

**ESTUDIO COMPARATIVO DEL USO DE COLUMNAS DE  
ACERO HUECAS Y COLUMNAS COMPUESTAS EN PÓRTICOS  
RESISTENTES A MOMENTO**

*Comparative study of the use of hollow steel columns and  
composite columns in special moment frame*

BYRON CHANGO<sup>a</sup>, KARLA RUIZ<sup>b</sup>, LUIS HERNÁNDEZ<sup>c\*</sup>, RAÚL BAQUERO<sup>d</sup>

Recibido: 19/04/24 • Aceptado: 8/05/24

**Cómo citar:** Chango, B., Ruiz, K., Hernández, L., Baquero, R. (2024). Estudio comparativo del uso de columnas de acero huecas y columnas compuestas en pórticos resistentes a momento. *Ciencia, Ingenierías y Aplicaciones*, 7(1), 33–54. <https://doi.org/10.22206/cyap.2024.v7i1.3122>

**Resumen**

*La falta de planificación desde una etapa temprana en el sector de la construcción ha dado lugar a un crecimiento vertical, haciendo necesarios edificios cada vez más altos y esbeltos, en consecuencia, los elementos compuestos se presentan como una alternativa que busca cubrir las deficiencias que los materiales muestran al trabajar exclusivamente de manera individual. Partiendo de esto, se realizó un estudio comparativo técnico y económico con el propósito de analizar el aporte que tienen las columnas compuestas dentro de un sistema estructural porticado, para el cual se propuso la modelación de dos estructuras de acero con pórticos especiales resistentes a momentos, una con columnas rectangulares de acero huecas y la otra con columnas*

---

<sup>a</sup> Ingeniero Civil, Centro de Investigación de la Vivienda, Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental; Quito, Ecuador.  
Correo-e: [byron.chango@epn.edu.ec](mailto:byron.chango@epn.edu.ec).

<sup>b</sup> Ingeniero Civil, Centro de Investigación de la Vivienda, Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental; Quito, Ecuador.  
ORCID: 0000-0002-4317-7223. Correo-e: [karlaruiz1907@gmail.com](mailto:karlaruiz1907@gmail.com).

<sup>c</sup> Ingeniero Civil, PhD, Profesor Titular, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Centro de Investigación de la Vivienda, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador. Correo-e: [luis.hernandezr@epn.edu.ec](mailto:luis.hernandezr@epn.edu.ec)

<sup>d</sup> Ingeniero Civil, Especialista del Centro de Investigación de la Vivienda, Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental; Quito, Ecuador.  
ORCID: 0000-0001-5937-7759. Correo-e: [raul.baquero@epn.edu.ec](mailto:raul.baquero@epn.edu.ec).

\* Autor de correspondencia.



*rectangulares de acero rellenas de hormigón. Se analizaron parámetros como modos de vibración, cortante basal, derivas de piso, peso propio de la estructura y costos. Como resultado se concluye que la estructura con columnas rectangulares rellenas de hormigón presenta un buen comportamiento estructural utilizando perfiles de menor espesor en comparación a la estructura con columnas rectangulares de acero huecas, lo que se traduce en un menor costo. Además, se evidenció que las columnas compuestas presentan una mayor capacidad de carga axial por compresión.*

**Palabras clave:** Estructuras de acero; columnas; diseño sísmico; edificaciones.

### Abstract

*The lack of planning from an early stage in the construction sector has led to vertical growth, making increasingly taller and slender buildings necessary. Consequently, composite elements are presented as an alternative that seeks to cover the deficiencies that the materials show when used exclusively. Starting from this, a comparative technical and economic study was conducted to analyze the contribution that composite columns make within a framed structural system. For this purpose, the modeling of two steel structures with special moment frames was proposed: one with hollow rectangular steel columns and the other with rectangular steel columns filled with concrete. Parameters such as vibration modes, basal shear, floor drifts, structure's own weight, and costs were analyzed. As a result, it is concluded that the structure with rectangular columns filled with concrete exhibits good structural behavior using thinner profiles compared to the structure with hollow rectangular steel columns, which translates into lower costs. Additionally, it was evidenced that composite columns have a greater axial load capacity due to compression.*

**Keywords:** Steel structures; composite columns; seismic design; buildings.

## 1. Introducción

La construcción compuesta de hormigón y acero encuentra su origen 100 años atrás, donde los investigadores concluyeron que al trabajar en conjunto ambos materiales resistían cargas mayores en comparación de trabajar cada material de manera individual (Hidalgo, 2017). En este tipo de construcción se emplean miembros estructurales formados por dos materiales: el hormigón armado y acero estructural, los cuales están

unidos para su trabajo conjunto (Segui, 2018, p. 591). En la construcción reticular las cargas se transmiten a los cimientos mediante una retícula de vigas y columnas de acero. Las losas de piso, divisiones, muros exteriores y otras cargas verticales, descansan en su totalidad sobre la retícula. A este tipo de estructura a menudo se le llama construcción de vigas y columnas o sistemas porticados (McCormac y Csernak, 2013, p. 644).

En la actualidad debido al gran crecimiento poblacional y urbanístico que experimenta el Ecuador es necesario considerar sistemas estructurales alternativos que cumplan con la demanda que este crecimiento amerita, sin dejar de lado aspectos como seguridad, confort, costo, sostenibilidad, altura y peso. Además, las estructuras modernas no solo deben ser seguras, sino que deben ser factibles económicamente. Como una buena alternativa aparecen las estructuras de acero con un sistema porticado resistente a momento, cuya principal característica es que no necesita componentes estructurales adicionales, además, su rapidez de montaje permite reducir el período de construcción y mano de obra utilizada. Sobre esto, Crisafulli (2018) plantea que este tipo de estructura al tener poca rigidez lateral es susceptible a presentar mayores derivas en comparación con otros sistemas.

Uno de sus principales elementos estructurales son las columnas y pueden experimentar pandeo local debido a secciones con espesores pequeños, demandando el uso de apoyos laterales o secciones de mayor espesor, incrementando su costo; esto ha dado paso a la utilización de columnas compuestas que consisten en secciones rectangulares de acero rellenas de concreto simple o reforzado, fusionando las fortalezas de cada uno de los materiales que las componen, Sobre esto último, Hernández (2012) plantea que como el hecho de que el perfil de acero confina al núcleo de hormigón y este a su vez retrasa o evita el fenómeno de pandeo local en el elemento.

La resistencia al fuego de las columnas de acero huecas sin protección en edificios de gran altura, se alcanza normalmente en menos de media hora, para un fuego intenso. Mientras que las columnas rellenas de hormigón, tiene la ventaja que el hormigón de relleno puede aumentar significativamente la resistencia al fuego. Debido a que el núcleo de hormigón absorbe el calor, la temperatura en la sección de acero aumenta

mucho más lento que en los tubos de acero huecos. El tubo exterior proporciona un confinamiento al núcleo de hormigón durante la exposición al fuego, pudiéndose evitar el desconchado del núcleo de hormigón (Han, Li y Bjorhovde, 2014).

Un ejemplo significativo de uso de columnas compuesta es la Canton Tower, ubicada en Guangzhou, República de China, construida entre los años 2005 y 2009, la cual cuenta con 24 pilares inclinados formados por tubo de acero relleno de hormigón con un diámetro máximo de 2000 mm y espesor de 50 mm, considerada como la segunda torre más alta del mundo. Esta torre cuenta con 112 pisos y una altura de la estructura aproximada de 454 m. (Romero et al., 2020).

En este trabajo se comparan dos estructuras de acero con pórticos resistentes a momento, una con columnas rectangulares huecas (Hollow Structural Section, HSS) y la otra con perfiles rectangulares rellenos de hormigón (Concrete Filled Steel Tube, CFST), con el fin de analizar el comportamiento estructural que presenta cada una bajo las mismas demandas, además se realiza un análisis económico de los dos modelos. Como argumentan Shaker et al. (2022), el coste de una columna de acero rellena de hormigón por unidad de resistencia es mucho menor que el de una columna de acero hueca, debido a que el hormigón tiene menor costo.

## 2. Metodología

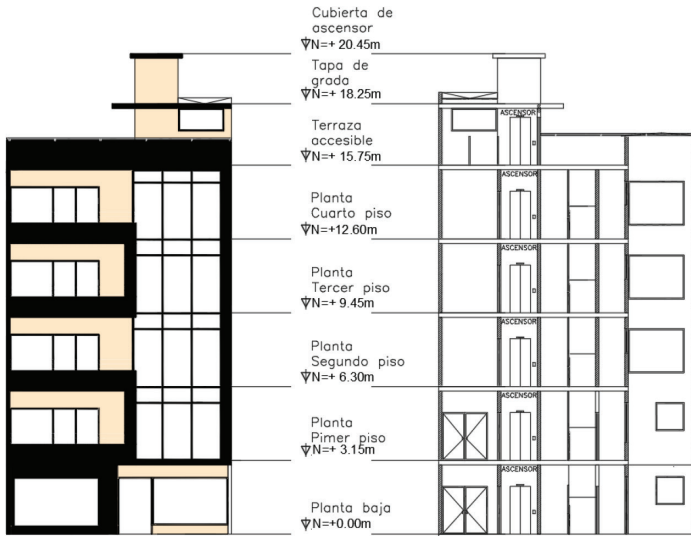
### 2.1 Características de la Estructura

La edificación de este estudio está localizada en la Provincia de Pichincha, zona norte de la ciudad de Quito, Ecuador, consta de 5 plantas de 3.15 m de altura de entrepiso, las dos primeras plantas destinadas a oficinas y las 3 siguientes de uso residencial, además de una terraza accesible y un tapagrada que tiene una altura de 2.50 m. La altura total, medida desde la base tiene 20.45 m. En las Figura 1 y 2, se muestran las vistas en elevación y planta del edificio respectivamente.

La Tabla 1 describe los materiales con sus respectivas propiedades utilizados para el diseño de los elementos estructurales en el edificio. Se determinaron las cargas gravitacionales de diseño, las que se muestran en la Tabla 2. Estas incluyen la carga muerta o permanente provenientes

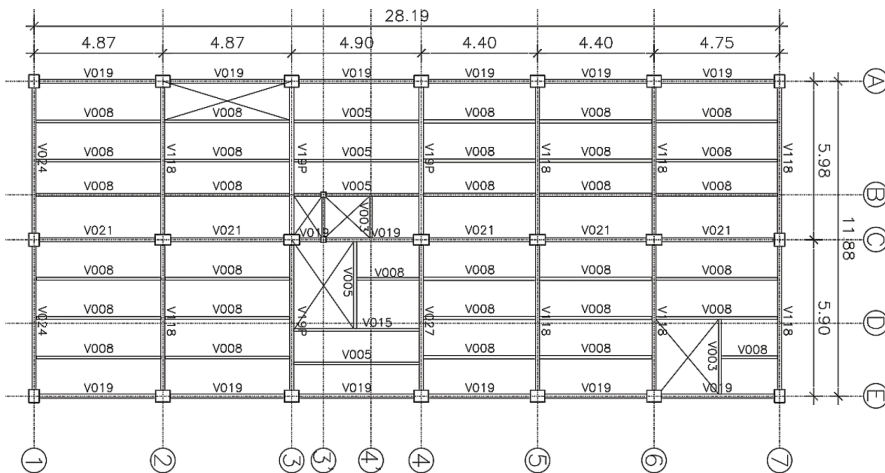
**Figura 1**

*Vista en elevación del edificio*



**Figura 2**

*Vista en Planta del Edificio. Dimensiones en metros*



del hormigón, acabados, mampostería, deck metálico, instalaciones, así como la carga viva o sobrecarga cuyo valor dependerá del uso que se le dé al mismo. Para esto se consideraron los valores determinados en la NEC-SE-CG (2024) y ASCE/SEI 7-16 (2016), además de los catálogos de fabricantes nacionales.

**Tabla 1***Descripción de materiales*

ACERO		HORMIGÓN	
Esfuerzo de fluencia	$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la compresión	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad	$E_c = 195633.59 \text{ kg/cm}^2$
Peso específico	$\gamma_s = 7850 \text{ kg/cm}^3$	Peso específico	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$

**Tabla 2***Cargas de Diseño*

DESCRIPCIÓN	Primer y Segundo piso (Kg/m <sup>2</sup> )	Tercero y Cuarto piso (Kg/m <sup>2</sup> )	Terraza accesible (Kg/m <sup>2</sup> )	Tapa Grada (kg/m <sup>2</sup> )	Cubierta (kg/m <sup>2</sup> )
Panel metálico (deck)	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38
Hormigón sobre deck	180	180	180	180	180
Mampostería	325.55	255.14	155.51	58.93	0
Cielorraso	20	20	0	0	0
acabados de pisos	20	20	20	0	0
Instalaciones	15	15	15	10	10
<i>CARGA MUERTA</i>	566.93	496.52	376.89	255.31	196.38
<i>CARGA VIVA</i>	244	200	200	200	0

Considerando que las columnas son los únicos elementos estructurales que se diferencian en cada modelo, para el diseño y análisis sismo-resistente de columnas compuestas del Modelo 1 y columnas de acero huecas de los Modelos 2 y 3 se utilizaron normas nacionales como NEC-SE-EA (2024), también, se utilizaron normas internacionales como ANSI/AISC 360-22 (2022), ANSI/AISC 341-22 (2022) y ASCE 41-17 (2017). Como resultado del diseño de las columnas del edificio se muestran las tablas 3 y 4.

**Tabla 3**  
*Secciones de columnas rellenas de hormigón*

NOMENCLATURA DE COLUMNAS [mm]			
N+3.15, N+6.30			
ID	Base	Altura	Espesor
	b(mm)	h(mm)	e(mm)
CR13	300	400	8
CR21	400	400	10
CR38	350	450	10
CR03	200	200	6
N+9.45, N+12.60, N+15.75, N+18.25			
CR13	300	400	8
CR21x8	400	400	8
CR38x8	350	450	8
CR03	200	200	6
N+20.45			
CR03	200	200	6

hormigón=210kg/cm<sup>3</sup>

**Tabla 4**  
*Secciones de columnas de acero huecas*

NOMENCLATURA DE COLUMNAS [mm]			
N+3.15, N+6.30			
ID	Base	Altura	Espesor
	b(mm)	h(mm)	e(mm)
C16	400	450	12
C17	350	400	12
C18	400	350	10
C03	200	200	6
N+9.45, N+12.60, N+15.75, N+18.25			
C16x10	400	450	8
C17x10	350	400	8
C18x8	400	350	8
C03	200	200	6
N+20.45			
C03	200	200	6

Para los distintos modelos se usaron las combinaciones de cargas presentadas en la ASCE/SEI 7-16 (2016), considerándose cargas gravitacionales muertas del panel metálico, hormigón, mampostería, instalaciones y acabados de piso y techo, así como cargas gravitacionales vivas para el primer y segundo piso las correspondientes a oficinas y para los restantes pisos la equivalente a viviendas. Para cargas horizontales se usaron el sismo y el viento, combinadas como aparecen en la ASCE/SEI 7-16 (2016). Se verificó que no hubiera fallo por pandeo local de las columnas, pudiendo alcanzar el momento plástico. Finalmente, en todos los modelos, los efectos más desfavorables para las columnas fueron las combinaciones con el sismo y por tanto las que determinaron las dimensiones de la sección transversal.

En todos los modelos se consideraron uniones rígidas correspondientes a Pórticos espaciales a momento, con sus siglas en inglés SMF. Se comprobó la condición de columna fuerte-viga débil en todas las uniones y así garantizar la formación de rótulas plásticas en las vigas.

Modelo 1. Como resultado del diseño de la estructura con columnas compuestas constituidas por secciones rectangulares y cuadras huecas rellenas de hormigón, se obtienen las secciones de las columnas de este modelo, mostradas en la Tabla 3.

Modelo 2 Este Modelo presenta las mismas secciones del Modelo 1 con la diferencia de que no son elementos compuestos, o sea, las columnas no están rellenas de hormigón. Este procedimiento se realizó con la finalidad de evaluar el aporte adicional que brinda el núcleo de hormigón en las columnas al comportamiento estructural del edificio.

Modelo 3. Como resultado del diseño de la estructura con columnas de acero constituidas por secciones rectangulares y cuadras huecas, se obtienen las secciones mostradas en la Tabla 4.

## **2.2 Diseño sismo resistente**

Debido a que aún se tiene incertidumbres para predecir un evento sísmico, los criterios de diseño sismorresistente se basan en métodos probabilísticos que suponen las intensidades y frecuencias de ocurrencia de cierto evento sísmico. Por lo que es necesario realizar una caracterización



sísmica del lugar, mostrando probables aceleraciones máximas para diferentes tiempos de retorno, con la cual se busca generar un espectro de diseño (Quinde y Reinoso, 2016).

Debido al lugar de emplazamiento de la estructura, ésta se encuentra en la zona V considerada de alto peligro sísmico con un factor de zona igual a 0.40g según el mapa de Zonificación Sísmica del país (NEC-SE-DS, 2015) y le corresponde un perfil de suelo tipo D. En base a estos parámetros se obtuvieron los siguientes coeficientes de amplificación  $F_a=1.2$ ,  $F_d=1.19$  y  $F_s=1.28$ .

De acuerdo al tipo de uso que tiene la estructura se adopta un factor de importancia igual a 1, de igual modo, según su configuración estructural al no presentar ninguna irregularidad se estiman coeficientes de configuración estructural en planta  $\phi_p$  y en elevación  $\phi_e$  igual a 1.

Por otro lado, el periodo de vibración de la estructura  $T_a$ , se estima mediante los métodos establecidos en la NEC-SE-DS (2015).

Método 1. El valor del periodo T se obtiene de manera aproximada mediante la ecuación (1), que toma en cuenta el tipo de estructura, para este caso se definen los valores  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.8$ , debido a que es una estructura de acero sin arriostramientos (NEC-SE-DS, 2015).

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha \quad (1)$$

Dónde:

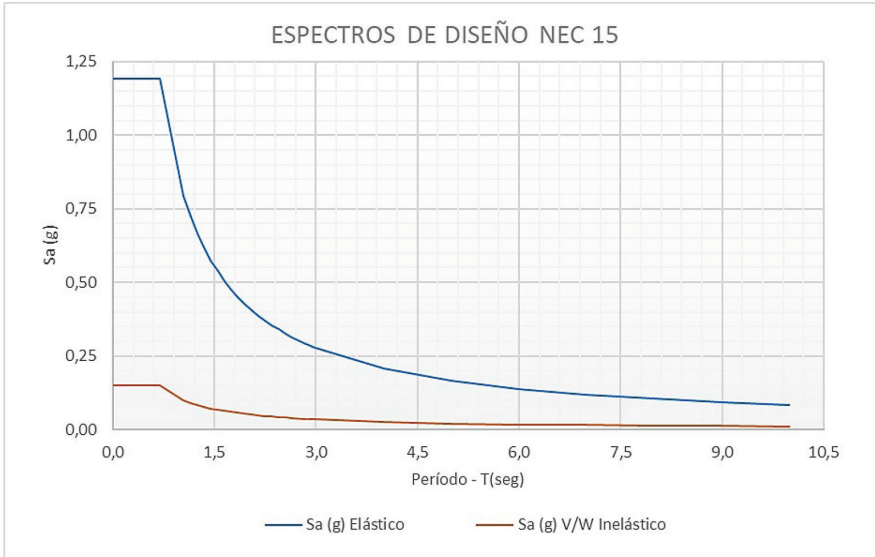
$C_t$  Depende del tipo de edificación

$h_n$  Altura máxima del edificio de n pisos.

Método 2. El valor de  $T_a$  calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  calculado con el Método 1

El Espectro de respuesta elástico de aceleraciones obtenido de acuerdo a las características geotécnicas, sísmicas y del tipo de suelo donde está ubicada la estructura, se presenta en la Figura 3. También se indica el espectro de diseño inelástico que se obtiene mediante la aplicación del factor de reducción R igual a 8, que considera la resistencia y ductilidad de la estructura y se corresponde con el presentado en la ASCE/SEI 7-16 (2016) para pórticos especiales a momento de acero y pórticos especiales a momento compuestos de acero y hormigón.

**Figura 3**  
*Espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico  $S_a(T)$*



### 3. Resultados y discusión

#### 3.1 Comparación Técnica entre Modelo 1 y Modelo 2

Se realiza la comparación entre el Modelo 1 con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón y el Modelo 2 con columnas rectangulares de acero huecas de las mismas dimensiones, con el propósito de conocer el aporte adicional que puede brindar a la estructura el núcleo de hormigón en estos elementos.

En el modelo con columnas CFST se obtiene un cortante basal mayor en comparación al modelo con columnas HSS, esto debido a que la presencia del hormigón dentro de las columnas aumenta el valor de la carga reactiva de la estructura, este incremento permite cumplir con la condición estipulada por la NEC-SE-DS (2015), que establece que el cortante basal por sismo dinámico sea mayor al 80% del cortante basal por sismo estático en las dos direcciones, sin embargo, esto no ocurre en la dirección Y, al igual que en el modelo con columnas HSS donde la ausencia del hormigón en columnas obliga a realizar el ajuste del cortante

basal en los dos sentidos X e Y, lo que se traduce en una mayor demanda sísmica, evidenciando de esta manera el aporte del hormigón.

En las Tablas 5 y 6 se indica el cortante basal obtenido por los sismos estático y dinámico en dirección X e Y respectivamente.

En la Tabla 7 se indica una comparación del diseño a capacidad de la conexión viga – columna para una columna rectangular de acero rellena de hormigón y una columna rectangular de acero hueca de iguales dimensiones.

Los momentos plásticos ( $M_{pr}$ ) que transmiten las vigas principales a las columnas son los mismos debido a que se encuentran bajo las mismas solicitaciones de carga, no obstante, como se puede observar la presencia del núcleo de hormigón en las columnas eleva su capacidad, cumpliendo que la sumatoria de momentos plásticos de las columnas sea mayor a la

**Tabla 5**  
*Comparación Cortante Basal dirección X*

SENTIDO X-X				MODELO 1 CFST	MODELO 2 HSS
Story	Output Case	Case Type	Location	VX	VX
				Ton	Ton
Primer Piso	SxE	LinStatic	Bottom	-107.6383	-98.3537
Primer Piso	SxD	LinRespSpec	Bottom	86.5699	78.3915
				80.43%	79.70%

**Tabla 6**  
*Comparación Cortante Basal dirección Y*

SENTIDO Y-Y				MODELO 1 CFST	MODELO 2 HSS
Story	Output Case	Case Type	Location	VY	VY
				Ton	Ton
Primer Piso	SyE	LinStatic	Bottom	-107.6383	-98.3537
Primer Piso	SyD	LinRespSpec	Bottom	82.0369	74.4975
				76.22%	75.74%

**Tabla 7**  
*Conexión Viga – Columna*

CONEXIÓN VIGA - COLUMNA					
COLUMNAS CFST			COLUMNAS HSS		
Mpr1	43.87	T-m	Mpr1	43.87	T-m
Mpr2	39.96	T-m	Mpr2	39.96	T-m
Verificación Columna fuerte - Viga débil					
$\Sigma M_{col}$	154.05	T-m	$\Sigma M_{col}$	78.64	T-m
$\Sigma M_{vig}$	83.83	T-m	$\Sigma M_{vig}$	83.83	T-m
	1.84	OK		0.94	NO

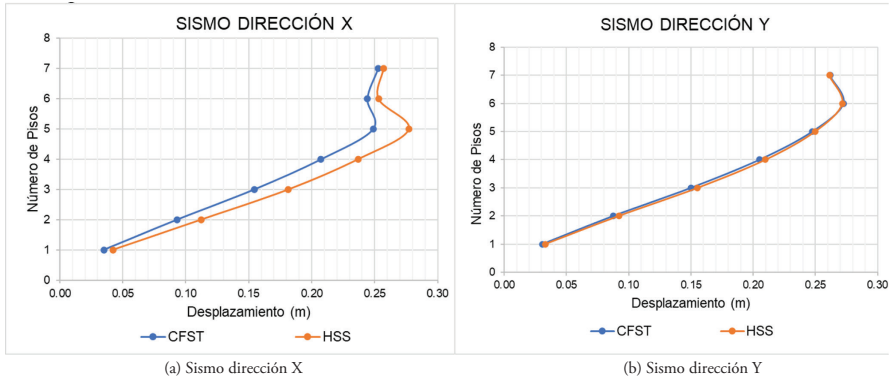
sumatoria de momentos plásticos de las vigas, forzando a estas últimas al estado límite de fluencia por flexión y cumpliéndose la condición Columna fuerte - Viga débil.

En base a la Figura 4, donde se observa que los desplazamientos obtenidos por el sismo en dirección X para el modelo con columnas CFST son menores a los del modelo con columnas HSS, se puede deducir que, la presencia de hormigón en las columnas de acero aporta cierta rigidez lateral al sistema estructural, aunque este aporte no se verifica en la dirección Y, debido a que no existe mayor diferencia en los desplazamientos, sin embargo, este incremento de rigidez lateral si se verifica en el control de derivas donde el Modelo 1 cumple con el límite establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, no así en el Modelo 2.

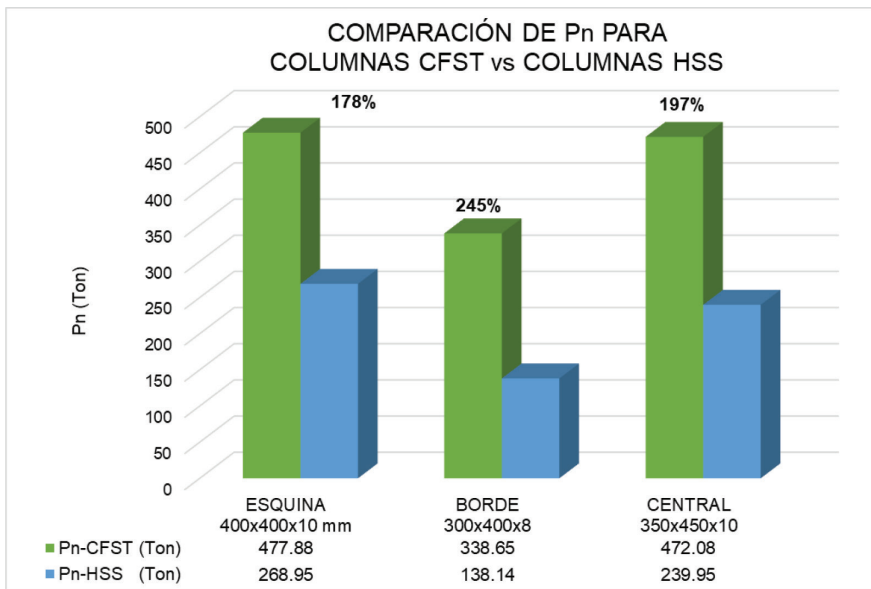
En la Figura 5 se muestra los valores de carga nominal para columnas cargadas axialmente en compresión obtenidos mediante la modelación de cada estructura.

La presencia de hormigón eleva la capacidad de carga a compresión ( $P_n$ ) de la sección de acero, como se evidencia la capacidad de las columnas CFST es mucho mayor a la de las columnas HSS, obteniéndose un incremento de su capacidad de 178 % en columnas de esquina, 197 % en columnas de borde y 245% en columnas centrales. En la parte de abajo de la Figura 5 se muestran los valores de  $P_n$  para las columnas CFST y HSS.

**Figura 4**  
*Desplazamientos Dirección X e Y*



**Figura 5**  
*Comparación de Pn para Columnas CFST vs Columnas HSS*



### 3.2 Comparación Técnico – Económica entre el Modelo 1 y Modelo 3

Como se expuso antes el Modelo 2 presenta las mismas secciones del Modelo 1, con la diferencia de que las columnas no están rellenas de hormigón. Este procedimiento se realizó solo con la finalidad de

evaluar el aporte adicional que brinda el núcleo de hormigón en las columnas al comportamiento estructural del edificio y no la realización de una comparación desde el punto de vista resistente, pues no procedería. Como era de esperar, el Modelo 2 con columnas HSS no cumple con los requerimientos de la normativa, se propone el Modelo 3, por lo que, se comparan el comportamiento estructural y costo del Modelo 1 con columnas CFST y Modelo 3 con columnas HSS, con la finalidad de determinar la mejor opción tanto estructural como económica.

En base a la Tabla 8, las dimensiones de las secciones obtenidas para los dos modelos no presentan una variación significativa, sin embargo, para el modelo con columnas HSS, los espesores obtenidos son mayores a fin de compensar la ausencia del núcleo de hormigón en las columnas.

La Tabla 9 muestra los tres primeros modos de vibración obtenidos para las estructuras con columnas CFST y con columnas HSS, como se observa no existen diferencias significativas en las características de vibración, además, esto permite definir que no existe torsión en planta en ninguna de las estructuras, evidenciando que la presencia del hormigón en las columnas no modifica su comportamiento estructural.

**Tabla 8***Secciones de Columnas*

Secciones Columnas - Modelo CFST				Secciones Columnas - Modelo HSS			
ID	Base mm	Altura mm	Espesor mm	ID	Base mm	Altura mm	Espesor mm
<b>N+3.15, N+6.30</b>				<b>N+3.15, N+6.30</b>			
CR13	300	400	8	C18	400	350	10
CR38	350	450	10	C17	350	400	12
CR21	400	400	10	C16	400	450	12
<b>N+9.45, N+12.60, N+15.75</b>				<b>N+9.45, N+12.60, N+15.75</b>			
CR13	300	400	8	C18x8	400	350	8
CR38x8	350	450	8	C17x10	350	400	10
CR21x8	400	400	8	C16x10	400	450	10

**Tabla 9**

*Modos de vibración Modelo 1 y Modelo 3*

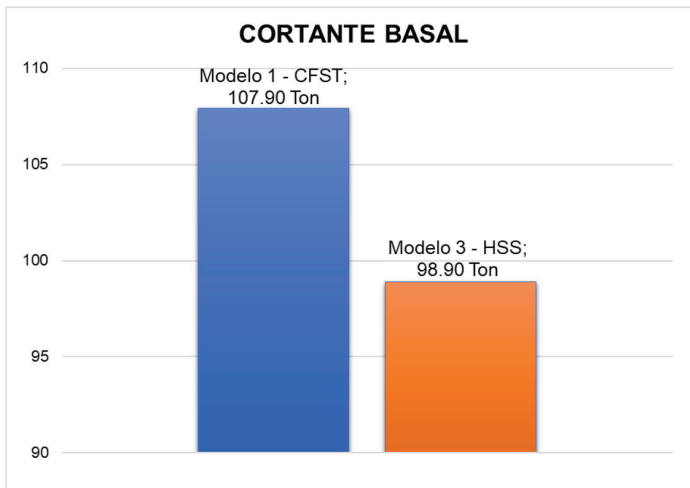
MODELO 1 COLUMNAS CFST	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
	Modal	1	0.95	0.004	0.696	0.002
Modal	2	0.91	0.683	0.004	0.029	
Modal	3	0.84	0.030	0.001	0.672	
MODELO 3 COLUMNAS HSS	Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
	Modal	1	0.94	0.002	0.698	0.001
Modal	2	0.90	0.646	0.003	0.066	
Modal	3	0.82	0.066	0.000	0.630	

El coeficiente sísmico obtenido para los dos modelos es el mismo, debido a que, el tipo de sistema estructural, las características geotécnicas y la distribución de elementos no varían, por lo que, el valor del cortante basal dependerá únicamente del peso de cada estructura.

El peso de la estructura con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón es igual a 1 085.07 Ton, siendo mayor que el de la estructura con columnas rectangulares de acero huecas igual a 997.01 Ton, por tanto, el modelo con columnas CFST deberá soportar mayores fuerzas laterales. En la Figura 6 de muestran los valores de cortante basal.

**Figura 6**

*Cortante Basal*



En la Tabla 10 se indica la diferencia entre el peso propio de las estructuras, que servirá como criterio de comparación para el análisis económico.

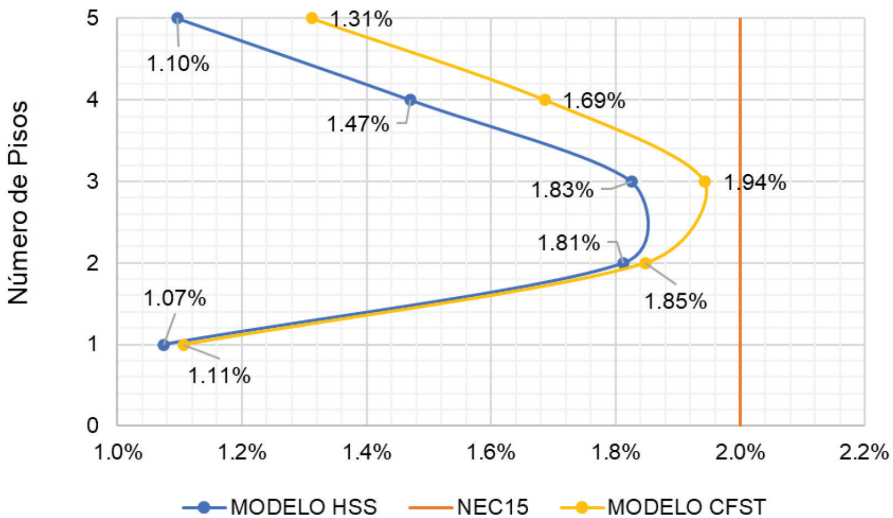
**Tabla 10**  
*Peso propio de la estructura*

PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA	
Modelo 1 - CFST	Modelo 3 - HSS
543.11 Ton	446.02 Ton
Diferencia	97.09 Ton

En las Figura 7 y 8., se muestran las máximas derivas de piso obtenidas en el análisis sísmico para las direcciones X e Y respectivamente, tanto para el modelo con columnas CFST como para el modelo con columnas HSS.

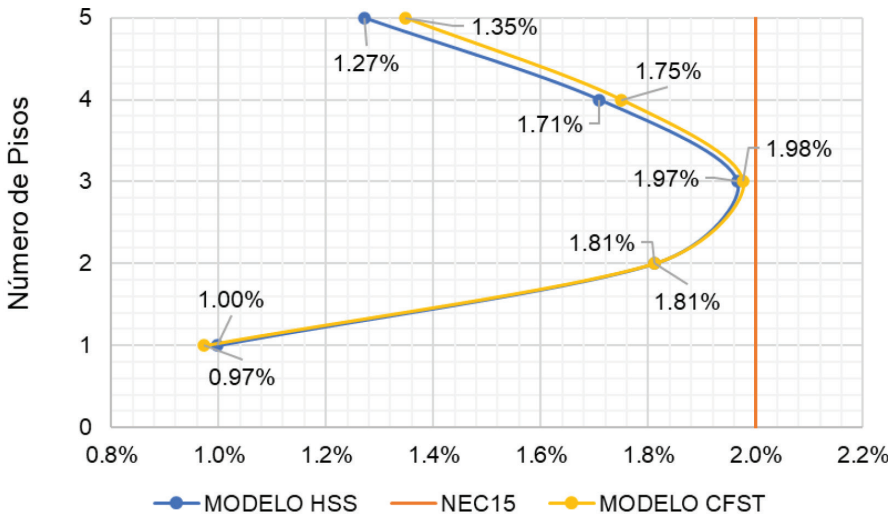
Como se observa, las derivas obtenidas para las dos alternativas están dentro del límite estipulado en la NEC-SE-DS (2015), como se esperaba, la estructura con columnas CFST presenta mayores derivas debido a que las fuerzas laterales que soporta son más grandes.

**Figura 7**  
*Deriva Inelástica en X*





**Figura 8**  
*Deriva Inelástica en Y*



El modelo con columnas de acero huecas presenta una reducción de aproximadamente 97 toneladas con respecto al modelo con columnas de acero rellenas de hormigón, lo cual representa una alternativa más eficiente debido a que, soporta las fuerzas sísmicas con menor cantidad de material, no obstante, para este modelo se consideraron secciones de mayor espesor, con poca disponibilidad en el mercado nacional, además, se debe tener en cuenta la cantidad de soldadura necesaria que depende del espesor del perfil y que afecta directamente el costo total de la estructura.

En la Tabla 11 se compara el costo entre las columnas CFST del Modelo 1 y columnas HSS del Modelo 3, obteniendo una reducción del 13.19% del costo para el modelo con columnas CFST frente al modelo con columnas HSS, que equivale a un ahorro de \$25,000 aproximadamente. Los precios se reflejan en dólares (USD).

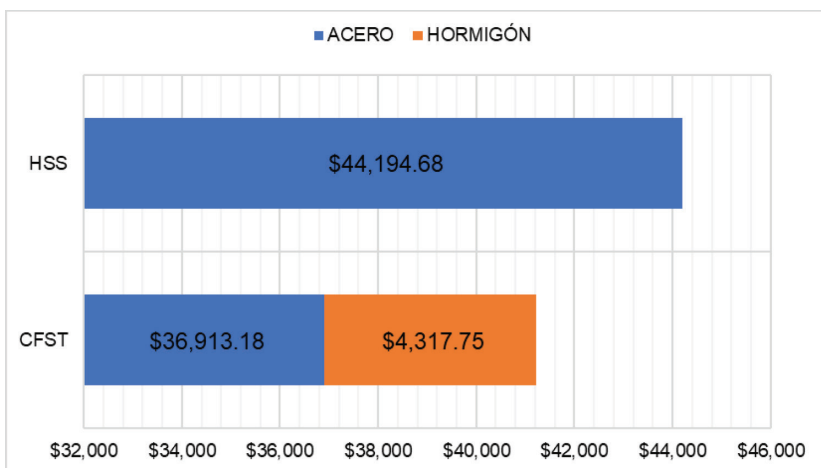
La Figura 9 muestra el costo en dólares (USD) de acero y hormigón utilizado para las columnas CFST del Modelo 1 y el costo de acero para las columnas HSS del Modelo 3.

En el Modelo 1 el uso de hormigón como relleno de las columnas de acero permite la reducción de espesores lo que significa un 16.48%

**Tabla 11**  
*Comparación Económica*

DIFERENCIA DE PRECIO CFST VS HSS	
MODELO 1 - CFST	MODELO 3 - HSS
\$163,615.74	\$188,466.19
Diferencia	
\$24,850.45	

**Figura 9**  
*Comparación Costo de Material*



de acero menos, que se traduce en un ahorro de \$7,281.50 respecto al Modelo 3, sin embargo, también se debe considerar el costo del hormigón de relleno valorado en \$4,317.75, obteniendo un ahorro neto de \$2,963.75 en material.

### 3.3 Resumen comparativo entre los tres modelos

Se presenta un cuadro comparativo con los resultados obtenidos para cada modelo analizado, además, debido a que uno de los objetivos de este trabajo es evaluar el aporte de las columnas compuestas, se compara un elemento sometido a las mismas solicitaciones de carga en cada estructura. Lo anterior se muestra en la Tabla 12. El costo se refleja en dólares (USD).

**Tabla 12**

*Matriz de Resultados*

	MODELO 1	MODELO 2	MODELO 3
<b>COLUMNAS RECTANGULARES DE ACERO</b>			
Tipo	Rellenas de Hormigón	Huecas	Huecas
Dimensiones [mm]	350x450x10	350x450x10	400x450x12
Capacidad a Compresión [Ton]	472.08	239.95	
<b>RESULTADOS</b>			
Número de pisos	5	5	5
Comportamiento Estructural	No presenta Torsión	No presenta Torsión	No presenta Torsión
Conexión Viga - Columna	Cumple	No Cumple	Cumple
Peso Propio [Ton]	543.11		446.02
Cortante Basal [Ton]	107.9	98.4	98.9
Deriva Inelástica Máxima	1.98%	2.22%	1.97%
Costo Material	Acero	\$36,913.18	\$44,194.68
	Hormigón	\$4,317.75	
Presupuesto	\$163,615.74		\$188,466.19

#### 4. Conclusiones

Como se observa para el Modelo 1 y 2, la presencia del hormigón en las columnas aumenta el peso total de una estructura en consecuencia su cortante basal aumenta, obteniendo fuerzas sísmicas laterales mayores, sin embargo, la presencia de este material en las columnas también aporta mayor capacidad a la estructura para soportar dichas fuerzas obteniendo menores desplazamientos.

Se obtuvieron los desplazamientos y derivas para cada modelo propuesto, determinando que el modelo con columnas CFST (Modelo 1) cumplió con el límite de derivas establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, mientras que el modelo de las mismas dimensiones con columnas HSS (Modelo 2) no cumplió con dicho límite, demostrando el aumento de rigidez lateral en uno de los sistemas estructurales debido a la presencia del núcleo de hormigón en las columnas.

En base al predimensionamiento de conexión viga-columna realizado a través de la norma AISC 341-22 que considera las propiedades modificadas para elementos compuestos, se evidenció que el hormigón aumenta la capacidad de la columna cumpliendo la condición columna fuerte - viga débil, mientras que, para las columnas sin núcleo de hormigón de las mismas dimensiones no se cumplió esta condición, como se muestra en la Tabla 12. Esto también se evidencia a través de los radios de capacidad obtenidos mediante el software donde las columnas HSS presentaron una menor capacidad frente a la demanda requerida.

Las columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón, presentaron un rango de incremento de 178% a 245% de su capacidad de carga a compresión, en comparación con las columnas de secciones rectangulares de acero huecas de las mismas dimensiones, esto puede atribuirse al confinamiento que brinda el acero al hormigón.

Para columnas rectangulares de acero huecas que cumplan con la capacidad de carga a compresión, conexión viga-columna y desplazamientos requeridos, se precisa perfiles de espesores mayores compensando así la ausencia del hormigón en estas, esto se evidencia en las secciones obtenidas para el Modelo 3.

El comportamiento estructural de los modelos con columnas rectangulares rellenas de hormigón es similar al de los modelos con columnas rectangulares de acero huecas, debido a que presentan una misma distribución de elementos estructurales, evidenciando, también que la presencia del núcleo de hormigón en las columnas no altera el comportamiento de una estructura, es decir, no existen diferencias significativas en las características de vibración entre este tipo de estructuras.

Se concluye que se puede obtener una estructura con columnas rectangulares de acero huecas que cumpla con los requerimientos de la normativa, y que resulte más liviana que una estructura con columnas rectangulares de acero rellenas de hormigón, por lo que, un punto determinante para elegir la mejor alternativa será su costo.

En base al análisis económico realizado para cada estructura, se obtuvo que, el Modelo 1 con columnas CFST presenta una reducción del 13.22% del costo total del Modelo 3 con columnas HSS equivalente a \$24,915.61 (USD), esta diferencia se debe al aumento de espesores en

los perfiles de acero y la cantidad de soldadura necesaria para conformar las columnas.

La estructura con columnas CFST (Modelo 1) presentó 16.47% menos peso de acero que la estructura con columnas HSS (Modelo 3), esto representa un ahorro de \$7,281.50 (USD), sin embargo, también se debe considerar el costo del hormigón valorado en \$4,317.75, obteniendo un ahorro total de \$2,963.75, concluyendo que, el costo de una columna CFST por unidad de resistencia es menor que una columna HSS, debido a que el costo del hormigón es menor al del acero.

### Referencias

- ANSI/AISC 341-22 (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI.
- ANSI/AISC 360-22 (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI.
- ASCE/SEI 7-16 (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE.
- ASCE/SEI 41-17 (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE.
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. 5ta edición. Alacero.
- Han, L., Li, W., & Bjorhovde, R. (2014). Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members. *Journal of Constructional Steel Research*, 100, 211–228. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.016>
- Hernández Figueirido, D. (2012). *Estudio experimental del pandeo de perfiles tubulares rectangulares de acero, rellenos de hormigón de alta resistencia, bajo carga axial y diagrama de momentos variables* [Tesis doctoral]. Universitat Politècnica de València, <https://doi.org/10.4995/Thesis/10251/14724>
- Hidalgo, G. (2017). *Comportamiento de tubos cuadrados de acero laminado en frío como conectores de cortante en entrepisos con vigas de acero en sección compuesta* [Tesis de grado, Universidad de Costa Rica]. BIBDIGITAL <https://repo.sibdi.ucr.ac.cr/handle/123456789/7459>.

- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. Fifth Edition, Ed. Alfaomega, p. 644.
- NEC-SE-CG (2024). “Cargas Generales”, *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEC-SE-DS (2015). “Peligro sísmico diseño sismo resistente”, *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- NEC-SE-EA (2024). “Estructuras de Acero”. *Norma Ecuatoriana de la Construcción, MIDUVI, Ecuador*.
- Quinde, P., & Reinoso, E. (2016). Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y Propuesta de Espectros de Diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería sísmica, 94*, 1-26. [https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2016000100001&script=sci\\_abstract&tlng=en](https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S0185-092X2016000100001&script=sci_abstract&tlng=en)
- Romero, M. L., Espinós, A., Lapuebla-ferri, A., Alberro, V., & Hospitaler, A. (2020). Recent developments and fire design provisions for CFST columns and slim- floor beams. *Journal of Constructional Steel Research, 172*, 106159. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106159>
- Segui, W. (2018). “Steel Design”, 6th Edition, Boston, USA, Ed. Cengage Learning, p. 591.
- Shaker, F. M., Daif, M. S., Deifalla, A. F., & Ayash, N. M. (2022). Parametric Study on the Behavior of Steel Tube Columns with Infilled Concrete—An Analytical Study. *Sustainability, 14*(21), 1-45.