISC360-05, ACI318-05 y el EC4-04. Hay que tener claro que las recomendaciones de diseño propuestas por el autor, se realizaron en base a poder ser utilizadas en nuestro país y como no hay presencia de datos experimentales con esfuerzos de corte en columnas CFT y RCFT. No es posible verificar los resultados obtenidos al diseñar con el código europeo.

Si se desea diseñar según el acero, entonces se recomienda seguir las indicaciones expuestas por el código AISC360-05, teniendo presente la resistencia del perfil de acero y además, en caso de que exista, la resistencia de la armadura transversal de confinamiento.

Ahora bien, si se desea diseñar en base al hormigón, entonces se recomienda diseñar según lo expuesto por el código ACI318-05, el cual plantea el diseño en base a la resistencia del hormigón armado y éste valor dependerá si la columna se encuentra sometida a esfuerzos combinados o aislados.

3.4 Análisis de columnas sometidas a Flexión

El código AISC360-05, es la única normativa menciona tres métodos para calcular la resistencia nominal a la flexión de la sección transversal de cualquier tipo de columna compuesta, estos métodos son los siguientes (ver Sección 2.1.1):

- i. La superposición de las tensiones elásticas sobre la sección compuesta, considerando los efectos de apoyos, para el estado limite de fluencia (Momento de Fluencia), donde:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

- ii. La distribución de tensiones plásticas sólo en la sección de acero, para el estado limite de fluencia(Momento plástico), donde:

$$\phi_b = 0,90 \text{ (LRFD)}$$

- iii. Si existen conectores de corte y el hormigón sigue los requisitos de las limitaciones del material, la resistencia nominal a la flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta o considerando el método de compatibilidad de deformaciones, donde:

$$\phi_b = 0,85 \text{ (LRFD)}$$

Como el código plantea que cualquiera de estos tres métodos puede ser utilizado y dependerá del ingeniero estructural cuál elegirá. Entonces, en el presente trabajo se evaluará el tercer método, debido a que es el que más representa la unión de los dos materiales (acero y hormigón) trabajando juntos. Esto es gracias a la existencia de conectores de corte entre el perfil de acero y el hormigón,

los cuales permiten la transferencia de cargas entre ambos materiales y puedan trabajar como uno solo. Leon & Hajjar(2008)[21] desarrollaron las curvas de interacción para todas las columnas compuestas, en base a sus formulaciones se calculan los momentos plásticos de la sección compuesta completa. Estas tablas se pueden consultar en el Anexo 8.1.

Como no hay presencia de datos experimentales con esfuerzos de flexión pura en columnas SRC y CFT, se recomienda seguir las indicaciones de cómo calcular el momento nominal en base al tercer método propuesto por el código AISC360-05. Estas se pueden ver en las Secciones 3.4.1 y 3.4.2 del presente capítulo.

3.4.1 *Análisis de columnas SRC a Flexión*

Como se dijo anteriormente, el método a utilizar será el que propone el código AISC360-05. La resistencia nominal a la flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta.

Este momento plástico se puede calcular teniendo presente el punto B del gráfico de interacción de una columna SRC dependiendo en que eje se logra el pandeo de la columna, es decir, el eje fuerte o débil. El punto B corresponde al instante en que la columna no presenta carga axial asociada, por lo cual el momento plástico obtenido del punto B se aproximaría bastante al momento nominal de diseño requerido.

En las figuras 3-15 y 3-16 es posible apreciar las curvas de interacción para una columna compuesta SRC cuando hay presencia de pandeo en el eje débil o fuerte. Para poder calcular el momento plástico de cualquier columna SRC, se recomienda utilizar las ecuaciones de diseño propuestas por Leon & Hajjar(2008)[21] para el punto B. Ver tablas 8-2 y 8-3 del Anexo adjunto.

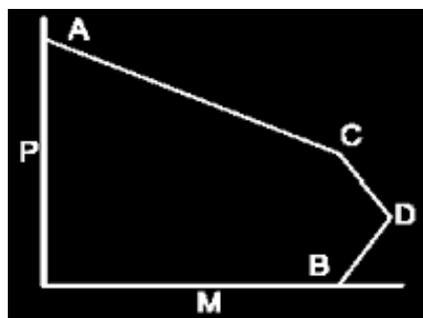


Figura 3-15: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje X [21]

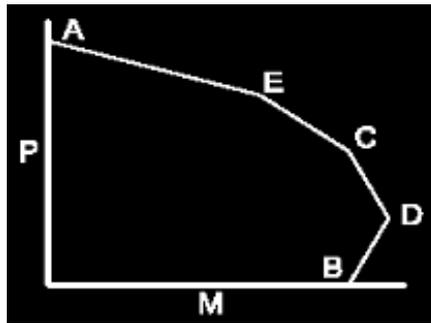


Figura 3-16: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje Y [21]

3.4.2 *Análisis de columnas CFT a Flexión*

Al igual que para columnas SRC y RCFT, el método a utilizar será el que propone el código AISC360-05. La resistencia nominal a la flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta.

Este momento plástico se puede calcular teniendo presente el punto B del gráfico de interacción de una columna CFT. El punto B corresponde al instante en que la columna no presenta carga axial asociada, por lo cual el momento plástico obtenido del punto B se aproximaría bastante al momento nominal de diseño requerido.

En las figuras 3-17 es posible apreciar la curva de interacción para una columna compuesta CFT. Para poder calcular el momento plástico de cualquier columna CFT, se recomienda utilizar las ecuaciones de diseño propuestas por Leon & Hajjar(2008)[21] para el punto B. Ver tabla 8-5 del Anexo adjunto.

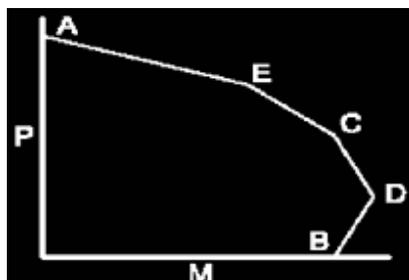


Figura 3-17: Curva de Interacción para una columna compuesta CFT [21]

3.4.3 *Análisis de columnas RCFT a Flexión*

Para analizar si el método de aproximar el momento nominal al momento plástico del punto B de la curva de interacción de una columna compuesta puede ser correcto, se utilizaron los datos experimentales de Uy [34].

Uy[34], ensayó 5 columnas compuestas como si fueran vigas, el detalle de su procedimiento para los ensayos se puede ver en figura 2-13 de la sección 2.3 del capítulo 2 de la presente memoria de título . Obtuvo valores experimentales para el momento solicitante, M_{exp} , que fue capaz de resistir la columna al momento de generarse un pandeo local.

Para ver lo correcto que puede ser el momento plástico, se calculó el momento nominal, M_n , de la columna sometida a flexión como el momento plástico del punto B obtenido de la tabla 8-4, presente en el Anexo adjunto. Se realizó un análisis estadístico de la razón entre la flexión experimental M_{exp} y la flexión nominal M_n .

Como se disponen de sólo 5 ensayos, se analizó como se comportaba el método cumpliendo los requisitos expuestos por el código AISC y sin considerarlos. Al considerar todas las limitaciones, tan sólo 2 ensayos las cumplían. En la figura 3-18 se tuvieron presentes todos los ensayos y en la figura 3-19 sólo los que cumplían con las limitaciones del código AISC360 [2].

Si se consideran los resultados gráficos y además los resultados estadísticos presentes en la tabla 3-10 (donde AISC360-05* representa al código con las limitaciones). Es posible deducir que el método es muy apropiado ya que la media generada es muy cercana a 1 lo cual es muy bueno ya que representa una correlación casi perfecta. Además, considerando o no las limitaciones del código, la dispersión para los dos casos es muy baja haciendo que los resultados estén muy cerca de la media.

Finalmente en base a lo presentado por los resultados gráficos y estadísticos, se recomienda para diseñar una columna RCFT, utilizar el momento plástico del punto B de la curva de interacción de la tabla 8-4 ubicada en el Anexo adjunto al final.

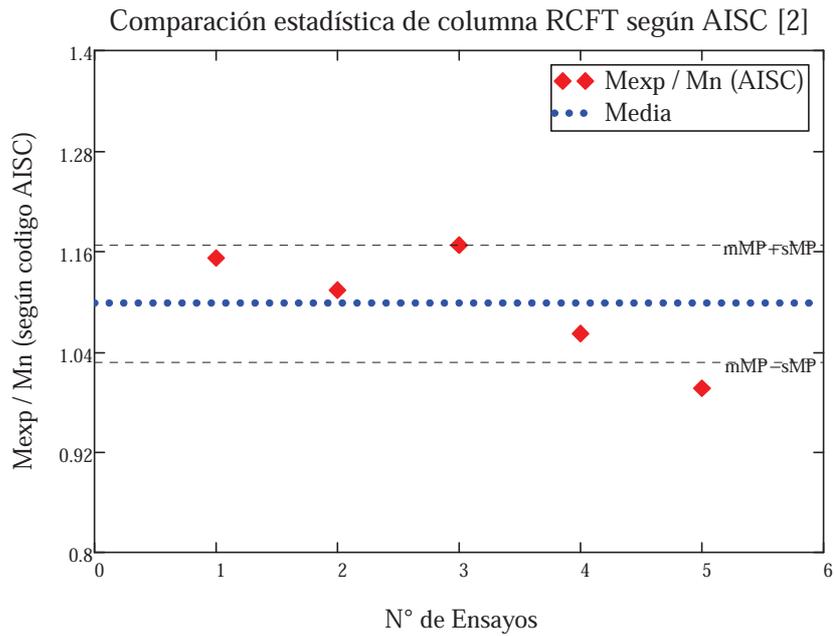


Figura 3-18: Comparación para una columna RCFT a flexión, según AISC360 [2]

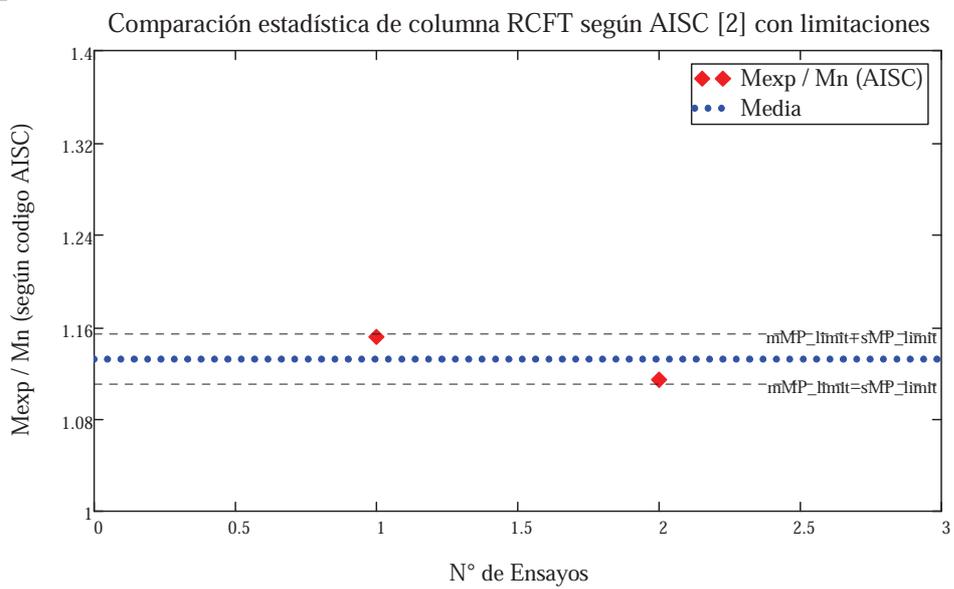


Figura 3-19: Comparación para la misma columna RCFT a flexión de la figura 3-18, pero siguiendo las limitaciones del código AISC360 [2]

Tabla 3-10: Comparación de la relación M_{exp}/M_n de una columna RCFT según AISC [2]

Tipo de Columna	N° de Ensayos	Norma	<u>Media</u>	<u>Desviación</u>	<u>COV</u>
				<u>Estándar</u>	
RCFT	5	AISC360-05	1.098	0.07	0.063
	2	AISC360-05*	1.133	0.021	0.019

4 Recomendaciones de Diseño

4.1 Introducción

En el presente capítulo se presentan los métodos de diseño recomendados para cada una de las columnas compuestas, esto como resultado del capítulo 3. Gracias a los análisis realizados en capítulo anterior es posible dar de forma definitiva las recomendaciones de diseño propuestas por el autor. Estas recomendaciones de diseño para las distintas columnas compuestas, representan de mejor manera los métodos de diseños propuestos por las distintas normativas y por las fórmulas propuestas por distintos investigadores.

4.2 Columnas SRC

4.2.1 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión*

Se recomienda utilizar el método de diseño del código ACI318-05, ya que presento mejores resultados en comparación con los otros dos métodos.

Se debe diseñar utilizando la siguiente ecuación:

$$\phi * P_{n_{max}} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr})$$

Donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón
- A_c : Área del hormigón Armado
- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal
- ϕ_c : 0.65

La rigidez efectiva se calcula de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx}$$

Donde:

- I_g : Área bruta de la columna compuesta
- I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte
- I_{srx} : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte
- E_c : Módulo de elasticidad del Hormigón
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de Acero
- E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal
- β_d : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Si se desconocen los esfuerzos mayorados se puede aproximar $\beta_d = 0.6$

4.2.2 Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código AISC360-05, ya que este es el único código que tiene presente el diseño a tracción de una columna compuesta.

Se debe cumplir que $\phi \cdot P_n > P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Dependiendo si se utiliza LRFD o ASD como método de diseño, se debe asumir que $\phi t = 0.90(LRFD)$ y $\Omega t = 1.67 (ASD)$.

4.2.3 Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte

Luego del análisis efectuado en la sección 3.3.1 del capítulo 3, se recomienda diseñar las columnas SRC teniendo presente la resistencia del acero por sobre el hormigón. Es decir, diseñando según lo que plantea el código AISC360-05[2].

Para esto se debe diseñar el corte V_n teniendo presente el diseño del perfil embebido de acero y en caso de que exista, se debe sumar la resistencia al corte dada por la armadura transversal.

Al tener presente el diseño al corte de una columna SRC, la resistencia nominal del corte es:

$$V_n = V_s + V_{sv} = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v + \frac{A_{st} \cdot F_{yr} \cdot d}{s}$$

donde:

- V_s : Resistencia nominal al corte del perfil de Acero [N]
- V_{sv} : Resistencia nominal al corte de la armadura de confinamiento de la columna [N]
- F_y : Tensión de fluencia del Perfil de Acero [MPa]
- F_{yr} : Tensión de fluencia de la Armadura de Confinamiento [MPa]
- A_w : Área del alma traccionada, corresponde a la altura total del alma multiplicada por el espesor de esta ($d_s \cdot t_w$) [mm²]
- A_{st} : Área de la armadura de confinamiento [mm²]
- C_v : Coeficiente de corte del Alma
- d : Profundidad efectiva de la sección de hormigón [mm]
- s : Espaciamiento de la armadura de confinamiento [mm]

Para calcular el valor de C_v se debe tener presente lo siguiente:

Si el perfil de acero es un perfil H con doble simetría y además cumple la relación

$$h/t_w \leq 2.24 \cdot \sqrt{E_s/F_y}, \text{ entonces } C_v = 1,0$$

Si el perfil de acero es otro tipo, entonces el valor de C_v dependerá de lo siguiente:

- Para $h/t_w \leq 1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s/F_y}$:

$$C_v = 1,0$$

- Para $1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y} < h/t_w \leq 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}$:

$$C_v = \frac{1,10 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}}{h/t_w}$$

- Para $h/t_w > 1,37 \cdot \sqrt{k_v \cdot E_s / F_y}$:

$$C_v = \frac{1,51 \cdot k_v \cdot E_s}{(h/t_w)^2 \cdot F_y}$$

donde:

- A_w : Área de corte del elemento [mm²].
- A_{st} : Área de corte de la armadura transversal [mm²].
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].
- h : Altura libre del alma del perfil [mm].
- t_w : Espesor del alma del perfil [mm].
- d : Ancho efectivo de la sección de hormigón [mm].
- s : Espaciamiento de la armadura transversal [mm].
- ϕ_v : Factor de minoración de resistencia al corte igual a 0,9.
- k_v : Coeficiente de pandeo de placa del alma sometida a corte. El cual se determina:

- Para almas no atiesadas con $h/t_w \leq 260$: 2.19

$$k_v = 5; \text{ excepto para el alma de perfiles T donde } k_v = 1,2$$

- Para almas atiesadas: 2.20

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$k_v = 5$ cuando $a/h > \left\{ 3; \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \right\}$; donde a es la distancia libre entre atiesadores trasversales [mm].

4.2.4 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión*

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-05, para el punto B. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción.

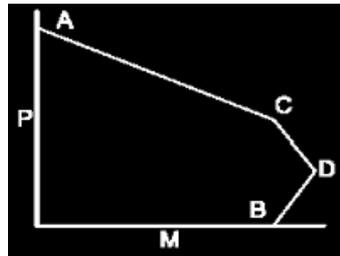


Figura 4-1: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje X [21]

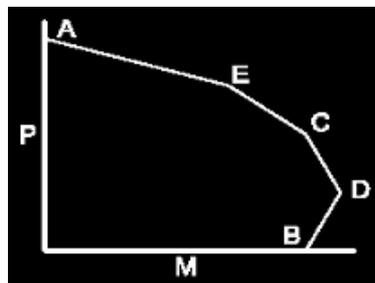


Figura 4-2: Curva de Interacción para columna SRC, con presencia de pandeo en el eje Y [21]

Si se desea diseñar una columna SRC con presencia de pandeo en el eje fuerte (Eje X-X), se deben seguir las indicaciones de la tabla 8-2 del Anexo adjunto al final del trabajo de título.

Si se desea diseñar una columna SRC con presencia de pandeo en el eje débil (Eje Y-Y), se deben seguir las indicaciones de la tabla 8-3 del Anexo adjunto al final del trabajo de título.

4.3 Columnas CFT

4.3.1 Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión

En base a los resultados obtenidos en el capítulo 3, se recomienda diseñar las columnas CFT sometidas a compresión pura según el código AISC360-05. Para poder diseñar una columna compuesta deberá seguir las indicaciones expuestas en la sección 2.1.1 del capítulo 2.

Se debe cumplir que:

$$D/t < 0,15 \cdot E_s/E_y$$

donde D es el diámetro exterior del perfil de acero; t es el espesor del perfil tubular de acero.

La resistencia nominal en compresión, P_n , de una columna compuesta se encuentra controlada por el estado límite de pandeo global. La resistencia nominal es:

Cuando $P_e \geq 0,44P_o$:

$$P_n = P_o * \left(0,658^{P_o/P_e}\right)$$

Cuando $P_e < 0,44P_o$:

$$P_n = 0,877P_e$$

En la resistencia a la compresión, se debe ocupar un factor $\phi_c = 0,75$.

Finalmente la carga nominal de diseño debe cumplir que:

$$\phi_c * P_n \geq P_u$$

donde:

$$P_o = A_s * F_y + A_{sr} * F_{yr} + C2 * A_c * f'_c$$

$$P_e = \pi^2 * (EI_{eff}) / (KL)^2$$

$$EI_{eff} = E_s * I_s + E_s * I_{sr} + C3 * E_c * I_c$$

$$\text{donde el coeficiente } C3 = 0,6 + 2 * \left(\frac{A_s}{A_s + A_c}\right) \leq 0,9$$

donde:

- P_o : Resistencia nominal de compresión sin considerar el efecto del largo de la columna.
- P_e : Tensión crítica de Euler [N].
- EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección compuesta [N-mm].
- E_s : Modulo de Elasticidad del Acero [MPa].
- E_c : Modulo de Elasticidad del Hormigón [MPa].
- KL : Longitud efectiva de pandeo de la columna [mm].
- $C2$: Coeficiente igual a 0,95 para CFT.
- ϕ_c : Coeficiente de minoración de resistencia a la compresión.
- A_s : Área de la sección transversal del perfil de acero [mm²].
- A_c : Área de la sección transversal de hormigón [mm²].
- A_{sr} : Área de las barras de refuerzo continuo [mm²].
- f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón a la compresión [MPa].
- F_y : Tensión mínima de fluencia del perfil de acero [MPa].
- F_{yr} : Tensión mínima de fluencia de las barras de refuerzo [MPa].
- I_c : Momento de Inercia de la sección de hormigón [mm⁴].
- I_s : Momento de Inercia de la sección del perfil de acero [mm⁴].
- I_{sr} : Momento de Inercia de las barras de refuerzo [mm⁴].
- D : Diámetro exterior de la sección transversal del perfil tubular [mm].
- t : Espesor de la sección transversal del perfil tubular [mm].

4.3.2 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción*

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código AISC360-05, ya que este es el único código que tiene presente el diseño a tracción de una columna compuesta.

Se debe cumplir que $\phi \cdot P_n > P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Dependiendo si se utiliza LRFD o ASD como método de diseño, se debe asumir que $\phi t = 0.90(LRFD)$ y $\Omega t = 1.67 (ASD)$.

4.3.3 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte*

Si se diseña teniendo presente el acero, deberá diseñar V_n según lo expuesto en la sección 2.1.1 y si diseñara teniendo presente solamente el hormigón se deberá diseñar según la sección 2.1.2.

4.3.4 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión*

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-05, para el punto B. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción.

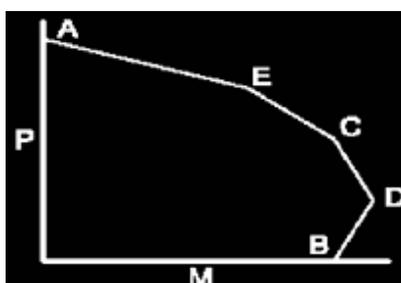


Figura 4-3: Curva de Interacción para una columna compuesta CFT [21]

Si se desea diseñar una columna CFT, con presencia de pandeo cualquier eje, se deben seguir las indicaciones de la tabla 8-5 del Anexo adjunto al final del trabajo de título.

4.4 Columnas RCFT

4.4.1 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Compresión*

Se recomienda utilizar el método de diseño del código ACI318-05, ya que presento mejores resultados en comparación con los otros dos métodos.

Toda columna compuesta RCFT debe cumplir la siguiente limitación:

$$t \geq b \cdot \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}}$$

Se debe diseñar utilizando la siguiente ecuación:

$$\phi * P_{n_max} = 0,85 \cdot \phi_c \cdot (0,85 \cdot f'_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr})$$

Donde:

- f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón
- A_c : Área del hormigón Armado
- A_s : Área del perfil de acero
- A_{sr} : Área total de las armaduras longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de la armadura longitudinal
- ϕ_c : 0.65
- t : Espesor del perfil de acero
- b : Ancho del lado más pequeño del perfil de acero
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de acero

En caso de que se desee calcular la rigidez de una columna compuesta. Esta se calcula de la siguiente manera:

$$EI_{eff} = \frac{(E_c \cdot I_g / 5)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sx} + E_{sr} \cdot I_{srx}$$

donde:

- I_g : Área bruta de la columna compuesta
- I_{sx} : Momento de Inercia del perfil de acero en el eje fuerte
- I_{srx} : Momento de Inercia proporcionado por el refuerzo longitudinal en el eje fuerte
- E_c : Módulo de elasticidad del Hormigón
- E_s : Módulo de elasticidad del perfil de Acero

- E_{sr} : Módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal
- β_d : es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida mayorada y la máxima fuerza axial mayorada asociada con la misma combinación de carga. Si se desconocen los esfuerzos mayorados se puede aproximar $\beta_d = 0.6$

4.4.2 Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Tracción

Se recomienda utilizar lo expuesto por el código AISC360-05, ya que este es el único código que tiene presente el diseño a tracción de una columna compuesta.

Se debe cumplir que $\phi \cdot P_n > P_u$, donde P_u es posible obtener de las solicitaciones de tracción a las cuales se encuentra la columna.

Calcular P_n de la siguiente forma:

$$P_n = F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr}$$

Donde:

- A_s : Área de la sección de acero
- A_{sr} : Área de los refuerzos longitudinales
- F_y : Tensión de fluencia del perfil de acero
- F_{yr} : Tensión de fluencia de las barras longitudinales

Dependiendo si se utiliza LRFD o ASD como método de diseño, se debe asumir que $\phi t = 0.90(LRFD)$ y $\Omega t = 1.67 (ASD)$.

4.4.3 Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Corte

Si se diseña teniendo presente el acero, deberá diseñar V_n según lo expuesto en la sección 2.1.1 y si diseñara teniendo presente solamente el hormigón se deberá diseñar según la sección 2.1.2.

4.4.4 *Diseño de columnas sometidas a esfuerzos de Flexión*

Se recomienda diseñar mediante el método de límite plástico propuesto por el código AISC360-05, para el punto B. Es decir, calcular el momento plástico según el punto B del diagrama de interacción.

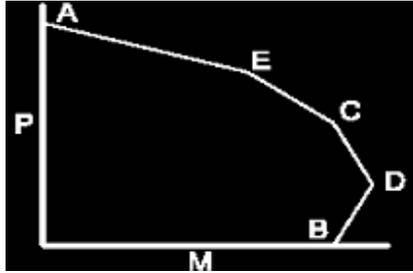


Figura 4-4: Curva de Interacción para una columna compuesta RCFT [21]

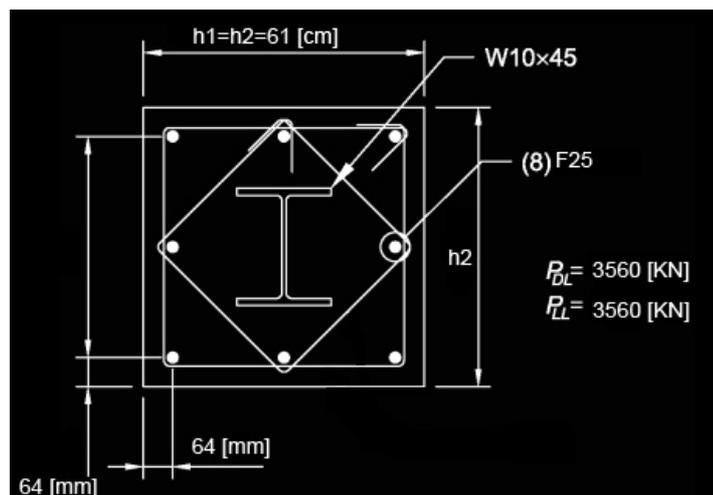
Si se desea diseñar una columna RCFT, con presencia de pandeo, se deben seguir las indicaciones de la tabla 8-4 del Anexo adjunto al final del trabajo de título.

5 Ejemplos de Diseño

5.1 Diseños de columnas SRC

5.1.1 Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Compresión

Determine si una columna W10x45 con 4267 [mm] de largo, que se encuentra embebida en una sección transversal de hormigón de 61[cm] x 61[cm], con $f'_c=35$ [MPa], es capaz de soportar una carga muerta de 1557 [kN] y una carga viva de 3560[kN]. La sección de hormigón contiene 8 $\phi 25$ como refuerzo longitudinal [AISC, "Design Examples", v.13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



Características de la Sección compuesta:

$$h1 := 610 \text{ mm}$$

$$h2 := 610 \text{ mm}$$

$$A_g := h1 \cdot h2 = 3.721 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_g := \frac{h1 \cdot h2^3}{12} = 1.154 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Características del perfil W10x45:

$$F_y := 50 \text{ ksi} = 344.738 \text{ MPa}$$

$$A_s := 13.3 \text{ in}^2 = 8.581 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{sy} := 53.4 \text{ in}^4 = 2.223 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Características de la armadura longitudinal:

$$F_{yr} := 60 \text{ ksi} = 413.685 \text{ MPa}$$

Distancia desde la parte más externa de la columna al centro de una barra longitudinal es:

$$r := 64 \text{ mm}$$

El Área total de la armadura longitudinal es:

$$A_{sr} := 8 \cdot \pi \cdot \frac{db^2}{4} = 4.054 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

la distancia d de una barra longitudinal al eje débil de la sección compuesta:

$$d := \frac{h^2}{2} - r = 241 \text{ mm}$$

$$I_{sry} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \cdot \left(\frac{A_{sr}}{8}\right) \cdot d^2 = 1.766 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Características de la sección de hormigón:

$$A_c := A_g - A_s - A_{sr} = 3.595 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_c := I_g - I_{sy} - I_{sry} = 1.134 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Propiedades de los materiales:

$$E_c := 4700 \sqrt{35} \text{ MPa} = 2.781 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_s := 20000 \text{ MPa}$$

Rigidez Efectiva:

$$P_{ud} := 1.2 \cdot P_{dl} = 1.868 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_{ul} := 1.6 \cdot P_{ll} = 5.694 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_u := P_{ud} + P_{ul} = 7.562 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\beta_d := \frac{P_{ul}}{P_u} = 0.753$$

$$E_{\text{Ieff}} := \frac{E_c \cdot \left(\frac{I_g}{5}\right)}{1 + \beta_d} + E_s \cdot I_{sy} + E_s \cdot I_{sry} = 7.637 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$\beta_1 := 0.85 - 0.008 \left(\frac{f_c}{\text{MPa}} - 30 \right) = 0.814$$

$$P_o := 0.85 f_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s + F_{yr} \cdot A_{sr} = 1.517 \times 10^7 \text{ N}$$

$$\phi_c := 0.65$$

$$P_n := 0.85 P_o = 1.289 \times 10^7 \text{ N}$$

Entonces se tiene que la carga nominal de diseño reducida sería:

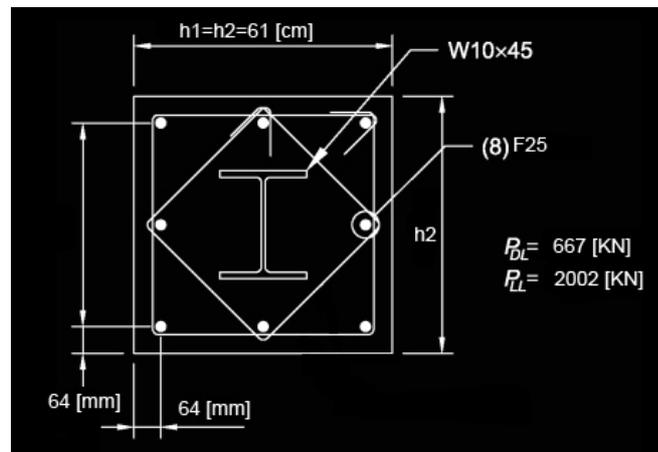
$$\phi_c \cdot P_n = 8.381 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_u = 7.562 \times 10^6 \text{ N}$$

Como $\phi P_n \geq P_u$, entonces el perfil y las dimensiones de la columna compuesta están Ok

5.1.2 Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Tracción

Determine si a una columna W10x45, que se encuentra embebida en una sección transversal de hormigón de 61[cm] x 61[cm], con $f'_c=35$ [MPa], es capaz de soportar una carga muerta de compresión de 667 [KN] y una carga de viento traccionada de 2002[KN]. La sección de hormigón contiene 8 $\phi 25$ como refuerzo longitudinal [AISC, "Design Examples", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



Características de la Sección compuesta:

$$h1 := 610 \text{ mm}$$

$$h2 := 610 \text{ mm}$$

$$A_g := h1 \cdot h2 = 3.721 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_g := \frac{h1 \cdot h2^3}{12} = 1.154 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Características del perfil W10x45:

$$F_y := 50 \text{ ksi} = 344.738 \text{ MPa}$$

$$A_s := 13.3 \text{ in}^2 = 8.581 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$I_{sy} := 53.4 \text{ in}^4 = 2.223 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Características de la armadura longitudinal:

$$F_{yr} := 60 \text{ ksi} = 413.685 \text{ MPa}$$

Distancia desde la parte más externa de la columna al centro de una barra longitudinal es:

$$r := 64 \text{ mm}$$

El Área total de la armadura longitudinal es:

$$A_{sr} := 8 \cdot \pi \cdot \frac{db^2}{4} = 4.054 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

la distancia d de una barra longitudinal al eje débil de la sección compuesta:

$$d := \frac{h^2}{2} - r = 241 \text{ mm}$$

$$I_{sry} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{db}{2}\right)^4}{4} + 6 \cdot \left(\frac{A_{sr}}{8}\right) \cdot d^2 = 1.766 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Características de la sección de hormigón:

$$A_c := A_g - A_s - A_{sr} = 3.595 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_c := I_g - I_{sy} - I_{sry} = 1.134 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

Propiedades de los materiales:

$$E_c := 4700 \sqrt{35} \text{ MPa} = 2.781 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_s := 20000 \text{ MPa}$$

Tensión de Diseño Requerida:

$$P_{ud} := 0.9 - P_{dl} = -6.005 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{ul} := 1.6 P_{ll} = 3.203 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_u := P_{ud} + P_{ul} = 2.602 \times 10^6 \text{ N}$$

Tensión de Diseño Disponible:

$$P_t := A_s \cdot F_y + A_{sr} \cdot F_{yr} = 4.635 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_n := P_t$$

$$\phi_t := 0.9$$

$$\phi_t \cdot P_n = 4.172 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\phi_t \cdot P_n \geq P_u$$

Como se cumple la relación, entonces el diseño de la columna sometida a tracción es Ok.

5.1.3 *Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Corte*

Dado a que no se dispone de cargas de diseño de corte reales para poder ejemplificar la recomendación de diseño. Se recomienda diseñar de la misma manera que una columna RCFT de la sección 5.2.3, pero teniendo presente lo expuesto en la sección 4.2.3

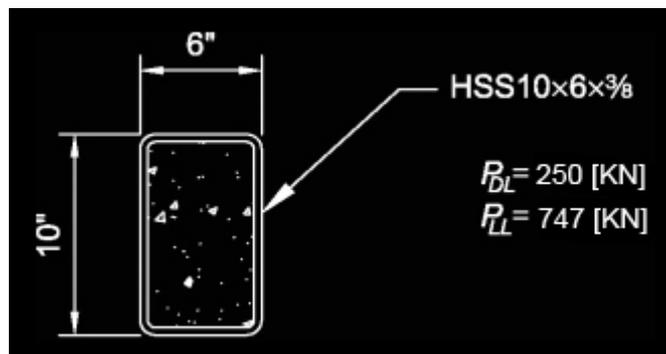
5.1.4 *Ejemplo de Diseño de Columna SRC a Flexión*

Dado a que no se dispone de cargas de diseño de flexión pura reales, para poder ejemplificar la recomendación de diseño. Se recomienda diseñar de la misma manera que una columna RCFT de la sección 5.2.4 pero teniendo presente que el momento plástico de la sección dependerá de la columna SRC y el eje de pandeo (eje fuerte o débil). Recuerde ver las tablas 8-2 y 8-3 para poder ver como se calcula el momento plástico.

5.2 Diseños de columnas RCFT

5.2.1 Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Compresión

Determinar si a un largo efectivo de 4267 [mm] la columna compuesta RCFT rellena de un hormigón de resistencia $f'_c=35$ [MPa] y con un perfil americano HSS10x6x3/8, es capaz de soportar una carga muerta de 250[KN] y una carga viva de 747[KN], sometidas a una compresión axial [AISC, "Design Examples", v.13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



Características del perfil HSS10x6x3/8:

$$F_y := 46 \text{ksi} = 317.159 \text{MPa}$$

$$b := 6 \text{in} = 152.4 \text{mm}$$

$$d := 10 \text{in} = 254 \text{mm}$$

$$t := 0.375 \text{in} = 9.525 \text{mm}$$

$$A_s := 10.4 \text{in}^2 = 6.71 \times 10^3 \text{mm}^2$$

Para calcular el Área del Hormigón hay que tener presente lo siguiente:

$$r := 2 \cdot t = 19.05 \text{mm}$$

$$d_f := d - 2 \cdot r = 215.9 \text{mm}$$

$$b_f := b - 2 \cdot r = 114.3 \text{mm}$$

$$A_c := d_f \cdot b_f + \pi \cdot (r - t)^2 + 2 \cdot d_f \cdot (r - t) + 2 \cdot b_f \cdot (r - t) = 3.125 \times 10^4 \text{mm}^2$$

Para este perfil, se tomará el pandeo en el eje débil, con lo cual el momento de Inercia será:

$$b_1 := b - 2 \cdot t = 133.35 \text{mm}$$

$$d1 := d - 2 \cdot r = 215.9 \text{ mm}$$

$$b2 := b - 2 \cdot r = 114.3 \text{ mm}$$

$$d2 := t = 9.525 \text{ mm}$$

$$I_{cy} := \frac{d1 \cdot b1^3}{12} + \frac{2 \cdot d2 \cdot b2^3}{12} + 2 \cdot (r - t)^4 \cdot \left(\frac{\pi}{8} - \frac{8}{9 \cdot \pi} \right) + 2 \cdot \frac{\pi \cdot (r - t)^2}{2} \cdot \left[\frac{b2}{2} + \frac{4 \cdot (r - t)}{3 \cdot \pi} \right]^2 = 4.61 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{sy} := 61.8 \text{ in}^4 = 2.572 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$E_s := 210000 \text{ MPa}$$

$$f_c := 35 \text{ MPa}$$

Limite de espesor:

$$\frac{t}{b} = 0.063$$

$$\sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}} = 0.022$$

Como $\frac{t}{b} \geq \sqrt{\frac{F_y}{3 \cdot E_s}}$ entonces la columna cumple con el requisito

$$\phi_c := 0.65$$

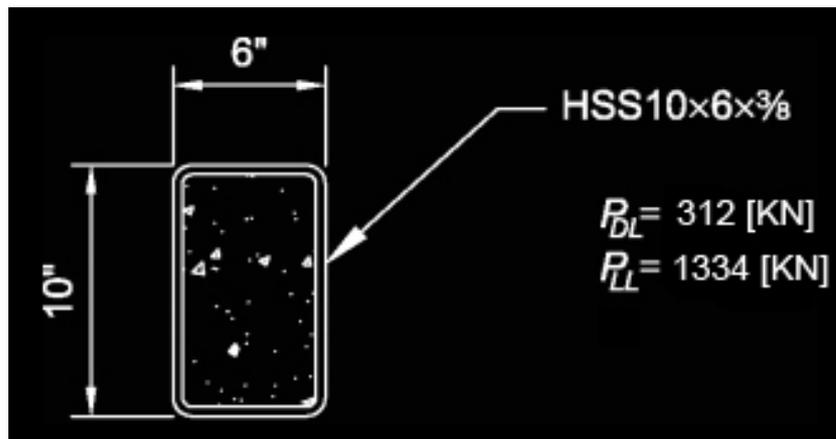
$$\phi P_n := 0.85 \phi_c \cdot (0.85 f_c \cdot A_c + F_y \cdot A_s) = 1.689 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_u := 1.2 \cdot P_{dl} + 1.6 \cdot P_{ll} = 1.495 \times 10^6 \text{ N}$$

Como se tiene que $P_u \leq \phi P_n$, el perfil esta OK

5.2.2 Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Tracción

Determinar si columna compuesta RCFT rellena de un hormigón de resistencia $f'_c=35$ [MPa] y con un perfil americano HSS10x6x3/8, es capaz de soportar una carga muerta de compresión de 312 [KN] y una carga de viento traccionada de 1334[KN] [AISC, "Design Examples", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



Características del perfil HSS10x6x3/8:

$$F_y := 46\text{ksi} = 317.159\text{MPa}$$

$$b := 6\text{in} = 152.4\text{mm}$$

$$d := 10\text{in} = 254\text{mm}$$

$$t := 0.375\text{in} = 9.525\text{mm}$$

$$A_s := 10.4\text{in}^2 = 6.71 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Para este perfil, se tomara el pandeo en el eje débil, con lo cual el momento de Inercia será:

$$I_{sy} := 61.8\text{in}^4 = 2.572 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$E_s := 210000\text{MPa}$$

Tensión de Diseño Requerida:

$$P_{ud} := 0.9 \cdot P_{dl} = -2.802 \times 10^5 \text{ N}$$

$$P_{ul} := 1.6 \cdot P_{ll} = 2.135 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_u := P_{ud} + P_{ul} = 1.855 \times 10^6 \text{ N}$$

Tensión de Diseño Disponible:

$$P_t := A_s \cdot F_y = 2.128 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_n := P_t$$

$$\phi_t := 0.90$$

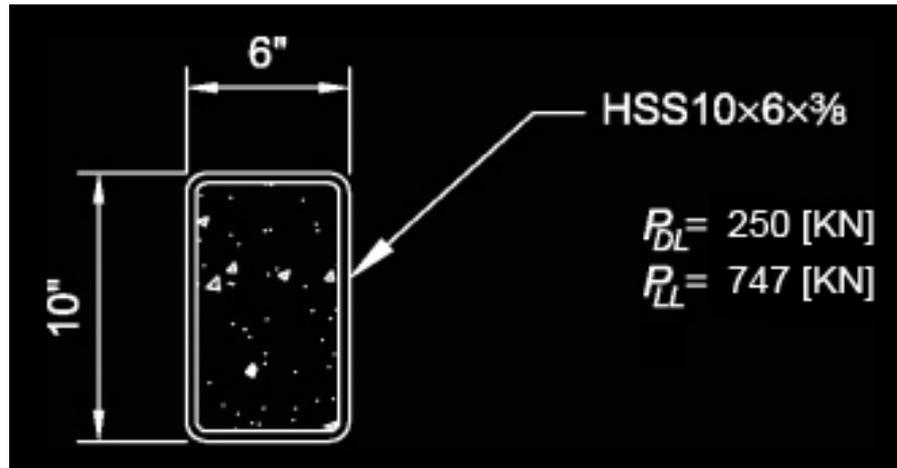
$$\phi_t \cdot P_n = 1.915 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\phi_t \cdot P_n \geq P_u$$

Como se cumple la relación, entonces el diseño de la columna sometida a tracción es Ok.

5.2.3 Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Corte

Determinar si la columna compuesta RCFT rellena de un hormigón de resistencia $f'_c=35$ [MPa] y con un perfil americano HSS10x6x3/8, es capaz de soportar una carga muerta de corte de 250[KN] y una carga viva de 747[KN], sometidas a una compresión axial [AISC, "Design Examples", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



Características del perfil HSS10x6x3/8:

$$F_y := 46 \text{ksi} = 317.159 \text{MPa}$$

$$b := 6 \text{in} = 152.4 \text{mm}$$

$$d := 10 \text{in} = 254 \text{mm}$$

$$t := 0.375 \text{in} = 9.525 \text{mm}$$

$$A_s := 10.4 \text{in}^2 = 6.71 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Para este perfil, se tomara el pandeo en el eje débil, con lo cual el momento de Inercia será:

$$I_{sy} := 61.8 \text{in}^4 = 2.572 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$$

$$E_s := 210000 \text{MPa}$$

Tensión de Diseño Requerida:

$$V_{ud} := 1.2 P_{dl} = 1.068 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_{ul} := 1.6 P_{ll} = 4.27 \times 10^5 \text{ N}$$

$$V_u := V_{ud} + V_{ul} = 5.338 \times 10^5 \text{ N}$$

Cálculo de la Altura h del hormigón:

$$h := d - 3 \cdot t = 225.425 \text{ mm}$$

Cálculo de A_w :

$$A_w := 2 \cdot h \cdot t = 4.294 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Tensión de Diseño Disponible:

$$\phi_v := 0.90$$

$$C_v := 1.0$$

Todos los perfiles HSS rectangulares poseen C_v igual a 1.0

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 8.172 \times 10^5 \text{ N}$$

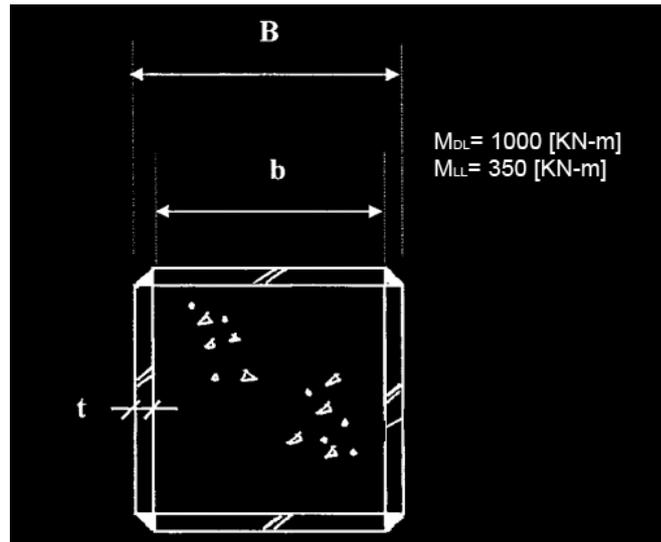
$$\phi_v \cdot V_n = 7.355 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\phi_v \cdot V_n \geq V_u$$

Como se cumple la relación, entonces el diseño de la columna sometida a tracción es Ok.

5.2.4 Ejemplo de Diseño de Columna RCFT a Flexión Pura

Determine si a un largo efectivo de 4500 [mm], una columna compuesta por un perfil tubular rectangular de 300[mm] x 300[mm] y relleno de hormigón, con $f'_c=38$ [MPa]; es capaz de resistir una carga muerta de flexión de 1000 [KN*mm] y una carga viva a flexión de 350[KN*mm] [AISC, "Design Examples", .v13.0, CD, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, I10-I21, USA, 2005]:



$$M_{DL} := 1000000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 1 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{LL} := 350000 \text{ N}\cdot\text{mm} = 3.5 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$f_c := 38 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

Características del perfil:

$$F_y := 300 \text{ MPa}$$

$$B := 306 \text{ mm}$$

$$t := 3 \text{ mm}$$

$$h_1 := B - 2 \cdot t$$

$$h_2 := h_1 = 300 \text{ mm}$$

$$t_w := 3 \text{ mm}$$

$$A_s := 2 \cdot [h_1 \cdot t + (B - 2 \cdot t) \cdot t] = 3.6 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Para este perfil, se tomara el pandeo en el eje débil, con lo cual el Momento plástico se calculará en el eje Y-Y

Tensión de Diseño Requerida:

$$M_{ud} := 1.2 \cdot M_{dl} = 1.2 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_{ul} := 1.6 \cdot M_{ll} = 5.6 \times 10^5 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u := M_{ud} + M_{ul} = 1.76 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

Cálculo de la Altura h_n :

$$h_n := \frac{0.85 \cdot f_c \cdot h_1 \cdot h_2}{2 \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot h_1 + 4 \cdot t \cdot F_y)} = 109.368 \text{ mm}$$

Cálculo de los Módulos Plásticos:

$$Z_s := \frac{B \cdot (B)^2}{4} - \frac{h_1 \cdot (h_2)^2}{4} = 4.132 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_c := \frac{h_1 \cdot (h_2)^2}{4} = 6.75 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sn} := 2 \cdot t \cdot h_n^2 = 7.177 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{cn} := h_1 \cdot h_n^2 = 3.588 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

Tensión de Diseño Disponible:

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_p := Z_s \cdot F_y - Z_{sn} \cdot F_y + \frac{Z_c \cdot 0.85 \cdot f_c}{2} - \frac{Z_{cn} \cdot 0.85 \cdot f_c}{2} = 1.535 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_n := M_p = 1.535 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 1.381 \times 10^8 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$M_u = 1.76 \times 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

Como se cumple la relación, entonces el perfil elegido es perfecto para el diseño. Ok

5.3 Diseños de columnas CFT

5.3.1 Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Compresión

Se debe diseñar una columna compuesta CFT que sea capaz de resistir una carga axial de 6672 [KN], con un largo efectivo de 5486 [mm]. Usar $F_y = 290$ [MPa]; $F_{yr} = 414$ [MPa] y $f'_c = 35$ [MPa]:

Primero hay que seleccionar una cuantía de acero aproximada, de un 8% puede ser para una columna

$$\rho_{ss} := 0.08$$

$$\phi_c := 0.75$$

Asumir un radio de esbeltez apropiado, puede ser un factor $\beta=0.7$

$$\beta := 0.7$$

Calcular el área bruta requerida:

$$A_s := \rho_{ss} \cdot A_g$$

$$A_c := (1 - \rho_{ss}) \cdot A_g$$

$$A_{sr} := 0$$

Entonces:

$$A_g := \frac{P_o}{\phi_c \cdot \beta \cdot [\rho_{ss} \cdot F_y + 0.95 f_c \cdot (1 - \rho_{ss})]} = 2.385 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$D := \sqrt{A_g \cdot \frac{4}{\pi}} = 551.017 \text{mm}$$

Como se tiene que se necesita un perfil con un diámetro exterior de aproximadamente 568mm, en las nomenclaturas de los perfiles americanos, el máximo perfil existente posee un diámetro de 508mm.

Entonces para el diseño del perfil a elegir, se asigna el perfil HSS20x0.375 y se asume la misma cuantía de acero, entonces el perfil en unidades del SI tiene:

$$D_2 := 20 \cdot \text{in} = 508 \text{mm}$$

$$t_2 := 0.349 \text{in} = 8.865 \text{mm}$$

$$A_{s2} := 21.5 \text{in}^2 = 1.387 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$I_{s2} := 1040 \text{in}^4 = 4.329 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_c := \frac{\pi \cdot (D2 - 2 \cdot t2)^4}{64} = 2.836 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$Z_x := 135 \text{ in}^3 = 2.212 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$A_{c2} := \frac{\pi \cdot (D2 - 2 \cdot t2)^2}{4} = 1.888 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$E_c := 4700 \sqrt{35} \text{ MPa} = 2.781 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{RelacionDt} := \frac{D2}{t2} = 57.307$$

$$0.15 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) = 103.598$$

Luego se cumple que:

$$\text{RelacionDt} \leq 0.15 \left(\frac{E_s}{F_y} \right)$$

Ok

Determinar el coeficiente C3:

$$C3 := 0.6 + 2 \cdot \left(\frac{A_{s2}}{A_{s2} + A_{c2}} \right) = 0.737$$

$$C3 \leq 0.9$$

$$C3 = 0.737$$

Calcular la rigidez efectiva:

$$E_{\text{eff}} := E_s \cdot I_s + C3 \cdot E_c \cdot I_c = 1.447 \times 10^{14} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^2$$

Calcular la carga critica de Euler:

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot E_{\text{eff}}}{(kL)^2} = 4.744 \times 10^7 \text{ N}$$

Calcular la carga de fluencia de la columna compuesta:

$$P_{o2} := A_{s2} \cdot F_y + 0.95 \cdot A_{c2} \cdot f_c = 1.02 \times 10^7 \text{ N}$$

Calcular la carga Pn:

$$a := \frac{P_e}{P_{o2}} = 4.651$$

como es mayor que

$$0.44$$

,entonces se tiene que:

$$P_n := P_o \cdot 0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right)^2 = 1 \times 10^7 \text{ N}$$

Finalmente, para diseñar, el valor de P_n se ajusta:

$$\phi_c \cdot P_n = 7.503 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_o = 6.672 \times 10^6 \text{ N}$$

Como se cumple

$$\phi_c \cdot P_n \geq P_o$$

El diseño de la columna es el adecuado Ok

5.3.2 *Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Tracción*

Dado a que no se dispone de cargas de diseño de corte reales para poder ejemplificar la recomendación de diseño. Se recomienda diseñar de la misma manera que una columna RCFT de la sección 5.2.2, pero teniendo presente lo expuesto en la sección 4.3.2

5.3.3 *Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Corte*

Dado a que no se dispone de cargas de diseño de corte reales para poder ejemplificar la recomendación de diseño. Se recomienda diseñar de la misma manera que una columna RCFT de la sección 5.2.3, pero teniendo presente lo expuesto en la sección 4.3.3

5.3.4 *Ejemplo de Diseño de Columna CFT a Flexión Pura*

Dado a que no se dispone de cargas de diseño de flexión pura reales, para poder ejemplificar la recomendación de diseño. Se recomienda diseñar de la misma manera que una columna RCFT de la sección 5.2.4 pero teniendo presente que el momento plástico de la sección dependerá de la columna CFT. Recuerde ver las tablas 8-2 y 8-3 para poder ver como se calcula el momento plástico.

6 Conclusiones

6.1 Introducción

En la presente memoria de título, se estudiaron tres tipos de columnas compuestas donde para cada una de ellas se distintos tipos de esfuerzos básicos para los cuales estos elementos estructurales se podrían ver afectados. El estudio se basó en cuatro esfuerzos básicos principales, los cuales son los esfuerzos de compresión, tracción, corte y flexión pura. En base a datos experimentales y a análisis estadísticos se desarrollaron las distintas comparaciones de los métodos de diseño propuestos por los distintos autores, teniendo presente que se consideraron las distintas limitaciones que tiene cada método, de tal forma que todos los resultados obtenidos fueran lo más reales posibles y se aproximen mejor al código elegido. En base a eso, dar una mejor decisión y a la vez dar una recomendación de diseño para cada una de las distintas columnas. En caso de que el lector quiera o desee tener un poco mas de conocimiento sobre éstos elementos estructurales.

Hay que tener presente que hasta hace muy poco no se conocían mucho las ventajas y desventajas que poseía cada uno de los distintos tipos de columnas compuestas, sino que por el contrario, en estos momentos se encuentran en su pleno crecimiento en base a estudios experimentales, modelaciones numéricas y desarrollo de éstas en la práctica, generalmente en grandes estructuras donde los esfuerzos a los cuales son sometidos son de gran magnitud, en la cual las columnas simples de hormigón armado o de acero no serian capaces de resistir.

6.2 Conclusiones Generales

Dentro de los esfuerzos básicos la mayor cantidad de información disponible corresponde al comportamiento de las secciones compuestas sometidas a esfuerzos de compresión axial pura. Esto permitió elegir que método de diseño era el más apropiado para cada una de los tres tipos de columnas compuestas. En la tabla 6-1 es posible apreciar de mejor manera qué método de diseño es el más apropiado para cada una de las distintas columnas compuestas sometidas a compresión. En la tabla 6-2 se puede apreciar qué método es mejor para diseñar una columna compuesta SRC sometida al corte; y en la tabla 6-3, se puede observar que para un mismo método hay dos series de valores para el diseño de una columna compuesta RCFT sometida a flexión pura. Esto es porque la primera fila (la que posee un *) corresponde al método propuesto por el AISC360-05[2] considerando todas las limitaciones y la segunda fila es sin ellas. Esto último se hizo para saber si la ausencia de los límites podría empeorar los resultados del método propuesto por el código debido a la poca cantidad de ensayos experimentales.

El criterio de selección utilizado en la mayoría de las comparaciones realizadas en las tablas 6-1, 6-2 y 6-3, era realizar una comparación estadística y a la vez, gráfica de la razón entre las cargas experimentales con las cargas nominales propuestas por cada código. Luego, se realizaba una comparación en base a la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación de cada método. Uno de los principales factores en la decisión de cual método era el más adecuado, fue aquel que poseía el menor coeficiente de variación, el cual indica cuán disperso se encuentra los datos en función de la media obtenida del análisis.

Tabla 6-1: Resultados obtenidos de los distintos ensayos analizados a Compresión

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
SRC	AISC360-05	78	1.324	0.336	0.254
	ACI318-05		1.008	0.239	0.238
	EC4-04		1.094	0.259	0.236
CFT	AISC360-05	116	1.314	0.214	0.163
	ACI318-05		1.445	0.460	0.319
	EC4-04		1.208	0.459	0.380
RCFT	AISC360-05	47	1.116	0.265	0.238
	ACI318-05		1.169	0.193	0.165
	EC4-04		1.188	0.191	0.161

Tabla 6-2: Resultados obtenidos de los distintos ensayos de SRC, analizados al Corte

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
SRC	AISC360-05	5	1.724	0.025	0.014
	ACI318-05		2.016	0.608	0.302

Tabla 6-3: Resultados obtenidos de los distintos ensayos de RCFT, analizados a Flexión pura

<u>Tipo de Columna</u>	<u>Método de Diseño</u>	<u>N° de Test</u>	<u>Media</u>	<u>Desviación Estándar</u>	<u>COV</u>
RCFT	AISC360-05*	2	1.133	0.021	0.019
	ACI318-05	5	1.098	0.07	0.063

Con respecto al esfuerzo de tracción solamente la norma americana AISC360-05[2] menciona como debe ser diseñada una columna sometida a esfuerzos axiales de tracción. Por ende se recomienda esta norma para diseñar columnas sometidas a tracción.

Con respecto al esfuerzo de corte, solamente se logró encontrar datos experimentales para las columnas SRC y en base a estos, se analizaron los dos métodos de diseño propuesto por la norma AISC360-05[2] y la norma ACI318-05[8]. El código AISC360-05[2] plantea que la resistencia al corte de una columna compuesta debe ser calculada asumiendo solamente la resistencia del perfil de acero y, en caso que exista, la resistencia de la armadura de confinamiento que posea la columna o asumiendo solamente la resistencia del hormigón, diseñándola en base a lo que plantea el código ACI318-05[5]. Se realizó una comparación estadística sobre si convenía más diseñar la resistencia en base a las secciones de acero o la de hormigón y en ambos casos las medias eran mayores a uno. La norma AISC360-05[2] fue la que poseía los menores resultados de los dos códigos, donde la desviación estándar y el coeficiente de variación eran más pequeños que los obtenidos con el código ACI318-05[8].

Por las razones presentadas en el párrafo anterior se recomienda utilizar la norma AISC360-05[2] como código de diseño para columnas SRC sometidas a esfuerzo de corte. Con respecto a los otros dos tipos de columnas, se recomienda al lector que cualquier de los dos métodos de diseño podría ser adecuado, queda a criterio del ingeniero cual método le es más conveniente.

Con respecto a la flexión pura, solamente se encontraron 5 ensayos realizados por Uy[34]. Se analizaron con el método propuesto por el código AISC360-05[2], el cual plantea que es posible asumir el momento nominal de cualquier columna compuesta como el momento plástico que posee la sección completa de la columna. Para esto, el momento plástico se calcula según el punto B de una curva de interacción de carga axial y momento, este punto representa el instante en el cual la columna se encuentra solicitada solamente a flexión pura. Las curvas de interacción para las columnas compuestas, fueron realizadas anteriormente por Leon & Hajjar(2008)[21] y al utilizar las ecuaciones de diseño propuestas por los autores, se obtuvieron los resultados de la tabla 6-3.

Al evaluar los dos casos analizados, cuando se asumen del código AISC360-05[2] las limitaciones de este y el otro caso cuando se omiten. Es posible observar en los dos casos que independiente que se analice este método sin las limitaciones pertinentes por este código y teniéndolas presente tal como se realizó en el análisis del resto de los esfuerzos. Fue posible asumir que el método propuesto por el código AISC360-05[2] es bastante adecuado ya que genera una dispersión muy pareja y cercana a la media.

Con lo cual se recomienda que para diseñar una columna RCFT que se encuentre sometida a flexión pura, se haga en base al método propuesto por el código AISC360-05. En el Anexo adjunto al final de informe, se encuentran las tablas que permiten diseñar el momento nominal en función del momento plástico del punto B para cada tipo de columna compuesta.

6.3 Limitaciones presentes

Uno de los grandes problemas que se tuvo para poder llevar a cabo la presente memoria de título, fue que la mayoría de la bibliografía existente centraba sus estudios a dos tipos de esfuerzos específicos en las columnas compuestas: el esfuerzo de compresión y el esfuerzo combinado de flexo-compresión. Para el resto de los esfuerzos básicos analizados en el presente trabajo (como tracción, corte y flexión pura) no se encontraron bases de datos experimentales que permitieran poder comparar de manera más efectiva los distintos métodos de diseño propuestos por las normas analizadas y por investigadores que propusieron otros, los cuales no se pudieron evaluar debido a la ausencia de información que permitiera encontrar el óptimo, desde el punto de vista de los resultados estadísticos analizados.

Otro problema que se presentó en el desarrollo del trabajo de título, fue que para poder analizar las columnas compuestas a flexión pura fue bastante complejo. Como se menciona anteriormente, las columnas generalmente trabajan a esfuerzos combinados de flexión y de compresión, pero no por separado. Lo cual complicó mucho el análisis de los métodos de diseños propuesto por la normativa y por autores presentes en la bibliografía. Debido a que no se encontraron datos experimentales para poder analizar las columnas SRC y CFT, la gran parte de los datos experimentales eran de columnas sometidas a esfuerzos combinados o compresión axial.

6.4 Recomendaciones

Uno de los puntos más importantes como recomendación a desarrollarse en el futuro, es poder llevar a cabo estudios experimentales, de tal forma de obtener en base a datos reales el comportamiento de las columnas compuestas sometidas principalmente a esfuerzos de corte y de flexión pura. Así una vez obtenida ésta base de datos experimentales para aquellas columnas que no se han dedicado tanto estudio, poder generar modelos numéricos que permitan predecir de manera óptima el comportamiento que podría tener cada una de las columnas sometidas a los esfuerzos básicos.

Falta además, estudiar de manera más acabada los distintos modelos numéricos y de elementos finitos existentes en la bibliografía actual en base a datos experimentales ya realizados. Con esto se podría ampliar el estudio de las recomendaciones de diseño a esfuerzos combinados y a modelos que podrían

predecir de mejor forma el comportamiento de las columnas, bajo las distintas solicitaciones a las que se encuentran sometidas.

Falta realizar estudios en los otros tipos de elementos compuestos, ya que existe mucha bibliografía al igual que para las columnas compuestas, pero de todas ellas cual es la más conveniente para ser usada por los distintos profesionales no se sabe muy bien.

Se debería llevar a cabo un estudio más acabado de las distintas conexiones y soldaduras utilizadas para poder unir y a la vez transferir las cargas entre los distintos elementos compuestos estructurales tales como vigas, losas, muros y columnas compuestas.

7 Bibliografías y Referencias

- [1] AISC, “*Seismic provisions for structural steel buildings*”, ANSI/AISC 341-05, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- [2] AISC, “*Specification for Structural Steel Buildings*”, ANSI/AISC 360-05, American Institute Of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2005.
- [3] AISC, “*Steel Design Guide 6: Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*”, STEEL DESIGN GUIDE SERIES, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 2001.
- [4] AISC, “*Manual of steel construction: Load and Resistance Factor Design (LRFD)*”, 2nd Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 1994.
- [5] AISC, “*Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*”, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, September 1986.
- [6] AISC, “*Manual of steel construction: Load and Resistance Factor Design (LRFD)*”, 1st Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA, 1986.
- [7] AIJ, “*AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures*”, Architectural Institute of Japan, 1991.
- [8] ACI, “*Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*”, ACI318-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA, 2005.
- [9] BRADFORD M. A., “*Design Strength of Slender Concrete-Filled Rectangular Steel Tubes*”, ACI Structural Journal, 93(2), 229-235, March-April 1996.
- [10] BSI, “*Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures- Part 1.1: General rules and rules for buildings*”, ENV 1994 1-1, 2004.
- [11] CANER F. C. et al., “*Lateral Confinement Needed to Suppress Softening of Concrete in Compression*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(12), 1304-1313, December 2002.

- [12] CONTRERAS J. L., JORQUERA R. E., *“Diseño de elementos compuestos de acero y hormigón resistentes al sismo. Análisis teórico y casos de aplicación”*, Memoria para obtener el Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile, 2009.
- [13] DONG KEON KIM, *“A Database for Composite Columns”*, A thesis presented to the Academic Faculty in partial fulfillment of the requirements for the Degree Master of Science in the School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, USA, August 2005.
- [14] ECCS, European Convention for Constructional Steelwork, *“Composite Beams and Columns to Eurocode 4”*, Technical Committee 11, Composite Structures, First Edition, 72, 1993
- [15] GOURLEY B., TORT C., DENAVIT M., SCHILLER P., HAJJAR J., *“A Synopsis of Studies of the Monotonic and Cyclic Behavior of Concrete-Filled Steel Tube Members, Connections, and Frames”*, Report No. NSEL-008, Newmark Structural Engineering Laboratory, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois, USA, Abril 2008.
- [16] HUANG C. S. et al., *“Axial Load Behavior of Stiffened Concrete-Filled Steel Columns”*, Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(9), September 2002.
- [17] INN, NCh433of96 *“Diseño sísmico de edificios”*, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 1996.
- [18] INN, NCh2369of2003 *“Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”*, Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile, 2003.
- [19] JOHNSON R. P., *“Composite Structures of Steel and Concrete”*, volume 1, Second Edition, Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1994
- [20] LEON R. T., KIM D. K. and HAJJAR J. F., *“Limit State Response of Composite Columns and Beams-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification”*, Engineering Journal, Fourth Quarter, 341-358, 2007.
- [21] LEON R. T. and HAJJAR J. F., *“Limit State Response of Composite Columns and Beams-Columns Part II: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification”*, Engineering Journal, First Quarter, 21-46, 2008.

- [22] LIU D., “*Behavior of eccentrically loaded high-strength rectangular concrete-filled steel tubular columns*”, *Journal of Constructional Steel Research*, 62, 839-846, 2006.
- [23] LIU D., “*Test on High-Strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns*”, *Journal of Constructional Steel Research*, 61, 902-911, 2005.
- [24] MATSUI C. et al., “*AIJ Design Method for Concrete Filled Steel Tubular Structures*”, ASCCS Seminar, Innsbruck, 93-116, September 1997.
- [25] MIRZA S. A. and LACROIX E. A., “*Comparative Strength Analyses of Concrete-Encased Steel Composite Columns*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 130(12), 1941-1953, December 2004.
- [26] OH M. H. et al., “*Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading*”, *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, JAABE, 5(1), 153-160, May 2006.
- [27] O’SHEA M. D. et al., “*Design of Circular Thin-Walled Concrete Filled Steel Tube*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126(11), 1295-1303, November 2000.
- [28] SCHNEIDER P. S., “*Axially Loaded Concrete-Filled Steel Tubes*”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(10), 1125-1138, October 1998.
- [29] SHAMS M. and SAADEGHVAZIRI M. A., “*State of the Art of Concrete-Filled Steel Tubular Columns*”, *ACI Structural Journal*, ACI, 94(5), 558-571, September-October 1997.
- [30] VALENZUELA R., “*Aplicación de Columnas Compuestas CFT al Diseño Sísmico de Edificios en Chile*”, Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile, Junio 2007
- [31] VIEST I. M., COLACO J. P., FURLONG R. W., GRIFFIS L. G., LEON R.T., WYLLIE L. A. Jr., “*Composite Construction Design for Buildings*”, Ed. McGraw-Hill, 1997.
- [32] WANG Y. C. and MOORE D. B., “*A Design Method for Concrete-Filled hollow section, composite columns*”, *The Structural Engineering*, 75(21), 368-373, November 1997.
- [33] WENG C. C. et al., “*A Relative Rigidity approach for Design of Concrete-Encased Composite Columns*”, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 30(4), 621-633, 2007.

- [34] WENG C. C. et al., "*Experimental Investigation on Rectangular SRC Columns with Multi-Spiral Confinements*", 4th International Conference on Earthquake Engineering, Paper 49, Taipei, Taiwan, October 2006.
- [35] WENG C. C. et al., "*Seismic cyclic loading test of SRC Columns confined with 5-spirals*", Sci China Ser E-Tech Sci, Science in China Series E- Technological Sciences, 51(5), 529-555, May 2008.
- [36] WENG C. C., YEN S. I. and CHEN C. C., "*Shear Strength of Concrete-Encased Composite Structural Members*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(10), 1190-1197, October 2001.
- [37] UY B., "*Strength of Concrete Filled Steel Box Columns Incorporating Local Buckling*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(3), 341-352, March 2000.
- [38] ZHANG W. and SHAHROOZ B. M., "*Comparison Between ACI and AISC for Concrete-Filled Tubular Columns*", Journal of Structural Engineering, ASCE, 125(11), 1213-1223, November 1999.

8 ANEXOS

Los anexos presentes en la memoria de título, tales como bases de datos y planillas de cálculo. Se encuentran disponibles en el CD adjunto.

El único Anexo que encontrará en papel son los diagramas de interacción con el método Rígido Plástico para columnas compuestas, éstos sirven para poder calcular el momento plástico del punto B de una curva de interacción. El cual se utiliza como método de diseño en la Sección 3.4 del Capítulo 3 de la presente memoria de título.

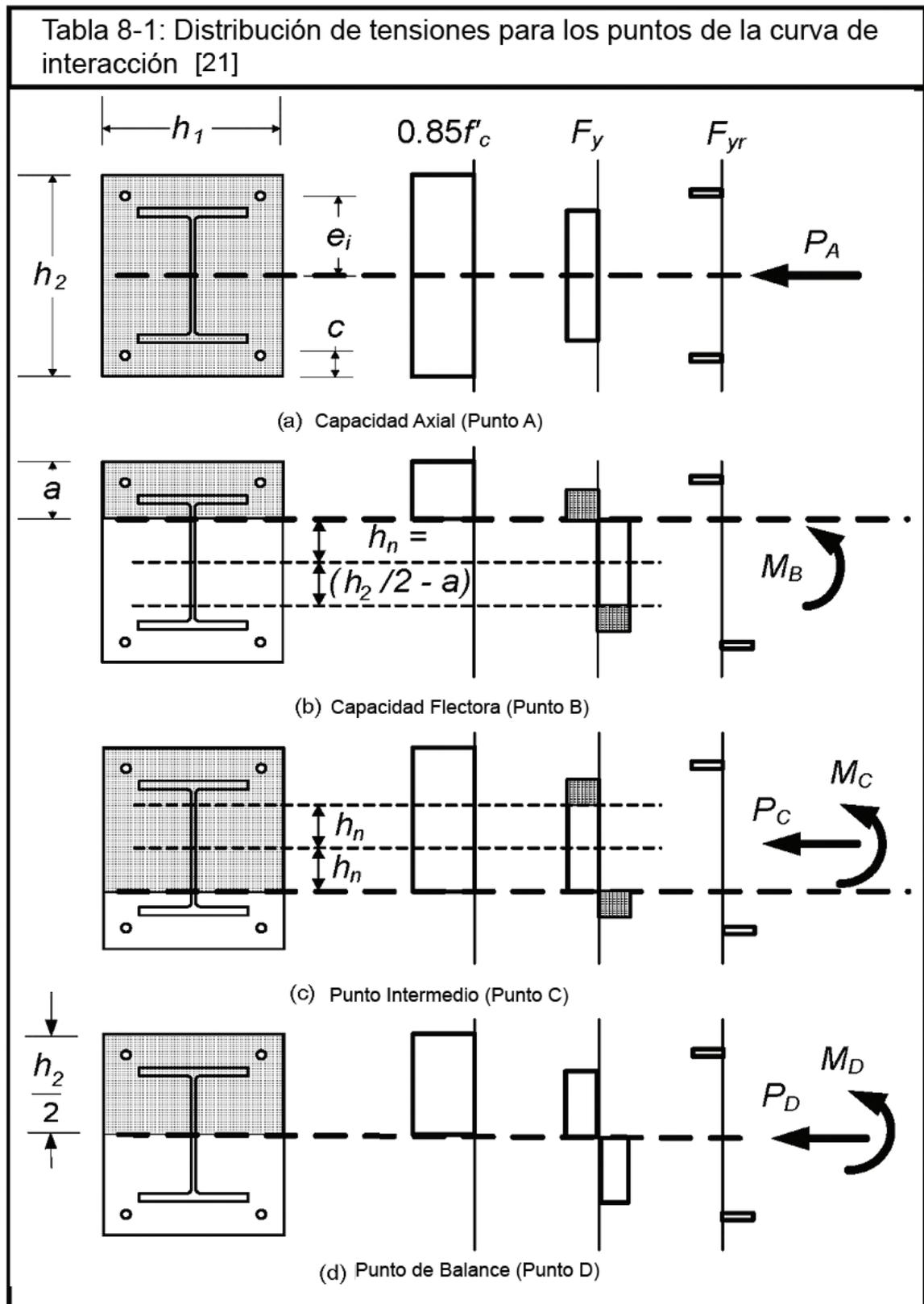
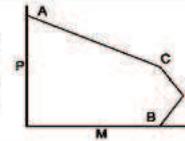
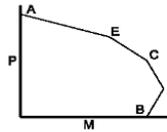


Tabla 8-2: Capacidad plástica para columnas SRC, con presencia de pandeo en el Eje X-X [21]



Sección	Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
<p>(A)</p>		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f_c' A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{Área de la sección de acero}$ $A_{sr} = \text{Área del refuerzo longitudinal}$ $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
<p>(C)</p>		C	$P_C = 0.85 f_c' A_c$ $M_C = M_B$
<p>(D)</p>		D	$P_D = \frac{0.85 f_c' A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f_c')$ $Z_r = A_{sr} \left(\frac{h_2}{2} - e \right) \quad Z_s = b_f t_f \left(d - l_f \right) + \frac{(d - 2l_f) t_w^2}{4}$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
<p>(B)</p>		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f_c')$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn} \quad Z_{sn} = t_w h_n^2$ <p>Si se cumple que $h_n < \frac{d}{2} - t_f$:</p> $h_n = \frac{0.85 f_c' A_c}{2 \left[0.85 f_c' (h_1 - t_w) + 2 t_w F_y \right]}$ <p>Si se cumple $\frac{d}{2} - t_f < h_n < \frac{d}{2}$:</p> $h_n = \frac{0.85 f_c' (A_c + A_s - d b_f) - 2 F_y (A_s - d b_f)}{2 \left[0.85 f_c' (h_1 - b_f) + 2 F_y b_f \right]}$ $Z_{sn} = Z_s - b_f \left(\frac{d}{2} - h_n \right) \left(\frac{d}{2} + h_n \right)$ <p>Si se cumple $h_n > \frac{d}{2}$:</p> $h_n = \frac{0.85 f_c' (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 (0.85 f_c' h_1)}$ $Z_{sn} = Z_s = \text{Módulo plástico del eje X de la sección}$

Tabla 8-3: Capacidad plástica para columnas SRC, con presencia de pandeo en el Eje Y-Y [21]



Sección	Distribución de tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
<p>(A)</p>	$0.85f'_c$ F_y F_{yr}	Φ	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85f'_c A_c \quad M_A = 0$ $A_s = \text{Área del perfil de acero}$ $A_{sr} = \text{Área del refuerzo longitudinal}$ $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
<p>(E)</p>		Φ	$P_E = A_s F_y + (0.85f'_c) \left[A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2} \right]$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{1}{2} Z_{cE} (0.85f'_c)$ $Z_{sE} = Z_{sy} = \text{Módulo plástico de la sección en el eje y}$ $Z_{cE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{sE}$
<p>(C)</p>		Φ PNA	$P_C = 0.85f'_c A_c$ $M_C = M_B$
<p>(D)</p>		Φ PNA	$P_D = \frac{0.85f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{sr} + \frac{1}{2} Z_c (0.85f'_c)$ $Z_s = \text{Módulo plástico de la sección completa}$ $Z_r = A_{sr} \left(\frac{h_2}{2} - c \right) \quad Z_c = \frac{t_w b_f^2}{2} + \frac{(d - 2t_f) h_w^2}{4}$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
<p>(D)</p>		PNA	$M_B = M_\Delta - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85f'_c) \quad P_B = 0$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ Cuando se cumple $\frac{t_w}{2} < h_n < \frac{b_f}{2}$: $h_n = \frac{0.85f'_c (A_c + A_s - 2t_f b_f) - 2F_y (A_s - 2t_f b_f)}{2[4t_f F_y + 0.85f'_c (h_1 - 2t_f)]}$
<p>(B)</p>		PNA Φ	Si se cumple que $h_n > \frac{b_f}{2}$: $h_n = \frac{0.85f'_c (A_c + A_s) - 2F_y A_s}{2[0.85f'_c h_1]}$ $Z_{sn} = Z_{sy} = \text{Módulo plástico de la sección en el eje y}$

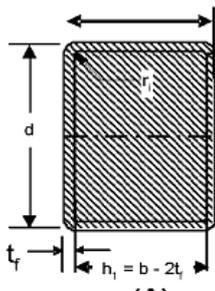
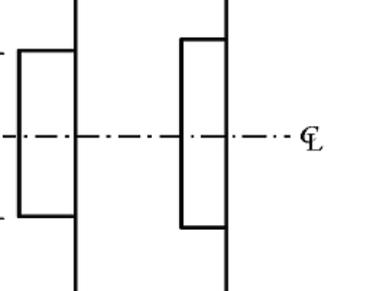
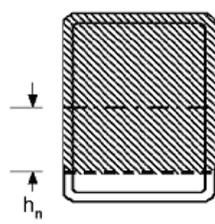
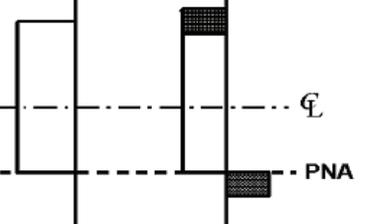
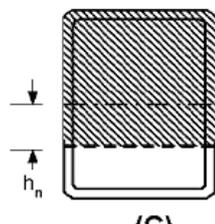
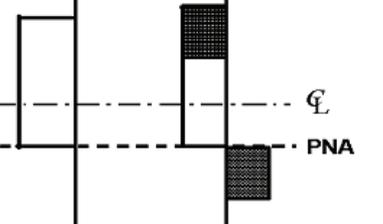
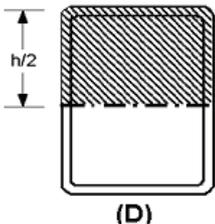
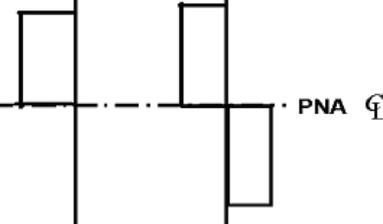
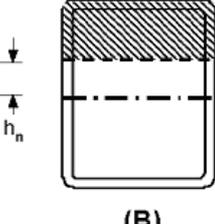
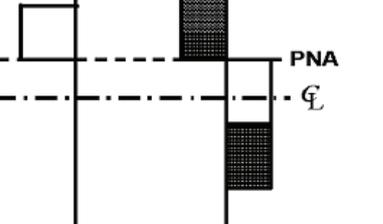
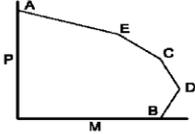
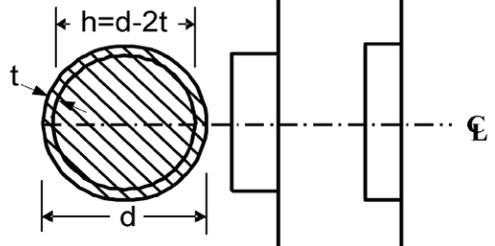
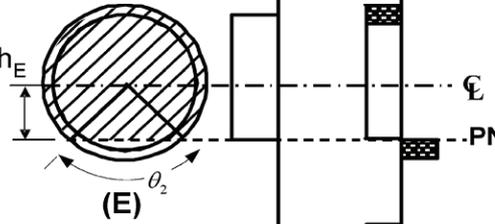
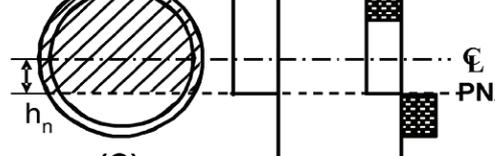
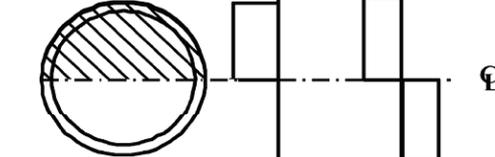
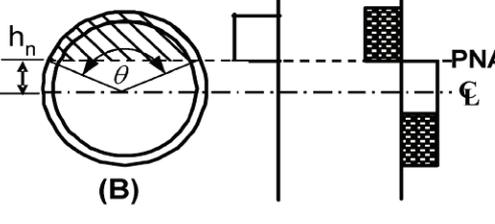
Sección		Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuaciones de Diseño
 <p>(A)</p>			A	$P_A = A_s F_y + A_c (0.85 f'_c)$ $M_A = 0$ $A_s = \text{Área del perfil de acero}$ $A_c = h_1 h_2 - 0.858 r_f^2$ $h_1 = b - 2t_f$ $h_2 = d - 2t_f$
 <p>(E)</p>			E	$P_E = \frac{1}{2} (0.85 f'_c) A_c + 0.85 f'_c h_1 h_E + 4 F_y t_w h_E$ $M_E = M_{max} - \Delta M_E$ $Z_{sE} = b h_E^2 - Z_{oE} \quad Z_{oE} = h_1 h_E^2$ $\Delta M_E = Z_{sE} F_y + \frac{1}{2} Z_{oE} (0.85 f'_c)$ $h_E = \frac{h_n + d}{2 + 4}$
 <p>(C)</p>			C	$P_C = A_c (0.85 f'_c)$ $M_C = M_B$
 <p>(D)</p>			D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ $Z_s = \text{Módulo plástico de la sección de acero}$ $Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - 0.192 r_f^3$
 <p>(B)</p>			B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$ $Z_{sn} = 2 t_w h_n^2$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2 [0.85 f'_c h_1 + 4 t_w F_y]} \leq \frac{h_2}{2}$

Tabla 8-5: Capacidad plástica para columnas CFT, con presencia de pandeo en cualquier Eje [21]			
Sección	Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuación de Diseño
 <p>(A)</p>		A	$P_A = A_s F_y + 0.95 f'_c A_c^*$ $M_A = 0$ $A_s = 2\pi r_m t$ $r_m = \frac{d-t}{2}$ $A_c = \frac{\pi h^2}{4}$ <p>* 0.95 se puede usar en lugar de 0.85, como coeficiente de la tensión del hormigón bajo compresión para todos los casos</p>
 <p>(E)</p>		E	$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4} \quad (h_n \text{ ver Punto B})$ $\theta_2 = \pi - 2 \arcsin\left(\frac{2h_E}{h}\right)$ $Z_{se} = \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^3\left(\frac{\theta_2}{2}\right) X$ $X = \left[\frac{\theta_2 - \sin \theta_2}{\theta_2 - \sin \theta_2 + \frac{(2\pi - \theta_2)}{(2\pi - \theta_2) - \sin(2\pi - \theta_2)}} \right]$ $Z_{seb} \approx \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^{(3)}\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $Z_{ceb} = \frac{h^3}{6} \sin^3\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $M_E = Z_{se} F_y + \frac{1}{2} Z_{ceb} (0.95 f'_c)$ $P_E = (0.95 f'_c A_s + F_y A_s) - \frac{1}{2} [F_y (d^2 - h^2) + \frac{1}{2} (0.95 f'_c) h^2] [\theta_2 - \sin \theta_2]$
 <p>(C)</p>		C	$P_C = 0.95 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
 <p>(D)</p>		D	$P_D = \frac{0.95 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.95 f'_c)$ $Z_s = \text{Módulo plástico de la sección de acero} = \frac{d^3}{6} Z_c$ $Z_c = \frac{h^3}{6}$
 <p>(B)</p>		B	$P_B = 0$ $M_B = Z_{sb} F_y + \frac{Z_{cb} (0.95 f'_c)}{2}$ $Z_{cb} = \frac{h^3 \sin^3(\theta/2)}{6}$ $Z_{sb} = \frac{d^3 - h^3}{12} \sin^3(\theta/2) \left[\frac{\theta}{\theta - \sin \theta} + \frac{(2\pi - \theta)}{(2\pi - \theta) - \sin(2\pi - \theta)} \right]$ $Z_{sbb} \approx \frac{d^3 - h^3}{6} \sin^{(4/3)}(\theta/2)$ $\theta = \frac{0.0260 K_c - 2 K_s}{0.0848 K_c} + \frac{\sqrt{(0.0260 K_c + 2 K_s)^2 + 0.857 K_c K_s}}{0.0848 K_c}$ $K_c = f'_c h^2$ $K_s = F_y r_m t$ $h_n = \frac{h}{2} \sin\left(\frac{\pi - \theta}{2}\right) \quad (\text{Para poder calcular definiciones en el Punto E})$