



**FACULTAD DE POSTGRADO
TESIS DE POSTGRADO**

**“PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE
AFECTAN LA ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE COLUMNAS DE
CONCRETO REFORZADO”**

SUSTENTADO POR:

GUSTAVO ADOLFO LANZA APLÍCANO

**PREVIA INVESTIDURA AL TÍTULO DE
MÁSTER EN INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

**TEGUCIGALPA, M.D.C., FCO MORAZÁN, HONDURAS, C.A.
OCTUBRE DE 2017**

**UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA CENTROAMERICANA
UNITEC**

FACULTAD DE POSGRADO

AUTORIDADES UNIVERSITARIAS

**RECTOR
MARLON ANTONIO BREVÉ REYES**

**SECRETARIO GENERAL
ROGER MARTÍNEZ MIRALDA**

**DECANO DE LA FACULTAD DE POSTGRADO
JOSÉ ARNOLDO SERMEÑO LIMA**

**“PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE
AFECTAN LA ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE COLUMNAS DE
CONCRETO REFORZADO”**

**TRABAJO PRESENTADO EN CUMPLIMIENTO DE LOS
REQUISITOS EXIGIDOS PARA OPTAR AL TÍTULO DE
MÁSTER EN
INGENIERÍA DE ESTRUCTURAS**

**ASESOR METODOLÓGICO
MINA CECILIA GARCÍA LEZCANO**

**ASESOR TEMÁTICO
ÓSCAR SÁNCHEZ**

**MIEMBROS DE LA TERNA
LUZ MARINA FUNEZ
KARLA UCLES
DORIAM ESPINOZA**



FACULTAD DE POSTGRADO

“PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LA ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO”

NOMBRE DEL MAESTRANTE:

GUSTAVO ADOLFO LANZA APLÍCANO

Resumen

El objetivo principal de esta investigación consiste en el estudio de las variables que afectan la esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado para determinar cuál de ellas es la más importante, utilizando como caso de estudio el análisis y diseño de un edificio de apartamentos de tres niveles ubicado en la ciudad de Tegucigalpa, M.D.C. además del programa computacional Etabs. Se utilizan como muestra tres columnas del primer nivel, en diferentes ubicaciones dentro de la planta arquitectónica, a las cuales se les realiza modificaciones como dimensiones de la sección, altura de entrepiso, resistencia de materiales, etc. En la metodología se utilizan dos teorías, la simulación utilizando el programa Etabs y la encuesta para evaluar el nivel de conocimiento de un grupo de profesionales del rubro de la ingeniería de estructuras en relación con el tema de estudio.

Palabras claves: Columnas, flexocompresión, esbeltez



GRADUATE SCHOOL

“PROPOSAL FOR THE STUDY OF THE VARIABLES THAT AFFECT SLENDERNESS RATIO IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS”.

AUTHOR:

GUSTAVO ADOLFO LANZA APLÍCANO

Abstract

The main objective of this research is the study of the variables that affect slenderness ratio in the design of columns of reinforced concrete to determine which one is the most important, using as a case study the analysis and design of an apartment building three levels located in the city of Tegucigalpa, MDC in addition to the Etabs software. Three columns of the first level are used as samples, in different locations within the architectural ~~plant~~, to which modifications are made as dimensions of the section, mezzanine height, resistance of materials, etc. The methodology uses two theories, the simulation using the program Etabs and the survey to evaluate the level of knowledge of a group of professionals in the field of structural engineering in relation to the topic of study.

Key words: Columns, flexocompression, slenderness

DEDICATORIA

A DIOS

Por darme la vida, salud y oportunidades para crecer como persona

A MI AMADA ESPOSA Y MI AMADO HIJO

Yalma Espinal y Gustavo Adrián, por ser mi mayor motivación, apoyo incondicional y por tener siempre la paciencia y comprensión en cada una de las actividades del día a día.

A MIS PADRES

Delmis Aplicano y Gustavo Lanza Álvarez, por ser siempre un ejemplo para mí, por ser ese gran apoyo, saber que siempre cuento con ellos.

AGRADECIMIENTO

A mis estimados asesores Dra. Mina Cecilia García por su orientación en la metodología, al MIE Ing. ~~Óscar~~ Oscar Sánchez por su apoyo y asesoramiento con el tema de investigación y el desarrollo del mismo, a mis compañeros y compañeras de maestría por todos los conocimientos y vivencias compartidas, y a todos los docentes que a lo largo de la maestría compartieron sus conocimientos y experiencias para ayudarnos en nuestra formación

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	2
1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO	3
1.5 JUSTIFICACIÓN	4
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	5
2.1 ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL	5
2.2 TEORÍAS.....	7
2.2.1 TEORÍAS DE SUSTENTO.....	7
2.3 METODOLOGÍAS APLICADAS	37
2.4 MARCO LEGAL.....	37
2.4.1 DISPOSICIONES GENERALES DE MOMENTOS MAGNIFICADOS	37
2.4.2 MARCOS CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES, MOMENTOS MAGNIFICADOS. .	39
2.4.3 MARCOS CON DESPLAZAMIENTOS LATERALES	40
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	44
3.1 CONGRUENCIA METODOLÓGICA	45
3.1.1 VARIABLES DE ESTUDIO.....	46
3.1.2 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES.....	47
3.2 ENFOQUES Y MÉTODOS.....	50
3.3 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	51
3.3.1 POBLACIÓN.....	52
3.3.2 MUESTRA	52

3.3.3 UNIDAD DE ANÁLISIS	53
3.3.4 UNIDADES DE RESPUESTA	53
3.4 INSTRUMENTOS, TÉCNICAS Y PROCEDIMIENTOS APLICADOS	53
3.4.1 INSTRUMENTOS.....	53
3.4.2 TÉCNICAS	54
3.4.3 PROCEDIMIENTO.....	54
3.5 FUENTES DE INFORMACIÓN.....	54
3.5.1 FUENTES PRIMARIAS	54
3.5.2 FUENTES SECUNDARIAS	55
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS	56
4.1 RESULTADOS DE LA ENCUESTA	56
4.2 ANÁLISIS DE MODELO COMPUTACIONAL	63
4.2.1 PARÁMETROS DE DISEÑO.....	63
4.2.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS APLICADAS AL SISTEMA:	63
4.2.3 COMBINACIONES DE CARGA:.....	68
4.2.4 MODELO EN EL PROGRAMA ETABS 2016:.....	69
4.2.5 ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LA RELACIÓN DE ESBELTEZ.	72
4.2.6 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.....	77
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
CONCLUSIONES.....	95
RECOMENDACIONES.....	96
CAPÍTULO VI. BIBLIOGRAFÍA	97
ANEXOS.....	98

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. MOMENTO SECUNDARIO	9
FIGURA 2. COLUMNAS SOMETIDAS A CARGA CON INCREMENTO DE EXCENTRICIDADES	10
FIGURA 3. INTERACCIÓN DE LAS RESISTENCIAS EN COLUMNAS ESBELTAS	14
FIGURA 4. CARGA DE FALLA EN FUNCIÓN DE LA ESBELTEZ DE UNA COLUMNA	15
FIGURA 5. DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN DE RESISTENCIAS PARA COLUMNAS ESBELTAS	16
FIGURA 6. LONGITUDES EFECTIVAS PARA COLUMNAS EN MARCOS RIOSTRADOS (DESPLAZAMIENTO LATERAL IMPEDIDO)	18
FIGURA 7. COLUMNAS PARA MARCOS NO RIOSTRADOS	19
FIGURA 8. CONSIDERACIÓN DE LA ESBELTEZ EN LAS COLUMNAS	21
FIGURA 9. SECCIÓN DE UN PÓRTICO RÍGIDO QUE INCLUYE LA COLUMNA A DISEÑAR.	22
FIGURA 10. NOMOGRAMAS PARA CALCULAR LA LONGITUD EFECTIVA K.	23
FIGURA 11. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN CON FLEXIÓN UNIDIRECCIONAL.	28
FIGURA 12. TIPOS DE APOYOS BÁSICOS	29
FIGURA 13. CONEXIONES TÍPICAS VIGA-COLUMNA (NO SE MUESTRA LA LOSA). NO SE MUESTRAN CASOS DE VIGA ANCHA.	30
FIGURA 14. FUERZAS EN LOS NUDOS EN LAS SECCIONES CRÍTICAS. T= FUERZA DE TRACCIÓN; C= FUERZA DE COMPRESIÓN; V= FUERZA CORTANTE; SUBÍNDICE B PARA VIGA, SUBÍNDICE C PARA COLUMNA; SUBÍNDICE S PARA LOSA.	33
FIGURA 15. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	51
FIGURA 16. RESPUESTAS A LA PREGUNTA DE ENCUESTA #1	56
FIGURA 17. RESPUESTAS A LA PREGUNTA #2.....	57
FIGURA 18. RESPUESTAS A LA PREGUNTA DE ENCUESTA #3	58
FIGURA 19. RESPUESTAS A LA PREGUNTA DE ENCUESTA #4	58
FIGURA 20. RESPUESTAS A LA PREGUNTA #5.....	59
FIGURA 21. RESPUESTAS A LA PREGUNTA DE ENCUESTA#6	60
FIGURA 22. RESPUESTAS A LA PREGUNTA #7.....	60
FIGURA 23. RESPUESTAS A LA PREGUNTA #8.....	61
FIGURA 24. RESPUESTAS A LA PREGUNTA DE ENCUESTA #9	62
FIGURA 25. COMENTARIOS ACERCA DE LA ENCUESTA.	62

FIGURA 26. MODELO DE ESTRUCTURA EN ETABS	70
FIGURA 27. VISTA FRONTAL DE MODELO DE EDIFICIO	71
FIGURA 28. PLANTA DE PRIMER NIVEL INDICANDO LAS COLUMNAS A SER ESTUDIADAS	72
FIGURA 29. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.70M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, COLUMNA CENTRAL.	79
FIGURA 30. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.20 M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO.	80
FIGURA 31. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 3.70 M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO.	80
FIGURA 32. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 3.20 M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO.	81
FIGURA 33. GRÁFICO RESUMEN MANTENIENDO LA ALTURA FIJA Y VARIANDO LA SECCIÓN (DISMINUYENDO) PARA DIFERENTES ALTURAS FIJAS.	81
FIGURA 34. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA VARIABLE Y UNA SECCIÓN DE 0.50X0.50M.	83
FIGURA 35. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA VARIABLE Y UNA SECCIÓN DE 0.40X0.40M.	84
FIGURA 36. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA VARIABLE Y UNA SECCIÓN DE 0.35X0.35M.	84
FIGURA 37. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA VARIABLE Y UNA SECCIÓN DE 0.30X0.30M.	85
FIGURA 38. GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE SECCIONES FIJAS DE 0.35MX0.35M Y 0.40MX0.40M CON LA ALTURA VARIABLE.	86
FIGURA 39. COMPARATIVO ENTRE VARIACIÓN DE SECCIÓN (DISMINUYENDO) Y VARIACIÓN DE ALTURA.	87
FIGURA 40. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.70M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, COLUMNA ESQUINA.	89
FIGURA 41. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.70M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, COLUMNA BORDE.	89
FIGURA 42. GRÁFICO COMPARATIVO ENTRE COLUMNA CENTRAL, COLUMNA DE BORDE, Y COLUMNA DE EXTREMO, CASO SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO PARA UNA ALTURA DE 4.70M.	90

FIGURA 43. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.70 Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, $F_Y= 4200 \text{ KG/CM}^2$, $F'C=210 \text{ KG/CM}^2$	91
FIGURA 44. GRÁFICO COMPARATIVO EN COLUMNA CENTRAL $H=4.70\text{M}$, SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, $F_Y=4200 \text{ KG/CM}^2$, CAMBIANDO DE $F'C=280$ A $F'C=210 \text{ KG/CM}^2$	92
FIGURA 45. RELACIÓN DE ESBELTEZ VERSUS ÁREA DE REFUERZO PARA UNA ALTURA DE COLUMNA DE 4.70M Y UNA SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO, COLUMNA CENTRAL, GRUPO A, APOYO EMPOTRADO.....	93
FIGURA 46. COMPARATIVO CAMBIANDO CONDICIONES DE APOYO.....	94

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1 . PROPIEDADES PARA LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA.....	37
TABLA 2. MATRIZ METODOLÓGICA.....	45
TABLA 3. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	47
TABLA 4. CÁLCULO DE CARGAS DE VIENTO.....	66
TABLA 5, COMBINACIONES DE CARGA.....	68
TABLA 6. DIMENSIONES DE LAS SECCIONES.....	74
TABLA 7. DIMENSIONES Y ALTURA DE ENTREPISO DE COLUMNAS DEL GRUPO B DE ESQUINA.....	75
TABLA 8. RESULTADOS DE FUERZAS Y MOMENTOS PARA COLUMNA A9 EN BORDE EXTREMO	77
TABLA 9. RESULTADOS DE FACTORES PARA COLUMNA A9 EN BORDE EXTREMO	77
TABLA 10. DETERMINACIÓN SI EL MARCO ES CON O SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL...	78
TABLA 11. CALCULO DE PORCENTAJES DE VARIACIÓN ENTRE VARIACIÓN DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA PARA CUATRO ALTURAS DIFERENTES.	82
TABLA 12. CALCULO DE PORCENTAJE DE VARIACIÓN PARA EL CAMBIO DE ALTURAS DE LA COLUMNA PARA DOS OPCIONES DE SECCIONES.....	86
TABLA 13. CALCULO DE VARIACIÓN ENTRE CAMBIO DE SECCIÓN Y CAMBIO DE ALTURA DE COLUMNA.....	88
TABLA 14. CALCULO DE PORCENTAJE DE VARIACIÓN ENTRE DIFERENTES CASOS PARA COLUMNAS DE CENTRO, BORDE Y ESQUINA	90
TABLA 15. PORCENTAJE DE VARIACIÓN EN COLUMNA CENTRAL H=4.70M, SECCIÓN VARIABLE DISMINUYENDO DE F'C=280 KG/CM2 A F'C=210 KG/CM2.	92
TABLA 16. PORCENTAJE DE VARIACIÓN ENTRE CONDICIONES DE APOYO.....	94

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

En este capítulo se explican los fundamentos del estudio, la importancia teórica y práctica, el objetivo general de la investigación, entre otros del tema “PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LA ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO”

1.1 INTRODUCCIÓN

Esta investigación consiste en identificar qué factores o variables inciden directamente en el diseño de elementos de concreto reforzado sometidas a flexo compresión producto de la relación de esbeltez, dándole un enfoque en cómo afectan estas variaciones en el diseño de las juntas entre elementos (por ejemplo, junta columna-viga), para lo cual se desarrollarán diferentes modelos de edificios cambiando ciertas especificaciones (como resistencia de los materiales, dimensiones de la sección, altura de entrepiso, etc), modulaciones, distribuciones, etc, para lograr comprobar la incidencia que tienen directa o indirectamente en la esbeltez en el diseño.

Lo que se busca es identificar mediante el estudio, variables que pueden incidir o no en el diseño de elementos estructurales de concreto reforzado sometidos a flexo compresión y determinar si existe una relación entre ellas.

Para desarrollar esta investigación es necesario elaborar diferentes modelos estructurales, que incluyen el análisis y diseño utilizando programas computacionales, en los cuales se harán variaciones en las dimensiones de la sección, alturas de entrepiso, y especificaciones de los materiales (acero de refuerzo y concreto).

1.2 ANTECEDENTES

La esbeltez en las columnas es un tema que se sabe está relacionado con la altura del entrepiso y la sección transversal. Surge la necesidad de saber en qué afecta la relación de esbeltez al diseño de columnas de concreto reforzado, para de esta manera determinar variables que pueden afectar dicho diseño.

1.3 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

ENUNCIADO DEL PROBLEMA

En el diseño de estructuras de concreto, específicamente en estructuras sometidas a flexo compresión tal como las columnas, surge la necesidad de determinar claramente que variables afectan la esbeltez en el diseño de las mismas, tener claro cuáles son y de qué manera afectan el diseño.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Lo que se mencionó anteriormente nos lleva a la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuáles son las variables que afectan de mayor manera la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado?

PREGUNTAS DE INVESTIGACIÓN

¿Cuál es el procedimiento a debe seguir para estudiar el efecto de la esbeltez en el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión?

¿Cuál es el resultado del estudio de los efectos de la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto sometidas a flexo compresión?

¿Se puede obtener una relación entre la relación de esbeltez, cuantías de acero y las variables encontradas?

1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO

OBJETIVO GENERAL

Definir las variables que afectan la relación de esbeltez en el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Elaborar modelos computacionales de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión para identificar variables y estudiar los efectos de la esbeltez en el diseño de las mismas.
2. Identificar variables que estén directamente relacionadas a la relación de esbeltez con el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión.
3. Obtener una relación entre las variables que afectan la esbeltez y el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión.

1.5 JUSTIFICACIÓN

La presente investigación tiene como objetivo estudiar las variables que afectan la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado para, de esta manera, identificar los factores que debemos tomar en cuenta en el diseño y cuáles serían las consecuencias, por ejemplo, en el predimensionamiento arquitectónico, en análisis de costos al utilizar secciones que sean más económicas y cumplan las solicitaciones.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 ANÁLISIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL

El estudio está enfocado en los efectos de esbeltez y de elementos de concreto sometidos a flexo compresión, que generalmente son las columnas, existen vigas que están sometidas a flexo compresión y se les llama viga-columna, por lo que a continuación se describirán conceptos importantes relacionados al tema.

La esbeltez de las columnas está basada en su geometría y en su arriostamiento lateral. A medida que crece su esbeltez, sus esfuerzos de flexión también, por lo que puede ocurrir el pandeo. Las columnas por lo general tienen relaciones de esbeltez pequeñas. Por lo que pueden diseñarse como columnas cortas. Si los efectos de esbeltez se consideran pequeños, entonces las columnas pueden considerarse “cortas”, y pueden diseñarse normalmente. Por el contrario, si son “esbeltas”, el momento para el cual la columna debe diseñarse se incrementa. Una vez que el momento ha sido amplificado, la columna se diseña entonces usando el momento incrementado. (McCormac, 2011)

Se dice que una columna es esbelta si las secciones de su sección transversal son pequeñas en comparación con su longitud. Se sabe que un elemento con gran esbeltez colapsará ante una carga de compresión menor que la que corresponde para un elemento más corto con las mismas dimensiones de la sección transversal. (Nilson, 2001)

En las edificaciones usuales, las columnas tienen generalmente doble curvatura y desplazamiento lateral relativo entre sus nudos, debido a que forman pórticos continuos con las vigas y están expuestos a acciones de cargas de sismo, que inducen a deformaciones laterales en la estructura:

El efecto de esbeltez es más crítico en columnas con curvatura simple en comparación con las columnas con curvatura doble, debido a que, en el primer caso, el momento máximo de segundo orden afecta directamente al momento de primer orden, mientras en el caso de curvatura doble los máximos no coinciden. Esto es válido mientras no exista deformación relativa entre nudos extremos de la columna.

El efecto de esbeltez en el caso de existir desplazamientos laterales es más crítico en relación al caso de desplazamiento restringido, pues los momentos máximos de primer nivel y segundo orden son coincidentes y porque los desplazamientos laterales en estructuras aporticadas son importantes.
(Blanco, Sin Año)

Las principales variables que afectan la resistencia de columnas esbeltas son:

1. La relación de la altura no soportada al peralte de la sección l_w/h , la relación de la excentricidad de extremo e/h , y la relación de signos de las excentricidades en los extremos.
2. El grado de restricción rotacional en el extremo. A mayor rigidez del sistema de vigas que llegan a la columna, mayor la resistencia de esta.
3. El grado de restricción lateral. Una columna no arriostrada contra desplazamientos de extremo es apreciablemente más débil que una arriostrada.
4. La cuantía del refuerzo de acero y la resistencia de los materiales. Ambos afectan la resistencia y rigidez a flexión de la sección de la columna.

5. La duración de la carga. El flujo plástico de concreto durante cargas sostenidas aumenta las deflexiones de la columna, y por tanto, normalmente disminuye la resistencia de las columnas esbeltas. (Paulay, 1988)

2.2 TEORÍAS

2.2.1 Teorías de Sustento

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres categorías: Pedestales o bloques cortos a compresión, columnas cortas de concreto reforzado, columnas largas de concreto reforzado:

Pedestales o bloques cortos a compresión. Cuando la altura de un miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña, es considerarse como un pedestal. El ACI (2.2 y 10.14) establece que un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión igual a $0.85 f'c$, donde f es 0.65. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85 f'c A_g$ será necesario ya sea incrementar el área de la sección transversal del pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado.

Columnas cortas de concreto reforzado. Cuando falla una columna de concreto reforzado debido a la falla inicial del material, se considera como columna corta. La carga que es capaz de soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los

materiales de que está fabricada. Se puede considerar que una columna corta es un miembro robusto con poca flexibilidad.

Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado. A medida que las columnas se hacen más esbeltas, las deformaciones por flexión tenderán a aumentar, así como también los momentos secundarios resultantes. Si estos momentos son de una magnitud que pueda reducir significativamente la capacidad de carga axial de la columna, se denomina larga o esbelta.

Cuando una columna está sometida a momentos primarios (como por ejemplo momentos causados por las cargas aplicadas, rotaciones de los nudos, etc.), el eje del miembro se deflexiona lateralmente, dando como resultado momentos adicionales equivalentes a la carga de la columna multiplicada por la de flexión lateral.

Estos momentos llamados momentos secundarios o momentos P y se ilustran en la figura 1. Cuando una columna tiene momentos secundarios de gran magnitud se llama columna esbelta y es necesario dimensionar su sección transversal para la suma de los momentos primarios y secundarios.

En el caso en que las relaciones son mayores que los valores especificados, se clasifican entonces como columnas esbeltas.

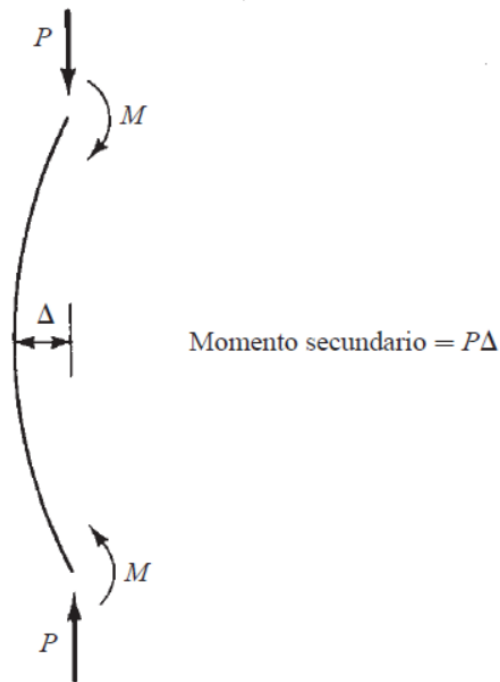


Figura 1. Momento Secundario

Fuente: (McCormac, 2011)

2.2.1.1 Carga Axial y Flexión

La Flexo compresión ocurre cuando un elemento está sometido a flexión y carga axial:

Es necesario diseñar las columnas para que resistan las acciones de flexión y carga axial. Las llamadas fórmulas de carga axial toman en cuenta el momento porque incluyen el efecto de excentricidades pequeñas con los factores 0.80 y 0.85. Estos valores equivalen aproximadamente a suponer excentricidades reales de $0.10h$ para columnas con estribos y $0.05h$ para columnas zunchadas.

La flexión en las columnas produce compresión en un extremo y tensión en el otro. Existen varias formas en las que la sección puede fallar, dependiendo de las magnitudes relativas de la flexión y de la carga axial. La figura 2 muestra una columna que soporta una carga P_n . En las diversas fases de la figura, la carga se coloca cada vez con mayor excentricidad (produciendo así momentos cada vez mayores) hasta que finalmente en la fase (f) la columna está sujeta a un momento flexionante tan grande que el efecto de la carga axial es insignificante. Se asume que la falla de la columna ocurre cuando la deformación unitaria a compresión en el concreto alcanza el valor 0.003.

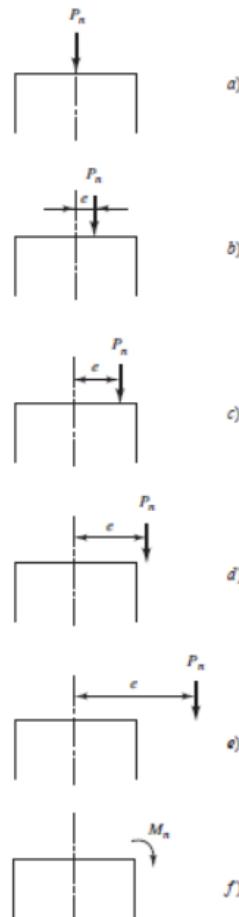


Figura 2. Columnas sometidas a carga con incremento de excentricidades

Fuente: (McCormac, 2011)

- a) Carga axial grande con momento despreciable: la falla ocurre por aplastamiento del concreto, habiendo alcanzado todas las varillas de refuerzo en la columna su esfuerzo de fluencia en compresión.
- b) Carga axial grande y momento pequeño, tal que toda la sección transversal está en compresión: cuando una columna está sujeta a un momento flexionante pequeño (es decir, cuando la excentricidad es pequeña), la columna entera estará en compresión, pero la compresión será más grande en un lado que en el otro. El esfuerzo de compresión máximo en la columna será de $0.85 f'_c$, y la falla ocurrirá por aplastamiento del concreto, con todas las varillas trabajando a compresión.
- c) Excentricidad mayor que en el caso (b), por lo que empieza a desarrollarse tensión en un lado de la columna: si la excentricidad aumenta un poco respecto al caso precedente, empezará a desarrollarse tensión en un lado de la columna y el acero en ese lado estará en tensión, pero con un valor menor al correspondiente al esfuerzo de fluencia. En el lado opuesto el acero estará en compresión. La falla ocurre por aplastamiento del concreto en el lado de compresión.
- d) Condición de carga balanceada: a medida que aumenta la excentricidad, se llega a una condición en que las varillas de refuerzo en el lado de tensión alcanzan sus esfuerzos de fluencia al mismo momento que el concreto en el lado opuesto alcanza su compresión máxima de $0.85 f'_c$. Esta situación se llama condición de carga balanceada.
- e) Momento grande con carga axial pequeña: si la excentricidad aumenta aún más, la falla se inicia por la fluencia de las varillas en el lado de tensión de la columna, antes que el aplastamiento del concreto.
- f) Momento grande sin carga axial apreciable: para esta condición, la falla ocurre como en una viga.

2.2.1.2 Requisitos Generales

Se dice que la condición es balanceada cuando el acero de refuerzo en tensión alcanza la deformación unitaria correspondiente a su resistencia de fluencia f_y y al mismo tiempo el concreto en compresión alcanza su deformación máxima asumida, la cual es de 0.003.

Si la resistencia de diseño ϕP_n es menor que el que corresponde al valor más bajo de $0.10f_c A_g$ o ϕP_b , la cuantía ρ no debe ser mayor que $0.75\rho_b$, siendo en este caso ρ_b la cuantía de acero que produciría la condición balanceada de deformaciones unitarias en la sección a flexión sin carga axial. No es necesario reducir la porción ρ_b por el factor 0.75 para miembros con refuerzo en compresión.

Se permite el uso de refuerzo en compresión en conjunto con el de tensión para incrementar la resistencia del miembro en flexión.

La resistencia de diseño para carga axial ϕP_n en miembros sujetos a compresión, no debe ser mayor que:

Para miembros compuestos o miembros no presforzados con refuerzo en espiral:

$$\phi P_{n(max)} = 0.85\phi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

En miembros no presforzados con anillos o estribos:

$$\phi P_{n(max)} = 0.80\phi \left[0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \right]$$

En miembros no compuestos a compresión, el área de refuerzo longitudinal no deberá ser menor que 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total de la sección (A_g).

Los límites para el mínimo de barras longitudinales en miembros a compresión son 4 para barras confinadas por anillos rectangulares o circulares, 3 para las que están confinadas por anillos triangulares y 6 para barras en espiral.

2.2.1.3 Columnas Esbeltas

Se considera que una columna es esbelta cuando el momento $P\Delta$ reduce la capacidad por carga axial de una columna:

Si una columna se flexiona o deflexiona lateralmente una cantidad Δ , su carga axial genera un momento adicional en la columna igual a $P\Delta$. El cual se superpone a cualquier momento que exista ya en la columna. Si el momento $P\Delta$ es de tal magnitud que reduce considerablemente la capacidad por carga axial de la columna, ésta se denomina columna esbelta.

Para este análisis es necesario distinguir entre los marcos sin desplazamiento lateral y los marcos con desplazamiento lateral. En el código ACI estos marcos son denominados respectivamente como marcos con impedimento para desplazarse y marcos sin impedimento.

Una combinación de momento y carga axial puede causar que una columna corta falle. Si es muy esbelta puede fallar por estabilidad.

Se conoce como "falla del material." cuando una columna corta puede fallar a causa de una combinación de momento y carga axial que supere la resistencia de la sección transversal. Si consideremos la columna ilustrada en la Figura 3. Debido a la carga, la columna tiene una

deformación Δ que provocará un momento adicional (de segundo orden) en la columna. En el diagrama de cuerpo libre se ve que el momento máximo en la columna ocurre en la sección A-A, y es igual al momento aplicado más el momento debido a la deformación del elemento, que es $M = P(e + \Delta)$.

La falla de una columna corta puede ocurrir en cualquier punto a lo largo de la curva de interacción de resistencias, dependiendo de la combinación del momento y la carga axial aplicada. Se producirá alguna deformación y habrá una "falla del material" cuando una combinación particular de carga P y momento $M = P(e + \Delta)$ interseque la curva de interacción de resistencias.

Se conoce como "falla de estabilidad," cuando la columna es muy esbelta, y se podría llegar a una deformación debida a carga axial P y el momento Pe , tal que la deformación aumente indefinidamente sin que aumente la carga P .

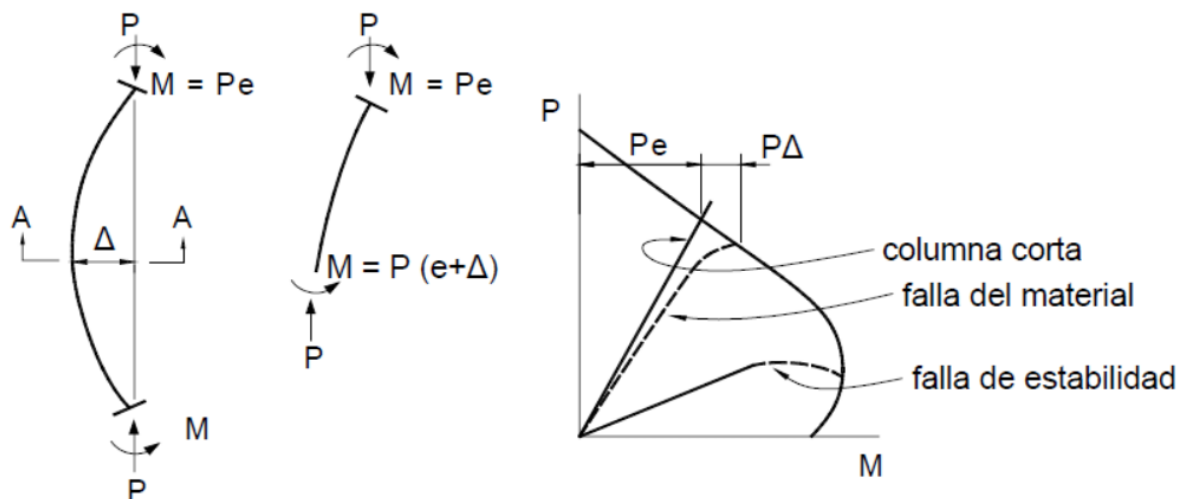


Figura 3. Interacción de las resistencias en columnas esbeltas

Fuente: (Instituto Nacional de Tecnología Industrial)

Euler desarrolló el concepto básico del comportamiento de las columnas esbeltas rectas con carga axial concéntrica hace ya más de 200 años. Se establece en este concepto que un elemento fallará por pandeo bajo la carga crítica

$$P_c = \pi^2 EI / (\ell_e)^2,$$

En donde EI es la rigidez flexional de la sección transversal del elemento, ℓ_e la longitud efectiva, que es igual a $k\ell_u$. Para las columnas cortas "robustas," el valor de la carga de pandeo será mayor que la resistencia al aplastamiento por compresión directa. En los elementos esbeltos (es decir, elementos para los cuales el valor de $k\ell_u/r$ es mayor), la falla puede ocurrir por pandeo (falla de estabilidad), con la carga de pandeo disminuyendo a medida que aumenta la esbeltez (ver Figura 4).

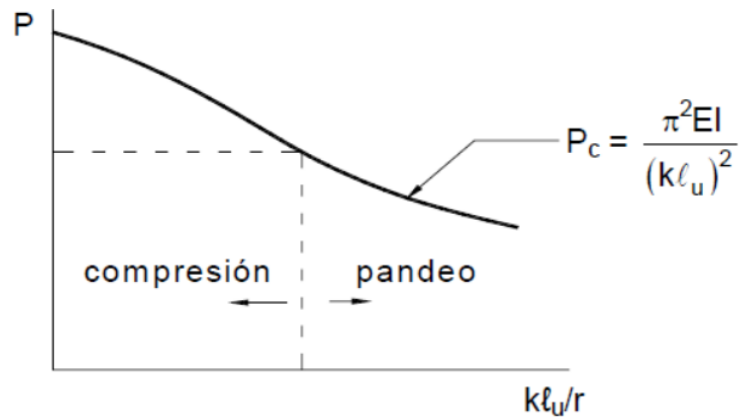


Figura 4. Carga de falla en función de la esbeltez de una columna

Fuente: (Instituto Nacional de Tecnología Industrial)

Como se puede observar, es imposible representar los efectos de la esbeltez y los momentos amplificados en una típica curva de interacción de resistencias. En consecuencia, se puede desarrollar una "familia" de diagramas de interacción de resistencias para columnas

esbeltas con diferentes relaciones de esbeltez, como se ilustra en la Figura 5. El diagrama de interacción de resistencias para $k\ell_u/r = 0$ corresponde a las combinaciones de momento y carga axial, donde la resistencia no se ve afectada por la esbeltez del elemento (resistencia de columna corta). (Instituto Nacional de Tecnología Industrial)

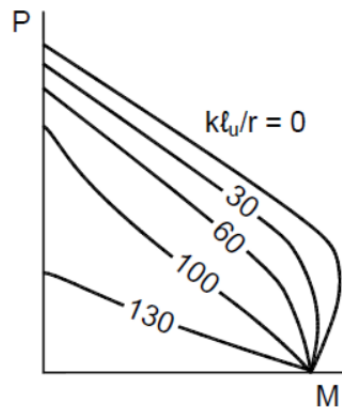


Figura 5. Diagramas de interacción de resistencias para columnas esbeltas

Fuente: (Instituto Nacional de Tecnología Industrial)

2.2.1.4 Efectos de esbeltez

La altura es un factor importante en los elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión, la esbeltez está basada en la forma o geometría del elemento y su arriostramiento lateral, si la esbeltez crece, es probable ocurra pandeo en el elemento:

A medida crece la esbeltez, crecen los esfuerzos de flexión, por lo que puede ocurrir el pandeo. Las columnas por lo general tienen relaciones de esbeltez bajas. Por lo que pueden diseñarse como columnas cortas. Si los efectos de esbeltez se consideran bajos, entonces las columnas pueden considerarse “cortas”, y pueden diseñarse normalmente. Por el contrario, si son

“esbeltas”, el momento para el cual la columna debe diseñarse se incrementa. Una vez que el momento ha sido amplificado, la columna se diseña usando el momento incrementado.

Longitudes **no soportadas**: La longitud l_u usada en el cálculo de la relación de esbeltez de una columna es su longitud sin apoyo. Esta longitud es la distancia libre entre las losas, las vigas o los otros miembros que proporcionan soporte lateral a la columna. Si tiene capiteles o cartelas, la distancia libre se mide desde el fondo de los capiteles o de las cartelas.

Factores **de longitud efectiva**: es la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna. En este análisis inicial se supone que no es posible ni el desplazamiento lateral ni la traslación de los nudos. Desplazamiento lateral o traslación de nudo es cuando uno o ambos extremos de una columna se mueven lateralmente, uno con respecto al otro.

Cuando una columna tiene extremos perfectamente articulados, su longitud efectiva sería su longitud no soportada, como se muestra en la figura 6(a). El factor k de longitud efectiva es el número por el que debe multiplicarse la longitud no soportada de la columna para obtener su longitud efectiva. En una columna con extremos perfectamente articulados, $k = 1.0$.

Si las columnas tienen condiciones diferentes de extremo, tienen longitudes efectivas diferentes. Por ejemplo, en una columna con extremos perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o los puntos con momento nulo) se presentan en los puntos de los cuartos de su altura y su longitud efectiva es $l_u/2$, como se muestra en la figura 6(b). Por lo que, el valor de k sería igual a 0.5.

Cuanto menor sea la longitud efectiva de una columna, menor será el riesgo de pandeo y mayor su capacidad de carga. Una columna con un extremo empotrado y otro articulado (figura 6(c)) el factor k es aproximadamente 0.70.

Longitudes efectivas es un método matemático que consiste en reemplazar una columna por otra equivalente, articulada y riostrada. Podría hacerse un análisis de pandeo en un marco para determinar el esfuerzo crítico en una columna en particular.

El factor k se determina al delimitar una columna con extremos articulados con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor k es un método para lograr soluciones sencillas en problemas complicados de pandeo en marcos. (McCormac, 2011)

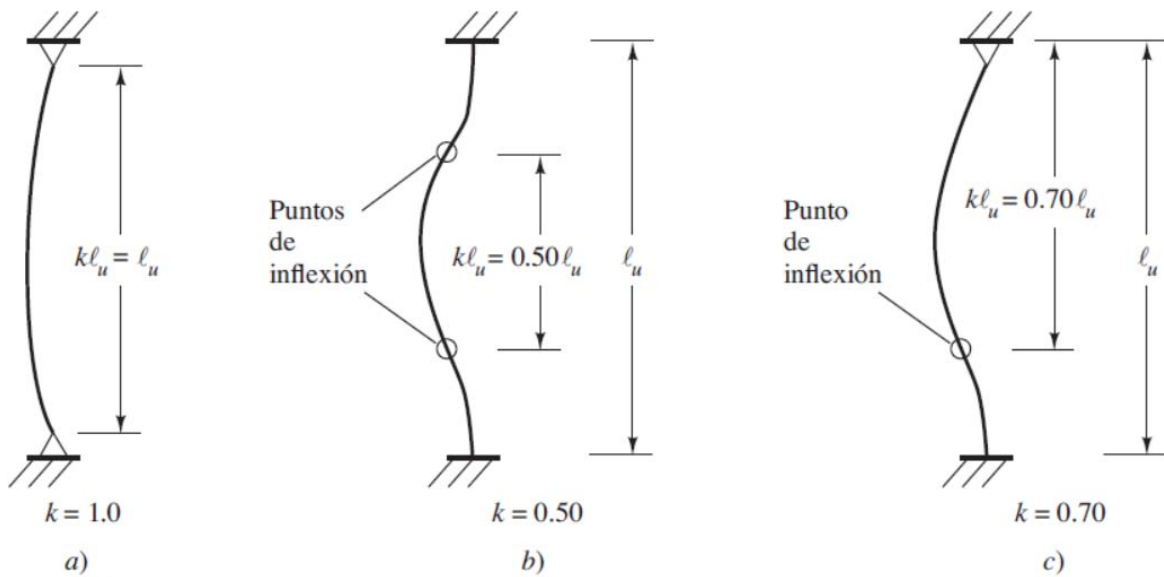


Figura 6. Longitudes efectivas para columnas en marcos riostrados (desplazamiento lateral impedido)

Fuente: (McCormac, 2011)

Las columnas de concreto reforzado sirven como partes de marcos, los cuales pueden ser riostrados y no riostrados. Se dice que un marco es riostrado cuando el desplazamiento lateral o la traslación de nudos están impedidos por medio de riostras, los muros de cortante, o el soporte lateral de las estructuras adyacentes. Un marco no riostrado no tiene ninguno de estos tipos de arriostramiento y debe depender de la rigidez de sus propios miembros para impedir el pandeo

lateral. Los valores de k para marcos riostrados nunca pueden ser mayores que 1.0, y en marcos no riostrados los valores de k siempre son mayores que 1.0, debido al desplazamiento lateral.

En la figura 7(a) se representa una columna no riostrada, su base está empotrada y su extremo superior está libre. La curva elástica tomará la forma de la curva elástica de una columna con extremos articulados y de doble longitud. Por lo que su longitud efectiva será igual a $2\ell_u$, tal como se muestra en la figura. En la figura 7(b) se muestra una columna no riostrada. La base de esta columna está conectada a vigas que proveen resistencia a la rotación, pero no lo suficiente como para ser considerado un empotramiento.

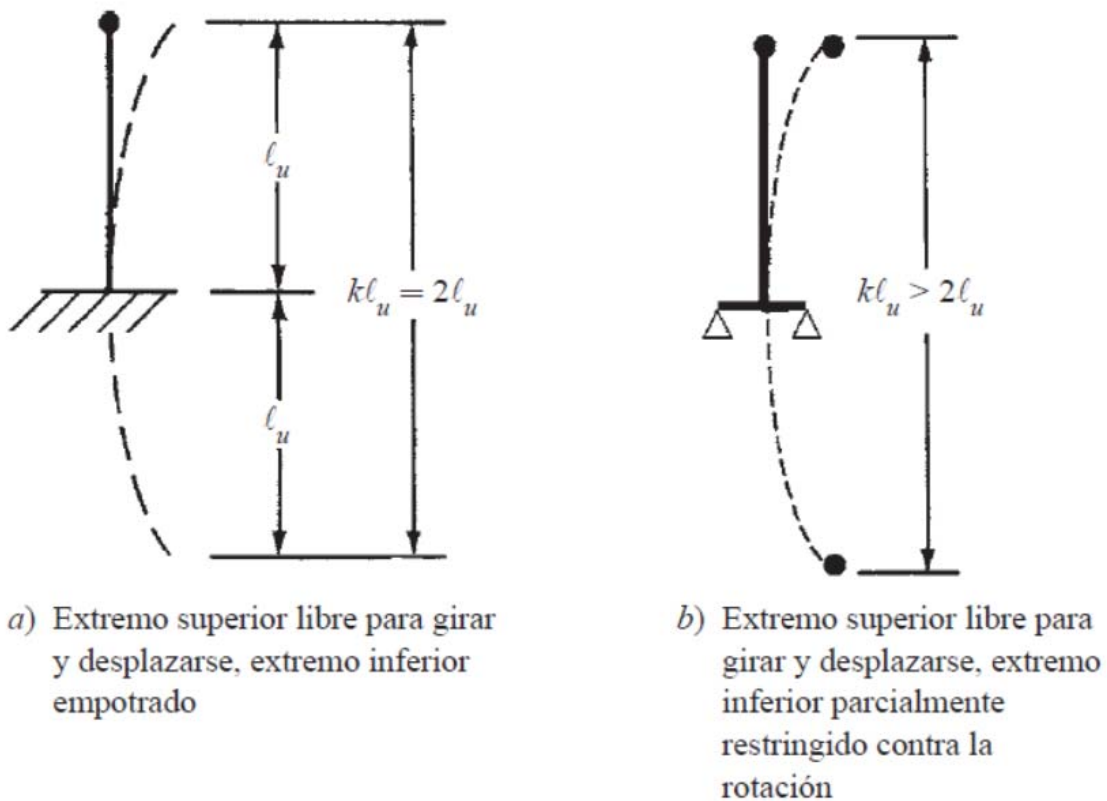


Figura 7. Columnas para marcos no riostrados

Fuente: (McCormac, 2011)

En la mayoría de los edificios es común una restricción a la rotación parcial, no extremos con pasadores o empotrados.

Para el análisis aproximado de los efectos de la esbeltez resulta necesario tener en cuenta si las relaciones de esbeltez son moderadas o elevadas.

Se establecen límites para la esbeltez, tanto de pórticos indesplazables como para pórticos desplazables, incluyendo métodos de diseño permitidos para cada rango de esbeltez. Se establecen límites inferiores para la esbeltez, por debajo de los cuales los momentos de segundo orden se pueden despreciar, y sólo es necesario considerar la carga axial y los momentos de primer orden para seleccionar la sección transversal y la armadura de las columnas (diseño de columnas cortas). Se debe observar que, para las vigas y columnas de dimensiones habituales y las alturas de piso típicas de los sistemas de hormigón, los efectos de la esbeltez se pueden despreciar en más del 90 por ciento de las columnas de los pórticos indesplazables y alrededor del 40 por ciento de las columnas de los pórticos desplazables. Cuando las relaciones de esbeltez son moderadas se permite un análisis aproximado de los efectos de la esbeltez que se basa en un factor de amplificación de los momentos. Cuando la relación de esbeltez de la columna es elevada se requiere un análisis de segundo orden más exacto, que considere el comportamiento no lineal del material y la fisuración, así como los efectos de la curvatura y del desplazamiento lateral del elemento, la duración de las cargas, la contracción y la fluencia lenta, y la interacción con las fundaciones. No se especifican límites superiores para la esbeltez de las columnas. En la Figura 8 se resumen los límites de la relación de esbeltez para pórticos indesplazables y para pórticos desplazables, junto con los métodos permitidos para considerar la esbeltez de las columnas.

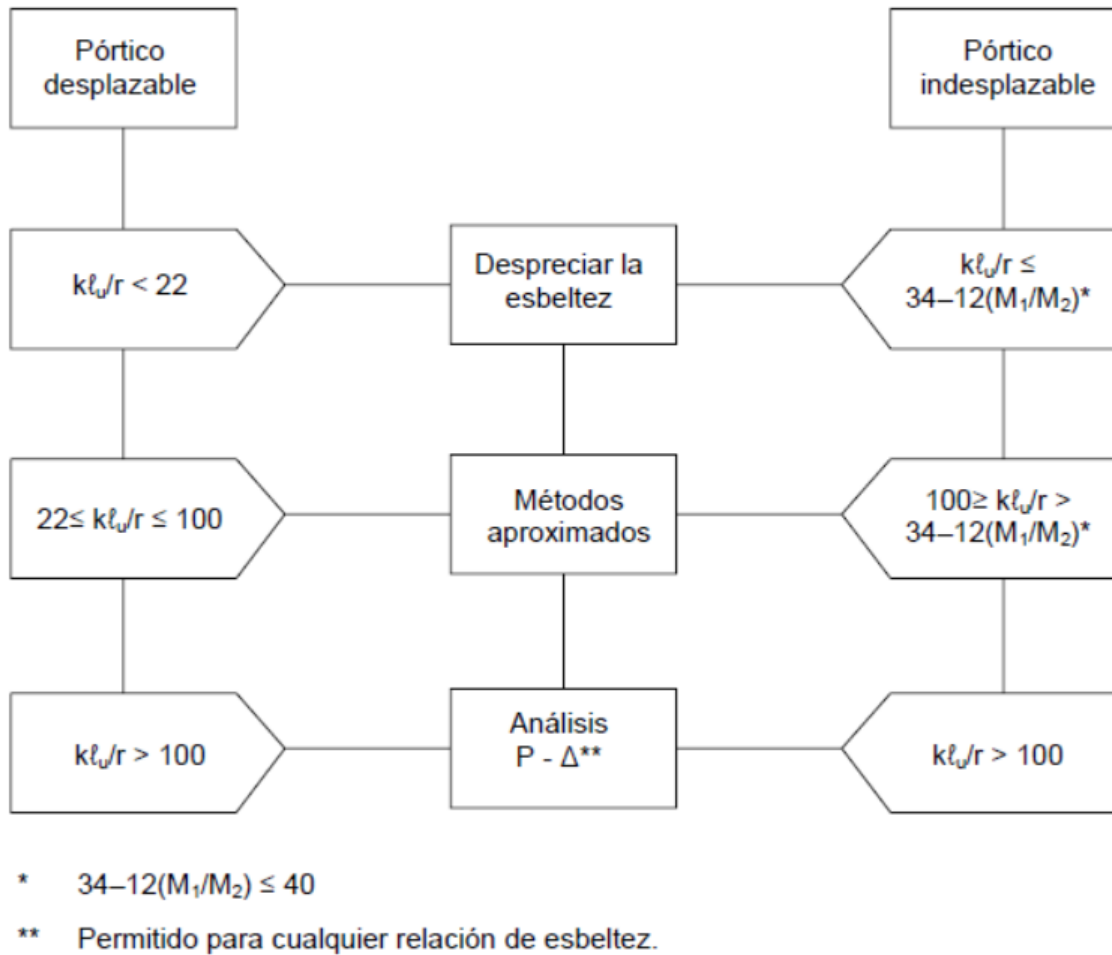


Figura 8. Consideración de la esbeltez en las columnas

Fuente: (Instituto Nacional de Tecnología Industrial)

El diseño de miembros en compresión, y otros miembros soportantes deberá basarse en fuerzas y momentos factorizados que resulten de un análisis de segundo orden, en donde se toma en consideración factores como comportamiento no lineal, agrietamiento del material, desplazamientos laterales relativos y curvaturas de los miembros. Un análisis deberá repetirse si las dimensiones de la sección transversal de cada miembro utilizadas en el análisis no están dentro de un 10% de las dimensiones mostradas en el plano de diseño.

Una forma aproximada, pero en general satisfactoria para determinar k es mediante nomogramas, que se basan en el aislamiento de la columna determinada, con todos los elementos que le llegan en las partes superior e inferior, como se ve en la figura 9. El grado de restricción en cada uno de los extremos lo determina $\Psi = \frac{\sum(EI/l \text{ de las columnas})}{\sum(EI/l \text{ de los elementos de piso})}$ Solo deben incluirse los elementos del piso que están en un plano en cualquiera de los extremos de la columna, así, el valor de k puede leerse directamente de los nomogramas de la figura 10, como lo ilustran las líneas puntadas. (Nilson, 2001)

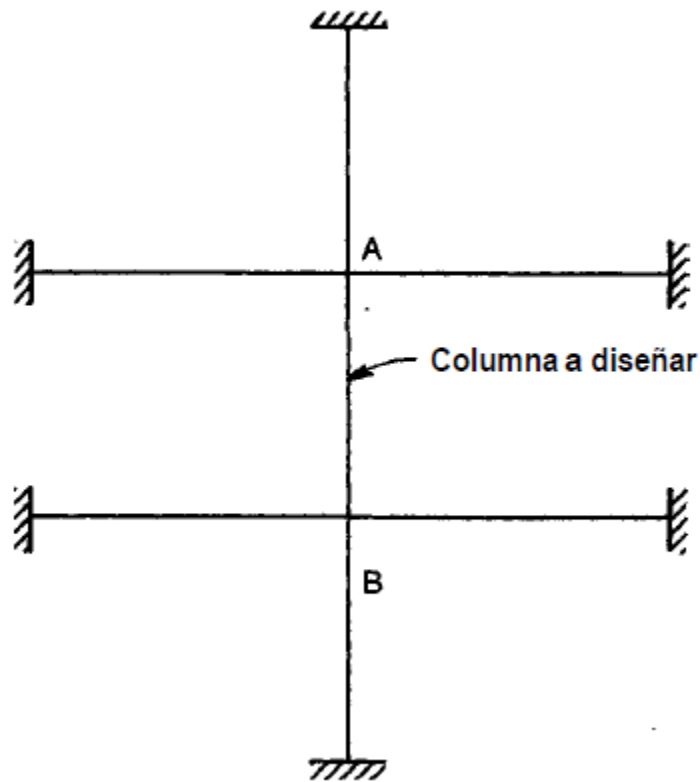


Figura 9. Sección de un pórtico rígido que incluye la columna a diseñar.

Fuente: (Nilson, 2001)

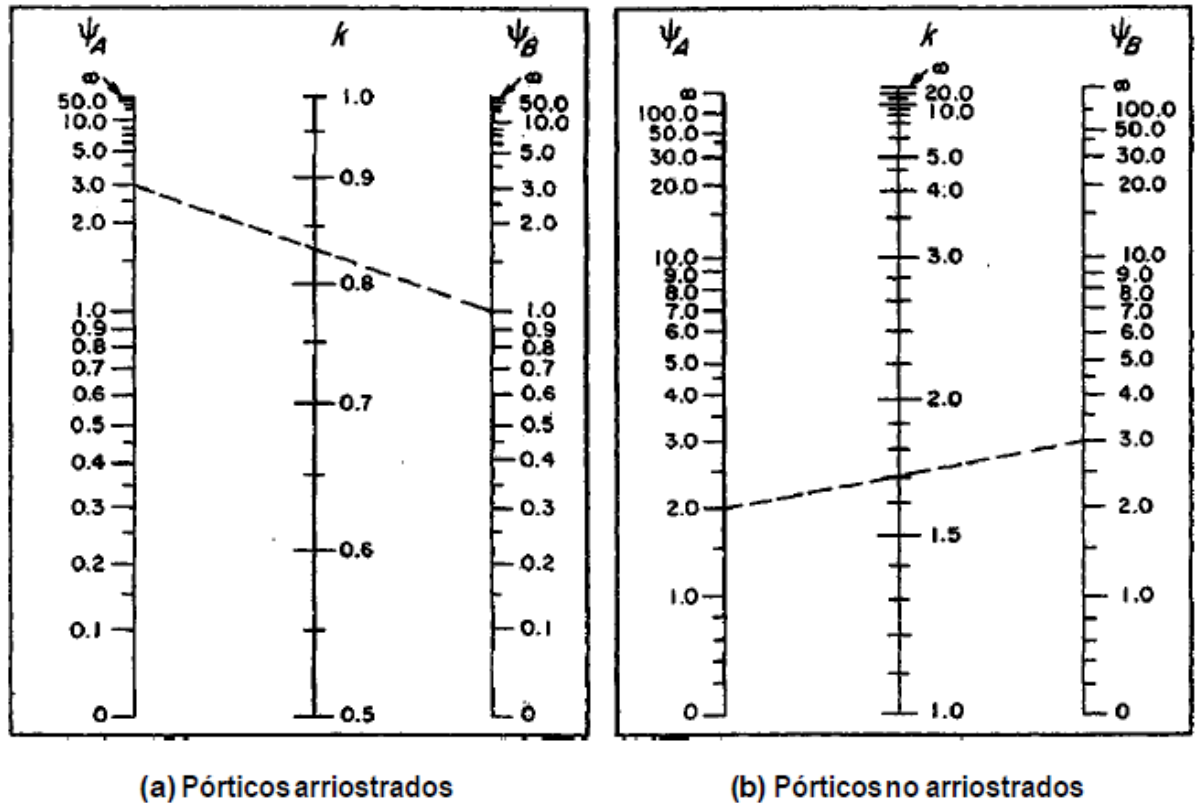


Figura 10. Nomogramas para calcular la longitud efectiva k .

Fuente: (Nilson, 2001)

Se deberán seguir los siguientes lineamientos para el análisis y diseño de pórticos arriostrados:

1. Seleccionar las dimensiones de una columna a soportar la carga mayoradas P_u y el momento M , partiendo del análisis elástico de primer orden del pórtico, suponiendo que es columna corta.
2. Determinar si el pórtico es arriostrado o no.
3. Determinar la longitud efectiva l_u .
4. Verificar si se pueden ignorar los efectos de esbeltez con un valor estimado de $k=1$.

5. Si la esbeltez es importante, refinar el valor de k utilizando los nomogramas.
6. Si los momentos obtenidos en el análisis del pórtico son pequeños, verificar si los momentos mínimos controlan el diseño ($M_{2,min}=P_u(0.6+0.3h)$).
7. Calcular el factor para momento uniforme equivalente C_m ($C_m=0.6+0.4M_1/M_2 \geq 0.4$).
8. Calcular βd , EI a partir de

$$EI = \frac{0.2Eclg + EsIse}{1 + \beta d}$$

O

$$EI = \frac{0.4Eclg}{1 + \beta d}$$

Y P_c de la ecuación:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(klu)^2}$$

9. Se calcula el factor de amplificación de momentos δ_{ns} con la ecuación:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P_u/0.75P_c} \geq 1$$

Y el momento amplificado M , a partir de la ecuación: $M_c = \delta_{ns} M_2$

10. Verificar si la columna es adecuada para resistir la carga axial y el momento amplificado, utilizando gráficos de diseño del modo usual. De ser necesario se modifica la sección de la columna y el refuerzo.

11. Si se modificarán las dimensiones de la columna, se repiten los cálculos para k , Ψ y P_c basado en la nueva sección transversal. Se determina el factor revisado de amplificación de momentos y se verifica la conveniencia del nuevo diseño.

2.2.1.5 Predimensionamiento de elementos estructurales

A continuación, se presentan ciertos parámetros sugeridos por Antonio Blanco (Blanco, Sin Año) para el predimensionamiento de elementos estructurales. Se conoce como predimensionamiento a la asignación preliminar de las dimensiones de los elementos estructurales como ser espesor de losa, base y altura de viga, ancho y alto de columnas. Se dice dimensiones preliminares ya que, en el proceso de diseño, estas pueden cambiar por solicitaciones de la estructura

Predimensionamiento de losas

Dependiendo el tipo de losa a ser utilizada se puede indicar lo siguiente:

Losas Aligeradas:

- $h = 0.17\text{m}$ para luces menores a 4 mts
- $h = 0.20\text{ m}$ luces entre 4 y 5.5 mts
- $h = 0.25\text{ m}$ luces entre 5 y 6.5 mts
- $h = 0.30\text{ m}$ luces entre 6 y 7.5 mts

Losas Solidas:

- $h = 0.12\text{ o } 0.13\text{ m}$ para luces menores o iguales a 4 mts
- $h = 0.15\text{ m}$ para luces menores o iguales a 5.5 mts

- $h = 0.20$ m para luces menores o iguales a 6.5 mts
- $h = 0.25$ m para luces menores o iguales a 7.5 mts

Predimensionamiento de Vigas

Las vigas generalmente se dimensionan considerando un peralte de entre 1/10 a 1/12 de la luz libre, esta altura incluye la altura de la losa de techo o piso.

El ancho se considera de entre 0.3 a 0.5 veces la altura, teniendo un ancho mínimo de 0.25 m. Si se trata de vigas que no forman pórticos, se pueden tener espesores menores de 0.15 o 0.20 m.

Es común considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones de la estructura, solo se aumenta el ancho en las vigas principales, de ser necesario.

Predimensionamiento de Columnas

Existe un sistema de predimensionamiento de columnas llamado “área tributaria acumulada” desarrollado por el Dr. Ricardo Yamashiro, en cual utiliza la siguiente expresión:

$$A_s = kxAt$$

En donde A_s es el área de la sección de la columna, K es el coeficiente obtenido de una tabla y A_t es el área tributaria acumulada. (Yamashiro, 1969)

Se pueden recomendar los siguientes criterios de dimensionamiento (Blanco, Sin Año):

1. En edificios con muros de cortante en ambas direcciones, las columnas pueden dimensionarse suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'c}$$

2. Para el mismo edificio mencionado anteriormente, en el caso de columnas exteriores o esquinas:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'c}$$

3. Para edificios a porticados íntegramente, deberán dimensionarse mediante alguna estimación del momento de sismo, un área entre 1000 y 2000 cm²
4. Para edificios con luces significativas (mayores que 7 u 8 mts) se puede dimensionar el peralte de la columna de entre 70 y 80% del peralte de la viga principal.

2.2.1.6 Diagramas de interacción

Los diagramas de interacción describen el comportamiento de secciones de columnas de concreto reforzado. En el eje “y” o vertical se representan las cargas axiales, en el eje “x” u horizontal se representan los momentos flectores resistentes, los cuales están en relación al eje principal centroidal de la sección transversal de la columna.

En la imagen 11 se representa el esquema de un diagrama de interacción

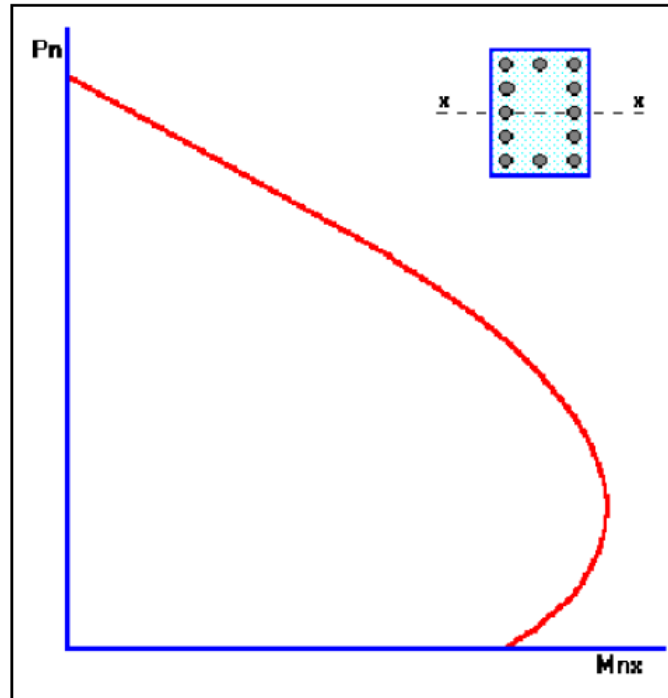


Figura 11. Diagrama de Interacción con flexión unidireccional.

Fuente: (Barros, 2012)

La sección escogida será capaz de resistir las solicitaciones propuestas si la combinación de carga axial y de momento flector son definidas por un punto que cae dentro de la curva de interacción. Si el punto cae fuera de la curva, se dice que la sección no es capaz de resistir las solicitaciones especificadas.

2.2.1.7 Reacciones en los apoyos

Existen estructuras isostáticas e hiperestáticas, es necesario conocer el tipo de apoyo con el que estará la estructura. Existen tres tipos de apoyos, los cuales se presentan en la figura 12, el apoyo simple que permite rotaciones o giros y desplazamientos horizontales, pero restringe a la estructura contra desplazamientos verticales. El apoyo articulado permite la rotación, pero restringe desplazamientos verticales y horizontales. Y el apoyo empotrado restringe la rotación,

los desplazamientos horizontales y verticales, es decir las tres posibles reacciones que pueden ocurrir en la estructura.

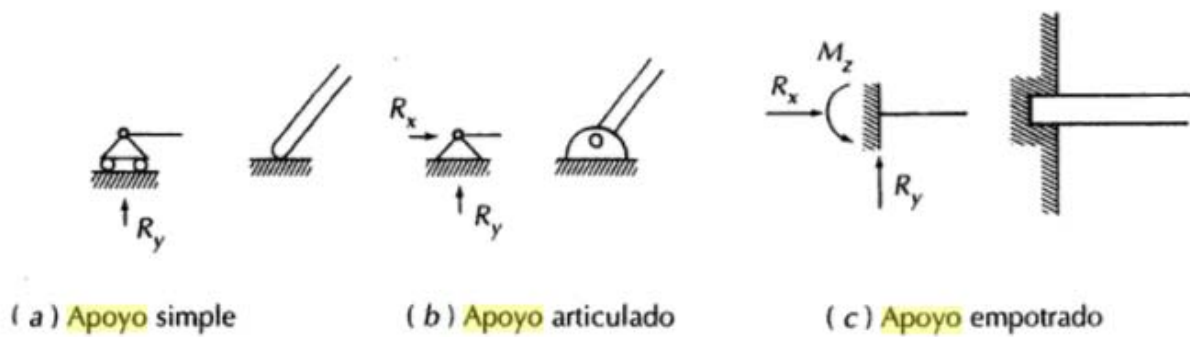


Figura 12. Tipos de apoyos básicos

Fuente: (Cuevas, 2003)

2.2.1.8 Conexiones viga columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado.

Las conexiones juegan un papel importante dentro del sistema estructural, para cumplir con requisitos de resistencia y ductilidad.

En la imagen 13 se muestran los tipos de conexiones típicas de viga columna:

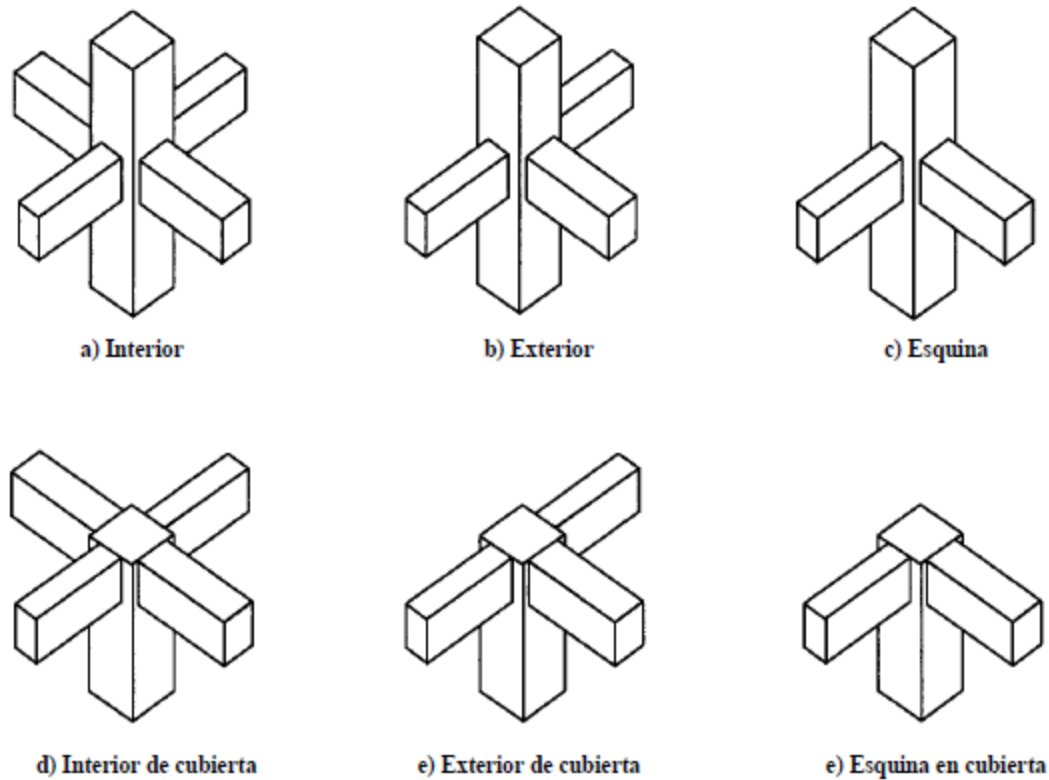


Figura 13. Conexiones típicas viga-columna (no se muestra la losa). No se muestran casos de viga ancha.

Fuente: (ACI-ASCE, 2010)

Es importante conocer ciertas definiciones relacionadas al tema, tales como conexión viga columna, conexión, viga transversal, etc:

Se define como conexión viga columna a la porción de la columna localizada dentro de la altura de la viga más alta de las que lleguen a la columna. El término nudo se utiliza para referirse a una conexión viga-columna.

Con base a las condiciones de carga para la conexión y las deformaciones que se esperan en los miembros de la estructura conectados a ella cuando están resistiendo fuerzas laterales, las conexiones estructurales se dividen o se clasifican en dos categorías: tipo 1 y tipo 2.

Tipo 1: está compuesta por miembros diseñados para cumplir los requisitos de resistencia dictadas en el código ACI 318-02, con ciertas exclusiones, para miembros sin deformaciones inelásticas significativas.

Tipo 2: Cuando los miembros que llegan a ella son diseñados para que su resistencia se mantenga bajo deformaciones alternantes en el rango inelástico.

Los requisitos para las conexiones dependen de las deformaciones de los miembros en el nudo concordantes con las condiciones de carga para diseño.

Se dice que Las recomendaciones del ACI 352RS-2002 aplican cuando el ancho de diseño de la viga b_b es más pequeño que el menor de $3b_c$ y $(b_c+1.5h_c)$ donde b_c y h_c son en ancho y la altura de la sección de la columna.

Asimismo, las recomendaciones son válidas para conexiones donde el eje longitudinal de la viga no pasa por el centroide de la columna, pero únicamente cuando todas las barras longitudinales de refuerzo de la viga pasan a través de, o están ancladas en, el núcleo de la columna. (ACI-ASCE, 2010)

Utilizando las combinaciones que producen la distribución más severa de fuerzas en el nudo, entre las que se incluye el efecto de la excentricidad de cualquier miembro, la conexión debe poder resistir todas las fuerzas que puedan ser transferidas por los miembros adyacentes. Deben tomarse en cuenta las fuerzas que se desarrollan de las deformaciones causadas por efectos que dependen del tiempo y de variación de la temperatura. En conexiones Tipo 2, las fuerzas de diseño que los miembros transfieren al nudo deben determinarse de las resistencias probables a flexión de los miembros sin utilizar los factores de reducción de resistencia.

En cuanto a las fuerzas de diseño y resistencia se puede mencionar lo siguiente:

Las conexiones deben diseñarse para la combinación crítica que resulte de la interacción de las fuerzas multidireccionales que los miembros transmitan al nudo, entre las que se puede mencionar: carga axial, flexión, torsión y cortante. Las cuales son una consecuencia de los efectos de las fuerzas externas aplicadas y del flujo plástico (creep), retracción del fraguado, variación de temperatura, asentamientos, o efectos secundarios.

Se dice que la conexión debe poder resistir las fuerzas que pudiesen ser transferidas por los miembros adyacentes, haciendo uso de combinaciones que producen la distribución más severa de fuerzas en el nudo, como el efecto de la excentricidad de cualquier miembro. Se deben tomar en cuenta las fuerzas producidas por deformaciones a lo largo del tiempo. En conexiones Tipo 2, las fuerzas de diseño que los miembros transfieren al nudo no están limitadas solamente a las fuerzas obtenidas de un análisis de cargas mayoradas, estas deben determinarse de las resistencias probables a flexión de los miembros, sin utilizar los factores de reducción de resistencia.

2.2.1.9 Secciones Críticas

Un nudo viga-columna debe ser dimensionado de tal manera que sea capaz de resistir las fuerzas en las secciones críticas. Las secciones críticas para transferir las fuerzas de los miembros a la conexión están localizadas en las interfases entre el nudo y los miembros.

Se puede basar en la suposición que las secciones críticas son las adyacentes al nudo. Se dan excepciones para el cortante en el nudo y el anclaje del refuerzo. La Fig. 14 muestra el nudo como cuerpo libre con las diferentes fuerzas actuando en las secciones críticas.

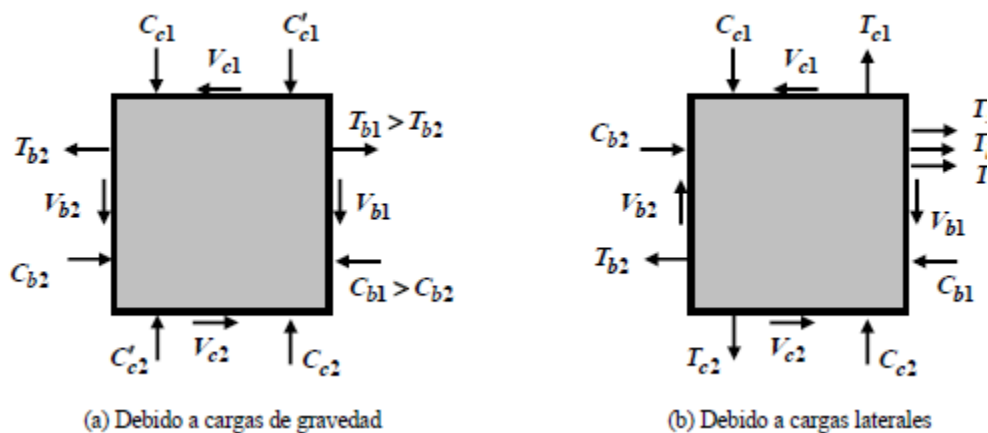


Figura 14. Fuerzas en los nudos en las secciones críticas. T= Fuerza de tracción; C= fuerza de compresión; V= fuerza cortante; subíndice b para viga, subíndice c para columna; subíndice s para losa.

Fuente: (ACI-ASCE, 2010)

2.2.1.10 Resistencia de los miembros a flexión

La resistencia a la flexión de las vigas y columnas se calcula para establecer la demanda de fuerza cortante en el nudo y para verificar la relación de resistencias a la flexión entre vigas y columnas en la conexión.

Para conexiones Tipo 2, cuando la losa construida integralmente esté en tracción, la resistencia a flexión de la viga debe determinarse considerando el refuerzo de la losa localizado dentro de un ancho de ala efectivo, b_e , en conjunto con el refuerzo longitudinal de la viga localizado dentro del alma. Las fuerzas introducidas al nudo deben basarse en la resistencia a flexión de la viga considerando la contribución al momento negativo del refuerzo efectivo de la losa (losa en tracción). Se debe considerar que el refuerzo de la losa actúa como el refuerzo en tracción de la viga con una deformación unitaria igual a la ocurrida en el alma a la altura del acero de refuerzo de la losa. Solo el refuerzo de la losa continuo o anclado debe considerarse que contribuye a la resistencia a flexión de la viga.

Excepto en el caso de conexiones exteriores o de esquina sin vigas transversales, el ancho de ala efectivo debe tomarse igual al prescrito por ACI 318-02 para alas en compresión. Se debe usar la Sección 8.10.2 de ACI 318-0.2 para vigas con losas a ambos lados. La Sección 8.10.3 se debe usar para vigas con losa en solo un lado. El ancho efectivo de la losa no debe ser tomado menor a $2b_b$, donde b_b es el ancho del alma de la viga.

Para evaluar la resistencia a la flexión de vigas con ala o alas a tracción en conexiones sin vigas transversales, se debe considerar todo el refuerzo localizado dentro de un ancho efectivo de losa centrado con respecto a la columna, igual a $2c_t + b_c$.

Para conexiones en esquina, sin vigas transversales, el ancho efectivo de la losa debe tomarse como $(c_t + b_c)$ más el menor entre c_t y la distancia perpendicular medida desde la cara lateral de la columna al borde de la losa paralelo a la viga.

Se debe tomar c_t como el ancho de la losa en la dirección transversal igual a la distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa medido en la dirección longitudinal, pero sin exceder la dimensión total de la columna en la dirección longitudinal h_c . El ancho efectivo de la losa para conexiones exteriores y de esquina sin vigas transversales no hay necesidad que sea mayor que $1/12$ de la luz de la viga.

Para conexiones Tipo 2 con vigas anchas interiores, por lo menos $1/3$ del refuerzo longitudinal superior de la viga ancha y del refuerzo de losa aferente del ancho efectivo debe pasar a través del núcleo confinado de la columna. Para conexiones exteriores Tipo 2 con vigas más anchas que las columnas, por lo menos $1/3$ del refuerzo superior longitudinal de la viga ancha y el refuerzo de la losa aferente del ancho efectivo debe ser anclado en el núcleo de la columna. Para conexiones exteriores de viga ancha Tipo 2, la viga transversal debe ser diseñada para resistir la

totalidad de la torsión de equilibrio proveniente de las barras de la viga y de la losa que estén ancladas en la viga dintel dentro del ancho efectivo de losa, b_e , de acuerdo con los requisitos de la Sección 11.6 de ACI 318-02. El espaciamiento del refuerzo a torsión en la viga transversal no debe exceder el menor entre $p_h/16$ y 150 mm, donde p_h es el perímetro descrito por el centro del refuerzo transversal cerrado de torsión localizado más afuera dentro de la sección de la viga.

En toda conexión, se debe determinar qué miembros llegan primero a fluencia en flexión debido a los efectos de carga descritos en la Sección 3.1. Las fuerzas de diseño en el refuerzo de la viga y la losa dentro del ancho efectivo en las interfaces nudo-miembro deben determinarse usando el esfuerzo αf_y para el refuerzo longitudinal, donde f_y es el esfuerzo de fluencia especificado de las barras de refuerzo y α es un factor que multiplica el esfuerzo:

Para conexiones Tipo 1, $\alpha \geq 1.0$

Para conexiones Tipo 2, $\alpha \geq 1.25$

2.2.1.11 Objetivos del diseño de nodos viga-columna

Entre los objetivos del diseño de los nodos Viga-Columna se pueden mencionar los siguientes:

- Durante un evento sísmico es necesario Preservar la integridad del nodo para, de esta manera se desarrollen las capacidades de deformación y resistencia de las vigas y columnas. Se puede cumplir con un confinamiento adecuado del nodo
- Es necesario prevenir la degradación de la rigidez del nodo, agrietamiento del concreto, pérdida de adherencia entre concreto y acero longitudinal de vigas y columnas. Se puede cumplir con suficiente longitud de desarrollo.

- Y evitar una falla frágil por corte. Se puede exigir que el nodo tenga suficiente resistencia al corte.

En un sistema aporticado las columnas son fundamentales en un buen funcionamiento estructural, Deben ser lo suficientemente rígidas para controlar los desplazamientos y deben tener una resistencia adecuada para trabajar adecuadamente bajo las acciones de carga.

Es importante la resistencia a la flexión de las columnas respecto a las vigas ya que, si las vigas fueran más resistentes que las columnas, se limita la capacidad de disipación de energía, puede ocurrir que las rotulas plásticas se formen en las columnas y no en las vigas, lo cual es perjudicial para el sistema.

Se pueden resumir los requerimientos esenciales para el funcionamiento satisfactorio de una junta en una estructura de concreto reforzado como sigue (Paulay, 1988):

1. Una junta debe exhibir un comportamiento bajo carga de servicio igual en calidad al de los ejes de los miembros que une.
2. Una junta debe poseer una resistencia que corresponda al menos a las combinaciones más adversas de carga que podrían soportar los miembros adjuntos, varias veces de ser necesario.
3. Normalmente la resistencia de la junta no debe gobernar la de la estructura, y su comportamiento no debe impedir el desarrollo de toda resistencia del miembro adjunto.
4. Otras características notables del diseño de la junta deben ser la facilidad de construcción y el acceso para depositar y compactar el concreto.

2.3 METODOLOGÍAS APLICADAS

En esta investigación básicamente se utilizarán dos metodologías, una que consiste en el diseño de elementos estructurales de concreto reforzado, específicamente a lo relacionado con estructuras sometidas a flexo compresión, y el otro es utilizando métodos computacionales para el diseño, específicamente programas computacionales utilizando elementos finitos.

2.4 MARCO LEGAL

El documento utilizado en el marco legal es el Código Hondureño de la Construcción CHOC-08 (Varios, 2008) el cual en una de sus secciones detalla los requerimientos para el diseño de columnas sometidas a flexo compresión, riostradas y no riostradas.

2.4.1 Disposiciones Generales de Momentos Magnificados

Se utilizará un análisis de primer orden para el cálculo de:

- Fuerzas axiales factorizadas P_u .
- Momentos factorizados M_1 y M_2 en los extremos de la columna y donde sea necesario.
- Deflexiones relativas de pisos Δ_0 .

Para lo cual se tomará en cuenta el cálculo de ciertas propiedades de las secciones de influencia de cargas axiales, presencia de secciones agrietadas, efecto de duración de cargas, además de las propiedades para los miembros de la estructura (ver tabla 1)

Tabla 1 . Propiedades para los miembros de la estructura.

a	Módulos de elasticidad	$E_c = 15,100\sqrt{f'_c}$
b	Momentos de inercia	
	Vigas	0.35 I_g

	Columnas	0.70 I _g
	Paredes no agrietadas	0.70 I _g
	Paredes agrietadas	0.35 I _g
	Placas planas y losas planas	0.25 I _g
c	Area	1.0 A _g

Se puede decir que los momentos de inercia deben dividirse entre $(1+\beta_d)$ para:

- Casos en que actúen cargas laterales sostenidas
- Revisión de estabilidad

Donde β_d es la relación de carga axial máxima factorizada debida a carga muerta y la carga axial factorizada total para marcos sin desplazamiento laterales.

β_d es la relación del cortante factorizado máximo sostenido en un piso y el cortante total factorizado en ese piso.

β_d es la relación de la carga axial factorizada máxima sostenida y la carga axial total factorizada, para la revisión de la estabilidad de marcos con desplazamientos laterales.

Radio de Giro: El radio de giro r su puede tomar como 0.30 veces la dimensión total en la dirección de la estabilidad considerada para miembros rectangulares en compresión, 0.25 veces el diámetro en elementos circulares a compresión. En otro tipo de formas es permitido calcular el radio de giro de la sección total de concreto.

Existen marcos con desplazamientos laterales y marcos sin desplazamientos laterales, cada uno tiene su respectivo diseño.

Cuando el incremento de los momentos extremos de la columna debido a los efectos de segundo orden no excede 5% los momentos extremos de primer orden.

Si

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u I_c}$$

Es menor que 0.05, se puede suponer una columna no tiene desplazamientos laterales en una estructura.

Siendo $\sum P_u$ y V_u , la carga total vertical y el cortante en el piso considerado. Δ_o es el desplazamiento lateral relativo entre el piso superior e inferior considerado debido a V_u .

2.4.2 Marcos con desplazamientos laterales, momentos magnificados.

Se debe tomar un factor de longitud efectiva $k=1$ para miembros en compresión en marcos sin desplazamientos laterales. Será menor en el caso que un análisis lo justifique. Los valores de E e I se calculan según se detalla en párrafos anteriores.

Los efectos de esbeltez se ignoran en miembros en compresión cuando satisfacen:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12(M_1 / M_2)$$

El valor de M_1/M_2 no debe ser menor que -0.5. Si la columna esta arqueada en curvatura simple, el término M_1/M_2 es positivo.

El momento amplificado por los efectos de la curvatura del miembro M_c y la carga axial factorizada P_u son necesarios para el diseño de miembros en compresión.

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

En dónde

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0, \quad P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k_l u)^2}$$

El valor de EI está definido como

$$EI = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d}, \quad \text{o} \quad EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

C_m puede ser tomado, para miembros sin carga axial entre los apoyos, como:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

La relación M_1/M_2 es positiva si el elemento está sometido a curvatura sencilla. C_m puede ser igual a 1 para miembros con carga transversal entre los apoyos.

El valor de M_2 no debe ser menor que:

$$M_{2, \min} = P_u(1.5 + 0.03h)$$

Lo anterior para cada eje por separado.

Los valores de 1.5 y h están en centímetros. En el caso que $M_{2\min}$ excede M_2 , C_m puede ser o bien 1, o también basarse en la relación de los momentos en los extremos M_1 y M_2 .

2.4.3 Marcos con desplazamientos laterales

Para miembros en compresión, el valor de la longitud efectiva k se determinará utilizando los valores de E e I, que se tomarán o calcularán de las relaciones anteriormente mencionadas.

En el caso de miembros a compresión con desplazamientos laterales, el efecto de la esbeltez podrá ser despreciada cuando la relación kl_u/r sea menor que 22.

Los momentos M_1 y M_2 se calculan de la siguiente manera:

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s}$$

$\delta_s M_s$ se conoce como momento magnificado en miembros con desplazamientos laterales, y se toman como los momentos en los extremos de los miembros obtenidos de un cálculo de análisis de segundo orden.

Como opción, es permitido calcular el valor de $\delta_s M_s$ como:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s$$

Si el valor de δ_s calculado excede el valor de 1.5, entonces se calculará o bien con un análisis de segundo orden o como:

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s$$

En dónde:

$\sum P_u$ es la suma de las cargas verticales en un piso

$\sum P_c$ es la suma de las columnas en un piso resistentes a desplazamientos laterales

P_c se calcula utilizando la ecuación para marcos sin desplazamientos laterales.

Si e un miembro individual en compresión tiene:

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

Se diseñará para la carga axial P_u y el momento M_c calculado con las ecuaciones de marcos sin arriostramiento, M_1 y M_2 según marcos con arriostramiento, β_d para la condición de carga considerada, y e valor de k como se define en marcos sin arriostramiento.

Si se consideran cargas laterales, la estructura se analizará como un todo bajo cargas de gravedad factorizadas:

- Cuando se usa un análisis de segundo orden para calcular $\delta_s M_s$ para 1.4D+1.7L más la carga lateral aplicada, la relación entre desplazamientos laterales de segundo orden con los de primer orden no deberá exceder 2.5.

- Cuando

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s, \text{ el valor de } Q \text{ calculado usando } \sum P_u \text{ para 1.4D+1.7L no}$$

deberá exceder 0.60.

- Cuando

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq M_s, \text{ el valor de } \delta_s \text{ obtenido utilizando } \sum P_u \text{ y } \sum P_c, \text{ para}$$

cargas muerta y viva factorizada, debe ser positivo y no ser mayor que 2.5

Para lo anterior, el valor de β_d es la relación en tres cargas máxima factorizada y carga muerta total factorizada.

Los miembros en flexión en marcos con desplazamientos laterales deberán diseñarse para el momento total magnificado en los extremos de los miembros a compresión, es decir en la junta.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

En este capítulo se presentan los métodos necesarios para llevar a cabo la investigación, instrumentos tales como programas computacionales, técnicas para la recolección de datos, población, muestras, variables, encuestas, así como las limitantes de este estudio, así como también el procedimiento para llevar a cabo la investigación.

3.1 Congruencia Metodológica

Tabla 2. Matriz Metodológica

TEMA	Problema	Pregunta de investigación	Objetivos		Variables	
			General	Específicos	Independientes	Dependiente
<p>PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES QUE AFECTAN LA ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDAS A FLEXOCOMPRESION</p>	<p>Es necesario identificar las variables que afectan la esbeltez en el diseño de columnas de concreto y ver en qué medida afectan y si hay una relación o tendencia la manera en que afectan.</p>	<p>¿Cuáles son las variables que afectan la esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado?</p>	<p>Estudiar las variables que afectan la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado</p>	<p>1.-Elaborar modelos computacionales de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión para modificar variables y estudiar los efectos de la esbeltez en el diseño de las mismas. 2.-Identificar variables que estén directamente relacionadas al efecto de la esbeltez con el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión. 3.-Obtener una relación entre las variables que afectan la esbeltez y el diseño de columnas de concreto reforzado.</p>	<p>1- Conocimiento y uso correcto de códigos vigentes de diseño y construcción nacionales e internacionales. 2.- Conocimiento en manejo de programas computacionales para análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado. 3.- Conocimiento en el tema de diseño de estructuras de concreto reforzado</p>	<p>Estudio de las variables que intervienen en la esbeltez para el diseño de columnas de concreto reforzado</p>

3.1.1 Variables de Estudio

Para esta investigación, se establecieron las siguientes variables independientes:

- Conocimiento y uso correcto de códigos vigentes de diseño y construcción nacionales y del extranjero.
- Conocimiento en manejo de programas computacionales para análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado.
- Conocimiento en el tema de diseño de estructuras de concreto reforzado, específicamente de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión.

Las variables anteriormente descritas influyen o afectan a la variable dependiente, la cual se identifica como el estudio de las variables que afectan la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión.

3.1.2 Operacionalización de las variables

Tabla 3. Operacionalización de las variables

Variables Independientes	Definición		Dimensión	Indicador	Ítem	Unidades
	Conceptual	Operacional				
Conocimiento y uso correcto de códigos vigentes de diseño y construcción nacionales e internacionales.	Un código de construcción es un conjunto de normativas de un estado, país o ente internacional que se encargan de regular los requisitos mínimos y calidad para la construcción de edificaciones en general.	Tener conocimiento del uso correcto de códigos de construcción ya sea nacionales o internacionales para el análisis y diseño de una estructura o edificación	Conocimiento del CHOC	Tiene conocimiento.	¿Tiene conocimiento del Código Hondureño de Construcción?	Sí, no.
			Utilización de códigos para el diseño de estructuras	Conoce, utiliza.	¿Utiliza el CHOC o algún otro código internacional en el diseño de Edificaciones?	Sí, no.
Conocimiento en manejo de programas computacionales para análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado.	Son programas utilizados como apoyo para el análisis y diseño de estructuras de concreto.	Saber manejar programas computacionales para análisis y diseño de estructuras.	Conocimiento de programas computacionales para análisis y diseño.	Conoce, utiliza.	¿Tiene conocimiento de algún o algunos programas computacionales para el análisis y diseño de estructuras?	Sí, no.

Variables Independientes	Definición		Dimensión	Indicador	Ítem	Unidades
	Conceptual	Operacional				
			Utilización de programas computacionales para análisis y diseño.	Nivel de manejo o dominio de programas	¿Qué nivel de dominio tiene del manejo de programas computacionales para el análisis y diseño de estructuras?	Nada, Poco, Intermedio, Avanzado.
Conocimiento en el tema de diseño de estructuras de concreto reforzado, específicamente de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión.	Todas las columnas (en algunos casos vigas) están supeditadas a flexión y fuerzas axiales, por lo que es necesario diseñarlas para que resistan ambas solicitudes. (McCormac, 2011)	Tener conocimiento del diseño de elementos estructurales sometidos a flexo compresión.	Nivel de conocimiento en el diseño de elementos estructurales sometidos a flexo compresión	Tiene conocimiento	Tiene conocimiento del diseño de elementos estructurales sometidos a flexo compresión	Nada, Poco, Intermedio, Avanzado.
			Nivel de conocimiento del término esbeltez y su relación en el diseño de estructuras de concreto reforzado.	Tiene conocimiento	¿Tiene conocimiento del termino Relación de Esbeltez y su relación con el diseño de estructuras de concreto reforzado?	Nada, Poco, Intermedio, Avanzado.

Variables Independientes	Definición		Dimensión	Indicador	Ítem	Unidades
	Conceptual	Operacional				
Estudio de las variables que afectan la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión.	Diseño de estructuras de concreto reforzado sometidas a flexo compresión.	Identificar las variables que afectan la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidos a flexo compresión y establecer una relación ligada a la magnitud en que afectan	Estudio de variables.	Interés del encuestado.	Le interesaría tener conocimiento de las variables que afectan la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidos a flexo compresión y establecer una relación ligada la magnitud en que afectan.	sí, no.

3.2 Enfoques y Métodos

La investigación tiene un enfoque mixto. Para el enfoque cualitativo se aplica una encuesta a un grupo de profesionales ligados a la ingeniería de estructuras para poder determinar el conocimiento y el interés en el tema de estudio, con preguntas que estén relacionadas a las preguntas de investigación y que aporten a la investigación. Para el enfoque cuantitativo se utilizan métodos numéricos para el procesamiento de la información y modelado de la estructura a ser analizada para concluir en base a los resultados obtenidos.

Se puede decir que en la investigación se utilizaron los métodos analítico ya que se analizan y procesan datos en el modelado de la estructura en el programa computacional, deductivo ya que se llega a conclusiones en base los resultados obtenidos, explicativo ya que se utilizan conceptos y teorías relacionadas al tema de investigación, histórico ya que se detallan fuentes bibliográficas elaboradas en el transcurso del tiempo, descriptivo ya que se detallan características del modelo, así como principios y teorías relacionadas a la investigación, predictivo, ya que se estudian las variables que afectan la esbeltez en el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos flexocompresión.

3.3 Diseño de la Investigación

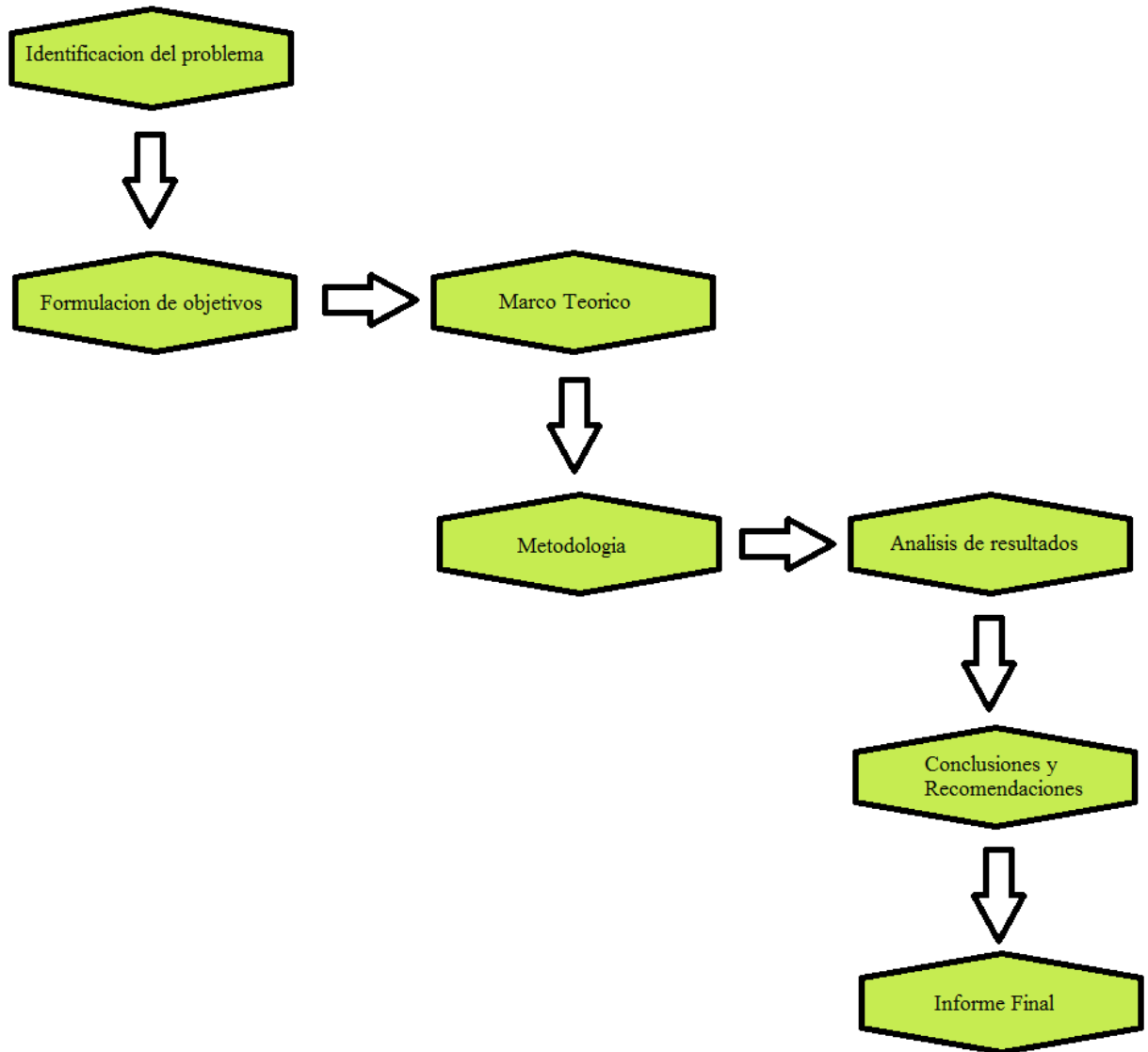


Figura 15. Diseño de la Investigación

3.3.1 Población

La población para esta investigación se consideran la opinión de profesionales que estén en el rubro del diseño estructural.

Ya en la etapa de diseño se considera, en el universo de estudio, a todos los elementos estructurales de una edificación que esta sometidos a flexo compresión, específicamente las columnas.

3.3.2 Muestra

El muestreo por emplear es no probabilístico, seleccionando una determinada cantidad de ingenieros civiles, arquitectos, entre especialistas en estructuras, estudiantes de maestría en estructuras, etc.

La edificación a utilizar para el estudio tendrá una determinada cantidad de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión específicamente columnas, sin embargo, se tomará una muestra con elementos situados en diferentes puntos, como ser columnas en las esquinas, columnas en los bordes, columnas en el centro, etc.

Una vez identificados los elementos a ser estudiados se procederá a identificar y estudiar las variables que afectan la esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado sometidos específicamente a flexo compresión. Se considera el tipo de alcance como correlacional, es decir, se identifican relaciones entre conceptos y variables, permitiendo predicciones al estimar el comportamiento de una variable según el comportamiento de otra. Se utilizará el programa de Excel para crear un gráfico con una tendencia entre la relación de esbeltez y el área de acero de la columna diseñada para cada una de las variables de estudio, y así obtener una ecuación en la que el valor de coeficiente R cuadrado cercano a 1, y de esta manera concluir en que tanto afecta o no.

3.3.3 Unidad de Análisis

Las unidades de análisis son los profesionales dedicados al rubro, y en la edificación las unidades de análisis son los elementos sometidos a flexo compresión, específicamente las columnas.

3.3.4 Unidades de Respuesta

Las unidades de respuesta serían las del sistema métrico (kilogramos fuerza, metros, grados celcius, etc) así como unidades, porcentajes, etc.

3.4 Instrumentos, técnicas y procedimientos aplicados

3.4.1 Instrumentos

En el estudio de esta propuesta se tiene programado utilizar algunas de las herramientas aprendidas a lo largo del programa de la maestría, por ejemplo el modelado de estructuras de concreto reforzado utilizando programas computacionales que impliquen el análisis tomando en cuenta parámetros como sismo, viento, etc. aplicados a una o varias zonas de nuestro país, así como pre dimensionamiento de estructuras siguiendo el Código Hondureño de la Construcción CHOC-08 (Varios, 2008), definición de tipos de materiales en la estructura de concreto reforzado, diseño de elementos de concreto reforzado, entre otras cosas.

Para ello se dispondrá de una especie de laboratorio numérico virtual, para realizar los análisis, diseño y ensayos necesarios para el tema a ser estudiado. Se utilizarán modelos utilizando el programa ETABS.

Otro instrumento es la encuesta a un grupo de profesionales dedicados al rubro de la ingeniería estructural con preguntas cerradas respecto al tema de investigación.

3.4.2 Técnicas

En la recolección de los datos se utilizaron las siguientes técnicas de investigación:

- Interpretación del contenido de la configuración estructural del plano del edificio a ser analizado
- La implementación de la encuesta con el objetivo de obtener la opinión de una muestra de la población respecto al tema de investigación.
- El uso de programas computacionales para el análisis y diseño de la estructura para la obtención de resultados que permiten el estudio de para la presente investigación.

3.4.3 Procedimiento

El procedimiento consiste básicamente en la interpretación de la información indicada en los planos respecto a la estructura a ser analizada, la aplicación de la encuesta para entender el interés de la población en el tema, el modelado de la estructura en un programa computacional para obtener resultados que permitan diseñar la estructura y de esta manera realizar ensayos que permitan estudiar las variables que afectan la esbeltez en el diseño de elementos de concreto reforzado sometidos a flexo compresión.

3.5 Fuentes de Información

3.5.1 Fuentes Primarias

En esta investigación se pueden mencionar fuentes primarias tales datos de los planos, encuestas, resultados del programa computacional.

3.5.2 Fuentes Secundarias

Se pueden mencionar fuentes secundarias tales como libros de texto, tesis, revistas, documentos, etc. relacionados al tema de investigación.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos según la metodología que se describe en los capítulos anteriores, con el fin de darle respuesta a los objetivos propuestos en el tema de investigación. Se presenta la encuesta y se describe la valoración que se le da en lo relacionado al tema de investigación. También se describe el modelo computacional utilizado y los resultados obtenidos.

4.1 Resultados de la encuesta

A continuación, se detallan las preguntas y la tendencia de respuesta de la muestra, un grupo de 32 profesionales relacionados con la ingeniería estructural.

1. ¿Cuántos años de experiencia tiene usted en el área de la ingeniería?

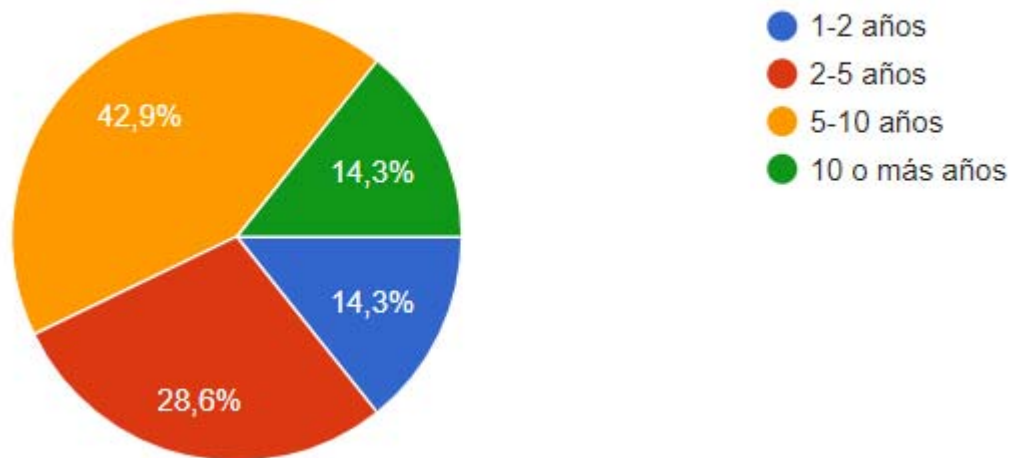


Figura 16. Respuestas a la pregunta de encuesta #1

Es importante tener claro el nivel de experiencia que tiene el encuestado, ya que entre mayor experiencia tiene, mayor conocimiento. La mayoría de los encuestados tiene una

experiencia de entre 5 y 10 años, por lo que el nivel de conocimiento es mayor, por tanto las respuestas son más confiables.

2. ¿Qué tipo de edificaciones ha desarrollado?

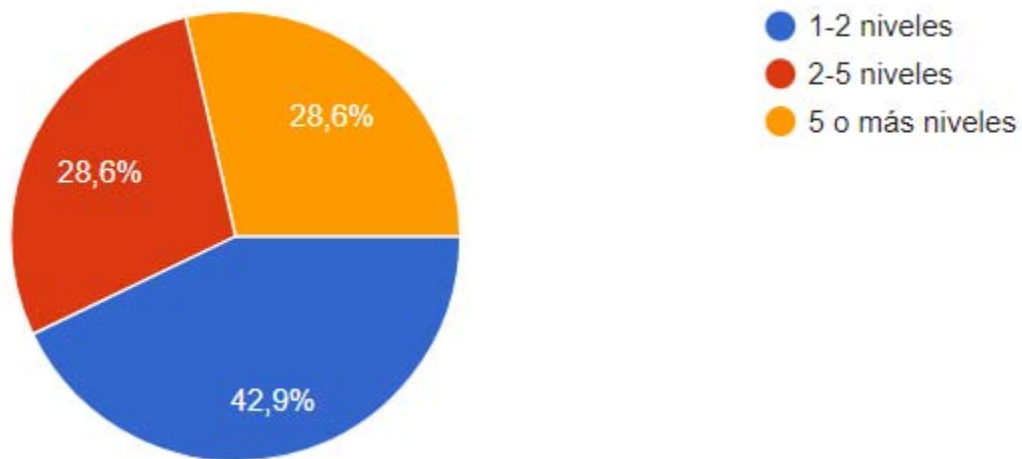


Figura 17. Respuestas a la pregunta #2

La mayoría de los encuestados ha desarrollado edificaciones de entre 1 y 2 niveles, en los que generalmente no se acostumbra a tomar en cuenta muchos factores que pueden afectar un diseño que quizás es más crítico en edificaciones de más niveles, por lo que es probable exista un mayor desconocimiento del tema.

3. ¿Conoce o utiliza el Código Hondureño de la Construcción?

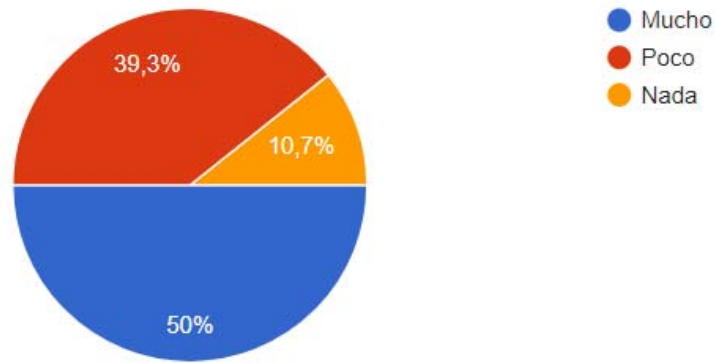


Figura 18. Respuestas a la pregunta de encuesta #3

La mayoría de los encuestados conoce o utiliza el CHOC-08, lo cual es importante ya que da los parámetros de diseño.

4. ¿Qué nivel de conocimiento tiene en el diseño de columnas de concreto reforzado?

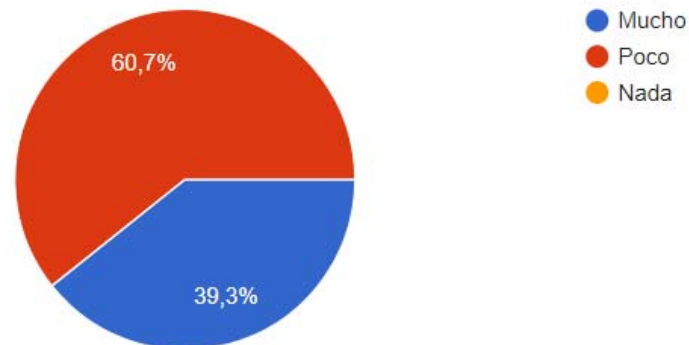


Figura 19. Respuestas a la pregunta de encuesta #4

La mayoría de los encuestados conoce poco del diseño de columnas de concreto reforzado, por lo que el tema se volvería interesante para ser desarrollado y conocerlo más a profundidad.

5. ¿Tiene conocimiento de la relación de esbeltez?

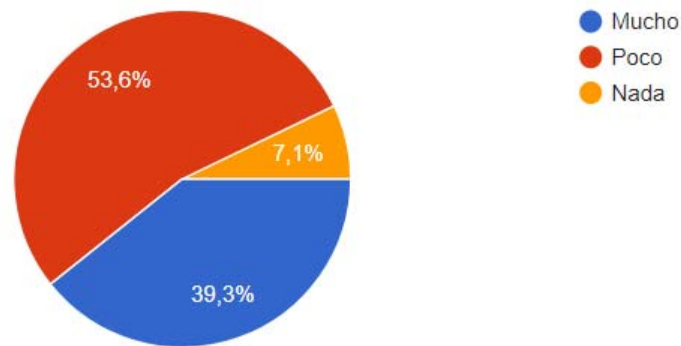


Figura 20. Respuestas a la pregunta #5

La mayoría conoce poco del tema de la relación de esbeltez en columnas, volvemos al comentario del inciso anterior, se vuelve un tema interesante de estudio ya que el conocimiento acerca del tema no es tan amplio, al menos en la muestra de la presente encuesta.

6. Tiene conocimiento, o identifica, ¿cuáles son las variables que afectan la relación de esbeltez en el diseño de estructuras de concreto reforzado?

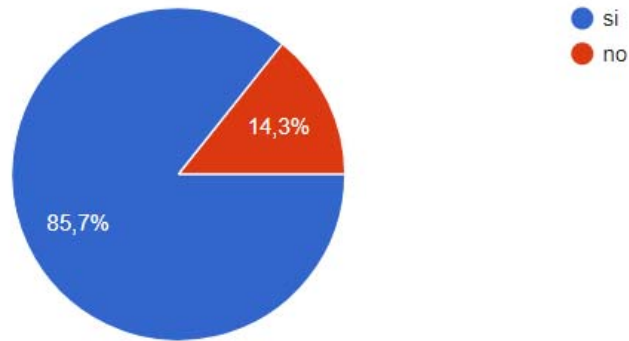


Figura 21. Respuestas a la pregunta de encuesta#6

La mayoría respondió que, si conoce, quizás exista una idea de cuál de las variables es la que más afecta la relación de esbeltez.

7. ¿Cuál de las siguientes variables considera que afectan de mayor manera la relación de esbeltez?:

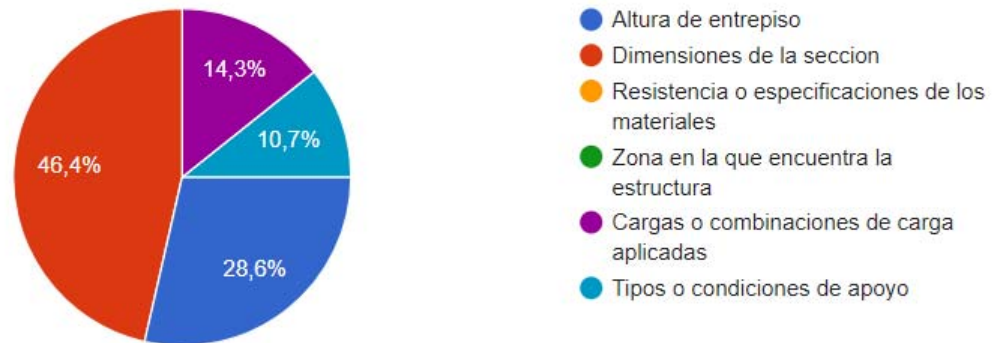


Figura 22. Respuestas a la pregunta #7

El objetivo de esta pregunta era básicamente conocer la opinión de los encuestados acerca de que variable podría afectar más, para así prestarle una mayor atención a esa variable en la investigación.

8. ¿En cuáles de las siguientes combinaciones de carga cree que se encuentre la que afecte más el diseño de columnas de concreto reforzado?

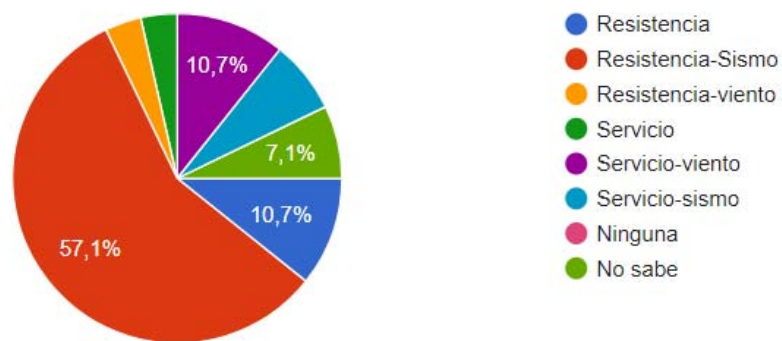


Figura 23. Respuestas a la pregunta #8

La mayoría cree que las combinaciones de resistencia sismo son las que afectan más el diseño, lo cual se comprobará en la presente investigación.

9. ¿Cree usted que es importante tener un mayor conocimiento de las variables que afectan la relación de esbeltez?

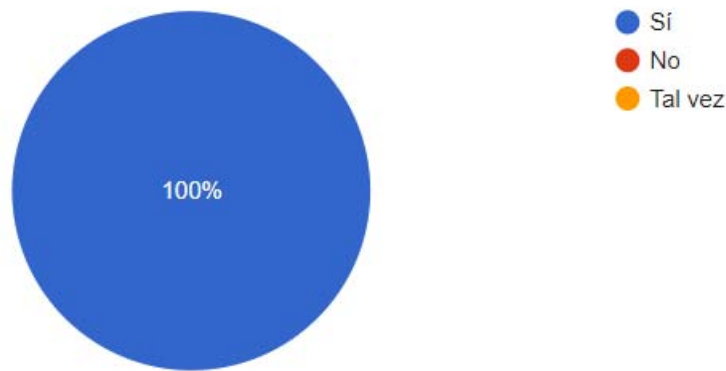


Figura 24. Respuestas a la pregunta de encuesta #9

Todos los encuestados consideran el tema como interesante e importante conocerlo a profundidad.

10. ¿Tiene algún comentario acerca del tema de la encuesta?

Ninguno (2)
Para quienes nos dedicamos a la construcción es de suma importancia contar con el conocimiento necesario de las variables que se involucran en el diseño y reconocer la influencia que cada una de ellas ejerza en el desarrollo y ejecución del diseño. (2)
Siempre que se diseñan columnas es importante utilizar el análisis p-delta para llegar a la parte más crítica de sismo resistencia ya que las columnas es el elemento que se desea que no falle en una estructura

Figura 25. Comentarios acerca de la encuesta.

Los comentarios al final de la encuesta son de suma importancia ya que expresan el interés en conocer más acerca del tema y sugerencias para su desarrollo.

Por todo lo anteriormente descrito, el tema es de interés general, se obtienen importantes conclusiones de posibles variables que puedan afectar o no el tema de investigación, todo aplicable al desarrollo de la misma.

4.2 Análisis de modelo computacional

Para el análisis se utilizará un edificio de apartamentos de tres pisos ubicado en la ciudad de Tegucigalpa M.D.C., Francisco Morazán, Honduras. El tipo de estructura es un edificio de marcos de elementos de concreto reforzado compuesto por vigas, columnas y losa.

La configuración de los elementos estructurales como ser espaciamiento de columnas, distribución de columnas, etc, parte de un edificio común de apartamentos.

4.2.1 Parámetros de diseño

Para el **predimensionamiento** de los elementos estructurales se tomaron los siguientes valores, tomando en cuenta que la altura de entrepiso es de 3.25 m, la longitud máxima de claros es de 5.25 m.

- Losa: para longitud menor o igual que 5.5 m; $h=0.20\text{m}$
- Vigas: en la altura de la viga se usa el valor de $h=L/10$ o $L/12$; $h=5.25/12=0.45\text{m}$. Para la base, se toma el valor del 50% de la altura, es decir $0.5 \times 0.45\text{m}=0.25\text{m}$
- Columnas: se toma un 70% del valor del peralte de la viga principal, $0.45 \times 0.70=0.35\text{m}$, se toma el valor del área de la sección como 1000 cm^2 , $0.35 \times 0.35=1225\text{ cm}^2$.

4.2.2 Determinación de las cargas aplicadas al sistema:

Cargas muertas

Para la carga muerta, al ser un edificio de apartamentos, se utilizan los siguientes valores:

Carga muerta en pisos arquitectónicos:

- Piso cerámico; 30 kg/m²
- Firme de nivelación, con un espesor de 0.04 m: 96 kg/m²
- Instalaciones eléctricas e hidrosanitarias: 15 kg/m²
- Cielo falso de tabla yeso: 8 kg/m²

Carga muerta en azotea:

- Firme de nivelación de pendientes, e=0.07 m: 168 kg/m²
- Impermeabilizante; 3 kg/m²

Otras cargas muertas:

- Carga por paredes de bloque en perímetros: 240 kg/m²
- Carga por paredes de tabla yeso en divisiones interiores: 23 kg/m²

Nota: Para la carga correspondiente a las paredes de bloque en el perímetro de los primeros niveles se tomó en base a la altura del muro (3 m) y se distribuye linealmente en el perímetro, que corresponde a 672 kg/ml. En la azotea también se distribuyó por metro, pero al ser una altura menor (pretil) la carga es de 288 kg/ml.

Para el caso de la carga por las paredes de tabla yeso, se tomó el peso de las paredes que se utilizan en los pisos en consideración y se distribuyó el peso correspondiente al área de cada piso, siendo esta carga de 15 kg/m², pero se tomaron 23 kg/m².

Cargas vivas: Para la determinación de las cargas vivas se utiliza la tabla 1.1.4-1 del CHOC-08:

- Residencial: 200 kg/m²
- Azotea: 100 kg/m²

Cargas laterales:

Basándose en el CHOC-08, para la ubicación y tipología estructural del edificio a ser analizado, se utilizan los siguientes parámetros:

Cálculo de cargas de viento: para estas cargas se toman en cuenta los siguientes parámetros;

$$P=C_e C_q q_s I_w, \text{ CHOC-08, sección 1.2.6}$$

En donde:

- $C_e= 1.25$, tomado de la tabla 1.2.3-2 y utilizando una exposición C para $h=10\text{m}$
- $C_q=0.8$ para empuje, 0.5 para succión, 0.7 para succión, tomado de la tabla 1.2.3-3
- Factor de importancia $I_w=1.00$, tomado de la tabla 1.3.4-3 para estructuras de ocupación especial
- Presión básica del viento $Q_s=69.6 \text{ kg/m}^2$, tomado de la tabla 1.0.3-1 para una velocidad básica del viento de 120 km/h para la zona de estudio.

Distribuyendo las cargas de viento se obtienen los resultados detallados en la siguiente tabla:

Tabla 4. Cálculo de cargas de viento.

Nivel	Elevación (m)	Ce	P barlovento en área debajo de elevación kg/m ²	P sotavento en área debajo de elevación kg/m ²	Área de piso en X (m ²)	Área de piso en Y (m ²)	Fuerza aplicada al diafragma Fx (kgf)	Fuerza aplicada al diafragma Fy (kgf)
3	9.60	1.25	69.60	43.50	37.76	41.70	4,270.66	4,715.82
2	6.40	1.17	65.15	40.72	37.76	41.70	3,997.33	4,414.01
1	3.20	1.07	59.58	37.24	37.76	41.70	3,655.68	4,036.74

Cálculo de Cargas de Sismo:

Para el análisis de esta investigación, se utilizará solamente el análisis estático establecido por el CHOC-08, sección 1.3.4.8.2. A continuación, se muestran los parámetros utilizados en el análisis:

Para el edificio a ser analizado, en la selección del procedimiento para determinar las fuerzas sísmicas, se utilizará el análisis estático ya que las condiciones de la estructura están dentro de la sección 1.3.4.8.2 del CHOC-08, dado que es un sistema de marco rígido, con una altura menor a 75 metros (inciso b), también es una estructura de no más de 5 pisos que no excede los 20 metros de altura (inciso c).

Dado que se realizarán varios modelos utilizando la misma configuración, cambiando ciertas variables, para cada cambio es necesario calcular valores que inciden en el análisis sísmico, se utilizara el programa computacional ETABS para que calcule directamente esas variables, utilizando la opción de cálculo de cargas de sismo con por el método estático del CHOC-08, solo introduciendo las variables que a continuación se describen:

Para la ubicación en Tegucigalpa, el factor de zona sísmica es $Z=0.25$ según la figura 1.3.4-1 del CHOC-08 para la zona 3b.

Para este análisis se utiliza un suelo S-2, dado que en la ciudad de Tegucigalpa es el que normalmente se utiliza, para un perfil de suelo con condiciones predominantes de suelo medio denso a denso, o medio duro a duro, donde la profundidad del suelo es menor que 60 metros, coeficiente $S=1.2$, Tabla 1.3.4-2 del CHOC-08.

El factor de importancia para un uso residencial es de $I_p=1.00$, tabla 1.3.4-3 CHOC-08.

El valor del coeficiente R_w se toma como 8, para sistema de marcos semirrígidos de concreto, tabla 1.3.4-6 del CHOC-08.

4.2.3 Combinaciones de Carga:

A continuación, se describen las combinaciones de carga utilizadas en el análisis del edificio:

Tabla 5, combinaciones de carga.

NUMERO	COMBINACIÓN	MUERTA	VIVA	SXEP	SYEP	SXEN	SYEN	VX	VY
1	SERVICIO	1.000	1.000	0	0	0	0	0	0
2	SSPXEP	0.750	0.750	0.750	0.225	0	0	0	0
3	SSNXEP	0.750	0.750	-0.750	0.225	0	0	0	0
4	SSPYEP	0.750	0.750	0.225	0.750	0	0	0	0
5	SSNYEP	0.750	0.750	0.225	-0.750	0	0	0	0
6	SSPXEN	0.750	0.750	0	0.225	0.750	0	0	0
7	SSNXEN	0.750	0.750	0	0.225	-0.750	0	0	0
8	SSPYEN	0.750	0.750	0.225	0	0	0.750	0	0
9	SSNYEN	0.750	0.750	0.225	0	0	-0.750	0	0
10	SVXP	0.750	0.750	0	0	0	0	0.750	0.225
11	SVXN	0.750	0.750	0	0	0	0	-0.750	0.225
12	SVYP	0.750	0.750	0	0	0	0	0.225	0.750
13	SVYN	0.750	0.750	0	0	0	0	0.225	-0.750
14	RESISTENCIA	1.400	1.700	0	0	0	0	0	0
15	RSPXEP	1.050	1.285	1.402	0.403	0	0	0	0
16	RSNXEP	1.050	1.285	-1.402	0.403	0	0	0	0
17	RSPYEP	1.050	1.285	0.403	1.402	0	0	0	0
18	RSNYEP	1.050	1.285	0.403	-1.402	0	0	0	0
19	RSPXEN	1.050	1.285	0	0.403	1.402	0	0	0
20	RSNXEN	1.050	1.285	0	0.403	-1.402	0	0	0
21	RSPYEN	1.050	1.285	0	0	0.403	1.402	0	0
22	RSNYEN	1.050	1.285	0	0	0.403	-1.402	0	0
23	RVXP	1.050	1.285	0	0	0	0	1.275	0.382
24	RVXN	1.050	1.285	0	0	0	0	-1.275	0.382
25	RVYP	1.050	1.285	0	0	0	0	0.382	1.275
26	RVYN	1.050	1.285	0	0	0	0	0.382	-1.275
27	RVXN-VOLTEO	0.900	0	0	0	0	0	-1.300	0.390
28	RVXP-VOLTEO	0.900	0	0	0	0	0	1.300	0.390
29	RVYN-VOLTEO	0.900	0	0	0	0	0	0.390	-1.300
30	RVYP-VOLTEO	0.900	0	0	0	0	0	0.390	1.300
31	RSNXEN-VOLTEO	0.900	0	0	0.429	-1.430	0	0	0
32	RSNXEP-VOLTEO	0.900	0	-1.430	0.429	0	0	0	0
33	RSNYEN-VOLTEO	0.900	0	0.429	0	0	-1.430	0	0
34	RSNYEP-VOLTEO	0.900	0	0.429	-1.430	0	0	0	0
35	RSPXEN-VOLTEO	1.050	0	0	0.429	1.430	0	0	0
36	RSPXEP-VOLTEO	0.900	0	1.430	0.429	0	0	0	0
37	RSPYEN-VOLTEO	0.900	0	0.429	0	0	1.43	0	0
38	RSPYEP-VOLTEO	0.900	0	0.429	1.430	0	0	0	0

4.2.4 Modelo en el programa Etabs 2016:

En la figura 29 se muestra el modelo en el programa ETABS, en el cual se utilizan todos los datos anteriormente calculados, se define el código o reglamento, las propiedades de las secciones, el sistema de unidades, se introducen y todas las cargas gravitacionales, de viento sismo, etc. Se definen cada una de las combinaciones de carga que se describen en la tabla anteriormente descrita. Para el diseño de la columna se definen en el programa factores tales como el que se le aplica al momento de inercia para considerar la sección agrietada, como se menciona en capítulos anteriores.

En el modelo se modifican las variables relacionadas a las columnas, otros elementos estructurales como viga o losa no se diseñarán y se asumirá se mantendrán las dimensiones calculadas en el predimensionamiento, lo cual se sabe podrían cambiar ya diseñándolas, lo que afectaría condiciones como el peso del edificio, etc. Para fines de este estudio ese tipo de variación no será considerada.

Ese mismo modelo sirve como base para todos los modelos a ser analizados, se cambian variables para modelar y obtener resultados, en base a ellos se obtendrán tendencias de los porcentajes de la manera en que afectan ciertas variables el diseño.

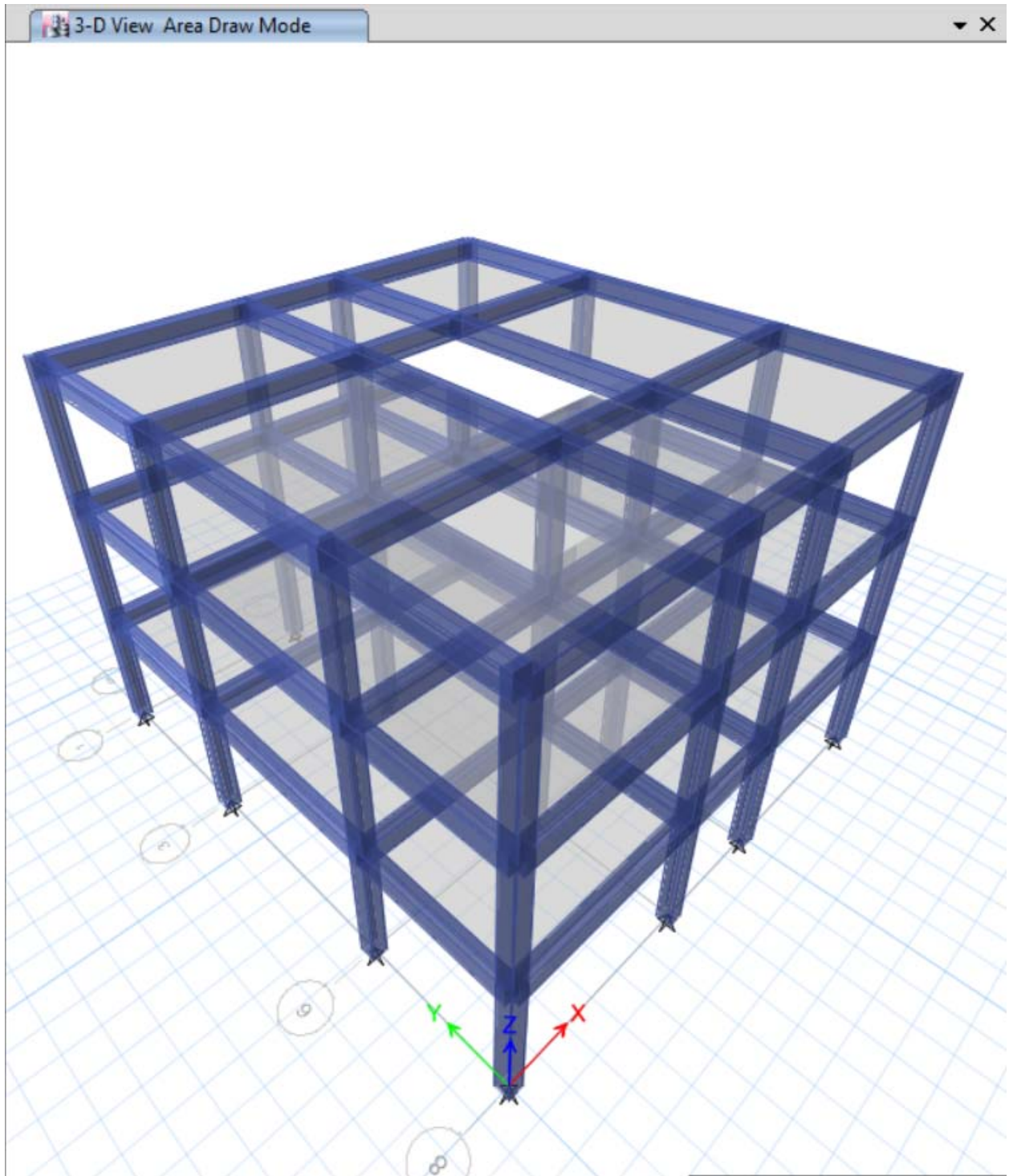


Figura 26. Modelo de estructura en Etabs

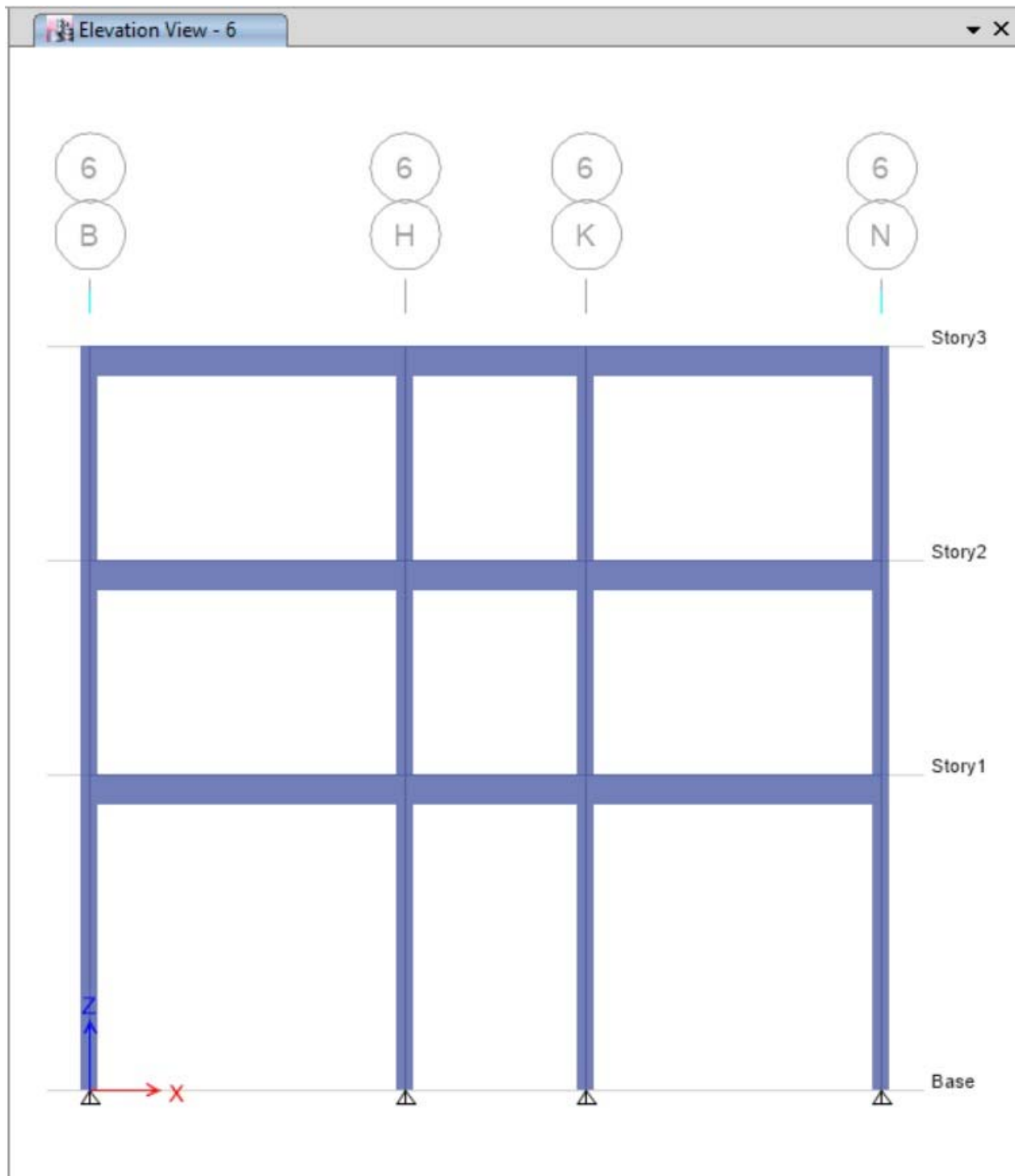


Figura 27. Vista frontal de modelo de edificio

4.2.5 Estudio de las variables que afectan la relación de esbeltez.

Como se mencionó al inicio del documento, el proceso de estudio consistirá en hacer variaciones al modelo tanto de dimensiones de las columnas, alturas de entrepiso y propiedades de la sección.

Se escoge el primer nivel como objetivo de estudio ya que es en ese piso en que las columnas están más solicitadas, es decir, allí llegan las cargas de mayor magnitud de toda la edificación. Se escogen tres columnas como muestra; en una esquina del edificio, otra en un borde extremo y una al centro, como se ve en la figura 18.

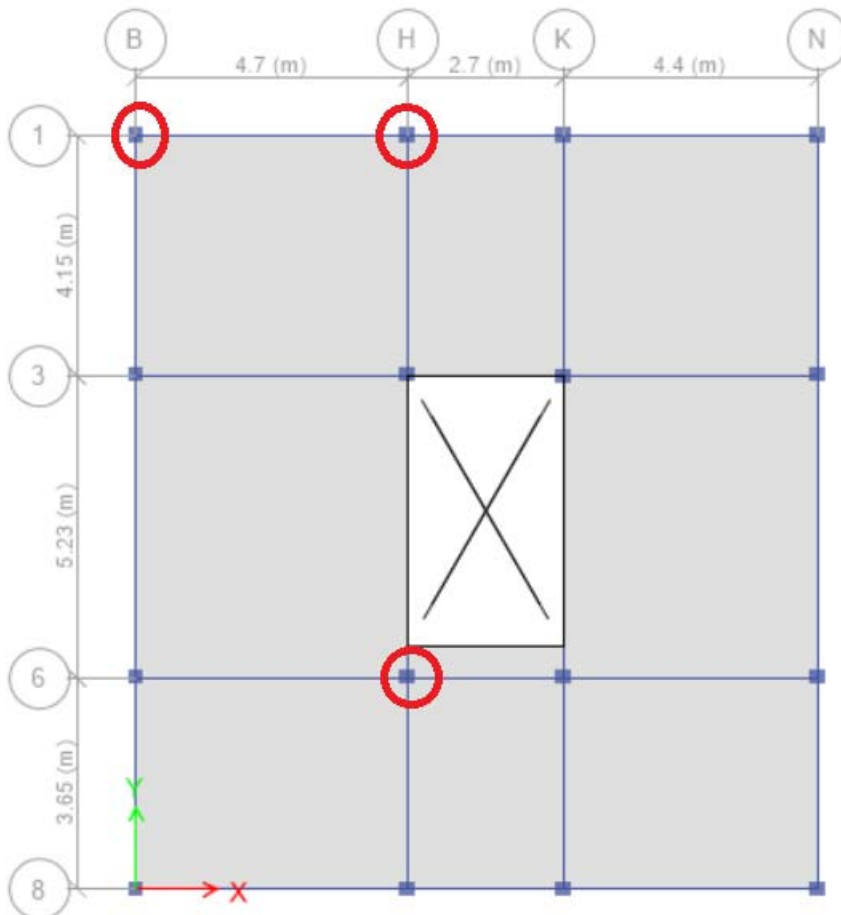


Figura 28. Planta de primer nivel indicando las columnas a ser estudiadas

A la columna de esquina se le llamara Cesq, a la de esquina Cesq y a la del extremo Cextr, lo anterior para resumir la descripción en las tablas.

Se definen cuatro grupos de estudio, que son A, B, C y D, cada uno de estos grupos corresponde a una combinación de resistencia de acero y de resistencia del concreto, como se describe a continuación:

“A” corresponde a la combinación $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

“B” corresponde a la combinación $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

“C” corresponde a la combinación $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

“D” corresponde a la combinación $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Ahora bien, dentro de los anteriores grupos hay varios subgrupos que dependen de la altura de entrepiso y las dimensiones de la sección. La altura de entrepiso se variará a cada 0.50 m, comenzando desde una altura de 3.20, seguido de 3.70m, 4.20m y 4.70 m. Las dimensiones de la sección se van aumentando a cada 0.05mts, partiendo de las dimensiones del predimensionamiento 0.40m, seguido de 0.45m, 0.50m, 0.55m y 0.60 m, también se consideran las secciones de 0.35m 0.30m y 0.25m, con el objetivo de ver resultados cuando la columna tiene dimensiones mínimas.

Se definen subíndices para definir las secciones varían, y a su vez se clasifican por grupos Para el caso del grupo “A”, los subíndices representan las dimensiones de la sección como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 6. Dimensiones de las secciones

Columna	a (m)	b (m)	h entrepiso (m)
A1 columna central	0.40	0.40	3.20
A2 columna central	0.45	0.45	3.20
A3 columna central	0.50	0.50	3.20
A4 columna central	0.55	0.55	3.20
A5 columna central	0.60	0.60	3.20
A6 columna central	0.35	0.35	3.20
A7 columna central	0.30	0.30	3.20
A8 columna central	0.25	0.25	3.20
A9 columna central	0.40	0.40	3.70
A10 columna central	0.45	0.45	3.70
A11 columna central	0.50	0.50	3.70
A12 columna central	0.55	0.55	3.70
A13 columna central	0.60	0.60	3.70
A14 columna central	0.35	0.35	3.70
A15 columna central	0.30	0.30	3.70
A16 columna central	0.25	0.25	3.70
A17 columna central	0.40	0.40	4.20
A18 columna central	0.45	0.45	4.20
A19 columna central	0.50	0.50	4.20
A20 columna central	0.55	0.55	4.20
A21 columna central	0.60	0.60	4.20
A22 columna central	0.35	0.35	4.20
A23 columna central	0.30	0.30	4.20
A24 columna central	0.25	0.25	4.20
A25 columna central	0.40	0.40	4.70
A26 columna central	0.45	0.45	4.70
A27 columna central	0.50	0.50	4.70
A28 columna central	0.55	0.55	4.70
A29 columna central	0.60	0.60	4.70
A30 columna central	0.35	0.35	4.70
A31 columna central	0.30	0.30	4.70
A32 columna central	0.25	0.25	4.70

Las mismas consideraciones para las columnas A1-A32 de esquina y de extremo. Para el caso de las columnas de los casos B, C, y D, se usan los mismos subíndices, alturas de entrepiso y

dimensiones de las secciones, por ejemplo, para el caso del grupo B de la columna de esquina, la tabla queda como sigue:

Tabla 7. Dimensiones y altura de entrepiso de columnas del grupo B de esquina

Columna	a (m)	b (m)	h entrepiso (m)
B1 columna esquina	0.40	0.40	3.20
B2 columna esquina	0.45	0.45	3.20
B3 columna esquina	0.50	0.50	3.20
B4 columna esquina	0.55	0.55	3.20
B5 columna esquina	0.60	0.60	3.20
B6 columna esquina	0.35	0.35	3.20
B7 columna esquina	0.30	0.30	3.20
B8 columna esquina	0.25	0.25	3.20
B9 columna esquina	0.40	0.40	3.70
B10 columna esquina	0.45	0.45	3.70
B11 columna esquina	0.50	0.50	3.70
B12 columna esquina	0.55	0.55	3.70
B13 columna esquina	0.60	0.60	3.70
B14 columna esquina	0.35	0.35	3.70
B15 columna esquina	0.30	0.30	3.70
B16 columna esquina	0.25	0.25	3.70
B17 columna esquina	0.40	0.40	4.20
B18 columna esquina	0.45	0.45	4.20
B19 columna esquina	0.50	0.50	4.20
B20 columna esquina	0.55	0.55	4.20
B21 columna esquina	0.60	0.60	4.20
B22 columna esquina	0.35	0.35	4.20
B23 columna esquina	0.30	0.30	4.20
B24 columna esquina	0.25	0.25	4.20
B25 columna esquina	0.40	0.40	4.70
B26 columna esquina	0.45	0.45	4.70
B27 columna esquina	0.50	0.50	4.70
B28 columna esquina	0.55	0.55	4.70
B29 columna esquina	0.60	0.60	4.70
B30 columna esquina	0.35	0.35	4.70
B31 columna esquina	0.30	0.30	4.70
B32 columna esquina	0.25	0.25	4.70

Y así sucesivamente para los casos “C” y “D”.

Una vez definidos los grupos de estudio se procede a configurar un modelo para cada uno. Se configuran 32 modelos diferentes por grupo. Se definen las propiedades correspondientes de la resistencia de los materiales y módulos de elasticidad, alturas correspondientes de entrepiso, dimensiones de las columnas, que en esta investigación se consideran cuadradas dado que el edificio es simétrico. Otro caso de estudio sería con secciones rectangulares, variando la posición de la base de altura y de allí obtener quizás una variación significativa en los resultados.

Se comenzará configurando los 32 modelos del caso A, luego los 32 modelos del caso B para comparar diferentes variables entre uno y otro, luego de los modelos de los casos C y D se tomarán muestras aleatorias según los resultados significativos que se obtengan en los casos A y B para así comparar.

Los casos A y B se modelarán con apoyos perfectamente articulados para ver resultados. Una vez configurados los modelos para cada uno de los casos de A y B, se procede a solicitarle al programa que diseñe, para allí tomar resultados. Dado que los modelos son diferentes y la exportación de los datos es de manera casi manual, el proceso se vuelve un poco largo y tedioso, se importan todos los datos a PDF, luego a Excel y de allí se ordenan en una sola hoja de Excel para poder realizar cálculos y comparar variables.

En el anexo 1 se presentan los resultados completos para los casos de estudio del grupo A.

4.2.6 Análisis e interpretación de resultados

Una vez obtenidos los resultados del diseño del programa Etabs y ordenados en una hoja de Excel, se calculan datos como ser radio de giro “r”, relación de esbeltez klu/r , y el parámetro comparativo para el límite de la relación de esbeltez.

Recordando lo que dice el CHOC-08:

$$r = 0.30 \times \text{dim total de estabilidad CHOC 08, 2.10.11.2}$$

Para ilustrar lo que se menciona anteriormente, se presenta a continuación los resultados para la columna A9 columna de borde en extremo:

Tabla 8. Resultados de fuerzas y momentos para columna A9 en borde extremo

Columna	a	b	r (radio de giro)	Design P u kgf	Design M u2 kgf-m	Design M u3 kgf-m	Minimum M2 kgf-m	Minimum M3 kgf-m	Rebar Area cm ²	Rebar %
A9 columna en borde extremo	0.4	0.4	0.12	26,259.34	-	-	675.92	675.92	20.00	1.62

Tabla 9. Resultados de factores para columna A9 en borde extremo

Columna		C m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m	klu/r	34-12(M1/M2)	%
A9 columna en borde extremo	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	27.5	33.2	83%

Como se puede observar en los resultados, el valor de k es igual a 1, por lo que es evidente que es un marco sin desplazamiento lateral según la sección 2.10.12.1 del CHOC-08. Para comprobarlo, es necesario demostrar lo que se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 10. Determinación si el marco es con o sin desplazamiento lateral

CASO 1	Datos	Unidades/especificación	Combinación de carga
H entrepiso (lu)	3.2	m	
Base de columna	0.4	m	
ALTURA COLUMNA	0.4	m	
r (radio de Giro) 0.30 dimensión en la dirección de la estabilidad	0.12	CHOC08 2.10.11.2	
Determinación si el marco es con o sin desplazamiento lateral	$Q=(\sum Pu \Delta o)/(Vu lc)$	debe ser menor que 0.5	
$\sum Pu$	574,888.12	kg	Obtenido de análisis para la combinación Resistencia
Δo	0.0022	m	Para la combinación RSNXEP
Vu	20076.51	kg	Para la combinación RSPXEP-volteo
Q	0.01969	menor que 0.05	Marco sin desplazamiento lateral

Se puede observar en la tabla 9 que el valor de C_m es 0.6, esto a raíz que según la sección 2.10.12.3.1 del CHOC-08;

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

Y como $M_1=0$ para el tipo de apoyo en consideración, $C_m=0.6$

Variación de dimensiones de la sección manteniendo una altura fija

Para comenzar con el análisis de resultados se compara la variación que existe si se mantiene la altura fija y se cambian las dimensiones de la sección. En este caso de estudio, se hará el análisis y diseño con apoyos simples, luego se cambiará el tipo de apoyo a empotrado y se hará el comparativo.

Como se mencionó anteriormente, en el grupo A se tienen resistencias del acero de 4200 kg/cm², y del concreto de 280 kg/cm², luego del análisis y diseño por parte del programa ETABS se obtienen los siguientes resultados, resumidos a tablas:

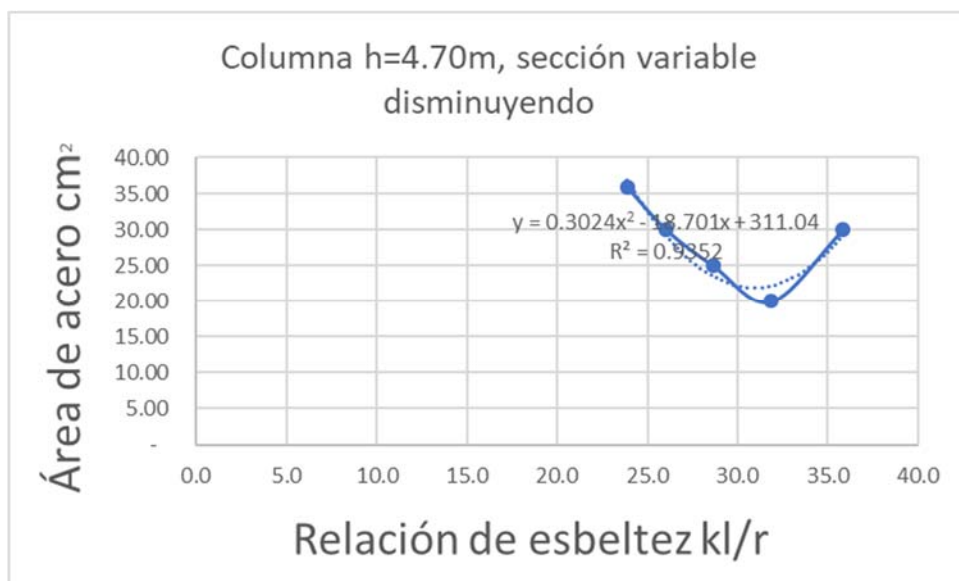


Figura 29. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.70m y una sección variable disminuyendo, columna central.

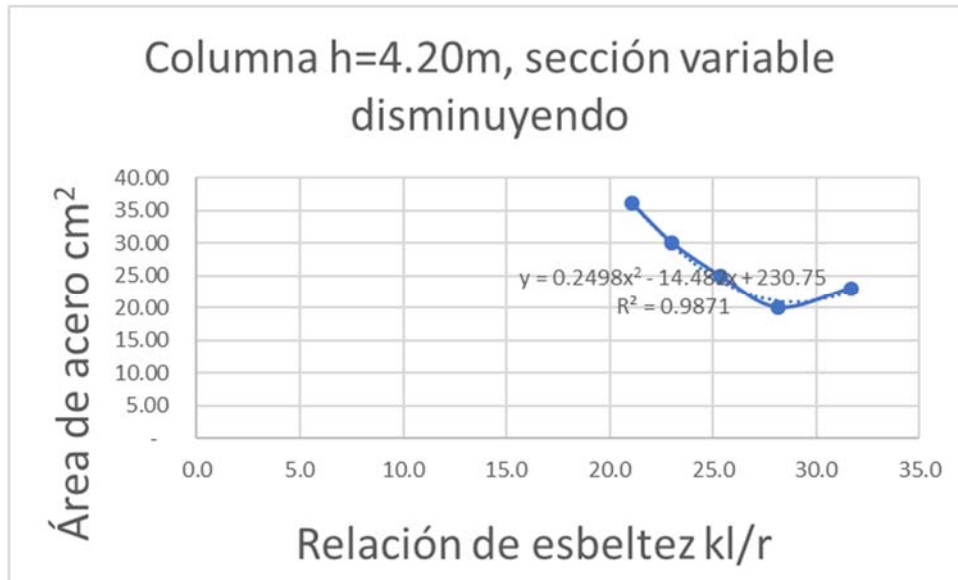


Figura 30. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.20 m y una sección variable disminuyendo.

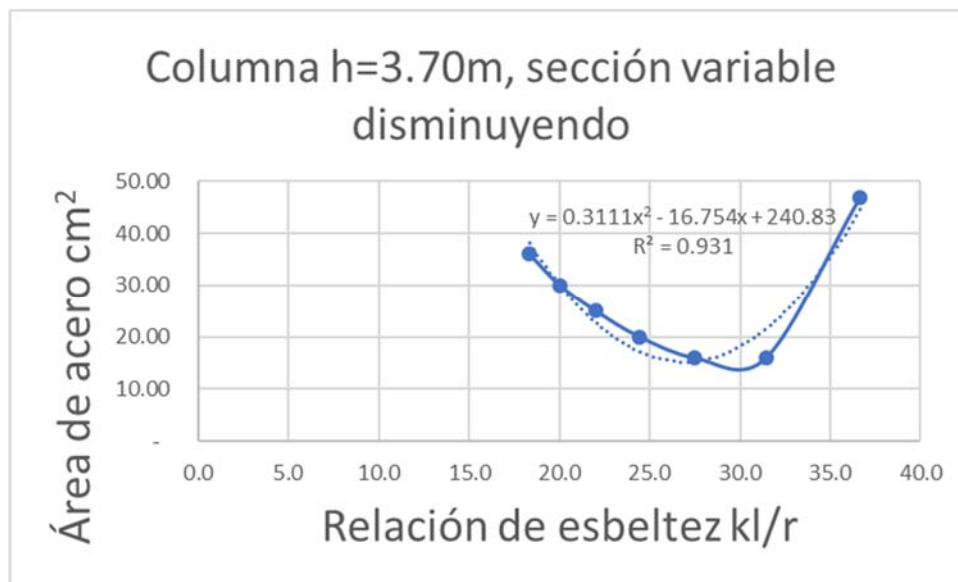


Figura 31. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 3.70 m y una sección variable disminuyendo.

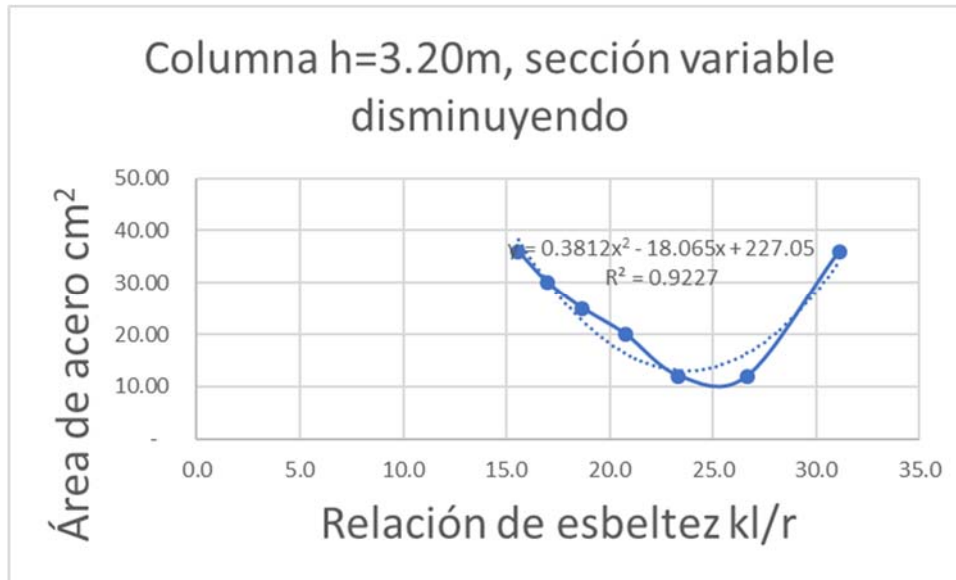


Figura 32. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 3.20 m y una sección variable disminuyendo.

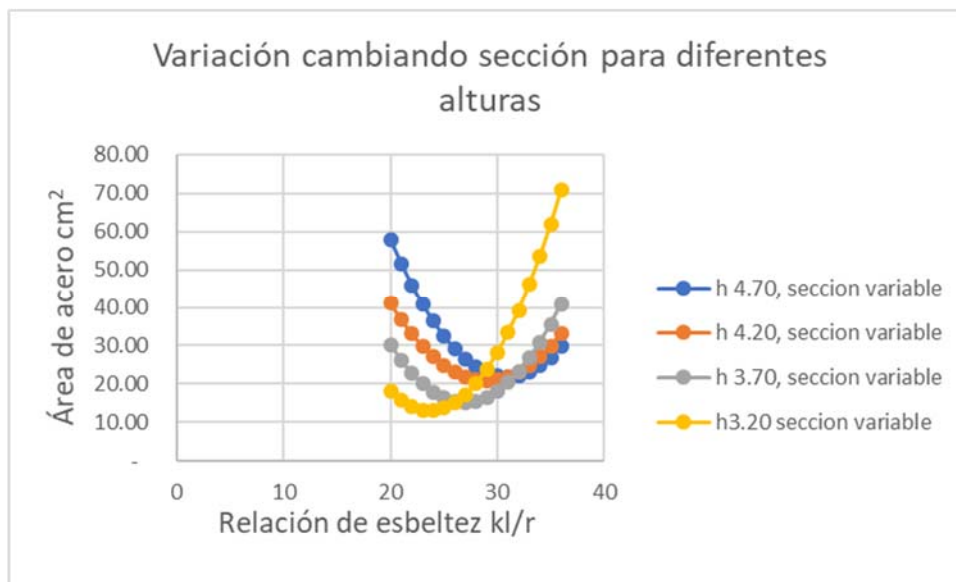


Figura 33. Gráfico resumen manteniendo la altura fija y variando la sección (disminuyendo) para diferentes alturas fijas.

Se puede observar en los gráficos que hay una variación entre la relación de esbeltez y el área de refuerzo, en la que tiene una tendencia decreciente hasta cierto punto de la gráfica, para luego a tener una tendencia creciente. Esto se debe a que, según se observa en el estudio, cuando

las secciones son de dimensiones pequeñas hay una mayor necesidad de acero de refuerzo, luego llega a un punto óptimo en el que la cuantía es la adecuada, después de eso, comienza a crecer a medida que crece la sección ya que esta con el acero mínimo y es relativo al área de la sección, es decir, a medida que el área de sección aumenta, aumenta también la cuantía mínima de acero, y esto a su vez se ve reflejado en la relación de esbeltez.

En estos gráficos, la menor relación de esbeltez corresponde a la mayor área de sección.

Para comparar el análisis de variar la sección, manteniendo la altura fija utilizando las diferentes ecuaciones obtenidas para diferentes alturas (figura 33), se utiliza como parámetro comparativo el área bajo la curva de la ecuación obtenida para cada uno de los casos entre los valores $kl/r=20$ y $kl/r=35$, que son el rango de valores más comunes dentro del cual se obtuvieron los resultados del análisis de este caso de estudio. Se define el menor de los valores obtenidos para el área bajo la curva como un 100%, para luego comparar el porcentaje de incremento del resto de resultados mayores en base a este.

Tabla 11. Cálculo de porcentajes de variación entre variación de la sección de la columna para cuatro alturas diferentes.

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre $kl/r=20$ y $kl/r=35$	Porcentaje asignado para comparar
Figura 29	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$y = 0.1008x^3 - 9.3505x^2 + 311.04x$	466.84	147%
Figura 30	$y = 0.2498x^2 - 14.482x + 230.75$	$y = 0.0833x^3 - 7.241x^2 + 230.75x$	392.51	123%
Figura 31	$y = 0.3111x^2 - 16.754x + 240.83$	$y = 0.1037x^3 - 8.377x^2 + 240.83x$	317.96	100%
Figura 32	$y = 0.3812x^2 - 18.065x + 227.05$	$y = 0.1271x^3 - 9.0325x^2 + 227.05x$	386.55	122%

Se observa que, para diferentes alturas, la tendencia de la variación es similar. Se obtienen menores cuantías para la figura 31 que corresponde a una altura de 3.70m con sección variable.

Hay un mayor incremento para el resultado de la figura 29 que corresponde a una altura de 4.70m con sección variable respecto al resultado de la figura 31 para altura de 3.7m (un 47%), lo cual refleja que cuando la altura es mayor, se requiere una mayor cuantía de acero.

Variación de la altura de la sección manteniendo la sección fija.

En los siguientes gráficos se hará una variación cambiando la altura y manteniendo las dimensiones de la sección fija.

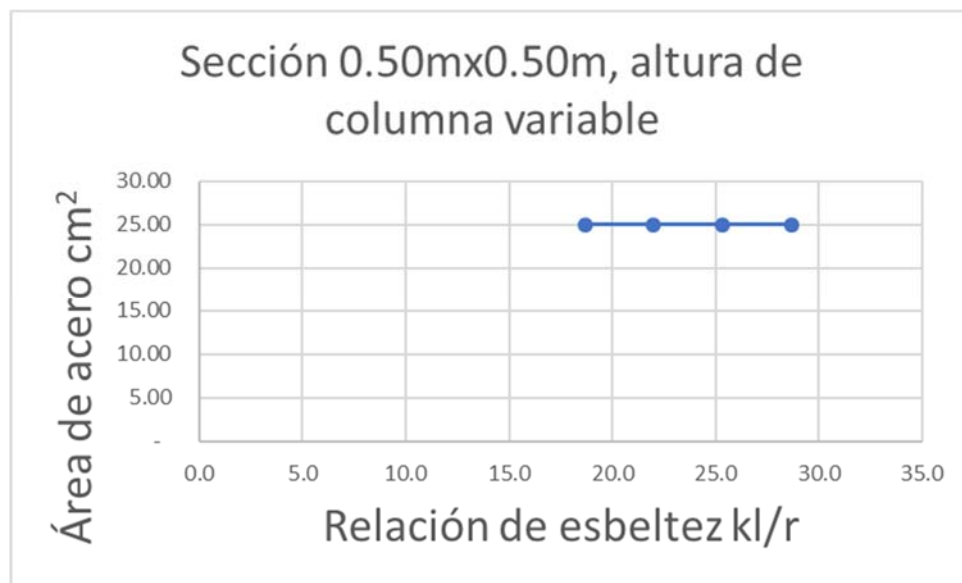


Figura 34. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna variable y una sección de 0.50x0.50m.

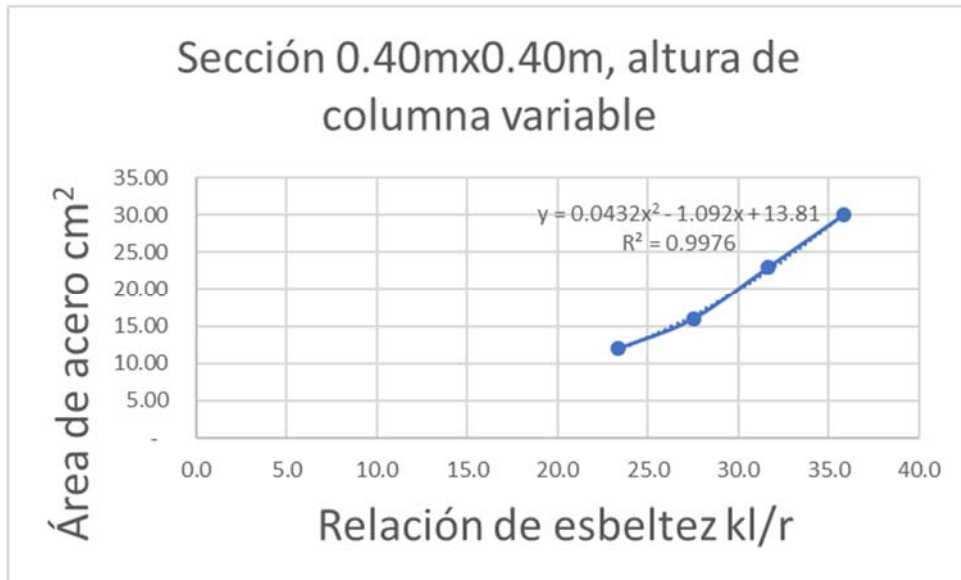


Figura 35. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna variable y una sección de 0.40x0.40m.

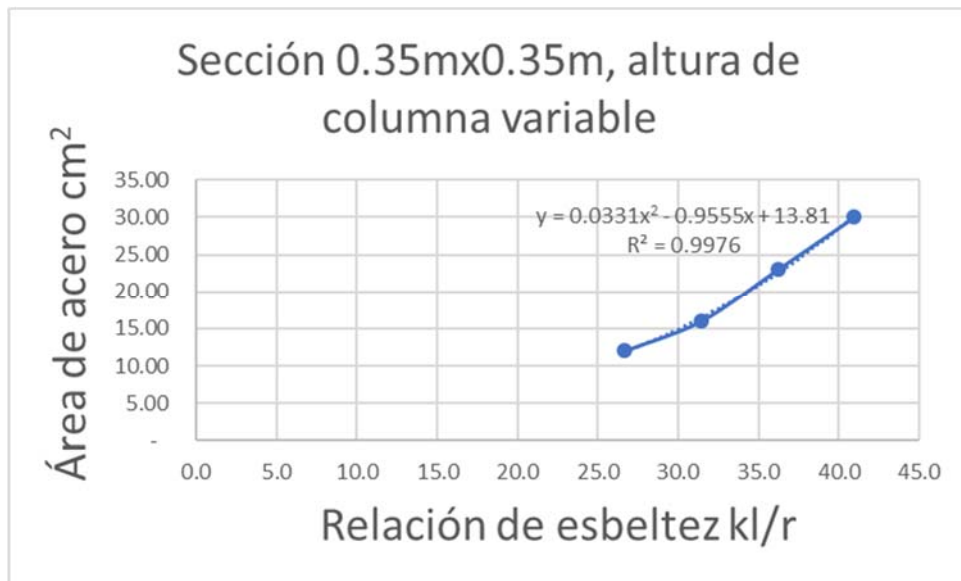


Figura 36. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna variable y una sección de 0.35x0.35m.

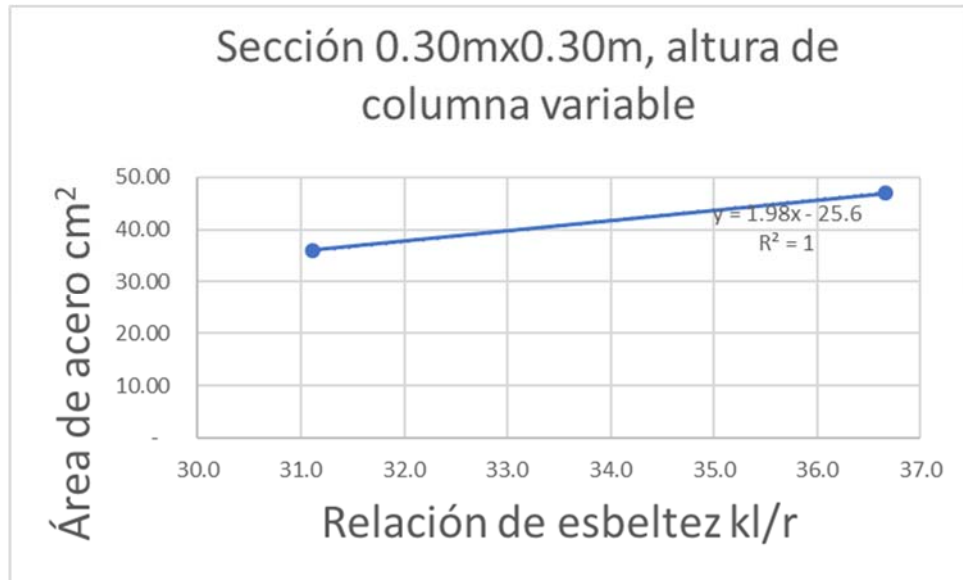


Figura 37. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna variable y una sección de 0.30x0.30m.

Los gráficos de las figuras 34 y 37 se descartan debido que la sección de 0.50mx0.50m alcanza el refuerzo mínimo para todos los casos, por lo que el área de la sección se mantiene fija. Y en el caso de la sección de 0.30mx0.30m, las secciones ya no cumplen para cierta altura y solo sólo se tienen dos valores que generan una ecuación lineal, los cuales no generan un gráfico representativo, por tanto, se descarta. Graficando el comparativo con los gráficos con datos confiables se obtiene lo siguiente:

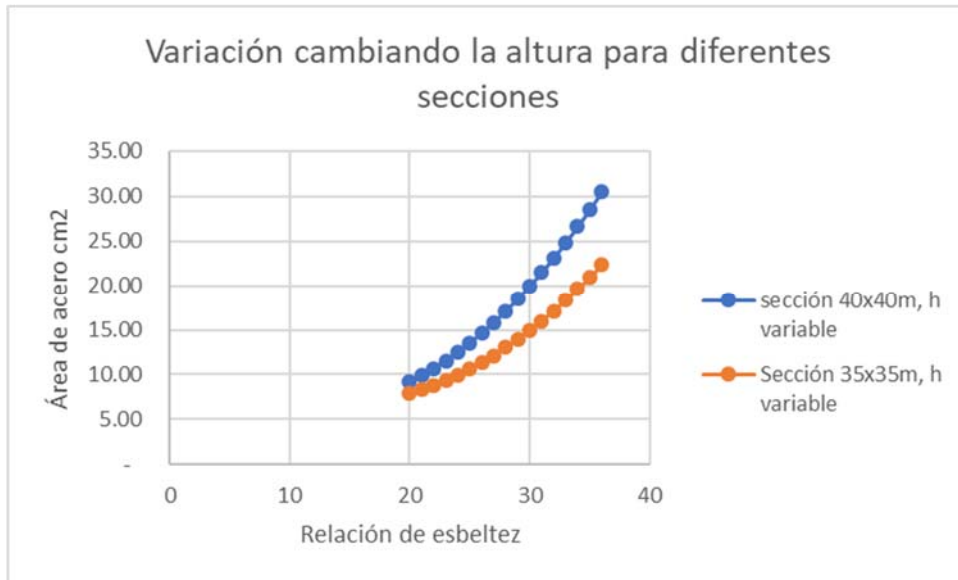


Figura 38. Gráfico comparativo entre secciones fijas de 0.35m x 0.35m y 0.40m x 0.40m con la altura variable.

Tabla 12. Calculo de porcentaje de variación para el cambio de alturas de la columna para dos opciones de secciones.

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre $kl/r=20$ y $kl/r=35$	Porcentaje asignado para comparar
Figura 35	$y = 0.0432x^2 - 1.092x + 13.81$	$Y = 0.0144x^3 - 0.546x^2 + 13.81x$	258.90	130%
Figura 36	$y = 0.0331x^2 - 0.9555x + 13.81$	$Y = 0.01103x^3 - 0.4778x^2 + 13.81x$	198.64	100%

Se observa en la figura 38 que la tendencia es la misma, en estos casos la menor relación de esbeltez corresponde a una menor altura, a medida aumenta la altura, aumenta la relación de esbeltez y su cuantía de acero. Siguiendo el procedimiento comparativo descrito anteriormente se observa en la tabla que la cuantía de acero aumenta un 30% cuando pasa de una sección de 0.35x0.35m (figura 36) a una sección de 0.40x0.40m variando la altura, lo cual indica que de variando la altura, la cuantía aumenta proporcionalmente, también hay un incremento si se pasa a

una sección mayor debido a los porcentajes requeridos de acero, a mayor sección mayor cuantía de acero.

Comparativo entre cómo afectan el diseño la variación de altura y la variación de dimensiones de las secciones.

Anteriormente se analizó el cambio de las dimensiones de la sección y mantener la altura fija, y también el cambio en la altura manteniendo la sección fija, en este apartado se compararán ambas para determinar cuál afecta más. Para ello, se toman dos muestras, las más representativas de cada caso, y se grafican para hacer la comparación. En la figura 39 se puede observar este comparativo.

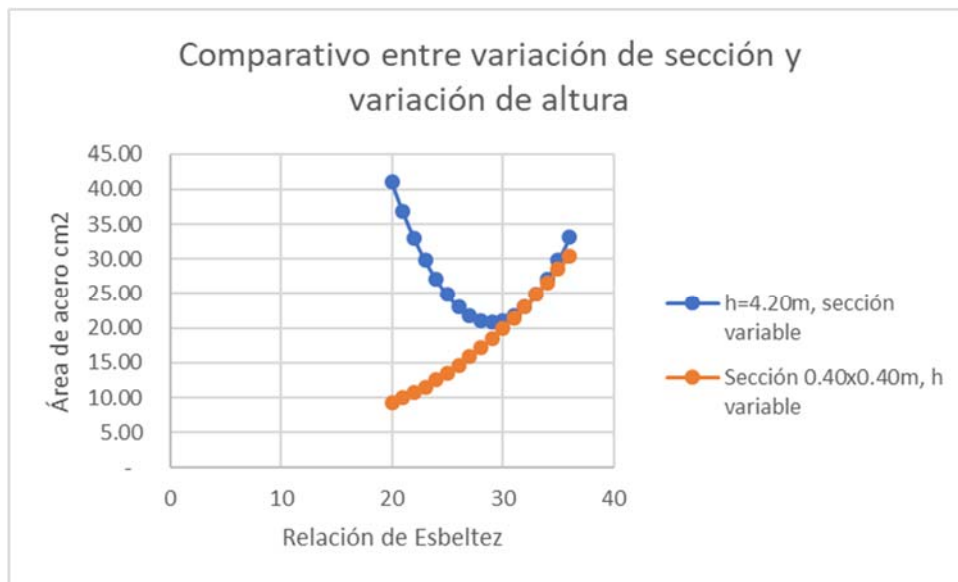


Figura 39. Comparativo entre variación de sección (disminuyendo) y variación de altura.

Tabla 13. Calculo de variación entre cambio de sección y cambio de altura de columna.

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre kl/r=20 y kl/r=35	Porcentaje asignado para comparar
Figura 30	$y = 0.2498x^2 - 14.482x + 230.75$	$y = 0.0833x^3 - 7.241x^2 + 230.75x$	392.51	152%
Figura 35	$y = 0.0432x^2 - 1.092x + 13.81$	$y = 0.0144x^3 - 0.546x^2 + 13.81x$	258.9	100%

Para obtener el gráfico de la figura 39, se utilizaron las ecuaciones obtenidas en el análisis de cada caso y se tomaron las muestras que se detallan en la tabla. En la tabla se ve que el gráfico 2 corresponde a una variación en la sección manteniendo la altura fija siendo la variación un 52% mayor al del gráfico 6 que corresponde a la variación de la altura con la dimensión fija. Por lo que se ve que la variable que más afecta la relación de esbeltez en el diseño es la variación en las dimensiones de la sección.

Comparativo entre columnas del centro, borde o esquina

En este caso, se comparará el comportamiento de los gráficos en los casos que la columna sea de borde, esquina o central. A continuación, se presentan los gráficos de esquina y borde de 4.70 para una altura y sección variable, los cuales se compararán con el gráfico de la figura 29 que corresponde a una columna central para las mismas condiciones.

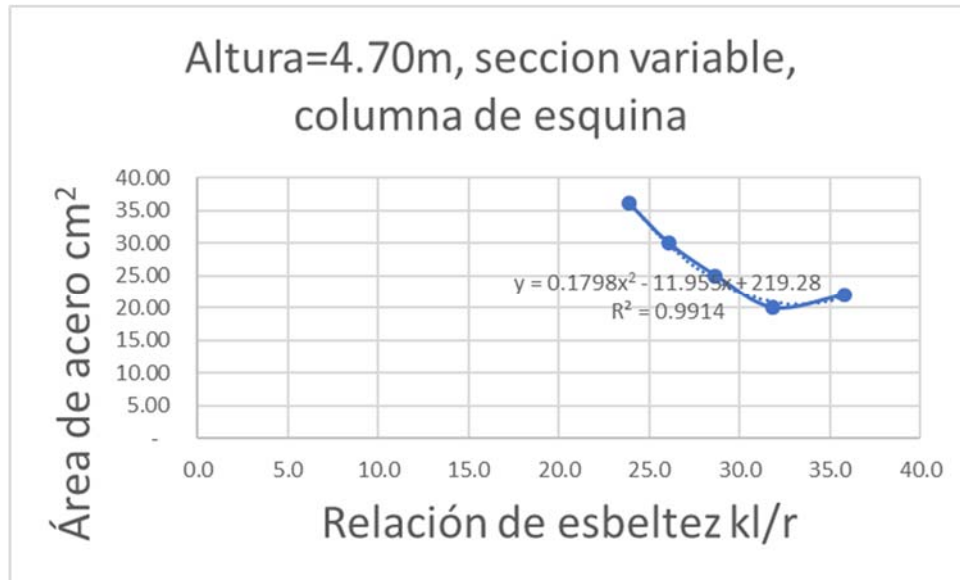


Figura 40. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.70m y una sección variable disminuyendo, columna esquina.

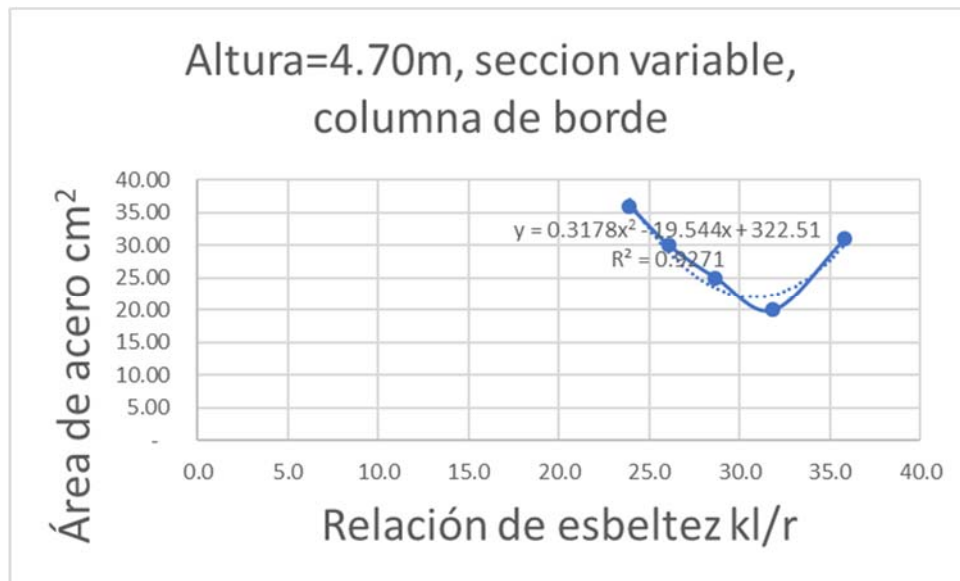


Figura 41. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.70m y una sección variable disminuyendo, columna borde.

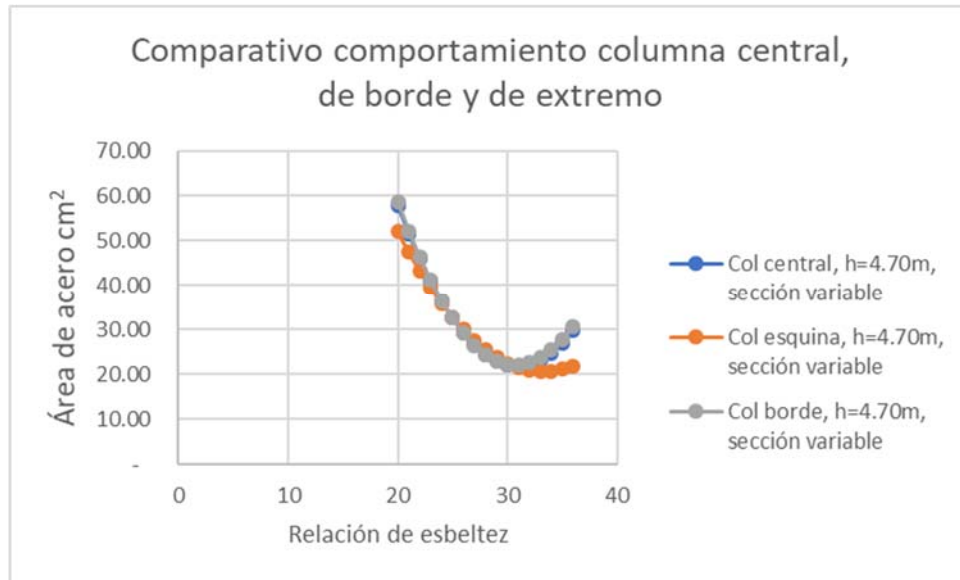


Figura 42. Gráfico comparativo entre columna central, columna de borde, y columna de extremo, caso sección variable disminuyendo para una altura de 4.70m.

Tabla 14. Calculo de porcentaje de variación entre diferentes casos para columnas de centro, borde y esquina

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre $kl/r=20$ y $kl/r=35$	Porcentaje asignado para comparar
Figura 29	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$Y = 0.1008x^3 - 9.3505x^2 + 311.04x$	466.84	104%
Figura 40	$y = 0.1798x^2 - 11.955x + 219.28$	$Y = 0.0599x^3 - 5.9775x^2 + 219.28x$	446.78	100%
Figura 41	$y = 0.3178x^2 - 19.544x + 322.51$	$Y = 0.106x^3 - 9.772x^2 + 322.21x$	465.64	104%

En la figura 42 y en la tabla 14 se observa que la variación es mínima entre las posiciones de la columna, por lo que esta variable no influye de una manera considerable la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado.

Comparativo reduciendo resistencia del concreto de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ a $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Para realizar este comparativo, se toman resultados del grupo B correspondiente a $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con resultados del grupo A con $f_y=4200$ y $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.

Como se demostró anteriormente que la tendencia es la misma en las variaciones, se tomarán los resultados para $h=4.70\text{m}$ y sección variable tanto para el grupo A y B, se obtienen los siguientes resultados:

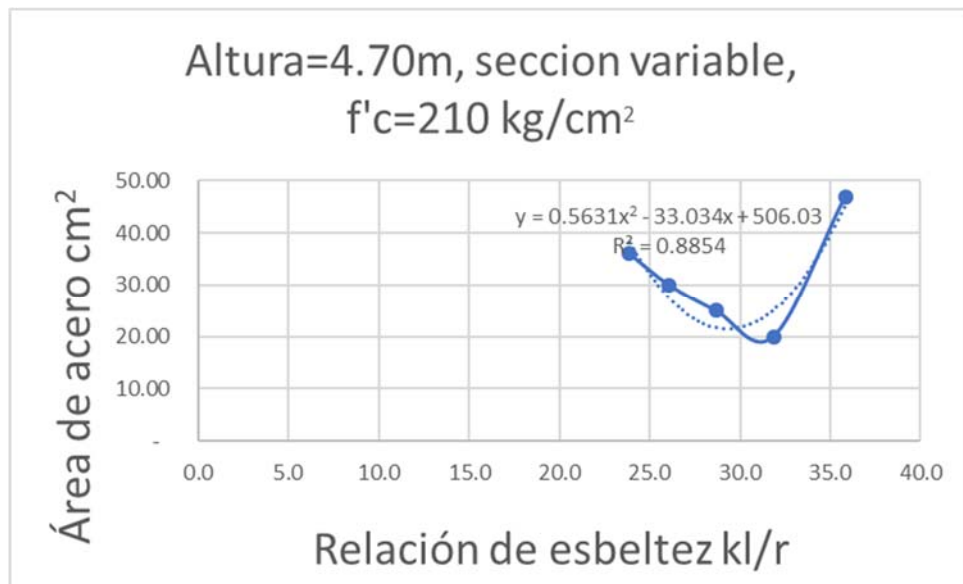


Figura 43. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.70 y una sección variable disminuyendo, $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

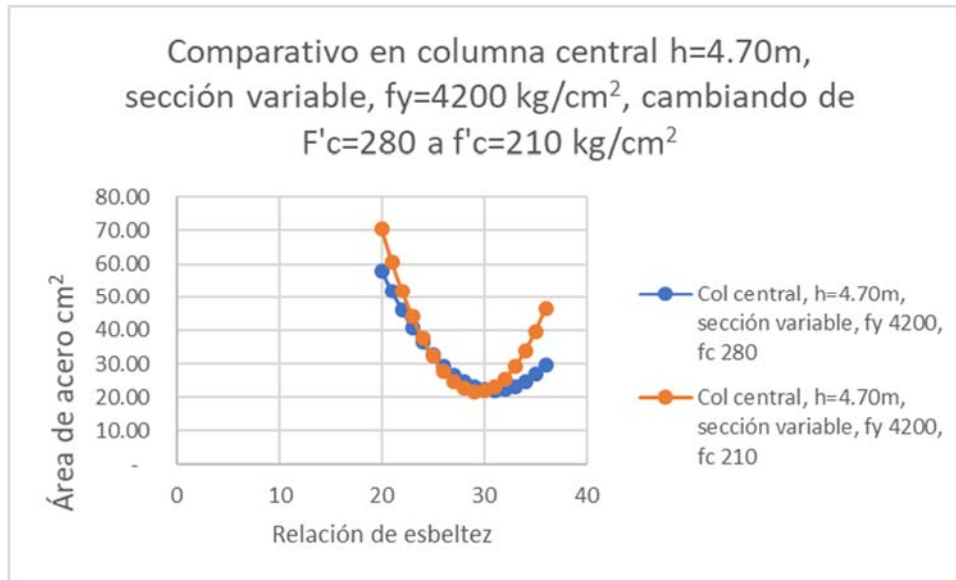


Figura 44. Gráfico comparativo en columna central h=4.70m, sección variable disminuyendo, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, cambiando de $f'c=280$ a $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla 15. Porcentaje de variación en columna central h=4.70m, sección variable disminuyendo de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ a $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre $kl/r=20$ y $kl/r=35$	Porcentaje asignado para comparar
Figura 29	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$y = 0.1008x^3 - 9.3505x^2 + 311.04x$	466.84	100%
Figura 43	$y = 0.5631x^2 - 33.034x + 506.03$	$Y = 0.1877x^3 - 16.517x^2 + 506.03x$	509.96	109%

Se puede observar que la tendencia es la misma, habiendo una variación en los extremos del gráfico que es cuando la sección es mínima o máxima, requiriendo más acero en el caso que la resistencia del concreto es menor, una variación de un 9% según la tabla 15, lo cual es de esperarse ya que el acero debe compensar esa disminución en la resistencia del concreto.

Comparativo cambiando las condiciones de apoyo.

En este caso, se cambian las condiciones de apoyo a empotrado en el análisis y se toma la muestra del grupo A, con $h=4.70\text{m}$, altura variable, cuyo resultado se compara con el resultado que se detalla en la figura 32 para apoyo simple.

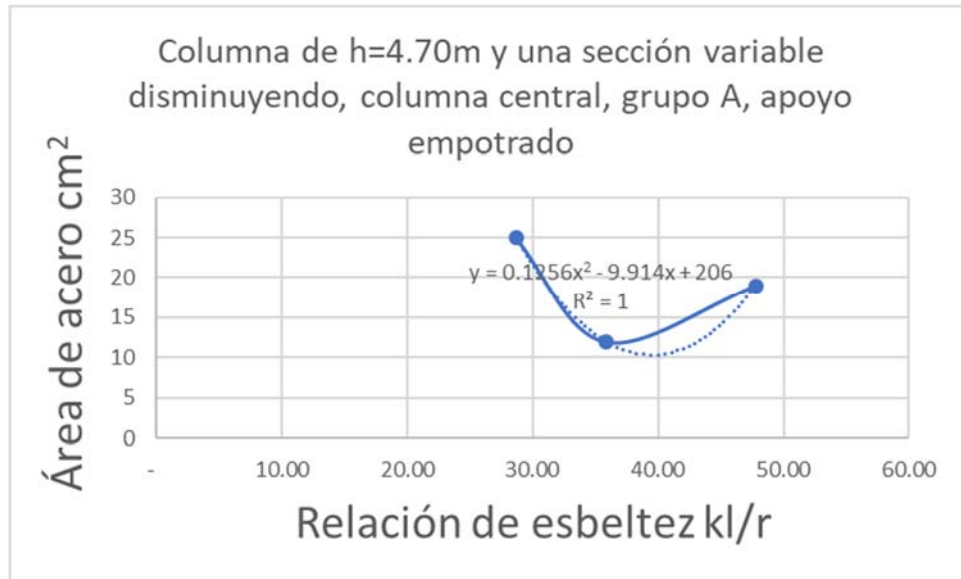


Figura 45. Relación de esbeltez versus área de refuerzo para una altura de columna de 4.70m y una sección variable disminuyendo, columna central, grupo A, apoyo empotrado.

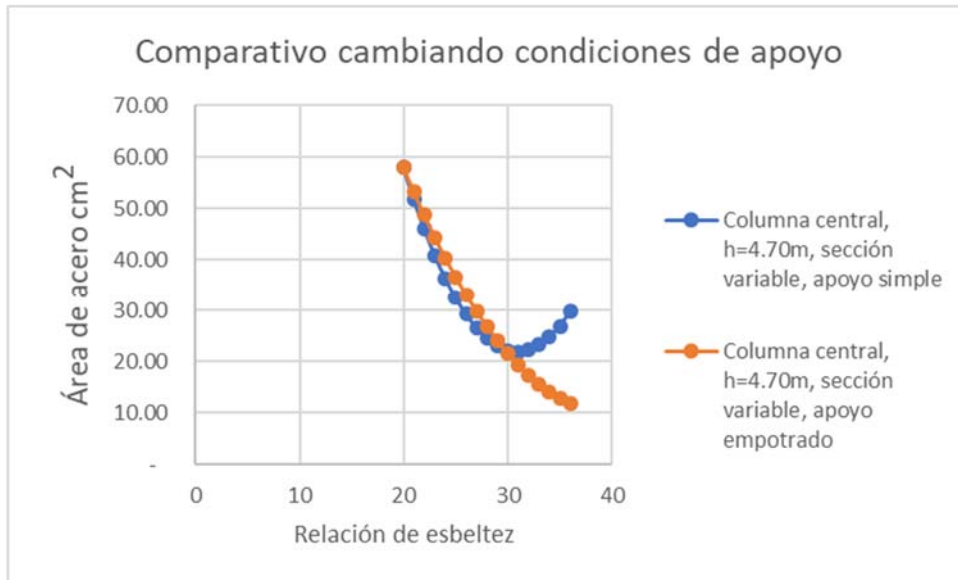


Figura 46. Comparativo cambiando condiciones de apoyo

Tabla 16. Porcentaje de variación entre condiciones de apoyo.

Gráfico de resultados	Ecuación obtenida en el diseño	Integral	Área bajo la curva entre kl/r=20 y kl/r=35	Porcentaje asignado para comparar
Grafico 1	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$Y = 0.1008x^3 - 9.3505x^2 + 311.04x$	466.84	101%
Grafico 13	$y = 0.1256x^2 - 9.914x + 206$	$Y = 0.04187x^3 - 4.957x^2 + 206.00x$	460.69	100%

Se observa en la figura 46 y en el porcentaje de variación de la tabla 16 (1%) que la variación es despreciable, comienza a variar solamente cuando se acerca al límite, cerca de la relación de esbeltez de 34. Es importante mencionar que depende también de las demás variables que afectan directamente la relación, como ser la altura de la columna y las dimensiones de la sección, las cuales están directamente relacionadas a la ecuación.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Existe un interés por parte de las personas encuestadas en conocer un poco más acerca de las variables que afectan la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado. Asimismo, la mayoría opina que la combinación que más afecta el diseño es la que está dentro de resistencia-sismo, lo cual coincide con los resultados obtenidos. Del resultado de la encuesta se confirman las variables identificadas para realizar el estudio.
- Para la relación entre las variables y el diseño de columnas de concreto reforzado se toma como parámetro comparativo los gráficos entre relación de esbeltez y cuantía de acero para diferentes situaciones. La variable que más afecta la relación de esbeltez en el diseño es la que corresponde a las dimensiones de la sección, lo cual coincide con el resultado de la encuesta en el que la mayoría de las personas considera que las dimensiones de la sección es la que más afecta la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto.
- La posición de la columna, ya sea de borde de centro o de esquina, no afecta de una manera considerable la relación de esbeltez en el diseño de las columnas. Es importante mencionar que se mantiene la tendencia del gráfico, no las cuantías de acero, ya que las columnas de borde y esquina están menos solicitadas que las de la parte central.
- Otra variable que afecta, de menor manera, la relación de esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado es la resistencia del concreto. Si se reduce la resistencia del concreto, hay una variación en la relación de esbeltez en los límites, ya que, por ejemplo, al ser menor

la sección y por ende una mayor relación de esbeltez, la sección necesita una mayor cuantía de acero que compense la reducción de la resistencia del concreto.

- Las condiciones de apoyo no representan una incidencia importante en los resultados para el diseño de la columna para el caso de estudio.

RECOMENDACIONES

- La presente investigación cubre solamente las variables que se describen en el estudio, existen otras variables que tienen un efecto en el diseño, las cuales se podrían identificar y estudiar en otra investigación.
- Se utilizó el modelo de una edificación de 3 niveles en el que se estudió el primer nivel, en otras investigaciones se podría estudiar edificaciones de más niveles y otras configuraciones.

CAPÍTULO VI. BIBLIOGRAFÍA

318, C. A. (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05).

ACI-ASCE, C. C. (2010). Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

Barros, E. (2012). Guía para el Diseño y Detallado Sismoresistente de Elementos Estructurales de Concreto Armado. Valencia, Venezuela.

Bueso, A. B. (s.f.). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú.

Cardona, R. (1996). Predimensionamiento de columnas en edificaciones de concreto armado. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

Cuevas, O. M. (2003). Análisis Estructural. México D.F.: LIMUSA.

Instituto Nacional de Tecnología Industrial. (s.f.). Obtenido de <https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/Capitulo11.pdf>

McCormac, J. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. México D.F.: Alfaomega.

Nilson, A. H. (2001). Diseño de Estructuras de Concreto. Santa Fe de Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.

Paulay, R. P. (1988). Estructuras de Concreto Reforzado. México D.F.: Editorial LIMUSA.

Varios, A. (2008). Código Hondureño de la Construcción. Tegucigalpa.

Yamashiro, R. (1969). Ponencia al 1er Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Lima, Perú.

ANEXOS

A continuación, se presentan las hojas de resultados y de cálculo obtenidas en la investigación.

A4 columna esquina	0.55	0.55	0.165	27,697.38	- 7,852.34	- 879.11	879.11	879.11	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	17.0	22.0	77%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A4 columna en borde extremo	0.55	0.55	0.165	36,638.55	- 8,840.14	- 3,398.97	1,162.91	1,162.91	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	17.0	29.9	57%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A5 columna central	0.6	0.6	0.18	51,572.13	- 9,815.62	- 4,565.31	1,714.26	1,714.26	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	29.5	53%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A5 columna esquina	0.6	0.6	0.18	28,797.89	- 8,177.18	- 957.24	957.24	957.24	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	22.0	71%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A5 columna en borde extremo	0.6	0.6	0.18	37,644.73	- 9,223.57	- 3,537.93	1,251.31	1,251.31	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	29.8	52%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A6 columna central	0.35	0.35	0.105	50,736.68	- 7,796.67	- 3,092.23	1,305.96	1,305.96	12.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	28.9	92%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A6 columna esquina	0.35	0.35	0.105	23,549.92	- 7,050.98	- 1,125.83	606.17	606.17	12.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	27.5	97%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A6 columna en borde extremo	0.35	0.35	0.105	26,158.65	- 2,808.62	- 8,781.82	673.32	673.32	13.00	1.09	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	33.1	81%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A7 columna central	0.3	0.3	0.09	63,595.80	- 1,914.42	- 8,278.53	1,541.56	1,541.56	36.00	3.99	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	31.1	31.8	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A7 columna esquina	0.3	0.3	0.09	27,861.22	- 2,071.85	- 7,574.63	675.36	675.36	26.00	2.86	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	31.1	35.1	89%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A7 columna en borde extremo	0.3	0.3	0.09	35,790.67	- 2,698.37	- 8,214.46	867.57	867.57	36.00	3.99	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	31.1	32.7	95%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A8 columna central	0.25	0.25	0.075	51,528.96	- 7,165.39	- 2,459.17	1,171.77	1,171.77	65(O/S #2)	10.44(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	37.3	28.3	132%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A8 columna esquina	0.25	0.25	0.075	21,472.24	- 6,896.34	- 1,580.10	488.28	488.28	49(O/S #2)	7.78(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	37.3	30.3	123%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A8 columna en borde extremo	0.25	0.25	0.075	33,343.39	- 7,151.11	- 2,294.39	758.23	758.23	61(O/S #2)	9.73(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	37.3	30.0	124%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
A9 columna central	0.4	0.4	0.12	52,798.68	- 2,473.42	- 10,157.08	1,359.04	1,359.04	16.00	1.32	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	27.5	32.4	85%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A9 columna esquina	0.4	0.4	0.12	9,690.74	7,691.20	- 1,552.42	249.44	249.44	14.00	1.14	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	27.5	32.1	86%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A9 columna en borde extremo	0.4	0.4	0.12	26,259.34	- 3,138.08	- 10,006.04	675.92	675.92	20.00	1.62	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	27.5	33.2	83%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A10 columna central	0.45	0.45	0.135	50,379.66	- 9,898.55	- 4,081.48	1,447.91	1,447.91	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	24.4	29.7	82%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A10 columna esquina	0.45	0.45	0.135	25,886.07	- 8,594.93	- 1,279.76	743.97	743.97	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	24.4	27.0	90%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A10 columna en borde extremo	0.45	0.45	0.135	35,302.01	- 9,412.95	- 3,433.34	1,014.58	1,014.58	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	24.4	30.5	80%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A11 columna central	0.5	0.5	0.15	50,581.55	- 10,371.94	- 4,393.85	1,529.59	1,529.59	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	29.8	74%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A11 columna esquina	0.5	0.5	0.15	26,917.69	- 8,870.79	- 1,239.94	813.99	813.99	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	26.1	84%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A11 columna en borde extremo	0.5	0.5	0.15	36,075.05	- 9,786.06	- 3,610.58	1,090.91	1,090.91	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	30.4	72%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A12 columna central	0.55	0.55	0.165	51,028.32	- 10,861.08	- 4,683.11	1,619.64	1,619.64	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	29.8	67%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A12 columna esquina	0.55	0.55	0.165	27,977.62	- 9,207.37	- 1,247.57	888.01	888.01	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	25.5	79%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A12 columna en borde extremo	0.55	0.55	0.165	36,974.64	- 10,199.64	- 3,775.80	1,173.58	1,173.58	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	30.3	66%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A13 columna central	0.6	0.6	0.18	51,683.63	- 11,369.43	- 4,953.13	1,717.96	1,717.96	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	18.3	29.8	61%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A13 columna esquina	0.6	0.6	0.18	29,087.49	- 9,600.27	- 1,293.39	966.87	966.87	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	18.3	25.0	73%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A13 columna en borde extremo	0.6	0.6	0.18	37,989.38	- 10,653.81	- 3,935.28	1,262.77	1,262.77	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	18.3	30.1	61%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A14 columna central	0.35	0.35	0.105	52,798.68	- 2,473.42	- 10,157.08	1,359.04	1,359.04	16.00	1.32	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	31.4	32.4	97%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A14 columna esquina	0.35	0.35	0.105	9,690.74	7,691.20	- 1,552.42	249.44	249.44	14.00	1.14	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	31.4	32.1	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A14 columna en borde extremo	0.35	0.35	0.105	26,259.34	3,138.08	- 10,006.04	675.92	675.92	20.00	1.62	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	31.4	33.2	95%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A15 columna central	0.3	0.3	0.09	63,440.78	2,244.02	- 9,367.88	1,537.80	1,537.80	47.00	5.26	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	36.7	32.0	114%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A15 columna esquina	0.3	0.3	0.09	28,255.88	2,341.20	8,772.94	684.92	684.92	37.00	4.13	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	36.7	34.9	105%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A15 columna en borde extremo	0.3	0.3	0.09	35,910.30	2,987.99	- 9,366.78	870.47	870.47	47.00	5.23	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	36.7	32.9	112%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A16 columna central	0.25	0.25	0.075	51,454.02	8,632.52	- 2,886.32	1,170.06	1,170.06	79(O/S #2)	12.65(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.040026	1	1	3.3	44.0	29.1	151%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1.040026	1	1	3.3			
			0																
A16 columna esquina	0.25	0.25	0.075	21,717.51	8,019.65	- 1,945.47	493.86	493.86	63(O/S #2)	10.14(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	44.0	31.0	142%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A16 columna en borde extremo	0.25	0.25	0.075	33,624.67	8,269.91	- 2,607.43	764.63	764.63	72(O/S #2)	11.59(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	44.0	30.5	144%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
A17 columna central	0.4	0.4	0.12	61,885.15	2,597.16	- 11,174.31	1,592.92	1,592.92	23.00	1.86	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	32.3	98%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A17 columna esquina	0.4	0.4	0.12	29,669.64	- 2,734.91	10,056.12	763.70	763.70	19.00	1.52	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	34.9	91%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A17 columna en borde extremo	0.4	0.4	0.12	26,359.10	- 3,445.94	11,131.47	678.48	678.48	25.00	2.01	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	33.3	95%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A18 columna central	0.45	0.45	0.135	50,417.62	- 11,126.60	4,383.63	1,449.00	1,449.00	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	30.0	94%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A18 columna esquina	0.45	0.45	0.135	26,122.62	- 9,766.60	1,683.72	750.76	750.76	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	28.6	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A18 columna en borde extremo	0.45	0.45	0.135	35,589.25	- 10,578.14	3,749.17	1,022.84	1,022.84	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	30.7	92%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A19 columna central	0.5	0.5	0.15	50,635.20	- 11,665.27	4,711.08	1,531.21	1,531.21	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	25.3	30.1	84%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A19 columna esquina	0.5	0.5	0.15	27,159.90	- 10,092.84	1,658.76	821.32	821.32	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	25.3	28.1	90%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A19 columna en borde extremo	0.5	0.5	0.15	36,366.75	- 11,003.89	3,942.02	1,099.73	1,099.73	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	25.3	30.7	83%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A20 columna central	0.55	0.55	0.165	51,096.20	- 12,225.23	5,019.30	1,621.79	1,621.79	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	23.0	30.1	76%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A20 columna esquina	0.55	0.55	0.165	28,226.76	- 10,488.36	- 1,682.94	895.92	895.92	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	23.0	27.6	83%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A20 columna en borde extremo	0.55	0.55	0.165	37,272.35	- 11,478.60	- 4,125.08	1,183.02	1,183.02	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	23.0	30.6	75%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A21 columna central	0.6	0.6	0.18	51,765.78	- 12,809.61	- 5,311.38	1,720.69	1,720.69	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	21.1	30.1	70%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A21 columna esquina	0.6	0.6	0.18	29,345.18	- 10,948.62	- 1,747.42	975.43	975.43	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	21.1	27.3	77%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A21 columna en borde extremo	0.6	0.6	0.18	38,295.48	- 12,002.10	- 4,304.34	1,272.94	1,272.94	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	21.1	30.5	69%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A22 columna central	0.35	0.35	0.105	61,885.15	- 2,597.16	- 11,174.31	1,592.92	1,592.92	23.00	1.86	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	32.3	112%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A22 columna esquina	0.35	0.35	0.105	29,669.64	- 2,734.91	10,056.12	763.70	763.70	19.00	1.52	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	34.9	104%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A22 columna en borde extremo	0.35	0.35	0.105	26,359.10	- 3,445.94	- 11,131.47	678.48	678.48	25.00	2.01	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	33.3	109%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A23 columna central	0.3	0.3	0.09	53,931.10	- 2,744.94	- 10,462.80	1,307.29	1,307.29	58(O/S #2)	6.41(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	32.5	130%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A23 columna esquina	0.3	0.3	0.09	28,605.99	- 2,595.76	9,883.34	693.41	693.41	48.00	5.34	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	34.8	121%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A23 columna en borde extremo	0.3	0.3	0.09	26,950.99	- 3,246.73	- 10,534.56	653.29	653.29	56(O/S #2)	6.27(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	33.3	127%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A24 columna central	0.25	0.25	0.075	51,342.55	- 12,795.10	- 4,201.80	1,167.53	1,167.53	102(O/S #2)	16.26(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.36931	1	1	3.8	50.7	30.7	165%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1.36931	1	1	3.8			
			0																
A24 columna esquina	0.25	0.25	0.075	21,932.08	- 9,057.53	- 2,280.41	498.74	498.74	74(O/S #2)	11.79(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	50.7	31.4	161%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A24 columna en borde extremo	0.25	0.25	0.075	33,858.66	- 9,303.33	- 2,897.39	769.95	769.95	81(O/S #2)	12.92(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	50.7	30.8	164%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
A25 columna central	0.4	0.4	0.12	61,742.19	- 2,904.11	- 12,173.37	1,589.24	1,589.24	30.00	2.49	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	35.8	32.4	110%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A25 columna esquina	0.4	0.4	0.12	30,027.88	- 2,988.61	11,162.83	772.92	772.92	22.00	1.83	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	35.8	34.8	103%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A25 columna en borde extremo	0.4	0.4	0.12	26,452.89	- 3,747.00	- 12,218.77	680.90	680.90	31.00	2.52	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	35.8	33.3	108%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A26 columna central	0.45	0.45	0.135	50,451.15	- 12,315.25	- 4,682.26	1,449.97	1,449.97	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	31.9	30.3	105%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A26 columna esquina	0.45	0.45	0.135	26,362.49	- 10,910.29	- 2,073.91	757.66	757.66	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	31.9	29.6	108%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A26 columna en borde extremo	0.45	0.45	0.135	35,878.66	- 11,715.28	- 4,058.36	1,031.15	1,031.15	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	31.9	31.0	103%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A27 columna central	0.5	0.5	0.15	50,685.74	- 12,919.13	- 5,024.44	1,532.74	1,532.74	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	28.7	30.3	94%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A27 columna esquina	0.5	0.5	0.15	27,405.77	- 11,288.77	- 2,065.04	828.75	828.75	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	28.7	29.2	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A27 columna en borde extremo	0.5	0.5	0.15	36,661.79	- 12,195.03	- 4,266.71	1,108.65	1,108.65	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	28.7	30.9	93%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A28 columna central	0.55	0.55	0.165	51,162.23	- 13,550.27	- 5,351.18	1,623.89	1,623.89	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	30.4	86%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A28 columna esquina	0.55	0.55	0.165	28,479.93	- 11,744.75	- 2,106.84	903.95	903.95	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	28.9	90%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A28 columna en borde extremo	0.55	0.55	0.165	37,574.41	- 12,732.00	- 4,467.64	1,192.61	1,192.61	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	30.8	85%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A29 columna central	0.6	0.6	0.18	51,847.18	- 14,211.49	- 5,664.88	1,723.40	1,723.40	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	30.3	79%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A29 columna esquina	0.6	0.6	0.18	29,607.33	- 12,273.65	- 2,190.91	984.15	984.15	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	28.6	83%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A29 columna en borde extremo	0.6	0.6	0.18	38,606.77	- 13,325.85	- 4,666.85	1,283.29	1,283.29	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	30.7	78%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A30 columna central	0.35	0.35	0.105	61,742.19	- 2,904.11	- 12,173.37	1,589.24	1,589.24	30.00	2.49	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	32.4	126%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A30 columna esquina	0.35	0.35	0.105	30,027.88	- 2,988.61	11,162.83	772.92	772.92	22.00	1.83	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	34.8	118%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A30 columna en borde extremo	0.35	0.35	0.105	26,452.89	- 3,747.00	- 12,218.77	680.90	680.90	31.00	2.52	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	33.3	123%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A31 columna central	0.3	0.3	0.09	46,273.40	- 3,228.71	- 11,090.78	1,121.67	1,121.67	65(O/S #2)	7.17(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	47.8	32.8	146%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A31 columna esquina	0.3	0.3	0.09	28,959.34	- 2,847.08	10,955.35	701.97	701.97	58(O/S #2)	6.48(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	47.8	34.8	137%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A31 columna en borde extremo	0.3	0.3	0.09	27,044.92	- 3,543.81	- 11,586.51	655.57	655.57	67(O/S #2)	7.44(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	47.8	33.3	143%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A32 columna central	0.25	0.25	0.075	51,228.05	- 22,158.02	- 7,180.68	1,164.93	1,164.93	122(O/S #2)	19.48(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	2.140911	1	1	4.3	57.3	32.1	179%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	2.140911	1	1	4.3			
			0																
A32 columna esquina	0.25	0.25	0.075	22,147.63	- 10,058.41	- 2,600.10	503.64	503.64	82(O/S #2)	13.05(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	57.3	31.7	181%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
A32 columna en borde extremo	0.25	0.25	0.075	34,091.27	- 11,176.88	- 3,449.48	775.24	775.24	92(O/S #2)	14.74(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.085066	1	1	4.3	57.3	31.3	183%
											Minor Bend(M2)	0.6	1.085066	1	1	4.3			

ANEXO 2. RESULTADOS PARA GRUPO B

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u, M_{u2}, M_{u3}

Axial Force and Biaxial Moment Factors

Columna	a	b	radio de giro	Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-m	Design M_{u3} kgf-m	Minimum M_2 kgf-m	Minimum M_3 kgf-m	Rebar Area cm^2	Rebar %		C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length m	k_l/r	34-12(M_1/M_2)	%
B1 columna central	0.4	0.4	0.12	62,147.69	- 1,931.56	- 9,039.97	1,599.68	1,599.68	24.00	1.92	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	23.3	31.9	73%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B1 columna esquina	0.4	0.4	0.12	28,918.42	- 2,210.07	- 7,685.96	744.36	744.36	14.00	1.17	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	23.3	35.2	66%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B1 columna extremo	0.4	0.4	0.12	35,330.47	- 2,971.41	- 8,770.97	909.41	909.41	22.00	1.79	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	23.3	32.8	71%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B2 columna central	0.45	0.45	0.135	50,307.47	- 8,565.67	- 3,756.04	1,445.84	1,445.84	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	20.7	29.4	71%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B2 columna esquina	0.45	0.45	0.135	25,619.61	- 7,348.35	- 849.96	736.31	736.31	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	20.7	23.6	88%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B2 columna extremo	0.45	0.45	0.135	34,974.93	- 8,168.39	- 3,092.08	1,005.18	1,005.18	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	20.7	30.1	69%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B3 columna central	0.5	0.5	0.15	50,495.89	- 8,970.28	- 4,051.23	1,527.00	1,527.00	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	18.7	29.5	63%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B3 columna esquina	0.5	0.5	0.15	26,645.05	- 7,574.72	- 805.75	805.75	805.75	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	18.7	22.0	85%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B3 columna extremo	0.5	0.5	0.15	35,744.60	- 8,488.59	- 3,252.53	1,080.92	1,080.92	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	18.7	30.0	62%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B4 columna central	0.55	0.55	0.165	50,930.04	- 9,385.71	- 4,319.37	1,616.52	1,616.52	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	17.0	29.5	58%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B4 columna esquina	0.55	0.55	0.165	27,697.38	- 7,852.34	- 879.11	879.11	879.11	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	17.0	22.0	77%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B4 columna extremo	0.55	0.55	0.165	36,638.55	- 8,840.14	- 3,398.97	1,162.91	1,162.91	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	17.0	29.9	57%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B5 columna central	0.6	0.6	0.18	51,572.13	- 9,815.62	- 4,565.31	1,714.26	1,714.26	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	29.5	53%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B5 columna esquina	0.6	0.6	0.18	28,797.89	- 8,177.18	- 957.24	957.24	957.24	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	22.0	71%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B5 columna extremo	0.6	0.6	0.18	37,644.73	- 9,223.57	- 3,537.93	1,251.31	1,251.31	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	15.6	29.8	52%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B6 columna central	0.35	0.35	0.105	62,147.69	- 1,931.56	- 9,039.97	1,599.68	1,599.68	24.00	1.92	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	31.9	84%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B6 columna esquina	0.35	0.35	0.105	28,918.42	- 2,210.07	7,685.96	744.36	744.36	14.00	1.17	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	35.2	76%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B6 columna extremo	0.35	0.35	0.105	35,330.47	- 2,971.41	- 8,770.97	909.41	909.41	22.00	1.79	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	26.7	32.8	81%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B7 columna central	0.3	0.3	0.09	63,595.80	- 1,914.42	- 8,278.53	1,541.56	1,541.56	50.00	5.57	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	31.1	31.8	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	2.8			
			0																
B7 columna esquina	0.3	0.3	0.09	35,790.67	- 2,698.37	- 8,214.46	867.57	867.57	49.00	5.44	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	2.8	31.1	32.7	95%

B10 columna extremo	0.45	0.45	0.135	35,302.01	- 9,412.95	- 3,433.34	1,014.58	1,014.58	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	24.4	30.5	80%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B11 columna central	0.5	0.5	0.15	50,581.55	- 10,371.94	- 4,393.85	1,529.59	1,529.59	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	29.8	74%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B11 columna esquina	0.5	0.5	0.15	26,917.69	- 8,870.79	- 1,239.94	813.99	813.99	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	26.1	84%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B11 columna extremo	0.5	0.5	0.15	36,075.05	- 9,786.06	- 3,610.58	1,090.91	1,090.91	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	22.0	30.4	72%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B12 columna central	0.55	0.55	0.165	51,028.32	- 10,861.08	- 4,683.11	1,619.64	1,619.64	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	29.8	67%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B12 columna esquina	0.55	0.55	0.165	27,977.62	- 9,207.37	- 1,247.57	888.01	888.01	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	25.5	79%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B12 columna extremo	0.55	0.55	0.165	36,974.64	- 10,199.64	- 3,775.80	1,173.58	1,173.58	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	20.0	30.3	66%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B13 columna central	0.6	0.6	0.18	51,683.63	- 11,369.43	- 4,953.13	1,717.96	1,717.96	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	18.3	29.8	61%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B13 columna esquina	0.6	0.6	0.18	29,087.49	- 9,600.27	- 1,293.39	966.87	966.87	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	18.3	25.0	73%

B16 columna esquina	0.25	0.25	0.075	21,717.51	- 8,019.65	- 1,945.47	493.86	493.86	71(O/S #2)	11.29(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	44.0	31.0	142%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B16 columna extremo	0.25	0.25	0.075	33,624.67	- 8,269.91	- 2,607.43	764.63	764.63	78(O/S #2)	12.53(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.3	44.0	30.5	144%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.3			
			0																
B17 columna central	0.4	0.4	0.12	61,885.15	- 2,597.16	- 11,174.31	1,592.92	1,592.92	39.00	3.20	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	32.3	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B17 columna esquina	0.4	0.4	0.12	29,669.64	- 2,734.91	10,056.12	763.70	763.70	28.00	2.25	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	34.9	91%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B17 columna extremo	0.4	0.4	0.12	35,551.10	- 3,525.31	- 11,049.95	915.09	915.09	37.00	3.02	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	31.7	33.0	96%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B18 columna central	0.45	0.45	0.135	50,417.62	- 11,126.60	- 4,383.63	1,449.00	1,449.00	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	30.0	94%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B18 columna esquina	0.45	0.45	0.135	26,122.62	- 9,766.60	- 1,683.72	750.76	750.76	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	28.6	98%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B18 columna extremo	0.45	0.45	0.135	35,589.25	- 10,578.14	- 3,749.17	1,022.84	1,022.84	20.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	28.1	30.7	92%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B19 columna central	0.5	0.5	0.15	50,635.20	- 11,665.27	- 4,711.08	1,531.21	1,531.21	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	25.3	30.1	84%

B22 columna central	0.35	0.35	0.105	61,885.15	- 2,597.16	- 11,174.31	1,592.92	1,592.92	39.00	3.20	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	32.3	112%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B22 columna esquina	0.35	0.35	0.105	29,669.64	- 2,734.91	10,056.12	763.70	763.70	28.00	2.25	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	34.9	104%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B22 columna extremo	0.35	0.35	0.105	35,551.10	- 3,525.31	- 11,049.95	915.09	915.09	37.00	3.02	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	36.2	33.0	110%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B23 columna central	0.3	0.3	0.09	51,149.20	- 9,700.25	- 3,354.02	1,239.86	1,239.86	56(O/S #2)	6.27(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	29.6	143%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B23 columna esquina	0.3	0.3	0.09	28,605.99	- 2,595.76	9,883.34	693.41	693.41	61(O/S #2)	6.8(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	34.8	121%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B23 columna extremo	0.3	0.3	0.09	34,086.79	- 9,687.18	- 3,773.58	826.26	826.26	56(O/S #2)	6.26(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	42.2	31.4	135%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B24 columna central	0.25	0.25	0.075	51,342.55	- 16,053.16	- 5,271.71	1,167.53	1,167.53	110(O/S #2)	17.57(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.717981	1	1	3.8	50.7	31.3	162%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1.717981	1	1	3.8			
			0																
B24 columna esquina	0.25	0.25	0.075	21,932.08	- 9,057.53	- 2,280.41	498.74	498.74	79(O/S #2)	12.64(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	3.8	50.7	31.4	161%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	3.8			
			0																
B24 columna extremo	0.25	0.25	0.075	33,858.66	- 9,324.41	- 2,903.96	769.95	769.95	85(O/S #2)	13.62(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.002267	1	1	3.8	50.7	30.8	164%

B27 columna extremo	0.5	0.5	0.15	36,661.79	- 12,195.03	- 4,266.71	1,108.65	1,108.65	25.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	28.7	30.9	93%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B28 columna central	0.55	0.55	0.165	51,162.23	- 13,550.27	- 5,351.18	1,623.89	1,623.89	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	30.4	86%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B28 columna esquina	0.55	0.55	0.165	28,479.93	- 11,744.75	- 2,106.84	903.95	903.95	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	28.9	90%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B28 columna extremo	0.55	0.55	0.165	37,574.41	- 12,732.00	- 4,467.64	1,192.61	1,192.61	30.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	26.1	30.8	85%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B29 columna central	0.6	0.6	0.18	51,847.18	- 14,211.49	- 5,664.88	1,723.40	1,723.40	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	30.3	79%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B29 columna esquina	0.6	0.6	0.18	29,607.33	- 12,273.65	- 2,190.91	984.15	984.15	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	28.6	83%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B29 columna extremo	0.6	0.6	0.18	38,606.77	- 13,325.85	- 4,666.85	1,283.29	1,283.29	36.00	1.00	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	23.9	30.7	78%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B30 columna central	0.35	0.35	0.105	61,742.19	- 2,904.11	- 12,173.37	1,589.24	1,589.24	47.00	3.83	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	32.4	126%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B30 columna esquina	0.35	0.35	0.105	30,027.88	- 2,988.61	11,162.83	772.92	772.92	35.00	2.84	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	34.8	118%

			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B30 columna extremo	0.35	0.35	0.105	35,655.37	- 3,790.33	- 12,106.20	917.77	917.77	45.00	3.67	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	41.0	33.1	124%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B31 columna central	0.3	0.3	0.09	51,091.97	- 10,746.95	- 3,639.94	1,238.47	1,238.47	65(O/S #2)	7.27(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.000783	1	1	4.3	47.8	29.9	160%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1.000783	1	1	4.3			
			0																
B31 columna esquina	0.3	0.3	0.09	23,203.61	- 10,804.79	- 3,087.10	562.46	562.46	57(O/S #2)	6.29(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	47.8	31.8	150%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B31 columna extremo	0.3	0.3	0.09	34,381.54	- 10,587.41	- 3,382.77	833.41	833.41	60(O/S #2)	6.62(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	47.8	31.0	154%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B32 columna central	0.25	0.25	0.075	51,228.05	- 37,335.31	- 12,099.13	1,164.93	1,164.93	128(O/S #2)	20.42(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	3.607342	1	1	4.3	57.3	32.8	175%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	3.607342	1	1	4.3			
			0																
B32 columna esquina	0.25	0.25	0.075	22,147.63	- 10,058.41	- 2,600.10	503.64	503.64	85(O/S #2)	13.67(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1	1	1	4.3	57.3	31.7	181%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1	1	1	4.3			
			0																
B32 columna extremo	0.25	0.25	0.075	34,091.27	- 12,817.04	- 3,955.67	775.24	775.24	100(O/S #2)	16.01(O/S #2)	Major Bend(M3)	0.6	1.244294	1	1	4.3	57.3	31.6	181%
			0								Minor Bend(M2)	0.6	1.244294	1	1	4.3			

RESUMEN DE ECUACIONES OBTENIDAS

Grafico de resultados	fy	fc	Ubicación de Columna	Tipo de Apoyo	Dimensiones de la columna	Altura de la columna	X	Y	Ecuacion obtenida en el diseño	R2
Grafico 1	4200	280	Central	Simple	variable	4.70 m	kl/r	As	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$R^2 = 0.9352$
Grafico 2	4200	280	Central	Simple	variable	4.20m	kl/r	As	$y = 0.2498x^2 - 14.482x + 230.75$	$R^2 = 0.9871$
Grafico 3	4200	280	Central	Simple	variable	3.70m	kl/r	As	$y = 0.3111x^2 - 16.754x + 240.83$	$R^2 = 0.931$
Grafico 4	4200	280	Central	Simple	variable	3.20m	kl/r	As	$y = 0.3812x^2 - 18.065x + 227.05$	$R^2 = 0.9227$
Grafico 5	4200	280	Central	Simple	0.50x0.50m	variable	kl/r	As	$y=25$	NA
Grafico 6	4200	280	Central	Simple	0.40x0.40m	variable	kl/r	As	$y = 0.0432x^2 - 1.092x + 13.81$	$R^2 = 0.9976$
Grafico 7	4200	280	Central	Simple	0.35x0.35m	variable	kl/r	As	$y = 0.0331x^2 - 0.9555x + 13.81$	$R^2 = 0.9976$
Grafico 8	4200	280	Central	Simple	0.30x0.30m	variable	kl/r	As	$y = 1.98x - 25.6$	$R^2 = 1$
Grafico 9	4200	280	Esquina	Simple	variable	4.70m	kl/r	As	$y = 0.1798x^2 - 11.955x + 219.28$	$R^2 = 0.9914$
Grafico 10	4200	280	Borde	Simple	variable	4.70m	kl/r	As	$y = 0.3178x^2 - 19.544x + 322.51$	$R^2 = 0.9271$
Grafico 11	4200	210	Central	Simple	variable	4.70m	kl/r	As	$y = 0.5631x^2 - 33.034x + 506.03$	$R^2 = 0.8854$
Grafico 12	4200	210	Central	Simple	0.40x0.40m	variable	kl/r	As	$y = 2E-15x^2 + 1.824x - 18.46$	$R^2 = 0.9993$
Grafico 13	4200	280	Central	Empotrado	variable	4.7m	kl/r	As	$y = 0.1256x^2 - 9.914x + 206$	$R^2 = 1$

RESUMEN AREA BAJO LA CURVA PARA ECUACIONES OBTENIDAS

Grafico de resultados	Ecuacion obtenida en el diseño	Integral	Area bajo la curva entre kl/r=20 y kl/r=35
Grafico 1	$y = 0.3024x^2 - 18.701x + 311.04$	$Y = 0.1008x^3 - 9.3505x^2 + 311.04x$	466.84
Grafico 2	$y = 0.2498x^2 - 14.482x + 230.75$	$y = 0.0833x^3 - 7.241x^2 + 230.75x$	392.51
Grafico 3	$y = 0.3111x^2 - 16.754x + 240.83$	$y = 0.1037x^3 - 8.377x^2 + 240.83x$	317.96
Grafico 4	$y = 0.3812x^2 - 18.065x + 227.05$	$y = 0.1271x^3 - 9.0325x^2 + 227.05x$	386.55
Grafico 5	$y = 25$		
Grafico 6	$y = 0.0432x^2 - 1.092x + 13.81$	$0.0144x^3 - 0.546x^2 + 13.81x$	258.9
Grafico 7	$y = 0.0331x^2 - 0.9555x + 13.81$	$0.01103x^3 - 0.4778x^2 + 13.81x$	198.64
Grafico 8	$y = 1.98x - 25.6$	$0.99x^2 - 25.60x$	432.75
Grafico 9	$y = 0.1798x^2 - 11.955x + 219.28$	$0.0599x^3 - 5.9775x^2 + 219.28x$	446.78
Grafico 10	$y = 0.3178x^2 - 19.544x + 322.51$	$0.106x^3 - 9.772x^2 + 322.21x$	465.64
Grafico 11	$y = 0.5631x^2 - 33.034x + 506.03$	$0.1877x^3 - 16.517x^2 + 506.03x$	509.96
Grafico 12	$y = 2E-15x^2 + 1.824x - 18.46$		
Grafico 13	$y = 0.1256x^2 - 9.914x + 206$	$0.04187x^3 - 4.957x^2 + 206.00x$	460.69

RE: CORRECCIONES A DOCUMENTO DE TESIS DE POSTGRADO

FUNES MATUTE LUZ MARINA

mar 31/10/2017 17:33

Para: Gustavo Lanza Aplicano <gustavoaplicano@unitec.edu>;

 1 archivos adjuntos (3 MB)

PROYECTO DE GRADUACION GUSTAVO LANZA 11513201 23 DE OCTUBRE revisado.docx;

Muy buenas ingeniero

Adjunto el documento con 3 pequeñas correcciones mas.

No necesita enviármelo de nuevo por lo que por medio de la presente le doy el visto bueno del documento para que lo entregue a Post grado.

Gracias

From: Gustavo Lanza Aplicano [mailto:gustavoaplicano@unitec.edu]

Sent: viernes, 27 de octubre de 2017 08:50 a.m.

To: FUNES MATUTE LUZ MARINA <luz.funez@unitec.edu>

Cc: gustavoaplicano@hotmail.com

Subject: CORRECCIONES A DOCUMENTO DE TESIS DE POSTGRADO

Buenos días Ing. Luz Marina.

Adjunto el archivo del documento de mi tesis "Propuesta para el estudio de las variables que afectan la esbeltez en el diseño de columnas de concreto reforzado" con las correcciones de las observaciones de la terna.

Agradeceré me confirme de recibido.

Quedo a la espera de sus comentarios, Saludos cordiales!

Aprobacion de documento

Garcia Lezcano Mina Cecilia <ceciliagarcial@unitec.edu>

vie 13/10/2017 08:16 a.m.

Para: Gustavo Lanza Aplicano <gustavoaplicano@hotmail.com>;

Buenos días, estimado Gustavo:

Una vez revisado su documento y confirmando que se han realizado todas las correcciones indicadas le informo que puede iniciar sus tramites en el departamento de posgrado de UNITEC.

reciba mis saludos,

Arq. Mina Cecilia Garcia, Consultoria de Proyectos.
PhD en Investigación Administrativa

Carta de compromiso para asesoría temática

Señores Facultad de Postgrado UNITEC.

Por este medio yo Oscar R. Sanchez R.

Identidad No. 0801-1966-00517, Licenciado en

Ingeniería Civil con Maestrías en Ingeniería de Estructuras

Hago constar que asumo la responsabilidad de asesorar el trabajo de Tesis de

Maestría denominado PROPUESTA PARA EL ESTUDIO DE LAS VARIABLES

QUE AFECTAN LA RELACION DE ESBELTEZ EN EL DISEÑO DE COLUMNAS

DE CONCRETO REFORZADO

a ser desarrollado por el estudiante:

Gustavo Adolfo Lanza Aptirano

Para lo cual me comprometo a realizar de manera oportuna las revisiones y facilitar

las observaciones que considere pertinentes a fin de que se logre finalizar el trabajo

de tesis en el plazo establecido por la Facultad de Postgrado.

Firma:

Nombre

Oscar Sanchez