



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL



METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS ACERO-CONCRETO

Tutor: Prof. Edson Martinez

Elaborado por:
Chacon R., Marianelly.
Fano G., Juan C.

Valencia, Octubre de 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL



METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS ACERO-CONCRETO

(Facultad de Ingeniería, Universidad de Carabobo)

Trabajo Especial de Grado presentado ante la Ilustre Universidad de
Carabobo para optar al Título de Ingeniero Civil

Tutor: Prof. Edson Martinez

Elaborado por:
Chacon R., Marianelly
Fano G., Juan C.

Valencia, Octubre de 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL



CARTA DE APROBACIÓN

Los abajo firmantes, miembros del jurado designado para estudiar el trabajo especial de grado titulado: “Metodología para el cálculo y diseño de columnas compuestas acero-concreto (Facultad de Ingeniería, Universidad de Carabobo)”. Realizado por los bachilleres: Fano Juan Carlos y Chacon Marianelly. Hacemos constar que hemos revisado y aprobado dicho trabajo especial.

Presidente

Jurado

Jurado

Valencia, Octubre 201

DEDICATORIA

Queremos dedicar el presente trabajo de grado a nuestros padres, los cuales son un ejemplo de perseverancia y constancia, admiramos su fortaleza, gracias por brindarnos la oportunidad de estudiar a nivel superior, gracias a su confianza y palabras de aliento hemos podido culminar esta etapa de nuestras vidas.

AGRADECIMIENTOS

Sirva esta nota como agradecimiento a las siguientes personas, que con su apoyo hicieron posible concluir con éxito este trabajo:

Nuevamente mencionamos a nuestros padres, mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo, su comprensión y sus consejos.

Al Profesor Edson Thomas Martínez, nuestro tutor y amigo, por habernos guiado a lo largo de este trayecto, enriqueciendo nuestro trabajo de investigación con sus conocimientos y experiencias.

Al Profesor Edinson Guanchez, quien nos facilitó información necesaria para el desarrollo del presente proyecto, gracias por aportarnos sus conocimientos y consejos.

A nuestros compañeros y futuros colegas, quienes al igual que nosotros, emprendieron este largo camino, a ellos les deseamos una carrera llena de éxitos y alegrías.

ÍNDICE

DEDICATORIA	viii
AGRADECIMIENTOS.....	ix
LISTA DE FIGURAS	xiii
RESUMEN.....	xiv
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	3
EL PROBLEMA	3
Planteamiento del Problema	3
Objetivos de la Investigación.....	5
Objetivo General.....	5
Objetivos Específicos	5
Justificación.....	5
Alcance	7
Limitaciones	7
CAPÍTULO II.....	9
MARCO TEÓRICO	9
Antecedentes de la Investigación.....	9
Bases Teóricas.....	10
Columna de Concreto Armado	11
Comportamiento ante Cargas Axiales	11
Comportamiento a Flexo-Compresión	14

Columna de Acero Estructural	15
Propiedades del acero estructural	16
Columnas Compuestas Acero-Hormigón.....	18
Resistencia de la sección transversal frente a cargas axiales	22
Carga crítica elástica	24
Pandeo elástico de Euler	24
Chequeo del pandeo local	26
Resistencia de la sección transversal frente a Flexión y Compresión ...	27
Factor de Magnificación de Momentos	30
Marco Normativo Legal	31
CAPÍTULO III	33
MARCO METODOLÓGICO	33
Tipo de Investigación	33
Diseño de la Investigación.....	33
Fases de la Investigación.....	34
Fase I: Recopilación de la información bibliográfica	34
Fase II: Selección del tipo de columna	34
Fase III: Definición de los parámetros	34
Fase IV: Elaboración de la propuesta.....	35
Fase V: Empleo de la metodología propuesta.....	35
CAPÍTULO IV	36
LA PROPUESTA	36
Hoja de Cálculo	45
Ejemplo de Cálculo	54

CONCLUSIONES 62

RECOMENDACIONES..... 64

BIBLIOGRAFÍA..... 65

ANEXOS..... 67

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: CURVA DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL CONCRETO. (ING. IVÁN FORCADA, 2000).....	12
FIGURA 2: CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE VARIOS TIPOS DE ACERO. (ING. DAYANA SILVA, 2007)	16
FIGURA 3: DIAGRAMA TENSIÓN-DEFORMACIÓN DEL ACERO. (ING. DAYANA SILVA, 2007)	17
FIGURA 4: CLASIFICACIÓN DE COLUMNAS COMPUESTAS (M. CHACON Y J. FANO, 2012)	19
FIGURA 5: HIPÉRBOLA DE EULER. (ING. DAYANA SILVA, 2007).	26
FIGURA 6: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN. (ING. SEBASTIÁN CARRASCO, 2010)	28
FIGURA 7: ESQUEMA DE CÁLCULO (M. CHACON Y J. FANO, 2012).....	46



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL



METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO Y DISEÑO DE COLUMNAS COMPUESTAS ACERO-CONCRETO

Chacon R., Marianelly

Fano G., Juan C.

Tutor: Prof. Edson Martínez.

Fecha: Octubre, 2012.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tuvo por objetivo principal la creación de una metodología de diseño para columnas compuestas del tipo "CFT", utilizando las características de los materiales comúnmente implementados en la construcción venezolana. Para la realización de este método se tuvo como base la norma Americana AISC 360-10 de la cual se utilizó el método LRFD de las resistencias de diseño, se seleccionó esta normativa debido a que presenta mayores avances en cuanto a diseño de columnas compuestas se refiere. La investigación es del tipo explicativa, con un diseño de investigación documental. La metodología consiste básicamente en el análisis del comportamiento de la columna compuesta sometida a cargas axiales y de flexión, obteniendo como resultado las resistencias de diseño tanto para la carga axial como para la de flexión, las cuales dictaminaran la aprobación o descarte del perfil seleccionado. Este método se realizó para hacer un cambio en la monotonía constructiva que existe en Venezuela de estructuras de concreto o de acero por separadas, este tipo de construcción generara muchísimas ventajas en cuanto a nivel arquitectónico, como también al incremento de las resistencias de diseño con columnas de menores dimensiones.

Palabras clave: Columnas Compuestas, Resistencia de Diseño, Perfil.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad todas las estructuras deben estar diseñadas con una adecuada configuración estructural, con elementos que se comporten e interactúen de forma correcta, y materiales con una proporción y resistencia capaces de soportar la acción de un sismo, de esto se trata la sismorresistencia. En este sentido, las columnas juegan un papel principal en lo que se refiere a este tema, ya que transmiten a la base las acciones a las cuales está sometida la estructura; dichos elementos por lo general son de hormigón armado o de acero estructural.

Se han planteado nuevas tecnologías en la rama de la ingeniería sismorresistente que han sido estudiadas en países pioneros en la materia como lo son Japón, Estados Unidos de Norteamérica, países de Europa y en Suramérica se destaca Chile. Entre las propuestas está el uso de columnas compuestas de acero-hormigón, las cuales combinan las características de cada material obteniendo como resultado mayor resistencia, ductilidad, capacidad de cubrir grandes luces, rapidez de construcción, entre otros.

Existen normativas y manuales internacionales que establecen las metodologías para el diseño de dichos elementos, ciertamente en Venezuela no se ha creado una normativa para tal fin.

En el presente trabajo de grado se investigará acerca de los elementos compuestos acero-hormigón, específicamente sobre columnas CFT (Concrete Filled Tube), perfiles tubulares de acero rellenos con concreto, las normas existentes, haciendo una comparación entre el material recabado y de ésta manera proponer una metodología para el diseño de columnas compuestas.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

A lo largo de los años los sistemas constructivos han tenido un desarrollo significativo gracias a las nuevas tecnologías en cooperación con todos los estudios e investigaciones en el área de la ingeniería estructural y de la sismo resistencia. Las estructuras en la ingeniería civil, son esqueletos que se encargan de transmitir las fuerzas al suelo a través de elementos de fundación diseñados para tal fin. La flexibilidad estructural ante un fenómeno sísmico ocasiona que esta vibre en forma distinta a la del suelo, dicha característica depende en gran medida de los parámetros sismo resistentes que se hayan tomado en el diseño de la misma.

En varios países tales como Japón, EUA y Europa se han desarrollado y patentado múltiples estudios en esta materia, implementando nuevas tecnologías obteniendo resultados satisfactorios, como es el caso del uso de elementos compuestos de concreto y acero. El uso de estructuras compuestas posee ventajas innegables desde el punto de vista estructural y constructivo, y están siendo utilizadas en forma creciente en zonas de alta sismicidad, lo cual ha requerido la creación de disposiciones especiales de diseño sismorresistente. Estas disposiciones, inicialmente basadas en el comportamiento de las estructuras convencionales de acero y hormigón armado, han evolucionado con el avance del conocimiento, incorporando

resultados experimentales y analíticos de investigaciones realizadas durante los últimos años.

En Venezuela la aplicación de este novedoso método estructural es muy escasa, no existe una norma específica que establezca los requerimientos para el diseño de los elementos, en las normativas vigentes en el país solo hacen mención de las estructuras compuestas, lo cual conlleva a que la puesta en práctica de estas nuevas tecnologías se implementen con criterios poco definidos. Si bien es cierto, Venezuela es un país con alto riesgo sísmico por lo que es necesario buscar nuevas opciones que disminuyan el daño que puede presentar una estructura ante la presencia de un evento sísmico, siendo este tipo de estructuras una vía accesible debido a los beneficios que aportan como lo son la rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y rigidez.

Las columnas son elementos fundamentales y esenciales de las estructuras, en estos casos se construyen de manera de aprovechar las bondades tanto del acero estructural como del concreto armado, por lo que se hace necesario establecer criterios definidos para su diseño y cálculo, a los fines de obtener elementos que muestren el mejor desempeño posible ante las cargas a las que se vea sometido.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente se presenta la siguiente interrogante ¿Brindará beneficios al diseño de estructuras compuestas la metodología propuesta?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Proponer una Metodología para el cálculo y diseño de columnas compuestas acero-concreto.

Objetivos Específicos

1. Describir los parámetros necesarios para el diseño de columnas compuestas.
2. Compilar los criterios expuestos en el material recabado para la realización de la propuesta.
3. Elaborar la propuesta metodológica.
4. Proponer un diseño para columnas compuestas aplicando la metodología propuesta.

Justificación

En las estructuras las columnas son miembros principales cuya función es transmitir a la base las acciones a las cuales está sometida la misma. Normalmente se construyen de concreto armado o perfiles estructurales de acero, pero hay ocasiones en que las solicitaciones que deben resistir estos miembros (tracción, compresión, flexión y/o corte) exceden las capacidades del material. Una posible solución para estas situaciones es usar columnas compuestas de acero y de concreto, aprovechando así las mejores características de cada material, combinando la ductilidad, rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces y baja relación

peso/resistencia del acero, con la rigidez, amortiguamiento intrínseco y economía del concreto.

Para el diseño sísmo resistente de dichos miembros no existe una norma específica, las recomendaciones para la determinación de la demanda sísmica son una recopilación de parámetros de diseño que fueron tomados de estructuras convencionales de perfiles de acero o de concreto armado.

El presente trabajo de grado propone una metodología para el diseño de columnas compuestas y de esta manera facilitar la implementación de este tipo de elementos en construcciones venezolanas, sirviendo de apoyo al material técnico que se tiene actualmente.

Académicamente hablando el presente trabajo de investigación brindara una alternativa diferente para el diseño de elementos compuestos. Asegurando que es uno de los primeros y más detallados trabajos en Venezuela de columnas compuestas, servirá como base a futuras investigaciones que complementen el presente estudio con los otros tipos de columnas compuestas y una diferente metodología para la obtención del momento de diseño. Adicionalmente podrá anexarse al pensum de alguna materia de acero o concreto, un punto donde se enseñe esta metodología que en la mayoría de las universidades venezolanas ni se menciona debido al desconocimiento referente a las columnas compuestas. Desde el punto de vista técnico puede convertirse en un material de consulta y guía a profesionales de la ingeniería interesados en el diseño de este tipo de elementos estructurales

Alcance

Para la Metodología propuesta se utilizará la calidad de los materiales, acero y concreto, utilizados comúnmente en Venezuela, logrando de esta manera adaptar los requerimientos planteados en normativas internacionales a la problemática del país.

La propuesta estará enfocada en el diseño de columnas compuestas, compactas, es decir que no presentan pandeo local; donde el miembro se encuentra en sus extremos perfectamente articulado, sin rozamientos y con los desplazamientos impedidos en la dirección perpendicular a la directriz de la barra, es decir que el coeficiente K es igual a 1.

Limitaciones

Es necesario, antes de continuar con el desarrollo del problema planteado, establecer aquellos factores que dictaminaran el límite de investigación y aplicación de las propuestas establecidas en el presente trabajo de tesis.

La metodología propuesta para el diseño de columnas compuestas será específicamente para aquellas conocidas como "CFT" (Concrete Filled Tube), es decir, donde un perfil tubular de acero se encuentra relleno con concreto.

El diseño planteado es solo para columnas esbeltas arriostradas, no se estudiará el comportamiento columna-fundación o la interacción que existe en esa transición; de igual manera el estudio de nodos y conexiones viga-columna no se realizará.

Actualmente no se ha desarrollado una norma específica para el diseño de estructuras mixtas, por lo que se realizará un compendio de las normativas existentes.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes de la Investigación

Sebastián Carrasco, Ricardo Herrera, Juan Beltrán, Leonardo Massone (2010) “Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas”, Santiago de Chile, Chile. Esta publicación presenta recomendaciones de diseño para columnas mixtas del tipo SRC, CFT y RCFT solicitadas por fuerza axial, corte y flexión, realizando un análisis comparativo entre las normas AISC 360-05, ACI 318-05 y Eurocódigo 4-2004, expone un resumen de cada norma mencionada y los parámetros por los que se rigen para el diseño de elementos mixtos. Normas de las cuales se basa la presente tesis de grado aplicado a la construcción en Venezuela, es por esto que dicha publicación representa un antecedente de suma importancia para el desarrollo del trabajo de grado.

María Graciela Fratelli (2005) “Temas Especiales de Estructuras Metálicas”, Caracas, Venezuela. Las columnas compuestas de tubos de acero rellenos de concreto o secciones de concreto armado con perfiles de acero embutidos son diseñadas asumiendo una distribución plástica de los esfuerzos, también explica que las columnas compuestas en flexo-compresión se rigen bajo las mismas ecuaciones básicas que para las columnas de perfiles de acero con ciertas modificaciones. Este texto es de

gran ayuda para el desarrollo del trabajo de grado ya que muestra detalladamente, según el criterio del ingeniero autor, como debe realizarse el diseño de elementos compuestos.

Ricardo Herrera (2002) “Diseño sísmico de estructuras mixtas”, Santiago de Chile, Chile. Este artículo presenta un resumen de las disposiciones de diseño sismorresistente aplicables específicamente a estructuras mixtas, disponibles en normas usadas comúnmente como referentes en Latinoamérica, la publicación se encuentra dividida en dos partes, la primera está dedicada a la determinación de la demanda sísmica; y la segunda, a los requisitos específicos exigidos a elementos y sistemas estructurales mixtos, cuando se utilizan en construcción sismorresistente. Esta publicación representa un gran aporte al trabajo de grado, ya que se exponen, de manera más específica, las variables, pasos y consideraciones a tomar para el diseño sismorresistente de estructuras mixtas.

Bases Teóricas

Una estructura está constituida por una serie de elementos estructurales que cumplen distintas funciones y por lo tanto tienen comportamientos diferentes que deben ser considerados para sus respectivos análisis.

Entre estos elementos se encuentran las columnas, que soportan esfuerzos axiales, de compresión o tracción, generalmente combinados con flexión, por lo que en consecuencia deben además soportar los esfuerzos de corte derivados de la flexión. Tienen como función principal transmitirle al terreno las acciones que actúan sobre la estructura a través de sus

fundaciones, lo cual las convierte en piezas estructurales de gran importancia.

Según el profesor de la Universidad Nacional de Cuyo, Argentina, Carlos Ricardo Llopiz (2011):

Se dice que una columna no es esbelta cuando su carga última, para una excentricidad dada (y en consecuencia flexión asociada), está controlada por la resistencia de los materiales componentes y de sus dimensiones transversales. En una columna esbelta sin embargo, la esbeltez es causal de momentos adicionales que tienen influencia sobre el valor de la carga última que puede desarrollar la columna. (Pag. 3)

Columna de Concreto Armado

Como se mencionó anteriormente las columnas pueden estar sometidas a diferentes casos de cargas, por lo tanto su diseño y comportamiento variará dependiendo del mismo.

Las propiedades resistentes del concreto y su deformabilidad bajo diferentes causas se explican de forma específica en el siguiente apartado.

Comportamiento ante Cargas Axiales

El concreto se utiliza principalmente para resistir compresión, es por esto que el estudio de la curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión es de suma importancia. Dicha curva se obtiene de la medición de la deformación unitaria del ensayo de prismas sujetos a carga axial repartida uniformemente en la sección transversal mediante una placa rígida.

Según el ingeniero Iván Forcada Quezada (2000), expone que:

El término deformaciones elásticas es un poco ambiguo, puesto que la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aun a niveles normales de esfuerzo, ni son enteramente recuperables las deformaciones. Pero, eliminando las deformaciones plásticas de esta consideración, la porción inferior de la curva esfuerzo-deformación instantánea, que es relativamente recta, puede llamarse convencionalmente elástica. Entonces es posible obtener valores para el módulo de elasticidad del concreto. El módulo varía con diversos factores, notablemente con la resistencia del concreto, la edad del mismo, las propiedades de los agregados y el cemento, y la definición del módulo de elasticidad en sí, si es el módulo tangente, inicial o secante. Aún más, el módulo puede variar con la velocidad de la aplicación de la carga y con el tipo de muestra o probeta, ya sea un cilindro o una viga. Por consiguiente, es casi imposible predecir con exactitud el valor del módulo para un concreto dado.

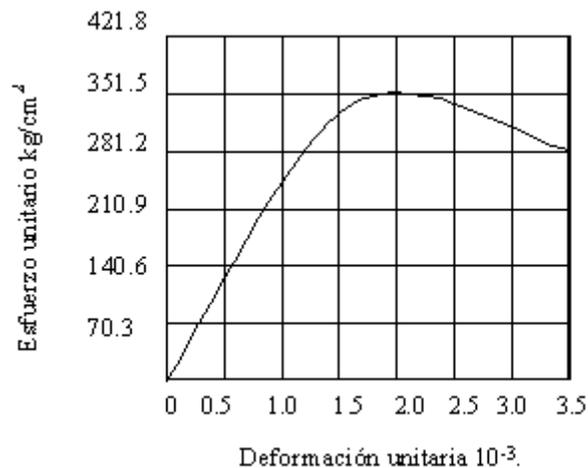


Figura 1: **Curva de Esfuerzo-Deformación del Concreto.** (Ing. Iván Forcada, 2000)

(Pág. 11).

Para dar un concepto más específico, el módulo de elasticidad representa el grado de rigidez de un material y es el resultado de dividir su esfuerzo unitario entre su deformación unitaria correspondiente.

Cuando el concreto es sometido a compresión en una dirección, éste se expande en la dirección transversal a la del esfuerzo aplicado, la relación que existe entre la deformación transversal y el esfuerzo aplicado se conoce como Relación de Poisson.

Robert W. Fitzgerald. (1996), explica que:

Las deformaciones laterales que se producen tienen una relación constante con las deformaciones axiales. Mientras que el material se mantenga dentro del rango elástico de esfuerzos, esta relación es constante:

$$\mu = \frac{\text{Deformación lateral}}{\text{Deformación axial}} \quad (1)$$

El término μ se llama módulo de Poisson, en honor de S.D. Poisson, quien expresó este concepto en 1828. En general, el valor de μ para la mayoría de los materiales está comprendido entre 0.25 y 0.35. El módulo de Poisson para el acero estructural es aproximadamente 0.25. Aunque las deformaciones laterales se producen en todos los cuerpos sometidos a esfuerzos, generalmente no afectan los esfuerzos longitudinales. La única excepción se presenta cuando se impide que se efectúe libremente el movimiento lateral. Este no es el caso en la mayoría de los diseños. (Pág. 1)

Si bien es cierto que las deformaciones que sufre el concreto pueden clasificarse en cuatro tipos: deformaciones elásticas, deformaciones laterales, deformaciones plásticas y deformaciones por contracción. La explicación de los dos primeros tipos son aplicadas a lo antes expuesto.

El ingeniero Iván Forcada Quezada (2000), dice que:

La plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo. Así se define al flujo plástico como la propiedad de

muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente. Se ha encontrado que la deformación por flujo plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino que también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado, y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. La deformación por flujo plástico es casi directamente proporcional a la intensidad del esfuerzo. Por lo tanto es posible relacionar a la deformación por flujo plástico con la deformación elástica inicial mediante un coeficiente de flujo plástico. (Pág. 13)

La deformación por contracción se refiere principalmente a la pérdida de agua del concreto, ciertamente esto puede ocurrir por varias causas.

En el artículo publicado en el año 2000, llamado Uso de Aditivos Reductores de Contracción de Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, se explica que:

La contracción plástica ocurre a medida que el concreto fresco pierde humedad después de la colocación y antes de que ocurra cualquier desarrollo de resistencia. La cantidad de este agrietamiento de la temperatura del aire, la humedad relativa, la temperatura del concreto y la velocidad del viento. (Párr. 5)

Comportamiento a Flexo-Compresión

El concreto se emplea dentro de las estructuras para resistir esfuerzos de compresión y la parte de los esfuerzos de tensión o tracción es absorbida por el acero de refuerzo correspondiente a las armaduras de las estructuras.

Un elemento de Concreto armado sujeto a flexión y carga axial puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y

momentos flexionantes. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima y un momento nulo, hasta un momento aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un Diagrama de Interacción.

Columna de Acero Estructural

En los últimos años el acero como material de construcción se ha utilizado en gran proporción debido a su facilidad y rápida colocación, y grandes propiedades cuando este es sometido a tracción. El acero a pesar de ser un material con muchos beneficios también posee ciertas desventajas como es el costo del mismo, no solo por su valor monetario sino por el alto gasto energético que se requiere para su producción.

En vista que el objetivo de la presente tesis es proporcionar la combinación del acero y el concreto en una columna, se tiene que lograr la deformación de ambos simultáneamente, para lograr así una acción efectiva del esfuerzo. Es por esto que es necesario que se garantice una adherencia entre ambos materiales evitando movimientos relativos entre ambos y por ende un mal comportamiento ante los esfuerzos requeridos.

Propiedades del acero estructural

Silva (2007, p.11) encontró lo siguiente:

El límite plástico es el término utilizado generalmente para establecer el punto de fluencia de los aceros estructurales comunes o la tensión correspondiente a una determinada deformación en los aceros que no tienen un punto de fluencia perfectamente definido.

La resistencia y la ductilidad son las características más importantes del acero en el proceso de su diseño estructural. Al comparar secciones transversales idénticas de acero y hormigón armado, el primero posee mayor resistencia y rigidez que el segundo, lo que permite al proyectista emplear menos soportes creando luces grandes con miembros relativamente pequeños y un mínimo peso propio.

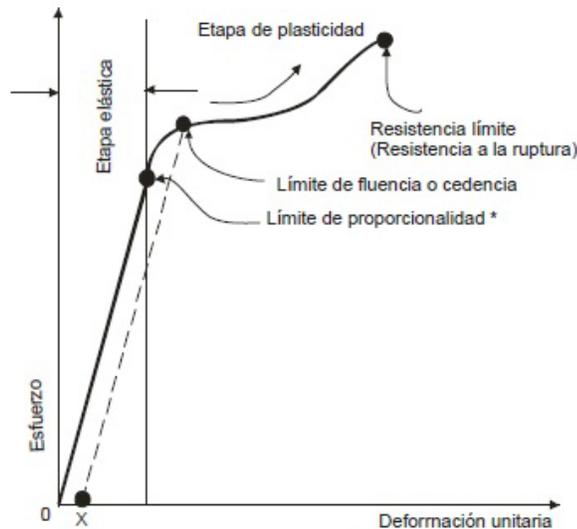


Figura 2: **Curva Esfuerzo-Deformación de Varios Tipos de Acero.** (Ing. Dayana Silva, 2007)

La ductilidad es la capacidad de un material para experimentar deformaciones grandes sin romperse, consigue que un miembro de acero fluya al sobrecargarle y redistribuya algo de su carga a otros elementos que forman parte de la estructura.

En ausencia de la ductilidad adecuada:

- Hay una mayor posibilidad de un fallo por fatiga, debido a la acción de cargas repetidas.
- Se puede originar una fractura frágil.

Las propiedades mecánicas, módulo de elasticidad, límite elástico, resistencia a la tracción y la elongación se determina a través de datos tomados sobre el producto laminado final durante el ensayo de tracción simple o monotónica y permiten establecer el grado de ductilidad del acero; aunque se puede considerar que una medida mejor y más representativa de la ductilidad, para un miembro sometido a flexión, es el área debajo del diagrama momento-curvatura.

Del diagrama tensión-deformación ($\sigma - \epsilon$), se puede estimar un periodo elástico hasta alcanzar una tensión equivalente a su límite elástico F_y , a la que corresponde una deformación unitaria e_y y e_{ed} , donde e_{ed} representa la deformación unitaria a partir de la cual comienza el endurecimiento por deformación, hasta alcanzar el valor de e_{ult} correspondiente al alargamiento unitario.

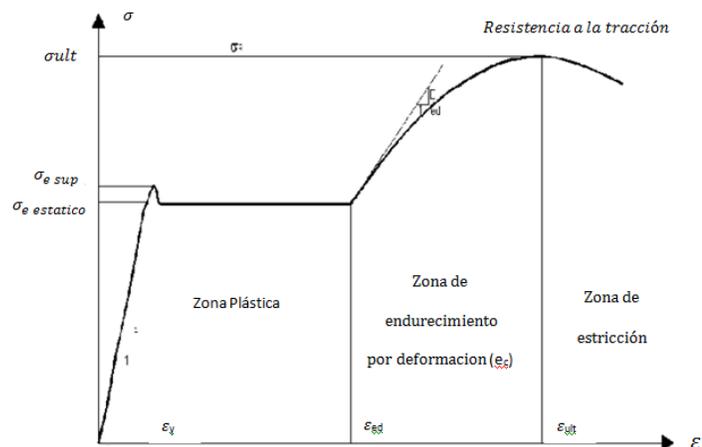


Figura 3: Diagrama Tensión-Deformación del Acero. (Ing. Dayana Silva, 2007) (Pág. 11).

Columnas Compuestas Acero-Hormigón

El acero y el hormigón han sido utilizados en conjunto desde hace muchos años y de esta manera se logra obtener la resistencia a las solicitaciones, un ejemplo tácito es el hormigón armado. Cuando se habla de estructuras compuestas de acero y hormigón el trabajo en conjunto de ambos materiales es aún más eficiente debido a que utiliza las mejores características de cada material, combinando la rapidez de construcción, resistencia, capacidad de cubrir grandes luces, etc.

Es importante hacer un paréntesis para aclarar la diferencia que existe entre elementos compuestos, elementos mixtos e híbridos, para esto se utilizarán las definiciones expuestas por Roberto León y Tiziano Perea en su presentación (2012):

Elemento Mixto: Los materiales no se combinan en un elemento ni trabajan en conjunto.

Elemento Híbrido: Los materiales se combinan formando un elemento, pero no trabajan en conjunto.

Elemento Compuesto: Los materiales forman un material unido y trabajan en conjunto. (Diap. 3)

La revista Acero Latinoamericano entrevistó al profesor Roberto León (2008), el cual acotó lo siguiente:

En mi opinión, la ventaja principal es la sinergia de los dos materiales al hacerlos trabajar eficientemente, por ejemplo, haciendo que el hormigón resista la compresión y limite el pandeo de la sección metálica y al mismo tiempo, permitiendo que el acero reciba la tracción y confine la sección de hormigón. En otras palabras, utilizar estos dos materiales de la forma en que son más aptos y así, contar con elementos estructurales extremadamente eficientes desde el punto de vista de resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Otra gran ventaja que enfatice en la presentación fue la rapidez que se alcanza en el montaje y

construcción al usar este sistema estructural. La posibilidad de que un edificio se pueda vender durante su construcción, o antes si es posible, hace más rentable la inversión y más atractivo el uso de la construcción mixta en las obras civiles.

Las columnas compuestas se clasifican en cuatro grupos, dependiendo de sus características:

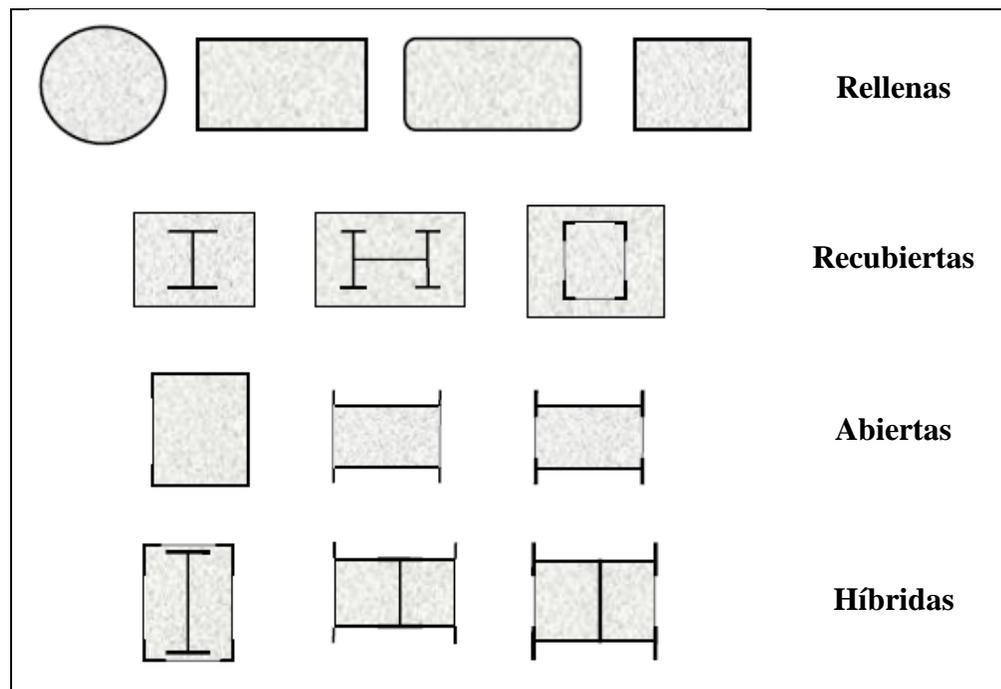


Figura 4: **Clasificación de columnas compuestas** (M. Chacon y J. Fano, 2012)

Las columnas recubiertas, como su nombre lo indica, son perfiles de acero estructural recubiertas con concreto, pueden ser con o sin armadura. Para la sección de acero son adecuados los perfiles laminados I, chapas o barras, las secciones I pueden ser recubiertas parcial o completamente con hormigón.

Aquellas llamadas Abiertas son elementos empleados para casos industriales, o para soportar fuertes cargas laterales, se emplean perfiles metálicos muy diferentes unidos por presillas o celosías, que vienen a completar en las zonas de huecos entre piezas metálicas con el relleno del hormigón.

En el caso de las columnas Híbridas, las piezas metálicas que forman este tipo de columnas compuestas son unidas de forma compacta, pero pueden existir uniones auxiliares de presillas o celosías en las zonas exteriores.

En el presente trabajo de grado se hará énfasis en las columnas compuestas tipo Rellenas. Según lo expuesto por Silva (2007):

Las columnas de hormigón no solo proporcionan una capacidad de soportar cargas mayores que la de las columnas de acero. En lo referente a la ductilidad y a la capacidad de rotación, las columnas de secciones de acero rellenos de hormigón ofrecen un funcionamiento óptimo al compararlas con otros tipos de columnas compuestas. Junto a la posibilidad de construir columnas solo de acero o de hormigón, la respuesta a compresión de las columnas compuestas está básicamente gobernado por la cantidad de acero estructural dispuesta. (Pág. 78)

La metodología propuesta se regirá bajo la norma AISC-LRFD (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design. Segunda edición, 1994).

En dicha norma se establecen ciertas limitaciones para clasificar una columna como compuesta, las cuales son:

- El área de la sección transversal del elemento de acero es, cuando menos, el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta total.

$$A_s > 0.04A_g$$

- Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f'_c , no es menor de 200 Kg/cm², ni mayor de 550 Kg/cm²; si es ligero tendrá una resistencia no menor de 300 Kg/cm².
- Si el límite de fluencia del acero estructural, es mayor de 4200 Kg/cm², en el cálculo de resistencia se tomará ese valor.

- El grueso t de las paredes de las secciones tubulares estructurales rellenas deben cumplir con:

$$T > D \sqrt{\frac{F_y}{8E}}$$

Para secciones circulares de diámetro exterior D .

Resistencia de la sección transversal frente a cargas axiales

La norma AISC-LRFD brinda la metodología para el diseño de columnas mixtas o compuestas agregando ciertas modificaciones al diseño de columnas de acero convencionales. El diseño de columnas compuestas comprimidas axialmente se representa a partir de la siguiente ecuación:

$$\phi_c P_n = 0.85 A_g * F_{cr} \quad (2)$$

Aplicando las modificaciones se deben sustituir ciertos valores los cuales son:

1. A_s = Área total de la sección transversal del elemento de acero estructural (reemplaza a A_g).
2. r_m = Radio de giro del elemento de acero estructural, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano en que se estudie el pandeo (reemplaza a r).
3. F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m

$$F_{my} = F_y + c_2 f'_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (3)$$

$$E_m = E + c_3 E_c \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \quad (4)$$

Dónde:

A_c = Área de hormigón.

E = Módulo de elasticidad del acero.

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \quad (5)$$

F_y = Esfuerzo de fluencia de la sección de acero.

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto.

C_2, C_3 coeficientes numéricos, en el caso de secciones tubulares rellenas de concreto: $c_2=0.85$;

$$C_3 = \min \left(0,4; 0,6 + 2 * \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \quad (6)$$

Se halla el parámetro de esbeltez de la columna compuesta:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} \quad (7)$$

F_{cr} es obtenido de la siguiente manera:

Para $\lambda_c < 1.5$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_{my} \quad (8)$$

Para $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_{my} \quad (9)$$

Con lo cual la resistencia de diseño de las columnas compuestas comprimidas axialmente se establece por:

$$\phi_c P_n = 0.85 A_s F_{cr} \quad (10)$$

Carga crítica elástica

La carga crítica elástica de la columna compuesta se calcula mediante la ecuación de pandeo de Euler:

$$N_e = \frac{A_s F_{my}}{\lambda_c^2} \quad (11)$$

Pandeo elástico de Euler

El pandeo es un fenómeno de inestabilidad elástica que puede darse en elementos comprimidos esbeltos, y que se manifiesta por la aparición de desplazamientos importantes transversales a la dirección principal de compresión.

El pandeo local es el que aparece en piezas o elementos aislados o que estructuralmente pueden considerarse aislados. En este caso la magnitud de la carga crítica viene dada según el caso por la fórmula de la Carga de pandeo de Euler:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (12)$$

Silva (2007) en su publicación hace referencia a la teoría de Euler de una manera simplificada:

La teoría de Euler es solo válida cuando la carga de compresión da lugar a tensiones inferiores al límite de proporcionalidad S_p .

Llamando:

S_e = Tensión crítica correspondiente a la carga de pandeo o tensión crítica de Euler, P_e .

A = Área de la pieza.

L = Longitud de la barra entre ejes de articulación.

r = Radio de giro mínimo = $\sqrt{I/A}$

Se denomina esbeltez de la pieza o esbeltez mecánica al cociente L/r .

De modo que será:

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A} = \frac{\pi^2 EI}{L^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (13)$$

La ecuación de una hipérbola denominada de Euler, será:

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_E}} \quad (14)$$

El valor de la hipérbola de Euler estará limitada por el límite elástico del acero, S_e , que prácticamente coincide con la tensión de fluencia de éste. A la esbeltez correspondiente se la denomina Esbeltez de Euler, que establece la forma de fallo de la columna en cuanto que, suponiendo válidas las hipótesis consideradas, para esbelteces inferiores a piezas cortas la tensión crítica de Euler es superior al límite elástico, por lo tanto, el soporte fallará por aplastamiento, mientras que si éste es inferior, se producirá por pandeo, piezas largas.

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_C}} \quad (15)$$

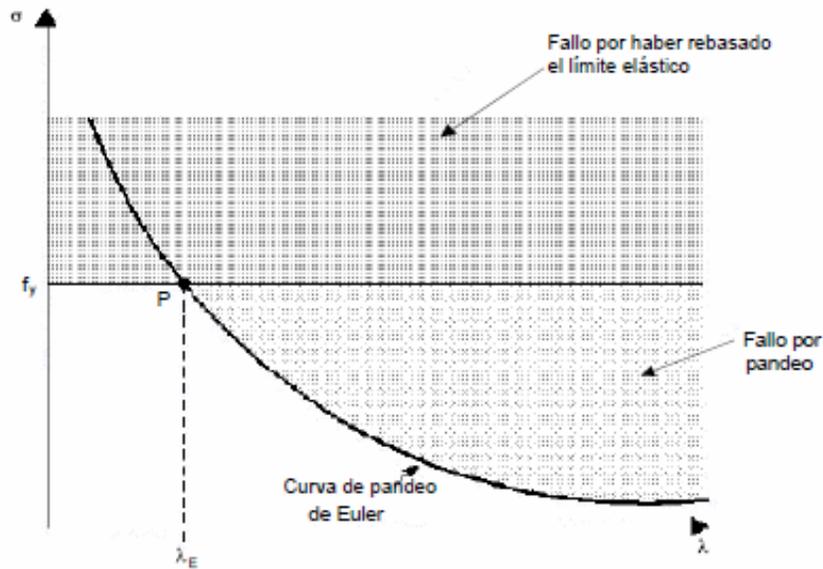


Figura 5: **Hipérbola de Euler.** (Ing. Dayana Silva, 2007).

Debido a que la fórmula de Euler es solo válida para valores de $S_e = S_p$, para que sea aplicable ha de ser:

$$\lambda \geq \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_p}} \quad (16)$$

Los enlaces extremos de la pieza comprimida presentan una influencia muy importante en la capacidad resistente del miembro a pandeo; en la teoría de Euler se establece la hipótesis de que el miembro se encuentra en sus extremos perfectamente articulado, sin rozamiento y con los desplazamientos impedidos en la dirección perpendicular a la directriz de la barra, con estas especificaciones se plantea la metodología propuesta. (Pág.24)

Chequeo del pandeo local

Entre las limitaciones del trabajo de grado se detalló que el diseño será aplicable solo a secciones compactas, por lo tanto no presentan pandeo local. Para verificar si una sección es compacta se debe cumplir lo siguiente:

$$t \geq D \sqrt{\frac{F_y}{8E_s}} \quad (17)$$

Dónde:

T = Espesor del perfil tubular de acero.

D = Diámetro exterior del tubo.

Resistencia de la sección transversal frente a Flexión y Compresión

La norma AISC-LRFD propone tres métodos para calcular la resistencia nominal a la flexión de la sección transversal, los cuales son:

1. La superposición de las tensiones elásticas sobre la sección compuesta, considerando los efectos de apoyos, para el estado límite de fluencia, donde:

$$\phi_b = 0.90$$

2. La distribución de tensiones plásticas sólo en la sección de acero, para el estado límite de fluencia, donde:

$$\phi_b = 0.90$$

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

$$\phi_b = 0.85$$

El método seleccionado fue el tercero, ya que éste toma en cuenta ambos materiales, acero y hormigón, trabajando en conjunto. Esto se debe a la existencia de conectores de corte entre el perfil de acero y el hormigón los

cuales permiten la transferencia de cargas entre ambos materiales y puedan trabajar como uno solo.

La resistencia nominal a flexión se debe calcular en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta.

Para calcular el momento plástico se debe tomar en cuenta el punto B del diagrama de interacción de una columna CFT, ese punto corresponde al instante en que la columna no presenta carga axial asociada, por lo cual el momento plástico obtenido se aproximaría bastante al momento nominal de diseño requerido.

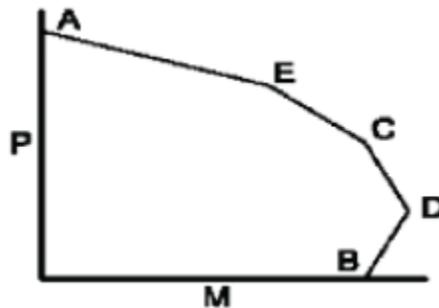


Figura 6: **Diagrama de Interacción.** (Ing. Sebastián Carrasco, 2010)

Para el estudio del punto B se recomienda utilizar las ecuaciones propuestas por León y Hajjar (2008), éstos desarrollaron las curvas de interacción para todas las columnas compuestas, en base a sus formulaciones se calculan los momentos plásticos de la sección compuesta.

El procedimiento a seguir es el que se presenta a continuación:

$$H = D - 2t \quad (18)$$

$$Kc = f'c * H^2 \quad (19)$$

$$Ks = Fy * t * r \quad (20)$$

$$\theta_1 = \frac{0,0260 * Kc - 2 * Ks}{0,0848 * Kc} \quad (21)$$

$$H_n = \min\left(\frac{H}{2} * \sin\left(\frac{\pi - \theta_1}{2}\right); \frac{H}{2}\right) \quad (22)$$

$$Z_{sB} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right) \quad (23)$$

$$Z_{cB} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)^3 \quad (24)$$

$$P_B = 0 \quad (25)$$

$$M_B = Z_{sB} * Fy + \frac{Z_{cB} * C2 * f'c}{2} \quad (26)$$

Como se mencionó anteriormente, al obtener el momento en el punto B se obtiene el Momento teórico.

$$M_B = Z_{sB} * Fy + \frac{Z_{cB} * C2 * f'c}{2} \quad (27)$$

Factor de Magnificación de Momentos

El factor de mayoración de momentos, B1, varía dependiendo del coeficiente Cm y el valor de la carga Ne que se obtuvo anteriormente:

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_e}\right)} \geq 1 \quad (28)$$

Dónde:

B₁: Factor de magnificación de los momentos.

N_u: Carga actuante mayorada (Kg)

N_e: Carga crítica elástica (Kg)

La norma permite adoptar en forma aproximada los valores de Cm, para miembros solicitados por una única carga concentrada Cm=0.85.

Para el caso de cargas axiales de considerable magnitud, si:

$$\frac{N_u}{\phi_c N_t} \geq 0.2$$

$$\frac{N_u}{\phi_c * N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{B_1 * M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

Para el caso cuando las cargas axiales son reducidas, si:

$$\frac{N_u}{\phi_c N_t} < 0.2$$

$$\frac{N_u}{2\phi_c * N_t} + \left(\frac{B_1 * M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

Dónde:

N_u : Carga Actuante mayorada (Kg)

$\Phi_c \cdot N_t$: Resistencia de diseño de la columna (Kg).

B_1 : Factor de magnificación de los momentos.

M_u : Resistencia requerida a la flexión (Kg*cm).

Φ_b : Factor de minoración de la resistencia nominal por flexión.

M_n : Resistencia nominal a la flexión (Kg*cm).

De esta manera, si se cumple con la inecuación antes expuesta, el perfil propuesto cumple con los requerimientos exigidos, de lo contrario no soportará las cargas actuantes y no será capaz de resistir.

Marco Normativo Legal

Norma Venezolana COVENIN-MINDUR (Provisional) 2002-88, “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-1998, “Estructuras de Acero para Edificaciones, Método de los Estados Límites”.

Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006, “Proyecto y construcción de Obras en Concreto Estructural”.

AISC 360-2010 (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION), “Specification for Structural Steel Buildings”.

AISC-LRFD 1994 (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION).
Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design. Segunda edición.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tipo de Investigación

Cuando se habla de tipo de investigación se “refiere al alcance que puede tener una investigación científica” (Hernández, 1991), el presente trabajo de grado es una investigación explicativa ya que se propone una metodología para el diseño de columnas compuestas acero-hormigón.

Según Tamayo y Tamayo, la investigación explicativa se caracteriza por buscar una explicación del por qué de los hechos mediante el establecimiento de la relación causa-efecto, respondiendo a las preguntas por qué y como del evento estudiado. Intenta descubrir leyes y principios. Una explicación no amerita necesariamente una verificación; la explicación se limita a establecer relaciones. Su método es observación, descripción y comparación.

Diseño de la Investigación

El proyecto es de diseño documental, tal como lo explica FEDUPEL (2006), “se basa en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica, e interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por

otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas”.

En relación con los objetivos propuestos y con la finalidad de cumplir con las metas establecidas, el presente trabajo de grado se encuentra enmarcado dentro de la metodología de investigación documental.

Fases de la Investigación

Fase I: Recopilación de la información bibliográfica

El primer paso en el presente trabajo de grado fue la recolección y revisión de libros de textos, trabajos de grado, artículos publicados, normativas de acero, concreto y manuales internacionales existentes relacionados con el diseño de elementos compuestos.

Fase II: Selección del tipo de columna

En base a la información recabada se seleccionó el tipo de columna compuesta a estudiar, tomando en consideración las características de los perfiles, facilidades de obtención de los mismos en el mercado venezolano, rapidez en el proceso constructivo y necesidades evolutivas en la construcción venezolana.

Fase III: Definición de los parámetros

Se definieron los parámetros necesarios para lograr el diseño de columnas compuestas, según el tipo seleccionado en la fase anterior.

Fase IV: Elaboración de la propuesta

Se elaboró un Paso A Paso para el diseño de elementos compuestos, una metodología que facilita el predimensionado y cálculo de dichos elementos. Con el fin de obtener una propuesta que genere una mayor aceptación para los interesados en este tipo de diseño, se elaboró una Hoja de Cálculo con ayuda del programa Microsoft Office Excel 2010, empleando las fórmulas y parámetros determinados en las fases anteriores.

Fase V: Empleo de la metodología propuesta

Se demuestra la efectividad de la metodología propuesta mediante un ejemplo de cálculo de una columna compuesta con las características establecidas en el presente trabajo de grado, realizado con ayuda de la hoja de cálculo diseñada.

CAPÍTULO IV

LA PROPUESTA

La metodología propuesta en la presente tesis de grado, como se dijo previamente está regida bajo una normativa de diseño avalada por la norma Norteamericana AISC-LRFD.

1. Se empieza por asumir ciertos parámetros los cuales son meticulosamente seleccionados en base a lo establecido en la norma LRFD que serán utilizados para el predimensionado de la columna compuesta, estos son:

- ✓ Se Asume una cuantía de acero (ρ_{ss}) de aproximadamente 3% para Columnas.
- ✓ Se considera un radio de esbeltez (β) igual a 0.7
- ✓ Se utiliza un factor de minoración de la resistencia teórica (ϕ_c) igual a 0.85.

2. Se realiza el Cálculo del Área Bruta Requerida.

$$A_g = \frac{P_o}{\phi_c * \beta * [\rho_{ss} * F_y + 0,95 * f'_c (1 - \rho_{ss})]}$$

Dónde:

A_g : Área Bruta Requerida (cm^2).

P_o : Carga Axial Actuante mayorada (Kg).

Φ_c : Factor de minoración de la resistencia teórica.

β : Radio de Esbeltez.

ρ_{ss} : Cuantía de Acero asumida (%).

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm^2).

F'_c : Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto (Kg/cm^2).

3. Calculo diámetro mínimo del perfil.

$$D = \sqrt{A_g * \frac{4}{\pi}}$$

Dónde:

D: Diámetro mínimo de diseño (cm^2).

A_g : Área Bruta Requerida (cm^2).

4. Seleccionar un perfil con un diámetro igual o mayor obtenido en el paso anterior y tomar sus características.

5. Según la norma AISC una sección es compuesta siempre y cuando:

$$A_s > 0,04 * A_g$$

Dónde:

A_s : Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm^2).

A_g : Área Bruta Requerida (cm^2).

6. Chequeo del pandeo local para perfiles cilíndricos.

$$\text{Si } t \geq D * \sqrt{\frac{F_y}{8 * E_s}} \rightarrow \text{"No hay Pandeo Local"}$$

$$\text{Si } \frac{D}{t} < \frac{232000}{F_y} \rightarrow \text{"No hay Pandeo Local"}$$

Dónde:

t: Espesor del perfil cilíndrico de acero (cm).

D: Diámetro externo del perfil (cm).

F_y: Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm²).

E_s: Modulo de elasticidad del perfil de acero (Kg/cm²).

7. Coeficientes numéricos para perfiles tubulares rellenos de concreto.

$$C1 = 1$$

$$C2 = 0.85$$

$$C3 = \min\left(0,4; 0,6 + 2 * \frac{A_s}{A_s + A_c}\right)$$

Dónde:

A_s: Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm²).

A_c: Área transversal de concreto (cm²).

8. Calculo de la fluencia modificada.

$$F_{my} = F_y + C2 * f'c * \frac{A_c}{A_s}$$

Dónde:

F_{my} : Esfuerzo de fluencia modificado (Kg/cm^2).

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm^2).

C_2 : Coeficiente Numérico.

F'_c : Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto (Kg/cm^2).

A_c : Área transversal de concreto (cm^2).

A_s : Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm^2).

9. Cálculo del Módulo de Elasticidad modificado.

$$E_m = E_s + C_3 * E_c * \frac{A_c}{A_s}$$

Dónde:

E_m : Modulo de elasticidad modificado (Kg/cm^2).

E_s : Modulo de elasticidad del perfil de acero (Kg/cm^2).

C_3 : Coeficiente Numérico.

E_c : Modulo de elasticidad del concreto (Kg/cm^2).

A_c : Área transversal de concreto (cm^2).

A_s : Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm^2).

10. Cálculo de la esbeltez de la columna compuesta.

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_m * \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}}$$

Donde:

λ_c : Esbeltez de la columna compuesta.

$K*L$: Longitud efectiva de la columna compuesta (cm).

r_m : Radio de giro modificado (cm).

F_{my} : Esfuerzo de fluencia modificado (Kg/cm²).

E_m : Modulo de elasticidad modificado (Kg/cm²).

11. Cálculo de la carga crítica elástica de Euler.

$$N_e = \frac{A_s * F_{my}}{\lambda_c^2}$$

Dónde:

N_e : Carga Crítica Elástica (Kg)

A_s : Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm²).

F_{my} : Esfuerzo de fluencia modificado (Kg/cm²).

λ_c : Esbeltez de la columna compuesta.

12. Obtención de la resistencia de diseño por compresión de la columna.

$$Si \lambda_c \leq 1,5 \rightarrow F_{cr} = [0,658^{\lambda_c^2}] * F_{my}$$

$$Si \lambda_c > 1,5 \rightarrow F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * F_{my}$$

$$N_t = A_s * F_{cr}$$

$$\phi_c * N_t = \phi_c * A_s * F_{cr}$$

Dónde:

λ_c : Esbeltez de la columna compuesta.

F_{cr} : Esfuerzo Crítico a compresión de la columna (Kg/cm²).

F_{my} : Esfuerzo de fluencia modificado (Kg/cm²).

A_s : Área transversal de acero del perfil seleccionado (cm²).

N_t : Resistencia teórica de la columna (Kg).

$\Phi_c * N_t$: Resistencia de diseño de la columna (Kg).

13. Calculo de la resistencia de diseño a la flexión.

Como se aclaró previamente según la norma AISC360-05, la resistencia nominal a la flexión se calculara en base a la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta. Para esto se utilizaran las siguientes ecuaciones con el fin de construir el diagrama de interacción para la sección seleccionada.

✓ PUNTO A

$$P_A = P_o = A_s * F_y + C_2 * f'c * A_c$$

$$M_A = 0$$

✓ PUNTO B

$$H = D - 2t$$

$$K_c = f'c * H^2$$

$$K_s = F_y * t * r$$

$$Z_{sB} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)$$

$$P_B = 0$$

$$\theta_1 = \frac{0,0260 * K_c - 2 * K_s}{0,0848 * K_c}$$

$$H_n = \min\left(\frac{H}{2} * \sin\left(\frac{\pi - \theta_1}{2}\right); \frac{H}{2}\right)$$

$$Z_{cB} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)^3$$

$$M_B = Z_{sB} * F_y + \frac{Z_{cB} * C_2 * f'c}{2}$$

✓ PUNTO C

$$P_C = C2 * f'c * Ac$$

$$Mc = M_B$$

✓ PUNTO D

$$Z_c = \frac{H^3}{6}$$

$$Z_s = \frac{D^3}{6} - Z_c$$

$$P_D = \frac{P_C}{2}$$

$$M_D = Z_s * Fy + \frac{Z_c * C2 * f'c}{2}$$

✓ PUNTO E

$$H_E = \frac{H_n}{2} + \frac{H}{4}$$

$$\theta_2 = \pi - 2 * a \sin\left(\frac{2 * H_e}{H}\right)$$

$$Z_{cE} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)^3$$

$$Z_{sE} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$$

$$P_E = C2 * f'c * Ac + Fy * As - \frac{1}{2} * \left(Fy * (D^2 - H^2) + \frac{C2 * f'c * H^2}{2} \right)$$

$$* [\theta_2 - \sin(\theta_2)]$$

$$M_E = Z_{sE} * Fy + \frac{Z_{cE} * C2 * f'c}{2}$$

14. Calculo del Factor de Magnificación de Momentos.

El Coeficiente aplicado al término de flexión C_m será 0.8 ya que se tomara una carga puntual.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_e}\right)} \geq 1$$

Dónde:

B_1 : Factor de magnificación de los momentos.

N_u : Carga Actuante mayorada (Kg)

N_e : Carga Critica Elástica (Kg)

15. Diseño de columnas mixtas solicitadas por carga axial y flexión.

$$\frac{N_u}{\Phi_c * N_t}$$
$$\text{Si } \frac{N_u}{\Phi_c * N_t} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{\Phi_c * N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{B_1 * M_u}{\Phi_b * M_n} \right) \leq 1$$
$$\text{Si } \frac{N_u}{\Phi_c * N_t} < 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{2\Phi_c * N_t} + \left(\frac{B_1 * M_u}{\Phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

Dónde:

N_u : Carga Actuante mayorada (Kg)

$\Phi_c * N_t$: Resistencia de diseño a compresión de la columna (Kg).

B_1 : Factor de magnificación de los momentos.

M_u : Resistencia requerida a la flexión (Kg*cm).

Φ_b : Factor de minoración de la resistencia nominal por flexión.

M_n : Resistencia nominal a la flexión (Kg*cm).

16. Comprobación del Perfil Seleccionado a flexo-compresión.

Si la inecuación del paso anterior cumple, quiere decir que el perfil cumple con los requerimientos exigidos ya que está trabajando a menos de su capacidad, de lo contrario si esto no ocurre así quiere decir que el perfil no soporta las cargas actuantes y este colapsara, por lo tanto se debe utilizar un perfil de mayores dimensiones.

Hoja de Cálculo

Con el fin de facilitar el empleo de la metodología propuesta se generó una Hoja de Cálculo con ayuda del programa Microsoft Office Excel 2010, la cual logra, de manera simplificada, el predimensionado, diseño y verificación de la sección de la columna compuesta. Además, en base a los datos suministrados, crea el Diagrama de Interacción para columnas compuestas tipo CFT.

Para la implementación de dicha herramienta se deben conocer ciertos datos que presenta el elemento a diseñar, como lo son las cargas a las que la columna estará sometida, el momento actuante mayorado, como las propiedades de los materiales y del perfil.

Como se mencionó anteriormente, se supone que la columna en sus extremos está perfectamente articulada, es decir que el valor de K es igual a uno.

Para el predimensionado se asumen varios parámetros para la correcta iteración, el valor de cuantía del acero recomendado por la norma es aproximadamente 3% para columnas; el radio de esbeltez se considera igual a 0.7 UNIDAD; según la norma AISC se utiliza un factor de minoración de la resistencia teórica igual a 0.85.

Para entender el funcionamiento de la hoja de cálculo se realizó una especie de Diagrama de Flujo, en el cual se expone el Paso A Paso del cálculo de las columnas compuestas tipo CFT. El diagrama mencionado se presenta a continuación:

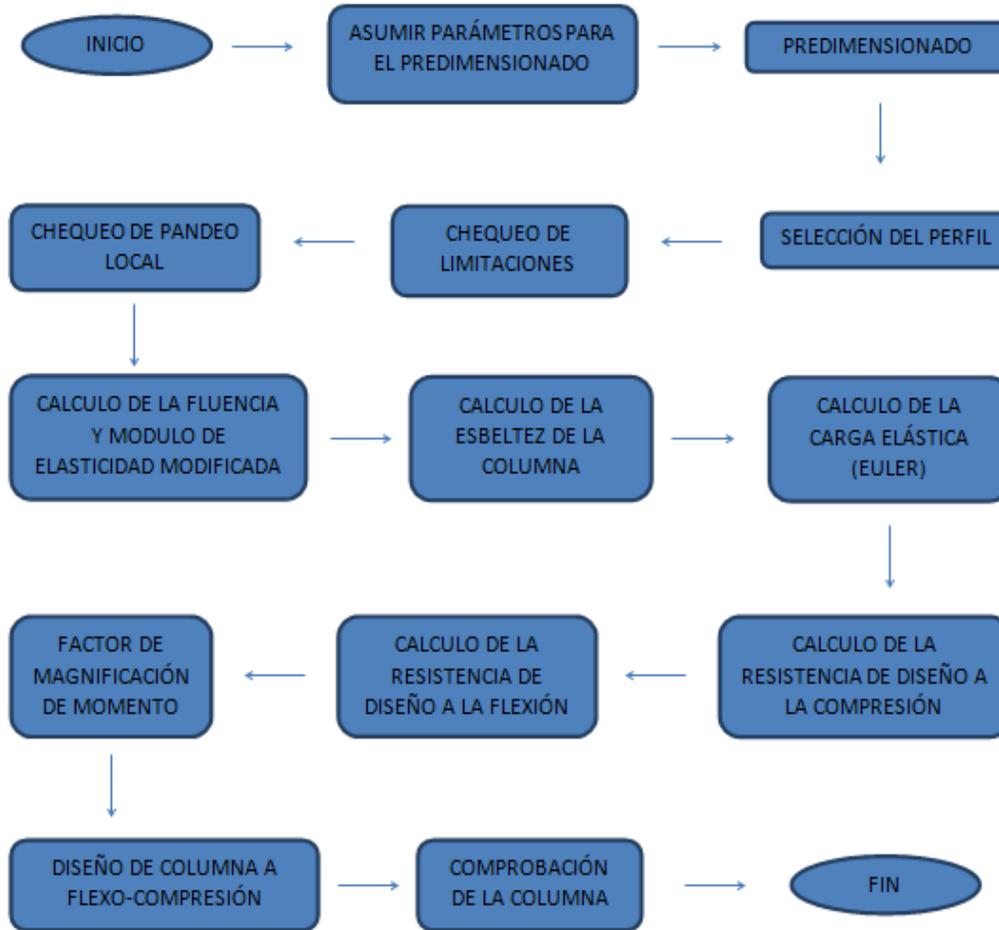


Figura 7: **Esquema de Cálculo** (M. Chacon y J. Fano, 2012).

A continuación se presentan imágenes donde se puede apreciar la hoja de cálculo.

<u>DATOS</u>		
Carga Mayorada		
N u	50000	(Kg)
Datos Del Perfil		
Fy	3515	(Kg/cm2)
Propiedades de los Materiales		
Ec	238752	(Kg/cm2)
Es	2100000	(Kg/cm2)
Carga Mayorada		
Mu	625000	(Kg*cm)
Concreto		
f'c	250	(Kg/cm2)
Datos De la Columna		
K	1	
L	3	m

En esta sección se introducen los datos aportados por el usuario.

<u>PREDIMENSIONADO</u>	
Se Asume una cuantía de acero recomendado por la norma de aproximadamente 6% para Columnas.	0.03
Se considera un radio de esbeltez igual a 0.7	0.7
Se utiliza según la Norma AISC un factor de minoración de la resistencia teórica 0.85	0.85
Calculo del área bruta Requerida	
$A_g = \frac{P_o}{\phi_c * \beta * [\rho_{ss} * F_y + 0.95 * f'_c (1 - \rho_{ss})]} = 0 \text{ (cm}^2\text{)}$	
$D = \sqrt{A_g * \frac{4}{\pi}} = 0 \text{ (cm)}$	
Se debe seleccionar un perfil circular con diámetro en centímetros mayor a	0

Para el predimensionado se asumen los valores mencionados con anterioridad y se procede a calcular el área bruta requerida.

DATOS DEL PERFIL

Datos Del Perfil		
Fy	0	(Kg/cm2)
D	7.62	cm
e	0.225	cm
As	4.87	cm2
Ag	45.60	cm2
D/t	33.867	
I	33.47	cm4
S	8.78	cm3
r	2.62	cm3
z	11.49	cm3
J	66.94	cm4
C	17.57	cm3
Ac	40.38	cm2

Luego se selecciona el perfil, de las tablas proporcionadas por UNICON.

VERIFICACIÓN DE SECCIÓN COMPUESTA

Según la norma AISC 360-05 una sección es compuesta siempre y cuando:

$$A_s > 0,04 * A_g$$

$$4.87 > 1.8241$$

La Columna se puede considerar compuesta por lo tanto se puede continuar el calculo

CHEQUEO DE PANDEO LOCAL

$$t \geq D * \sqrt{\frac{F_y}{8 * E_s}} \rightarrow 0.225 \geq 0 \quad \text{No Hay Pandeo Local}$$

$$\frac{D}{t} < \frac{232000}{F_y} \rightarrow 33.867 < 0 \quad \text{Hay Pandeo Local}$$

Verificación de la sección compuesta y chequeo del pandeo local.

Cálculo de la Fluencia Modificada, donde según la norma AISC 360-10 los coeficientes numéricos para una sección tubular rellena de concreto son los mostrados a continuación:

CALCULO DE LA FLUENCIA MODIFICADA

Según la norma AISC 360-05 los coeficientes numéricos para una sección tubular rellena de concreto son:

$$\begin{aligned}
 C1 &= 1 \\
 C2 &= 0.85 \\
 C3 &= 0.4
 \end{aligned}
 \qquad
 C3 = \min\left(0.4, 0.6 + 2 * \frac{A_s}{A_s + A_c}\right) = 0.8153$$

$$F_{my} = F_y + C2 * f'_c * \frac{A_c}{A_s} = 0 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

De igual manera es necesario el cálculo del Módulo de Elasticidad Modificado, la Esbeltez de la Columna Compuesta y el cálculo de la Carga Crítica Elástica.

MODULO DE ELASTICIDAD MODIFICADO

$$E_m = E_s + C3 * E_c * \frac{A_c}{A_s} = 0 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

ESBELTEZ DE LA COLUMNA COMPUESTA

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_m * \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} = 0$$

CARGA CRITICA ELÁSTICA

$$N_e = \frac{A_s * F_{my}}{\lambda_c^2} = 0 \quad (\text{Kg})$$

Para comprobar si la columna soporta la carga a compresión se calcula la Resistencia a la Compresión, donde se tiene una resistencia teórica y una de diseño.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA COLUMNA

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1,5 \rightarrow F_{cr} = [0,658\lambda_c^2] * F_{my}$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1,5 \rightarrow F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * F_{my}$$

$F_{cr} =$	0	(Kg/cm2)	
$Nt = As * F_{cr} =$	0	(Kg)	(Resistencia teórica)
$\phi_c * Nt =$	0	(Kg)	(Resistencia de diseño)
$N_u =$	0	(Kg)	

La columna no sporta la carga de compresion por lo tanto debe aumentar las dimensiones

FACTOR DE MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS

El Coeficiente aplicado al término de flexión C_m será 0.8 ya que se tomara una carga puntual

$$C_m = 0.8$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_e}\right)} \geq 1 \rightarrow 0 \geq 1$$

B1	1
----	---

Para la realización del Diagrama de Interacción de la columna compuesta Tipo CFT se procede a calcular los puntos determinantes del mismo, los puntos A, B, C, D y E.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

PUNTO A

$$P_A = P_o = A_s * F_y + C2 * f'c * A_c = \quad 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_A = \quad 0$$

PUNTO B

$$H = \quad 7.17 \quad (\text{cm})$$

$$K_c = f'c * h^2 = \quad 0 \quad (\text{Kg})$$

$$K_s = F_y * t * r = \quad 0 \quad (\text{Kg})$$

$$\theta_1 = \frac{0,0260 * K_c - 2 * K_s}{0,0848 * K_c} = \quad 0 \quad (\text{Rad})$$

$$H_n = \min\left(\frac{H}{2} * \sin\left(\frac{\pi - \theta_1}{2}\right); \frac{H}{2}\right) = \quad 0 \quad (\text{cm})$$

$$Z_{cB} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)^3 = \quad 0 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_{sB} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right) = \quad 0 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_B = \quad 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_B = Z_{sB} * F_y + \frac{Z_{cB} * C2 * f'c}{2} = \quad 0 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO C

$$P_C = C2 * f'c * A_c = \quad 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_C = M_B = \quad 0 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO D

$$Z_c = \frac{H^3}{6} = 61.4336355 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_s = \frac{D^3}{6} - Z_c = 12.3081525 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_D = \frac{F_C}{2} = 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_D = Z_s * Fy + \frac{Z_c * C2 * f'c}{2} = 0 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO E

$$H_E = \frac{H_n}{2} + \frac{H}{4} = 0 \quad (\text{cm})$$

$$\theta_2 = \pi - 2 * a \sin\left(\frac{2 * H_E}{H}\right) = 0 \quad (\text{Rad})$$

$$Z_{cE} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)^3 = 0 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_{sE} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right) = 0 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_E = C2 * f'c * A_c + Fy * A_s - \frac{1}{2} * \left(Fy * (D^2 - H^2) + \frac{C2 * f'c * H^2}{2} \right) * [\theta_2 - \sin(\theta_2)] = 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_E = Z_{sE} * Fy + \frac{Z_{cE} * C2 * f'c}{2} = 0 \quad (\text{Kg*cm})$$

De forma resumida:

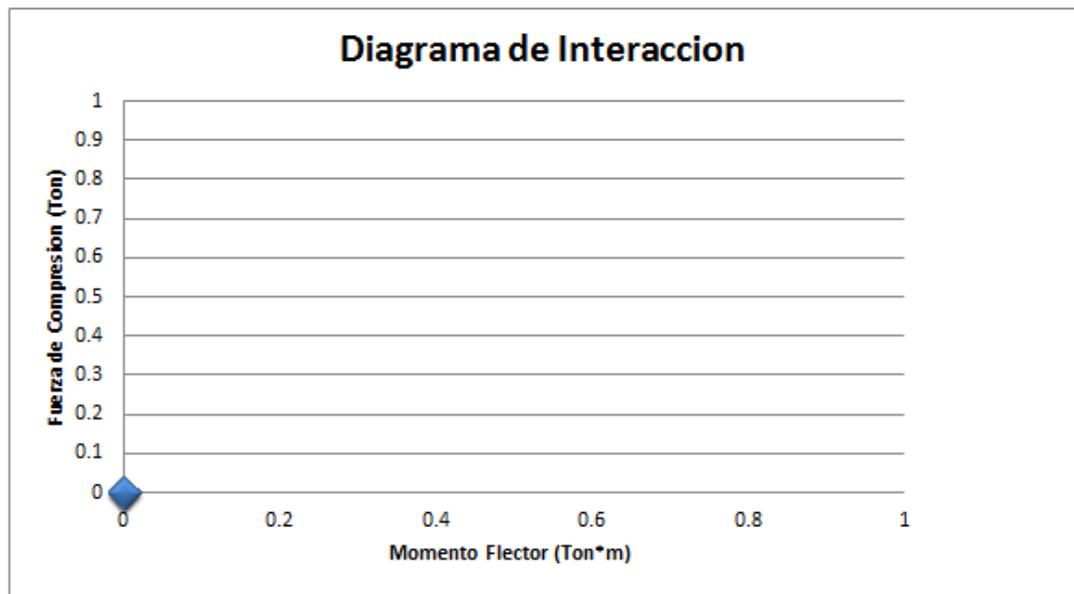
PA	0 (Ton)
PE	0 (Ton)
PC	0 (Ton)
PD	0 (Ton)
PB	0 (Ton)

MA	0 (Ton*m)
ME	0 (Ton*m)
MC	0 (Ton*m)
MD	0 (Ton*m)
MB	0 (Ton*m)

Momento Nominal		
Mn	0	(Kg*cm)

Siendo el Momento Nominal igual al Momento en el punto B, ya que en ese instante la carga actuante es nula, por lo tanto el valor del momento es el más cercano al resistente.

De esta manera se obtiene el Diagrama de Interacción, en la imagen a continuación se muestra el formato de la curva, ya que éste fue un ejemplo sin valores de carga.



Por último se hace la Comprobación del Perfil, donde se evalúa la situación a flexo-compresión.

$$\frac{N_u}{\phi_c * N_t} = 0$$

$$\text{Si } \frac{N_u}{\phi_c * N_t} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{\phi_c * N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{N_u}{\phi_c * N_t} < 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{2\phi_c * N_t} + \left(\frac{M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

COMPROBACIÓN DEL PERFIL

N _u	0	(Kg)
φ _c *N _t	0	(Kg)

M _u	0	(Kg*cm)
M _n	#iDIV/0!	(Kg*cm)

0	<=	1
---	----	---

El perfil cumple con los requerimientos exigidos

Ejemplo de Cálculo

Haciendo uso de la herramienta generada se procedió al cálculo de una columna compuesta tipo CFT perfectamente articulada en sus extremos, que soporta una carga axial mayorada de 50000Kg. y un momento actuante de 625000Kg*cm.

A continuación se presentan imágenes del ejemplo de cálculo:

DATOS		
Carga Mayorada		
N u	50000	(Kg)
Carga Mayorada		
Mu	625000	(Kg*cm)
Datos Del Perfil		
Fy	3515	(Kg/cm2)
Concreto		
f'c	250	(Kg/cm2)
Propiedades de los Materiales		
Ec	238752	(Kg/cm2)
Es	2100000	(Kg/cm2)
Datos De la Columna		
K	1	
L	3	m

Calculo del área bruta Requerida

$$A_g = \frac{P_o}{\phi_c * \beta * [\rho_{ss} * F_y + 0,95 * f'_c (1 - \rho_{ss})]} = 193.6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$D = \sqrt{A_g * \frac{4}{\pi}} = \mathbf{246.4} \text{ (cm)}$$

Como se puede apreciar se obtuvo un valor de diámetro exterior de 246.5cm, éste es un diámetro mayor a los disponibles en el mercado en Venezuela, por lo tanto se seleccionará el máximo perfil existente en cuanto a dimensiones, de esta manera se irá tanteando hasta conseguir el perfil que cumpla con los requerimientos.

Datos Del Perfil		
Fy	3515	(Kg/cm2)
D	19.37	cm
e	0.92	cm
As	49.77	cm2
Ag	294.68	cm2
D/t	21.054	
I	2136.9	cm4
S	220.64	cm3
r	6.55	cm3
z	293.49	cm3
J	4273.8	cm4
C	441.28	cm3
Ac	241.36	cm2

VERIFICACIÓN DE SECCIÓN COMPUESTA

Según la norma AISC 360-05 una sección es compuesta siempre y cuando:

$$A_s > 0,04 * A_g$$

$$49.8 > 11.79$$

La Columna se puede considerar compuesta por lo tanto se puede continuar el calculo

CHEQUEO DE PANDEO LOCAL

$$t \geq D * \sqrt{\frac{F_y}{8 * E_s}} \rightarrow 0.92 \geq 0.0041 \quad \text{No Hay Pandeo Local}$$

$$\frac{D}{t} < \frac{232000}{F_y} \rightarrow 21.05 < 66.003 \quad \text{No Hay Pandeo Local}$$

De esta manera se comprueba que el elemento es una sección compacta, por lo tanto no presenta pandeo local.

CALCULO DE LA FLUENCIA MODIFICADA

Según la norma AISC 360-10 los coeficientes numéricos para una sección tubular rellena de concreto son:

$$C1 = 1$$

$$C2 = 0.85$$

$$C3 = 0.4$$

$$C3 = \min \left(0.4; 0.6 + 2 * \frac{A_s}{A_s + A_c} \right) = 0.9419$$

$$F_{my} = F_y + C2 * f'c * \frac{A_c}{A_s} = 4545.504665 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

MODULO DE ELASTICIDAD MODIFICADO

$$E_m = E_s + C3 * E_c * \frac{A_c}{A_s} = 2563124.728 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

ESBELTEZ DE LA COLUMNA COMPUESTA

$$\lambda_c = \frac{K * L}{r_m * \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}} = 0.613954611$$

CARGA CRITICA ELÁSTICA

$$N_e = \frac{As * F_{my}}{\lambda_c^2} = 600174.0549 \quad (\text{Kg})$$

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE LA COLUMNA

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1,5 \rightarrow F_{cr} = [0,658^{\lambda_c^2}] * F_{my}$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1,5 \rightarrow F_{cr} = \frac{0,877}{\lambda_c^2} * F_{my}$$

$$F_{cr} = 3882.076846 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

$$N_t = As * F_{cr} = 193210.9646 \quad (\text{Kg})$$

(Resistencia teórica)

$$\phi_c * N_t = 164229.3199 \quad (\text{Kg})$$

(Resistencia de diseño)

$$N_u = 50000 \quad (\text{Kg})$$

La columna soporta la carga a compresion

FACTOR DE MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS

El Coeficiente aplicado al término de flexión C_m será 0.8 ya que se tomara una carga puntual

$$C_m = 0.8$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_e}\right)} \geq 1 \rightarrow 0.873 \geq 1$$

B1	1
----	---

Se procede a la realización del Diagrama de Interacción, calculando cada punto determinante del mismo.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

PUNTO A

$$P_A = P_o = A_s * F_y + C_2 * f'_c * A_c = 226229.7672 \quad (\text{Kg})$$

$$M_A = 0$$

PUNTO B

$$H = 17.5301 \quad (\text{cm})$$

$$Kc = f'c * h^2 = 76826.1015 \quad (\text{Kg})$$

$$Ks = Fy * t * r = 21181.39 \quad (\text{Kg})$$

$$\theta_1 = \frac{0,0260 * Kc - 2 * Ks}{0,0848 * Kc} = 2.704746945 \quad (\text{Rad})$$

$$H_n = \min\left(\frac{H}{2} * \sin\left(\frac{\pi - \theta_1}{2}\right); \frac{H}{2}\right) = 1.899300612 \quad (\text{cm})$$

$$Z_{cB} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)^3 = 835.3573137 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_{sB} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right) = 305.9862135 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_B = 0 \quad (\text{Kg})$$

$$M_B = Z_{sB} * Fy + \frac{Z_{cB} * C2 * f'c}{2} = 1164298.255 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO C

$$P_C = C2 * f'c * Ac = 51288.21717 \quad (\text{Kg})$$

$$M_C = M_B = 1164298.255 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO D

$$Z_c = \frac{H^3}{6} = 897.8461613 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_s = \frac{D^3}{6} - Z_c = 313.4332575 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_D = \frac{P_C}{2} = 25644.10858 \quad (\text{Kg})$$

$$M_D = Z_s * Fy + \frac{Z_c * C2 * f'c}{2} = 1197114.055 \quad (\text{Kg*cm})$$

PUNTO E

$$H_E = \frac{H_n}{2} + \frac{H}{4} = 5.332175306 \quad (\text{cm})$$

$$\theta_2 = \pi - 2 * \text{asin}\left(\frac{2 * H_E}{H}\right) = 1.833645021 \quad (\text{Rad})$$

$$Z_{cE} = \frac{H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)^3 = 448.8757302 \quad (\text{cm}^3)$$

$$Z_{sE} = \frac{D^3 - H^3}{6} * \sin\left(\frac{\theta_2}{2}\right) = 248.7633945 \quad (\text{cm}^3)$$

$$P_E = C2 * f'c * Ac + Fy * As - \frac{1}{2} * \left(Fy * (D^2 - H^2) + \frac{C2 * f'c * H^2}{2} \right) * [\theta_2 - \sin(\theta_2)] = 108483.7837 \quad (\text{Kg})$$

$$M_E = Z_{sE} * Fy + \frac{Z_{cE} * C2 * f'c}{2} = 922096.3782 \quad (\text{Kg*cm})$$

$$\phi_b = 0.9$$

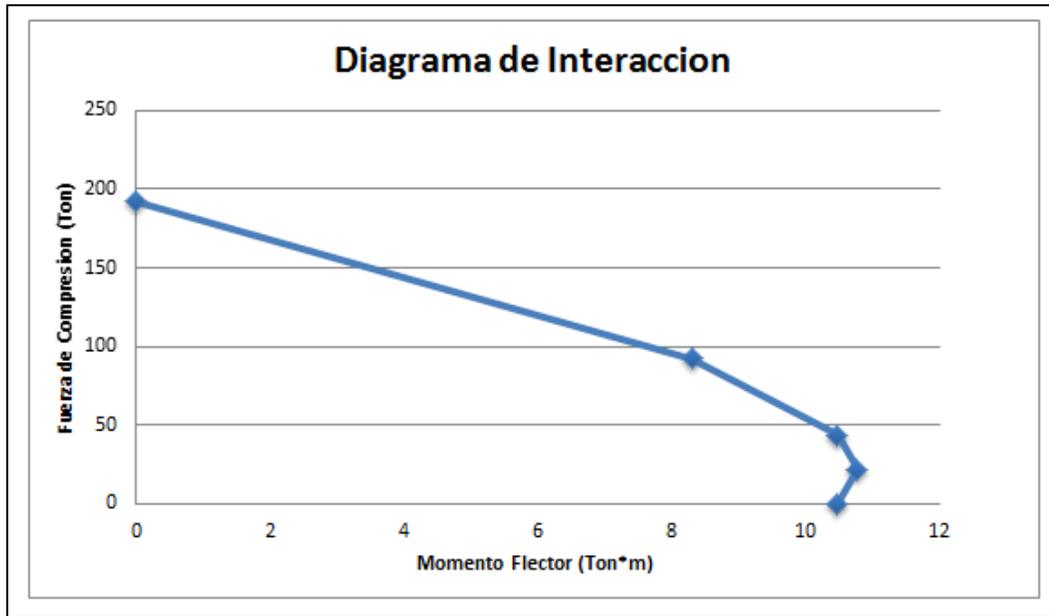
PA	192.2953	(Ton)
PE	92.21122	(Ton)
PC	43.59498	(Ton)
PD	21.79749	(Ton)
PB	0	(Ton)

MA	0	(Ton*m)
ME	8.29887	(Ton*m)
MC	10.4787	(Ton*m)
MD	10.774	(Ton*m)
MB	10.4787	(Ton*m)

Momento Nominal

$$Mn = 1047868 \quad (\text{Kg*cm})$$

El Diagrama de Interacción resultó de esta forma:



$$\frac{N_u}{\phi_c * N_t} = 0.304452335$$

$$\text{Si } \frac{N_u}{\phi_c * N_t} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{\phi_c * N_t} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

$$\text{Si } \frac{N_u}{\phi_c * N_t} < 0,2 \rightarrow \frac{N_u}{2\phi_c * N_t} + \left(\frac{M_u}{\phi_b * M_n} \right) \leq 1$$

COMPROBACIÓN DEL PERFIL

<table border="1"> <tr> <td>N u</td> <td>50000</td> <td>(Kg)</td> </tr> <tr> <td>$\phi_c * N_t$</td> <td>164229</td> <td>(Kg)</td> </tr> </table>	N u	50000	(Kg)	$\phi_c * N_t$	164229	(Kg)	<table border="1"> <tr> <td>Mu</td> <td>625000</td> <td>(Kg*cm)</td> </tr> <tr> <td>Mn</td> <td>1047868.429</td> <td>(Kg*cm)</td> </tr> </table>	Mu	625000	(Kg*cm)	Mn	1047868.429	(Kg*cm)
N u	50000	(Kg)											
$\phi_c * N_t$	164229	(Kg)											
Mu	625000	(Kg*cm)											
Mn	1047868.429	(Kg*cm)											

$$0.834629159 \leq 1$$

El perfil cumple con los requerimientos exigidos

De esta manera se concluye que el perfil seleccionado para soportar las cargas actuantes es Perfil Tubular de 7 5/8”.

CONCLUSIONES

Se puede concluir que los objetivos propuestos al comienzo del trabajo de investigación se cumplieron a cabalidad garantizando una metodología de diseño para columnas compuestas del tipo “CFT”.

Dentro del trabajo de investigación se describieron los parámetros necesarios para el diseño de columnas compuestas los cuales fueron, la utilización de una cuantía de acero que garantice una correcta fluencia de la columna ante los esfuerzos sometidos en la misma; se consideró un radio de esbeltez de 0.7. Ambos parámetros se utilizaron para el predimensionado de la columna, el cual da comienzo a la metodología propuesta.

Obtener la información necesaria para la realización del diseño no fue fácil debido a la escasez de material existente en Venezuela acerca de columnas compuestas, es por esto que se realizó un compendio de las normas internacionales más importantes a nivel mundial (AISC 360.10, ACI 318-05 Y EL EUROCÓDIGO 04), finalmente se seleccionó la norma americana AISC 360-10 debido a que es la más actualizada y pionera en la investigación de nuevas metodologías para estos tipos de elementos constructivos, se tomaron ciertas consideraciones de algunos factores modificables debido a que será aplicada en Venezuela.

Teniendo las consideraciones a criterio y los lineamientos estipulados en la normativa seleccionada, se logró elaborar la propuesta metodológica para el diseño de columnas compuestas del tipo “CFT”, donde se verifica que la columna sea compuesta y compacta evitando que ésta presente pandeo local en el elemento. Así mismo el diseño se basó en el análisis para la

obtención de las resistencias de diseño a compresión y a flexión las cuales dictaminan la aprobación o rechazo del perfil seleccionado.

Por otra parte para la verificación de la metodología propuesta se diseñó una hoja de cálculo en Microsoft Office Excel 2010 en el cual se evidencia en digital todas las consideraciones asumidas y brinda la flexibilidad de poder diseñar las columnas compuestas bajo los ideales del presente trabajo de investigación.

En conclusión habiendo cumplido con todos los objetivos planteados al inicio de esta investigación se obtuvo un método para el diseño de columnas compuestas el cual abrirá el camino a futuras investigaciones referente a esta innovadora técnica constructiva hasta tal punto que pueda ser normalizada y llevada a cabo en Venezuela por la mayoría de las constructoras existentes para la fecha.

RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda para futuras investigaciones la sustitución de la Hoja de Cálculo del presente trabajo de grado, por una realizada en un programa de cálculo y que además se incluyan todos los tipos de columnas compuestas.
- ✓ Se recomienda complementar la investigación de este método de diseño para columnas que no se encuentren arriostradas.
- ✓ Se recomienda a manera de comparación obtener la resistencia de diseño a flexión por otro método, distinto al presente trabajo de investigación.
- ✓ Se recomienda en estudios futuros la aplicación de este método para los otros tipos de columnas existentes.

BIBLIOGRAFÍA

Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design (1994). (2da edición). Chicago, USA: AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction).

León, R. (2008, Marzo 05). *La gran ventaja de la construcción mixta es aprovechar la sinergia de ambos materiales, acero y hormigón*. Santiago, Chile: Acero Latinoamericano (ILAFSA), n°.506, p.02.

Forcada, I. (2000). *Propuesta de normas para puentes de Trabes Cajón*. Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Civil. Escuela Nacional de Estudios Superiores. UNAM: Puebla, México.

Revista Construcción y Tecnología Junio (2000). *Uso de aditivos reductores de contracción*. D.F., México: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Fitzgerald, R. (2007). *Mecánica de Materiales*. (2da Edición). México Alfaomega.

Valenzuela, R. *Aplicación de Columnas Compuestas CFT al Diseño Sísmico de Edificios en Chile*., Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

Silva, D. (2007). *Programa para el diseño de columnas compuestas Sujetas a flexocompresión biaxial por los métodos: Lrfd, aci y eurocódigo 3*. Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional: Quito, Ecuador.

Carrasco, S. (2010). *Recomendaciones de diseño de columnas compuestas de acero-hormigón sometidas a esfuerzos básicos*. Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar por el título de Ingeniero Civil. Universidad De Chile: Santiago, Chile.

Leon, Roberto T.; Colaco, Joseph P. y Furlong, Richard W. (1997) *Composite Construction Desing For Building*. Primera Edición. Estados Unidos: McGraw-Hill/ American Society of Civil Engineers.

ANEXOS

Tabla 8-5: Capacidad plástica para columnas CFT, con presencia de pandeo en cualquier Eje [21]

0



Sección	Distribución de Tensiones	Pto.	Ecuación de Diseño
<p>(A)</p>		A	$P_u = -A_c F_c + 0.95 C_c A_c$ $M_u = 0$ $Z_u = 2A_c t$ $Z_c = \frac{d^2 - t^2}{4}$ $Z_p = \frac{d^2 - t^2}{4}$ <p><small>* Se debe usar punto para el eje de la OX, como resultado de la rotación del momento con respecto para todos los ejes.</small></p>
<p>(E)</p>		E	$h_c = \frac{h}{2} + \frac{A}{4} (h_c \text{ ver Punto B})$ $\theta_1 = \pi - 2 \arcsin\left(\frac{2h_c}{d}\right)$ $Z_u = \frac{d^2 - h_c^2}{6} \arcsin\left(\frac{\theta_1}{2}\right) h$ $Z_c = \left[\frac{h_c}{6} - \frac{(2\pi - \theta_1)}{(2\pi - \theta_1) - \sin(2\pi - \theta_1)} \right]$ $Z_p = \frac{d^2 - h_c^2}{6} \arcsin\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $M_u = Z_u F_c + \frac{1}{2} Z_c (0.95 C_c)$ $P_u = (0.95 C_c A_c + F_c A_c) - \frac{1}{2} [F_c (d^2 - h_c^2) + \frac{1}{2} (0.95 C_c) h^2] [h_c - \sin \theta_1]$
<p>(C)</p>		C	$P_u = -0.95 M_c^* A_c$ $M_u = -M_u$
<p>(D)</p>		D	$P_u = \frac{0.95 C_c A_c}{2}$ $M_u = 2 A_c F_c + 0.5 Z_c (0.95 C_c)$ $Z_u = \text{Módulo plástico de la sección de acero} = \frac{d^2}{6} Z_c$ $Z_c = \frac{d^2}{6}$
<p>(B)</p>		B	$P_u = 0$ $M_u = Z_u F_c + \frac{Z_c (0.95 C_c)}{2}$ $Z_u = \frac{h^2 \sin^2(\theta/2)}{6}$ $Z_c = \frac{d^2 - h^2}{12} \sin^2(\theta/2) \left[\frac{\theta}{\theta - \sin \theta} + \frac{(2\pi - \theta)}{(2\pi - \theta) - \sin(2\pi - \theta)} \right]$ $Z_p = \frac{d^2 - h^2}{6} \sin^{2/3}(\theta/2)$ $\theta = \frac{0.0260 K_c - 2 K_c + \sqrt{(0.0260 K_c + 2 K_c)^2 + 0.857 K_c K_c}}{0.0848 K_c}$ $K_c = f_c h^3$ $K_c = F_c z_c h$ $h_c = \frac{h}{2} \sin\left(\frac{\theta - \theta}{2}\right) \quad \left(\text{Para poder calcular deflexiones en el Punto C} \right)$

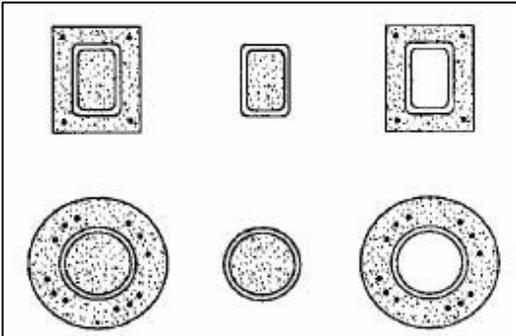


Figura 1 – Secciones mixtas de acero y hormigón contempladas en la norma japonesa.



