



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ

**INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN
EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO**

Autor: Álvarez M. Anderson Y

Urb. Yuma II, Calle No 3 Municipio San Diego
Teléfono (0241) 8714240 (máster)



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN
EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO**

Proyecto de Trabajo de Grado presentado como requisito parcial para optar al título
de:

INGENIERO CIVIL

Autor: Álvarez Anderson
C.I 26.379.637

Tutor Académico: Ing. Curreri Joel

San Diego, noviembre de 2020.



FI-L -004-2020-2CR (TG)

Valencia, 16 de octubre de 2020

Ciudadano:
Álvarez M., Anderson Y.
26.379.637
Presente-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° **05-2020** de fecha **27-07-2020** aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado ***INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO*** presentado por usted (es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Joel Curreri C.I:17.338.221 como Tutor Académico que los asesorara en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Zaida Osto', written over a horizontal line.

Dra. Zaida Osto

Decana (E) de la Facultad de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

Zo/a.a.



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

ACEPTACIÓN DEL TUTOR

Quien suscribe, Ingeniero Joel Curreri, portador de la cédula de identidad N° 17.338.221, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por el Bachiller: Anderson Álvarez, portador de la cédula de identidad N° 26.379.637 titulado: **“INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO”** presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe,

En San Diego, al 26 del mes de octubre del año dos mil Veinte (2020).

**Ing. Joel Curreri
C.I.: 17.338.221**

DEDICATORIA

En primer lugar, le dedico este trabajo a mis padres, ya que son mi ejemplo a seguir, donde además de darme fortaleza y amor incondicional ante cualquier circunstancia me han brindado su apoyo y consejo en mi vida universitaria, lo cual ha sido fundamental para alcanzar los objetivos que me he planteado a lo largo de mi vida académica.

A mi familia en general y a mi novia, por siempre haber estado brindándome su apoyo y atención en cada una de las etapas de mi carrera.

A mis compañeros de estudio, quienes estuvieron junto a mí desde inicios de la carrera donde vivimos muchas experiencias juntos para lograr nuestra meta.

A mi tutor Ingeniero Joel Curreri, por su guía, apoyo y paciencia durante la realización de este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo, le agradezco a Dios por permitirme tener una extraordinaria vida, y por concederme estar en el camino que siempre desee para obtener mi carrera universitaria.

A mi casa de estudios, la Universidad José Antonio Páez, la cual abrió sus puertas durante el proceso de formación como profesional, convirtiéndose en mi segunda casa.

A mis profesores quienes a pesar de las circunstancias me brindaron sus conocimientos y experiencias para formarme como excelente profesional capaz de resolver todas las situaciones que se presenten en mi vida laboral, especialmente a mi tutor académico, el Ing. Joel Curreri, el cual a pesar de las circunstancias me brindo sus conocimientos y apoyo para el desarrollo del trabajo de grado.

Finalmente, pero no menos importante, a mi familia, novia, amigos y compañeros quienes fueron partícipes de mi etapa universitaria apoyándome ante cualquier situación que se presentara en el transcurso de la carrera.

ÍNDICE GENERAL

| CONTENIDO | pp. |
|--|------------|
| INDICE DE TABLAS | x |
| INDICE DE GRAFICAS | x |
| INDICE DE FIGURAS | xiii |
| RESUMEN INFORMATIVO | xv |
| INTRODUCCIÓN | 16 |
| CAPÍTULO | |
| I EL PROBLEMA | |
| 1.1 Planteamiento del Problema | 18 |
| 1.2 Formulación del problema | 20 |
| 1.3 Objetivos de la investigación | 20 |
| 1.3.1 Objetivo General | 20 |
| 1.3.2 Objetivos Específicos | 20 |
| 1.4 Justificación de la Investigación | 21 |
| 1.5 Alcance y limitaciones | 22 |
| II MARCO TEÓRICO | |
| 2.1 Antecedentes | 24 |
| 2.2 Bases Teóricas | 28 |
| 2.2.1 Concreto simple | 28 |
| 2.2.2 Acero de refuerzo | 29 |
| 2.2.3 Concreto Armado | 36 |
| 2.2.4 Comportamiento estructural entre el concreto y el acero..... | 37 |
| 2.2.5 Modos de falla de una viga de concreto reforzado | 38 |

| | |
|--|----|
| 2.2.6 Resistencia..... | 40 |
| 2.2.7 Rigidez | 41 |
| 2.2.8 Ductilidad | 41 |
| 2.2.9 Comportamiento de elementos sujetos a flexión..... | 41 |
| 2.2.10 Determinación de la resistencia..... | 43 |
| 2.2.11 El diseño con aceros de altas resistencias | 44 |
| 2.2.12 Flexión en vigas de concreto reforzado..... | 45 |
| 2.2.13 Normas técnicas | 51 |
| 2.3 Definición de Términos Básicos | 56 |

III MARCO METODOLÓGICO

| | |
|--|----|
| 3.1 Tipo de Investigación..... | 59 |
| 3.2 Nivel de la Investigación..... | 60 |
| 3.3 Diseño de la Investigación | 60 |
| 3.4 Población y Muestra..... | 61 |
| 3.5 Técnica e Instrumentos de recolección de datos | 61 |
| 3.6 Fases Metodológicas del estudio | 62 |
| 3.6.1 Fase I | 62 |
| 3.6.2 Fase II | 63 |
| 3.6.3 Fase III..... | 64 |
| 3.6.4 Fase IV | 66 |

IV RESULTADOS

| | |
|--|----|
| 4.1 Comparación del área de acero de refuerzo longitudinal requerido en vigas | 68 |
| 4.2 Comparación de la altura total de la sección requerida en vigas | 76 |

| | |
|---|------------|
| 4.3 Comparación de la altura total de la sección requerida en vigas doblemente reforzadas | 84 |
| 4.4 Comparación de área de acero de refuerzo longitudinal negativo requerido..... | 90 |
| 4.5 Comparación de área de acero de refuerzo longitudinal positivo requerido..... | 98 |
| 4.6 Comparación de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 5 niveles con cuantía promedio | 102 |
| 4.7 Comparación de kg de acero total en vigas de un edificio de 5 niveles con cuantía promedio | 103 |
| 4.8 Comparación de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 10 niveles con cuantía máxima | 104 |
| 4.9 Comparación de kg de acero total en vigas de un edificio de 10 niveles con cuantía máxima | 105 |
| 4.10 Comparación de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 15 niveles con cuantía máxima | 106 |
| 4.11 Comparación de kg de acero total en vigas de un edificio de 15 niveles con cuantía máxima | 107 |
| 4.12 Comparación de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 20 niveles con cuantía promedio..... | 108 |
| 4.13 Comparación de kg de acero total en vigas de un edificio de 20 niveles con cuantía promedio | 109 |
| CONCLUSIONES | 110 |
| RECOMENDACIONES | 112 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 113 |

| | |
|---------------------|------------|
| ANEXOS | 115 |
|---------------------|------------|

ÍNDICE DE TABLAS

| TABLA | pp. |
|---|------------|
| 1. Recubrimientos mínimos COVENIN 1753-1987 | 48 |
| 2. Recubrimientos mínimos FONDONORMA 1753-2006..... | 48 |
| 3. Recubrimientos mínimos ACI 318-14 | 49 |
| 4. Valores del factor | |

| | |
|---|----|
| 8. Área de acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso de depósito cuantía del 10% LV | 76 |
| 9. Altura total de la sección requerida para vigas de uso residencial $f'c=250\text{kgf/cm}^2$ | 77 |
| 10. Altura total de la sección requerida para vigas de uso residencial $f'c=250\text{kgf/cm}^2$ | 78 |
| 11. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de oficina $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ | 79 |
| 12. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de oficina $f'c=350\text{kgf/cm}^2$ | 80 |
| 13. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de salón de fiesta $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ | 81 |
| 14. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de salón de fiesta $f'c=350\text{kgf/cm}^2$ | 80 |
| 15. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de salón de depósito $f'c=210\text{kgf/cm}^2$ | 83 |
| 16. Altura total de la sección requerida para vigas de uso de salón de depósito $f'c=350\text{kgf/cm}^2$ | 84 |
| 17. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso residencial cuantía promedio | 85 |
| 18. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso residencial cuantía máxima | 86 |
| 19. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso oficina cuantía mecánica | 87 |
| 20. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso oficina cuantía 10% LV | 88 |
| 21. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso salón de fiesta cuantía máxima | 89 |

| | |
|--|-----|
| 22. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso deposito cuantía promedio | 90 |
| 23. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso residencial cuantía máxima | 91 |
| 24. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso residencial cuantía mecánica | 92 |
| 25. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso oficina cuantía promedio | 93 |
| 26. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso oficina cuantía 10% LV | 94 |
| 27. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso salón de fiesta cuantía mecánica..... | 95 |
| 28. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso salón de fiesta cuantía máxima..... | 96 |
| 29. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso de depósito cuantía promedio..... | 97 |
| 30. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso de depósito cuantía 10% LV. | 98 |
| 31. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso residencial cuantía promedio | 99 |
| 32. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso de oficina cuantía mecánica | 100 |
| 33. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso de salón de fiesta cuantía máxima | 101 |
| 34. Área de acero requerido para viga doblemente reforzada de uso de depósito cuantía 10% LV | 102 |
| 35. Cantidad de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 5 niveles con cuantía promedio | 103 |

| | |
|---|-----|
| 36. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 5 niveles con cuantía promedio | 104 |
| 37. Cantidad de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 10 niveles con cuantía máxima..... | 105 |
| 38. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 10 niveles con cuantía máxima..... | 106 |
| 39. Cantidad de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 15 niveles con cuantía máxima..... | 107 |
| 40. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 15 niveles con cuantía máxima..... | 108 |
| 41. Cantidad de m ³ de concreto total en vigas de un edificio de 20 niveles con cuantía promedio | 109 |
| 42. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 20 niveles con cuantía promedio | 110 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| FIGURA | pp. |
|---|------------|
| 1. Curvas de Esfuerzo-Deformación para diferentes aceros..... | 31 |
| 2. Tabla 1 de la norma ASTM A615/ A615M-14 | 32 |
| 3. Tabla 2 de la norma ASTM A615/ A615M-14 | 33 |
| 4. Tabla 3 de la norma ASTM A615/ A615M-14 | 33 |
| 5. Tabla 1 de la norma ASTM A706/ A706M-14 | 34 |
| 6. Tabla 2 de la norma ASTM A706/ A706M-14 | 34 |
| 7. Tabla 3 de la norma ASTM A706/ A706M-14 | 35 |
| 8. Tabla 1 de la norma ASTM A1035/A1035M-14 | 36 |
| 9. Tabla 2 de la norma ASTM A1035/A1035M-14 | 36 |
| 10. tabla 3 de la norma ASTM A1035/A1035M-14 | 36 |

| | |
|---|----|
| 11. Diagrama momento-curvatura para un elemento subreforzado | 39 |
| 12. Diagrama momento-curvatura para distintos tipos de fallas en flexión .. | 40 |
| 13. Gráfico representativo y fórmulas de definición de acuerdo a la ductilidad | 43 |
| 14. Grafica de carga deflexión de un elemento de concreto reforzado | 44 |
| 15. Recubrimiento de protección | 47 |
| 16. Recubrimiento de diseño | 49 |
| 17. Hipótesis sobre la distribución de deformaciones y refuerzos en la zona de compresión | 51 |
| 18. Probabilidad de falla | 56 |
| 19. Disposición de las vigas en planta por nivel para las distintas edificaciones | 65 |



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Autor: Álvarez Anderson.

Tutor Académico: Ing. Curreri Joel.

Fecha: Junio, 2020.

RESUMEN

El presente estudio centró su propósito en evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto bajo los lineamientos del código ACI 318-19 en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado. Es decir, en función a las resistencias de los materiales que utilizamos medimos su impacto en las dimensiones de la sección transversal, cantidad de acero de refuerzo requerido y cantidad de material necesario para su construcción. El tipo de investigación responde a una modalidad de proyecto factible con base en fuentes documentales y de campo, con un nivel de investigación descriptivo. A través de este estudio, los estudiantes, ingenieros y expertos en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado podrán conocer la metodología que se debe aplicar y los beneficios en cantidad de material al usar aceros de refuerzo con mayor resistencia conjuntamente con distintas resistencias a compresión del concreto, y con eso poder proponer e incorporar en sus proyectos las nuevas tendencias en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado.

Descriptor: Acero de Refuerzo, Vigas, Concreto Reforzado, Diseño estructural, Aceros de Alta Resistencia.

INTRODUCCIÓN

Desde sus inicios, el hombre se ha venido caracterizando por establecerse en zonas donde la existencia de recursos satisface sus necesidades de consumo, buscando soluciones habitacionales en función a los materiales disponibles. En Venezuela todo proyecto estructural en concreto armado debe realizarse bajo las condiciones establecidas por un conjunto de normas derivadas en su mayoría del Instituto Americano del Concreto (ACI). Dichas normas son sometidas a discusión en las comisiones técnicas de normalización a fin de establecer las posiciones técnicas sectoriales y de esta manera obtener un documento normativo acorde con los requerimientos del país.

Como respuesta de esto, se logra observar la tendencia mundial de tendencia de usar aceros de alta resistencia en estructuras de concreto armado, las cuales han dado pie a investigaciones que estudian el comportamiento de estructuras reforzadas con estos aceros; estándares de fabricación están incorporando aceros de mayor resistencia en sus normas; nuevos estudios proponen modificaciones a los actuales reglamentos de diseño en concreto armado.

En virtud de esto, se ha venido generando la necesidad de aprender de los errores de diseño y construcción de estas edificaciones, con el fin de perfeccionar las hipótesis sobre el comportamiento de las estructuras ante las cargas, buscándose con ello, mejorar la configuración estructural de las nuevas. En virtud de esto, se establece la importancia de la presente tesis, la cual pretende promover el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado con aceros de alta resistencia en Venezuela, como una alternativa frente al tradicional acero de grado 60, a fin de poder beneficiarse de las ventajas que conlleva su uso, específicamente aceros grado 80 y grado 100.

A través del presente estudio, se pretende investigar y conocer más acerca del comportamiento de las estructuras de concreto reforzado con estos aceros, buscándose con ello que los reglamentos de diseño venezolanos se modernicen e incorporen las nuevas tendencias. He aquí que el mismo tenga como objetivo general: Evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de y del uso de acero de refuerzo y concreto bajo los lineamientos del ACI 318-19 en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado, estableciéndose para ello la siguiente estructura de trabajo:

Capítulo I el problema se presenta la justificación de la investigación, así como también los objetivos y el alcance al cual estará proyectado. El capítulo II, Marco teórico, expone todas las bases teóricas, formulas e hipótesis el cual se sustenta esta investigación para el cálculo y diseño de vigas de concreto armado. El Capítulo III, Marco metodológico hace referencia al tipo de investigación, recursos utilizados para realizar la misma y describe las faces necesarias para calcular la ductilidad en vigas de concreto armado. En el Capítulo IV, se describen los recursos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del Problema

El desarrollo de las nuevas tendencias en todos los ámbitos de la vida humana se está dando en nuestra generación a un ritmo que resulta frenético, eso genera que sea responsabilidad de los profesionales de cada área conseguir formas y modelos de adaptación que les permitan seguir a la vanguardia de todos aquellos elementos requeridos para la optimización de sus tareas y profesiones.

A razón de esto, se resalta lo observado en el ámbito constructivo, donde se ha visto una gran variedad de diseños de miembros estructurales de concreto reforzado, buscando cada vez que las estructuras sean más económicas y a su vez tener un grado de seguridad que permita a dicha estructura comportarse adecuadamente ante las cargas que serán aplicadas sobre ella a lo largo de su vida útil.

Cuando estas estructuras son diseñadas y construidas dejando de lado un respaldo normativo, se corre el riesgo de obtener estructuras en las que no se garantiza un comportamiento estructural adecuado. Conforme a esta realidad, se observa que en la construcción contemporánea se dan dos situaciones completamente diferentes en lo concerniente a la calidad y seguridad de una obra. En base a esto Marrufo y Camt (2017), plantean:

El diseño estructural consiste en todas aquellas actividades que se desarrollan para determinar la forma, dimensiones globales y características detalladas de un sistema estructural, es decir, de aquella parte de una construcción cuya función es resistir las fuerzas o acciones las que va a estar sometido sin que se produzcan fallas o mal comportamiento. (p. 121).

Según lo expuesto, es deber del ingeniero estructural tener siempre presente que el diseño no constituye un fin por sí mismo, el mismo representa sólo una parte del proceso que conduce a la construcción de una obra terminada, por lo que se considera que lo importante viene a ser la calidad del resultado que se logre y que el proyecto será más satisfactorio; de ahí, que países como Estados Unidos desarrollen programas de investigación dirigidos a la creación y actualización de normativas legales, que controlan la manera en que se diseñan y construyen las edificaciones, como es el caso del Código ACI-318 del Instituto Americano de Concreto (ACI).

Contario a esto, se observa con preocupación que la última propuesta de actualización de la norma en Venezuela para el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado fue iniciada en el año 2001 con un proyecto auspiciado por el Fondo Nacional de Ciencias, Tecnología e Innovación (FONACIT) y Sociedad Venezolana de Ingeniería Sísmica (SOCVIS), estableciendo como principal objetivo, la Elaboración de un Cuerpo de Especificaciones destinadas a sustituir la norma COVENIN 1753-87, vigente desde 1985 y fundamentada en el Código ACI-318 del año 1983.

Tal situación lleva al surgimiento del Documento Técnico FONDONORMA 1753-2006, el cual lleva por título: “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”, basado en la actualización del Código ACI-318 del año 2005, dicho postulado responde al hecho de que Venezuela no cuenta con una normativa de diseño y construcción de obras en concreto armado actualizada, lo que conduce a utilizar una disposición transitoria, la cual autoriza a los ingenieros Venezolanos a usar la última versión del Código ACI-318, la versión más reciente es el ACI 318-19.

No obstante, pese a que son utilizadas las últimas versiones de la norma ACI 318 los diseños y construcciones en concreto reforzado realizados en Venezuela pudieran estar siendo diseñadas o construidas sin tomar en cuenta los últimos aportes que han generado los investigadores e ingenieros especialistas en la materia, especialmente en lo que refiere a la utilización de aceros de refuerzo de alta resistencia en el diseño estructural de miembros de concreto reforzado.

Claramente existen conocimientos sobre el comportamiento de estructuras de concreto reforzado utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural, sin embargo no se ha hecho una comparación que indique si al combinar en el diseño estructural aceros de refuerzo y concreto con resistencias mayores a los comúnmente utilizados puedan aplicarse los mismos métodos y formulaciones de diseños, si aplican los mismos requisitos normativos de las normativas anteriores y cuál sería la variación en el cómputo de los materiales para su construcción.

1.2. Formulación del Problema

La situación antes señalada lleva a plantear la siguiente interrogante: ¿Cuál será la influencia de usar distintas resistencias de aceros de refuerzo y concreto estructural en las dimensiones, cuantías de refuerzo y cantidades de materiales obtenidas del diseño estructural de vigas de concreto reforzado según el código ACI 318-19?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General

Evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto bajo los lineamientos del ACI 318-19 en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado.

1.3.2. Objetivos Específicos

Identificar los lineamientos y requerimientos normativos para el diseño estructural de vigas de concreto reforzado al usar distintas resistencias de acero de refuerzo según al ACI 318-19 y Documento Técnico Fondonorma 1753-2006.

Establecer el procedimiento para el diseño estructural de vigas de concreto reforzado según el ACI 318-19.

Realizar el diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

Comparar las cantidades de materiales obtenidos del diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

1.4. Justificación de la Investigación.

A nivel mundial existe la tendencia a usar aceros de alta resistencia en estructuras de concreto reforzado. Tal es así que desde tiempo atrás se vienen efectuando investigaciones que estudian el comportamiento de estructuras reforzadas con estos aceros, estándares de fabricación están incorporando aceros de mayor resistencia en sus normas y nuevos estudios proponen modificaciones a los actuales reglamentos de diseño en concreto reforzado.

Desde el punto de vista práctico, usar aceros de alta resistencia para el refuerzo de estructuras tiene ventajas y desventajas. Como ventajas se tiene: disminución en la cantidad de barras de refuerzo lo cual implica descongestionar columnas, muros y nodos en el encuentro de vigas-columnas, menor cantidad de estribos en columnas producto del menor número de barras verticales, menores cuantías en vigas y columnas y estructuras más ligeras. Como desventajas de estos aceros es que al ser más resistentes pierden ductilidad lo cual es tomado en cuenta por los reglamentos de diseño para garantizar un comportamiento adecuado y proporcionar un grado razonable de seguridad ante el colapso.

Con el desarrollo de la presente tesis se pretende promover el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado con aceros de alta resistencia en Venezuela, como una alternativa frente al tradicional acero de grado 60, a fin de poder beneficiarse de las ventajas que conlleva su uso, específicamente aceros grado 80 y

grado 100. Esperamos que conforme se investigue y se conozca más del comportamiento de las estructuras de concreto reforzado con estos aceros, los reglamentos de diseño venezolanos se modernicen e incorporen las nuevas tendencias.

Finalmente, el estudio a realizar representa un aporte para la Ingeniería Civil debido a que implicará un aporte al diseño de estructuras de concreto armado, ya que al evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto bajo los lineamientos del ACI 318-19 en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado se presentarán los aspectos que han sido modificados en dicha norma con base a los nuevos requerimientos para la construcción de edificaciones de concreto armado, con lo cual el profesional de esta área podrá conocer las variaciones en la normativa que rige el diseño de las estructuras de este material, tomando en cuenta las modificaciones realizadas a los parámetros de diseño de este tipo de construcción, realizando de esta manera un gran aporte teórico ya que se podrá utilizar para el diseño de edificaciones en concreto armado.

1.5. Alcance y limitaciones

La presente investigación, está dirigida a incrementar los conocimientos que se tienen en el país acerca de los requerimientos, especificaciones y lineamientos técnicos especificados en códigos internacionales (ACI 318-19) asociados al uso de aceros de refuerzo de alta resistencia. Así como la influencia de la resistencia de los refuerzos y el concreto en el diseño estructural de miembros de concreto reforzado sometidos a flexión y con ello promover su uso en la construcción de edificaciones en Venezuela.

Se modelarán estructuras de edificios de concreto armado vaciados en sitio, ubicados en Valencia, Edo Carabobo sometido únicamente a cargas gravitacionales (permanentes y variables), los mismos serán de tipo regular, simétricos en ambos sentidos con vanos de 6.00 metros de longitud. A estos edificios de la misma forma en planta se le realizarán variaciones con respecto al número de niveles y se permutarán distintas resistencias de aceros de refuerzo con resistencias a compresión del concreto,

con el fin de evaluar la influencia de utilizar distintas resistencias de aceros de refuerzo y concreto estructural en ls dimensiones, cuantías de refuerzo y cantidades de materiales obtenidas del diseño estructural de vigas de concreto reforzado según el código ACI 318 – 19.

En cuanto a las resistencias del acero se utilizarán las especificadas en el código ACI 318-19 como lo son: 2800 kgf/cm², 4200 kgf/cm², 5500 kgf/cm² y 6900 kgf/cm² y se permutaran con distintas resistencias a compresión del concreto como: 210 kgf/cm², 250 kgf/cm², 280 kgf/cm², 300 kgf/cm² y 350 kgf/cm².

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

El marco teórico, marco referencial o marco conceptual, refiere Sabino (2002) tiene el propósito de dar a la investigación un sistema coordinado y coherente de conceptos y proposiciones que permitan abordar el problema, es decir, "se trata de integrar al problema dentro de un ámbito donde éste cobre sentido, incorporando los conocimientos previos relativos al mismo y ordenándolos de modo tal que resulten útil a la tarea a desarrollar". (p.32).

Lo descrito, lleva a entender que el marco teórico tiene como objetivo situar al problema dentro de un conjunto de investigaciones realizadas por otros autores, las cuales permiten orientar la búsqueda hacia una conceptualización adecuada de las variables a desarrollar, es decir, tiene como objeto dar a la investigación un sistema coordinado y coherente de conceptos, proposiciones y postulados, que hacen posible obtener una visión completa del sistema teórico y del conocimiento empírico sobre el tema a tratar.

2.1 Antecedentes

Los antecedentes vienen a representar en toda investigación científica el soporte documental que hará referencia a investigaciones que hayan sido realizadas por otros autores y tengan correspondencia con el tema en desarrollo. Según Arias (2006), "esta parte del estudio refiere a investigaciones previas relacionados con el problema planteado, es decir, trabajos realizados por otros autores, los cuales guarden vinculaciones con el objeto o tema a desarrollar. A continuación, se describen los mismos.

En el orden internacional se describe el trabajo de **Lovera (2016)**, realizado en **la Pontificia Universidad Católica del Perú PUPC**. Su título: **“El refuerzo de estructuras de concreto armado con aceros de Grado 75 en el Perú”**. A través de él se destaca que muchos investigadores han estudiado el comportamiento de las estructuras de concreto armado cuando son reforzadas con aceros de alta resistencia. Algunas normas extranjeras han evaluado los resultados de estas investigaciones y procedido a actualizar sus estándares en ese sentido. En Perú no se ha investigado el comportamiento de estructuras reforzadas con aceros de alta resistencia, en ese sentido en la presente Tesis se estableció como objetivo estudiar el comportamiento de estructuras sismoresistentes de concreto armado, reforzadas con aceros grado 75 en el Perú.

El uso de aceros grado 75 con respecto al tradicional acero grado 60 tiene ventajas tales como: diseño de estructuras con menor kilaje de refuerzo, menor cantidad de barras de refuerzo reduciendo la congestión de barras en los nudos, estructuras más esbeltas, y vigas y columnas con mayor resistencia; con las consiguientes ventajas económicas. Perú está ubicado en una zona de alta sismicidad por lo que nuestros reglamentos de diseño sismoresistente son estrictos con los requerimientos de ductilidad que deben cumplir los elementos estructurales con responsabilidad sísmica. Esto no favorece al diseño con aceros de alta resistencia debido a que los aceros pierden ductilidad conforme sean más resistentes.

Un edificio aporticado de ocho niveles, de concreto armado, se escogió para el desarrollo de la presente tesis. En este edificio se efectuó el diseño en concreto armado empleando acero de refuerzo grados 60 y 75. A continuación se efectuó un análisis estático no lineal de los casos estudiados a fin de evaluar en qué medida se afecta el comportamiento de la estructura. Los resultados obtenidos muestran que estructuralmente es factible usar aceros grado 75 en el refuerzo de estructuras sismoresistentes similares a la estudiada, recomendando continuar esta línea de investigación para otros tipos de estructuras peruanas.

Con igual importancia se describe el trabajo realizado por **Pérez (2018)**, en la **Universidad José Antonio Páez de Valencia Venezuela**. El mismo tiene por título: **Construcción de gráficas, nomogramas y flujogramas para el diseño de miembros de concreto reforzado solicitados a flexión y corte conforme a Normas Nacionales e Internacionales** El mismo, tiene como objetivo general: Construir gráficas, nomogramas, y flujogramas que permitan diseñar miembros de concreto reforzados solicitados a flexión y corte conforme al ACI 318-14, COVENIN 1753-87 y el documento técnico FONDONORMA 1753-2006. Su metodología estuvo apoyada en un estudio de campo bajo la modalidad de proyecto factible apoyado en un diseño documental.

En dicha investigación se son utilizados los fundamentos teóricos con la finalidad de obtener los conceptos y conocimientos fundamentales que puedan servir como guía para la construcción de gráficas, nomogramas y flujogramas para el diseño de miembros de concreto reforzado solicitados a flexión y corte conforme al ACI 318-14, COVENIN 1753-87, y documento técnico FONDONORMA 1753-2006. En sus conclusiones se destaca que con las gráficas y nomogramas se determinó que cumplen con el objetivo principal, que los porcentajes de error no son significativos, comparados con los resultados obtenidos por fórmulas. Asimismo, las gráficas y nomogramas presentadas en este trabajo de grado corresponden a herramientas para diseñar miembros de concreto reforzado solicitados a flexión y corte, pues proporcionan soluciones rápidas para hallar un valor en específico.

De igual forma, la explicación de las metodologías de diseño por flexión y corte ayudó a tener un entendimiento de las filosofías y lineamientos técnicos planteadas por las normativas ACI 318-14, COVENIN 1753-87 y documento técnico FONDONORMA 1753-2006, lo cual permitió generalizar un procedimiento ordenado y sencillo que puede ser aplicado al diseño de miembros de concreto reforzado solicitados a flexión y corte. Los diagramas de flujos al ser una representación que desglosa un proceso de forma resumida, garantizan que las metodologías presentadas

en este trabajo de grado servirán de base para diseñar miembros de concreto reforzado solicitados a flexión y corte de forma rápida

En la misma línea, se resalta el trabajo de **López y Roa (2015)**, realizado en la **Universidad Central de Venezuela UCV**. Su título: **Estudio analítico – comparativo de la Norma COVENÍN 1753 – 87 “Estructuras de concreto armado para edificaciones, análisis y diseño” y los cambios introducidos en la última revisión Norma 1753 – (R) “Proyecto y construcción de obras de concreto estructural”**. En su desarrollo se destaca que la normalización es la actividad que establece, con respecto a problemas actuales o potenciales, disposiciones de uso común y continuado, dirigidas a la obtención del nivel óptimo de orden en un contexto dado (Mora, 2005); específicamente, en la Ingeniería Civil las normas técnicas referidas a la planificación, proyecto, ejecución y revisión de edificaciones, establecen los requisitos mínimos a cumplir para cualquier edificación que se construya en cualquier espacio geográfico.

En Venezuela todo proyecto estructural en concreto armado debe realizarse bajo las condiciones establecidas por un conjunto de normas derivadas en su mayoría del Instituto Americano del Concreto (ACI). Una de las normas más usada en la Ingeniería Civil para el diseño y análisis de estructuras de concreto armado, es la Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones; Análisis y Diseño”. Esta norma fue aprobada en el año de 1987 y hasta el año 2001 no había sido revisada, es por ello que el Fondo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación (FONACIT) y el Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad (FONDONORMA) deciden someterla a un proceso de actualización con la finalidad de hacerla congruente con los nuevos requisitos y exigencias.

Sin embargo ¿cuáles son las modificaciones hechas a los parámetros que se emplean para el diseño de estructuras de concreto armado?. La investigación realizada fue de tipo analítica-comparativa, ya que se presentó un estudio comparativo entre la Norma COVENIN 1753-87 y los cambios introducidos en la última revisión Norma Venezolana 1753 (R). Este estudio contempló una serie de etapas las cuales se

pretendió recabar la información y los datos necesarios para describir las variaciones de los parámetros de diseño entre una Norma y otra con la finalidad de concluir en base a semejanzas y diferencias.

Luego de realizar el estudio comparativo entre la Norma COVENIN 1753-87 y la Norma Venezolana 1753-(R), los cambios más significativos encontrados fueron en relación a la estructura, es importante destacar que un 57,4 % de los Artículos de la Norma fueron modificados. La Norma 1753-(R) mantiene los 18 Capítulos presentes en la versión anterior, agregándose el Capítulo 19 el cual introduce el uso del Concreto Simple. Así mismo, la Norma Venezolana 1753 (R) se apega a las Disposiciones de Elementos Normativos que se establecen en las Directivas para la redacción y presentación de Normas Venezolanas COVENIN.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Concreto Simple

Es el producto resultante de la mezcla de un aglomerante (generalmente cemento, arena, grava o piedra machacada y agua) que al fraguar y endurecer adquiere una resistencia similar a la de las mejores piedras naturales. Un material de construcción resistente, que se trabaja en su forma líquida, por lo que puede adoptar casi cualquier forma.

El cemento, el agua y la arena constituyen el mortero cuya función es unir las diversas partículas de agregado grueso llenando los vacíos entre ellas. En teoría, el volumen de mortero solo debería llenar el volumen entre partículas. En la práctica, este volumen es mayor por el uso de una mayor cantidad de mortero para asegurar que no se formen vacíos.

2.2.1.1 Resistencia del concreto

Las resistencias del concreto dependen de muchos factores: tipo, clase y cantidad de cemento, características, granulometría y tamaño de los agregados, vertido, compactación y curado del concreto, pero, sobre todo, de la relación agua/cemento, y este, aunque es el factor que más influye no puede tener valores fijos. La relación agua/cemento debe ser lo más baja posible, pero teniendo en cuenta que se debe permitir una buena trabajabilidad y compactación del concreto.

La resistencia a la compresión es la característica más importante del concreto, el cual se obtiene por medio de pruebas en cilindros de concreto de 6" x 12" a los 28 días de vaciados. Durante estos 28 días el concreto permanece bajo agua y en condiciones húmedas permanentes. La mayoría de los concretos utilizados en práctica tienen una resistencia de entre 210 Kg/cm² y 500 Kg/cm².

2.2.2. Acero de Refuerzo

El concreto, para poder ser utilizado eficientemente en la construcción de obras de ingeniería, es necesario incorporarle elementos que permitan incrementar su limitada resistencia a la tracción, el acero es el encargado de esta función.

El acero lo definimos como el producto siderúrgico en que el hierro este combinado con pequeñas cantidades de carbono. Se incluyen además pequeñas cantidades de otros minerales como carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel, y vanadio.

El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad.

El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad, y resistencia al impacto. Así mismo, disminuye su ductilidad.

El silicio se adiciona en proporciones que varían de 0.05% a 0.50%. Se le incluye en la aleación para propósitos de desoxidación pues se combina con el oxígeno disuelto en la mezcla.

El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad;

El níquel, por su parte, mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial.

Finalmente, el vanadio mejora la temperabilidad.

El acero de refuerzo se le incorpora al concreto a través de varillas generalmente de sección transversal redonda principalmente en sitios donde la baja resistencia a la tracción del concreto limitaría la capacidad portante del elemento.

Para restringir el movimiento longitudinal de las varillas relativo al concreto que la rodea, se rolan protuberancias llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla. Las varillas corrugadas de acero se producen en tamaños que van de los números 3 al 18 en el que el número de la varilla significa el número de octavos de pulgada ($1/8 \text{ plg} = 3.18 \text{ mm}$) incluidos en el diámetro nominal de la varilla. (Park y Paulay, 1983).

2.2.2.1 Propiedades mecánicas de los aceros

Los aceros tienen propiedades mecánicas importantes que son utilizadas en el diseño en concreto armado como es el módulo de elasticidad, E_s , igual para todos los aceros de refuerzo ($E_s=200,000 \text{ MPa}$), el esfuerzo de fluencia f_y que determina el grado del acero, el esfuerzo a la rotura f_u , y el porcentaje de elongación asociada a la rotura e_u . Todos estos valores se deducen de las curvas esfuerzo-deformación del acero, curvas que son construidas mediante ensayos de laboratorio. Otra propiedad importante, aunque no utilizada directamente en el diseño, es el diámetro de doblado de los aceros.

Una propiedad de los aceros de refuerzo, apreciada cuando se efectúa un estudio comparativo entre diferentes grados de aceros, es que pierden ductilidad conforme aumenta el esfuerzo de fluencia f_y y también van perdiendo la plataforma de fluencia, es decir, no tienen un punto de fluencia bien definido.

En la figura 1 se muestran curvas típicas de esfuerzo deformación para diferentes normas de fabricación y diferentes grados. Se aprecia la disminución de la ductilidad conforme tienen mayor grado y la pérdida de una plataforma de fluencia.

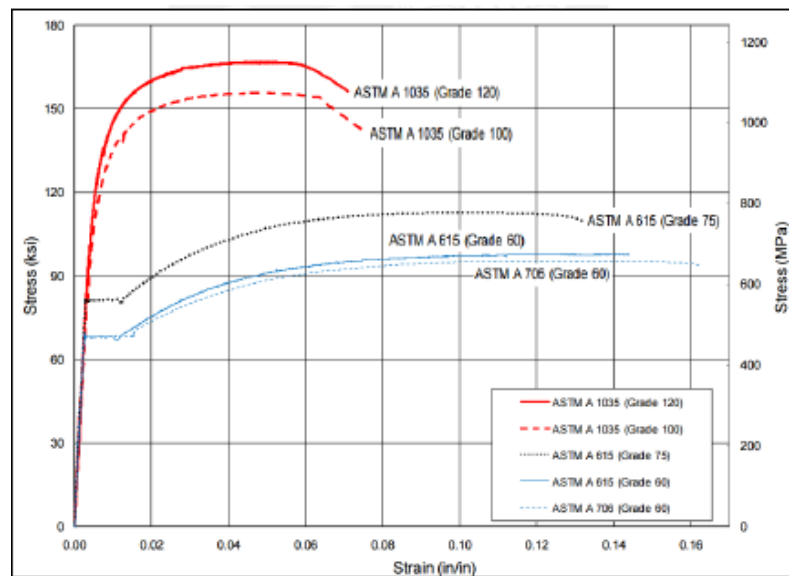


Figura 1. **Curvas Esfuerzo-Deformación para diferentes aceros**

Fuente: Mechanical Properties ASTM A1035.pdf

Determinación de f_y cuando no se tiene definida una plataforma de fluencia

Para los aceros que no tienen una plataforma de fluencia bien definida, el esfuerzo de fluencia que determina el grado del acero se determina, según el ACI 318-14, por el método offset para un desplazamiento de 0.2% como el esfuerzo correspondiente a una deformación unitaria de 0.35%.

2.2.2.2 Norma ASTM A615/A615M-14

La norma ASTM A615/A615M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement” regula las barras de

acero al carbono para el refuerzo de estructuras de concreto armado. Los grados de los aceros de esta norma son 40, 60, 75 y grado 80.

En relación a la soldabilidad de estos aceros, la norma tipifica que deben ser abordados con precaución debido a que no se incluyen disposiciones específicas nominales para mejorar su capacidad de soldadura, señalando que si el acero se va a soldar debe utilizarse un procedimiento de soldadura adecuado.

En la Figura 2 se muestra la tabla 1 de dicha norma donde para cada barra corrugada se describen las características nominales de diámetro, área de sección y perímetro, y las características de las corrugaciones. La Figura 3 muestra la tabla 2 de dicha norma con los requerimientos de esfuerzos y porcentajes de deformación mínimos de acuerdo al diámetro de las barras y al grado del acero. La Figura 4 muestra la tabla 3 con los diámetros mínimos de doblado de las barras.

| Bar Designation No. | Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m] | Nominal Dimensions ^A | | | Deformation Requirements, in. [mm] | | |
|---------------------|---|---------------------------------|---|---------------------|------------------------------------|------------------------|--|
| | | Diameter, in. [mm] | Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²] | Perimeter, in. [mm] | Maximum Average Spacing | Minimum Average Height | Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter) |
| 3 [10] | 0.376 [0.560] | 0.375 [9.5] | 0.11 [71] | 1.178 [29.9] | 0.262 [6.7] | 0.015 [0.38] | 0.143 [3.6] |
| 4 [13] | 0.668 [0.994] | 0.500 [12.7] | 0.20 [129] | 1.571 [39.9] | 0.350 [8.9] | 0.020 [0.51] | 0.191 [4.9] |
| 5 [16] | 1.043 [1.552] | 0.625 [15.9] | 0.31 [199] | 1.963 [49.9] | 0.437 [11.1] | 0.028 [0.71] | 0.239 [6.1] |
| 6 [19] | 1.502 [2.235] | 0.750 [19.1] | 0.44 [284] | 2.356 [59.8] | 0.525 [13.3] | 0.036 [0.97] | 0.286 [7.3] |
| 7 [22] | 2.044 [3.042] | 0.875 [22.2] | 0.60 [387] | 2.749 [69.8] | 0.612 [15.5] | 0.044 [1.12] | 0.334 [8.5] |
| 8 [25] | 2.670 [3.973] | 1.000 [25.4] | 0.79 [510] | 3.142 [79.8] | 0.700 [17.8] | 0.050 [1.27] | 0.383 [9.7] |
| 9 [29] | 3.400 [5.080] | 1.128 [28.7] | 1.00 [645] | 3.544 [90.0] | 0.790 [20.1] | 0.056 [1.42] | 0.431 [10.9] |
| 10 [32] | 4.303 [6.404] | 1.270 [32.3] | 1.27 [819] | 3.990 [101.3] | 0.889 [22.6] | 0.064 [1.63] | 0.487 [12.4] |
| 11 [36] | 5.313 [7.907] | 1.410 [35.8] | 1.56 [1006] | 4.430 [112.5] | 0.987 [25.1] | 0.071 [1.80] | 0.540 [13.7] |
| 14 [43] | 7.65 [11.38] | 1.693 [43.0] | 2.25 [1452] | 5.32 [135.1] | 1.185 [30.1] | 0.085 [2.16] | 0.648 [16.5] |
| 18 [57] | 13.60 [20.24] | 2.257 [57.3] | 4.00 [2581] | 7.09 [180.1] | 1.58 [40.1] | 0.102 [2.59] | 0.864 [21.9] |

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight (mass) per foot (metre) as the deformed bar.

Figura 2. **Tabla 1 de la norma ASTM A615/ A615M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| | Grade 40 [280] ^A | Grade 60 [420] | Grade 75 [520] | Grade 80 [550] |
|--------------------------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| Tensile strength, min, psi [MPa] | 60 000 [420] | 90 000 [620] | 100 000 [690] | 105 000 [725] |
| Yield strength, min, psi [MPa] | 40 000 [280] | 60 000 [420] | 75 000 [520] | 80 000 [550] |
| Elongation in 8 in. [200 mm], min, % | | | | |
| Bar Designation No. | | | | |
| 3 [10] | 11 | 9 | 7 | 7 |
| 4, 5 [13, 16] | 12 | 9 | 7 | 7 |
| 6 [19] | 12 | 9 | 7 | 7 |
| 7, 8 [22, 25] | ... | 8 | 7 | 7 |
| 9, 10, 11 [29, 32, 36] | ... | 7 | 6 | 6 |
| 14, 18 [43, 57] | ... | 7 | 6 | 6 |

^A Grade 40 [280] bars are furnished only in sizes 3 through 6 [10 through 19].

Figura 3. **Tabla 2 de la norma ASTM A615/ A615M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| Bar Designation No. | Pin Diameter for Bend Tests ^A | | | |
|------------------------|--|-----------------|----------------|----------------|
| | Grade 40 [280] | Grade 60 [420] | Grade 75 [520] | Grade 80 [550] |
| 3, 4, 5 [10, 13, 16] | $3\frac{1}{2}d^B$ | $3\frac{1}{2}d$ | $5d$ | $5d$ |
| 6 [19] | $5d$ | $5d$ | $5d$ | $5d$ |
| 7, 8 [22, 25] | ... | $5d$ | $5d$ | $5d$ |
| 9, 10, 11 [29, 32, 36] | ... | $7d$ | $7d$ | $7d$ |
| 14, 18 [43, 57] (90°) | ... | $9d$ | $9d$ | $9d$ |

^A Test bends 180° unless noted otherwise.
^B d = nominal diameter of specimen.

Figura 4. **Tabla 3 de la norma ASTM A615/ A615M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

2.2.2.3 Norma ASTM A706/ A706M-14

Esta norma ASTM A706/A706M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement” trata sobre las barras de acero de bajo contenido de carbono para el refuerzo de estructuras de concreto armado. Los aceros de esta norma son de grado 60 y 80. Los aceros fabricados bajo esta norma se pueden soldar siguiendo un procedimiento adecuado, recomendándose en estos casos la aplicación de la norma AWS D1.4/D1.4M.

Esta norma señala la composición química que deben cumplir los aceros fabricados por esta norma, en porcentajes de Carbono, Manganeso, Fósforo, Azufre y Silicio.

En la Figura 5 se muestra la tabla 1 de la norma donde para cada barra corrugada se describen las características nominales de diámetro, área de sección y perímetro, y las características de las corrugaciones. La Figura 6 muestra la tabla 2 con los requerimientos de esfuerzos y mínimos porcentajes de deformación de acuerdo al diámetro de las barras y al grado del acero y la Figura 7 muestra la tabla 3 de dicha norma con los diámetros mínimos de doblado de las barras.

| Bar Designation No. | Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m] | Nominal Dimensions ^A | | | Deformation Requirements, in. [mm] | | |
|---------------------|---|---------------------------------|---|---------------------|------------------------------------|------------------------|--|
| | | Diameter, in. [mm] | Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²] | Perimeter, in. [mm] | Maximum Average Spacing | Minimum Average Height | Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter) |
| 3 [10] | 0.376 [0.560] | 0.375 [9.5] | 0.11 [71] | 1.178 [29.9] | 0.262 [6.7] | 0.015 [0.38] | 0.143 [3.6] |
| 4 [13] | 0.668 [0.994] | 0.500 [12.7] | 0.20 [129] | 1.571 [39.9] | 0.350 [8.9] | 0.020 [0.51] | 0.191 [4.9] |
| 5 [16] | 1.043 [1.552] | 0.625 [15.9] | 0.31 [199] | 1.963 [49.9] | 0.437 [11.1] | 0.028 [0.71] | 0.239 [6.1] |
| 6 [19] | 1.502 [2.235] | 0.750 [19.1] | 0.44 [284] | 2.356 [59.8] | 0.525 [13.3] | 0.038 [0.97] | 0.286 [7.3] |
| 7 [22] | 2.044 [3.042] | 0.875 [22.2] | 0.60 [387] | 2.749 [69.8] | 0.612 [15.5] | 0.044 [1.12] | 0.334 [8.5] |
| 8 [25] | 2.670 [3.973] | 1.000 [25.4] | 0.79 [510] | 3.142 [79.8] | 0.700 [17.8] | 0.050 [1.27] | 0.383 [9.7] |
| 9 [29] | 3.400 [5.060] | 1.128 [28.7] | 1.00 [645] | 3.544 [90.0] | 0.790 [20.1] | 0.056 [1.42] | 0.431 [10.9] |
| 10 [32] | 4.303 [6.404] | 1.270 [32.3] | 1.27 [819] | 3.990 [101.3] | 0.889 [22.6] | 0.064 [1.63] | 0.487 [12.4] |
| 11 [36] | 5.313 [7.907] | 1.410 [35.8] | 1.56 [1006] | 4.430 [112.5] | 0.987 [25.1] | 0.071 [1.80] | 0.540 [13.7] |
| 14 [43] | 7.65 [11.38] | 1.693 [43.0] | 2.25 [1452] | 5.32 [135.1] | 1.185 [30.1] | 0.085 [2.16] | 0.648 [16.5] |
| 18 [57] | 13.60 [20.24] | 2.257 [57.3] | 4.00 [2581] | 7.09 [180.1] | 1.58 [40.1] | 0.102 [2.59] | 0.864 [21.9] |

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Figura 5. **Tabla 1 de la norma ASTM A706/ A706M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| | Grade 60 [420] | Grade 80 [550] |
|--------------------------------------|---------------------------|----------------------------|
| Tensile strength, min, psi [MPa] | 80 000 [550] ^A | 100 000 [690] ^A |
| Yield strength, min, psi [MPa] | 60 000 [420] | 80 000 [550] |
| Yield strength, max, psi [MPa] | 78 000 [540] | 98 000 [675] |
| Elongation in 8 in. [200 mm], min, % | | |
| Bar Designation Nos. | | |
| 3, 4, 5, 6 [10, 13, 16, 19] | 14 | 12 |
| 7, 8, 9, 10, 11 [22, 25, 29, 32, 36] | 12 | 12 |
| 14, 18 [43, 57] | 10 | 10 |

^A Tensile strength shall not be less than 1.25 times the actual yield strength.

Figura 6. **Tabla 2 de la norma ASTM A706/ A706M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| Bar Designation No. | Pin Diameter for 180° Bend Tests | |
|------------------------|----------------------------------|------------------|
| | Grade 60 [420] | Grade 80 [550] |
| 3, 4, 5 [10, 13, 16] | 3d ^A | 3½d ^A |
| 6, 7, 8 [19, 22, 25] | 4d | 5d |
| 9, 10, 11 [29, 32, 36] | 6d | 7d |
| 14, 18 [43, 57] | 8d | 9d |

^A d = nominal diameter of specimen.

Figura 7. **Tabla 3 de la norma ASTM A706/ A706M-14**

Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

2.2.2.4 Norma ASTM A1035/ A1035M-14

Esta norma ASTM A1035/A1035M-14: “Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement” trata sobre las barras de acero de refuerzo con baja aleación, bajo contenido de carbono e inoxidables para refuerzo de estructuras de concreto armado. Los grados considerados en esta norma son 100 y 120.

La soldabilidad de estos aceros debe abordarse con precaución ya que no incluyen disposiciones específicas nominales para mejorar su capacidad de soldadura, señalando que si el acero se va a soldar debe utilizarse un procedimiento de soldadura adecuado.

La norma señala los porcentajes máximos de Carbono, Cromo, Manganeso, Nitrógeno, Fosforo, Azufre y Silicio que deben cumplir los aceros fabricados bajo este estándar.

En la Figura 8 se muestra la tabla 1 de la norma donde para cada barra corrugada se describen las características nominales de diámetro, área de sección y perímetro, y las características de las corrugaciones. La Figura 9 muestra la tabla 2 con los requerimientos de esfuerzos y mínimos porcentajes de deformación de acuerdo al diámetro de las barras y al grado del acero y la Figura 10 muestra la tabla 3 de dicha norma con los diámetros mínimos de doblado de las barras.

| Bar Designation No. | Nominal Weight, lb/ft [Nominal Mass, kg/m] | Nominal Dimensions ^A | | | Deformation Requirements, in. [mm] | | | |
|---------------------|---|---------------------------------|---|--------------------|------------------------------------|------------------------|--|--|
| | | Diameter, in. [mm] | Cross-Sectional Area, in. ² [mm ²] | Perimeter in. [mm] | Maximum Average Spacing | Minimum Average Height | Maximum Gap (Chord of 12.5 % of Nominal Perimeter) | |
| 3 [10] | 0.376 [0.560] | 0.375 [9.5] | 0.11 [71] | 1.178 [29.9] | 0.262 [6.7] | 0.015 [0.38] | 0.143 [3.6] | |
| 4 [13] | 0.668 [0.994] | 0.500 [12.7] | 0.20 [129] | 1.571 [39.9] | 0.350 [8.9] | 0.020 [0.51] | 0.191 [4.9] | |
| 5 [16] | 1.043 [1.552] | 0.625 [15.9] | 0.31 [199] | 1.963 [49.9] | 0.437 [11.1] | 0.028 [0.71] | 0.239 [6.1] | |
| 6 [19] | 1.502 [2.235] | 0.750 [19.1] | 0.44 [284] | 2.356 [59.8] | 0.525 [13.3] | 0.038 [0.97] | 0.286 [7.3] | |
| 7 [22] | 2.044 [3.042] | 0.875 [22.2] | 0.60 [387] | 2.749 [69.8] | 0.612 [15.5] | 0.044 [1.12] | 0.334 [8.5] | |
| 8 [25] | 2.670 [3.973] | 1.000 [25.4] | 0.79 [510] | 3.142 [79.8] | 0.700 [17.8] | 0.050 [1.27] | 0.383 [9.7] | |
| 9 [29] | 3.400 [5.060] | 1.128 [28.7] | 1.00 [645] | 3.544 [90.0] | 0.790 [20.1] | 0.056 [1.42] | 0.431 [10.9] | |
| 10 [32] | 4.303 [6.404] | 1.270 [32.3] | 1.27 [819] | 3.990 [101.3] | 0.889 [22.6] | 0.064 [1.63] | 0.487 [12.4] | |
| 11 [36] | 5.313 [7.907] | 1.410 [35.8] | 1.56 [1006] | 4.430 [112.5] | 0.987 [25.1] | 0.071 [1.80] | 0.540 [13.7] | |
| 14 [43] | 7.65 [11.38] | 1.693 [43.0] | 2.25 [1452] | 5.32 [135.1] | 1.185 [30.1] | 0.085 [2.16] | 0.648 [16.5] | |
| 18 [57] | 13.60 [20.24] | 2.257 [57.3] | 4.00 [2581] | 7.09 [180.1] | 1.58 [40.1] | 0.102 [2.59] | 0.864 [21.9] | |

^A The nominal dimensions of a deformed bar are equivalent to those of a plain round bar having the same weight [mass] per foot [metre] as the deformed bar.

Figura 8. **Tabla 1 de la norma ASTM A1035/ A1035M-14**
Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| | Grade 100 [690] | Grade 120 [830] |
|---|-----------------|-----------------|
| Tensile strength, min, psi [MPa] | 150 000 [1030] | 150 000 [1030] |
| Yield strength (0.2 % offset), min, psi [MPa] | 100 000 [690] | 120 000 [830] |
| Elongation in 8 in. [200 mm], min, %: | | |
| Bar Designation No. | | |
| 3 through 11 [10 through 36] | 7 | 7 |
| 14, 18 [43, 57] | 6 | — |

Figura 9. **Tabla 2 de la norma ASTM A1035/ A1035M-14**
Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

| Bar Designation No. | Pin Diameter for Bend Tests ^A |
|-----------------------|--|
| 3, 4, 5, [10, 13, 16] | 3½d ^B |
| 6, 7, 8 [19, 22, 25] | 5d |
| 9,10,11 [29, 32, 36] | 7d |
| 14, 18 [43, 57] (90°) | 9d |

^A Test bends 180° unless otherwise agreed.
^B d = nominal diameter of specimen.

Figura 10. **Tabla 3 de la norma ASTM A1035/ A1035M-14**
Fuente: Mechanical Properties ASTM .pdf

223 Concreto Armado

A lo largo de los años, el concreto armado ha demostrado ser el material más apropiado para la construcción de edificaciones en zonas de riesgo y alta sismicidad. A comparación de otros materiales ha demostrado mejores resultados sobre otras alternativas como el acero, madera, adobe, etc., debido a que sus propiedades físicas y mecánicas han contribuido a un mejor comportamiento de las edificaciones durante los movimientos sísmicos.

Sin embargo, es preciso señalar que, como cualquier material, con el transcurso del tiempo y a la exposición natural del material a la intemperie, pueden las estructuras disminuir la capacidad máxima de sus propiedades físicas y químicas al verse expuesto ante problemas patológicos. En general, los problemas patológicos presentan manifestaciones externas características, a partir de las cuales se deducen cuál es la naturaleza, origen y los fenómenos involucrados, además de estimar sus probables consecuencias. Dichos síntomas, daños o manifestaciones patológicas, pueden ser descritos y clasificados, para luego realizar un diagnóstico inicial

Es por ello que es de mucha importancia generar mecanismos de control que permitan detectar oportunamente las fallas, deterioros o problemas patológicos presentados en las estructuras. Mientras la intervención sea más temprana es decir se ejecute oportunamente, las correcciones serán más duraderas, efectivas y económicas.

224 Comportamiento estructural entre el concreto y el acero

El concreto ciclópe o simple, sin refuerzo, es resistente a la compresión, pero débil a la tracción, lo que limita su aplicabilidad como material estructural. Sin embargo, el acero se comporta bien a la compresión, pero su principal propiedad es la de resistir los esfuerzos a tracción. El acero de refuerzo se coloca para resistir la totalidad de los esfuerzos a tracción, una parte de los esfuerzos de compresión, corte y torsión.

Por ende, para las armaduras principales se tiene: A_s : acero a tracción y A_s' : acero a compresión. El acero en las armaduras transversales resiste esfuerzos por corte,

flexión o torsión en forma de estribos, entonces el refuerzo transversal soporta el corte y confina el concreto incrementando su resistencia y capacidad de deformación última. Es el refuerzo más importante para una estructura sobrevivir ante un evento sísmico.

Así bien, el módulo de elasticidad del concreto se mide como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación del concreto tomado de los ensayos cilíndricos. Comúnmente es la pendiente de una recta entre el origen y un punto de esfuerzo de $0,7 F_c$ en consecuencia, si el esfuerzo del concreto no excede este valor cuando el acero alcanza la resistencia de cedencia, se puede calcular la profundidad del eje neutro utilizando la fórmula de la teoría elástica (línea recta)

225 Modos de falla de una viga de concreto reforzado

El comportamiento de los elementos sometidos a flexión puede estudiarse mediante las relaciones momento-curvatura de las secciones transversales. Estas relaciones se pueden obtener a partir de las hipótesis de las secciones planas y de las de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo teniendo los siguientes tipos de vigas: **Subreforzada:** Este tipo de viga se presenta cuando el acero cede, el comportamiento del miembro es dúctil, es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final. (Ver figura 11)

Sobrerreforzada: Es cuando la cantidad de acero longitudinal de tracción es grande, este no cede antes del aplastamiento.

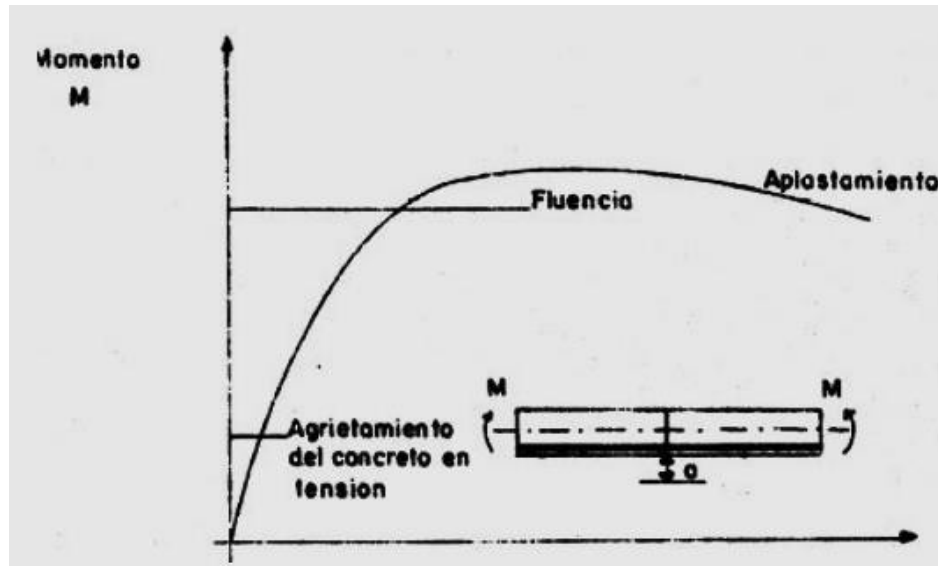


Figura 11. Diagramas momento-curvatura para un elemento subreforzado.
Fuente: (Guerra, 2016).

Cuando el acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final. En este caso se dice que el elemento es subreforzado. Por otra parte, si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que elemento es sobreforzado. Con respecto a esto, cada viga podrá tener diferentes tipos de falla dependiendo de sus características de diseño y cargas en la cuales están:

Falla a tensión o dúctil: El acero de refuerzo se estira debido a los esfuerzos a tracción de manera que entra en cedencia produciendo grietas considerables y deflexiones importantes en la viga. El concreto alcanza su esfuerzo máximo a compresión a una carga poco mayor que la que produce la cedencia del acero y el elemento falla. (Ver figura 12)

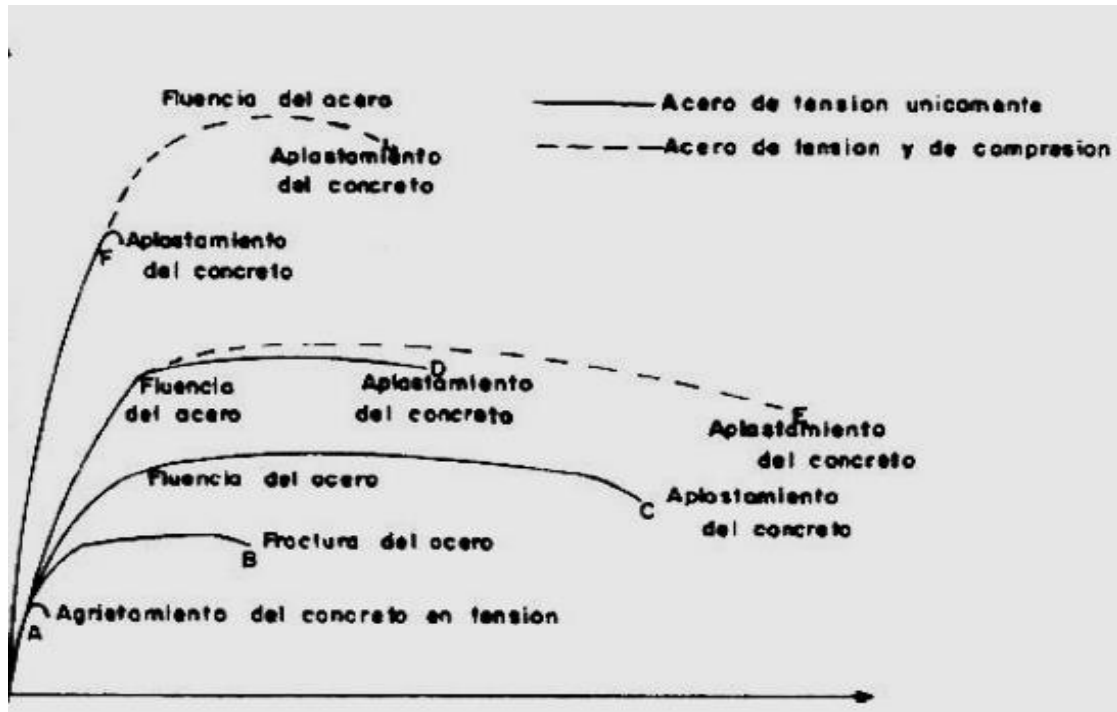


Figura 12. Diagramas momento-curvatura para distintos tipos de fallas en flexión.

Fuente: (Guerra, 2016).

Falla a compresión o frágil: Esto ocurre cuando se emplean grandes cantidades de refuerzo o cantidades normales de acero de muy alta resistencia, la resistencia del concreto puede agotarse antes de que el acero empiece a ceder. El concreto falla por aplastamiento cuando las deformaciones unitarias son tan grandes que destruyen su integridad. Este tipo de falla es repentina de naturaleza casiexplosiva y ocurre casi sin ningún aviso.

Falla balanceada: Sucede cuando el miembro alcanza su resistencia precisamente cuando el acero de refuerzo empieza a ceder. En este caso se dice que la viga alcanza una falla balanceada.

226 Resistencia

Dentro de la ingeniería la resistencia de un elemento cualquiera se define como” la capacidad para soportar esfuerzos y fuerzas aplicadas sin llegar al estado de rotura, adquiriendo deformaciones temporales o permanentes” (Lima 2015: 83). Sin embargo,

dentro del diseño de elementos de concreto armado podemos encontrar varias definiciones de acuerdo al tipo de carga aplicada, al tipo de ensayo realizado, tipo de diseño, etc. Por lo tanto, como parte del alcance del presente trabajo de investigación, consideraremos las siguientes definiciones generales de la siguiente manera:

Asistencia Requerida: es la resistencia que un elemento o sección transversal debe tener para resistir las cargas amplificadas o los momentos, fuerzas internas y combinaciones de cargas correspondientes según lo estipulado en la Normativa Vigente (Norma ACI 318 14).

Resistencia Nominal: es la resistencia de un elemento o una sección transversal calculada con las disposiciones, los límites e hipótesis del método de diseño por resistencia según lo estipulado en la Normativa Vigente (Norma ACI 318 14), antes de aplicar cualquier factor de reducción de resistencia

Resistencia de Diseño: es la resistencia nominal multiplicada por el factor de

menor que la unidad que reduce la resistencia para considerar las incertidumbres en los materiales y en las dimensiones (Norma ACI 318 14). La determinación de los factores de reducción de resistencia hay que tener en cuenta lo siguiente:

La probabilidad de existencia de miembros con una resistencia baja debida a variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones.

Las inexactitudes en las ecuaciones de diseño.

Reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración

Reflejar la importancia del elemento en la estructura.

227 Rigidez: La rigidez se puede definir como la propiedad que tiene un material para oponerse a la deformación. Dicho de esta forma, la rigidez del material se cuantifica mediante el módulo de elasticidad o de Young (E). Ante un mismo esfuerzo, el material 11 con mayor E se deforma menos, obedeciendo la Ley de Hooke. La

Norma permite adoptar cualquier suposición razonable para la estimación de la rigidez en flexión (EI) y en torsión (GJ) de las columnas, vigas, muros, etc. Las suposiciones que se hagan deberán ser consistentes a lo largo de todo el análisis. Las rigideces EI y GJ que se adopten para el análisis estructural, idealmente deberían reflejar:

El grado de fisuración y de acción inelástica a lo largo de cada elemento antes de la fluencia.

El efecto de la duración de la carga. Cargas de corta duración y cargas sostenidas que producen fluencia plástica (creep) en el concreto comprimido.

228 Ductilidad: se define “como la propiedad de la estructura de soportar deformaciones una vez alcanzado su límite elástico; es decir, la capacidad de deformarse en el rango inelástico sin colapsar”. (Blom 2015: 43). Entiéndase con esto que, la ductilidad es una de las propiedades más importantes en el comportamiento de las edificaciones de concreto armado ante sismos severos y poco frecuentes.

El comportamiento dúctil de una sección de concreto armado se logra principalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, permitiendo alcanzar grandes deformaciones luego de superar el límite de elasticidad. Caso contrario sucede con el concreto, el cual es un material frágil y con poca resistencia a la tracción. Por ende, la ductilidad de una estructura permite la predicción de la capacidad última de una estructura, que es el criterio más importante para el diseño de estructuras bajo cargas convencionales.

En la práctica del diseño resistente a los terremotos, el término ductilidad se utiliza para evaluar el comportamiento sísmico de estructuras, mediante la indicación de la cantidad de energía sísmica que puede ser disipada mediante deformaciones plásticas (ver figura 13). De allí, que los tipos de ductilidad que se utilizan son los siguientes:

Ductilidad del material o ductilidad axial, que caracteriza a las deformaciones plásticas del propio material.

Ductilidad de la sección transversal, o ductilidad de curvatura, que se refiere a las deformaciones plásticas de la sección transversal, teniendo en cuenta la interacción entre las partes que componen la sección transversal en sí.

Ductilidad del elemento, o la ductilidad de rotación, cuando se consideran las propiedades del elemento.

Ductilidad de la estructura, o ductilidad de desplazamiento, que considera el comportamiento de toda la estructura.

229 Comportamiento de elementos sujetos a Flexión

Los esfuerzos por flexión se producen en elementos cargados perpendicularmente a su eje longitudinal, de manera que las cargas generan esfuerzos normales de tensión y compresión en la sección transversal del elemento. El porcentaje de acero de refuerzo proporciona ductilidad al elemento, lo que permite que el elemento desarrolle grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la resistencia última. Cabe mencionar que un alto contenido de acero puede provocar una falla frágil del elemento, lo que conduce que se trate de buscar una cantidad de acero adecuada con el fin de tener un comportamiento satisfactorio. (Ver figura 14).

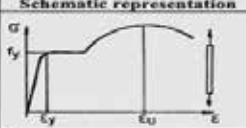
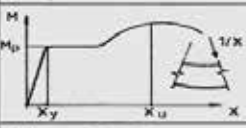

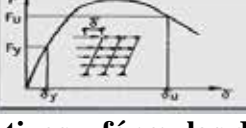
| Ductility types | Schematic representation | Definition |
|-------------------------------------|---|---|
| Material (axial) ductility |  | $\mu_s = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$ |
| Cross-section (curvature) ductility |  | $\mu_s = \frac{\chi_u}{\chi_y}$ |
| Member (rotation) ductility |  | $\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y}$ |
| Structure (displacement) ductility |  | $\mu_s = \frac{\delta_u}{\delta_y}$ |

Figura 13. Gráficos representativos y fórmulas de definición de acuerdo al tipo de ductilidad seleccionada.

Fuente: (Blom 2015).

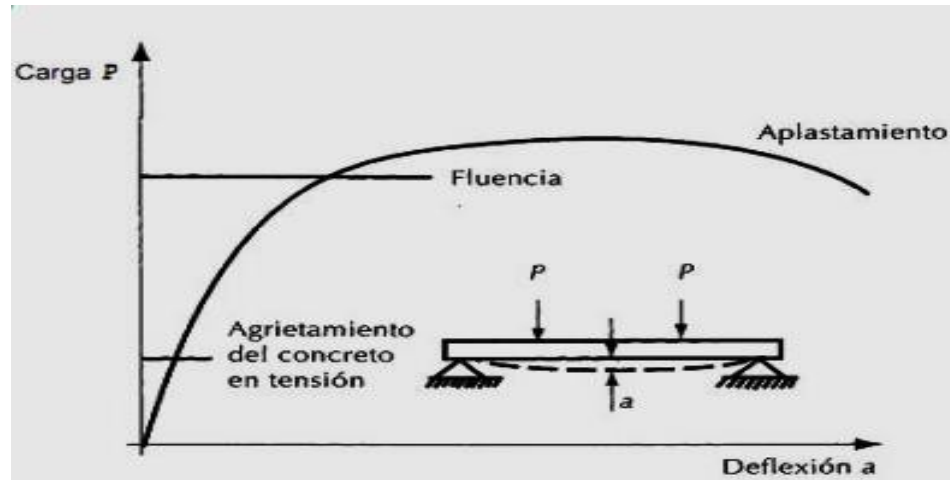


Figura 14. Gráfica de carga deflexión de un elemento de concreto reforzado

Fuente: (Nienes 2016).

2210 Determinación de la resistencia

El procedimiento general para la obtención de la resistencia consiste en establecer un estado de deformación tal que se llegue a un estado de equilibrio. A partir del estado de deformación se genera un estado de esfuerzos y a partir de este último se pueden obtener las fuerzas actuantes en la sección transversal. La suma de fuerzas en compresión debe ser igual a la suma de fuerzas en tensión.

El momento resistente se obtiene como la fuerza de tensión o compresión multiplicada por la distancia entre las dos fuerzas. Los reglamentos de diseño proponen una falla dúctil en el elemento, con el objetivo de contar con deformaciones apreciables antes que se presente la falla. Para tener esta condición se parte del estado de deformaciones de la falla balanceada, y a partir de ella se obtiene la cantidad máxima de acero de refuerzo.

2211 El diseño con aceros de altas resistencias

El diseño de estructuras de concreto usando aceros de alta resistencia plantea retos en la concepción y en los procedimientos de diseño.

En general, cualquier diseño debe respetar los principios básicos de la filosofía de diseño del ACI siendo una de ellas el asegurar un modo de falla dúctil para los miembros de flexión y tensión. Así mismo es importante asegurar de que la falla dúctil no limite o impide otros mecanismos de soporte que sean menos dúctiles, en tal sentido se aprecia que la filosofía de diseño del ACI 318 da mayor peso al límite de la deformación unitaria de los elementos que a los esfuerzos en los elementos.

Un análisis momento-curvatura no lineal es una forma efectiva para comparar la rigidez de las secciones reforzadas con acero convencional versus aceros de refuerzo de alta resistencia, incorporando el comportamiento esfuerzo- deformación real de los materiales, así como la distribución del refuerzo.

Hasta aceros con grado 80 se pueden utilizar los conceptos y fórmulas comúnmente utilizadas cuando se diseña con aceros de grado 60. Cuando se usan aceros de grado mayor a 80 se deben efectuar algunas modificaciones en las fórmulas las cuales son presentadas en las guías y recomendaciones de diseño del ACI. Estas normas Ambas normas están orientadas al diseño del concreto usando aceros de refuerzo ASTM A1035 grado 100 y grado 120 los cuales no tienen una plataforma de fluencia bien definida.

2212 Flexión en vigas de concreto reforzado

"Las vigas de concreto simple son ineficientes como miembros sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tracción en flexión es una pequeña fracción de la resistencia a compresión. En consecuencia, estas vigas fallan en el lado sometido a tracción a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del concreto en el lado de la compresión" (Arthur H. Nilson pg. 64). Por la razón anterior se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tracción, tan cerca como sea posible de la fibra extrema de la viga.

Modos de Falla de una Viga de Concreto reforzado: La viga puede fallar de dos maneras:

El acero de refuerzo se estira debido a los esfuerzos atracción de manera que entra en cedencia produciendo grietas considerables y deflexiones importantes en la viga. El concreto alcanza su esfuerzo máximo a compresión a una carga un poco mayor que la que produce la cedencia del acero y la pieza falla. Esta falla es gradual y está precedida por signos visibles de peligro, se conoce como falla a tracción o falla por cedencia del acero.

La otra manera de producirse la falla es si se emplean grandes cantidades de refuerzo o cantidades normales de acero de muy alta resistencia, la resistencia del concreto puede agotarse antes de que el acero comience a ceder. El concreto falla por aplastamiento cuando las deformaciones unitarias son tan grandes que destruyen su integridad. La falla a compresión debida al aplastamiento del concreto es repentina, de naturaleza casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

Secciones Rectangulares simplemente armadas sometidas a Flexión Pura: Una sección rectangular es toda sección cuya área sometida a compresión es un rectángulo.

Acero de refuerzo de miembros solicitados a flexión: Otra modalidad de falla puede ocurrir en vigas con muy poco refuerzo. Si la resistencia a flexión de la sección fisurada es menor que el momento que produce el agrietamiento de la sección no fisurada con anticipación, la viga va a fallar de inmediato y sin ningún aviso de peligro una vez que se forme la primera grieta a flexión. En estos casos, el área del acero de refuerzo y su distribución en los miembros solicitados cumplirá con los siguientes requisitos. (FONDONORMA 1753-2006)

$$= \frac{M}{d} \leq 315 \text{ kgf/}$$

$$= \frac{M}{d} < 315 \text{ kgf/}$$

Cuantía de refuerzo: La cuantía geométrica de acero se determina conociendo de antemano el área total de acero de refuerzo, el ancho y la altura efectiva de la viga. Para el caso de análisis de vigas esta cuantía se determina a partir de la siguiente ecuación

$$= \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Según el ACI 318-14 Y FONDONORMA 1753-2006

La cuantía máxima se determina a partir de la siguiente ecuación

$$= \rho_{max}$$

Según COVENIN 1753-1987

La cuantía máxima se determina a partir de la siguiente ecuación

$$= \rho_{max}$$

Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo: El acero de refuerzo debe tener los recubrimientos mínimos de protección especificados en las tablas 1, 2 y 3. En ambientes agresivos deben utilizarse recubrimientos mayores que los mencionados en las tablas.

Recubrimiento de protección: El documento técnico FONDONORMA (1753-2006) define el recubrimiento de protección como la menor distancia entre la superficie del acero embebido en el concreto y la superficie más externa de la sección de concreto. (Ver figura 15)

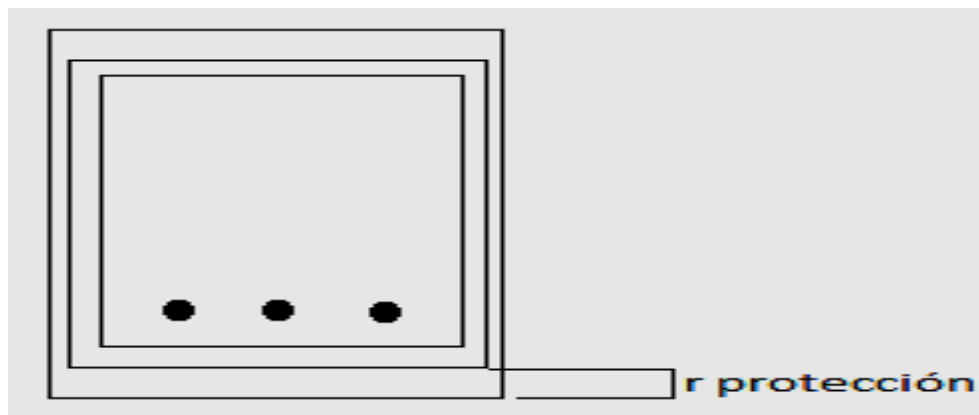


Figura 15. **Recubrimiento de protección**

Fuente: FONDONORMA 1753-2006

Tabla 1. **Recubrimientos mínimos**

| Características del ambiente | Recubrimiento mínimo en cm |
|-----------------------------------|----------------------------|
| | Vigas |
| Piezas al abrigo de la intemperie | 2.5 |

| | |
|--|---|
| Piezas expuestas a la intemperie a la intemperie en ambientes no agresivos | 3 |
| Piezas expuestas a la intemperie a la intemperie en ambientes medianamente agresivos | 4 |
| Piezas en contacto con el terreno | 4 |
| Piezas vaciadas contra el terreno y permanentemente en contacto con el mismo | 7 |

Fuente: COVENIN 1753-1987

Tabla 2. **Recubrimientos mínimos**

| Características del ambiente | DIAMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, | Recubrimiento mínimo, cm |
|---|--|--------------------------|
| | | Vigas |
| Piezas al abrigo de la intemperie | °5 (16) | 4 |
| | < 16 | |
| | °6 °11 (20M a 36M) | |
| | °14 °18 (40M y mayor) | |
| Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos | °5 (16) | 4 |
| | < 16 | |
| | > °6 (20M) | 5 |
| Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo | Todos los diámetros | 7.5 |
| Nota | Al recubrimiento mínimo de protección se sumará el diámetro del acero de refuerzo transversal y se designará | |

Fuente: FONDONORMA 1753-2006

Tabla 3 **Recubrimientos mínimos**

| Exposición del concreto | Refuerzo | Recubrimiento especificado, pulg |
|---|---|----------------------------------|
| | | Vigas |
| Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el | Todos | 3 |
| Expuestos a la intemperie o en contacto con el suelo | Todos | 1-1/2 |
| No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo | Refuerzo principal | 1-1/2 |
| | Estribos espirales y estribos cerrados de confinamiento | 1 |

Fuente: ACI 318-14

Recubrimiento de diseño: El documento técnico FONDONORMA (1753-2006) define el recubrimiento de diseño a la menor distancia entre el centro de gravedad del acero de refuerzo y la superficie externa de la sección de concreto. (Ver figura 16)

$$i = \quad + \quad + \text{---}$$

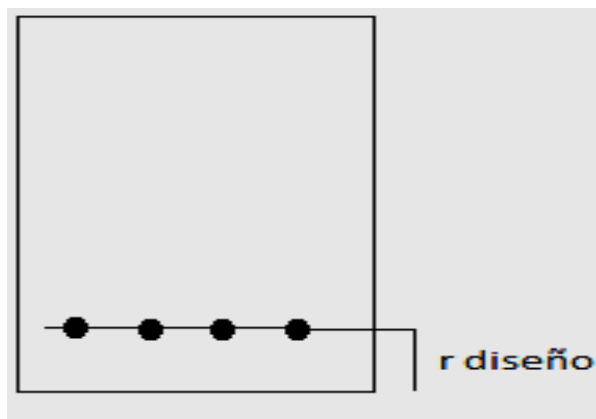


Figura 16. **Recubrimiento de diseño**

Fuente: FONDONORMA 1753-2006

Tipos de Diseño Estructural de Vigas

Se presentan dos (2) tipos de diseño estructural relativos al tema desarrollado de diseño y análisis de secciones rectangulares con acero a tracción o secciones simplemente armadas. Conocidas las características de los materiales concreto f_c , el acero de refuerzo f_y y las cargas o en su defecto las solicitaciones de momento flector

los dos tipos de ejercicios de análisis que se pueden desarrollar, tales como:

Diseño estructural: En este tipo del ejercicio de diseño estructural, conocido el momento último de diseño M_u , el diseñador tiene que determinar la geometría representada por: ancho (b), altura útil (d), altura total (h), área de acero a tracción (A_s), Detallado del acero de refuerzo representado por cantidad y diámetros.

Revisión Estructural: En este tipo de ejercicio de revisión estructural conocidas las características geométricas b, d, h y A_s , el diseñador tiene que determinar la capacidad resistente de la sección simplemente armada o momento flector de diseño último M_u .

Bloque Rectangular de Esfuerzos Equivalentes (Bloque Rectangular de Whitney)

La norma COVENIN 1753-1987 define la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, de la siguiente forma:

Se supondrá un esfuerzo en el concreto de $0,85 f_c$ uniformemente distribuido sobre una zona comprimida, limitada por los bordes de la sección y una línea recta paralela al eje neutro y ubicada a una distancia $c = \beta_1 x$ de la fibra que tenga la máxima deformación en compresión

La distancia c desde la fibra con la máxima deformación en compresión hasta el eje neutro deberá medirse en una dirección perpendicular a este eje.

El factor β_1 se tomará en la siguiente forma. (Ver tabla 4)

Tabla 4. Valores del factor

| | |
|--------------------------|------------|
| | 1 |
| 2 | 0,85 |
| $> 280 \text{ kgf/cm}^2$ | 1,05 - ' / |

Fuente: FONDONORMA 1753-2006

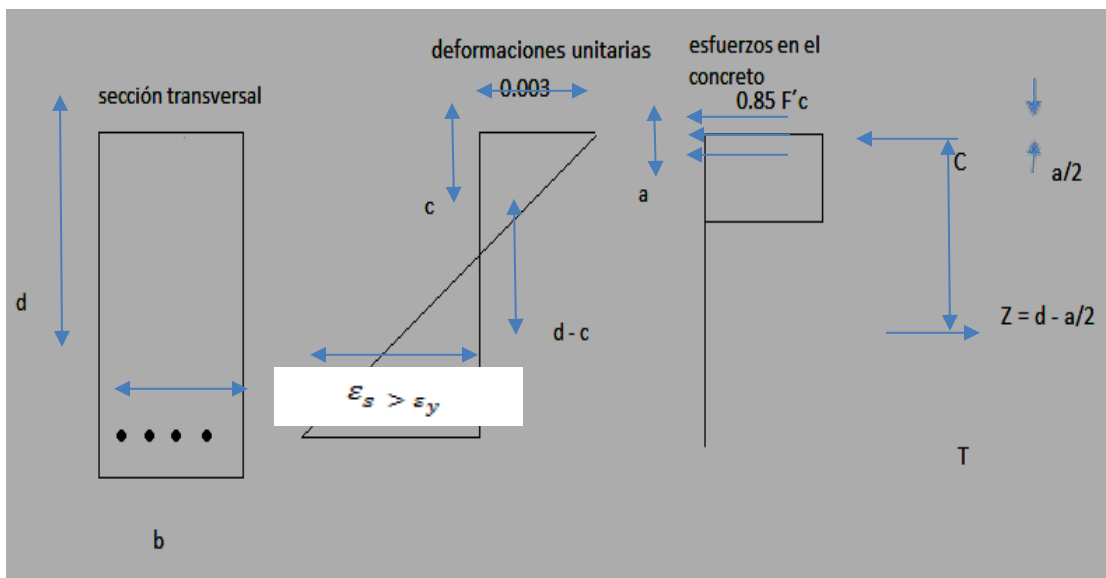


Figura 17. Hipótesis sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión

Fuente: FONDONORMA 1753-2006

Con el objetivo de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos de construcción recurren a hipótesis simplificadoras en las cuales se fija un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto y donde se definen diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión, de tal manera que el área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante de compresión sean semejantes a las que corresponderían a una distribución real. (Ver figura 17)

La norma permite el uso de cualquier diagrama de esfuerzo de compresión en la sección, ya sea rectangular, triangular, trapezoidal, parabólico u otro, siempre que, haya

una concordancia en los resultados de los ensayos que se realicen en el laboratorio. Sin embargo, las normas han sugerido específicamente la utilización de la distribución rectangular equivalente de esfuerzos o también llamado solido rectangular equivalente de esfuerzos.

2213 Normas Técnicas

Normativas de Diseño de Elementos de Concreto Armado: El diseño de estructuras de concreto se lleva a cabo generalmente dentro de un contexto de códigos que dan requisitos específicos para materiales, para el análisis estructural, para el dimensionamiento de elementos, etc. En la práctica estructural a menudo se encuentran circunstancias especiales donde las disposiciones del Código sirven únicamente como guías y el ingeniero debe confiar en un firme entendimiento de los principios básicos de la mecánica estructural aplicada al concreto reforzado, y en un conocimiento profundo de la naturaleza de los materiales.

Código ACI 318-14 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”: El código ACI no es en sí mismo un documento legalmente aplicable. Es meramente una serie de principios para la buena práctica del diseño de concreto reforzado. Sin embargo, está escrito en forma de código o ley de manera que diversos organismos de la administración pública puedan decidir fácilmente si lo incluyen en sus códigos locales de construcción y entonces pueda ser legalmente aplicable en esa comunidad. De esta manera, el código ACI ha sido votado como ley por innumerables organismos gubernamentales en Estados Unidos.

El International Building Code (IBC), que publicó por primera vez en el año 2000 el International Code Council, ha consolidado los tres códigos regionales de construcciones (Building Officials and Code Administrators, International Conference of Building Officials, and Southern Building Code Congress International) en un documento nacional. El código IBC se actualiza cada 3 años y se refiere a la edición más reciente del ACI 318 para la mayoría de sus disposiciones relacionadas con el diseño de concreto reforzado, con sólo algunas modificaciones. (McCormac, 2011).

Documento Técnico FONDONORMA 1753-2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”: Este documento técnico, basado en el Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05) del Instituto Americano del Concreto, “establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional”. (p. 3)

El documento que se presenta nace como iniciativa de la comisión ponente integrada por: Ing. José Grases, Ing. Arnaldo Gutiérrez e Ing. Denis Rodríguez, en año 2001 convirtiéndose en el Proyecto de Investigación Aplicada N° S1-2000000000550 “Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural” con patrocinio del FONACIT (Fondo Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación).

Después de varias interrupciones finalmente se llega al anteproyecto definitivo, el cual es presentado ante el Subcomité 1 Edificaciones adscrito al Comité Técnico 3 Construcciones de FONDONORMA para que sustituya la Norma Venezolana COVENIN 1753-1987 Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño, comenzándose las reuniones el 26 de octubre de 2004. El 02 de febrero de 2005, se inicia el lapso de Discusión Pública finalizando el 03 de mayo de 2005, de este proceso resultó un documento de observaciones extenso y muy variado dado el amplio contenido de este anteproyecto.

En julio de 2005 se inician las reuniones técnicas con frecuencia semanal en la sede de AVECRETO, con la finalidad de que el Subcomité diera respuesta a estas observaciones. Esta tarea finalizó el 16 de agosto de 2006, fecha en la cual el Subcomité 1 entrega formalmente a FONDONORMA la versión definitiva debidamente corregida y actualizada con el Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05) del Instituto Americano del Concreto, otras normas técnicas internacionales y experiencias nacionales.

Norma COVENIN 1753-87 “Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño”: De acuerdo a lo establecido en la ley de normas técnicas y control de calidad, en su artículo 15 y dado el CONVENIO firmado entre el

Ministerio de Fomento, el Ministerio de Desarrollo Urbano, la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) y el fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (FONDONORMA) el 4 de marzo de 1980, en el cual se establece que la elaboración de normas se hará en base a un procedimiento único y bajo la coordinación del Ministerio de Fomento.

La Comisión Venezolana de normas Industriales COVENIN, en su reunión N° 6-87(84), del 08-12-87 aprobó la presente norma, una vez concluida su etapa provisional, conservándose su contenido original, esta norma fue elaborada por la Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano.

La Comisión de Normas para Estructuras de Edificaciones del Ministerio del Desarrollo Urbano presenta las Normas para "ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. ANALISIS Y DISEÑO", basadas en el código "Building Code Requirements for Reinforced (ACI 318-83)" del Instituto Americano del Concreto con las modificaciones que se consideraron pertinentes para adoptarlo a nuestro medio. Su filosofía es congruente con las Normas que estudia y ha venido publicando la Comisión.

Concreto de alto desempeño El Instituto Americano del Concreto (ACI, 2011) define al Concreto de Alto Desempeño como un concreto que cumple requisitos especiales de resistencia y uniformidad, que no pueden ser obtenidos usando solamente materiales convencionales, procedimientos normales de mezclado, colocación, compactación y curado. La elaboración de este tipo de concreto requiere de una cuidadosa selección de los materiales a utilizar (cementantes, aditivos, agregados pétreos y agua), así como un estricto control en el proceso de fabricación de la mezcla. Los procedimientos de colocación, compactado y curado, son preponderantes para el funcionamiento adecuado del concreto

Factores de seguridad Para lograr que una estructura tenga una confiabilidad adecuada se debe diseñar para que su resistencia esperada exceda el efecto esperado de las acciones asociadas a un estado límite. Al factor que se origina del cociente de la

resistencia esperada y la acción esperada se le conoce como factor de seguridad. El valor del factor de seguridad depende del grado de incertidumbre que se tenga en las variables que intervienen en el diseño. El procedimiento para obtener los factores de seguridad es un problema con un cierto grado de dificultad puesto que todos los parámetros que definen tanto a la sollicitación como a la resistencia son inciertos.

Confiabilidad estructural Debido a la incertidumbre que existe en las acciones que puedan afectar a una estructura y en las variables que definen su resistencia, siempre existirá una probabilidad de que la sollicitación máxima exceda a la resistencia. A la probabilidad de que una estructura no sobrepase un estado límite se define como confiabilidad estructural. El cálculo de la confiabilidad de una estructura requiere la determinación de las funciones de distribuciones de probabilidad de las variables que intervienen tanto en el cálculo de la resistencia como en la estimación de la sollicitación, o bien de sus características estadísticas como son valores medios y desviaciones estándar (dependiendo del tipo de análisis probabilista que se realice).

Probabilidad de falla La situación de un elemento estructural ante un estado de acciones dado está representado por una pareja de valores (S, R), sollicitación y resistencia, respectivamente. Si esta pareja de valores es tal que $S > R$ la situación representa la falla del elemento. A la probabilidad de que la sollicitación exceda a la resistencia se le conoce como probabilidad de falla. En términos aproximados, dicha probabilidad depende de la forma de las respectivas distribuciones de probabilidad y de sus características estadísticas (media, desviación estándar, etc.). Las formas generales de las distribuciones de probabilidad de la sollicitación y resistencia se ilustran en la figura 18.

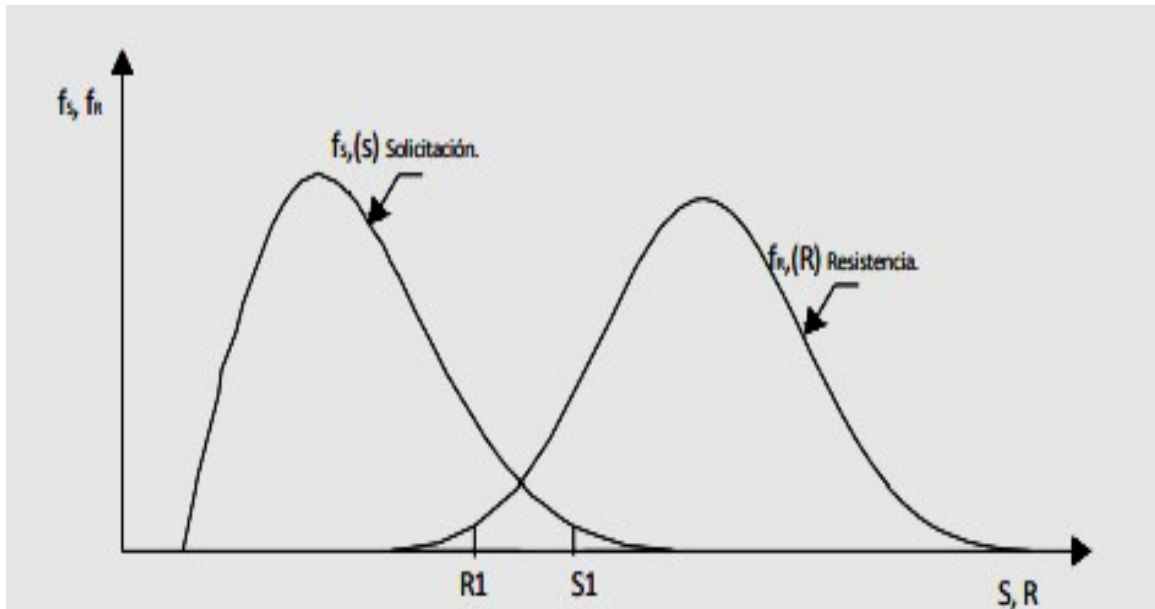


Figura 18. **Probabilidad de Falla.**

Fuente: (Dogert 2015)

Por ejemplo, si la solicitación alcanza un valor $S1$, y la resistencia toma el valor de $R1$, la conclusión para ese caso particular (individual) es que la solicitación tiene una magnitud mayor a la resistencia que el elemento puede ofrecer; sin embargo, el valor esperado de la solicitación es menor que el de la resistencia. En el diseño se pretende limitar la probabilidad de falla a un valor suficientemente pequeño tal que se tengan niveles de confiabilidad adecuados. En el presente estudio la probabilidad de falla se expresa a través del índice de confiabilidad

muestra en la siguiente ecuación (si se supone que Z tiene distribución normal):

cumulada de probabilidades

normal estándar (con media cero y varianza unitaria). En la figura 3.2 la probabilidad de falla (ϕ) se indica mediante el área ashurada que aparece a la izquierda del eje

ible obtener la probabilidad de

una estructura; entre mayor sea el valor del índice menor será la probabilidad de falla

2.3. Definición de Términos Básicos

A continuación, se señalan una serie de términos que son relevantes en la comprensión de la teoría fundamentada en el presente trabajo de grado:

Adherencia: Es la resistencia a deslizarse desarrolladamente entre el concreto y las varillas. El esfuerzo de adherencia se expresa en kg/cm^2 , del área superficial de contacto de varillas lisas, redondas.

Ductilidad: Es la capacidad de un material en incursionar en el rango inelástico sin pérdida apreciable de su resistencia

Flexión: Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal

Flujogramas: Es un diagrama que expresa gráficamente las distintas operaciones que componen un procedimiento o parte de este, estableciendo su secuencia cronológica.

Fluencia: La fluencia o cedencia es la deformación irre recuperable de la probeta, a partir de la cual sólo se recuperará la parte de su deformación correspondiente a la deformación elástica, quedando una deformación irreversible.

Momento flector: Es una sollicitación típica en vigas y pilares y también en losas ya que todos estos elementos suelen deformarse predominantemente por flexión. El momento flector puede aparecer cuando se someten éstos.

Nomograma: Es un instrumento gráfico de cálculo, un diagrama bidimensional que permite el cómputo gráfico y aproximado de una función de cualquier número de variables.

Viga: miembro estructural utilizado principalmente para resistir momentos de flexión, momentos de torsión y fuerza cortante.

Flexión: Se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

Hipótesis de Carga: Dadas las incertidumbres existentes sobre una estructura, y las diferentes condiciones en que puede trabajar, no resulta posible determinar mediante un único cálculo o combinación de cargas el efecto general de las cargas. Por

esa razón la mayoría de instrucciones técnicas establecen diferentes combinaciones de carga, que en su conjunto reproducen situaciones cualitativamente diferentes que pueden ocurrir durante la vida útil de una estructura.

Módulo de elasticidad: Se designa usualmente por E. Está asociado directamente con los cambios de longitud que experimenta un cable, un alambre, una varilla, entre otros, cuando está sometido a la acción de tensiones de tracción o de compresión. Por esa razón se le llama también módulo elástico longitudinal.

Momento flector: Es una sollicitación típica en vigas y pilares y también en losas ya que todos estos elementos suelen deformarse predominantemente por flexión. El momento flector puede aparecer cuando se someten estos elementos a la acción un momento (torque) o también de fuerzas puntuales o distribuidas.

Plasticidad: Capacidad de un material a deformarse ante la acción de una carga, permaneciendo la deformación al retirarse la misma. Es decir, es una deformación permanente e irreversible.

Refuerzo: Modificar características de una estructura dañada o sin daño de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original.

Resistencia: Es la capacidad de los sólidos para soportar tensiones sin alterarse.

Rigidez: Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre su superficie. También se le conoce como fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario.

Sismo: Es la liberación súbita de energía producto del reajuste de las placas tectónicas.

Tabique: Se llama tabique, a una pared delgada que sirve para separar estancias dentro de un edificio.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Según Arias (2006), “el marco metodológico representa el conjunto de pasos, técnicas y procedimientos que se emplean para formular y resolver problemas” (p.16). Lo señalado en esta sección del trabajo describe lo concerniente al paradigma, diseño y enfoque sobre el cual se encuentra sustentado el presente estudio; de aquí, que a continuación se establece su debida importancia.

3.1. Tipo de Investigación:

El tipo de investigación del presente estudio responde a una modalidad de proyecto factible con base en fuentes documentales y de campo según el diseño. Entiéndase con ello que, el proyecto factible está orientado a resolver un problema permanente dentro de una organización. Esta modalidad, según la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2012), consiste en “investigar, elaborar y desarrollar una propuesta viable para solucionar problemas o necesidades dentro de una organización” (p.21).

Lo anterior significa que se desarrolló una metodología que facilite el diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19, lo cual servirá a los profesionales del área para su utilización en cuanto al reforzamiento de estructuras con las características señaladas.

Para este propósito se parte del diagnóstico o consideración general, en cuanto a que no existe una metodología al respecto y por tanto se limita la utilización de esta técnica de reforzamiento en el campo de la ingeniería civil, a través de la cual se pretende comparar las cantidades de materiales obtenidos del diseño estructural de las

Vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

3.2. Nivel de la investigación

De acuerdo con lo señalado por Hurtado (2006), la investigación alcanza un nivel comprensivo de carácter descriptivo; es decir, que se estudia el evento en su relación con otros eventos y se caracteriza dentro de un contexto particular, captando la presencia del evento, enumerando sus características y describiendo el desarrollo o los procesos de cambio a lo largo del tiempo. Esto significa que a partir de la identificación de los criterios de diseño para reforzamiento de estructuras de concreto armado y de la definición de los lineamientos para los cálculos de diseño de reforzamiento de estas estructuras, se estableció la metodología del diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

3.3. Diseño de la Investigación.

El diseño de una investigación es según Sabino (2002), “un plan coherente de trabajo para recabar y analizar los datos que acercan al conocimiento de la realidad en estudio” (p.64). Para el caso en estudio, el diseño se ajusta a un diseño de campo con base en fuentes documentales. El diseño de campo, según sostiene Sabino (2002), “se basa en informaciones o datos primarios, obtenidos directamente de la realidad, permitiéndole al investigador cerciorarse de las condiciones en que se han conseguido sus datos” (p. 67).

Para efectos de este estudio, la recolección de la información se hará a través de fuentes documentales. La investigación documental es, según Álvarez (2012), aquellos trabajos que se centran "en la recopilación de datos existentes en forma documental, ya sean textos o cualquier otro tipo de documento" (p. 9). Su propósito es obtener antecedentes para profundizar en las teorías y aportaciones, ya emitidas sobre el tema que es objeto de estudio y complementarlas, refutarlas o derivar nuevos conocimientos. De la confrontación de este análisis documental y los resultados de la investigación de campo surgirá la propuesta en cuanto a la metodología del diseño estructural de las

vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

3.4. Población y Muestra

Según Arias F (2006), define la población como “un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda delimitada por el problema y por los objetivos de estudios” (p.81).

En el mismo orden de ideas, de acuerdo a los objetivos y la problemática planteada, se define la población como edificios de concreto reforzados.

Por otra parte, Balestrini (2006), señala que: “una muestra parte es una parte representativa de una población, cuyas características deben producirse en ella, lo más exacto posible” (p. 141).

Por lo tanto, para la presente investigación la muestra la muestra son las vigas seleccionadas para diseñar.

3.5. Técnicas e Instrumentos de recolección de datos.

Según Arias F (2006) define como técnicas de recolección de datos “como el conjunto de procedimientos y métodos que se utilizan durante el proceso de investigación, con el propósito de conseguir la información pertinente a los objetivos formulados a la investigación”. (p. 376).

Así mismo Arias F (2006) define técnicas como “el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”. El mismo autor, establece además que “un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato, utilizado para para obtener, registrar o almacenar información”. (p. 66).

Los datos según su procedencia, se dividen en primarios y secundarios, tal como lo señala Sabino (2002). Los datos primarios son aquellos que el investigador obtiene directamente de la realidad, recolectándolos con sus propios instrumentos.

Los datos secundarios, son todos aquellos registros debidamente documentados. Para el caso bajo estudio, se tomarán datos primarios apoyados en la técnica de observación y análisis de contenido. La observación acota Sabino (2002), "es percibir activamente la realidad exterior con el propósito de obtener los datos que previamente definidos como de interés de la investigación".

Asimismo, será utilizado el análisis del contenido, el cual según Sabino (2002), "permite hacer apreciaciones sistemáticas sobre una temática. Este análisis es útil especialmente para establecer comparaciones estudiar en profundidad diversos materiales". (p. 113). Desde esta perspectiva se revisaron textos, documentos técnicos y trabajos de investigaciones anteriores y consulta con profesionales de la ingeniería, de los cuales se extrajo la información necesaria para dar cumplimiento a los objetivos fijados.

3.6. Fases Metodológicas del estudio.

La investigación se dividió en cuatro fases, ajustadas a los objetivos fijados en la investigación. De acuerdo con ellos, se cumplirán los siguientes:

3.6.1 Fase I: Identificación de los lineamientos y requerimientos normativos para el diseño estructural de vigas de concreto reforzado al usar distintas resistencias de acero de refuerzo según al ACI 318-19 y Documento Técnico Fondonorma 1753-2006. En esta primera fase, se hará una revisión teórica exhaustiva en diferentes textos y documentos técnicos y normas basados en el ACI318-19 y Documento Técnico Fondonorma, en los cuales se aborden los criterios que prevalecen en el diseño estructural de vigas de concreto reforzado con distintas resistencias de acero de refuerzo, así como la revisión de los requerimientos normativos, necesarios para la elaboración de la siguiente fase.

3.6.2 Fase II: Establecimiento del procedimiento para el diseño estructural de vigas de concreto reforzado según el ACI 318-19. Definición de los lineamientos para los cálculos de diseño estructural de vigas de concreto reforzado conforme a la normativa ACI 318-19. Es de considerar en los cálculos de diseño, que existen una serie de factores que deben estar suficientemente claros y acotados, los cuales se derivarán de las revisiones técnicas en textos y normas específicas, partiendo de esto, se establece el procedimiento para el diseño estructural de vigas de concreto armado, siendo el lineamiento fundamental el diseño bajo la teoría de rotura, siguiendo la normativa ACI318-19 aplicado a las distintas tipos de viga en conjunto con diferentes resistencias del concreto y las diferentes resistencias del acero. Mediante diagramas de flujo se presenta el procedimiento que se estableció para el diseño estructural de las vigas de concreto reforzado según el ACI 318-19.




Se realizaron 3 diagramas de flujo que representan el procedimiento de:

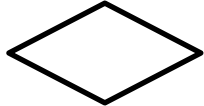

Revisión de una viga de sección rectangular de una viga simplemente armada de concreto reforzado

Diseño de una viga de sección rectangular simplemente armada de concreto reforzado

Diseño de estribos de una viga de sección rectangular simplemente reforzada

Tabla 5. Simbología de Diagramas de Flujo

| SIMBOLO | SIGNIFICADO |
|---|--------------------|
|  | Inicio / Fin |
|  | Datos |
|  | Proceso |

| | |
|---|-----------------------|
|  | Toma de Decisión |
|  | Documentos - Archivos |

Fuente: Álvarez (2020)

3.6.3 Fase III: Realizar el diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19. Se definen las dimensiones de la sección y características de los materiales para plantear ejercicios que se ajusten a la realidad práctica de unos edificios con diferentes usos, en base a cargas y situaciones que puede presentársele a cualquier ingeniero o persona capacitada para la resolución de los mismos.

Los cálculos se realizaron mediante el software MathCad Prime, obteniendo dos hojas de cálculo asociados al:

Diseño del acero de refuerzo longitudinal de vigas de concreto reforzado simplemente apoyadas

Diseño del acero de refuerzo transversal de vigas de concreto reforzado simplemente apoyadas

Los diferentes usos establecidos para las cargas de los edificios fueron, edificio residencial, edificio para oficinas, edificio para depósito y edificio para salón de fiesta.

Se utilizaron diferentes tipos de acero de refuerzo empezando por $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$, luego $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$, $f_y = 5500 \text{ kgf/cm}^2$, $f_y = 6900 \text{ kgf/cm}^2$.

Se realizaron cálculos con distintas resistencias cilíndrica a compresión del concreto, desde $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, siguiendo a un $f'_c = 250 \text{ kgf/cm}^2$, luego $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$, después $f'_c = 300 \text{ kgf/cm}^2$ terminando con $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$

Dentro de los cálculos se utilizaron cuatro distintos criterios de cuantías:

Cuantía promedio p prom

Cuantía $w=0.18$

Cuantía máxima p max

Cuantía geométrica por 10% de altura de viga plv

Se realizaron los cálculos de vigas para edificaciones de distintos niveles a nombrar a continuación:

Edificación de 5 niveles

Edificación de 10 niveles

Edificación de 15 niveles

Edificación de 10 niveles

La disposición de viga de las edificaciones fue la siguiente:

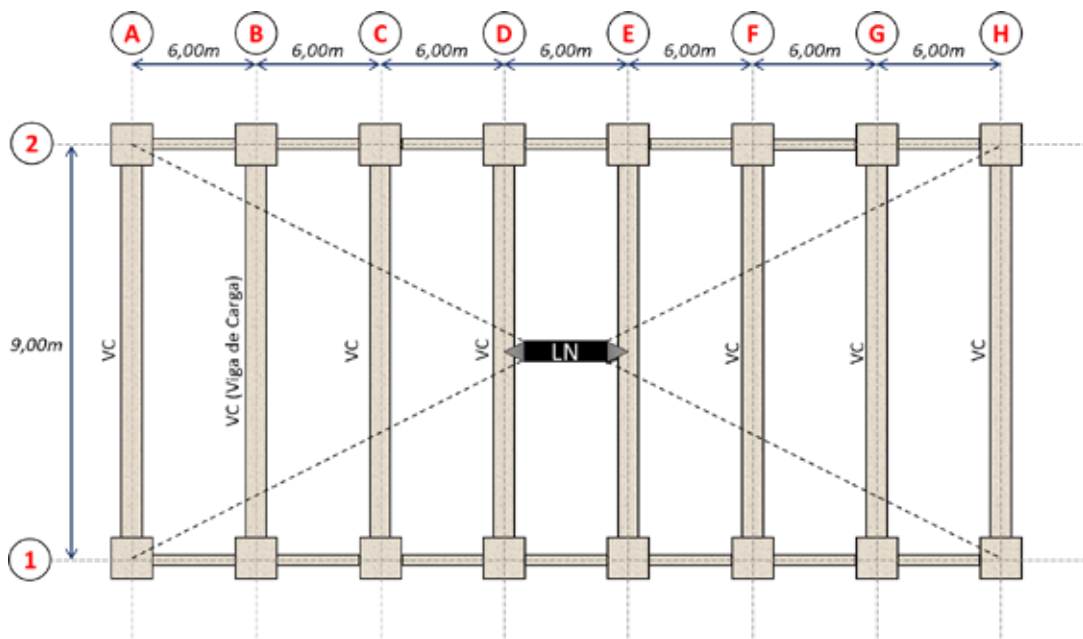


Figura 19. Disposición de Vigas por nivel de las distintas edificaciones

Fuente: (Álvarez 2020)

3.6.4 Fase IV: Comparación mediante graficas de las dimensiones, cuantías de refuerzo, así como las cantidades de materiales obtenidos del diseño estructural de las vigas de concreto reforzado de los edificios utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y concreto estructural según el ACI 318-19.

Una vez obtenidos los resultados, se realiza el análisis y las tablas de comparación que permitan identificar las formas adecuadas de aprovechar la utilización de las diferentes resistencias de acero, permitidas por el ACI318-19.

Los resultados a medir serán as áreas de acero obtenidas, las alturas de secciones de viga, asumiendo una base constante, los metros cúbicos de concreto (m^3) obtenidos y los kg de acero.

El modelo matemático de la viga analizada serán vigas simplemente apoyadas y doblemente empotradas, distintas longitudes de viga, es decir, una viga corta (3m), una viga media (6m) y una viga larga (9m) con los distintos usos de carga para cada longitud de viga, y los criterios de cuantía utilizados.

En función a todos los parámetros mencionados, se realizarán las permutas correspondientes en conjunto con las distintas resistencias cilíndricas a compresión del concreto y con los distintos aceros de refuerzo y así obtener los resultados.

Los kg de acero y los metros cúbicos (m^3) de concreto se obtuvieron en base a los edificios diseñados, utilizando lo que ya se había hecho adicionando la contabilización del número de vigas y analizando la variación de los materiales en una edificación, específicamente en las migas.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

Durante el desarrollo de la investigación se obtuvieron resultados, los cuales, mediante el uso del análisis y comparaciones de dichos resultados, se expresan las descripciones de las permutaciones que se realizaron en la investigación. Para obtener estos resultados se trabajó con el modelo matemático de vigas simplemente reforzada según el ACI 318-19, haciendo combinaciones de:

Diferentes resistencias del concreto a compresión.

Esfuerzos cedentes del acero de refuerzo.

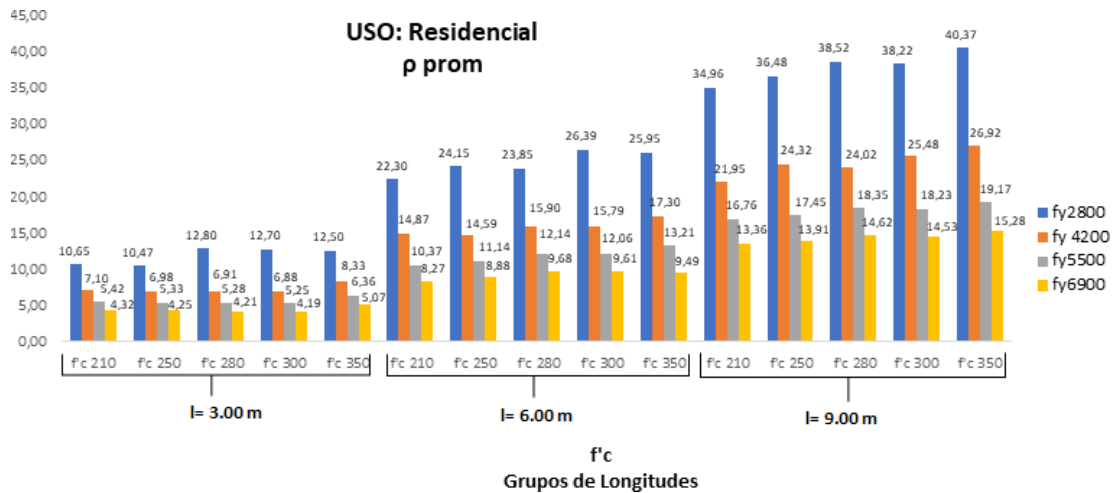
Longitudes de vigas cortas, medias y largas (3 mts, 6 mts y 9 mts).

Usos diferentes para cada viga.

Criterios de cuantías diferentes.

Edificaciones de diferentes niveles (5 niveles, 10 niveles, 15 niveles y 20 niveles)

4.1 GRAFICOS DE AREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL REQUERIDO



Grafica 1. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso residencial.

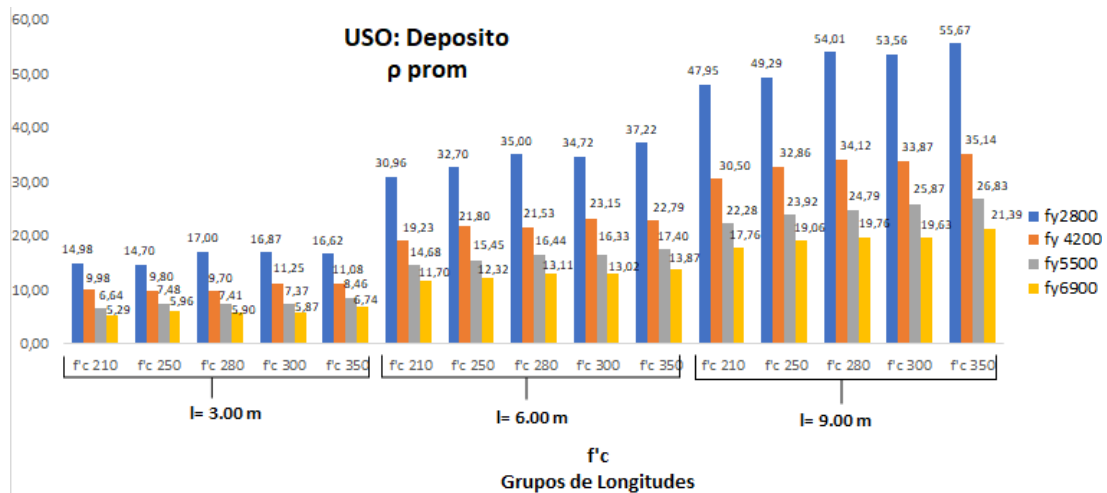
Fuente: (Álvarez A. 2020)

De acuerdo a los valores de área de acero requerido mostrados en la Grafica 1, se puede apreciar que la reducción de acero de refuerzo entre vigas de una misma longitud, mismo uso y un mismo esfuerzo cedente del acero no es tan grande a pesar de utilizar diferentes $f'c$, se reduce en el mejor de los casos hasta un máximo de 18,20% para vigas de 3 mts, 15,50% para vigas de 6 mts y 13,40% para vigas de 9 mts. Cabe destacar que cuando la viga tiene un uso para salón de fiesta, si bien los porcentajes son totalmente distintos, la tendencia marcada es la misma.

Cuando la variable es el “fy” con el mismo uso, mismo $f'c$ y mismo criterio de cuantía, se puede obtener una reducción de acero de refuerzo de hasta 67% en vigas de 3 mts, 63,59% en vigas de 6 mts, y 62,15% en vigas de 9 mts. Sin embargo, aun cambiando el $f'c$ escogido a trabajar, la reducción sigue superando el 60%.

Además, se logra ver como la tendencia sobre que permutación entre fy y $f'c$, con longitudes diferentes requiere la mayor cantidad de acero, siendo con un $fy=2800$

diferentes en todos los casos, pero si el fy sigue aumentando la tendencia es más marcada y se inclinan hacia el f'c más grande.



Grafica 2. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso depósito.

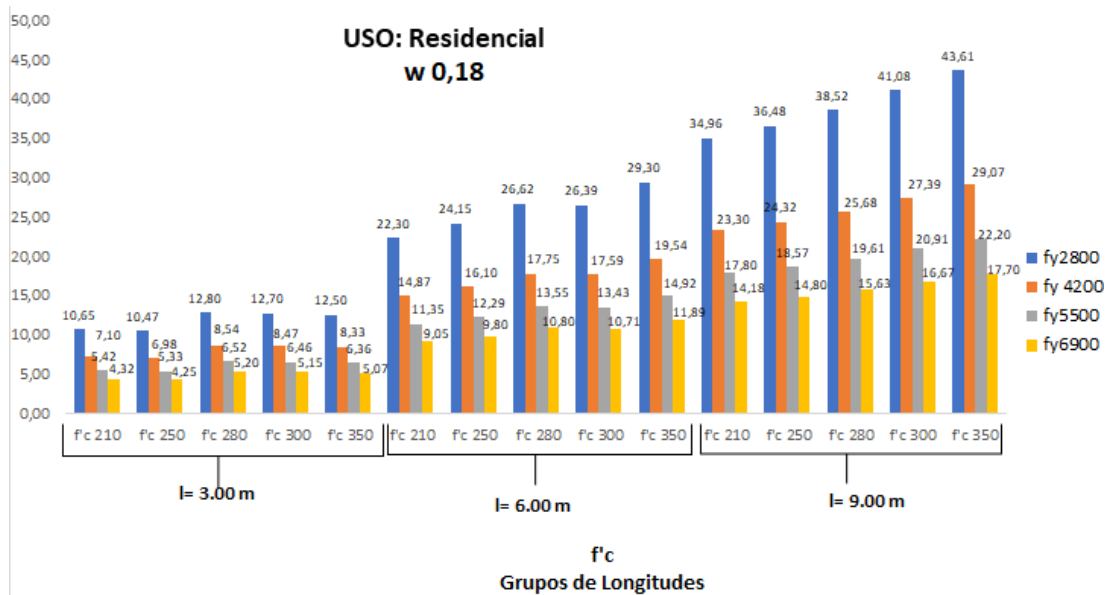
Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la Grafica 2, a diferencia de la anterior revisada, en este caso las vigas de 6 mts es quien más beneficio tiene en cuanto a reducción de acero de refuerzo requerido, tanto obtiene al momento de permutar una misma longitud, mismo fy, mismo uso, y el mismo criterio de cuantía, variando únicamente el f'c, obtuvimos que las vigas de 6 mts son las únicas que logran superar el 15% de reducción, mientras las de 3 y 9 mts, apenas superan el 13%. A pesar de tener diferentes porcentajes, es la misma tendencia para las vigas de uso oficina.

Sin embargo, cuando la única variable es el fy y el resto de los parámetros son iguales, siguen siendo las vigas de 3 mts, quienes logran reducir más acero de refuerzo 65,30% cuando las vigas de 6 y 9 mts están alrededor de 62%.

En cuanto a que combinación requiere el acero de refuerzo más alto, se logra observar cómo hay una tendencia más marcada, ya que, exceptuando el caso de un

$f_y=2800$, hay diferencias con la viga de 3 mts. En el resto de los casos, con un f_y mayor y todas las combinaciones requieren el f'_c mayor.



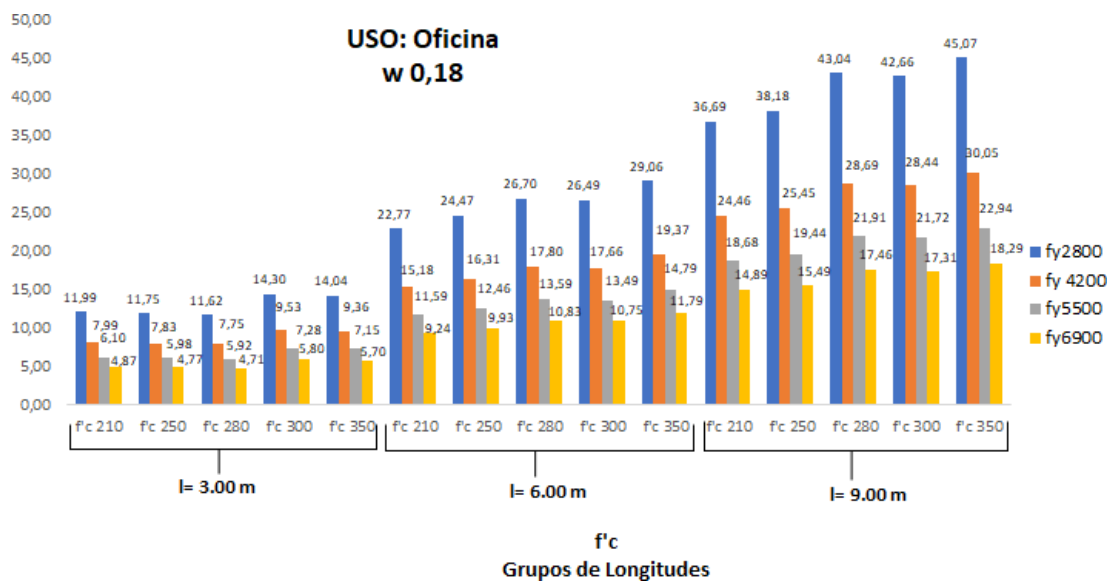
Grafica 3. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 3, se puede observar como la reducción sigue siendo mayor en las vigas de 6 mts con un 23,90%, por otra parte, las vigas de 9 mts continua en ese orden, las cuales alcanzan casi el 20% de reducción de acero de refuerzo, dejando en último lugar a las vigas de 3 mts con un 18%. Las vigas que están destinada para uso de salón de fiesta con las mismas características de una misma longitud, un mismo esfuerzo cedente del acero, incluso cambiando los f'_c , poseen la misma tendencia en diferentes porcentajes.

En otro orden de ideas, cuando la variable es únicamente el f_y , y el resto de los parámetros son los mismos, las vigas en diferentes longitudes, están comprendidas entre un 59% y 60% de reducción, al igual en uso de salón de fiesta.

Buscando que combinaciones requieran más acero de refuerzo, se consigue que, en ambos usos (residencial y salón de fiesta), se tiene la misma tendencia, para las vigas de 6 y 9 mts, es la permutación del $f'c$ más alto con los diferentes f_y la cual requiere más acero, mientras que, en las vigas de 3 mts, se mantiene distinto.



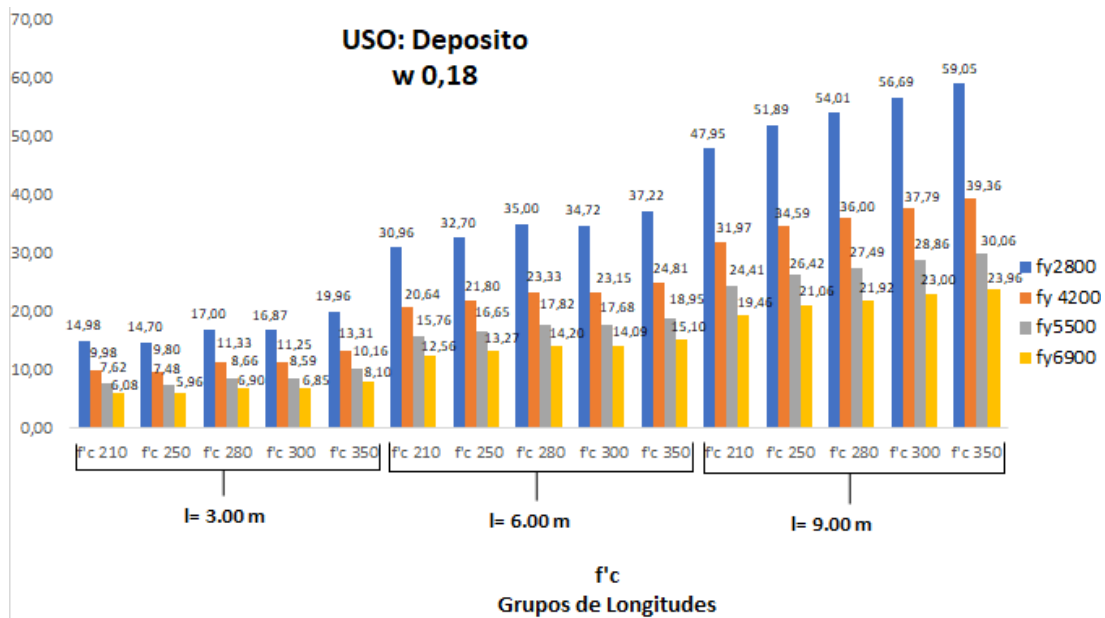
Gráfica 4. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 4, a pesar de tener cierta similitud con la gráfica 3, existe una pequeña variación referente a la reducción de acero de refuerzo, ya que se logra observar como las vigas de 6 mts siguen siendo las más beneficiadas con casi un 22%, sin embargo no serán las vigas de 9 mts quienes continúen en la lista, tanto las vigas de 3 y 9 mts están entre los valores comprendidos de 18% y 19%, pero son las de 3 mts las que obtienen un mayor beneficio.

Ahora bien, cuando se habla de variar el f_y , para obtener que permutación es más beneficiosa, no se encuentra una que resalte, ya que, en las diferentes longitudes, los valores de reducción están entre 59% y 60% de reducción.

Al buscar la tendencia sobre que vigas requiere más acero, se lograr observar cómo aún se mantiene que las vigas de 6 mts y 9 mts, requieren la mayor cantidad y el $f'c$ más alto, mientras que las vigas de 3 mts, no siguen esta tendencia.



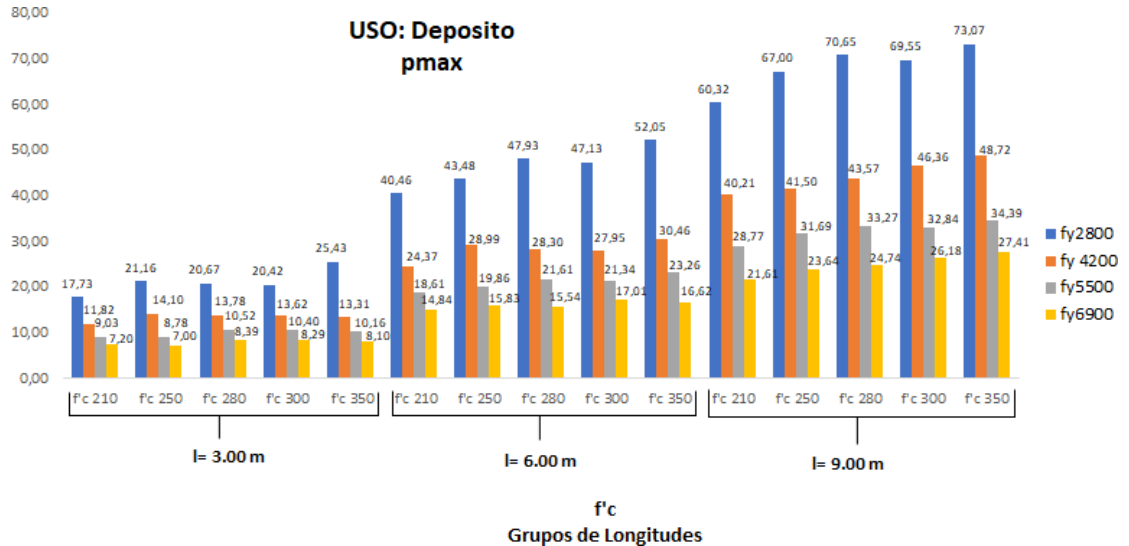
Grafica 5. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

Referente a la gráfica 5, se tiene que, para el mayor porcentaje de reducción de acero, teniendo como única variable los $f'c$, las vigas de 3 mts tienen un gran porcentaje de reducción, ya que sobrepasan el 25%. Mientras que las vigas de 6 y 9 mts, no superan el 19%.

Cuando la variable es la f_y , se puede observar como todas las longitudes tienen un porcentaje similar, todas las longitudes están comprendidas en 59% y 60%, sin embargo, quien está en mejor posición en cuanto reducción de acero, son las vigas de 6 mts con un 59,5%.

Por otra parte, cuando se habla de visualizar que permutación requiere más acero de refuerzo, vemos una clara tendencia sobre el $f'c$ más alto, en diferentes longitudes, y diferentes f_y .



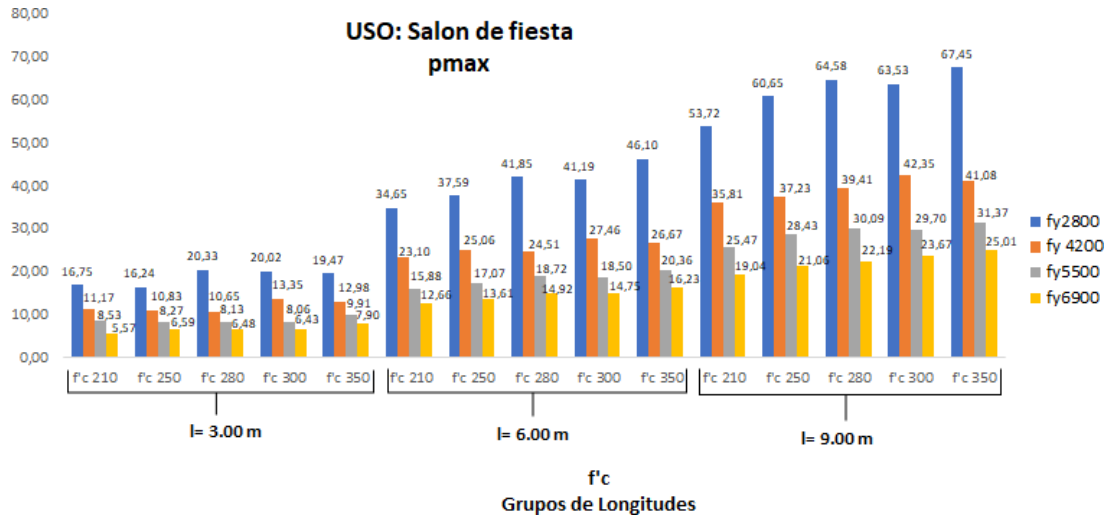
Grafica 6. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso de depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 6, se reflejan los diferentes valores en porcentaje de reducción de acero de refuerzo, en ella se tiene que, al variar los $f'c$, la principal longitud que muestra un valor con ventaja, son las vigas de 3 mts, las cuales su reducción alcanza hasta un 30%, mientras que las vigas de 6 mts obtienen un valor de 22% y las de 9 mts no logran llegar al 20%. Con diferentes porcentajes, las vigas para uso residencial o de oficina, poseen la misma tendencia, dejando mejor posicionada a las vigas de 3 mts en los tres casos.

En otro orden de ideas, cuando se habla de variar el f_y , encontramos que las vigas de 3 mts, reducen hasta un 68% el acero de refuerzo, solo en el caso de vigas para uso residencial, las vigas de 9 mts, pasan hasta el 70% de reducción.

En cuanto a que permutación requiere más acero, nos muestra que la tendencia va alrededor de requerir el $f'c$ más alto, pero al variar los f_y , se observa que las vigas de 3 mts requieren un $f'c$ más bajo.



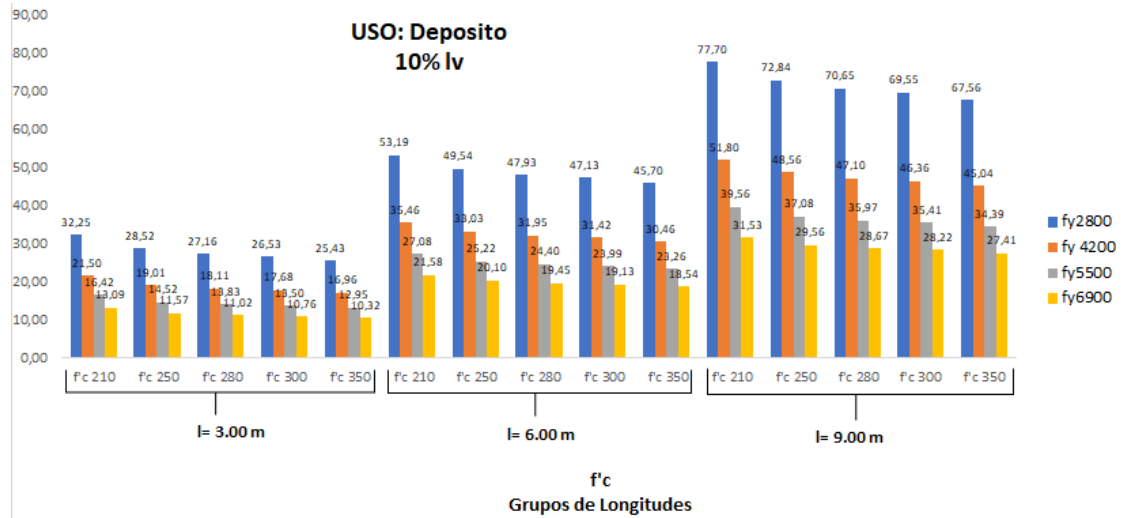
Grafica 7. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso de salón de fiesta.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

La gráfica 7 varía en comparación con la gráfica 6, debido a que las vigas de 6 mts, son las que poseen la mayor reducción de acero de refuerzo cuando se varía únicamente los $f'c$, las vigas de 6 mts llegan hasta casi el 25%, mientras las de 3 mts y 9 mts alcanza con lo justo el 20%.

Después de analizar los cambios de f_y , se observó como las vigas de 3 mts logran reducir el 68%, y las vigas de 6mts y 9 mts no alcanzan el 65%.

Por último, cuando se buscó, la permutación que requiera más acero de refuerzo en diferentes longitudes, se puede observar que al momento de variar el f_y , la tendencia es requerir el $f'c$ más alto, a excepción de cuando el $f_y= 4200 \text{ kgf/cm}^2$.



Grafica 8. Área acero de refuerzo longitudinal requerido para vigas de uso de depósito.

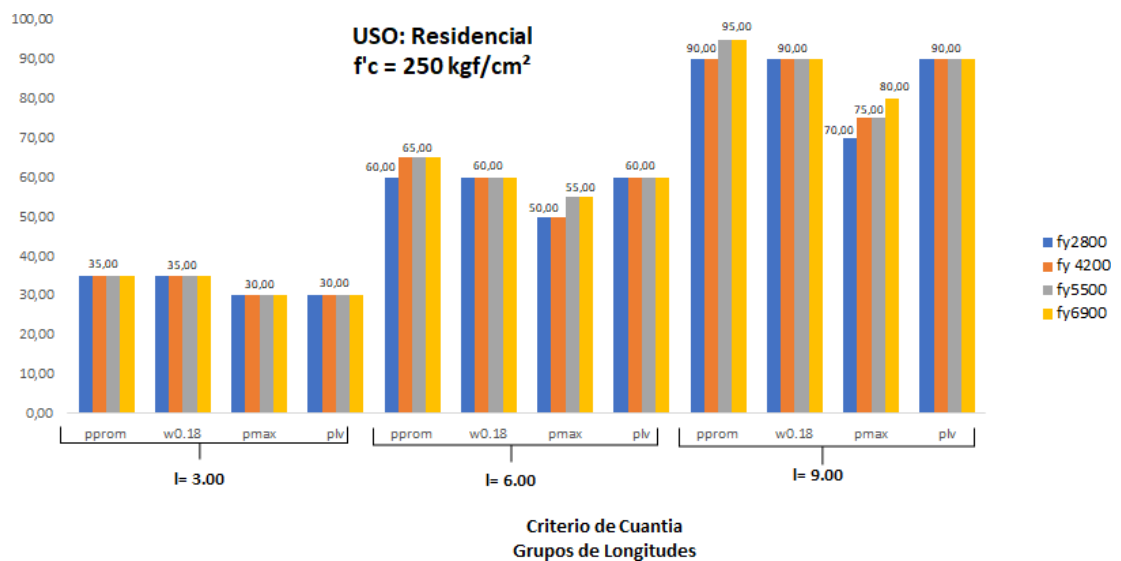
Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 8, no se obtiene diferente en cuanto a la tendencia de reducción de acero, variando el $f'c$, para todos los usos distintos, las vigas de 3 mts, son quienes más beneficiadas se encuentran, para este caso de estudio, dichas vigas alcanzan una reducción de hasta el 21%, mientras que para las de 6 mts, llegan hasta un 14% y las de 9 mts no logran alcanzar el 5%. Como se mencionó anteriormente en otros usos aplicados para casos de estudios diferentes, la tendencia siempre fue igual, aunque con valores de porcentaje, totalmente distintos.

Por otra parte, cuando en las permutaciones se varía el f_y , se puede observar que, exceptuando el uso de vigas residenciales, las que mayor porcentaje de reducción mantiene son las vigas de 3 mts, en este caso de estudio se alcanza hasta un 59%, en las de 6 mts se logra un 57%, por último las vigas de 9 mts alcanzan el 55%. Para el caso de uso residencial las vigas de 9 metros, se posicionan como las mejor beneficiadas, pero aun así los valores de todas las longitudes están comprendidos entre 59 % y 60%.

Para culminar, se puede observar una clara tendencia al momento de buscar la permutación que más acero de refuerzo requiera, dejando en todos los casos, y todas las combinaciones posibles, al $f'c$ menor con un mayor requerimiento.

4.2 GRAFICOS DE ALTURA TOTAL DE LA SECCION REQUERIDA



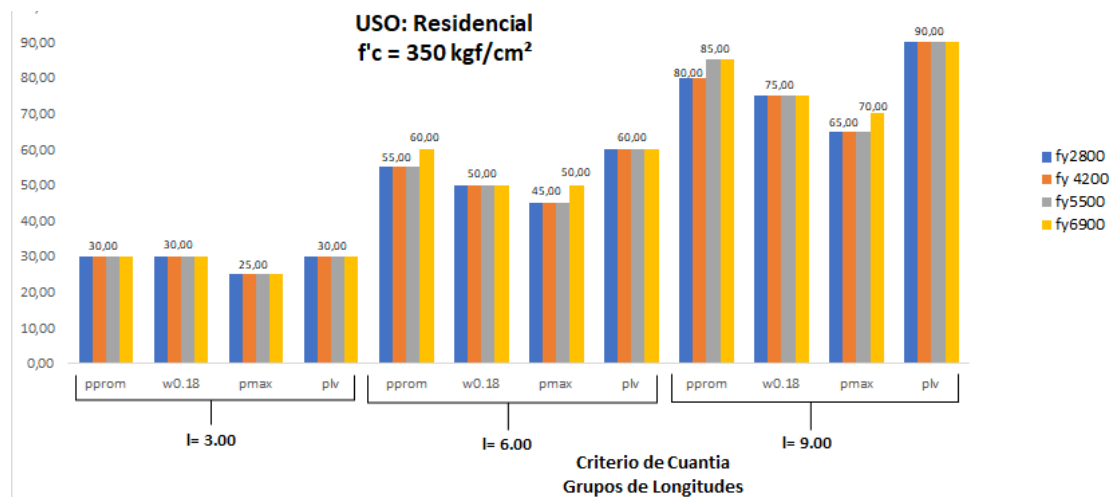
Grafica 9. Altura total de la sección requerida para vigas de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En este grafico 9, se observa que, a pesar de variar las aturas requerida, entre un mismo criterio de cuantía no existe un gran cambio, llegando hasta un máximo de 5 cm de reducción en cada longitud por cada fy cambiado, incluso en algunos casos no existe variación alguna.

Ahora bien, cuando se analiza el grafico, pero buscando cuanto es la máxima reducción de una altura útil requerida entre diferentes cuantías, evidentemente se tiene que la cuantía que requiere una altura mínima es cuando se asocia un p real igual a p max, como en el caso de estudio queremos notar cuánto es el valor de reducción, se

puede visualizar que para vigas largas se tiene una diferencia de 25 cm, para vigas medias 15 cm y para vigas cortas solo 5 cm.



Grafica 10. Altura total de la sección requerida para vigas de uso residencial.

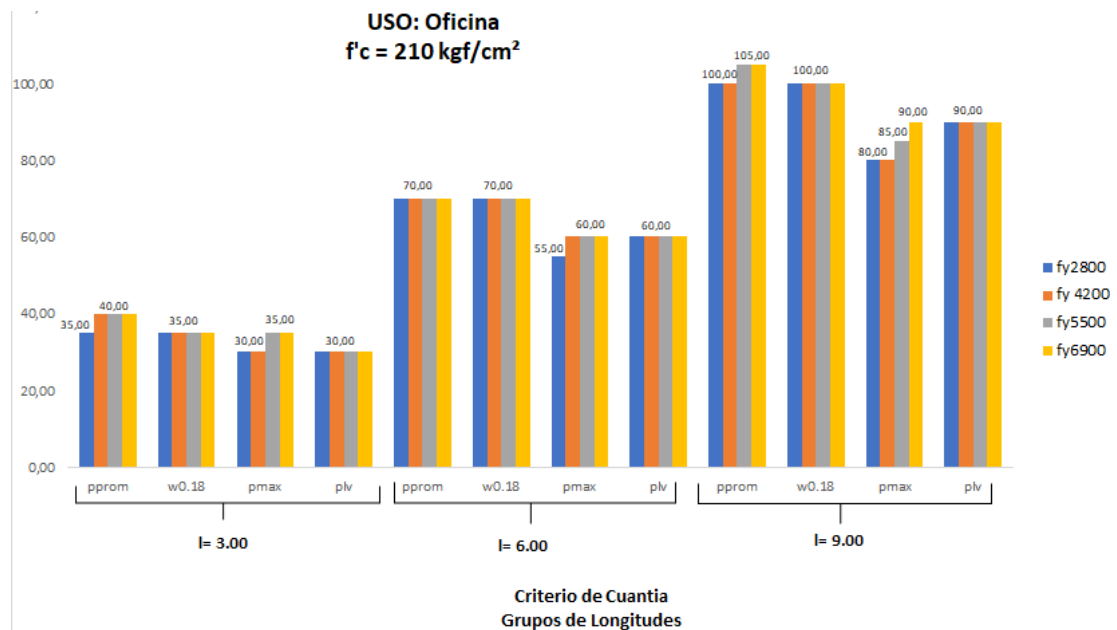
Fuente: (Álvarez A. 2020)

Los resultados de la gráfica 10, arrojan prácticamente los mismos valores de la gráfica 9, salvo en algunos casos, donde a pesar de tener el mismo criterio de cuantía la altura no varía, y cuando lo hace sigue siendo solo 5 cm.

Cuando se observa el cambio de criterio de cuantía, se puede notar que los valores en todas las longitudes son las misma, de 25 cm en vigas largas, 15 cm en vigas medias y 5 cm en vigas cortas. Lo cual deja una tendencia marcada para las vigas de uso residencial, en algunos casos cuando variamos el $f'c$, se notan algunos aumentos de 5 cm de altura, o incluso también de 5 cm menos, pero como se mencionó anteriormente, la tendencia está declarada.

Por otra parte, cuando se observa el cambio de la resistencia del concreto a compresión a uno más elevado, se puede observar cómo disminuye la altura en cada criterio, hasta un máximo de 10 cm, este análisis nos refleja un beneficio, si bien no es una reducción elevada, es significativa al momento de evaluar costos.

Es importante mencionar que el ultimo criterio de cuantía seleccionada, está condicionada a ser un 10% la longitud de la viga, por ello no existe variación algunos, en ninguna de las permutaciones.

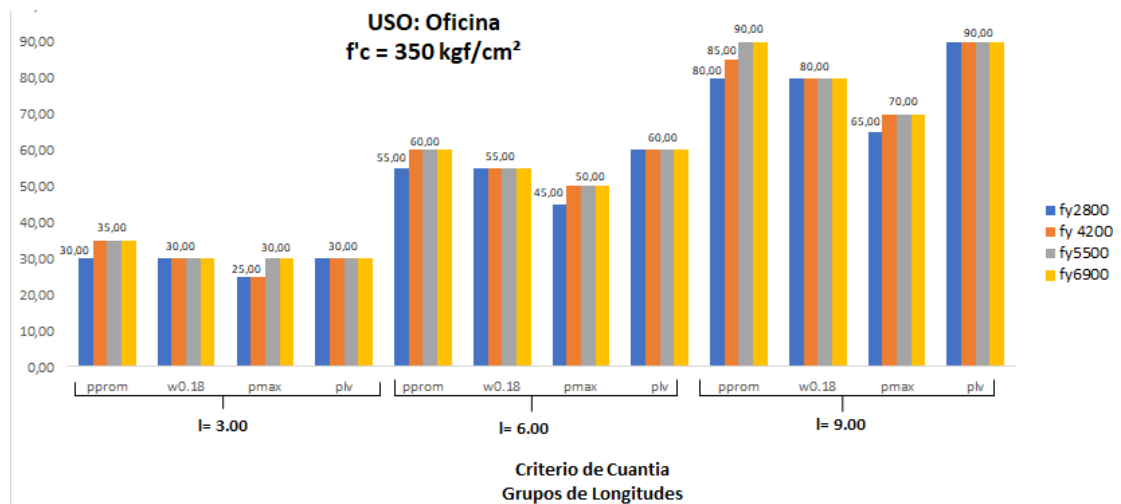


Grafica 11. Altura total de la sección requerida para vigas de uso oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

Si se analiza la gráfica 11 podemos observar, como la tendencia marcada a pesar de tener un uso distinto en la viga, podemos visualizar que la diferencia de altura, al momento de variar el f_y manteniendo el mismo criterio de cuantía reduce solo 5 cm y en algunos casos no varía.

Al notar que tanto reduce al momento de variar de criterio, buscando un máximo de reducción, se puede notar que las vigas largas aún mantienen 25 cm de reducción, las vigas medias 15 cm y las cortas varían un poco y tienen 10 cm de reducción.



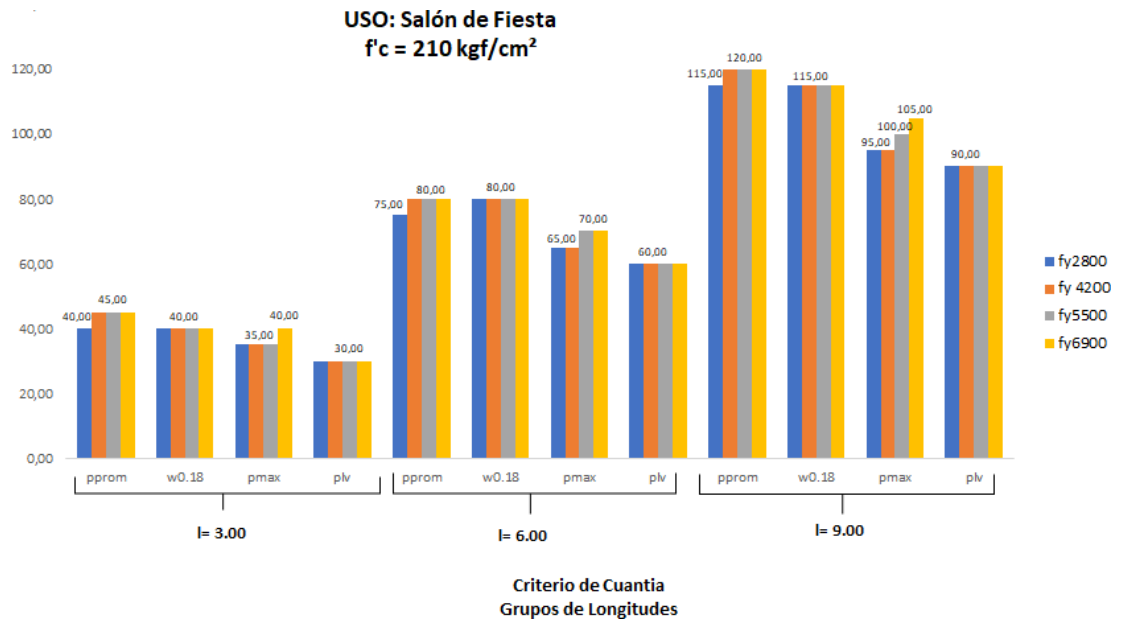
Grafica 12. Altura total de la sección requerida para vigas de uso oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

Al mirar esta grafica 12, se puede notar que la variación de las alturas tiene el mismo orden y mismo valor que la gráfica 11, por lo tanto, podemos notar que la tendencia es la misma a pesar de variar los $f'c$, las alturas solo logran aumentar o disminuir 5 cm en casos específicos, pero estamos en presencia de una tendencia bastante clara.

Cuando se busca la máxima reducción de altura, entre diferentes criterios de cuantía logramos ver que, a pesar del diferente uso que pueda tener, tiene aproximadamente los mismos valores comprendidos entre 10 cm y 25 cm dependiendo de la longitud de la viga.

En otro orden de ideas, es apreciable que al momento de variar el $f'c$, la reducción en cuanto altura se refiere, se obtiene que en el mejor de los casos se puede reducir hasta 20 cm.



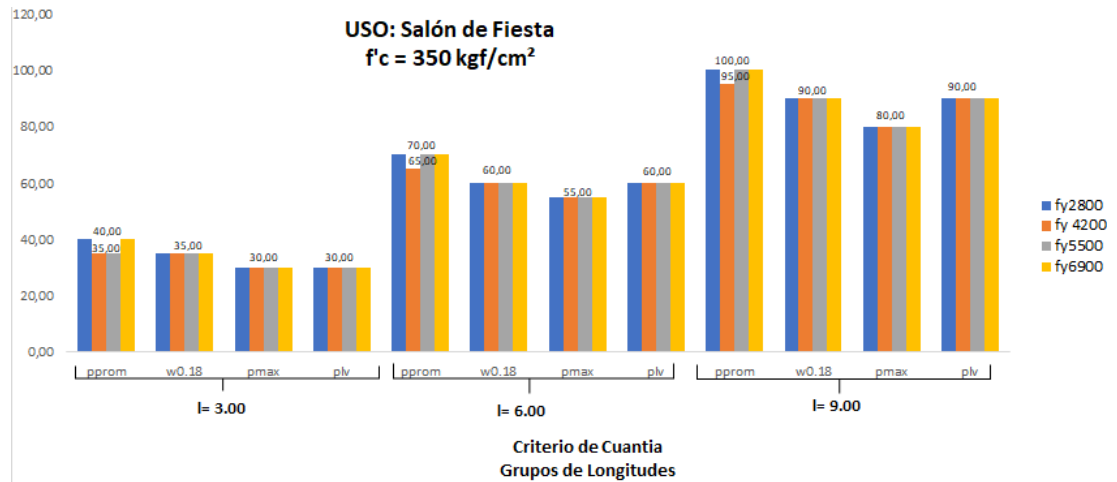
Grafica 13. Altura total de la sección requerida para vigas de uso salón de fiesta.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 13, se nota la misma variación de 5 cm de altura, cuando se varían los fy, en un mismo criterio de cuantía y misma longitud, también se observa como en algunos casos no hay variación alguna.

Por otra parte, si se quiere buscar la máxima reducción, se obtiene que, a pesar de tener un uso mayor, la diferencia sigue siendo 25 cm en vigas de 9 mts, 15 cm en vigas de 6 mts y 10 cm en vigas de 3 mts.

También se puede visualizar que, al tener este uso y trabajar con un f'c bajo, se obtiene la limitante de que no se puede trabajar con el criterio de cuantía referente a un 10% la longitud de la viga, ya que el buscar la altura mínima útil requerida se consigue con que está 5 cm por encima en prácticamente todos los casos.



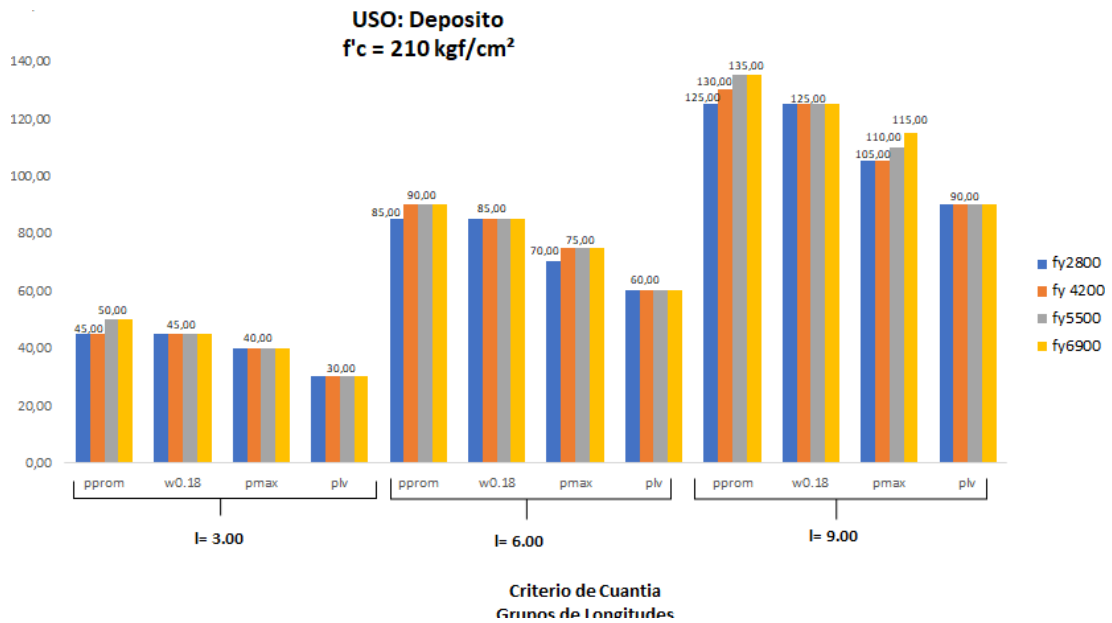
Grafica 14. Altura total de la sección requerida para vigas de uso salón de fiesta.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

Cuando se habla del grafico 14, lo primero que se puede observar es que, variar los $f'c$ no afecta tanto la reducción de altura cuando se trabaja con un mismo criterio de cuantía y longitud, ya que, si bien reduce o aumenta en algunos casos, el valor sigue siendo 5 cm, al igual que en graficas anteriores.

Es el mismo caso, al referirse sobre la variación de altura al comparar con diferentes criterios, es evidente que a mayor longitud se tiene una mayor reducción, para consignar datos, se puede observar que en vigas de 9 mts es de 20 cm, en vigas de 6 mts 15 cm, y 10 cm en vigas de 3 mts.

Ahora bien, quizás el gran cambio o beneficio que se tiene al variar el $f'c$ es que, a pesar de reducir 25 cm en el mejor de los casos, a comparación de la gráfica 13, en esta se observa que podemos trabajar con la cuantía referente al 10% de la longitud de la viga, ya que la altura mínima útil, está por debajo de su valor.

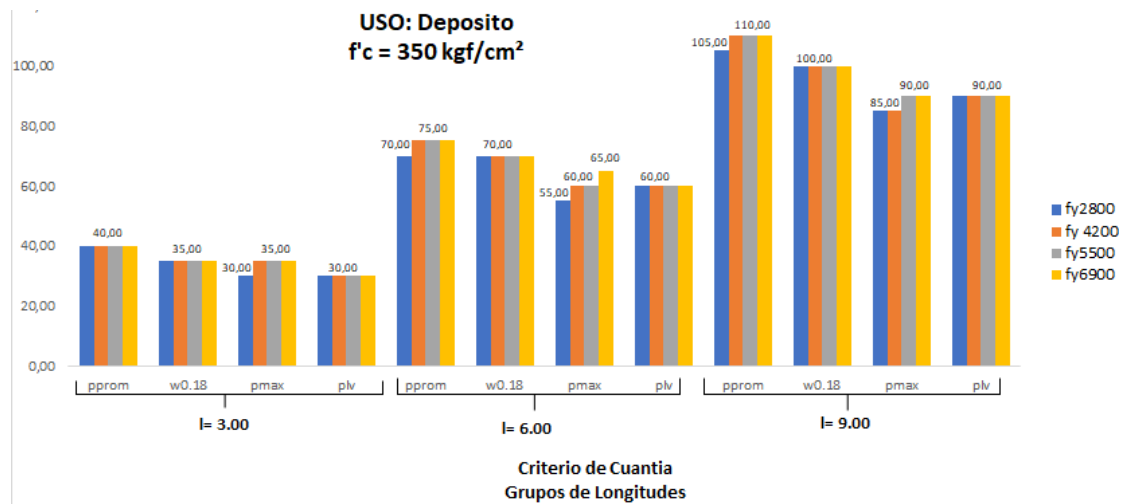


Grafica 15. Altura total de la sección requerida para vigas de uso deposito.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 15, se observa como la tendencia marcada en cada una de las gráficas anteriormente analizadas, cuando se tienen la misma longitud y cuantía, varia solo 5 cm.

Al hablar sobre variar los diferentes criterios de cuantías, buscando la reducción máxima, se puede visualizar que se alcanza hasta 30 cm, que se notan al comparar la cuantía promedio con la cuantía referente a un p max. Esta es la máxima comparación que se puede realizar debido a que el criterio de una altura asociada al 10 % de la longitud de la viga, no cumple con la altura mínima útil requerida.



Grafica 16. Altura total de la sección requerida para vigas de uso depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En la gráfica 16, la variación de altura al momento de cambiar los fy, sigue siendo 5 cm, pero cada vez está más limitado, ya que en muchos no hay muchas combinaciones que arrojen resultados distintos.

Para culminar, cuando se habla de variar los criterios de cuantía para buscar la reducción de altura máxima, se puede observar cómo al aumentar el f_c ya se puede trabajar con la cuantía asociada al 10% de la longitud de la viga, a pesar de no ser la máxima diferencia de altura es importante recalcarlo, ya que la anterior grafica estaba limitada a no tomar en cuenta ese criterio. Para fines de consignar datos, se tiene que, la reducción máxima alcanza 25 cm en vigas de 9 mts, 20 cm en vigas de 6 mts y 10 cm en vigas de 3 mts.

También, durante la investigación, se obtuvieron resultados al analizar y comparar las vigas empotradas, realizando las mismas permutaciones entre variar los parámetros de esfuerzo cedente del acero, resistencia a compresión del concreto, entre otros.

4.3 GRAFICOS DE ALTURA TOTAL DE LA SECCION REQUERIDA EN VIGAS DOBLEMENTE REFORZADAS.

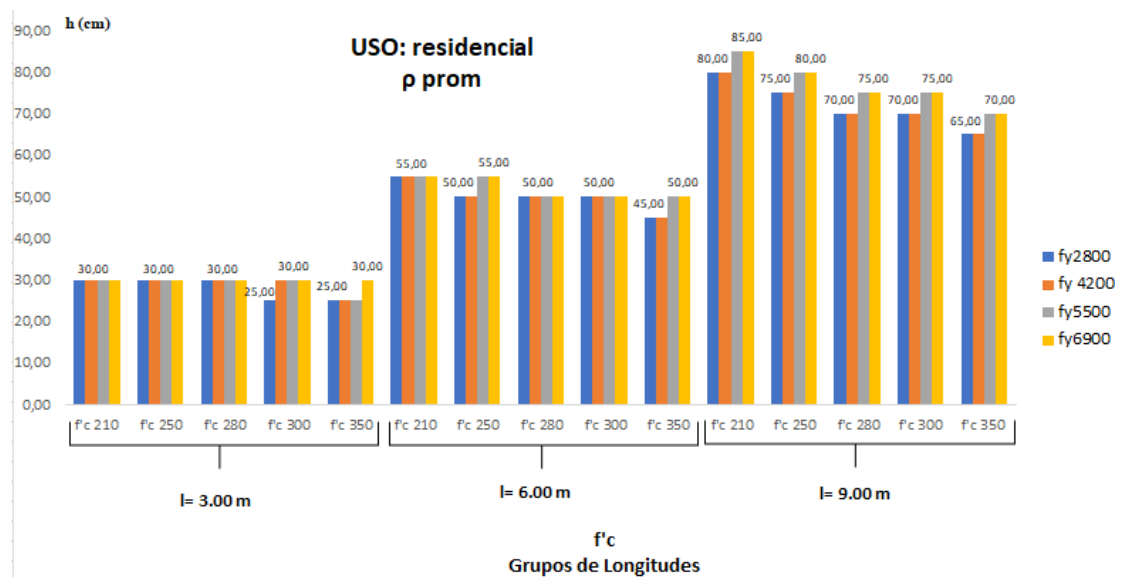


Gráfico 17. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

En el gráfico 17, se puede visualizar, que el impacto de variar el esfuerzo cedente del acero con una misma resistencia a compresión del concreto no es tan relevante, ya que solo se alcanza disminuir en algunas permutaciones solo 5 cm de altura.

Al observar una misma longitud, variando las diferentes $f'c$, es considerable la reducción de altura, ya que al compararlos podemos notar que en las vigas de 9 mts, se puede alcanzar una reducción de altura, de hasta 20 cm, al observar otras alturas, se

puede notar como disminuye, ya que en las vigas de 6 mts solo se logró bajar 10 cm y en vigas de 3 mts solo 5 cm.

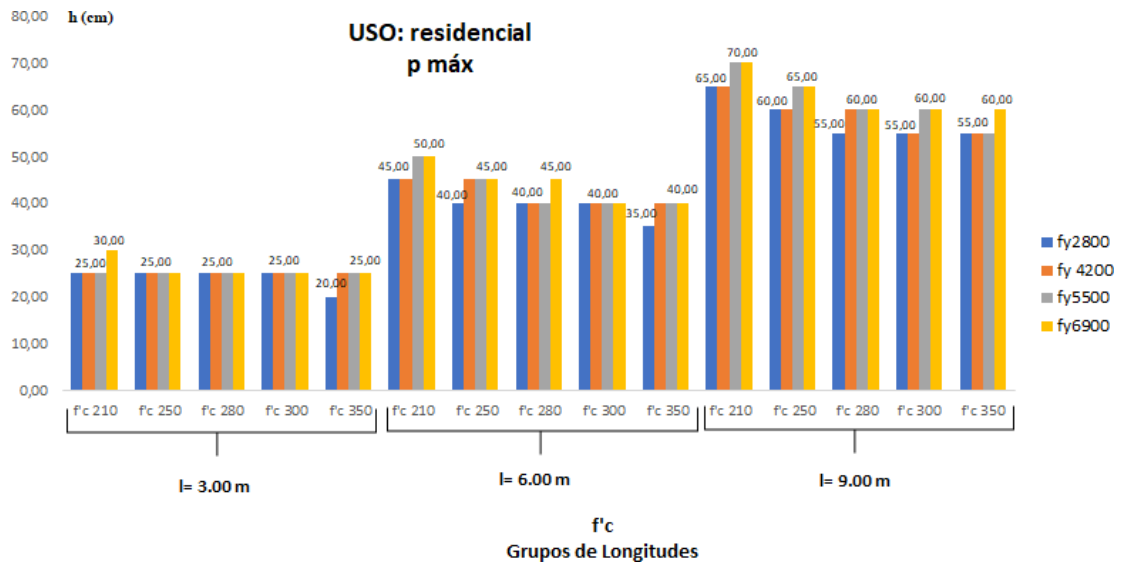


Gráfico 18. Altura total sección requerida para viga doblemente reforzada de una residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En el gráfico 18, lo primero que se nota es la variación en cuanto al criterio de cuantía. Cuando se observa la variación entre una misma longitud, mismo $f'c$ pero cambiando el f_y , se puede notar como en muy pocos casos no varía la altura, si bien no varía en cada cambio de f_y , se logra observar cómo se reducen 5 cm en las permutaciones que si varia la altura.

También, se logra ver que tanto reduce al variar los esfuerzos cedentes del acero y la resistencia a compresión del concreto, manteniendo una misma longitud, con el fin de encontrar la máxima reducción de altura posible, a razón de esto se tiene que, en vigas medias y vigas largas, alcanzamos hasta 15 cm en el mejor de los casos, y 10 cm en vigas cortas. Al comparar la gráfica anterior se nota que en vigas de 9 mts, se disminuye la reducción máxima en 5 cm, pero aumenta en vigas cortas y medias.

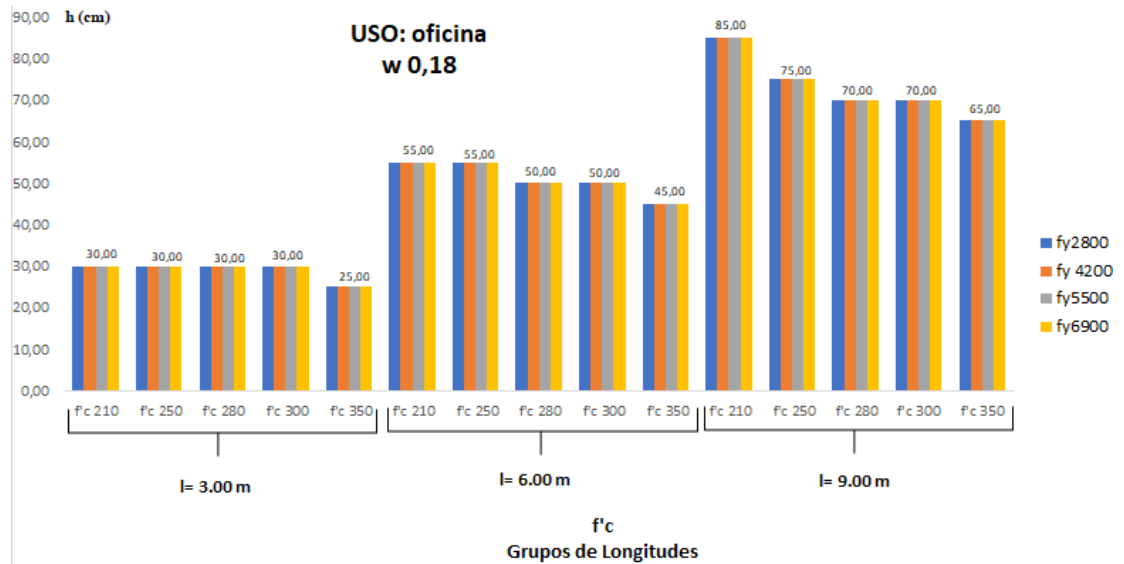


Gráfico 19. Altura total de la sección requerida para una viga doblemente reforzada de uso de oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020)

Los gráficos en cuales se habla de cuantía mecánica respecto a la altura, son los gráficos que ofrecen menos variaciones entre ellas. Se puede observar cómo al cambiar el f_y , no existe variación alguna teniendo un mismo $f'c$.

Sin embargo, al variar las $f'c$ se visualiza como varían algunas alturas, por ejemplo, en vigas de 9 mts se ve como varía entre 10, 15 o 20 cm, en las de 6 mts varían solo 5 o 10 cm y en las vigas de 3 solo logran varían 5 cm.

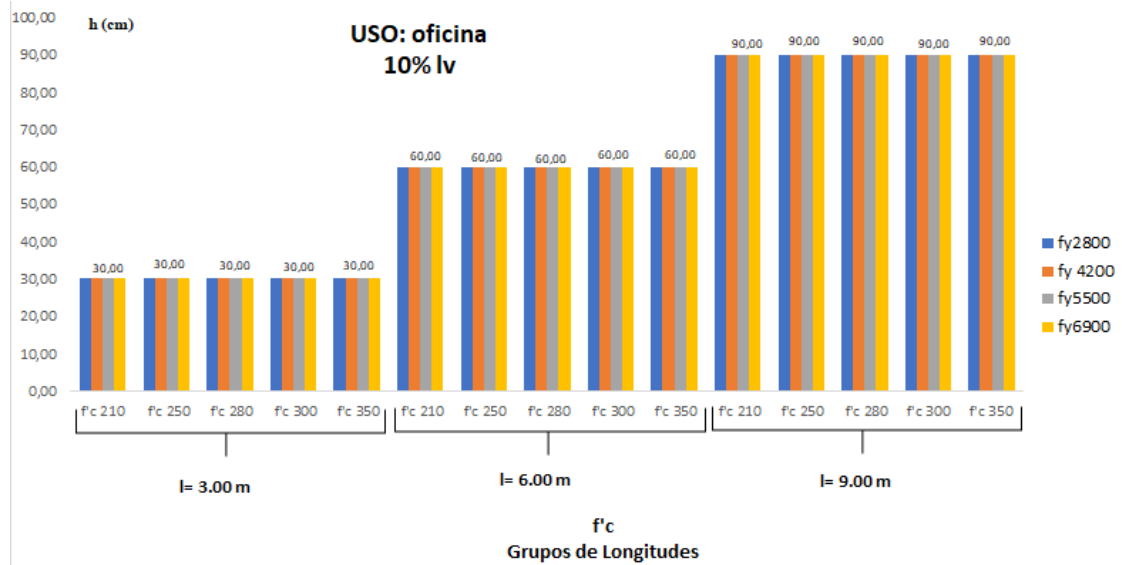


Gráfico 20. Altura total de la sección requerida para viga doblemente reforzada de uso de oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Lo que la gráfica 20 deja observar, es que cuando se habla de una cuantía relacionada al 10% de la viga, no existe variación alguna en las alturas, salvo cuando se cambian las alturas, esto se debe a que están condicionadas a que como se está trabajando con vigas de 3 mts, 6 mts y 9 mts, en las alturas con diferentes permutaciones se obtienen valores de 30 cm, 60 cm y 90 cm.

Es importante destacar que tanto el criterio de 10% longitud de la viga o utilizar una cuantía mecánica, son los resultados que menos variación ofrecen, como se observa en la gráfica 20, no existe variación alguna, mientras que, en el criterio de la cuantía mecánica, la variación de altura solo ocurre cuando se cambia la resistencia a compresión del concreto.

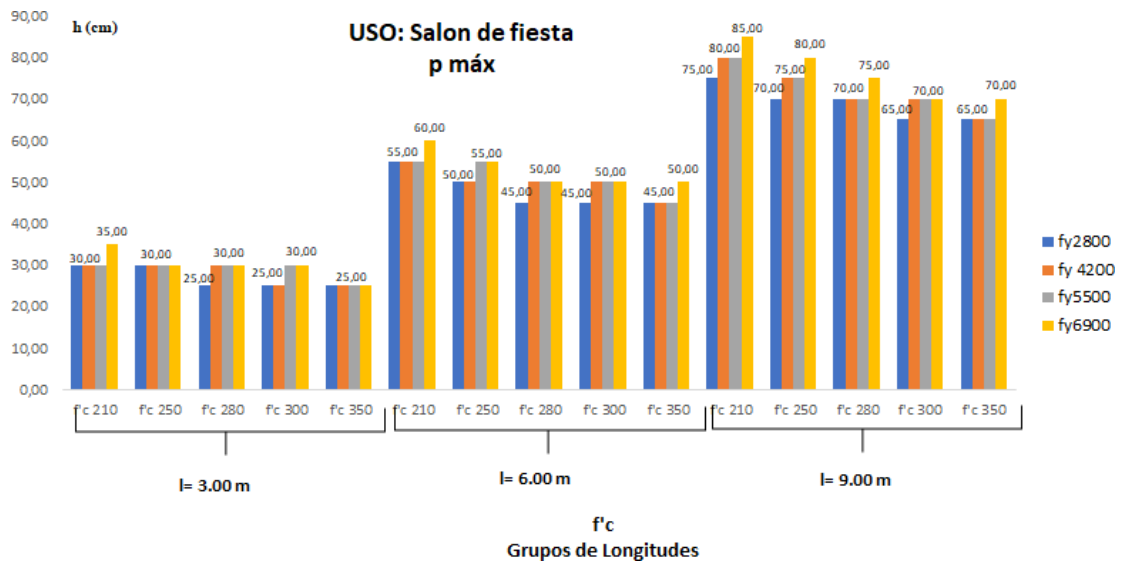


Gráfico 21. Altura total de la sección requerida para vigas doblemente reforzada de uso de salón de fiesta.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este gráfico, se puede observar como con una misma longitud, con un mismo $f'c$ y variar f_y , para algunos casos, conseguir obtener hasta 3 alturas diferentes, sin embargo, la tendencia es la misma, ya que las alturas solo alcanzan a variar 5 cm.

Sin embargo, cuando varían las diferentes resistencias a compresión del concreto, existe una variación mayor, teniendo variaciones de entre 5 cm y 20 cm en vigas largas, 5 cm y 15 cm en vigas medias, y 5 cm y 10 cm en vigas cortas.

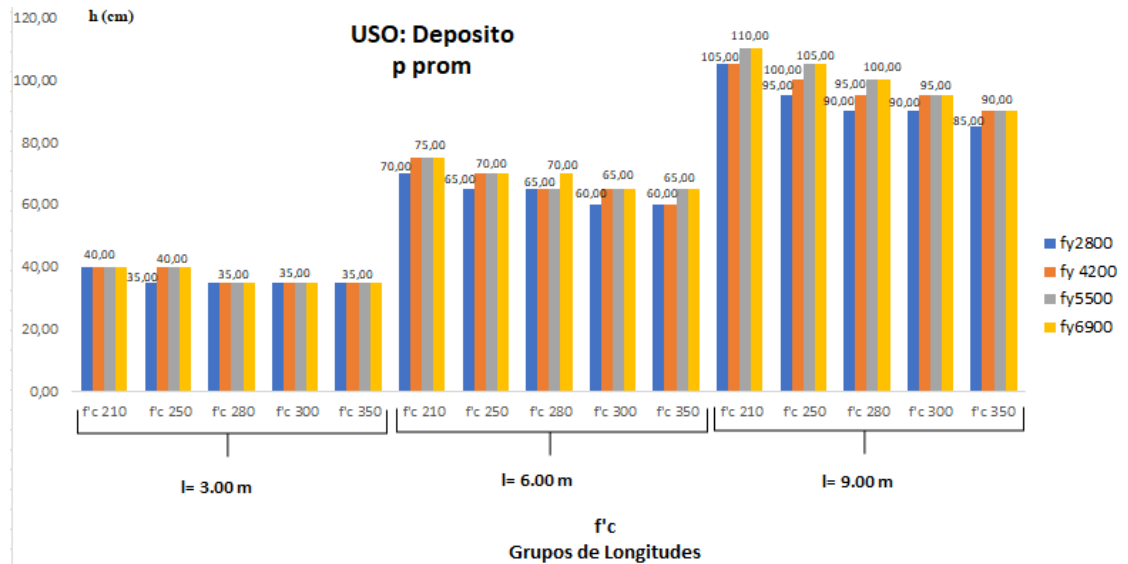


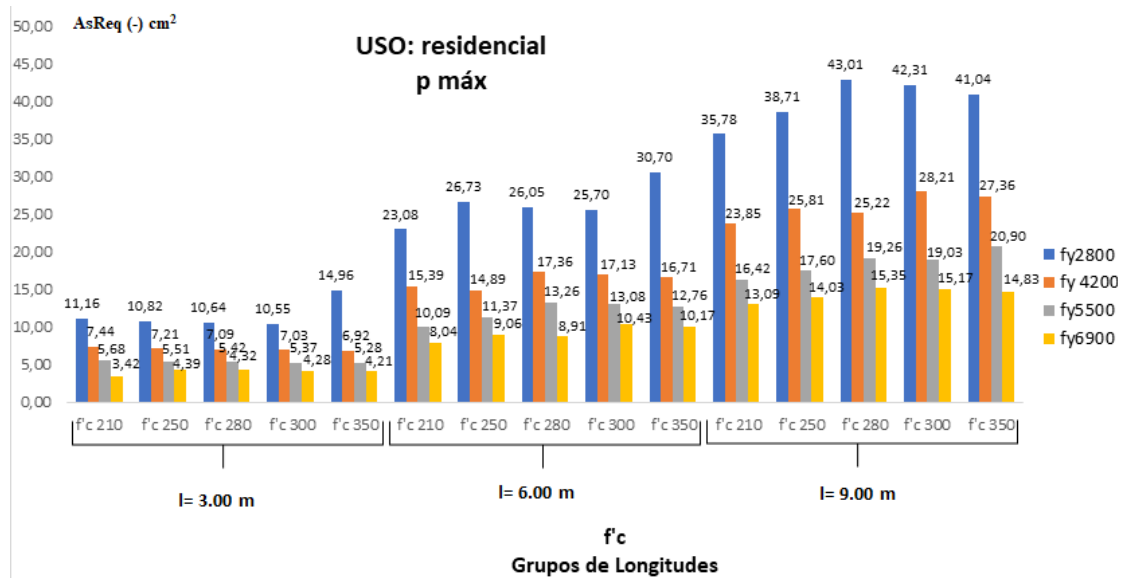
Gráfico 22. Altura total de la sección requerida para vigas doblemente reforzada de uso de depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este gráfico, se observa como también existen al menos 3 alturas diferentes en algunas permutaciones, con un mismo $f'c$ pero variando el f_y , esto solo ocurre en vigas de 9 mts, se puede ver como en esas combinaciones específicas se logran una reducción de hasta 10 cm. También es importante destacar que en el resto de longitudes la tendencia sigue siendo la misma, solo disminuir hasta 5 cm, incluso en vigas de 3 mts, casi no varía.

Cuando se habla de variar los $f'c$, si bien se tienen valores diferentes la tendencia marcada es igual a graficas anteriores, siendo las vigas largas, quienes logran una mayor cantidad de reducción logrando hasta 25 cm en el mejor de los casos, para las vigas de 6 mts se logra 15 cm y para vigas de 3 mts, solo 5 cm.

4.4 GRAFICOS DE AREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL NEGATIVO REQUERIDO



Grafica 23. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En el grafico 23 se puede apreciar que, a pesar de tener las mismas permutaciones, eso no indica que en las diferentes longitudes se tengan los mismos resultados, al hablar de que permutaciones requiere más acero de refuerzo, se puede observar cómo en diferentes longitudes varían.

Otro punto a destacar que se puede visualizar, es al hablar de porcentajes de reducción, las vigas de 3 mts son las vigas que alcanzar la mayor reducción, llegando casi al 30% de reducción de acero de refuerzo, en las vigas de 6 mts reduce hasta un máximo de 25% y en vigas de 9 mts supera por muy poco el 15%.

Para finalizar, también se observa que al momento de variar el fy, el porcentaje de reducción de acero, entre el fy más bajo y el más alto, sigue la tendencia marcada ya que son las vigas cortas quienes logran reducir hasta un 70% su área de acera

requerido. Si bien obtienen valores diferentes, la tendencia de esta gráfica, está plasmada al usar diferentes criterios de cuantía, por ejemplo, utilizar una cuantía referente al 10% de la longitud de la viga o utilizar la cuantía promedio.

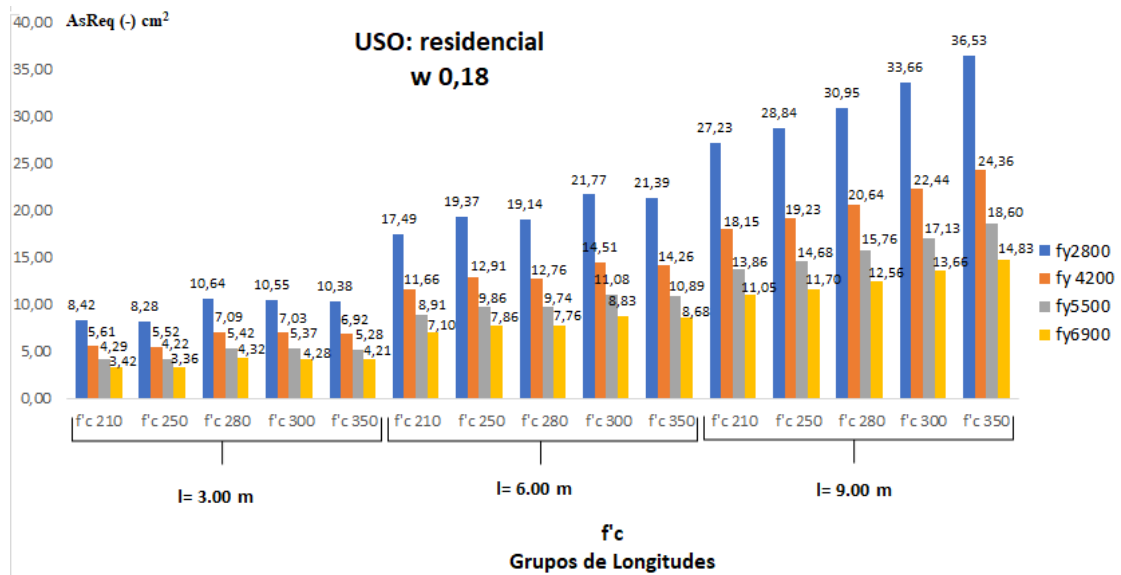


Gráfico 24. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En el gráfico 24, se puede observar que, si bien se tiene un mismo uso, al cambiar el criterio de cuantía, se obtuvo resultados diferentes. En cuanto a la permutación que requiere más acero de refuerzo, podemos visualizar que es totalmente distinto en cada una de las longitudes.

Si se habla de variar el $f'c$ para obtener el mayor porcentaje de reducción, manteniendo un mismo fy , se consigue que las vigas largas son las que tienen un mayor porcentaje, estas alcanzan un valor de 25%, seguidas por las vigas cortas con 22% y por último las vigas medias que no logran superar el 20%.

Cuando varía únicamente el fy manteniendo el resto de los parámetros para buscar un porcentaje de reducción, se logra apreciar que no siguen la misma tendencia, debido

a que las vigas de 9 mts se posicionan de primer puesto, y las vigas de 3 mts están por delante de las vigas de 6 mts, las tres longitudes con valores comprendido entre 59% y 60%.

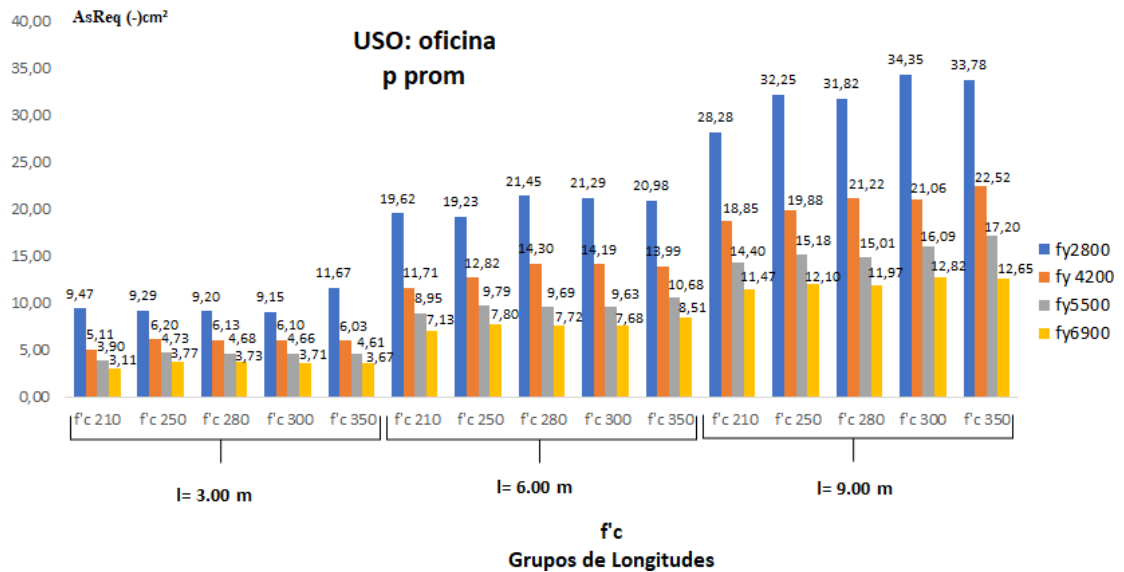


Gráfico 25. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este gráfico, se puede visualizar nuevamente que la permutación en diferentes longitudes que requiere más acero de refuerzo a pesar de ser el mismo uso, es distinta en los tres tipos de vigas.

Cuando se habla de porcentaje de reducción, se tienen variaciones en cuanto a gráficos anteriores, en el gráfico 25, las vigas cortas tienen un valor de 21%, las vigas largas son quienes continúan con 17%, pero las vigas medias superan ligeramente el 10%.

Cuando se varía el fy, con un mismo f'c, buscando el porcentaje de reducción, al variar entre el fy más alto y el fy más bajo, las vigas de 3 mts son quienes logran un mayor porcentaje alrededor del 70%, seguidas por vigas de 6 mts, y 9 mts.

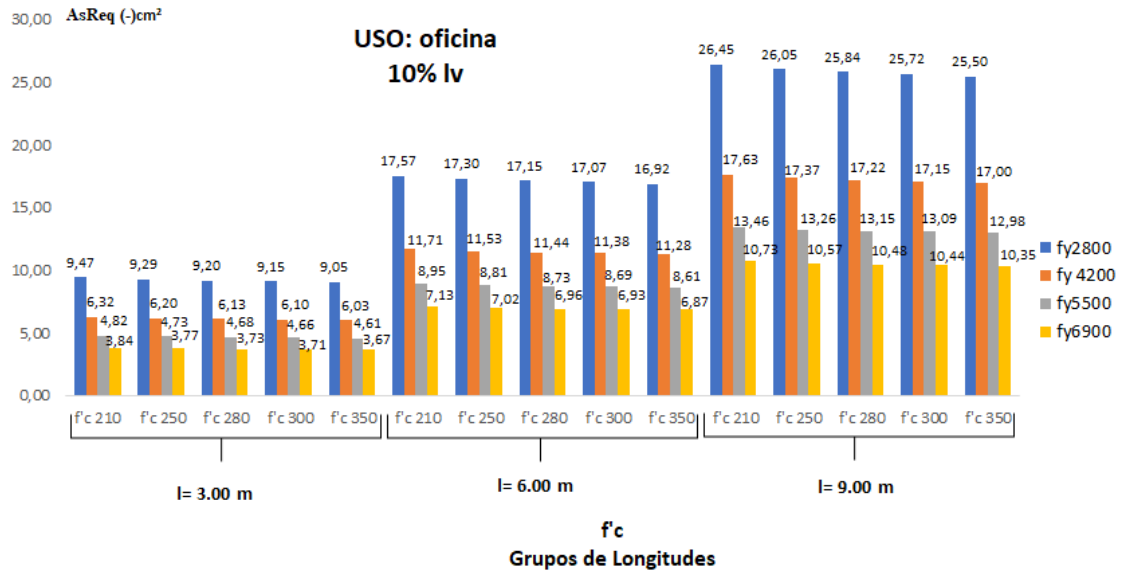


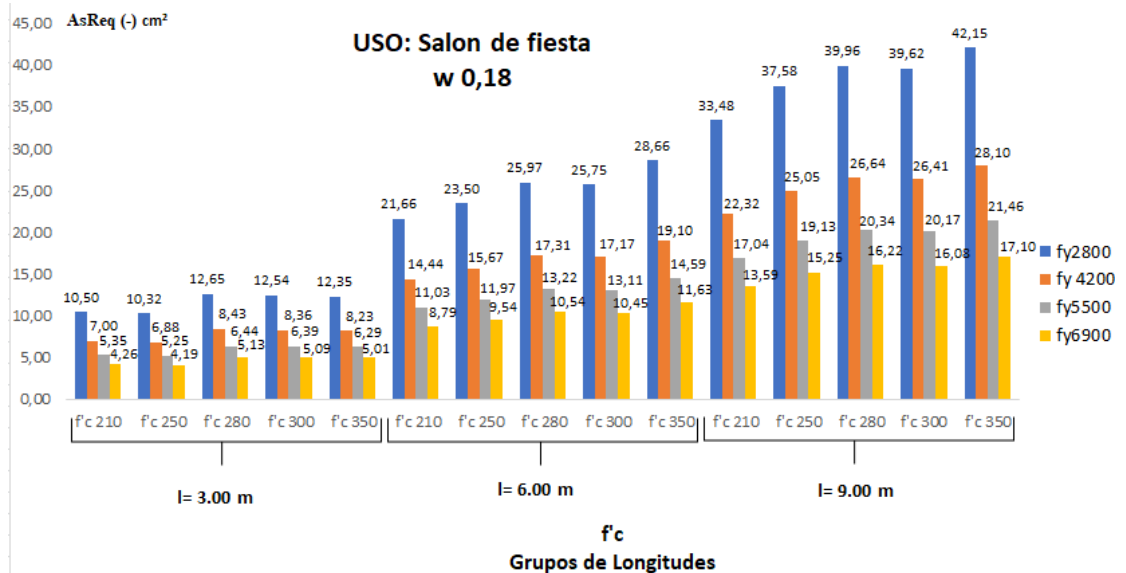
Gráfico 26. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Referente a este gráfico, se puede observar que la permutación que requiere más acero de refuerzo longitudinal siempre es la misma, esto se debe a que la altura está condicionada a ser un 10% la longitud de la viga.

Debido a que se tiene una misma altura, los porcentajes de reducción de acero no son tan elevados, incluso no superan el 5% en ninguno de los casos, sin embargo, las vigas cortas son las que más favorecidas se encuentran con un 4,5%, tanto las vigas medias como las vigas largas, no superan el 4%.

Cuando se busca la mayor reducción variando únicamente el fy, tampoco a mucha discrepancia entre los resultados, todas las vigas tienen valores entre 58,5% y 59,5%.



Grafica 27. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de salón de fiesta.
Fuente: (Álvarez A. 2020).

El grafico 27 permite observar que permutación requiere más acero de refuerzo, variando únicamente en las vigas de 3 mts.

Al hablar de porcentajes variando el $f'c$ y manteniendo un mismo fy , para conseguir un porcentaje de reducción de acero, el resultado obtenido fue que las vigas de 6 mts, son quienes más favorecidas están, ya que, en el mejor de los casos, logran reducir hasta un 25%, seguido por las vigas de 9 mts que reducen 20% y por ultimo las vigas de 3 mts que reducen 18%.

Cuando se habla de variar el fy con un mismo $f'c$, se puede observar que la variación es realmente poca en las diferentes longitudes, ya que las tres combinaciones varían entre 59% y 60%.

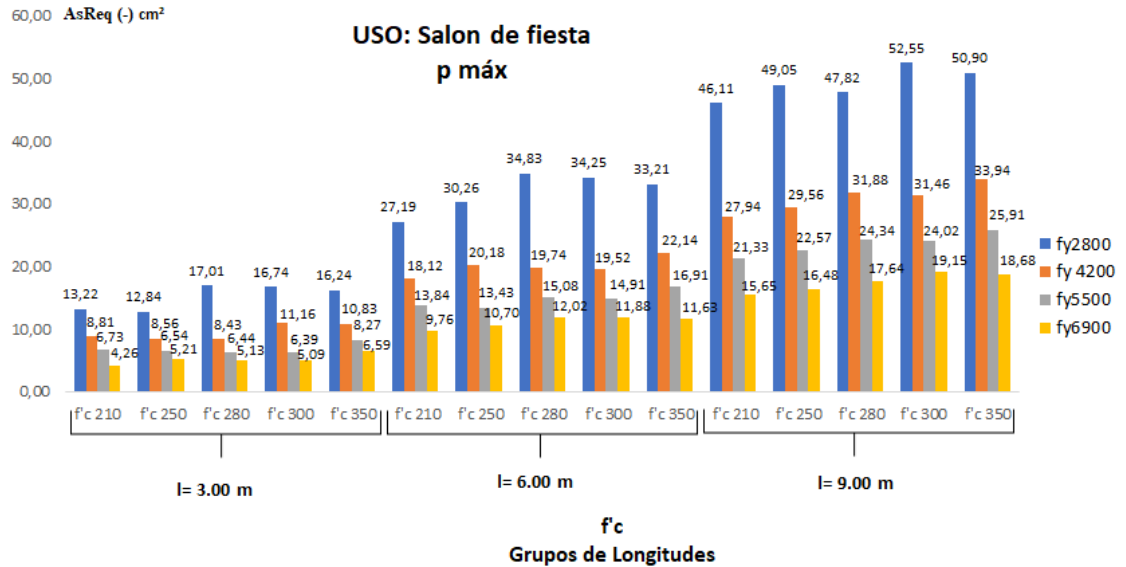


Gráfico 28. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de salón de fiesta.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En la gráfica 28, existe variación respecto al mismo uso con diferente criterio de cuantía, varían las permutaciones que más requieran acero de refuerzo longitudinal. También varían entre las longitudes la permutación que requiere más acero de refuerzo.

Por otra parte, cuando se habla de porcentajes de reducción, se tiene que las vigas de 3 mts reducen cerca del 25%, las vigas de 6 mts 22% y las vigas de 9 mts solo un 12%, estas reducciones ocurren cuando variamos los $f'c$ manteniendo un mismo f_y .

Cuando se dice que varía el f_y , se alcanza que la permutación de vigas de 3 mts alcanzan casi un 70% de reducción de acero de refuerzo, mientras que las vigas de 6 mts y 9 mts no superan el 65%.

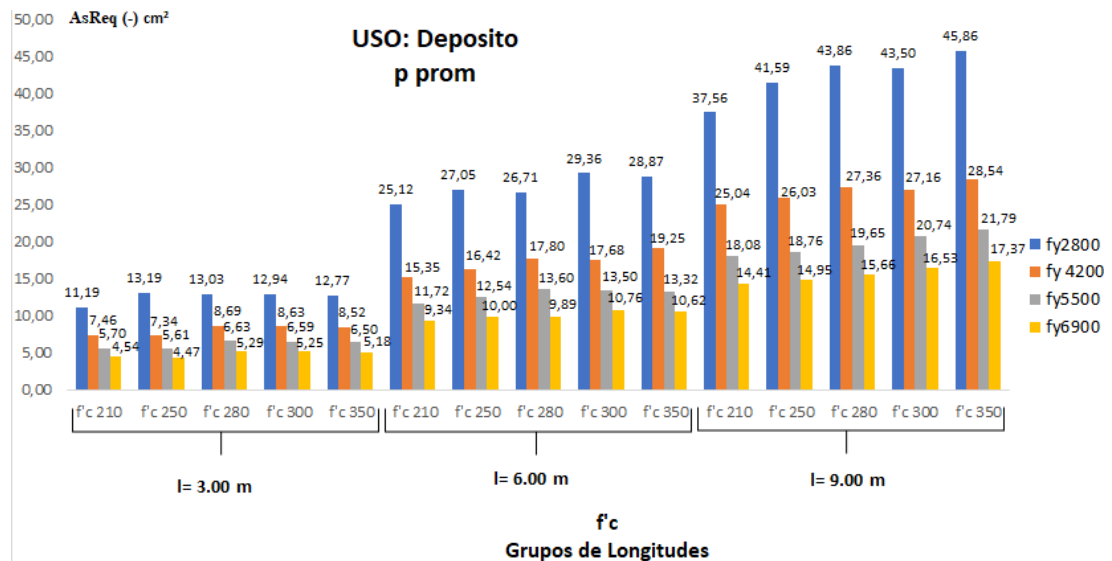


Gráfico 29. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de salón de depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Esta grafica refleja la tendencia que se ha marcado en casi todas las anteriores, la cual, en las diferentes longitudes, las permutaciones que requieren más acero de refuerzo longitudinal son totalmente distintas.

Al hablar de porcentaje de reducción, las vigas largas son quienes tienen un mayor porcentaje, llegan hasta un 18%, mientras que la viga media alcanza 15% y las vigas medias no alcanzan ese valor, estos porcentajes referidos al momento de variar el $f'c$, y manteniendo misma longitud y mismo f_y .

Cuando varía el f_y con un mismo $f'c$, la tendencia es totalmente diferente ya que las vigas de 6 mts son quienes logran un mayor porcentaje de reducción, estas alcanzan un porcentaje de 66%, al igual que las vigas de 3 mts, por ultimo las vigas de 9 mts, alcanzan 62%, esta tendencia se marca también, en otros criterios de cuantía.

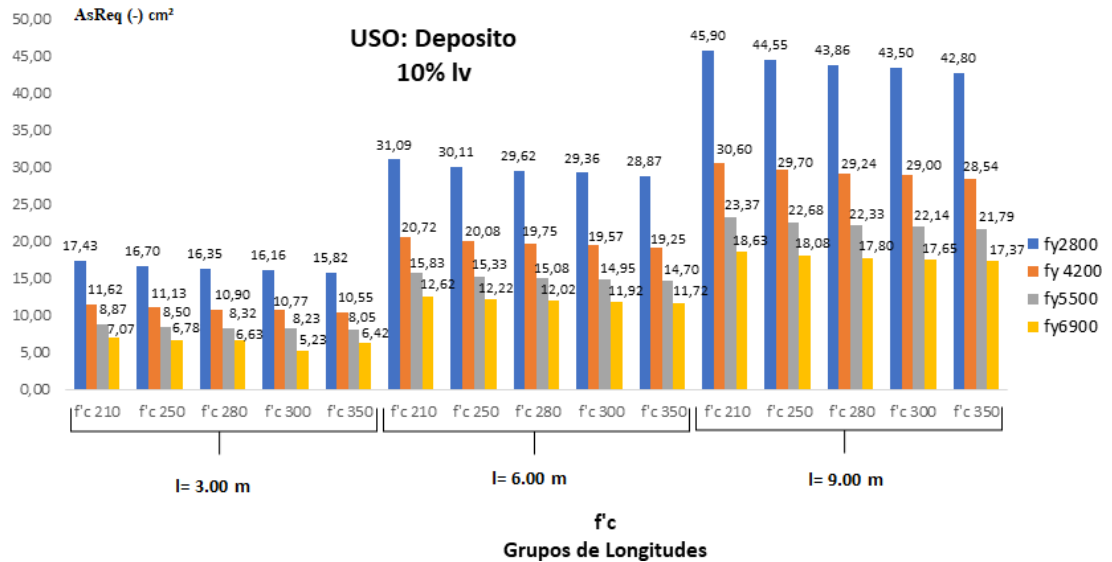


Gráfico 30. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de salón de depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

El gráfico 30, está también condicionado a tener una altura referente al 10% de la longitud de la viga, es por ello que las reducciones de acero de refuerzo son relativamente pequeñas, además que la tendencia de la permutación que requiere más acero de refuerzo es la misma en las diferentes longitudes.

Cuando varía el $f'c$, se alcanzan valores de reducción pequeños, el valor más alto obtenido fue de las vigas de 3 mts que alcanzaron un 10%, seguido por las vigas de 6 mts con 7%, y por último lugar 6% en las vigas de 3 mts.

Al momento de variar el f_y , pero manteniendo un mismo $f'c$ buscando la máxima reducción, en todas las longitudes los valores estuvieron entre 59% y 60%.

4.5 GRAFICOS DE AREA DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL POSITIVO REQUERIDO

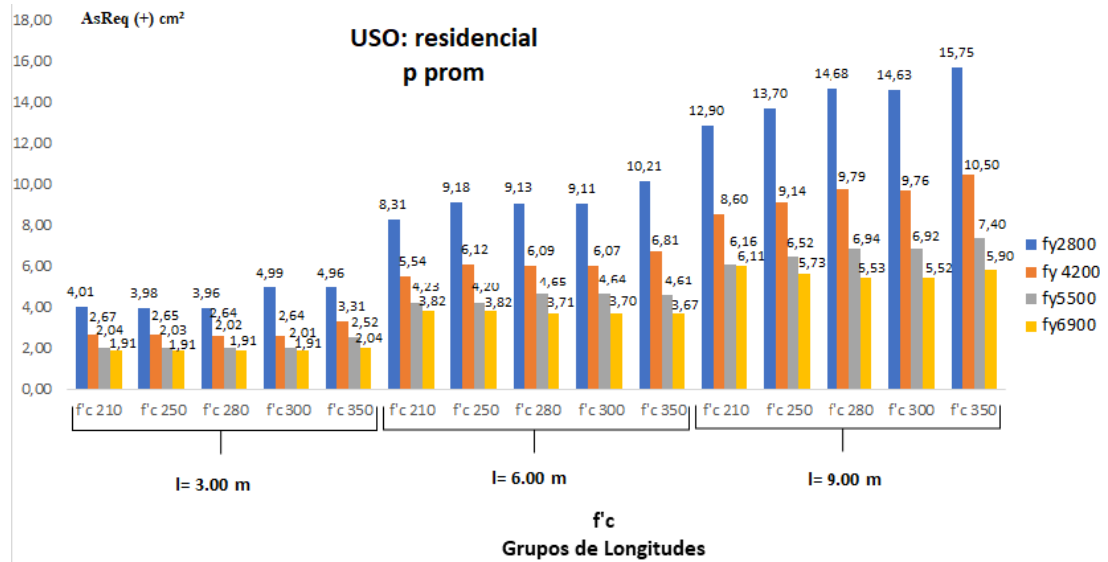


Gráfico 31. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzadas de uso residencial.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Aquí se puede observar cómo, si bien al ser el área de acero requerida para el momento positivo de la viga, se puede observar cómo continua con la misma tendencia del momento negativo, existe variación en cuanto a la permutación que requiere más acero de refuerzo en las diferentes longitudes.

Los porcentajes de reducción son relativamente cercanos, aun así, se tiene variación, pero sigue la misma tendencia, aquí se tiene que al momento de variar $f'c$ con un mismo fy , en vigas de 9 mts reduce hasta un 17%, para vigas de 6 mts 18% y para vigas de 3 mts supera el 20%.

Cuando la variación en la permutación es el fy con un mismo $f'c$, se observa que las vigas de 3 mts alcanzan un 68%, mientras que las vigas de 6 mts y 9 mts no superan el 65%.

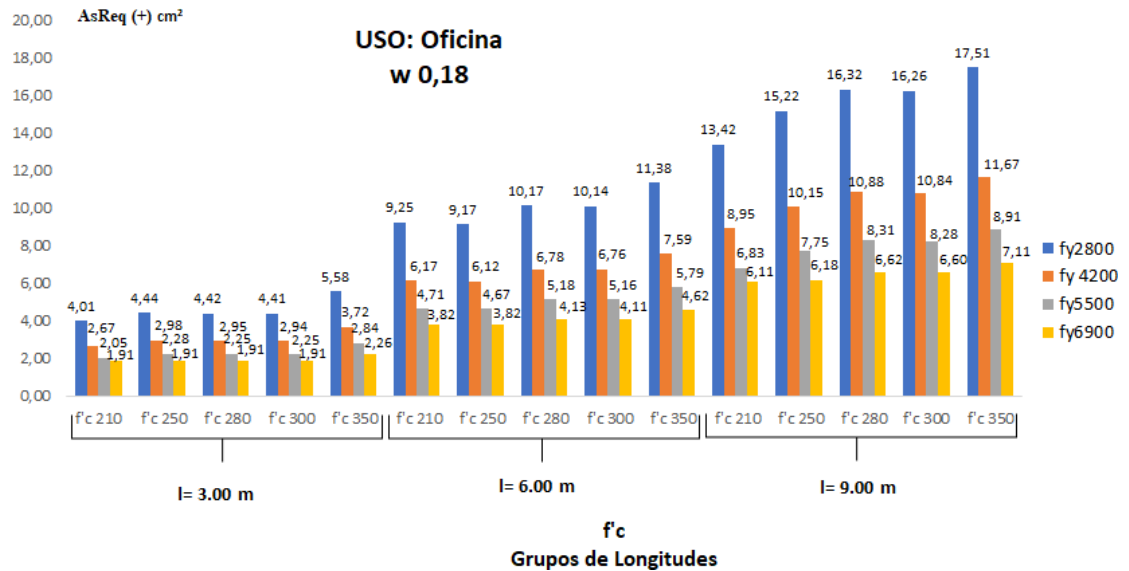


Gráfico 32. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de oficina.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En el gráfico 32, los resultados no varían demasiado, si bien los valores son diferentes, la tendencia es marcada igual el acero de refuerzo requerido para momento negativo. No existe variación alguna referente a que permutación requiere más acero de refuerzo en las diferentes longitudes.

Por otra parte, en cuanto a los porcentajes de reducción, las vigas cortas obtienen un 28% de reducción de acero requerido, las vigas medias no logran superar el 20% y las vigas largas superan ligeramente el 23%, al momento de variar el $f'c$.

Es la misma tendencia con valores distintos cuando la variable es el f_y entre el más bajo y el más alto y mantener un mismo $f'c$, en las tres longitudes el valor del porcentaje de reducción es entre 59% y 60%.

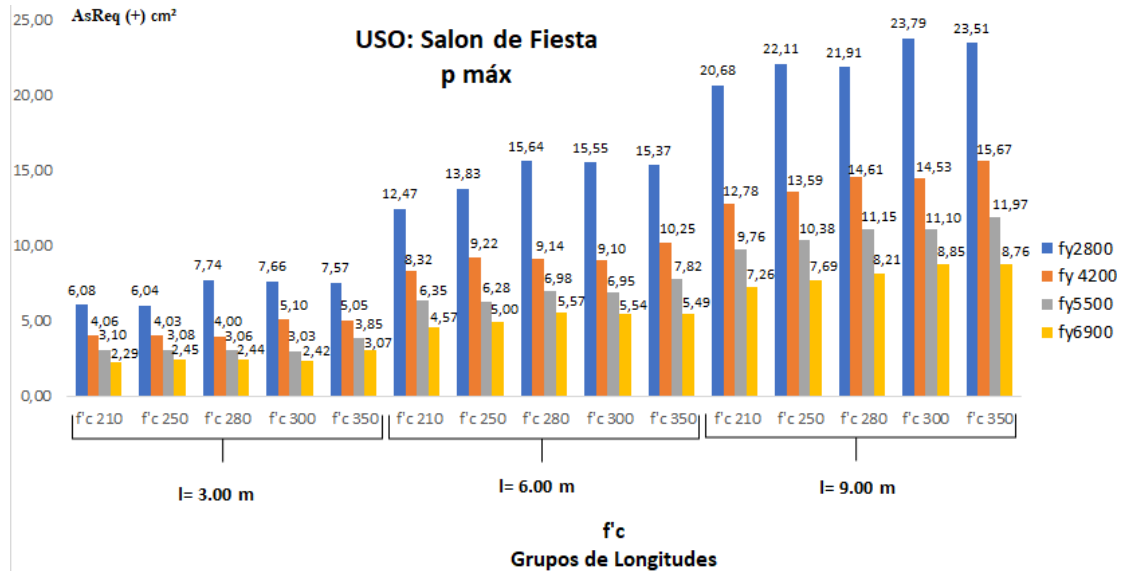


Gráfico 33. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de salón de fiesta.
Fuente: (Álvarez A. 2020).

El gráfico 33, deja en evidencia que el acero de refuerzo longitudinal requerido en los momentos positivos, es la misma que para los momentos negativos. Las permutaciones que requieren mayor cantidad de acero de refuerzo son las mismas en las diferentes longitudes.

También el porcentaje de reducción variando los $f'c$, siguen la misma tendencia, las vigas cortas reducen casi un 22%, las vigas medias un 20% y las vigas largas solo un 13%.

Al variar el esfuerzo cedente del acero y mantener una misma resistencia a compresión del concreto, las vigas de 3 mts logran reducir casi un 70%, mientras que las vigas de 6 mts y las 9 mts están por debajo del 65%.

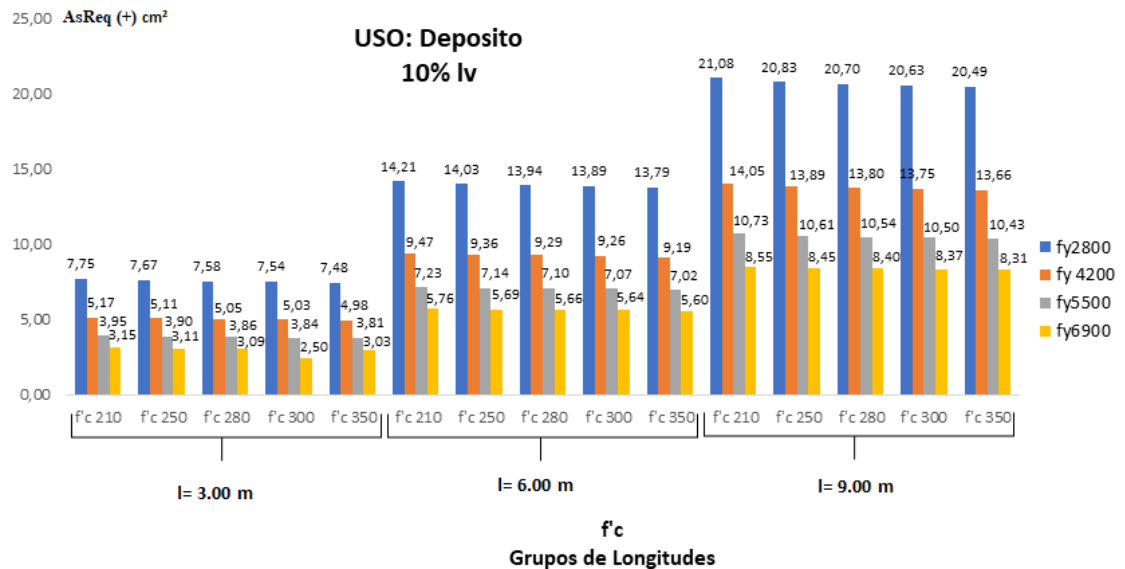


Gráfico 34. Área de acero requerido para vigas doblemente reforzada de uso de depósito.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

El gráfico 34, muestra y afirma la tendencia, en cuanto a la combinación que más requiera acero de refuerzo, en las diferentes longitudes.

Para el porcentaje de reducción al estar condicionada la altura referente a un 10% de la longitud de la viga, las reducciones no son tan grandes, puesto que ninguna supera el 5% al variar el $f'c$ con un mismo f_y .

Para finalizar, cuando varía el f_y , en un mismo $f'c$, en todas las longitudes de la viga, al comparar el f_y más bajo con el f_y más alto, se reducen entre 59% y 60%.

GRAFICOS DE m³ Y kg DE ACERO TOTALES PRESENTES EN UNA VIGA

Para efectos de comparar la cantidad de materiales requeridos en una viga, decidimos realizar una comparación entre los materiales totales que se necesitan para una planta tipo, de un nivel, la cual posee 8 vigas de carga, se decidió trabajar con edificios de 5, 10, 15 y 20 niveles de uso de oficina con una longitud de 9 mts cada viga y trabajar con la cuantía promedio y la cuantía máxima, debido a que arrojaron mejores resultados en cada una de las permutaciones entre esfuerzo cedente de acero y resistencia a compresión del concreto.

4.6 GRAFICO DE m³ DE CONCRETO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES CON CUANTIA PROMEDIO

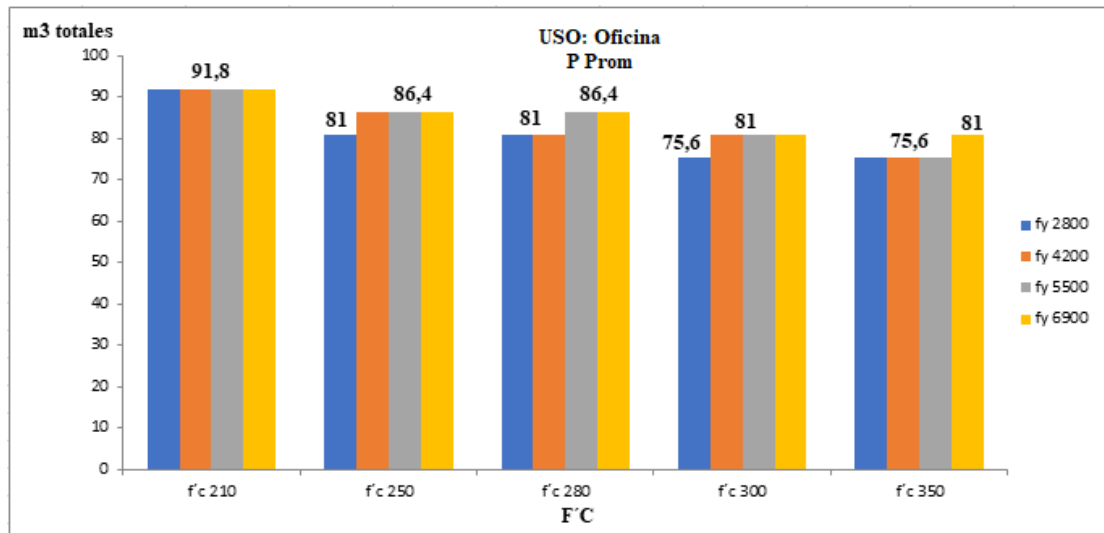


Gráfico 35. Cantidad de m³ de concreto total requeridos en un edificio de 5 niveles con cuantía promedio.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este grafico se puede visualizar, que realmente en cuanto a los m³ la diferencia no es tanta, se debe a que realmente, la base de la viga fue exactamente igual para todas, en cuanto a la variación entre las alturas de la viga varían por muy poco, y en algunos casos no varía incluso cambiando la permutación.

De igual manera, se aprecia que, si existe reducción, incluso al trabajar con un mismo f'c y variando el fy, no es el caso cuando se trabaja con f'c 210kgf/cm².

También se aprecia que, al buscar la mayor cantidad de reducción, claramente está al comparar el f'c menor y el f'c mayor, manteniendo un mismo fy, para efectos de esta comparación se puede observar cómo se superan los 15 m³ de reducción.

4.7 GRAFICO DE kg DE ACERO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES CON CUANTIA PROMEDIO



Gráfico 36. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 5 niveles con cuantía promedio.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este gráfico se observa, que existe gran variedad en kg de acero en todas las permutaciones.

Se visualiza también que, al variar el f_y , en cuanto a área de acero de refuerzo no es tanta la diferencia en algunos casos, pero cuando se trata de ajustarlo a la realidad como puede ser un edificio, al tener muchas vigas, la diferencia es notable.

Cuando se compara un mismo $f'c$ y variando el f_y , se observa en la diferencia de permutación mas grande como es comparar f_y 2800kgf/cm² y f_y 6900kgf/cm², que se alcanza reducir más del 50% de kg de acero. Y que el $f'c$ que más requiere kg de acero es 300kgf/cm² para este caso.

4.8 GRAFICO DE m³ DE CONCRETO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON CUANTIA MAXIMA

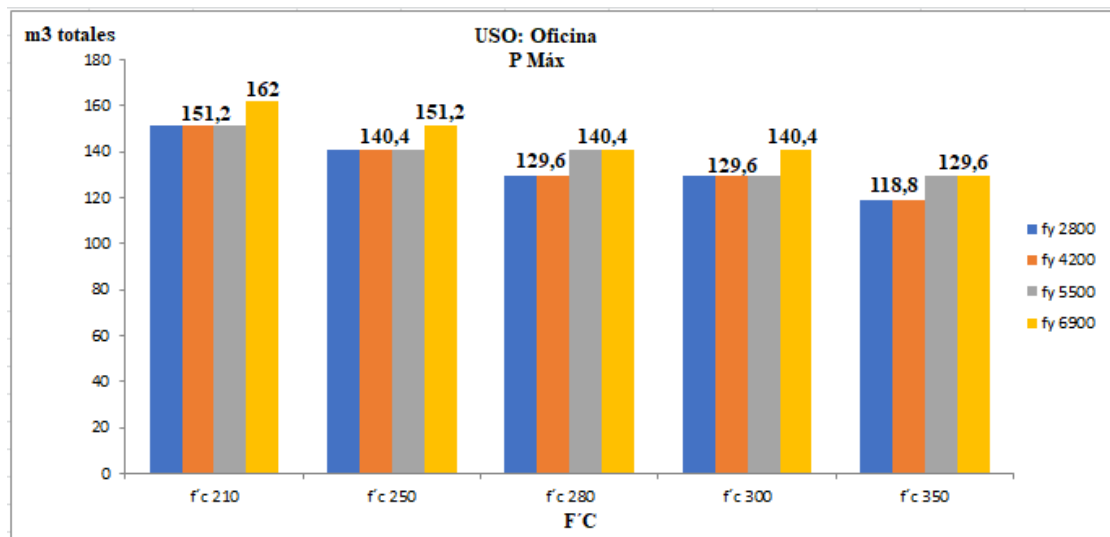


Gráfico 37. Cantidad de m³ de concreto total requeridos en un edificio de 10 niveles con cuantía máxima.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Este grafico 37, fue interesante, ya que existe variación en todos los $f'c$ alternando los f_y entre ellos. Sin embargo, también se nota como al trabajar con un mismo $f'c$ y variar f_y sigue siendo la reducción un poco notable.

Se puede observar también que, a pesar de tener 10 niveles, la tendencia de reducción es muy similar, siguiendo casi el mismo patrón para todos los f'c.

Al buscar la mayor reducción posible, se observa que se alcanza justo el doble de la gráfica del edificio de 5 niveles, reduciendo un total de 32.4 m³.

4.9 GRAFICO DE kg DE ACERO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 10 NIVELES CON CUANTIA MAXIMA

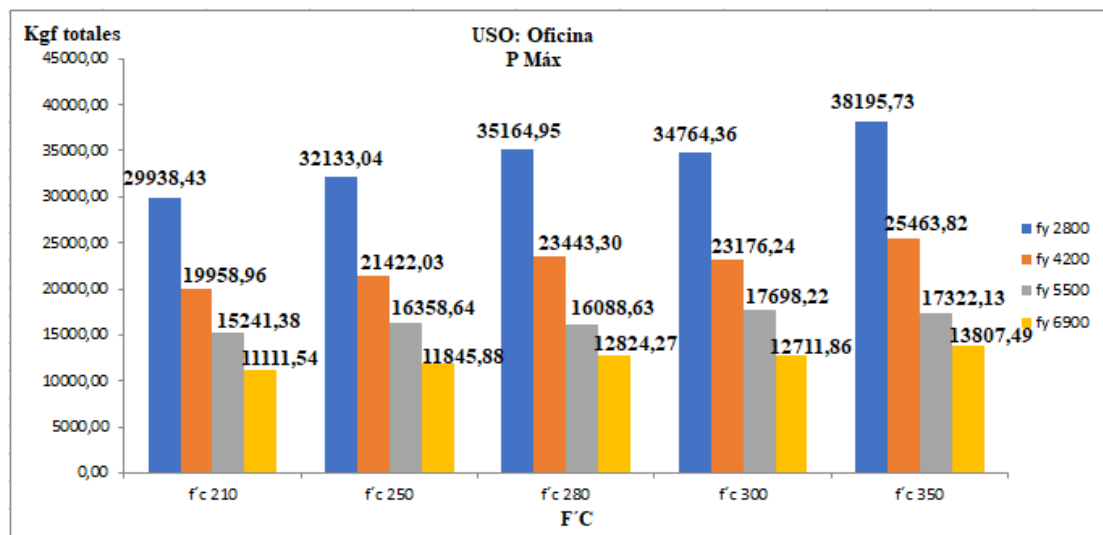


Gráfico 38. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 10 niveles con cuantía máxima.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

El grafico 38, muestra claramente que al ser un edificio de 10 niveles que se estudia, alcanza valores similares al doble de kg de acero, no siendo exactamente así, debido a la variación en cuanto a cuantía, pero si nos refleja cierta similitud.

Aquí podemos observar que quien requiere más kg de acero de refuerzo es cuando se trabaja con f'c para este caso de estudio, permitiendo así también la mayor reducción entre el fy más bajo y el más alto con un 63%.

4.10 GRAFICO DE m³ DE CONCRETO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON CUANTIA MAXIMA

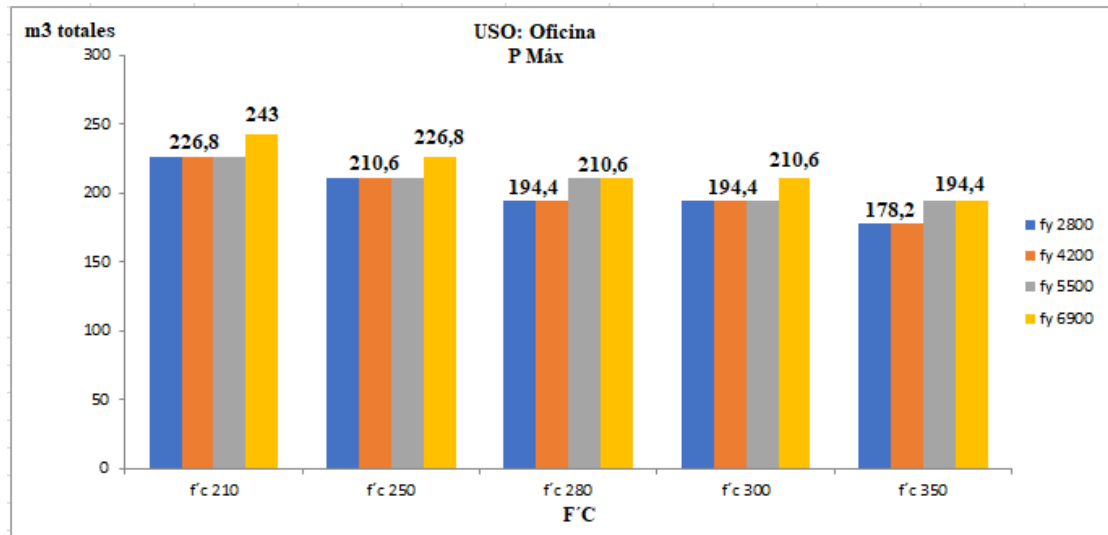


Gráfico 39. Cantidad de m³ de concreto total requeridos en un edificio de 15 niveles con cuantía máxima.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este grafico se puede observar, como si se mantiene la misma cuantía se obtendrán exactamente la misma tendencia que en la gráfica 37. En esta también se observa que las reducciones van aumentando de la misma manera, justamente el doble de la reducción en la gráfica 37.

Esto permite visualizar que la reducción entre los f'c consecutivos no varía, siendo siempre 16,2 m³, pero cuando queremos obtener la mayor reducción, se debe comparar el f'c más bajo con el f'c más alto, dejando así una reducción notable ya que alcanza un 21% que sería un aproximado a 50m³.

4.11 GRAFICO DE kg DE ACERO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 15 NIVELES CON CUANTIA MAXIMA

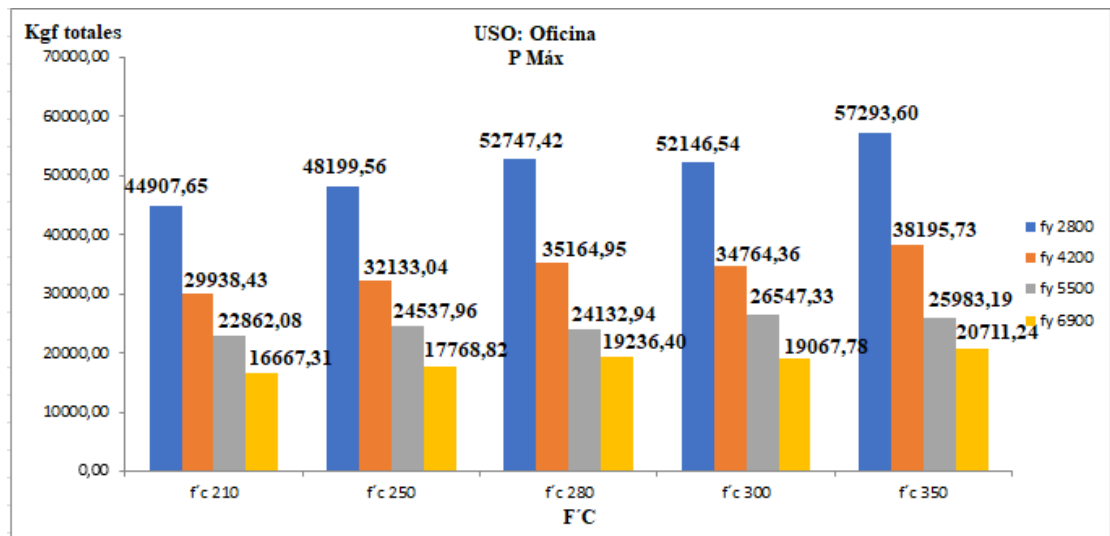


Gráfico 40. Cantidad de kgf de acero total requeridos en un edificio de 15 niveles con cuantía máxima.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Para el gráfico 40, se analizan las reducciones que alcanzan al momento de variar los esfuerzos cedentes del acero manteniendo una misma resistencia a compresión del concreto.

Se puede observar el aumento significativo al momento de usar un f_y más bajo e ir cambiando los f'_c , sin embargo, cuando está trabajando el f_y más alto, el aumento es mucho menor.

Al comparar el porcentaje de reducción en cuanto al f_y más bajo y más alto, el mejor de los casos fue utilizar un f'_c de 350, ya que se supera el 60% de reducción.

4.12 GRAFICO DE m³ DE CONCRETO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 20 NIVELES CON CUANTIA PROMEDIO

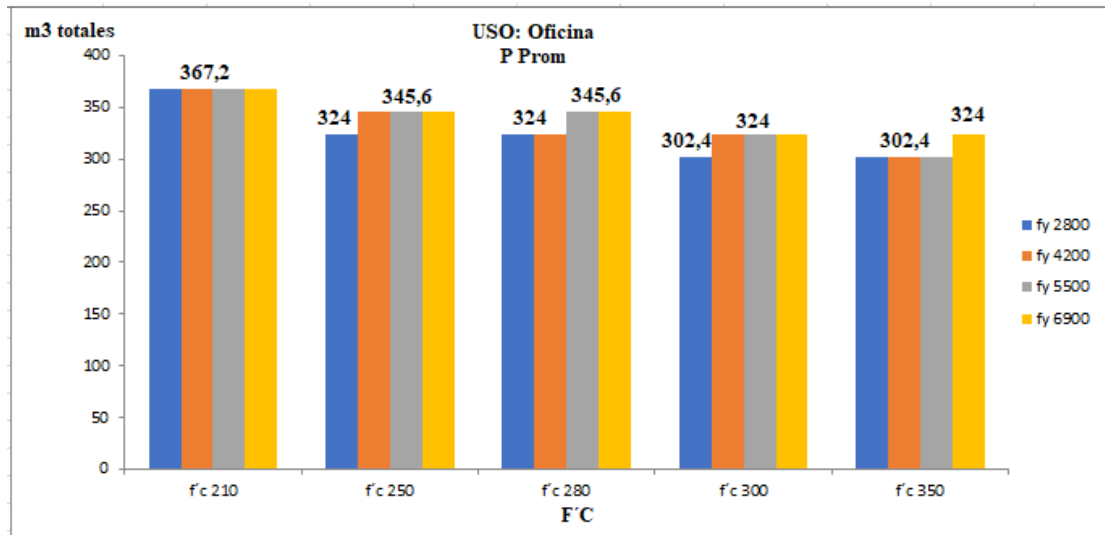


Gráfico 41. Cantidad de m³ de concreto total requeridos en un edificio de 20 niveles con cuantía promedio.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

Para el grafico 41, se analizaron las reducciones consecutivas de f'c en cuanto a m³ se refiere, se observa la diferencia cuando mantiene un mismo f'c y varia fy, es un poco más significativa que en graficas anteriores respecto a este tema en estudio.

Se visualiza que, cuando la diferencia entre un f'c consecutivo es el mismo para todos, salvo en algunos casos que es mayor, pero cuando se quiere obtener la mayor reducción de m³, está presente al momento de variar el f'c más bajo con el f'c más alto en este caso de estudio, alcanzando a reducir hasta casi 65 m³ de concreto.

4.13 GRAFICO DE kg DE ACERO TOTAL EN VIGAS DE UN EDIFICIO DE 20 NIVELES CON CUANTIA PROMEDIO

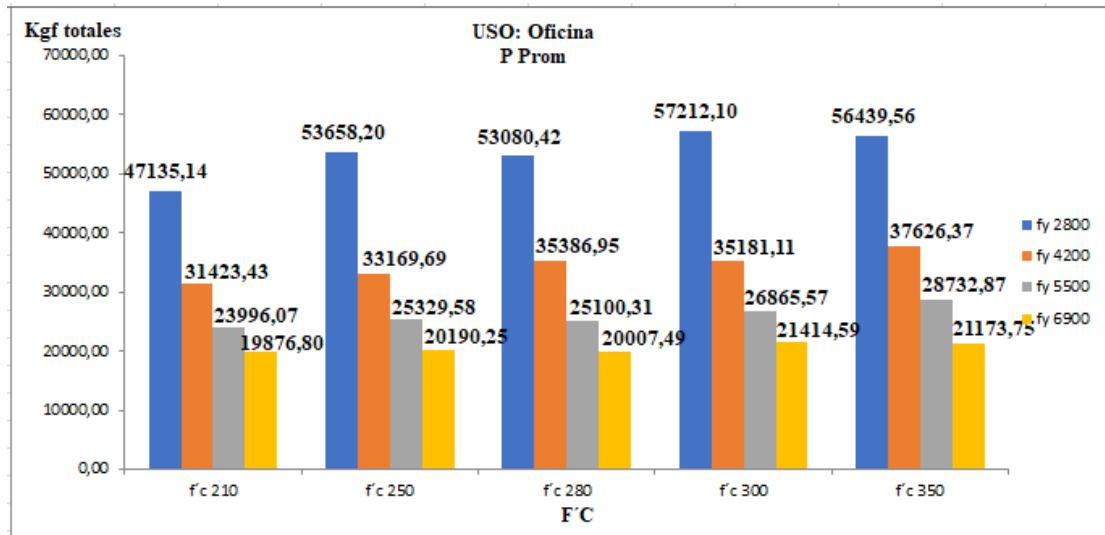


Gráfico 42. Cantidad de kg de acero total requeridos en un edificio de 20 niveles con cuantía máxima.

Fuente: (Álvarez A. 2020).

En este grafico 42, se observa cómo en comparación del el grafico de 15 niveles, requieren casi la misma cantidad de acero, eso se debe a que en el grafico 40 se trabajó con la cuantía máxima.

Sin embargo, aquí al trabajar con la cuantía promedio, permite trabajar con más comodidad los kg de acero, a cambio de aumentar las dimensiones de la viga.

Para efecto de este gráfico, se puede notar que existe la misma similitud en todas las grafica respecto a la permutación que requiere más kg y cual nos permite mayor reducción, siendo en todos los casos $f'c$ más alto, y al momento de comparar ese $f'c$ con el fy más bajo y más alto, se alcanza más del 60% de reducción de kg.

CONCLUSIONES

El uso de aceros de refuerzo de alta resistencia se encuentra limitado en función al tipo de fuerza interna a la cual se encuentra sometido el miembro estructural y al sistema estructural ante cargas laterales que se encuentra dicho miembro estructural. Para cargas gravitacionales en miembros solicitados a flexión, fuerza axial o combinación de fuerza axial y momento flector se puede utilizar los aceros de refuerzo de alta resistencia tales como los grado 60, 80 y 100 siempre y cuando se sigan los lineamientos y se cumplan los requerimientos establecidos en el código ACI 318-19. Para miembros solicitados a corte el máximo grado de refuerzo que se puede utilizar es el grado 60.

El representar la metodología de diseño estructural de vigas de concreto reforzado según el código ACI 318-19 mediante diagramas de flujo permite apreciar de forma resumida y didáctica los procedimientos para revisar, dimensionar y diseñar el acero de refuerzo longitudinal y transversal de secciones rectangulares. A su vez, el diagrama de flujo permite desarrollar la programación del diseño estructural de vigas con la finalidad de obtener una herramienta actualizada que tome en cuenta el uso de acero de refuerzo de distintas resistencias y poder evaluar su influencia en las dimensiones de la sección, área del refuerzo y materiales.

El mayor impacto del uso de aceros de refuerzo de alta resistencia se obtiene en vigas con longitudes grandes, es decir, donde la demanda de flexión sea considerable obteniendo reducciones importantes de altura y área de acero de refuerzo. Adicionalmente al combinar en vigas de luces grandes acero de alta resistencia y concreto de resistencias altas aumentamos el porcentaje de reducción de alturas y áreas de acero de refuerzo permitiendo cumplir con requerimientos arquitectónicos, economización de material y descongestionamiento de acero de refuerzo en la sección.

En vigas de longitudes cortas donde los momentos flectores no son de gran magnitud, la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzo en la altura y el área de acero de refuerzo no son de gran impacto. Inclusive al variar parámetros como la resistencia a compresión del concreto, carga sobre la viga y el criterio de porcentaje de acero de refuerzo para dimensionar la viga prácticamente se consiguen porcentajes de reducción similares en la altura y el acero de refuerzo.

RECOMENDACIONES

Evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzos en miembros estructurales tipo columnas y muros.

Evaluar la influencia del uso de distintas resistencias de acero de refuerzos en miembros estructurales pertenecientes a sistemas resistentes a sismo y ver su impacto en los materiales de construcción.

Realizar un estudio que permita obtener los costos de materiales de las distintas vigas obtenidas en el diseño estructural evaluando la influencia que tienen los aceros de refuerzo. Inclusive evaluar los costos de importación del material en caso de que los aceros de refuerzo de alta resistencia no se fabriquen en el país.

Comparar la influencia en los materiales de construcción en edificios variando el número de niveles utilizando distintas resistencias de acero de refuerzo y distintas resistencias del concreto.

Evaluar la influencia en la ductilidad de secciones de concreto reforzado al utilizar aceros de refuerzo y resistencias de concretos de alta resistencia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alegre, H. (2017) “**Estudio de la influencia en la resistencia y ductilidad de las fibras de carbono utilizadas como reforzamiento de vigas de concreto**”. Trabajo de Grado no publicado realizado en la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Arias, F. (2006). **Método, enfoque y diseño de la Investigación Científica**. Caracas: Editorial Panapo.
- Betancourt, D. (2016) “**Análisis comparativo de las distintas metodologías y lineamientos técnicos normativos para el diseño sismorresistente de muros de corte en edificaciones de concreto reforzado**”. Trabajo de Grado no publicado realizado en la Universidad José Antonio Páez de Valencia, Venezuela
- Buenaño, P. (2017). “**Evaluación de la ductilidad local de Vigas de Concreto Armado**”. Trabajo de Grado no publicado realizado en la Universidad José Antonio Páez de Valencia, Venezuela.
- Marrufo, G. y Camt, E. (2017) **Diseño Estructural en obras de Concreto** Colombia: Editorial Pereira
- Muñoz, R. (2001): “**Técnicas de Investigación Social**”. Teoría y Ejercicios . Decimocuarta edición. Thomson Editores Spain. España
- Sabino, C. (2002): “**El Proceso de Investigación**”. Caracas, Venezuela: Editorial Panapo.
- Santos, R. (2017) “**Factores de seguridad calculados a partir de la confiabilidad estructural de elementos de concreto reforzado: Vigas diseñadas por Flexión**”. Trabajo de Grado no publicado realizado en la Universidad Nacional Autónoma de México
- Torres, M. (2019) “**Evaluación teórica del reforzamiento externo a cortante en vigas de concreto reforzado deterioradas por corrosión en los estribos**”. Trabajo de Grado no publicado realizado en la Universidad Autónoma de Nuevo León.

UPEL (2012): “**Manual de Trabajos de Grado de Especialización, Maestría y Tesis Doctorales**”. Universidad Pedagógica Experimental Libertador. Caracas. Venezuela.

Hurtado, J. (2006). **El proyecto de investigación. Metodología de la Investigación. Holística**. Caracas, Venezuela. Ediciones Quiron-Sypal

Balestrini, G. (2006). “**Población y Muestra**”. Recuperado de:
<http://unefistasvalles.blogspot.com/2011/02/la-poblacion-y-muestra-hurtado-y-toro.html>

ANEXOS

Sección Rectangular
Simplemente Armada

, , , ,
Rectangular

— —

0.5

NO

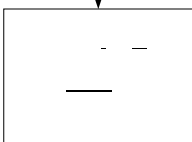
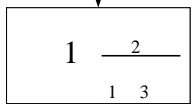
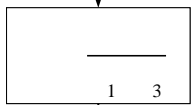
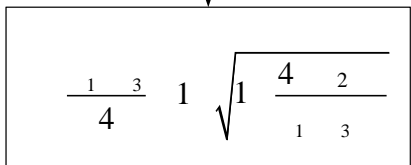
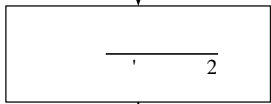
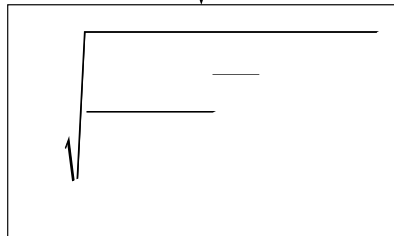
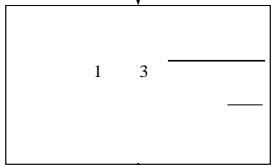
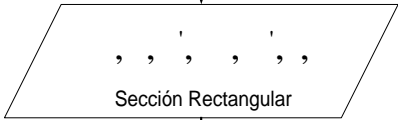
' 2 1 —
1 3

NORMA ACI 318
9.3.2
0.90

NORMA ACI 318
10.2.7
1 0.85 0.05 — 280
70
0.65 1 0.85

NORMA ACI 318
10.2.3
0.003

Sección Rectangular
Simplemente Armada



Normas ACI
10.5.1-A.5.2
14
min

NORMA ACI 318
9.3.2
0.90

NORMA ACI 318
10.2.7
0.85 0.05 $\frac{280}{70}$
0.65 0.85

NORMA ACI 318
10.2.3
0.003

Sección Rectangular
Simplemente Armada

, , , , ,
Ramas

NORMA ACI 318
9.3.2
0.75

NORMA ACI 318
11.3.1.2
0.53 1 0.00 — $\sqrt{\quad}$
0.93 $\sqrt{1 0.029}$ — ' ' — — —

NORMA ACI 318
11.5.2
4200 — 2

NORMA ACI 318
A.5.10
min 3 / 8" #3

NO → No hacen falta estribos

—

2.1 $\sqrt{\quad}$ ' ' —
SI → Normas ACI 11.5.6.8
Cambiar la sección

NO → #

—

7
NO → Aumentar el # de Ramas
Aumentar
Cambiar la sección

SI → VER NORMA SOBRE LAS SEPARACIONES



**DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO
TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO SEGUN EL ACI 318-19.**

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Calcular el diámetro, área de acero y la separación del refuerzo transversal (estribos) a lo largo de la viga para resistir fuerzas las fuerzas cortantes según los lineamientos del ACI 318-19.

DATOS PRELIMINARES

Propiedades Geometricas de la viga:

30 Base de la viga

45 Altura de la viga

Recubrimiento de diseño del refuerzo a tracción

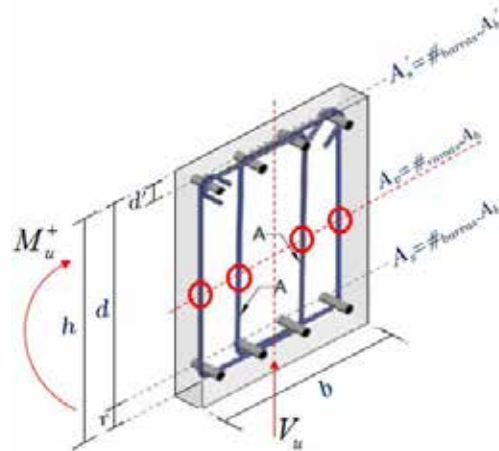
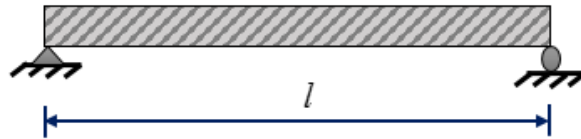
5

Recubrimiento de diseño del refuerzo a compresión

5

– =40 Altura útil de la viga

7.00 Longitud de la viga



Configuración del acero de refuerzo longitudinal de la viga:

Diámetro de barras longitudinales a tracción

$$\frac{5}{8} = 1.588$$

Número de barras longitudinales a tracción

2

Área de barras longitudinales a tracción

$$\frac{5^2}{4} = 1.979^2$$

Área de acero de refuerzo a tracción

$$= 3.959^2$$

Diámetro de barras longitudinales a compresión

$$\frac{5}{8} = 1.588$$

Número de barras longitudinales a compresión

2

Área de barras longitudinales a compresión

$$\frac{5^2}{4} = 1.979^2$$

Área de acero de refuerzo a compresión

$$= 3.959^2$$

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Configuración del acero de refuerzo transversal de la viga

Diámetro de barra transversal (tramos extremos)

$$\frac{3}{8} = 0.953$$

Número de ramas (tramos extremos)

$$2$$

Área de barra transversal (tramos extremos)

$$\frac{3^2}{4} = 0.713$$

Área de acero de refuerzo transversal (tramos extremos)

$$= 1.425$$

Diámetro de barra transversal (tramo central)

$$\frac{3}{8} = 0.953$$

Número de ramas (tramo central)

$$2$$

Área de barra transversal (tramo central)

$$\frac{3^2}{4} = 0.713$$

Área de acero de refuerzo transversal (tramo central)

$$= 1.425$$

Separación (extremo izquierdo)

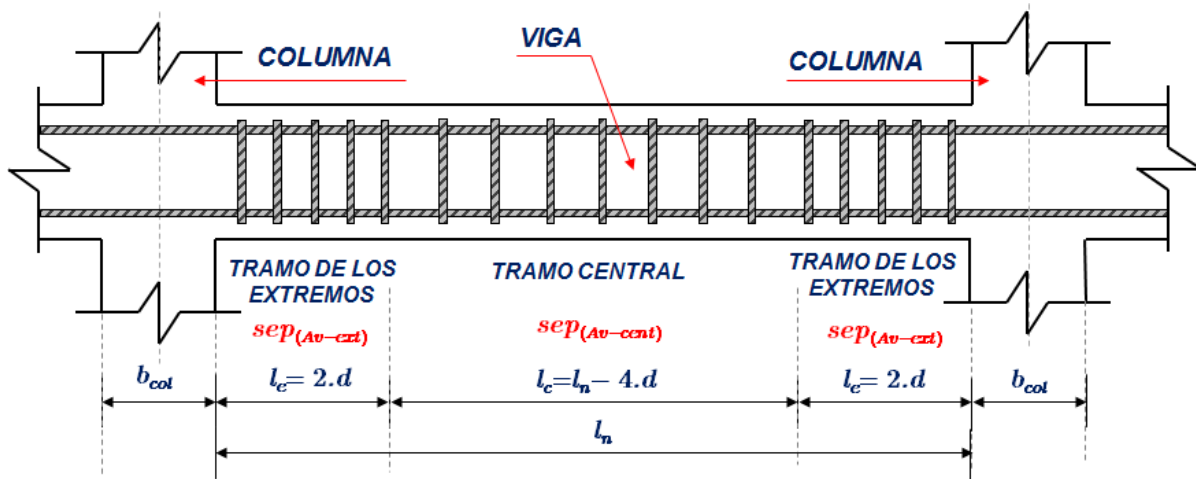
$$10$$

Separación (tramo central)

$$15$$

Separación (extremo derecho)

$$10$$



Propiedades de los materiales de la viga:

210

2

Resistencia a compresión del concreto

4200

2

Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal

Cargas aplicadas en la viga:

Carga uniformemente distribuida debido al peso propio de la viga:

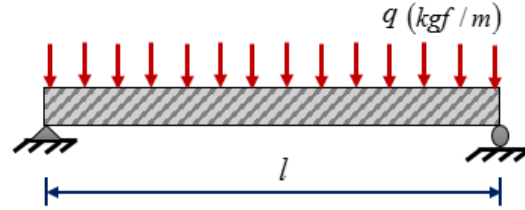
$$= 337.5$$

Carga uniformemente distribuida debido a la sobrecarga permanente sobre la viga:

$$2162.5$$

Carga permanente total sobre la viga:

$$+ = 2500$$



Carga uniformemente distribuida debido a la carga variable sobre la viga:

$$2200$$

Carga de servicio sobre la viga:

$$+ = 4700$$

SOLUCION

a) Cálculo de la resistencia requerida al corte:

Mayoración o factorización de las cargas aplicadas en la viga:

Combinación de carga U1:

$$1.4 = 3500$$

Combinación de carga U2:

$$1.2 + 1.6 = 6520$$

| Combinación de carga | Ecuación | Carga primaria |
|--|----------|---------------------------------|
| $U = 1.4D$ | (5.3.1a) | D |
| $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | (5.3.1b) | L |
| $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$ | (5.3.1c) | $L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$ |
| $U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | (5.3.1d) | W |
| $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ | (5.3.1e) | E |
| $U = 0.9D + 1.0W$ | (5.3.1f) | W |
| $U = 0.9D + 1.0E$ | (5.3.1g) | E |

Se selecciona la mayor carga de mayorada para el diseño.

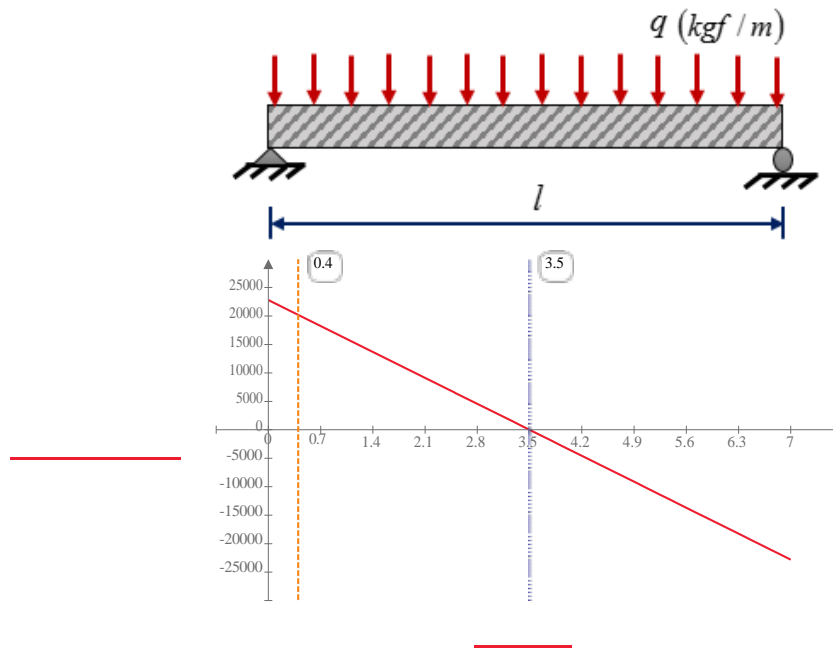
$$\max \quad , \quad = 6520$$

Diagrama de fuerza cortante de la viga

Ecuación general de fuerza cortante para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida.

$$V = - \frac{q}{2} x + 0.01$$

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS



Fuerza cortante en extremo inicial.

$$0 = 22820$$

Fuerza cortante en el centro del tramo.

$$2 = 0$$

Fuerza cortante en extremo final.

$$= -22820$$

b) Cálculo del cortante crítico V_u a una distancia d de la cara de la columna

En caso de no tener las dimensiones de la sección transversal de la columna, el cortante crítico se puede medir a una distancia d desde el eje del apoyo.

$$= 20212$$

Fuerza cortante mayorada a una distancia d .

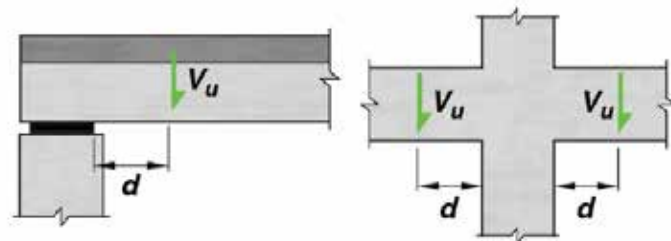
También podemos calcular V_u por relación de triángulos para verificarlo

Fuerza cortante mayorada a una distancia d .

$$2 - = 20212$$

$$2$$

$$2$$



. Condiciones típicas del apoyo para localizar la fuerza cortante mayorada . ACI 318-19.

c) Cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto V_c :

| Criterio | V_c | | |
|----------------------|-----------|---|-----|
| $A_v \geq A_{v,min}$ | Alguna de | $\left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | (a) |
| | | $\left(2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | (b) |
| $A_v < A_{v,min}$ | | $\left(2.1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | (c) |

Notas:

1. Carga Axial, N_u es de signo positivo para compresión y de signo negativo para tracción.
2. V_c no debe ser menor que cero.

$$\frac{N_u}{6A_g} \leq 0.05 \cdot f'_c$$

Parámetros para calcular :

0 Fuerza axial actuante sobre la viga

=1350 ² Área gruesa de la sección transversal de la viga

6 =0 ²

0.05 =10.5 ² Valor máximo normativo de la relación

0.05 , ,0.05 =0 ²

=0.0033 Cantidad de acero de refuerzo a tracción de la viga:

$\sqrt{1+0.04}^2 = 0.877$ factor de modificación por efecto de tamaño:

1, ,1 = 0.877

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$0.53 \sqrt{f_c} b_w d = 9216.516$$

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$2.1 \sqrt{f_c} b_w d = 5436.24$$

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$2.1 \sqrt{f_c} b_w d = 4767.90$$

Verificación del requerimiento de acero transversal mínimo :

En vigas no preesforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{vmín}$, en todas las secciones donde $V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos $A_{vmín}$ cuando $V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d$.

| Tipo de viga | Condiciones |
|--|--|
| De poca altura | $h \leq 250$ mm |
| Integrales con la losa | $h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 600$ mm |
| Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i) y 26.12.7.1(a) y con $f'_c \leq 40$ MPa | $h \leq 600$ mm y $V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$ |
| Viguetas en una dirección | De acuerdo con 9.8 |

$$V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d, \text{ "requiere } A_{vmín} \text{", "No requiere } A_{vmín} \text{"} = \text{"requiere } A_{vmín} \text{"}$$

$$V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d, \text{ max } V_u = 9216.52$$

Fuerza cortante resistente del concreto se encuentra limitada

$$1.33 \sqrt{f_c} b_w d_v < 1.33 \sqrt{f_c} b_w d_v = 9216.52$$

El refuerzo a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin refuerzo, la formación de la fisuración inclinada puede conducir directamente a una falla sin advertencia. Este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga.

> , “requiere A_{vm} ”, “No requiere A_{vm} ” = “requiere A_{vm} ”

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con:

$$+2.2 \sqrt{f_c} b_w d_v < +2.2 \sqrt{f_c} b_w d_v = \text{“ok”}, \text{“cambiar dimensiones”} = \text{“ok”}$$

Los límites dimensionales de la sección transversal tienen como objetivo minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el concreto y limitar la fisuración

e) Cálculo del área y la separación del acero de refuerzo transversal requerido:

área del acero de refuerzo transversal requerido entre centímetros de separación :

$$= 0.106 \text{ cm}^2$$

área del acero de refuerzo transversal proporcionado entre centímetros de separación :

$$= 0.143 \text{ cm}^2$$

, “ok”, “cambiar A_v y separación propuesta” = “ok”

área del acero de refuerzo transversal requerida: área del acero de refuerzo transversal proporcionada:

$$= 1.056 \text{ cm}^2$$

$$= 1.425 \text{ cm}^2$$

, “ok”, “cambiar A_v y separación propuesta” = “ok”

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

separación máxima requerida del acero de refuerzo transversal:

separación del acero de refuerzo transversal proporcionada:

$$s_r = 13.501$$

$$s_p = 10$$

Floor s_r , 5 = 10

Se redondea hacia abajo, que sea múltiplo de 5

“ok”, “cambiar A y separación propuesta” = “ok”

f) Separación máxima normativa para el refuerzo transversal:

Se compara la fuerza cortante que debe resistir el acero de refuerzo con las siguientes condiciones:

| V_u Requerido (Kgf) | <i>S</i> máximo, mm | | | | |
|--|---------------------|---------------------------|--------------------|---------------------------|--------------------|
| | | Viga No Preeforzada | | Viga Preeforzada | |
| | | A lo largo de la longitud | A través del ancho | A lo largo de la longitud | A través del ancho |
| $V_u \leq (1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$ | El menor de | $d/2$ | d | $(3/4)h$ | $(3/2)h$ |
| | | 600 mm | | | |
| $V_u > (1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$ | El menor de | $d/4$ | $d/2$ | $(3/8)h$ | $(3/4)h$ |
| | | 300 mm | | | |

Si $V_u \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ se usa el menor de: $\frac{60}{2} = 30$

Si $V_u > 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ se usa el menor de: $\frac{30}{4} = 7.5$

$V_u = 17732.818$ Fuerza cortante que debe resistir el refuerzo transversal

Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo a cortante

$$s_r = \frac{1.1 \sqrt{f'_c} b_w d}{V_u} = 20$$

,"ok", "cambiar Av y separación propuesta" = "ok"

g) Área de acero de refuerzo transversal mínima $A_{v,mín}$:

| Tipo de viga | $A_{v,mín}/s$ | | |
|-----------------|---------------|---|-----|
| No preesforzada | El mayor de | $A_{v,mín} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ | (a) |
| | | $A_{v,mín} \geq 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ | (b) |

El área de acero de refuerzo transversal mínimo sera la mayor entre las ecuaciones y .

área de acero de refuerzo transversal mínima según la formula

$$0.2 \sqrt{f'_c} = 0.207$$

área de acero de refuerzo transversal mínima según la formula

$$3.5 = 0.25$$

área de acero de refuerzo transversal mínima

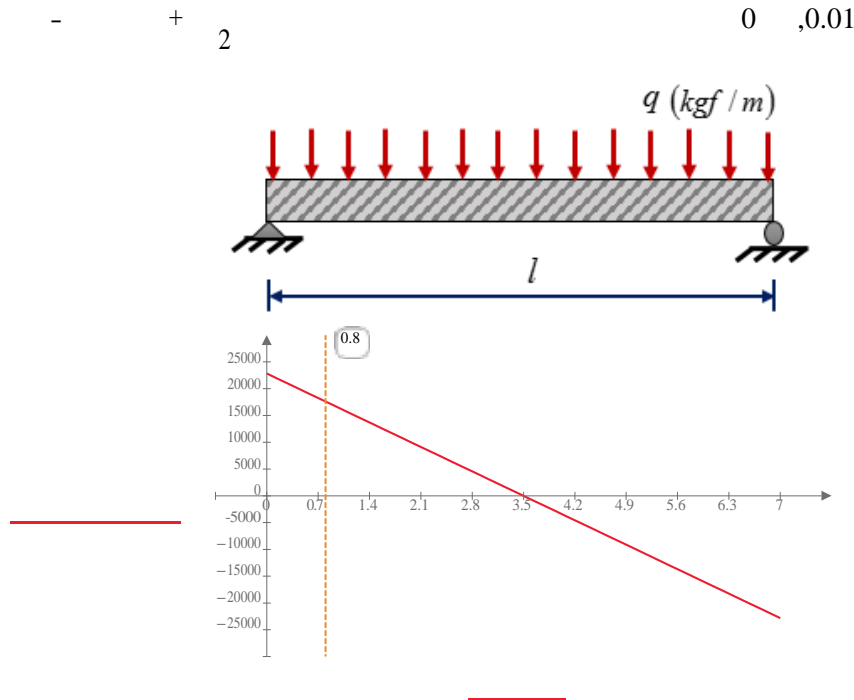
$$\max(0.207, 0.25) = 0.25$$

,"ok", "cambiar Av y separación propuesta" = "ok"

h) Optimización del área y separación del acero de refuerzo transversal a lo largo de la viga

Con el corte crítico a una distancia de la cara de la columna se calcula la separacion desde la cara del apoyo hasta una distancia y con la fuerza cortante ubicada a una distancia de la cara de la columna se calcula la separacion desde ese punto hasta y con esto se logra optimizar la colocacion de los estribos a lo largo de la viga

i) Cálculo del Cortante Crítico V_{2d} a una distancia $2d$ de la cara de la columna



Fuerza cortante en extremo inicial.

$$V_0 = 22820$$

Fuerza cortante en el centro del tramo.

$$V_{l/2} = 0$$

Fuerza cortante en extremo final.

$$V_l = -22820$$

j) Cálculo del cortante $V(2d)$ a una distancia $2d$ de la cara de la columna

En caso de no tener las dimensiones de la sección transversal de la columna, el cortante se puede medir a una distancia $2d$ desde el eje del apoyo.

$$V_{2d} = 17604 \quad \text{Fuerza cortante mayorada a una distancia } 2d$$

También podemos calcular V_{2d} por relación de triángulos para verificarlo

$$\frac{V_{2d} - 22820}{2d} = \frac{0 - 22820}{l} \Rightarrow V_{2d} = 17604 \quad \text{Fuerza cortante mayorada a una distancia } 2d$$

k) Cálculo de la fuerza cortante resistente del concreto V_c :

| Criterio | V_c | | |
|----------------------|---|---|-----|
| $A_v \geq A_{v,mín}$ | Alguna de | $\left(0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | (a) |
| | | $\left(2.1 \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | (b) |
| $A_v < A_{v,mín}$ | $\left(2.1 \cdot \lambda \cdot \lambda \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d$ | | (c) |

Notas:

1. Carga Axial, N_u es de signo positivo para compresión y de signo negativo para tracción.
2. V_c no debe ser menor que cero.

$$\frac{N_u}{6A_g} \leq 0.05 \cdot f'_c$$

Parámetros para calcular :

0 Fuerza axial actuante sobre la viga

=1350 ² Área gruesa de la sección transversal de la viga

6 =0 ²

0.05 =10.5 ² Valor máximo normativo de la relación

0.05 , ,0.05 =0 ²

=0.0033 Cantidad de acero de refuerzo a tracción de la viga:

$\sqrt{1+0.04}$ ² =0.877 factor de modificación por efecto de tamaño:

1, ,1 = 0.877

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$0.53 \sqrt{f_c} b_w d = 9216.516$$

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$2.1 \sqrt[3]{f_c} b_w d = 5436.24$$

Fuerza cortante resistente del concreto según la formula

$$2.1 \sqrt[3]{f_c} b_w d = 4767.90$$

Verificación del requerimiento de acero transversal mínimo :

En vigas no preesforzadas debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, A_{vmin} , en todas las secciones donde $V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d$ excepto en los casos dados en la Tabla 9.6.3.1. Para estos casos se debe proporcionar al menos A_{vmin} cuando $V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d$.

| Tipo de viga | Condiciones |
|--|--|
| De poca altura | $h \leq 250$ mm |
| Integrales con la losa | $h \leq$ que el mayor de $2.5t_f$ ó $0.5b_w$ y $h \leq 600$ mm |
| Construidas con concreto de peso normal reforzado con fibras de acero, de acuerdo con 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i) y 26.12.7.1(a) y con $f'_c \leq 40$ MPa | $h \leq 600$ mm y $V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$ |
| Viguetas en una dirección | De acuerdo con 9.8 |

$$V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d, \text{ "requiere } A_{vmin} \text{", "No requiere } A_{vmin} \text{"} = \text{"requiere } A_{vmin} \text{"}$$

$$V_u > 0.27 \sqrt{f_c} b_w d, \text{max} = 9216.52$$

Fuerza cortante resistente del concreto se encuentra limitada

$$1.33 \sqrt{f_c} b_w d_v < 1.33 \sqrt{f_c} b_w d_v = 9216.52$$

El refuerzo a cortante restringe el crecimiento de fisuras inclinadas y, por consiguiente, aumenta la ductilidad de la viga y advierte sobre peligro de falla. Por el contrario, en un alma sin refuerzo, la formación de la fisuración inclinada puede conducir directamente a una falla sin advertencia. Este refuerzo es muy importante si un elemento es sometido a una fuerza de tracción imprevista o a una sobrecarga.

> , “requiere Avmín” , “No requiere Avmín” = “requiere Avmín”

I) Verificación de las dimensiones de la sección transversal de la viga:

Las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse para cumplir con:

$$+2.2 \sqrt{f_c} b_w d_v < +2.2 \sqrt{f_c} b_w d_v = \text{“ok”}, \text{“cambiar dimensiones”} = \text{“ok”}$$

Los límites dimensionales de la sección transversal tienen como objetivo minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el concreto y limitar la fisuración

m) Calculo del área y la separación del acero de refuerzo transversal requerido:

área del acero de refuerzo transversal requerido entre centímetros de separación :

área del acero de refuerzo transversal proporcionado entre centímetros de separación :

$$- = 0.085 \quad = 0.095$$

, “ok”, “cambiar Av y separación propuesta” = “ok”

área del acero de refuerzo transversal requerida: área del acero de refuerzo transversal proporcionada:

$$- = 1.273 \quad = 1.425$$

, “ok”, “cambiar Av y separación propuesta” = “ok”

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

separación máxima requerida del acero de refuerzo transversal:

separación del acero de refuerzo transversal proporcionada:

$$= 16.795$$

$$= 15$$

Floor , 5 = 15

Se redondea hacia abajo, que sea múltiplo de 5

, "ok", "cambiar s y separación propuesta" = "ok"

n) Separación máxima normativa para el refuerzo transversal:

Se compara la fuerza cortante que debe resistir el acero de refuerzo con las siguientes condiciones:

| V_s Requerido (Kgf) | <i>S</i> máximo, mm | | | | |
|--|---------------------|---------------------------|--------------------|---------------------------|--------------------|
| | | Viga No Preeforzada | | Viga Preeforzada | |
| | | A lo largo de la longitud | A través del ancho | A lo largo de la longitud | A través del ancho |
| $V_s \leq (1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$ | El menor de | $d/2$ | d | $(3/4)h$ | $(3/2)h$ |
| | | 600 mm | | | |
| $V_s > (1.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$ | El menor de | $d/4$ | $d/2$ | $(3/8)h$ | $(3/4)h$ |
| | | 300 mm | | | |

Si $1.1 \sqrt{\quad}$ se usa el menor de: $\frac{=20}{2}$ 60

Si $>1.1 \sqrt{\quad}$ se usa el menor de: $\frac{=10}{4}$ 30

$$= 14255.484$$

Fuerza cortante que debe resistir el refuerzo transversal

Espaciamiento máximo para las ramas del refuerzo a cortante

$$1.1^2 \sqrt{\quad} \quad , \quad , \quad , \quad = 20$$

,"ok", "cambiar Av y separación propuesta" = "ok"

o) Área de acero de refuerzo transversal mínima Av,min:

| Tipo de viga | Av,min/s | | |
|-----------------|-------------|---|-----|
| No preesforzada | El mayor de | $A_{v,min} \geq 0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ | (a) |
| | | $A_{v,min} \geq 3.5 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ | (b) |

El área de acero de refuerzo transversal mínimo sera la mayor entre las ecuaciones y .

área de acero de refuerzo transversal mínima según la formula

$$0.2 \sqrt{f'_c} = 0.311$$

área de acero de refuerzo transversal mínima según la formula

$$3.5 = 0.375$$

área de acero de refuerzo transversal mínima

$$\max(0.311, 0.375) = 0.375$$

,"ok", "cambiar Av y separación propuesta" = "ok"



**DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL
DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO
SEGÚN EL ACI 318-19.**

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Calcular el área de acero de refuerzo longitudinal de la viga simplemente apoyada según los lineamientos del ACI 318-19.

DATOS PRELIMINARES

Propiedades Geometricas de la viga:

30 Base de la viga

60 Altura de la viga

Recubrimiento de diseño del refuerzo a tracción

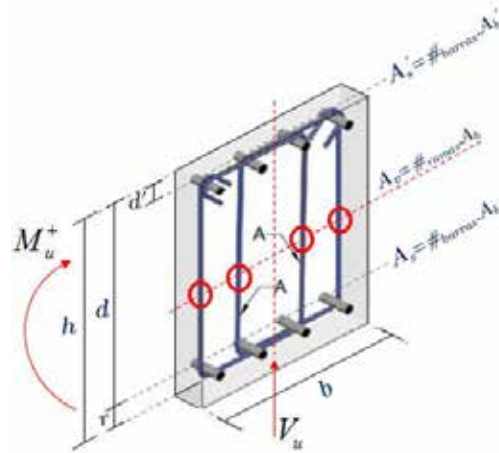
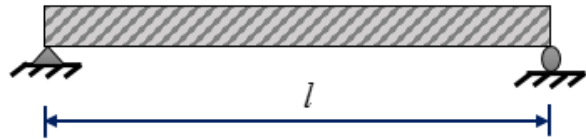
5

Recubrimiento de diseño del refuerzo a compresión

0

- =55 Altura útil de la viga

6.00 Longitud de la viga



Configuración del acero de refuerzo longitudinal de la viga:

Diámetro de barras longitudinales a tracción

1 =2.54

Número de barras longitudinales a tracción

4

Área de barras longitudinales a tracción

$4 \times 2.54^2 = 5.067^2$

Área de acero de refuerzo a tracción

$= 20.268^2$

Diámetro de barras longitudinales a compresión

$\frac{1}{2} = 1.27$

Número de barras longitudinales a compresión

0

Área de barras longitudinales a compresión

$4 \times 1.27^2 = 1.267^2$

Área de acero de refuerzo a compresión

$= 0^2$

Propiedades de los materiales de la viga:

| | | | | | |
|-------|---|---------------------------------------|---------|---|---|
| 210 | 2 | Resistencia a compresion del concreto | 6900 | 2 | Esfuerzo cedente del acero de refuerzo longitudinal |
| 0 | 3 | Peso especifico del concreto | 2100000 | 2 | Modulo de elasticidad del acero de refuerzo |
| 15100 | √ | = 218819.789 | | | Modulo de elasticidad del concreto |

Datos para el diseño a flexión:

0.90 Factor de minoración de resistencia a flexión

0.003 Deformación unitaria ultima del concreto

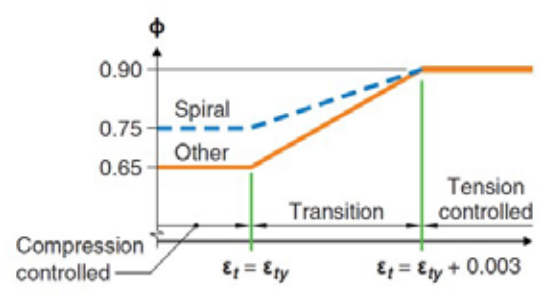
Deformación unitaria cedente del refuerzo a flexión

=0.003

Deformación unitaria neta a tracción mínima

+ 0.003 = 0.006

factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro



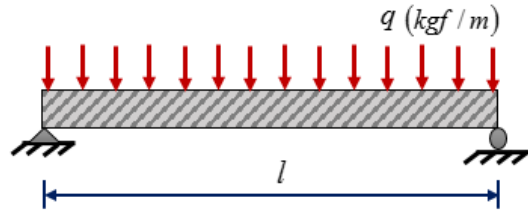
| f'_c (kgf/cm ²) | β_1 |
|-------------------------------|---|
| $170 \leq f'_c \leq 280$ | 0.85 |
| $280 < f'_c < 550$ | $0.85 - \frac{0.05 \cdot (f'_c - 280)}{70}$ |
| $f'_c \geq 550$ | 0.65 |

$$0.05 \cdot \frac{280 - f'_c}{70} + 0.85 = 0.65$$

Cargas aplicadas en la viga:

Carga uniformemente distribuida debido al peso propio de la viga:

$$= 0$$



Carga uniformemente distribuida debido a la sobrecarga permanente sobre la viga:

$$1000$$

Carga permanente total sobre la viga:

$$+ = 1000$$

Carga uniformemente distribuida debido a la carga variable sobre la viga:

$$3000$$

Carga de servicio sobre la viga:

$$+ = 4000$$

SOLUCION:

a) Cargas mayoradas o factorizadas

Mayoración o factorización de las cargas aplicadas en la viga:

Combinación de carga U1:

$$1.4 = 1400$$

Combinación de carga U2:

$$1.2 + 1.6 = 6000$$

Se selecciona la mayor carga de mayorada para el diseño.

$$\max, = 6000$$

Factor de mayoración.

$$= 1.5$$

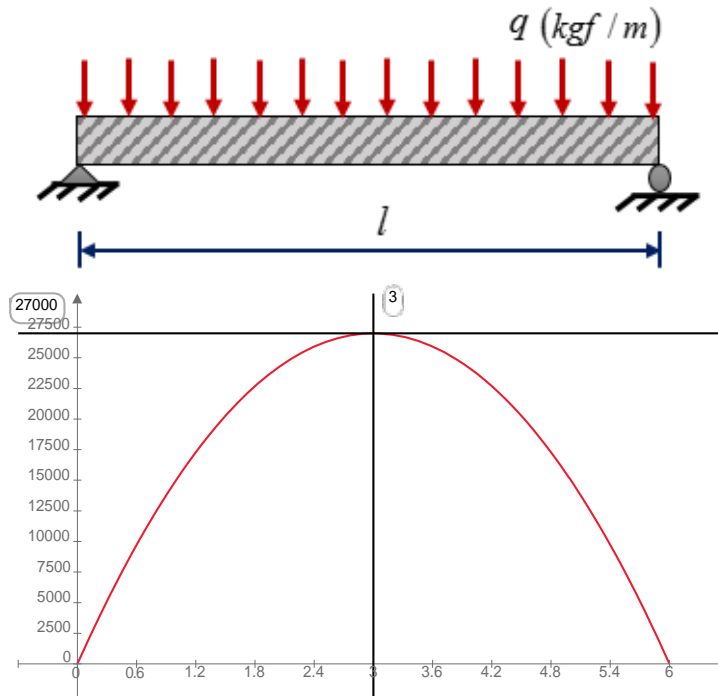
| Combinación de carga | Ecuación | Carga primaria |
|--|----------|---------------------------------|
| $U = 1.4D$ | (5.3.1a) | D |
| $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | (5.3.1b) | L |
| $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$ | (5.3.1c) | $L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$ |
| $U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$ | (5.3.1d) | W |
| $U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ | (5.3.1e) | E |
| $U = 0.9D + 1.0W$ | (5.3.1f) | W |
| $U = 0.9D + 1.0E$ | (5.3.1g) | E |

b) Diagrama de momento flector en la viga.

Diagrama momento flector de la viga

Ecuación general de momento flector para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida.

$$M(x) = \frac{q}{2} x^2 - qlx + \frac{ql^2}{2}$$



Momento flector en extremo inicial.

$$M(0) = 0$$

Momento flector en el centro del tramo.

$$M(3) = 27000$$

Momento flector en extremo final.

$$M(6) = 0$$

c) Momento flector máximo en la viga.

Momento flector máximo del diagrama

$$M_{max} = 27000$$

Momento flector máximo por formula

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = 27000$$



DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS



d) Cantidad de acero de refuerzo mínimo.

El valor de A_s esta limitado a un máximo de $A_{s,max}$.

$$A_{s,max} = \min \left(\frac{5500}{2}, \frac{5500}{2}, \frac{5500}{2} \right)$$

Acero de refuerzo mínimo (formula # 1).

$$A_{s,min} = \frac{14}{2} = 4.20 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo mínimo (formula # 2).

$$A_{s,min} = \frac{0.80 \sqrt{f_c}}{2} = 3.478 \text{ cm}^2$$

Acero de refuerzo mínimo que se debe colocar en la viga

$$A_{s,min} = \max(4.20, 3.478) = 4.20 \text{ cm}^2$$

“ok”, “colocar acero mínimo” = “ok”

Cuantia geometrica mínima.

$$\rho = 0.0025$$

Cuantia geometrica mínima en porcentaje.

$$\rho = 0.255\%$$

e) Cantidad de acero de refuerzo máximo permitido en la sección

Cuantia geometrica balanceada

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 6300}{6300 + 6300} = 0.0105$$

Cuantia geometrica balanceada en porcentaje

$$\rho_b = 1.049\%$$

Cuantia geometrica máxima

$$\rho_{max} = \frac{0.85 \cdot 6300}{6300 + 6300} + \frac{6300}{12600} = 0.0071$$

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Cuantía geométrica máxima en porcentaje

$$=0.71\%$$

Acero de refuerzo máximo

$$=11.722 \text{ }^2$$

, “ok” , “colocar área acero menor al maximo” = “colocar área acero menor al maximo”

f) Altura útil requerida de la sección de viga.

Se debe escoger un valor de cuantía geométrica que este entre los valores minimos y maximos para determinar la altura útil requerida de la sección acorde a dicha cuantía geométrica escogida.

Criterio # 1. Cuantía geométrica igual al promedio de cuantías limites

Cuantía geométrica

$$\frac{+}{2} = 0.0048$$

Cuantía geométrica en porcentaje

$$= 0.48\%$$

Criterio # 2. Cuantía mecánica igual a 0.18.

Cuantía mecánica

$$0.18$$

Cuantía geométrica

$$=0.0055$$

Cuantía geométrica en porcentaje

$$= 0.55\%$$

Criterio # 3. Cuantía geométrica igual a la cuantía máxima.

Cuantía geométrica

$$=0.0071$$

Cuantía geométrica en porcentaje

$$=0.71\%$$

Este criterio esta asociado a la altura útil más pequeña de la sección.

Criterio # 4. Cuantía geométrica igual a la cuantía mínima.

Cuantía geométrica

$$=0.003$$

Cuantía geométrica en porcentaje

$$=0.255\%$$

Este criterio esta asociado a la altura útil más alta de la sección.

DISEÑO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIMPLEMENTE APOYADAS

Criterio # 5. Cuantía geométrica igual a un valor de preferencia que este entre los valores de cuantías límites.

| | | |
|---------------------------|---|---------------------------|
| Cuantía geométrica mínima | Cuantía geométrica de preferencia en porcentaje | Cuantía geométrica máxima |
| $=0.255\%$ | 1% | $= 0.71\%$ |

Especifique el criterio adoptado al asumir la cuantía geométrica para la determinación de la altura útil de la sección (se debe escribir "1", "2", "3", "4" y "5").

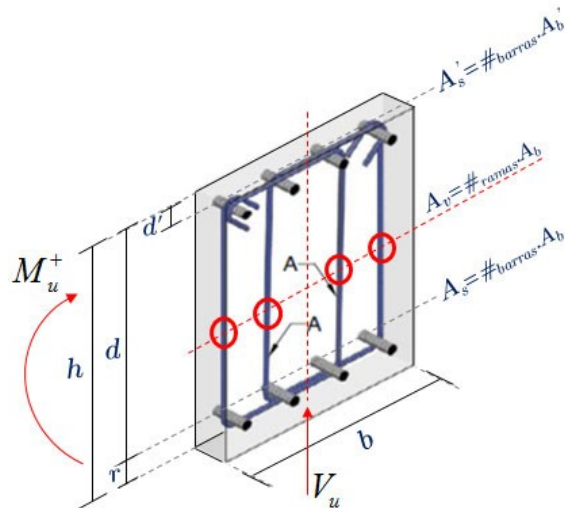
2

1, , 2, , 3, , 4, , = 0.0055

Altura útil requerida

$$\sqrt{1 - 0.59} = 54.404$$

Round , 5 = 55



Altura total de la sección requerida

$$+ = 60$$

,"ok","redimensionarsección" = "redimensionarsección"

,"ok","redimensionarsección" = "redimensionarsección"

,"ok","redimensionarsección" = "redimensionarsección"

g) Acero de refuerzo requerido en la sección de la viga.

Acero de refuerzo requerido en la sección

$$-\sqrt{2 - 0.85}^2 = 8.815^2$$

0.85

, “ok”, “modificar el acero de refuerzo” = “ok”

h) Resistencia de diseño a flexión de la sección transversal de la viga.

Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión del concreto

$$0.85 = 26.116$$

Momento nominal de la sección de viga

$$- = 58656.406$$

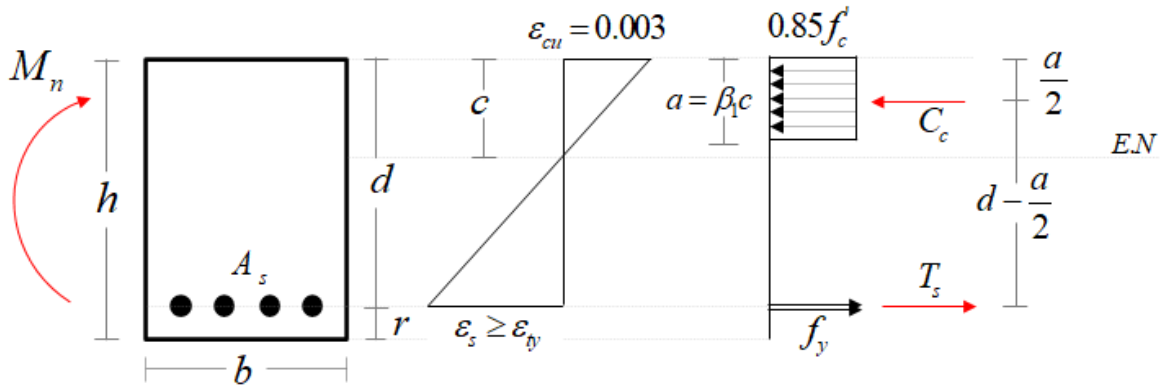
2

Resistencia de diseño a flexión de la sección de viga

$$- = 52790.766$$

2

, “ok”, “redimensionar sección” = “ok”



i) Verificación del comportamiento de la sección.

Cuantía geométrica real a tracción colocada en la sección

$$= 1.228\%$$

$$, \quad , \quad = 1.228\%$$

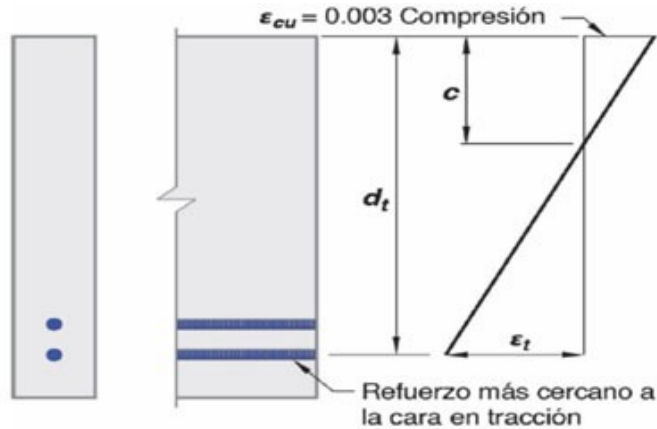
,"ok", "redimensionar sección" = "redimensionar sección"

Profundidad del eje neutro

$$= 30.725$$

Deformación unitaria neta a tracción

$$- \quad = 0.0024$$



Sección controlada a:

,"tracción",

,"transición", "compresión"

= "compresión"

j) Verificación del factor de minoración

$$0.65 + 0.003 \cdot 0.90 = 0.65 + 0.0027 = 0.6527 \approx 0.65$$

0.90, "ok", "redimensionar sección" = "redimensionar sección"

