

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**ESTUDIO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON SECCIONES TUBULARES
RELLENAS DE HORMIGÓN CONSTRUIDAS EN QUITO-ECUADOR**

William Alberto Liuba Loor

Ingeniería Civil

Henry Josué Vaca Villegas

Ingeniería Civil

Trabajo de fin de carrera presentado como requisito

para la obtención del título de

Ingeniero Civil

Quito, 23 de Mayo de 2024

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Ciencias e Ingenierías

**HOJA DE CALIFICACIÓN
DE TRABAJO DE FIN DE CARRERA**

**ESTUDIO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CON SECCIONES TUBULARES
RELLENAS DE HORMIGÓN CONSTRUIDAS EN QUITO-ECUADOR**

William Alberto Liuba Loor

Ingeniería Civil

Henry Josué Vaca Villegas

Ingeniería Civil

Nombre del profesor, Título académico

Adrián Tola Tola, PhD

Quito, 23 de Mayo del 2024

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombres y apellidos: William Alberto Liuba Loor, Henry Josué Vaca Villegas

Código: 205066, 212234

Cédula de identidad: 1205018656, 1004928402

Lugar y fecha: Quito 22 de Mayo del 2024

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: Este trabajo, en todas sus partes, no debe considerarse como una publicación, aunque esté disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETheses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following capstone project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around these publishing available on <http://bit.ly/COPETheses>.

RESUMEN

El enfoque de la investigación es analizar las características de estructuras de acero con secciones tubulares rellenas de hormigón o Concrete Filled Tube Structures (CFT's), con el objetivo de identificar posibles deficiencias en diseño, fabricación o construcción. Se desarrolló un registro de información que incluye estructuras construidas con este sistema para lograr estos objetivos, lo que permite un análisis detallado del comportamiento estructural de los CFT's en el contexto local.

Palabras Clave: CFT's, sistemas de resistencia, transferencia de carga, secciones compuestas, ductilidad, conexión, columnas, soldadura, compacidad, espesores, resistencia, factor de reducción sísmica, placa base, carga lateral.

ABSTRACT

The focus of the research is to analyze characteristics of steel structures with concrete-filled tubular sections (CFT's) to identify possible deficiencies in design, manufacturing, or construction. Creating an information registry that includes structures built with this system was developed to achieve these objectives, allowing a detailed analysis of the structural behavior of CFT's in the local context.

Key Word: CFT's, resistance systems, compound sections, ductility, connection, columns, welding, load transference, compacity, width, resistance, seismic force reduction factor, base plate, lateral load.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO I	11
INTRODUCCIÓN:	11
1.1 Objetivos:	12
CAPITULO II.....	13
MARCO TEORICO:.....	13
2.1 Parámetros de Estudio.....	14
2.2 Soldadura.....	25
2.3 Conexiones Viga a Columna a Momento	32
CAPITULO III	39
METODOLOGIA.....	39
3.1 Análisis de resultados.....	39
3.1.7 Formas del vertido del hormigón.....	55
3.1.9 Identificación de resistencia de materiales (Columnas CFT).....	63
3.1.10 Identificación del factor de reducción sísmico (R).....	64
CAPITULO IV.....	67
CONCLUSIONES:	67
REFERENCIAS:	69
ANEXOS:	71

ÍNDICE DE TABLAS:

Tabla 1: Parámetros de Estudio.....	14
Tabla 2: Capacidades mínimas de ángulo de deriva total calificativo θ_{sd} y θ_u para sistemas OMF y SMF.....	33
Tabla 3: Conexiones precalificadas para columnas tipo I y sección hueca.....	34
Tabla 4: Resultados Porcentuales de Tipo de Conexión viga-a-columna.	39
Tabla 5: Resultados Porcentuales en geometría de columnas.	41
Tabla 6: Resultados Porcentuales de Manufactura en Columnas.....	42
Tabla 7: Resultados Porcentuales de Transferencia de Carga del Acero al Hormigón..	45
Tabla 8: Valores de fluencia probable R_y	48
Tabla 9: Relaciones de compacidad ancho-espesor secciones huecas y compuestas.....	50
Tabla 10: Relación de compacidad ancho-espesor secciones huecas.....	53
Tabla 11: Resultados Porcentuales de Espesores de Columnas o Placas de Tubo.....	54
Tabla 12: Resultados Porcentuales de Formas de vertido del hormigón.....	55
Tabla 13: Resultados Porcentuales de diseño de conexión placa base/cimentación.	57
Tabla 14: Tipos de anclajes por ACI318-19.....	58
Tabla 15: Materiales para pernos de anclaje.	59
Tabla 16: Requisitos del material de aportación.	61
Tabla 17: Resultados porcentuales de identificación del sistema de resistencia a carga lateral.	62
Tabla 18: Resultados de resistencia de materiales (Columnas CFT)	63
Tabla 19: Resultados porcentuales de factor de reducción sísmico (R).....	64

INDICE DE FIGURAS:

Figura 1: Columnas tubulares rellenas de hormigón (Tomado de Liew J.Y (2021)).	12
Figura 2: Número de pisos en estructuras.	13
Figura 3: Tipo de usos de estructuras	14
Figura 4: Viga I soldada patín y alma.	15
Figura 5: Viga I soldada patín y alma con placa de cortante.	16
Figura 6: Viga I soldada patín y alma con ángulos actuando como placa de cortante.	16
Figura 7: Viga I soldada patín y alma con ángulos.	17
Figura 8: Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo.	17
Figura 9: Viga I con placa de cortante empernada.	18
Figura 10: Manufactura de las columnas.	19
Figura 11: Conectores de corte utilizados en obra.	20
Figura 12: Hormigón con barra y pernos de anclaje.	22
Figura 13: Hormigón con varillas de refuerzo.	22
Figura 14: Sistemas porticados.	23
Figura 15: Sistemas duales con muros.	23
Figura 16: Sistemas duales con diagonales.	24
Ilustración 17: Espectro Elástico e Inelástico (tomado de Aguiar Roberto, (2007)).	25
Figura 18: Alcances de penetración en soldadura. (Tomado de Riu Yui, (2023)).	26
Figura 19: Soldadura de arco con electrodo revestido SMAW.	27
Figura 20: Soldadura por arco metálico con gas GMAW.	28
Figura 21: Tarea de inspección visual antes de soldar. (Tomado de NEC. (2015)).	29
Figura 22: Tarea de inspección visual durante la soldadura. (Tomado de NEC. (2015)).	29

Figura 23: Criterios de aceptación para inspección visual. (Tomado de AWS D1.1/D1.1M (2020)).	30
Figura 24: Agujeros de inspección para soldadura. (Tomado de AWS D1.8, (2009)).	32
Figura 25: Conexiones mediante (a) diafragmas internos; (b) diafragmas externos; y (c) diafragma pasante.	36
Figura 26: Ejemplos de (a) Conexiones Bolted Split-tee; (b) Conexiones soldadas Split-tee (Tomado de Connections in Steel Structures, 2016).	36
Figura 27: Detallamiento de la conexión Split-tee.	37
Figura 28: Respuesta típica momento-rotación (tomado de Connections in Steel Structures, 2016).	37
Figura 29: Respuesta típica momento-rotación conexión de viga a través de columna (tomado de Connections in Steel Structures, 2016).	38
Figura 30: Distribución de tensiones residuales promedios en perfil C. (Tomado de Labbé, A. (2021)).	43
Figura 31: Tipos de acero en estructuras.	48
Figura 32: Límites de compacidad ancho-espesor para elementos huecos. (Tomado de ANSI/AISC 341-22 (2022)).	49
Figura 33: Límites de compacidad ancho-espesor para elementos compuestos. (Tomado de ANSI/AISC 341-22 (2022)).	49
Figura 34: Métodos de vertido del hormigón. (Tomado de Ying Wang. (2006)).	56
Figura 35: Anclajes preinstalados. (Tomado de ACI318-19 (2019)).	59
Figura 36: Anclajes post-instalados. (Tomado de ACI318-19 (2019)).	59
Figura 37: Unión de varillas de refuerzo adecuados a la placa base. (Tomado de AWS D1.4/D1.4M (2018)).	61

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN:

El presente estudio se enfoca en la investigación de los sistemas de construcción de estructuras de acero con secciones tubulares rellenas de hormigón (CFT's) empleados en el contexto local. Se busca identificar tanto los sistemas utilizados como las posibles falencias en diseño, fabricación y/o construcción que puedan presentarse en estos sistemas.

Para lograr este objetivo, se ha llevado a cabo la elaboración de un registro de información donde se incluyen estructuras con este tipo de sistema. Esta recopilación permitirá analizar en detalle las características relevantes al comportamiento estructural de los CFT's en el entorno local. Este análisis contribuirá significativamente a comprender el estado actual de construcción de este tipo de estructuras.

Según Shosuke Morino (2002), un sistema de estructura compuesto por columnas tubulares de acero rellenas de hormigón (CFT) y vigas en forma de “I” ofrece beneficios comparado con los sistemas convencionales de hormigón armado y acero. Dichos beneficios incluyen la interacción favorable entre el acero y el hormigón, propiedades seccionales superiores, eficiencia constructiva, mejora en resistencia al fuego, rendimiento económico y consideraciones ecológicas.

Además, el pandeo local del tubo de acero se retrasa y el deterioro de la resistencia se mitiga debido a la interacción con el hormigón, ya que la proporción de acero en la sección transversal del CFT es mayor que en otros sistemas. La simplificación de los trabajos de encofrado y el vertido del hormigón benefician la eficiencia constructiva, lo que resulta en ahorro de tiempo y mano de obra. El uso de hormigón mejora la resistencia al fuego, lo que posibilita reducir el material ignífugo necesario.

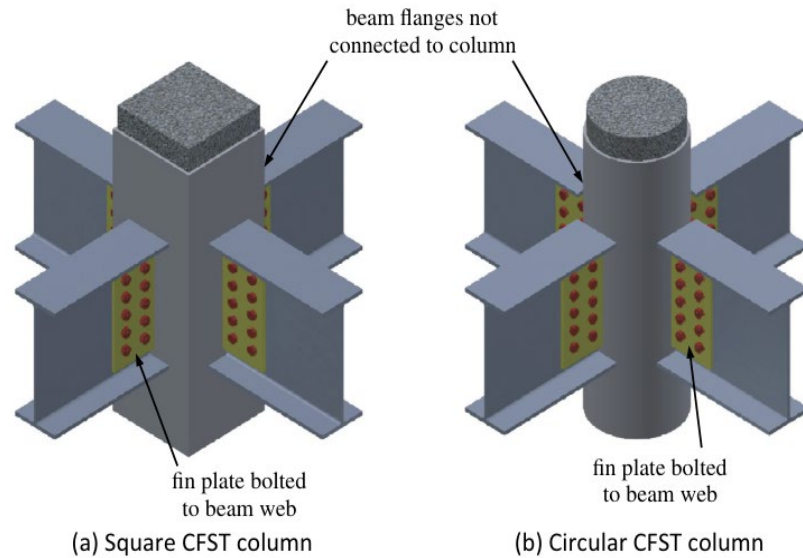


Figura 1: Columnas tubulares rellenas de hormigón (Tomado de Liew J.Y (2021)).

1.1 Objetivos:

Los siguientes objetivos para el análisis y desarrollo de este trabajo son:

- Identificar los sistemas de construcción de estructuras de acero con secciones tubulares rellenas de hormigón (CFT's) que se utilizan en el medio.
- Elaborar una base de datos de las estructuras construidas con este tipo de sistema en el medio.
- Identificar posibles falencias de diseño, fabricación y/o construcciones observadas en estos sistemas.

CAPITULO II

MARCO TEORICO:

Los sistemas estructurales compuestos entre acero y hormigón son aplicados en nuestro medio para la construcción de múltiples estructuras de uso residencial, comercial, bienestar social, entre otros. En donde las columnas tubulares rellenas de hormigón (CFT) se han implementado para la construcción de estos sistemas estructurales compuestos, sea considerado necesario un análisis que identifique y cuantifique posibles falencias en el diseño y construcción. El presente estudio compila la información de 152 estructuras con el sistema CFT donde en su mayoría dichas estructuras constan de 2 pisos y el uso predominante es residencial.

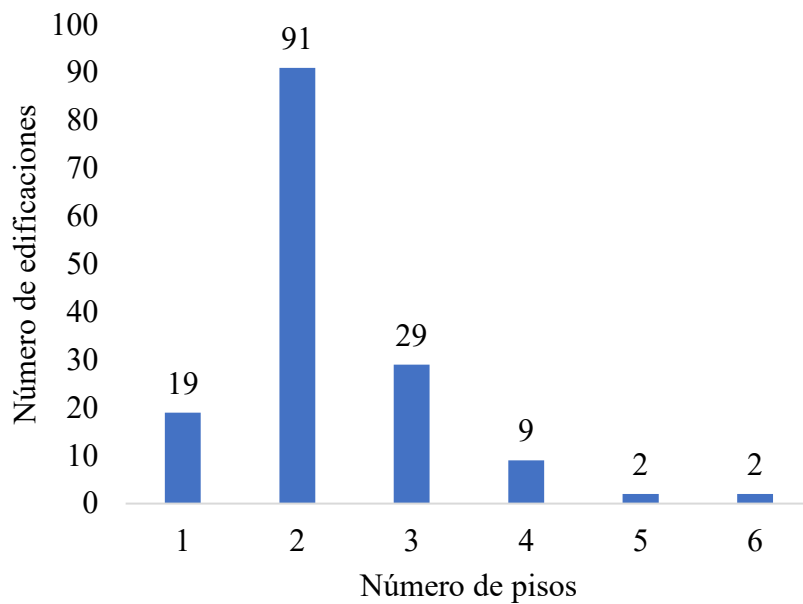


Figura 2: Número de pisos en estructuras.

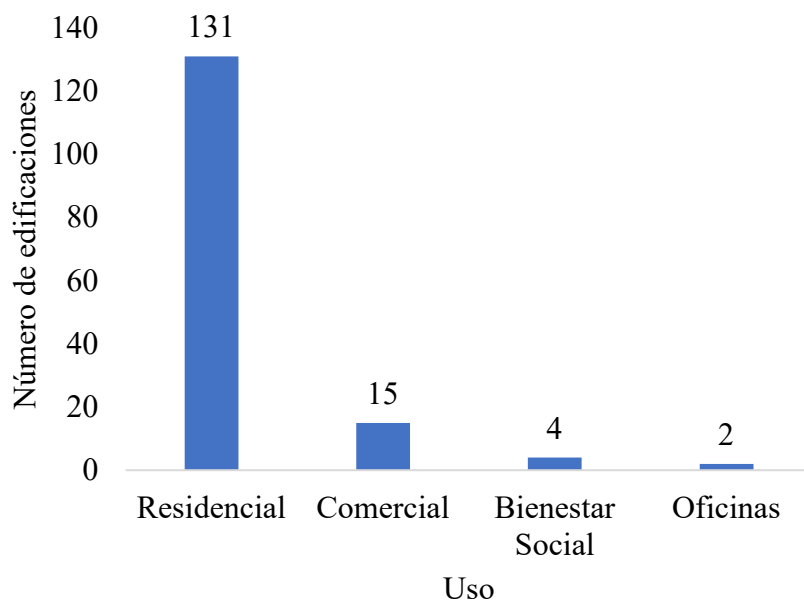


Figura 3: Tipo de usos de estructuras

2.1 Parámetros de Estudio.

Los parámetros de estudio considerados en el presente estudio se indican en la Tabla 1, los cuales consideramos para las 152 estructuras en la ciudad de Quito.

Tabla 1: Parámetros de Estudio.

Nº	Parámetros de Estudio
1	Tipos de conexión: Viga-a-columna
2	Geometría de la columna
3	Tipo de manufactura de la columna
4	Transferencia de esfuerzo del acero al hormigón
5	Relaciones de compacidad ancho/espesor
6	Espesores de columnas o placas de tubo
7	Formas de vertido del hormigón
8	Diseño de conexión de placa base/cimentación

9	Identificación del sistema de resistencia a carga lateral
10	Resistencia a la fluencia del acero en columnas (kg/cm ²)
11	Resistencia a compresión del hormigón f _c (kg/cm ²)
12	Factor de reducción de respuesta sísmica (R)

La selección de estos parámetros se fundamenta en criterios estipulados por cada diseñador. En consecuencia, es crucial analizar los parámetros de la Tabla 1 que proporcionan detalles sobre la construcción actual. A continuación, se describe cada uno de los parámetros junto a sus subcategorías.

2.1.1 Tipos de conexión: Viga-a-columna.

Este parámetro concierne al tipo de unión entre vigas y columnas. Se indican a continuación 7 subcategorías asociadas a este parámetro

- **Viga I soldada patín y alma:** Unión de la viga “I” a la columna tubular unidas a partir de soldadura de penetración completa CJP en el alma y patín de la viga. (No se especifica agujeros de inspección.)



Figura 4: Viga I soldada patín y alma.

- **Viga I soldada patín y alma con placa de cortante:** Unión de la viga “I” con placa de cortante en el alma hacia la columna tubular, unidas mediante soldadura CJP en el alma y patín de la viga.



Figura 5: Viga I soldada patín y alma con placa de cortante.

- **Viga I soldada patín y alma con ángulos actuando como placa de cortante:** Unión de la viga “I” con ángulos hacia la columna tubular, unidas mediante soldadura CJP en el alma y patín de la viga.

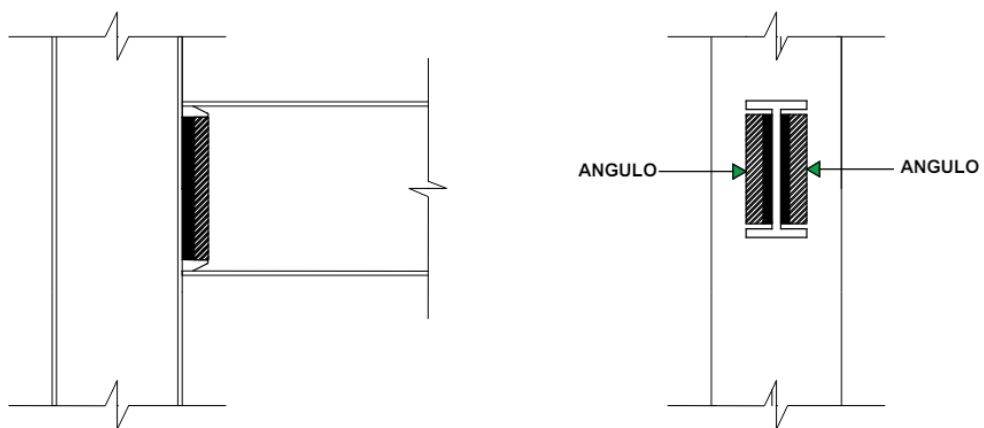


Figura 6: Viga I soldada patín y alma con ángulos actuando como placa de cortante.

- **Viga I soldada patín y alma con ángulos:** Unión de la viga “I” a partir de soldadura CJP en el alma y patín de la viga, con ángulos en patines actuando como rigidizadores.

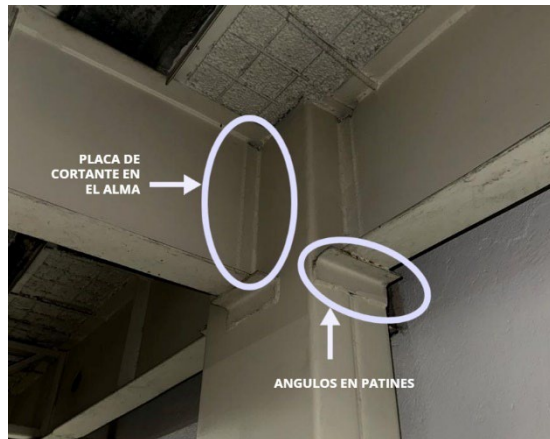


Figura 7: Viga I soldada patín y alma con ángulos.

- **Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo:** Placas de acero que forman un anillo alrededor de la columna tubular, donde las vigas “I” se unen a las columnas a partir de soldadura CJP en el alma y patín de la viga.



Figura 8: Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo.

- **Viga I con placa de cortante empernada:** Unión de la viga “I” con placa empernada en el alma de viga, donde a partir de soldadura CJP se unen los patines y el alma de viga hacia la columna tubular.



Figura 9: Viga I con placa de cortante empernada.

- **Información no específica en planos:** Cuando no existe un detallado de la unión de viga a columna.

2.1.2 Geometría de la columna.

Se verifica la geometría de la columna tubular tanto para secciones huecas como rellenas de hormigón, entre las geometrías se encuentran: rectangulares, cuadradas, circulares, y otras formas.

2.1.3 Tipo de manufactura de la columna.

Se verifica el proceso de fabricación y elaboración de las columnas que conforman el sistema estructural de diferentes edificaciones recolectadas, donde estos se dividen en 5 categorías:

- **A partir de una sola plancha rolada:** Columna doblada en frío o en taller unida a partir de un cordón de soldadura CJP con geometría tubular.

- **A partir de dos perfiles C:** Columna armada a partir de la unión de dos perfiles doblados en frío en forma de “C”, unidas por medio de dos cordones de soldadura CJP.
- **A partir de cuatro placas soldadas:** Columna armada por medio de la unión de cuatro placas de acero, unidas por cordón de soldadura CJP en las esquinas.
- **A partir de dos perfiles tipo “G”:** Columna hecha a partir de la unión de dos perfiles en forma de “G”, unidas por medio de un cordón de soldadura CJP.
- **Tubos tipo HSS:** Columna tubular hueca especificada en catálogos.



a) A partir de dos perfiles C



b) A partir de cuatro placas soldadas

Figura 10: Manufactura de las columnas.

2.1.4 Transferencia de esfuerzo del acero al hormigón:

Se debe verificar que el acero y el hormigón actúen como sección compuesta para garantizar una transmisión adecuada de esfuerzos. En la Figura 11 se pueden apreciar ejemplos de conectores de corte aplicados para esta función.



a) Diafragma interno b) Ángulos toda la longitud c) Varillas de refuerzo

Figura 11: Conectores de corte utilizados en obra.

En este estudio se han identificado 7 distintas tipologías de transferencias de esfuerzos entre el acero y hormigón, donde esquemas gráficos de estas tipologías se describen en la Tabla 20.

- **Fricción:** Dentro de las caras internas de la columna tubular no se coloca ningún anclaje que garantice la transferencia de esfuerzos entre acero y hormigón.
- **Diafragma Interno:** Placa interna soldada dentro del perímetro de la columna por CJP en la zona de la conexión.
- **Ángulos a lo largo de toda la longitud:** Ángulos soldados internamente dentro de la columna tubular.
- **Placas rigidizadores diagonales internas:** Placas de acero soldadas internamente dentro de la columna tubular que forman un rombo dentro de la zona de conexión.
- **Varillas de refuerzo:** Varillas de refuerzo soldadas en las paredes longitudinales de la columna tubular para garantizar el anclaje entre el acero y el hormigón.
- **Studs a lo largo de toda la longitud:** Conectores de corte en las paredes longitudinales de la columna tubular para garantizar el anclaje entre el acero y el hormigón.

- **No es rellena:** La columna tubular no está rellena de hormigón, por lo que no se necesita un anclaje para garantizar la sección compuesta.

2.1.5 Relaciones de compacidad ancho/espesor:

Por medio de las dimensiones de las columnas se verificó si los elementos estructurales trabajan de forma altamente dúctil, moderadamente dúctil o compactas tanto para secciones tubulares rellenas de hormigón como para secciones huecas.

2.1.6 Espesor de columnas o placas de tubo:

Por medio de las dimensiones de las columnas se verificaron los rangos más comunes de espesores de columnas utilizados en obras para diferentes tipos de estructuras.

2.1.7 Formas de vertido del hormigón:

Las formas de vertidos más comunes especificados por los diseñadores de las distintas estructuras. Se dividen en 3 categorías:

- **Desde la parte superior (3 o 6 m):** El mixer o los obreros en obra vierten el hormigón desde la parte superior de las columnas tubulares de hormigón.
- **Abriendo una ventana:** Los diseñadores especifican que debe abrirse una ventana en la columna tubular para el vertido del hormigón.
- **Identificación no es posible:** No especifican acerca del vertido del hormigón dentro de las columnas tubulares.

2.1.8 Diseño de conexión de placa base/cimentación:

Se verificaron diferentes maneras de diseño de la placa base y como están conectadas al pedestal. Se dividen en 2 categorías:

- **Hormigón con pernos de anclaje para transferencia de carga:** La placa base se une a partir de pernos de anclaje que se conectan al pedestal.

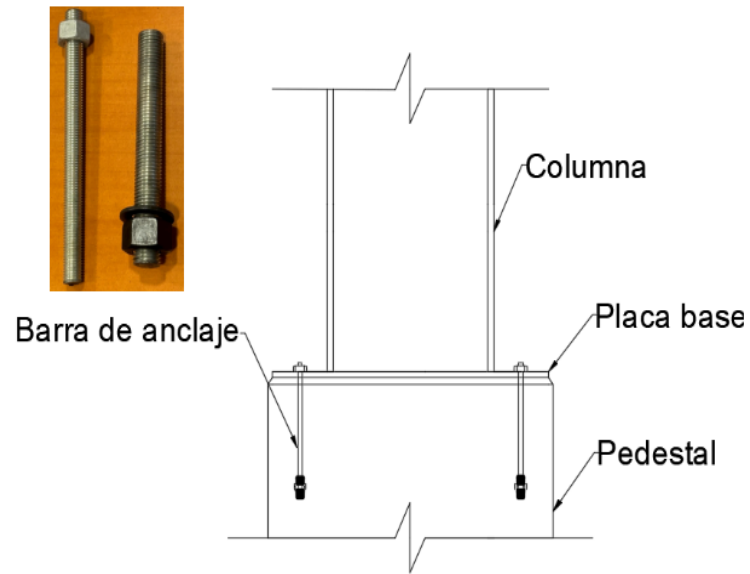


Figura 12: Hormigón con barra y pernos de anclaje.

- **Hormigón con varillas de refuerzo para transferencia de carga:** La placa base se une a partir de varillas de refuerzo soldados por medio de soldadura de tapón que se conectan al pedestal.

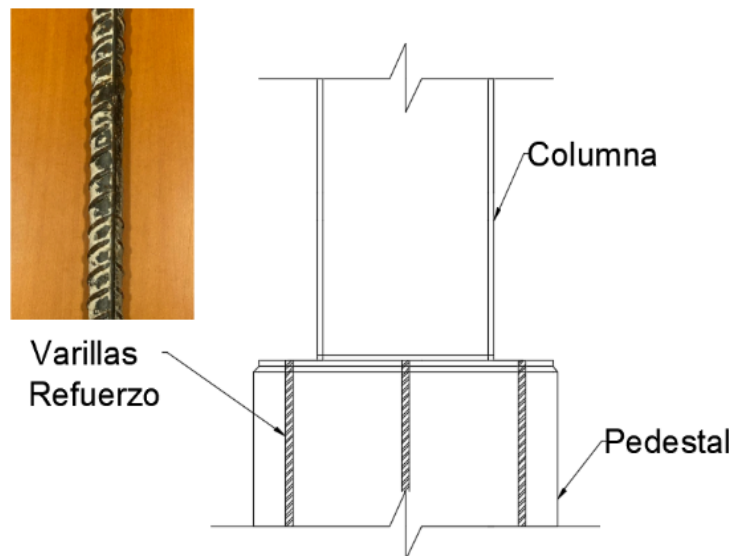


Figura 13: Hormigón con varillas de refuerzo.

2.1.9 Identificación del sistema de resistencia a carga lateral:

Por medio de la verificación de planos estructurales se pudo determinar el sistema a carga lateral que utilizaba en las estructuras. Se dividen estos en 3 categorías:

- **Sistemas aporticados:** Pórticos resistentes a momento, con columnas tubulares rellenas de hormigón, tal como se muestra en la Figura 14.

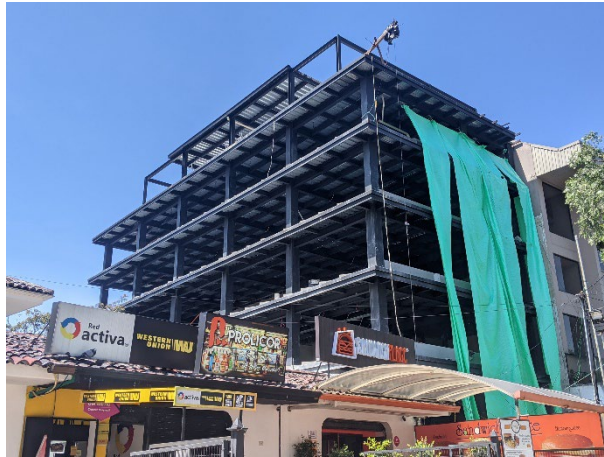


Figura 14: Sistemas porticados.

- **Sistemas duales con Muros:** Sistemas de muros y pórticos a momento con columnas rellenas de hormigón, tal como se muestra en la Figura 15.



Figura 15: Sistemas duales con muros.

- **Sistemas duales con diagonales:** Sistemas de pórticos con diagonales concéntricos o excéntricos, compuestos por columnas rellenas de hormigón, como se muestra en la Figura 16.



Figura 16: Sistemas duales con diagonales.

2.1.10 Resistencia a la fluencia del acero en columnas (kg/cm²):

Se verifica el tipo de acero que conforman los elementos estructurales de las 152 estructuras analizadas. Donde se dividen en 3 tipos de acero: A36, A572 Gr50 y otros.

2.1.11 Resistencia a compresión del hormigón f'_c :

Se verifica la resistencia a compresión del hormigón en distintas estructuras con columnas rellenas de hormigón.

2.1.12 Factor de reducción de respuesta sísmica (R):

Según la NEC 2015, en su capítulo de peligro sísmico especifica que “R” es un factor que permite reducir sustancialmente la ordenada de la elástica espectral cuando se tiene la suposición que la estructura tenga un comportamiento inelástico durante el sismo diseño. En esta sección, se verifican los distintos valores del factor de reducción de respuesta sísmica “R”, el cual cada diseñador presenta según su criterio.

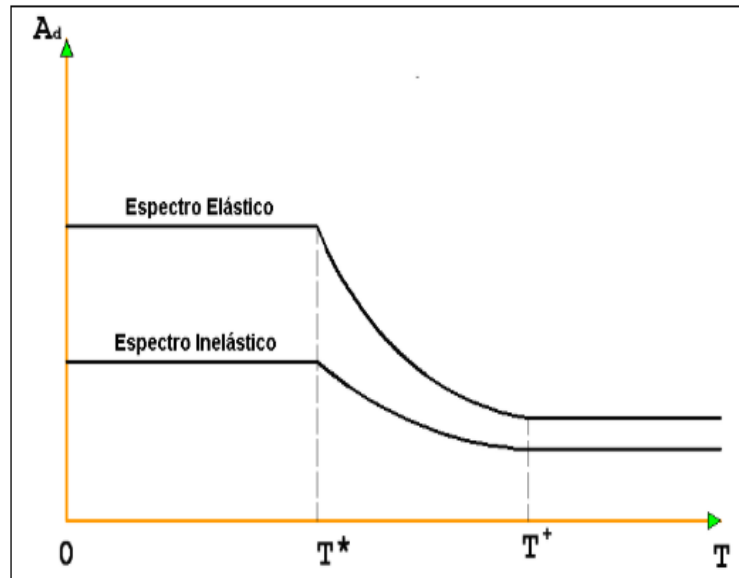


Ilustración 17: Espectro Elástico e Inelástico (tomado de Aguiar Roberto, (2007)).

La importancia de elegir este factor de reducción, es que puede aumentar o disminuir las demandas sísmicas de las estructuras.

2.2 Soldadura.

En la construcción de estructuras de acero es importante utilizar procedimientos de unión de dos o más elementos estructurales para su montaje donde se utiliza la soldadura como proceso de fijación y fusión para salvar sus huecos o interfases, total o parcialmente. Donde los materiales de los elementos estructurales se ablandan y plastifican por el calor que se aplica mediante un material de aporte como los electrodos revestidos. (Riu Yui, 2023).

2.2.1 Alcances de Penetración en Soldadura:

Se tienen 2 tipos de alcance en la penetración de la soldadura que comúnmente se utilizan siendo estas:

- **Complete Joint Penetration CJP- Soldadura de Penetración Completa:** Es la soldadura de continuidad de alto alcance que une en su totalidad el espesor del

elemento estructural con otro. En la figura 18 se muestra la soldadura CJP correspondiente al literal “a”.

- **Partial Joint Penetration PJP - Soldadura de Penetración Parcial:** Es una soldadura de mediano alcance que une parcialmente partes del espesor del elemento estructural con otro. En la Figura 18, se muestra la soldadura PJP correspondiente al literal “b”.

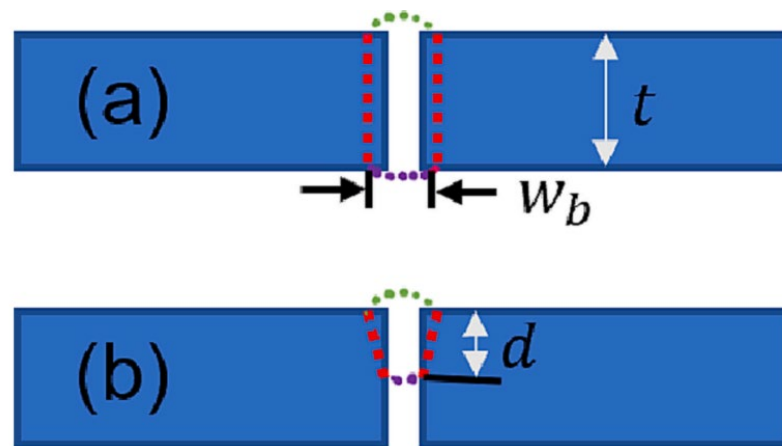


Figura 18: Alcances de penetración en soldadura. (Tomado de Riu Yui, (2023)).

2.2.2 Procesos de Soldadura:

En las estructuras de acero es indispensable saber los distintos procesos de soldadura que se utilizan comúnmente en campo, donde estos procesos son dependientes del tipo de proyecto que desearía ensamblar y de los materiales. A continuación, se enlistan los procesos de soldadura más comunes que se presentan en este estudio.

- **Soldadura de arco con electrodo revestido – Shielded Metal Arc Welding SMAW:** Proceso de soldadura con arco eléctrico donde se funde el material de

aporte de los electrodos revestidos consumibles para la unión de dos o más piezas.

(AWS D1.1, 2020)



a) Operario de Soldadura: Soldador

b) Maquina de soldadura SMAW

Figura 19: Soldadura de arco con electrodo revestido SMAW.

- **Soldadura por arco metálico con gas – Gas Metal Arc Welding GMAW:**

Proceso de soldadura con arco metálico donde se funde el material de aporte siendo este electrodo de metal continuo consumible con gas para la unión de dos o más piezas. Donde existen dos tipos de gases que diferencia el tipo de soldadura el MIG que es por medio de gas inerte y el MAG que es por medio de gas activo.

(AWS D1.1, 2020).



a) Operario de soldadura: Soldador

b) Maquina de soldadura MIG

Figura 20: Soldadura por arco metálico con gas GMAW.

- **Soldadura por arco sumergido – Submerged arc welding SAW:** Proceso de soldadura con arco metálico donde se funde el material de aporte siendo este un electrodo de metal continuo consumible. Donde el electrodo es protegido por un material protector granular aislante. (AWS D1.1, 2020).

Estos tres tipos de soldadura son utilizados para el montaje de estructuras de acero donde los más comunes para la soldadura de elementos en obra son la soldadura SMAW y GMAW. La soldadura SAW es más utilizada en estructuras que son a nivel industrial por su alta presión y manejo automatizado, por lo que no sería habitual encontrarlo en obra.

2.2.3 Pruebas de soldadura:

Después del montaje de las estructuras de acero, se debe realizar una inspección minuciosa en cada detalle de las soldaduras mediante procedimientos de inspección visual y ensayos no-destructivos (END) que garanticen la correcta funcionalidad de los procesos de soldadura aplicados.

Inspección Visual – Visual Inspection: Es un método básico para confirmar que los procedimientos y mano de obra incorporados en la construcción se ajusten a los aprobados y especificados para el proyecto (NEC 2015). Esta inspección visual debe hacerse antes y después de la soldadura.

TAREAS DE INSPECCIÓN VISUAL ANTES DE SOLDAR
IDENTIFICACIÓN DEL MATERIAL (TIPO/GRADO)
Soldaduras de ranura (Incluyendo la geometría de la junta)
* Preparación de Junta
* Dimensiones (alineación, apertura de la raíz, cara de la raíz, bisel)
* Limpieza (condición de las superficies de acero)
* Remate (calidad y ubicación de la soldadura de prearmado)
* Tipo de respaldo y ajustes (si es aplicable)
* Configuración y acabado de los agujeros de acceso
Soldaduras de filete
* Dimensión (la alineación, las diferencias en la raíz)
* Limpieza (condición de las superficies de acero)
* Remate (calidad y ubicación de la soldadura de prearmado)

Figura 21: Tarea de inspección visual antes de soldar. (Tomado de NEC. (2015)).

TAREAS DE INSPECCIÓN VISUAL DURANTE LA SOLDADURA
WPS
* Ajustes del equipo de soldadura
* Velocidad de desplazamiento
* Materiales de soldadura seleccionados
* Tipo de Gas de protección de tipo / velocidad de flujo
* Pre calentamiento aplicado
* Temperatura mantenida interpasos (min. / máx.)
* Posición apropiada (Plana, Vertical, Horizontal, Sobrecabeza)
* Evitar mezclar metales de aportación, a menos que sean aprobados
Utilización de soldadores calificados
Control y manipulación de consumibles de soldadura
* Embalaje
* Control a la exposición
Condiciones ambientales
* Velocidad del viento dentro de los límites
* Lluvias y temperatura
Técnicas de soldadura
* Interpasos y limpieza final
* Cada pasada dentro de las limitaciones de la sección.
* Cada pasada cumple los requisitos de calidad
No soldar sobre soldaduras de prearmado agrietadas.

Figura 22: Tarea de inspección visual durante la soldadura. (Tomado de NEC. (2015)).

Por otro lado, de acuerdo con la AWS D1.1 la inspección visual debe realizarse en la zona de las conexiones para secciones tubulares, las cuales deben cumplir las siguientes especificaciones:

Discontinuity Category and Inspection Criteria	Tubular Connections (All Loads)								
(1) Crack Prohibition Any crack shall be unacceptable, regardless of size or location.	X								
(2) Weld/Base Metal Fusion Complete fusion shall exist between adjacent layers of weld metal and between weld metal and base metal.	X								
(3) Crater Cross Section All craters shall be filled to provide the specified weld size, except for the ends of intermittent fillet welds outside of their effective length.	X								
(4) Weld Profiles Weld profiles shall be in conformance with 7.23.	X								
(5) Time of Inspection Visual inspection of welds in all steels may begin immediately after the completed welds have cooled to ambient temperature. Acceptance criteria for ASTM A514, A517, and A709 Grade HPS 100W [HPS 690W] steels shall be based on visual inspection performed not less than 48 hours after completion of the weld.	X								
(6) Undersized Welds The size of a fillet weld in any continuous weld may be less than the specified nominal size (L) without correction by the following amounts (U): <table style="margin-left: auto; margin-right: auto; border: none;"> <tr> <td style="text-align: center;">L, specified nominal weld size, in [mm]</td> <td style="text-align: center;">U, allowable decrease from L, in [mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\leq 3/16$ [5]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/16$ [2]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$1/4$ [6]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 3/32$ [2.5]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\geq 5/16$ [8]</td> <td style="text-align: center;">$\leq 1/8$ [3]</td> </tr> </table> In all cases, the undersize portion of the weld shall not exceed 10% of the weld length. On web-to-flange welds on girders, underrun shall be prohibited at the ends for a length equal to twice the width of the flange.	L, specified nominal weld size, in [mm]	U, allowable decrease from L, in [mm]	$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]	$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]	$\geq 5/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]	X
L, specified nominal weld size, in [mm]	U, allowable decrease from L, in [mm]								
$\leq 3/16$ [5]	$\leq 1/16$ [2]								
$1/4$ [6]	$\leq 3/32$ [2.5]								
$\geq 5/16$ [8]	$\leq 1/8$ [3]								
(7) Undercut (A) For material less than 1 in [25 mm] thick, undercut shall not exceed 1/32 in [1 mm], with the following exception: undercut shall not exceed 1/16 in [2 mm] for any accumulated length up to 2 in [50 mm] in any 12 in [300 mm]. For material equal to or greater than 1 in [25 mm] thick, undercut shall not exceed 1/16 in [2 mm] for any length of weld. (B) In primary members, undercut shall be no more than 0.01 in [0.25 mm] deep when the weld is transverse to tensile stress under any design loading condition. Undercut shall be no more than 1/32 in [1 mm] deep for all other cases.	X								
(8) Porosity (A) CJP groove welds in butt joints transverse to the direction of computed tensile stress shall have no visible piping porosity. For all other groove welds and for fillet welds, the sum of the visible piping porosity 1/32 in [1 mm] or greater in diameter shall not exceed 3/8 in [10 mm] in any linear inch of weld and shall not exceed 3/4 in [20 mm] in any 12 in [300 mm] length of weld. (B) The frequency of piping porosity in fillet welds shall not exceed one in each 4 in [100 mm] of weld length and the maximum diameter shall not exceed 3/32 in [2.5 mm]. Exception: for fillet welds connecting stiffeners to web, the sum of the diameters of piping porosity shall not exceed 3/8 in [10 mm] in any linear inch of weld and shall not exceed 3/4 in [20 mm] in any 12 in [300 mm] length of weld. (C) CJP groove welds in butt joints transverse to the direction of computed tensile stress shall have no piping porosity. For all other groove welds, the frequency of piping porosity shall not exceed one in 4 in [100 mm] of length and the maximum diameter shall not exceed 3/32 in [2.5 mm].	X								

Note: An "X" indicates applicability for the connection type; a shaded area indicates non-applicability.

Figura 23: Criterios de aceptación para inspección visual. (Tomado de AWS D1.1/D1.1M (2020)).

Ensayos No-Destructivos: Estos procedimientos se usan con el motivo de verificar la idoneidad de las soldaduras y para garantizar que ciertos elementos críticos no presenten

discontinuidades que puedan provocar fallas (NEC, 2015). A continuación, se mencionan algunos ejemplos de ensayos más utilizados en nuestro medio:

- **Ensayo de Ultrasonido UT:** permite detectar discontinuidades en soldaduras de ranura. Sin embargo, no es adecuado para la mayoría de las soldaduras de filete y su confiabilidad en la detección de discontinuidades superficiales es limitada. (NEC, 2015).
- **Ensayo de partículas magnéticas:** es capaz de detectar discontinuidades en o cerca de la superficie de todos los tipos de soldadura. Se recomienda su uso para la inspección de uniones críticas, especialmente en soldaduras de filete y ranura con demandas críticas. (NEC,2015).
- **Ensayo de tintas penetrantes:** método de para la visualización de fisuras en puntos específicos, como los agujeros de acceso y en la zona k de los perfiles soldados. (NEC,2015).

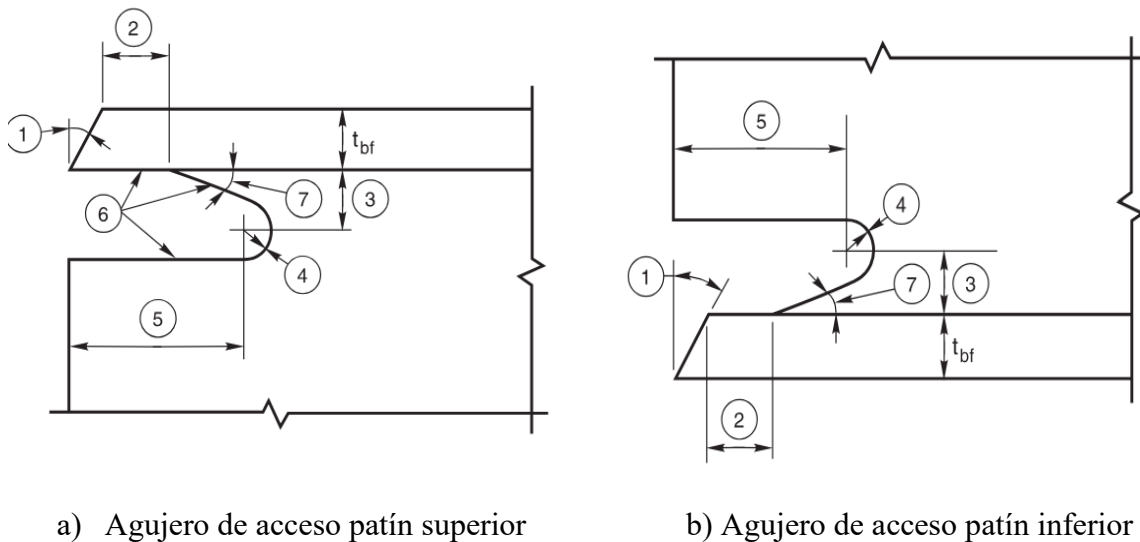
2.2.4 Agujeros de acceso para soldadura.

En las conexiones de acero, conocer algunos detalles es fundamental para garantizar un correcto funcionamiento y montaje de la estructura, especialmente cuando se deben unir las vigas-a-columnas. Los agujeros de acceso para soldadura en patines de viga hacia la columna deben seguir algunas consideraciones que se rigen por el código de soldadura estructural- suplemento sísmico del AWS D1.8.

Lineamientos básicos para el dimensionamiento de agujeros de inspección donde tbf es el espesor del patín:

1. El ángulo del bisel deberá ser a 45°.
2. El valor mayor entre tbf o 12 mm.
3. El valor mínimo entre el $\frac{3}{4}$ tbf o 20 mm.

4. El radio mínimo del agujerillo debe ser 10 mm.
5. Tres veces el espesor del patín $3t_{bf}$.
6. El agujero de acceso debe tener una rugosidad superficial de 13 micras máximo.
7. El ángulo de acceso cortada a la superficie de la brida exceda los 25° .



a) Agujero de acceso patín superior

b) Agujero de acceso patín inferior

Figura 24: Agujeros de inspección para soldadura. (Tomado de AWS D1.8, (2009)).

2.3 Conexiones Viga a Columna a Momento

Las conexiones deben establecer una resistencia adecuada para resistir cargas gravitatorias y cargas sísmicas, evitando el colapso durante un terremoto. Además, deben ser lo suficientemente dúctiles para permitir deformaciones plásticas controladas durante cargas sísmicas, lo que ayuda a disipar energía y reducir la concentración de esfuerzos.

The Federal Emergency Management Agency (FEMA) recomienda dos estándares para el ángulo de deriva calificativo (QDA) en marcos de momento especial (SMF) y marcos de momento ordinario (OMF) como se puede apreciar en la Tabla 2. Según FEMA 350, el QDA "degradación de resistencia" representa el punto en el cual la conexión falla o su resistencia disminuye por debajo de la capacidad plástica nominal, lo

que sea menor. La capacidad de ángulo de deriva "última" se refiere al ángulo en el que la conexión sufre tanto daño que resulta incierta su estabilidad bajo carga gravitacional.

Tabla 2: Capacidades mínimas de ángulo de deriva total calificativo θ_{sd} y θ_u para sistemas OMF y SMF.

Structural System	Qualifying Drift Angle Capacity – Strength Degradation, θ_{SD} (radians)	Qualifying Drift Angle Capacity – Ultimate, θ_U (radians)
OMF	0.02	0.03
SMF	0.04	0.06

De acuerdo con AISC 341-16, las conexiones FR (totalmente restringida) deben ser capaces de soportar un momento flector en la cara de la columna superior al 80% del momento de plastificación de la viga en su sección reducida, para una rotación de 0.04 radianes. Por otro lado, las conexiones PR (parcialmente restringida) deben generar un giro de 0.02 radianes. Estas conexiones a momento se clasifican según su rigidez: las FR están diseñadas para transferir momento flector con una rotación relativa despreciable, considerando que su rigidez flexional es igual o mayor a 20 veces la rigidez de la viga (EI/L). Por otro lado, las PR están destinadas a transferir momento, aunque no se desprecia la rotación, con una rigidez flexional comprometida entre 2 y 20 veces la rigidez de la viga (EI/L). Además, existen articulaciones donde su capacidad de transferir momento es despreciable.

2.3.1 Conexiones Precalificadas para CFT

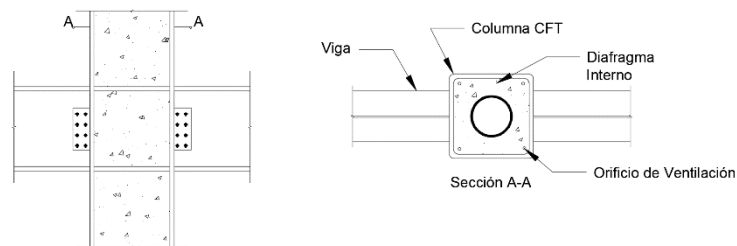
Las conexiones precalificadas, según se describe en AISC 358-16, son aquellas que han pasado por un riguroso proceso de pruebas y análisis de acuerdo a estándares específicos. En la Tabla 3 se encuentran listadas estas conexiones, también se indica los tamaños máximos de vigas y columnas asociados a cada conexión. Después de ser precalificadas, estas conexiones pueden emplearse en varias aplicaciones sin necesidad de realizar pruebas adicionales para cada caso.

Tabla 3: Conexiones precalificadas para columnas tipo I y sección hueca

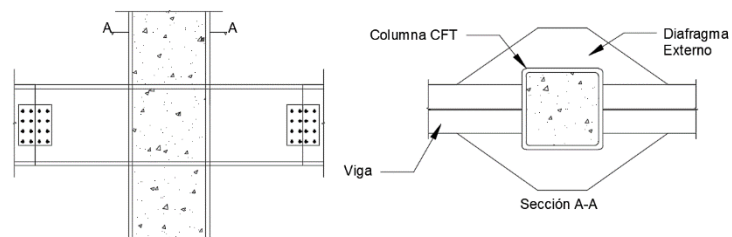
Conexiones Precalificadas				
Tipos de Conexión	Columnas Tipo I (Profundidad máxima)		Built up Box	
			Ancho máx	
	in	mm	in	mm
RBS	W40	W1000	24	600
BUEEP	W36	W920	-	-
BFP	W36	W920	24	600
WUF-W	W36	W920	24	600
CBB	W36	W920	16	400
CONXL	-	-	16	400
SIDEPLATE	W44	W1100	33	840
SIMPSON STRONG TIE	W36	W920	-	-
DOBLE TEE	W36	W920	-	-
SLOTTED WEB SW	W36	W920	24	600
DURAFUSE	W36	W920	17	430

La conexión precalificada según AISC 358-22 para tubos rellenos de hormigón es la conexión “CONXL” la cual se encuentra limitada por su sección cuadrada de 16 pulgadas (400mm). Es por ello que el actual Comité de Construcción Compuesta de SEI/ACI proporcionó una base para diseñar las conexiones compuestas, entre ellas presentan conexiones mediante diafragmas, conexiones en T doble, conexiones pasantes, entre otras.

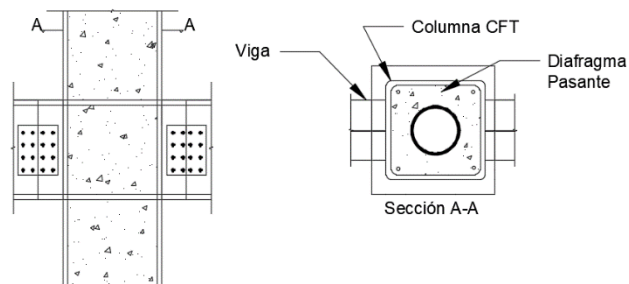
Las conexiones mediante diafragmas sirven para unir viga a columna CFT tanto rectangulares como circulares, estos diafragmas se utilizan comúnmente como internos, externos y pasantes.



(a)



(b)



(c)

Figura 25: Conexiones mediante (a) diafragmas internos; (b) diafragmas externos; y (c) diafragma pasante.

Las conexiones donde se requieran de diafragmas internos o pasantes, cuentan con una abertura ya sea circular o rectangulares para lograr un mejor vaciado de concreto, además, presentan orificios de ventilación en las esquinas de estos diafragmas, donde se recomienda que el diámetro de estos orificios sea de 25mm. En conclusión, de este tipo de conexiones con diafragmas, generalmente pueden tolerar ángulos de derivas de piso mayores o iguales a 0.04 rad (SEI/ACI Composite Construction Comitee, 2020). Sin embargo, la fabricación de estos diafragmas es laboriosa, dado que las columnas deben ser cortadas y requieren de una soldadura sustancial, es por ello que (Connections in Steel Structures, 2016) menciona que las conexiones más adecuadas para columnas CFT rectangulares y circulares son las conexiones de Split-tee y las conexiones de viga a través, respectivamente.



(a) Bolted Split-tee connection

(b) Welded Split-tee connection

Figura 26: Ejemplos de (a) Conexiones Bolted Split-tee; (b) Conexiones soldadas Split-tee (Tomado de Connections in Steel Structures, 2016).

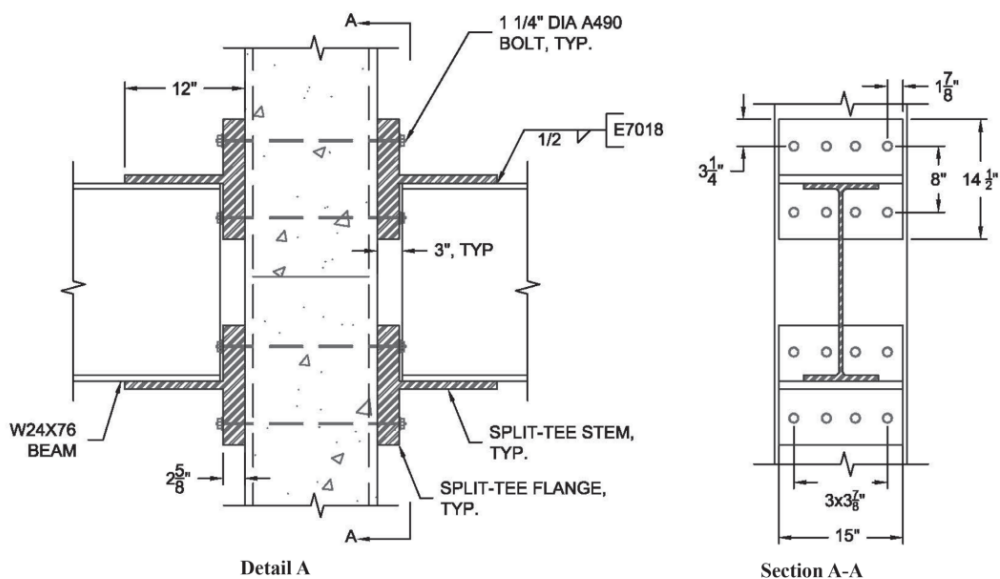


Figura 27: Detallamiento de la conexión Split-tee.

Koester (2000) realizó pruebas cuyos resultados revelaron que el concreto en la región del panel actuaba como un puntal de compresión, lo que contribuía a la transferencia de fuerzas cortantes, se observaron estos hallazgos en 14 pruebas de zona de panel y también en 6 pruebas a escala real. La conexión Bolted Split-tee muestra el comportamiento momento-rotación típico en la Figura 28.

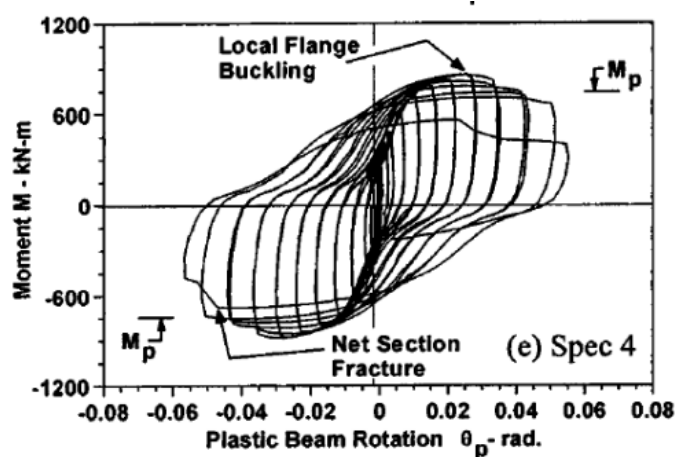


Figura 28: Respuesta típica momento-rotación (tomado de Connections in Steel

Structures, 2016).

Por otro lado, Alostaz (1997) y Elremaily (2000) llevaron a cabo una investigación que demostró que las conexiones de viga a través de la columna CFT circulares son las más robustas, también que eran las más resistentes. Se realizaron pruebas adicionales que demostraron un buen rendimiento en las conexiones con una relación de resistencia a la flexión columna-viga (M_c/M_p) de 1.5 y soldadura de penetración completa, así como aquellas con relación de 2.0 y soldadura de filete. La cedencia por corte de la viga, del tubo de acero y al puntal de compresión del núcleo de concreto causó la resistencia en la zona del panel. La respuesta b momento-rotación de una viga de brida ancha conectada a una columna CFT circular mediante una conexión de viga a través de columna es ilustrada a continuación por la Figura 29.

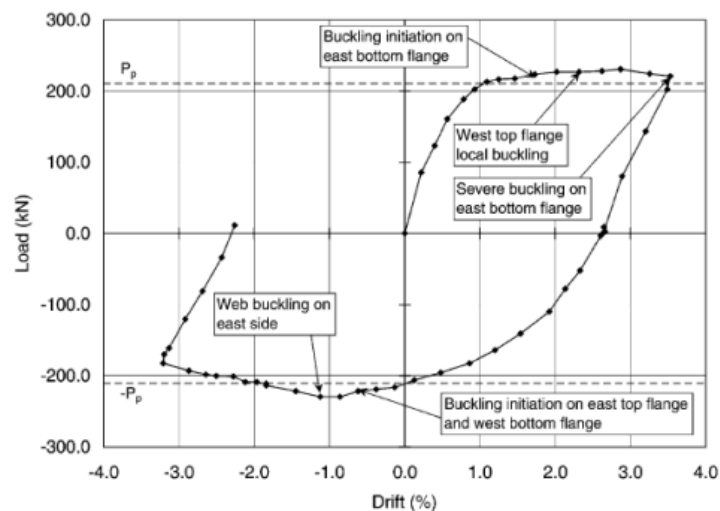


Figura 29: Respuesta típica momento-rotación conexión de viga a través de columna (tomado de Connections in Steel Structures, 2016).

CAPITULO III

METODOLOGIA.

3.1 Análisis de resultados

Los datos recopilados para este análisis provienen de la investigación de estructuras de acero con secciones tubulares rellenas en el entorno local. Cada uno de los parámetros seleccionados se examinarán minuciosamente, con el objetivo de identificar tendencias, patrones y posibles áreas de mejora en el diseño, fabricación y construcción de las estructuras CFT.

3.1.1 Tipos de Conexión.

La descripción de diferentes tipos de conexiones entre vigas y columna que se encuentran en el medio local se proporciona en la Tabla 4, incluyendo el porcentaje de cada tipo en relación con el total.

Tabla 4: Resultados Porcentuales de Tipo de Conexión viga-a-columna.

Tipo de Conexión	
Unión Viga-A-Columna	Porcentaje (%)
Viga I soldada patín y alma	41
Viga I soldada patín y alma con placa de cortante	39
Viga I soldada patín y alma con ángulos como placa de cortante	2
Viga I soldada patín y alma con ángulos	1
Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo	13
Viga I con placa de cortante en el alma empernada	1

Información no especificada en planos	3
TOTAL	100

Se determina que las uniones viga-a-columna más comunes son "Viga I soldada patín y alma" con 41% y "Viga I soldada patín y alma con placa de cortante" con 39%, debido a la frecuencia de su uso. Conectar vigas tipo "I" a las columnas CFT se puede lograr de manera popular mediante estos dos métodos: soldadura directa o uso de una placa en el alma de la viga para funcionar como una placa cortante. También se usa "Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo", con un 13 % de presencia, se utiliza placas externas en este método para añadir refuerzo adicional a la conexión.

La Viga I soldada patín y alma y Viga I soldada patín y alma con placa de cortante son las más aplicadas en el medio debido a su capacidad para ofrecer una combinación de resistencia, rigidez y eficiencia en la transferencia de cargas. La soldadura une la viga y la columna de forma sólida y continua, lo que incrementa la capacidad de carga y estabilidad estructural. También, su fabricación y montaje son relativamente sencillos, lo que contribuye a su popularidad en la industria. Además, las placas de cortante son comúnmente usadas debido a su habilidad para distribuir de manera uniforme las cargas a lo largo de la conexión y disminuir el riesgo de falla localizada. Las placas ofrecen una resistencia a la fatiga mejorada y son flexibles en cuanto al diseño, lo que les permite adaptarse a diferentes configuraciones estructurales y requisitos de carga. Sin embargo, no se utiliza la conexión precalificada ni las recomendadas por SEI/ACI.

3.1.2 Geometría de Columnas

Las categorías de las columnas de acero se clasifican según su forma, configuración y método de construcción, como se aprecia en la Tabla 5. Los tubos huecos

son los más comunes de encontrar de distintas formas como cuadradas, rectangulares o redondas y proporcionan una estructura hueca con una excelente resistencia a la compresión. Los tubos rellenos, conocidos como CFT (Concrete-Filled Tubes) están compuestos por hormigón, mejora notablemente su capacidad de carga, resistencia a la compresión debido al material estructural y puede aumentar la ductilidad de la sección creando ahorros económicos y de material al no requerir secciones sobredimensionadas de acero para lograr la alta ductilidad.

Tabla 5: Resultados Porcentuales en geometría de columnas.

Tipos de Columnas		
Configuraciones	Geometría	Porcentaje (%)
Tubos huecos	Rectangulares	0
	Cuadrados	7
	Redondos	0
	Otras	1
Tubos rellenos	Rectangulares	30
	Cuadrados	61
	Redondos	1
	Otras	0
Total		100

No se utilizaron tubos huecos de forma rectangular ni redonda, ya que ambos porcentajes son del 0%. En cambio, los tubos cuadrados representan el 7% del total, aunque no tan comunes como otras formas. Las formas de tubos clasificadas como

"Otras" tienen un porcentaje del 1%, lo que indica que existe una pequeña variedad de formas utilizadas, incluyendo secciones conformadas por ocho placas, como en el caso de las columnas octogonales.

En cuanto a los tubos rellenos, la forma cuadrada es la más predominante, representando un alto porcentaje del 61%, los rectangulares también son comunes con un porcentaje del 30%. Sin embargo, los tubos rellenos de forma redonda son menos del 1%, lo que indica que se utilizan con menor frecuencia en comparación con las formas cuadradas y rectangulares. Cabe destacar que no se registró el uso de otro tipo de formas de tubos rellenos.

3.1.3 Tipo de Manufactura de las Columnas

El método de construcción también puede categorizarse según el tipo de columnas utilizadas, como perfiles C conectados, placas soldadas en forma rectangular o cuadrada, o perfiles G soldados en paralelo.

Este parámetro se divide en 5 subcategorías donde se consideraron los criterios que se considera en el registro de información.

Tabla 6: Resultados Porcentuales de Manufactura en Columnas.

Tipos de Manufacturas de Columna	
Estrategias de Montaje	Porcentaje (%)
A partir de una sola plancha rolada	4
A partir de dos perfiles "C" soldadas	54
A partir de cuatro placas soldadas	32
A partir de dos perfiles tipo "G"	5

Tubo tipo HSS	5
Total	100

Se puede notar que el 54% que la segunda subcategoría donde las columnas son hechas a partir de dos perfiles en forma de C predominan y con un 32% le sigue las columnas hechas a partir de 4 placas soldadas. La mayoría de los perfiles proporcionados por la industria del acero en el Ecuador es a partir de perfilera laminada en frio tales son perfiles en C, perfilera en G, tubos, etc. La segunda subcategoría al unir dos perfiles en forma de C no se podría estipular que la columna tenga una alta ductilidad. Según Andrés Labbé redacta que el producto del proceso de fabricación de este tipo de perfiles laminados en frio las partes más afectadas son las esquinas de los perfiles donde el esfuerzo de fluencia F_y aumenta y esfuerzo ultimo F_u disminuye. Esto a causa del endurecimiento y el envejecimiento del acero.

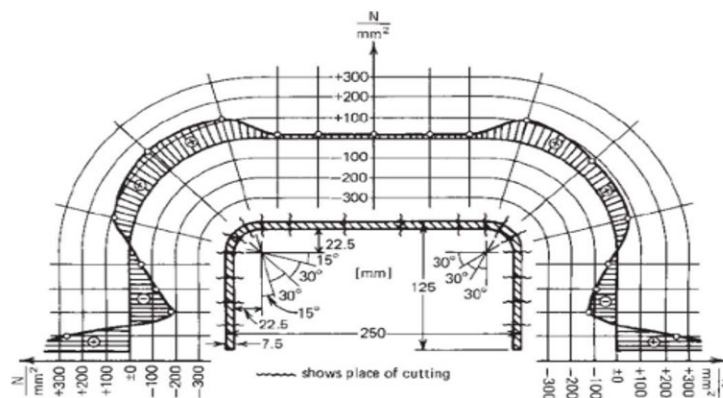


Figura 30: Distribución de tensiones residuales promedio en perfil C. (Tomado de

Labbé, A. (2021)).

Como se puede observar en la imagen en la parte de las esquinas del perfil es donde esta recibe mayores esfuerzos a diferencia de las partes planas. Además, las

columnas de acero rellenas con hormigón ofrecen ventajas en resistencia y capacidad de carga, presentan desafíos que deben abordarse para garantizar la integridad estructural y la seguridad a largo plazo de los edificios. La compresión del hormigón durante el secado es uno de los desafíos, ya que puede provocar la pérdida de contacto con el acero y afectar su comportamiento compuesto, disminuyendo notablemente su capacidad de carga y resistencia estructural. Por lo que, podría haber debilidades estructurales y posibles puntos de fallo si las conexiones utilizadas entre las columnas de acero y otros elementos estructurales no están adecuadamente probadas o normatizadas. Además, la calidad de la soldadura y la alineación precisa de los diafragmas son desafíos que se presentan al colocar diafragmas internos utilizando dos perfiles “C” para formar una columna compuesta, también está presente el riesgo de que las esquinas de la plancha de acero doblada en frío sufran deformaciones, especialmente cuando está sometida a cargas elevadas o condiciones cíclicas.

3.1.4 Transferencia de Carga del Acero al Hormigón.

El traslado efectivo de carga del acero al hormigón es fundamental en el diseño y la construcción de columnas compuestas de acero rellenas con hormigón (CFT). Es crucial comprender la diversidad de métodos que se han aplicado en distintas estructuras para lograr esta transferencia de carga, antes de analizar los datos específicos proporcionados en la Tabla 7. Cada método tiene sus propias características y consideraciones de diseño. Por ejemplo, ciertos métodos pueden ser más apropiados para aplicaciones particulares o necesitar un diseño estructural más detallado para asegurar una transferencia de carga segura y eficiente. Es importante analizar el método más usado en la práctica para las columnas de acero rellenas de hormigón, considerando esta diversidad de métodos de transferencia de carga. A continuación, se presenta los resultados de los métodos de transferencia de cargas más frecuentes.

Tabla 7: Resultados Porcentuales de Transferencia de Carga del Acero al Hormigón.

Transferencia de Carga del Acero al Hormigón	
Sistemas de Transferencia de Carga	Porcentaje (%)
Fricción	27
Diafragma interno	13
Ángulos a lo largo de toda la longitud	4
Placas Rigidizadores Diagonales Internas	43
Varillas de refuerzo	5
Studs a lo largo de toda la longitud	1
No es rellena	7
Total	100

Al analizar las técnicas de conexión más utilizadas en las estructuras examinadas, se observa una clara preferencia por dos métodos específicos: El uso de placas rigidizadoras diagonales internas y la falta de studs causan fricción. Aproximadamente un 27% de las conexiones son representadas por la fricción sin studs, lo que no considera una correcta efectividad en la transferencia de carga. El uso de placas diagonales internas predomina un 41%, fundamental para reforzar y estabilizar la columna, tiende a tener problemas para colocarlas en obras, a parte no está normada. Aunque menos frecuente, es notable la presencia de columnas huecas o sin rellena con un 7 %, lo que podría indicar el uso de columnas huecas o la omisión de rellenos adicionales.

La transferencia de carga del acero hacia el hormigón en estructuras compuestas rellenas de hormigón se realiza a través de mecanismos de transferencia de fuerzas,

incluyendo conexiones de corte y conectores de corte. Estos mecanismos deben cumplir con requisitos específicos para garantizar una transferencia efectiva de cargas.

Los studs, cuyo diámetro no debe exceder los 19 mm, están diseñados para anclar el acero al hormigón y transferir fuerzas de corte entre los dos materiales. Estos conectores deben distribuirse en una longitud específica de introducción de carga, que no debe exceder dos veces la mínima dimensión transversal de los miembros de acero rectangulares o el diámetro de los miembros de acero redondos, por encima y por debajo de la región de transferencia de carga. Para cargas aplicadas en el concreto de un miembro compuesto relleno sin refuerzos en su interior, la longitud de transferencia de carga debe extenderse más allá de la región de transferencia, únicamente en la dirección de la carga aplicada.

La Sección I8.2 de AISC-360 (2022), se aplica a los miembros compuestos en flexión, donde los anclajes de acero se embeben en una losa de concreto sólido o en una losa vaciada sobre una plancha de acero colaborante, mientras que la Sección I8.3 aplica para los demás casos. Además, los conectores de corte no deben ser superpuestos y su diámetro no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor del metal base al cual están soldados, a menos que estén soldados a un ala directamente sobre el alma. Estas disposiciones aseguran una transferencia eficiente y segura de las cargas entre el acero y el hormigón en las estructuras compuestas rellenas de hormigón.

Es requerido utilizar métodos que aseguren una unión fuerte y adaptable entre elementos de acero y hormigón. Los studs son los recomendados como tipo de conectores probados por las regulaciones correspondientes, estos pernos están hechos para resistir cargas de corte al transferir fuerzas eficientemente entre el acero y el hormigón.

3.1.5 Relación de compacidad Ancho / Espesor

La compacidad en la relación ancho/espesor, en el contexto de columnas compuestas de acero rellenas de hormigón (CFT) es un parámetro crítico que tiene un impacto directo en la capacidad estructural de la columna. Se define como la proporción entre el ancho lateral de la columna y el espesor de la pared del tubo de acero, una mayor compacidad ancho/espesor conlleva una mayor resistencia a la flexión y al pandeo de la columna desde un punto de vista técnico. La razón de esto es que un mayor ancho en relación con el espesor de la pared del tubo otorga una rigidez estructural y capacidad de carga superiores. En cambio, una menor compacidad puede llevar a una disminución en la capacidad de carga y a una mayor susceptibilidad a la deformación y falla estructural.

Es crucial en el diseño de columnas CFT lograr un equilibrio entre la compacidad ancho/espesor y otros aspectos del diseño, como la resistencia del hormigón y del acero, garantizando que la columna pueda resistir eficazmente las cargas aplicadas y mantener su estabilidad estructural en diversas condiciones de carga y deformación.

Para estructuras sismorresistentes los elementos estructurales de vigas y columnas deben cumplir condiciones más estrictas donde para sistemas con pórticos especiales a momento deben cumplir con una alta ductilidad y a su vez se deben considerar parámetros mecánicos que dependan del tipo de acero como son la fluencia mínima F_y y el factor de fluencia probable, donde los aceros más comunes utilizados por los diseñadores especialmente en columnas son los siguientes:

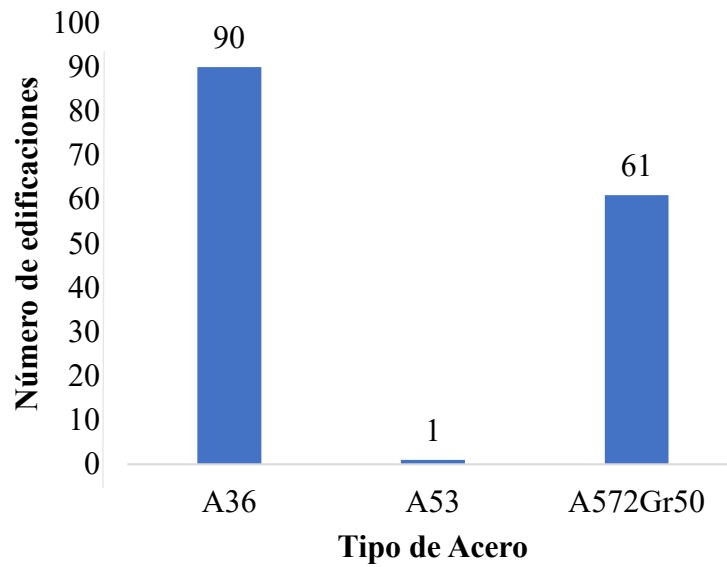


Figura 31: Tipos de acero en estructuras.

Como se puede visualizar la gran mayoría de estructuras del registro usa un acero A36, seguida de un acero A572 Gr50 y una menor proporción un acero A53. Por lo que, las relaciones de compacidad ancho/espesor varían dependiendo del tipo de acero a utilizar dentro de los sistemas compuestos con CFT.

Tabla 8: Valores de fluencia probable R_y .

Tabla A3.2 Valores para Acero Estructural	
Perfiles y barras estructurales laminados en caliente	R_y
ASTM A36/A36 M	1.5
ASTM A572/A572 M Gr 50 o Gr 55	1.1
Perfiles estructurales huecos (HSS)	R_y
ASTM A53/A53M	1.6
Placas, Tiras y Hojas	R_y
ASTM A36/A36 M	1.3
ASTM A572/A572 M Gr 50 o Gr 55	1.1

Fuente: ANSI/AISC 341-22 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. (2022)

A continuación, se muestran las ecuaciones proporcionadas por ANSI/AISC 341-22 para la determinación de elementos altamente dúctiles y moderadamente dúctiles:

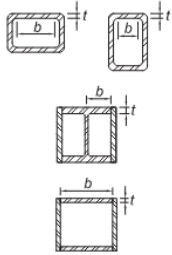
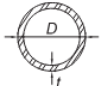
<p>12</p>	<p>Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to flexure or combined axial and flexure (1) Flanges of rectangular HSS^[a] (2) Flanges of boxed I-shaped sections (3) Flanges of box sections</p>	<p>b/t</p>	<p>$0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$</p>	<p>$1.00 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$</p>	
<p>16</p>	<p>Walls of round HSS^[a]</p>	<p>D/t</p>	<p>$0.038 \frac{E}{R_y F_y}$</p>	<p>$0.07 \frac{E}{R_y F_y}$</p>	

Figura 32: Límites de compacidad ancho-espesor para elementos huecos. (Tomado de ANSI/AISC 341-22 (2022)).

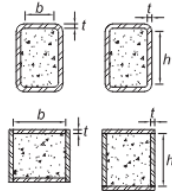

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
				λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Composite Elements	17	Flanges and webs of filled rectangular HSS and box sections ^[a]	b/t h/t	$1.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	18	Walls of filled round HSS sections ^[a]	D/t	$0.076 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.15 \frac{E}{R_y F_y}$	

Figura 33: Límites de compacidad ancho-espesor para elementos compuestos. (Tomado de ANSI/AISC 341-22 (2022)).

Para el registro de información se toma la columna estándar de cada estructura y se verificó las relaciones de compacidad ancho – espesor con las ecuaciones planteadas.

Esta sección se divide en 6 categorías las cuales constan de secciones huecas y CFT, los cuales se encuentran repartidos en 3 partes: No Moderate Ductility (No- MD); Moderate Ductility (MD); y High Ductility (HD).

Tabla 9: Relaciones de compacidad ancho-espesor secciones huecas y compuestas.

Relación Ancho/Espesor		
Tipo	Ductilidad	Porcentaje (%)
Sección Hueca	No - MD	5
	MD	3
	HD	0
CFT	No - MD	3
	MD	40
	HD	49
TOTAL		100

Un gran porcentaje de las estructuras constan de un sistema compuesto con CFT la cual indica que con un 49% las columnas compuestas desempeñan HD seguido de un 40% de MD y un escaso 3% las columnas no desarrollan una buena ductilidad No-MD. Las secciones huecas con un 3% constan de MD mientras un 5% de estas estructuras no desarrolla ductilidad. Por lo que se deberían considerar otras consideraciones en el diseño para un desempeño ante carga sísmica.

COMPACIDAD SECCIÓN HUECA RECTANGULAR

De acuerdo con AISC 360-16, la relación ancho-espesor para que una sección tubular hueca sea altamente dúctil está dada por la siguiente expresión.

$$\frac{b}{t} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b: ancho de la columna

t: espesor de la columna

E: módulo de elasticidad o módulo de Young del Acero

F_y: límite de fluencia

Por ejemplo, en el caso de una columna tubular cuadrada de 300x300x10 mm, la expresión anterior corresponde a:

$$\frac{(300 - 2 * 10)mm}{10mm} \leq 1.12 \sqrt{\frac{2'000.000 \text{ kg/cm}^2}{2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$28 \leq 31.49 \text{ SI CUMPLE}$$

Las secciones de la columna son compactas, por lo que ofrece una mayor capacidad de carga y puede alcanzar su máxima capacidad de resistencia antes de que ocurra el pandeo local. Por medio de la Tabla D1.1b de (ANSI/AISC 341-22, (2022)) se puede determinar qué nivel de ductilidad que presenta la columna HSS, aplicando la siguiente relación para altamente dúctil:

DUCTILIDAD SECCIÓN HUECA RECTANGULAR:

$$\frac{b}{t} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Donde:

b: ancho de la columna

t: espesor de la columna

E: módulo de elasticidad o módulo de Young del Acero

R_y: Factor de reducción de fluidez

F_y: límite de fluencia

$$\frac{(300 - 2 * 10)mm}{10mm} \leq 0.55 \sqrt{\frac{2'000.000 \text{ kg/cm}^2}{1.3 * 2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$28 \leq 13.56 \text{ NO CUMPLE}$$

Dado que la relación no cumple, se considera una columna no altamente dúctil. Sin embargo, se analizó una sección tipo cajón y no una rellena de hormigón, por lo que se procede a determinar con la Tabla D1.1b de (ANSI/AISC 341-22, 2022) el nivel de ductilidad para la columna rellena de hormigón aplicando la siguiente relación:

DUCTILIDAD SECCIÓN COMPUESTA RECTANGULAR:

$$\frac{b}{t} \leq 1.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\frac{(300 - 2x10)mm}{10mm} \leq 1.4 \sqrt{\frac{2'000.000 \text{ kg/cm}^2}{1.3 * 2530 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$28 \leq 34.52 \text{ SI CUMPLE}$$

Como se puede observar el nivel de ductilidad puede variar según la configuración de la columna, es decir si se encuentra hueca o rellena. La mayoría de las estructuras analizadas prefieren usar el segundo método que con CFT como parte de sus diseños, pero para considerar una sección compuesta altamente dúctil se debe cumplir otros parámetros como lo es la transferencia de carga entre el acero y el hormigón. En la sección 3.1.4 se verificó que un gran porcentaje de las estructuras analizadas no constan de una buena transferencia de cargas entre el acero y el hormigón siendo esta del 92%. Por lo que, se debería analizar este tipo de secciones como huecas dando como resultado.

Tabla 10: Relación de compacidad ancho-espesor secciones huecas.

Compacidad Ancho/Espesor		
Tipo	Ductilidad	Porcentaje (%)
Sección Hueca	No - MD	87
	MD	13
	HD	0
Total		100

El 87% de las estructuras son hechas con columnas que cumplen una ductilidad limitada mientras que el 13% de las estructuras cumplen con una ductilidad moderada.

3.1.6 Espesores de columna o placas de tubo

El espesor de la pared del tubo de acero es la resistencia estructural de la columna, ya que afecta directamente su capacidad para resistir cargas y deformaciones. Es fundamental garantizar la estabilidad y capacidad de carga de la estructura mediante un

espesor adecuado de columna. Dado que, la resistencia de la columna puede verse comprometida y su vulnerabilidad a la deformación y el colapso bajo cargas externas puede aumentar si no tiene un espesor suficiente. Asimismo, un grosor excesivo puede generar un incremento no requerido en la carga estructural y aumentar los gastos de construcción.

Por ello, se realizó una recopilación de los espesores más utilizados para identificar cuál es el rango de espesores más comúnmente utilizado en las columnas CFT y determinar su impacto en la elección del método de conexión más prevalente como se muestra en la Tabla 11:

Tabla 11: Resultados Porcentuales de Espesores de Columnas o Placas de Tubo.

Espesores de Columna o Placas de Tubo	
Espesores (mm)	Porcentaje (%)
<6	22
6-8	32
8-12	36
12-15	11
>15	0
Total	100

Los espesores de columnas que predominan están entre los 8 a 12 mm con un 36% y el 54% menores que 8 mm milímetros. Esto debido a que a espesores mas grandes la sección tiende a perder peso y sobre todo a reducir los valores de la relación ancho-

espesor, por lo que podría considerar que la mayoría de las secciones son para un diseño sismorresistente. Además, las secciones tubulares con espesores menores a 6 mm pueden considerarse más económicas debido a una reducción de acero en los distintos proyectos.

3.1.7 Formas del vertido del hormigón.

Los procedimientos para introducir el hormigón dentro de una columna tubular rellena son desconocidos, es por ello que se verificó los criterios que toma cada diseñador al momento de colocarlos en obra y que tan efectivos son estos sistemas al momento de implementarlos. Este parámetro se divide en tres subcategorías que comúnmente los diseñadores utilizan:

Tabla 12: Resultados Porcentuales de Formas de vertido del hormigón.

Formas del vertido del hormigón	
Subcategorías	Porcentaje (%)
Abriendo una ventana	4
No identificado	96
Total	100

La subcategoría *No identificada* es la predominante con un 96%, mientras Abriendo *una ventana* le sigue con un 4%. Una falta de especificaciones sobre el vertido del hormigón dentro de las CFT podría causar un desentendimiento en la construcción de este tipo de elementos, los cuales al momento de implementarse en obra no podrían garantizar la seguridad estructural que se plantea.

Las causas más comunes que se podrían generar por un mal vertido del hormigón dentro del sistemas con CFT puede ser la segregación, falta de compactación en el hormigón, porosidad por introducción del aire en la mezcla y desprendimiento de los elementos de transferencia de carga como diafragmas, studs, entre otros.

Según Wan Ying, los métodos eficaces para el vertido del hormigón en columnas de acero son vertidos por tubo Tremie, por manguera Sunny y vertido por bombeo ascendente.

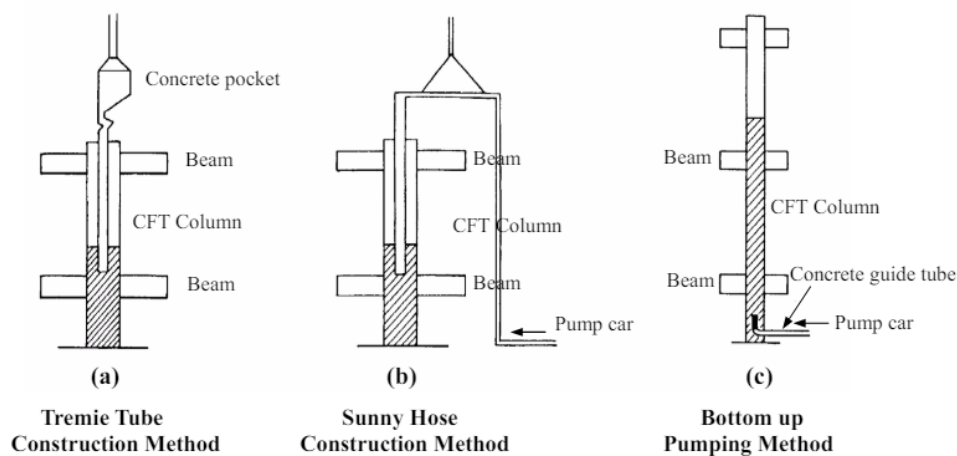


Figura 34: Métodos de vertido del hormigón. (Tomado de Ying Wang. (2006)).

Vertido por tubo Tremie: En este vertido se agregan dos tubos dentro de la columna rellena de hormigón un vibrador y en conjunto en tubo considerado Tremie. Este último inyecta el hormigón con la resistencia deseada mientras el vibrador homogeniza los materiales para una mejor adhesión de los componentes del hormigón y elimina los poros acumulados de aire. Por medio de la *Guía Básica para el Concreto Tremie* proporcionado por Euclid Chemical Toxement se dice que este método es utilizado comúnmente para el vertido de pilotes colocados in situ como muros pantallas. Los diámetros de la tubería van desde los 100 mm hasta los 300 mm los cuales son ideales para la introducción del tubo dentro de la columna de acero.

Vertido con manguera Sunny: Por medio de una tolva se introduce una manguera dentro de la columna de acero donde el hormigón es bombeado suavemente hasta rellenar la columna lentamente, esta tiende a hacer eficaz por las burbujas de aire que entran en la mezcla.

Vertido por bombeo ascendente: Este método es usado después del montaje de la estructura de acero en la cual consta de abrir una abertura en la parte inferior de la columna de acero y por medio de un carro de bombeo inyectar el hormigón hasta que esta se rellene lentamente. Cabe recalcar que este método es efectivo para evitar el desprendimiento de los elementos que generan una sección compuesta.

3.1.8 Diseño de conexión placa base/cimentación.

Es fundamental comprender la importancia de los métodos de conexión en las columnas compuestas de acero rellenas de hormigón (CFT) antes de analizar los resultados específicos. La estabilidad y la resistencia estructural de la edificación dependen en gran medida de las conexiones, especialmente aquellas entre la placa base de la columna y la cimentación.

Ahora, vamos a analizar los resultados de la Tabla 13, para determinar qué método de conexión se utiliza más comúnmente en la práctica para las columnas CFT.

Tabla 13: Resultados Porcentuales de diseño de conexión placa base/cimentación.

Diseño de Conexión Placa Base/Cimentación	
Formas de Anclaje	Porcentaje (%)
Hormigón con pernos de anclaje F1554	34
Hormigón con varilla de refuerzo corrugada	66

Total	100
--------------	------------

Aproximadamente el 66% de los casos analizados muestran que el método más común utilizado para la conexión entre la placa base de la columna y la cimentación en columnas compuestas es mediante el uso de hormigón con varilla de refuerzo para transferir carga, mientras que el uso de hormigón con barras con barras o pernos de anclaje para la transferencia de carga es menor con el 34% de los casos.

Se debe tomar en cuenta que la placa base y las barras o pernos de anclaje son los elementos que aparte de dar soporte a la estructura son los primeros elementos que se colocan en obra, por lo que se debería respetar las consideraciones adaptadas por las normativas vigentes y en conjunto con las tolerancias. Según ACI318-19 existen dos tipos de anclajes siendo estos los *preinstalados* y los *post-instalados*.

Tabla 14: Tipos de anclajes por ACI318-19.

Anclajes Preinstalados	Anclajes Post-instalados
a) Tornillo con cabeza hexagonal y arandela	a) Anclaje adherido
b) Tornillo en L	b) Anclaje con sobreperforación en su base
c) Tornillo en J	c) Anclaje de expansión de torque controlado
d) Perno con cabeza soldada	d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante
	e) Anclaje de tornillo

Los anclajes preinstalados tienen la característica de ser colocados antes del colocado del hormigón mientras que los anclajes post-instalados son colocados después del colado del concreto.

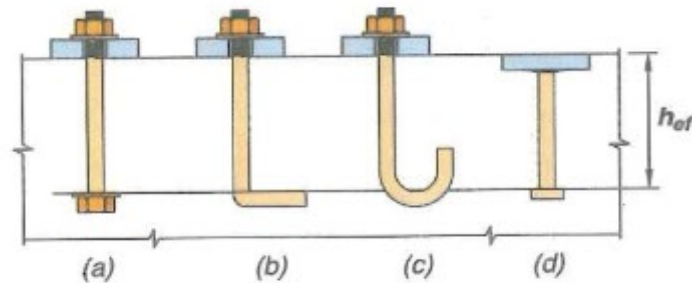


Figura 35: Anclajes preinstalados. (Tomado de ACI318-19 (2019)).

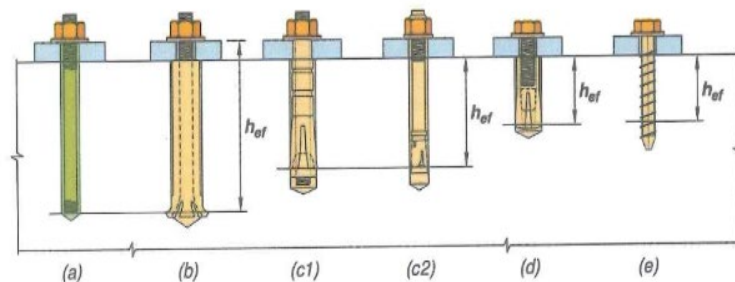


Figura 36: Anclajes post-instalados. (Tomado de ACI318-19 (2019)).

Fuente: Requisito de reglamento de hormigón estructural ACI318-19.

Por otro lado, en AISC Steel Design Guide en su versión para el “Base Plate and Anchor Rod Design” especifica los materiales para pernos de anclaje en conjunto de sus propiedades mecánicas donde los pernos mas utilizados son los F1554 Gr 36.

Tabla 15: Materiales para pernos de anclaje.

Tabla 2.2 Materiales para pernos de anclaje					
MATERIAL	Resiste	Esfuerzo de	Esfuerzo	Esfuerzo	Diámetro
ASTM	ncia a	tracción	cortante	cortante	Máximo
	la	nominal	nominal tipo	nominal (tipo	(in)

		tracción	F_{nt}=0.75 F_u	X F_{nv}= 0.5	N) F_{nv}= 0.4	
		F_u (ksi)	(ksi)	F_u (ksi)	F_u (ksi)	
F1554	Gr 36	58	43.5	29	23.2	4
	Gr 55	75	56.3	37.5	30	4
	Gr 105	125	93.8	62.5	50	3

Fuente: AISC Steel Design Guide – Base Plate and Anchor Rod Design

Como se podrá observar en la tabla 2.2 por AISC los pernos de anclaje tienen otro tipo de propiedades mecánicas como material a diferencia de las varillas de refuerzo que son utilizados como anclaje donde estas varillas siguen la especificación ASTM 706 y ASTM 615 las cuales tienen la particularidad de ser varillas dúctiles y adecuadas para el diseño sismorresistentes.

Además, estas varillas son unidas hacia la placa base a partir de soldadura de tapón donde la mayoría de las conexiones en acero en Ecuador para estructuras de menor altura son unidas a partir de soldadura SMAW debido a que este proceso de soldadura es el más económico. Según AWS.D1.1 la soldadura de tapón se realiza en un orificio circular en un miembro de unión que fusiona ese miembro con otro miembro. Estas varillas deben ser soldadas por un tipo de electrodos en específico donde estas se redactan por medio de la Tabla 7.1 del AWS D1.4.

Tabla 16: Requisitos del material de aportación.

Grupo Material	Especificación del acero	Proceso de soldadura	Especificación del Electrodo AWS A5	Electrodos Clasificados
II	ASTM A706 Grade 60	SMAW	A5.5/A5.5M	E8015-X; E8016-X; E8018-X
	ASTM A706M Grade 420		A5.28/A5.28M	ER80S-XXX; E80C-XXX
III	ASTM 615 Grade 60	SMAW	A5.5/A5.5M	E9015-X; E9016-X; E9018-X; E9018M
	ASTM A615M Grade 420		A5.28/A5.28M	ER90S-XXX; E90C-XXX

Fuente: AWS D1.4/D1.4M Structural Welding Code- Steel Reinforcing Bars (2018)

Por lo que, la utilización de electrodos no menor resistencia a la tracción como electrodos E70XX no permitiría la fusión adecuada entre el miembro de unión con la placa base. Además, la sección 5 de la misma norma AWS D1.4 especifica maneras para soldar las varillas de refuerzo a la placa base.

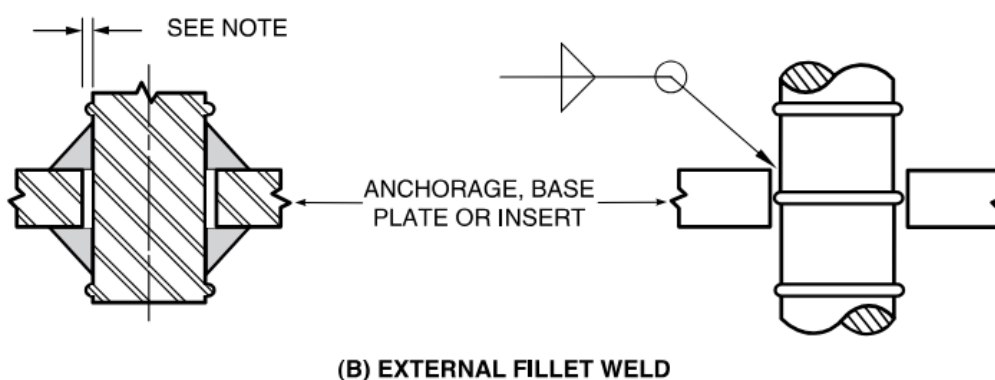


Figura 37: Unión de varillas de refuerzo adecuados a la placa base. (Tomado de AWS D1.4/D1.4M (2018)).

Como se ve las varillas de refuerzo deben sobresalir de la placa base y ser unidas a partir de soldadura de filete con los electrodos especificados en la tabla N°. Por lo que, la usar soldadura de tapón con varillas de refuerzo no se podría garantizar una buena resistencia al corte que proporciona este tipo de elementos a diferencia de las barras o pernos de anclaje que si garantizan la buena resistencia al corte.

3.1.8 Identificación del sistema de resistencia a carga lateral

Es crucial contextualizar la relevancia del sistema de resistencia a carga lateral en las columnas compuestas de acero rellenas de hormigón (CFT) antes de adentrarnos en los datos específicos. Para contrarrestar fuerzas laterales generadas por vientos intensos o movimientos sísmicos, este sistema es crucial para garantizar la estabilidad y seguridad de la estructura. A continuación, en la Tabla 17, se presentan los resultados para determinar qué sistema se utiliza con más frecuencia en la práctica para las columnas CFT.

Tabla 17: Resultados porcentuales de identificación del sistema de resistencia a carga lateral.

Identificación del Sistema de Resistencia a Carga Lateral	
Sistemas Resistentes a Momento	Porcentaje (%)
Sistemas porticados: Pórticos y CFT	93
Sistemas duales: Muros y CFT	2
Sistemas duales: Diagonales y CFT	5
Total	100

Los sistemas aporricados con columnas rellenas de hormigón constan de 93%, mientras que sistemas duales con muros de un 2% y sistemas con diagonales de un 5%. Por lo que la mayoría de las edificaciones su rigidez ante carga lateral la resistente las CFT por lo que sería esencial revisar a detallamiento de este tipo de columnas.

3.1.9 Identificación de resistencia de materiales (Columnas CFT)

Es esencial resaltar la importancia del análisis de las propiedades individuales del acero y el hormigón utilizados en sistemas (CFT). El acero brinda resistencia estructural y capacidad de carga, a la vez que el concreto asegura durabilidad y resistencia a la compresión, por ende, los resultados de resistencia se muestran en la Tabla 18:

Tabla 18: Resultados de resistencia de materiales (Columnas CFT)

Resistencia de Materiales (Columnas CFT)		
Parámetros de Resistencia a Materiales	Resistencia de materiales	Porcentaje (%)
Fluencia de la columna Fy (kg/cm ²)	Acero A36 (Fy=2530 kg/cm ²)	59
	Acero A572Gr50 (Fy=3515 kg/cm ²)	40
	Otro tipo de Acero (ASTM A53)	1
Total		100
Resistencia a compresión del hormigón f'c (kg/cm ²)	f'c =140 kg/cm ²	7
	f'c =210 kg/cm ²	56
	f'c =240 kg/cm ²	23
	f'c =280 kg/cm ²	5

	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	1
	$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$	1
	Sección hueca	7
Total		100

Se observaron diferentes propiedades de los materiales utilizados en las columnas rellenas de hormigón (CFT). Se hallaron diversos grados de acero con variaciones en la resistencia a la fluencia, lo que indica una diversidad en la calidad y capacidad de carga de las columnas. En relación con el hormigón, se detectaron diferentes resistencias a la compresión $f'c$ más común es de 210 y 240 kg/cm^2 lo que sugiere variaciones en su capacidad para resistir fuerzas de compresión y en su durabilidad. La calidad de los materiales utilizados, los métodos de fabricación y los procesos de construcción pueden ser las razones detrás de estas diferencias en las propiedades de los materiales.

3.1.10 Identificación del factor de reducción sísmico (R)

Los distintos factores de reducción se muestran en la Tabla 19, representando los valores de R que se han empleado en las diferentes estructuras analizadas.

Tabla 19: Resultados porcentuales de factor de reducción sísmico (R)

Factor de Reducción Sísmica (R)	
R	Porcentaje (%)
2.5	1
3	14
3.5	5

4	1
4.5	22
5	17
6	15
7	5
8	14
No ID	7
Total	100

Total de edificaciones= 152.

Se observa que los valores del factor de reducción sísmica (R) para distintas estructuras con el sistema CFT varían, esto debió a que los diseñadores consideran distintas normativas tanto locales como extranjeras y diseñan para distintos sistemas de carga lateral. El valor predominante es de $R=4.5$ con un 22% donde por normativa ASCE/SEI 7-16 especifica que este valor del factor de reducción sísmica es para “Pórticos intermedios a momento” donde las columnas son las que aportan rigidez ante carga lateral, por lo que este valor sería erróneo para el diseño debido a que los pórticos que se hacen a partir de esta norma son para columnas tipo I y no para columnas CFT. Continuamente se ven valores del factor de reducción sísmico $R=5$, $R=3$, $R=6$ donde estos parten de sistemas apórticos intermedios y ordinarios por lo que aquí se podría considerar que los espesores en columnas se han grandes por lo que no se exige secciones tubulares altamente dúctiles para el diseño sismorresistentes. El valor más llamativo es un valor de $R=8$ con un 14% donde este valor asegura que en las estructuras analizadas se comportan como un “Pórtico especial resistente a momento”, donde se afirma que estos sistemas

contienen conexiones precalificadas y las columnas actúan como sección compuesta ante una buena adherencia entre acero y hormigón, siendo esto lo contrario donde la mayoría de las estructuras no cumplió con los parámetros de estudio antes mencionados.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES:

- Para las conexiones vigas-a-columnas se debe tomar en cuenta las conexiones que hayan sido testeadas previamente por medio de estudios experimentales, donde se debe permitir rotaciones de 0.04 rad y que estos no excedan un 80% momento probable para pórticos especiales resistentes a momento.
- Las 152 estructuras analizadas (140 CFT y 12 sección hueca) ninguna presenta el uso de conexiones precalificadas por AISC-358.
- El 54% de columnas están formadas por dos perfiles tipo “C”, lo cual implica secciones redondeadas en las esquinas con alta probabilidad de haber fluido en esas zonas.
- El 92% de las estructuras con CFT no consideran una adherencia entre el acero y el hormigón para crear una sección compuesta, por lo que el hormigón no interviene en la transferencia de cargas dentro de las estructuras.
- El 66% de las estructuras utilizan varillas de refuerzo corrugadas unidas a la placa base.
- Para la placa base es necesario utilizar las barras o pernos de cortante que son especificados por AISC para transmitir los esfuerzos de corte de la estructura hacia el pedestal. En caso de utilizar varillas de refuerzo corrugado se debe soldar por medio de soldadura de filetes en la parte superior e inferior con electrodo E80XX para evitar problemas de soldadura.
- El 93% de las estructuras constan de sistemas porticados, por lo que, en los sistemas con CFT es de alta importancia verificar si estas secciones actúan conjuntamente entre acero y hormigón, donde la resistencia ante carga lateral es resistida a partir de las columnas.

- Existe una variación en la elección del factor de reducción de respuesta sísmica “R” para todas las edificaciones.
- El 96% de las estructuras analizadas no especifica el vertido del hormigón dentro de las secciones tubulares de acero, por lo que podría provocar distintos problemas para que este material alcance su resistencia requerida.
- Se pudo verificar que en las relaciones ancho/espesor un 53% de las estructuras con CFT cumplen los parámetros de alta ductilidad (HD), mientras que si no fueran compuestas son compactas (No-HD).

REFERENCIAS:

ACI 318-19. (2019) Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

Aguiar, R. (2007) Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte.

ANSI/AISC 358-22. (2022) Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

ANSI/AISC 360-22. (2022) Specification for Structural Steel Buildings.

ASCE/SEI 7-22. (2022) Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

AWS D1.1/D1.1M. (2020) Structural Welding Code- Steel.

AWS D1.4/D1.4M. (2018) Structural Welding Code- Steel Reinforcing Bars.

Labbé, A. (2021) Perfiles Conformados en Frio: Consideraciones Sísmicas Bajo NCh2369.Of2003.

Liew J.Y (2021) Design of Steel-Concrete Composite Structures Using High Strength Materials.

Morino, S. (2002) Concrete-filled steel tube column system: Recent research and construction in Japan.

NEC. (2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Estructuras de acero.

NEC. (2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente.

Toxement, Euclid Chemical. (2021) Guía Básica para el concreto Tremie.

Ying, Wang. (2006) Development of New CFT Column-CFT Beam Frame Structure using Self-compacting Concrete.

Yiu, R. (2023) Deep learning based real-time and in-situ monitoring of weld penetration: Where we are and what are needed revolutionary solutions?

FEMA-350. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.

ANEXOS:

Tabla 19: Gráficas de tipo de conexión Viga I - Columna

Gráficas Tipos de Conexión Viga - Columna	
Tipos de Conexión	Identificación
Viga I soldada patín y alma	<p>The diagram shows a vertical I-beam connected to a vertical column. The top and bottom flanges are connected to the column using fillet welds. The web of the I-beam is connected to the column using a butt joint. Labels include 'CJP' and 'EXX-XX' for the fillet welds and 'EXX-XX' for the butt joint.</p>
Viga I soldada patín y alma con placa de cortante	<p>The diagram shows a vertical I-beam connected to a vertical column. The top and bottom flanges are connected to the column using fillet welds. The web of the I-beam is connected to the column using a shear plate. Labels include 'CJP' and 'EXX-XX' for the fillet welds, 'EXX-XX' for the shear plate, and 'E70-18' for the shear plate material.</p>
Viga I soldada patín y alma con ángulos como placa de cortante	<p>The diagram shows a vertical I-beam connected to a vertical column. The top and bottom flanges are connected to the column using fillet welds. The web of the I-beam is connected to the column using angles as a shear plate. Labels include 'CJP' and 'EXX-XX' for the fillet welds, 'EXX-XX' for the angles, and 'EXX-XX' for the shear plate.</p>

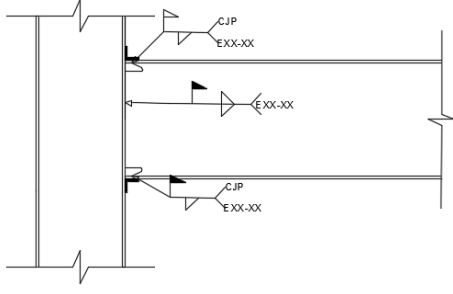
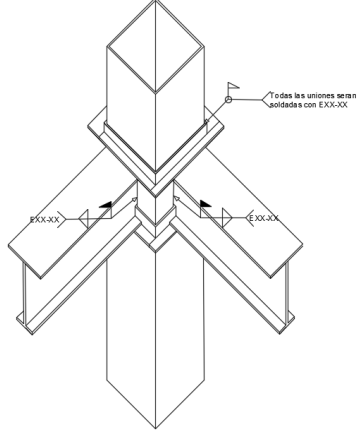
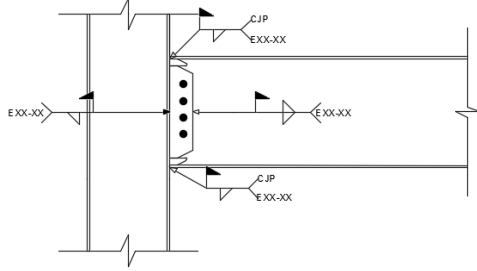
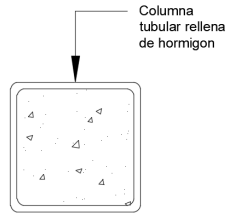
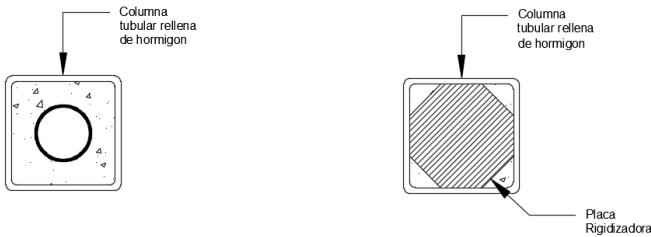
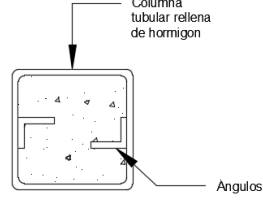
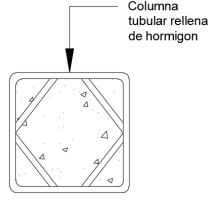
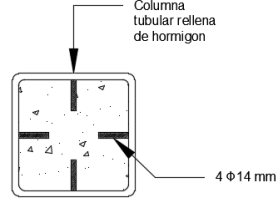
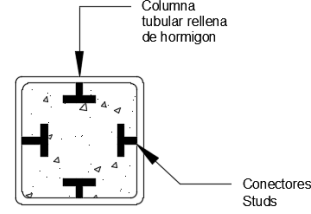
<p>Viga I soldada patín y alma con ángulos</p>	
<p>Viga I soldada patín y alma con placas de anillo o diafragma externo</p>	
<p>Viga I con placa de cortante en el alma empernada.</p>	

Tabla 20: Gráficas Tipo de Transferencia de Carga del Acero al hormigón

<p>Gráficas Tipo de Transferencia de Carga del Acero al hormigón</p>	
<p>Sistemas de transferencia de carga del acero al hormigón</p>	<p>Ilustraciones</p>
<p>Fricción</p>	

Diafragma interno	
Ángulos a lo largo de toda la longitud	
Placas Rigidizadoras Diagonales Internas	
Varilla de refuerzo	
Studs a lo largo de toda la longitud	
No es rellena	