



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Modelación comparativa entre columnas de acero y secciones
equivalentes rellenas con hormigón.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autor:
PAÚL ESTEBAN RAMÍREZ CABRERA

Director:
VAZQUEZ CALERO JOSÉ FERNANDO

CUENCA – ECUADOR

2015

DEDICATORIA

Este logro obtenido va dedicado al cielo, a esa persona que dejó este mundo para convertirse en ese ángel de la guarda que siempre nos da la mano para continuar, por haberme enseñado que lo más valioso en la vida es luchar por mis sueños y sobre todo por dejarme sus huellas para seguir, Papá.

A mi madre por no haberse rendido y por sacrificar muchas cosas por verme cumplir este sueño de concluir esta etapa de mi vida y ser un profesional, por ser papa y mama a la vez.

A mis hermanos y a todas las personas que aportaron su interés en este logro.

Todo lo inmenso que me han otorgado hoy se ve reflejado en el cumplimiento de esta meta

AGRADECIMIENTOS

Después de recorrer un largo camino en el cual se aprende, se crece profesionalmente y personalmente, llega el fin donde nos detenemos a pensar en lo que hemos alcanzado. Por eso en esta tesis quiero agradecer a mi madre Inés Lucia que jugó un rol importante en este trayecto, más que madre fue mi amiga, mi profesora de vida, mi padre, mi todo.

De la misma manera agradezco a mis hermanos Wagner Daniel y Felipe Mauricio aunque menores a mí me han enseñado que debo superarme y salir adelante a pesar de los obstáculos que se me presentan, también, les agradezco porque son las personas por las cuales busco superarme cada día para ser su ejemplo.

Mando mis agradecimientos mirando al cielo, pues desde ahí la persona que me ayudo, que me empujo cada vez que intentaba rendirme, está cuidándome y sigue enseñándome a ser fuerte para continuar en esta lucha, porque si de algo estoy seguro es que mis estudios no concluyen aquí, cumpliré mis sueños de ser mejor cada día así también enorgullecendo a mi familia. Eternamente amo a mi familia, Ramírez Cabrera.

Mis demás familiares también me apoyaron con sus palabras de alientos para que cumpla este sueño por eso al concluir esta etapa me veo en la responsabilidad de agradecerles por ello.

Todos los días agradeceré a Dios por haberme dado la fuerza suficiente para alcanzar mis metas, y estar en donde estoy.

Por último y no menos importante agradezco a mis profesores de la distinguida universidad por todo lo aprendido en las aulas y en los pasillos, ellos me han visto crecer y han ayudado a mi formación profesional.

"El futuro mostrará los resultados y juzgará a cada uno de acuerdo a sus logros"

Nikola Tesla

ÍNDICE DE CONTENIDO

CONTENIDOS	Páginas.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
RESUMEN.....	ix
ABSTRACT Y KEYWORDS	x
INTRODUCCION	1
1. CAPÍTULO I GENERALIDADES	2
1.1. Objetivo general	2
1.2. Objetivos específicos	2
1.3. Hipótesis.....	2
1.4. Antecedentes.....	3
1.5. Problemática.....	4
2. CAPÍTULO II LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN.....	5
2.1. Secciones mixtas	5
2.1.1. Hormigón	6
2.1.1.1. Introducción.....	6
2.1.1.2. Propiedades mecánicas del hormigón	6
2.1.1.2.1. Resistencia a la compresión.....	6
2.1.1.2.2. Módulo de elasticidad	8
2.1.1.2.3. Ductilidad.....	11
2.1.1.2.4. Resistencia a la tracción.....	14
2.1.1.2.5. Resistencia al corte.....	15
2.1.1.2.6. Flujo plástico.....	16
2.1.2. Acero	17
2.1.2.1. Propiedades mecánicas del acero.....	17
2.1.2.1.1. Comportamiento elástico	18

2.1.2.1.2.	Esfuerzo de fluencia	18
2.1.2.1.3.	Resistencia a la rotura	19
2.1.2.1.4.	Módulo de elasticidad	20
2.1.2.1.5.	Ductilidad.....	20
2.2.	Características de la sección mixta	21
2.2.1.	Características estructurales.....	22
2.2.2.	Características constructivas	23
2.2.3.	Características estéticas.....	24
2.3.	Principales ventajas y desventajas.....	24
2.3.1.	Ventajas de las columnas mixtas.....	24
2.3.2.	Desventajas de las columnas mixtas	25
3.	CAPÍTULO III MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.....	26
3.1.	Uso de un programa de computación especializado	26
3.2.	Modelación y agrupación de cargas	26
3.3.	Modelación estructural con columnas mixtas	27
3.4.	Modelación estructural con acero estructural.....	71
4.	CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	111
4.1.	Cantidades de obra	111
4.2.	Cálculo de precios unitarios	112
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	114
	Conclusiones:	114
	Recomendaciones:	121
	BIBLIOGRAFÍA.....	122
	ANEXOS.....	123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Módulos de elasticidad de hormigones de diferentes resistencias.....	11
Tabla 2 Índice de ductilidad por deformación	12
Tabla 3 Índice de ductilidad por energía de deformación.....	14
Tabla 4 Resistencia a la tracción del hormigón	15
Tabla 5 Resistencia al corte del hormigón.....	16
Tabla 6 Tabla detallada de Cantidades de Obra para Columnas Mixtas	111
Tabla 7 Tabla detallada de Cantidades de Obra para Columnas de Acero.....	112
Tabla 8 Tabla de Cantidades de Obra	112
Tabla 9 Precios Unitarios de Columnas.....	113
Tabla 10 Porcentaje de ahorro según el número de pisos.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Curva de distribución de resistencia de hormigones	7
Figura 2 Curva Esfuerzo-Deformación.....	8
Figura 3 Rangos de Comportamiento del hormigón.....	9
Figura 4 Módulo de Elasticidad o Módulo de Young	10
Figura 5 Deformaciones unitarias máximas en rango elástico	11
Figura 6 Representación de la ductilidad por energía de deformación.....	13
Figura 7 Deformaciones del hormigón bajo cargas axiales a largo plazo	16
Figura 8 Cargas axiales en el hormigón bajo deformaciones axiales a largo plazo .	17
Figura 9 Comportamiento elástico del acero estructural	18
Figura 10 Esfuerzo de fluencia	19
Figura 11 Resistencia a la rotura.....	19
Figura 12 Módulo de elasticidad del acero	20
Figura 13 Ductilidad	21
Figura 14 Estructura de dos pisos con Columnas Mixtas.....	27
Figura 15 Deformación de Estructura con Columnas Mixtas usando Combinaciones según la NEC vista.....	67
Figura 16 Deformación de Estructura con Columnas Mixtas usando Combinaciones según la NEC vista lateral.....	68
Figura 17 Sismo en "X" vista frontal	68
Figura 18 Sismo en "X" vista lateral	69
Figura 19 Sismo en "Y" vista frontal	69
Figura 20 Sismo en "Y" vista lateral	70
Figura 21 Estructura de dos pisos con Columnas de Acero	71
Figura 22 Deformación de Estructura de Acero usando Combinaciones según la NEC vista frontal	108
Figura 23 Deformación de Estructura de Acero usando Combinaciones según la NEC vista lateral.....	108
Figura 24 Sismo en "X" vista frontal	109
Figura 25 Sismo en "X" vista lateral	109
Figura 26 Sismo en "Y" vista frontal	110

Figura 27 Sismo en "Y" vista lateral	110
Figura 28 Cantidad de Acero según el número de pisos en gráfico de barras	114
Figura 29 Cantidad de Acero según el número de pisos.....	115
Figura 30 Derivas de Columnas según el número de pisos en gráfico de barras ...	116
Figura 31 Derivas de Columnas según el número de pisos	116
Figura 32 Desplazamiento Máximo de Columnas según el número de pisos en gráfico de barras.....	117
Figura 33 Desplazamiento Máximo de Columnas según el número de pisos	118
Figura 34 Comparación del Costo de Columnas	119
Figura 35 Porcentaje de ahorro en Columnas Mixtas.....	120
.....	

MODELACIÓN COMPARATIVA ENTRE COLUMNAS DE ACERO Y SECCIONES EQUIVALENTES RELLENADAS CON HORMIGÓN.

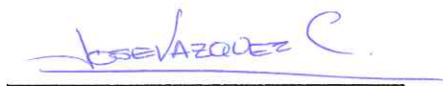
RESUMEN

Este trabajo de titulación tiene por objetivo realizar un análisis comparativo entre todas las ventajas y desventajas que nos ofrecen las columnas de sección mixta y las columnas con secciones de acero estructural ya que resulta de gran ayuda que existan diversos métodos constructivos hoy en día para aprovecharlos al máximo cada uno de ellos dependiendo de las necesidades que existan.

Se realizó la modelación de cuatro estructuras, desde dos hasta cinco pisos usando columnas de sección mixta y columnas con cajas metálicas para un posterior análisis de precios unitarios, cantidades de obra y comportamiento de las estructuras; el trabajo se enfoca en deducir las principales diferencias que existen entre estos dos tipos de metodologías.

Palabras Clave:

Secciones, mixtas, compuestas, modelación, acero, comparación, compuestas.



José Fernando Vázquez Calero

Director de Tesis



Paúl Cornelio Cordero Díaz

Director de Escuela



Paúl Esteban Ramírez Cabrera

Autor

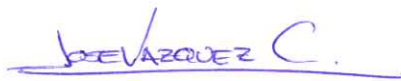
MODELING COMPARISON BETWEEN STEEL COLUMNS AND CONCRETE-FILLED EQUIVALENT SECTIONS

ABSTRACT

This graduation work aims to perform a comparative analysis of all the advantages and disadvantages offered by mixed columns and columns with structural steel sections. It is of great help that today there is a variety of construction methods to take advantage of, according to the different needs.

The modeling of four structures from two to five floors was performed using mixed-section columns and columns with metal boxes. This was carried out for further analysis of unit prices, amounts of work and behavior of structures; hence, this work was mostly focused on deducing the main differences between these two types of methodologies.

Keywords: Sections, Mixed, Composite, Modeling, Steel, Comparison



José Fernando Vázquez Calero
Thesis Director



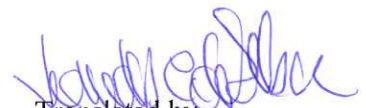
Paúl Cornelio Cordero Díaz
School Director



Paúl Esteban Ramírez Cabrera
Author



UNIVERSIDAD DEL
AZUAY
Dpto. Idiomas



Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Paúl Esteban Ramírez Cabrera

Trabajo de Graduación

Ing. José Fernando Vázquez Calero

Noviembre, 2015

MODELACIÓN COMPARATIVA ENTRE COLUMNAS DE ACERO Y SECCIONES EQUIVALENTES RELLENADAS CON HORMIGÓN.

INTRODUCCION

Actualmente existen diversas metodologías de construcción para estructuras de edificios, y una de las que va tomando un peso considerable con el pasar del tiempo es el uso de columnas mixtas o equivalentes, la cual combina las ventajas que presenta el hormigón en la compresión y las ventajas en tracción de los perfiles de acero. Las columnas mixtas consisten en perfiles de acero laminados al caliente con hormigón en su interior, logrando así trabajar como un solo cuerpo que puede resistir mayores cargas que las columnas de metal únicamente o que las columnas de hormigón armado. El propósito de este método constructivo es el de reducir espesores, dimensiones, mano de obra y uso óptimo de materiales en el momento de la construcción.

La construcción de edificaciones aumenta cada día más, por lo que siempre se están innovando los métodos constructivos con el fin de ahorrar tiempo y dinero, en el caso del uso de columnas mixtas éstas son solo algunas de las ventajas que podemos destacar.

1. CAPÍTULO I GENERALIDADES

1.1. Objetivo general

El objetivo general de este trabajo previo a la obtención del título de ingeniería civil, es realizar un análisis comparativo entre los métodos tradicionales de acero estructural y el método de columnas equivalentes que consiste en cajones de metal con hormigón en su interior, haciendo énfasis en aspectos económicos.

1.2. Objetivos específicos

- Revisar un análisis del comportamiento de estructuras de edificios con la metodología de columnas equivalentes.
- Realizar un análisis comparativo en base a costos de la metodología de columnas equivalentes y los métodos tradicionales de acero estructural que se usan hoy en día.
- Tomar en cuenta las cargas que nos exige la norma ecuatoriana de la construcción para modelar la estructura de una edificación.
- Hacer un enfoque de que tan beneficioso resulta hacer una estructura con columnas conjugadas en base a cargas y número de pisos.

1.3. Hipótesis

Es posible reducir los espesores en los perfiles de columnas con acero estructural, sustituyendo las mismas por columnas mixtas compuestas de perfiles de acero rellenas con hormigón.

Existe un beneficio económico amplio al usar columnas equivalentes, siendo este beneficio aprovechado en mano de obra y materiales.

1.4. Antecedentes

Según el estudio realizado por un grupo de investigación de la Universidad de Cantabria se dice que las columnas mixtas de metal y hormigón, de manera especial con perfiles tubulares, presentan una serie de ventajas en el campo de la construcción estructural y en el ámbito económico, las cuales son muy valoradas por los diseñadores actuales y por los ingenieros que se dedican a la construcción. Su uso se ha incrementado en Europa en estas últimas décadas. Dicha investigación sostiene que a finales de los años sesenta CIDECT (Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular) comenzó trabajos de investigación para determinar métodos de diseño para las columnas mixtas de perfiles tubulares, la cual fue publicada en 1991 en los idiomas: francés, inglés, español y alemán.

Mediante las siguientes guías de diseño CIDECT se pretende informar y explicar a los arquitectos, ingenieros, constructores, calculistas y distintos profesionales de la construcción los últimos avances en el diseño y la construcción con perfiles tubulares.

- Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas.
- Estabilidad estructural de perfiles tubulares.
- Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares rectangulares (RHS) bajo cargas predominantemente estáticas.
- Guía de diseño para columnas de perfiles tubulares estructurales sometidas a fuego.
- Guía de diseño para columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón bajo cargas estáticas y sísmicas.
- Guía de diseño para perfiles tubulares estructurales en aplicaciones mecánicas.
- Guía de diseño para la fabricación, ensamble y montaje de construcciones con perfiles tubulares.
- Guía de diseño para nudos de perfiles tubulares circulares y rectangulares sometidos a sollicitaciones de fatiga.

1.5. Problemática

Hasta el momento el uso de columnas compuestas no ha tomado mayor peso en nuestro medio a pesar de las distintas ventajas que posee dicho método constructivo; talvez los motivos para que no se use con frecuencia es, la falta de una normativa local o simplemente de la poca importancia que se le ha dado a las ventajas que nos presenta.

2. CAPÍTULO II LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN

2.1. Secciones mixtas

En el campo de la construcción se hace frecuente la combinación de materiales como es el acero y el hormigón, para que aporten a soportar las distintas cargas a las que está expuesta una edificación, si bien estos materiales pueden trabajar solos o en conjunto dependiendo del tipo de diseño que apliquemos; podemos hablar de secciones mixtas en columnas cuando en una estructura trabajan conjuntamente o de forma solidaria el hormigón y los perfiles de acero.

No se les puede considerar a las secciones combinadas como secciones mixtas, ya que las secciones combinadas poseen diversas piezas con variedad de materiales, pero no trabajan en colaboración conjunta para soportar cargas.

La construcción mixta está caracterizada principalmente por la utilización de secciones compuestas; es decir, por secciones que están conformadas por hormigón y perfiles de acero estructural que trabajan en conjunto para resistir las distintas sollicitaciones a las que está sometida una estructura; la construcción mixta no solo se utiliza en edificios o viviendas con grandes claros o con distintas peculiaridades sino que tiene un potencial uso en estructuras de puentes donde este tipo de secciones se presenta como un uso indispensable, además de ser de gran ayuda para el refuerzo de estructuras antiguas que se someten a un creciente aumento de sobrecargas por distintas causas y sobrepasan los límites de carga para las cuales fueron diseñadas.

Existen dos tipos de columnas mixtas, las columnas en las cuales el perfil de acero se encuentra recubierto por hormigón (*“Steel Reinforced Concrete”, SRC*) y las columnas donde un perfil de acero se encuentra relleno con hormigón (*“Concrete Filled Tube”, CFT*, o *“Rectangular Concrete Filled Tube”, RCFT*), el presente trabajo de tesis realizará un análisis de secciones rellenas con hormigón RCFT.

2.1.1. Hormigón

2.1.1.1. Introducción

El hormigón es una piedra artificial que se forma con la mezcla de cuatro principales componentes como son: cemento, arena, agua y grava.

Las propiedades del hormigón varían según: la cantidad y proporciones de los componentes básicos antes mencionados, de las condiciones de temperatura y humedad en la que se realizó la mezcla, de los procesos de fabricación del cemento y de las condiciones de fraguado.

Existen diversas propiedades especiales que se buscan en el hormigón como la mejor trabajabilidad, mayor resistencia, baja densidad, etc. para lograr estas propiedades se pueden añadir a nuestra mezcla ciertos químicos, aditivos, láminas de hierro, microsílíce o se pueden añadir componentes básicos con características especiales como agregados livianos o pesados, cementos con distintos tipos de características como de fraguado lento o fraguado rápido, etc.

2.1.1.2. Propiedades mecánicas del hormigón

2.1.1.2.1. Resistencia a la compresión

La resistencia a compresión del hormigón viene dada después de la rotura de las muestras cilíndricas tomadas en el hormigón estos cilindros son estandarizados de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura; la prueba de rotura de cilindros se la realiza con cargas incrementales relativamente rápidas y no duran mucho tiempo, la resistencia se la puede medir a los 28 días de fraguado del hormigón en condiciones de humedad controladas.

Para obtener la resistencia característica a la compresión del hormigón (f'_c) que se utiliza para el diseño estructural nos basamos en que por términos probabilísticos solamente un pequeño porcentaje del 5% posee resistencias inferiores a la especificada, lo que nos hace entender que la resistencia media de las muestras (f_m) siempre será mayor a la resistencia característica, lo que dará lugar a la siguiente curva de resistencia de los hormigones.

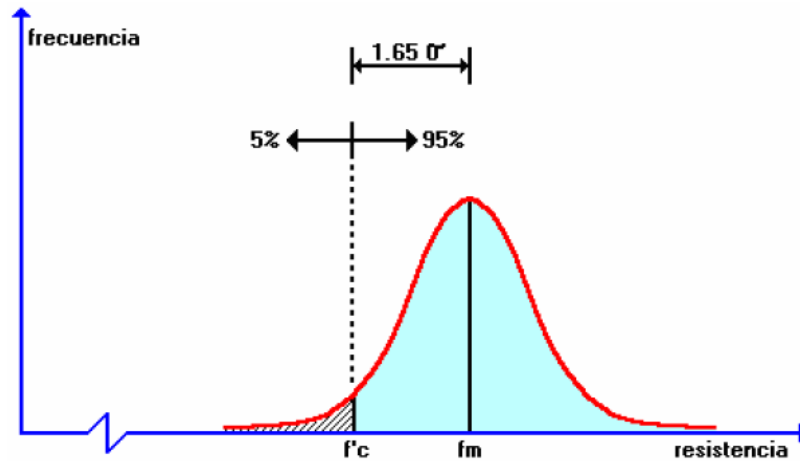


Figura 1 Curva de distribución de resistencia de hormigones
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

Esta curva da lugar a que la resistencia característica del hormigón sea calculada a partir de la resistencia media y la desviación estándar (σ) con la siguiente formulación:

$$f'c = fm - 1.65\sigma$$

En el código que presenta el ACI del 2008 se sostiene que la probabilidad de no alcanzar la resistencia característica del hormigón debería ser aumentada al 9%, lo que da paso a la siguiente expresión:

$$f'c = fm - 1.34\sigma$$

La resistencia a la compresión del hormigón está ligada directamente con la relación agua/cemento (cuando la relación de agua/cemento es menor existirá una resistencia mayor), el nivel de compactación (una buena compactación provoca una mayor resistencia), la cantidad de cemento (porciones altas de cemento producen un hormigón más resistente) y la granulometría de los agregados (cuando hay mejores granulometrías, la resistencia del hormigón es mayor).

2.1.1.2.2. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de un hormigón depende de las curvas esfuerzo-deformación que resulten de las muestras cilíndricas sometidas a compresión bajo el estándar ASTM como se muestran en la siguiente figura:

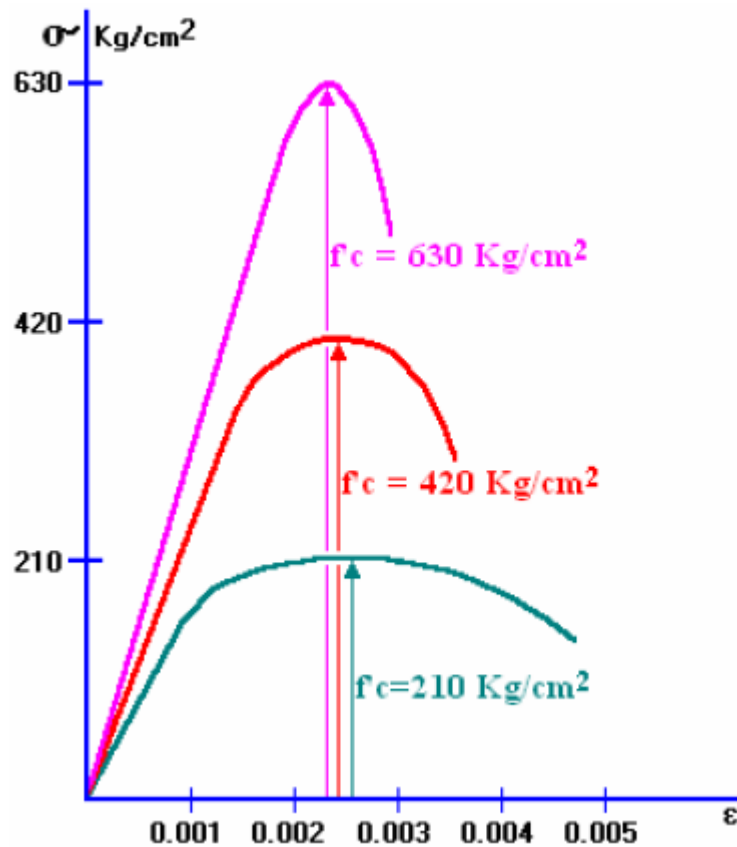


Figura 2 Curva Esfuerzo-Deformación
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

La mayor capacidad de deformación viene dada por los hormigones de menor resistencia, en tanto que los de menor deformación son los de mayor resistencia.

Todos los hormigones presentan diferentes rangos de comportamiento dependiendo de la resistencia de cada uno, pero podemos decir que cada hormigón posee dos rangos de comportamiento. Siendo el primero un rango de comportamiento relativamente lineal (parecido a una línea recta en la curva esfuerzo-deformación) y elástico (da a entender que la geometría del hormigón vuelve a ser la misma después de colocar una carga), este rango se puede observar solamente con solicitaciones de

compresión relativamente bajas (menores al 70% de la carga de rotura). El segundo rango se trata de un comportamiento no lineal e inelástico (con una geometría curva en la curva esfuerzo-deformación) y se da solamente cuando las cargas a las cuales está sometido el hormigón son altas.

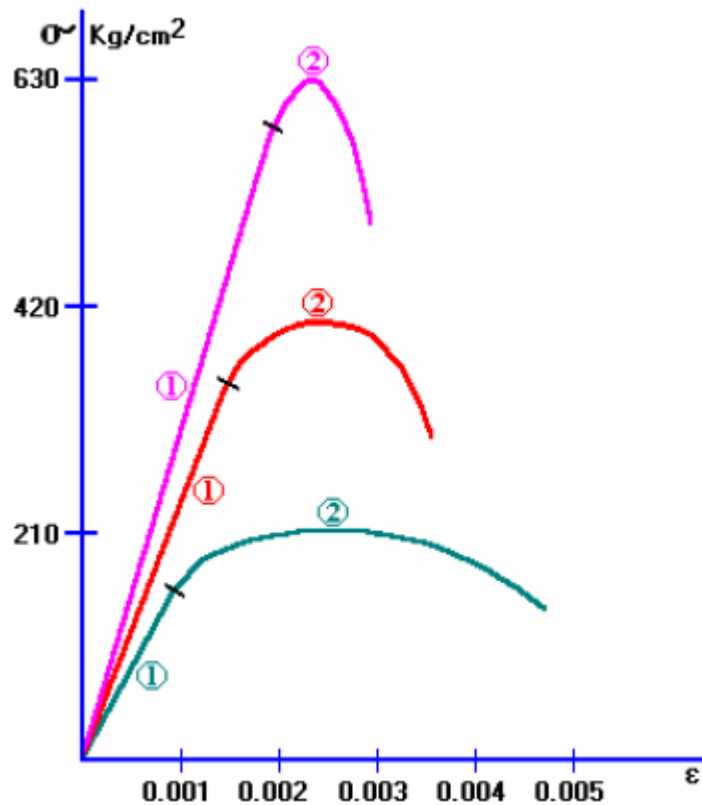


Figura 3 Rangos de Comportamiento del hormigón
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

Se denomina Módulo de Elasticidad del material o el Módulo de Young que se simboliza con " E_c " a la pendiente de la curva en el comportamiento lineal del hormigón. Y puede calcularse con la siguiente formulación:

$$E_c = \frac{\sigma_{c,1}}{\varepsilon_{c,1}}$$

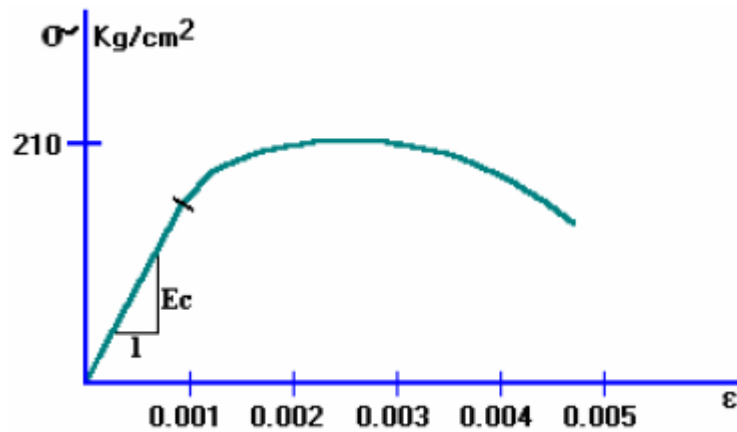


Figura 4 Módulo de Elasticidad o Módulo de Young
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

El Módulo de Elasticidad varía dependiendo de la resistencia a compresión del hormigón y su valor aumenta cuando la resistencia es mayor. El ACI (American Concrete Institute) propone una expresión la cual es aceptada también con el Código Ecuatoriano de la Construcción; esta formulación ha sido obtenida de forma experimental, por lo tanto, es un resultado aproximado y está dado en función de la resistencia a compresión del mismo.

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c}$$

Siendo:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón medido en kg/cm^2

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón medida en kg/cm^2

A continuación se presenta una tabla de los Módulos de Elasticidad según las principales Resistencias del hormigón.

Tabla 1 Módulos de elasticidad de hormigones de diferentes resistencias

Resistencia	Módulo de Elasticidad
(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
210	217000
280	251000
350	281000
420	307000

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

2.1.1.2.3. Ductilidad

Ductilidad hace referencia a la cualidad que posee un material para seguir deformándose no linealmente a pesar de que existan incrementos de carga mínimos, nulos e inclusive una disminución de carga.

Para cuantificar la ductilidad de un material se obtiene el cociente entre la deformación de la rotura y la deformación máxima de dicho material, cuando éste posea un comportamiento elástico.

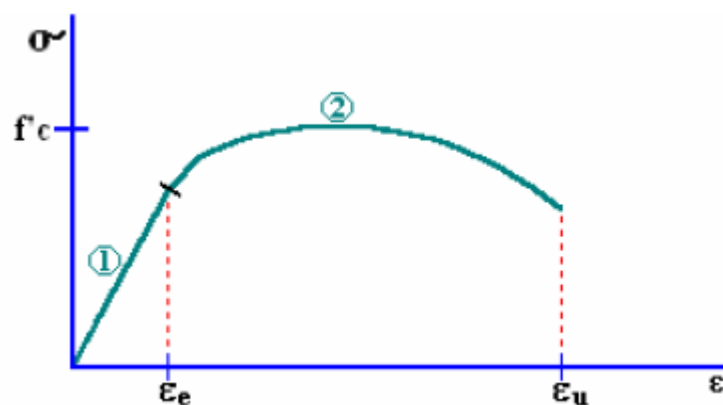


Figura 5 Deformaciones unitarias máximas en rango elástico

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

$$D_d = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_e}$$

En donde:

D_d : Índice de ductilidad por deformación.

ε_u : Deformación unitaria de rotura.

ε_e : Deformación unitaria elástica máxima.

Los índices de ductilidad por deformación del hormigón simple disminuyen cuando aumenta su resistencia a la rotura.

La siguiente tabla muestra valores aproximados de Índice de ductilidad según la deformación de los hormigones, en función de la resistencia a la compresión.

Tabla 2 Índice de ductilidad por deformación

Resistencia a la Compresión (Kg/cm ²)	Índice de Ductilidad por Deformación
210	4.5 – 6.0
280	3.5 – 4.5
350	3.0 – 3.5
420	2.5 – 3.0
630	2.0 – 2.5
840	1.5 – 2.0

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

El índice de ductilidad por deformación es un muy buen referente de la capacidad que posee el hormigón para deformarse por encima de su límite de fluencia. Pero

existe otra manera de medir la ductilidad del hormigón en la que debemos encontrar el cociente entre la energía que se necesita para romper un material y la energía que se necesita para llevarle hasta la carga máxima de comportamiento elástico, y para dicho cálculo se debe dividir únicamente las áreas bajo la curva Esfuerzo-Deformación.

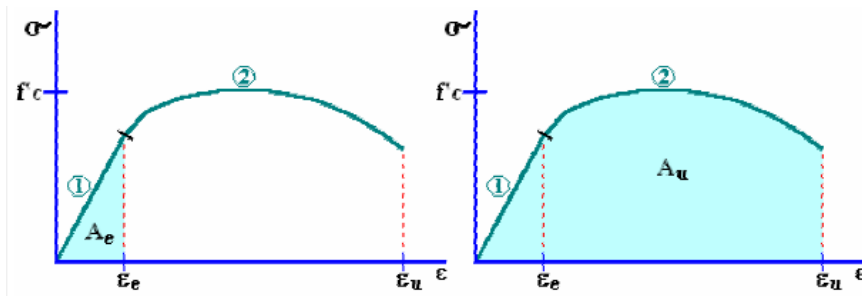


Figura 6 Representación de la ductilidad por energía de deformación
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

$$D_{ed} = \frac{A_u}{A_e}$$

En donde:

D_{ed} : Índice de ductilidad por energía de deformación.

A_u : Energía de deformación unitaria de rotura.

A_e : Energía de deformación unitaria elástica máxima.

Generalmente los índices de ductilidad por deformación son menores a los índices de ductilidad por energía de deformación, en la siguiente tabla se muestran los principales índices de ductilidad por energía de deformación.

Tabla 3 Índice de ductilidad por energía de deformación

Resistencia a la Compresión (Kg/cm ²)	Índice de Ductilidad por Energía de Deformación
210	8.0 – 10.0
280	6.0 – 8.0
350	5.0 – 6.0
420	4.0 – 5.0
630	3.0 – 4.0
840	2.0 – 3.0

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

El índice de ductilidad por energía de deformación es un referente para analizar la capacidad del hormigón para cuando éste actúe como disipador de energía dentro del rango inelástico, es decir con solicitaciones arriba de lo normal; por ejemplo, en el caso de un sismo fuerte que supere al sismo de diseño.

2.1.1.2.4. Resistencia a la tracción

La tracción no es una propiedad característica del hormigón ya que se trata de un material ineficiente resistiendo dichas cargas, tanto así que su resistencia representa solamente el 10% de la resistencia a compresión que posee el hormigón, por esta razón es que se añaden refuerzos de acero que colaboren con la resistencia de fuerzas de tracción.

Para saber el valor aproximado del esfuerzo máximo de tracción (f_t) de un hormigón usamos la siguiente expresión:

$$f_t = 1.5\sqrt{f'c}$$

En donde:

f_t : Resistencia a la tracción del hormigón medida en kg/cm².

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón medida en kg/cm².

En la siguiente tabla se muestran los valores aproximados de la resistencia a tracción que poseen los hormigones más comunes:

Tabla 4 Resistencia a la tracción del hormigón

Resistencia a la Compresión (Kg/cm ²)	Resistencia a la Tracción (Kg/cm ²)
210	22
280	25
350	28
420	31
630	38
840	43

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

2.1.1.2.5. Resistencia al corte

La resistencia a corte del hormigón es muy parecida a la resistencia a tracción, ya que las fuerzas cortantes que actúan en dicho material se transforman en tracciones diagonales, dando así un comportamiento y magnitud similar a la resistencia a tracción. (ROMO, 2008)

La formulación utilizada para deducir la resistencia a corte es:

$$V_c = \sqrt{f'c}$$

En donde:

V_c : Resistencia a corte del hormigón medida en kg/cm².

$f'c$: Resistencia a la compresión del hormigón medida en kg/cm².

Tabla 5 Resistencia al corte del hormigón

Resistencia a la Compresión (Kg/cm2)	Resistencia al Corte (Kg/cm2)
210	14
280	17
350	19
420	20
630	25
840	29

Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

2.1.1.2.6. Flujo plástico

Cuando se aplican cargas de larga duración al hormigón, este material se somete a una deformación instantánea al inicio de la carga y a una deformación adicional que se da en un largo plazo, esta deformación adicional es producto del flujo plástico que posee el hormigón.

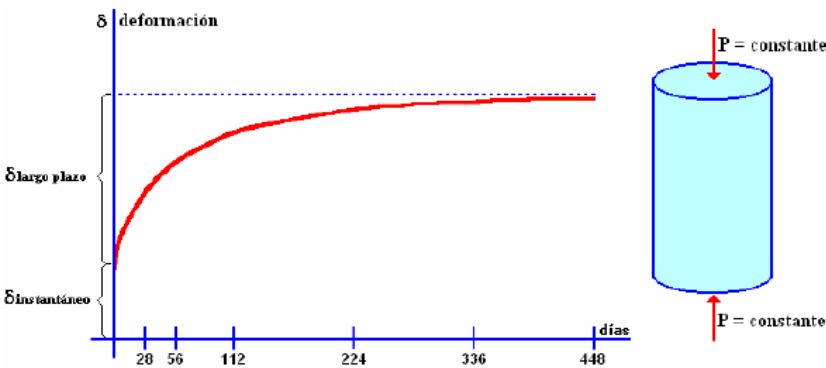


Figura 7 Deformaciones del hormigón bajo cargas axiales a largo plazo
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

La resistencia del hormigón es la encargada de otorgar la deformación a largo plazo, y la deformación es mayor mientras menor sea la resistencia.

El flujo plástico del hormigón es ocasionado por la migración de las partículas de agua que no han podido combinarse con el cemento y que por las altas presiones se movilizan por las micropolaridades del hormigón.

De igual manera, si al hormigón se le somete a una deformación constante sostenida en el tiempo, la fuerza que se necesita para soportar dicha deformación disminuye constantemente por relajación del material.

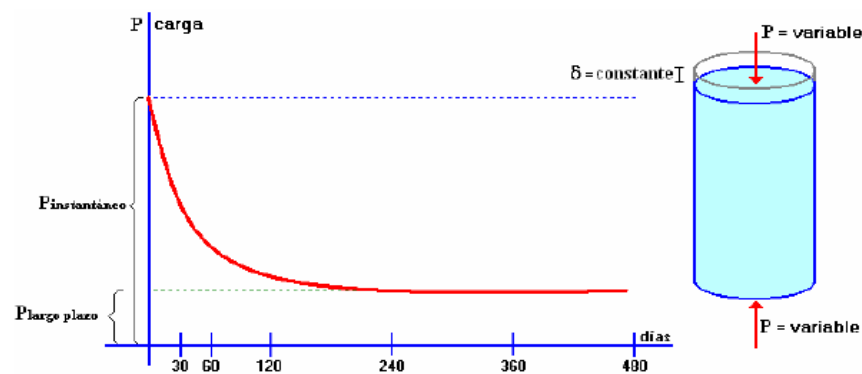


Figura 8 Cargas axiales en el hormigón bajo deformaciones axiales a largo plazo
Fuente: (Marcelo Romo, 2008)

2.1.2. Acero

2.1.2.1. Propiedades mecánicas del acero

El acero es una aleación que se basa en el hierro que además posee carbono y pequeñas cantidades de otros elementos químicos metálicos; el carbono representa aproximadamente el 0.5% y 1.5% de la aleación.

Por la forma del acero estructural podemos clasificar al acero en tres grandes grupos:

- **Perfiles Estructurales.** - Consisten en piezas de acero laminado cuya sección transversal puede tener la forma de I, H, T, canal o ángulo, entre otras.
- **Barras.** - Las barras de acero estructural son barras conformadas con acero laminado, cuya sección transversal puede tener forma circular, hexagonal o cuadrada de diferentes tamaños.

- **Planchas.** - Son piezas planas de acero laminado conformadas en caliente.

El acero que es usado para estructuras es un material que aporta a la resistencia a tracción, lo que lo convierte en un material ideal para combinarlo con el hormigón simple. Para determinar las propiedades mecánicas del acero es preciso realizar curvas de esfuerzo-deformación que varían dependiendo de su composición química y sus procesos de fabricación.

2.1.2.1.1. Comportamiento elástico

El rango de comportamiento elástico es el rango de esfuerzos desde la carga nula hasta cuando el acero se deforma por cargas de tracción, pero cuando se retira la carga vuelve a su geometría normal.

La curva de esfuerzo-deformación coincide con la recta que parte desde el punto de esfuerzo y deformación cero.

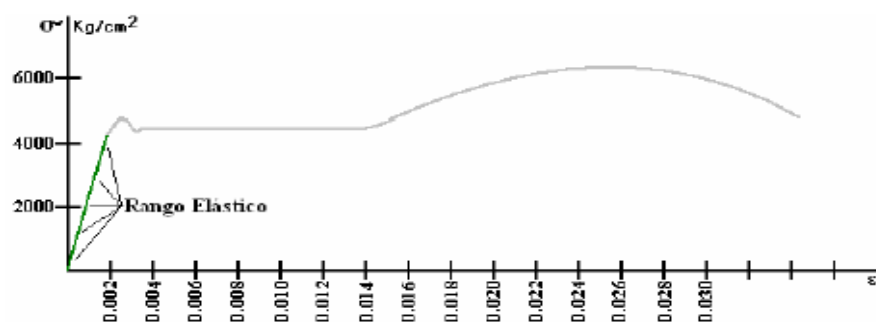


Figura 9 Comportamiento elástico del acero estructural
Fuente: (Pedro Espinoza, 2014)

2.1.2.1.2. Esfuerzo de fluencia

Al esfuerzo de fluencia se lo representa como "Fy" y hace referencia al esfuerzo que realiza el acero para seguir deformándose sin la necesidad de aumentar las cargas de tracción.

En el diagrama de esfuerzo-deformación de los aceros tradicionales el esfuerzo de fluencia está representado con una recta horizontal que viene después del rango elástico del acero.

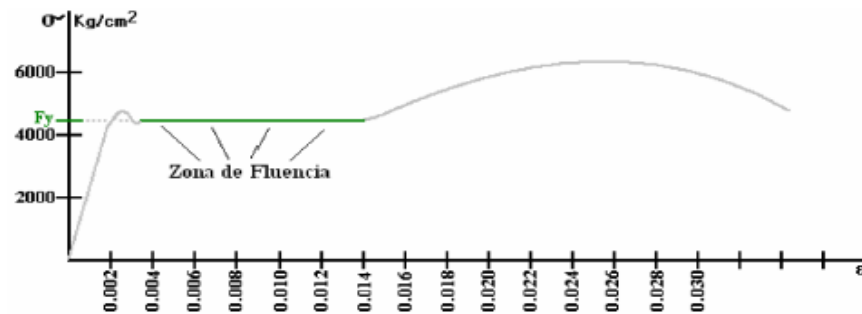


Figura 10 Esfuerzo de fluencia
Fuente: (Pedro Espinoza, 2014)

2.1.2.1.3. Resistencia a la rotura

En el diagrama de esfuerzo-deformación, la resistencia a la rotura se encuentra representada como el punto con mayor ordenada. Es el mayor esfuerzo al que puede estar sometido el acero antes del fracaso del material y se lo representa como "Fr".

El esfuerzo de rotura siempre es mayor al esfuerzo de fluencia en todo tipo de acero estructural.

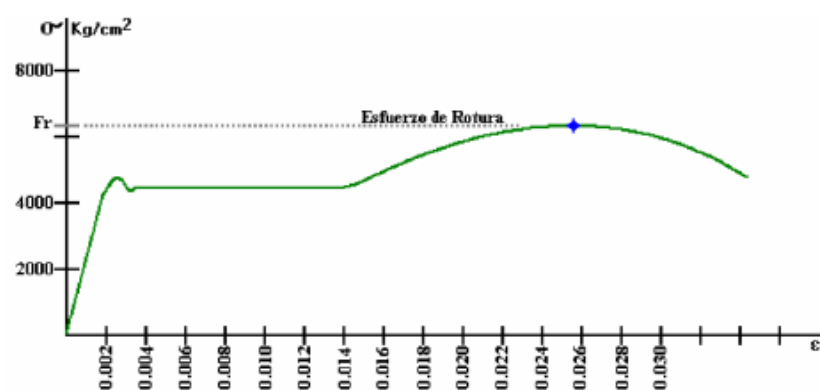


Figura 11 Resistencia a la rotura
Fuente: (Pedro Espinoza, 2014)

2.1.2.1.4. Módulo de elasticidad

Al módulo de elasticidad del acero se lo representa como "Es" y es la pendiente de la recta que representa el rango elástico del acero. (ESPINOZA, 2014)

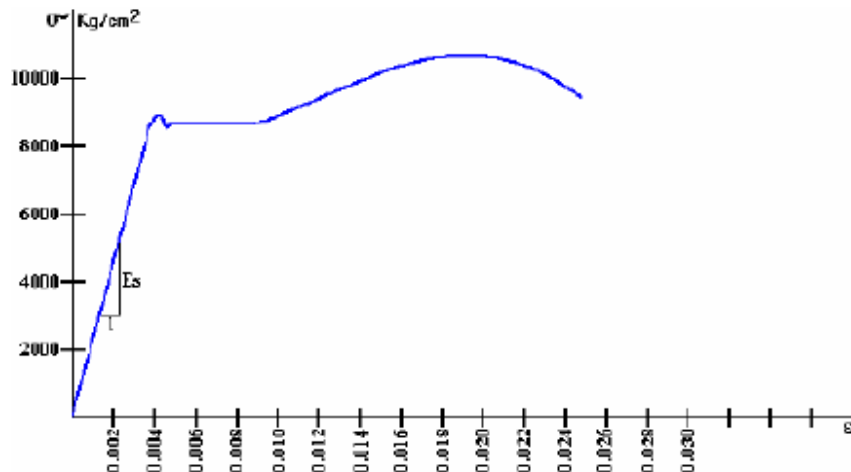


Figura 12 Módulo de elasticidad del acero
Fuente: (Pedro Espinoza, 2014)

El módulo de elasticidad del acero es el cociente entre el esfuerzo y la deformación unitaria en el rango elástico del mismo.

$$E_s = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Se puede asumir que el módulo de elasticidad usado para el acero "Es" es igual a 2'100.000 kg/cm².

2.1.2.1.5. Ductilidad

La ductilidad hace referencia a la capacidad del acero para resistir grandes deformaciones sin romperse, en los casos del acero usado para el hormigón armado la ductilidad supera a diez fácilmente, pero para los aceros de la alta resistencia

usados para hormigón pre-esforzado la ductilidad es limitada y está entre tres y cinco. (ESPINOZA, 2014)

Para obtener la ductilidad del acero usamos la siguiente formulación:

$$D_d = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

En donde:

D_d = Índice de ductilidad por deformación

ε_u = Deformación unitaria de rotura

ε_y = Deformación unitaria de inicio de fluencia

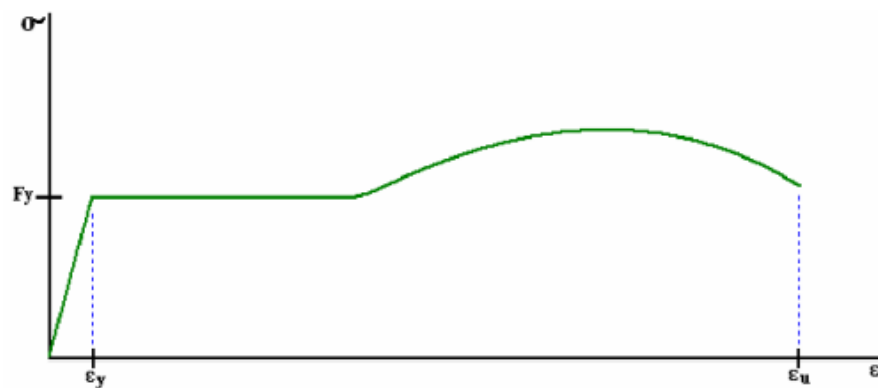


Figura 13 Ductilidad
Fuente: (Pedro Espinoza, 2014)

2.2. Características de la sección mixta

Entre las principales características de la sección mixta podemos dividirlas en tres grandes grupos:

- Características Estructurales
- Características Constructivas
- Características Estéticas

2.2.1. Características estructurales

Un elemento estructural de sección mixta está conformado por tres piezas importantes que son:

- Sección de hormigón
- Sección metálica
- Conectores

En el caso de los conectores pueden ser reemplazados por la adherencia acero-hormigón.

El hormigón es un material que se deforma en conjunto con el acero, gracias a que posee algunos compuestos que permiten este proceso y son solidarios con la pieza metálica. La función de los conectores es evitar o controlar los deslizamientos relativos de estos materiales (acero y hormigón) en tanto que, el hormigón aparte de ayudar en distintas funciones estructurales, colabora en la zona comprimida aumentando la capacidad resistente de la sección mixta.

Entre los principales fenómenos estructurales que se presentan en las secciones mixtas podemos destacar la retracción del hormigón que consiste en el acortamiento del hormigón, coartado por el acero a través de la conexión que provoca esfuerzos en los dos materiales, con posibilidad de fisuras en zonas locales de la sección del hormigón.

Un fenómeno importante que podemos citar es la deformación diferida del hormigón por fluencia que quiere decir que las pérdidas de tensión causadas por el hormigón a lo largo del tiempo aumentan a las tensiones que corresponden al acero.

Los efectos térmicos que se producen en las columnas mixtas son fenómenos muy considerables a la hora de la construcción ya que por el parecido en los coeficientes de dilatación térmica del hormigón y el acero no se presentan esfuerzos internos apreciables por cambios uniformes de temperatura, pero la gran diferencia que existe entre las inercias de estos materiales origina fuertes diferencias y gradientes térmicos en las secciones mixtas, siendo la inercia térmica del acero muy pequeña y la del

hormigón grande. Por lo tanto se producen esfuerzos en las secciones parciales de acero y hormigón, como también se producen en los conectores.

Entre las características estructurales más importantes que presenta la construcción con secciones mixtas se pueden destacar las siguientes:

- Reducción del canto en dinteles
- Incremento de rigidez
- Mayor esbeltez de soportes
- Ahorro de acero

2.2.2. Características constructivas

Existen varias características ventajosas de la sección mixta en el campo de la construcción y también se puede destacar una reducción en el aspecto económico al final de una obra.

Los sistemas constructivos y posibilidades de materiales con secciones mixtas más importantes se presentan a continuación:

- La sección de hormigón puede ser fabricada in situ o puede ser prefabricada en otro lugar; además que puede utilizarse un hormigón en masa, armado o pretensado; el hormigón puede ser ligero; unido rígidamente o elásticamente al acero y la sección metálica puede quedarse exenta o recubierta total o parcialmente.
- La parte de acero que compone la sección mixta puede ser construida con cualquier tipo de elemento metálico como: perfiles laminados o plegados, tubos, chapas; puede ser soldada, atornillada o roblonada; puede estar dispuesta con alma llena, de celosía, o aligerada; puede incurvarse o pretensarse.
- Las conexiones en este tipo de secciones pueden ser realizadas antes o después del endurecimiento del hormigón y antes o después del pretensado del hormigón o el acero.

Si es que analizamos las secciones mixtas desde el punto de vista estructural, de cálculo, constructivo y económico sabremos que existen varias ventajas en comparación con los métodos tradicionales.

2.2.3. Características estéticas

Las estructuras mixtas ofrecen un sinnúmero de variaciones estéticas o arquitectónicas, ofreciendo la oportunidad de combinar distintos tipos de elementos compuestos. Muy aparte de conseguir dimensiones reducidas en las vigas se pueden construir mayores vanos, losas ligeras, columnas esbeltas y nos dan la oportunidad de tener más flexibilidad y oportunidades para el diseño. (SILVA, 2007)

La construcción mixta nos ofrece la posibilidad de montar las piezas rápidamente y disminuir tiempos de construcción siendo una ventaja económica muy importante.

Una de las funcionalidades más importantes de las secciones mixtas es que estas estructuras se emplean como sistemas de protección contra el fuego.

2.3. Principales ventajas y desventajas

2.3.1. Ventajas de las columnas mixtas

Durante mucho tiempo atrás se utilizaba comúnmente el hormigón como un material que ayudaba a la resistencia contra el fuego y la corrosión de las estructuras; sabiendo que desde hace tiempo se usaba conjuntamente el hormigón con perfiles metálicos nunca se los analizo desde el punto de vista estructural sino desde hace unos 20 o 30 años atrás. (MC, 2012)

Las columnas mixtas pueden ser utilizadas en edificaciones altas y bajas, al nombrar edificios bajos comúnmente son usadas para bodegas, estacionamientos, etcétera con el objetivo de mejorar la apariencia, soportar el fuego, evitar la corrosión y proteger de vehículos. Aprovechando que este tipo de estructuras están rellenas de hormigón es preciso calcular las columnas como columnas mixtas y así poder aprovechar mejor

las propiedades estructurales que nos brinda tanto el hormigón como el acero, con el fin de optimizar las secciones.

En las edificaciones de gran altura, las columnas mixtas poseen secciones grandes, pero considerablemente menores a las secciones de una columna formada con hormigón armado o con perfiles de acero. Los ahorros de secciones que se logran muy aparte de ser una ventaja económica viene a ser un ahorro de espacio, obteniendo así un ambiente más extenso en cada piso, las secciones compuestas disminuyen considerablemente el peso de la estructura lo que hace que las cimentaciones ya no sean tan grandes. Para edificios muy altos se pueden usar columnas compuestas que estén colocadas muy juntas y conectadas con vigas de fachada, esto servirá para resistir cargas laterales. En ciertas ocasiones se colocan columnas mixtas grandes en las esquinas de los edificios altos para contrarrestar los momentos laterales.

Usar secciones compuestas para columnas es usar los beneficios de cada material al máximo nivel, por ejemplo, el concreto ayuda a reducir las deflexiones laterales y el acero hace que una estructura sea ligera, resistente, con pequeñas dimensiones y tenga menor peso.

2.3.2. Desventajas de las columnas mixtas

Una de las principales desventajas del uso de secciones mixtas es que no se siempre se logra un trabajo conjunto entre dos materiales distintos, por lo que se requiere de un control minucioso al momento de la construcción, haciendo el uso algunas veces de uniones y conectores para que puedan trabajar como se busca.

Cuando se realiza el relleno del hormigón en las columnas se debe controlar el vertido en capas entre 25cm. – 30cm. y garantizar que el relleno sea el correcto mediante golpes con martillo y según el sonido que emita el golpe del martillo. (MC, 2012)

3. CAPÍTULO III MODELACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

3.1. Uso de un programa de computación especializado

Para la modelación de la superestructura se usó el programa informático CYPE Ingenieros que es un software técnico para los profesionales de la Ingeniería, Arquitectura y Construcción. CYPE posee una importante actividad en el campo del cálculo de estructuras, el cual fue de mucha ayuda para la realización de este trabajo de titulación.

3.2. Modelación y agrupación de cargas

Para proceder a la comparación entre el uso de columnas mixtas y el uso de columnas de hormigón armado (método tradicional), nos disponemos a la modelación de cuatro edificaciones tipo, las cuales poseen cuatro columnas en el eje "X" y tres en el eje "Y"; las estructuras serán de dos, tres, cuatro y cinco pisos.

Para todos los diseños tomaremos en cuenta el Capítulo 1 Cargas y Materiales de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la localización que tendremos para las edificaciones será la ciudad de Cuenca.

3.3. Modelación estructural con columnas mixtas

A continuación, se muestran los resultados de una sola columna con todos los cálculos necesarios para que una edificación sea considerada segura y habitable, el cálculo de las demás columnas será presentado en formato digital.

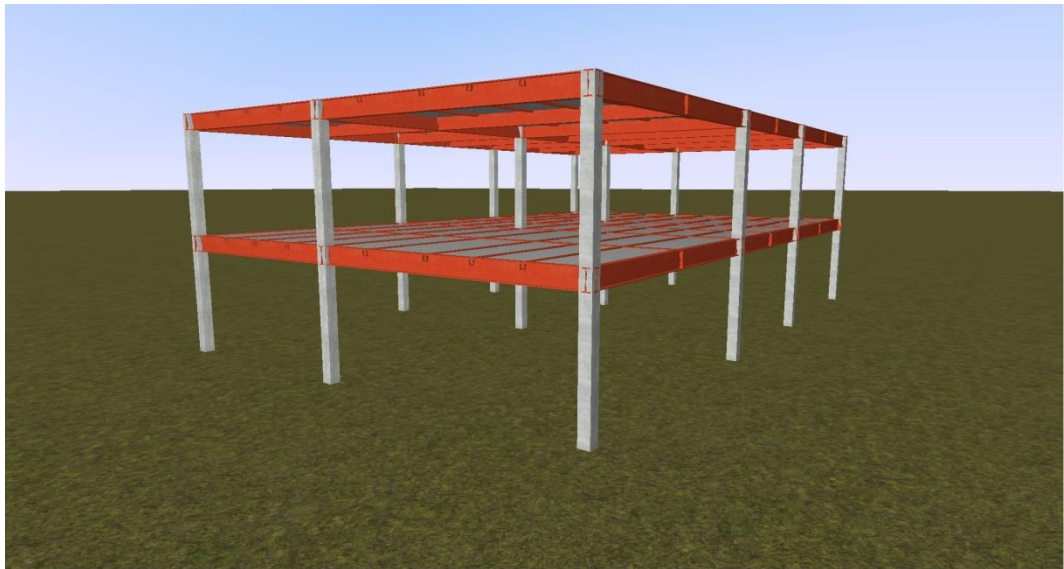
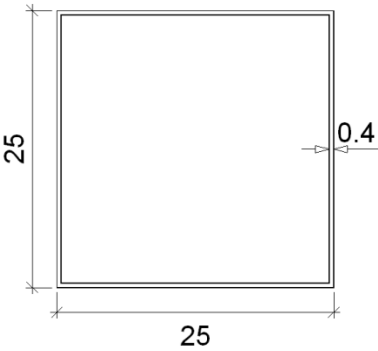


Figura 14 Estructura de dos pisos con Columnas Mixtas
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

1.- N+6 (3 - 6 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 25x25 cm
	Perfil	: 250x250x4
	Tramo	: 3.000/6.000 m
	Altura libre	: 2.60 m
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=240$	Plano ZX : 2.60 m
	Acero : A36	Plano ZY : 2.60 m

Limitaciones del Material (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I1.3(1))

Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal.

f'_c : Resistencia a compresión especificada del concreto f'_c : 23.54 MPa ✓

Limitaciones del Material (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I1.3(2))

La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5355 kgf/cm² (525 MPa).

F_y: Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado

F_y : 250.00 MPa ✓

Límites (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2a)

Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de sección compuesta.

3936 mm² ≥ 625 mm² ✓

Área de la sección del núcleo de acero : 3936 mm²

Sección compuesta total : 62500 mm²

Resistencia a compresión (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2b)

Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas.

Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 63.92$$

donde

$$\lambda_p : 63.92$$

b: Distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas de cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)).

$$\mathbf{B} : 242.0 \quad \text{mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$\mathbf{t} : 4.0 \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : 200000 \quad \text{MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de
acero **F_y : 250.00 MPa**

La resistencia de compresión disponible de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

$$1540.04 \text{ kN}^3 \geq 63.48 \text{ kN} \quad \checkmark$$

La resistencia requerida axial por compresión P_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

P_r: Resistencia requerida axial por compresión según combinaciones de carga LRFD. **P_r : 63.48 kN**

P_c: Resistencia de diseño de compresión **P_c : 1540.04 kN**

F_c: Factor de resistencia en columnas compuestas cargadas axialmente. **F_c : 0.75**

(a) Donde $P_{no}/P_e \leq 2.25$

$$\mathbf{P_n} : \underline{2053.38 \text{ kN}}$$

donde

P_e: Carga crítica de pandeo elástico **P_e : 18503.46 kN**

EI_{eff}: Rigidez efectiva de la sección compuesta **EI_{eff,x} : 12673.60 kN·m²**
EI_{eff,y} : 12673.60 kN·m²

Donde

Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

$$C_3 : 0.73$$

$$A_c: \text{Área de concreto.} \quad A_c : 58564 \quad \text{mm}^2$$

$$A_s: \text{Área de la sección de acero} \quad A_s : 3936 \quad \text{mm}^2$$

$$E_s: \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad E_s : 200000 \quad \text{MPa}$$

$$E_c: \text{Módulo de elasticidad del concreto. Para concreto de densidad normal, } E_c \text{ puede tomarse como (ACI 318M-08, 8.5.1):} \quad E_c : 22805 \quad \text{MPa}$$

$$f'_c: \text{Resistencia a compresión especificada del concreto} \quad f'_c : 23.54 \quad \text{MPa}$$

$$I_c: \text{Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta} \quad I_{c,x} : 28581 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{c,y} : 28581 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^4$$

$$I_s: \text{Momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta} \quad I_{s,x} : 3971 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{s,y} : 3971 \cdot 10^4 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{sr}: \text{Momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta} \quad I_{sr,x} : 0 \quad \text{mm}^4$$

$$I_{sr,y} : 0 \quad \text{mm}^4$$

$$K: \text{Factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C} \quad K_x : 1.00$$

$$K_y : 1.00$$

$$L: \text{Longitud no arriostrada lateralmente del miembro} \quad L : 2600 \quad \text{mm}$$

(a) Para secciones compactas

$$P_{no} : 2156.01 \text{ kN}$$

Donde

$$P_p : 2156.01 \text{ kN}$$

C_2 : 0,85 para secciones rectangulares y 0,95 para secciones circulares

$$C_2 : 0.85 \text{ MPa}$$

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

f'_c : Resistencia a compresión especificada del concreto

$$f'_c : 23.54 \text{ MPa}$$

A_c : Área de concreto.

$$A_c : 58564 \text{ mm}^2$$

A_s : Área de la sección de acero

$$A_s : 3936 \text{ mm}^2$$

A_{sr} : Área de barras de refuerzo continuas.

$$A_{sr} : 0 \text{ mm}^2$$

E_s : Módulo de elasticidad del acero

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

E_c : Módulo de elasticidad del concreto. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como (ACI 318M-08, 8.5.1):

$$E_c : 22805 \text{ MPa}$$

Resistencia a tracción (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2c)

La comprobación no procede, ya que no hay axial de tracción.

FLEXIÓN. Miembros compuestos rellenos (eje x) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I3.4)

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas.

Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 84.85$$

donde

$$\lambda_p : 84.85$$

h: Luz libre entre las alas menos las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)).

$$\mathbf{h} : 242.0 \quad \text{mm}$$

t: El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$94.84 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 26.28 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

La resistencia a flexión requerida M_r , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa + 0.3\cdot SX + SY$.

Donde

M_r: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$M_r : 26.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de flexión de diseño

$$M_c : 94.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F_b: Factor de resistencia por flexión.

$$F_b : 0.90$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$M_n : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde

M_p : Momento correspondiente a la distribución de tensiones

plásticas en la sección transversal del miembro compuesto $M_p : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

FLEXIÓN. Miembros compuestos rellenos (eje y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I3.4)

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas.

Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 84.85$$

donde

$$\lambda_p : 84.85$$

h: Luz libre entre las alas menos las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)).

$$h : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$94.84 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 35.76 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

La resistencia a flexión requerida M_r , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa + SX + 0.3\cdot SY$.

donde

M_r : Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$M_r : 35.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de flexión de diseño

$$M_c : 94.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F_b : Factor de resistencia por flexión.

$$F_b : 0.90$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$M_n : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde

M_p : Momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto

$$M_p : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

CORTE. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos (eje x) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I4.1)

La resistencia de diseño al corte, $F_v V_n$, debe ser determinada basada en uno de los casos a continuación:

(a) La resistencia disponible al corte de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.

$$261.36 \text{ kN} \geq 22.08 \text{ kN} \quad \checkmark$$

La resistencia requerida de corte V_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

donde

V_r : Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 22.08 \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$V_c : 261.36 \text{ kN}$$

G.1: Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1(a):

F_v : Factor de resistencia por corte.

$$F_v : 0.90$$

V_n : La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con $A_w = 2 \cdot h \cdot t$ (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), G5):

$$V_n : 290.40 \text{ kN}$$

donde

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

$$A_w : 1936 \text{ mm}^2$$

h: El ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado. Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

$$h : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

C_v: Coeficiente de corte del alma

$$C_v : 1.00$$

Sección G.2.1(b): Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

(i) Donde

$$60.50 \leq 69.57$$

t_w : Espesor del alma	$t_w : 4.0$ mm
$t_w = t$	
k_v : Coeficiente de pandeo por corte del alma	$k_v : 5.00$
E : Módulo de elasticidad del acero	$E : 200000$ MPa
F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero	$F_y : 250.00$ MPa

CORTE. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos (eje y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I4.1)

La resistencia de diseño al corte, F_v V_n , debe ser determinada basada en uno de los casos a continuación:

(a) La resistencia disponible al corte de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.

$$261.36 \text{ kN} \geq 15.68 \text{ kN} \checkmark$$

La resistencia requerida de corte V_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Q_a + 0.3 \cdot SX + SY$.

donde

V_r : Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 15.68 \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$V_c : 261.36 \text{ kN}$$

G.1: Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1(a):

F_v : Factor de resistencia por corte.

$$F_v : 0.90$$

V_n : La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la

Sección G2.1 con $A_w = 2 \cdot h \cdot t$ (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), G5):

$$V_n : 290.40 \text{ kN}$$

donde

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

$$A_w : 1936 \text{ mm}^2$$

h : El ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado. Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

$$H : 242.0 \text{ mm}$$

t : El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$T : 4.0 \text{ mm}$$

C_v : Coeficiente de corte del alma

$$C_v : 1.00$$

Sección G.2.1(b): Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

(i) Donde

$$60.50 \leq 69.57$$

t_w : Espesor del alma	$t_w : 4.0$ mm
$t_w = t$	
k_v : Coeficiente de pandeo por corte del alma	$k_v : 5.00$
E : Módulo de elasticidad del acero	$E : 200000$ MPa
F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero	$F_y : 250.00$ MPa

Combinación de carga axial y flexión (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I5)

La interacción entre fuerza axial y flexión debe estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1.

H1.1 Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

$$0.58 \leq 1.00 \quad \checkmark$$

Las resistencias requeridas se producen en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

(b) Donde $P_r/P_c < 0.2$

donde

P_r : Resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$P_r : 56.19 \text{ kN}$$

P_c : $F_c P_n$ = Resistencia de diseño de compresión

$$P_c : 1540.04 \text{ kN}$$

M_r : Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$M_{rx} : 18.29 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} : 34.58 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

M_c : $F_b M_n$ = Resistencia de flexión de diseño

$$M_{cx} : 94.84 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} : 94.84 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

Miembros con Simetría Doble y Simple Sujetos a Flexión y Tracción (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H1.2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H3.1)

La resistencia torsional de diseño, $F_t T_n$, para secciones tubulares redondas o rectangulares, de acuerdo con los estados límites de fluencia torsional y pandeo torsional, debe ser determinada como sigue:

$$65.36 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 0.26 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

La resistencia torsional requerida T_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

donde

T_r : Resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD

$$T_r : 0.26 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

T_c : Resistencia torsional de diseño

$$T_c : 65.36 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

F_T: Factor de resistencia por torsión.

$$\mathbf{F_T : 0.90}$$

T_n: Resistencia torsional nominal

$$\mathbf{T_n : 72.62 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

donde C es la constante torsional para secciones tubulares.

$$\mathbf{C : 484128 \text{ mm}^3}$$

(i) Donde

$$60.50 \leq 69.30$$

$$\mathbf{F_{cr} : 150.00 \text{ MPa}}$$

donde

h: Ancho plano o lado de mayor longitud tal como se define en Sección B4.1b(d)

$$\mathbf{H : 242.0 \text{ mm}}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$\mathbf{T : 4.0 \text{ mm}}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E : 200000 \text{ MPa}}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$\mathbf{F_y : 250.00 \text{ MPa}}$$

Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H3.2)

Cuando la resistencia torsional requerida, T_r , es menor o igual que el 20% de la resistencia torsional disponible, T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial para secciones tubulares debe ser determinada de acuerdo con la Sección H1 y los efectos torsionales deben ser despreciados.

$$0.26 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 13.07 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

La resistencia torsional requerida T_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa - 0.3\cdot SX - SY$.

donde

T_r : Resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD

$$T_r : 0.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

T_c : Resistencia torsional de diseño

$$T_c : 65.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Limitaciones Ancho-Espesor de Secciones de Acero y Compuestas (ANSI/AISC 341-10 (LRFD), D1.1b)

Para elementos designados como elementos de ductilidad moderada, las relaciones ancho-espesor de los elementos a compresión no deben exceder de las relaciones límite ancho-espesor, λ_{hm} , de la Tabla D1.1.

Paredes de elementos compuestos rellenos rectangulares

Elementos de Ductilidad Moderada

$60.50 \leq 63.92$ ✓

$\lambda_{hm} : 63.92$

b: Ancho del elemento rigidizado en compresión **b** : 242.0 mm

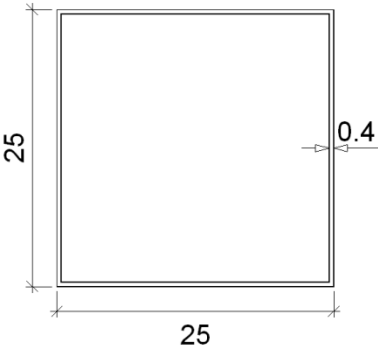
t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

t : 4.0 mm

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : 200000 MPa

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero **F_y** : 250.00 MPa

2.- N+3 (0 - 3 M)

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones	: 25x25 cm
	Perfil	: 250x250x4
	Tramo	: 0.000/3.000 m
	Altura libre	: 2.60 m
	Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado	: 15 mm
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : $f'_c=240$	Plano ZX : 2.60 m
	Acero : A36	Plano ZY : 2.60 m

Limitaciones del Material (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I1.3(1))

Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal.

f'_c : Resistencia a compresión especificada del concreto f'_c : 23.54 MPa ✓

Limitaciones del Material (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I1.3(2))

La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de 5355 kgf/cm² (525 MPa).

F_y: Tensión mínima de fluencia especificado para el tipo de acero empleado

F_y : 250.00 MPa ✓

Límites (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2a)

Para miembros compuestos rellenos, el área transversal de la sección de acero deberá contener por lo menos un 1% del área total de sección compuesta.

3936 mm² ≥ 625 mm² ✓

Área de la sección del núcleo de acero : 3936 mm²

Sección compuesta total : 62500 mm²

Resistencia a compresión (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2b)

Los miembros compuestos rellenos deberán ser clasificados para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para compresión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas o esbeltas.

Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 63.92$$

donde

$$\lambda_p : 63.92$$

b: Distancia libre entre almas menos las esquinas redondeadas de cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)).

$$\mathbf{b} : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$\mathbf{t} : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$\mathbf{F_y} : 250.00 \text{ MPa}$$

La resistencia de compresión disponible de miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión basado en Sección I2.1b con las siguientes modificaciones:

$$1540.04 \text{ kN} \geq 135.52 \text{ kN} \checkmark$$

La resistencia requerida axial por compresión P_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

P_r : Resistencia requerida axial por compresión según combinaciones de carga LRFD.

$$P_r : 135.52 \text{ kN}$$

P_c : Resistencia de diseño de compresión

$$P_c : 1540.04 \text{ kN}$$

F_c : Factor de resistencia en columnas compuestas cargadas axialmente.

$$F_c : 0.75$$

(a) Donde $P_{no}/P_e \leq 2.25$

$$P_n : 2053.38 \text{ kN}$$

Donde

P_e : Carga crítica de pandeo elástico.

$$P_e : 18503.46 \text{ kN}$$

EI_{eff} : Rigidez efectiva de la sección compuesta

$$EI_{eff,x} : 12673.60 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{eff,y} : 12673.60 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Donde

Coficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión

$$C_3 : 0.73$$

A_c : Área de concreto.	A_c	: 58564	mm ²
A_s : Área de la sección de acero	A_s	: 3936	mm ²
E_s : Módulo de elasticidad del acero	E_s	: 200000	MPa
E_c : Módulo de elasticidad del concreto. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como (ACI 318M-08, 8.5.1):	E_c	: 22805	MPa

f'_c : Resistencia a compresión especificada del concreto	f'_c	: 23.54	MPa
I_c : Momento de inercia de la sección de concreto sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	$I_{c,x}$	: $28581 \cdot 10^4$	mm ⁴
	$I_{c,y}$	: $28581 \cdot 10^4$	mm ⁴
I_s : Momento de inercia del perfil de acero sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	$I_{s,x}$	: $3971 \cdot 10^4$	mm ⁴
	$I_{s,y}$	: $3971 \cdot 10^4$	mm ⁴
I_{sr} : Momento de inercia de las barras de refuerzo sobre el eje neutro elástico de la sección compuesta	$I_{sr,x}$	: 0	mm ⁴
	$I_{sr,y}$	: 0	mm ⁴
K : Factor de longitud efectiva determinada de acuerdo con el Capítulo C	K_x	: 1.00	
	K_y	: 1.00	
L : Longitud no arriostrada lateralmente del miembro (a) Para secciones compactas	L	: 2600	mm

$$P_{no} : 2156.01 \text{ kN}$$

Donde

$$P_p : 2156.01 \text{ kN}$$

C_2 : 0,85 para secciones rectangulares y 0,95 para secciones circulares

$$C_2 : 0.85 \quad \text{MPa}$$

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \quad \text{MPa}$$

f'_c : Resistencia a compresión especificada del concreto

$$f'_c : 23.54 \quad \text{MPa}$$

A_c : Área de concreto.

$$A_c : 58564 \quad \text{mm}^2$$

A_s : Área de la sección de acero

$$A_s : 3936 \quad \text{mm}^2$$

A_{sr} : Área de barras de refuerzo continuas.

$$A_{sr} : 0 \quad \text{mm}^2$$

E_s : Módulo de elasticidad del acero

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

E_c : Módulo de elasticidad del concreto. Para concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como (ACI 318M-08, 8.5.1):

$$E_c : 22805 \quad \text{MPa}$$

Resistencia a tracción (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I2.2c)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

FLEXIÓN. Miembros compuestos rellenos (eje x) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I3.4)

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas.

Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 84.85$$

donde

$$\lambda_p : \underline{84.85}$$

h: Luz libre entre las alas menos las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)). **h** : $\underline{242.0}$ mm

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2). **t** : $\underline{4.0}$ mm

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\underline{\underline{\mathbf{E} : 200000 \text{ MPa}}}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$\underline{\underline{\mathbf{F}_y : 250.00 \text{ MPa}}}$$

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$94.84 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 29.23 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

La resistencia a flexión requerida M_r , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa + 0.3\cdot SX + SY$.

donde

M_r: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$\underline{\underline{\mathbf{M}_r : 29.23 \text{ kN}\cdot\text{m}}}$$

M_c: Resistencia de flexión de diseño

$$\underline{\underline{\mathbf{M}_c : 94.84 \text{ kN}\cdot\text{m}}}$$

F_b: Factor de resistencia por flexión.

$$\underline{\underline{\mathbf{F}_b : 0.90}}$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$\underline{\underline{\mathbf{M}_n : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}}}$$

donde

M_p : Momento correspondiente a la distribución de tensiones plásticas en la sección transversal del miembro compuesto

$$M_p : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

FLEXIÓN. Miembros compuestos rellenos (eje y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I3.4)

Las secciones compuestas rellenas deberán ser clasificadas para pandeo local de acuerdo con la Sección I1.4.

I1.4. Para flexión, las secciones compuestas rellenas son clasificadas como compactas, no compactas o esbeltas.

Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y de cajón de espesor uniforme

Compacto

$$60.50 \leq 84.85$$

donde

$$\lambda_p : 84.85$$

h: Luz libre entre las alas menos las esquinas redondeadas a cada lado. Cuando la esquina redondeada no se conoce, b y h se tomarán como la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el espesor (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.1b(d)).

$$h : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos debe ser determinada como sigue:

$$94.84 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 32.31 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

La resistencia a flexión requerida M_r , se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa + SX + 0.3\cdot SY$.

donde

M_r: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$M_r : 32.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de flexión de diseño

$$M_c : 94.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F_b: Factor de resistencia por flexión.

$$F_b : 0.90$$

La resistencia nominal a flexión, M_n , deberá ser determinada como sigue:

(a) Para secciones compactas

$$M_n : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

donde

M_p : Momento correspondiente a la distribución de tensiones

plásticas en la sección transversal del miembro compuesto $M_p : 105.38 \text{ kN}\cdot\text{m}$

CORTE. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos (eje x) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I4.1)

La resistencia de diseño al corte, F_v V_n , debe ser determinada basada en uno de los casos a continuación:

(a) La resistencia disponible al corte de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.

$$261.36 \text{ kN} \geq 23.89 \text{ kN} \quad \checkmark$$

La resistencia requerida de corte V_r se produce en el punto 'Cabeza' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa + SX + 0.3\cdot SY$.

donde

V_r: Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{V_r : 23.89 \quad kN}$$

V_c: Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$\mathbf{V_c : 261.36 \quad kN}$$

G.1: Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1(a):

F_v: Factor de resistencia por corte.

$$\mathbf{F_v : 0.90}$$

V_n: La resistencia de corte nominal, V_n, de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con A_w = 2·h·t (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), G5):

$$\mathbf{V_n : 290.40 \quad kN}$$

donde

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$\mathbf{F_y : 250.00 \quad MPa}$$

$$\mathbf{A_w : 1936 \quad mm^2}$$

h: El ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado. Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

$$\mathbf{h : 242.0 \quad mm}$$

t: El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

C_v: Coeficiente de corte del alma

$$C_v : 1.00$$

Sección G.2.1(b): Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

(i) Donde

$$60.50 \leq 69.57$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : 4.0 \text{ mm}$$

$$t_w = t$$

k_v: Coeficiente de pandeo por corte del alma

$$k_v : 5.00$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

CORTE. Miembros Compuestos Embebidos y Rellenos (eje y) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I4.1)

La resistencia de diseño al corte, $F_v V_n$, debe ser determinada basada en uno de los casos a continuación:

(a) La resistencia disponible al corte de la sección de acero sola es especificada en el Capítulo G.

$$261.36 \text{ kN} \geq 20.09 \text{ kN} \quad \checkmark$$

La resistencia requerida de corte V_r se produce en el punto 'Cabeza' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + 0.3 \cdot SX + SY$.

donde

V_r : Resistencia requerida de corte usando las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 20.09 \text{ kN}$$

V_c : Resistencia de corte de diseño, determinada de acuerdo con Capítulo G.

$$V_c : 261.36 \text{ kN}$$

G.1: Para todas las disposiciones en este capítulo, excepto la Sección G2.1(a):

F_v : Factor de resistencia por corte.

$$F_v : 0.90$$

V_n : La resistencia de corte nominal, V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada usando las disposiciones de la Sección G2.1 con $A_w = 2 \cdot h \cdot t$ (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), G5):

$$V_n : 290.40 \text{ kN}$$

donde

F_y : Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

$$A_w : 1936 \text{ mm}^2$$

h: El ancho resistente a la fuerza de corte, tomado como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado. Si el radio de esquina es desconocido, h debe tomarse como la respectiva dimensión exterior menos tres veces el espesor.

$$h : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

C_v: Coeficiente de corte del alma

$$C_v : 1.00$$

Sección G.2.1(b): Para almas de todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma, C_v , se determina de la siguiente manera:

(i) Donde

$$60.50 \leq 69.57$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : 4.0 \text{ mm}$$

$$t_w = t$$

k_v: Coeficiente de pandeo por corte del alma

$$k_v : 5.00$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

Combinación de carga axial y flexión (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), I5)

La interacción entre fuerza axial y flexión debe estar basada en las ecuaciones de interacción de la Sección H1.1.

H1.1 Miembros con Simetría Doble y Simple Solicitados a Flexión y Compresión

$$0.56 \leq 1.00 \quad \checkmark$$

Las resistencias requeridas se producen en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

(b) Donde $P_r/P_c < 0.2$

donde

P_r: Resistencia de compresión axial requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{P_r} : 130.28 \quad \text{kN}$$

P_c: $F_c P_n$ = Resistencia de diseño de compresión

$$\mathbf{P_c} : 1540.04 \quad \text{kN}$$

M_r: Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{M_{rx}} : 18.71 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_{ry}} : 30.77 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

M_c: $F_b M_n$ = Resistencia de flexión de diseño

$$\mathbf{M_{cx}} : 94.84 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\mathbf{M_{cy}} : 94.84 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Miembros con Simetría Doble y Simple Sujetos a Flexión y Tracción
(ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H1.2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia Torsional de Secciones Tubulares Redondas y Rectangulares
(ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H3.1)

La resistencia torsional de diseño, $F_T T_n$, para secciones tubulares redondas o rectangulares, de acuerdo con los estados límites de fluencia torsional y pandeo torsional, debe ser determinada como sigue:

$$65.36 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq 0.18 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

La resistencia torsional requerida T_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2\cdot PP + 1.2\cdot CM + 0.5\cdot Qa - 0.3\cdot SX - SY$.

donde

T_r : Resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD

$$T_r : 0.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

T_c : Resistencia torsional de diseño

$$T_c : 65.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

F_T : Factor de resistencia por torsión.

$$F_T : 0.90$$

T_n : Resistencia torsional nominal

$$T_n : 72.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

donde C es la constante torsional para secciones tubulares.

$$C : 484128 \text{ mm}^3$$

(i) Donde $60.50 \leq 69.30$

$$F_{cr} : 150.00 \text{ MPa}$$

donde

h: Ancho plano o lado de mayor longitud tal como se define en Sección B4.1b(d)

$$h : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t, en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

Secciones Tubulares solicitadas a Combinación de Torsión, Corte, Flexión y Carga Axial (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), H3.2)

Cuando la resistencia torsional requerida, T_r , es menor o igual que el 20% de la resistencia torsional disponible, T_c , la interacción de torsión, corte, flexión y/o carga axial para secciones tubulares debe ser determinada de acuerdo con la Sección H1 y los efectos torsionales deben ser despreciados.

$$0.18 \text{ kN}\cdot\text{m} \leq 13.07 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

La resistencia torsional requerida T_r se produce en el punto 'Pie' para la combinación de carga LRFD $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

donde

T_r : Resistencia torsional requerida usando las combinaciones de carga LRFD

$$T_r : 0.18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

T_c : Resistencia torsional de diseño

$$T_c : 65.36 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Limitaciones Ancho-Espesor de Secciones de Acero y Compuestas (ANSI/AISC 341-10 (LRFD), D1.1b)

Para elementos designados como elementos de ductilidad moderada, las relaciones ancho-espesor de los elementos a compresión no deben exceder de las relaciones límite ancho-espesor, λ_{hm} , de la Tabla D1.1.

Paredes de elementos compuestos rellenos rectangulares

Elementos de Ductilidad Moderada

$$60.50 \leq 63.92 \quad \checkmark$$

$$\lambda_{hm} : 63.92$$

b: Ancho del elemento rigidizado en compresión

$$b : 242.0 \text{ mm}$$

t: El espesor de diseño t , en los cálculos que involucran el espesor de secciones tubulares (HSS), será igual a 0,93 veces el espesor nominal en secciones HSS soldadas mediante resistencia eléctrica (ERW) e igual al espesor nominal para secciones HSS soldadas mediante arco sumergido (SAW) (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), B4.2).

$$t : 4.0 \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 200000 \text{ MPa}$$

F_y: Tensión de fluencia mínima especificada de la sección de acero

$$F_y : 250.00 \text{ MPa}$$

Las deformaciones que se producen luego de usar todas las combinaciones que nos exige la Norma Ecuatoriana de la Construcción (CAMICON-MIDUVI, 2008) se muestran en el siguiente gráfico:

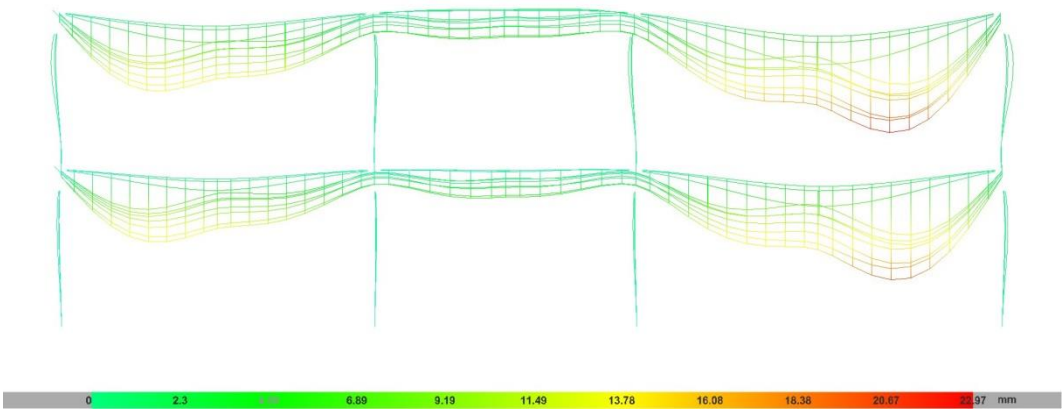


Figura 15 Deformación de Estructura con Columnas Mixtas usando Combinaciones según la NEC vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

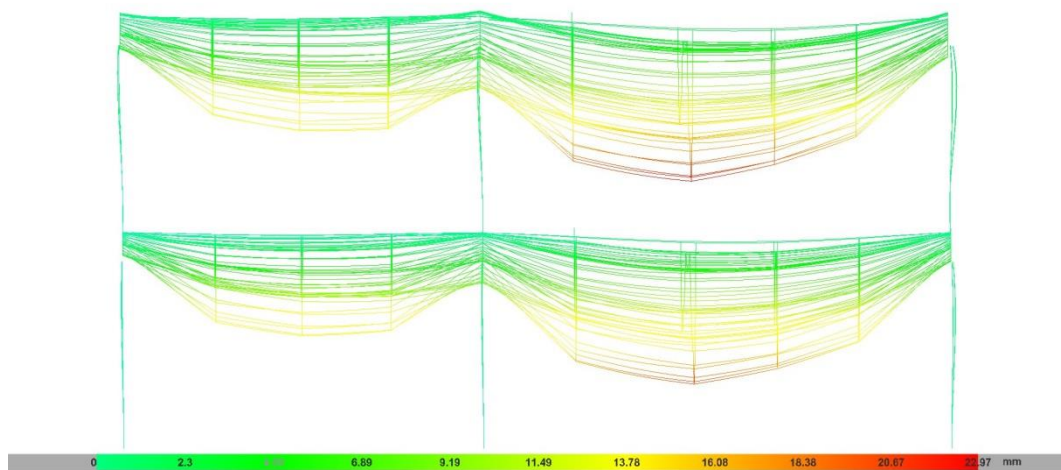


Figura 16 Deformación de Estructura con Columnas Mixtas usando Combinaciones según la NEC vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

Luego del cálculo con un sismo desfavorable los gráficos indican que la estructura no sufrirá mayor daño y se muestran en los siguientes esquemas:

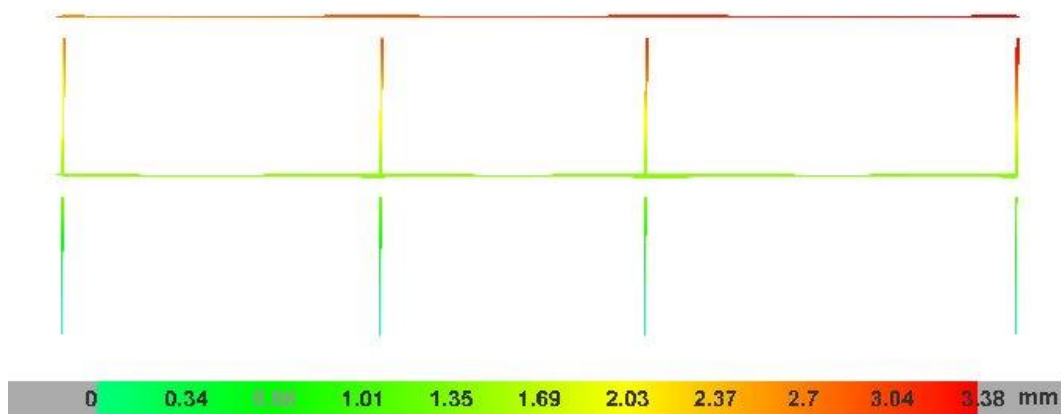


Figura 17 Sismo en "X" vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

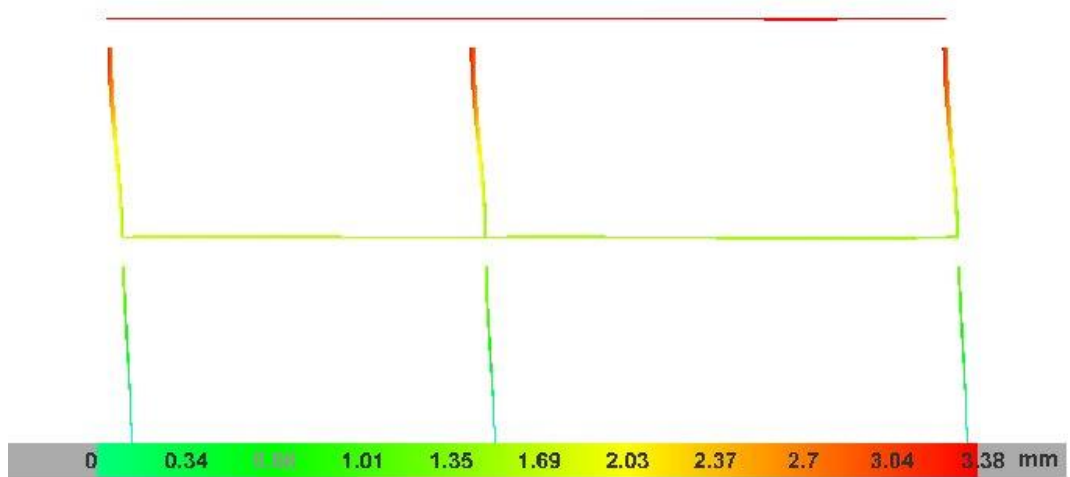


Figura 18 Sismo en "X" vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

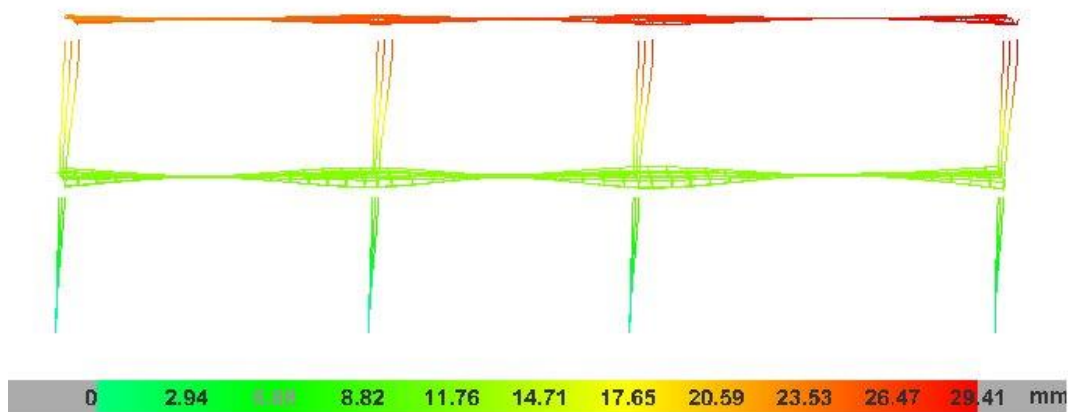


Figura 19 Sismo en "Y" vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

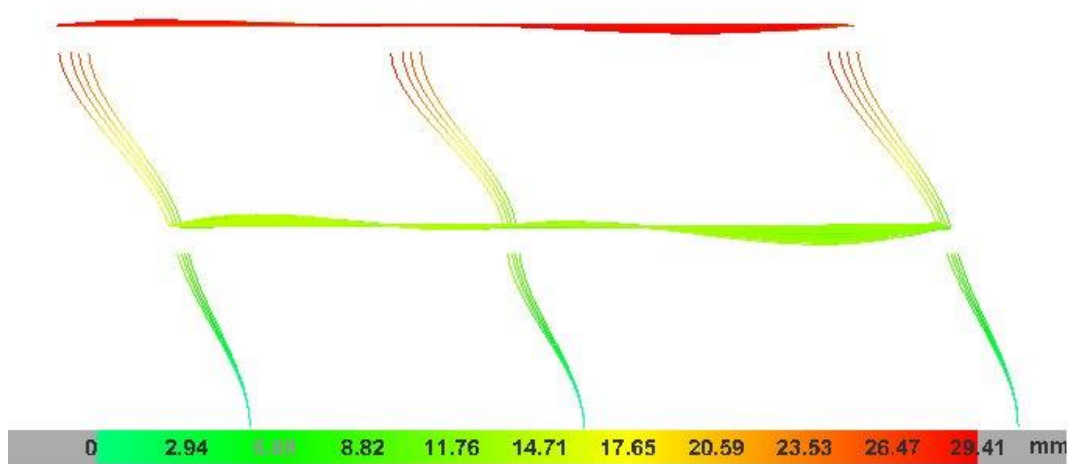


Figura 20 Sismo en "Y" vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

3.4. Modelación estructural con acero estructural

A continuación, se muestran los resultados de una sola columna con todos los cálculos necesarios para que una edificación sea considerada segura y habitable, el cálculo de las demás columnas será presentado en formato digital.

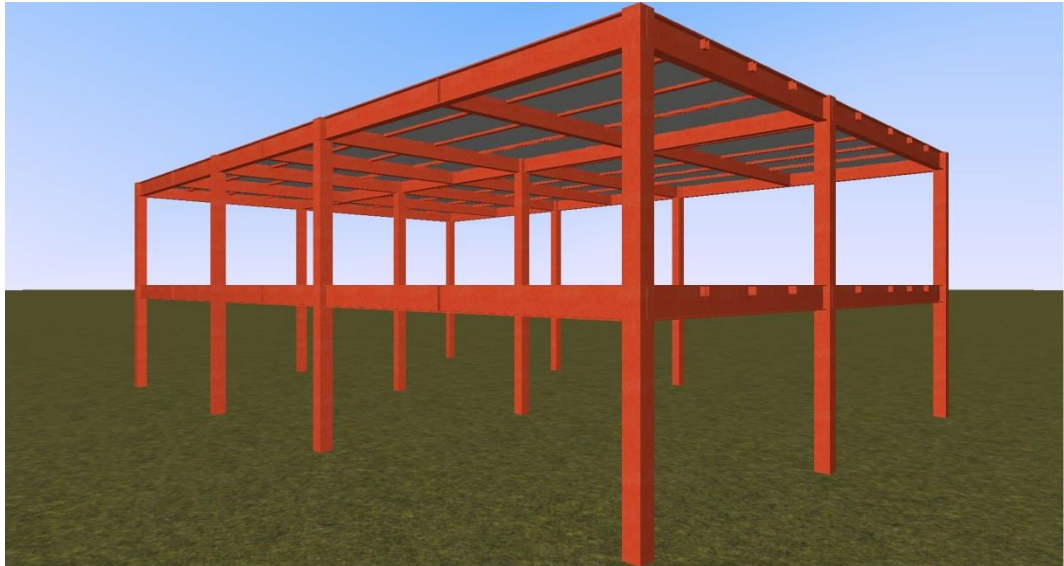
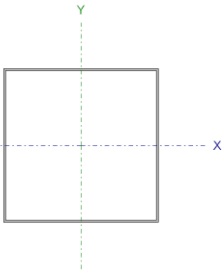


Figura 21 Estructura de dos pisos con Columnas de Acero
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

1.- N+6 (3 - 6 M)**Perfil: 250x250x4****Material: Acero (A36)**

	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)
	3.00	6.00	2.600	39.36	3970.90	3970.90	5956.35



Notas:

⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
B	1.00	1.00	1.00	1.00
L_K	2.600	2.600	2.600	2.600
C_b	-		1.000	

Notación:

b : Coeficiente de pandeo

L_K : Longitud de pandeo (m)

C_b : Factor de modificación para el momento crítico

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es:

$$\lambda : 26 \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : 26$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\mathbf{L} : 3000 \quad \text{mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\mathbf{K} : 0.87$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$\mathbf{r_x} : 100.4 \quad \text{mm}$$

Donde:

$$\mathbf{r_x} : 100.4 \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X $\mathbf{I_x} : 3970.90 \text{ cm}^4$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : 39.36 \quad \text{cm}^2$$

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : 0.097 \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo 3.00, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD	P_r : 6.420	t
P_c: Resistencia de diseño a compresión	P_c : 65.930	t

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

j_p: Factor de resistencia a compresión, tomado como:	j_p : 0.90	
P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B:	P_n : 73.256	t

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A: Área bruta de la sección de la barra.	A : 39.36	cm ²
F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:	F_{cr} : 1861.17	kp/cm ²

a) Cuando:

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_y : 2548.42	kp/cm ²
i) para secciones doblemente simétricas, F _e es el menor valor de:	F_e : 30029.48	kp/cm ²
	F_e : 611620.79	kp/cm ²

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98	kp/cm ²
C_w: Constante de alabeo de la sección	C_w : 0.00	cm ⁶
K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z	K_z : 0.87	
L: Longitud de la barra	L : 3000	mm
G: Módulo de elasticidad transversal del acero	G : 815494.39	kp/cm ²
J: Momento de inercia a torsión uniforme	J : 5956.35	cm ⁴

I_x: Momento de inercia respecto al eje X	I_x : 3970.90	cm ⁴
I_y: Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : 3970.90	cm ⁴
F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:	F_e : 30029.48	kp/cm ²
	F_{ex} : 30029.48	kp/cm ²
	F_{ey} : 30029.48	kp/cm ²

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98	kp/cm ²
K: Factor de longitud efectiva.	K_x : 0.87	
	K_y : 0.87	
L: Longitud de la barra	L : 3000	mm
r: Radio de giro dominante	r_x : 100.4	mm
	r_y : 100.4	mm

Donde:

I: Momento de inercia	I_x : 3970.90	cm ⁴
	I_y : 3970.90	cm ⁴
A: Área total de la sección transversal de la barra.	A : 39.36	cm ²
	Q : 0.75	

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s : 1.00$$

$$Q_a : 0.75$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra. $A : 39.36 \text{ cm}^2$

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'b_e' y en la altura eficaz reducida 'h_e', donde sea de aplicación. $A_{eff} : 29.52 \text{ cm}^2$

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

i) Cuando:

$$b_e : 180.51 \text{ mm}$$

Donde:

$$f : 2481.42 \text{ kp/cm}^2$$

b: Distancia libre entre almas
menos el radio de acuerdo a
cada lado

$$\mathbf{b} : \frac{242.00}{} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : \frac{4.00}{} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del
acero

$$\mathbf{E} : \frac{2038735.98}{} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:

$$\mathbf{h_e} : \frac{180.51}{} \text{ mm}$$

Donde:

$$\mathbf{f} : \frac{2481.42}{} \text{ kp/cm}^2$$

h: Distancia libre entre alas
menos el radio de acuerdo a
cada lado

$$\mathbf{h} : \frac{242.00}{} \text{ mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : \frac{4.00}{} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del
acero

$$\mathbf{E} : \frac{2038735.98}{} \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : 0.300 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 6.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD	$M_r : 1.977$	t·m
M_c : Resistencia de diseño a flexión	$M_c : 6.582$	t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión	$j_b : 0.90$	
M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c	$M_n : 7.314$	t·m

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida	$M_r^+ : 1.977$	t·m
	$M_r^- : 0.891$	t·m

1. Fluencia

$M_n : 9.254$	t·m
---------------	-----

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado	$F_y : 2548.42$	kp/cm ²
Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X	$Z_x : 363.13$	cm ³

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$M_n : 7.314$	t·m
---------------	-----

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado	$F_y : 2548.42$	kp/cm ²
	$S_{effx} : 286.99$	cm ³

Donde:

I_{effx} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X, basado en el ancho eficaz del ala, calculado como:	$I_{effx} : 3587.39$	cm ⁴
--	----------------------	-----------------

$b_e : 178.63$	mm
----------------	----

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E	: 2038735.98	kp/cm ²
b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado	b	: 242.00	mm
t: Espesor del ala	t	: 4.00	mm
y: Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión	y	: 125.00	mm

3. Pandeo local del alma

- a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : 0.454 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 6.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD	M_r : 2.989	t·m
M_c : Resistencia de diseño a flexión	M_c : 6.582	t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión	j_b : 0.90	
M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c	M_n : 7.314	t·m

1. Fluencia

M_n : 9.254	t·m
---------------	-----

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado	F_y : 2548.42	kp/cm ²
Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y	Z_y : 363.13	cm ³

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

M_n : 7.314	t·m
---------------	-----

Donde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$S_{effy} : 286.99 \quad \text{cm}^3$$

Donde:

$$\begin{aligned} &I_{effy}: \text{Momento eficaz de inercia} \\ &\text{respecto al eje Y, basado en el ancho} \\ &\text{eficaz del ala, calculado como:} \quad I_{effy} : 3587.39 \quad \text{cm}^4 \end{aligned}$$

$$h_e : 178.63 \quad \text{mm}$$

Donde:

$$\begin{aligned} &E: \text{Módulo de elasticidad del} \\ &\text{acero} \quad E : 2038735.98 \quad \text{kp/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &h: \text{Distancia libre entre alas} \\ &\text{menos el radio de acuerdo a} \\ &\text{cada lado} \quad h : 242.00 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$t: \text{Espesor del alma} \quad t : 4.00 \quad \text{mm}$$

$$\begin{aligned} &x: \text{Distancia a la fibra extrema eficaz en} \\ &\text{flexión} \quad x : 125.00 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : 0.081 \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD $V_r : 2.171 \quad t$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : 26.642 \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

j_v : Factor de resistencia a cortante $j_v : 0.90$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : 29.602 \quad t$$

Donde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w : 19.36 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : 242.00 \quad \text{mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : 4.00 \quad \text{mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : 1.00$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : 242.00 \quad \text{mm}$$

t_f : Espesor del ala $t_f : 4.00$ mm

E : Módulo de elasticidad del acero $E : 2038735.98$ kp/cm²

K_v : Coeficiente de abolladura del alma $K_v : 5.00$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v : 0.054$ ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD $V_r : 1.445$ t

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$V_c : 26.642$ t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

j_v : Factor de resistencia a cortante $j_v : 0.90$
 V_n : se define según lo detallado en el
 Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : 29.602 \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado $F_y : 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$
 $A_w : 19.36 \quad \text{cm}^2$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio
 de acuerdo $h : 242.00 \quad \text{mm}$
 t_w : Espesor del alma $t_w : 4.00 \quad \text{mm}$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : 1.00$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos

el radio de acuerdo

$$\mathbf{h} : 242.00 \quad \text{mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$\mathbf{t_w} : 4.00 \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : 2038735.98 \quad \text{kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$\mathbf{K_v} : 5.00$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : 0.682 \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 6.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

 η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

$$\eta : \underline{0.68}$$

Donde:

$$\mathbf{P_r}: \text{Resistencia a compresión requerida} \quad \mathbf{P_r} : \underline{5.534 \text{ t}}$$

$$\mathbf{P_c}: \text{Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E} \quad \mathbf{P_c} : \underline{65.930 \text{ t}}$$

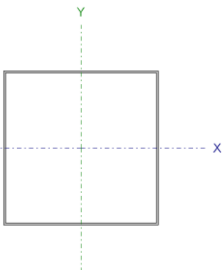
$$\mathbf{M_{rx}}: \text{Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte} \quad \mathbf{M_{rx}} : \underline{1.970 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$\mathbf{M_{cx}}: \text{Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F} \quad \mathbf{M_{cx}} : \underline{6.582 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$\mathbf{M_{ry}}: \text{Resistencia a flexión requerida en el eje débil} \quad \mathbf{M_{ry}} : \underline{2.243 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$\mathbf{M_{cy}}: \text{Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F} \quad \mathbf{M_{cy}} : \underline{6.582 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

2.- N+3 (0 - 3 M)

Perfil: 250x250x4							
Material: Acero (A36)							
	Cotas del tramo (m)		Altura libre (m)	Características mecánicas			
	Pie	Cabeza		Área (cm²)	I _x ⁽¹⁾ (cm4)	I _y ⁽¹⁾ (cm4)	I _t ⁽²⁾ (cm4)
	0.00	3.00	2.600	39.36	3970.90	3970.90	5956.35
	Notas:						
<i>(1) Inercia respecto al eje indicado</i>							
<i>(2) Momento de inercia a torsión uniforme</i>							
	Pandeo		Pandeo lateral				
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
b	1.00	1.00	1.00	1.00			
L _K	2.600	2.600	2.600	2.600			
C _b	-		1.000				
Notación:							
<i>b: Coeficiente de pandeo</i>							
<i>L_K: Longitud de pandeo (m)</i>							
<i>C_b: Factor de modificación para el momento crítico</i>							

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axial de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es:

$$\lambda : 26 \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : 26$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\mathbf{L} : 3000 \quad \text{mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\mathbf{K} : 0.87$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$\mathbf{r_x} : 100.4 \quad \text{mm}$$

Donde:

$$\mathbf{r_x} : 100.4 \quad \text{mm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X $\mathbf{I_x} : 3970.90 \text{ cm}^4$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : 39.36 \quad \text{cm}^2$$

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : 0.199 \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo 0.00, para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD	$P_r : 13.094$	t
P_c : Resistencia de diseño a compresión	$P_c : 65.930$	t

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

j_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:	$j_p : 0.90$	
P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-2-B:	$P_n : 73.256$	t

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E7-2-B).

A: Área bruta de la sección de la barra.	A : 39.36	cm ²
F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:	F_{cr} : 1861.17	kp/cm ²

a) Cuando:

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_y : 2548.42	kp/cm ²
i) para secciones doblemente simétricas, F _e es el menor valor de:	F_e : 30029.48	kp/cm ²
	F_e : 611620.79	kp/cm ²

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98	kp/cm ²
C_w: Constante de alabeo de la sección	C_w : 0.00	cm ⁶
K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z	K_z : 0.87	
L: Longitud de la barra	L : 3000	mm
G: Módulo de elasticidad transversal del acero	G : 815494.39	kp/cm ²
J: Momento de inercia a torsión uniforme	J : 5956.35	cm ⁴

I_x: Momento de inercia respecto al eje X	I_x : 3970.90	cm ⁴
I_y: Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : 3970.90	cm ⁴
F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:	F_e : 30029.48	kp/cm ²
	F_{ex} : 30029.48	kp/cm ²
	F_{ey} : 30029.48	kp/cm ²

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E : 2038735.98	kp/cm ²
K: Factor de longitud efectiva.	K_x : 0.87	
	K_y : 0.87	
L: Longitud de la barra	L : 3000	mm
r: Radio de giro dominante	r_x : 10.04	cm
	r_y : 10.04	cm

Donde:

I: Momento de inercia	I_x : 3970.90	cm ⁴
	I_y : 3970.90	cm ⁴
A: Área total de la sección transversal de la barra.	A : 39.36	cm ²
	Q : 0.75	

2) en secciones formadas únicamente por elementos no rigidizados:

$$Q_s : 1.00$$

$$Q_a : 0.75$$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra. $A : 39.36 \text{ cm}^2$

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'b_e' y en la altura eficaz reducida 'h_e', donde sea de aplicación. $A_{eff} : 29.52 \text{ cm}^2$

b) para alas de secciones cuadradas y rectangulares con elementos esbeltos de espesor uniforme:

i) Cuando:

$$b_e : 180.51 \text{ mm}$$

Donde:

$$f : 2481.42 \text{ kp/cm}^2$$

b: Distancia libre entre almas
menos el radio de acuerdo a
cada lado

$$\mathbf{b} : 242.00 \quad \text{mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : 4.00 \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del
acero

$$\mathbf{E} : 2038735.98 \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:

$$\mathbf{h_e} : 180.51 \quad \text{mm}$$

Donde:

$$\mathbf{f} : 2481.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

h: Distancia libre entre alas
menos el radio de acuerdo a
cada lado

$$\mathbf{h} : 242.00 \quad \text{mm}$$

t: Espesor de la pared

$$\mathbf{t} : 4.00 \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del
acero

$$\mathbf{E} : 2038735.98 \text{ kp/cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : 0.355 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 0.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD $M_r : 2.335 \quad t \cdot m$

M_c : Resistencia de diseño a flexión $M_c : 6.582 \quad t \cdot m$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión $\phi_b : 0.90$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c $M_n : 7.314 \quad t \cdot m$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida $M_r^+ : 1.919 \quad t \cdot m$

$M_r^- : 2.335 \quad t \cdot m$

1. Fluencia

$$M_n : 9.254 \quad t \cdot m$$

Donde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : 2548.42 \quad kp/cm^2$$

$$Z_x: \text{Módulo resistente plástico respecto al eje X} \quad Z_x : 363.13 \quad cm^3$$

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

$$M_n : 7.314 \quad t \cdot m$$

Donde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado} \quad F_y : 2548.42 \quad kp/cm^2$$

$$S_{effx} : 286.99 \quad cm^3$$

Donde:

I_{effx} : Momento eficaz de inercia
respecto al eje X, basado en el ancho
eficaz del ala, calculado como:

$$I_{effx} : 3587.39 \quad cm^4$$

$$b_e : 178.63 \quad mm$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero	E	: 2038735.98	kp/cm ²
b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado	b	: 242.00	mm
t: Espesor del ala	t	: 4.00	mm
y: Distancia a la fibra extrema eficaz en flexión	y	: 125.00	mm

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : 0.397 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo 3.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD	M_r : 2.611	t·m
M_c : Resistencia de diseño a flexión	M_c : 6.582	t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

j_b : Factor de resistencia a flexión	j_b : 0.90	
M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División c	M_n : 7.314	t·m

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida	M_r^+ : 0.869	t·m
	M_r^- : 2.611	t·m

1. Fluencia

M_n : 9.254	t·m
---------------	-----

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado	F_y : 2548.42	kp/cm ²
Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y	Z_y : 363.13	cm ³

2. Pandeo local del ala

c) para secciones con alas esbeltas:

M_n : 7.314

t·m

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 2548.42

kp/cm²

S_{effy} : 286.99

cm³

Donde:

I_{effy} : Momento eficaz de inercia
respecto al eje Y, basado en el ancho
eficaz del ala, calculado como:

I_{effy} : 3587.39

cm⁴

h_e : 178.63

mm

Donde:

E : Módulo de elasticidad del
acero

E : 2038735.98

kp/cm²

h : Distancia libre entre alas
menos el radio de acuerdo a
cada lado

h : 242.00

mm

t : Espesor del alma

t : 4.00

mm

x : Distancia a la fibra extrema eficaz en
flexión

x : 125.00

mm

3. Pandeo local del alma

- a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : 0.075 \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa + SX + 0.3 \cdot SY$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 1.989 \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : 26.642 \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

j_v : Factor de resistencia a cortante $j_v : 0.90$

V_n : se define según lo detallado en el
Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$V_n : 29.602$ t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado $F_y : 2548.42$ kp/cm²

$A_w : 19.36$ cm²

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio
de acuerdo a cada lado

$b : 242.00$ mm

t_f : Espesor del ala

$t_f : 4.00$ mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : 1.00$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas
menos el radio de acuerdo a cada
lado

$$b : 242.00 \quad \text{mm}$$

t_f: Espesor del ala

$$t_f : 4.00 \quad \text{mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : 2038735.98 \quad \text{kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del
alma

$$K_v : 5.00$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : 0.064$$



El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : 1.706 \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : 26.642 \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

j_v : Factor de resistencia a cortante

$$j_v : 0.90$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : 29.602 \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : 2548.42 \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w : 19.36 \quad \text{cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : 242.00 \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del alma $t_w : 4.00$ mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$C_v : 1.00$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$h : 242.00$ mm

t_w : Espesor del alma

$t_w : 4.00$ mm

E : Módulo de elasticidad del acero

$E : 2038735.98$ kp/cm²

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$K_v : 5.00$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$\eta : 0.654$ ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo 3.00, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot Qa - 0.3 \cdot SX - SY$.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

$$\eta : 0.65$$

Donde:

$$P_r: \text{Resistencia a compresión requerida} \quad P_r : 12.161 \text{ t}$$

$$P_c: \text{Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E} \quad P_c : 65.930 \text{ t}$$

$$M_{rx}: \text{Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte} \quad M_{rx} : 2.091 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{cx}: \text{Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F} \quad M_{cx} : 6.582 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry}: \text{Resistencia a flexión requerida en el eje débil} \quad M_{ry} : 1.607 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{cy}: \text{Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F} \quad M_{cy} : 6.582 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Las deformaciones que se producen luego de usar todas las combinaciones que nos exige la Norma Ecuatoriana de la Construcción (CAMICON-MIDUVI, 2008) se muestran en el siguiente gráfico:

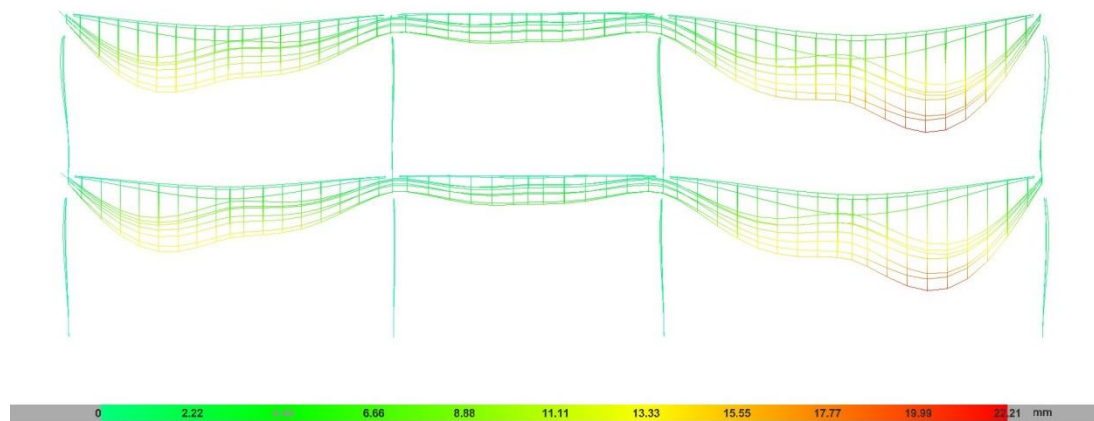


Figura 22 Deformación de Estructura de Acero usando Combinaciones según la NEC vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

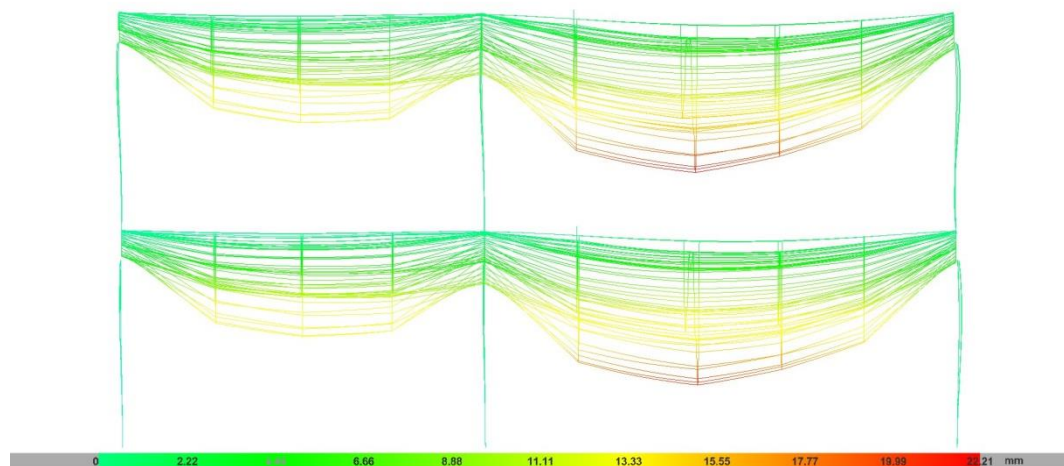


Figura 23 Deformación de Estructura de Acero usando Combinaciones según la NEC vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

Luego del cálculo con un sismo desfavorable los gráficos indican que la estructura no sufrirá mayor daño y se muestran en los siguientes esquemas:

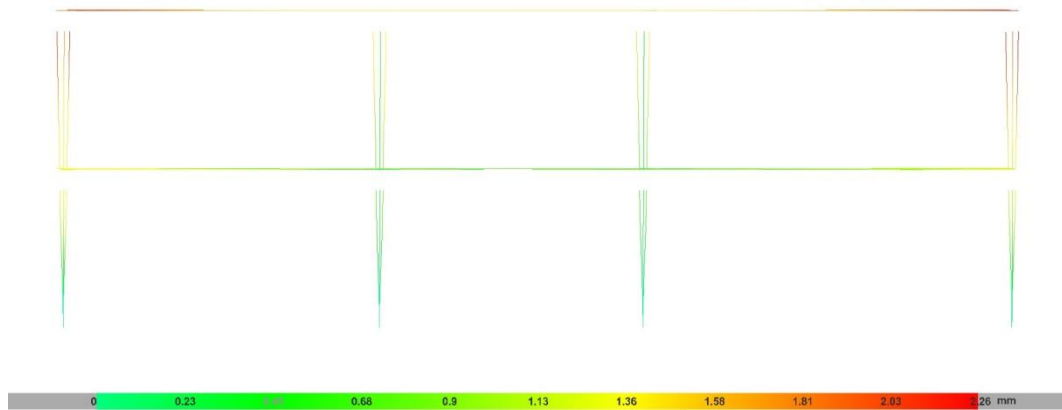


Figura 24 Sismo en "X" vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

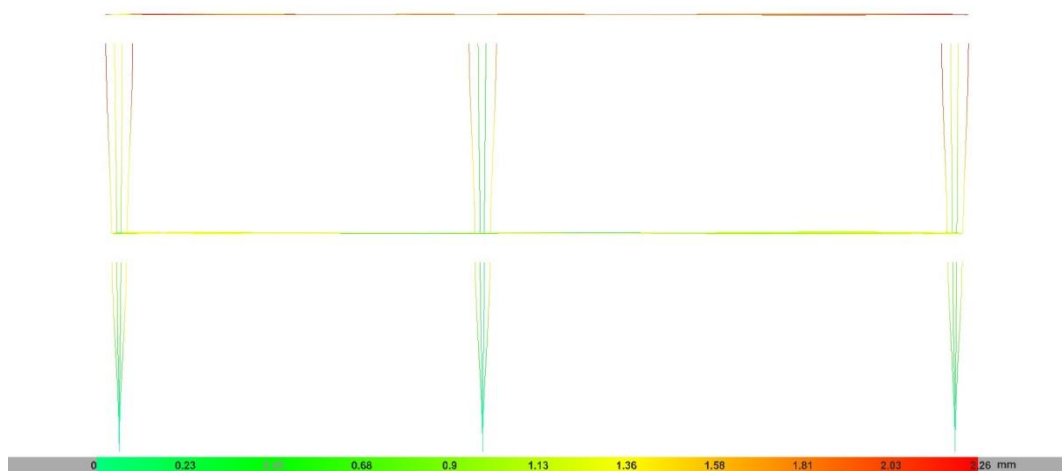


Figura 25 Sismo en "X" vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

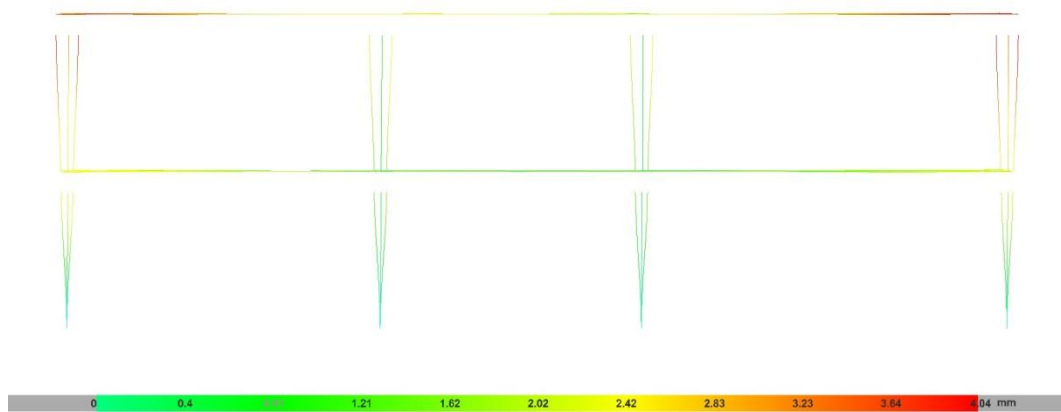


Figura 26 Sismo en "Y" vista frontal
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

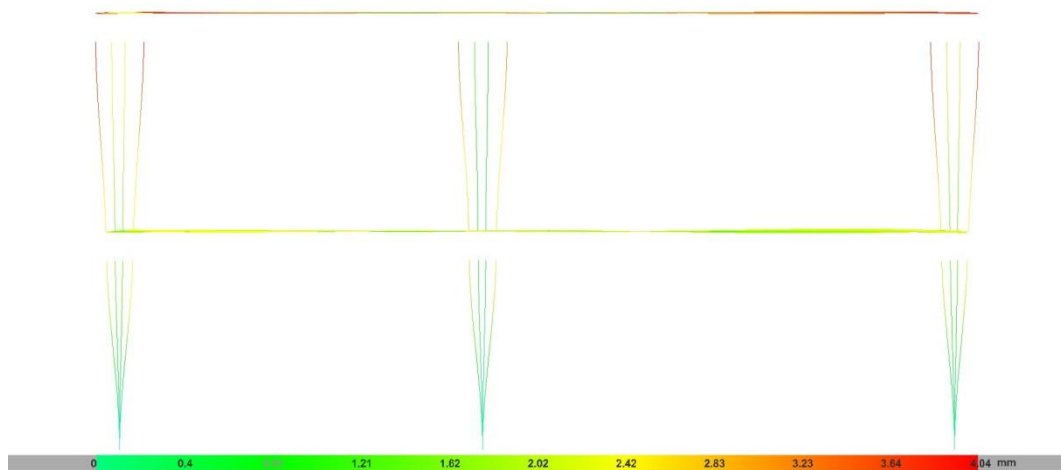


Figura 27 Sismo en "Y" vista lateral
Fuente: (CYPE Ingenieros, 2015)

4. CAPÍTULO IV ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

4.1. Cantidades de obra

Para una estructura con columnas mixtas se destacan los materiales de la tabla:

Tabla 6 Tabla detallada de Cantidades de Obra para Columnas Mixtas

Total obra - Superficie total: 423.52 m ²						
Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)	Laminado (kg)	Conformado (kg)	Chapas (kg)
Losas	416.34	35.30	847			3002
Vigas	5.68			23964	2928	
Columnas		3.60		1928		
Total	422.02	38.90	847	25892	2928	3002

Fuente: (Autor, 2015)

Para una estructura con columnas de acero estructural se destacan los materiales de la tabla:

Tabla 7 Tabla detallada de Cantidades de Obra para Columnas de Acero

Total obra - Superficie total: 423.52 m ²						
Elemento	Superficie (m ²)	Volumen (m ³)	Barras (kg)	Laminado (kg)	Conformado (kg)	Chapas (kg)
Losas	416.34	35.30	847			3002
Vigas	5.68			23964	2928	
Columnas				2700		
Total	422.02	35.30	847	26664	2928	3002

Fuente: (Autor, 2015)

4.2. Cálculo de precios unitarios

Tabla 8 Tabla de Cantidades de Obra

Cantidades de Obra			
Pisos	Acero	Mixtas	
	Acero (kg)	Acero (kg)	Hormigon (m3)
2	2700	1928	3,6
3	4936	4335	7,92
4	7697	5780	10,56
5	11017	7225	13,2

Fuente: (Autor, 2015)

Tabla 9 Precios Unitarios de Columnas

Precios de Columnas					
Pisos	Precio Acero		Precio Mixtas		
	Acero (kg)	Acero \$	Acero (kg)	Hormigon (m3)	Mixtas \$
2	8100	8100	5784	540	6324
3	14808	14808	13005	1188	14193
4	23091	23091	17340	1584	18924
5	33051	33051	21675	1980	23655

Fuente: (Autor, 2015)

Tabla 10 Porcentaje de ahorro según el número de pisos

Ahorro	
Pisos	Ahorro en Columnas
	%
2	0,22
3	0,04
4	0,18
5	0,28

Fuente: (Autor, 2015)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Con la ayuda de gráficos comparativos se mencionan algunas conclusiones en distintos temas de importancia

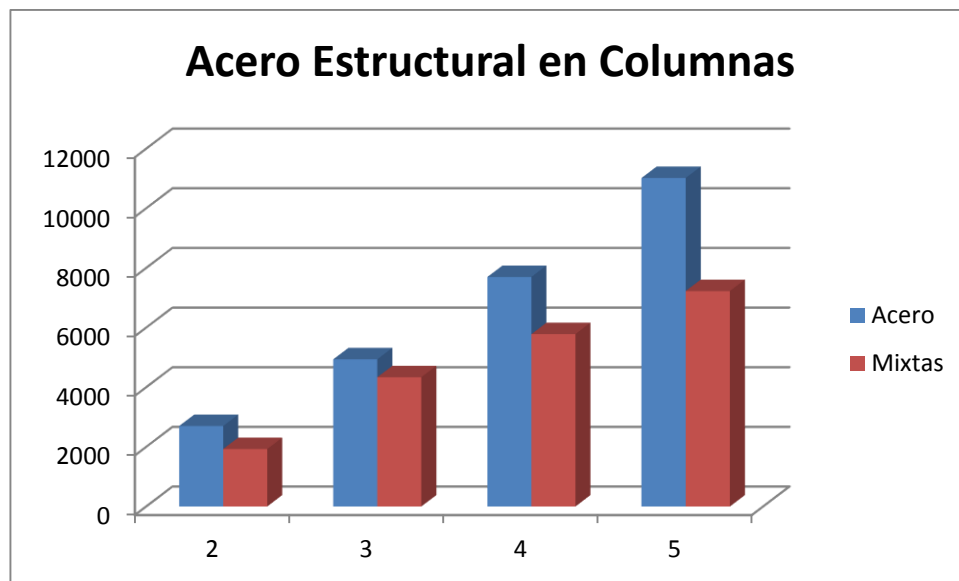


Figura 28 Cantidad de Acero según el número de pisos en gráfico de barras
Fuente: (Autor, 2015)

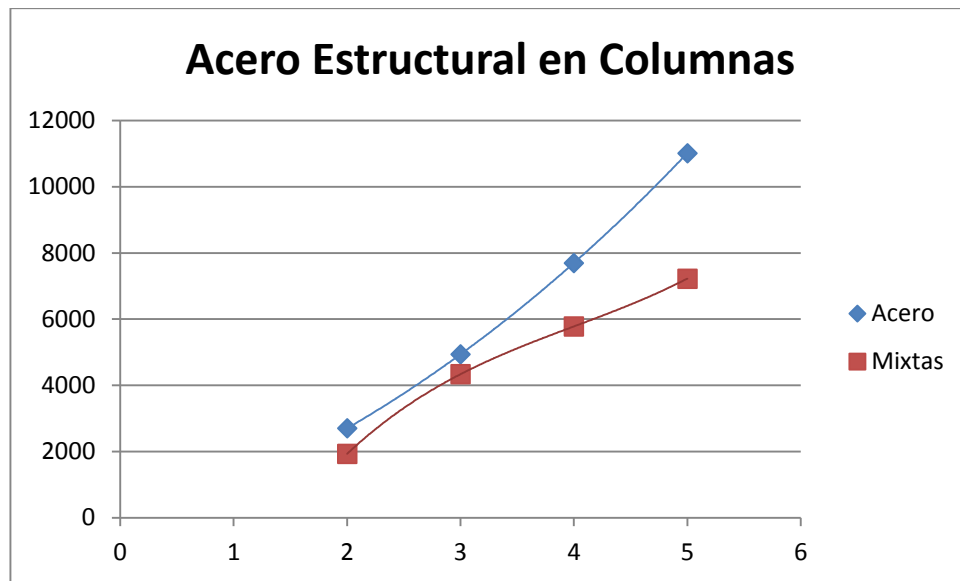


Figura 29 Cantidad de Acero según el número de pisos
Fuente: (Autor, 2015)

- Las estructuras de acero requieren mayores dimensiones y espesores en las columnas a medida que su número de pisos aumenta, en tanto que con el uso de columnas mixtas las dimensiones aumentan pero en una medida inferior a las del acero.
- La cantidad de acero que se necesita para una edificación con columnas de acero estructural es superior a la cantidad de acero que se necesita cuando se construye con columnas mixtas, esto se debe a que estas últimas se complementan con el hormigón.
- La tendencia de uso de acero que se observa en los gráficos de estructuras con columnas mixtas va aumentando con el número de pisos, pero en proporciones menores que el aumento que se observa en las estructuras con columnas de acero estructural.

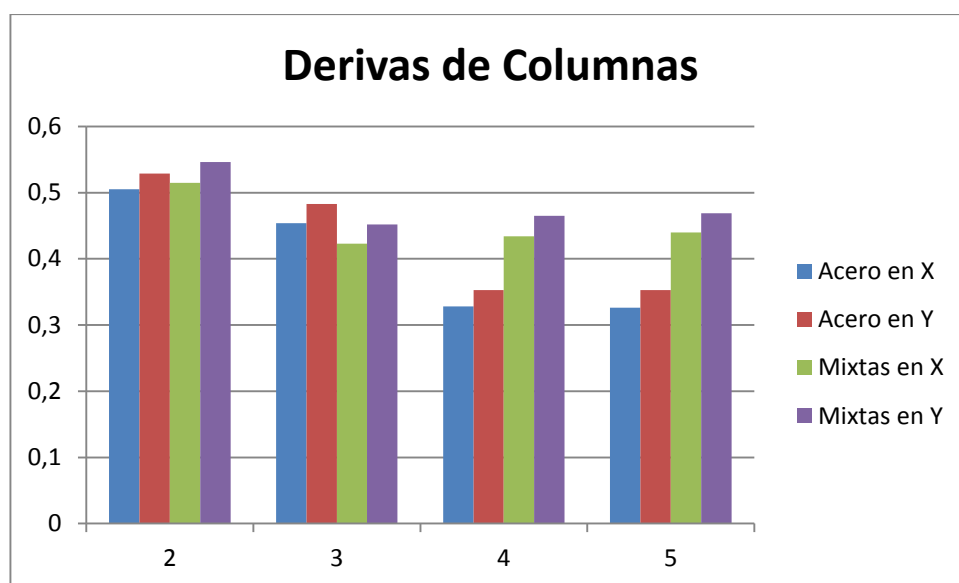


Figura 30 Derivas de Columnas según el número de pisos en gráfico de barras
Fuente: (Autor, 2015)

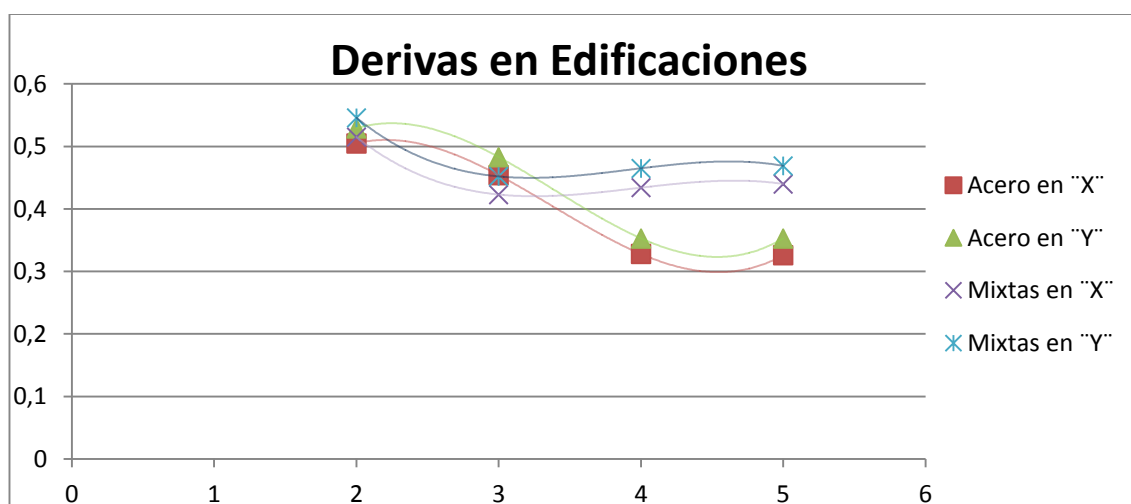


Figura 31 Derivas de Columnas según el número de pisos
Fuente: (Autor, 2015)

- Para tener una comparación con iguales condiciones de deriva necesitaremos un edificio muy simétrico lo que es casi imposible que se realice, sin embargo no existe mayor diferencia en derivas cuando se trata de estructuras bajas con columnas de acero y estructuras bajas con columnas mixtas; cuando el número de pisos aumenta las derivas de las estructuras con columnas mixtas aumenta y esto se debe al aumento de masa y peso que existe en la estructura.

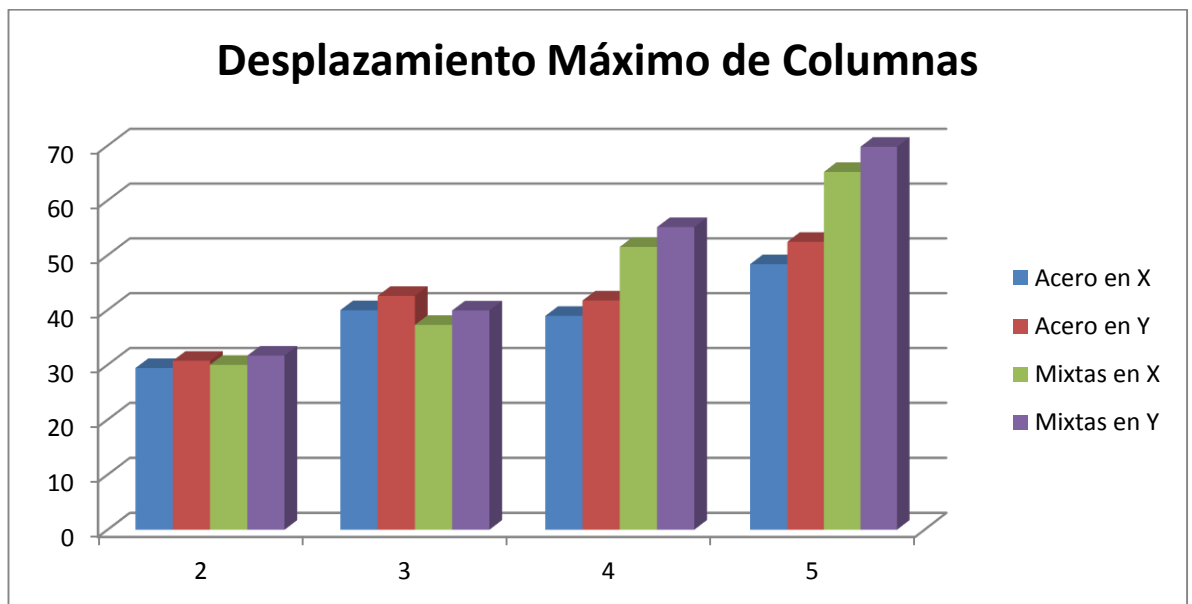


Figura 32 Desplazamiento Máximo de Columnas según el número de pisos en gráfico de barras
Fuente: (Autor, 2015)

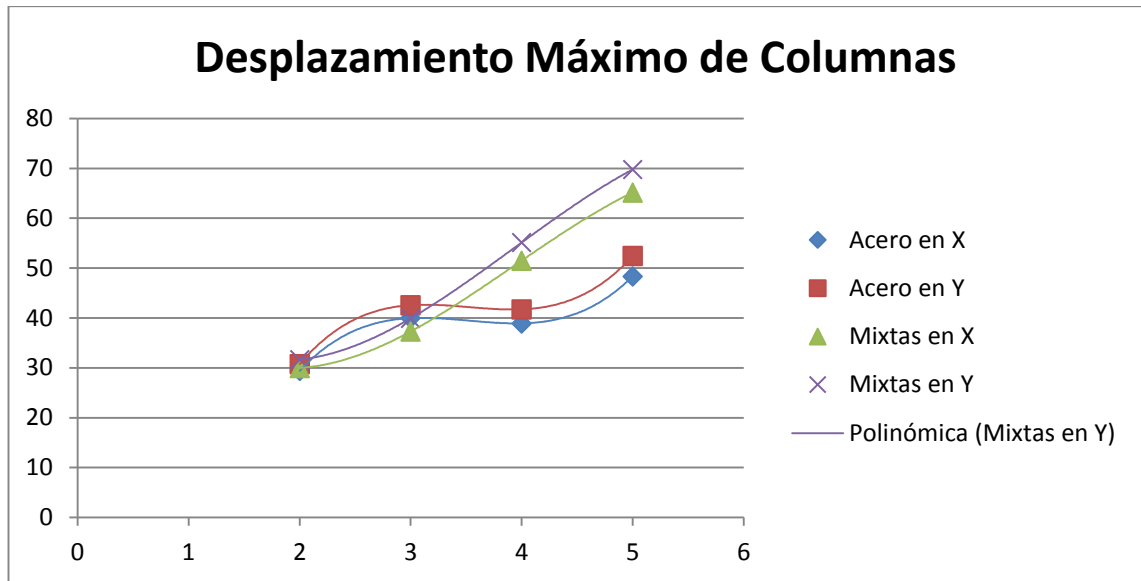


Figura 33 Desplazamiento Máximo de Columnas según el número de pisos
Fuente: (Autor, 2015)

- Como podemos observar el desplazamiento de las columnas va aumentando directamente proporcional a la altura de los edificios, esto se debe a la cantidad de masa y peso que van alcanzando las estructuras mientras aumentan de altura. Se puede notar una superioridad en las estructuras mixtas ya que poseen hormigón que aumentan el peso de la estructura.

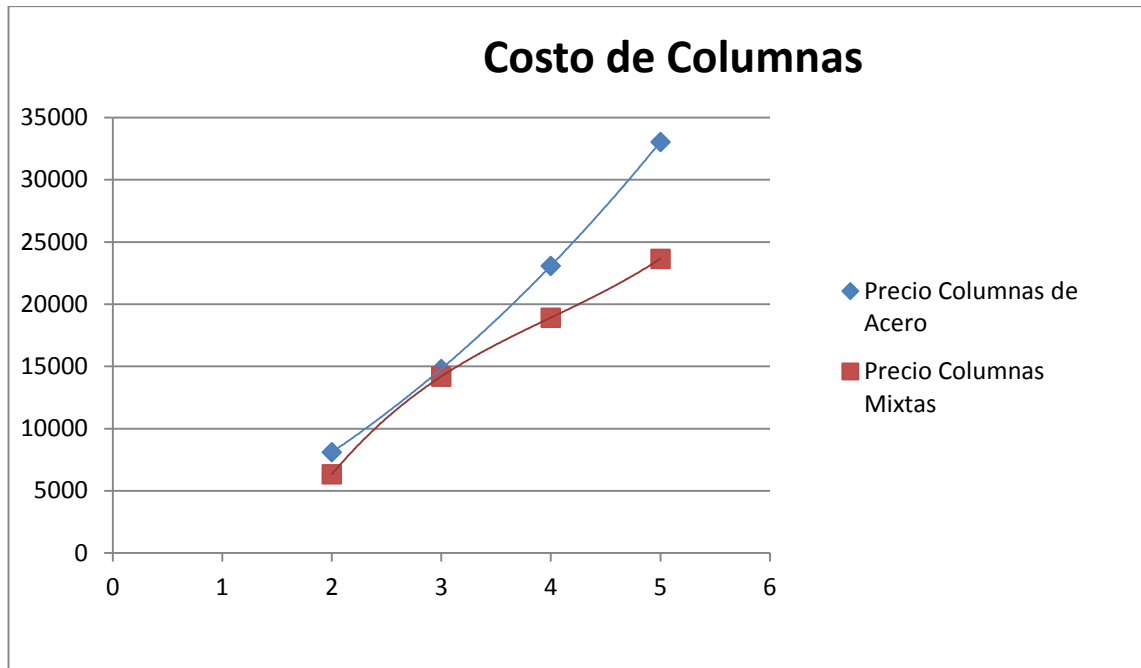


Figura 34 Comparación del Costo de Columnas
Fuente: (Autor, 2015)

- Realizando un análisis comparativo en el costo de las columnas podemos observar que las estructuras llegan a tener un mayor valor siempre que se traten de columnas de acero.
- A medida que se aumenta el número de pisos, las estructuras mixtas siguen siendo más económicas aún, incluso más económicas que cuando se tratan de estructuras bajas.

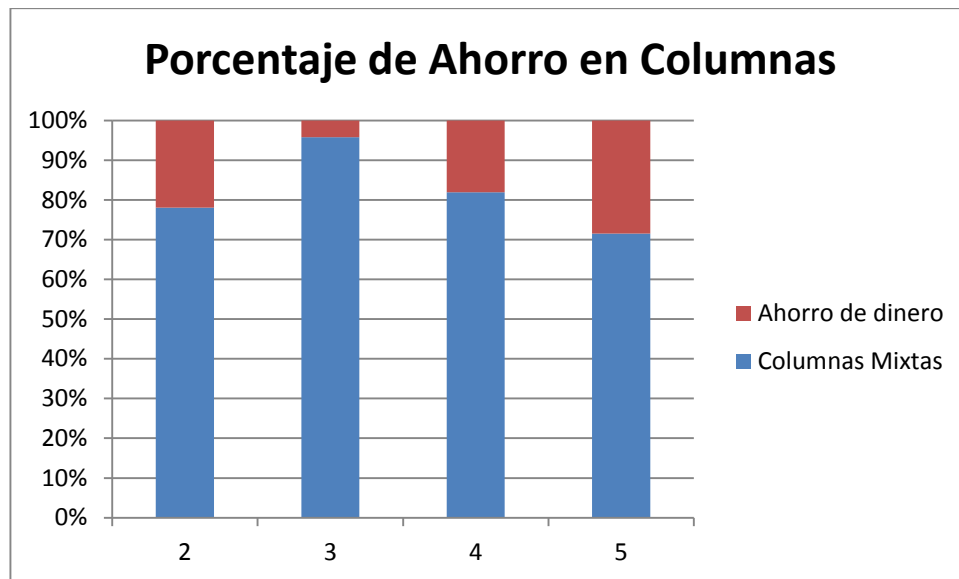


Figura 35 Porcentaje de ahorro en Columnas Mixtas
Fuente: (Autor, 2015)

- El porcentaje de ahorro que se obtiene al usar columnas con secciones mixtas aumenta significativamente cuando el número de pisos es superior.

Recomendaciones:

- Luego del análisis comparativo que se realizó, se recomienda el uso de columnas mixtas para edificaciones de gran altura, ya que en dicho análisis se observó que en las modelaciones de dos y tres pisos las diferencias en el aspecto económico no variaban en gran magnitud, en tanto que mientras aumenta el número de pisos la diferencia aumenta notablemente.
- En el caso de derivas y reacción ante un evento sísmico las columnas de acero estructural son las más recomendadas, esto se debe a que las columnas mixtas poseen un mayor peso; cabe destacar que este fenómeno puede ser controlado sin ningún inconveniente.

BIBLIOGRAFÍA

- CAMICON-MIDUVI, C. I. (2008). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Recuperado el 31 de Marzo de 2015, de Norma Ecuatoriana de la Construcción: <http://www.normaconstruccion.ec/>
- CANTABRIA, G. d. (s.f.). (2002). *Columnas mixtas de acero y hormigón*. Recuperado el 31 de Marzo de 2015, de grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/ISCIE/Pasiva%2002.pdf
- CARRASCO, S., Herrera, R., Beltrán, J., & Massone, L. (2010). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas*. Santiago: Alacero.
- ESPINOZA, H. P. (2014). *Diseño estructural de una edificación con secciones mixtas*. Ecuador: Universidad Estatal de Cuenca.
- MC, C. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Londres: Alfaomega.
- ROMO, M. (2008). *Temas de hormigón armado*. Ecuador: Escuela Politécnica del ejército.
- SILVA, C. D. (2007). *Programa para el diseño de columnas compuestas sujetas a flexocompresión biaxial por los métodos:LRFD, ACI y EUROCÓDIGO 3*. Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.

ANEXOS