

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUISITOS DE ACERO DE
CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS DE MARCOS
ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO
DEL CÓDIGO ACI 318-14 Y LA
FONDONORMA 1753-2006**

Realizado por:

González Blanco, Rayli Gabriela

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como Requisito
para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, marzo de 2017

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUISITOS DE ACERO DE
CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS DE MARCOS
ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO
DELCÓDIGO ACI 318-14 Y LA
FONDONORMA 1753-2006**

Realizado por:

González Blanco, Rayli Gabriela

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Cantaura, marzo de 2017

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUISITOS DE ACERO DE
CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS DE MARCOS
ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO
DEL CÓDIGO ACI 318-14 Y LA
FONDONORMA 1753-2006**

El Jurado hace constar que asignó a esta a Tesis la calificación de:

Prof. Anabel González
Jurado Principal

Prof. Jossmen González
Jurado Principal

Prof. Jhonatan Martínez
Tutor Académico

Cantaura, marzo de 2017

RESOLUCIÓN

De acuerdo al artículo 41 del reglamento de Trabajos de Grado:

“Los Trabajos de Grado son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Consejo Universitario, para su autorización.”



DEDICATORIA

Con todo mi corazón dedico este gran logro a mi Dios Todopoderoso y la Virgen María, Madre Protectora, por haberme acompañado desde el comienzo hasta el final de mi carrera universitaria y en lo sucesivo; por estar presente en mis alegrías y tristezas en esta etapa maravillosa de mi vida, y por toda esa energía y fuerza interior de la que estoy segura fue su infinito amor el que siempre me permitió seguir adelante con claridad de convicciones.

A mis padres, Raziél Antonio González Lárez y Ligia Cristina Blanco Zamora, por haber sido instrumento divino para la ocurrencia del milagro de traerme a la vida, por su amor incondicional, por constituir la más grande fuente de inspiración y sabiduría, por marcar con el ejemplo la importancia del camino de la profesionalización, por adornar con valores y principios una personalidad formada para el logro, por dar relevancia formacional a la contribución del bienestar del semejante en la consecución de la armonía personal, por hacer énfasis en la tríada del éxito que conforman la pasión, la perseverancia, y la paciencia en el alcance de las metas. Todo este logro ha sido posible gracias a ellos.

A mi amiga y hermana de la vida Mariana Carolina Castillo Hernández, por su apoyo incondicional, por su sana complicidad en las buenas y malas, por siempre insuflarme de su ánimo indomable y acompañarme en todo el trayecto hasta alcanzar el sueño anhelado.

A mi excelso amigo y compañero de estudios Jesús Enrique Tovar Garcíapor haber sido un pilar fundamental en cada paso de la carrera, por brindarme los mecanismos indispensables para ser una mejor estudiante, organizada y metódica; por cada vivencia, por cada apoyo, por cada reto planteado, por cada anécdota que guardamos celosamente en el baúl de los

más preciados recuerdos, por la seriedad impuesta en cada exigencia académica, por su gran sentido de la responsabilidad, por infundirme la seguridad que le caracteriza y por su inigualable sentido del humor.

A cada uno de mis compañeros de la JAD Anaco (Juventud de Acción Democrática), por estar a mi lado y aportar su denodada lucha para transformar esta situación de precariedades en un panorama de oportunidades, donde podamos poner en práctica los conocimientos profesionales adquiridos, con justa valoración del mérito académico, el talento y las destrezas; por brindarme su afecto, confianza, respeto y consideración en el transcurso del quehacer político y por constituir, con cada una de sus particulares realidades, la más grande motivación personal para persistir en la conquista de la libertad y el desarrollo.

Rayli Gabriela González Blanco

AGRADECIMIENTO

A la Universidad de Oriente, especialmente a la Extensión Cantaura, por haberme brindado la posibilidad de incrementar mi potencial académico en la tan importante área del conocimiento humano, en el momento preciso en el que el país reclama idoneidad formacional de sus hombres y mujeres en la materia de la construcción de estructuras.

A mis profesores por conducirme al acceso cognoscitivo indispensable para el logro de un desarrollo profesional que se apropie a la era en que nos corresponde desempeñarnos, al personal administrativo y obrero por su permanente y motivante simpatía y por aportar el sentido de familia al sentimiento Udista

A los profesores de la Comisión de Trabajo Grado de Ingeniería Civil, Arquitecto Ramón Loaiza y Urbanista Elys Rondón por su cariñoso y paternal desempeño en la transmisión del conocimiento integral y terminalístico en la formación del futuro Ingeniero Civil; por hacer de la enseñanza un agradable departir y un motivante conocer

Ami Tutor Académico, Profesor e Ingeniero Jhonatan Martínez por su inmenso e invaluable apoyo cognitivo y humano; por su paciencia activa y

A mis adorados compañeros de estudios, en especial a los Fc: Jesús Tovar, María Pérez Planchart, Edgar Rodríguez, Franklin Medina, Orlando Jiménez, Eliezer Segnini y Carlos Gómez, por convertirse en compañeros de la vida y compartir diversidad de momentos y aventuras académicas imborrables que nos han conducido al alcance de la meta más preciada por ahora en nuestra existencia; por fungir de confidentes, de panas, hermanos, consejeros; por comprender y compartir nuestras alegrías y alegrar nuestras tristezas.

A mis amigos Antonio José González, Carlos López y Jhonny Rodríguez por acompañarme en el transcurso de la construcción de este trabajo, por su denodada preocupación, apoyo incondicional y sincero, comprensión, paciencia, y por todo el cariño que me han brindado que han sido la gasolina del motor para culminar satisfactoriamente esta etapa de mi vida.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUISITOS DE ACERO DE
CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS DE MARCOS
ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO
DEL CÓDIGO ACI 318-14 Y LA
FONDONORMA 1753-2006**

**Autor: Rayli González
Tutor académico: Prof. Jhonatan Martínez
Año: 2017**

RESUMEN

La velocidad con que ocurren los cambios en las ciencias, promueve la obsolescencia de las metodologías aplicadas, así encontramos que las estructuras delineadas con el Código de diseño vigente en Venezuela, la FONDONORMA 1753-2006 comportan un importante rezago con respecto al Código Norteamericano ACI 318-14, dilación que viene restando confiabilidad a la Ingeniería Civil venezolana, ello nos ha conducido a realizar un estudio comparado de ambas normas, especialmente en lo referente al acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento. En este estudio se describieron los cambios significativos en los requisitos para el diseño del acero de confinamiento para columnas de concreto armado entre ambos códigos de diseño. Se presentaron modelos de estudio que permitieron verificar la variación de la capacidad al corte; por otra parte, se analizó la variación de la cuantía volumétrica de refuerzo transversal. Finalmente, se comparó la variación de la capacidad a flexión entre ambas normas de diseño. El desarrollo de esta investigación proporcionó, respecto al diseño sismorresistente de estructuras aporticadas, referentes técnicos, herramientas básicas, criterios y recomendaciones que habrán de servir como lámpara guía para una posible actualización del código de diseño nacional.

Palabras claves: Acero de Confinamiento, Columnas, Código ACI, FONDONORMA.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN.....	ix
ÍNDICE DE CONTENIDO	x
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
INTRODUCCIÓN	xv
CAPÍTULO I.....	17
EL PROBLEMA.....	17
1.1. Planteamiento del Problema	17
1.2. Objetivos	21
1.2.1. Objetivo General	21
1.2.2. Objetivos Específicos.....	21
CAPÍTULO II.....	22
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	22
2.1. Antecedentes	22
2.2. Bases Teóricas Referenciales.....	23
2.2.3. Columnas.....	23
2.2.4. Nivel de Diseño (ND)	24
2.2.5. Efecto del refuerzo transversal en columnas	28
2.2.6 Diseño del refuerzo transversal según la FONDONORMA 1753-2006.....	29
2.2.7. Refuerzo Transversal según el Código ACI 318-14.....	33
CAPÍTULO III.....	38
MARCO METODOLÓGICO	38
3.1. Tipo de Investigación.....	38
3.2. Nivel de Investigación.....	38
3.3. Técnicas y Herramientas.....	39

CAPÍTULO IV.....	40
RESULTADOS.....	40
4.1. Diseño de Refuerzo Transversal en Columnas de Concreto Armado según la FONDONORMA 1753-2006 y el Código ACI 318-14.....	40
4.1.1. Disposición del Acero Transversal.....	40
4.1.1.1. Requisitos Adicionales de Colocación de Refuerzo Transversal según el Código ACI 318-14	41
4.1.2. Cantidad de Refuerzo Transversal en Columnas de Concreto Armado	44
4.1.2.1. Factores Incluidos en el Código ACI 318-14 para el Diseño de Refuerzo Transversal	45
4.2. Modelos de Estudio	47
4.2.1. Columna Modelo 1 (CM1).....	48
4.2.2. Columna Modelo 2 (CM2).....	48
4.2.3. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM1 a partir de los Requisitos de la ACI 318-14	49
4.2.4. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM1 a partir de los Requisitos de la FONDONORMA 1753-2006.....	52
4.2.5. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM2 a partir de los Requisitos de la ACI 318-14	54
4.2.6. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM2 a partir de los Requisitos de la FONDONORMA 1753-2006.....	56
4.3. Análisis la Variación de la Cuantía Volumétrica de Refuerzo Transversal.....	56

4.4. Estudio la Variación de la Capacidad a Flexión entre los Códigos de Diseño	62
CAPÍTULO V.....	67
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	67
5.1. Conclusiones.....	67
5.2. Recomendaciones.....	70
BIBLIOGRAFÍA.....	71
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO.....	73

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.....	35
Tabla 2. Resumen de Cargas Axiales Factorizadas y Momentos de Flexión para una Columna de Borde en el primer piso para Fuerzas Sísmicas en la Dirección E-W	48
Tabla 3. Resumen de requisitos de confinamiento de CM2 para ACI 318-14	55
Tabla 4. Resumen de requisitos de confinamiento de CM2 para FONDONORMA 1753-2006.....	56
Tabla 5. Variación de cantidad de acero de confinamiento de CM2 para FONDONORMA 1753-2006 y la ACI 318-14	57
Tabla 6. Variación de cantidad de acero de confinamiento según la ACI 318-14, para diferentes separaciones entre de estribos refuerzo transversal y la influencia de los niveles de carga axial.	58
Tabla 7. Variación de cantidad de acero de confinamiento para diferentes configuraciones de soporte lateral, según la ACI 318-14 y la influencia de los niveles de carga axial.	60
Tabla 8. Datos de entrada usados para calcular los diagramas de momento-curvatura de CM1 y CM2 con el programa SAP2000 V19.0.0.	63
Tabla 9. Puntos “Y” y “U” del diagrama-momento curvatura para CM1 y CM2 obtenidos con el programa SAP2000 V19.0.0.Tabla 8.	64

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Confinamiento de columnas de concreto.....	28
Figura 2. Longitud L_o de colocación de acero transversal en columnas.	41
Figura 3. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.....	42
Figura 4. Factor de efectividad del confinamiento K_n	46
Figura 5. Factores de resistencia del concreto k_f	47
Figura 6. (A) Sección trasversal de CM1, (B) Geometría de acero de refuerzo transversal de CM1 propuesto.	49
Figura 7. Detallado para CM1 aplicando los requisitos de confinamiento de ACI 318-14.....	52
Figura 8. Detallado para CM1 aplicando los requisitos de confinamiento de en ND3 FONDONORMA 1753-2006.....	54
Figura 9. Detallado para CM2. (A) Cuevas y Fernández (2005). (B) ACI 318-14.....	55
Figura 10. Variación del área de acero " A_{sh} " en función al nivel de carga Axial. Para diferentes valores de separación de estribos.....	59
Figura 11. Variación del área de acero " A_{sh} " en función al número de barras en la sección trasversal, con soporte lateral. Para diferentes niveles de carga Axial.	62
Figura 12. Diagramas de momento-curvatura para CM1 (A) y para CM2 (B), para requisitos de confinamiento.	66

INTRODUCCIÓN

Los constantes y veloces avances científicos en el mundo y los cambios en el estado del arte de la ingeniería sismorresistente y las ciencias aplicadas en la actualidad, han ocasionado la generación de obsolescencias tanto en las tecnologías como en los procesos de estudio y técnicas aplicadas en Venezuela. Un reflejo de lo anteriormente planteado se hace presente en la generalidad de normas o códigos de diseño nacionales relacionadas con la ingeniería estructural, como es el caso de la normativa para el diseño de estructuras de concreto armado del Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad (FONDONORMA) 1753-2006 con respecto a su equivalente internacional, el código del Instituto Americano del Concreto (ACI-por sus siglas en inglés) 318-14, el cuales ocho años más reciente respecto a la ya mencionada norma venezolana.

En Venezuela, como es lógico, se utiliza regularmente el sistema de diseño estructural previsto en la norma nacional, FONDONORMA 1753-2006, la cual comporta un rezago importante con respecto a los avances contemplados en sistemas equivalentes de otros países. Esto ha ocasionado que las edificaciones diseñadas con el código mencionado tengan un bajo grado de confiabilidad estructural y constituyan una vulnerabilidad potencial para este tipo de construcciones, al no incorporarse durante el procedimiento de análisis los nuevos tópicos relacionados con el diseño sismorresistente de miembros estructurales. A tal efecto, se produce un aumento de la probabilidad de fallas en las estructuras de pórticos en concreto armado, con respecto a las edificaciones de concreto armado diseñadas con el reciente código ACI 318-14, que incorpora variables de análisis y diseño de columnas no consideradas en la FONDONORMA 1753-2006.

La investigación presentada tuvo como objeto la comparación entre los requisitos de acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento del código ACI 318-14 y la FONDONORMA 1753-2006. La misma se encuentra organizada en cinco Capítulos. En el Capítulo I se presenta el planteamiento del problema, contentivo a su vez del alcance y la justificación del estudio; se expresan además el objetivo general y los objetivos específicos. El Capítulo II concierne al marco teórico referencial, el cual se encuentra conformado por los antecedentes y las bases teóricas que sustentan el progreso de la investigación

En el Capítulo III se hace referencia a la metodología acogida en la realización del estudio en cuestión y conduce hasta el Capítulo IV, donde se exponen de forma detallada los resultados obtenidos. Finalmente, en el Capítulo V se plantean las conclusiones y recomendaciones propias de la investigación efectuada.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

En la actualidad los constantes adelantos científicos en el mundo y los cambios en el estado del arte, en la ingeniería y ciencias aplicadas, han ocasionado que se generen obsolescencias tanto en las tecnologías como en los procesos de estudio y técnicas aplicadas en Venezuela. Se cree que este proceso de generación de tecnologías y de nuevos conocimientos a escala global, varía de algunos meses a un máximo de cinco años aproximadamente, originando una constante evolución de los procesos de estudio, técnicas de análisis y diseño en la ingeniería. Estos constantes cambios se han traducido en un desfase tecnológico en la mayoría de normas o códigos de diseño nacional con respecto a los últimos avances científicos en todas las áreas del conocimiento.

Esta realidad se ve acentuada con la falta de políticas públicas de los organismos encargados en la creación y la actualización de las normas en el país, como son los ministerios, así como también la poca o casi nula generación de investigaciones a nivel de las universidades y centros de investigación científica, que aporten a la generación de nuevos conocimientos en el campo de la Ingeniería.

Un ejemplo de lo anteriormente descrito, es la normativa para el diseño de estructuras de concreto armado del Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad (FONDONORMA) 1753-2006, “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, con su equivalente internacional, el código del Instituto Americano del Concreto (ACI-por sus

siglas en inglés) 318-14, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”; entre ellas existen algo más de ocho años de diferencia en sus fechas de publicación, presentando cambios significativos entre sus requisitos.

En un estudio realizado por Barreiro (2006), se demostró que en la actualización de las normas con el transcurrir del tiempo, existe un aumento de la confiabilidad estructural, maximizando la probabilidad que un sistema estructural cumpla satisfactoriamente con la función para la cual fue diseñado, lo que se traduce en un mejor desempeño estructural ante cualquier evento sísmico, debido a que la confiabilidad estructural está representada en la minimización de las probabilidades de falla de la estructura. Para garantizar un comportamiento sismorresistente satisfactorio, es importante un análisis estructural que cuantifique de manera efectiva las acciones sísmicas sobre el sistema estructural, pero en más o gran medida, el desempeño estructural depende de una buena disposición y armado de cabillas.

La experiencia de pórticos diseñados en concreto armado con un detallado adecuado y preciso, de acuerdo a Rodríguez (2007), ha demostrado que durante un evento sísmico estos sistemas estructurales demuestran un desempeño satisfactorio, evitando fallas frágiles a corte o la generación de mecanismos de entrepiso. La falla de una columna en un sistema estructural de pórticos resistentes a momento, es considerada como una falla crítica, puesto que puede ocasionar la formación de mecanismos estructurales inestables, derivándose en el posible colapso general de la edificación.

Las estructuras construidas en sistemas de pórticos son clasificados por la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) 1756-2001,

Edificaciones Sismorresistentes, como sistemas estructurales Tipo I, los cuales se pueden definir como un conjunto de marcos especiales capaces de resistir las cargas gravitacionales y los momentos a flexión causados por la acción de cargas laterales.

En Venezuela, este sistema estructural es el más utilizado para las edificaciones formales. Como se ha mencionado, el proceso de generación de conocimiento y el constante cambio del estado del arte en la ingeniería sismorresistente en los últimos años, ha ocasionado que las estructuras diseñadas con el código actual FONDONORMA 1753-2006, tengan menos confiabilidad estructural, lo cual representa una vulnerabilidad potencial para este tipo de edificaciones al no incorporar durante su análisis y diseño los nuevos tópicos en el diseño sismorresistente de los miembros estructurales, lo que conlleva al aumento de la probabilidad de falla para las estructuras de pórticos en concreto armado, con respecto a las edificaciones de concreto armado diseñadas con el código ACI 318-14, que incorpora variables de diseño de columnas no consideradas en la FONDONORMA 1753-2006.

Tomando en consideración lo anteriormente expuesto, la presente investigación estuvo orientada a diseñar diferentes casos de estudio en donde se aplicaron los requisitos establecidos en ambos códigos de diseño, se realizó la comparación en proporción de las cuantías volumétricas de acero de refuerzo transversal, así como las ecuaciones de diseño y sus posibles variaciones; se identificó cuál es el significado de las ecuaciones y cuál es el efecto incorporado en el diseño, usando los modelos del Manual para el cálculo de columnas de concreto armado, Güell y Marín (1984), y el trabajo presentado por el profesor Denis Rodríguez: “Comparación de la Norma de concreto armado 1753-85 con la propuesta en la Sociedad Venezolana de Ingenieros sismorresistente (SOCVIS)”. En las

investigaciones experimentales de O'Leary (1970), el reconocimiento tras diversos sismos, han demostrado que las columnas de concreto con refuerzo transversal espaciados de manera amplia, son vulnerables a la falla de corte, y a su vez, a la falla axial durante los terremotos.

Basándose en datos experimentales de Paultre y Légeron (2008), las superficies de falla se han utilizado para definir el inicio de la insuficiencia al cizallamiento y axial para tales columnas. Después de la respuesta de la columna intrínseca la superficie de falla, la resistencia al corte o axial de la columna comienza a degradarse, generándose así lo que se conoce como mecanismos de entrepiso. Está bien establecido el efecto de la resistencia y la ductilidad de las columnas producido por el refuerzo de confinamientos ya sea helicoidal o por el refuerzo compuesto de estribos cerrados debidamente configurados.

Los procedimientos que establecen lo mencionado anteriormente están incluidos en la FONDONORMA 1753-2006, para el cálculo de la capacidad resistente y la ductilidad de columnas sometidas a inversiones de cargas axiales y momentos. A su vez, la carga axial y las demandas de deformación durante solicitaciones sísmicas no se conocen con suficiente exactitud, como para justificar el cálculo del refuerzo transversal necesario para las demandas sísmicas de diseño.

El desarrollo de esta investigación proporcionó herramientas básicas, criterios y recomendaciones que sirven como referencia para una posible actualización del código de diseño nacional; esto, mediante la interpretación y aplicación de la nueva metodología de diseño sismorresistente de estructuras aporticadas correspondiente al código ACI 318-14, de concreto armado y la comparación de la misma con la metodología establecida en la FONDONORMA 1753-2006.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Comparar los requisitos de acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento del Código ACI 318-14 y en la FONDONORMA 1753-2006.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Describir los cambios significativos en los requisitos para el diseño del acero de confinamiento para columnas de concreto armado entre el Código ACI 318-14 y la FONDONORMA 1753-2006.
- Presentar modelos de estudio que permitan verificar la variación de la capacidad al corte, entre los códigos de diseño.
- Analizar la variación de la cuantía volumétrica de refuerzo transversal.
- Estudiar la variación de la capacidad a flexión entre los códigos de diseño.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

2.1. Antecedentes

De la investigación realizada por Güell y Marín (1984), se publicaron por vez primera los criterios establecidos en un estudio original iniciado por Marín en 1971, sobre columnas cortas de concreto reforzado. Tales criterios cumplían con los principios planteados por la Comisión Venezolana de Normas Industriales y el Ministerio de Desarrollo Urbano (COVENIN-MINDUR 1753), del año 1981. A su vez, se ajustaban a los requerimientos de la versión 1985, de dicha norma.

La mayoría de los resultados presentados en esta singular contribución se generaron por medio de algoritmos originales, de aplicación general, para el proyecto, cálculo y revisión de columnas de concreto armado sometidas a solicitaciones flexo-axiales. Éstos se completaron con las disposiciones pertinentes para considerar el confinamiento del concreto, los efectos de esbeltez y las fuerzas cortantes. Su validez y utilidad ha quedado demostrada por su generalizada aplicación durante el último cuarto de siglo.

Por otra parte, se realizó una comparación de la norma de concreto armado 1753-85, con la propuesta de la Sociedad Venezolana de Ingenieros Sismorresistente(SOCVIS), “Acero de refuerzo en columnas” (*ibídem*). En esta investigación se presentó un análisis comparativo de la Norma COVENIN 1753-85, de concreto armado con la propuesta de actualización que realizó la SOCVIS. En lo que respecta al acero de refuerzo por cargas axiales y de flexión combinadas se escogieron ejemplos del Manual para el Cálculo de Columnas de Concreto Armado. El objetivo de esa comparación

fue determinar la variación de la demanda de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal en una columna que formaba parte de la estructura de un edificio de vivienda, como resultado de la aplicación de ambos textos normativos.

2.2. Bases Teóricas Referenciales

2.2.3. Columnas

Según Rodríguez (2006), la columna es una palabra proveniente del latín “columna” y fue aplicada en sus inicios a los elementos verticales de una altura sensiblemente mayor que sus dimensiones transversales (por lo general del diámetro por ser circulares), que servían para sostener techumbres o simplemente de adorno. Por lo general, se asocia a las columnas con elementos que soportan fuerzas axiales de compresión y los conocimientos sobre su comportamiento se basaban exclusivamente en ensayos a compresión pura y no fue sino hasta 1930, en que la flexión en las columnas fue considerada tal como se hace hoy. Posteriormente, con la aparición de nuevos materiales y nuevas técnicas, fue perfeccionándose el diseño de las mismas.

En las columnas existe un valor de carga llamado carga crítica, que representa la frontera entre las condiciones estables e inestables(*ibídem*). Se define como la máxima carga de compresión a la que puede someterse una columna de manera que un pequeño empuje lateral haga que falle por pandeo. Su valor depende de la rigidez y longitud de la columna. La estabilidad se incrementa al aumentar la rigidez y disminuir la longitud.

Las columnas suelen dividirse en dos grupos: intermedias y largas o muy esbeltas. La diferencia entre los dos grupos viene determinada por su comportamiento. Las largas fracturan por pandeo o flexión, las intermedias

por una combinación de aplastamiento y pandeo. También, las columnas se clasifican según los soportes como: Empotrada en un extremo y libre en el otro (tipo mástil), doblemente empotrada, doblemente articulada, empotrada en un extremo y articulada en el otro.

En general, las columnas se calcularán para resistir las combinaciones más desfavorables de solicitaciones obtenidas de las diferentes hipótesis de carga variable mayorada, alternada o extendida sobre todos los tramos, y la carga permanente mayorada (*op. cit*, p.8). Para los Niveles de Diseño (ND) 2 y 3, se dedicará especial atención a las solicitaciones sísmicas adicionalmente a las establecidas en las normas. Los momentos en las columnas en los diferentes niveles de pisos pueden calcularse mediante un esquema estructural simplificado. La determinación de los momentos máximos puede limitarse al cálculo de los momentos originados en las columnas bajo la hipótesis de una carga variable alternada en los diferentes tramos.

Las columnas soportan las cargas que provienen de las vigas y contribuyen a la estabilidad de la estructura. Por tanto, deben diseñarse para resistir las cargas actuantes (diferentes combinaciones); y a su vez, comportarse rígidamente de manera que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas (*op. cit*, p.8).

2.2.4. Nivel de Diseño (ND)

De acuerdo a la FONDONORMA 1756 (2006), el nivel de diseño es el conjunto de requisitos normativos asociados a un determinado factor de reducción de respuesta que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos, tipificados en la Norma.

ND1: No requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para cargas gravitacionales.

ND2: Requiere la aplicación de requisitos adicionales indicados en la norma 1756, además de los art. 18-6 al 18-9 de la norma 1753.

ND3: Requiere la aplicación de requisitos adicionales indicados en la norma 1756, además de los art. 18-3 al 18-6 de la norma 1753.

En ND2 y ND3, la dimensión mínima de columnas de sección cuadrada es de 30 cm. La relación b/h debe ser mayor o igual a 0.40, y cumplir con las disposiciones del capítulo 10 y 18, de la norma 1753(*ibídem*). Cabe destacar que de acuerdo a esta norma las columnas cumplirán con los siguientes parámetros:

- Deben diseñarse por flexocompresión y el acero máximo para estos niveles es de 6%. Recomendable no pasar de 3.5%.
- Acero mínimo 1% del área de la sección transversal.
- El solape por empalme se hará en el tercio central de la altura.
- El acero transversal se diseñará por capacidad y debe confinar.

Las columnas tienen similar resistencia al corte que las vigas, sin embargo, debe tenerse en cuenta que si la compresión está presente en todas las combinaciones de cargas, la resistencia al corte en la columna puede ser un poco mayor. A pesar de ello, este incremento no cambia el hecho de las fallas por corte en columnas sea un modo de falla frágil(*op. cit*, p.10). La columna a diferencia de la viga, también puede fallar según el modo que combinan la carga axial y flexión. Dependiendo del nivel de carga axial y la cuantía de acero de refuerzo transversal, las columnas pueden

tener ductilidad similar a la de las vigas, o un comportamiento frágil. En el caso de cuantía baja de acero de refuerzo transversal (ligaduras o zunchos) y la carga axial elevada, la falla puede ser frágil, e incluso, puede llegar a ser explosiva. En cambio, en columnas con una cuantía grande de acero transversal, éste proveerá ductilidad por carga axial y confinará el núcleo de concreto de la columna.

De acuerdo a lo señalado por Cabeza (2008), la particularidad de las estructuras de concreto es que son monolíticas. Por esta razón una columna al formar parte de dos pórticos perpendiculares entre sí, está sometida a la acción de las cargas de ambos. En este sentido, los aportes de cada pórtico vienen expresados por las sollicitaciones que se obtienen al resolver la estática de cada uno de ellos para las acciones actuantes sobre el pórtico, tanto verticales (gravitacionales) como las horizontales (sismo, viento) para cada uno de los casos de carga establecidos en los códigos.

En este sentido, si se consideran los efectos de las acciones verticales de las estructuras, es lógico suponer que en cada dirección los pórticos aporten una fuerza axial sobre la columna, una fuerza cortante en la dirección del pórtico considerado, un momento flector, y en ciertos casos especiales podría tenerse un momento torsor (*ibídem*).

La ventaja de un pórtico rígido proviene de su hiperestaticidad, ya que si el material es dúctil y se sobrepasa el rango lineal de comportamiento, se presentan redistribuciones importantes de momentos, obteniéndose una importante reserva de capacidad estando su desempeño condicionado por la rigidez relativa entre vigas y columnas (*op. cit*, p.11).

Según Méndez y Sánchez (2003), las acciones verticales se transmiten a las columnas principalmente por medio de las fuerzas axiales, los

momentos no son tan importantes (siempre que no existan asimetrías importantes). Por el contrario para acciones horizontales, las solicitaciones más importantes tanto en vigas como en columnas son los momentos flectores. Esto conlleva a hacer un control importante sobre las deformaciones.

El pórtico es el sistema más común en las estructuras modernas, en las que constituyen el esqueleto vertical resistente de la misma y tiene como ventajas su buena eficiencia estructural, así como su poca interferencia con los espacios. Pero su desventaja es que es muy flexible bajo las cargas horizontales y esto provoca que en edificios altos se necesiten columnas de grandes dimensiones para poder controlar la flexibilidad de la estructura. Estas dimensiones traen como consecuencia un elevado peso propio y un aumento considerable en los costos, además ocupan mayor área, disminuyendo el área útil disponible(*ibídem*).

Por otra parte, Vilera *et al.* (2008), afirman que el efecto de volcamiento que pueden provocar estas fuerzas horizontales aumentan las fuerzas axiales sobre las columnas especialmente a las columnas exteriores. Por eso el sistema de pórticos en el que se encuentran las columnas se usan para edificios de hasta 20 pisos, y en zonas de alto riesgo sísmico no son recomendables más allá de 10 pisos. Por encima de 20 pisos se suelen usar los sistemas de muros que tienen una elevada rigidez ante las fuerzas laterales, o los pórticos con diagonales rigidizadoras que tiene el mismo efecto que los muros. En otras palabras, después de 20 pisos debería descartarse el uso de pórticos con vigas y columnas.

Las normas vigentes relacionadas con el diseño estructural, tienen como objetivo principal que las estructuras mantengan su estabilidad ante un sismo severo. Para un evento que tiene muy poca probabilidad de ocurrir

durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse, con la finalidad de aprovechar el comportamiento dúctil de la estructura. En el diseño se debe dar especial atención a los detalles, tales como cuantía de refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido para evitar los mecanismos de fallas frágiles(*op. cit*, p.12).

2.2.5. Efecto del refuerzo transversal en columnas

Para que no se dé una falla frágil en las columnas es necesario que las cabillas estén restringidas contra el pandeo lateral y para ello se usan las ligaduras o zunchos con el fin de sujetar a las cabillas y evitar el pandeo de las mismas(*op. cit*, p.8). Para esto se coloca un refuerzo transversal a través de zunchos en columnas circulares, o a través de estribos que amarran a las cabillas longitudinales en las columnas rectangulares.

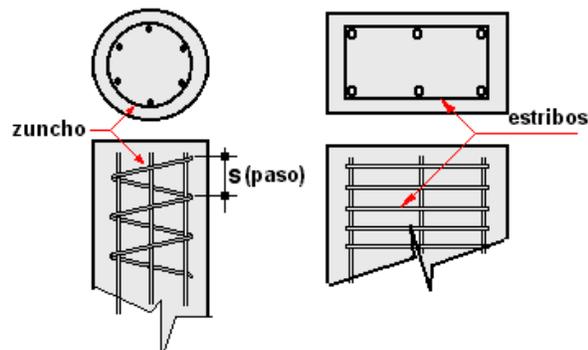


Figura 1. Confinamiento de columnas de concreto. Fuente: Clases de Concreto reforzado Universidad Católica Andrés Bello. Caracas. (2006)

Los zunchos rodean a las cabillas longitudinales en forma continua y en espiral amarrándolas y manteniendo siempre la misma distancia llamada paso de la espiral (*op. cit*, p.8). En cuanto a los estribos amarran a las cabillas longitudinales pero de manera individual, separadas una distancia dada.

Esta separación entre los estribos o el paso del zuncho deben ser lo suficientemente pequeño para que no exista pandeo en la cabilla longitudinal. Las Normas indican lo siguiente en cuanto a estas ligaduras para columnas de ND1, para ND2 y ND3, el corte y confinamiento deberá cumplir además lo dispuesto en el capítulo 18 de la FONDONORMA 1753 (2006):

- El diámetro mínimo de los estribos y de las espirales debe ser igual a $3/8$ " para cabillas longitudinales de diámetro menor a $1^{1/4}$ " y $1/2$ " si las cabillas longitudinales son de un diámetro superior (1753 capítulo 7 y ACI 7.10.4.2 y 7.1.10.5.1).
- La separación mínima entre los estribos para lograr arriostrar las cabillas longitudinales será el menor valor entre (capítulo 7):

48 veces el diámetro del estribo.

16 veces el menor diámetro del acero longitudinal.

La menor dimensión de la sección transversal.

- El paso de la espiral de los zunchos no excederá los 7,5 cm y no será menor 2,5 cm.(A.C.I. 7.10.4.3)

2.2.6 Diseño del refuerzo transversal según la FONDONORMA 1753-2006

A menos que el diseño por corte según la Sección 18.4.6 requiera una cantidad mayor, se dispondrá el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.4.

El acero de refuerzo transversal especificado en las Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3, se dispondrá a lo largo de la longitud L_o , medida desde

cada cara del nodo y a ambos lados de cualquier sección en donde se considere probable que ocurra la cedencia por flexión, a consecuencia de los desplazamientos laterales inelásticos en la estructura. La longitud L_o , será la mayor de: 8

- (a) La mayor dimensión de la sección transversal del miembro;
- (b) 1/6 de la altura libre del miembro;
- (c) 45 cm.

En la dirección del acero de refuerzo longitudinal, las ligaduras cerradas quedarán separadas a una distancia no mayor que:

1. Un cuarto de la menor dimensión del miembro;
2. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
3. El valor S_x , definido por la fórmula de la ecuación 1:

$$S_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde $10 \leq S_x \leq 15\text{cm}$

En la sección transversal del miembro estructural, las ligaduras cerradas, simples o múltiples, se espaciarán en cada dirección una distancia h_x , no mayor de 35 cm. centro a centro.

Cuando el acero de refuerzo transversal por confinamiento especificado en la Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 no se requiera en toda la altura de la columna, la longitud de la columna fuera de la zona confinada quedará

reforzada con ligaduras cerradas, cuya separación, centro a centro, no excederá el menor de los dos valores siguientes:

1. Seis veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro;
2. 15 cm.

Cuando se utilicen zunchos o espirales como acero de refuerzo transversal, su separación máxima será 7,5 cm y la mínima 2,5 cm, además deben cumplir lo especificado en la Sección 7.5.1

2.2.6.1 Acero de refuerzo helicoidal

La cuantía de refuerzo helicoidal, P_s , no será menor que la requerida por la fórmula (10-5) respetando el límite inferior dado por la fórmula:

$$P_s \geq 0,12 f'c / f_{yt} \quad \text{Ec. 2}$$

Podrá considerarse el efecto simultáneo de fuerza axial y momento, modificando la fórmula de la Ecuación 2 según como se indica en el Anexo H 18.4.5.1.

2.2.6.2 Ligaduras

En cada dirección principal de la sección transversal de la columna, el área total de las ligaduras cerradas, no será menor que el mayor de los valores dados por las fórmulas de las ecuaciones 3 y 4, donde h_c , es la dimensión transversal del núcleo de la columna o de un miembro de borde de un muro estructural, medida centro a centro del acero de confinamiento:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{sh_c f'c}{f_{yt}} \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \quad \text{Ec. 3}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{sh_c f'_c}{f_{yt}} \quad \text{Ec. 4}$$

Como refuerzo transversal, se deberá utilizar ligaduras cerradas, simples o múltiples. Como complemento se podrán usar ligaduras de una rama, con igual diámetro y separación que las anteriores, de forma tal que cada extremo abrace una barra longitudinal.

Los ganchos de las ligaduras, se doblarán a 135° y tendrán una longitud de 6 diámetros ó 7,5 cm, la que sea mayor.

Podrá considerarse el efecto simultáneo de fuerza axial y momento, modificando las fórmulas de las ecuaciones 3 y 4 según como se indica en el Anexo H-18.4.5.2

2.2.6.3 Núcleo del miembro

Cuando el núcleo del miembro es capaz de resistir las solicitaciones que resultan de las combinaciones normativas incluidos el efecto del sismo, se pueden obviar la fórmula (10-5) y la ecuación 3.

Cuando el espesor del concreto medido por fuera del acero de refuerzo transversal excede 10 cm, se debe colocar acero de refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no mayor a 30 cm. El espesor del concreto medido por fuera del refuerzo transversal adicional no debe exceder 10 cm.

2.2.6.4 Miembros discontinuos

En columnas que excepcionalmente reciban reacciones de miembros rígidos discontinuos, como por ejemplo muros, cuya fuerza axial a compresión mayorada sea debida a las acciones sísmicas, el acero de refuerzo transversal por confinamiento será igual al requerido por las

Subsecciones 18.4.5.1 a 18.4.5.3 con la separación especificada en la Sección 18.4.5, se dispondrá en toda la altura de la columna por debajo del nivel en el cual ocurra la discontinuidad. Dicho acero de refuerzo se extenderá dentro del miembro rígido discontinuo, al menos una longitud igual a la de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro de acuerdo con la Sección 18.5.4. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el acero de refuerzo transversal especificado anteriormente, se extenderá dentro del muro por lo menos la longitud de transferencia de tensiones de la barra longitudinal de mayor diámetro en toda su longitud. Si la columna termina en una fundación o losa de fundación, el acero de refuerzo transversal especificado se extenderá al menos 30 cm en la fundación o en la losa de fundación.

2.2.7. Refuerzo Transversal según el Código ACI 318-14

2.2.7.1. Cantidades de Refuerzo Transversal

De acuerdo al Código ACI 318-14, debe colocarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican a continuación en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. La longitud l_0 debe ser al menos igual a la mayor de (a) hasta (c):

(a) La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

(b) Un sexto de la luz libre de la columna.

(c) 450 mm.

El refuerzo transversal debe disponerse de acuerdo con (a) hasta (f):

(a) El refuerzo transversal debe consistir ya sea en espirales simples o entrelazadas, o estribos cerrados de confinamiento circulares o rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

(b) Los dobleces de estribos cerrados de confinamiento rectilíneos y de ganchos suplementarios deben abrazar barras periféricas longitudinales de refuerzo.

(c) Pueden usarse ganchos suplementarios del mismo diámetro, o menor, al de los estribos cerrados de confinamiento, siempre y cuando se cumpla con la limitación de la norma. Los ganchos suplementarios consecutivos deben tener sus extremos alternados a lo largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección.

(d) Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, éstos deben proveer soporte lateral al refuerzo longitudinal.

(e) El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento h_x de las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350 mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

(f) Cuando $P_u > 0.3A_g f'_c$ o $f'_c > 70$ en columnas con estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, toda barra longitudinal, o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna debe tener soporte lateral provisto por la esquina del estribo cerrado de confinamiento o por un gancho sísmico, y el valor de h_x no debe exceder 200 mm. P_u debe ser el máximo valor en compresión consistente con las combinaciones de mayoración de carga que incluyan E.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a) hasta (c):

- (a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna.
- (b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- (c) s_0 según se calcule por medio de la Ecuación 5:

$$S_0 = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad \text{Ec. 5}$$

El valor de s_0 de la Ecuación 5 no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm. La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido por la Tabla 1

Tabla 1. Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables
A_{sh} / sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos.	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (6) y (7). $0.3 \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (6)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (6), (7) y (8). $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (7) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (8)
P_s para espirales o	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (9) y (10) $0.45 \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ 9

estribos cerrados confinamiento circulares.	de $P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 MPa$	Mayor de (9), (10) y (11).	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (10) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt}A_{sh}}$ (11)
--	--	----------------------------------	--

Fuente: Código ACI 318-14

Los factores de resistencia del concreto, k_f , y de efectividad del confinamiento, k_n , deben calcularse de acuerdo con las ecuaciones 12y 13, respectivamente:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad Ec. 12$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad Ec. 13$$

Donde n_l es el número de barras longitudinales, o paquetes de barras, alrededor del perímetro del núcleo de una columna con estribos cerrados de confinamiento que están soportadas lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos.

Más allá de la longitud l_0 especificada anteriormente, la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o estribos cerrados de confinamiento, que cumplan con lo señalado en el Código ACI 318-14 en las secciones 25.7.2 hasta 25.7.4, con un espaciamiento s que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm, a menos que se requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

Además de lo anterior, las columnas que soportan reacciones de miembros rígidos discontinuos, como muros, deben cumplir con (a) y (b) (*op. cit* p. 32):

(a) El refuerzo transversal requerido de acuerdo a lo señalado anteriormente, debe colocarse en su altura total, en todos los niveles, debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estas columnas, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g f_c / 10$. Donde se hayan magnificado las fuerzas de diseño para tener en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $A_g f_c / 10$ debe aumentarse a $A_g f_c / 4$.

(b) El refuerzo transversal, debe extenderse dentro del miembro discontinuo por lo menos l_d de la barra longitudinal mayor de la columna, donde l_d se determina de acuerdo con 18.8.5. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal requerido debe extenderse dentro del muro por lo menos l_d de la barra longitudinal más grande de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En este capítulo, se presentan todos los aspectos relacionados con la metodología utilizada, a fin de recaudar la información necesaria; que fue la base sustentable para este trabajo. Se muestra el nivel de investigación definiendo el tipo de investigación y sus lineamientos, los instrumentos y técnicas empleadas en la recolección de la información y los recursos utilizados para lograr los objetivos de la investigación.

3.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación utilizado es de tipo documental porque fueron empleados como fuente de apoyo los datos obtenidos y registrados por otros investigadores como lo son: referencias bibliográficas, documentales, manuales existentes y las normas en cuestión.

El tipo de investigación documental, según Arias (2006), se considera como una estrategia general que el investigador utiliza para responder a un problema planteado a través del uso de fuentes escritas.

3.2. Nivel de Investigación

El nivel de la investigación fue descriptivo, debido a que consistió en la comparación de las normas, haciendo factible la elaboración de procedimientos e instrucciones de trabajo para cumplir con los objetivos planteados. Se debe destacar, que este nivel consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento (*ibídem*).

3.3. Técnicas y Herramientas

Las técnicas y herramientas utilizadas en la investigación permitieron realizar el registro de toda la información que se recopiló con la finalidad de lograr los objetivos específicos propuestos en el estudio. A continuación se presentan las diferentes técnicas de recolección de datos:

- Revisión documental: a través de este instrumento se obtuvo información de importancia sobre las características y puntos relevantes en el proyecto de estudio, mediante la consulta de distintas referencias bibliográficas, manuales, normas.
- Programas o herramientas computarizadas: para el análisis e interpretación de la información recolectada y posteriores conclusiones acerca del tema en estudio, fue necesaria la utilización de una serie de programas.

Los instrumentos empleados para recolectar la información necesaria en el desarrollo de la investigación fueron los siguientes:

- Lápices y cuadernos de anotación: utilizados para realizar las anotaciones o apuntes sobre el estudio ejecutado.
- Hoja de papel: empleadas para ilustrar el documento de la investigación realizada.
- Equipo computarizado: utilizado con la finalidad de documentar el trabajo realizado.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Diseño de Refuerzo Transversal en Columnas de Concreto Armado según la FONDONORMA 1753-2006 y el Código ACI 318-14

A propósito del cumplimiento de los objetivos de la investigación, se realizó la descripción de los cambios significativos entre los requerimientos de diseño del refuerzo transversal de columnas de concreto armado señalados en la FONDONORMA 1753-2006 y los establecidos en el Código ACI 318-14.

Los requisitos que incluyen las normativas ya mencionadas establecen los parámetros que deben considerarse al momento de diseñar el refuerzo transversal de columnas estructurales de concreto. Cabe destacar que la FONDONORMA 1753-2006 tiene alcance dentro del territorio de la República Bolivariana de Venezuela, y su última edición fue en el año 2006. Por otra parte, el Código ACI 318-14 es una norma estadounidense cuya última revisión se realizó en el año 2014.

De acuerdo a la revisión documental realizada, los cambios entre los códigos señalados se basan en dos aspectos fundamentales: la disposición del acero transversal y las ecuaciones correspondientes para el cálculo de la cantidad de refuerzo transversal en columnas de concreto armado.

4.1.1. Disposición del Acero Transversal

El Código ACI 318-14, en su sección 18.7.5.1 señala consideraciones relacionadas con la longitud L_o de colocación del refuerzo (Figura 2), medida desde cada cara del nudo (conexión viga-columna) hasta ambos lados de

cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento. Además de esto, en la sección 18.7.5.2 del mismo código se establecen requerimientos adicionales inherentes a la disposición del acero transversal en columnas reforzadas de concreto.

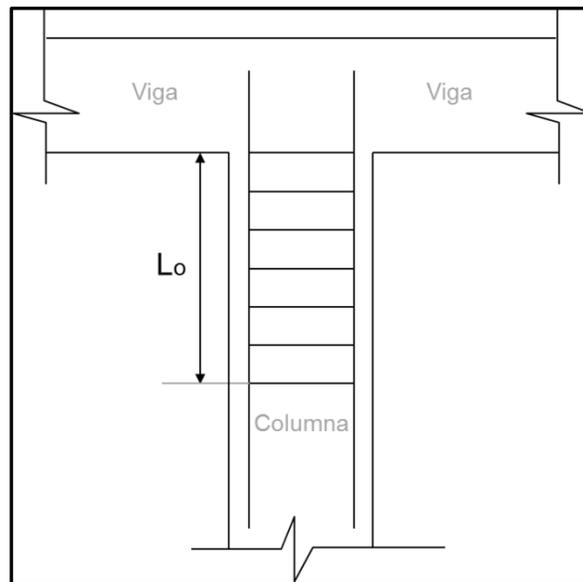


Figura 2. Longitud L_o de colocación de acero transversal en columnas. Fuente: Autor

Es importante destacar que la FONDONORMA 1753-2006 únicamente hace referencia a las consideraciones relacionadas con la longitud L_o de colocación del acero de refuerzo, mas no incluye requisitos específicos que condicionen dicha colocación, como es el caso del Código ACI 318-14.

4.1.1.1. Requisitos Adicionales de Colocación de Refuerzo Transversal según el Código ACI 318-14

En la sección 18.7.5.2 del Código ACI 318-14 se dan los requisitos para la configuración del refuerzo transversal para columnas y nudos de pórticos especiales resistentes a momento. En el código se presenta un ejemplo de refuerzo transversal de columna (Figura 3) donde se disponen estribos

cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, de longitud en función del diámetro de la barra (d_b). En función a estudios realizados, se explica de qué forma influye la disposición del acero de acuerdo a la carga axial (P_u) que actúa sobre la columna.

El Código ACI 318-14 señala que los ganchos suplementarios con dobleces de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con dobleces de 135 grados o los estribos cerrados para proporcionar confinamiento.

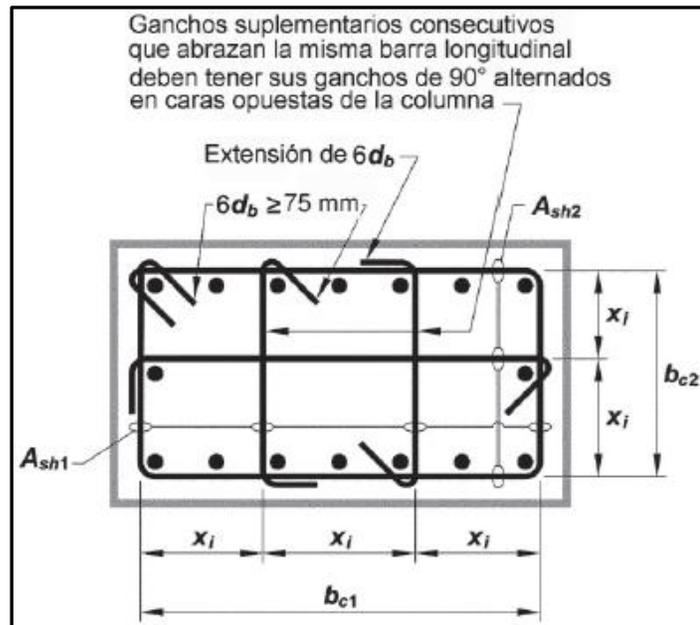


Figura 3. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. Fuente: Código ACI 318-14

Los ganchos suplementarios que terminan en ganchos de 90 grados son adecuados si los extremos se alternan a lo largo de la longitud y el perímetro de la columna, para resistencias bajas a la compresión del concreto y valores bajos de la Ecuación 14.

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} \quad (Ec. 14)$$

Donde A_g es el área gruesa de la columna y f'_c es la resistencia del concreto a la compresión.

Por otra parte, el código señala que para valores más altos de la Ecuación 14 para los cuales se espera un comportamiento controlado por compresión, y para resistencias del concreto a las compresiones altas, para las cuales el comportamiento tiende a ser más frágil, el mejor confinamiento proveniente de tener esquinas de estribos cerrados de confinamiento o ganchos sísmicos soportando lateralmente todas las barras longitudinales de refuerzo es importante para lograr el desempeño deseado. Donde estas condiciones apliquen se requieren ganchos suplementarios con ganchos sísmicos en sus dos extremos.

Además de lo anterior, se establece en el comentario de la norma que el límite de 200 mm para h_x también tiene como objetivo mejorar el comportamiento en estas condiciones críticas. Para barras en paquete, se necesitan dobleces y ganchos en los estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios para abrazar el paquete y se deben considerar extensiones mayores en el extremo libre de los ganchos. Adicionalmente, la carga axial P_u de la columna debe reflejar las demandas de compresión mayorada tanto para cargas sísmicas como gravitacionales.

Todas las consideraciones de disposición de refuerzo transversal anteriormente descritas están en función a valores determinados por la Ecuación 14; las mismas no están incluidas en la FONDONORMA 1753-2006.

4.1.2. Cantidad de Refuerzo Transversal en Columnas de Concreto Armado

El Código ACI 318-14 en su sección 18.7.5.4 señala la cantidad de refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento. Por primera vez en la historia, este código condiciona el cálculo de la cantidad de refuerzo transversal en base a los valores de P_u y f'_c de la columna. Cabe destacar que la FONDONORMA 1753-2006 únicamente señala las ecuaciones correspondientes a la cantidad de acero sin ningún tipo de condición relacionada con los parámetros ya mencionados.

De acuerdo a lo señalado en el comentario del código anteriormente citado, las ecuaciones 6, 7, 9 y 10 en la Tabla 1 han sido utilizadas históricamente en ACI 318, desarrolladas con base en los estudios de Richart et al (1928), y posteriormente analizadas por Sakai y Sheikh (1989) en las cuales 6 y 10 representan el 75% de eficiencia del refuerzo transversal y el 50% las ecuaciones 8 y 11, de las cuales señalan, que existe una inconsistencia en la filosofía al mantener la resistencia axial de carga de la sección después del desprendimiento del recubrimiento del concreto (*spalling*), la cual, no se relaciona directamente con la ductilidad de secciones de las columnas de concreto armado sometidas a cargas combinadas de flexión y axiales. Por lo que idealmente, se debe proporcionar la cantidad requerida de refuerzo transversal necesaria para un cierto valor de ductilidad de curvatura.

Por otra parte, ACI 318-14 indica que las ecuaciones 8 y 11 se desarrollaron con base en una revisión de los datos de ensayos de columnas de Paultre y Légeron (2008) y tienen como objetivo producir columnas capaces de resistir índices de deriva de 0.03 con una degradación de la resistencia limitada. Dichas ecuaciones se activan para cargas axiales

mayores de $0.3 A_g f'_c$, la cual corresponde aproximadamente al inicio del comportamiento controlado por compresión para columnas con refuerzo longitudinal simétrico.

Estas ecuaciones proporcionan columnas más económicas cuando la resistencia del concreto o el nivel de carga axial son bajos y el diseño sísmicamente más seguro para columnas de concreto de alta resistencia o sometido a altos niveles de carga axial. Los resultados obtenidos son más satisfactorios, ya que se basan en un método racional que vincula directamente el rendimiento medido por ductilidad de curvatura con el requisito de confinamiento y son validados en resultados experimentales en un gran número de columnas.

4.1.2.1. Factores Incluidos en el Código ACI 318-14 para el Diseño de Refuerzo Transversal

Se incluyeron en el Código ACI 318-14 dos factores denominados factor de resistencia del concreto (k_f) y factor de efectividad del confinamiento (k_n) para valores de P_u mayores a $0.3 A_g f'_c$ y valores de f'_c superiores de 70 MPa (710 kgf/cm^2), como se mencionó anteriormente.

El término k_n desarrollado por Paultre y Légeron (2008), disminuye el confinamiento requerido en columnas con refuerzo longitudinal lateralmente soportado y con poco espaciamiento entre las barras, debido a que esas columnas están más efectivamente confinadas que columnas con barras longitudinales espaciadas una distancia mayor. El cual varía de 1,50 a 1,00 de forma decreciente, en función al número de barras de refuerzo longitudinal dentro de la sección transversal (ver Figura 4). El factor k_n puede ser calculado empleando la Ecuación 13.

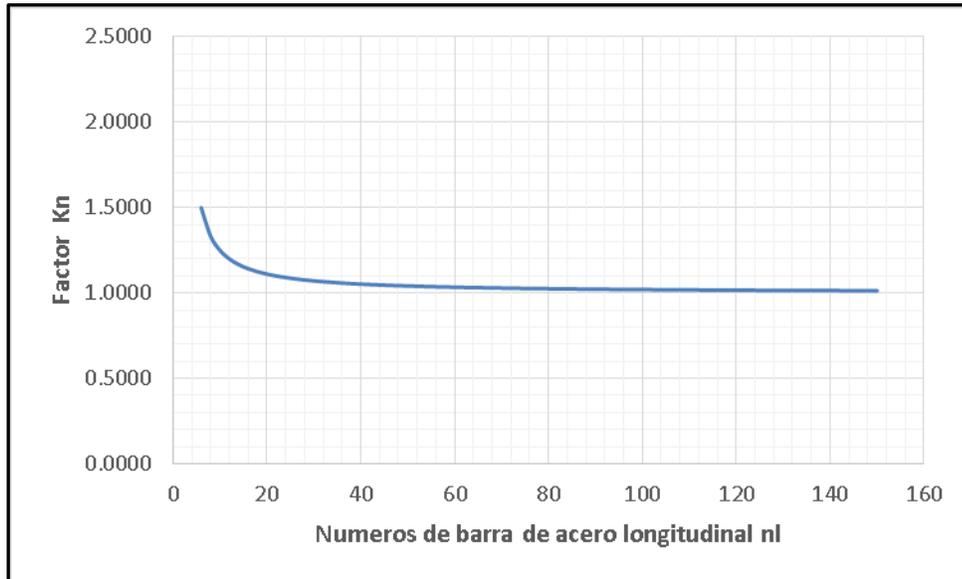


Figura 4. Factor de efectividad del confinamiento Kn. Fuente: Autor.

Por otro lado, el término k_f aumenta el confinamiento requerido en columnas con f'_c mayores de 70 MPa (710 kgf/cm²), debido a que estas columnas pueden presentar una falla frágil si no están bien confinadas. Las resistencias del concreto mayores de 100 MPa (1020 kgf/cm²), conocido como concretos de alto desempeño (*high performance*) deben utilizarse con precaución, debido a los pocos resultados existentes de ensayos experimentales de estas columnas. La norma señala que la resistencia del concreto que se utilice para determinar el refuerzo de confinamiento debe ser la misma que se especifique en los documentos de construcción. En la Figura 5 se muestra la variación de los valores de k_f para los diferentes valores de resistencia del concreto a compresión. El factor k_f es constante para valores menores e iguales de concreto de $f'_c = 1750 \text{ kgf/cm}^2$ (170 MPa), con un valor igual a 1,00, luego para valores mayores de f'_c crece de manera lineal en proporción $(f'_c/1750)+0,60$.

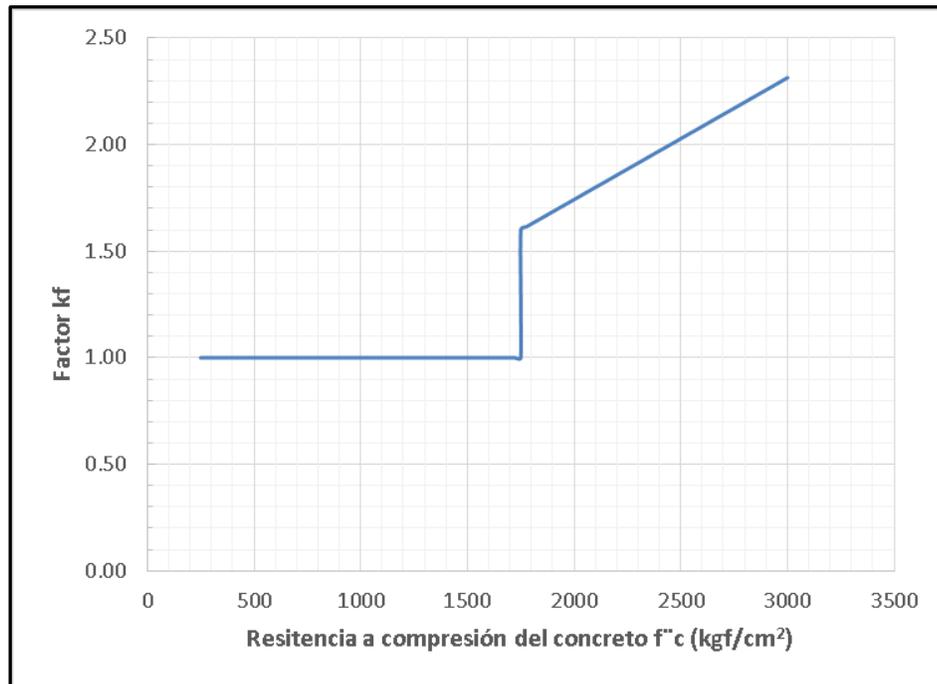


Figura 5. Factores de resistencia del concreto k_f . Fuente: Autor.

4.2. Modelos de Estudio

Durante el proceso de documentación y revisión bibliográfica, se procedió a reconocer los diferentes autores, así como también, sus trabajos publicados. Para realizar los análisis y las comparaciones previstas en el trabajo, se tomaron en consideración diferentes ejemplos de la literatura técnica sobre estructuras de concreto armado, los cuales son referentes internacionales y latinoamericanos en esta área del conocimiento, como ya se ha descrito en las líneas anteriores. Los modelos fueron desarrollados con las ecuaciones particulares de cada código de diseño, tanto como para el código ACI 318-14 como para las ecuaciones de diseño de la FONDONORMA 1753-2006.

4.2.1. Columna Modelo 1 (CM1)

El primer modelo que se analizó fue escogido de las notas de la ACI 318-05 de la Asociación de Cemento Portland, PCA (2005), específicamente el ejemplo 29.3, de dimensionamiento y detallado de columnas del edificio del ejemplo 29.10, en el cual, se requiere que se determine el refuerzo requerido para una columna de borde que soporte el primer piso de un interior E-W (este-oeste) pórtico típico. Las dimensiones de la columna cuadrada son de 24 pulg (60 cm), con una resistencia a la compresión de $f'c = 4.000$ psi (280 kgf/cm²) y resistencia del acero a la cedencia $f_y = 60.000$ psi (4.200 kgf/cm²).

Tabla 2. Resumen de Cargas Axiales Factorizadas y Momentos de Flexión para una Columna de Borde en el primer piso para Fuerzas Sísmicas en la Dirección E-W

Combinación de Carga	Carga Axial, Pu (kips)	Momento Flector, Mu (ft-kips)
1,2D + 1,6L	1002,90	-78,20
1,2D + 0,5L + E	722,80	166,40
1,2D + 0,5L - E	1012,00	-275,60
0,9D + E	459,80	188,10
0,9D - E	749,00	-253,90

Fuente: PCA (2005).

4.2.2. Columna Modelo 2 (CM2)

Del texto Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado de Cuevas y Fernández (2005), se eligió el segundo modelo, específicamente el ejemplo 15.2, el cual trata del dimensionamiento de una columna cuadrada con refuerzo en las cuatro caras. Las dimensiones de la columna son de 50 cm por 50 cm, con una resistencia del concreto a compresión de $f'c = 4.000$ psi

(280 kgf/cm²) y el esfuerzo de cedencia del acero de $f_y = 60.000$ psi (4.200 kgf/cm²). Las solicitaciones de diseño aplicadas sobre la columna son Carga Axial $P_u = 290$ ton y Momento Flector $M_u = 45$ ton-m.

4.2.3. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM1 a partir de los Requisitos de la ACI 318-14

Desarrollando el cálculo de los aceros de refuerzo longitudinal de la columna, se empleó la combinación de cabillas mostrada en la Figura 6A ($4\Phi 3/4'' + 4\Phi 1 3/8''$), las cuales cumplen satisfactoriamente las demandas descritas en la Tabla 2, generando un porcentaje de acero del 1,52 por ciento, superior al valor mínimo establecido por los códigos de 1,00 % y el mínimo por la demanda de diseño, el cual es de 1,29 %.

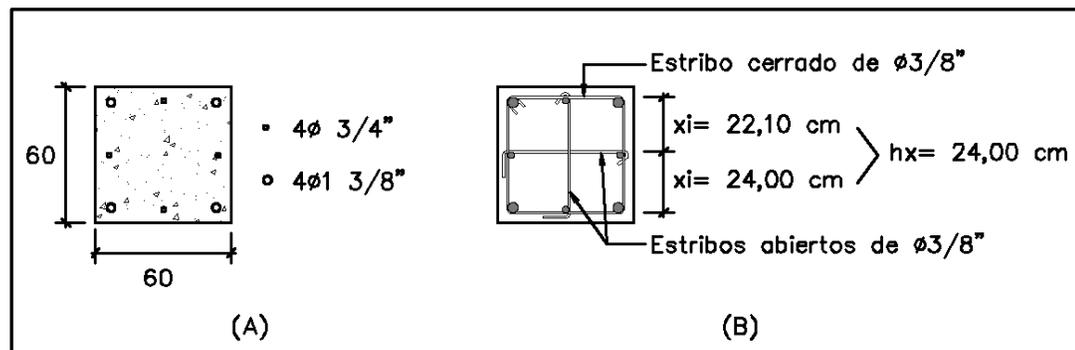


Figura 6. (A) Sección transversal de CM1, (B) Geometría de acero de refuerzo transversal de CM1 propuesto. Fuente: Autor.

La separación máxima entre los estribos usados como refuerzo transversal en la columna en estudio, fue como se establece en la sección 2.2.7.1, para ello se consideró que el diámetro de la barra del estribo a usar es de 3/8", lo que se puede describir mediante el procedimiento utilizado en el código, de la siguiente manera:

$$1/4 \cdot \text{dimensión menor} = \frac{1}{4} \cdot 60 = 15,00 \text{ cm}$$

$$6db = 6 \cdot \frac{3}{4} \cdot 2,54 = 11,43 \text{ cm} \quad (\text{controla})$$

$$s_{\max} = s_0 = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

$$\text{Espaciamiento: } h_x = \frac{60,00}{2} - 6,00 - \frac{3}{8} \cdot 2,54 + \frac{\frac{3}{4} \cdot 2,54}{2} = 24,00 \text{ cm}$$

$$s_0 = 10 + \frac{35 - 24,00}{3} = 13,67 \text{ cm} \rightarrow 10,00 \text{ cm} < s_0 < 15,00 \text{ cm (ok)}$$

La separación máxima entre estribos no puede exceder el valor de 11,43 cm, en toda la extensión del miembro. Para calcular el acero de refuerzo transversal para la columna CM1 considerando las previsiones señaladas en la sección 2.2.7.1 de la investigación, se evaluó el nivel de carga axial y la resistencia a compresión del concreto, específicamente que se cumplan algunas de las siguientes condiciones, valores de carga axial mayores a $0,30 A_g f'_c$ y valores de f'_c superiores de 70 MPa (700 kgf/cm²), de esto se establece que:

$$f'_c = 4.000 \text{ psi (280 kgf/cm}^2) < 10.000 \text{ psi (700 kgf/cm}^2) \rightarrow \text{no cumple}$$

$$0,30 A_g f'_c = 0,30 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 280 = 302.400 \text{ kg} = 302,40 \text{ ton}$$

Como el valor de $0,30 A_g f'_c = 302,40 \text{ ton} < P_u = 459,04 \text{ ton}$, se empleó el mayor de los valores de "A_{sh}" expresados en las ecuaciones 6, 7 y 8. Para ello se deben calcular los factores de resistencia del concreto y el factor de confinamiento de manera previa, por lo que de las ecuaciones 12 y 13, se tiene respectivamente:

$$k_f = \frac{280}{1.750} + 0,60 = 0,76 < 1,00 \rightarrow k_f = 1,00$$

$$k_n = \frac{8}{8 - 2} = 1,33$$

De igual forma, se calculó el ancho “ b_c ” y el área del núcleo de la columna CM1 “ A_{ch} ”:

$$b_c = h_c - 2r = 60 - 2 \cdot 6 = 48 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_c \times b_c = 48 \cdot 48 = 2.304 \text{ cm}^2$$

Usando una separación entre estribos de 10 cm, en las ecuaciones 6, 7 y 8, se obtuvo:

$$A_{sh} = 0,30 \frac{10 \cdot 48 \cdot 280}{4.200} \frac{60 \cdot 60}{2.304} - 1 = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$0,09 \frac{10 \cdot 48 \cdot 280}{4.200} = 2,88 \text{ cm}^2$$

$$0,20 \cdot 10 \cdot 48 \cdot 1,00 \cdot 1,33 \frac{459040}{4.200 \cdot 2.304} = 6,06 \text{ cm}^2 \text{ (controla)}$$

De esta forma el acero mínimo por confinamiento “ A_{sh} ” es de 6,06 cm², éste se comparó con el acero transversal propuesto (ver figura 6B), el cual consta de tres ramas en barras de 3/8” ($A_v=0,71 \text{ cm}^2$), que tiene asignado un acero de refuerzo transversal de confinamiento de:

$$A_{sh} = 3 \cdot 0,71 = 2,31 \text{ cm}^2 < 6,06 \text{ cm}^2$$

Por lo que no cumple la configuración propuesta, debiendo proceder a cambiar el arreglo de estribos y ajustarlo. Luego de varias iteraciones, se obtiene que con el empleo de dos (02) estribos cerrados uno perimetral y uno interno en forma de rombo, para 3,41 ramas, con barras de $\Phi 1/2$ ” ($A_v=1,27 \text{ cm}^2$) y una separación entre estribos de 7 cm con una disposición de acero que se demuestra para estas condiciones, verificando nuevamente con la Ecuación 8:

$$A_{sh} = 0,20 \cdot 7 \cdot 48 \cdot 1,00 \cdot 1,33 \frac{459040}{4.200 \cdot 2.304} = 4,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 3,41 \cdot 1,27 = 4,33 \text{ cm}^2 > 4,24 \text{ cm}^2$$

De esta manera queda demostrado que el arreglo para CM1 indicados anteriormente, satisfacen los requisitos de confinamiento transversal para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos establecidos en el código ACI 318-14. El arreglo de detallado descrito, previamente es el que se muestra en la Figura 7.

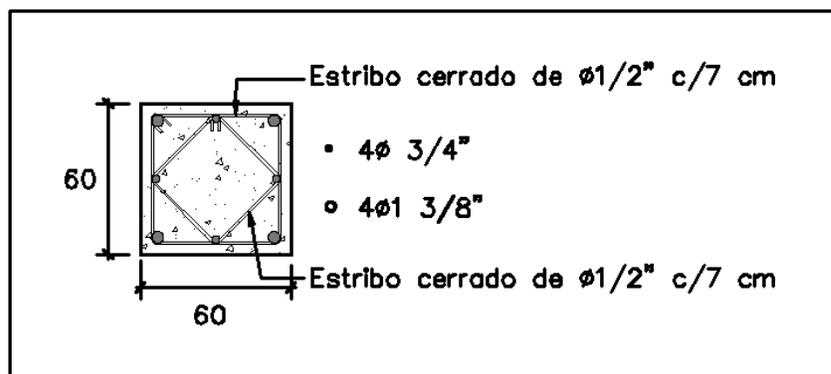


Figura 7. Detallado para CM1 aplicando los requisitos de confinamiento de ACI 318-14.

Fuente: Autor.

4.2.4. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM1 a partir de los Requisitos de la FONDONORMA 1753-2006

Se procedió a realizar el cálculo del requerimiento de acero de refuerzo para columnas en nivel de diseño 3 (ND3) establecido en la FONDONORMA 1753-2006, específicamente en el apartado 18.4.5 de Diseño del refuerzo transversal de miembros solicitados a flexión y carga axial. La separación máxima entre estribos corresponde a la calculada a partir de la Ecuación 1.

$$1/4 \cdot \text{dimensión menor} = \frac{1}{4} \cdot 60 = 15,00 \text{ cm}$$

$$6db = 6 \cdot \frac{3}{4} \cdot 2,54 = 11,43 \text{ cm} \quad (\text{controla})$$

$$s_{\max} = s_x = 10 + \frac{35 - h_x}{3}$$

$$\text{Espaciamiento: } h_x = \frac{60,00}{2} - 6,00 - \frac{3}{8} (82,54) + \frac{\frac{3}{4} (2,54)}{2} = 24,00 \text{ cm}$$

$$s_x = 10 + \frac{35 - 24,00}{3} = 13,67 \text{ cm} \rightarrow 10,00 \text{ cm} < s_x < 15,00 \text{ cm} \text{ ok}$$

La FONDONORMA se establece como exigencia mínima para confinamiento el mayor de los valores de “ A_{sh} ” expresados en las ecuaciones 3 y 4. De igual forma debemos calcular la dimensión transversal del núcleo de la columna “ h_c ” y el área del núcleo de la columna CM1 “ A_{ch} ”:

$$h_c = h - 2r = 60 - 2 \cdot 6 = 48 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_c \cdot h_c = 48 \cdot 48 = 2.304 \text{ cm}^2$$

$$0,30 \frac{10 \cdot 48 \cdot 280}{4.200} \frac{60 \cdot 60}{2.304} - 1 = 5,40 \text{ cm}^2 \quad (\text{controla})$$

$$A_{sh} =$$

$$0,09 \frac{10 \cdot 48 \cdot 280}{4.200} = 2,88 \text{ cm}^2$$

De igual manera el acero mínimo por confinamiento “ A_{sh} ” es de 5,40 cm^2 , fue comparado con el acero transversal propuesto (ver Figura 6B), el cual consta de tres ramas en barras de 3/8” ($A_v = 0,71 \text{ cm}^2$), que tiene asignado un acero de refuerzo transversal de confinamiento de:

$$A_{sh} = 3 \cdot 0,71 = 2,13 \text{ cm}^2 < 5,40 \text{ cm}^2$$

Por lo que no cumple la configuración propuesta, debiendo proceder a cambiar el arreglo de estribos y ajustarlo. Luego de varias iteraciones, se obtiene que con el empleo de dos (02) estribos cerrados por sentido, para

cuatro (04) ramas, con barras de $\Phi 1/2"$ ($A_v=1,27 \text{ cm}^2$) y una separación entre estribos de 7 cm con una disposición de acero que se demuestra para estas condiciones, verificando nuevamente con la Ecuación 3:

$$A_{sh} = 0,30 \frac{7 \cdot 48 \cdot 280}{4.200} \frac{60 \cdot 60}{2.304} - 1 = 3,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 3 \cdot 1,27 = 3,81 \text{ cm}^2 > 3,79 \text{ cm}^2$$

De esta manera en la Figura 8 se muestra el arreglo para CM1 que satisface los requisitos de confinamiento transversal para miembros solicitados a flexión y carga axial para ND3 en el código FONDONORMA 1753-2006. El arreglo de detallado descrito previamente es el que se muestra en la Figura 7.

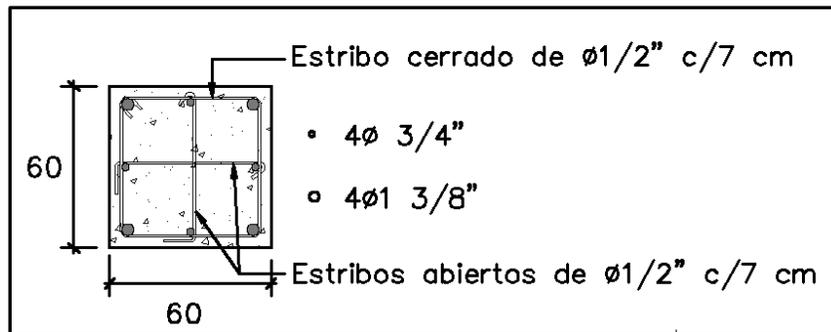


Figura 8. Detallado para CM1 aplicando los requisitos de confinamiento de en ND3 FONDONORMA 1753-2006. Fuente: Autor.

4.2.5. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM2 a partir de los Requisitos de la ACI 318-14

Para la nueva sección CM2 el acero de refuerzo propuesto por Cuevas y Fernández (2005), ver Figura 9A, es de 12 barras $1 1/8"$ y estribos de $3/8"$ de cuatro ramas por sentido ($A_{sh}=2,85 \text{ cm}^2$), separados a cada 46 cm, la cual se verificó como la configuración inicial planteada, con los requisitos mínimos

para el código ACI 318-14, en la siguiente tabla se muestran los requisitos de confinamiento, para las condiciones de CM2:

Tabla 3. Resumen de requisitos de confinamiento de CM2 para ACI 318-14

Requisito	Valor	Condición
Espaciamiento máximo (cm)	12,50	< 46 no cumple
Factor de resistencia del concreto k_f	1,00	
Factor de confinamiento k_n	1,20	
Acero de confinamiento A_{sh} (cm ²) para $s = 12,50$ cm	4,82	> 2,85 no cumple
Acero de confinamiento A_{sh} (cm ²) para $s = 7,00$ cm	2,69	< 2,85 cumple

Fuente: Autor.

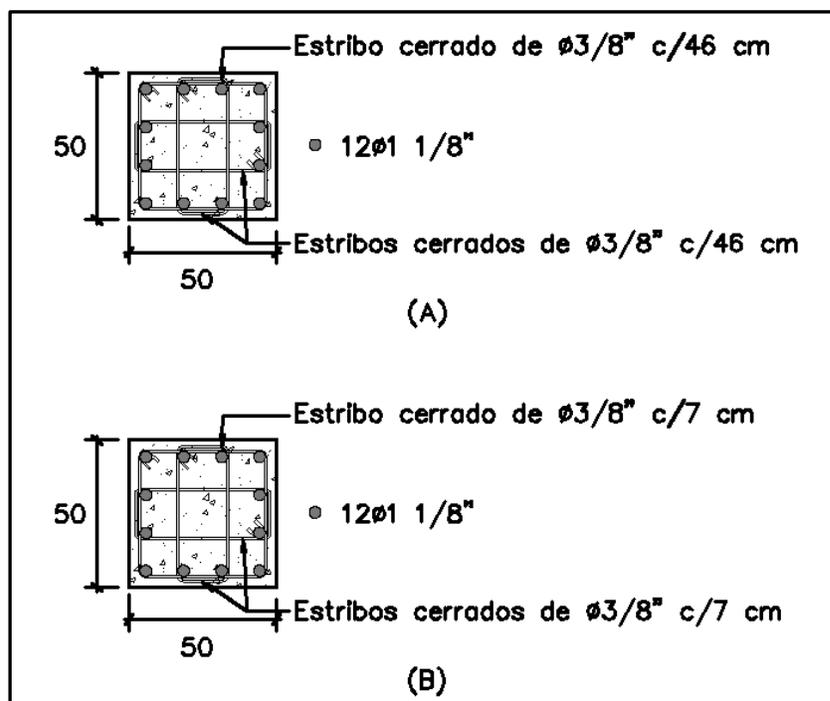


Figura 9. Detallado para CM2.(A) Cuevas y Fernández (2005). (B) ACI 318-14. Fuente: Autor.

Como se muestra en la Tabla 3, para el modelo CM2 de forma similar que CM1, el requisito de confinado es el dado por la Ecuación 8, es decir,

con respecto a las ecuaciones 6 y 7, el acero de confinamiento es menor. También se puede afirmar que las exigencias mínimas para el código ACI 318-14, son superiores que la configuración propuesta por Cuevas y Fernández (2005).

4.2.6. Desarrollo de los Requisitos de Acero de Refuerzo Transversal para CM2 a partir de los Requisitos de la FONDONORMA 1753-2006

En la configuración planteada por Cuevas y Fernández (2005), el espaciamiento entre ligaduras es mayor que el espaciamiento máximo para la FONDONORMA 1753-2006, ver Tabla 4, por lo que se ajustó al valor máximo, para el recalcu de la cantidad de acero necesario ($3,78 \text{ cm}^2$), la cual dio como resultado que el acero impuesto es menor que el acero requerido, nuevamente, se procedió a ajustar la separación en el cálculo del acero de confinamiento, para una separación de 9 cm, el valor del " A_{sh} " cumple ligeramente ($2,72 \text{ cm}^2$).

Tabla 4. Resumen de requisitos de confinamiento de CM2 para FONDONORMA 1753-2006

Requisito	Valor	Condición
Espaciamiento máximo (cm)	12,50	< 46 no cumple
Acero de confinamiento A_{sh} (cm^2) para $s = 12,50 \text{ cm}$	3,78	> 2,85 no cumple
Acero de confinamiento A_{sh} (cm^2) para $s = 9,00 \text{ cm}$	2,72	< 2,85 cumple

Fuente: Autor.

4.3. Análisis la Variación de la Cuantía Volumétrica de Refuerzo Transversal

La variación de la cuantía de acero de refuerzo, se comparó los resultados obtenidos para los modelos CM1 y CM2, en las que se consideraron las exigencias de la FONDONORMA 1753-2006 y la ACI 318-14, para cada condición particular, en función de las áreas de acero definidas

e impuestas, de lo anterior, tomaremos como patrón de control los datos obtenidos con los requisitos de la FONDONORMA 1753-2006, lo considerando un metro lineal de columna. Para el modelo CM1, se calculó el área de acero necesaria para un metro lineal de columna, para la cual se tiene los siguientes valores de área de acero:

- Con el código FONDONORMA 1753-2006:

$$A_{sh} = 3,79 \frac{100}{7,00} + 1 \approx 57,93 \frac{cm^2}{m}$$

- Para el código ACI 318-14:

$$A_{sh} = 4,24 \frac{100}{7,00} + 1 \approx 64,81 \frac{cm^2}{m}$$

- La variación entre normas para el modelo CM1 es:

$$\%Variación_{CM1} = 100 \frac{64,81}{57,93} - 1 = 11,88 \%$$

Lo que indica que para el diseño de la columna modelo CM1 aplicando el código ACI 318-14, se incrementó en un 11,88% la cantidad de acero transversal requerido, con respecto a la demanda prevista en la FONDONORMA 1753-2006. De manera similar se procedió con realizar el análisis con el modelo CM2 obteniendo una variación de 24,83%, como se muestra de manera detallada en la Tabla 5.

Tabla 5. Variación de cantidad de acero de confinamiento de CM2 para FONDONORMA 1753-2006 y la ACI 318-14

Requisito	Valor
Confinamiento A_{sh} para la FONDONORMA 1753-2006 (cm^2/m)	32,94
Confinamiento A_{sh} para la ACI 318-14 (cm^2/m)	41,12
Variación de confinamiento A_{sh} (%)	24,83

Fuente: Autor.

De igual forma, se analizó como es la influencia del nivel de la carga axial en el refuerzo de acero transversal, para diferentes separaciones de estribos bajo los requisitos ACI 318-14 para una columna rectangular de sección transversal de 30 cm por 30 cm con un recubrimiento de 4 cm considerando 4 barras longitudinales, y factor de efectividad de confinamiento de $k_n = 2,00$. El concreto de la sección es de resistencia a la compresión de 250 kgf/cm^2 , para un factor de resistencia del concreto de $k_f = 1,00$. Los niveles de carga axial varían en función de $A_g \cdot f'_c$ para un valor inicial de 10% hasta un 100%, se consideró que las para valores menores e igual a el 30% de $A_g \cdot f'_c$ el confinamiento depende de las ecuaciones 6 y 7, y para valores mayores depende de la Ecuación 8, también variaremos la separación entre estribos de la columna, en la Tabla 6 se muestran los valores de confinamiento, para diversos niveles de carga axial, separación entre estribos.

Tabla 6. Variación de cantidad de acero de confinamiento según la ACI 318-14, para diferentes separaciones entre de estribos refuerzo transversal y la influencia de los niveles de carga axial.

Nivel de carga axial		Separación entre refuerzo transversal (cm)								
$f'_c \cdot A_g$	Pu (ton)	7,00	8,00	9,00	10,00	12,50	15,00	20,00	25,00	30,00
Confinamiento A_{sh} (cm^2)										
10%	22,50	2,36	2,70	3,04	3,38	4,22	5,06	6,75	8,44	10,13
20%	45,00	2,36	2,70	3,04	3,38	4,22	5,06	6,75	8,44	10,13
30%	67,50	2,36	2,70	3,04	3,38	4,22	5,06	6,75	8,44	10,13
35%	78,75	2,39	2,73	3,07	3,41	4,26	5,11	6,82	8,52	10,23
40%	90,00	2,73	3,12	3,51	3,90	4,87	5,84	7,79	9,74	11,69
45%	101,25	3,07	3,51	3,94	4,38	5,48	6,57	8,77	10,96	13,15
50%	112,50	3,41	3,90	4,38	4,87	6,09	7,31	9,74	12,18	14,61
55%	123,75	3,75	4,29	4,82	5,36	6,70	8,04	10,71	13,39	16,07
60%	135,00	4,09	4,68	5,26	5,84	7,31	8,77	11,69	14,61	17,53
65%	146,25	4,43	5,06	5,70	6,33	7,91	9,50	12,66	15,83	18,99
70%	157,50	4,77	5,45	6,14	6,82	8,52	10,23	13,64	17,05	20,45
75%	168,75	5,11	5,84	6,57	7,31	9,13	10,96	14,61	18,26	21,92

80%	180,00	5,45	6,23	7,01	7,79	9,74	11,69	15,58	19,48	23,38
85%	191,25	5,80	6,62	7,45	8,28	10,35	12,42	16,56	20,70	24,84
90%	202,50	6,14	7,01	7,89	8,77	10,96	13,15	17,53	21,92	26,30
95%	213,75	6,48	7,40	8,33	9,25	11,57	13,88	18,51	23,13	27,76
100%	225,00	6,82	7,79	8,77	9,74	12,18	14,61	19,48	24,35	29,22

Fuente: Autor.

Como se dijo anteriormente no existe variación del área de confinamiento para niveles de carga axial menores al 30% de $f'c$. Ag, pero al aumentar de forma proporcional el nivel de carga axial, el confinamiento aumenta de manera lineal de forma progresiva, similarmente al aumentar la separación de los estribos, para una carga axial constante el confinamiento aumenta de forma lineal. En la Figura 10 se muestra las variaciones lineales del acero de confinamiento para las condiciones explicadas anteriormente.

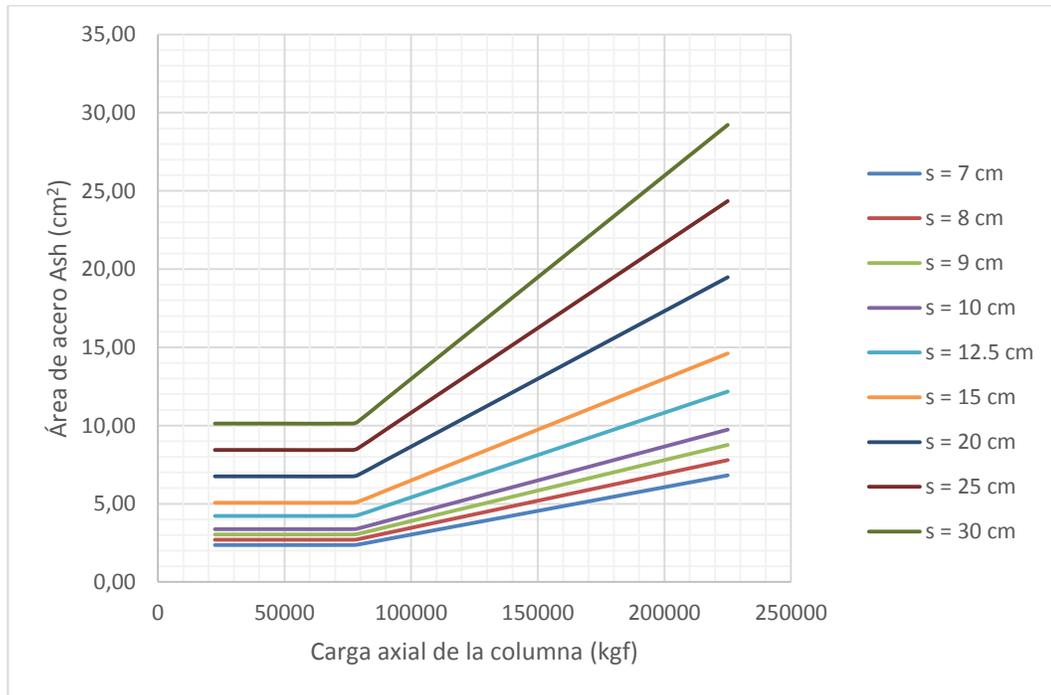


Figura 10. Variación del área de acero " A_{sh} " en función al nivel de carga Axial. Para diferentes valores de separación de estribos. Fuente: Autor.

45%	101,25	3,07	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
50%	112,50	3,41	2,56	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
55%	123,75	3,75	2,81	2,50	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
60%	135,00	4,09	3,07	2,73	2,56	2,45	2,39	2,36	2,36	2,36	2,36
65%	146,25	4,43	3,32	2,95	2,77	2,66	2,59	2,53	2,49	2,46	2,46
70%	157,50	4,77	3,58	3,18	2,98	2,86	2,78	2,73	2,68	2,65	2,65
75%	168,75	5,11	3,84	3,41	3,20	3,07	2,98	2,92	2,88	2,84	2,84
80%	180,00	5,45	4,09	3,64	3,41	3,27	3,18	3,12	3,07	3,03	3,03
85%	191,25	5,80	4,35	3,86	3,62	3,48	3,38	3,31	3,26	3,22	3,22
90%	202,50	6,14	4,60	4,09	3,84	3,68	3,58	3,51	3,45	3,41	3,41
95%	213,75	6,48	4,86	4,32	4,05	3,89	3,78	3,70	3,64	3,60	3,60
100%	225,00	6,82	5,11	4,55	4,26	4,09	3,98	3,90	3,84	3,79	3,79

Fuente: Autor.

Es evidente entonces, que al proveerse más soporte lateral al acero longitudinal, en la sección transversal de las columnas, las exigencias de acero de confinamiento lateral “ A_{sh} ” del ACI 318-14, disminuye o se reducen de manera progresiva, con tendencia exponencial como se muestra en la Figura 11.

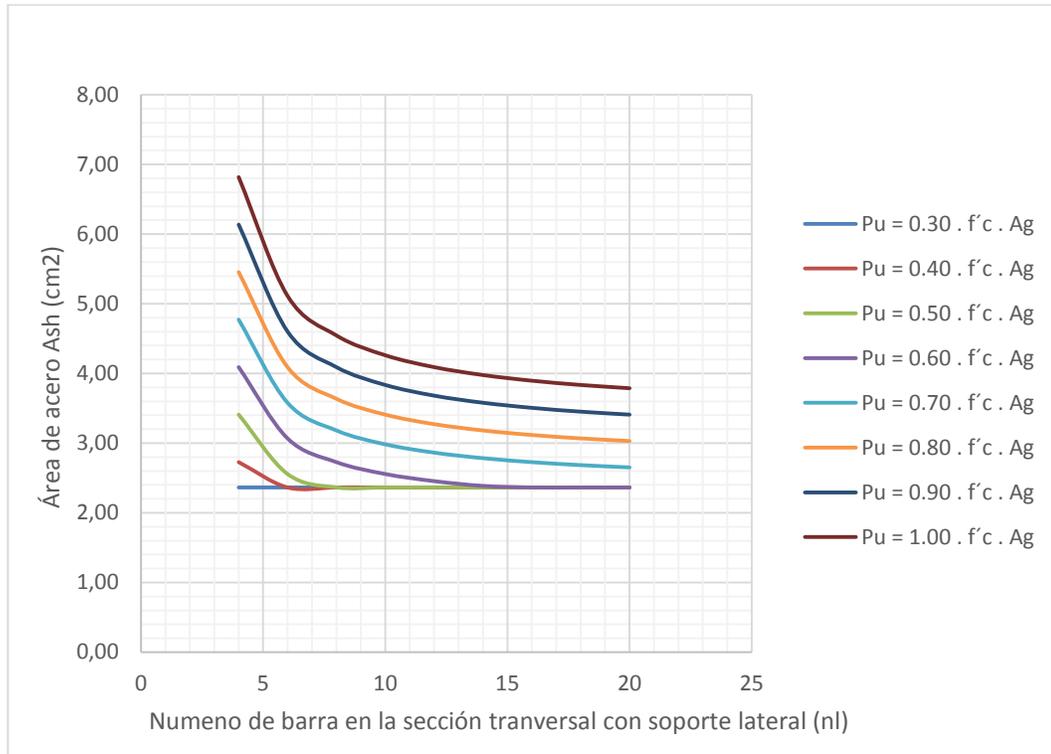


Figura 11. Variación del área de acero “ A_{sh} ” en función al número de barras en la sección transversal, con soporte lateral. Para diferentes niveles de carga Axial. Fuente: Autor.

4.4. Estudio la Variación de la Capacidad a Flexión entre los Códigos de Diseño

Como última etapa del proyecto, se realizaron los diagramas de momento-curvatura para los modelos CM1 y CM2, con la ayuda del software comercial SAP2000 V19.0.00, empleando la herramienta “Section Designer”, seguidamente se realizó la comparación de los resultados obtenidos para los modelos en las que se consideraron las exigencias de confinamiento, para cada condición particular, se eligió para ello el modelo “Mander Confinado”, para el comportamiento del concreto con confinamiento transversal(esfuerzo-deformación). Los trabajos de Mander *et al.* (1984) mostraron que el confinamiento del concreto con refuerzo transversal mediante una

disposición adecuada resulta en un aumento significativo de resistencia y ductilidad del concreto confinado.

Continuando con lo anterior, podemos indicar que el programa comercial SAP2000 es un software de ingeniería civil de uso general ideal para el análisis y diseño de cualquier tipo de sistema estructural. Los sistemas básicos y avanzados, desde 2D a 3D, de geometría simple a compleja. La empresa Computers & Structures Inc. son los creadores de este software. El nombre del SAP2000 ha sido sinónimo de “El Estado del Arte” en métodos avanzados de análisis de estructuras desde su introducción hace 30 años desde sus inicios con el SAP (Structural Analysis Package) del profesor Edward L. Wilson de la Universidad de Berkeley. Los datos de entrada para el programa considerados en el trabajo son los que se muestran en la Tabla 8.

Tabla 8. Datos de entrada usados para calcular los diagramas de momento-curvatura de CM1 y CM2 con el programa SAP2000 V19.0.0.

Datos	Valor	Observaciones
Unidades	Kgf, cm, C	
Resistencia del concreto (kgf/cm ²)	280,00	Todos los modelos
Módulo de Elasticidad de concreto (kgf/cm ²)	252.671,33	Todos los modelos
Resistencia del Acero N-60 (kgf/cm ²)	4.200,00	Todos los modelos
Módulo de Elasticidad del Acero (kgf/cm ²)	2,10x10 ⁶	Todos los modelos
Recubrimiento de la columna (cm)	6,00	CM1
	3,50	CM2
Carga aplicada (tnf)	459,04	CM1
	290,00	CM2
Concrete Model (Esfuerzo-deformación)	Mander-Confined (R)	Todos los modelos
Steel Model (Esfuerzo-deformación)	Simple Steel Model	Todos los modelos
Formato de confinado (Confinement Layout)		
Tipo (Type)	Tie & cross tie	Todos los modelos

Refuerzo (reinforcement: Bar Area) (cm ²)	1,27	CM1
	0,71	CM2
Espacio entre estribos (Longit spacing) (cm)	7,00	CM1-ACI/ FONDONORMA
		CM2-ACI
	9,00	CM2-FONDONORMA
Estribos en h (# of ties in height)	3,41	CM1-ACI
	3,00	CM1-FONDONORMA
	4,00	CM2-ACI/ FONDONORMA
Estribos en b (# of ties in width)	3,41	CM1-ACI
	3,00	CM1-FONDONORMA
	4,00	CM2-ACI/ FONDONORMA

Fuente: Autor

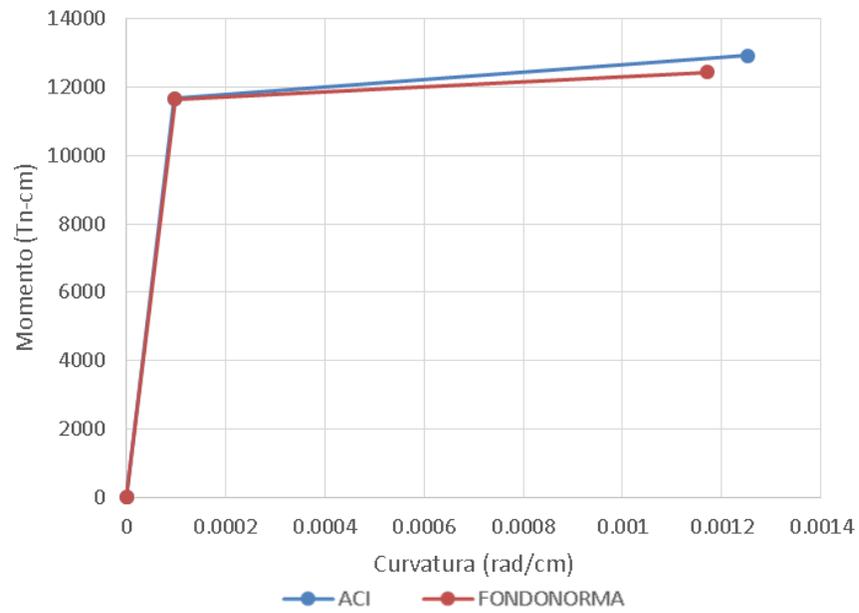
En vista de lo anterior, se obtuvieron puntos característicos del diagrama, punto “Y” de cedencia (ϕ_y ; M_y) y el punto “U” ultimo (ϕ_p ; M_p), para un modelo elasto-plasto, se elaboraron un total de cuatro curvas de momento-curvatura (ver Figura 12), las cuales los datos para su elaboración son los mostrados en la Tabla 9

Tabla 9. Puntos “Y” y “U” del diagrama-momento curvatura para CM1 y CM2 obtenidos con el programa SAP2000 V19.0.0. Tabla 8.

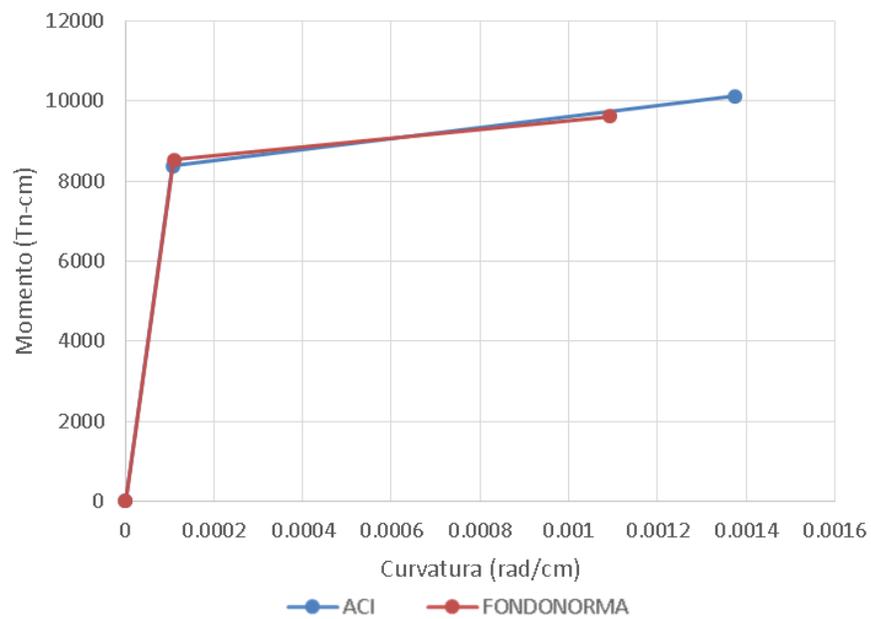
Modelo	CM1		CM2	
	ACI	FONDONORMA	ACI	FONDONORMA
ϕ_y (rad/cm)	$9,66 \times 10^{-5}$	$9,76 \times 10^{-5}$	$1,08 \times 10^{-4}$	$1,09 \times 10^{-4}$
M_y (Tn-cm)	11.679,00	11.660,0	8.379,69	8.536,80
ϕ_u (rad/cm)	$1,25 \times 10^{-3}$	$1,17 \times 10^{-3}$	$1,38 \times 10^{-3}$	$1,09 \times 10^{-3}$
M_u (Tn-cm)	12.932,00	12.436,00	10.126,00	9.611,28
$I_{Agrietada}$ (cm ⁴)	478.593,00	472.821,00	308.411,00	309.709,00

Fuente: Autor

Se observa claramente, que para los requisitos de confinamiento de la ACI 318-14, en CM1 la capacidad última a flexión de la columna aumenta en casi un tres con noventa y nueve por ciento (3,99 %) con respecto a las exigencias de la FONDONORMA, de igual manera su capacidad de curvatura aumenta en un seis con ochenta y cuatro por ciento (6,84 %). Para la columna CM2 donde la separación de los estribos varía entre un requisito y otro, la diferencia de la capacidad a flexión es de cinco con treinta y seis por ciento (5,36%), a su vez la curvatura aumenta considerablemente en un veinte seis con sesenta y un por ciento (21,61%). En la Figura 12-A, y la Figura 12-B se muestran las curvas de momento curvatura para el modelo CM1 y CM2 respectivamente, elaboradas para cada requisito de confinamiento transversal.



(A)



(B)

Figura 12. Diagramas de momento-curvatura para CM1 (A) y para CM2 (B), para requisitos de confinamiento. Fuente: Autor.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Una vez desarrollados los objetivos inherentes a la investigación basada en la comparación de los requisitos de acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento del Código ACI 318-14 y en la FONDONORMA 1753-2006, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Se estableció que el Código ACI 318-14 presenta requisitos adicionales en relación al cálculo y colocación del acero de refuerzo transversal en columnas de marcos especiales resistentes a momento, respecto a la FONDONORMA 1753-2006. El Código ACI 318-14 toma en cuenta en sus requisitos de confinamiento de columnas estudios realizados en los últimos años por diversos autores, como Paultre y Légeron (2009).
- La FONDONORMA 1753-2006 propone requerimientos de carácter general en relación al actual Código ACI 318-14. La primera establece requisitos de separación de estribos y cantidad de acero transversal bajo condiciones generalizadas. Por otra parte, el Código ACI 318-14, presenta una mayor cantidad de ecuaciones para el cálculo de la cantidad de acero transversal requerido, en función a la carga axial que actúa en el miembro estructural y a la resistencia a la compresión del concreto; esto último restringe aún más el diseño de acero transversal respecto a la FONDONORMA. El Código ACI 318-14,

señala parámetros que determinan las longitudes de colocación del acero transversal.

- Por primera vez se incluyeron en el cuerpo del Código ACI 318-14 dos factores denominados factor de resistencia del concreto (k_f) y factor de efectividad del confinamiento (k_n). Se explicó que estos factores modifican los requisitos de acero en columnas, dependiendo de la carga axial (P_u) a las que son sometidas. El factor k_n varía en función al número de barras de refuerzo longitudinal dentro de la sección transversal, mientras que k_f lo hace en función a la resistencia a la compresión del concreto. Ambos factores permiten obtener cantidades de acero transversal pareadas al comportamiento real de la columna ante la acción de cargas.
- Se presentaron dos modelos de columnas para la ejecución del análisis de la variación de la cuantía volumétrica de refuerzo transversal y el estudio de la variación de la capacidad de flexión entre los códigos de diseño. Estos casos de miembros estructurales fueron tomados de la bibliografía técnica especializada. Los parámetros considerados fueron sus dimensiones, la resistencia del concreto a la compresión y la resistencia del acero a la cedencia.
- Se desarrollaron los procedimientos referentes a los requisitos de acero de refuerzo transversal para los dos modelos presentados considerando los requerimientos propuestos por el Código ACI 318-14 y la FONDONORMA 1753-2006. En el caso del Código ACI, se calcularon las separaciones máximas entre estribos y se evaluaron los niveles de carga axial y la resistencia a compresión del concreto a fin de determinar las ecuaciones a emplearse. Respecto a la FONDONORMA, únicamente se evaluaron los parámetros de

separación de estribos y se utilizó la ecuación señalada en dicha norma.

- Para el análisis de la variación de la cuantía de acero de refuerzo, se compararon los resultados obtenidos para los dos modelos de columnas, en las que se consideraron las exigencias de la FONDONORMA 1753-2006 y el Código ACI 318-14. Para ambos casos, este último código propone cantidades de acero transversal superiores a los requeridos de acuerdo a la FONDONORMA. Es importante señalar que esta variación es resultado de la inclusión de factores que toman en cuenta los niveles de carga axial y la resistencia a la compresión del concreto. Por tanto, se establece que los resultados arrojados por el cálculo realizado empleando el Código ACI 318-14 presentan un grado de exactitud mayor.
- De acuerdo a los resultados previamente obtenidos, se obtuvo que al aumentar el nivel de carga axial de una columna, el área de acero de confinamiento aumenta de manera lineal en forma progresiva. De igual manera, al aumentar la separación de los estribos, para una carga axial constante el acero de confinamiento aumenta de forma lineal. Se compensa el aumento de la separación entre estribos y de la carga axial con el incremento del área de acero transversal, esto a fin de garantizar el cumplimiento de los requisitos de diseño de columnas señalados en la norma. Por consiguiente, la cantidad de acero de refuerzo transversal es directamente proporcional a la carga axial y a la distancia de separación entre estribos.
- Además, se estableció que al proveerse más soporte lateral al acero longitudinal, en la sección trasversal de las columnas, las exigencias de acero de confinamiento lateral " A_{sh} " del ACI 318-14, disminuyen o se reducen de manera progresiva, con tendencia exponencial. El

soporte lateral en el acero longitudinal de columnas es inversamente proporcional a la cantidad de refuerzo transversal.

5.2. Recomendaciones

Desarrolladas ya las conclusiones de la investigación fundamentadas en las comparaciones de los requisitos de acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento del Código ACI 318-14 y en la FONDONORMA 1753-2006, se propusieron las siguientes recomendaciones:

- Se sugiere evaluar la incidencia real del aumento de cantidad de acero de refuerzo transversal para constatar de manera más precisa, mediante índices estadísticos, la variación, en proyectos de edificaciones desarrollados con la FONDONORMA 1753-2006.
- En columnas de marcos especiales resistentes a momento del Código ACI 318-14 y en la FONDONORMA 1753-2006, calcular los valores de razón de ductilidad de curvatura " μ_{ϕ} ", y estudiar cómo es la diferencia en la capacidad de disipación de energía.
- Para ambos requisitos, en columnas de marcos especiales resistentes a momento, calcular la longitud de la rótula plástica " L_p " y su variación en función del confinamiento lateral.
- Realizar diferentes curvas de capacidad desplazamiento-cortante, para pórticos resistentes a momento detallados con el ACI 318-14 y la FONDONORMA 1753-2006, aplicando análisis no lineales mediante el método del paso a paso (*push-over*), y evaluar el comportamiento global de los pórticos.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14). Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)*. Michigan: American Concrete Institute.
- Arias, F. (2006). *Proyecto de investigación*. 5ta Edición. Caracas: Editorial Episteme.
- Barreiro, M. (2006). *Cambios de normas sísmicas y confiabilidad estructural*. Ingeniería Forense y Estudios de Sitio, Vol. I, Cap. VII. Caracas: CITECI-Consulibris.
- Cabeza, A. (2008). *Análisis de Estructuras Tridimensionales de Concreto Armado mediante la Teoría del Daño*. Trabajo Final de Pregrado en Ingeniería Civil, no publicado, Universidad de los Andes, Escuela de Ingeniería Civil.
- FONDONORMA (1753-2006). *Proyecto y construcción de Obras en concreto estructural. Revisión 1. Análisis y Diseño*. Caracas: Fondonorma.
- Güell, A y Marín, J. (1984). *Manual Para El Cálculo De Columnas De Concreto Armado*. Caracas: Fondonorma.
- Méndez, F. y Sánchez, M. (2003). *Estudio comparativo del Sistema Estructural Tradicional de Concreto Armado y el EMEDOS (M-2)*. Trabajo Final de Pregrado en Ingeniería Civil, no publicado, Universidad Rafael Urdaneta, Escuela de Ingeniería Civil.
- COVENIN. (1756-2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. MCT-MINDUR-FUNVISIS. Caracas: Fondonorma.

- COVENIN (1753-87). *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Caracas: Fondonorma.
- COVENIN. (1618-98). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los estados límites*. Caracas: Fondonorma.
- O'leary, A. (1970). *Corte, flexión y tracción axial en elementos de hormigón armado*. Tesis para doctorado. Universidad de Canterbury. Christchurch. Nueva Zelanda.
- Paultre, P. y Légeron, F. (2008). *Diseño del confinamiento de refuerzo de columnas de concreto armado*. [Documento en línea]. Disponible: <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061>. [Consulta: 2015, diciembre 14]
- Rodríguez, D. (2006). *Clases de concreto armado reforzado*. Material no publicado. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas. Venezuela.
- Rodríguez, D. (2007). *Comparación de la norma de concreto armado 1753-85 con la propuesta SOCVIS*. Trabajo de grado de maestría no publicado. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas. Venezuela.
- Torres, J. (2007). *Software diseñado para el desarrollo de las prácticas del laboratorio de mecánica de los materiales de los materiales de la Universidad Nacional del Táchira – San Cristóbal, Estado Táchira-Venezuela*. Disponible: www.unet.edu.ve/~jtorres/matsoft/08.columnas.html. [Consulta: 2015, junio 13]
- Vilera, L., Rivero, P. y Lobo, W. (2008). *Efectos Sísmicos de la Componente Vertical en Edificios Apórticados*. [Documento en línea]. Universidad de los Andes. Disponible: <http://erevistas.saber.ula.ve/index.php/cienciaeingenieria/article/view/File/245/268> [Consulta: 2016, enero 28]

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

TÍTULO	COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUISITOS DE ACERO DE CONFINAMIENTO PARA COLUMNAS DE MARCOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTO DEL CÓDIGO ACI 318-14 Y LA FONDONORMA 1753-2006
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CVLAC / E MAIL
González Blanco, Rayli Gabriela	CVLAC: V- 21.345.996 E MAIL: rayligabrielag@gmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALABRAS O FRASES CLAVES:

Acero de Confinamiento

Columnas

Código ACI

FONDONORMA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

La velocidad con que ocurren los cambios en las ciencias, promueve la obsolescencia de las metodologías aplicadas, así encontramos que las estructuras delineadas con el Código de diseño vigente en Venezuela, la FONDONORMA 1753-2006 comportan un importante rezago con respecto al Código Norteamericano ACI 318-14, dilación que viene restando confiabilidad a la Ingeniería Civil venezolana, ello nos ha conducido a realizar un estudio comparado de ambas normas, especialmente en lo referente al acero de confinamiento para columnas de marcos especiales resistentes a momento. En este estudio se describieron los cambios significativos en los requisitos para el diseño del acero de confinamiento para columnas de concreto armado entre ambos códigos de diseño. Se presentaron modelos de estudio que permitieron verificar la variación de la capacidad al corte; por otra parte, se analizó la variación de la cuantía volumétrica de refuerzo transversal. Finalmente, se comparó la variación de la capacidad a flexión entre ambas normas de diseño. El desarrollo de esta investigación proporcionó, respecto al diseño sismorresistente de estructuras aperticadas, referentes técnicos, herramientas básicas, criterios y recomendaciones que habrán de servir como lámpara guía para una posible actualización del código de diseño nacional.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / E_MAIL				
Martínez Guerra, Jhonatan Alex	ROL	CA	AS (X)	TU	JU
	CVLAC:	V- 15.376.400			
	E_MAIL	ingmartinezgj@gmail.com			
	E_MAIL				
González Hernández, Anabel Yoedelin	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	V- 16.573.233			
	E_MAIL	anabelyoedelin@hotmail.com			
	E_MAIL				
González Velásquez, Jossmen Jesús	ROL	CA	AS	TU	JU (X)
	CVLAC:	V- 17.786.429			
	E_MAIL	jossmeng@hotmail.com			
	E_MAIL				
	ROL	CA	AS	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2017	03	08
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS.Comparación entre los Requisitos de Acero de Confinamiento para Columnas de Marcos Especiales Resistentes a Momento del Código ACI 318-14 y la FONDONORMA 1753-2006.doc.	Aplicación/msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L
M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z. 0 1 2 3 4 5
6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: (OPCIONAL).

TEMPORAL: (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pregrado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento de Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN: Universidad de Oriente / Extensión Cantaura



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda "SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009".

Leído el oficio SIBI - 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE	
SISTEMA DE BIBLIOTECA	
RECIBIDO POR	<i>[Signature]</i>
FECHA	05/8/09
HORA	5:30

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

[Signature]
JUAN A. BOLANOS CUMBELE
Secretario



C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Telemática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Apartado Correos 094 / Telfa: 4008042 - 4008044 / 8008045 Telefax: 4008043 / Cumaná - Venezuela

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo”

González B. Rayli G.

AUTOR

Prof. Martínez Jhonatan

TUTOR

Prof. González, Anabel

JURADO

Prof. González Jossmen

JURADO

Prof. Loaiza Ramón

POR LA COMISIÓN DE TRABAJO DE GRADO