



**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO**

**Colegio de Ciencias e Ingenierías: El Politécnico**

**Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas  
compuestas**

**Karol Alejandra Sánchez Abarca**

**Telmo Sánchez, PhD., Director de Tesis**

Tesis de grado presentada como requisito  
para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Quito, Diciembre 2015

**Universidad San Francisco de Quito  
Colegio de Ciencias e Ingeniería: El Politécnico**

**HOJA DE APROBACION DE TESIS**

**Diseño comparativo de estructuras de acero con y sin columnas  
compuestas**

**Karol Alejandra Sánchez Abarca**

Telmo Sánchez, PhD.  
Director de Tesis

.....

Fabrizio Yépez, PhD.  
Miembro del Comité de Tesis

.....

Fernando Romo, Msc.  
Miembro del Comité de Tesis  
Director de Ingeniería Civil

.....

Quito, Diciembre 2015

© DERECHOS DE AUTOR

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

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo de investigación en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Firma:

-----

Nombre: Karol Alejandra Sánchez Abarca

C. I.: 171883504-2

Fecha: Quito, Diciembre de 2015

Para Lía  
Todo lo que hago y haré  
Será siempre para ti  
Te amo pequeña

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer a mis padres, Sole y Gino, por su amor incondicional, por todas sus enseñanzas, paciencia y dedicación a largo de mi vida, por ser mi ejemplo en cada momento y convertirse en mi apoyo en cada paso. A mis hermanas, Michelle y Nicole, por todas las aventuras compartidas y por todo el cariño que me han demostrado siempre. Y a Fausto, por ser mi apoyo y mi cómplice en cada instante de nuestra vida juntos.

## Contenido

RESUMEN .....	7
ABSTRACT .....	8
INTRODUCCIÓN .....	9
1.1. ANTECEDENTES .....	9
NORMATIVAS DE DISEÑO .....	13
2.1. AISC 360-10 – SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS. ....	13
2.2. AISC 341-10 – SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS.....	19
2.3. EUROCÓDIGO 4 (E4): DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPUESTAS DE ACERO Y CONCRETO. ....	21
2.4. ACI 318-11 – REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO. ....	26
2.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA COMPUESTA.....	28
DISEÑO DE ESTRUCTURAS .....	32
3.1 DETERMINACION DE CARGAS .....	32
3.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	40
ANÁLISIS DE RESULTADOS .....	56
4.1. COMPARACIÓN EN PESO .....	57
4.2. COMPARACIÓN EN COSTO .....	58
CONCLUSIONES .....	61
BIBLIOGRAFÍA .....	64

## RESUMEN

A lo largo de los años, la industria de la construcción ha ido en constante crecimiento, lo que tiene como consecuencia que cada vez se busque realizar estructuras de mayor tamaño e importancia, pero que tengan un menor impacto económico sin que la eficiencia de estas se vea afectada. Es por esta razón que uno de los métodos de diseño que surgen de esta necesidad es el de utilizar elementos compuestos, acero-hormigón, principalmente en columnas. En este documento se presenta una recopilación de las principales normas que rigen este tipo de diseño. Se presenta un diseño comparativo, de una edificación de 6 pisos, de ocupación normal, con una altura de entrepiso de 2.80m, para esto se utiliza una selección de elementos para dos tipos de estructuras, una con elementos únicamente en acero, y la otra con columnas compuestas, al no existir una norma local para este tipo de diseño, se utiliza el código AISC 360-10 el cual se acopla de mejor manera a la realidad del Ecuador. Finalmente se realiza una comparación entre peso y costo de los elementos diseñados bajo las dos consideraciones de estructura.

## **ABSTRACT**

Along the years, construction industry has been in a constant growth, which has had as a consequence that, every time, designer seek to plan bigger and more important structures, but that they have little economical impact without having their efficiency compromised. For this reason, one of the methods that arise from this need is using composite elements, steel with concrete, mainly in columns. Throughout this document, a compilation of the principal international codes that control this method of design. A comparative design, for a building with 6 floors, normal occupancy, and level difference of 2.80m, a selection of elements for two different types of structures is used in this analysis, one with its elements design only in steel, and the other one using composite members. Code AISC 360-10 is used in the design, since there is no local code for it. Finally, a comparison in weight and cost for the designed elements is made.

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. ANTECEDENTES

“Una de las decisiones principales del diseñador estructural es la selección del material a utilizar en una construcción civil. (...) la meta central es tener una estructura construible, con un buen desempeño mientras soporta las cargas durante su vida útil, considerando todas las posibles variables que puedan afectar.” (Perea & León, 2007).

El desarrollo de la industria de la construcción ha causado que cada día el hombre vaya creando nuevas estructuras y de mayores tamaños buscando eficiencia y economía, “debido a la importancia [de estos aspectos] y [a la] estética, ingenieros y arquitectos recurren actualmente al diseño compuesto.” (Navarrete Bautista, 2003)

“Durante muchas décadas se han usado los perfiles estructurales de acero en combinación con concreto simple o reforzado. Originalmente el concreto se utilizaba para proporcionar protección contra el fuego y la corrosión en el acero, sin considerar sus efectos estructurales favorables.” (McCormac, 1991).

Si bien todos los elementos que componen una estructura son una parte importante de la misma, se toma especial atención a las columnas ya que éstas son los elementos que transmiten las cargas del edificio hacia la base. Desde hace algún tiempo atrás, países como Japón y Estados Unidos han implementado el uso de columnas compuestas, que están conformadas por perfiles de acero y hormigón armado. En el Ecuador, el uso de elementos

compuestos (columnas de sección rectangular rellenas de hormigón) se ha ido incrementado en el último tiempo, ya que al usar estos dos materiales y al lograr que trabajen juntos, las columnas adquieren características superiores a las que presentan cada uno de estos materiales por separado. “Es conocido por los especialistas en estructuras las ventajas [del concreto reforzado y al acero estructural]. El concreto reforzado es rígido, económico y con alta resistencia al fuego; mientras tanto, el acero estructural es resistente, dúctil y ligero.” (Perea & León, 2007)

Al utilizar estos materiales conjuntamente se logra un significativo aumento en la rigidez de los elementos en comparación a los elementos de acero únicamente. La razón más importante del uso e implementación de este tipo de columnas radica es su visible optimización del acero utilizado, lo que implica una reducción en el costo de la construcción. Sin embargo, deben cumplirse las normas de diseño sísmico además de las normas que se refieren a este tipo específico de columnas.

“Las columnas compuestas pueden usarse prácticamente en edificios altos y bajos. (...) En la construcción compuesta las secciones de acero soportan las cargas iniciales, incluido el peso de la estructura, las cargas de gravedad y laterales que ocurren durante la construcción y además el concreto que se cuela posteriormente alrededor del perfil de acero.” (McCormac, 1991)

## 1.2. JUSTIFICACION

Al momento de diseñar una estructura, una de las más importantes decisiones a tomarse es la selección del material principal con el cual se construirá la misma; esta decisión está muchas veces basada en razones tanto estructurales como económicas, teniendo en cuenta que se debe asegurar el desempeño de los componentes durante toda la vida útil de la estructura.

Si bien el hormigón ha sido uno de los materiales más utilizados por sus ventajas principalmente económicas, en la actualidad, el acero se ha ido abriendo camino por las bondades constructivas de resistencia, ductilidad y peso que presenta al momento de realizar un diseño; sin embargo, aún presenta dificultades por el elevado costo del material.

Si se combinan estos dos materiales de manera eficiente, se puede desarrollar un sistema estructural en el cual se aprovechen las características de cada uno de ellos y presente un mejor funcionamiento que el que presentaría una estructura similar construida con solo uno de los materiales.

Las columnas son los elementos estructurales que presentan mayor dificultad al momento del diseño pues se trabaja con elementos esbeltos sujetos a compresión axial por lo que la rigidez es uno de los parámetros primordiales en la selección de una sección transversal. Si se implementan el concreto y el acero de manera conjunta, se aumenta significativamente este parámetro además de presentar ventajas adicionales que no se observan en elementos de acero o concreto únicamente.

### **1.3. METODOLOGÍA**

En inicio se lleva a cabo una recopilación de antecedentes e información previa relacionada con la construcción de edificaciones en las que se implemente el diseño de columnas compuestas acero-concreto. Con esta información se elige el tipo de estructura a ser diseñado y analizado.

Una vez definida la estructura, se procede a realizar el diseño de dos estructuras prototipo, una con columnas de acero y la segunda con columnas compuestas, usando el programa de cálculo y diseño ETABS, cumpliendo con los parámetros establecidos tanto en normas nacionales (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15), como en normas internacionales (Specification for Structural Steel Buildings ANSI-AISC 360-10 y Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI-AISC 341-10).

Posterior al diseño se realiza un análisis comparativo del comportamiento de cada una de las estructuras frente a la misma sollicitación de carga.

Una vez realizado el análisis, se obtiene los resultados más representativos del mismo referente a las secciones y materiales utilizados en cada una de ellas, así como el peso final de las estructuras y se determinan a partir de éstos las conclusiones y recomendaciones correspondientes al diseño de edificios con columnas compuestas.

## **CAPITULO 2**

### **NORMATIVAS DE DISEÑO**

En este capítulo se resumen los puntos más importantes de las normativas analizadas bajo las cuales se realiza el diseño de columnas compuestas. Existen varias normas mediante las que se puede calcular y diseñar este tipo de elementos estructurales; sin embargo, se analizaron aquellas normas internacionales en base a las cuales se ha creado y modificado la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) actual.

#### **2.1.AISC 360-10 – SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS.**

Esta especificación es realizada por el American Institute of Steel Construction, y se presentan dos métodos de diseño: Diseño por Tensiones Admisibles (ASD) y Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

El capítulo I “Diseño de Miembros de Sección Compuesta” está dedicado al diseño y cálculo de miembros compuestos formados por perfiles de acero o secciones tubulares y concreto y al diseño de vigas compuestas. A continuación se analiza los puntos referentes a los elementos en compresión.

##### **1) Determinación de la resistencia nominal de secciones compuestas.**

Para calcular la resistencia nominal de una sección compuesta se admiten 2 métodos: el método de la distribución de las tensiones plásticas y el método de la compatibilidad de deformaciones.

“Para el método de distribución de las tensiones plásticas, la resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión  $f_y$  en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión de  $0,85f'_c$ . En el caso de secciones tubulares redondas, rellenas de concreto se permite emplear una tensión de  $0,95f'_c$ , para tomar en cuenta los efectos de confinamiento en las componentes de concreto sometidas a compresión por fuerzas axiales y/o por flexión.” (AISC, 2010)

Este método se basa en suponer un comportamiento rígido-plástico de todos los materiales y una deformación axial unitaria en toda la sección.

“En el caso del método de compatibilidad de las deformaciones, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de  $0,003$  mm/mm. Las relaciones tensión-deformación del acero y del concreto deben ser obtenidas de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.” (AISC, 2010)

En el método de la compatibilidad de deformaciones se asume que el hormigón y el acero se deforman lo mismo, es decir tienen una adherencia perfecta. Sin embargo, este método es utilizado con mayor frecuencia para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y en los casos en los que no se demuestra un comportamiento elástico-

plástico del acero, la cual es una condición fundamental al momento de emplear el método anterior.

Uno de los puntos más importantes al momento de iniciar el diseño de un elemento compuesto sometido a carga axial, es su clasificación para pandeo local, ya que de este factor dependen las fórmulas que se deben aplicar para cada uno de los casos.

La Tabla 1 muestra los parámetros bajo los cuales se clasifican las columnas de acero rellenas de hormigón como compactas, no compactas o esbeltas, según su origen, es decir si son secciones tubulares rectangulares o secciones cajón o si son secciones redondas.

**Tabla 1: Razones ancho-espesor límites para elementos de acero comprimidos en miembros sujetos a compresión axial.**

Descripción del Elemento	Razón Ancho-espesor	$\lambda_p$ Compacto/ No compacto	$\lambda_r$ No compacto/ Esbelto	Máximo Permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme	$b/t$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) redondas	$D/t$	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

La clasificación se realiza al comparar la relación ancho-espesor de un elemento con cada uno de los factores de compactes según la tabla.

Además de esta clasificación un limitante para el diseño de estos elementos es que el área transversal de la sección de acero debe ser por lo menos el 1% del área total de la sección compuesta. (AISC, 2010).

Una vez que se han cumplido con estas condiciones iniciales se puede proceder a realizar los cálculos.

i) Resistencia a la compresión:

La resistencia de diseño de compresión se determina para el estado límite de pandeo local basado el esbeltez de la columna según:

a) Si  $\frac{P_p}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_p \cdot 0.658 \frac{P_p}{P_e}$$

b) Si  $\frac{P_p}{P_e} > 2.25$

$$P_n = 0.877 P_e$$

Las fórmulas empleadas describen a continuación:

Para secciones compactas:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares y  $0.95$  para secciones circulares.

En donde:

$f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero

$A_s$ : área transversal de la sección de acero

$f'_c$ : resistencia a la compresión del hormigón

$A_c$ : área de la sección transversal de hormigón

$A_{sr}$ : área transversal de la sección del acero de refuerzo

$E_c$ : modulo de elasticidad el hormigón

$E_s$ : módulo de elasticidad del acero

Para secciones no compactas:

$$P_p = P_p - \frac{P_p - P_y}{\lambda_r - \lambda_p} \lambda - \lambda_p^2$$

$$P_y = f_y A_s + 0.7 f_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

En donde:

$\lambda_r, \lambda_p, \lambda$  son las razones de esbeltez determinadas mediante la Tabla 1

Para secciones esbeltas:

$$P_y = F_{cr} A_s + 0.7 f_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

En secciones rectangulares rellenas

$$F_{cr} = \frac{9.0 E_s}{\frac{b}{t}^2}$$

Para secciones redondas rellenas:

$$F_{cr} = \frac{0.72 f_y}{\frac{D}{t} \frac{f_y}{E_s}^{0.2}}$$

Una vez que se ha obtenido el valor de  $P_p$  para la sección compuesta, se debe encontrar la relación de este con la carga crítica de pandeo elástico, la cual se define como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{kL^2}$$

$E I_{eff}$ : rigidez efectiva de la sección compuesta

$$E I_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$k$ : factor de longitud efectiva

$L$ : longitud no arriostrada lateralmente del miembro

$C_3$ : coeficiente de cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión.

$$C_3 = 0.6 + 2 \frac{A_s}{A_c + A_s} \leq 0.9$$

Con esta relación entre la resistencia a compresión y la resistencia crítica de pandeo elástico, se puede seleccionar la fórmula, de las mencionadas al inicio de la sección, mediante la cual se debe calcular la resistencia de diseño a compresión  $\phi_c P_p$  donde  $\phi_c = 0.75$  en el método de diseño LRFD, o para el método de diseño ASD, la resistencia admisible de compresión  $\frac{P_p}{\Omega_c}$  donde  $\Omega_c = 2.00$

ii) Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción de miembros compuestos cargados axialmente se determina mediante el estado límite de fluencia únicamente de la sección transversal de acero que compone la misma, esta se define como:

$$P_{nt} = A_s f_y + A_{sr} f_{yr}$$

Los coeficientes para obtener la resistencia de diseño a la tracción son  $\phi_t = 0.90$  para LRFD y  $\Omega_t = 1.67$  para ASD.

## **2.2. AISC 341-10 – SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS**

Esta especificación presenta las normativas que deben cumplir los elementos estructurales de acero, en las zonas de construcción consideradas sísmicas.

El capítulo aplicable a la construcción compuesta es el capítulo D: “Requerimientos de diseño para miembros y conexiones en general”. En esta sección se describe que los elementos deben cumplir, además de las normas descritas en la especificación AISC 360, las normativas sísmicas aplicables.

Para los elementos compuestos, se determina que deben ser clasificados en miembros moderadamente dúctiles, y en miembros altamente dúctiles según la tabla 2 a continuación:

Tabla 2: Clasificación sísmica para ductilidad

	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
Stiffened Elements	Webs of rolled or built-up I-shaped sections used as beams or columns <sup>14</sup>	$h/t_w$	For $C_s \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.83C_s)$	For $C_s \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E/F_y}(1-2.75C_s)$	
	Side plates of boxed I-shaped sections used as beams or columns	$h/t$	For $C_s > 0.125$ $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_s)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	For $C_s > 0.125$ $1.12\sqrt{E/F_y}(2.33-C_s)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Webs of built-up box sections used as beams or columns	$h/t$	where $C_s = \frac{P_s}{0_c P_y}$ (LRFD) $C_s = \frac{\Omega_c P_s}{P_y}$ (ASD)	where $C_s = \frac{P_s}{0_c P_y}$ (LRFD) $C_s = \frac{\Omega_c P_s}{P_y}$ (ASD)	
	Webs of H-Pile sections	$h/t_w$	$0.94\sqrt{E/F_y}$	not applicable	
	Walls of round HSS	$D/t$	$0.038E/F_y$	$0.044E/F_y$ [*]	
Composite Elements	Walls of rectangular filled composite members	$b/t$	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Walls of round filled composite members	$D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

La especificación determina que las columnas compuestas rellenas de hormigón, definidas como moderadamente dúctiles y altamente dúctiles deben cumplir con las normas establecidas en el literal D1.4c del mismo capítulo; en este se estipula que el diseño de estos elementos estructurales debe cumplir con las pautas de la especificación AISC-360, con la diferencia de que la resistencia nominal al cortante de la columna compuesta será la resistencia nominal del área efectiva del acero estructural únicamente.

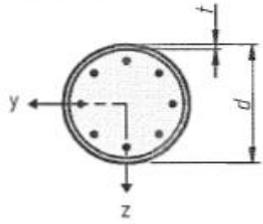
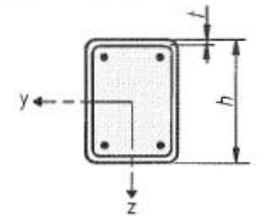
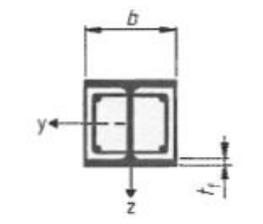
### **2.3. EUROCÓDIGO 4 (E4): DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPUESTAS DE ACERO Y CONCRETO.**

En la sección 6.7 “Columnas compuestas y miembros compuestos a compresión” se encuentran las normativas de diseño aplicables al tipo de columnas objeto de este estudio que cumplan con las siguientes condiciones:

- Columnas y elementos a compresión formados con acero estructural grado S235 a S460.
- El radio de contribución de acero,  $\delta$ , se encuentra en el siguiente rango:  $0.2 \leq \delta \leq 0.9$

Para el diseño de columnas compuestas, se especifican dos métodos, el método general y el método simplificado. Para los dos métodos, se debe tomar en consideración los efectos de del pandeo local de la sección de acero, sin embargo se pueden omitir estos efectos en los casos de columnas de acero completamente embebidas en el concreto, o cuando no se exceden las relaciones máximas descritas en la tabla 3.

Tabla 3: Relación máxima ( $d/t$ ,  $h/t$ ,  $b/t$ ) para omitir efectos de pandeo local

Cross-section	Max ( $d/t$ ), max ( $h/t$ ) and max ( $b/t$ )
Circular hollow steel sections 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Rectangular hollow steel sections 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Partially encased I-sections 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

### 2.3.1. Método simplificado

Este método se puede emplear únicamente para secciones compuestas de doble simetría y de sección transversal uniforme a lo largo de todo el miembro, el cual este formado por elementos rolados, conformados en frío o soldados; si algún elemento no está unido al miembro se debe utilizar el método general para el diseño.

Las condiciones que debe cumplir el miembro compuesto son:

- La esbeltez relativa  $\lambda$  debe ser menor a 2.0
- El refuerzo longitudinal que puede ser utilizado en el cálculo no debe exceder el 6% del área transversal de concreto.
- La relación entre el ancho y el espesor de la sección compuesta debe estar dentro de los límites 0.2 y 5.0

### a) Resistencia plástica de la sección transversal

La resistencia plástica nominal a la compresión de un miembro compuesto se debe obtener mediante la suma de la resistencia de cada uno de los elementos que lo componen.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$$

En donde:

$N_{pl,Rd}$ : resistencia plástica nominal a la compresión.

$A_a$ : área de acero estructural de la sección transversal.

$f_{yd}$ : esfuerzo de fluencia del acero estructural

$A_c$ : área de concreto de la sección transversal

$f_{cd}$ : resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.

$A_s$ : área de acero de refuerzo de la sección transversal.

$f_{sd}$ : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

El coeficiente 0.85 aplica para columnas de acero total o parcialmente embebidas en el hormigón; para columnas rellenas de hormigón el valor de este coeficiente debe ser 1.0.

La curva de interacción del elemento compuesto puede ser calculada asumiendo bloques rectangulares de esfuerzo. La resistencia a la tensión del concreto debe ser omitida y se debe tomar en cuenta la resistencia al cortante cuando esta no exceda el 50% de la resistencia al cortante de la sección transversal de acero.

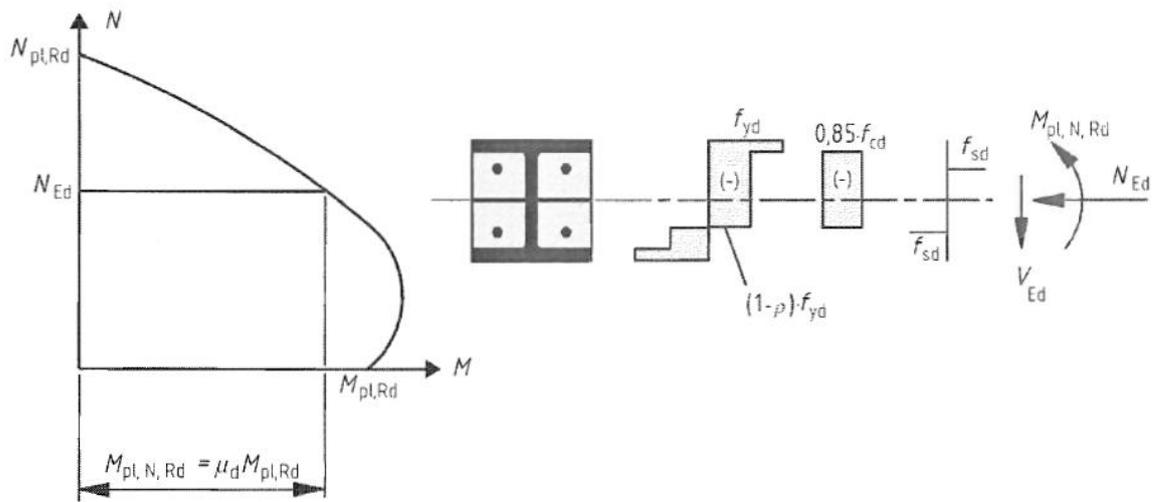


Ilustración 1: Curva de Interacción sección compuesta

**b) Rigidez efectiva a la flexión, radio de contribución de acero y esbeltez relativa.**

El radio de contribución de acero  $\delta$  se calcula mediante:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$$

La esbeltez relativa en el plano de pandeo se determina por:

$$\lambda = \frac{\overline{N_{pl,Rk}}}{N_{cr}}$$

En donde:

$N_{pl,Rk}$ : resistencia plástica nominal calculada con valores característicos en lugar de esfuerzos de diseño.

$N_{cr}$ : la fuerza normal crítica, calculada utilizando la rigidez efectiva  $EI_{eff}$

$$EI_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_c E_{cm} I_c$$

Donde:

$E_a, E_s, E_{cm}$ : modulo de elasticidad del acero estructural, acero de refuerzo y

*concreto respectivamente.*

*$I_a, I_s, I_c$ : momento de inercia de la sección transversal del acero estructural, acero de refuerzo y concreto respectivamente.*

*$K_c$ : factor de corrección igual a 0.6*

### **2.3.2. Método general**

En el método general de diseño se incluyen las columnas cuya sección transversal no es uniforme a lo largo de todo el miembro y columnas asimétricas. Para este método se debe tomar en consideración los efectos de segundo orden.

Para este método de diseño se requiere de un análisis numérico para poder ser verificado, por lo que la norma no especifica fórmulas mediante las cuales realizar el cálculo, pero se establecen los lineamientos a través de los cuales se debe realizar el diseño, los cuales son:

- Los efectos de segundo orden deben ser considerados en cualquier dirección de falla si esta afecta la estabilidad estructural significativamente.
- Las fuerzas internas deben ser determinadas mediante un análisis elasto-plástico.
- Se asume que las secciones planas permanecen planas.
- La resistencia a la tensión del concreto debe ser omitida. La influencia del incremento de la tensión entre las grietas de concreto puede ser utilizada en el cálculo.

- Los efectos de contracción y relajación se pueden considerar siempre y cuando estos afecten a la estabilidad estructural significativamente.

(UE, 2009)

#### 2.4. ACI 318-11 – REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL Y COMENTARIO.

En el capítulo 10 “Flexión y cargas axiales”, en la sección 10.13 “Elementos compuestos sometidos a compresión” se enumeran y describen las consideraciones y requerimientos necesarios para el diseño de columnas mixtas.

“Para determinar la resistencia de los elementos compuestos, esta debe calcularse con las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzados” (ACI, 2011) . Adicionalmente se estipulan limitaciones de material que deben cumplirse en el diseño de columnas mixtas según aplique, estas condiciones son:

- a) Para evaluar los efectos de esbeltez, el radio de giro de la sección compuesta no debe exceder el valor determinado por:

$$r = \frac{\sqrt{E_c I_{g5} + E_s I_{sx}}}{\sqrt{E_c A_{g5} + E_s A_{sx}}}$$

- b) Se permite utilizar las barras longitudinales localizadas dentro de un núcleo de acero para el cálculo de  $A_{sx}$  e  $I_{sx}$  para determinar la

resistencia del elemento, sin embargo para el cálculo de esbeltez no se puede sumar la contribución de estos elementos.

- c) La resistencia de fluencia del núcleo de acero estructural no debe exceder de 350MPa.
- d) La cuantía de acero de refuerzo debe tener un área mínima de 0.01 pero no mayor a 0.08 veces el área neta de la sección transversal de concreto.

El apartado 10.13.6 – núcleo de concreto confinado en acero estructural, establece las limitaciones geométricas para las columnas objeto de este estudio, las cuales son:

Para columnas de sección rectangular:

$$b \frac{\overline{f_y}}{3E_s}$$

Para cada cara de ancho b.

Y para columnas de sección circular:

$$h \frac{\overline{f_y}}{8E_s}$$

Donde h es el diámetro de la sección.

## 2.5. EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA COMPUESTA

Columna 40x30 cm rellena de hormigón, formada por 4 placas, 2 placas de 40 cm y 2 placas de 27.6cm en espesor 12mm, acero A572-50, longitud 2.80m

El diseño se lo realiza en base a la normativa AISC 360-10.

### a. Límites

Para columnas compuestas, el área de acero de la sección transversal debe ser por lo menos el 1% del área total de la sección compuesta.

$$Área_{total} = 40cm \times 30cm = 1200cm^2$$

$$Área_{acero} = 2 \cdot 40cm \times 1.2cm + 2 \cdot 27.6cm \times 1.2cm = 162.24cm^2$$

$$\frac{A_s}{A_t} = \frac{162.24}{1200} = 0.1352 = 13.52\% > 1\%$$

Clasificación para pandeo local: (Tabla 1)

$$\frac{b}{t} = \frac{40cm}{1.2cm} = 33.33$$

$$\lambda_p = 2.26 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 2.26 \frac{\sqrt{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 55.23$$

$$\lambda_r = 3.00 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 3.00 \frac{\sqrt{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 73.32$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p \text{ y } \frac{b}{t} < \lambda_r \therefore \text{columna compacta}$$

## b. Resistencia a Compresión

Para secciones compactas:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}$$

Al no tener acero de refuerzo longitudinal la expresión se reduce a:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c A_c$$

$C_2 = 0.85$  para secciones rectangulares

$$P_p = 3515.28 \frac{kg}{cm^2} \times 162.24 cm^2 + 0.85 \cdot 210 \frac{kg}{cm^2} \times 1037.76 cm^2$$

$$P_p = 755559.19 kg$$

Se debe calcular la carga crítica de pandeo elástico:

$$P_e = \frac{\pi^2 E I_{eff}}{KL^2}$$

$$E I_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \frac{A_s}{A_c + A_s} \leq 0.9$$

$$\therefore C_3 = 0.6 + 2 \frac{162.24 cm^2}{1200 cm^2} = 0.87 \leq 0.9$$

$$E I_{eff} = 2100000 \frac{kg}{cm^2} \times 24122.99 cm^4 + 0.87 \cdot 275313.55 \frac{kg}{cm^2} \times 65877.00 cm^4$$

$$E I_{eff} = 6.4974 * 10^{10} kg cm^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 \times 6.4974 * 10^6 kg cm^2}{280 cm^2} = 8.179 * 10^6 kg$$

Se determina la relación entre la resistencia nominal a la compresión y la resistencia crítica de pandeo elástico.

$$\rightarrow \frac{P_p}{P_e} = \frac{755559.19kg}{8.179 * 10^6kg} = 0.09 < 2.25$$

$$\therefore P_n = P_p \cdot 0.658^{\frac{P_p}{P_e}} = 755559.19kg \cdot 0.658^{0.09}$$

$$P_n = 727627.03kg$$

$$\phi_c P_n = 0.75 \times 727627.03kg$$

$$\phi_c P_{nc} = 545720.27kg$$

### c. Resistencia a la Tracción

$$P_{nt} = A_s f_y + A_{sr} f_{yr}$$

$$P_{nt} = 162.24cm^2 \times 3515.28 \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_{nt} = 570319.02kg$$

$$\phi_t P_{nt} = 0.9 \times 570319.02kg$$

$$\phi_t P_{nt} = 513287.12kg$$

Adicionalmente, se debe clasificar a la sección compuesta para ductilidad según los parámetros establecidos en la norma AISC 341-10, específicamente en la tabla 2: Límites relación ancho-espesor, de la cual para miembros compuestos rectangulares se obtiene:

$$\frac{b}{t} = \frac{40cm}{1.2cm} = 33.33$$

(a) Limite para miembros altamente dúctiles:

$$\lambda_{hd} = 1.40 \frac{\overline{E}}{f_y}$$

$$\lambda_{hd} = 1.40 \frac{\overline{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 34.21$$

(b) Limite para miembros moderadamente dúctiles:

$$\lambda_{md} = 2.26 \frac{\overline{E}}{f_y}$$

$$\lambda_{md} = 2.26 \frac{\overline{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 55.23$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_{hd} \quad \therefore \text{columna altamente dúctil}$$

## **CAPITULO 3**

### **DISEÑO DE ESTRUCTURAS**

En el presente trabajo, se realizará el diseño comparativo de un edificio de 6 pisos, de ocupación normal, con una altura de entrepiso de 2.80m, con una luz máxima de viga de 6.30m, la estructura estará formada por perfiles de acero formados por placas, con la diferenciación en las columnas en las que se utilizará columnas de acero y columnas compuestas. Se establece que la estructura estará ubicada en territorio ecuatoriano, por lo que sus características de diseño deben estar regidas principalmente por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), y en los casos en los que no se pueda aplicar esta, se regirá por las normas del código AISC 360-10 y AISC 340-10, esto con la premisa de que la normativa nacional está basada principalmente en esta norma internacional.

#### **3.1 DETERMINACION DE CARGAS**

En una estructura, sin diferencia del material del que esté construido, actúan tres tipos de cargas estáticas, carga viva, carga muerta y carga sísmica, las mismas que son definidas y determinadas a continuación.

##### **3.1.1 Carga Viva**

La carga viva de una estructura depende de la ocupación y uso que se vaya a dar a la misma. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), esta carga “está conformada por los pesos de las

personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.” (NEC, 2015)

A esta carga se la define como temporal, ya que el uso y los objetos que se encuentren en la edificación pueden variar a lo largo de su vida útil; esto hace que determinarla con precisión sea considerablemente difícil, es por esto que las normas y códigos de diseño tanto nacionales como internacionales usan un coeficiente de mayoración de cargas mayor al que se utiliza con los otros tipos de cargas.

Se define que el uso de las estructuras a ser diseñadas será de departamentos para vivienda, por lo tanto, según la tabla 9 de la NEC, se recomienda utilizar una carga de  $2.0 \frac{kN}{m^2} = 0.2 \frac{T}{m^2}$ .

### **3.1.2 Carga Muerta**

“Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales que actúan en permanencia sobre la estructura.” (NEC, 2015). En este tipo de carga se considera el peso propio de la estructura y el peso de todo tipo de instalaciones eléctricas, sanitarias, etc., además de los muros, mampostería y acabados que se le dé a la misma. Esta carga se define como permanente, ya que los objetos utilizados para determinarla no sufren cambios a lo largo de la vida útil de la estructura, o en caso de sufrirlos, no tienen un impacto significativo en la carga aplicada ya que estos cambios generalmente radican en la sustitución de un elemento por otro, más no en la adición de estos.

A diferencia de la carga viva, esta carga se puede determinar con mayor precisión, ya que se puede conocer el peso de cada uno de los elementos que forman parte de este estado de carga.

Ya que el diseño de las estructuras se lo realizará mediante el programa de modelamiento ETABS, cabe recalcar que no es necesario calcular el peso propio de la estructura, ya que el programa lo calcula automáticamente; sin embargo, se debe añadir un estado de carga que contenga el peso de los demás elementos mencionados anteriormente, el cual se obtuvo como se describe a continuación.

- *Enlucido y masillado*  $2\text{cm} : 1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.02\text{m} \times 2.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 0.044 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$
- *Recubrimiento Piso:*  $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.02\text{m} \times 2.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 0.044 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$
- *Peso Mamposteria:*  $0.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$  *valor asumido*
- *Peso Cielo falso:*  $0.015 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$  *valor asumido*

$$\text{Carga Muerta} = 0.044 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} + 0.044 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} + 0.2 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} + 0.015 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} = 0.303 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

### 3.1.3 Carga Sísmica

Considerando que el territorio ecuatoriano se encuentra en una zona sísmica, se deben determinar las cargas laterales que se producen en una estructura en el momento de un fenómeno de esta naturaleza.

La determinación de estas cargas se la puede realizar mediante dos tipos de análisis: análisis estático y análisis dinámico.

El análisis estático se realiza mediante el cálculo de las carga laterales equivalente que se aplican en cada uno de los pisos de la estructura, para esto se debe especificar el cortante basal, definido como la “fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura” (NEC, 2015), para lo cual la NEC determina la siguiente fórmula:

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e}W$$

En donde:

*I*: Factor de importancia de la estructura.

*S<sub>a</sub>*: Aceleración espectral del espectro de respuesta elástico de diseño

*R*: Factor de reducción de resistencia estructural.

*ϕ<sub>p</sub>*: Factor de irregularidades en planta

*ϕ<sub>e</sub>*: Factor de irregularidades en elevación

*W*: Peso de la estructura.

Cada uno de estos valores se determina de acuerdo a las normativas y clasificaciones dadas en tablas en la NEC, en el capítulo “Peligro Sísmico- NEC-SE-DS”.

El factor de importancia, *I*, incrementa la demanda sísmica de diseño según las características y, como su nombre mismo lo indica, la importancia de la estructura en caso de un evento sísmico. La estructura a ser diseñada en esta tesis, al ser de carácter residencial, por lo tanto, tiene un factor o coeficiente de importancia igual a 1.0.

El factor de reducción de resistencia sísmica, R, debido a las características propias de la estructura, se lo determina con un valor de 7, según las tablas en la NEC.

Los coeficientes  $\phi_p$  y  $\phi_e$  se los toma con un valor de 1.0 ya que la estructura no presenta ningún tipo de irregularidad en planta o en elevación.

Para determinar el valor de  $S_a$  se deben utilizar las ecuaciones de aceleración espectral, considerando un amortiguamiento del 5% con respecto al amortiguamiento crítico, dada por la NEC.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \frac{T_c^r}{T} \quad \text{para } T > T_c$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$$

En donde:

*Z*: aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

*F<sub>a</sub>, F<sub>d</sub>, F<sub>s</sub>*: coeficiente de amplificación de suelo, dependen de la zona sísmica.

*T<sub>c</sub>*: período límite de vibración.

*T*: período de vibración de la estructura.

*r*: factor usado en el espectro de diseño elástico.

*η*: valor de la relación de amplificación espectral.

Se realiza el análisis para el proyecto a ser construido en la ciudad de Quito, las características de suelo más común para la zona es de tipo D, con una zona sísmica V. Usando esta información sobre la localización del edificio, se procede a ingresar en las tablas de

coeficientes de perfil de suelo y de peligro sísmico, de donde se obtiene los valores de:

$$F_a = 1.2$$

$$F_d = 1.19$$

$$F_s = 1.28$$

$$\eta = 2.48$$

$$Z = 0.40$$

$$r = 1.00$$

El período de vibración de la estructura, de acuerdo con lo estipulado en la NEC, se puede estimar mediante la siguiente fórmula:

$$T = C_t h_m^\alpha$$

En donde:

$h_m$ : altura máxima de la estructura

$C_t, \alpha$ : coeficientes de acuerdo al sistema estructural.

Por lo tanto se obtiene que la estimación del período de vibración de la estructura a diseñar, con pórticos especiales de acero:

$$T = 0.08 \ 16.80m^{0.75} = 0.664 \ s.$$

Entonces se calcula el periodo  $T_c$ .

$$T_c = 0.55 \ 1.28 \ \frac{1.19}{1.20} = 0.698 \ s.$$

Se obtiene que  $T < T_c$  por lo tanto la aceleración espectral del espectro de respuesta elástica de diseño se calcula mediante:

$$S_a = \eta Z F_a = 2.48 \times 0.4 \times 1.2 = 1.1904$$

Con estos datos ya se puede proceder a calcular el cortante basal de la estructura, el mismo que se obtiene como una función del peso de la misma.

$$V = \frac{IS_a}{R\phi_p\phi_e} W = \frac{1.00 \times 1.1904}{7 \times 1.00 \times 1.00} W = 0.170W$$

### 3.1.4 Análisis Modal Espectral

El análisis sísmico mediante el cual se diseñan estructuras se realiza “comúnmente” para un evento con un 10% de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. La probabilidad de ocurrencia para un sismo con estas características se puede calcular de la siguiente forma:

$$P_{co}t = 1 - \frac{1^t}{T_r}$$

$$P_{oc}t = 1 - P_{ext}$$

En donde:

$P_{oc}$ : probabilidad de ocurrencia

$t$ : tiempo de exposición

$T_r$ : tiempo de retorno del evento sísmico

$P_{ex}$ : probabilidad de excedencia

Por lo que se obtiene que:

$$1 - P_{ext} = 1 - \frac{1^t}{T_r}$$

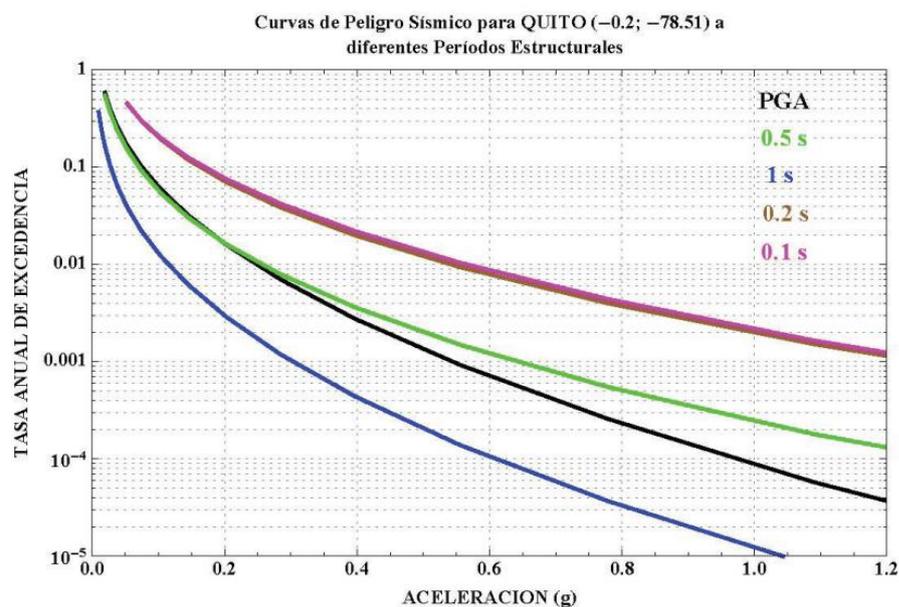
$$1 - 0.1 = 1 - \frac{1^{50}}{T_r}$$

$$0.90^{1/50} = 1 - \frac{1}{T_r}$$

$$\frac{1}{T_r} = 0.0021$$

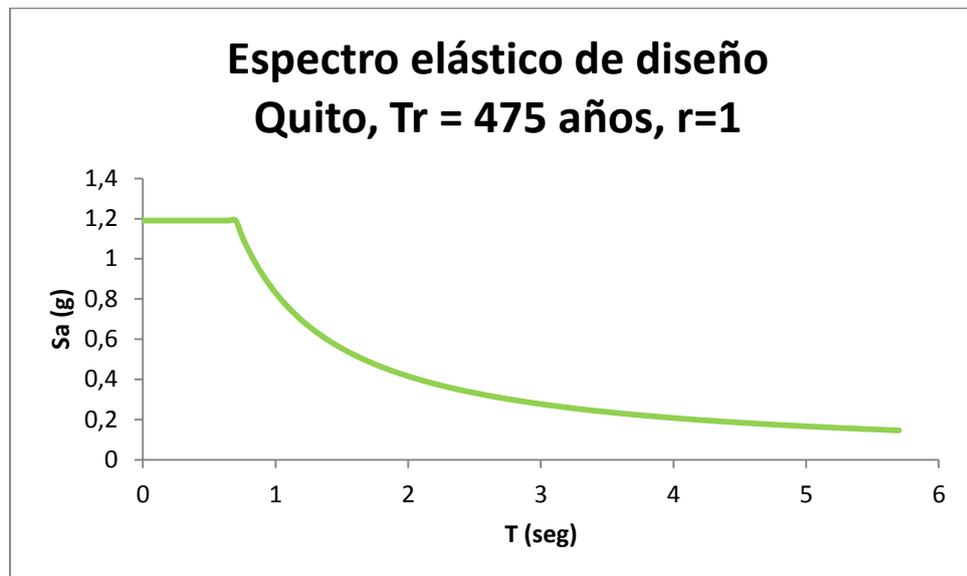
La probabilidad de excedencia anual de un evento sísmico se define como el inverso del tiempo de retorno de este; cabe recalcar que la probabilidad de excedencia en un tiempo  $t$ , es diferente de la probabilidad de excedencia anual, la cual expresa este valor para un período de 1 año.

Una vez obtenida la probabilidad de excedencia anual del sismo de diseño, y tomando el valor de  $Z$  obtenido anteriormente, se procede a ingresar estos datos en las curvas de peligro sísmico proporcionadas en la NEC, en el apéndice 10.4, tomando la curva correspondiente a la zona para la cual se está realizando el diseño, para obtener el valor de la aceleración máxima en el terreno (PGA por sus siglas en inglés).



**Ilustración 2: Curva de Peligro Sísmico para Quito (Tomado de NEC, 2015)**

Con esta información se procede a construir el espectro elástico de diseño para un evento sísmico con las características descritas al inicio de este apartado.

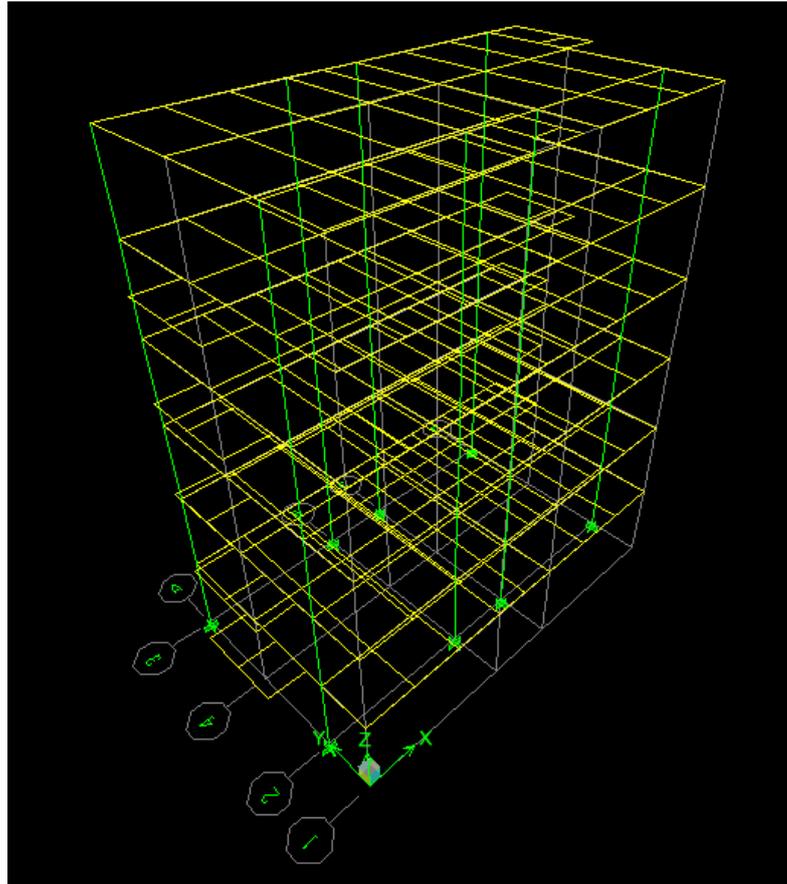


**Ilustración 3: Espectro elástico de diseño para la ciudad de Quito, probabilidad de excedencia 10%.**

### **3.2 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

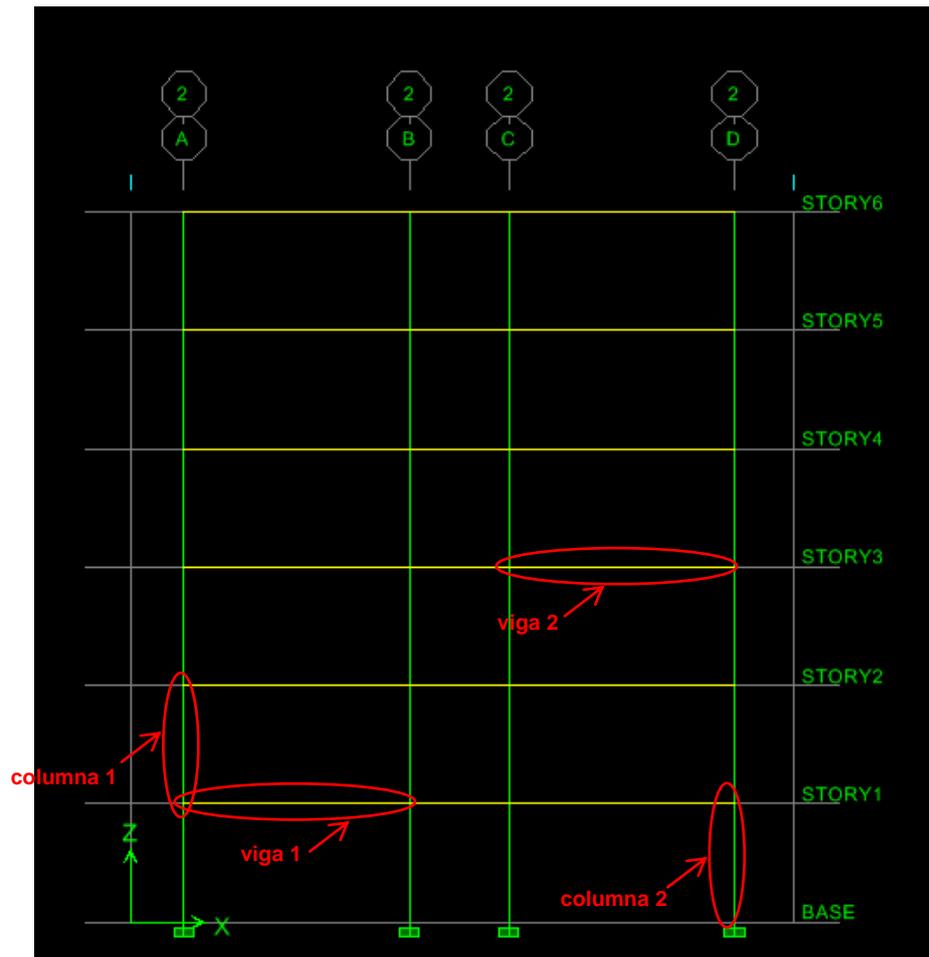
Una vez que se determinaron todas las cargas que se aplicarán sobre la estructura, se procede a elaborar el modelo de análisis en el programa de cálculo ETABS, en este se ingresa toda la información del edificio.

El modelo realizado en ETABS es el siguiente:



**Ilustración 4: Modelo de la estructura en ETABS**

Para realizar el diseño de las edificaciones, tanto para estructuras con columnas de acero como con columnas compuestas, se procede a escoger 2 vigas y 2 columnas para realizar el análisis; estos elementos estructurales pertenecen a un pórtico de momento para carga sísmica, dado que, en caso de un evento de esta naturaleza, estos pórticos son los que reciben una mayor cantidad de carga y deben tener un mejor comportamiento estructural. Los elementos estructurales se toman del pórtico en el eje 2, pues en este eje se encuentra el primer eje de columnas de la estructura.



**Ilustración 5: Eje 2 de estructura. Elementos a diseñarse identificados.**

Del software de cálculo se obtienen las cargas actuantes en los elementos seleccionados, los mismos que se resumen en los siguientes cuadros:

**Tabla 4: Cargas actuantes en elementos estructurales a diseñarse – estructura con columnas compuestas**

	<b>Columna 1</b>	<b>Columna 2</b>	<b>Viga 1</b>	<b>Viga 2</b>
<b>Longitud (m)</b>	2.80	2.80	5.30	5.30
<b>P (T)</b>	-179.92	-199.55	0.092	0.016
<b>M<sub>1</sub> (Tm)</b>	-2.20	-1.02	-13.82	-13.71
<b>M<sub>2</sub> (Tm)</b>	-4.87	-0.836	$-4.15 \cdot 10^{-3}$	$-6.40 \cdot 10^{-4}$
<b>V<sub>1</sub> (T)</b>	-1.52	0.43	14.27	11.17
<b>V<sub>2</sub> (T)</b>	-3.27	0.84	$2.84 \cdot 10^{-4}$	$5.22 \cdot 10^{-4}$

**Tabla 5: Cargas actuantes en elementos estructurales a diseñarse – estructura con columnas de acero**

	<b>Columna 1</b>	<b>Columna 2</b>	<b>Viga 1</b>	<b>Viga 2</b>
<b>Longitud (m)</b>	2.80	2.80	5.30	5.30
<b>P (T)</b>	-196.62	-198.26	0.029	0.099
<b>M<sub>1</sub> (Tm)</b>	1.14	-9.43	-12.10	-12.91
<b>M<sub>2</sub> (Tm)</b>	11.18	-2.63	-0.014	$3.01 \cdot 10^{-5}$
<b>V<sub>1</sub> (T)</b>	-1.35	0.93	-7.20	7.54
<b>V<sub>2</sub> (T)</b>	-2.95	1.52	-0.017	$-6.03 \cdot 10^{-4}$

### 3.2.1 Diseño de elementos en acero – columnas compuestas

Con los datos descritos en la tabla 4, se procede a realizar el diseño de los elementos. Debe tomarse en cuenta que los mismos serán fabricados con acero ASTM A572-50.

- **Columna 1**

Inicialmente se asume una relación de esbeltez para la columna, la cual, para un elemento de 2800mm, está entre 50 y 60, por lo que para el predimensionamiento del elemento se tomará como 55. Este valor se ingresa en la tabla 4-22 “Estrés crítico para miembros a compresión”, en el código AISC, y se obtiene el esfuerzo admisible de compresión para este elemento.

$$\phi_c F_{cr} = 36.1 \text{ ksi} = 2538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con este valor obtenemos un aproximado del área del elemento requerida:

$$A_{req} = \frac{P}{\phi_c F_{cr}} = \frac{179920 \text{ kg}}{2538 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 70.89 \text{ cm}^2$$

Se propone entonces una sección 30x30x6 que tiene un área de acero de 71.85cm<sup>2</sup>. Inicialmente se considera que debe cumplirse el límite de esbeltez antes de calcular la resistencia del elemento.

$$\frac{b}{t} = \frac{30 \text{ cm}}{0.6 \text{ cm}} = 50$$

$$\lambda_p = 2.26 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 2.26 \frac{\sqrt{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 55.23$$

$$\lambda_r = 3.00 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 3.00 \frac{\sqrt{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 73.32$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_p \text{ y } \frac{b}{t} < \lambda_r \therefore \text{columna compacta}$$

Ya que se ha clasificado al elemento como compacto, se procede a calcular la resistencia del mismo. Las propiedades de la sección compuesta son las siguientes:

$$\text{Área de acero: } A_s = 71.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto: } A_c = 829.15 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = 0.85 \text{ (secciones rectangulares)}$$

Resistencia a la compresión:

$$P_p = f_y A_s + C_2 f_c A_c$$

$$P_p = 3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 71.85 \text{ cm}^2 + 0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 829.15 \text{ cm}^2$$

$$P_p = 400576.14 \text{ kg} = 400.57 \text{ T.}$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \frac{A_s}{A_c + A_s} = 0.6 + 2 \frac{71.85 \text{ cm}^2}{829.15 \text{ cm}^2 + 71.85 \text{ cm}^2} = 0.76 \leq 0.9$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c$$

$$EI_{eff} = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10169.11 \text{ cm}^4 + 0.76 \cdot 275313.55 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 57330.89 \text{ cm}^4$$

$$= 3.335 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{KL^2} = \frac{\pi^2 \times 3.335 \times 10^{10} \text{ kg cm}^2}{280 \text{ cm}^2} = 4.198 * 10^6 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \frac{P_p}{P_e} = \frac{400576.14 \text{ kg}}{4.198 * 10^6 \text{ kg}} = 0.095 < 2.25$$

$$P_n = P_p \cdot 0.658 \frac{P_p}{P_e} = 400576.14 \text{ kg} \cdot 0.658^{0.095} = 384960.82 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.75 \times 384960.82 \text{ kg} = 288720.62 \text{ kg} = 288.72 \text{ T.}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{179.92T}{288.72T} = 0.65 < 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

Dado que la resistencia de diseño  $\phi_c P_n$  de la sección transversal calculada es mayor que la carga actuante en la columna 1 y en la columna 2, esta sección puede ser utilizada para ambos elementos. Además de que brinda uniformidad al diseño y menor posibilidad de errores al momento de la construcción del edificio.

- **Columna 2**

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{199.95T}{288.72T} = 0.70 < 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

- **Viga 1**

Inicialmente se obtiene el peralte (d) mínimo requerido dado por:

$$d \geq \frac{L}{24} = \frac{530cm}{24} = 22.08cm$$

Las dimensiones de ancho y espesor de patín y espesor de alma son valores asumidos; por lo que, la sección propuesta para este elemento es:

$$\text{Ancho de patín : } b = 11cm$$

$$\text{espesor de patín : } t_f = 0.6cm$$

$$\text{altura de alma : } h = 21cm$$

$$\text{espesor de alma : } t_w = 0.4cm$$

$$\text{peralte de la sección : } d = 22.2cm$$

Se determina si existe pandeo local del alma o del patín.

Alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{21}{0.4} = 52.5$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \frac{\overline{E}}{f_y} = 3.76 \frac{\overline{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 91.9$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \therefore \text{no existe pandeo local del alma}$$

Patín:

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{11cm}{1.2cm} = 9.16$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \frac{\overline{E}}{f_y} = 0.38 \frac{\overline{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 9.28$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_{pf} \therefore \text{no existe pandeo local del patín.}$$

Ya que no existe pandeo local en el patín o el alma de la sección propuesta, esta se clasifica como una sección compacta.

La resistencia al cortante del elemento, por lo tanto, es:

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 f_y A_w C_v$$

$C_v$  se obtiene a partir de la relación dada por la ecuación G2-3 encontrada en el capítulo G de la especificación AISC, la cual indica que:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \frac{\overline{k_v E}}{f_y} = 1.10 \frac{\overline{5 \times 2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 60.11$$

$$52.5 < 60.11 \therefore C_v = 1.0$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \times 3515.28 \frac{kg}{cm^2} \times 21cm * 0.4cm \times 1.0$$

$$\phi V_n = 16.85 T$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{14.27T}{16.85T} = 0.85 > 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

- **Viga 2**

$$d \geq \frac{L}{24} = \frac{530cm}{24} = 22.08cm$$

Ya que se requiere de una menor resistencia al cortante, la sección propuesta es la siguiente:

$$\text{Ancho de patín : } b = 10cm$$

$$\text{espesor de patín : } t_f = 0.6cm$$

$$\text{altura de alma : } h = 20cm$$

$$\text{espesor de alma : } t_w = 0.4cm$$

$$\text{peralte de la sección : } d = 21.2cm$$

Chequeo de pandeo local:

Alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0.4} = 50.0$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 3.76 \frac{\sqrt{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 91.9$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \therefore \text{no existe pandeo local del alma}$$

Patín:

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{10cm}{1.2cm} = 8.33$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \frac{\overline{E}}{f_y} = 0.38 \frac{\overline{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 9.28$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_{pf} \therefore \text{no existe pandeo local del patín.}$$

$\therefore$  la sección propuesta es compacta.

$$1.10 \frac{\overline{k_v E}}{f_y} = 1.10 \frac{\overline{5 \times 2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 60.11$$

$$\frac{h}{t_w} = 50.0 < 60.11 \therefore C_v = 1.0$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 f_y A_w C_v$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \times 3515.28 \frac{kg}{cm^2} \times 20cm * 0.4cm \times 1.0$$

$$\phi V_n = 15.18 T$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{11.17T}{15.18T} = 0.75 > 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

### 3.2.2 Diseño de elementos en acero – columnas de acero

Con los datos resumidos en la tabla 5, se procede a realizar el diseño de cada uno de los elementos estructurales. Al igual que en el apartado anterior, estos serán fabricados con acero ASTM A572-50.

- **Columna 1**

Considerando que, previo al cálculo de la resistencia a compresión de un elemento se debe calcular la esbeltez del mismo, y tomando en cuenta que al tratarse de elementos en acero únicamente, se requieren de secciones más robustas. Estas, en secciones rectangulares, basándose en análisis preliminares, no cumplen con las condiciones de compactes necesaria. Por lo tanto, se utilizarán secciones tipo I para columnas.

Al igual que en análisis anterior, se asume un valor de esbeltez de 55, con la finalidad de obtener un área requerida aproximada y definir una sección transversal para el diseño.

$$A_{req} = \frac{P}{\Phi_c F_{cr}} = \frac{196620kg}{2538 \frac{kg}{cm^2}} = 77.47cm^2$$

Se propone una sección con las siguientes características:

$$\text{Ancho de patín : } b = 20cm$$

$$\text{espesor de patín : } t_f = 1.5cm$$

$$\text{altura de alma : } h = 30cm$$

$$\text{espesor de alma : } t_w = 0.8cm$$

$$\text{Área sección transversal : } A = 81.60cm^2$$

$$\text{Radio de giro (x) : } r_x = 12.86cm$$

$$\text{Radio de giro (y) : } r_y = 4.95cm$$

Se calcula la esbeltez real de la sección:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.0 \times 530cm}{12.86cm} = 41.21$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0 \times 530 \text{ cm}}{4.95 \text{ cm}} = 107.7 \rightarrow \text{controla}$$

Mediante las ecuaciones descritas en el capítulo E de la especificación AISI 360-10 se calcula la resistencia a la compresión del elemento.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$4.71 \frac{\bar{E}}{f_y} = 4.71 \frac{\sqrt{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}}{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 115.12$$

$$\frac{KL}{r_y} < 4.71 \frac{\bar{E}}{f_y}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{107.7^2} = 1786.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{F_e} f_y = 0.658 \frac{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1786.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} 3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1542.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 0.9 \cdot 1542.96 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 81.60 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 113.31 T$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{196.62 T}{113.31 T} = 1.73 > 1.0 \therefore \text{sección errónea}$$

Se propone otra sección, con las siguientes características:

$$\text{Ancho de patín : } b = 27 \text{ cm}$$

$$\text{espesor de patín : } t_f = 1.5 \text{ cm}$$

$$\text{altura de alma : } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{espesor de alma : } t_w = 1.0 \text{ cm}$$

Área sección transversal :  $A = 113.0\text{cm}^2$

Radio de giro (x) :  $r_x = 15.01\text{cm}$

Radio de giro (y) :  $r_y = 6.60\text{cm}$

Se calcula la resistencia de la nueva sección propuesta:

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1.0 \times 530\text{cm}}{15.01\text{cm}} = 35.31$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0 \times 530\text{cm}}{6.60\text{cm}} = 80.30 \rightarrow \text{controla}$$

$$\frac{KL}{r_y} < 4.71 \frac{E}{f_y} = 115.12$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{80.30^2} = 3214.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{f_y}{F_e} f_y = 0.658 \frac{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3214.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} 3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2224.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 0.9 \cdot 2224.16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 113.0\text{cm}^2$$

$$\phi P_n = 226.19\text{T}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{196.62\text{T}}{226.19\text{T}} = 0.87 < 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

Se verifica que no ocurra pandeo local en el patín o en el alma

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{27\text{cm}}{3.0\text{cm}} = 9.00$$

$$0.56 \frac{E}{f_y} = 0.56 \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 13.69$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.56 \frac{\bar{E}}{f_y} \therefore \text{no ocurre pandeo local del patín.}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{35\text{cm}}{1.0\text{cm}} = 35$$

$$1.49 \frac{\bar{E}}{f_y} = 1.49 \frac{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{3515.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 36.42$$

$$\frac{h}{t_w} < 1.49 \frac{\bar{E}}{f_y} \therefore \text{no ocurre pandeo local del alma.}$$

- **Columna 2**

Con el fin de mantener uniformidad en el diseño, y considerando que la sección propuesta para la columna 1 tiene una resistencia de diseño mayor a la necesaria para la columna 2, se determina usar la misma sección transversal.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{198.26T}{226.19T} = 0.88 < 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

- **Viga 1**

Se asumen las dimensiones de ancho y espesor de patín y alto y espesor de alma; por lo que, la sección propuesta para este elemento es:

$$\text{Ancho de patín : } b = 10\text{cm}$$

$$\text{espesor de patín : } t_f = 0.6\text{cm}$$

$$\text{altura de alma : } h = 20\text{cm}$$

$$\text{espesor de alma : } t_w = 0.3\text{cm}$$

Chequeo de pandeo local:

Alma:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{20}{0.3} = 66.67$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 3.76 \frac{\sqrt{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 91.9$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \therefore \text{no existe pandeo local del alma}$$

Patín:

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{10cm}{1.2cm} = 8.33$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \frac{\sqrt{E}}{f_y} = 0.38 \frac{\sqrt{2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 9.28$$

$$\frac{b}{2t_f} < \lambda_{pf} \therefore \text{no existe pandeo local del patín.}$$

$\therefore$  la sección propuesta es compacta.

$$1.10 \frac{\sqrt{k_v E}}{f_y} = 1.10 \frac{\sqrt{5 \times 2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 60.11$$

$$\frac{h}{t_w} = 66.67 > 60.11$$

$$1.37 \frac{\sqrt{k_v E}}{f_y} = 1.37 \frac{\sqrt{5 \times 2100000 \frac{kg}{cm^2}}}{3515.28 \frac{kg}{cm^2}} = 74.87$$

$$\frac{h}{t_w} = 66.67 < 74.87$$

$$C_v = \frac{1.10 \frac{k_v E}{f_y}}{\frac{h}{t_w}} = \frac{60.11}{66.67} = 0.88$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 f_y A_w C_v$$

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \times 3515.28 \frac{kg}{cm^2} \times 20cm * 0.3cm \times 0.88$$

$$\phi V_n = 10.02 T$$

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{7.20T}{10.02T} = 0.72 > 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

- **Viga 2**

Al igual que en las columnas, la sección propuesta para la viga 1 tiene una resistencia suficiente en comparación con la resistencia requerida para este elemento, por lo que se propone usar la misma sección transversal.

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{7.54T}{10.02T} = 0.75 > 1.0 \therefore \text{sección OK}$$

## CAPITULO 4

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

Una vez que los elementos seleccionados, para la edificación con columnas compuestas y para la edificación con columnas de acero únicamente, han sido diseñados, se procede a realizar un análisis comparativo entre los mismos. En el siguiente cuadro se resumen las secciones utilizadas para cada uno de los elementos en los distintos tipos de estructuras.

**Tabla 6: Secciones en estructura con columnas compuestas**

<b>Elemento</b>	<b>Sección (mm)</b>	<b>Longitud (m)</b>
<b>Columna 1</b>	300x300x6	2.80
<b>Columna 2</b>	300x300x6	2.80
<b>Viga 1</b>	I 110x6 – 210x4	5.30
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x4	5.30

**Tabla 7: Secciones en estructura con columnas de acero**

<b>Elemento</b>	<b>Sección (mm)</b>	<b>Longitud (m)</b>
<b>Columna 1</b>	I 270x15 – 350x10	2.80
<b>Columna 2</b>	I 270x15 – 350x10	2.80
<b>Viga 1</b>	I 100x6 – 200x3	5.30
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x3	5.30

#### 4.1. COMPARACIÓN EN PESO

Uno de los principales aspectos que se toman en consideración al momento de realizar la construcción de una estructura, además del cumplimiento de las normas pertinentes, es el peso de la misma. Ya que este tiene una incidencia directa en las dimensiones de la cimentación que debe realizarse y por tanto, el costo que debe asumirse por la construcción de estas.

El análisis comparativo de pesos se realiza en base a los 4 elementos diseñados para cada uno de los tipos de edificación, considerando que estos son una muestra representativa el conjunto total de elementos que forman el mismo.

Para esto se calcula el peso lineal de cada sección transversal y se obtiene el peso parcial del elemento en base a su longitud. Para los elementos compuestos, se debe tomar en cuenta el peso del hormigón.

En las tablas a continuación se exponen los pesos de los elementos y el peso total de estos por tipo de edificio.

**Tabla 8: Peso estructura con columnas compuestas**

Elemento	Sección (mm)	Longitud (m)	Peso (kg/ml)	Peso (kg)
<b>Columna 1</b>	300x300x6 (Sec.Comp.)	2.80	254.34	712.18
<b>Columna 2</b>	300x300x6 (Sec.Comp.)	2.80	254.34	712.18
<b>Viga 1</b>	I 110x6 – 210x4	5.30	16.95	89.83
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x4	5.30	15.70	83.21
			<b>PESO TOTAL</b>	1597.4

Tabla 9: Peso estructura con columnas en acero

Elemento	Sección (mm)	Longitud (m)	Peso (kg/ml)	Peso (kg)
<b>Columna 1</b>	I 270x15 – 350x10	2.80	86.75	242.90
<b>Columna 2</b>	I 270x15 – 350x10	2.80	86.75	242.90
<b>Viga 1</b>	I 100x6 – 200x3	5.30	14.13	74.89
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x3	5.30	14.13	74.89
			<b>PESO TOTAL</b>	635.58

Con la información obtenida en las tablas 8 y 9, se puede observar que el peso de la estructura con columnas compuestas es visiblemente mayor al peso de la estructura con columnas en acero únicamente. La diferencia es más notoria en las columnas, ya que se considera el peso del hormigón, el cual representa un gran porcentaje del área de la columna.

#### 4.2. COMPARACIÓN EN COSTO

Este segundo análisis comparativo, se basa en el costo que representa la elaboración de los elementos que conforman las estructuras. Para este efecto se toman valores referenciales de acero de 1.55 USD/kg (valor obtenido de asesor comercial NOVACERO S.A.) y para el valor del hormigón se realiza un análisis de precio unitario basado en los materiales necesarios para la fabricación del mismo, estos costos se toman en base a la lista de precios del consorcio DISENSA.

Tabla 10: Precio unitario hormigón

Material	Cantidad	unidad	Precio/u	Precio Total
<b>Cemento</b>	10.88	saco	7.90	85.95
<b>Piedra</b>	0.56	m3	11.50	6.44
<b>Arena</b>	1.02	m3	11.50	11.73
<b>Subtotal</b>				104.12
<b>Mano de obra y equipo 10%</b>				10.41
<b>Precio m<sup>3</sup> hormigón (USD)</b>				114.53

Con el costo por m<sup>3</sup> de hormigón, se procede a obtener un valor para cada elemento de las estructuras.

Tabla 11: Análisis de precios - Columnas compuestas

Elemento	Sección (mm)	Unidad	Cantidad	Precio U.	Total (USD)
<b>Columna 1</b>	300x300x6 (Acero)	kg	155.09	1.55	240.39
	288x288 (Hormigón)	m <sup>3</sup>	0.232	114.53	26.57
<b>Columna 2</b>	300x300x6 (Acero)	kg	155.09	1.55	240.39
	288x288 (Hormigón)	m <sup>3</sup>	0.232	114.53	26.57
<b>Viga 1</b>	I 110x6 – 210x4	Kg	89.83	1.55	139.24
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x4	kg	83.21	1.55	128.97
<b>Precio Total (USD)</b>					802.13

<b>Elemento</b>	<b>Sección (mm)</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio U.</b>	<b>Total (USD)</b>
<b>Columna 1</b>	I 270x15 – 350x10	Kg	242.90	1.55	376.50
<b>Columna 2</b>	I 270x15 – 350x10	Kg	242.90	1.55	376.50
<b>Viga 1</b>	I 100x6 – 200x3	Kg	74.89	1.55	116.08
<b>Viga 2</b>	I 100x6 – 200x3	kg	74.89	1.55	116.08
<b>Precio Total (USD)</b>					985.16

De la comparación en costos de los elementos estructurales se puede observar que, fabricar los elementos en acero únicamente resulta más costoso que fabricar las vigas en acero y que las columnas sean compuestas.

## **CAPITULO 5**

### **CONCLUSIONES**

El diseño de estructuras con columnas compuestas se realiza con poca frecuencia en las edificaciones de nuestro país, esto puede notarse principalmente en la falta de una norma local que rijan el diseño de estos elementos. Sin embargo, considerando que la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC está basada en normas internacionales, se puede tomar como base los códigos que existen internacionalmente.

Se realizó un análisis de las normas internacionales en las que se hace referencia a este tipo de elementos, en cada una de ellas se propone un método mediante el cual se puede diseñar los mismos, aunque cada uno de estos métodos se adecuan a la realidad de la región en la que fueron desarrollados. Es por esta razón que se toma como referencia a la norma AISC 360-10, Capítulo I, ya que esta abarca las condiciones más parecidas a las que existen en el territorio ecuatoriano, además de que como se mencionó anteriormente, la NEC tiene sus bases en esta especificación.

Diseñar elementos, propiamente columnas, compuestas requiere de un esfuerzo adicional al momento de calcular la resistencia de las mismas, tomando en cuenta que se deben realizar análisis adicionales que no se realizan en los elementos de acero únicamente. No obstante, también se debe considerar que al tener columnas compuestas se le proporciona mayor rigidez al elemento, lo que permite tener secciones más pequeñas y menos robustas.

Notoriamente la mayor diferencia en las estructuras se encuentra en las secciones adoptadas para las columnas de cada uno de ellos. Para los elementos compuestos, fue posible utilizar secciones cerradas, ya que el principal limitante de estas es la relación de esbeltez de los elementos. Es por esto que, para las columnas diseñadas en acero se debió utilizar secciones abiertas tipo I, ya que para la solicitación de cargas a las que estaban expuestas se requería de espesores considerables, con lo que resultaba prácticamente imposible poder estar dentro de los límites de esbeltez.

Mediante el análisis comparativo de las secciones finales utilizadas, se puede concluir que, para las edificaciones en las que se utiliza columnas compuestas, el peso total del edificio puede incrementarse al requerir de hormigón, se observó que el peso de los elementos de acero representaba únicamente el 40% del peso de los elementos con columnas compuestas. Esto puede ser un factor determinante fundamentado en el hecho de que el peso de la estructura define la sección de cimentación que debe utilizarse.

Pese a ello, debe también tenerse en consideración el factor económico que tiene cada uno de estos tipos de diseño. Del análisis de costo se pudo obtener que la edificación con columnas compuestas tiene un costo 20% menor que la edificación con todos sus elementos en acero; este también puede convertirse en un factor determinante al momento de decidir el método de diseño.

Aún cuando la relación de costos es menos significativa que la relación de precios, hay que tomar en cuenta que estos no son los únicos factores que influyen al momento de realizar una construcción. Algunos otros factores que son importantes son la mano de obra necesaria para el montaje de la estructura, el tiempo requerido y disponible para el mismo. Adicionalmente a esto, otro factor,

que aunque no se tomó en cuenta directamente en este análisis, es el diseño de conexiones tanto a momento como a cortante, ya que para secciones abiertas tipo I, puede resultar más complicado que para secciones cerradas tipo cajón.

Finalmente, existen muchos aspectos que influyen al momento de realizar un diseño estructural, es por esto que se debe estudiar cada uno de ellos de forma minuciosa para de esa forma poder determinar, con la mayor precisión posible, cuál de ellos genera una mayor influencia o impacto en las condiciones en las que se quiere realizar la construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario 318-11. Farmington Hills: American Concrete Institute.
- AISC. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings 360-10*. American Institute of Steel Construction.
- Arzé, R. A. (2001). *Manual de Diseño para Estructuras de Acero*. Santiago de Chile: Instituto Chileno del Acero.
- Brockenbrough, R. L., & Merrit, F. S. (1997). *Diseño de Estructuras de Acero*. Santafé de Bogotá: McGraw Hill.
- Guerra Avedaño, M. (2013). *Diseño Sismoresistente de edificios utilizando ETABS*. Quito.
- McCormac, J. C. (1991). Columnas Compuestas. En *Diseño de Estructuras de Acero* (págs. 478-489). Mexico D.F.: Ediciones Alfaomega.
- Navarrete Bautista, J. C. (2003). *Secciones compuestas de acero-concreto*. México D.F.
- NEC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Perea, T., & León, R. T. (2007). *Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzado*.
- UE. (2009). *Eurocodigo 4: Diseño de estructuras compuestas acero-concreto*.

