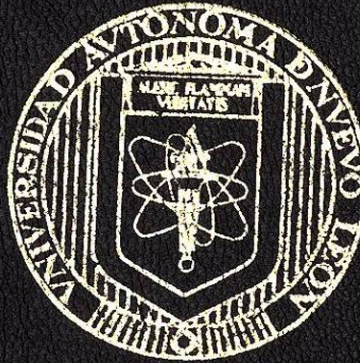


UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



CORTANTE POR TENSION DIAGONAL EN VIGAS  
DE CONCRETO CON FIBRAS DE ACERO  
Y REFUERZO EN EL ALMA

TESIS

PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL

QUE PRESENTA:

ISRAEL RUANO VARGAS

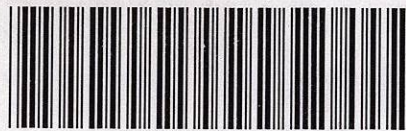
ASESORES

Dr. César Antonio Juárez-Alvarado

Dr. Pedro Leobardo Valdez-Tamez

AGOSTO, 2005

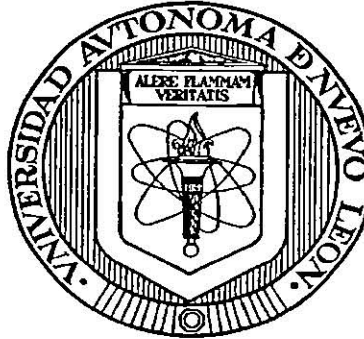




1080170732

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**CORTANTE POR TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO CON  
FIBRAS DE ACERO Y REFUERZO EN EL ALMA**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**QUE PRESENTA:**

**ISRAEL RUANO VARGAS**

**ASESORES**


**Dr. César Antonio Juárez-Alvarado**

**Dr. Pedro Leobardo Valdez-Tamez**

**AGOSTO, 2005**

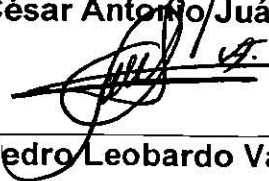
**CORTANTE POR TENSION DIAGONAL EN VIGAS DE CONCRETO CON  
FIBRAS DE ACERO Y REFUERZO EN EL ALMA**

**TESIS APROBADA POR  
LOS PROFESORES ASESORES**



---

**Dr. César Antonio Juárez-Alvarado**



---

**Dr. Pedro Leobardo Valdez-Tamez**



# UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
CONSEJO CONSULTIVO

**I.Q. LAZARO VARGAS GUERRA**

**Director del Departamento Escolar y de**

**Archivo de la U.A.N.L.**

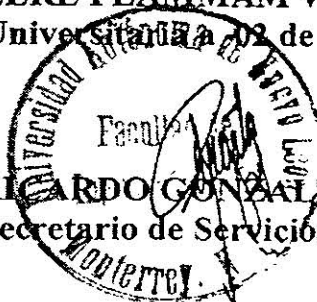
**Presente:**

Por este conducto me permito comunicar a Usted, que el Sr. **ISRAEL RUANO VARGAS**, Pasante de Ingeniero Civil y egresado de esta Facultad, ha solicitado su Examen Profesional Tipo "A", en virtud de que ha cumplido con los requisitos que exige el reglamento de Exámenes Profesionales de nuestra Facultad, he de agradecerle girar las instrucciones necesarias para que le dé el trámite correspondiente en ese Departamento.

Sin otro asunto que tratar por el momento, quedo de Usted.

**ATENTAMENTE**  
**"ALERE FLAMMAM VERITATIS"**  
Cd. Universitaria 02 de Agosto de 2005

**DR. RICARDO GONZALEZ ALCORTA**  
Secretario de Servicios Escolares



*C.c.p. Dr. Filiberto L. De la Garza Ortiz.- Sría. de Asuntos Universitarios*

*RGA/mrg*

## **AGRADECIMIENTOS**

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a los Drs. Cesar Antonio Juárez Alvarado y Pedro L. Valdez Tamez, asesores de mi tesis. Así como al Ing. Mizael Izaguirre González y a los Ingenieros José Román Villa Barcenás y Jorge Humberto Chávez por su apoyo para la realización de la presente investigación y por sus valiosas sugerencias e interés mostrado en el presente trabajo. Al Dr. Alejandro Durán Herrera del Departamento de Tecnología del Concreto por el apoyo técnico-científico y de instalaciones para la ejecución de mis estudios. Al Instituto de Ingeniería Civil (IIC) y en especial al Departamento de Estructuras y Materiales de Construcción por permitirme el uso de su equipo y su invaluable ayuda en el desarrollo de este estudio.

Quiero agradecer especialmente a mis padres Leonides y Elvia, a mi novia Lourdes y demás familia por el apoyo moral que siempre me han brindado y a todas las personas que contribuyeron de una forma u otra en la realización de este trabajo.

## DEDICATORIAS

*Para mis padres Leonides y Elvia, quiero expresarles que este paso más es gracias a los grandes esfuerzos que juntos realizamos; gracias por su apoyo, paciencia y confianza que siempre me han brindado, los quiero.*

*Para mis hermanos y demás familia en Huitepec, Hidalgo, les quiero agradecer su más sincero apoyo y dedicarles este grandioso reconocimiento en el que logra reflejarse un gran esfuerzo que he realizado en mi carrera profesional.*

*Para mis amigos de Monterrey y de Hidalgo, quiero decirles que los consejos que me dieron han sido de gran utilidad y les agradezco su apoyo incondicional en las buenas y en las malas. Gracias.*

*La profesión es la mejor arma para caminar por la antesala de la creación.*

*Israel Ruano*



# CONTENIDO

Contenido	vii
Índice de tablas	ix
Índice de figuras	x
Nomenclatura	xi
Resumen	xiii

Capítulo	Página
<b>1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 Introducción al cortante por tensión diagonal .....	4
1.1.1 Formación de grietas diagonales .....	7
1.1.2 Tensión diagonal antes de la aparición de grietas.....	8
1.1.3 Causa de la falla de cortante .....	8
1.1.4 Fuerzas internas que actúan en la falla de cortante por tensión diagonal .....	9
1.1.5 Forma en la que actúan los esfuerzos de cortante ...	12
1.1.6 Refuerzo tradicional en el alma .....	13
1.1.7 Las fibras de acero como una nueva opción de refuerzo a cortante .....	16
1.2 Planteamiento del problema .....	19
1.3 Justificación.....	21
1.4 Objetivos .....	22
1.5 Metas .....	22
1.6 Hipótesis .....	23
<b>2 MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>24</b>
2.1 Diseño de mezclas de concreto .....	25
2.1.1 Análisis granulométrico de agregados .....	28
2.1.2 Optimización de mezclas de concreto .....	29
2.2 Propiedades del acero de refuerzo .....	33
2.2.1 Instrumentación del acero de refuerzo .....	34
2.2.2 Procedimiento de instrumentación .....	35
2.3 Descripción de las fibras de acero .....	39

2.4	Dimensionamiento de vigas .....	40
2.4.1	Identificación de especímenes de prueba .....	42
2.4.2	Sistema de carga.....	42
2.5	Determinación del acero de refuerzo longitudinal .....	43
2.6	Preparación de cimbras metálicas .....	45
2.7	Fabricación de vigas .....	46
2.7.1	Proceso de dosificación de materiales .....	46
2.7.2	Tiempo de mezclado .....	48
2.7.3	Colocación del concreto fresco dentro de los moldes prismáticos .....	49
2.7.4	Vibrado y acabado.....	49
2.7.5	Curado después del fraguado final.....	50
2.7.6	Curado después de los siete días .....	50
2.8	Ensaye de vigas y cilindros .....	51
<b>3</b>	<b>ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....</b>	<b>54</b>
3.1	Análisis granulométrico de agregados .....	54
3.2	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal y transversal.....	56
3.3	Resistencia a la compresión en cilindros de concreto.....	59
3.4	Resistencia a la tensión por compresión diametral en cilindros de concreto .....	61
3.5	Comportamiento de vigas fibroreforzadas sujetas a tensión diagonal.....	63
3.5.1	Modos de falla .....	64
3.5.2	Influencia de la relación A/C en el cortante por tensión diagonal .....	66
3.5.3	Resistencia al cortante por tensión diagonal.....	68
3.5.4	Esfuerzos en el acero longitudinal.....	70
3.5.5	Esfuerzos en el acero transversal .....	74
<b>4</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>77</b>
<b>5</b>	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>81</b>
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>83</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>87</b>
	Anexo. Diseño estructural de vigas .....	88

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
1. Proporciones de materiales utilizadas en el diseño de mezclas para un $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ .....	27
2. Proporciones de materiales utilizadas en el diseño de mezclas para un $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .....	27
3. Selección granulométrica del agregado fino .....	29
4. Selección granulométrica del agregado grueso .....	29
5. Proporcionamientos de mezclas de prueba para un concreto de un $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ .....	30
6. Revenimientos de las mezclas de prueba para un concreto de un $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ .....	31
7. Proporcionamientos de mezclas de prueba para un concreto de un $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .....	32
8. Revenimientos de las mezclas de prueba para un concreto de un $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .....	32
9. Designación y características de los especímenes de prueba.....	42
10. Proporcionamiento final de materiales para la producción de concretos .....	47
11. Cantidades de agregado por $\text{m}^3$ de concreto .....	55
12. Esfuerzos y deformaciones unitarias de varilla corrugada No.5 .....	57
13. Esfuerzos y deformaciones unitarias de Alambros liso No. 2.....	57
14. Resultados de ensayos a compresión axial de cilindros de concreto a los 28 días de edad.....	60
15. Resultados de ensayos de tensión por compresión diametral en cilindros de concreto con 28 días de edad.....	61
16. Resistencia nominal a cortante para las dos relaciones A/C .....	67
17. Fuerzas cortantes y deflexiones al centro del claro en vigas de concreto fibroreforzado .....	69
18. Resultados de fuerzas cortantes, deformaciones y esfuerzos en el acero longitudinal en vigas de concreto fibroreforzado.....	71
19. Resultados de fuerzas cortantes, deformaciones y esfuerzos en el acero longitudinal en vigas de concreto fibroreforzado.....	72

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
1. Distribución de esfuerzos en una viga sometida a cargas uniformes ....	6
2. Requerimientos de equilibrio en el claro de cortante de una viga .....	10
3. Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes .....	12
4. Tipos de refuerzo en el alma .....	16
5. Distintas geometrías en las fibras de acero .....	17
6. Pruebas de revenimiento .....	33
7. Arreglo de probeta de varilla para su ensaye .....	34
8. Colocación del acero de refuerzo transversal y longitudinal .....	34
9. Colocación de medidores de Strain Gage .....	35
10. Fabricación de estribos e instrumentación de Strain Gages .....	39
11. Fibras de acero utilizadas para reforzar la matriz de concreto .....	40
12. Detalle de dimensiones generales de las vigas .....	41
13. Arreglo del refuerzo y ubicación de deformímetros eléctricos en las vigas .....	43
14. Arreglo de colocación de varillas .....	45
15. Fabricación de vigas (etapa de mezclado) .....	48
16. Transportación del concreto y colocación en las cimbras .....	49
17. Vibrado del concreto .....	50
18. Fabricación de cilindros .....	51
19. Arreglo de ensayos .....	52
20. Curva granulométrica del agregado fino y grueso .....	55
21. Diagrama de Esfuerzo-Deformación de varilla No.2 y 5 en tensión.....	58
22. Ensaye de cilindros a compresión axial .....	60
23. Tensión por compresión diametral .....	62
24. Ensaye de cilindros a tensión por compresión diametral .....	65
25. Distribución de grietas en vigas de $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ .....	64
26. Distribución de grietas en vigas de $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .....	65
27. Grafica de deflexión vs Fuerza cortante en vigas de la etapa A y etapa B .....	69
28. Gráfica de deformación unitaria Vs fuerza cortante y Esfuerzo Vs fuerza cortante en la etapa A.....	71
29. Gráfica de deformación unitaria Vs fuerza cortante y Esfuerzo Vs fuerza cortante en la etapa B.....	72
30. Gráfica de esfuerzo vs fuerza cortante en estribos a 10 cm del apoyo.....	76
31. Gráfica de esfuerzo vs fuerza cortante en estribos a 20 cm del apoyo.....	76

## NOMENCLATURA

CRFA	Concreto reforzado con fibras de acero
A/C	Relación agua/cemento
ACI	Instituto Americano del Concreto
AG	Agregado
As	Área de acero longitudinal
ASTM	Sociedad Americana de Pruebas y Materiales
Av	Área de acero a cortante
bw	Ancho del alma
C	Compresión
cm	Centímetros
cm <sup>2</sup>	Centímetros cuadrados
d	Peralte efectivo
Es	Módulo de elasticidad del acero
f <sub>c</sub>	Esfuerzo principales de compresión
f'c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f <sub>t</sub>	Esfuerzo principales de tensión
Fu	Esfuerzo último
f <sub>v</sub>	Esfuerzo de tensión diagonal
f <sub>y</sub>	Esfuerzo de fluencia del acero
kg	Kilogramos
L	Litros
m <sup>3</sup>	Metros cúbicos
mm	Milímetros
Mn	Momento nominal
Mu	Momento último
P	Carga concentrada

SG	Strain Gage
T	Tensión
V	Fuerza cortante externa
$v_1$	Esfuerzos cortantes verticales
$v_2$	Esfuerzos cortantes horizontales
$V_a$	Resistencia al cortante del agregado
$V_c$	Resistencia al cortante del concreto
$V_d$	Fuerza de dovela
$V_n$	Resistencia cortante nominal
$V_s$	Resistencia al cortante del acero
$V_u$	Resistencia al cortante último
$\varepsilon$	Deformación unitaria
$\rho$	Porcentaje de acero
$\sigma$	Esfuerzo de compresión
$\Phi$	Diámetro

## RESUMEN

La ingeniería civil y los materiales de construcción se han desarrollado considerablemente a partir de la segunda guerra mundial. Actualmente es común hablar de concretos de alta resistencia, combinados con diferentes compuestos cementantes como la puzolana, ceniza volante, humo de sílice, entre otros; con la finalidad de obtener un concreto sustentable que permita una mejora en la economía y seguridad en cualquier tipo de construcción de concreto reforzado; a menudo se escucha hablar de grandes desastres que han ocurrido en nuestro país en estructuras de concreto a causa del fenómeno de cortante por tensión diagonal. El uso de fibras de acero en combinación con los estribos como refuerzo transversal representa una alternativa más para contrarrestar estos efectos de cortante por tensión diagonal.

La presente investigación pretende dar una alternativa más de solución al problema del cortante por tensión diagonal en estructuras de concreto, usando fibras de acero en combinación con el refuerzo transversal conocido tradicionalmente como estribos. Sus objetivos son: producir un material compuesto a partir de cemento p $\acute{o}$ rtland reforzado con fibras de acero, agregado p $\acute{e}$ treo calizo, refuerzo longitudinal y transversal que permita incrementar el comportamiento d $\acute{u}$ ctil del concreto, aumentar la capacidad de carga, ofrecer un multiagrietamiento y brindar una mejor distribuci $\acute{o}$ n de esfuerzos en todo el elemento. La hip $\acute{o}$ tesis de trabajo sostiene que la adici $\acute{o}$ n de fibras al concreto mejorar $\acute{a}$  la resistencia  $\acute{u}$ ltima al cortante por tensi $\acute{o}$ n diagonal, al presentarse cargas externas que produzcan altos niveles de esfuerzos cortantes. Adem $\acute{a}$ s, de que se mejorar $\acute{a}$  la ductilidad del elemento debido a la adici $\acute{o}$ n de fibras produciendo un m $\acute{u}$ ltiple agrietamiento en la matriz de concreto.

Se realizaron 16 vigas de concreto reforzado, de las cuales 8 vigas son de una resistencia especificada ( $f_c$ ) de 200 kg/cm $^2$  y 8 vigas de 380 kg/cm $^2$ .

Para cada resistencia de concreto, se varió el contenido de fibra de acero en porcentajes de 0.0, 0.5, 1.0 y 1.5 % con respecto al volumen de concreto.

Por lo tanto, los principales resultados indican que el concreto sin fibra presenta una falla frágil al incrementarse la fuerza cortante; sin embargo, al agregar fibras de acero se logra aumentar considerablemente la ductilidad, obteniéndose un múltiple agrietamiento y un adecuado control de grietas de cortante por tensión diagonal.

Debido a la presencia de las fibras como refuerzo adicional, se proporciona una mayor eficiencia a la viga en su refuerzo convencional, ya que se logran mayores capacidades de carga con la reducción en los esfuerzos y deformaciones en el acero longitudinal y transversal.

Resulta factible fabricar con este material elementos constructivos que estén sometidos a altos esfuerzos de cortante por tensión diagonal. Sin embargo, es necesario investigar aun más sobre el comportamiento del concreto con fibras de acero para que se vea factible su uso en la construcción, principalmente en estructuras de concreto sometidas a fuerzas cortantes que originen esfuerzos de tensión diagonal.



---

# *Capítulo 1*

---

## INTRODUCCIÓN

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUCCIÓN

Los primeros estudios sobre miembros de concreto reforzado, están basaron en teorías de resistencia máxima. Recientemente esta teoría se ha renovado como base de diseño al introducir cualquier componente o compuesto que mejore las propiedades mecánicas de un concreto convencional. Conocer el comportamiento de una estructura de concreto en su forma mecánica es de mucha importancia, ya que ésta puede soportar cargas estáticas y dinámicas, aunque es necesario hacer más hincapié en las cargas dinámicas por ser variables.

En esta investigación se pretende conocer y analizar científicamente el comportamiento estructural del concreto reforzado con fibras de acero (CRFA) y en función de los resultados que se obtengan, proponer el uso adecuado en la fabricación de diferentes elementos de construcción sometidos a fuerzas cortantes.

Un elemento estructural es tenaz si tiene la capacidad de absorber energía sin presentar grandes deformaciones hasta llegar al punto de ruptura o falla; por tal motivo, se busca mejorar esta característica en los elementos estructurales agregando fibras de acero al concreto; es decir, se pretende estudiar el funcionamiento al utilizar CRFA al aplicarles a estos elementos cargas que produzcan altos esfuerzos a cortante. Por lo tanto, si además de la zona de compresión, donde se presenta mayor tenacidad debido a que no se proporciona acero de refuerzo en comparación con la zona de tensión, se refuerza en todo el elemento con fibras de acero agregadas aleatoriamente y refuerzo en el alma para resistir esfuerzos de tensión diagonal, se puede

también aumentar considerablemente la ductilidad del elemento, lográndose un mejor comportamiento del mismo en la carga última.

Como su nombre lo dice, la tensión diagonal es la distribución de los esfuerzos de tensión en forma diagonal al eje horizontal de un elemento, tal como se muestra mas adelante en la figura 1.

Desde hace 20 años, las fibras de acero se han constituido como un producto comercial en el negocio de la construcción. La aplicación de las fibras de acero proviene de la idea básica para fortalecer la matriz de concreto ante esfuerzos de tensión. La distribución de las fibras en el concreto, conduce en su conjunto a un mejor comportamiento, debido a que se reduce la naturaleza frágil de este último. Por lo tanto, se pretende que las fibras colocadas de manera aleatoria en la masa del concreto, produzcan elementos que quedarán reforzados en todos sentidos. Por tal motivo se espera que una viga de concreto sometida a esfuerzos de cortante en cualquiera de sus secciones pueda soportar el valor a la tensión diagonal mediante la aportación de las fibras involucradas y el refuerzo en el alma, de la misma manera en todas las zonas donde se produzcan las grietas.

Es así como las fibras de acero propician que el compuesto presente gran tenacidad, ya que estas pueden absorber energía sin presentar grandes deformaciones hasta llegar al colapso o falla del elemento. Por lo tanto, la presente investigación se enfocará al estudio del comportamiento de vigas de concreto fibroreforzado, con refuerzo en el alma, sujetas a cargas estáticas que produzcan grandes esfuerzos de corte por tensión diagonal, así mismo, se utilizarán fibras de acero en concretos con resistencias mecánicas de diseño a la compresión ( $f_c$ ) de 200 y 380 kg/cm<sup>2</sup>, con lo cual se logra una matriz con fibras dispersas en forma aleatoria, pero de distribución uniforme, que al mantener el carácter homogéneo e isótropo del material base, se espera que mejoren las características mecánicas del elemento estructural.

## 1.1 Introducción al cortante por tensión diagonal.

Desde hace siglos han existido infinidad de construcciones hechas con elementos de concreto, principalmente reforzados con acero. Esto con el fin de satisfacer las necesidades que la sociedad requiere en cualquier construcción que nos demande. Por lo tanto, nos vemos en la necesidad de brindarle la mejor opción para que la construcción cumpla con los requisitos necesarios tales como economía, comodidad, funcionalidad en sus condiciones de servicio y principalmente que sea *segura* y no se presente un colapso. La funcionalidad requiere que las deflexiones sean pequeñas, que las fisuras, si existen, se mantengan en límites tolerables. Mientras tanto, la seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea adecuada para todas las cargas externas que puedan llegar a actuar sobre ella. Si la resistencia de la estructura, construida tal como se diseño, es la adecuada y sus efectos internos (momentos, cortantes y fuerzas axiales) debido a cargas externas, también se conocieran en forma exacta; entonces podría garantizarse la seguridad, pero esto no es así, debido a que existe incertidumbre tanto en el análisis, en el diseño y en la construcción de estructuras de concreto reforzado. Algunas fuentes de incertidumbre son las cargas, las cuales pueden diferir de las supuestas y estar distribuidas de manera diferente a la establecida, el comportamiento estructural puede ser diferente al supuesto, debido a la falta de conocimiento o experiencia sobre el comportamiento de una estructural; las dimensiones reales de los elementos pueden variar de aquellas especificadas, el refuerzo puede no estar en la posición definida; o las resistencias de los materiales pueden diferir de aquellas especificadas.

Es por eso, que además de definir las consideraciones de seguridad, deben de considerarse las consecuencias de la falla; ya que en algunos casos, una falla puede llegar a ser un inconveniente o involucrar pérdidas de vidas humanas. Por lo tanto, debe ponerse atención a la naturaleza de una falla en

caso de ocurrir. Una falla gradual (dúctil), que dé aviso suficiente y que permita tomar medidas remediabiles es preferible a que ocurra una falla frágil.

Tal es el caso que dentro de la seguridad de toda estructura principalmente de concreto reforzado, existen elementos como las vigas que poseen diferentes comportamientos como la flexión longitudinal, flexión lateral, cortante por tensión diagonal, torsión, entre otros. Por tal motivo, debemos dar solución a este tipo de comportamientos estructurales que pueden resultar perjudiciales para toda persona que este usando un espacio dentro de la estructura, la cual puede causar pérdidas humanas o económicas.

Dada la problemática que se presenta dentro del comportamiento de las estructuras, haremos hincapié al comportamiento de vigas fibroreforzadas sometidas a cortante por tensión diagonal. La falla de cortante es difícil de predecir en forma exacta. A pesar de investigaciones experimentales llevadas a cabo durante varias décadas y del uso de herramientas analíticas altamente sofisticadas, ésta aún no se comprende enteramente, ya que si una viga mal diseñada a cortante se sobrecarga hasta la falla, se puede presentar un colapso por cortante en forma súbita, sin aviso alguno de peligro y a demás la aparición de deformaciones relativamente pequeñas presentándose por consiguiente anchos de las grietas menores que las de flexión. Esto contrasta con la naturaleza de la falla a flexión, para vigas subreforzadas, la falla a flexión se inicia con una fluencia gradual en el acero a tensión acompañado por agrietamiento obvio del concreto y grandes deflexiones, que dan aviso evidente y la oportunidad de tomar decisiones correctivas. Por tal causa en estas diferencias de comportamiento, de flexión y de cortante, por lo general se coloca acero de refuerzo a cortante en las vigas de concreto reforzado para garantizar una falla a flexión antes de que ocurra la falla a cortante en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso (Nilson, 1999).

En la figura 1 se muestra la distribución de los esfuerzos principales ( $f_t$  y  $f_c$ ) de tensión y de compresión para el caso de una viga rectangular simplemente apoyada y con carga uniformemente distribuida. En ella se puede observar que las trayectorias de los esfuerzos interceptan al eje neutro a  $45^\circ$ . Cuando los

esfuerzos principales de tensión llegan a ser excesivos, se desarrollan grietas aproximadamente perpendiculares a estas trayectorias de esfuerzo principal de tensión o paralelas a las de compresión.

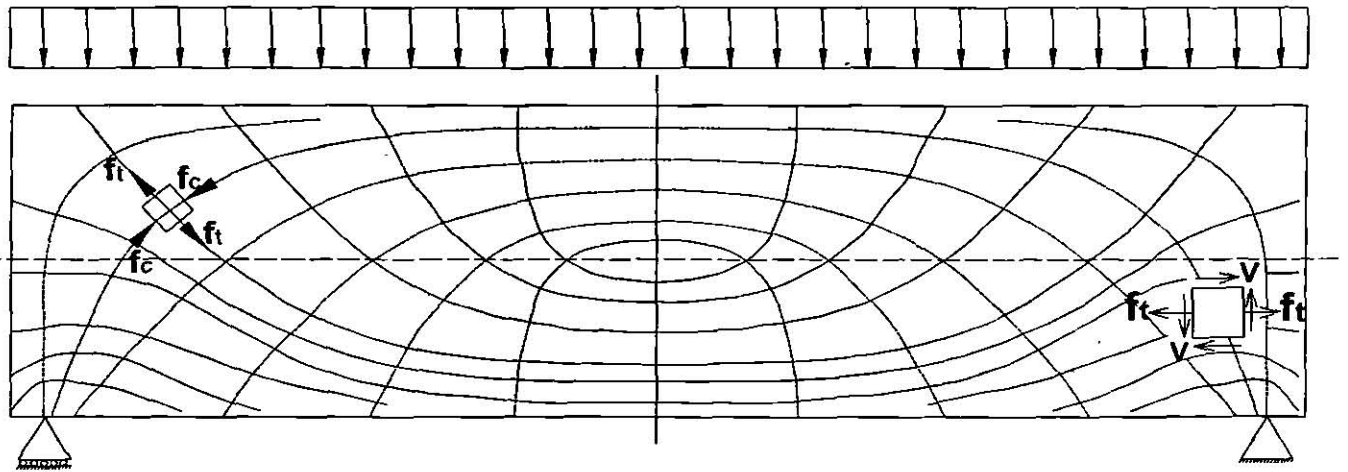


Figura 1 Distribución de esfuerzos en una viga sometida a cargas uniformes

Dado que ya conocemos las distribuciones de esfuerzos y sabemos que al ser excesivos ocasionan grietas a la estructura, podemos decir que existen 3 tipos de falla en las vigas (González Cuevas et al, 1994), en los que predomina la fuerza cortante:

- Falla en tensión diagonal
- Falla en compresión por cortante
- Falla en adherencia por cortante

Básicamente se puede decir, que el modo de falla de una viga se determina por la esbeltez de la misma; es decir, su relación claro de cortante/peralte. Park ha demostrado que cuando existe una relación *claro de cortante/peralte* de 2.5 y 5.5 para cargas concentradas, la falla que se genera es de tensión diagonal debido a que la resistencia de la viga a la tensión diagonal es menor que su resistencia en flexión. (Park et al, 1990)

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto; diez veces menor que la resistencia en compresión, se desarrollan grietas diagonales a lo largo de planos perpendiculares a los del esfuerzo principal de tensión (de aquí el término *grietas de tensión diagonal*). Este tipo de grietas surgen

inmediatamente después de desarrollarse algunas grietas finas verticales de flexión en el centro del claro a medida que aumenta la carga externa, seguida por la pérdida de adherencia del acero de refuerzo y el concreto que lo rodea en la región del apoyo; después de esto, 2 o 3 grietas diagonales se desarrollan a una distancia aproximada de  $1 \frac{1}{2}d$  a  $2d$  del paño del apoyo (Nawy, 1988).

### 1.1.1 Formación de grietas diagonales.

La flexión y cortante se combinan en un miembro de concreto reforzado para crear un estado biaxial de esfuerzos como se mostró en la figura 1. Por lo tanto, cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia a tensión del concreto, se generarán grietas. En las zonas donde existen grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro y se producen grietas verticales a flexión, y en las zonas donde existe grandes esfuerzos de cortante se generan esfuerzos principales de tensión significativos, también conocidos como tensión diagonal, aproximadamente a  $45^\circ$  respecto al eje del miembro, lo que producirá grietas inclinadas. Con pocas excepciones, estas grietas inclinadas son extensiones de las grietas de flexión. Aunado a esto, por lo general, la carga de agrietamiento diagonal que se origina de la flexión y cortante es bastante mas pequeña de lo que se esperaría del análisis de esfuerzos principales y de la resistencia a tensión del concreto, lo cual se debe a la presencia de esfuerzos de contracción, a la redistribución de esfuerzos cortantes entre grietas de flexión y al debilitamiento local de una sección transversal por el refuerzo transversal, que provoca un patrón regular de discontinuidades a lo largo de la viga. (Park et al, 1990).

En la actualidad se reconoce que es aceptable el agrietamiento diagonal bajo condiciones de carga de servicio, siempre y cuando los anchos de las grietas permanezcan dentro de los mismos límites aceptados para las grietas de flexión (Nilson, 1999).

### 1.1.2. Tensión diagonal antes de la aparición de grietas.

En las vigas de concreto reforzado, antes de la formación de grietas, los esfuerzos son muy parecidos a los de una viga homogénea (Ferguson, 1969). De aquí que se hace énfasis a los esfuerzos de tensión diagonal. La grieta diagonal comienza a partir de la última grieta de flexión y se convierte gradualmente en una grieta más y más inclinada bajo la carga cortante. Estas grietas de tensión diagonal son casi perpendiculares a las trayectorias indicadas en la figura 1 para una viga cargada uniformemente. En una viga de concreto reforzado, las trayectorias serán muy semejantes hasta que las grietas se abran, produciendo por lo regular grietas verticales debidas a la flexión en la mitad inferior de la viga. Las grietas por tensión diagonal por lo general se abren más o menos a  $45^\circ$  con respecto al eje de la viga, empezando por lo común por la parte superior de una grieta producida por flexión.

Este tipo de grietas no conduce de inmediato a la falla, aunque suele ser el caso en claros de cortante mas grande, o en otras ocasiones una grieta nueva y menos inclinada hace que la falla sea súbita. Es más típico que la grieta diagonal encuentre cierta resistencia conforme se mueve hacia arriba en la zona de compresión y se haga más inclinada. Con más carga, la grieta de tensión se extiende de modo gradual con una pendiente muy pequeña hasta que por último ocurre la falla súbita.

### 1.1.3. Causa de la falla de cortante por tensión diagonal.

Se podría decir, que la falla de cortante por tensión diagonal se origina por la baja resistencia que muestra el concreto para soportar esfuerzos de tensión debido a una carga externa aplicada, siendo esta, menor que a la compresión (aproximadamente 10 veces), aunado a que el diseño en una viga sea inadecuado; es decir, que la viga puede ser débil para resistir las cargas transversales externas factorizadas sin que se alcance su capacidad para resistir las fuerzas cortantes. La fuerza cortante es la resultante de todas las



fuerzas verticales que actúan en una viga de una sección considerada; es decir, es la fuerza que la sección debe proveer para mantener el equilibrio vertical. Es por eso que se debe tomar especial cuidado en este tipo de detalles al realizar el diseño de vigas de concreto reforzado.

Es claro que el concreto puede fácilmente soportar la compresión diagonal, pero cuando el esfuerzo diagonal de tensión es demasiado grande, se produce una grieta de tensión diagonal. Evidentemente la resistencia al cortante de una viga de concreto reforzado depende de la resistencia a tensión del concreto, que experimentalmente es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del concreto ( $\sqrt{f_c}$ ) es decir, la relación entre la resistencia a la tensión con la resistencia a la compresión es mucho menos favorable para concreto de alta resistencia que para concreto de baja resistencia. Ya que la falla por cortante es una falla del concreto en tensión diagonal, la sección crítica para el cortante en construcción monolítica no está en el apoyo mismo, a menos que el apoyo sea tal que una grieta de tensión diagonal se pueda extender hasta el mismo. Por lo tanto, una grieta a 45° aproximadamente no se puede formar hasta que se alcance una sección a una distancia igual al peralte efectivo ( $d$ ) del apoyo (esto supone que la tensión diagonal es suprimida en el apoyo por los esfuerzos de compresión de una columna o por el apoyo mismo), y el área máxima del refuerzo de cortante se calcula para la fuerza cortante en esa sección (Cowan, 1989).

#### 1.1.4. Fuerzas internas que actúan en la falla de cortante por tensión diagonal

En la figura (ver 2.b) se muestra parte de una viga simplemente apoyada en la que la fuerza cortante es constante. Como se podrá ver, aquí se identifican las fuerzas internas y externas que mantienen el equilibrio de este cuerpo libre, limitado en un lado por una grieta ocasionada por tensión diagonal.

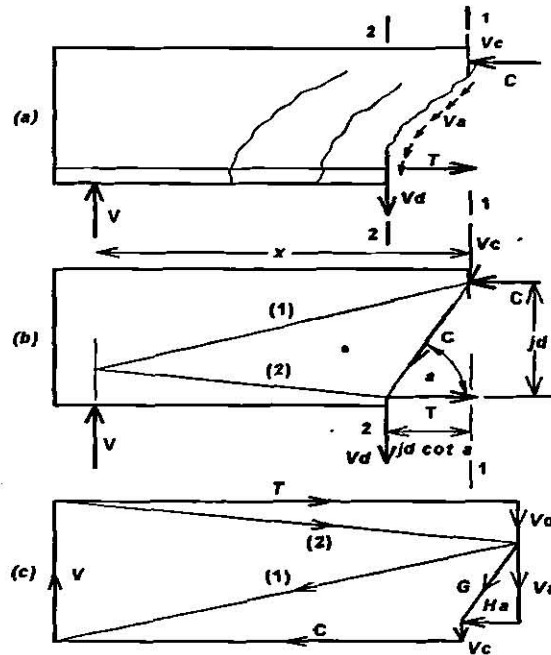


Figura 2. Requerimientos de equilibrio en el claro de cortante de una viga.

Se puede observar que la fuerza  $V$  transversal externa total será resistida por la combinación de tres fuerzas internas:

1. Una fuerza cortante a través de la zona de compresión  $v_c$ .
2. Una fuerza de dovela transmitida a través de la grieta mediante el refuerzo  $v_d$  de flexión.
3. Las componentes verticales de los esfuerzos cortantes inclinados  $v_a$  transmitidos a través de la grieta inclinada por medio de la trabazón de las partículas del agregado.

De esta manera, en la figura (ver 2.c) se muestra un polígono de fuerzas que representa el equilibrio de cuerpo libre, y esta se expresa como:

$$V = V_C + V_a + V_d \quad (1)$$

Por lo tanto, esta ecuación nos representa la contribución de la zona de compresión, la trabazón del agregado y la acción de dovela a la resistencia cortante en una viga sin refuerzo en el alma (Park et al, 1990).

La fuerza  $V_C$  se refiere a la fuerza que trata de cortar a la viga de manera directa en forma vertical empezando por la zona de compresión (fibra superior de la viga), esta fuerza  $V_C$  puede ser ocasionada por los puntos donde se aplica

la carga a la viga. La fuerza cortante  $V_d$  se genera en el refuerzo a flexión de la viga al querer contrarrestar las fuerzas transmitidas a través de las grietas. Existen tres mecanismos que pueden desarrollar la resistencia de dovela a través de un plano cortante: la flexión de las varillas de refuerzo, la resistencia a cortante a través de las varillas y la torcedura del refuerzo. La fuerza  $V_d$  se puede expresar en términos de la resistencia de cedencia del acero de refuerzo.

Cuando ocurre desplazamiento cortante a lo largo de una grieta inclinada, cierta cantidad de cortante se transfiere por efecto de la acción de dovela del refuerzo de flexión. Una vez que ocurren grietas por desgajamiento, se reduce considerablemente la rigidez, y por consecuencia también disminuye la efectividad de la acción de dovela (Park et al, 1990). Sin embargo, la acción de dovela  $V_d$  es más notoria cuando se utiliza refuerzo transversal (estribos), debido a que una varilla de flexión puede apoyarse con mayor efectividad contra un estribo que este doblado estrechamente contra ella. Aun así, se desarrollan grietas casi paralelas a las varillas de flexión antes que los estribos contribuyan a transmitir fuerzas de dovela. Por lo tanto, la rigidez del mecanismo de dovela dependerá considerablemente de la posición de una grieta relativa a los estribos adyacentes que podrían soportar una fuerza de dovela.

La tercer y última fuerza interna que interviene para contrarrestar la fuerza  $V$  transversal es la del agregado, a través de la trabazón que existe entre los mismos. El avance de las grietas inclinadas hacia la zona de compresión hace que se produzcan rotaciones considerables en la viga, lo cual significa que se ha acabado la capacidad de dovela por parte del acero a flexión. La formación de grietas de dovela y grietas diagonales secundarias cerca del refuerzo a flexión afectan la acción de trabazón del agregado, que en esta etapa transmite la magnitud de la carga. Es decir, a medida que las grietas diagonales se desplazan a la parte superior de la viga (fibra superior) y aumentan de espesor, la separación entre los agregados a través de la grieta es cada vez mayor, lo cual hace que haya menos fricción entre los agregados que están de uno y otro

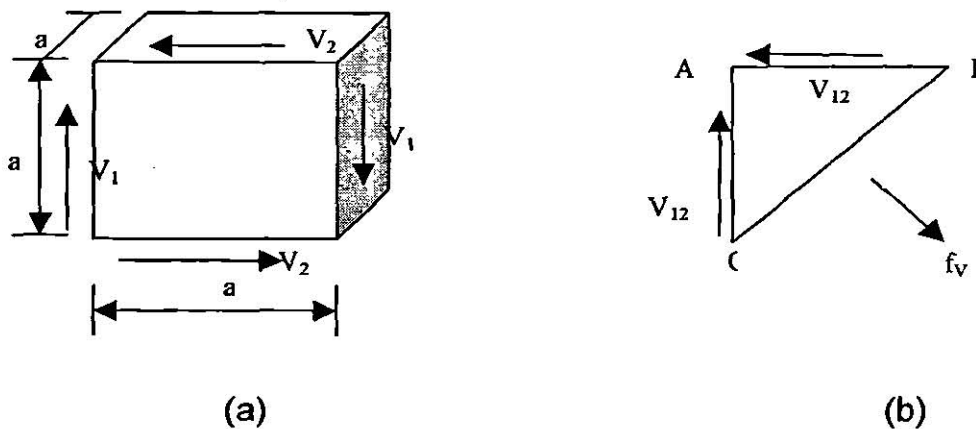
lado de la grieta por lo que la resistencia a la fuerza cortante por parte de la trabazón del agregado va en decremento.

Después de la falla de los mecanismos de la trabazón del agregado y del de dovela, generalmente la zona de compresión no puede transmitir el cortante incrementado, además de la fuerza de compresión resultante de la flexión, por lo que falla la viga.

### 1.1.5. Forma en la que actúan los esfuerzos de cortante.

Después de que hemos visto como actúan las fuerzas internas y externas en la falla a cortante por tensión diagonal, es necesario saber como actúan los esfuerzos de cortante dentro de una viga de concreto.

Una fuerza cortante es el resultado de todas las fuerzas verticales que actúan en una viga en una sección considerada; esta fuerza, dentro de un elemento (ver figura 3.a), genera esfuerzos verticales  $v_1$  y esfuerzos cortantes horizontales  $v_2$  los cuales son iguales  $v_1 = v_2 = v_{12}$  ya que si no fuera así, el elemento rotaría, lo cual indicaría que no existiría el equilibrio estático.



**Figura 3** Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales  $v_1$  y horizontales  $v_2$  (a), la combinación de ambos producen esfuerzos de tensión diagonal  $f_v$  (b).

Si cortamos el cubo a la mitad (figura 3.b) en diagonal; veremos que las componentes diagonales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales se combinarán para producir un esfuerzo de compresión diagonal en toda la

sección a través de una diagonal, y un esfuerzo de tensión diagonal  $f_v$  perpendicular a la misma diagonal. Entonces, se dice que el concreto puede resistir la compresión diagonal con cierta facilidad pero cuando los esfuerzos de tensión diagonal son demasiado grandes se producirá una grieta por tensión diagonal.

La teoría de la distribución de esfuerzos cortantes puede ser correcta hasta que el concreto forme grietas de tensión diagonal; aunque, debido a la baja resistencia del concreto a la tensión esto cubre solo una pequeña parte de las estructuras de concreto reales.

Por lo tanto, las grietas de tensión diagonal tienden a ser perpendiculares a las trayectorias de los esfuerzos de tensión (ver figura 1) para una viga cargada uniformemente. En una viga de concreto reforzado las trayectorias de esfuerzos máximos de tensión serán muy semejantes hasta que las grietas se abran, produciendo por lo regular grietas verticales debidas al momento en la mitad inferior de la viga.

#### 1.1.6. Refuerzo tradicional en el alma (estribos verticales, diagonales y barras inclinadas).

Siempre que a toda estructura se le aplique carga, ésta no debe fallar súbitamente y de manera frágil, la cual es una característica de muchas fallas a cortante; en lugar de esto, deben mostrar la suficiente ductilidad y avisar en caso de colapso, por eso es que se señala la importancia de usar refuerzo en el alma de una viga, para aumentar su capacidad a resistir las fuerzas de cortante por tensión diagonal. Sabemos de antemano que el refuerzo en el alma de una viga desempeña funciones importantísimas después de la aparición de una grietas por tensión diagonal; ya que además de disminuir el crecimiento y desarrollo de las grietas diagonales, conserva una profundidad mayor para la zona de compresión lo que incrementa la capacidad en los claros de cortante de la viga para resistir fuerzas externas mayores. También cuando se usa el refuerzo transversal en forma de estribos, estos mejoran la capacidad por

adherencia del miembro, ya que tienden a evitar fallas por desprendimiento en el nivel del acero de refuerzo longitudinal. Por lo tanto, el refuerzo en el alma de una viga toma una porción importante de la fuerza cortante externa, y cuando el refuerzo actúa formando anillos cerrados, incrementa sustancialmente la capacidad de la zona de compresión debido al efecto de confinamiento (González Cuevas et al, 1994).

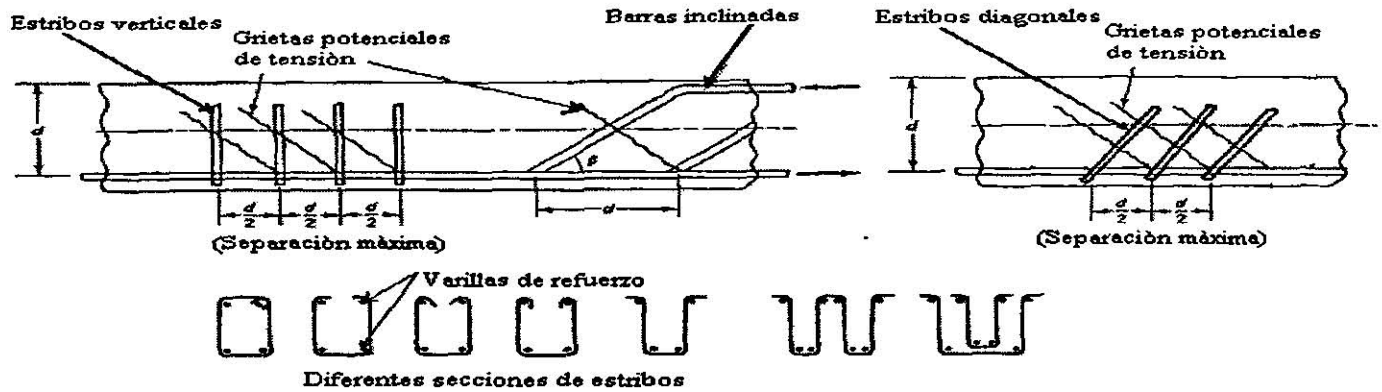
Por lo tanto, después de que se desarrollan las grietas diagonales, el refuerzo en el alma aumenta la resistencia a cortante de la viga en cuatro maneras diferentes:

1. Las barras que atraviesan la grieta particular resisten parte de la fuerza cortante.
2. La presencia de estas mismas barras restringe el crecimiento de estas grietas diagonales y reduce su penetración dentro de la zona de compresión. Por lo tanto, hay mayor cantidad de concreto no fisurado en la cabeza de la grieta para resistir la acción combinada del cortante y de la compresión.
3. Los estribos también contrarrestan el ancho de las grietas de manera que las dos caras de la grieta permanecen en estrecho contacto.
4. Los estribos están distribuidos de manera que amarren el refuerzo longitudinal del cuerpo principal de concreto. Esto provee alguna medida de restricción contra el agrietamiento del concreto a lo largo del refuerzo longitudinal y aumenta la parte de fuerza cortante resistida por la acción de dovela antes mencionada (Nilson, 1999).

Es necesario considerar las siguientes hipótesis: la zona comprimida del elemento toma solo esfuerzos normales de compresión, el refuerzo longitudinal de flexión toma solo esfuerzos normales de tensión, todas las tensiones diagonales son resistidas por el refuerzo diagonal después de la aparición de grietas y, las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal a flexión hasta el centroide de la zona de compresión. También es conveniente mencionar que dentro del alma, el refuerzo puede ser de distintos tipos. En algunos casos, se aprovecha el acero longitudinal (varillas dobladas),

doblándolo en zonas donde no sea requerido para tomar esfuerzos longitudinales (de tensión), de manera que atravesase las regiones donde puedan aparecer grietas por tensión diagonal. Aunque en la mayor parte de los casos, el refuerzo en el alma consta principalmente de estribos verticales, de los cuales cada estribo que atraviesa ejerce una fuerza  $A_v f_y$  en la porción dada de la viga; además se sabe que un estribo intercepta grietas típicas de tensión diagonal aproximadamente a  $45^\circ$  donde se supone que el estribo soporta la componente vertical de los esfuerzos de tensión diagonal que originalmente trabajaban a través de la grieta en la longitud horizontal.

Es común en otros casos, el uso de estribos inclinados donde las grietas están atravesadas por barras inclinadas y espaciados horizontalmente entre sí a una distancia conveniente. El acomodo de estos estribos permite alinearse más estrechamente con los esfuerzos de tensión principal de la viga. También contribuyen a soportar esta tensión en todas las etapas de carga y retardan sustancialmente la formación de las grietas por tensión diagonal. Por consiguiente, el cálculo del acero de refuerzo en el alma debe ser el adecuado y que éste se encuentre espaciado satisfactoriamente de manera que cualquier grieta diagonal posible que aparezca, esté atravesada al menos por un estribo o una barra inclinada. De otra manera, el refuerzo en el alma no contribuiría a la resistencia a cortante de la viga, puesto que las grietas diagonales que pudieran formarse entre dicho refuerzo, ampliamente espaciado, produciría la falla de la viga con la misma carga que produce la falla cuando no está presente el refuerzo en el alma; en dado caso, la falla sería súbita. Cuando los estribos estén espaciados adecuadamente la falla será inminente cuando éstos empiecen a fluir, pero esta fluencia nos provoca un ensanchamiento en las grietas con la consecuente reducción de los efectos benéficos de restricción descritos anteriormente en los puntos 2 y 4 de ésta sección, donde se menciona los beneficios del refuerzo en el alma para contrarrestar las fuerzas cortantes.



**Figura 4.** Tipos de refuerzo en el alma (estribos verticales, barras inclinadas y estribos inclinados).

#### 1.1.7. Las fibras de acero como una opción de refuerzo a cortante.

El concreto reforzado con fibra es un material novedoso que está siendo desarrollado de forma acelerada gracias a la utilización de nuevas fibras, y técnicas adecuadas de aplicación del concreto.

Como su nombre lo dice, éstas son fibras de acero de diferentes geometrías, tanto en el sentido longitudinal como en su sección transversal, de alta resistencia a la tensión fabricadas a partir de alambres de acero conformados en frío, que en conjunto debido a su forma ondulada aseguran un funcionamiento óptimo de anclaje en la matriz de concreto. Cuando las fibras de acero se agregan al concreto tradicional, se logra una matriz con fibras dispersas en forma aleatoria, pero de distribución uniforme, que manteniendo el carácter homogéneo e isótropo del material base, mejoran sus características mecánicas (resistencia a la tensión y compresión). Las características físicas y mecánicas de la fibra metálica, anclaje, resistencia a la tensión, dosificación y lo que la norma ASTM A 820 define como relación de aspecto (longitud dividida entre diámetro equivalente), desempeñan un papel muy importante en los resultados de las pruebas (ASTM A-820).

En la norma ASTM A 820 se clasifican los distintos tipos de fibra metálica que hay disponibles en el mercado mundial. Dicha norma define los tipos de fibra metálica de acuerdo con su procedencia: Tipo I Alambre rolado en frío;



Tipo II Lámina de acero; Tipo III Extracción de fundición; Tipo IV Otros. Mientras que la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles ha clasificado a las fibras de acero basándose en la forma de su sección transversal y establecen que existen fibras de *sección cuadrada*, *circular* y *sección variable (media luna)*.

La composición de las fibras de acero generalmente incluye carbón (o bajo contenido de carbón, algunas veces incluye otros componentes) o solamente acero, debido a que el acero es una aleación de carbón y fierro. En si, según la aplicación que se quiera dar se requerirá de diferentes composiciones en la fibra.

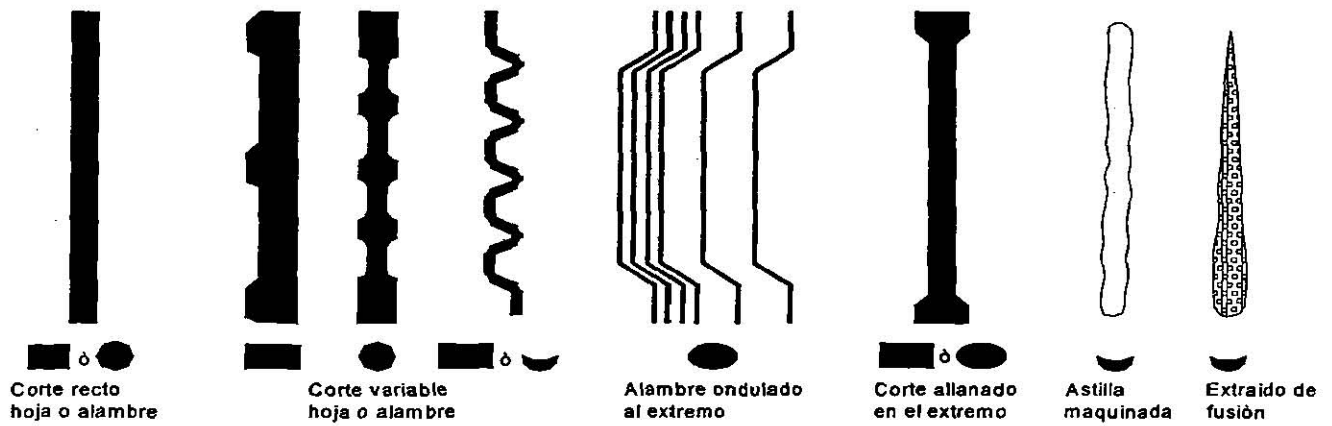


Figura 5. Distintas geometrías en las fibras de acero

Actualmente existen fibras de diferentes materiales, y la selección de una de ellas depende del tipo de construcción que se vaya a realizar. Por mencionar algunas, existen fibras poliméricas (a base de polipropileno), fibras de vidrio, de carbono, orgánicas, metálicas, etc. Esta última es de nuestro interés para esta investigación.

Es necesario mencionar, que las fibras de acero han adquirido diferentes aplicaciones, ya que es utilizada en la construcción de pisos industriales y pavimentos, en pistas de aeropuertos, en concreto lanzado en túneles y minería, en taludes y protección de pendientes, etc. Aunque la principal aplicación que pretendemos darle en esta investigación es el de reforzar al concreto con fibras de acero para estudiar su influencia en la resistencia de

fuerzas cortantes ocasionadas por la tensión diagonal en vigas y de esta manera proponer recomendaciones al respecto.

Por lo tanto, diversos estudios han demostrado la efectividad de las fibras de acero como refuerzo para contrarrestar el efecto de cortante en el concreto estructural. Batson y Jenkins (Batson et al, 1972) remplazaron los estribos verticales en vigas de refuerzo convencional y sometidas a cargas de flexión por fibras de acero en varias formas, tamaños y cantidades de volumen; y concluyeron que las fibras de acero tenían algunas ventajas sobre los estribos verticales o varillas de acero a flexión dobladas. Las fibras fueron distribuidas aleatoriamente de manera uniforme en toda la matriz de concreto; además, la resistencia a la tensión de la primera grieta y la resistencia última de tensión fueron incrementadas por las fibras de acero. Por otra parte, Swamy y Bahia probaron vigas T y rectangulares con fibras de acero onduladas de 50 mm de longitud y cantidades de volumen hasta del 1.2 % y encontraron que la presencia de las fibras de acero reducen las deformaciones por cortante en todas las etapas de carga y que este fenómeno es mas evidente conforme aumenta el volumen de fibra (Swamy et al, 1985).

- Otros investigadores como Li Ward y Hazma (Ward et al, 1989) probaron vigas sin estribos de cortante y con fibras de acero hasta un 2 % respecto al volumen del concreto y encontraron que mientras las vigas sin refuerzo con fibras fallaron formando grietas de tensión diagonal, aquellas reforzadas con fibras arrojaron resultados incrementando la resistencia última al corte hasta un 183 %, previniendo así la falla a cortante y permitiendo que las vigas fallen a flexión. También encontraron que las fibras reducen el tamaño de las grietas hasta cinco veces menos en comparación con las vigas reforzadas con estribos; es así como indicaron una distribución más uniforme de esfuerzos en vigas hechas de concreto fibroreforzado. Aunado a esto, todavía no esta estandarizado el método de prueba en el ASTM para medir las propiedades materiales del concreto reforzado con fibras para resistir fuerzas cortantes. Incluso se ignora el más avanzado y reciente método de diseño para la contribución del refuerzo con fibras para resistir el cortante. En consecuencia,

los métodos de diseño, no permiten reducir o eliminar los estribos o anillos para reforzar vigas o losas, aunque estos son usados solamente para proporcionar propiedades al elemento que podrían ser fácilmente obtenidas al usar fibras de acero como refuerzo a cortante.

En México, el uso de fibras de acero cada vez es más cotidiano, debido a que se ha observado en investigaciones que las fibras de acero incrementan el comportamiento dúctil de un elemento de concreto; ésta absorción de energía prácticamente ofrece una mayor capacidad de carga por lo que podría disminuirse el peralte o ancho de una viga según permitan los reglamentos del ACI-318, también ya se mencionó que las fibras de acero aportan resistencia al cortante por lo que podrían disminuir tanto el patrón de grietas como el ancho de las mismas. Por consiguiente, es claro que las fibras de acero tienen amplios beneficios al ser agregadas al concreto convencional, por lo que al mezclar fibras de acero en el concreto convencional y además refuerzo en el alma (estribos), podrían obtenerse buenos resultados que contribuyan a resistir las fuerzas cortantes que se presentan en un elemento estructural.

Queda por comprobar si las fibras de acero junto con los estribos verticales al ser agregados a la masa de concreto, funcionan eficazmente para contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal, y de esta manera presentar su aplicación benéfica en la construcción, y mencionar algunas recomendaciones a cerca de los porcentajes óptimos de fibra que permitan controlar el ancho y cantidad de grietas diagonales, así como las deflexiones en el elemento.

## **1.2 Planteamiento del problema.**

Debido a las grandes fallas que se han presentado en las estructuras de concreto por consecuencia de cargas excesivas o malos criterios de diseño, se han suscitado en estos últimos años desastres que representan pérdidas humanas y económicas considerables.

Una de las fallas que representan un mayor riesgo en estructuras de concreto, son las de cortante, originadas por la tensión diagonal, que se presentan comúnmente en vigas. La característica principal de este tipo de fallas es que se presentan en forma muy frágil, es decir; no dan aviso alguno de cuando se va a presentar la falla.

Por tal motivo, es conveniente buscar una nueva alternativa de solución al problema, que permita ofrecer un mejor comportamiento a las estructuras sometidas a cortante por tensión diagonal.

La presente investigación pretende dar una alternativa de solución para contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal en vigas sometidas a cargas concentradas en los tercios del claro. Por lo tanto, se fabricarán 16 vigas de concreto reforzado, en las cuales se adicionará refuerzo convencional en el alma (estribos) y fibras de acero en diferentes porcentajes respecto al volumen de concreto. De las 16 vigas, 8 serán de un concreto con resistencia a la compresión de diseño de  $200 \text{ kg/cm}^2$  ( $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ) y las otras 8 con un concreto de un  $f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ ; en ambas etapas se adicionarán fibras en cantidades de 0.5%, 1.0% y 1.5 % y el control (sin fibras). Para fabricar estas vigas, se realizarán mezclas de prueba para seleccionar la adecuada para cada tipo de resistencia del concreto, también se usará la granulometría especificada en la norma ASTM C 33 en agregado fino y grueso para tener una uniformidad y distribución adecuada de tamaños de agregados que nos permitan obtener mezclas con acomodos de partículas favorables y así lograr que las revolturas de concreto presenten revenimientos entre 12 y 18 cm que proporcionen una adecuada trabajabilidad al agregar las fibras.

Luego de fabricar y ensayar las vigas, se analizarán e interpretarán los resultados obtenidos en los ensayos con el propósito de conocer y comparar los mecanismos de falla a cortante por tensión diagonal en las diferentes resistencias del concreto, así como observar la capacidad de carga que soportan, la cantidad y ancho de grietas que presentan cada una de las vigas, así como comparar el tamaño de la flecha que presenten las vigas tanto de una sola resistencia como de las diferentes resistencias de concreto que

manejaremos. Posteriormente se darán recomendaciones y posibles aplicaciones del concreto reforzado con fibras y acero en el alma.

### 1.3 Justificación.

Las fibras usadas como refuerzo en el concreto han sido estudiadas para darles una aplicación en la construcción y mejorar las capacidades mecánicas de los elementos estructurales de concreto reforzado, su principal aportación es la tenacidad, que representa la capacidad de absorber energía sin llegar al colapso. En la presente investigación se estudiara el comportamiento de vigas de concreto reforzadas con fibras de acero y refuerzo en el alma sujetas a cargas estáticas que produzcan altos esfuerzos de corte por tensión diagonal. Cabe señalar, que el comportamiento a flexión no será considerado ya que el acero de refuerzo convencional es adecuado para resistir estos esfuerzos siendo que las fibras de acero no mejoran sustancialmente la resistencia a la flexión de un elemento.

Las fibras metálicas podrían ofrecer muchos beneficios al concreto, algunos de los cuales podrían ser los siguientes:

- Incrementar el comportamiento dúctil del concreto, que le daría capacidad de distribuir esfuerzos en toda la masa. Por lo tanto, le ofrecería al concreto una mayor capacidad de carga.
- Disminuir el ancho y número de grietas tanto de cortante como de flexión, esto debido a la forma ondulada que presentan las fibras, lo que haría que el concreto se adhiriera mejor a las fibras.
- Disminuir el tamaño de la flecha de toda la viga, debido a que las fibras podrían proporcionar más tenacidad al elemento; por consiguiente, éste absorberá más energía y se deformara menos.
- Aumentar la resistencia al cortante, esto se lograría satisfactoriamente ya que la distribución en forma aleatoria de las fibras en el concreto, podrían contrarrestar los esfuerzos de tensión

diagonal y que junto con los estribos como refuerzo en el alma darían al elemento la capacidad para soportar grandes cargas.

- Aumentar la resistencia a la fatiga, que se logrará debido a una mejor distribución de esfuerzos en la masa de concreto al incorporar fibras de acero.
- Mayor resistencia al impacto; esto es muy posible que suceda debido a que las fibras de acero son el único elemento de refuerzo que brindan al concreto un incremento en la resistencia al impacto.

#### **1.4 Objetivos.**

- Producir un concreto, a partir de cemento portland, agregados fino y grueso con fibras de acero, que posea las propiedades mecánicas adecuadas para contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal.
- Conocer el comportamiento del cortante en vigas de concreto reforzado con fibras de acero al agrietarse por esfuerzos de tensión diagonal.
- Evaluar las diferentes dosificaciones de fibra y seleccionar aquella que mejore la ductilidad del concreto y que pueda controlar el ancho de las grietas diagonales, así como las deflexiones al centro del claro de las vigas.
- Presentar su aplicación en vigas y elementos que trabajen a flexión y cortante dentro del área de la construcción del concreto fibroreforzado.

#### **1.5 Metas.**

- Comparar la resistencia última a cortante por tensión diagonal en los concretos fibroreforzados con los reforzados tradicionalmente.

- Comparar el efecto de las fibras en los esfuerzos del acero de refuerzo del alma, y su influencia en los esfuerzos en el acero longitudinal.

## **1.6 Hipótesis.**

La adición de fibras al concreto mejorará la resistencia última al cortante por tensión diagonal, al presentarse cargas externas que produzcan altos niveles de esfuerzos cortantes.

Además, se mejorará la ductilidad del elemento debido a la adición de fibras produciendo un múltiple agrietamiento en la matriz.

---

## *Capítulo 2*

---

# MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN



## **CAPÍTULO 2**

### **2. MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN**

Debido a los grandes desarrollos tecnológicos de la ingeniería civil, cada vez surgen nuevos materiales de construcción con mejores cualidades ingenieriles y que compiten con los existentes. Sin embargo, algunos materiales debido a su amplia gama de aplicaciones y a su buen desempeño, no es posible sustituirlos; pero eso no implica que no puedan combinarse con otros nuevos para poder aplicarlos en conjunto y que de esa manera el nuevo material compuesto pueda solucionar un problema estructural. Por tal motivo, surge la necesidad de realizar investigación que nos permita conocer el comportamiento mecánico de los elementos estructurales de concreto reforzado (vigas) que al agregarles fibras de acero trabajando en conjunto con el refuerzo en el alma (estribos) nos ayude a entender el comportamiento de este tipo de material compuesto. Por lo tanto, al someter al elemento bajo cargas estáticas que produzcan altos esfuerzos de cortante, podremos observar el comportamiento mecánico del elemento, así como evaluar la manera en que trabajan las fibras de acero en conjunto con los estribos en el sistema cementante.

#### **2.1. Diseño de mezclas de concreto.**

El diseño de mezclas de concreto es el proceso de selección de los componentes adecuados del concreto, determinando sus cantidades relativas con el propósito de producir un concreto de buena calidad, con ciertas propiedades mínimas, conveniente trabajabilidad, resistencia y durabilidad.

Los métodos actuales de diseño de mezclas consideran valores límite respecto de un rango de propiedades que deben cumplirse, según recomendaciones del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), usualmente son:

- La relación agua/cemento.
- El contenido mínimo de cemento.
- La resistencia a la compresión mínima.
- El tamaño máximo del agregado.
- La trabajabilidad mínima, el módulo de finura de la arena.
- La granulometría de los agregados y
- El contenido de aire.

Debido a la gran variabilidad de las propiedades de los materiales que componen el concreto, se puede considerar al diseño de mezclas como un arte, esto es particularmente cierto cuando se trata de evaluar cualitativa y cuantitativamente las propiedades de la grava y la arena, y no debe de sorprender entonces que conviene verificar las proporciones calculadas haciendo mezclas de prueba, y si es necesario, efectuar ajustes hasta obtener la mezcla con las características deseadas.

Dentro de la investigación, se manejaron dos tipos de resistencias especificadas de diseño a la compresión del concreto ( $f'_c$ ), la primera con una resistencia  $f'_c=380 \text{ kg/cm}^2$  y la segunda con un  $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ ; por lo tanto, fué requerido el diseño de dos mezclas de concreto.

Los materiales utilizados en esta investigación fueron: Cemento Pórtland tipo CPC 30R, agregados de caliza propios del Estado de Nuevo León, México y agua potable. Como acero de refuerzo, varillas No. 5 (5/8"),  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , alambroón de 0.635 cm de diámetro,  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (Según especificaciones del fabricante) y fibras de acero de 2.5 cm de longitud, del tipo "Deformed Slit Sheet" según el ASTM A 820.

Para el diseño de estas mezclas, se utilizó el método descrito por el comité ACI-211-81 el cual considera las prácticas estándar para el proporcionamiento y

considera los criterios experimentales y datos estadísticos de distintas mezclas de prueba de concreto.

Para diseñar el concreto de un  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  se realizaron tres mezclas de tanteo con diferentes relaciones agua/cemento (A/C) con el objetivo de definir la relación A/C que nos proporcionara el  $f'c$  requerido, el motivo por el cual se realizaron es con el propósito de obtener diferentes resultados que nos permitan seleccionar el proporcionamiento que mejor se aproxime a la resistencia de  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 1 Proporciones de materiales utilizadas en el diseño de mezclas para un  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  (en  $\text{kg/m}^3$ )**

MATERIAL	A/C=0.55	A/C=0.60	A/C=0.65
AGUA*	183.5	183.5	183.5
CEMENTO	333.8	305.8	282.3
AG. FINO	688.6	652.3	705.0
AG. GRUESO	1136.4	1148.8	1163.5
AIRE ATRAPADO	2.50%	2.50%	2.50%

\*Incluye agua de absorción de los agregados

Para diseñar el concreto de un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  se realizaron cinco mezclas de tanteo con diferentes relaciones A/C con el objetivo de definir la relación A/C que nos proporcionara el  $f'c$  requerido, el motivo por el cual se realizaron es con el propósito de obtener diferentes resultados que nos permitan seleccionar el proporcionamiento que mejor se aproxime a la resistencia de  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Tabla 2 Proporciones de materiales utilizadas en el diseño de mezclas para un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  (en  $\text{kg/m}^3$ )**

MATERIAL	A/C=0.65	A/C=0.70	A/C=0.75	A/C=0.80	A/C=0.85
AGUA*	183.5	176.4	176.4	180.5	192.7
CEMENTO	282.3	252.7	235.2	225.6	226.7
AG. FINO	705.0	819.4	825.7	884.6	968.1
AG. GRUESO	1163.5	1091.0	1099.4	1036.9	919.1
AIRE ATRAPADO	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%	2.50%

\*Incluye agua de absorción de los agregados

Para verificar la resistencia y la consistencia requerida en cada diseño, se realizaron las mezclas definitivas con las cuales se fabricarán cilindros de concreto de 10.16 cm (4") de diámetro por 20.32 cm (8") de altura fabricados según ASTM C-192, para ser ensayados a edades de 7, 14 y 28 días según recomendaciones del ACI-318-02 y en base al método de ensaye del ASTM C-39-99; cabe señalar que la prueba de consistencia se realizó con el método del cono de revenimiento basándose en el método de ensaye del ASTM C-143-00.

### 2.1.1 Análisis granulométrico de agregados

Los agregados constituyen alrededor del 75% en volumen de una mezcla típica de concreto. El término agregados comprende las arenas, gravas naturales y la piedra triturada utilizada para preparar morteros y concretos. El agregado utilizado fue caliza triturada que se encuentra en la región de Nuevo León, México.

La distribución de los tamaños de las partículas de un agregado se determinó por análisis de tamices de acuerdo a la norma ASTM C-136-84 y es conocido como análisis granulométrico. La distribución de las partículas del agregado se determina por medio de tamices de malla de alambre con aberturas cuadradas.

Para poder definir el tamaño máximo del agregado a utilizar, se debe considerar el tamaño y forma del elemento de concreto por colar, así como la cantidad y distribución del acero de refuerzo. Por lo común, el tamaño máximo del agregado grueso no debe ser mayor que:

1. Un quinto de la dimensión más pequeña del miembro de concreto.
2. Tres cuartos del espaciamiento libre entre barras de refuerzo.
3. Un tercio del peralte de las losas.

En las tablas 3 y 4, se presentan los análisis de las granulometrías basados en las normas ASTM C-136 y C-33 mencionadas anteriormente; así mismo, en la figura 20 se muestran los porcentajes que pasan las mallas y los límites que establece el ASTM C-33-99.

Para nuestra investigación utilizamos una distribución de agregados que cumpliera con las especificaciones antes mencionadas y con las proporciones intermedias de los límites superiores e inferiores de ASTM C-33.

**Tabla 3 Selección granulométrica del agregado fino**

MALLA No.	SELECCIÓN DEL % QUE PASA	% RETENIDO INDIVIDUAL	ESPECIFICACIÓN ASTM C 33	
3/8"	100.0	0.0	100	100
# 4	97.5	2.5	95	100
# 8	90.0	7.5	80	100
16	67.5	22.5	50	85
30	42.5	25.0	25	60
50	17.5	25.0	10	30
100	5.0	12.5	2	10
P100	0.0	5.0	-	-

**Tabla 4 Selección granulométrica del agregado grueso**

MALLA No.	SELECCIÓN DEL % QUE PASA	% RETENIDO INDIVIDUAL	ESPECIFICACIÓN ASTM C 33	
3/4"	100.0	0.0	100	100
1/2"	95.0	5.0	90	100
3/8"	55.0	40.0	40	70
# 4	7.5	47.5	0	15
# 8	2.5	5.0	0	5
P8	0.0	2.5	-	-

### 2.1.2 Optimización de mezclas de concreto

El objetivo primordial de las mezclas de prueba es el obtener proporcionamientos que cumplan con las resistencias especificadas de  $f'c=380$  kg/cm<sup>2</sup> y  $f'c=200$  kg/cm<sup>2</sup> así como un revenimiento que oscile entre los 12 y 14 cm; esto es requerido para que exista una trabajabilidad adecuada del concreto y es función de los tipos de elementos por colar.

En cada uno de los proporcionamientos, se tomaron en cuentas las siguientes consideraciones:

1. Obtener una relación Agua/Cemento que nos permita llegar a la resistencia deseable para la investigación.
2. Tener un revenimiento conveniente para la fácil colocación y adecuada moldeabilidad del concreto fresco, lo cual nos llevaría a obtener un concreto de una consistencia moderada y una trabajabilidad satisfactoria.
3. Llegar a un proporcionamiento que nos demande la menor cantidad posible de consumo de cemento.

Para obtener un concreto de un  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$ , se procedió a realizar las pruebas de mezcla considerando una cantidad de 20 litros de concreto.

**Tabla 5 Resumen de proporcionamientos de mezclas de prueba  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  (kg/20 L)**

REL. A/C	A/C=0.55	A/C=0.60	A/C=0.65
AGUA	3.67	3.67	3.67
CEMENTO	6.67	6.11	5.64
AG. FINO	13.77	13.04	14.10
AG. GRUESO	22.72	22.97	23.27
% AIRE ATRAPADO	2.5%	2.5%	2.5%

Como se puede observar en la Tabla 5, se muestran los proporcionamientos preliminares para 20 L de concreto, en los cuales se varían las relaciones A/C. Una vez teniendo estos proporcionamientos, se realizaron de las mezclas de 20 L de concreto para cada relación A/C; a cada mezcla de concreto se reviso su trabajabilidad y se le determinó su consistencia final con la prueba de revenimiento descrito en ASTM C-143-00, posteriormente de cada una de las mezclas se fabricaron 9 cilindros de 10.16 cm de diámetro y 20.32 cm de altura siguiendo la norma ASTM C-192-81 los cuales se ensayaron a 7, 14 y 28 días (3 cilindros a cada edad) según especifica el ACI-318-02 y con esto obtener la resistencia a compresión del concreto mediante el método de ensaye del ASTM C-39-86.

La trabajabilidad se considera como una propiedad del concreto que determina su capacidad de colocación y compactación apropiada, permitiendo su acabado sin segregación ni sangrado nocivos, así como moldeabilidad y adherencia. La consistencia forma parte de la trabajabilidad y se define como la capacidad de colocación de la mezcla de concreto, en la que se involucran propiedades de cohesión y viscosidad, se mide en términos de revenimiento (cuanto mayor sea el revenimiento más trabajable es una mezcla. En el método del ACI-318-02 el revenimiento es un requerimiento que sirve de base para diseñar las mezclas de concreto, mientras que en el método de mínimo contenido de vacíos es una referencia para mejorar la mezcla de prueba en caso de que el revenimiento haya sido diferente del especificado.

En la tabla 6 se presentan los revenimientos medidos para cada una de las mezclas.

Tabla 6 Revenimientos de las mezclas de prueba para un concreto de un  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$

RELACION A/C	0.55	0.60	0.65
REVENIMIENTO (cm)	12.00 (*)	12.50	13.00

(\*): Después de dos correcciones.- Cada corrección consistió en agregar 2 kg de agregado grueso y 1 kg de agregado fino con la distribución de tamaños mencionado anteriormente, además se considero el agua de absorción de los mismos.

Posterior a esto, se fabricaron 9 cilindros de 10.16 x 20.32 cm (4" x 8") para cada una de las mezclas con la finalidad de ser ensayados a compresión; cabe mencionar que en cada edad (7, 14 y 28 días) se ensayan 3 cilindros de cada mezcla de prueba según especifica el ACI-318-02 con el objetivo de tener una mayor confiabilidad en los resultados.

Una vez obtenido los resultados, tanto de resistencias a la compresión y revenimientos, se optó por seleccionar el proporcionamiento de relación  $A/C=0.55$ , debido a que éste se aproximó tanto a la resistencia especificada de  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  como al revenimiento de 12 cm. Por lo tanto, tendremos la ventaja de obtener un concreto trabajable; lo cual quiere decir, que una vez adicionadas las fibras de acero al concreto fresco se obtendrá un adecuado manejo que nos ayudara a realizar una fácil colocación del mismo y además de

que tampoco se tendrán complicaciones al momento de vibrar el concreto, por lo que permitirá haber un adecuado acomodo de partículas en todo el elemento y sin problemas de segregación.

Mientras tanto, para un concreto de un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  se cuenta con la siguiente información:

**Tabla 7 Resumen de proporcionamientos de mezclas de prueba  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  (kg/20 ft)**

REL A/C	A/C=0.65	A/C=0.70	A/C=0.75	A/C=0.80	A/C=0.85
<b>MATERIALES</b>					
AGUA	3.67	3.52	3.52	3.61	3.85
CEMENTO	5.64	5.05	4.70	4.51	4.53
AG. FINO	14.10	16.38	16.51	17.69	19.36
AG. GRUESO	23.27	21.82	21.98	20.73	18.38
% AIRE ATRAPADO	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%

**Tabla 8 Revenimientos de las mezclas de prueba para un concreto de un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$**

RELACIÓN A/C	A/C=0.65	A/C=0.70	A/C=0.75	A/C=0.80	A/C=0.85
REVENIMIENTO(cm)	16.50	17.00	12.50	16.50	12.50 (*)

(\*): Después de tres correcciones.- La primera consistió en agregar 300 mL de agua y 353 g de cemento, en la segunda se agrego 1 kg de Ag. fino y en la tercera se agrego 2 kg de Ag. fino, 300 mL de agua y 353 g de cemento, lo anterior para conservar fija la relación A/C.

También se fabricaron cilindros de 10.16 x 20.32 cm (4" x 8") para cada una de las mezclas. Una vez obtenido los resultados, tanto de resistencias a la compresión y revenimientos, se seleccionó el proporcionamiento de relación A/C=0.85, debido a que ésta fue la que mas se aproximó a la resistencia requerida de  $200 \text{ kg/cm}^2$ ; también el revenimiento de 12.5 cm esta dentro del rango para que el concreto fresco pueda ser trabajable y colocado adecuadamente una vez que se agreguen las fibras de acero, debido a que si se utiliza un revenimiento por debajo de 8-10 cm la mezcla se hace poco trabajable, y si se utiliza un revenimiento por arriba de 18 cm aprox. la mezcla se expone a presentar problemas de segregación y por lo tanto no existiría uniformidad en la distribución de los agregados .



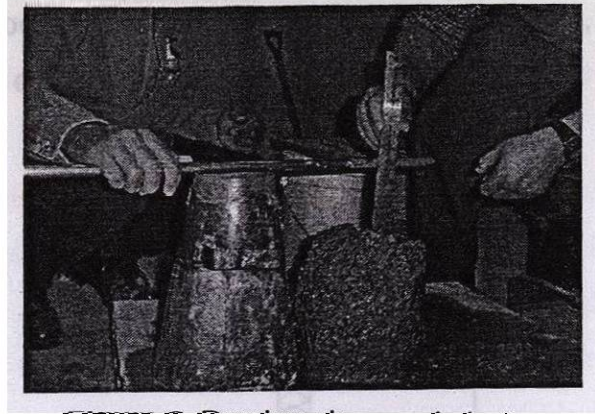


Figura 6. Pruebas de revenimiento.

## 2.2 Propiedades del acero de refuerzo

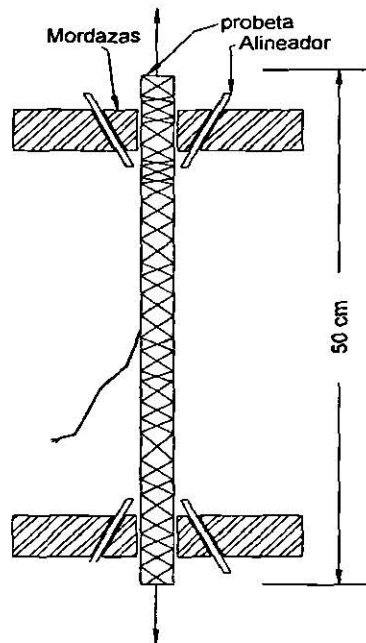
El refuerzo utilizado en las vigas de concreto es conocido como varillas de acero grado 42 de cara circular y disponible para aplicaciones dentro de la construcción en un amplio intervalo de diámetros desde del No. 2 hasta el No.18. Estas varillas vienen corrugadas con el propósito de aumentar la adherencia ó resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

Las dos propiedades físico-mecánicas principales de una varilla de refuerzo son su *esfuerzo a fluencia* ( $F_y$ ) (generalmente igual en tensión que en compresión) y su *módulo de elasticidad* ( $E_s$ ). Este ultimo es prácticamente el mismo para todos los aceros de refuerzo y equivale a  $E_s=2,038,700 \text{ kg/cm}^2$  ( $E_s=29 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$ ). Adicionalmente, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial de la curva, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado.

Para obtener el  $F_y$  del acero de refuerzo, fue necesario realizar ensayos de varillas a tensión en una maquina universal de 200 toneladas. Este ensaye se encuentra estandarizado por las normas ASTM 370 y ASTM A7-55 T.

Los especimenes ensayados fueron cortados a una longitud mínima de 50 cm para que permita una longitud de colocación de 20 cm. Las dimensiones de la probeta fueron determinadas con un micrómetro o vernier con aproximación de 0.05 mm.

La probeta se colocara en las mordazas (ver figura 7), ya sea lisas o tipo "V" dependiendo del tipo de espécimen (varilla No. 5 ó 2).

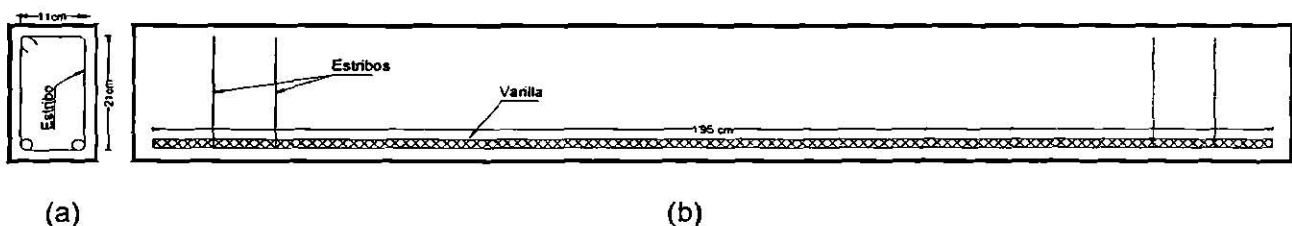


**Figura 7** Arreglo de probeta de varilla para su ensaye.

### 2.2.1 Instrumentación del acero de refuerzo

En esta etapa de la investigación se procedió primeramente a realizar el corte de 40 varillas del No.5 (5/8") de una longitud de 195 cm cada una, también se cortaron 192 tramos de 75 cm de alambren del No.2 (1/4") para formar los estribos.

Las varillas y el alambren se colocaron dentro de la viga de la siguiente manera:



**Figura 8** Colocación del acero de refuerzo transversal (a) y longitudinal (b)

Una vez hecho los cortes de las varillas y formado los estribos correspondientes; se continuo con la colocación de los medidores de

deformación conocidos como Strain Gages (SG) en 16 varillas y 64 estribos. Estos medidores de deformación quedaron colocados al centro de la longitud de la varilla y al centro de una de las ramas del estribo (ver figura 9) con la finalidad de obtener las deformaciones unitarias en los puntos requeridos.

Para cada viga se instrumentaron con deformímetros eléctricos cuatro estribos ubicados a la distancia crítica para cortante (dos en cada claro de cortante) y una en la varilla de acero longitudinal al centro del claro, (ver figura No. 13).

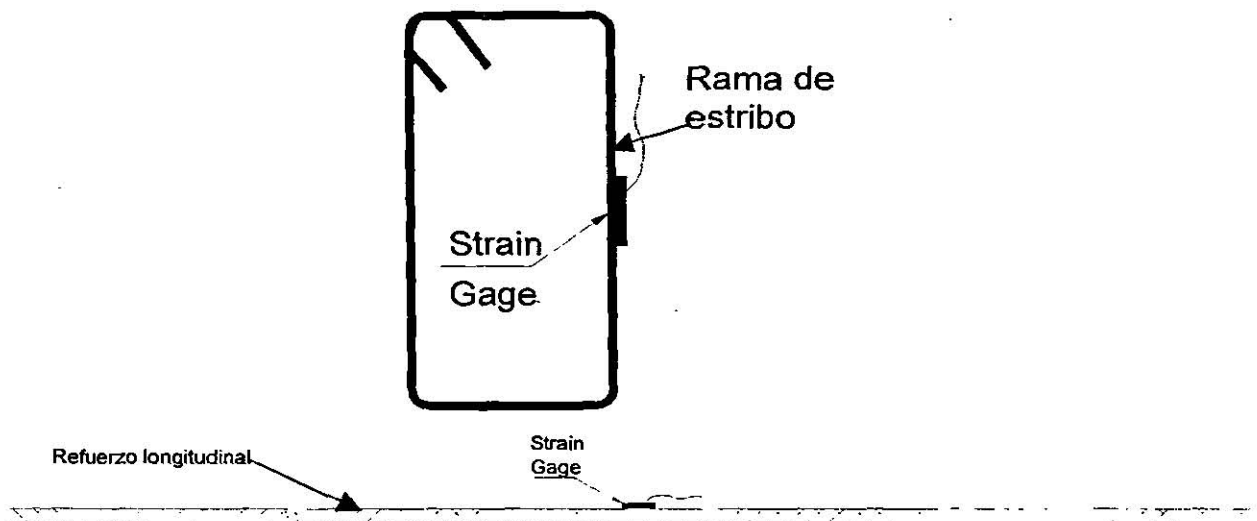


Figura 9 Colocación de medidores de Strain Gage.

Cabe mencionar que la colocación de SG no cuenta con un procedimiento estandarizado; por lo tanto, para poder colocar los SG en la superficie del acero, se recurrió a un procedimiento desarrollado en el Instituto de Ingeniería Civil de la UANL descrito a continuación:

### 2.2.2. Procedimiento de instrumentación

El propósito de colocar los SG en el acero de refuerzo, es que a través de ellos podemos conocer el estado de esfuerzos y deformaciones al someter el acero a una carga axial ya sea en tensión o compresión.

6. Se aplica el neutralizador (amoníaco diluido al 7.5% de H<sub>2</sub>O destilada) para neutralizar el ácido activo en la superficie de la varilla.
7. Con la acetona, se limpia una placa de vidrio con la finalidad de desengrasarla y posteriormente secar con una gasa o algodón.
8. Con unas pinzas especiales se toma el medidor de deformación (SG) tomándolo de la matriz sin tocar los hilos para evitar dañar el mismo, y se coloca en la superficie del vidrio.
9. Con las tijeras, se corta un par de terminales secundarias (uno en forma de "I" y otro en forma de "Y"), y se alinean adecuadamente al SG.
10. Utilizando cinta adhesiva de poco pegamento, se atrapa el SG junto con las terminales secundarias.
11. Se levanta la cinta que contiene al SG y se coloca sobre la superficie de la varilla, alineándola con respecto a su eje.
12. Se pega un extremo de la cinta, y se aplica sobre la superficie de trabajo una gota del pegamento que unirá al SG con la varilla, e inmediatamente después se pega toda la cinta que contiene adherido el SG.
13. Una vez hecho lo anterior, se coloca una banda de silicón seguida de una lámina circular de acero en media luna, y sobre éste se coloca una prensa con la finalidad de distribuir la presión uniformemente sobre el SG y de esta manera éste se adhiera adecuadamente.
14. Se deja reposar aproximadamente dos minutos para que se adhiera correctamente el SG. Cabe señalar que el pegamento debe adherir tanto al SG como a las terminales secundarias.
15. Una vez pasado los dos minutos, se retiran los aditamentos, quedando solo la cinta adhesiva que envuelve al SG. Esta es retirada con una sustancia conocida como Tolueno (rosin solvente) tratando de no dejar pegamento o barniz en la parte superficial del SG y de las terminales.
16. Posteriormente se conecta el SG mediante el uso de soldadura de estaño con las terminales.
17. De las terminales saldrán los cables que conectarán al puente de medición donde se registraran las medidas de deformación unitaria.

18. Con un bisturí, se les quita 1 cm de revestimiento en cada uno de los extremos de cada cable (para nuestro sistema de arreglo se señala que son tres cables, negro, amarillo y rojo debido a que se trata de un arreglo sencillo). El cable rojo debe quedar soldado a la terminal secundaria "I" y los cables negro y amarillo a la terminal "Y", esto se debe a que el cable rojo representa al cable positivo, el negro al negativo y el amarillo es la tierra.
19. Posteriormente se trenzan los alambres que conforman a cada cable, se corta una parte del alambre desforrado de tal manera que queden aproximadamente 2 mm. Del otro extremo deben quedar 3 cm aproximadamente de revestimiento.
20. Utilizando una unidad portátil para soldar (cautin), se realizo la soldadura con estaño entre los cables que van en las terminales secundarias, la soldadura se aplica a una temperatura de 430° C.
21. Después de que se han soldado los cables a las terminales secundarias del SG, se realiza el chequeo del arreglo con un probador de instalación; el cual se considera satisfactorio si proporciona un error menor del 1% en la medicion.
22. Posterior a esto, se coloca una capa de recubrimiento (liquido que protege a la parrilla del SG).
23. Se conectan los cables que vienen de las terminales del SG al puente de medición (Wheatstone) con el objetivo de verificar que se registren las lecturas de deformaciones unitarias; esta lectura no debe de presentar variaciones, si esto ocurre significa que los cables no están correctamente conectados o existe un falso contacto en alguna unión.
24. Una vez conectado los cables se debe ajustar el factor de medición que lo especifica el fabricante de los SG, para este tipo de SG el factor de medición (Gage Factor) es de 2.11.
25. Por lo tanto, si la lectura en el puente de medición se mantiene constante mientras la varilla no es sometida a algún tipo de esfuerzo, significa que la instrumentación del SG es correcta, en caso contrario se debe verificar

la falla, ya sea retirando completamente el SG o solo verificando los puntos de unión en los cables y terminales.

26. Posterior a esto, se coloca una capa de neopreno sobre el SG seguida de cinta metálica con resistol 500 (pegamento de alta adherencia) con la finalidad de proteger el arreglo contra posibles golpes y entradas de líquidos que pudieran dañar al SG.

27. Por último se procede a etiquetar la varilla para ser usada posteriormente y así evitar posibles confusiones en las mismas varillas.



(a)

(b)

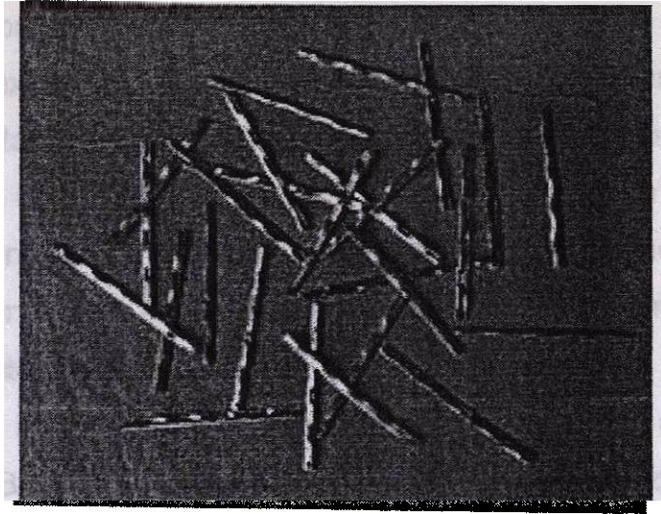
(c)

**Figura 10** Fabricación de estribos(a) e instrumentación de Strain Gages (b) y (c)

### 2.3 Descripción de las fibras de acero

Las fibras utilizadas en esta investigación son de un acero de bajo carbono y son del tipo "Deformed Slit Sheet" según el ASTM A 820 (ver figura No.11), laminado en frío, con una resistencia a la tensión de 3519 a 7038 kg/cm<sup>2</sup> (345 a 690 MPa), con la ductilidad suficiente para permitir dobleces de 180° sin romperse. Por cada 454 g de acero se obtienen 16,000 fibras planas de 2.54 cm por metro cúbico de concreto, según el fabricante.

Las dimensiones nominales de la fibra son de 0.25 x 1.2 x 25.00 mm y se fabrican con una tolerancia de 0.0508 mm.



**Figura 11** Fibras de acero utilizadas para reforzar la matriz de concreto.

## 2.4 Dimensionamiento de vigas

Las dimensiones de las vigas prismáticas de concreto reforzado fueron de 200x15x25 cm. Estas dimensiones son propuestas partiendo de las investigaciones realizadas por R. Park ya antes descritas; en la investigación de R. Park se concluye que al contar con claros relativamente grandes, las grietas que se presentan en las vigas tienden a ser más de flexión que de cortante por tensión diagonal, de ahí que se consideró experimentar con claros menores (200 cm) en esta investigación. En la investigación de R. Park se menciona que existen tres tipos de falla, una de las cuales indica que, cuando la relación peralte contra claro de cortante ( $a/d$ ) es menor que 2.5 (en esta investigación la relación  $a/d = 50/25=2$ ) se puede presentar una falla por aplastamiento o desgajamiento del concreto (es decir, una falla de acción de arco).

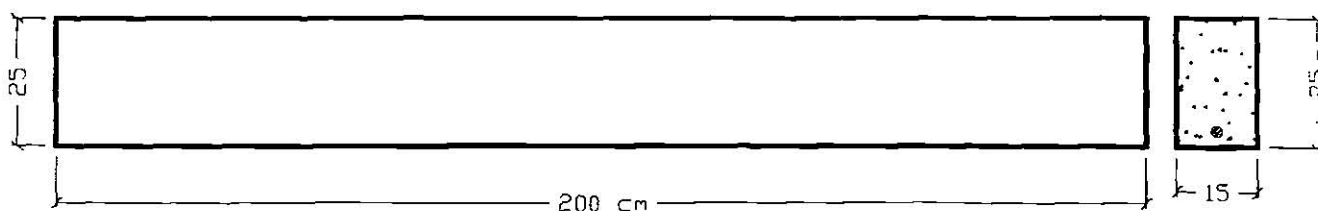
La resistencia disponible de la acción de arco depende principalmente de la presencia de los esfuerzos de compresión diagonal resultantes. Para una fuerza de acero y ancho de viga, la intensidad de los esfuerzos de compresión diagonal depende de la inclinación de la línea de empuje. La relación de claro de cortante al peralte ( $a/d$ ) es una medida de inclinación que también puede expresarse en términos del momento y el cortante ( $a/d = M/V$ ). (Park et al, 1990).

Por lo tanto, con las dimensiones antes descritas, se calculó la carga de aplicación (ver anexo), tal cálculo consiste en igualar la resistencia nominal al cortante con el cortante último, que es igual a la carga de aplicación teórica (P) a 50 cm del apoyo de la viga de ensaye. Por lo tanto, si la carga última (P) es igual al cortante nominal; entonces la carga de aplicación es igual a la resistencia a cortante del acero transversal de refuerzo más la resistencia a cortante del concreto simple.

Una vez que se ha calculado la carga de aplicación (P), se calcula mediante formulas del ACI-318-02 la cuantía de acero de refuerzo longitudinal para posteriormente calcular el número, diámetro y acomodo de las varillas de refuerzo.

Es necesario mencionar que dentro del acero de refuerzo, se encuentra instrumentado una varilla longitudinal y 4 estribos (dos estribos instrumentados en cada claro de cortante espaciados a 10 cm) con la finalidad de medir los esfuerzos de tensión en el acero. La separación de estribos se definió de acuerdo a lo establecido por el ACI-318-02, donde se indica que la separación máxima entre estribos no debe ser mayor de la mitad del peralte efectivo ( $0.5d$ ).

Cabe destacar que también influyeron las condiciones del lugar donde se realizaron las pruebas, tales como son el tamaño y la capacidad de los equipos de aplicación de carga (gatos hidráulicos, celdas de carga, etc.), la separación de las anclas de los apoyos (bancos de carga), dimensiones de los elementos que conforman el marco de carga, así como la nivelación de los equipos de aplicación de carga que intervienen dentro de los ensayos de las vigas.



**Figura 12** Detalle de dimensiones generales de las vigas (cm).



### 2.4.1 Identificación de especímenes de prueba.

La identificación de los especímenes de prueba (vigas), se realizó en base a dos etapas planeadas (Etapa A y Etapa B), la etapa A, la cual consiste en producir vigas de una resistencia en el concreto de 380 kg/cm<sup>2</sup> y la etapa B con un concreto de 200 kg/cm<sup>2</sup>. A continuación se presenta la designación y características de cada uno de los especímenes.

**Tabla 9 Designación y características de los especímenes de prueba.**

DESIGNACIÓN	RESISTENCIA DEL CONCRETO (kg/cm <sup>2</sup> )	SEPARACIÓN DE ESTRIBOS EN EL CLARO DE CORTANTE	% DE FIBRAS	ACERO DE REFUERZO	
				LONGITUDINAL	TRANSVERSAL
				DIÁMETRO Y CANTIDAD	DIÁMETRO Y CANTIDAD
A-CE-0.0-1	380	ESTRIBOS @ 10 cm	0.0	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-0.0-2	380	ESTRIBOS @ 10 cm	0.0	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-0.5-3	380	ESTRIBOS @ 10 cm	0.5	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-0.5-4	380	ESTRIBOS @ 10 cm	0.5	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-1.0-5	380	ESTRIBOS @ 10 cm	1.0	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-1.0-6	380	ESTRIBOS @ 10 cm	1.0	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-1.5-7	380	ESTRIBOS @ 10 cm	1.5	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
A-CE-1.5-8	380	ESTRIBOS @ 10 cm	1.5	2 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-0.0-17	200	ESTRIBOS @ 10 cm	0.0	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-0.0-18	200	ESTRIBOS @ 10 cm	0.0	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-0.5-19	200	ESTRIBOS @ 10 cm	0.5	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-0.5-20	200	ESTRIBOS @ 10 cm	0.5	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-1.0-21	200	ESTRIBOS @ 10 cm	1.0	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-1.0-22	200	ESTRIBOS @ 10 cm	1.0	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-1.5-23	200	ESTRIBOS @ 10 cm	1.5	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"
B-CE-1.5-24	200	ESTRIBOS @ 10 cm	1.5	3 vs. $\phi$ 5/8"	12 est. alambón $\phi$ 1/4"

Ejemplos de la designación:

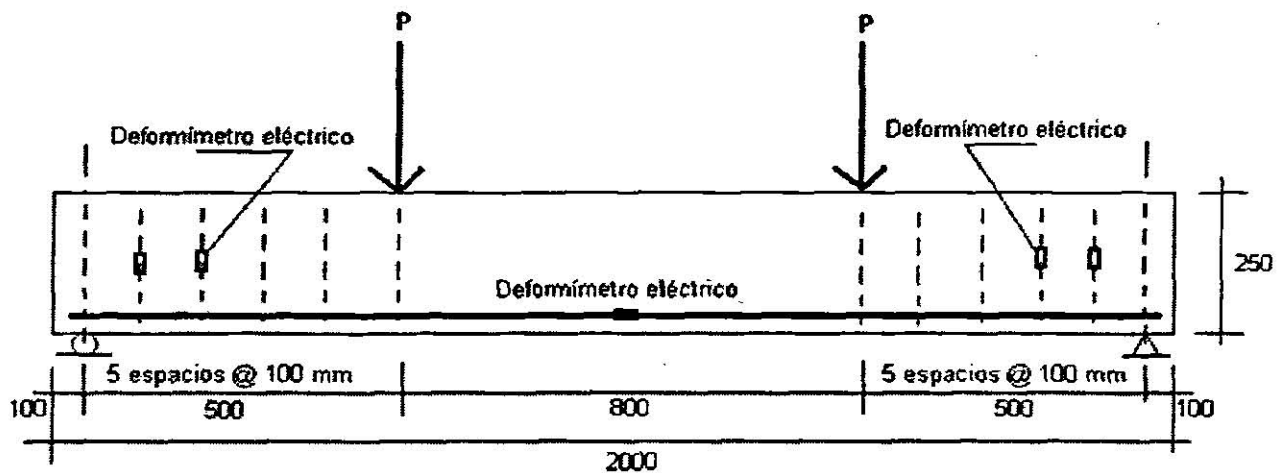
$\underline{A}$  -  $\underline{CE}$  -  $\underline{0.0}$  -  $\underline{1}$   
*Etapa*    *Con*    *%de fibras*    *No.de*  
                  *Estribos*    *respecto al*    *la viga*  
  *volumen*  
  *de la mezcla*

### 2.4.2 Sistema de carga

Todas las vigas fueron ensayadas al cumplir una edad de 28 días, aplicando dos cargas concentradas a 50 cm de los apoyos, lo anterior, basado en las

investigaciones de R. Park, realizadas para propiciar altas fuerzas cortantes en los extremos de las vigas.

El modo de falla de una viga se determina por la esbeltez de la misma; es decir, su relación claro de cortante/peralte. Park ha demostrado que cuando existe una relación *claro de cortante/peralte* alrededor 2.0 y 5.5 para cargas concentradas, la falla que se genera es de tensión diagonal debido a que la resistencia de la viga a la tensión diagonal es menor que su resistencia en flexión. (Park et al., 1990)



Acotaciones en mm

Figura 13 Arreglo del refuerzo y ubicación de deformímetros eléctricos en las vigas (mm)

Dado el sistema anterior, la carga se aplicó utilizando apoyos superiores colocados en los puntos de carga P y sobre ellos una viga de acero que distribuyera la carga concentrada proveniente del gato hidráulico con el cual se aplicó la carga, mismo que fué colocado al centro del marco de carga.

## 2.5 Determinación del acero de refuerzo longitudinal

Para poder tener el arreglo de la colocación de varillas, así como la cantidad, número y diámetro de las varillas, se procedió a encontrar la carga que se le aplicaría a las vigas. Para ello, se calculó la resistencia que aportan los estribos separados a la distancia máxima ( $d/2$ ) para resistir las fuerzas cortantes y la resistencia que aporta el concreto por si solo.

Igualando  $\Phi V_n = V_u$  se obtuvo la carga  $P$  teórica, esto debido al diagrama de cortantes que se obtiene con el arreglo de colocación de cargas; es decir, en todo el claro de cortante  $V_u = P$ . Por lo tanto,  $V_n = P/\Phi$ , entonces tenemos que  $P = (V_s + V_c) \Phi$ . Realizando los cálculos correspondientes descritos en el anexo de esta investigación, obtuvimos que:

- Etapa A ( $f_c = 380 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$P_{\text{Teórica}} = 16\,412 \text{ kg.}$$

- Etapa B ( $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$P_{\text{Teórica}} = 14\,470 \text{ kg.}$$

Una vez encontrado la carga teórica  $P$  y con el mismo arreglo de cargas se obtuvo el diagrama de momentos en donde el  $M_u = 50 \text{ cm} \times P$ ; realizando las operaciones correspondientes obtuvimos que para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión, debemos usar las siguientes cantidades de acero como refuerzo a flexión:

- Etapa A ( $f_c = 380 \text{ kg/cm}^2$ ):

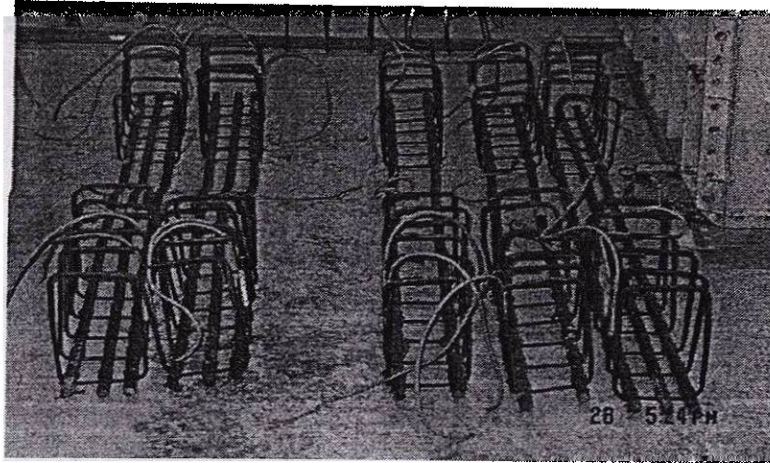
$$\text{Acero de refuerzo} = 2 \text{ varillas \#5 con un área de acero total} = 3.96 \text{ cm}^2$$

- Etapa B ( $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ):

$$\text{Acero de refuerzo} = 3 \text{ varillas \#5 con un área de acero total} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Con esta área de acero a flexión se revisó que el momento nominal ( $\Phi M_n$ ) sea mayor que el momento último ( $M_u$ ). Por lo tanto si  $M_n > M_u$  y además de que  $\frac{\Phi M_n}{M_u} > \frac{\Phi V_n}{V_u}$ , se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

Donde  $\Phi V_n$  el cortante nominal y  $V_u$  es el cortante último.



**Figura 14** Arreglo de colocación de varillas

## **2.6. Preparación de cimbras metálicas.**

La preparación de cimbras se realizó una vez que se tenían designadas las dimensiones de las vigas.

Las cimbras son metálicas, ajustables a diferentes claros variando en longitudes de un metro, peraltes hasta de 50 cm y anchos fijos de 15 cm. Para ajustar a las dimensiones requeridas, todos sus extremos se encuentran unidos a base de tornillos, lo que hace fácil y preciso obtener las dimensiones geométricas de las vigas de concreto.

El armado de las cimbras, primeramente consiste en limpiarlas totalmente, liberándolas de cualquier objeto o escombros que se encuentre en la cimbra y que pueda afectar la geometría de las vigas; para ello se utilizan espátulas y/o fibras de alambre. Una vez realizado la limpieza de todas las piezas que conforman a la cimbra, se unen mediante tornillos y se ajustan hasta lograr tener las dimensiones deseadas (15 x 25 x 200 cm).

Ya ajustadas las cimbras, procedemos a colocar un lubricante dentro de ellas con el propósito de facilitar el descimbrado y asegurando que no queden pequeños pedazos de concreto dentro del molde al momento de descimbrar; el lubricante que se utilizó en este caso fue aceite para motor, debido a que es fácil de conseguir y de bajo costo. En la parte superior de la cimbra se coloca un travesaño, también atornillado, con el propósito de que al momento de colar

la cimbra no se abra y corra el riesgo de que puedan variar el ancho de las vigas.

Después de que se ha lubricado todas las cimbras, fueron colocadas en lugares seguros y planos, posteriormente se colocó el concreto recién colado.

## **2.7 Fabricación de vigas.**

La fabricación de las 16 vigas, fue realizada bajo un alto control de calidad, cuidando los siguientes aspectos importantes:

- Proceso de dosificación de materiales
- Tiempo de mezclado
- Colocación del concreto fresco dentro de los moldes
- Vibrado
- Curado después del fraguado final
- Curado después de los siete días de haber colado las vigas hasta su ensaye.

Todos estos cuidados son de gran importancia dentro de la fabricación de las vigas, ya que esto, nos permitirá disminuir la variabilidad de los ensayos y por consiguiente obtener una confiabilidad tanto de la resistencia de diseño del concreto como de la homogeneidad de todos los elementos por ensayar.

### **2.7.1 Proceso de dosificación de materiales**

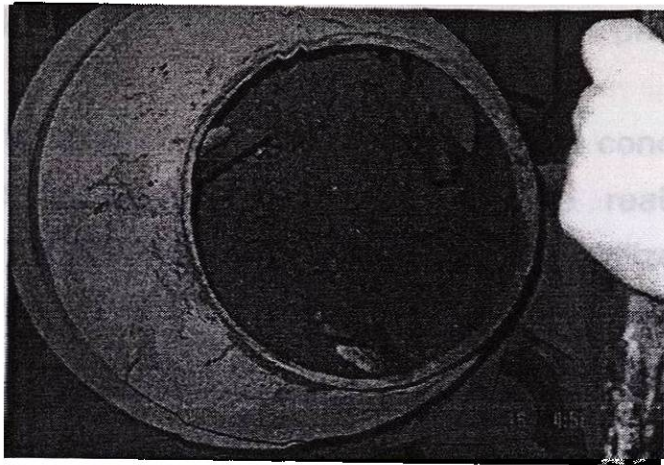
El proceso de fabricación del concreto utilizado para la construcción de las vigas consistió primeramente en pesar todos los materiales agua, cemento, agregado fino, agregado grueso y fibras de acero. A continuación se presentan las proporciones utilizadas para cada viga:

Tabla No. 10 Proporcionamiento final de materiales para la producción de concretos (en kg/m<sup>3</sup>)

<b>Materiales</b>	<b>0,0 % de fibras</b>	<b>0,5 % de fibras</b>	<b>1,0 % de fibras</b>	<b>1,5 % de fibras</b>
<b>f'c=380 kg/cm<sup>2</sup>(A/C = 0,55)</b>				
	<b>Vigas 1 y 2</b>	<b>Vigas 3 y 4</b>	<b>Vigas 5 y 6</b>	<b>Vigas 7 y 8</b>
Agua*	183.50	183.50	183.50	183.50
Cemento	333.80	333.80	333.80	333.80
Ag. fino	688.60	683.60	678.57	673.55
Ag. grueso	1136.40	1128.10	1119.85	1111.57
Fibra	0.00	39.00	78.00	117.00
% Aire atrapado	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%
<b>f'c=200 kg/cm<sup>2</sup> (A/C = 0,85)</b>				
	<b>Vigas 1 y 2</b>	<b>Vigas 3 y 4</b>	<b>Vigas 5 y 6</b>	<b>Vigas 7 y 8</b>
Agua*	192.69	192.69	192.69	192.69
Cemento	226.69	226.69	226.69	226.69
Ag. Fino	968.13	961.39	954.58	947.81
Ag. Grueso	919.14	912.64	906.13	899.63
Fibra	0.00	39.00	78.00	117.00
% Aire atrapado	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%

\* Incluye agua de absorción

Una vez que se han pesado todas las cantidades de los materiales para cada viga, se procedió a mezclarlos en la revolvedora convencional previamente humedecida para evitar modificar la relación A/C. Primeramente se vació el agregado grueso, posteriormente el fino, se agrego una tercera parte del agua total y se encendió la revolvedora para homogeneizar los agregados; posterior a esto, se agrego la mitad del cemento y luego la mitad de la cantidad de agua sobrante, inmediatamente después se agrego todo el cemento y se agrego la cantidad restante de agua. Finalmente se agrego la fibra, distribuyéndola aleatoriamente para que ésta se homogeneizara en el concreto; cabe señalar que una vez agregada la fibra, se optó por detener el proceso de mezclado para verificar si las fibras se distribuyeron adecuadamente, en caso de no ser así, se tenia que utilizar una barra de acero tipo cuchara para romper manualmente los grumos de la mezcla y con esto asegurar una homogeneidad de los ingredientes de concreto.



**Figura 15** Fabricación de vigas (etapa de mezclado)

### 2.7.2 Tiempo de mezclado

El tiempo especificado para realizar el mezclado de agua, agregados grueso y fino, cemento y fibra fue de aproximadamente 27 minutos; una vez colocado el agregado grueso y fino, el tiempo inicial fué de 5 minutos a partir de que se inicio el mezclado entre el agua y el cemento, donde primeramente se acciono la revolvedora para mezclar el cemento y los agregados finos y gruesos, posteriormente se agrego agua y el resto del cemento.

Posteriormente, se detuvo la revolvedora durante 7 minutos para verificar la homogeneidad de la mezcla, dentro de este tiempo de realizo una mezcla manual para evitar que quedara cemento adherido en las paredes de la revolvedora y para evitar la formación de grumos.

Se encendió nuevamente la revolvedora durante 5 minutos aprox., tiempo en el cual se agregaron aleatoriamente las fibras de acero.

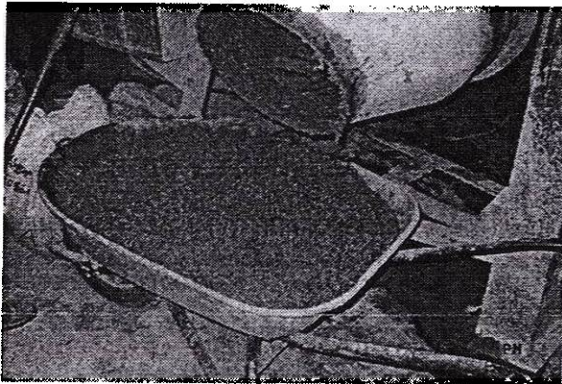
Nuevamente se detuvo la revolvedora por un lapso de 5 minutos aprox. para revisar que no se formaran grumos de fibras con la pasta de cemento y agregados finos; una vez verificado esto, se procedió finalmente a accionar la revolvedora por 5 minutos finales.

Por lo tanto, el tiempo que se tardó en realizar la mezcla para una viga fue de aproximadamente 27 minutos.

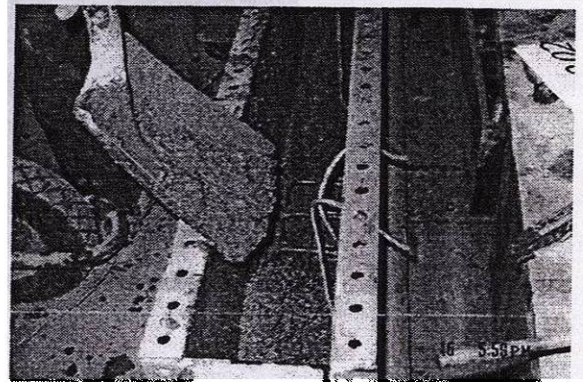
### 2.7.3 Colocación del concreto fresco dentro de los moldes prismáticos

Una vez que se termino el tiempo de mezclado del concreto sin fibra, se realizó la prueba de revenimiento, esta prueba se realizó siguiendo el procedimiento en ASTM C-143. Con el mismo concreto utilizado para medir el revenimiento, se fabricaron 3 cilindros sin fibra de 10.16 x 20.32 cm por cada viga y 3 cilindros de concreto con fibras de 10.16 x 20.32 cm bajo las normas ASTM C 39 y C-496 respectivamente.

Posterior a esto, se vació el concreto en carretillas para ser transportado inmediatamente a las cimbras metálicas, este proceso consumió no más de 20 minutos desde el momento en que se detuvo la revolovedora hasta que se le dio el acabado final en la superficie de la viga.



(a)



(b)

**Figura 16** Transportación del concreto (a) y colocación en las cimbras (b)

### 2.7.4 Vibrado y Acabado

El vibrado interno es de gran importancia debido a que permite eliminar las pequeñas burbujas de aire que se encuentran en el concreto fresco y por el contrario se evita tener grandes huecos no deseados dentro del concreto que puedan perjudicar la resistencia y calidad del mismo. Se debe tener cuidado con el tiempo y la separación de vibración, ya que un mal procedimiento del mismo nos podría ocasionar segregación y por tal motivo la mezcla de concreto no sería homogénea en todo el elemento. Por tal razón, se opto por realizar el vaciado en dos capas, primero se vertió concreto hasta llegar a un medio del



peralte de la viga, se introdujo el vibrador a separaciones aproximadamente de 30 cm. y a una profundidad de 3 cm. a partir de la base de la cimbra evitando hacer contacto con el refuerzo para no ocasionar posibles desacomodos de las varillas y estribos. Una vez colado la primer capa y vibrada se procedió a verter el resto del concreto realizando el mismo procedimiento que para la primer capa, solo que ahora el vibrador se introdujo hasta la mitad del peralte de la viga. Finalmente se le dio un acabado en la superficie de la viga con la finalidad de que ésta quedara completamente nivelada sin que presentaran agregados o fibras en la superficie de concreto.



Figura 17 Vibrado del concreto

#### 2.7.5 Curado después del fraguado final

Una vez que el concreto fue colocado en las cimbras y terminado su fraguado final, empezó el curado; para nuestro estudio el curado de todas las vigas se realizo agregando una lámina de 1 cm de agua en la superficie de las vigas, evitando que se produjeran socavaciones al verter el agua. El curado mediante este método se realizo por un tiempo de siete días después de coladas cada una de las vigas.

#### 2.7.6 Curado después de los siete días

Una vez que han pasado los siete días después de fabricadas las vigas, se procedió a desmoldar las mismas e inmediatamente se les aplico un curado

mediante una membrana de líquido viscoso, colocándola en todas las caras de los elementos. Este tipo de curado se mantuvo durante 21 días hasta completar los 28 días para su ensaye.

Esta membrana es a base de derivados parafínicos y solventes alifáticos que al ser aplicados sobre la superficie de concreto recién colado, forma una película que evita la evaporación de agua.

## 2.8 Ensaye de vigas y cilindros.

Como se menciono anteriormente, se obtuvieron testigos de las mezclas con que se hicieron las vigas (con y sin fibra), estos testigos fueron cilindros de concreto, los cuales se utilizaron para ensayarlos y obtener la resistencia mecánica a la compresión y tensión por compresión diametral. Los cilindros de 10.16x20.32 cm se elaboraron utilizando concreto sin fibras para ser ensayados a compresión simple siguiendo la norma ASTM C-39-01, y con el concreto con fibras se fabricaron cilindros de 10.16x20.32 cm para ser ensayados a tensión diametral siguiendo la norma ASTM C-496-96. Cabe señalar que todos estos especímenes fueron curados en forma estándar en el cuarto de curado por un periodo de 28 días después de su fabricación.



Figura 18 Fabricación de cilindros

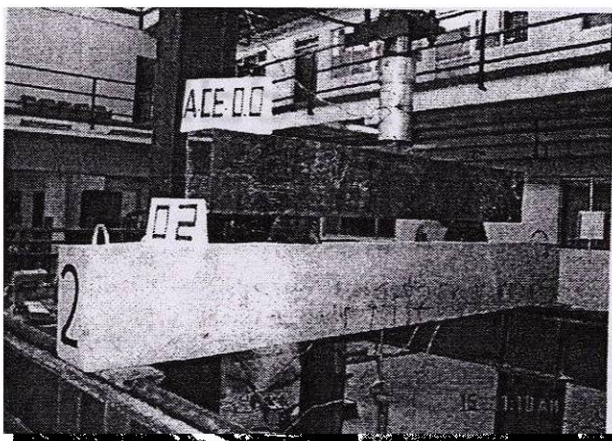
Una vez concluidos los 28 días después de la fabricación de las vigas, todos sus especímenes correspondientes (cilindros con fibra y sin fibra); se ensayaron en la máquina universal Tinius Olsen con capacidad máxima de 200 toneladas.

Para ello, los cilindros sin fibra ensayados a compresión simple se sometieron a un proceso de recapéo con el propósito de distribuir adecuadamente la carga en toda la sección del cilindro.

Una vez que se han ensayado todos los testigos correspondientes para cada viga fabricada en la misma fecha de colado, se realizaron los ensayos de las 16 vigas a los 28 días de edad.

Este proceso inicio retirando en forma manual la membrana de curado del elemento, posteriormente se coloco la viga en los bancos de apoyo que se encuentran anclados en la losa de reacción, siguiendo el modelo representado en la figura 13. Para aplicar la carga se utilizó un marco de acero, un gato hidráulico de 50 toneladas de capacidad, una celda de carga de 27 toneladas de capacidad para registrar la fuerza aplicada, se utilizó además una viga y dos apoyos triangulares para distribuir la carga a los puntos.

Al centro del claro libre de la viga en su parte inferior, se coloco un micrómetro de 0.0254 cm (0.001") de aproximación para medir la flecha durante el ensaye de la viga; cabe señalar que la carga se aplicó en incrementos iguales de aproximadamente 1000 kg hasta llegar a la falla.



**Figura 19** Arreglo de ensayos

---

## *Capítulo 3*

---

# ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

## CAPÍTULO 3

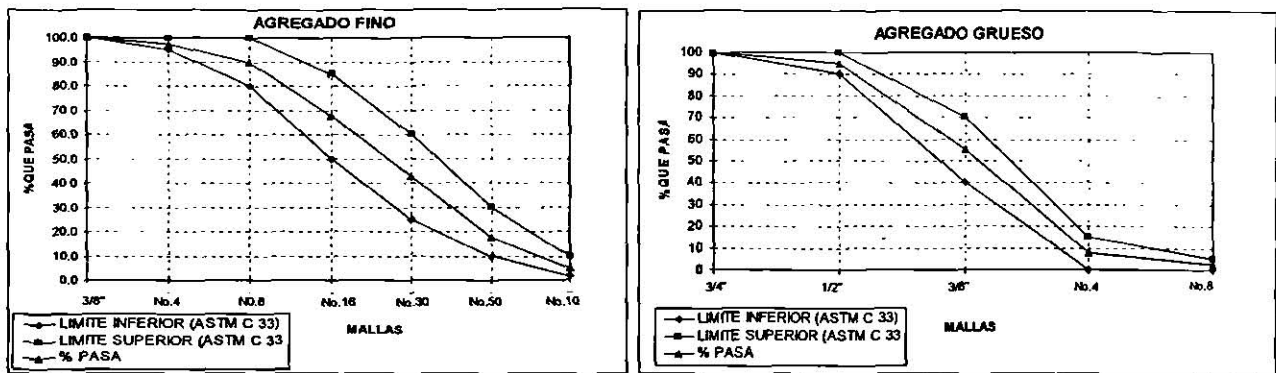
### 3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Se presentan los resultados de las pruebas a cortante por tensión diagonal realizadas en 16 vigas de concreto fibroreforzado, se comparan las gráficas del comportamiento a cortante para ambas relaciones  $A/C$  y los esfuerzos en el acero de refuerzo longitudinal y transversal en función del volumen de fibra adicionado a la mezcla.

Partiendo de las pruebas realizadas a los especímenes, y de los resultados obtenidos, tanto en los especímenes como en las vigas ensayadas a flexión, procederemos a analizar y discutir los resultados obtenidos con el objetivo de determinar si la adición de fibras de acero en conjunto con el refuerzo transversal contribuyen a mejorar sustancialmente la resistencia a los esfuerzos de cortante por tensión diagonal en las vigas ensayadas.

#### 3.1 Análisis granulométrico de agregados.

Con el objetivo de disminuir las variables en las mezclas de concreto, establecimos fijar una distribución de tamaños de partículas basado en la especificación ASTM C-33-01 tanto para agregados finos como gruesos. Se optó por tener una distribución granulométrica promedio entre los límites superior e inferior que la norma establece, obteniéndose así la curva granulométrica representada en la figura 20.



a)

b)

Figura 20 Curvas granulométricas de los agregados Fino (a) y Grueso (b)

Una vez obtenida esta curva, se calcularon las cantidades de agregado fino y grueso por m<sup>3</sup> de concreto.

Tabla 11 Cantidades de agregado por m<sup>3</sup> de concreto

# De malla	Relación A/C	
	0.55	0.85
<b>Agregado Fino</b>		
3/8"	0.00	0.00
4	17.22	24.20
8	51.65	72.61
16	158.38	217.83
30	175.59	242.03
50	175.59	242.03
100	89.52	121.02
P100	37.87	48.41
<b>Agregado Grueso</b>		
3/4"	0.00	0.00
1/2"	56.82	45.96
3/8"	454.56	367.65
4	539.79	436.59
8	56.82	45.96
P8	28.41	22.98

Nota: El tamaño P8 se distribuyó en las mallas 16, 30, 50, 100 y P100 proporcionalmente.

Con la distribución de tamaños establecida, se calcularon las cantidades para producir por cada batchada un volumen de 95 L de concreto.

Los resultados obtenidos debido a esta granulometría muestran una buena trabajabilidad del concreto fresco, debido a una buena proporción de agregados finos y gruesos.

### 3.2 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo longitudinal y transversal.

Las varillas de acero de refuerzo son de sección transversal circular y disponibles en un amplio intervalo de diámetros aproximadamente desde el número 2 hasta el número 18 para aplicaciones dentro de la construcción. Estas varillas vienen corrugadas con el propósito de aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto. Las dos propiedades numéricas principales que determinan los rasgos de una varilla de refuerzo son su punto de fluencia (generalmente igual en tensión que en compresión) y su módulo de elasticidad ( $E_s$ ). Este último es prácticamente el mismo para todos los aceros de refuerzo y aproximadamente se considera  $E_s=2,038,700 \text{ kg/cm}^2$ . Adicionalmente, la forma de la curva esfuerzo- deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado.

En relación a los ensayos de tensión de las varillas corrugadas del No. 5 (16 mm de diámetro) y el alambren liso del No. 2 (6.3 mm de diámetro) utilizadas para esta investigación. Podemos mencionar que se realizaron las pruebas de resistencia a la fluencia ( $f_y$ ) y la resistencia última ( $f_u$ ). La figura 21 fue obtenida de los resultados que se muestran en las tablas 12 Y 13, se observa que la varilla del No.5, cumple con las especificaciones del fabricante en cuanto a su resistencia a la fluencia ya que esta fue de  $f_y= 4295 \text{ kg/cm}^2$ . Comparando los resultados de los esfuerzos de tensión en el acero ensayado de acuerdo a la norma mexicana NOM B-6-1983, se observa que la varilla del No.5 cumple con los requisitos de tensión especificado por tal norma, misma que establece que para una varilla grado 42 el limite de fluencia mínimo debe ser de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , obteniendo en el ensaye un  $F_y= 4295 \text{ kg/cm}^2$ , que es el que se usará en los cálculos del acero de refuerzo para las 16 vigas. La deformación unitaria medida fué de  $2556 \times 10^{-6} \text{ cm/cm}$  y el módulo de elasticidad para la varilla No.5 obtenida del análisis de la figura 22 es de  $2.17 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabla 12 Esfuerzos de tensión y deformaciones unitarias de varilla corrugada No.5

Deformación Unitaria ( $\xi$ )	Esfuerzo ( $\sigma$ )	Deformación Unitaria ( $\xi$ )	Esfuerzo ( $\sigma$ )
x10-6	kg/cm <sup>2</sup>	x10-6	kg/cm <sup>2</sup>
0.00000	0.00	0.00168	3284.40
0.00005	378.90	0.00182	3537.10
0.00012	505.30	0.00200	3789.70
0.00025	757.90	0.00221	4042.40
0.00039	1010.60	0.00238	4200.00
0.00053	1263.20	0.00256	4295.00
0.00067	1515.90	0.01005	4382.50
0.00082	1768.50	0.01060	4446.60
0.00096	2021.20	0.01163	4532.50
0.00110	2273.80	0.01224	4598.20
0.00123	2526.50	0.01328	4669.00
0.00137	2779.10	0.01450	4749.80
0.00152	3031.80	0.01540	4841.00

Tabla 13 Esfuerzos de tensión y deformaciones unitarias de alambreon liso No. 2

Deformación Unitaria ( $\xi$ )	Esfuerzo ( $\sigma$ )	Deformación Unitaria ( $\xi$ )	Esfuerzo ( $\sigma$ )	Deformación Unitaria ( $\xi$ )	Esfuerzo ( $\sigma$ )
x10-6	kg/cm <sup>2</sup>	x10-6	kg/cm <sup>2</sup>	x10-6	kg/cm <sup>2</sup>
0.00000	0.00	0.00190	3334.39	0.02850	3574.36
0.00015	315.76	0.00192	3315.44	0.02982	3634.35
0.00029	631.51	0.00194	3309.13	0.03190	3621.72
0.00045	947.27	0.00195	3315.44	0.03330	3662.77
0.00060	1263.02	0.00196	3321.76	0.03512	3694.35
0.00074	1578.78	0.00198	3328.07	0.03601	3716.45
0.00089	1894.54	0.00198	3331.23	0.03730	3735.40
0.00104	2210.29	0.00198	3340.70	0.03830	3754.34
0.00110	2300.00	0.00199	3347.02	0.03909	3779.60
0.00121	2526.05	0.00201	3353.33	0.03952	3789.07
0.00129	2652.35	0.00203	3369.12	0.04069	3817.49
0.00131	2756.55	0.00207	3378.59	0.04142	3826.97
0.00135	2857.59	0.00212	3397.54	0.04195	3852.23
0.00138	2923.90	0.00223	3413.32	0.04225	3864.86
0.00144	3094.41	0.00288	3429.11	0.04205	3890.12
0.00146	3176.51	0.00387	3422.80	0.04215	3915.38
0.00148	3268.08	0.01209	3441.74	0.04232	3931.17
0.00148	3062.84	0.01493	3444.90	0.04258	3946.95
0.00150	3299.65	0.01704	3444.90	0.04284	3969.06
0.00153	3321.76	0.01862	3463.85	0.04296	3972.21
0.00156	3328.07	0.02428	3451.22	0.04340	3994.32
0.00165	3312.28	0.02470	3454.37	0.04390	4019.58
0.00169	3321.76	0.02534	3504.89	0.04428	4041.68
0.00178	3331.23	0.02636	3523.84		
0.00188	3347.02	0.02712	3539.63		



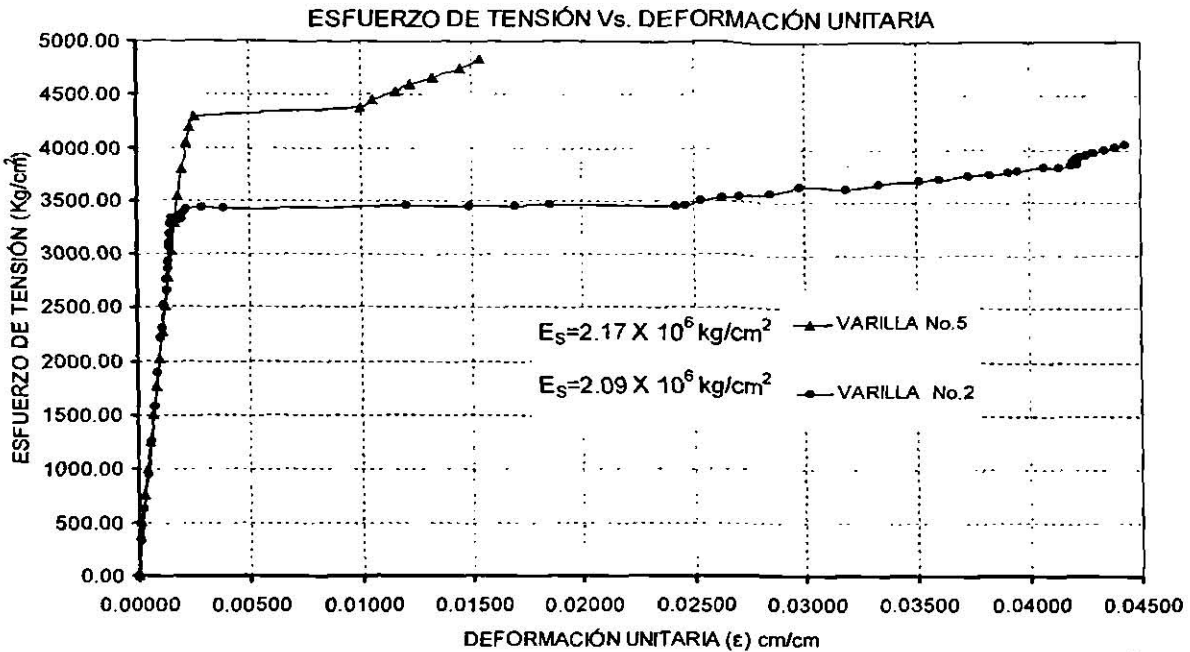


Figura 21 Diagrama de Esfuerzo-Deformación de varilla No.2 y 5 en tensión.

Al igual que en la varilla No. 5, los resultados del ensaye a tensión del alambreon de diámetro 6.3 mm son comparados con la norma NOM B-6-1983 la cual establece que para el acero grado 30 (límite de fluencia mínimo de 3000 kg/cm<sup>2</sup>), los resultados muestran que el alambreon excede ligeramente el límite de fluencia mínimo, ya que se obtuvo un  $f_y = 3350 \text{ kg/cm}^2$ . Para fines de cálculo, el esfuerzo de fluencia es aceptable ya que se cumple dicha norma, en cuanto al módulo de elasticidad para la varilla No.2 obtenida del análisis de la figura 21 se calcula que equivale a  $2.09 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

Se observa en la figura 21. que tiene una zona elástica lineal, que al llegar al límite de fluencia, presenta un cambio repentino de dirección donde se manifiesta que el límite elástico del acero a sido sobrepasado, a partir de ahí se presenta el estado plástico; sin embargo, la resistencia a la tensión sigue aumentado a medida que aumenta la carga presentándose una mayor deformación unitaria hasta llegar al esfuerzo de ruptura; a esta zona se le conoce como zona de endurecimiento por deformación.

En resumen, se obtiene que los esfuerzos de fluencia, en los dos tipos de acero de refuerzo ensayados fueron:

$f_y$  varilla corrugada #5 = 4295 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  alambres #4 = 3350 kg/cm<sup>2</sup>

### 3.3 Resistencia a la compresión en cilindros de concreto

La resistencia a la compresión especificada del concreto a los 28 días ( $f_c$ ), es la resistencia que se espera sea igualada o sobrepasada por el promedio de cualquier conjunto de tres ensayos de resistencia consecutivos, sin que ningún ensayo individual (promedio de dos cilindros) quede debajo de más de 35 kg/cm<sup>2</sup> de la resistencia especificada cuando los especímenes hayan sido curados en condiciones de laboratorio, según especifica el ACI-318-02.

La resistencia promedio debe ser igual a la resistencia especificada más una tolerancia que responde a las variaciones en los materiales, en los métodos de mezclado y colocación del concreto; y a las variaciones en laboratorio, curado y ensayo de los especímenes cilíndricos de concreto. (Kosmatka et al, 1992).

En la tabla 14, se presentan los resultados obtenidos de todos los especímenes cilíndricos ensayados a compresión axial correspondientes a cada una de 16 vigas ensayadas.

En la información de la tabla 14 podemos analizar que los resultados de resistencia a compresión axial en los cilindros arrojan un porcentaje variación de 23.3% y 7% para las relaciones A/C de 0.55 y 0.85 respectivamente, esto se debe a las variaciones propias de los procesos de fabricación y colocación del concreto en los cilindros, además de las variaciones existentes al momento del ensayo, tales como una concentración de esfuerzos (existencia de excentricidad, mal recapeo, etc.; por lo que al aplicar la carga, ésta no se distribuye adecuadamente en toda la superficie del cilindro y por consecuencia no se obtiene un resultado satisfactorio).

**Tabla 14** Resultados de ensayos a compresión axial de cilindros de concreto a los 28 días de edad.

VIGA	CILINDRO	CARGA (kg)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	VIGA	CARGA (kg)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	
							INDIVIDUAL	PROMEDIO
A-CE-0.0-01	1	34985	432	455	B-CE-0.0-01	16326	201	200
	2	36761	453			17036	210	
	3	38841	479			15342	189	
A-CE-0.0-02	1	34295	423	406	B-CE-0.0-02	16509	204	193
	2	32559	402			14545	179	
	3	31950	394			15892	196	
A-CE-0.5-03	1	32100	396	386	B-CE-0.5-03	15894	196	196
	2	33784	417			15734	194	
	3	28085	346			16092	198	
A-CE-0.5-04	1	30709	379	382	B-CE-0.5-04	14672	181	186
	2	32188	397			15526	192	
	3	30115	371					
A-CE-1.0-05	1	30351	374	367	B-CE-1.0-05	15936	197	198
	2	26682	329			16045	198	
	3	32237	398			16115	199	
A-CE-1.0-06	1	25525	315	349	B-CE-1.0-06	16215	200	213
	2	31056	383			16143	199	
	3	-	-			19350	239	
A-CE-1.5-07	1	31975	394	392	B-CE-1.5-07	14159	175	189
	2	31039	383			14388	177	
	3	32345	399			17371	214	
A-CE-1.5-08	1	30051	371	371	B-CE-1.5-08	16060	198	194
	2	30196	372			16222	200	
	3	29965	370			14889	184	

A pesar de las variaciones a las que están sujetas este tipo de ensayos en el concreto, los resultados son conservadores, ya que ningún esfuerzo queda por debajo de 35 kg/cm<sup>2</sup> de la resistencia especificada, las cuales fueron de 380 kg/cm<sup>2</sup> y de 200 kg/cm<sup>2</sup> para los dos tipos de vigas.

Por lo tanto, podemos decir con seguridad que el concreto cumple con los requisitos de resistencia a la compresión axial.



**Figura 22** Ensayo de cilindros a compresión axial.

### 3.4 Resistencia a la tensión por compresión diametral en cilindros de concreto

El conocimiento de la tensión en el concreto es de gran importancia para estimar la carga a la cual se desarrollarán los agrietamientos. La ausencia del agrietamiento es de considerable importancia para mantener la continuidad de una estructura de concreto y, en muchos casos para evitar la corrosión del acero de refuerzo.

La aplicación directa de una fuerza de tensión pura, libre de excentricidad, es difícil y complicada. Por lo tanto, un método indirecto para aplicar la tensión en cilindros de concreto es la prueba brasileña.

Esta prueba se basa en la norma ASTM C-496-96, y los resultados obtenidos se presentan en la tabla 15.

**Tabla 15** Resultados de ensayos de tensión por compresión diametral en cilindros de concreto con 28 días de edad.

VIGA	ESPECIMEN	CARGA (kg)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )		VIGA	ESPECIMEN	CARGA (kg)	ESFUERZO (kg/cm <sup>2</sup> )	
			INDIVIDUAL	PROMEDIO				INDIVIDUAL	PROMEDIO
A-CE-0.0-01	1	8409	25.9	25.9	B-CE-0.0-01	1	4281	13.2	13.2
A-CE-0.5-03	1	13250	40.9	38.0	B-CE-0.5-05	1	8086	24.9	24.6
	2	11400	35.2			2	9196.4	28.4	
A-CE-0.5-04	1	15100	46.6	42.2		3	6680.4	20.6	
	2	12350	38.1		B-CE-1.0-06	1	7832.1	24.2	23.7
	3	13600	41.9			2	7950.6	24.5	
A-CE-1.0-05	1	22450	69.2	69.2	3	7288.9	22.5		
A-CE-1.0-06	1	14500	44.7	43.6	B-CE-1.5-07	1	8848.9	27.3	26.4
	2	12950	39.9			2	8252.8	25.4	
	3	14750	45.5		B-CE-1.5-08	1	10230	31.5	28.0
	4	14300	44.1			2	9166.7	28.3	
A-CE-1.5-07	1	16850	52.0	47.2	3	7870.5	24.3		
	2	13750	42.4						
A-CE-1.5-08	1	16200	50.0	49.1					
	2	15650	48.3						

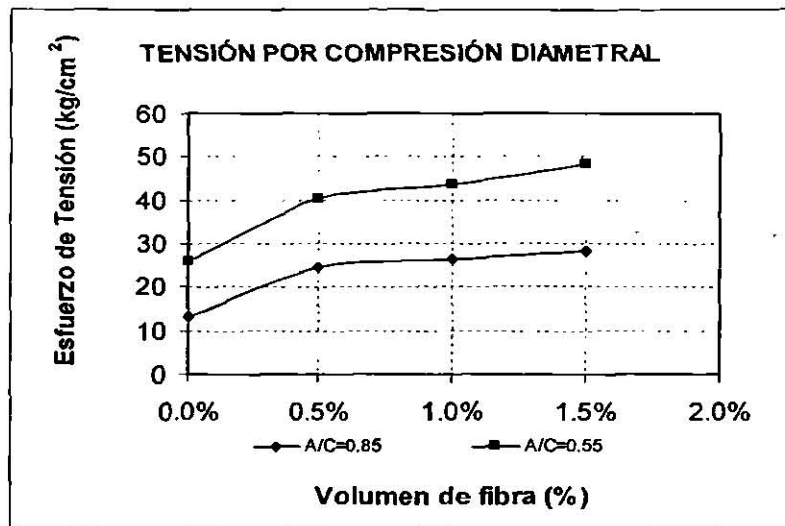


Figura 23 Tensión por compresión diametral.

En la figura 23 podemos observar que al aumentar el volumen de fibra y la resistencia a la compresión en el concreto, aumenta sustancialmente la resistencia a tensión del mismo.

Para una relación  $A/C=0.55$ , los esfuerzos correspondientes a un volumen de fibra de 1,5% se incrementan un 46.1% con respecto al 0% de fibra, y para una relación  $A/C=0.85$ , los esfuerzos correspondientes a un volumen de fibra de 1,5% se incrementan un 52.8% con respecto al 0% de fibra. En la figura 23 podemos ver que a medida que incrementamos el volumen de fibra en el concreto, éste se ve beneficiado en su resistencia a la tensión. Al incrementar la resistencia del concreto, se observa un mayor aumento en la resistencia a la tensión en el concreto mismo, lo cual es congruente.

En la figura 24 se puede observar el ensaye de cilindros sometidos a tensión por compresión diametral bajo la norma ASTM C-496-97. Estos ensayos se realizaron a los 28 días de edad después de fabricado los especímenes.

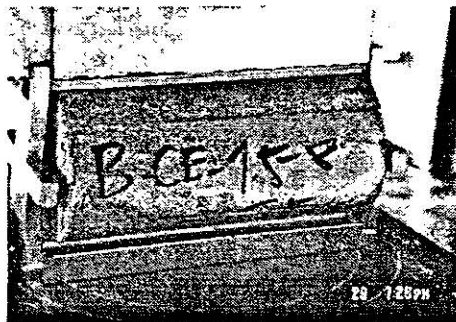


Figura 24 Ensaye de cilindros a tensión por compresión diametral.

### 3.5 Comportamiento de vigas fibroreforzadas sujetas a tensión diagonal.

Para lograr una acción efectiva del acero de refuerzo, es esencial que el acero y el concreto se utilicen en forma conjunta, es decir, es necesario que haya una adherencia suficientemente fuerte entre los dos materiales para asegurar que no ocurrirán movimientos relativos entre las varillas de refuerzo y el concreto que lo rodea. Esta unión es producida por una fuerte adhesión química que se desarrolla en la interfase acero-concreto, por la rugosidad natural de la superficie de las varillas de refuerzo (varillas corrugadas) con el fin de proveer un alto grado de entrelazamiento entre los materiales (el acero y el concreto).

En los ensayos de vigas reforzadas con fibras de acero, acero longitudinal y transversal, se observa que el comportamiento de las vigas al momento del ensayo ocurre una falla a cortante por tensión diagonal, en donde se observó la influencia del uso de las fibras de acero para resistir dichos esfuerzos.

La variación del porcentaje de fibras respecto al volumen de concreto afectó el comportamiento en las vigas; es decir, las vigas que contenían mayor cantidad de fibra tuvieron mayor resistencia al cortante por tensión diagonal. Así también, un mejor comportamiento para controlar los patrones de agrietamiento, propiciando un múltiple agrietamiento en la viga.

En lo siguiente se describirán los modos de falla de cada una de las vigas, haciendo comparaciones que permitirán tener una mejor comprensión y apreciar los beneficios que tienen las fibras de acero al trabajar en conjunto con el acero transversal para resistir los efectos de cortante por tensión diagonal en estructuras de concreto.

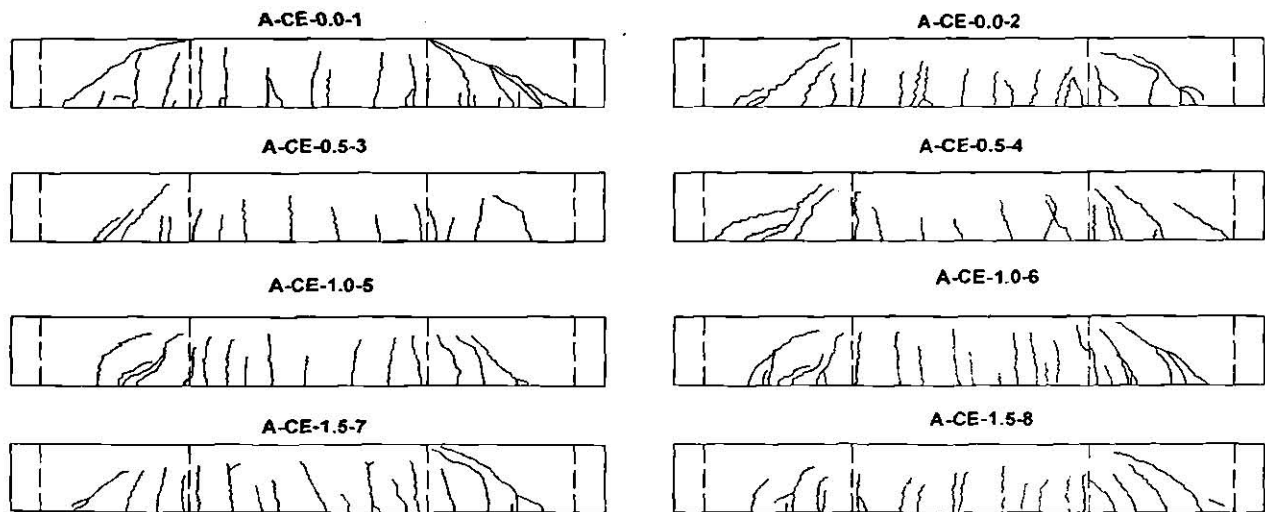
#### 3.5.1 Modos de falla

Las primeras ocho vigas correspondientes a una relación  $A/C=0.55$  para un concreto de  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  presentan grietas de cortante por tensión diagonal y

grietas por flexión; éstas se encuentran identificadas por su designación, descrita en la sección 2.4.1 de esta investigación.

Se puede observar que las vigas sin fibras (A-CE-0.0-1 y 2) presentan menor cantidad de grietas tanto de flexión como de cortante. Al centro del claro las grietas de flexión presentan una altura que sobrepasa la mitad del peralte (aproximadamente  $\frac{3}{4}$  del peralte). En cambio, las vigas que contienen mayor porcentaje de fibra (A-CE-1.5-7 y 8) presentan una mayor cantidad de grietas por flexión y cortante; sin embargo, las grietas por flexión son de menor longitud llegando a tener aproximadamente una longitud de la mitad del peralte; también se observa que el ancho de las grietas, a medida que aumenta la cantidad de fibra, disminuye. Por lo tanto, la aportación de las fibras es la de uniformizar los esfuerzos en toda la viga, ya que en la medida que se incrementa la fuerza cortante se va produciendo un múltiple agrietamiento en toda la viga, sin embargo las grietas se presentan con menor ancho y longitud debido a que las fibras proporcionan mayor entrelazamiento entre el agregado y la pasta de cemento en toda la viga.

Como se puede observar en la figura 25 y 26 se tiene un múltiple agrietamiento para porcentajes de fibra del 0.5 al 1.5%, es por eso que a



**Figura 25** Distribución de grietas en vigas de la etapa A ( $f_c=380 \text{ kg/cm}^2$ )

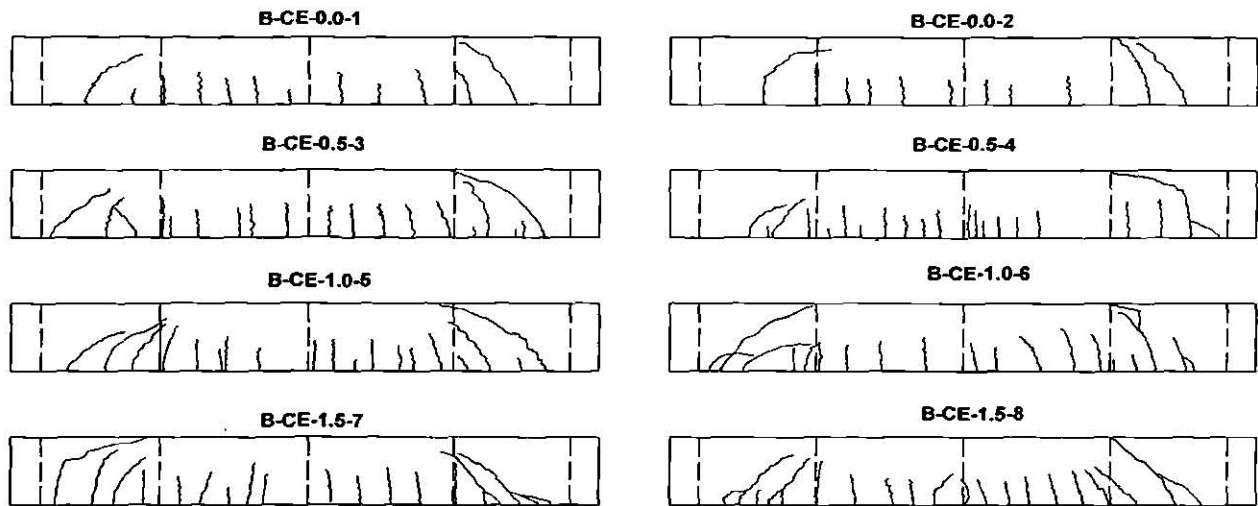


Figura 26 Distribución de grietas en vigas de la etapa B ( $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ )

medida que se aumenta el porcentaje de fibra la falla resultaba ser dúctil; es decir, con 0.0% de fibra la falla ocurrida es súbita y las grietas muestran un ancho importante, pero a medida que se aumenta el porcentaje de fibra, las fallas son dúctiles, presentándose una mayor deflexión, las grietas son de menor ancho y mayor cantidad, comparadas con las de menor porcentaje de fibra.

Las vigas con relación  $A/C=0.55$  y 0.0% de contenido de fibra, presentan fallas repentinas y muestran grietas muy anchas, también se observó que presentaron mínima deformación hasta llegar a la falla, la cual fue súbita, este comportamiento frágil se observó únicamente en vigas sin fibra.

Las vigas correspondientes a una relación  $A/C=0.85$  ( $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$ ) presentaban grietas de cortante por tensión diagonal en menor cantidad comparadas con las vigas de relación  $A/C=0.55$  ( $f'_c=380 \text{ kg/cm}^2$ ), también se observó que las grietas son de menor longitud, llegando a extenderse hasta una altura de aproximadamente la mitad del peralte.

Se observó que el ancho de las grietas disminuye a medida que aumenta el porcentaje de fibra. Esto se debe a que existe mayor tenacidad en el concreto produciendo un multiagrietamiento. Por consiguiente, las vigas tienden a presentar una deflexión importante al centro del claro.



En esta etapa B, las grietas de flexión se presentaban en mayor cantidad a medida que aumentaba el porcentaje de fibra, pero a la vez su longitud fue menor en comparación con las de la etapa A.

Se observa que las vigas de la etapa B presentan un adecuado modo de falla respecto a las grietas de cortante por tensión diagonal, ya que las grietas son de menor cantidad en comparación con las de la etapa A. La falla se presentó por cortante aunque primero ocurrieron grandes deflexiones al centro del claro.

En las vigas de la etapa B, una vez que ocurre el agrietamiento, las fibras toman completamente los esfuerzos de tensión diagonal en conjunto con el acero transversal. Por consiguiente las fibras de acero, combinadas con el refuerzo transversal (estribos) trabajan adecuadamente, presentando una mejora en el comportamiento en la viga, previéndola de una falla dúctil.

### 3.5.2 Influencia de la relación A/C en el cortante por tensión diagonal

Suponiendo que las vigas no cuentan con refuerzo transversal ni con fibra de acero en todo el volumen de concreto. A medida que aumente la carga en la viga, se formaran grietas de tensión en la sección donde los esfuerzos de tensión son máximos, lo cual causará la falla de la viga si no se cuenta con el adecuado acero que resista dichos esfuerzos. Sin embargo el concreto simple contribuye en gran parte a resistir las fuerzas cortantes en el elemento debido a que existe un entrelazamiento entre los agregados y la pasta de cemento; además de que la acción de dovela en el refuerzo principal junto con el concreto no agrietado da un mejor apoyo para resistir el cortante.

La resistencia al cortante del concreto, aumenta en la medida en que se incrementa su resistencia a la compresión.

Por lo tanto, entre mayor es la resistencia a la compresión del concreto, aumentara significativamente la capacidad de carga de las vigas. Esto se debe a que en la medida que disminuya la relación agua/cemento, aumentará la resistencia a la compresión, así como la resistencia a la tensión debido a que

existe un mejor entrelazamiento entre los agregados y la pasta que conforman el concreto.

La resistencia a cortante para cualquier sección de la viga en la zona del refuerzo en el alma, se obtiene de acuerdo a las recomendaciones del código del American Concrete Institute (ACI 318-02). Para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión, la resistencia al cortante que proporciona el concreto ( $V_c$ ) es la siguiente:

$$V_c = \left( 0.50\sqrt{f'c} + 175\rho_w \frac{Vud}{Mu} \right) b_w d \quad (1)$$

en donde  $V_c$  no debe ser mayor a

$$0.93\sqrt{f'c} b_w d \quad (2)$$

así como,

$$\frac{Vud}{Mu} \leq 1.0 \quad (3)$$

Adicionalmente, la resistencia al cortante que proporciona el acero de refuerzo ( $V_s$ ) se define según el código del ACI-318-02 de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4)$$

En la tabla 16 se presentan los resultados de la resistencia teórica al cortante que se obtiene mediante las ecuaciones 1 y 4 descritas en la sección 3.5.2.

**Tabla 16** Resistencia nominal a cortante para las dos relaciones A/C

Vigas de Concreto Reforzado	$f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_c$ (kg)	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$V_s$ (kg)	$V_n = V_c + V_s$ (kg)
Relación A/C = 0.85	200	2640	3350	4575	7215
Relación A/C = 0.55	380	3516	3350	4575	8091

Otra comparación surge al no considerar la influencia de las fibras; debido a que la cantidad de refuerzo transversal no varía y solo varía la resistencia del concreto. Esto sucede en las vigas de diferente relación agua/cemento. En la tabla 16 se puede apreciar que la resistencia nominal al cortante ( $V_n$ ) para un concreto de  $f'_c=200 \text{ kg/cm}^2$  es de aproximadamente 10.8% menor que para un concreto de  $f'_c=380 \text{ kg/cm}^2$ . Por consiguiente, la resistencia del concreto influye en gran parte a contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal, debido a que teóricamente el cortante  $V_c$  es aproximadamente el 40% del cortante nominal.

### 3.5.3 Resistencia al cortante por tensión diagonal.

En este punto se discutirán los resultados del comportamiento de las vigas de concreto fibroreforzado, en lo referente a la deflexión que presentan en el centro del claro, a medida que se incrementa el porcentaje de fibra. También se evalúa la influencia de la resistencia del concreto y la influencia de la presencia de estribos para controlar las grietas de tensión diagonal.

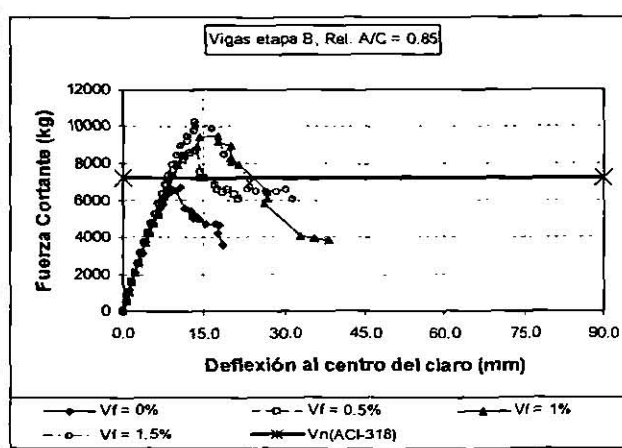
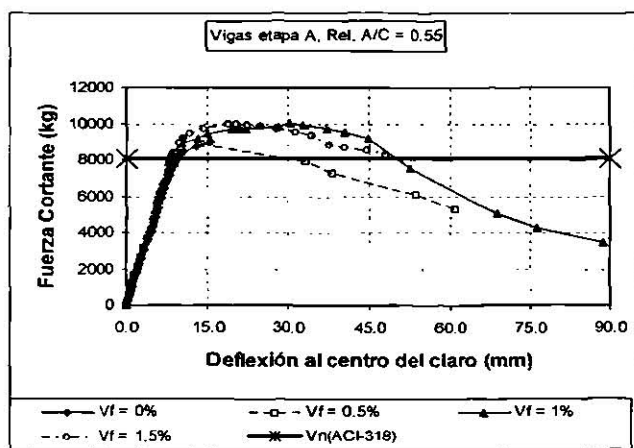
En la tabla 17 se puede observar los valores obtenidos en los ensayos realizados a las vigas de concreto fibroreforzado.

En la figura 27 se puede observar que a medida que aumenta el volumen de fibra se incrementa la resistencia a cortante en el elemento y también se logra una mayor ductilidad con respecto a la viga sin fibras.

Se puede analizar que para una relación  $A/C=0.55$ , la resistencia al cortante en vigas con 1.5 % se incrementa 9.9% con respecto a las vigas sin fibra y 16.6% respecto al cortante nominal. Mientras que para una relación  $A/C=0.85$ , la resistencia al cortante en vigas con 1.5 % se incrementa 34.87% con respecto a las vigas sin fibra y 29.7% respecto al cortante nominal

Tabla 17 Fuerzas cortantes y deflexiones al centro del claro en vigas de concreto fibroreforzado.

Etapa A Relación A/C=0.55								Etapa B Relación A/C=0.85							
0% de fibra		0.5% de fibra		1.0% de fibra		1.5% de fibra		0% de fibra		0.5% de fibra		1.0% de fibra		1.5% de fibra	
Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)	Fuerza Cortante (kg)	Deflexión (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
256	0.20	523	0.48	526	0.33	526	0.74	526	0.6	526	0.7	526	0.7	526	0.8
512	0.38	1045	0.91	1053	0.81	1053	1.30	1118	1.3	1053	1.3	1053	1.2	1053	1.3
768	0.66	1607	1.40	1579	1.30	1579	1.78	1579	1.8	1579	1.8	1579	1.8	1579	1.9
1152	1.04	2090	2.11	2105	1.98	2105	2.29	2105	2.3	2105	2.3	2105	2.3	2105	2.3
1280	1.22	2613	2.57	2632	2.46	2632	2.77	2632	3.1	2632	3.0	2632	3.0	2632	2.8
1536	1.50	3136	3.20	3158	3.02	3158	3.33	3158	3.7	3158	3.6	3158	3.6	3158	3.4
1792	1.88	3658	3.96	3684	3.81	3684	3.94	3684	4.4	3684	4.2	3684	4.2	3684	3.9
2048	2.18	4181	4.70	4211	4.42	4211	4.57	4211	5.0	4211	4.8	4211	4.9	4211	4.7
2304	2.49	4703	5.18	4737	4.95	4737	5.13	4737	5.8	4737	5.5	4737	5.6	4737	5.3
2560	2.77	5226	5.66	5263	5.31	5263	5.64	5263	6.6	5263	6.1	5263	6.5	5263	5.9
2816	2.95	5749	6.25	5790	5.77	5790	6.25	5526	6.9	5790	6.8	5790	7.1	5790	6.6
3072	3.28	6271	6.99	6316	6.30	6316	6.81	5790	7.6	6316	7.5	6316	7.8	6316	7.2
3328	3.63	6794	7.62	6842	6.99	6842	7.34	6053	7.9	6842	8.3	6842	8.7	6842	7.8
3584	4.04	7316	8.23	7368	7.57	7368	7.82	6316	8.6	7105	8.8	7368	9.4	7368	8.5
3840	4.37	7839	8.99	7895	7.98	7895	8.26	6447	9.1	7368	9.5	7895	10.5	7895	9.3
4096	4.75	8362	10.26	8421	8.48	8421	8.94	6579	9.4	7632	9.7	8421	11.7	8421	10.1
4352	4.93	8884	13.97	8947	10.29	8947	9.80	6684	10.9	7895	10.5	8947	13.7	8947	10.9
4608	5.16	7839	33.35	9211	13.06	9211	10.64	6500	10.2	8158	11.3	9474	14.2	9211	12.0
4864	5.41	7186	38.23	9474	15.19	9474	11.79	5526	11.6	8421	11.7	9513	17.7	9474	12.1
5120	5.66	6010	53.85	9737	19.41	9737	14.30	5395	12.6	8553	12.5	9211	17.8	9737	13.3
5376	5.97	5226	60.96	9737	20.47	9947	18.80	5197	13.1	8684	13.4	8947	20.0	10000	13.6
5632	6.27			9737	20.47	9974	20.32	5197	13.3	7500	14.5	8290	20.1	10263	13.5
5888	6.58			9737	21.11	9908	22.56	5132	13.7	7211	14.6	8092	20.3	9921	16.5
5888	6.48			9737	22.10	9818	24.99	5086	13.0	7237	15.2	7895	21.5	8500	19.1
5888	6.65			9869	28.19	9697	27.69	5000	14.0	6842	17.4	6447	26.9	7105	23.6
6144	6.91			10000	30.48	9526	31.29	4737	15.5	6579	17.7	6053	26.9	6671	23.7
6400	7.21			9934	32.79	9316	34.24	4737	17.4	6447	18.8	5790	26.3	6553	23.2
6656	7.49			9684	37.16	8816	37.64	4671	18.0	6579	19.8	4079	33.0	6447	24.9
6912	7.72			9540	40.56	8684	40.44	4211	17.7	6316	20.8	3934	35.6	6447	26.7
7168	8.18			9158	44.83	8526	44.48	3553	18.8	6053	21.5	3816	38.1	6447	28.7
7424	8.46			7526	52.73	8290	48.01							6579	30.3
7680	8.76			5053	68.58									6053	31.5
7936	9.19			4263	76.20										
8192	9.68			3487	88.90										
8448	10.52														
8704	12.98														
8960	15.54														



(a)

(b)

Figura 27 Grafica de deflexión Vs Fuerza cortante en vigas de la etapa A (a) y etapa B (b).

Al igual que en la etapa A, en la etapa B se alcanzó un incremento en la resistencia al cortante con respecto a las vigas sin fibra, sin embargo el comportamiento es menos dúctil. Es decir, para una relación  $A/C=0.55$  la deflexión con 1.0% de fibra es 82.5% mayor en comparación con la deflexión en vigas sin fibra. Así mismo, para una relación  $A/C=0.85$  la deflexión con 1.0% de fibra es 50.6% mayor en comparación con la deflexión en vigas sin fibra. La comparación se realizó con las vigas que contienen 1.0% de fibra debido a que son las que presentaron una importante deflexión.

En ambas etapas, se logra observar que conforme se va incrementando el volumen de fibra, aumenta la resistencia a la fuerza cortante; y conforme aumenta la resistencia del concreto aumenta la deflexión. Sin embargo en la figura 28 (a y b) se aprecia que el volumen de fibra del 1.0%, es el que produce una mayor ductilidad en la viga, ya que si se aumenta el volumen de fibra a 1.5%, la deflexión disminuye hasta un 46 y 18.6% con respecto a un volumen de fibra de 1.0% en la etapa A y B respectivamente.

Se considera que la explicación por la cual existe menor deflexión en las vigas de la etapa B es debido a que las fibras logran trabajar balanceadamente en conjunto con los estribos y el concreto una vez que este ha empezado a agrietarse, lo cual hace que las vigas soporten una mayor carga y presenten menor deflexión hasta llegar a la falla. En cambio, en las vigas de la etapa A, las fibras comienzan a trabajar junto con el acero longitudinal y transversal una vez que el concreto llega a su máxima capacidad y se agrieta; no obstante, una vez que se produce el agrietamiento, comienza a disminuir gradualmente la carga presentándose incrementos notables en la deflexión (mayores en comparación con la etapa B) hasta llegar a la falla.

#### 3.5.4 Esfuerzos en el acero longitudinal.

En la figura 28.a se observa la deformación unitaria que desarrolló el acero de refuerzo longitudinal, conforme se incrementaba el volumen de fibras en la mezcla. Los resultados indican que a mayor cantidad de fibra se requiere de una fuerza cortante mayor para que el acero alcance su deformación de

fluencia, esto se observó sobretodo en las vigas con relación  $A/C = 0.85$ , en donde las vigas de concreto sin fibras fallaron sin presentar fluencia en el acero longitudinal. Para la relación  $A/C = 0.55$  el comportamiento es similar y todas las vigas registran fluencia en el acero longitudinal antes de que fallen por cortante. Sin embargo, esto puede deberse mas al efecto del acero transversal en el alma que a la presencia de las fibras, ya que como se describe más adelante las fibras por sí mismas afectan de manera reducida la fluencia en el acero longitudinal.

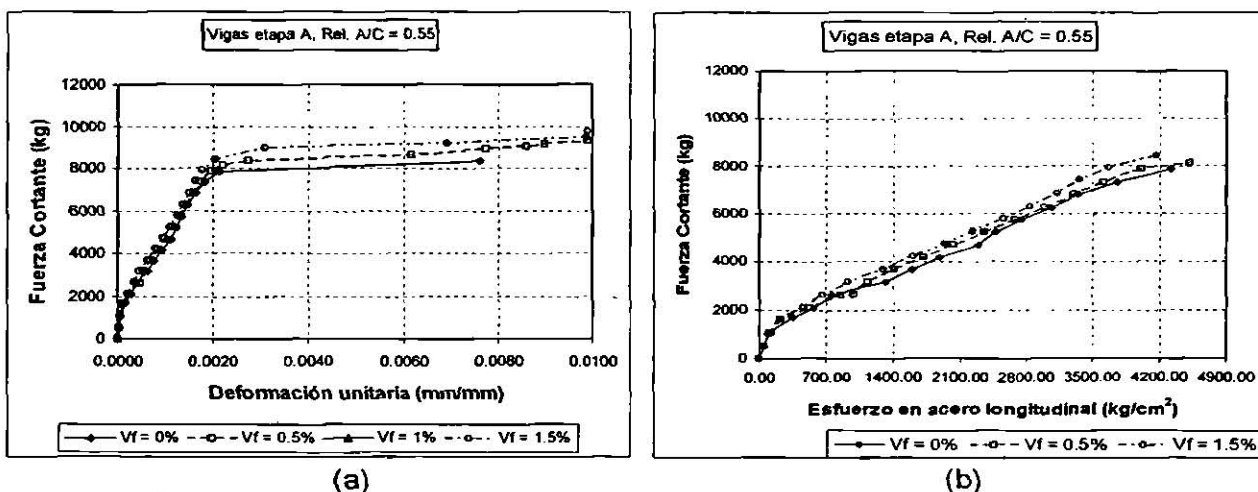


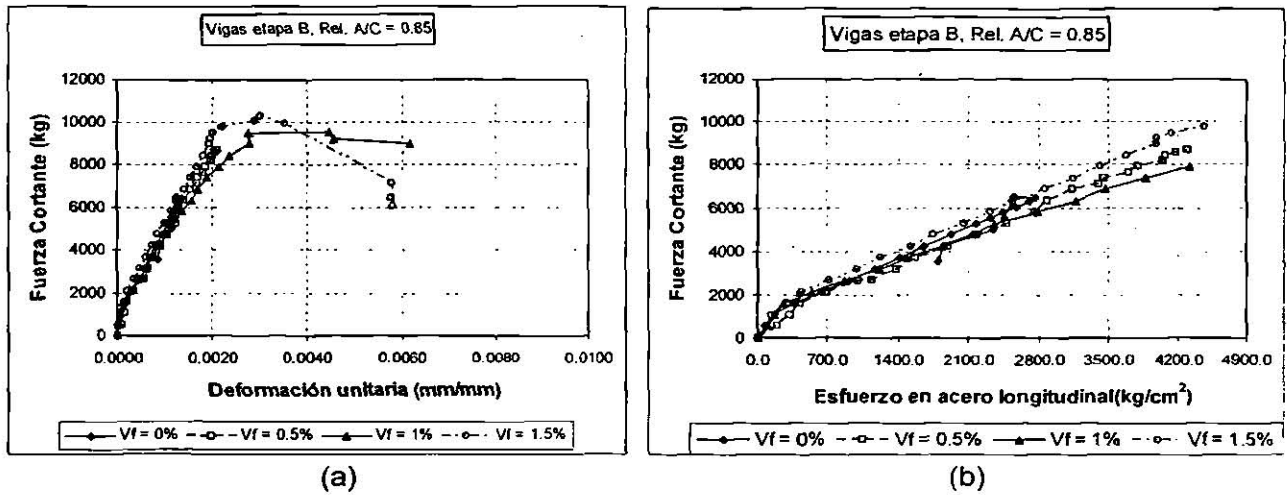
Figura 28 Gráfica de deformación unitaria Vs fuerza cortante (a) y Esfuerzo de tensión en acero longitudinal Vs fuerza cortante (b) en la etapa A

Tabla 18 Resultados de fuerzas cortantes, deformaciones y esfuerzos en el acero longitudinal en vigas de concreto fibroreforzado.

Esfuerzos de tensión en el acero longitudinal Etapa A								
Fuerza Cortante (kg)	Deformación 0%	Esfuerzo de tensión 0%	Fuerza Cortante (kg)	Deformación 0.5%	Esfuerzo de tensión	Fuerza Cortante (kg)	Deformación 1.5%	Esfuerzo de tensión 1.5%
0	-	0.00	0	-	0.00	0	0.0000	0.00
523	0.0000	51.00	523	0.0000	45.90	526	0.0000	51.00
1045	0.0000	89.76	1045	0.0001	105.06	1053	0.0001	124.44
1685	0.0002	348.84	1607	0.0001	217.26	1579	0.0001	230.52
2090	0.0003	575.28	2090	0.0003	534.48	2105	0.0002	454.92
2613	0.0004	762.96	2613	0.0004	852.72	2632	0.0003	679.32
3136	0.0006	1319.88	2613	0.0005	994.50	3158	0.0005	934.32
3658	0.0008	1599.36	3136	0.0006	1144.44	3684	0.0006	1305.60
4181	0.0009	1882.92	3658	0.0007	1414.74	4211	0.0008	1617.72
4703	0.0011	2290.92	4181	0.0008	1717.68	4737	0.0009	1931.88
5226	0.0012	2474.52	4703	0.0010	2032.86	5263	0.0011	2227.68
5749	0.0013	2735.64	5226	0.0012	2348.04	5790	0.0012	2541.84
6271	0.0015	3049.80	5749	0.0013	2667.30	6316	0.0014	2835.60
6794	0.0016	3355.80	6271	0.0015	2987.58	6842	0.0015	3117.12
7316	0.0018	3753.60	6794	0.0016	3299.70	7368	0.0017	3368.04
7839	0.0021	4316.64	7316	0.0018	3611.82	7895	0.0018	3659.76
8362	0.0076		7839	0.0020	4002.48	8421	0.0020	4161.60
8884	0.0101		8100	0.0022	4508.40	8947	0.0031	
			8362	0.0027		9211	0.0069	
			8623	0.0062		9474	0.0099	
			8884	0.0077		9737	0.0099	
			9015	0.0086				
			9146	0.0090				
			9276	0.0099				

**Tabla 19** Resultados de fuerzas cortantes, deformaciones y esfuerzos de tensión en el acero longitudinal en vigas de concreto fibroreforzado.

Esfuerzos de tensión en el acero longitudinal Etapa B											
Fuerza Cortante (kg)	Deformación 0%	Esfuerzo de tensión 0%	Fuerza Cortante (kg)	Deformación 0.5%	Esfuerzo de tensión 0.5%	Fuerza Cortante (kg)	Deformación 1%	Esfuerzo de tensión 1%	Fuerza Cortante (kg)	Deformación 1.5%	Esfuerzo de tensión 1.5%
0	0.0000	0.0	0	0.0000	0.0	0	0.0000	0.0	0	0.0000	0.0
526	0.0000	71.4	526	0.0001	210.1	526	0.0001	110.2	526	0.0000	92.8
1118	0.0001	179.5	1053	0.0002	332.5	1053	0.0001	180.5	1053	0.0001	140.8
1579	0.0002	375.4	1579	0.0002	424.3	1579	0.0001	274.4	1579	0.0002	311.1
2105	0.0003	648.7	2105	0.0003	697.7	2105	0.0003	545.7	2105	0.0002	432.5
2632	0.0004	916.0	2632	0.0005	1005.7	2632	0.0004	861.9	2632	0.0004	722.2
3158	0.0006	1168.9	2632	0.0006	1148.5	3158	0.0006	1227.1	3158	0.0005	992.5
3684	0.0007	1417.8	3158	0.0007	1381.1	3684	0.0007	1493.3	3684	0.0006	1229.1
4211	0.0008	1664.6	3684	0.0008	1583.0	4211	0.0009	1842.1	4211	0.0008	1536.1
4737	0.0009	1933.9	4211	0.0009	1899.2	4737	0.0010	2137.9	4737	0.0009	1747.3
5263	0.0011	2176.7	4737	0.0011	2184.8	5263	0.0012	2349.1	5263	0.0010	2057.3
5526	0.0011	2311.3	5263	0.0012	2478.6	5790	0.0014	2786.6	5790	0.0011	2316.4
5790	0.0012	2443.9	5790	0.0013	2752.0	6316	0.0016	3177.3	6316	0.0013	2552.0
6053	0.0013	2578.6	6316	0.0014	2890.7	6842	0.0017	3467.0	6842	0.0014	2862.1
6316	0.0013	2705.0	6842	0.0015	3139.6	7368	0.0019	3874.0	7368	0.0015	3150.8
6447	0.0014	2768.3	7105	0.0017	3412.9	7895	0.0021	4317.7	7895	0.0017	3421.1
6500	0.0013	2556.1	7368	0.0017	3457.8	8421	0.0023		8421	0.0018	3672.0
5526	0.0012	2454.1	7632	0.0018	3708.7	8947	0.0028		8947	0.0019	3971.9
5066	0.0012	2350.1	7895	0.0019	3796.4	9474	0.0028		9211	0.0020	3988.2
5000	0.0011	2341.9	8158	0.0020	4039.2	9513	0.0045		9474	0.0020	4140.2
4211	0.0009	1850.3	8421	0.0020	4063.7	9211	0.0046		9737	0.0022	4481.9
3553	0.0009	1795.2	8553	0.0021	4182.0	8947	0.0062		10000	0.0029	
			8684	0.0021	4296.2						
									10263	0.0030	
									9921	0.0035	
									7105	0.0058	
									6421	0.0058	
									6000	0.0058	



**Figura 29** Gráfica de deformación unitaria Vs fuerza cortante (a) y Esfuerzo de tensión en acero longitudinal Vs fuerza cortante (b) en la etapa B

Cuando las fuerzas cortantes y el momento flexionante son relativamente grandes, las grietas de tensión por flexión son las que se presentan en primera instancia, aunque el ancho y longitud de las grietas se mantienen controlados

debido a la presencia del refuerzo longitudinal. Sin embargo, cuando los esfuerzos de tensión diagonal exceden la resistencia a la tensión del concreto, la grieta se inclina hacia una dirección diagonal y continua abriéndose hasta llegar a la falla si se sigue aumentando la carga.

Teóricamente se sabe que el acero longitudinal se proporciona para soportar los momentos por flexión. Cuando ocurre un desplazamiento cortante a lo largo de una grieta inclinada, cierta cantidad de fuerza cortante se transmite por efecto de la acción de dovela del refuerzo longitudinal y en los puntos donde las varillas se apoyan contra el concreto de recubrimiento, la resistencia a tensión del concreto limita la capacidad de dovela.

Ahora, una vez que ocurren grietas por desgajamiento del concreto que esta recubriendo al acero, se disminuye la efectividad de la acción de dovela, y también se afecta la adherencia de las mismas varillas.

Por lo tanto, ahora se puede comprender que las varillas longitudinales forman una pieza fundamental de elementos sometidos a flexión y cortante. Éstas soportan esfuerzos ocasionados por el momento flexionante y esfuerzos de cortante por tensión diagonal y en combinación con los estribos, concreto y fibras de acero, trabajan en conjunto dando al elemento una mayor capacidad de carga.

En esta investigación se midió los esfuerzos de tensión en el refuerzo longitudinal en la medida que se va incrementando la fuerza cortante, además de variar la cantidad de fibra.

En la figura 28 y 29 se puede observar que al aumentar la fuerza cortante, aumentan los esfuerzos en el acero longitudinal; sin embargo, la presencia de las fibras permiten que el acero longitudinal presente un incremento en la deformación unitaria de 23.2% con respecto a las vigas sin fibra. En cambio, la deformación unitaria para las vigas con relación  $A/C=0.85$  aumento 77.4% mas con respecto a las vigas sin fibra.

La máxima deformación presentada en las varillas, para una relación  $A/C=0.55$  se originó al usar un volumen de fibra del 1.5 % con una mayor fuerza cortante de 9737 kg. Sin embargo, para una relación  $A/C=0.85$ , la máxima



deformación se presentó al usar un volumen de fibra del 1.0% con una fuerza cortante de 8947 kg; aunque las vigas de mayor capacidad de carga fueron las que contenían 1.5% de fibra

Podemos notar que a medida que aumenta el volumen de fibra, las deformaciones son mayores y se encuentran en el rango plástico. Pero también se puede observar en las figuras 28 y 29, que la cantidad de fibra no influye considerablemente en los esfuerzos elásticos del acero longitudinal; esto puede deberse a que mientras el concreto no falle, el acero longitudinal no presenta esfuerzos significativos al variar el porcentaje de fibra, sin embargo existe una mayor capacidad de carga debido a la presencia de las fibras hasta que el concreto falle y entonces empiecen a presentarse ligeras variaciones en los esfuerzos debido a los diferentes contenidos de fibra.

También se puede observar en las figuras 28 y 29, que el acero longitudinal en las vigas sin fibra, no fluyó, la razón por la que no ocurrió fluencia en el acero puede deberse a que el concreto tomó todos los esfuerzos tanto de cortante como de flexión y al fallar éste, se originó una pérdida de adherencia entre el concreto y el acero longitudinal, motivo por el cual el acero no excedió su límite de fluencia.

Con 1.5% de volumen de fibra, el porcentaje de ductilidad de la deformación del acero longitudinal fue de 23.2% con respecto a las vigas sin fibra de relación  $A/C=0.55$ ; y con 1.0% de volumen de fibra, el porcentaje de ductilidad de la deformación del acero longitudinal fue de 77.4% con respecto a las vigas sin fibra de relación  $A/C=0.85$ .

### 3.5.5 Esfuerzos en el acero transversal.

Los estribos forman parte esencial en el cortante por tensión diagonal debido a que estos se encuentran confinando al concreto en el claro de cortante, estos influyen junto con las varillas longitudinales a resistir una acción de dovela debido a que los estribos sostienen a las varillas longitudinales y estas son las que resisten esa acción de dovela. De la misma manera, los estribos hacen que

el concreto se mantenga unido, una vez que éste ha fallado por tensión; entonces, estos mantienen unido al concreto originando una trabazón entre los agregados presentando una fuerza de fricción entre estos.

Los esfuerzos que se registraron en el acero transversal como refuerzo en el alma, indican que antes de alcanzar la carga de falla los valores de los esfuerzos en los estribos son bajos, e inclusive algunos de ellos son de compresión, después de que se excede la resistencia del concreto los esfuerzos se incrementan, no obstante, en ningún caso se alcanza la fluencia del acero transversal. El efecto de la presencia de fibra en el concreto es reducido en lo referente a estos esfuerzos, aun que para las vigas con relación  $A/C = 0.85$  se puede observar una aportación mayor conforme se incrementa el volumen de las fibras (ver figura 30 y 31) ya que se incrementan considerablemente los esfuerzos en el acero transversal y se incrementa ligeramente la capacidad de carga.

El comportamiento que se presenta en las figuras 30 y 31 puede ser debido a que la ubicación del SG no coincidió con la grieta, lo que hubiera permitido determinar un esfuerzo de tensión en ese punto. Aunado a esto, se observó que al momento del ensaye, las grietas de cortante por tensión diagonal iniciaban a diferentes alturas del peralte de la viga, en la zona donde los esfuerzos de tensión son máximos en el claro de cortante; por lo tanto, algunas grietas se proyectaban por debajo del punto de localización del SG y otras por arriba; por lo tanto, el SG no registro un esfuerzo significativo, debido a que éste se encontraba embebido aún en el concreto. Una vez que se presentó la grieta en el punto de localización del SG, éste comenzó a medir los esfuerzos en el estribo. Los SG fueron colocados como se indicó en la figura 13 aproximadamente al centro del refuerzo, sin embargo, la aparición de las grietas es aleatoria y depende más de la presencia de microfisuras y planos de fallas potencialmente débiles en la matriz de concreto, por lo que resulta complejo ubicar un SG en donde se especule la grieta por tensión diagonal.

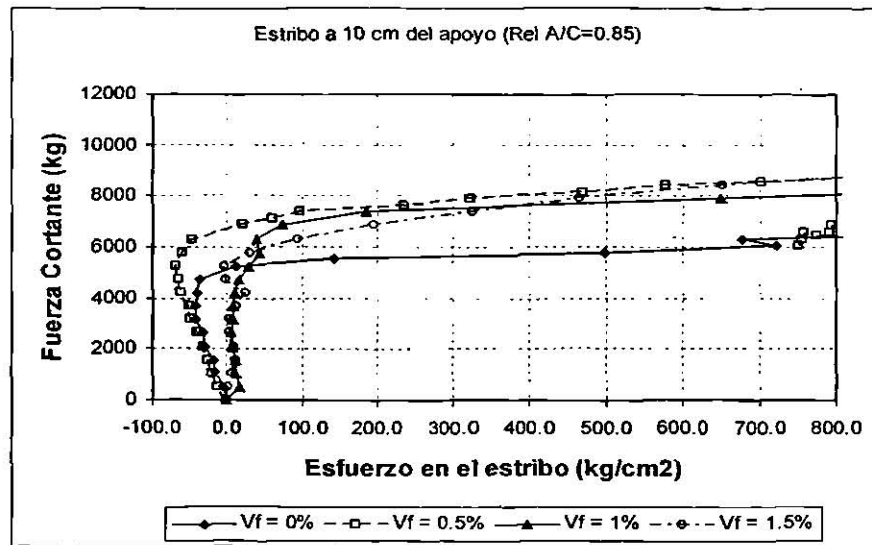


Figura 30 Gráfica de esfuerzos en el estribo Vs fuerza cortante en estribos a 10 cm del apoyo

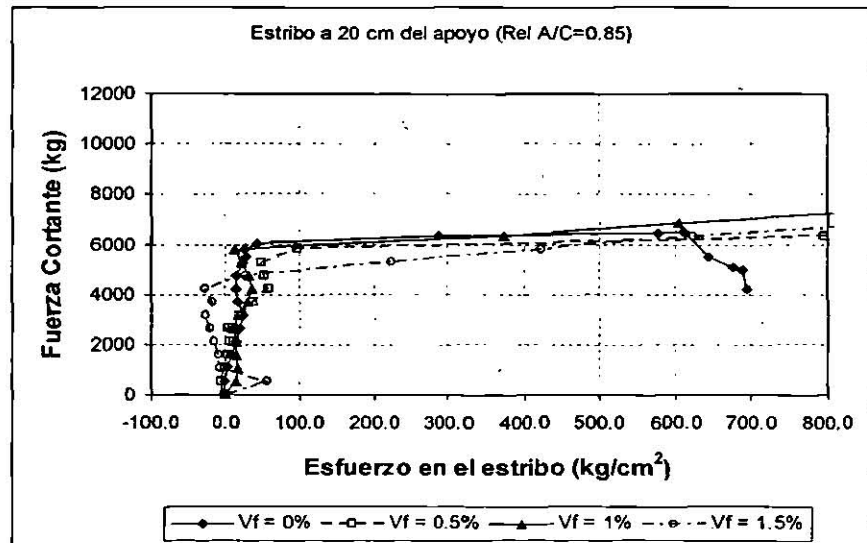


Figura 31 Gráfica de esfuerzos en el estribo Vs fuerza cortante en estribos a 20 cm del apoyo

## CONCLUSIONES

## CAPÍTULO 4

### 4. CONCLUSIONES

Los aspectos más relevantes que se desprenden de esta investigación, son la comprobación de que el concreto reforzado con fibras de acero en combinación con el refuerzo transversal ayuda a contrarrestar los esfuerzos de cortante por tensión diagonal, siendo una solución segura, estructuralmente hablando; a demás de que presenta una alternativa económica y segura para cualquier tipo de estructura expuesta al fenómeno de cortante por tensión diagonal. A continuación se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación realizado.

1. La presencia de las fibras como refuerzo adicional proporciona una mayor eficiencia a la viga con refuerzo convencional, ya que se logran mayores capacidades de carga con la reducción en los esfuerzos y deformaciones en el acero longitudinal y transversal.
2. Las fibras de acero como refuerzo adicional al longitudinal y transversal permiten incrementar sustancialmente la resistencia a cortante por tensión diagonal y la ductilidad en las vigas de concreto fibroreforzadas, en comparación con las vigas de concreto reforzado sin fibras.
3. La presencia de las fibras en el concreto proporciona la capacidad de resistir mayores fuerzas cortantes antes de que el acero longitudinal alcance la fluencia; sin embargo, su influencia es limitada en lo referente a la ductilidad. Es el acero transversal un factor de mayor importancia en la capacidad de las vigas para resistir mayores deformaciones.

4. El efecto principal de las fibras de acero en los esfuerzos del acero transversal es distribuir los mismos, resultando en esfuerzos bajos e inclusive sin llegar a la fluencia del refuerzo no obstante que se alcance la fuerza cortante de falla.
5. Al agregar fibras de acero en el concreto se logra obtener un adecuado entrelazamiento entre el concreto y el refuerzo transversal y longitudinal, por lo que se obtiene una mejor distribución de esfuerzos en toda la viga,
6. Las vigas de concreto sin fibra de acero presentan un comportamiento frágil, sin embargo, al adicionar fibras de acero como refuerzo por cortante se permite alcanzar resistencias mayores que las alcanzadas por las vigas de concreto sin fibras (la fuerza cortante se incrementa 34.87% para un  $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$  y un 10.4% para un  $f'c=380 \text{ kg/cm}^2$  en comparación con las vigas sin fibra).
7. Las fibras de acero y el acero transversal permiten que se desarrolle un múltiple agrietamiento en las vigas y este se incrementa conforme aumenta la fracción de volumen de las fibras; de la misma manera, las fibras de acero proporcionan un adecuado control en el ancho y largo de las grietas.

A medida que se aumenta el volumen de fibra se obtiene una mayor capacidad de carga, las grietas se presentan con menor longitud y en mayor cantidad logrando tener así un comportamiento dúctil en la viga debido a que las deflexiones en el centro del claro aumentan conforme se incrementa el porcentaje de fibra. Sin embargo, al disminuir el  $f'c$  del concreto, se disminuye considerablemente la deflexión, esto puede ser posible debido a que las fibras logran trabajar junto con el concreto a tensión; es decir, conforme el concreto excede la resistencia a la tensión, las fibras continúan contrarrestando esos esfuerzos de tensión ya que mantienen unido al concreto con el acero de refuerzo.

Junto con los estribos, las fibras desarrollan gran capacidad en el elemento debido a que los estribos confinan al concreto, y el concreto se encuentra mejor

adherido con las fibras; por lo tanto, al originarse grietas diagonales de cortante, las fibras en combinación con el refuerzo transversal, concreto y agregados, trabajan generando una mayor trabazón para resistir las fuerzas cortantes originadas en el claro de cortante.

---

## *Capítulo 5*

---

# RECOMENDACIONES



## CAPÍTULO 5

### 5. RECOMENDACIONES

La investigación del concreto reforzado con fibras de acero no concluye con esta tesis, al contrario, el presente proyecto proporciona el fundamento para investigaciones posteriores sobre el tema estudiado. Es necesario seguir preparándose aún más para poder llegar a obtener resultados concluyentes en lo referente a la resistencia del cortante por tensión diagonal.

A continuación se presentan recomendaciones para futuras investigaciones:

1. Realizar un mayor número de especímenes para tener mejores resultados (mínimo tres vigas con las mismas propiedades).
2. Investigar el comportamiento de vigas de concreto con fibras de acero y refuerzo transversal sometidas a torsión y cortante directo.
3. Ensayar los concretos reforzados con fibras de acero, acero transversal y longitudinal, con cargas dinámicas que provoquen altos esfuerzos de cortante por tensión diagonal.
4. Investigar el comportamiento que presentan las fibras de acero al trabajar en concretos de alta resistencia ( $>400 \text{ kg/cm}^2$ ) y de baja resistencia ( $<200 \text{ kg/cm}^2$ ).
5. Investigar la durabilidad de los concretos con fibras de acero cuando son expuestos a ambientes agresivos que generen alto grado de corrosión.



# REFERENCIAS

## REFERENCIAS

1. ACI 318-02, "Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios", Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, AC, 2004, pp. 13 – 14.
2. ACI Committee 544, "State-of-the-Art on Fiber Reinforced Concrete", ACI Manual of Concrete Practice, Part 5, 1998, pp. 544.1R-1 – 544.1R-66.
3. ACI Committee 211 report, "Standard practice for selecting proportions for normal, heavyweight and mass concrete", 1981. p. 3
4. Ashour, S. A., Hasanain, G. S., Wafa, F. F., "Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, March-April 1992, pp. 176 – 184.
5. ASTM C 192 - 98, "Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1999, p. 6.
6. ASTM A7-55-T, "Steel for Bridges and Buildings", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1955, p. 3.
7. ASTM A-820-96, "Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996, p. 1 -3.
8. ASTM C-370-88, "Standard Test Method for Moisture Expansion of Fired Whiteware Products", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1999, p. 2.
9. NOM B-6-83, "Varillas Corrugadas y Lisas de Acero, Procedentes de Lingote o Palanquilla, para Refuerzo de Concreto", Norma Oficial Mexicana, México DF, 1983, pp. 2-7.

10. ASTM C-39-01, "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2001, pp. 1- 4.
11. ASTM C-136-84, "Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1984, pp. 1-5.
12. ASTM C-496-96, "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996, pp. 2-4.
13. ASTM C-33-97," Standard Specification for Concrete Aggregates", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2001, pp. 2- 8.
14. ASTM C-143-00, "Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete", American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2000, p. 1 - 3.
15. Batson. G.; Jenkins, E.; and Spatney, R., "Steel Fibers as Shear Reinforcement in Beams.", ACI Journal, Proceedings V. 69, No.10, Oct. 1972, pp. 640-644.
16. González, C., Robles, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Limusa, 1994, pp. 159 – 178.
17. G. Nawy, "Concreto Reforzado (Un Enfoque Básico)", Editorial Prentice Hall Hispanoamericana, 1988, pp. 153-204.
18. H. Nilson, "Diseño De Estructuras De Concreto", Editorial Mc Graw Hill, Duodécima Edición, 1999, pp.105-121.
19. J. Cowan, "Diseño De Estructuras De Concreto", Editorial Continental, 1989, pp.188-199.
20. Kwak, K. H., Suh, J., Thomas Hsu, C. T., "Shear-Fatigue of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 2, March-April 1991, pp. 155 – 160.
21. M. Ferguson, "Fundamentos Del Concreto Reforzado", Editorial Continental, 1969, pp. 121-133.

22. Metha, K. Monteiro, P., "Concreto; Estructura, Propiedades y Materiales", Instituto Mexicano del Cemento y Concreto, 1998, pp. 197 - 286.
23. Park, P., Paulay, T., "Estructuras de Concreto Reforzado", ED. Limusa Noriega, Nueva Edición, 1990, pp. 288 – 294.
24. Shah, S. P., "Fiber Reinforced Concrete", Concrete International, American Concrete Institute, Vol. 12, No. 3, March 1990, pp. 81– 82.
25. Shin, S. W., Oh, J. G., Ghosh, S. K., "Shear Behavior of Laboratory-Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers", SP-142-10, American Concrete Institute, 1994, pp. 181-200.
26. Swamy, R.N., Bahía, H. M., "The Effectiveness of Steel Fibers as Shear Reinforcement", Concrete International, Design and Construction, Vol. 7, No. 3, Mar. 1985, pp. 35 – 40.
27. Steve H.Kosmatka y William C. Panarese, "Diseño y Control de Mezclas de Concreto", IMCYC, primera edición: 1992, pp.84-87.
28. Ward, R., "Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement." MS Thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1989.

---

---

# ANEXO

## ANEXO.- Diseño estructural de vigas.

### CÁLCULO PARA ENCONTRAR LA CARGA QUE SE LE APLICARÁ A LAS VIGAS SIMPLEMENTE APOYADAS, COLOCADAS A 50 cm. DE LOS APOYOS.

Para encontrar la carga de aplicación se procederá a igualar  $\phi V_n = V_u$  en donde  $V_u = P$  por lo tanto  $V_n = P / \phi$ . Entonces  $P = (V_s + V_c) \phi$ .

El cortante crítico se encuentra a una distancia  $d$  del apoyo, pero como son cargas puntuales entonces el cortante crítico se encuentra en todo el claro de cortante, por eso se supone que  $V_u = P$

#### Dimensiones de la viga

$H := 25$  cm <---Peralte total de la viga

$b_w := 15$  cm <---Ancho de la viga

$Rec := 2 + 0.8 + 0.64$

$Rec = 3.44$  cm <---Distancia hasta el centroide del acero de refuerzo.

$d := H - Rec$

$d = 21.56$  cm <---Peralte efectivo .

**Distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de una de las dos cargas(Claro de cortante):**

$La := 50$  cm

Claro total de la viga----->  $Lt := 180$  cm

Relación  $d/La$ ----->  $\frac{d}{La} = 0.43$

**Resistencia al cortante aportada por los estribos separados a una distancia máxima  $s$ .**

$F_{y\text{alambron}} := 3350$   $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  <---Esfuerzo de fluencia del acero (Alambron )

$A_v := \left(2.54 \cdot \frac{1}{4}\right)^2 \cdot \frac{\pi \cdot 2}{4}$   $A_v = 0.633$   $\text{cm}^2$  <---Area de acero a corte (2 ramas de alambron  $\phi = 1/4"$ ).

Separación entre estribos (s )

$$s := \frac{d}{2} \quad s = 11 \quad \text{cm} \quad \text{Por facilidad de espaciamiento tenemos:} \quad s_r := 10 \quad \text{cm}$$

$$V_s := \frac{F_{y\text{alambra}} \cdot A_v \cdot d}{s_r} \quad V_s = 4575 \quad \text{kg}$$

**Resistencia al cortante aporte por el concreto simple (Vc)**

### ETAPA 1

$$F'c_1 := 380 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{<----Resistencia especificada la compresión del concreto}$$

$$V_{c1} := 0.55 \cdot \sqrt{F'c_1} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c1} = 3467 \quad \text{kg}$$

Reacción en los extremos de la viga (P)

$$P_1 := V_s + V_{c1} \quad P_1 = 8042$$

$$\text{Carga última aplicada a la viga (Pu):} \quad P_u := 2P_1 \quad P_u = 16084 \quad \text{Kg}$$

**Momento último (Mu).**

$$Mu_1 := P_1 \cdot La \quad Mu_1 = 402100 \quad \text{kg} - \text{cm}$$

$$\omega_1 := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu_1}{b_w \cdot d^2 \cdot (F'c_1)}} \quad \omega_1 = 0.168$$

$$F_y := 4295 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{<----Esfuerzo de fluencia del acero (Corrugado )}$$

$$\rho_1 := \omega_1 \cdot \frac{F'c_1}{F_y} \quad \rho_1 = 0.015 \quad \text{<----Porcentaje de acero.}$$

$$As_1 := \rho_1 \cdot b_w \cdot d \quad As_1 = 4.82 \quad \text{cm}^2$$



$$\beta_1 := 1.05 - \frac{F'_c c_1}{1400}$$

$$\beta_1 = 0.779$$

$$\rho_{b1} := \left( \beta_1 \cdot 0.85 \cdot \frac{F'_c c_1}{F_y} \right) \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \rho_{b1} = 0.034 \quad \leftarrow \text{Ro balanceado}$$

$$\rho_{\text{máx1}} := 0.75 \cdot \rho_{b1} \quad \rho_{\text{máx1}} = 0.026$$

Como  $\rho_{\text{máx1}} > \rho$ , la falla se supone "Dúctil"

Para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión se proponen 2 varillas de 5/8", se revisa el momento nominal el cual debe ser mayor que el momento último.

$$A_{sp1} := A_{s1}$$

$$A_{sp1} = 4.82 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{Area de acero propuesto} = A_{sp}$$

$$a_1 := \frac{A_{sp1} \cdot F_y}{F'_c c_1 \cdot d} \quad a_1 = 2.53 \text{ cm}$$

$$M_{n1} := A_{sp1} \cdot F_y \cdot \left( d - \frac{a_1}{2} \right)$$

$$M_{n1} = 420173 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \leftarrow \text{Momento nominal}$$

$$\frac{M_{n1}}{M_{u1}} = 1.045$$

Como  $M_n > M_u$  se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

$$V_{u1} := P_1$$

$$V_{c'1} := \left( 0.50 \sqrt{F'_c c_1} + 175 \rho_1 \cdot \frac{V_{u1} \cdot d}{M_{u1}} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c'1} = 3516 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{c'1}}{V_{c1}} = 1.01 \quad \frac{V_{u1}}{M_{u1}} \cdot d = 0.4312$$

**Cortante nominal**

$$V_{n1} := V_{c'1} + V_s \quad V_{n1} = 8091 \text{ Kg}$$

**ETAPA 2**

$$F'c_2 := 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \leftarrow \text{Resistencia especificada la compresión del concreto}$$

$$Vc_2 := 0.55 \cdot \sqrt{F'c_2} \cdot b_w \cdot d$$

$$Vc_2 = 2515 \quad \text{kg}$$

Reacción en los extremos de la viga (P)

$$P_2 := V_s + Vc_2 \quad P_2 = 7090$$

$$\text{Carga última aplicada a la viga (Pu):} \quad P_{u1} := 2P_2 \quad P_{u1} = 14180 \quad \text{Kg}$$

**Momento último (Mu )**

$$Mu_2 := P_2 \cdot La \quad Mu_2 = 354507 \quad \text{kg - cm}$$

$$\omega_2 := 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7Mu_2}{b_w \cdot d^2 \cdot (F'c_2)}} \quad \omega_2 = 0.311$$

$$\rho_2 := \omega_2 \cdot \frac{F'c_2}{F_y} \quad \rho_2 = 0.014 \quad \leftarrow \text{Porcentaje de acero.}$$

$$As_2 := \rho_2 \cdot b_w \cdot d \quad As_2 = 4.69 \quad \text{cm}^2$$

$$\beta_2 := 1.05 - \frac{F'c_2}{1400}$$

$$\beta_2 = 0.907$$

$$\rho_{b2} := \left( \beta_2 \cdot 0.85 \cdot \frac{F'c_2}{F_y} \right) \cdot \frac{6000}{6000 + F_y} \quad \rho_{b2} = 0.021 \quad \leftarrow \text{Ro balanceado}$$

$$\rho_{\text{máx}2} := 0.75 \cdot \rho_{b2} \quad \rho_{\text{máx}2} = 0.016$$

Como  $\rho_{\text{max}} > \rho$ , la falla se supone "Dúctil"

Para asegurar una falla de tipo cortante y no por flexión se proponen 3 varillas de 5/8", se revisa el momento nominal el cual debe ser mayor que el momento último.

$$Asp_2 := As_2 \cdot 1.251 \quad \text{cm}^2$$

$$A_{sp2} = 5.86 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{Area de acero propuesto} = A_{sp}$$

$$a_2 := \frac{A_{sp2} \cdot F_y}{F'_c2 \cdot d} \quad a_2 = 5.84 \text{ cm}$$

$$M_{n2} := A_{sp2} \cdot F_y \cdot \left( d - \frac{a_2}{2} \right)$$

$$M_{n2} = 469343 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \leftarrow \text{Momento nominal}$$

$$\frac{M_{n2}}{M_{u2}} = 1.324$$

Como  $M_n > M_u$  se asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

$$V_{u2} := P_2$$

$$V_{c'2} := \left( 0.50 \sqrt{F'_c2} + 175 \rho_2 \cdot \frac{V_{u2} \cdot d}{M_{u2}} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c'2} = 2640 \text{ kg}$$

$$\frac{V_{c'2}}{V_{c2}} = 1.05 \quad \frac{V_{u2} \cdot d}{M_{u2}} = 0.4312$$

**Cortante nominal**

$$V_{n2} := V_{c'2} + V_s \quad V_{n2} = 7215 \text{ Kg}$$

