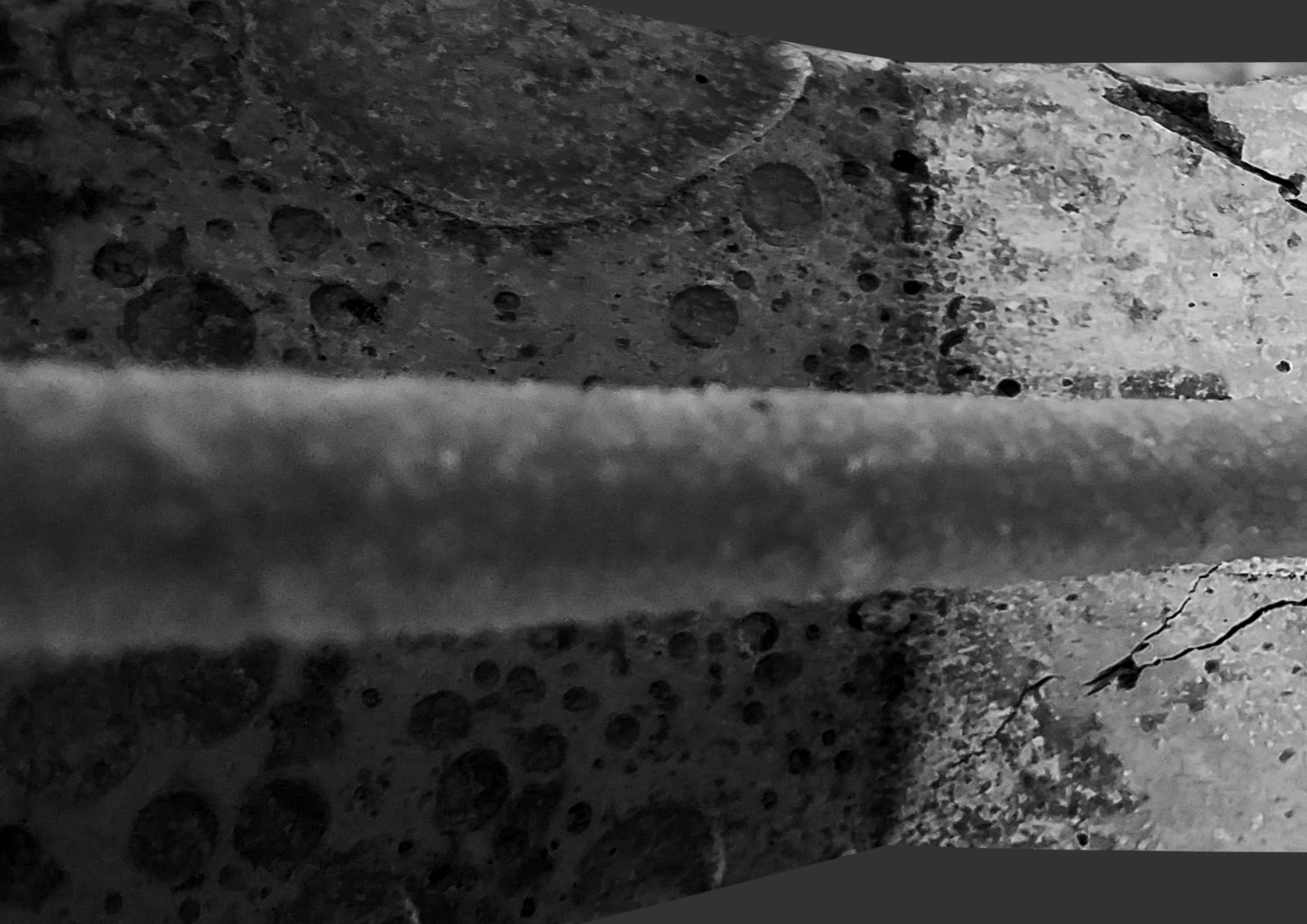






Capítulo 3

Vigas y Resultados.

Se da a conocer las vigas planteadas con todas sus especificaciones formales y materiales. Además de una explicación clara del proceso de elaboración de estos elementos desde su encofrado, como fue la elaboración del hormigón, los cuidados que se tuvo a los elementos, el proceso de curado y los pasos realizados hasta su etapa final de ensayo a compresión.

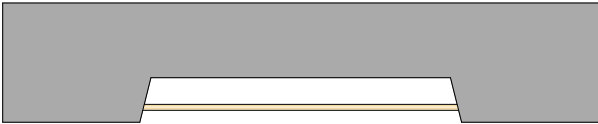
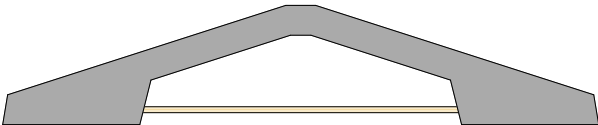
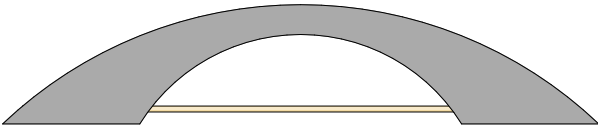
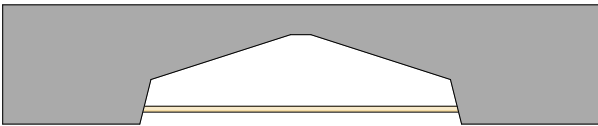
3.1 Planteamiento general.

Con la finalidad de cumplir con los objetivos planteados para este trabajo de titulación se procedió con la parte práctica que consistió en la elaboración de cuatro tipos de elementos estructurales (vigas) diferentes para poder sugerir una geometría óptima y cada tipo con refuerzos de varillas diferentes de acero y de varillas de GFRP de las empresas fabricantes mas reconocidas en Estados Unidos, además de una empresa ecuatoriana para comparar resultados por medio de ensayos entre estos refuerzos. La tabla 30 explica claramente el planteamiento que se siguió con respecto a las geometrías y varillas ensayadas.

Para obtener resultados certeros se elaboraron tres elementos estructurales con cada tipo de varillas para cada viga planteada con el fin de proceder a analizarlos, promediarlos y así obtener un resultado mucho mas certero. Las vigas planteadas inicialmente para ser analizadas fueron las vigas A, B y C, ya que estos tipos de viga siguen una progresión formal y volumétrica.

Sin embargo una vez analizadas las condiciones de las vigas planteadas se determinó implementar un tipo mas de viga (el tipo D), con la finalidad de obtener resultados de un tipo de viga entre la viga A y B. Además este tipo de viga se elaboró con un diámetro diferente de varilla (12mm), esta decisión fue debido a que la fabrica nacional de varillas de

Tabla 30: Tipos de vigas planteadas y tipos de varillas usadas.

TIPO DE GEOMETRIA DE VIGAS	TIPO DE VARILLAS DE REFUERZO
 VIGA "A"	 VARILLA 1: Aslan 100 series FIBERGLASS REBAR ø10mm  VARILLA 5: Varilla Microaleada NOVACERO ø 10mm
 VIGA "B"	 VARILLA 2: Fiberline ComBar ø 9 mm  VARILLA 5: Varilla Microaleada NOVACERO ø 10 mm
 VIGA "C"	 VARILLA 3: Marshall Composite Technologies C-Bar Varilla ø 10mm  VARILLA 5: Varilla Microaleada NOVACERO ø 10mm
 VIGA "D"	 VARILLA 4: Varilla EQUISPLAST ø 12 mm  VARILLA 5: Varilla Microaleada NOVACERO ø 12 mm

Nota: Tomada de grupo de tesis.

GFRP solo elaboraba de ese ancho y para corroborar la parte teórica analizada que nos expone que mientras mayor sea el diámetro de varilla disminuye la resistencia a la tracción y la adherencia de las vigas. Todas las vigas planteadas se elaboraron de manera que cumplan con las dimensiones máximas establecidas por el ACI para la competencia "FRP Composites Competition" que se dieron a conocer anteriormente.

En cuanto a las reglas establecidas para el FRP Composites Competition solo se consideró la restricción dimensional de los elementos estructurales que establece que las vigas elaboradas no pueden medir mas de un metro de largo, 20 cm de altura y 20 cm de ancho.

El reglamento contempla que los elementos tipo viga deben pesar entre 5 kg (11.0 lb) y 15 kg (33.1 lb). Esta disposición no se cumple para las vigas tipo A cuyo peso es alrededor de 28 kg y para las vigas tipo D cuyo peso es alrededor de 24 kg. Sin embargo las vigas tipo B y C cumplirían perfectamente este requisito del concurso siendo sus pesos de 12 kg y 14 kg aproximadamente sin sobrepasar los 15 kg en ninguno de los casos.

El reglamento no especifica que tipo de máquina se va a utilizar para el ensayo, sin embargo si especifica los tipos de apoyo y la superficie que va a

aplicar la carga sobre la viga. Esta superficie no se la pudo usar como se especifica en el reglamento debido a la falta de aditamentos necesario para la máquina es por eso que se sustituyó el plato de 5 x 5 cm por una pieza metálica de 5 cm x 7.2 cm que sería el ancho de las vigas planteadas. La velocidad de carga con la cual se ensayaron las vigas fue la misma que indica el reglamento del concurso que es de 2.5 mm/minuto.

Con el fin de tener cierta referencia en cuanto al refuerzo de las vigas se elaboraron 3 vigas del mismo tipo con varilla de GFRP y 3 con varilla de acero. De esta mane se podría hacer una comparación directa de refuerzos de vigas y tener un punto de referencia que serian las de acero que al igual que el ACI 440 comprara las especificaciones de las varillas de fibra con el acero que es un material que se lleva utilizando en la construcción tradicional durante varios años como se menciona anteriormente. Para todos los elementos estructurales ensayados se utilizó la misma dosificación de hormigón antes mencionada pretendiendo no considerar la resistencia del hormigón como una variable en los resultados. Sin embargo presentaron variaciones de resistencia entre los hormigones elaborados.

Por cada fundición de hormigón para las vigas se elaboró 2 probetas cilíndricas con el fin de realizar

el ensayo a compresión de hormigón utilizado. Todos los elementos tipo viga y las probetas cilíndricas fueron pesadas y medidas, luego de 28 días de curado a temperatura ambiente.

Todos los ensayos de vigas como de cilindros se realizaron en el laboratorio de construcciones de la Facultad de Arquitectura y fueron supervisados por el Arq. Edison Castillo. La máquina de compresión en la cual se realizaron los ensayos es una máquina para ensayos de marca ELE como se observa en la figura 55, añadiéndole una base metálica para vigas, sobre la cual se colocó 2 apoyos a 90cm de distancia y sobre la viga se aplicó la carga en un área de 5cm de ancho con un largo que cubría el espesor de la viga.

Los puntos de deformación fueron tomados según aumentaba progresivamente la carga en la viga. Se consideró determinar la carga que alcanzó cada una de las vigas elaboradas hasta producirse una deformación de 3.5 mm ya que esto es un parámetro a evaluar en el concurso FRP Composites Competition, plantear una predicción acertada de la carga que alcanzará la viga hasta esa deformación.

Las condiciones en las que se elaboraron, ensayaron y curaron las vigas fueron iguales para todas con el fin de obtener datos precisos que puedan ser utilizados para comparaciones de los resultados

planteados y llegar a una conclusión exacta de este trabajo de titulación.

En la sección de resultados de las vigas elaboradas se presenta adicionalmente los resultados obtenidos de dos vigas tipo C con refuerzo de acero y con refuerzo de GFRP, que presentaron fisuras producidas por la pérdida de humedad en el hormigón durante el proceso del fraguado, sin embargo se decidió ensayarlas para conocer que tipo de resultados se pueden obtener.

La ubicación de las varillas de refuerzo para todas las vigas se consideró en una misma posición con el fin de que no sea la localización de la varilla una variable. La ubicación de la varilla se dispuso a esa distancia aproximadamente debido a los conceptos tomados de (Singer, 1994). Él expone que las fuerzas de compresión y tracción de las vigas con ciertas condiciones actúan en el centro de gravedad de la carga triangular a los 2/3 desde el eje neutro.

Considerando el eje neutro en la parte media de la viga establecimos que al ser de 20 cm la altura de todas las vigas ensayadas la ubicación de la varilla sería aproximadamente a los 2/3 del eje neutro, es decir a 6.66 cm. Sin embargo el método utilizado que se explicará mas adelante nos brinda un valor específico para la ubicación de esta varilla de refuerzo.

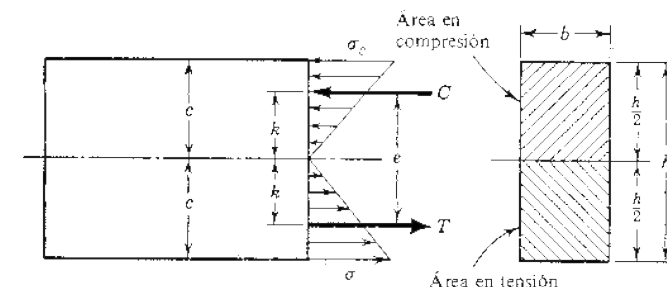


Figura 88: Diagrama de fuerzas y momentos de vigas (Tomada de Singer, 1994)

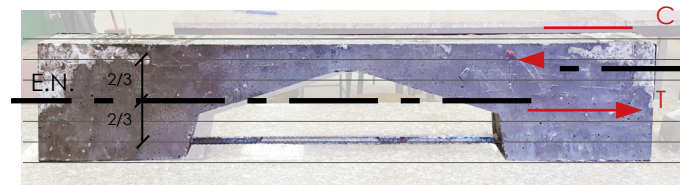


Figura 89: Ubicación de la varilla según el diagrama de fuerzas en viga B. Fuente propia.



Figura 90: Máquina de ensayos del laboratorio de la facultad de Arquitectura con los elementos adecuados para los ensayos de vigas. Fuente propia.

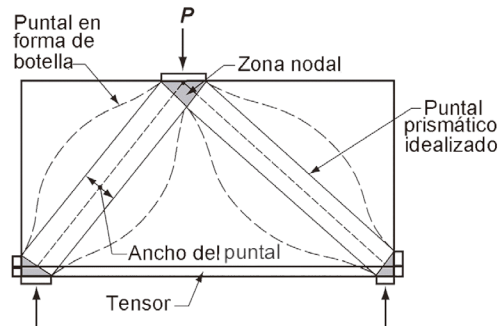


Figura 91: Descripción del modelo puntal-tensor. Tomada de ACI 3-18, 2014.

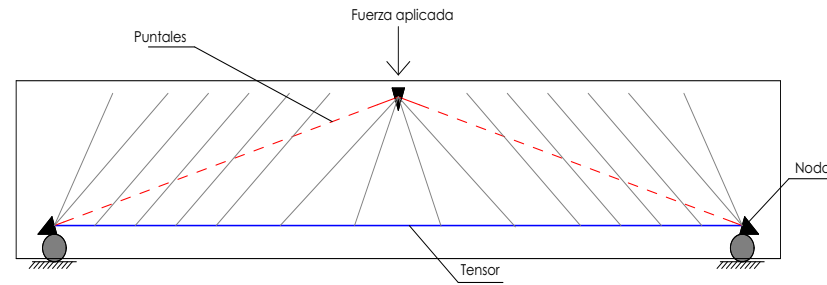


Figura 92: Modelo puntal-tensor con las condiciones establecidas. Fuente propia.

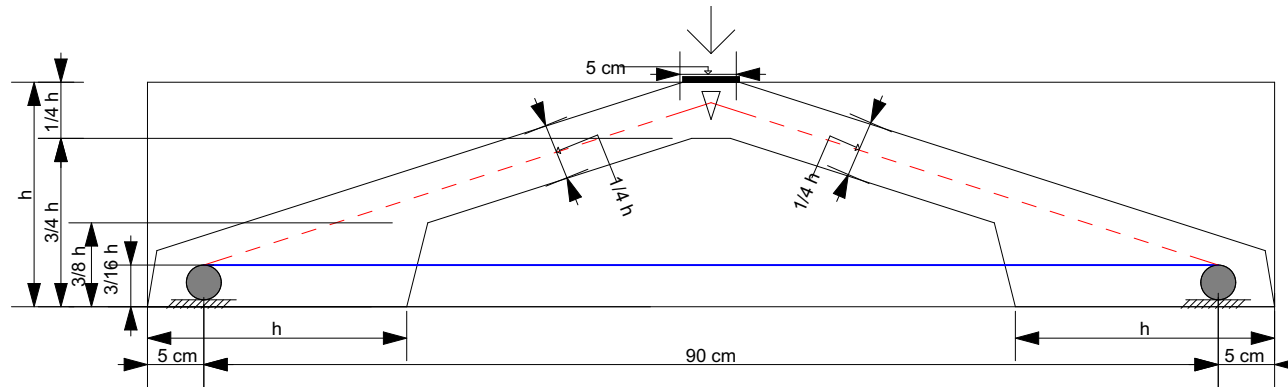


Figura 93: Modelo puntal-tensor adaptado a las relaciones dimensionales establecidas. Fuente propia.

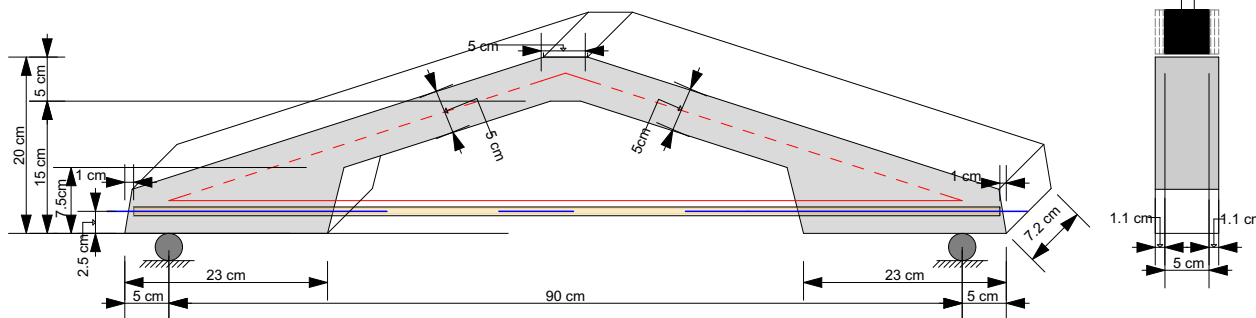


Figura 94: Viga tipo B resultante. Fuente propia.

3.2 Geometrías planteadas.

Las geometrías de las vigas planteadas se la obtuvieron mediante un proceso de variaciones de volumen partiendo de una viga que se obtuvo como resultado de los análisis planteados por la “Teoría de bielas y tirantes” o modelos puntal-tensores como se denomina por el ACI 318. Este método se utiliza para dar una solución explícita a los cuerpos separando sus elementos en puntales, tensores y nodos, detallando los elementos del reticulado de forma racional y satisfaciendo las condiciones de equilibrio para asegurar la transferencia de las cargas a los apoyos.

Las partes de este sistema son las bielas o puntales que son elementos que están sometidos a esfuerzos de compresión y se los puede tomar como modelos prismáticos o de ancho variable cuando la resistencia efectiva a compresión difiere en los dos extremos de un puntal, ya sea por las diferentes resistencias de la zona nodal o a las diferentes longitudes de apoyo. Los tensores o tirantes son los refuerzos que están sometidos a cargas de tensión y contienen hormigón adyacente para definir la zona de anclaje de las fuerzas de los puntales y tensores, más no para que el hormigón resista la fuerza axial del tensor. Los nodos que son los puntos de intersección de ejes de los puntales y tensores en los cuales deben actuar un mínimo de tres fuerzas. Ver figura 91. (ACI 3-18, 2014).

Teniendo en cuenta estos conceptos como se puede apreciar en el gráfico 92 el sistema de puntales actúa a compresión de manera transversal desde la carga hacia los apoyos siendo este el camino más rápido para transferir la carga. Las tensiones del diseño se encuentran en la parte donde trabajan los elementos a tracción, uniéndose mediante un volumen de hormigón a los nodos donde concurren de igual manera los puntales. (ACI 3-18, 2014).

Tomando esta metodología y aplicándola a las condiciones en el reglamento del ACI Composites Competition tenemos una carga puntual ubicada en la parte superior en el punto medio de la estructura y dos apoyos en la parte inferior de la estructura. Bajo estas condiciones se realizó un análisis con la metodología de puntales y tensores en los cuales se ubican dos puntales transversales a los lados de la estructura y un tensor en la parte baja como se puede apreciar en la figura 93.

La geometría que se puede apreciar en la figura 93 la de un triángulo ya que esta geometría permite transferir las cargas a las cuales está sometida la estructura de manera más rápida hacia los apoyos y siendo el triángulo la figura geométrica indeformable se optó por esta geometría como la ideal para las condiciones establecidas.

Partiendo de esta geometría se procedió a enca-

jarle en un rectángulo y adaptarla a los datos que se conoce como la distancia de los apoyos que es de 5 cm desde el borde externo de la viga y la longitud total de la viga que tiene que ser de 1m máximo como establece el reglamento antes mencionado. Con estos datos se obtiene la longitud del tensor que será de 90 cm. El reglamento establece además que en la parte superior media de la estructura se aplicará la carga a través de una platina de 50x 50, esto nos da la pauta para determinar que la estructura debería contar con un área plana de esas dimensiones o mayores en la parte superior intermedia.

El ancho de la estructura se determina por medio de relaciones formales que parten con su altura con la finalidad de obtener una estructura simétrica, como podemos observar en la figura 94, el ancho de la viga es $\frac{1}{4}$ de la altura total, a los $\frac{3}{8}$ de la altura se ubica el límite del volumen de hormigón a restar y a los $\frac{3}{16}$ de la altura se encontraría el tensor que trabajara a tracción en esta viga. Sustituyendo h por el valor de la altura máxima permitida en el reglamento del concurso que es de 20 cm tenemos que el ancho de la estructura es de 5 cm. Las bases de la viga donde irán ubicados los apoyos están en una relación de 1:1 con su altura sin embargo se aumentó 15% a cada base para la participación en el concurso ya que se evidenció que en la mayoría de estos elementos se produ-

cían fisuras en este sector, se presume que es debido al desprendimiento de hormigón de las varillas. Se decidió de igual manera bajar la ubicación de la varilla debido a que se pretendió que la misma trabaje más cerca del área de tracción. La ubicación que se determinó es de $\frac{1}{8}h$ es decir 2.5 cm desde el eje de la viga. El espesor establecido fue de 50 cm + 2.2 cm de rango de colocación de la viga en la máquina. Por último se realizaron cortes inclinados en los extremos de las bases para aligerar la estructura y disminuir de cierta parte el costo de la estructura.

A partir de la viga tipo B obtenida anteriormente, la misma que se ensayó en el FRP Composites Competition se conciben las 3 geometrías adicionales que se ensayaran en este trabajo de titulación. Las geometrías de viga tipo A y D se plantearon con la finalidad de encontrar un modelo de viga que se base en lo expuesto por (Singer, 1994) como se pudo observar en la figura 89 que el volumen de hormigón en la parte superior de los elementos resiste las cargas de compresión y en la parte baja las cargas de tracción. La viga tipo C en forma de arco se planteó tomando en consideración que esta figura transmite la carga directamente hacia los apoyos. En las figuras 95, 96, 97 se explica el proceso que se siguió a partir de la viga B mediante la adición y en la viga C de extracción de volúmenes para llegar a las geometrías de viga utilizadas.

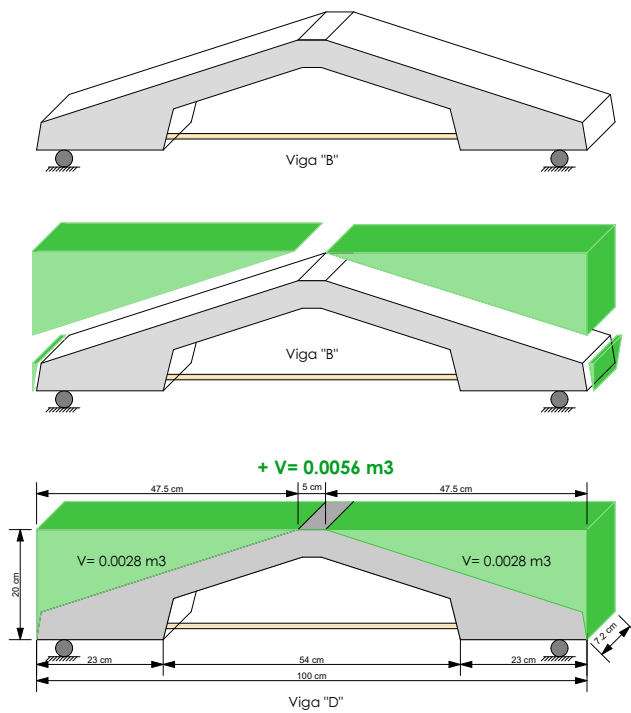


Figura 95: Viga tipo D resultante. Fuente propia.

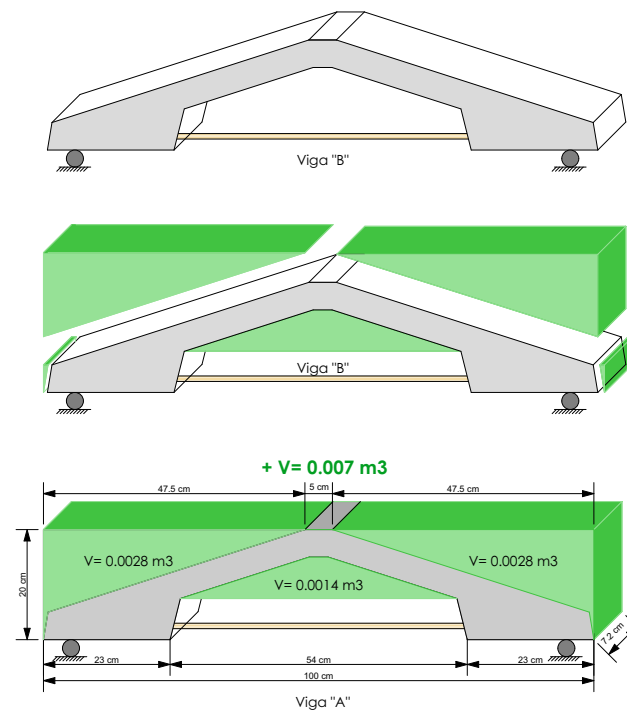


Figura 96: Viga tipo A resultante. Fuente propia.

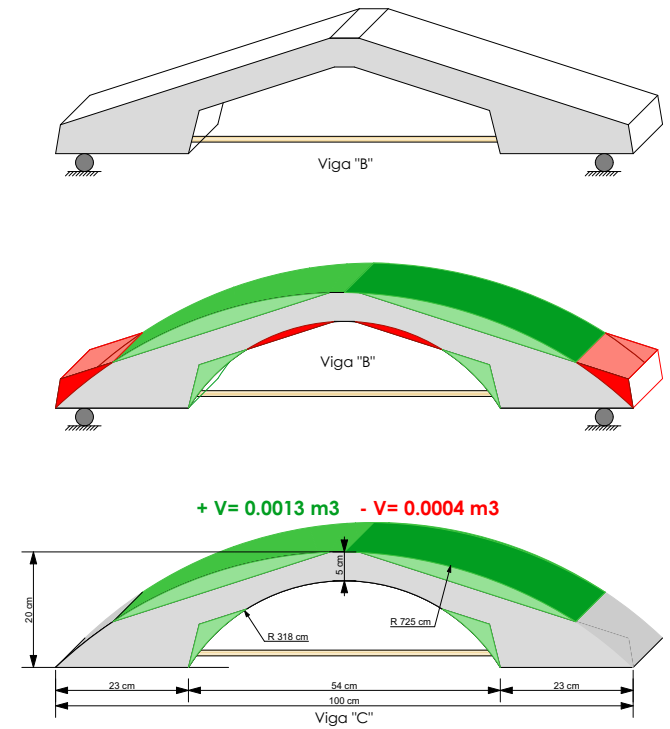


Figura 97: Viga tipo C resultante. Fuente propia.

3.2.1 Geometría tipo 1.

Viga A

Este tipo se planteó como una geometría inicial ya que se la consideró como una viga casi completa y de forma recta. La extracción del volumen de la viga en la parte inferior es debido a que los esfuerzos de tracción actúan en esa área y los esfuerzos de compresión en la parte superior. Es por eso que con la finalidad de reducir el costo se produjo una reducción de volumen ya que se supuso no se vería afectada su capacidad resistente en el área inferior de la misma.

Las vigas de este tipo fueron las que presentaron un mayor peso y volumen frente al resto y no se presentó ningún inconveniente durante su elaboración. El planteamiento de este tipo de viga surgió de verificar si una viga casi completa con mayor volumen de hormigón y por lo tanto mayor costo puede llegar a resistir una mayor carga a compresión.

La varilla de GFRP utilizada en este tipo de viga fue la varilla Aslan 100 series Fiberglass Rebar de 10 mm de diámetro. Fabricada por una industria estadounidense. En la tabla 31 se puede apreciar las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante. Estas especificaciones se encuentran de manera detallada además de todos sus productos en la sección de Anexos. La varilla de acero utilizada fue varilla Novacero de 10mm de diámetro cuyas especificaciones técnicas se encuentran de igual manera en la sección de Anexos.

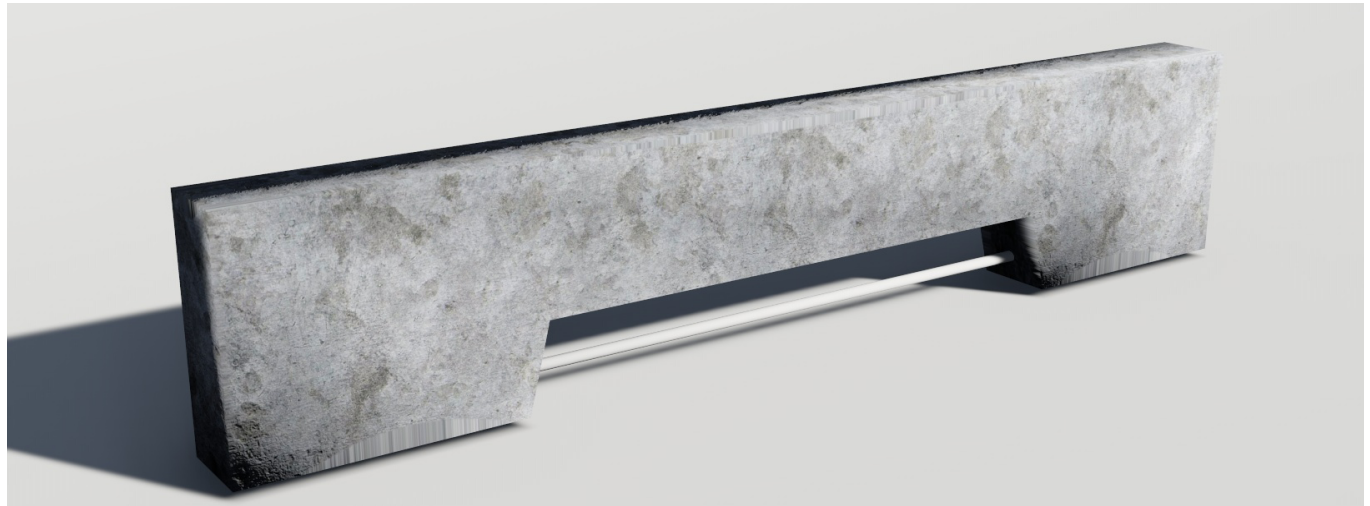


Figura 98: Representación 3d de la viga A. (Fuente propia)

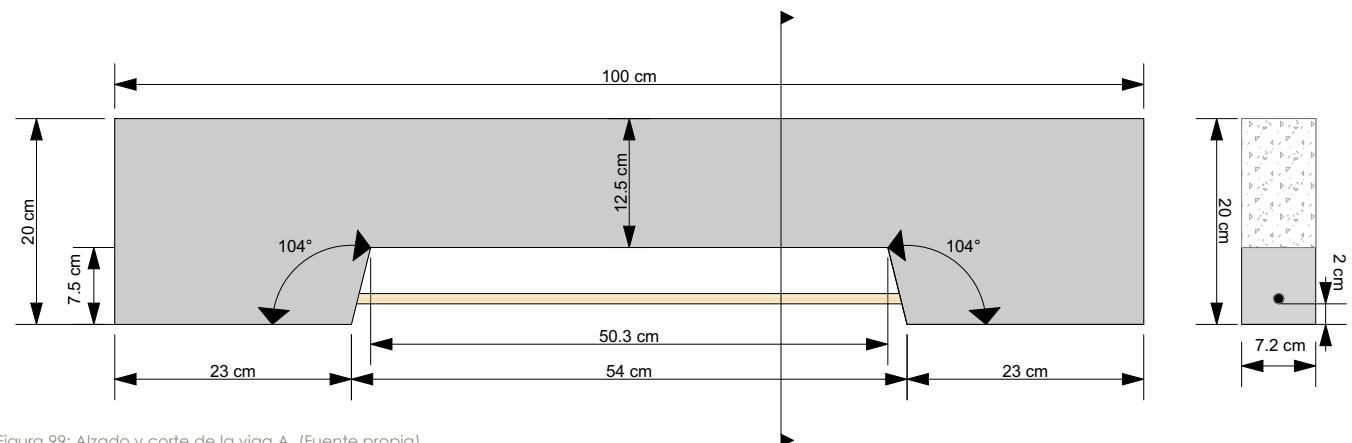


Figura 99: Alzado y corte de la viga A. (Fuente propia)

Tabla 31: Especificaciones técnicas de las varillas Aslan 100 rebar

Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Rebar - Aslan™ 100 series FIBERGLASS REBAR				
Tamaño	ø mm	Area Nominal	Resistencia a la tracción	Módulo de elasticidad
3	10	71.26 mm ² .	620 Mpa	46 Gpa.

Nota: Datos tomados de Hughes Brothers, 2017. Folleto de Aslan



Figura 100: Viga tipo A luego de 24 horas de fundido el hormigón. Fuente propia.



Figura 101: Viga tipo A durante el proceso del ensayo. Fuente propia.

3.2.2 Geometría tipo 2.

Viga B

Este tipo de viga se obtuvo como resultado de un análisis con el modelo de puntales y tensores que se explico anteriormente, es el modelo base del cual parten el resto de geometrías elaboradas, además con la misma se participó en el concurso internacional FRP Composites Competition antes mencionado. Presenta una forma con una tendencia triangular como resultado de una extracción de volumen de hormigón de ambos extremos de la viga, esto con el fin de aligerar el peso de la estructura y el costo.

La varilla de GFRP utilizada en este tipo de viga fue la varilla Aslan 100 series Fiberline ComBAr de 9 mm de diámetro. Fabricada por una industria estadounidense. En la tabla 32 se puede apreciar las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante. Estas especificaciones se encuentran de manera detallada además de todos sus productos en la sección de Anexos. La varilla de acero utilizada fue varilla Novacero de 10mm de diámetro cuyas especificaciones técnicas se encuentran de igual manera en la sección de Anexos. Debido a que esta varilla medida en campo dio un valor de 9.2 mm se la consideró apta para ser comparada con el resto de varillas de 10 mm de diámetro utilizadas en las vigas A y C.

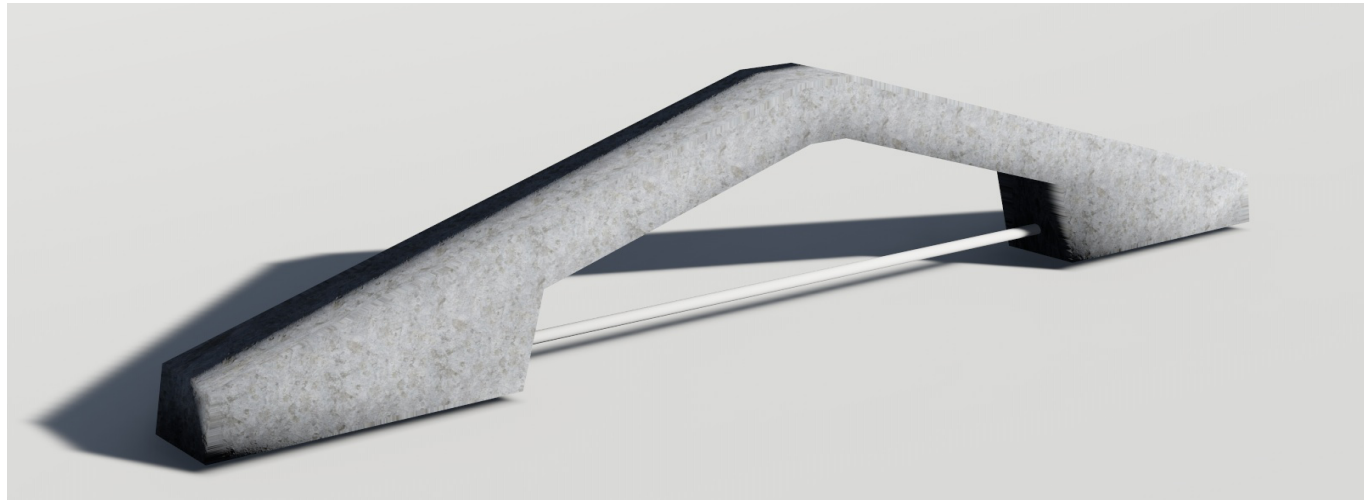


Figura 102: Representación 3d de la viga B. (Fuente propia)

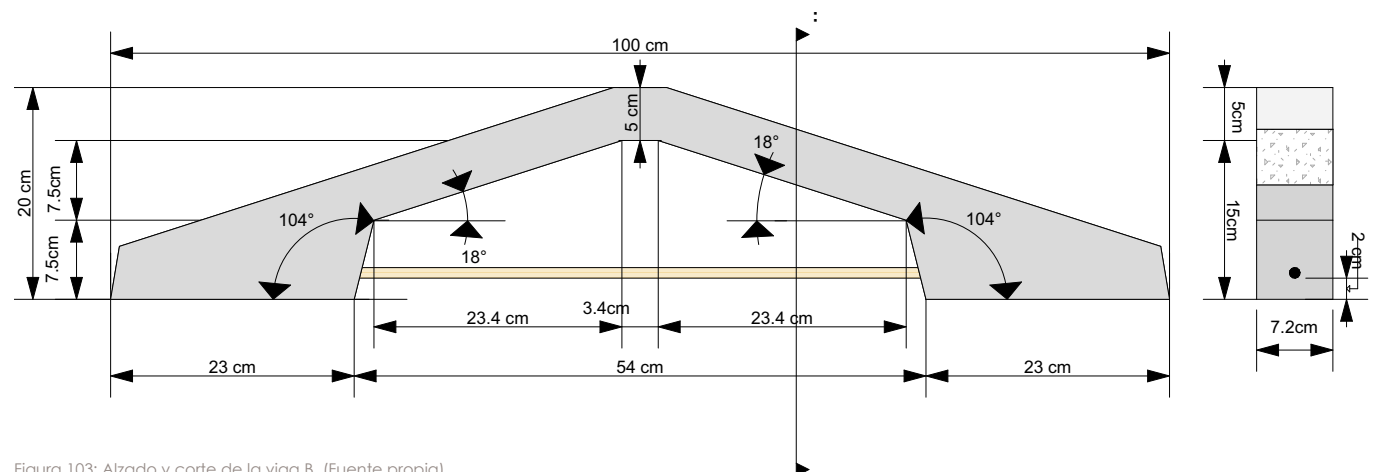


Figura 103: Alzado y corte de la viga B. (Fuente propia)

Tabla 32: Especificaciones técnicas de las varillas ComBar Fiberline.

ComBAR® by Fiberline				
Diámetros designados (ACI/CSA)	Diámetro exterior mm	Área de la sección transversal mm ²	Resistencia última a tracción	Módulo de elasticidad
M8	9	50,3	> 1,000 Mpa	> 63,5 Gpa

Nota: Datos tomados de (Fiberline Composites, 2017). Información técnica



Figura 104: Viga tipo B antes del ensayo a compresión Fuente propia.



Figura 105: Viga tipo B durante el proceso del ensayo. Fuente propia.

3.2.3 Geometría tipo 3.

Viga C

Para este tipo de viga se siguió una tendencia a un arco. Se conservó recta la sección superior donde se procedió a aplicar la carga. Cabe mencionar que su volumen es menor que la viga tipo A, sin embargo presenta mas volumen que la viga B. Los valores exactos de todas las vigas se expondrán posteriormente en este capítulo. De igual manera se mantiene constante la ubicación de la varilla de refuerzo y el espesor de la viga con respecto a todas las geometrías.

Este tipo de viga se planteó una experimentación de la viga B modificando su geometría para convertirla en un arco ya que siendo el arco un elemento estructural utilizado desde principios de la construcción para dirigir las cargas a las que esta sometida la estructura directamente al suelo, nos basamos en esos principios para sacarle el mayor provecho a una viga geoméricamente funcional y con bajo peso y costo.

La varilla de GFRP utilizada en este tipo de viga fue la varilla Marshall Composite Technologies C-Bar de 10 mm de diámetro. Fabricada por una industria estadounidense. En la tabla 33 se puede apreciar las especificaciones técnicas proporcionadas por el fabricante. Estas especificaciones se encuentran de manera detallada además de todos sus productos en la sección de Anexos. La varilla de acero utilizada fue varilla Novacero de 10mm de diámetro cuyas especificaciones técnicas se encuentran de igual manera en la sección de Anexos.

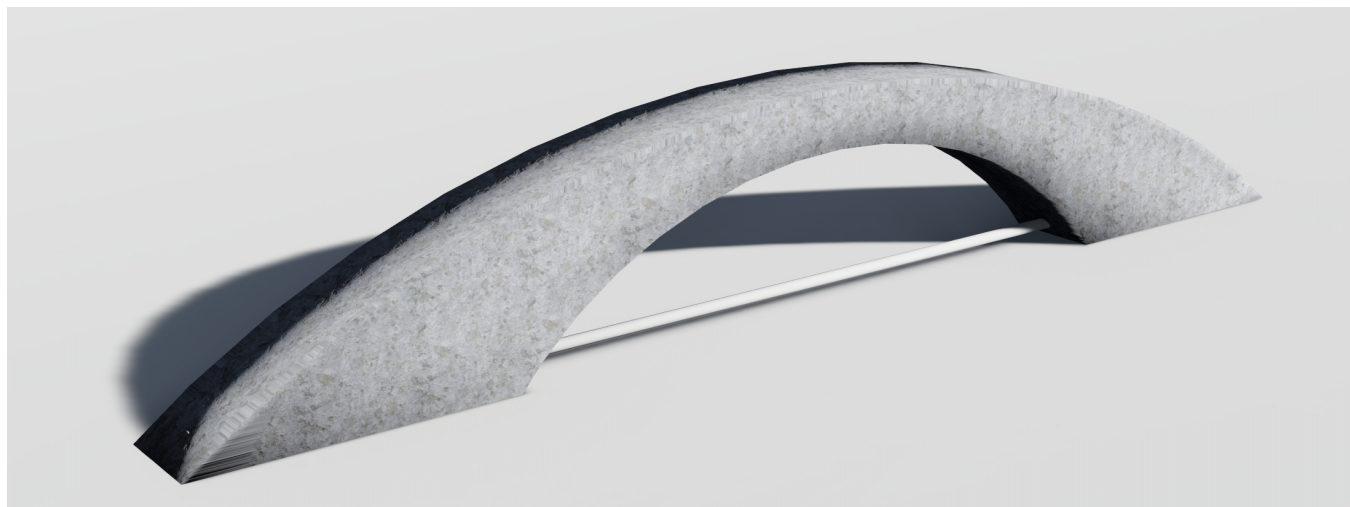


Figura 106: Representación 3d de la viga C. (Fuente Propia)

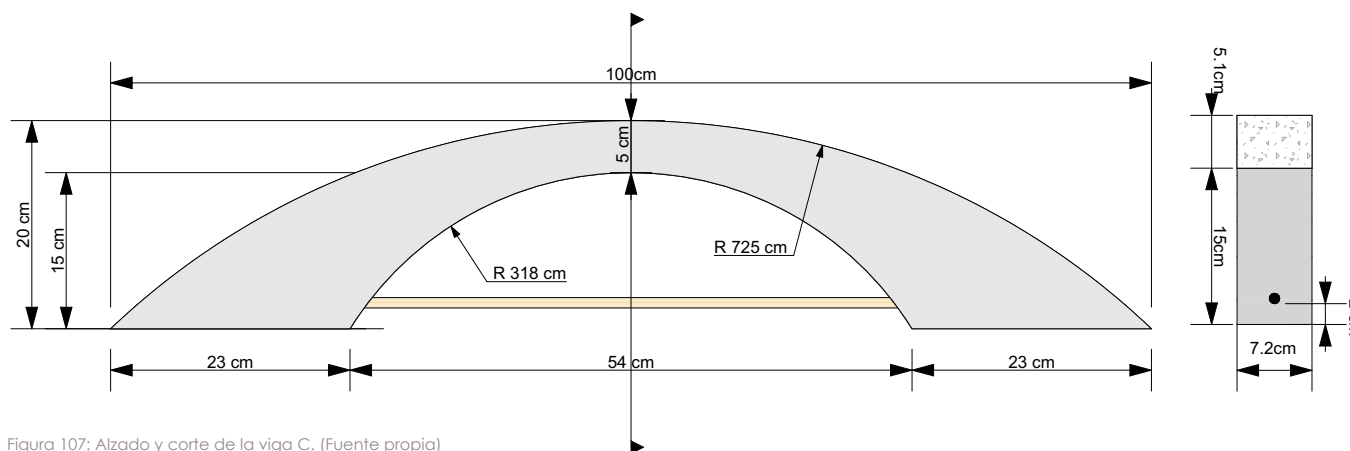


Figura 107: Alzado y corte de la viga C. (Fuente propia)

Tabla 33: Especificaciones técnicas de las varillas Marshall C-Bar.

Marshall Composite C Bar			
Tamaño	Ø mm	Resistencia a la tracción	Módulo de elasticidad
#10	10	840 Mpa.	46 Gpa.

Nota: Datos tomados de (Marshall Composite Systems, 1999). Información técnica



Figura 108: Viga tipo C antes del ensayo a compresión. Fuente propia.



Figura 109: Viga tipo C durante el proceso del ensayo. Fuente propia

3.2.4 Geometría tipo 4.

Viga D

Este tipo de viga se concibió como una sucesión de la viga A hasta la viga tipo B ya que consideramos pertinente plantear una geometría que siga la misma tendencia para comparar sus resultados con el resto de geometrías. Sin embargo los resultados obtenidos por este tipo de vigas no se compararon con el resto debido a que se decidió probar con varillas de un distinto diámetro que el resto (12mm de diámetro) por consecuente esto presentaría variables en cuanto a los aspectos comparables entre ellas. Se realizó una comparación entre el mismo tipo de vigas con varilla de acero y con varilla de GFRP.

Las vigas elaboradas de este tipo presentaron un volumen menor que el tipo A, por lo tanto un menor peso y menor costo. Los valores exactos de todas las vigas se expondrán posteriormente en este capítulo.

La varilla de GFRP utilizada en este tipo de viga fue la varilla No. 35 de 12 mm de diámetro. Fabricada por una industria de Ecuatoriana. No se encontraron especificaciones técnicas precisamente de las varillas de GFRP de este fabricante, sin embargo el catalogo de productos se encuentra en la sección de Anexos. La varilla de acero utilizada fue varilla Novacero de 12 mm de diámetro cuyas especificaciones técnicas se encuentran de igual manera en la sección de Anexos.

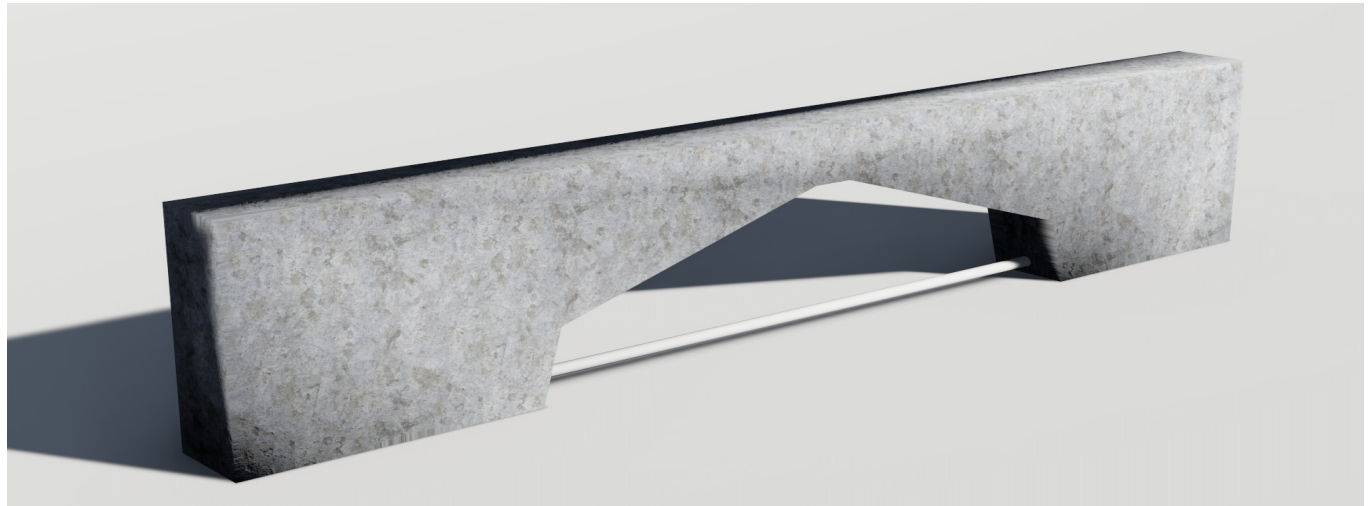


Figura 110: Representación 3d de la viga D. (Fuente propia)

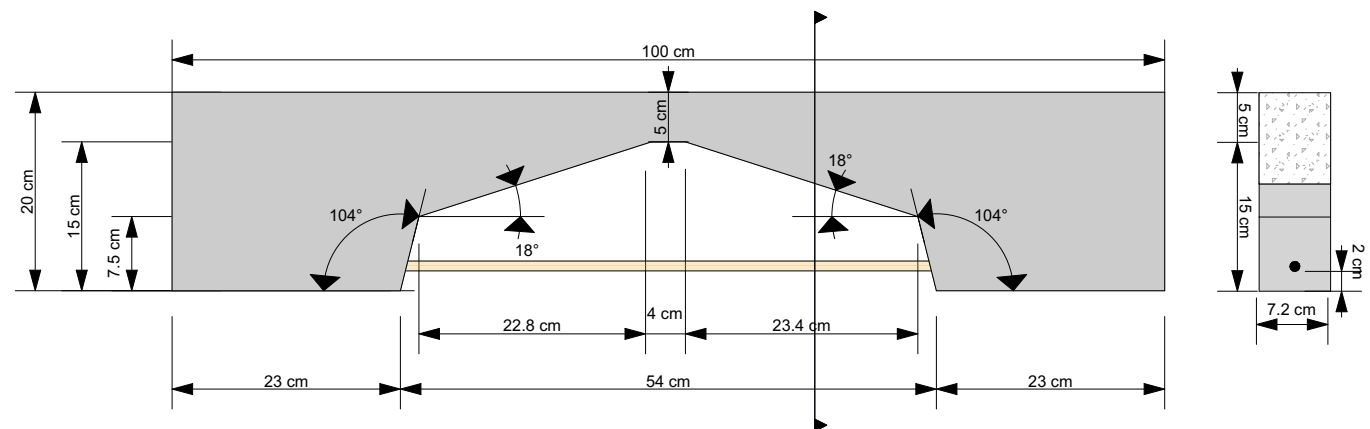


Figura 111: Alzado y corte de la viga D. (Fuente propia)



Figura 112: Viga tipo D luego de ser ensayada. Fuente propia.



Figura 113: Viga tipo D durante el proceso de ensayo. Fuente propia

3.3 Elaboración de encofrados.

Una vez decididas las geometrías de las vigas a ensayar nos planteamos un diseño de encofrado que nos permitió elaborar estos volúmenes, nos ahorró tiempo y resultó mucho más económico que elaborar un encofrado para cada viga.

El encofrado que se utilizó al menos para la elaboración de las vigas tipo A y B fue un cofre transformable, es decir que con añadir y restar piezas se adaptó a los tipos de vigas planteados. Este tipo de cofre solo se utilizó en estas vigas ya que se contaba con el encofrado para el tipo C de ensayos anteriores y el encofrado del tipo D tuvo que ser diferente por presentar una geometría curva.

Se procedió a elaborar dos cofres transformables con la finalidad de hacer vigas gemelas en cada fundición del hormigón. Esto dio características similares a cada tanda de vigas gemelas que se realizó. Los cofres transformables se elaboraron una vez proyectado gráficamente el modelo en 3d que se realizó con la finalidad de evitar errores dimensionales y funcionales. Los cofres se elaboraron con planchas de madera MDF.

Las piezas fueron cortadas a mano pegadas y lijadas. Para la unión de estas piezas se utilizó un sistema de pernos pasantes con la finalidad de añadir y sustraer partes según se requirió además de confinar las vigas de tal manera que no se vean afectadas.



Figura 114: Representación 3d del armado de cofre de la viga tipo A. (Fuente propia)

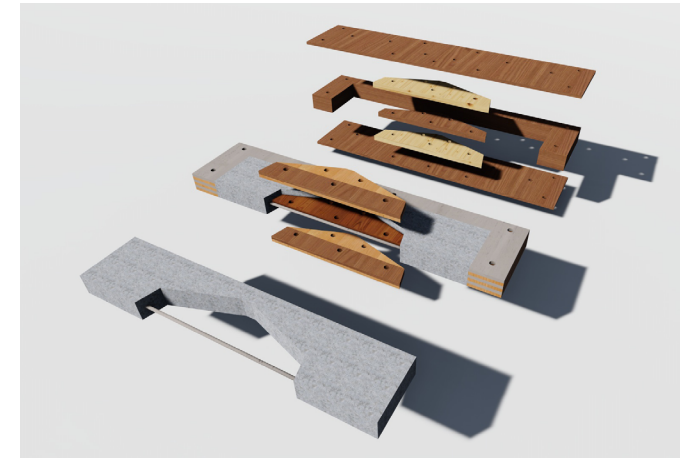


Figura 115: Representación 3d del armado de cofre de la viga tipo B. (Fuente propia)



Figura 116: Representación 3d del armado de cofre de la viga tipo D. (Fuente propia).



Figura 117: Encofrados de la viga tipo C. (Fuente propia)



Figura 118: Encofrado de la viga tipo A. (Fuente propia)



Figura 119: Encofrado de la viga tipo D. (Fuente propia)



Figura 120: Parte extraíble del encofrado de la viga tipo D. (Fuente propia)



Figura 121: Encofrado de la viga tipo B. (Fuente propia)

tadas por el cambio brusco de temperatura y se produzca un fraguado haciendo que el hormigón ocupe todos los espacios vacíos del encofrado. Todos los encofrados realizados fueron impermeabilizados con masilla epóxica, luego se procedió a lijarlos y sobre esa capa colocar un adhesivo para evitar el desgaste de la madera de los cofres con cada fundición de hormigón.

El encofrado de las vigas tipo D se elaboró de una manera diferente ya que al presentar una forma curva se hicieron dos iguales con el método de un encofrado tradicional. Se cortaron las piezas curvas y se unieron entre sí para formar las paredes del molde en el cual se vertería el hormigón. El método de unión de las piezas de este cofre fue por medio de tornillos los cuales permitieron extraer ciertas piezas y fijar las partes que debían estar bien sujetas a una base. De la misma manera se impermeabilizó el encofrado con masilla epóxica y adhesivo.

En total se elaboraron dos cofres transformables y dos cofres para las vigas tipo D. Los encofrados se elaboraron en el taller de maquetería de la Facultad de Arquitectura. Antes de cada fundición de hormigón se dio mantenimiento y limpieza a los cofres a utilizar para que los restos de hormigón fraguado no afecten a la consistencia del hormigón a fundir.

3.4 Proceso de elaboración de los elementos.

Con la finalidad de que no varíe en nada, o al menos que sea mínima la variación de la resistencia del hormigón de acuerdo al cálculo se procuró seguir cuidadosamente el mismo proceso de mezcla del hormigón. Este proceso se dio de tal manera que todos los materiales utilizados para la fabricación del hormigón se combinen homogéneamente para obtener una mezcla uniforme y gracias al aditivo utilizado sea una mezcla trabajable con la capacidad de adaptarse perfectamente al molde de encofrado.

El proceso empieza una vez se haya pesado la cantidad exacta de cada uno de los materiales para la mezcla según los resultados del cálculo de la dosificación obtenidos anteriormente de resistencia a la compresión de aproximadamente 650 kg/cm². Previamente se realizó un proceso de lavado de materiales como el agregado fino y grueso con la finalidad de eliminar las impurezas que pudieron haber afectado al hormigón.

El proceso que se siguió para la elaboración del hormigón tras la experiencia obtenida anteriormente con pruebas de la mezcla es la siguiente. Inicia con los materiales necesarios trasladados al sitio donde se realizará la mezcla.

Se empieza colocando el agregado grueso que en este caso es el ripio de 3/8" en la concretera. Se



Figura 122: Lavado del agregado grueso. (Fuente propia)



Figura 123: Lavado del agregado fino. (Fuente propia)



Figura 124: Pesado del agregado grueso para la fundición del hormigón. (Fuente propia)



Figura 125: Lugar de fundición del hormigón con los materiales transportados al sitio. (Fuente propia)



Figura 126: Probetas cilíndricas para ensayos de hormigón elaboradas en cada fundición. (Fuente propia)



Figura 127: Medición de la viga tipo A antes de ser ensayada. (Fuente propia)

procede a encender la concretera y a añadir la mitad del agua requerida para esa mezcla, con el fin de que el ripio se humedezca y se pueda mezclar de una mejor manera con el resto del material, para esto se procedió a esperar un minuto por reloj.

A continuación se agregó el material cementante y el agregado fino con la mitad restante de agua y la cantidad específica de aditivo mezclados en ese instante. Se decidió hacer la mezcla del agua y el aditivo antes de agregarlos en la concretera debido a que el aditivo al presentar una consistencia mucho más densa que el agua tendía a asentarse si se lo dejaba reposar por mucho tiempo y esto ocasionaba que no se logre verter la cantidad exacta para la mezcla, de la misma manera ocurre si se agrega el aditivo por separado.

Una vez mezclados todos los materiales en la concretera se toma de 6 a 10 minutos por reloj para que se mezclen uniformemente todos los materiales y empiecen a actuar los componentes del aditivo, hasta que se logre observar que el hormigón es trabajable. Se procedió a colocar el hormigón en los cofres insertando una varilla lisa repetidas veces con el fin de que se compacte el hormigón y ocupe todo el volumen del cofre y golpeando suavemente el cofre con un martillo de goma para evitar que queden espacios de aire en el hormigón. Por último se cubrieron los encofrados con plástico negro para evitar el contacto con cualquier agen-

te externo, además de evitar la pérdida brusca de humedad del hormigón. Las vigas elaboradas se desencofraron a las 24 horas luego de su fundición, se procedió a hacer las mediciones necesarias y se las sumergió en la piscina de curado con agua y cal, ya que es lo que recomienda la norma ASTM c31 para mantener las condiciones requeridas de curado inicial y llegar a la resistencia adecuada a los 28 días a temperatura ambiente.

3.5 Fichas de resultados.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de las 26 vigas elaboradas a través de fichas explicativas. En estas fichas se exponen los parámetros de las vigas como la denominación de cada una, el tipo de varilla utilizada, las dimensiones, volumen, peso, valor de la carga a los 3.5 mm de deformación, carga final hasta llegar a su rotura, imágenes de las vigas luego del ensayo y el tipo de falla que se produjo.

Para facilitar la comprensión de cada viga se las denominó de la siguiente manera, tipo de viga + el tipo de varilla + el número de viga. De esta manera por ejemplo la viga A v5-1 correspondería al tipo A que es el primer tipo de viga, v5 nos indica que fue elaborada con varilla de acero como se explicó anteriormente en la tabla 30 y por último 1 nos indica que fue la primera de las 3 que se elaboraron con cada tipo de refuerzo.

Viga A v1-1

Tipo: A

Varilla: GFRP

Aslan 100 series FIBERGLASS REBAR $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

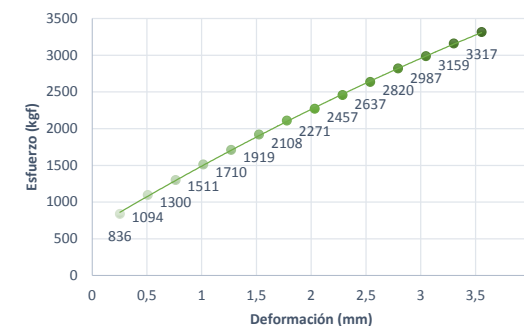
Largo: 100,1cm Alto: 19,9cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto:	0,01159 m ³
Volumen real:	0,01170 m ³
Días de curado:	28 días
Peso:	28,006 kg
Carga a 3,5mm de deformación:	3317 kgf
Carga final:	3562 kgf
Resistencia del Hormigón:	624,43 kgf/cm ²

Observaciones:

Esta viga presentó 13 saltos de la máquina producidos por fisuras. Tuvo una duración de 3 minutos aproximadamente sometida a carga continua. A medida que fue aumentando la carga en esta viga se dieron fisuras en la parte media donde se aplicó la carga y transversalmente en el hormigón que recubre la varilla en los dos extremos de la viga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla al hormigón de recubrimiento de la varilla.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga A v1-2

Tipo: A

Varilla: GFRP

Aslan 100 series FIBERGLASS REBAR $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 99,8 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,01159 m³

Volumen real: 0,01173 m³

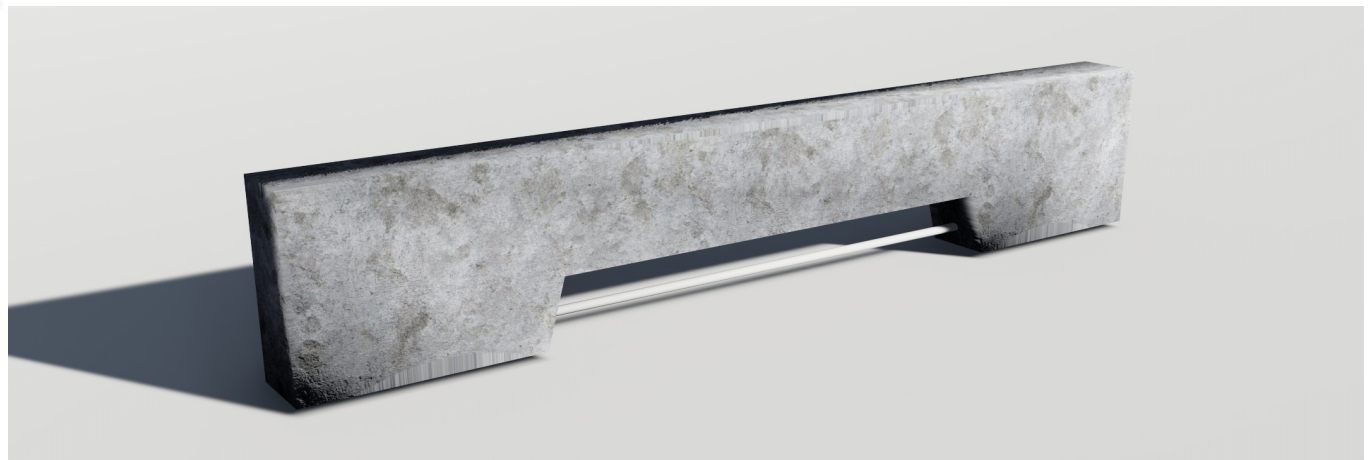
Días de curado: 28 días

Peso: 27,568 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1313 kgf

Carga final: 3345 kgf

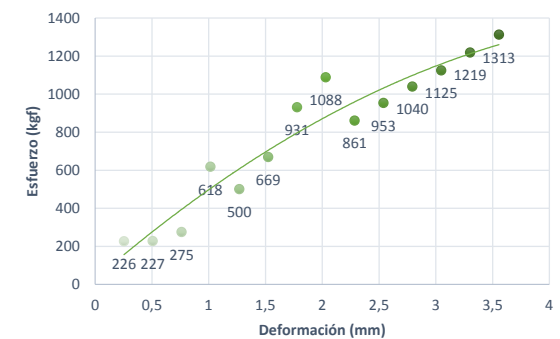
Resistencia del Hormigón: 699,81 kgf/cm²



Observaciones:

Esta viga presentó 7 fisuras registradas por saltos en la máquina de ensayo a partir de los 1560 kgf. Su duración fue de 6 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Presentó un desprendimiento de la varilla de refuerzo en el lado derecho de la viga, una fisura leve en el extremo izquierdo y un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla al hormigón en el extremo derecho de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga A v1-3

Tipo: A

Varilla: GFRP

Aslan 100 series FIBERGLASS REBAR $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 99.6cm Alto: 19.9cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,01159 m³

Volumen real: 0,01162 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 27,557 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 3015 kgf

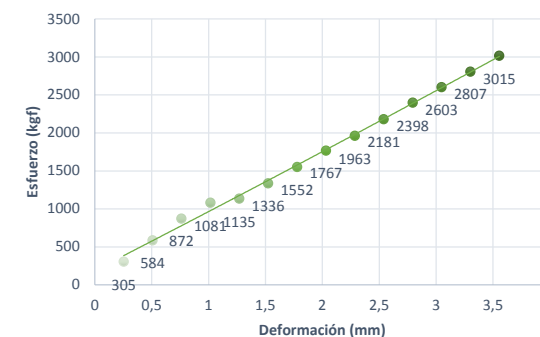
Carga final: 2563 kgf

Resistencia del Hormigón: 704,96 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 14 saltos de la máquina debido a la aparición de fisuras desde los 2015 kgf de carga. Duró aproximadamente 10 minutos sometida a carga continua. Se dieron fisuras en el área donde se aplicó la carga y en el extremo derecho del recubrimiento de la varilla, sin embargo esta fisura no ocasiono el desprendimiento del hormigón. Por lo tanto se presume un fallo por cortante del hormigón en la parte media de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga A v5-1

Tipo: A

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 99,6 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,2cm

Volumen supuesto: 0,01159 m³

Volumen real: 0,01171 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 27,796 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1550kgf

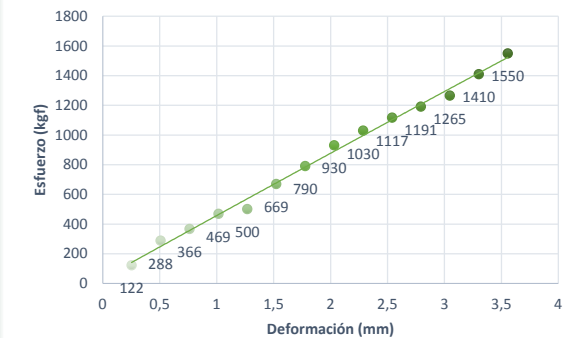
Carga final: 4689 kgf

Resistencia del Hormigón: 592,00 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 26 fisuras registradas por saltos en la máquina de ensayo a partir de los 1635 kgf. Su duración fue de 8 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Presentó un desprendimiento de la varilla de refuerzo en el lado derecho de la viga y un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla al hormigón en el extremo derecho de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga A v5-2

Tipo: A

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100.2cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,01159 m³

Volumen real: 0,01171 m³

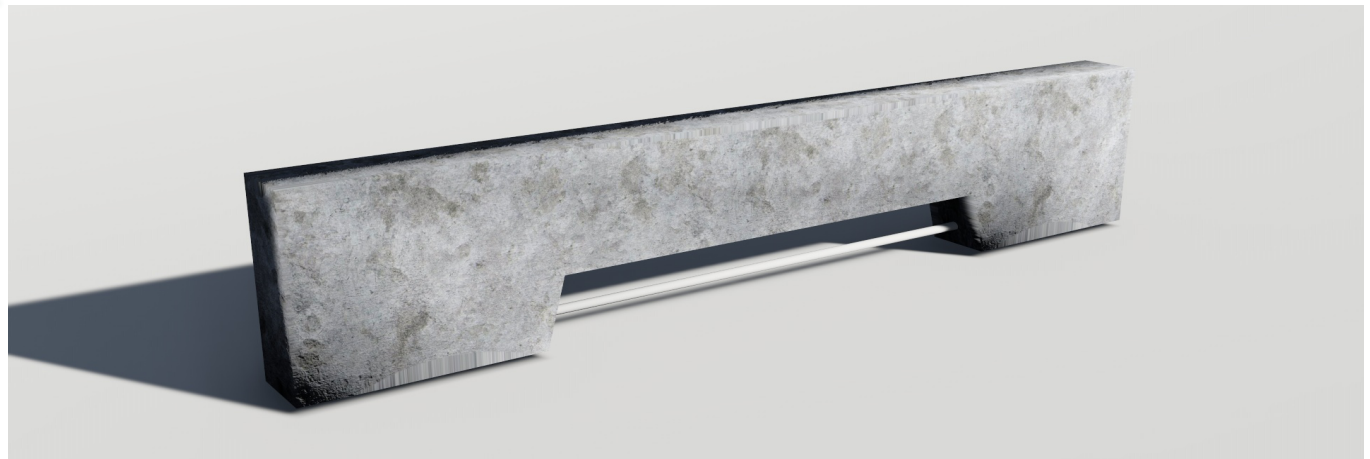
Días de curado: 28 días

Peso: 28,716 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2809 kgf

Carga final: 4164 kgf

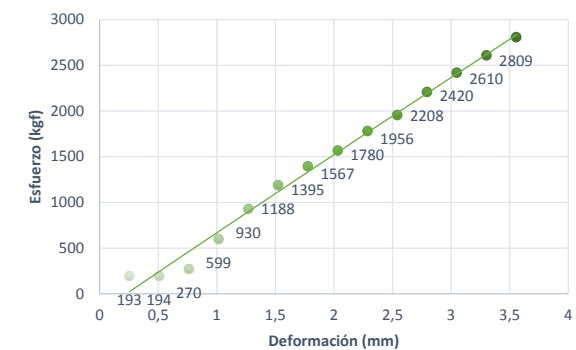
Resistencia del Hormigón: 699,81 kgf/cm²



Observaciones:

Esta viga presentó una resistencia alta a carga de compresión, su duración fue de aproximadamente 8 minutos sometida a carga continua. Presento 22 saltos por la aparición de fisuras que se presentaron aproximadamente desde los 4000kgf de carga. Se produjo un desprendimiento de la varilla en el extremo derecho de la viga y un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón en el apoyo derecho de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga A v5-3

Tipo: A

Varilla: Acero

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100,1 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,1cm

Volumen supuesto: 0,01159 m³

Volumen real: 0,01145 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 27,677 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1227 kgf

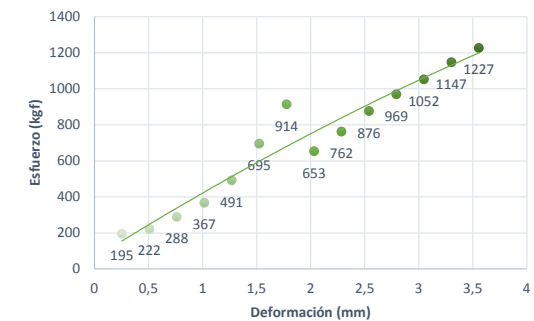
Carga final: 4128 kgf

Resistencia del Hormigón: 704.96 kgf/cm²

Observaciones:

Al igual que las vigas ensayadas de este tipo con este refuerzo, estuvo expuesta por largo tiempo a carga constante, alrededor de 18 minutos dando 17 saltos en la maquina por fisuras que se fueron evidenciando desde los 3834 kgf. El desprendimiento del hormigón que recubría la varilla se dio en ambos extremos y se pudo notar claramente el doblado de la varilla de acero además de un corte en el hormigón en el sector donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón de recubrimiento de la varilla en ambos extremos.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v2-1

Tipo: B

Varilla: GFRP

Fiberline ComBAr $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,4cm

Volumen supuesto: 0,00489m³

Volumen real: 0,00498 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 11,542 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 795 kgf

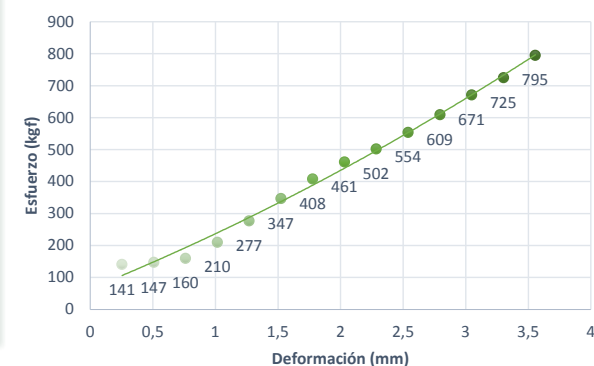
Carga final: 2714 kgf

Resistencia del Hormigón: 627,27 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 6 fisuras registradas por saltos en la máquina hasta su fallo desde los 2418 kgf de carga. Duró aproximadamente 6 minutos a carga continua. Presento un desprendimiento parcial del recubrimiento de hormigón de la varilla en ambos extremos y un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga, sin embargo este corte no fue justo en la parte central sino se desplazó un poco hacia la izquierda. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón en la varilla en ambos extremos.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v2-2

Tipo: B

Varilla: GFRP

Fiberline ComBAr $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100,1 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00489 m³

Volumen real: 0,00510 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 11,778 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1270 kgf

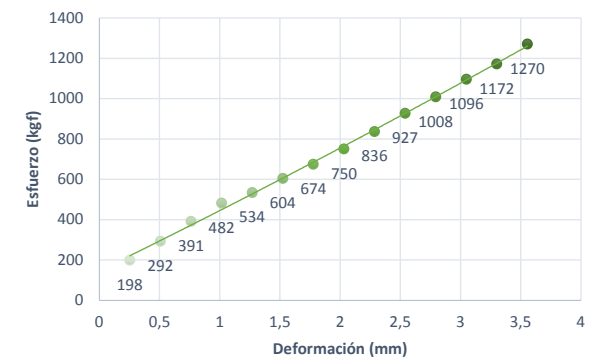
Carga final: 3328 kgf

Resistencia del Hormigón: 667,79 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presento 3 saltos por fisuras en la maquina durante el ensayo, empezando desde los 2160 kgf. Su tiempo de resistencia hasta el fallo fue de 7 minutos aproximadamente. Se produjo un desprendimiento parcial del hormigón que recubría la varilla en ambos extremos de la viga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón a la varilla en ambos extremos de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v2-3

Tipo: B

Varilla: GFRP

Fiberline ComBAr $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,4cm

Volumen supuesto: 0,00489m³

Volumen real: 0,00503 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 11,652 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1300 kgf

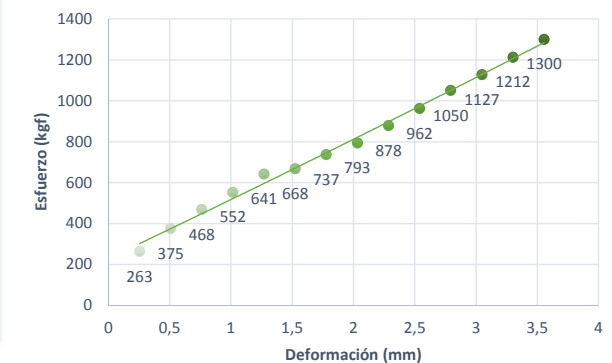
Carga final: 3247 kgf

Resistencia del Hormigón: 731,97 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 14 saltos de la maquina registrados por fisuras. Estuvo expuesta a carga continua durante 9 minutos aproximadamente. Se produjo desprendimiento del hormigón que recubría la varilla en ambos extremos de la viga y un corte desplazado del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón con la varilla en ambos extremos de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v5-1

Tipo: B

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00489 m³

Volumen real: 0,00503 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 12,105 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2470 kgf

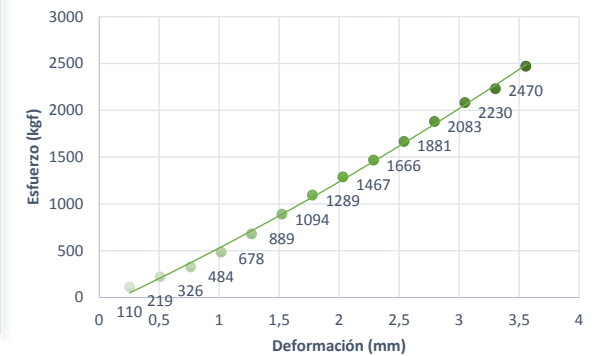
Carga final: 2749 kgf

Resistencia del Hormigón: 624,43 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 5 saltos por fisuras registrados en la máquina. Aproximadamente estuvo expuesta a 3 minutos bajo carga continua. Se produjo un desprendimiento del hormigón de recubrimiento de la varilla en el lado derecho de la viga mientras que solo presento algunas fisuras al lado izquierdo. Por lo tanto se presume que hubo un fallo por adherencia de la varilla con el hormigón de recubrimiento el en extremo derecho de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v5-2

Tipo: B

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

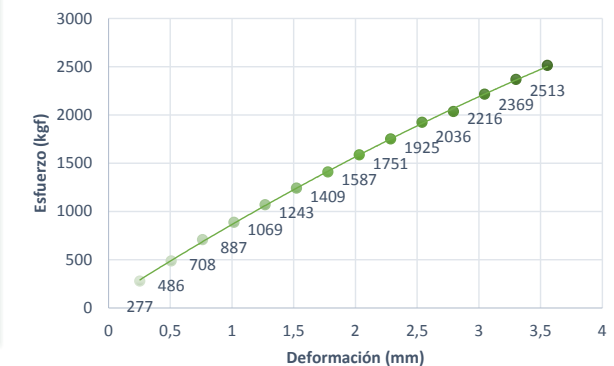
Largo: 99,7cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto:	0,00489m ³
Volumen real:	0,00491 m ³
Días de curado:	28 días
Peso:	12,145 kg
Carga a 3,5mm de deformación:	2513 kgf
Carga final:	3479 kgf
Resistencia del Hormigón:	627,27 kgf/cm ²

Observaciones:

Esta viga no dio ningún salto por fisuras registrado en la máquina. Su duración frente a carga constante fue de 4 minutos aproximadamente. Presentó un desprendimiento del hormigón de recubrimiento de la varilla en el extremo derecho de la viga, en el extremo derecho no se notó ninguna fisura y un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón a la varilla en el extremo derecho de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga B v5-3

Tipo: B

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 99,5cm Alto: 20 cm Espesor: 7,4cm

Volumen supuesto: 0,00489 m³

Volumen real: 0,00503 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 12,10 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2267 kgf

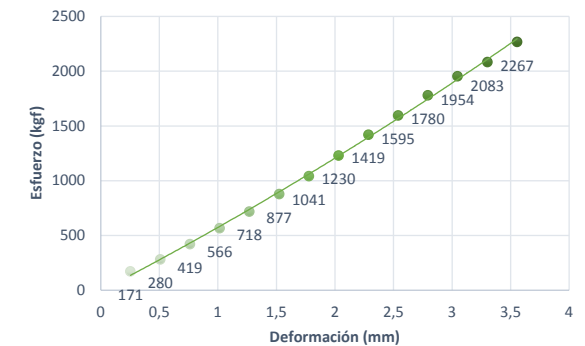
Carga final: 4139 kgf

Resistencia del Hormigón: 667,79 kgf/cm²

Observaciones:

En esta viga se presentaron 24 saltos de la maquina por fisuras. Duro aproximadamente 16 minutos a carga continua. Se desprendió totalmente el lado izquierdo de la viga partiendo por el recubrimiento de la varilla, la parte derecha presentó fisuras pero no se desprendió el hormigón de la varilla. Se pudo notar claramente cómo se dobló la varilla ya que se produjo una gran deformación en la viga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla al hormigón en el extremo izquierdo de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v3-1

Tipo: C

Varilla: GFRP

Marshall Composite Technologies C-Bar
 Ø 10mm

Dimensiones:

Largo: 99,5cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00578m³

Volumen real: 0,00579 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 14,004kg

Carga a 3,5mm de deformación: 899 kgf

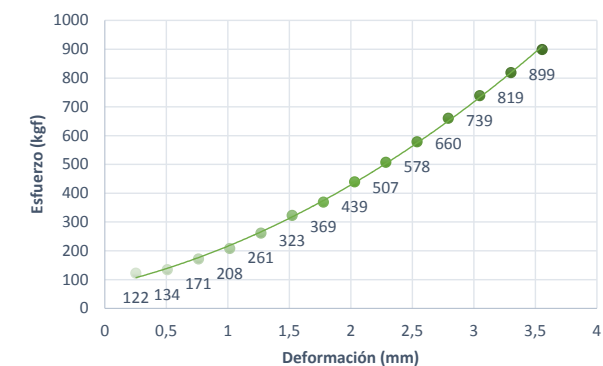
Carga final: 2862 kgf

Resistencia del Hormigón: 627,27 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 3 saltos de la maquina por fisuras provocadas a partir de los 2619 kgf. Tuvo una duración de 4 minutos aproximadamente expuesta a carga continua. Presentó desprendimiento total del hormigón que recubrió la varilla en el extremo izquierdo de la viga, además de un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón con la varilla en el extremo izquierdo de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v3-2

Tipo: C

Varilla: GFRP

Marshall Composite Technologies C-Bar
Ø 10mm

Dimensiones:

Largo: 100 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00578m³

Volumen real: 0,00594 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 14,379 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1329 kgf

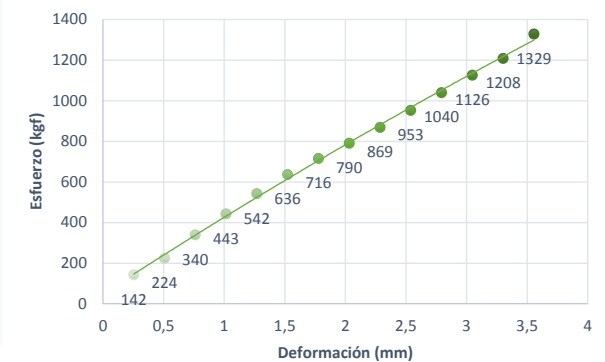
Carga final: 2810 kgf

Resistencia del Hormigón: 645,87 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó solo un salto registrado a los 1380 kgf por una fisura producida en la viga. Su duración fue de 9 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Se produjo un desprendimiento del recubrimiento del hormigón de la varilla en el extremo izquierdo de la viga y un corte del hormigón en el área de la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón del recubrimiento de la varilla en el extremo izquierdo de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v3-3

Tipo: C

Varilla: GFRP

Marshall Composite Technologies C-Bar
 $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00578m³

Volumen real: 0,00615 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 14,3515 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1215 kgf

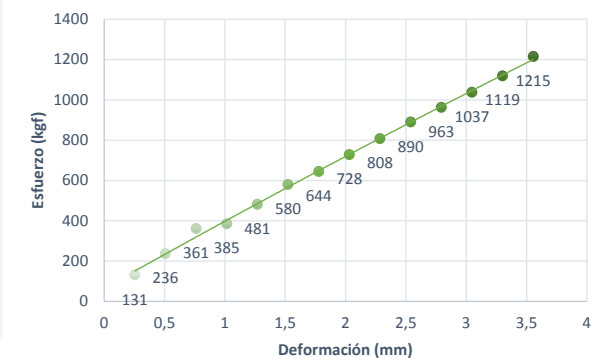
Carga final: 2926 kgf

Resistencia del Hormigón: 645,87 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presento 2 saltos de la máquina por aparición de fisuras a los 1246 kgf. Su duración fue de 4 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Se produjo un desprendimiento total del hormigón de recubrimiento de la varilla en el extremo izquierdo de la viga, un desprendimiento parcial de hormigón en el lado derecho un corte de hormigón en el área donde se aplicó la carga y en el brazo derecho de la viga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla al hormigón en ambos extremos de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v5-1

Tipo: C

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 99 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,2cm

Volumen supuesto: 0,00578m³
Volumen real: 0,00571 m³

Días de curado: 28 días
Peso: 14,434 kg

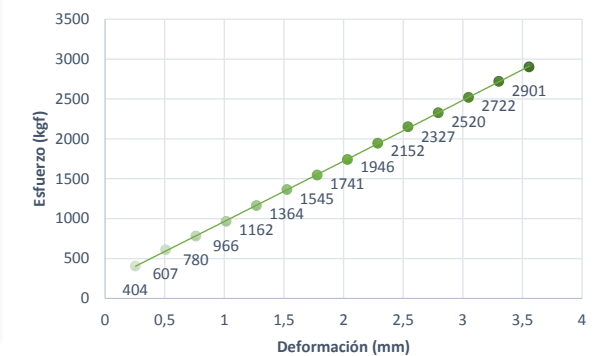
Carga a 3,5mm de deformación: 2901 kgf
Carga final: 4769 kgf

Resistencia del Hormigón: 674,61 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 20 saltos de la máquina por fisuras provocadas desde los 3806 kgf de carga. Tuvo una duración de 14 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Las fisuras que causaron el desprendimiento del hormigón se situaron en el extremo izquierdo de la viga en el recubrimiento de la varilla. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla con el recubrimiento de hormigón en el extremo izquierdo de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v5-2

Tipo: C

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,00578m³

Volumen real: 0,00586 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 14,426 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2248 kgf

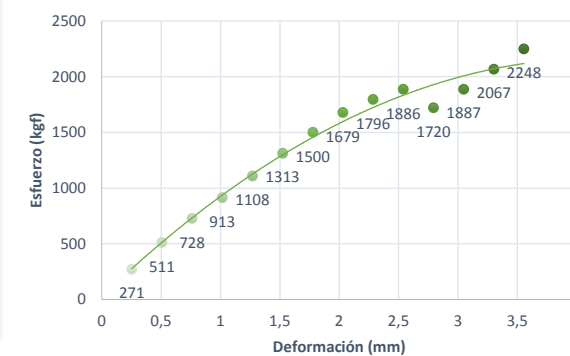
Carga final: 2882 kgf

Resistencia del Hormigón: 627,27 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga no presentó fisuras antes de su rotura. Tuvo una duración de 4 minutos a carga continua. Presentó una rotura de hormigón en el extremo derecho de la viga, sin embargo la viga seguía íntegra. Se presume fue un fallo de colocación de la viga en sus apoyos.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v5-3

Tipo: C

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

Largo: 100 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,2cm

Volumen supuesto: 0,00578m³

Volumen real: 0,00602 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 14,638 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2178 kgf

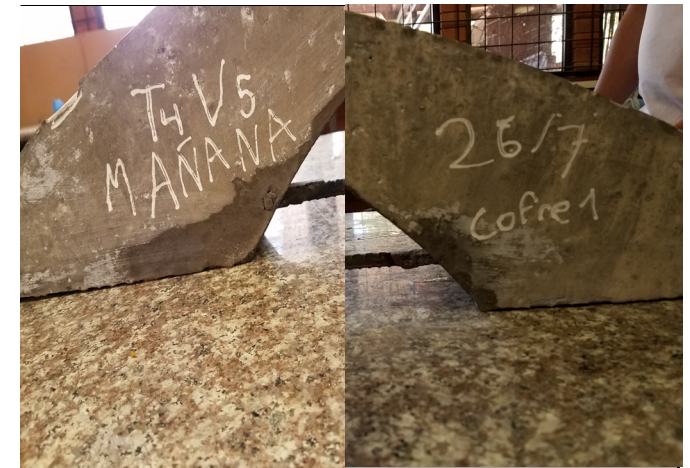
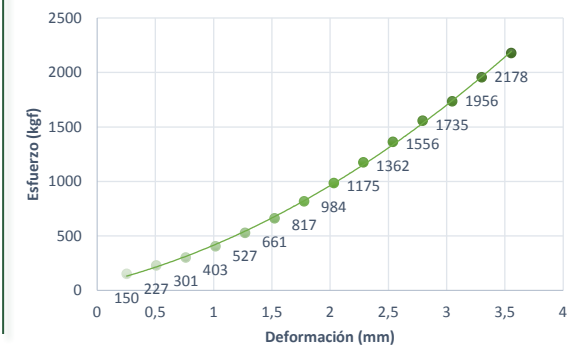
Carga final: 4072 kgf

Resistencia del Hormigón: 752,30 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga presentó 3 fisuras evidenciadas por saltos en la máquina que empezaron desde los 3056 kgf de carga tuvo una duración de 11 minutos aproximadamente sometida a carga continua. Se produjo un fallo del hormigón en la parte superior de la viga donde se aplicó la carga, los apoyos quedaron intactos así como la varilla. Por lo tanto se presume un fallo por cortante del hormigón de la viga en la parte media.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v4-1

Tipo: D

Varilla: GFRP

Varilla EQUISPLAST $\varnothing$ 12 mm

Dimensiones:

Largo: 100.2cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,01014 m³

Volumen real: 0,01028 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 24,234 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1733 kgf

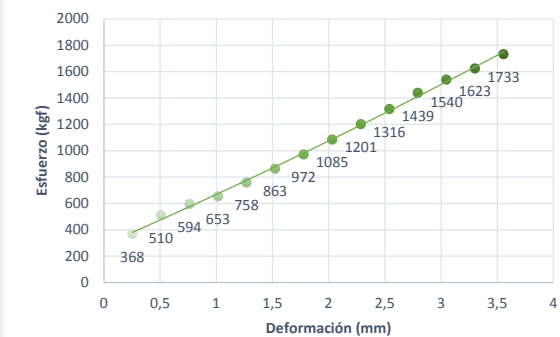
Carga final: 3577 kgf

Resistencia del Hormigón: 772.98 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga se sometió a carga continua durante 10 minutos aproximadamente. Se produjeron 15 saltos en la maquina por fisuras desde los 2045 kgf. Además se dio un desprendimiento parcial del hormigón de recubrimiento de la varilla en ambos extremos así como un desgaste de la varilla y un corte del hormigón en la parte superior donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia del hormigón a la varilla en ambos extremos de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v4-2

Tipo: D

Varilla: GFRP

Varilla EQUISPLAST $\varnothing$ 12 mm

Dimensiones:

Largo: 100,1 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,1 cm

Volumen supuesto: 0,01014 m³

Volumen real: 0,00894 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 23,864 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 1684 kgf

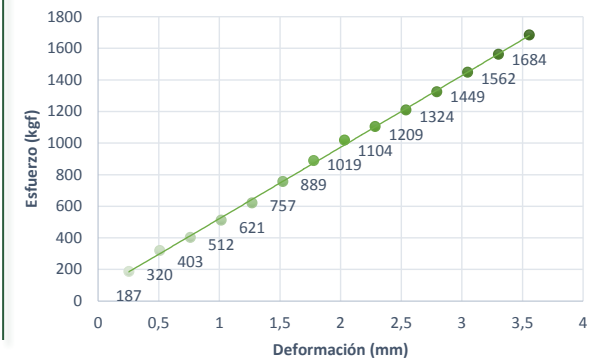
Carga final: 3034 kgf

Resistencia del Hormigón: 630,33 kgf/cm²

Observaciones:

En esta viga no se dieron saltos de la maquina por fisuras. El tiempo al que estuvo sometida a carga continua fue de 5 minutos aproximadamente. Se pudo evidenciar un desprendimiento del hormigón del recubrimiento de la varilla en la parte derecha así como un corte del hormigón en la parte superior donde se aplicó la carga, un desprendimiento leve del hormigón de recubrimiento en la parte izquierda de la viga y un desgaste de la varilla. Por lo tanto se presume un fallo de adherencia del hormigón con la varilla en el lado derecho.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v4-3

Tipo: D

Varilla: GFRP

Varilla EQUISPLAST $\varnothing$ 12 mm

Dimensiones:

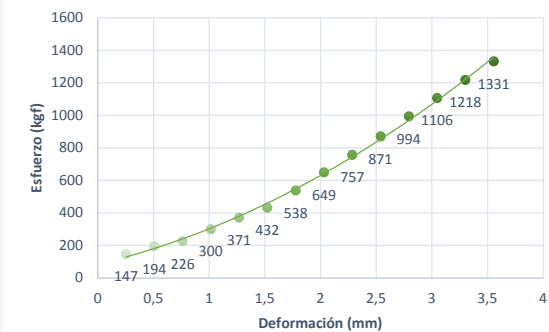
Largo: 100.2cm Alto: 20cm Espesor: 7,4cm

Volumen supuesto:	0,01014 m ³
Volumen real:	0,00923 m ³
Días de curado:	28 días
Peso:	24,122 kg
Carga a 3,5mm de deformación:	1331 kgf
Carga final:	3687 kgf
Resistencia del Hormigón:	752,3 kgf/cm ²

Observaciones:

Esta viga no presento ningún salto por fisuras en la máquina y duró alrededor de 7 minutos sometida a carga constante. Se pudo evidenciar como se fue agrietando el recubrimiento de la varilla del lado izquierdo hasta que se produjo en ese sector el fallo. En la parte superior se produjo un corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga, en el lado derecho de la viga se evidencio unas leves fisuras. Por lo tanto se resume que se dio un fallo por adherencia del recubrimiento de la varilla en la parte izquierda de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v5-1

Tipo: D

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 12mm

Dimensiones:

Largo: 100,1 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto: 0,01014 m³

Volumen real: 0,00904 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 24,67 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2615 kgf

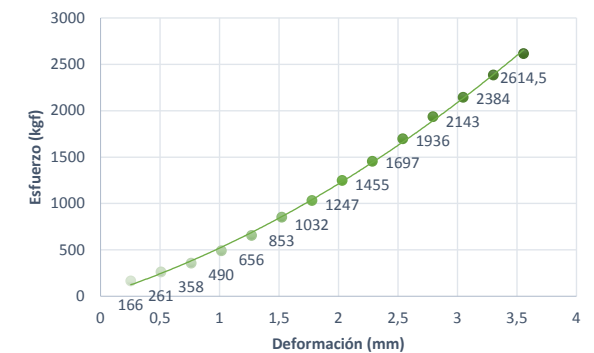
Carga final: 4141 kgf

Resistencia del Hormigón: 653,53 kgf/cm²

Observaciones:

Se pudo observar 32 saltos de la maquina por fisuras que se fueron dando mientras se aplicaba la carga constante a partir de los 3200 kgf. Se mantuvo alrededor de 9 minutos bajo carga. Se produjo desprendimiento del hormigón que recubría la varilla en ambos extremos y corte del hormigón en el área donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla con el recubrimiento de hormigón en ambos extremos de la viga.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v5-2

Tipo: D

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 12mm

Dimensiones:

Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,4cm

Volumen supuesto: 0,01014 m³

Volumen real: 0,00923 m³

Días de curado: 28 días

Peso: 24,810 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2495 kgf

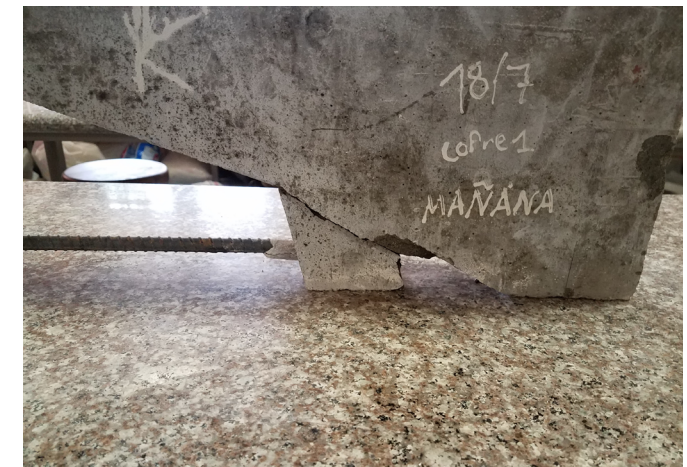
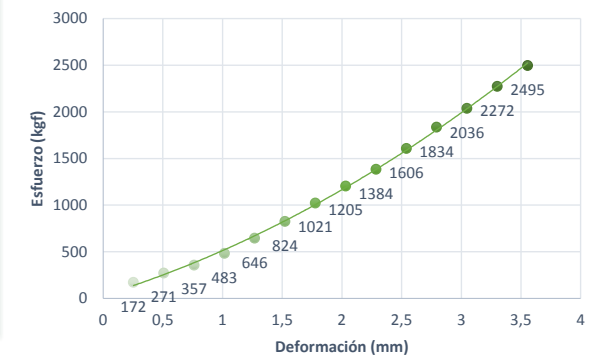
Carga final: 4228 kgf

Resistencia del Hormigón: 630,33 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga no presentó ninguna fisura hasta el momento del fallo. El tiempo de duración de la viga sometida a carga constante fue de aproximadamente 5 minutos hasta el fallo. Presentó un desprendimiento de la varilla en la parte derecha del apoyo y un corte del hormigón en la parte donde se aplicó la carga. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla con el hormigón en el apoyo derecho.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga D v5-3

Tipo: D

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 12mm

Dimensiones:

Largo: 100,1 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,5cm

Volumen supuesto: 0,01014 m³

Volumen real: 0,00936 m³

Días de curado: 28,428 kg

Peso: 24,897 kg

Carga a 3,5mm de deformación: 2734 kgf

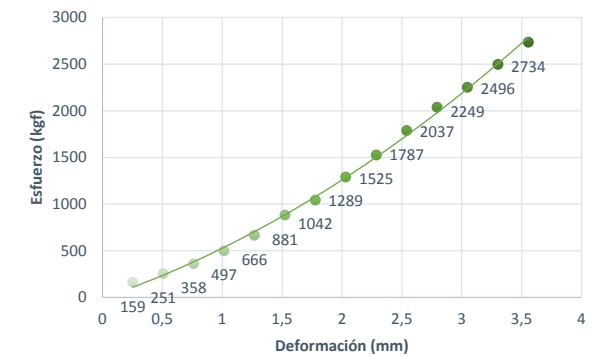
Carga final: 5093 kgf

Resistencia del Hormigón: 678,92 kgf/cm²

Observaciones:

Esta viga no presentó ninguna fisura hasta el momento del fallo. El tiempo aproximado de duración de la viga a carga continua fue de 5 minutos. Se produce un desprendimiento total del recubrimiento del hormigón con la varilla al lado derecho de la viga de tal manera que se separa desde la mitad y el recubrimiento del lado izquierdo permanece intacto. Por lo tanto se presume un fallo por adherencia de la varilla con el hormigón en el apoyo derecho.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v3-4 (Fisurada)

Tipo: C

Varilla: GFRP

Marshall Composite Technologies C-Bar
Ø 10mm

Dimensiones:

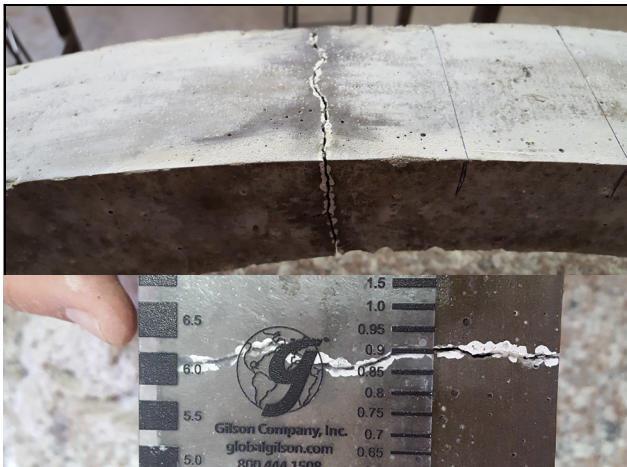
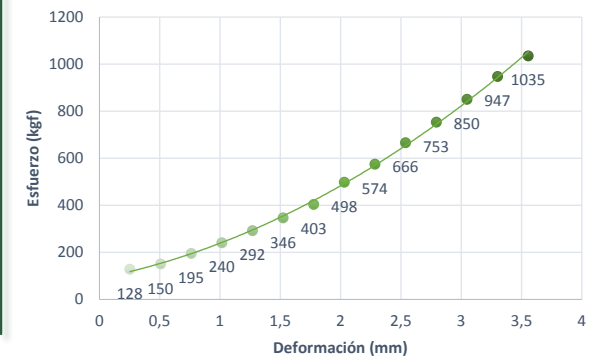
Largo: 100cm Alto: 20cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto:	0,00578m ³
Volumen real:	0,00586 m ³
Días de curado:	28 días
Peso:	14,211 kg
Carga a 3,5mm de deformación:	1035 kgf
Carga final:	2891 kgf
Resistencia del Hormigón:	731,97 kgf/cm ²

Observaciones:

Esta viga contaba con una fisura en el brazo derecho de 0,9 mm aproximadamente sin embargo se procedió a realizar con normalidad todos los procesos y los ensayos normalmente. Presentó 2 saltos en la maquina debido a fisuras producidas desde los 1560 kgf. Tuvo una duración de aproximadamente 5 minutos a carga continua. Se produjo un desprendimiento del hormigón que recubría la varilla en el extremo derecho de la viga. La fisura inicial continuó expandiéndose hasta producir el corte del hormigón, sin embargo trabajó sin ningún inconveniente como las vigas similares a estas.

Gráfica de esfuerzo-deformación



Viga C v5-4 (Fisurada)

Tipo: C

Varilla: ACERO

Varilla Microaleada NOVACERO $\varnothing$ 10mm

Dimensiones:

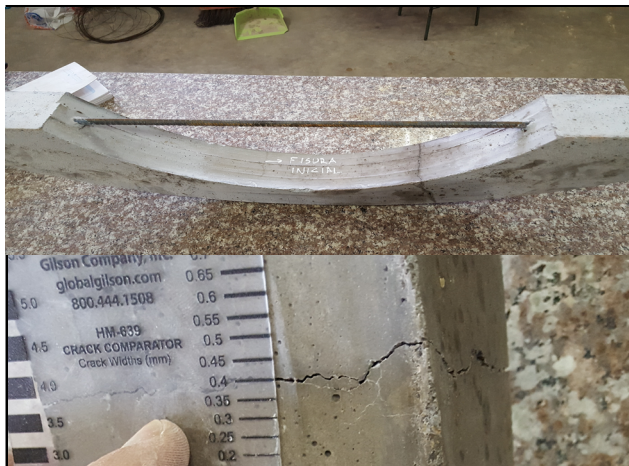
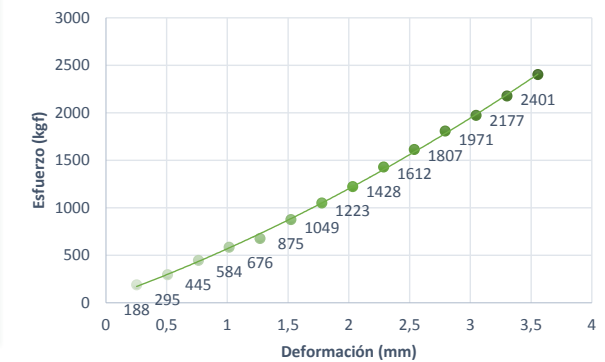
Largo: 100 cm Alto: 20 cm Espesor: 7,3cm

Volumen supuesto:	0,00578m ³
Volumen real:	0,00608 m ³
Días de curado:	28 días
Peso:	14,496 kg
Carga a 3,5mm de deformación:	2401 kgf
Carga final:	4140 kgf
Resistencia del Hormigón:	731,97 kgf/cm ²

Observaciones:

Esta viga contaba con una fisura en el brazo izquierdo de 0,4 mm aproximadamente sin embargo se procedió a realizar con normalidad todos los procesos y los ensayos como se realizó con las demás. No presentó saltos en la maquina debido a fisuras. Tuvo una duración de aproximadamente 10 minutos a carga continua. Se produjo un desprendimiento del hormigón que recubría la varilla en el extremo izquierdo de la viga. La fisura inicial continuó expandiéndose hasta producir el corte del hormigón, sin embargo trabajó sin ningún inconveniente como las vigas similares a esta.

Gráfica de esfuerzo-deformación



3.6 Tablas resumen de resultados.

Tabla 33: Tabla resumen de los resultados obtenidos de cada viga elaborada.

Resultados de Vigas Elaboradas															
Representación Gráfica	Tipo de viga	Tipo de Varilla	Código	Dimensiones			Area (m2)	Volumen (m3)	Volumen real (m3)	Costo Hormigón de vigas (\$)	Costo Varillas /m (\$)	Costo Total viga (\$)	Fecha de Fundicion	Fecha de Rotura	Días de curado
				Largo (m)	Altura (m)	Espesor (m)									
	Tipo A	Varilla 1 (GFRP)	A v1-1	1,001	0,199	0,073	0,161	0,0116	0,0117	1,591	1,23	2,82	7-jun-17	5-jul-17	28
			A v1-2	0,998	0,2	0,073	0,161	0,0116	0,0117				12-jun-17	10-jul-17	28
			A v1-3	0,996	0,199	0,073	0,161	0,0116	0,0116				15-jun-17	13-jul-17	28
		Varilla 5 (Acero)	A v5-1	0,996	0,2	0,072	0,161	0,0116	0,0115	1,591	0,37	1,96	7-jun-17	5-jul-17	28
			A v5-2	1,002	0,199	0,073	0,161	0,0116	0,0117				12-jun-17	10-jul-17	28
			A v5-3	1,001	0,2	0,071	0,161	0,0116	0,0114				15-jun-17	13-jul-17	28
	Tipo B	Varilla 2 (GFRP)	B v2-1	0,997	0,2	0,074	0,068	0,0049	0,0050	0,671	1,69	2,36	13-jun-17	11-jul-17	28
			B v2-2	1	0,202	0,073	0,068	0,0049	0,0051				18-jul-17	15-ago-17	28
			B v2-3	1	0,2	0,074	0,068	0,0049	0,0050				19-jul-17	16-ago-17	28
		Varilla 5 (Acero)	B v5-1	1	0,201	0,073	0,068	0,0049	0,0050	0,671	0,37	1,04	7-jun-17	5-jul-17	28
			B v5-2	0,997	0,2	0,073	0,068	0,0049	0,0049				13-jun-17	11-jul-17	28
			B v5-3	1	0,2	0,074	0,068	0,0049	0,0050				18-jul-17	15-ago-17	28
	Tipo C	Varilla 3 (GFRP)	C v3-1	0,995	0,2	0,073	0,080	0,0058	0,0058	0,793	2,13	2,92	13-jun-17	11-jul-17	28
			C v3-2	1	0,201	0,073	0,080	0,0058	0,0059				24-jul-17	21-ago-17	28
			C v3-3	1	0,204	0,073	0,080	0,0058	0,0062				24-jul-17	21-ago-17	28
		Varilla 5 (Acero)	C v5-1	0,99	0,201	0,072	0,080	0,0058	0,0057	0,793	0,37	1,16	8-jun-17	6-jul-17	28
			C v5-2	1	0,2	0,073	0,080	0,0058	0,0059				13-jun-17	11-jul-17	28
			C v5-3	1	0,201	0,074	0,080	0,0058	0,0060				26-jul-17	24-ago-17	28
	TipoD	Varilla 4 (GFRP)	D v4-1	1	0,2	0,073	0,141	0,0101	0,0103	1,391	2,65	4,04	27-jun-17	25-jul-17	28
			D v4-2	1,001	0,201	0,071	0,141	0,0101	0,0089				18-jul-17	15-ago-17	28
			D v4-3	1	0,2	0,074	0,141	0,0101	0,0092				26-jul-17	24-ago-17	28
		Varilla 5 (Acero)	D v5-1	1	0,199	0,073	0,141	0,0101	0,0090	1,391	0,37	1,76	8-jun-17	6-jul-17	28
			D v5-2	1	0,2	0,074	0,141	0,0101	0,0092				18-jul-17	15-ago-17	28
			D v5-3	1	0,2	0,075	0,141	0,0101	0,0094				19-jul-17	16-ago-17	28

Resultados de Vigas Fisuradas															
	Tipo C	Varilla 3 (GFRP)	Cv4-4	1	0,2	0,073	0,08031	0,00578	0,00586	0,793	2,13	2,92	19-jul-17	16-ago-17	28
		Varilla 5 (Acero)	Cv5-4	1	0,203	0,073	0,08031	0,00578	0,00608	0,793	0,37	1,16	19-jul-17	16-ago-17	28

Nota: Fuente propia.



								Hormigón		
	Peso (kg)	Promedio peso (kg)	Carga 3.5 mm de deformación (kgf)	Promedio carga 3.5 mm de deformación (kgf)	Carga final (kgf)	Promedio Carga Final (kgf)	Tipo de Fallo	Resistencia del Hormigón (kgf/cm2)	Promedio Resistencia Hormigón (kgf/cm2)	Promedio total Hormigón (kgf/cm2)
	28,006	27,71	3317	3166,00	3562	3453,50	Adherencia	624,43	702,39	668,51
	27,568		1313		3345		Adherencia	699,81		
	27,557		3015		2563		Cortante	704,96		
	27,796	28,06	1550	1388,50	4689	4146,00	Adherencia	592,00	702,39	
	28,716		2809		4164		Adherencia	699,81		
	27,677		1227		4128		Adherencia	704,96		
	11,542	11,66	795	1285,00	2714	3287,50	Adherencia	627,27	647,53	
	11,778		1270		3328		Adherencia	667,79		
	11,652		1300		3247		Adherencia	731,97		
	12,105	12,12	2470	2416,67	3749	3944,00	Adherencia	624,43	625,85	
	12,145		2513		3479		Adherencia	627,27		
	12,106		2267		4139		Adherencia	667,79		
	14,004	14,25	899	1272,00	2862	2866,00	Adherencia	627,27	639,67	
	14,379		1329		2810		Adherencia	645,87		
	14,352		1215		2926		Adherencia	645,87		
	14,435	14,50	2901	2213,00	4769	4420,50	Adherencia	674,61	684,73	
	14,427		2248		2882		Colocacion	627,27		
	14,638		2178		4072		Cortante	752,30		
	24,234	24,07	1733	1708,50	3577	3632,00	Adherencia	772,98	691,31	
	23,864		1684		3034		Adherencia	630,33		
	24,122		1331		3687		Adherencia	752,30		
	24,670	24,79	2614,5	2614,50	4141	4184,50	Adherencia	653,53	654,26	
	24,810		2495		4228		Adherencia	630,33		
	24,897		2734		5093		Adherencia	678,92		

							Hormigón		
	14,2116	1035	1718,00	2891	3515,5	Cortante	731,97	731,97	
	14,4964	2401		4140		Cortante	731,97		

Tabla 34: Tabla resumen de los resultados obtenidos del hormigón de cada viga elaborada.

Resultados de Hormigón							
Código de Viga	Nº de Probeta	Díametro (cm)	Peso (kg)	Carga Ultima (kgf)	Resistencia del Hº (Kgf/cm2)	Promedio de resistencia	Desviación Estándar
A v5-1	1	10,1	3,766	46187,9	576,50	592,00	52,84
	2	10,1	3,77	48672	607,50		
A v1-1	1	10,1	3,739	49184,6	613,90	624,43	
B v5-1	2	10,1	3,719	50871,8	634,96		
D v5-1	1	10,1	3,758	53040,1	662,02	653,53	
	2	10,1	3,771	51679,5	645,04		
C v5-1	1	10,1	3,806	51680,2	645,05	674,61	
	2	10	3,755	55306,2	704,18		
A v1-2	1	10,1	3,816	54547,6	680,84	699,81	
A v5-2	2	10,1	3,806	57588,2	718,79		
B v2-1	1	10,1	3,82	51201,4	639,07	627,27	
B v5-2							
C v3-1	2	10,2	3,869	50291,5	615,47		
C v5-2							
A v1-3	1	10,1	3,8284	57387,5	716,28	704,96	
A v5-3	2	10,1	3,7869	55572,8	693,63		
D v4-1	1	10	3,8083	60970	776,29	772,98	
	2	10,1	3,7837	61664	769,66		
D v4-2	1	10,1	3,782	50435,9	629,52	630,33	
D v5-2	2	10,1	3,7849	50566,1	631,14		
B v2-2	1	10	3,7677	52729,7	671,38	667,79	
B v5-3	2	10	3,7758	52165,8	664,20		
D v5-3	1	10,1	3,755	55245,4	689,55	678,92	
	2	10,1	3,7386	53542,5	668,29		
B v2-3	1	10	3,8024	56966,4	725,32	731,97	
C v4-4	2	10	3,7736	58010,9	738,62		
C v5-4							
C v3-2	1	10	3,758	51726,79	658,61	645,87	
C v3-3	2	10	3,771	49726,79	633,14	645,87	
C v5-3	1	10,1	3,7285	60143	750,68	752,30	
D v4-3	2	10	3,7295	59212,4	753,92		

Nota: Fuente propia.

3.7 Resumen.

- Se plantearon 4 tipos de vigas tratando que se encuentren en condiciones similares con el fin de que no presenten variables una con otra.
- Se elaboraron 6 vigas de cada tipo y de ellas 3 con cada tipo de refuerzo para promediar y obtener resultados mas aproximados a la realidad.
- Los encofrados de las vigas planteadas se realizaron de manera optima para obtener vigas exactamente iguales y no varíen sus dimensiones.
- El proceso de elaboración de las vigas fue el mismo para todas, de esta manera se pretendió que no se presenten variaciones entre ellas.
- El encofrado utilizado fue un encofrado transformable que se adaptó a la viga tipo 1 y 2, para las tipo 3 y 4 no se pudo plantear un encofrado de este tipo debido a su forma compleja.

VIGA 1





Capítulo 4

Análisis y comparación de resultados.

Una vez concluidos los ensayos se procede a presentar de manera detallada y clara cuales fueron los resultados obtenidos y las comparaciones que se realizaron entre las vigas elaboradas con el fin de llegar a una conclusión bien fundamentada de los resultados obtenidos.

4.1 Introducción

En este capítulo analizaremos los resultados obtenidos por medio de las comparaciones entre los ensayos de las vigas elaboradas indicados con gráficos comparativos, entre cada tipo de viga con sus varillas de GFRP y Acero respectivamente, estas comparaciones servirán para analizar y tener consideración acerca del desenvolvimiento de los elementos puestos a practica por lo que se indicará sus características mediante la siguiente tabla:

Tabla 36: Diseño de vigas

Viga	Varilla	Nomenclatura	
Tipo A	ASLAN	v1	
	Novacero	v5	
Tipo B	Combar	v2	
	Novacero	v5	
Tipo C	Marshall	v3	
	Novacero	v5	
Tipo D	Equisplast	v4	
	Novacero	v5	

Nota: Fuente Propia

4.2 Comparaciones entre vigas

4.2.1 Carga última vigas tipo "A"

El primer tipo de vigas fue realizado con ejemplares de la varilla ASLAN 100 series FIBER GLASS Rebar

Carga Ultima Vigas tipo "A"

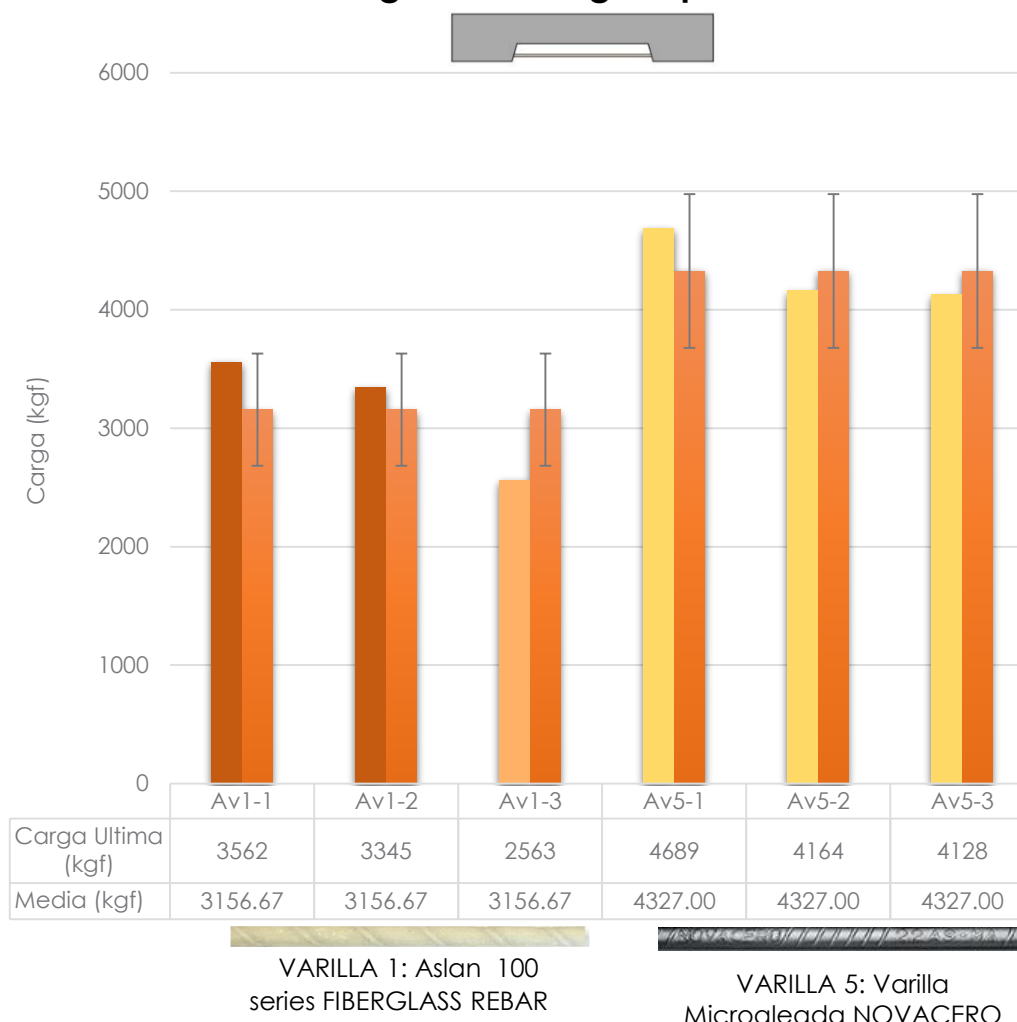


Figura 128 Carga Última Viga Tipo A. Fuente propia.

Carga Última Vigas tipo "B"



Figura 129. Carga Última Viga Tipo B. Fuente propia.

de 10 mm y en contra parte con varillas de acero microaleada Novacero también de 10 mm. Dando como resultados que la máxima carga óptima para el primer tipo de varillas alcanzó los 3562 kgf, mientras tanto el acero adquirió una carga máxima de 4689 kgf . Por lo que mediante estadística los valores comprendidos entre un 20% de cargas similares y sin considerar picos muy altos o bajos de cargas aplicadas pueden determinar la carga real para cada tipo de viga con su correspondiente varilla. Por lo que la carga promedio final para las vigas con varillas de fibra sintética alcanza los 3453.50 kgf y los ejemplares de la varilla de acero llegan a los 4146 kgf y la carga de la viga elaborada con acero resulta resistir 1.20 veces mas que la elaborada con la varilla Aslan.

4.2.2 Carga última vigas tipo "B"

Para el segundo tipo de vigas se utilizó ejemplares de la varilla Fiberline ComBAR de 9 mm y en contra parte las mismas varillas de acero microaleada Novacero de 10 mm existentes en el mercado. Dando como resultados que la máxima carga para el primer tipo de varillas alcanza los 3328 kgf mientras tanto el acero adquirió una carga máxima de 4189 kgf.

Siguiendo el ejemplo anterior se llega a determinar que las vigas con varillas de fibra de vidrio llegan

a 3287.50 kgf mientras que las vigas con varillas de acero alcanzan los 3944 kgf en este caso la varilla de acero llega a ser un 1.20 mejor respecto a la varilla de la marca Fiberline Combar.

4.2.3 Carga última vigas tipo "C"

Finalmente se presenta el tercer tipo de vigas los cuales fueron elaboradas con ejemplares de la varilla Marshall de 10 mm y en contra parte con varillas de acero microaleada Novacero de 10 mm. Dando como resultados que la máxima carga para el primer tipo de varillas alcanza los 2926 kgf mientras tanto el acero adquirió una carga máxima de 4769 kgf.

Para este tipo de vigas se observó que las vigas con fibra llegaron a un promedio de 2866 kgf y las elaboradas con acero alcanzaron los 4420.50 kgf por el proceso estadístico antes mencionado, por lo que deducimos que la carga alcanzada de la viga realizada con acero supera en aproximadamente un 1.54 veces la resistencia a su viga fabricada con las varillas de vidrio.

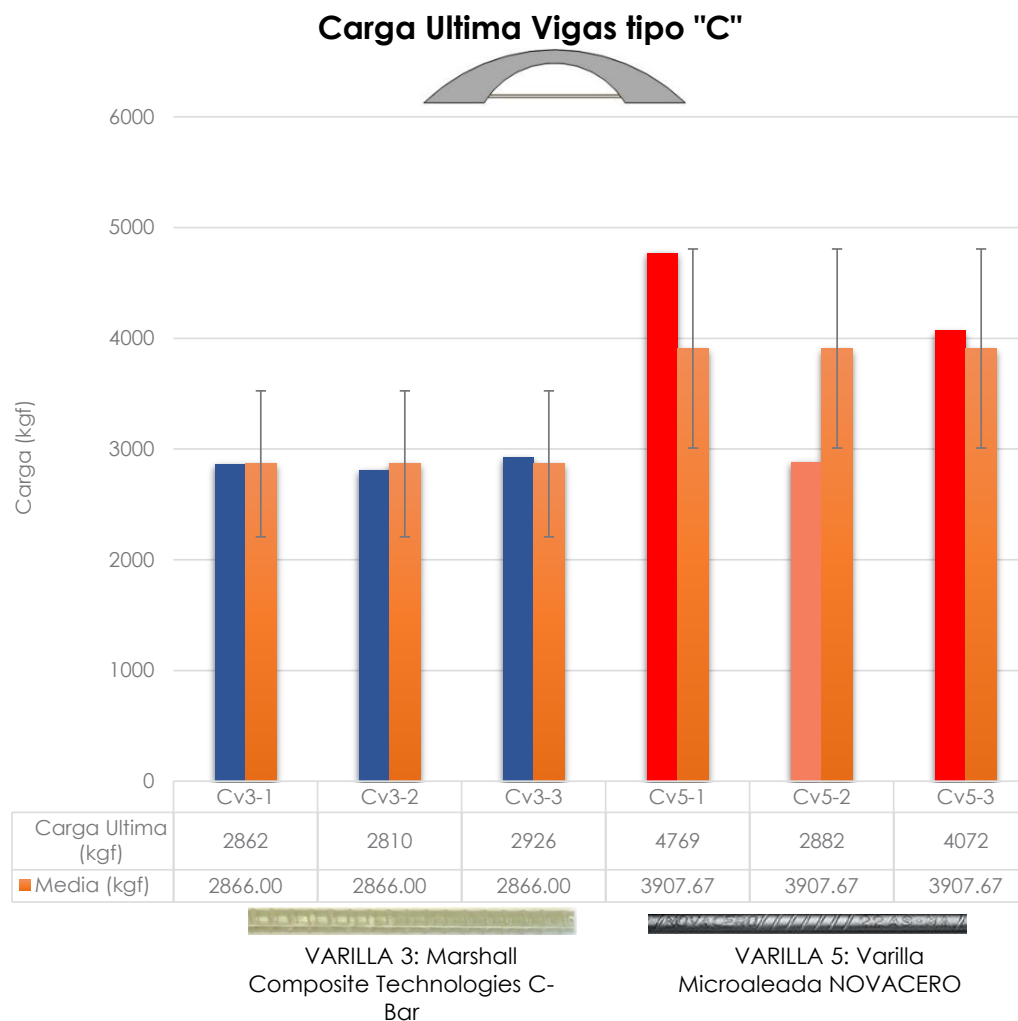


Figura 130. Carga Última Viga Tipo C. Fuente propia.

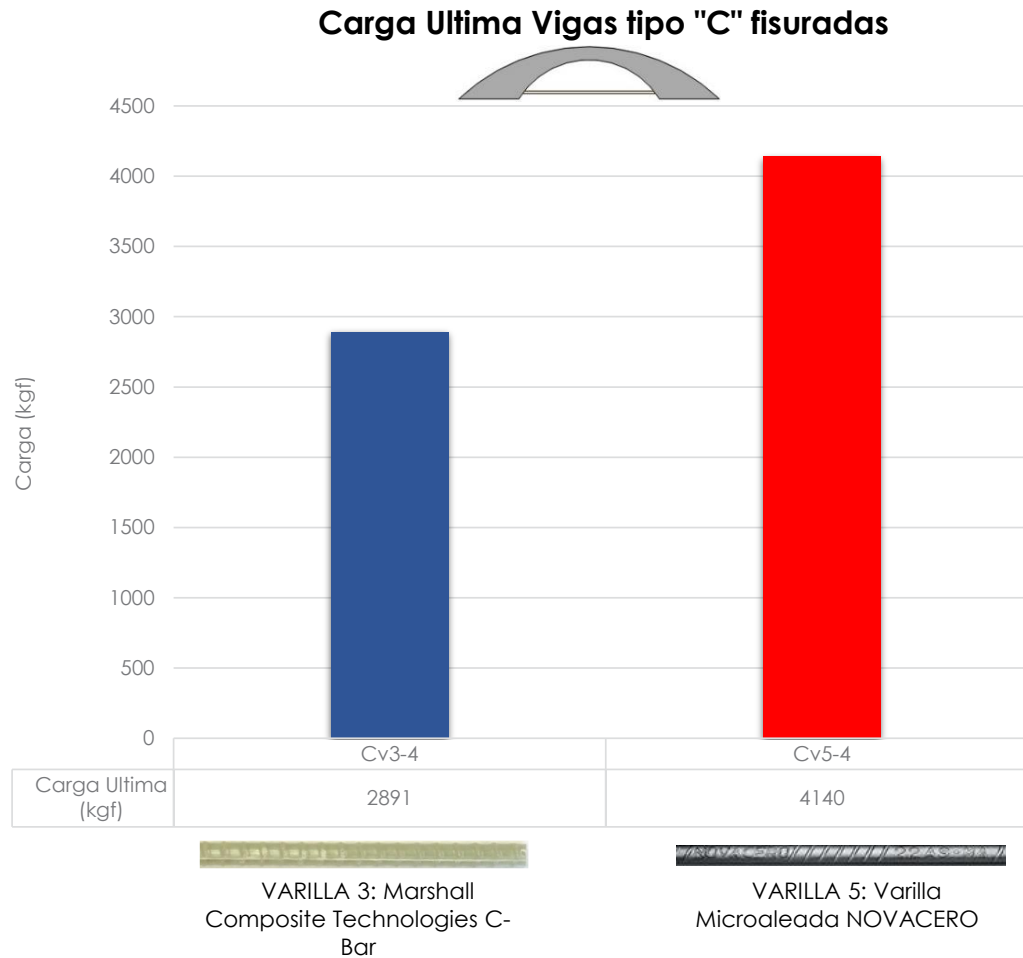


Figura 131. Carga Última Viga Tipo C fisuradas. Fuente propia.

Se presentaron 2 vigas de este tipo que luego de desencofrar tenían visibles fisuras en su composición suponemos que sucedió esto ya que el día cuando fueron elaboradas hubo un cambio en el clima muy extremo por lo que resulta en una pérdida de la humedad muy notable, sabiendo inclusive que nos encontrábamos frente a este problema decidimos continuar con el curado de las vigas por lo que se resolvió mantenerlas para poder probar la capacidad que poseía cada viga con su respectiva varilla sabiendo de antemano que las fisuras presentadas estaban correctamente identificadas en estos elementos, dando como resultados que la viga con fibra sintética Marshall de 10 mm de diámetro alcanzo los 2891 kgf y la viga con acero de 10 mm de diámetro llego a los 4140 kgf por lo que la viga con acero llego a ser 1.43 veces mejor que la viga elaborada con varilla de fibra sintética. Cabe mencionar que estas vigas no fueron consideradas para realizar comparaciones ya que no estaban completas y presentaban las fisuras en la parte superior del arco sin tener más de 2 fisuras por cada tipo de viga, aunque resistieron capacidades similares a las de sus ejemplares gemelos sin fisurar.

4.2.4 Comparación de cargas últimas

Según los datos obtenidos y basándonos en estadística como se ha indicado en cada ejemplo de vigas se ve que los ejemplares con varillas de fibra llegan a cargas de 3453 kgf para la varilla Aslan, 3287.50 kgf para la varilla Fiberline y 2866 kgf para la varilla Marshall, en cambio para las varillas de acero en el ejemplar del tipo A llegan a los 4146 kgf, en el tipo B llegan a los 3944 kgf y en el tipo C a los 4420.50 kgf. Por lo que se logra determinar que la variación de las cargas de las vigas para el tipo A llega a ser de 1.20 veces la carga alcanzada de las varillas de acero respecto a las de fibra, para el tipo B llega a ser también de 1.20 veces y para el tipo C es 1.54 veces.

Según este gráfico comparativo deducimos que los mejores resultados provienen de las vigas elaboradas con las varillas de acero ya que trabajan conjuntamente mejor con el hormigón de alta resistencia en cada uno de los tipos de viga planteados porque estas varillas poseen corrugas que hacen que tengan una mejor adherencia al mismo.

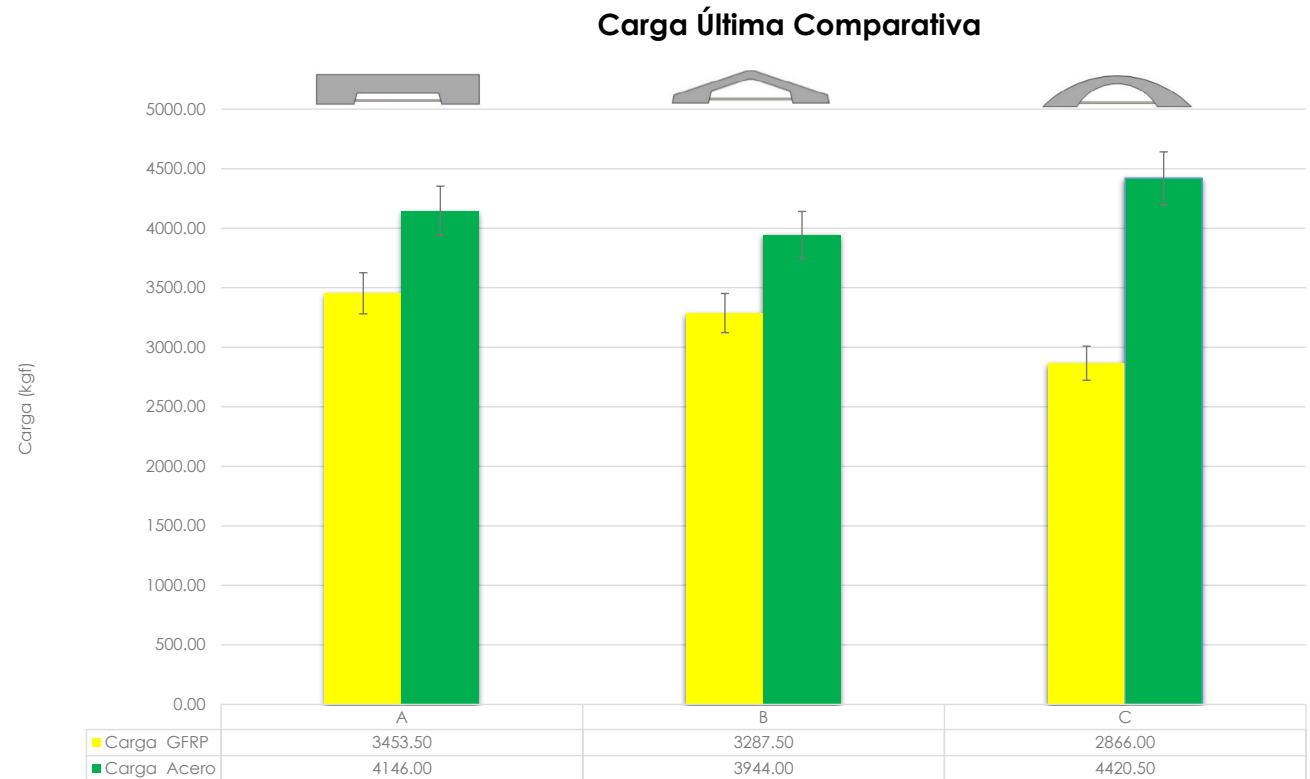


Figura 132. Carga Última Comparativa. Fuente propia.

Resistencia de carga a 3.5 mm de deformación Vigas tipo "A"

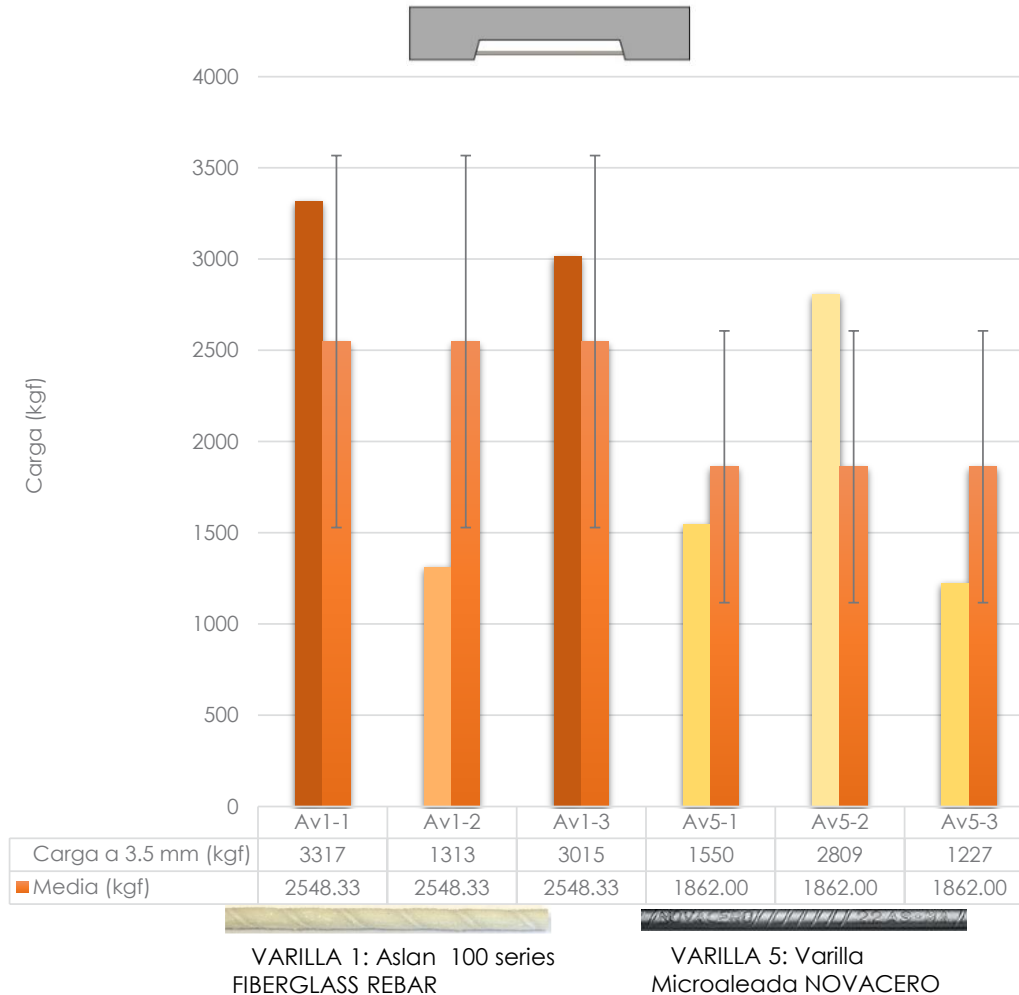


Figura 133. Carga a 3.5 mm de deformación del tipo de viga A. Fuente propia.

4.2.5 Carga a los 3.5 mm vigas tipo "A"

La carga obtenida a los 3.5 mm de deformación es un factor importante para tomar en consideración ya que nos da un lineamiento y una pauta para saber mas o menos a que carga final aproximadamente llegará la viga. Se considera este valor ya que en el concurso del ACI FRP Composites Competition es una de las ecuaciones que deben ser previstas y tomadas en cuenta para poder establecer un ganador.

En este caso los resultados obtenidos para la carga a 3.5 mm de deformación para el primer tipo de varillas Aslan de 10 mm son 3317, 1313 y 3015 kgf, mientras tanto el acero de 10 mm adquirió cargas de 1550, 2089 y 1227 kgf.

Tomando en consideraciones que las muestras deben ser similares ya que ocupan los mismos materiales se descarta picos muy altos o muy bajos y se tiende a utilizar resultados similares por lo que para el caso de la fibra sintética el valor aproximado que se obtiene a los 3.5 mm es el 92% de la carga final en este tipo de viga por el contrario para el acero alcanza un 33%.

4.2.6 Carga a los 3.5 mm vigas tipo "B"

En el segundo tipo de vigas y siguiendo el mismo procedimiento que el caso anterior se obtiene los resultados que indican las cargas de 795, 1270 y 1300 kgf para la varilla de fibra sintética Fiberline de 9 mm y para los valores del acero de 10 mm nos muestra los datos de 2470 2513 y 2267 kgf.

Con estos resultados se entiende que las cargas en una deformación de 3.5 mm oscilan en un 39% las ocupadas con fibra y las que poseen acero llegan a un 61% de la carga máxima resistida en este tipo de viga.

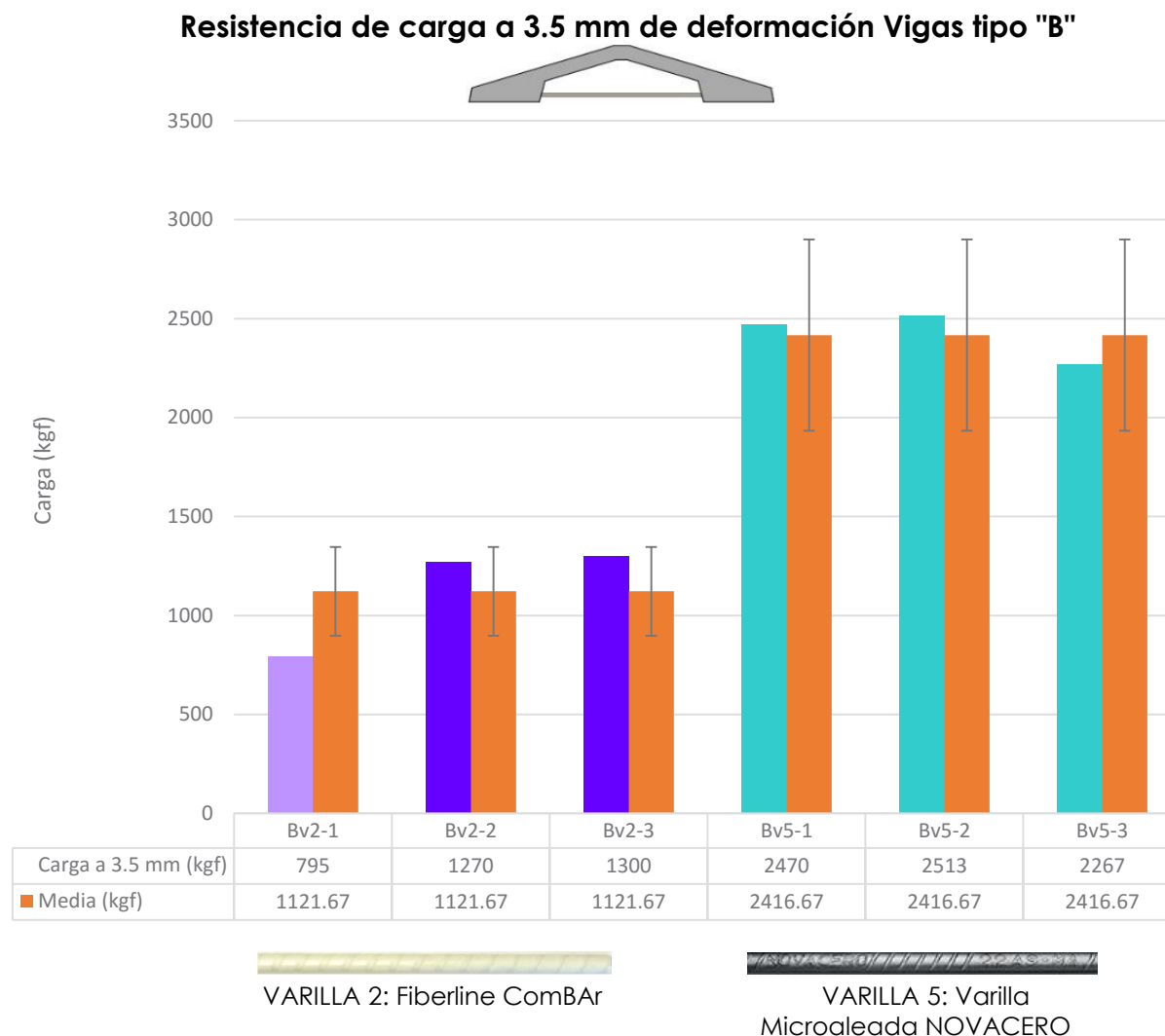


Figura 134. Carga a 3.5 mm de deformación del tipo de viga B. Fuente propia.

Resistencia de carga a 3.5 mm de deformación Vigas tipo "C"

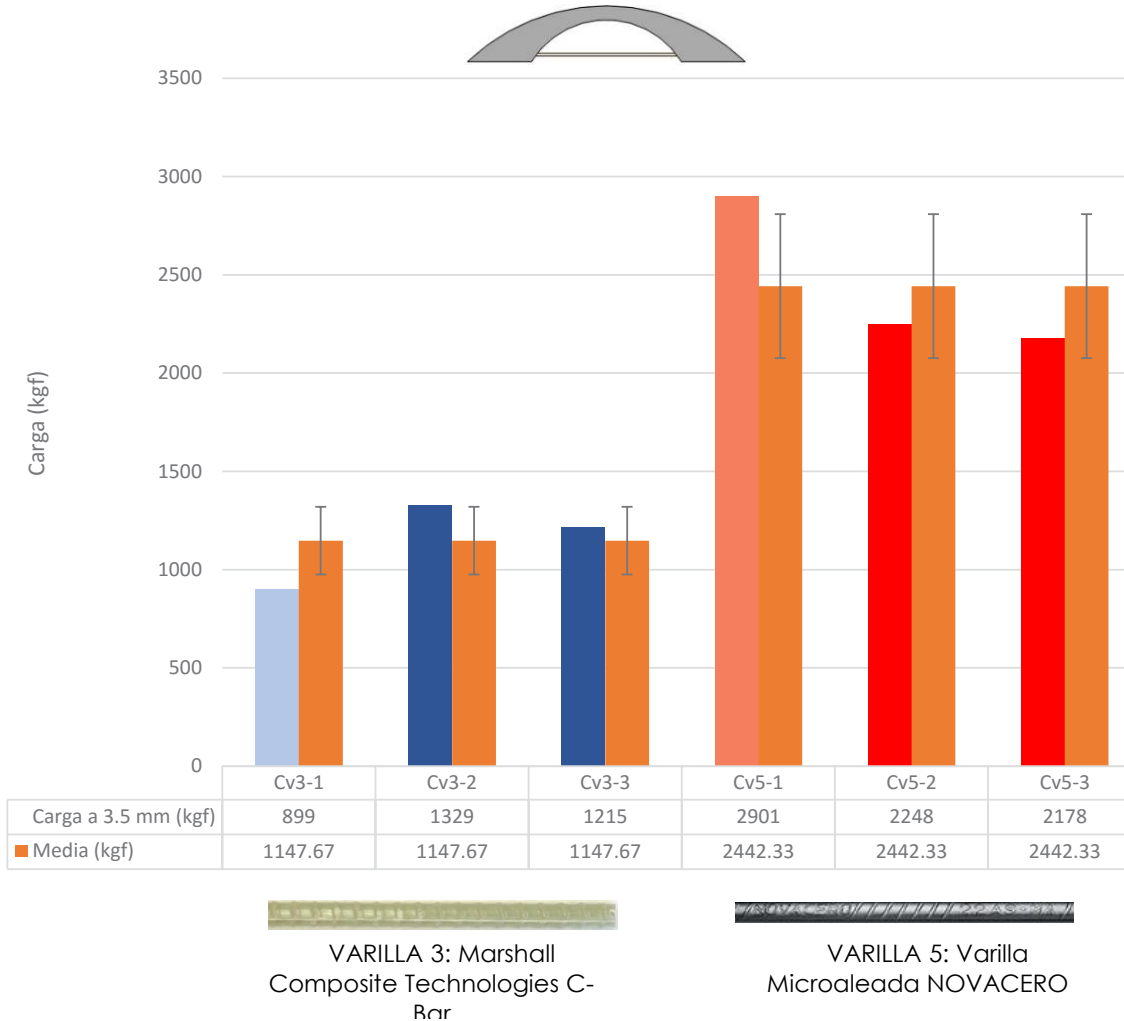


Figura 135. Carga a 3.5 mm de deformación del tipo de viga C. Fuente propia.

4.2.7 Carga a los 3.5 mm vigas tipo "C"

Para finalizar los datos de carga a los 3.5 mm de deformación en este tipo de vigas los resultados obtenidos para las varillas Marshall de 10 mm son 899, 1329 y 1215 kgf, mientras tanto el acero de 10 mm adquirió cargas de 2901, 2248 y 2178 kgf.

Encaminados en obtener datos similares se obtiene que para el caso de la fibra sintética el valor aproximado que alcanza a los 3.5 mm es el 44% de la carga final en este tipo de viga mientras que el acero alcanza un 50%.

Siguiendo el proceso de carga última también se considero la carga de 3.5 mm de deformación obteniendo por resultados 1035 kgf y 2401 kgf para las vigas con varillas de fibra sintetica de la marca Marshall de 10 mm y acero Novacero de 10 mm respectivamente.

Resistencia de carga a 3.5 mm de deformación Vigas tipo "C" fisuradas

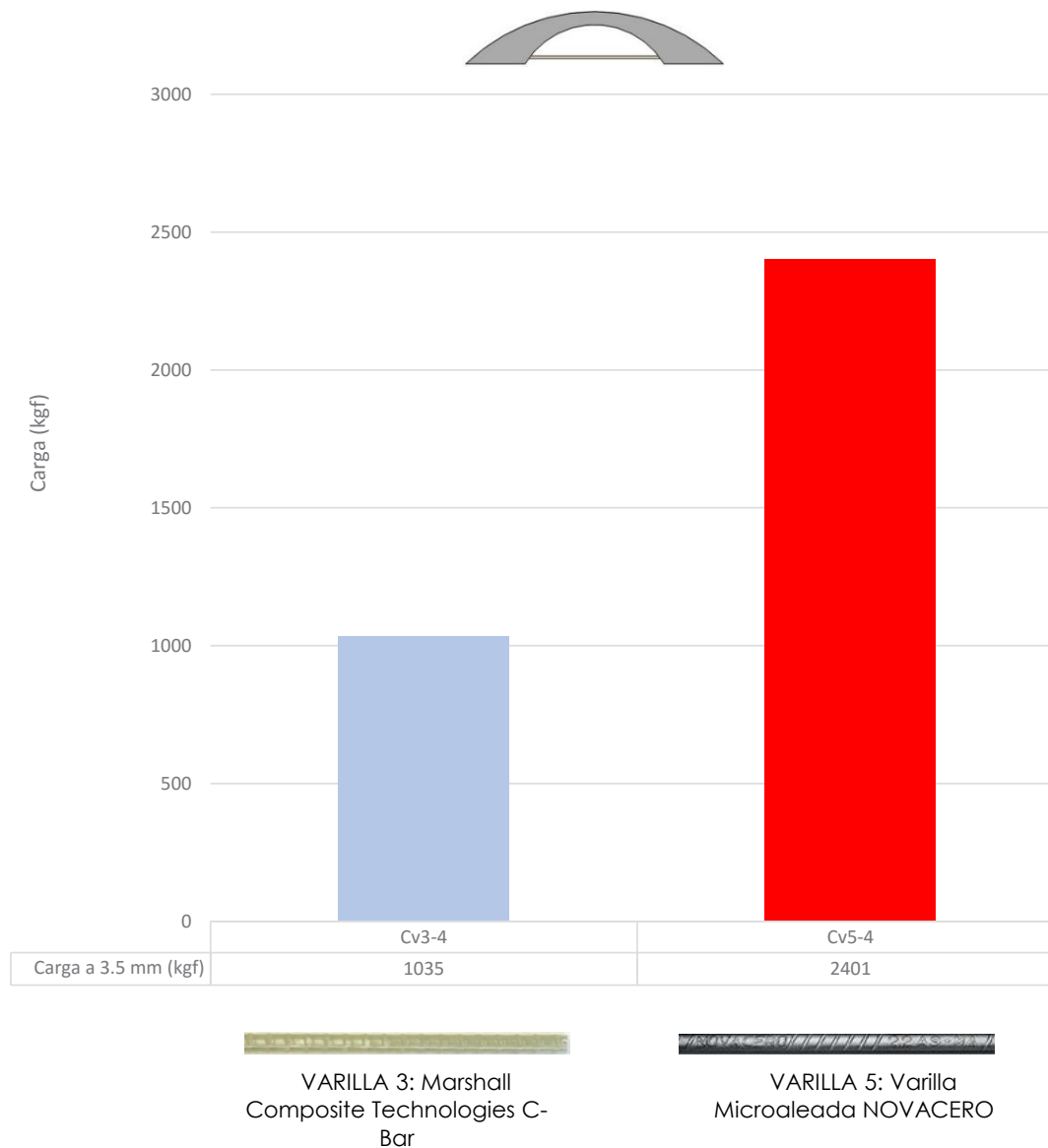


Figura 136. Carga a 3.5 mm de deformación del tipo de viga C fisuradas. Fuente propia.

Comparación de carga a los 3.5 mm de deformación

4.2.8 Comparación de cargas a los 3.5 mm de deformación

Con los resultados obtenidos de cada tipo de viga con sus 2 variantes de varillas, se logra apreciar que el primer tipo de viga con la varilla Aslan 100 no trabaja muy bien ya que casi alcanza la carga máxima aunque en el mismo tipo de viga con la varilla de acero obtiene el mejor resultado alcanzado para la deformación a los 3.5 mm. Las vigas tipo B elaboradas con varillas Fiberline llegan a un 40 % aproximadamente de su carga máxima y un 60 % las vigas hechas con varillas de acero y por ultimo las vigas tipo C en general indican que las vigas fabricadas con fibra sintética Marshall obtiene una carga que aproximadamente alcanza un 44 % y las realizadas con varillas de acero llegan a un 50 % una deformación a los 3.5 mm cuando alcanzan el 40% de su carga final y los que son realizados con acero alcanzan esta misma deformación cuando llegan a un 55%.

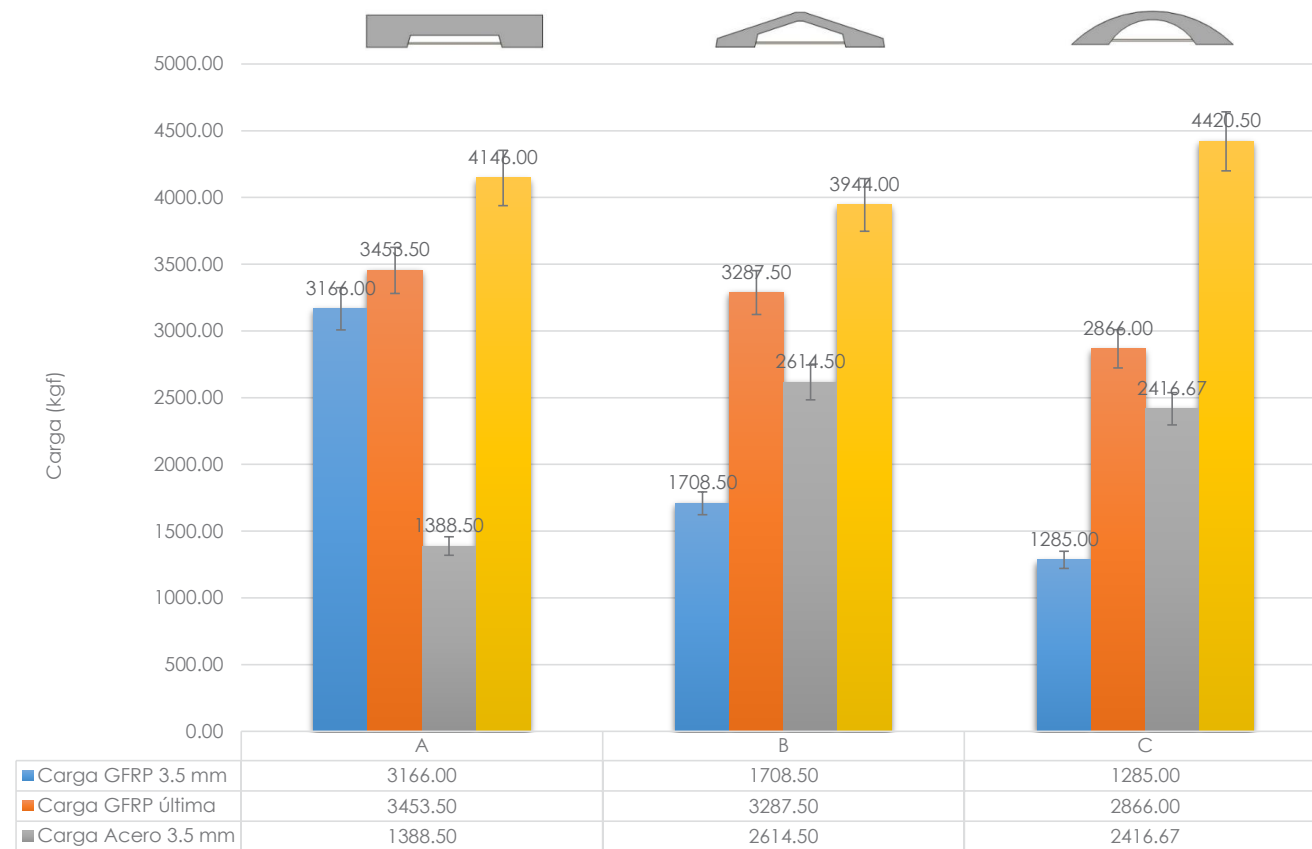


Figura 137. Comparación de carga a 3.5 mm de deformación. Fuente propia.

4.2.9 Relación de cargas 3.5 mm de deformación/ carga última

La relación que se produce cuando en el ensayo se alcanza estos dos tipos de carga es un factor importante para determinar el comportamiento de las varillas en el ensayo realizado hasta llegar a la rotura del elemento tipo viga.

Según los datos obtenidos luego de haber aplicado los ensayos de vigas la relación de carga a una deformación de 3.5mm y carga ultima de la viga tipo A con la varilla 5 de acero es de 33%, siendo esta la menor relación obtenida. La mayor relación obtenida es la de la viga tipo A con varilla 1 de GFRP Aslan 100 de 10 mm de diámetro con un 92%. Estos valores resultan ser diferentes y también resultan ser extremos para el mismo tiempo de viga esto suponemos que es por el mejor desenvolvimiento de las varillas de acero a cargas de tracción y su adherencia al elemento de hormigón.

En los otros tipos de vigas se repite esta tendencia dando que el acero tiende a obtener mejores resultados comparados con las varillas de fibra sintética.

Relación Carga 3.5 mm / Carga final

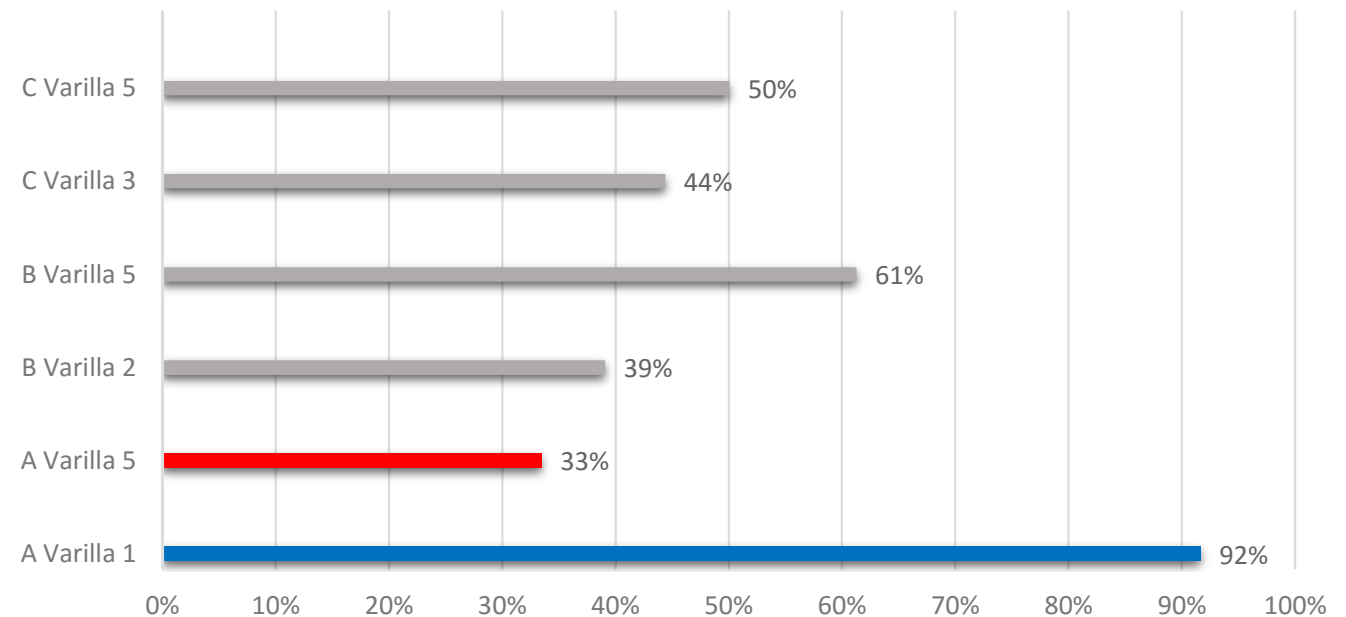


Figura 138. Relación de carga 3.5 mm con carga última. Fuente propia.

Tipos de fallos generales

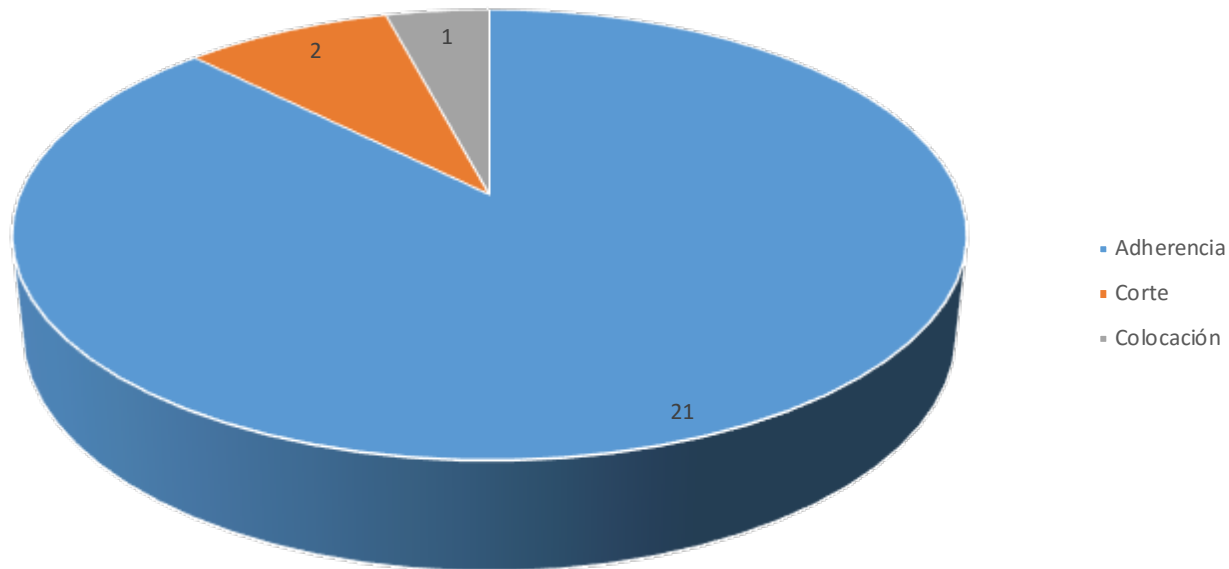


Figura 139. Tipos de fallos generales. Fuente propia.

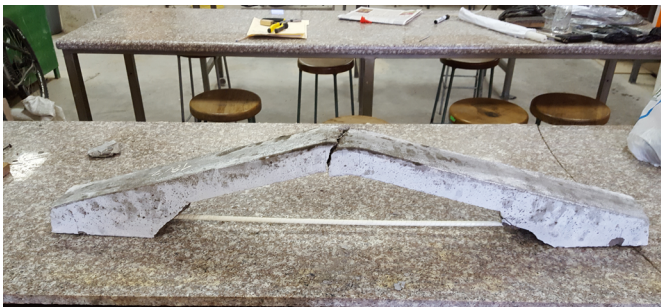


Figura 140. Fallo por corte en viga tipo B. Fuente propia.

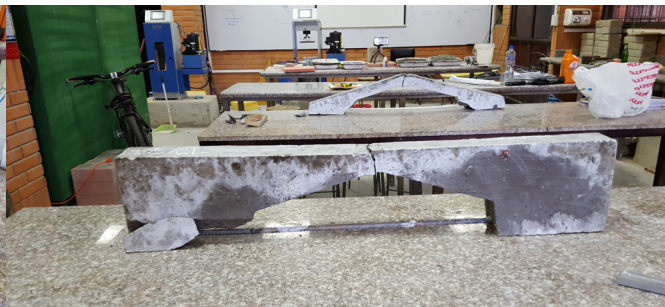


Figura 141. Fallo por adherencia en viga tipo D. Fuente propia.

4.2.10 Tipo de fallos

Luego de ensayar los 24 tipos de vigas se determinó por observación que los fallos que se produjeron en la práctica se debe casi en su totalidad por la falta de adherencia entre el hormigón y las varillas pero siempre se percibe que el acero trabaja mejor en conjunto que las varillas de fibra sintética esto se debe a que por el proceso de tracción en el elemento, las varillas tiende a flejar puesto que se encuentra en la zona en la cual la viga esta elaborada para cumplir esa misma función y las varillas de acero se adhieren de mejor manera al hormigón por sus resaltes y composición del elemento .

Como se puede apreciar en la figura 133 se presentaron 2 casos de falla de las vigas por cortante debido a que el hormigón no fue capaz de resistir las cargas aplicadas fallando en una sección de la viga y deteniendo la carga, esto se pudo ocasionar debido a una baja resistencia el hormigón elaborado. En cuanto a falla por colocación de la viga tenemos solo un caso en el cual por mala ubicación del elemento sobre la maquina para ensayos esta se desplazo ocasionando una fractura del hormigón en uno de sus extremos obteniendo un valor sumamente bajo, cabe recalcar que este valor no fue considerado en la tabla de resultados puesto por estadística estaba dentro de un pico inferior que no fue considerado para determinar el promedio de la carga.

4.2.11 Relación Costo / Carga

Tomando en consideración el valor de producción de 1 m³ del hormigón de alta resistencia (137.21 \$) tanto como el valor de las varillas en el mercado indicado por las empresas Aslan = 1.23\$, Marshall = 2.13\$, Fiberline = 1.69\$ y Novacero = 0.37 \$ por metro lineal, se obtiene que producir HAR con acero sigue siendo mas económico.

Costo de producción de vigas

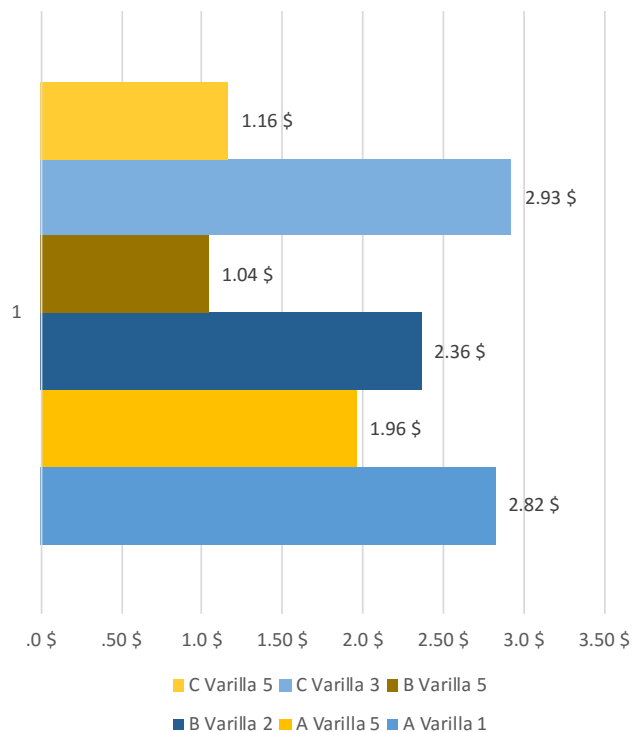


Figura 142. Costo de producción de vigas. Fuente propia.

Costo/Carga

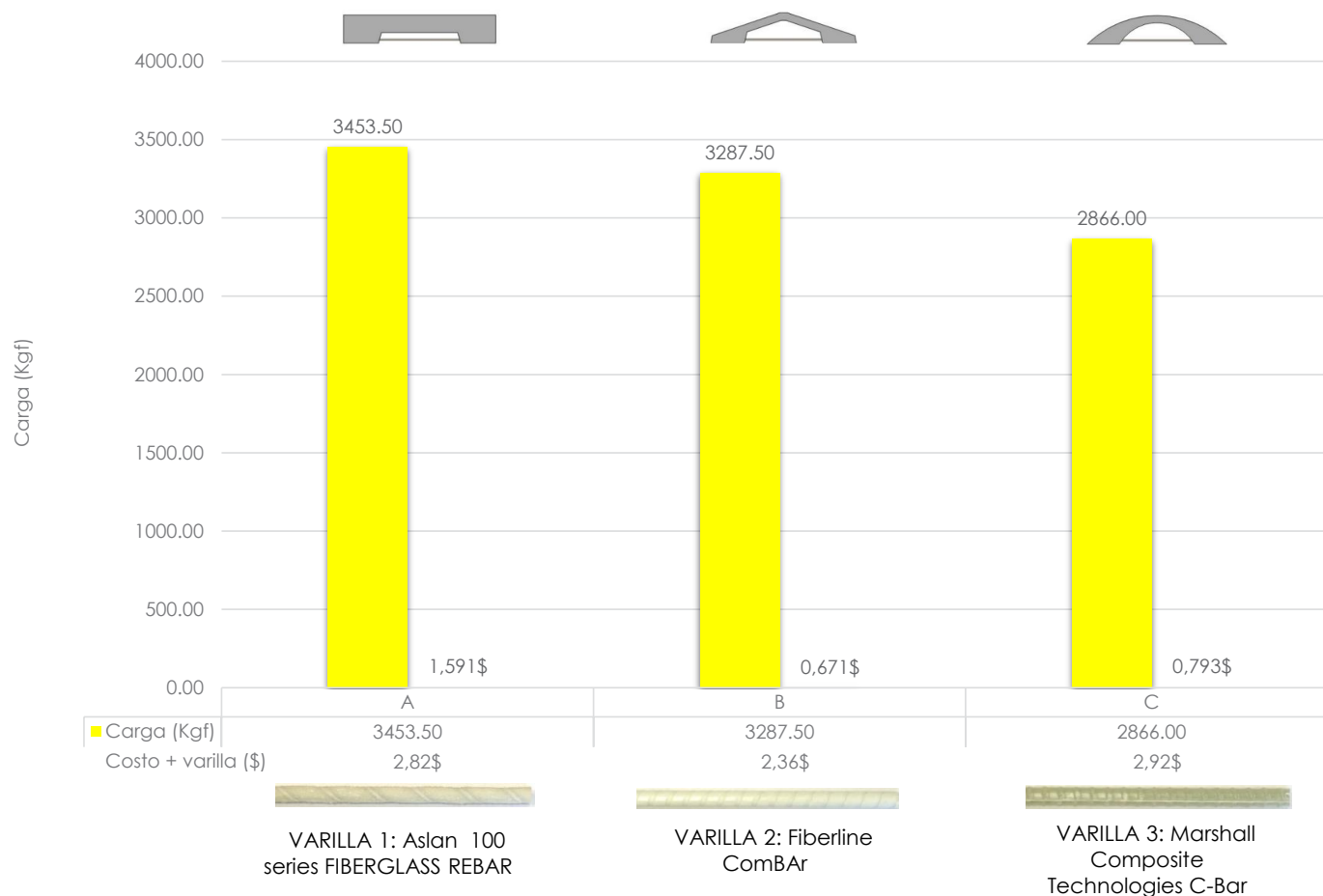


Figura 143. Relación costo / carga varillas de fibra sintética. Fuente propia.

Costo/Carga

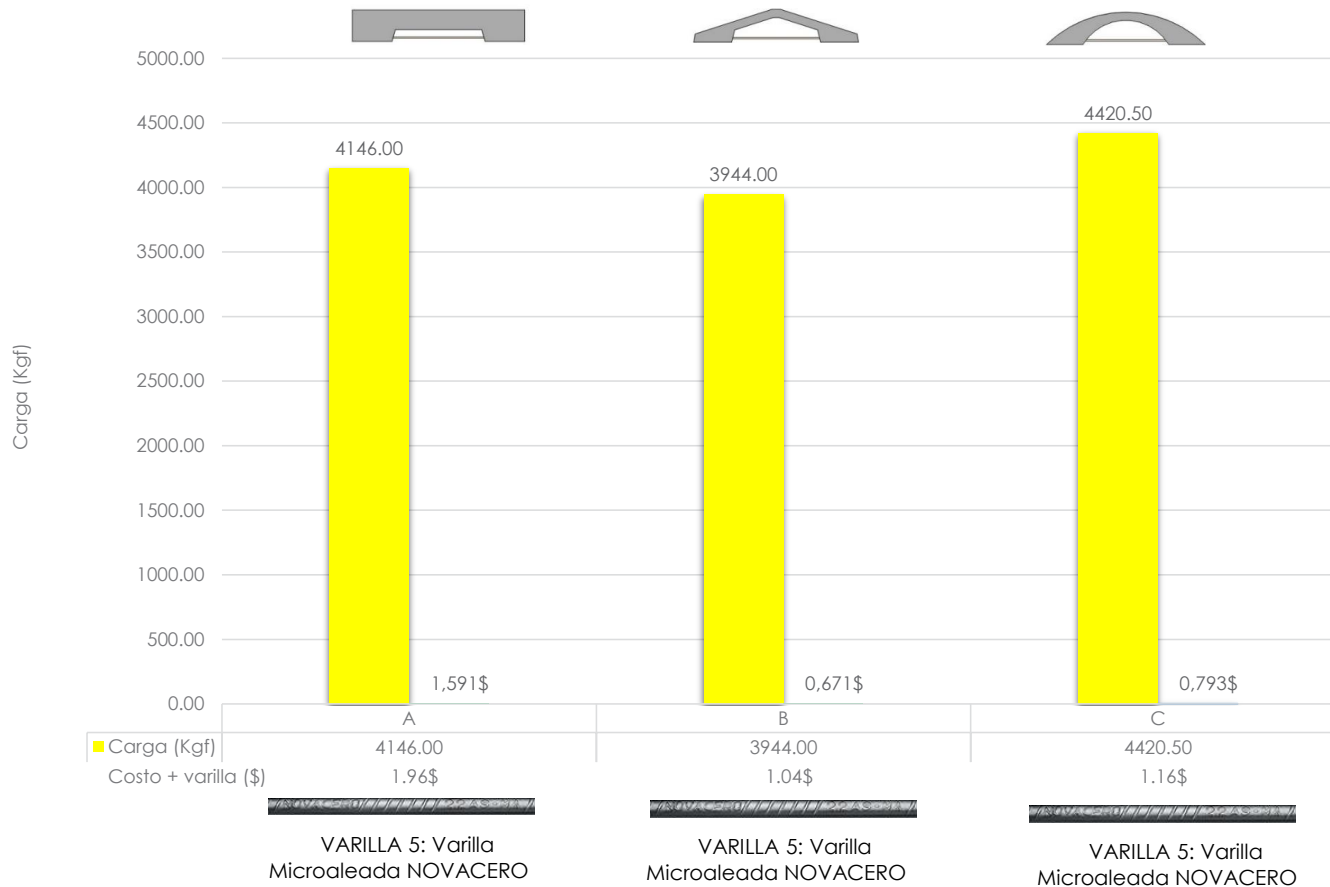


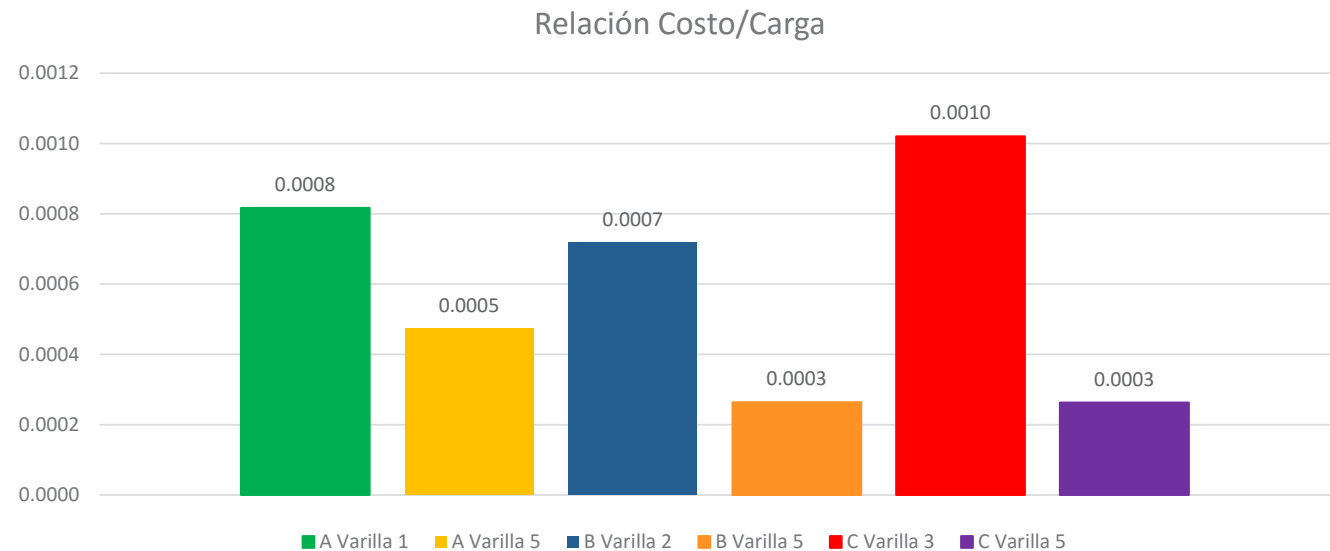
Figura 144. Relación costo / carga varillas de acero. Fuente propia.

En las figuras 143 y 144 se procedió a hacer una comparación entre la carga última que resistió cada viga separando las de acero y las de fibra. El costo ubicado alado de cada barra se refiere al costo de la viga sin tener en cuenta la varilla de refuerzo, sin embargo el valor de la viga incluido la varilla se expone en la parte baja del gráfico. Según lo expuesto se puede deducir que en las vigas con refuerzo de GFRP, la tipo A resiste una mayor carga ultima sin embargo su costo es el más elevado sin la varilla y con la varilla de refuerzo. El costo de las vigas B y C es similar sin la varilla, sin embargo la viga tipo B tiene una mayor resistencia de carga ultima. Cabe recalcar que el costo de la varilla de GFRP de la viga C fue el más elevado en comparación a sus similares.

En la figura 144 de las vigas con refuerzo de acero de la misma manera la tipo A se mantiene como la que obtuvo una mayor carga última y mayor costo. Las vigas B y C tienen costos similares sin embargo la tipo C alcanzó una mayor carga ultima, se pretende que fue debido a la adherencia del refuerzo con el hormigón ya que en su similar con refuerzo de GFRP se produjo un desprendimiento temprano de la varilla con el hormigón.

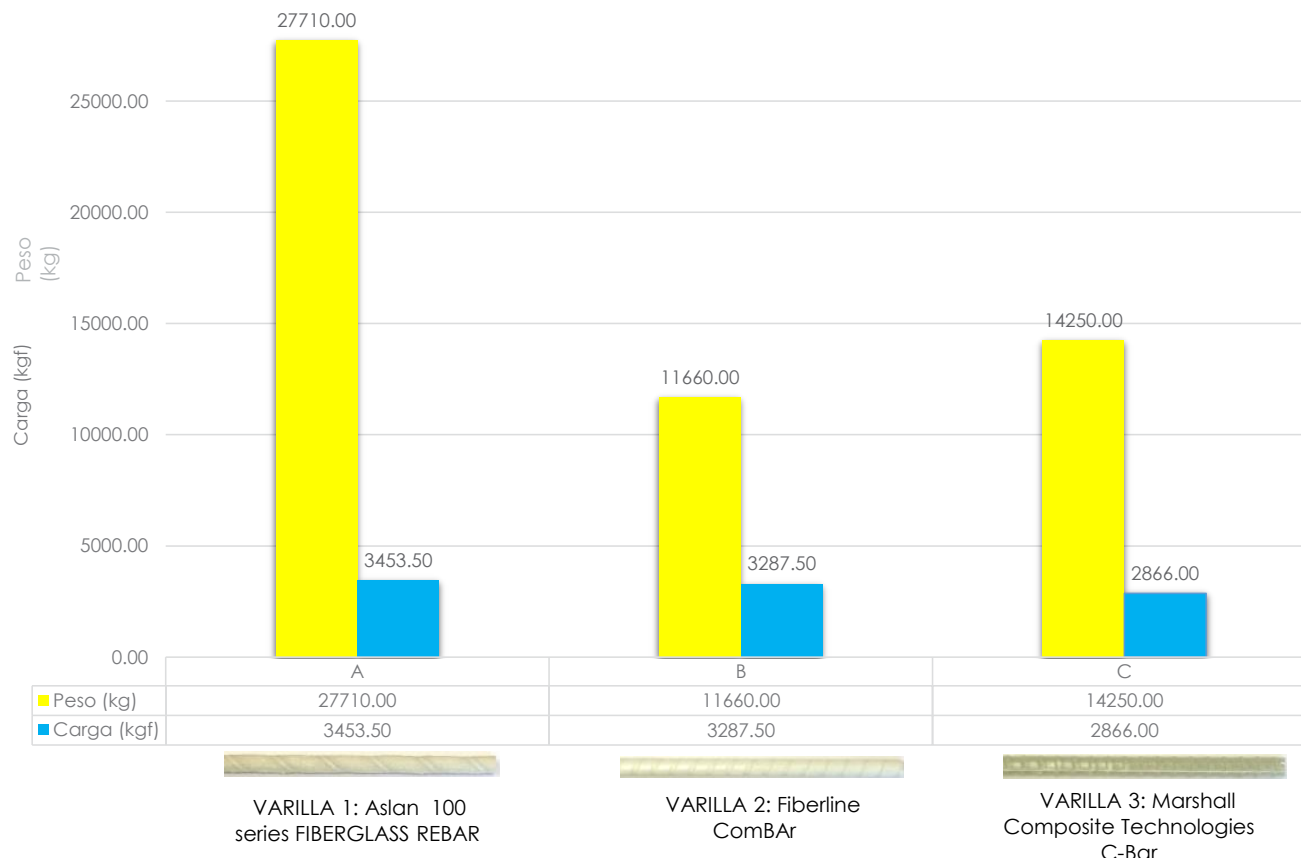
También se ha determinado que mediante la relación Costo / Carga que es uno de las ecuaciones planteadas en el concurso del ACI, el acero tiende a seguir dominando la producción dando los mejores resultados pero la relación que se producen en el tipo de viga B es mucho mejor que la del tipo C puesto que los costos mejoran por el precio de las varillas de acero en el mercado ya que su valor comercial es mucho menor que el de las varillas de fibra sintética.

Esta relación es determinante para darnos cuenta que mientras se consigan valores mas bajos se tiende a posicionarse mejor en el concurso mencionado y con este valor indica que se debe procurar alcanzar altas resistencias con el precio de la fabricación de la viga para que a medida que aumente el valor de carga disminuya esta relación.



Arriba, Figura 145. Relación costo / carga. Fuente propia.

Relación Peso / Carga

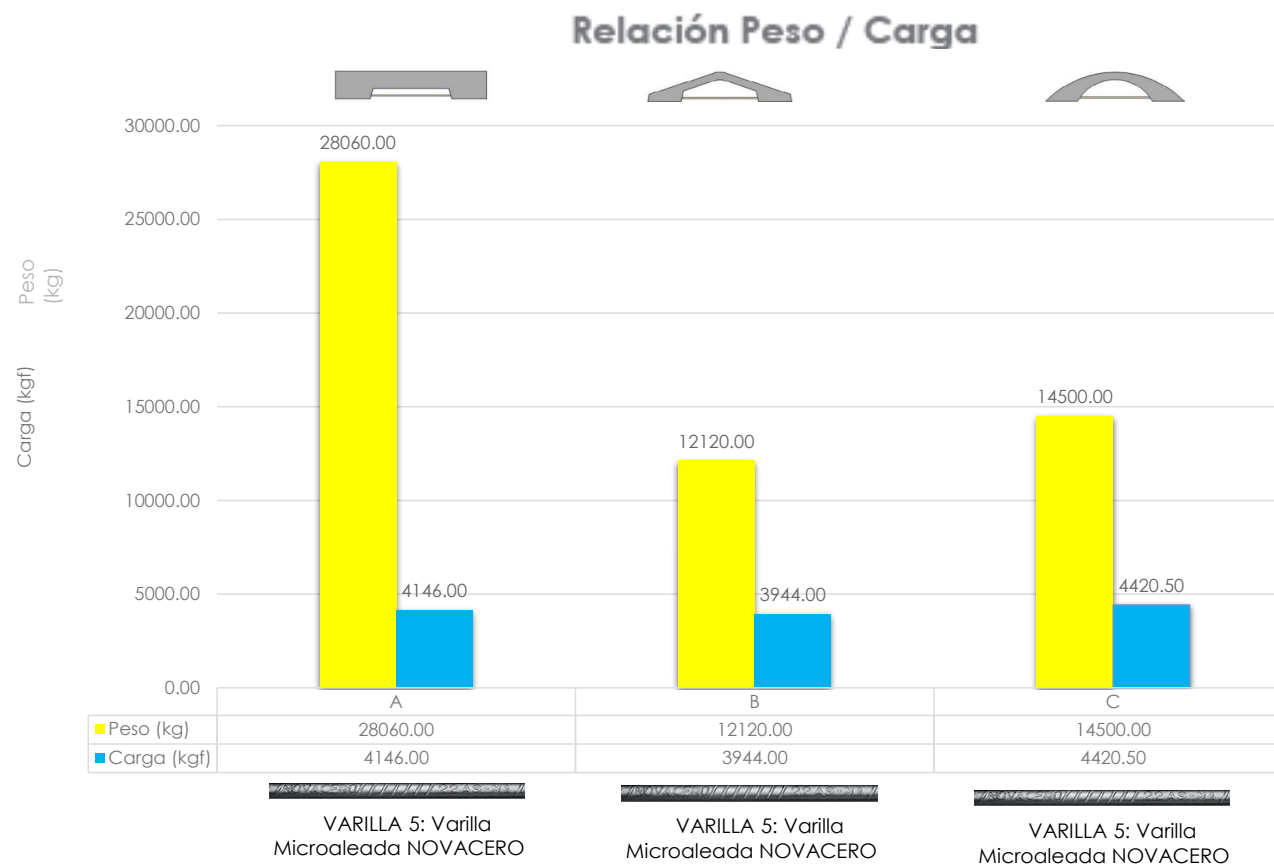


4.2.12 Relación Peso / Carga

En esta figura nos indica el peso promedio de las vigas con las cantidades promedio de carga soportadas por cada tipo de viga con su variación de varilla de fibra sintética correspondiente. Esto nos da ha entender que mientras mas peso tienen las vigas resisten mas carga porque ocupan más hormigón pero en realidad la viga tipo B es mejor puesto que con menos peso por lo tanto menos hormigón resiste más y eso es fundamental en el concurso ya que se debe alcanzar una máxima resistencia con una viga que este dentro del rango de 5 a 15 kg. Entonces las vigas del tipo A por mas que alcancen las mejores cargas no entrarían a formar parte del concurso.

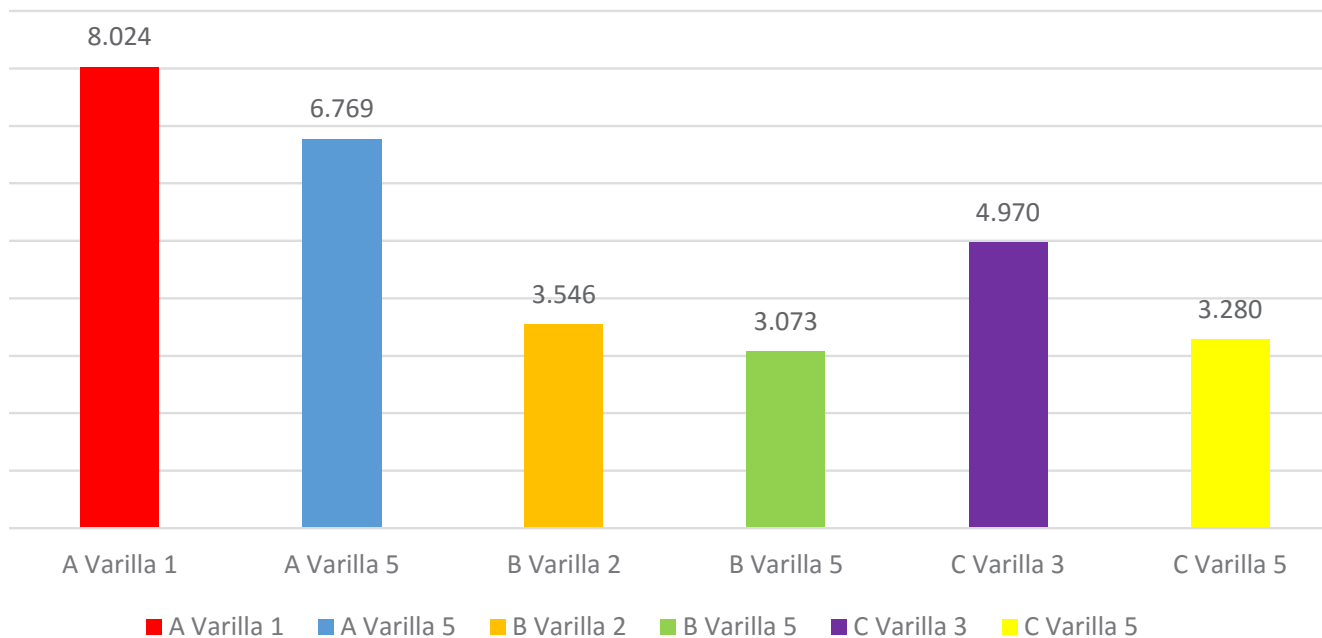
Arriba. Figura 146. Relación peso / carga varillas de fibra sintética. Fuente propia.

Esta figura nos muestra el peso promedio de las vigas con las cantidades promedio de carga soportadas por cada tipo de viga con las varillas de acero. Esto nos da ha entender que mientas mas peso tienen las vigas resisten mas carga porque ocupan más hormigón y se mantiene la relacion con el caso anterior con varillas de fibra sintetica para el tipo de vigas pero en este caso la viga tipo C es mejor porque puesto a que casi alcanza el limite de peso establecido en el concurso adquiere una mejor resistencia . Lamentablemente se mantiene que las vigas del tipo A por mas que alcanzen las mejores cargan no entrarían a formar parte del concurso.



Arriba. Figura 147. Relación peso / carga varillas de acero. Fuente propia.

Relación Peso / Carga



Arriba. Figura 148. Relación peso / carga. Fuente propia.

En resumen en esta relación respecto al peso para la carga nos indica que a mayor carga mayor resistencia por lo que el tipo de viga A no tiene competencia alguna pero siendo el peso un factor determinante para el concurso el tipo de viga B obtiene mejores resultados ya que ocupa menos peso para obtener una resistencia alta como también las vigas del tipo C presentan una excelente posición por lo que pueden ser una buena competencia en el concurso mencionado.

Con estos antecedentes determinamos que efectivamente para tener una base y mejor desempeño como para alcanzar posiciones privilegiados en concursos se debe optar por el tipo de viga B seguido del tipo C que nos darán resultados favorables.

También podría aclararse que siendo una determinante que a mayor peso mayor carga por lo tanto mejores resultados se debe siempre pensar en alcanzar un peso cercano al límite siempre y cuando se realice una compactación buena lo que conlleva a una menor porosidad.

4.3 Variación de forma y diámetro de varilla

Luego de realizar la comparación de vigas con distintas varillas de un diámetro similar se propuso realizar una variante mas de vigas que se situó entre el volumen del tipo A y B disminuyendo así el peso alcanzado por la viga tipo A pero sin llegar al tipo B. Al igual como se cambia el volumen de hormigón se propuso cambiar el diámetro de las varillas por lo que se opto por ocupar varillas nacionales de la marca EQUISPLAST con un diámetro nominal de 12 mm y por otra parte varillas de acero de la marca NOVACERO de 12 mm.

4.3.1 Carga Última viga tipo D

Para la variación de tipo viga con distinta medida de diámetro nominal se opto por ocupar los ejemplares de la varilla de Equisplast de 12mm y en contra parte con varillas de acero microaleada Novacero de 12mm. Dando como resultados que la máxima carga 3687 para el primer tipo de varillas mientras tanto el acero adquirió una carga máxima de 5093 kgf aunque por estadística como se señalo anteriormente se descarta esta carga ya que es el único valor de esa magnitud y se encuentra dentro de un rango del 20% de cargas similares por lo que la máxima carga para este tipo de varillas es de 4228 kgf. Por consiguiente la carga promedio de las varillas de fibra es de 3632 kgf y 4184.5 kgf para las de acero.

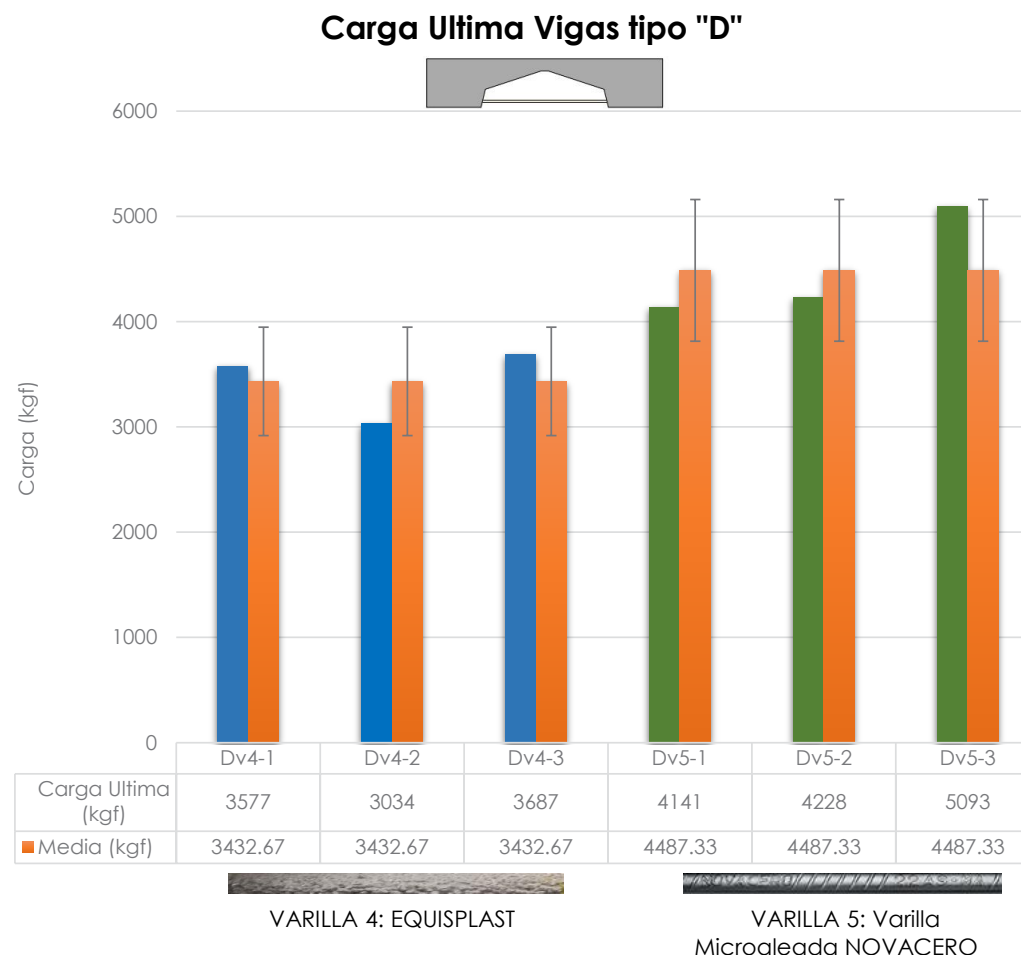


Figura 149. Carga Última Viga Tipo D. Fuente propia.

Resistencia de carga a 3.5 mm de deformación Vigas tipo "D"



4.3.2 Carga a los 3.5 mm vigas tipo "D"

En este tipo de cargas para el tipo de viga tratada en este punto los resultados que se obtienen son los valores de 1733, 1684 y 1331 kgf para la varilla de fibra sintética y para los valores del acero nos muestra los datos de 2614.5, 2495 y 2734 kgf. Dando como valores promedio de carga a los 3.5 mm de deformación valores de 1733.5 kgf para la varilla de Equisplast y 2614.5 kgf.

Con estos resultados se entiende que las cargas de 3.5 mm oscilan en un 47% las ocupadas con fibra y las que poseen acero llegan a un 62% de la carga máxima resistida en este tipo de viga.

Relación Carga 3.5 mm / Carga final

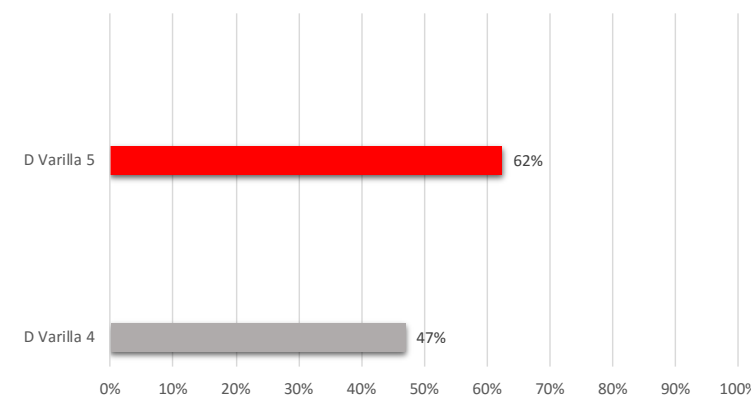


Figura 151. Relación Carga 3.5 mm de deformación / Carga final en viga tipo D. Fuente propia.

Figura 150 Carga 3.5 mm de deformación en viga Tipo D. Fuente propia.

4.3.3 Relación Costo / Carga

Tomando en consideración el valor de producción de 1m^3 del hormigón de alta resistencia (137.21 \$) como el valor en el mercado indicado por la empresa Equisplast = 2,65\$, y Novacero = 0.37 \$ por metro lineal, se obtiene que producir HAR con acero sigue siendo mas económico.

Se puede observar que se sigue manteniendo el mismo patrón que indica que el hormigón con el acero tiene mejores relaciones que produce que sea utilizado comúnmente.

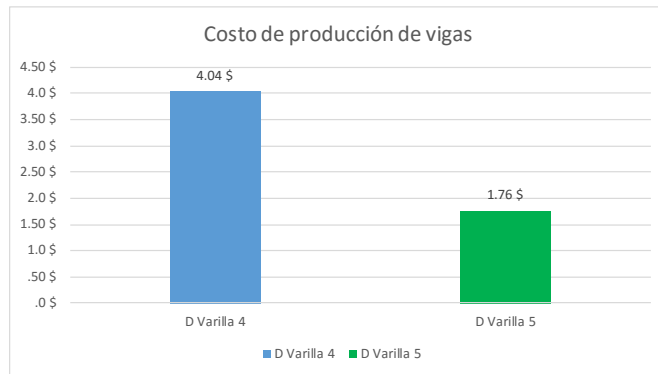


Figura 152. Costo de producción en viga tipo D. Fuente propia.

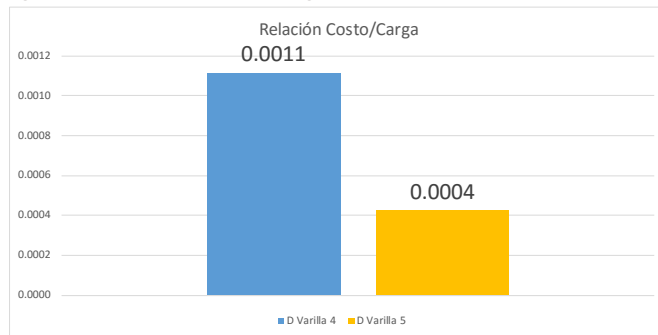


Figura 153. Relación Costo / Carga en viga tipo D. Fuente propia.

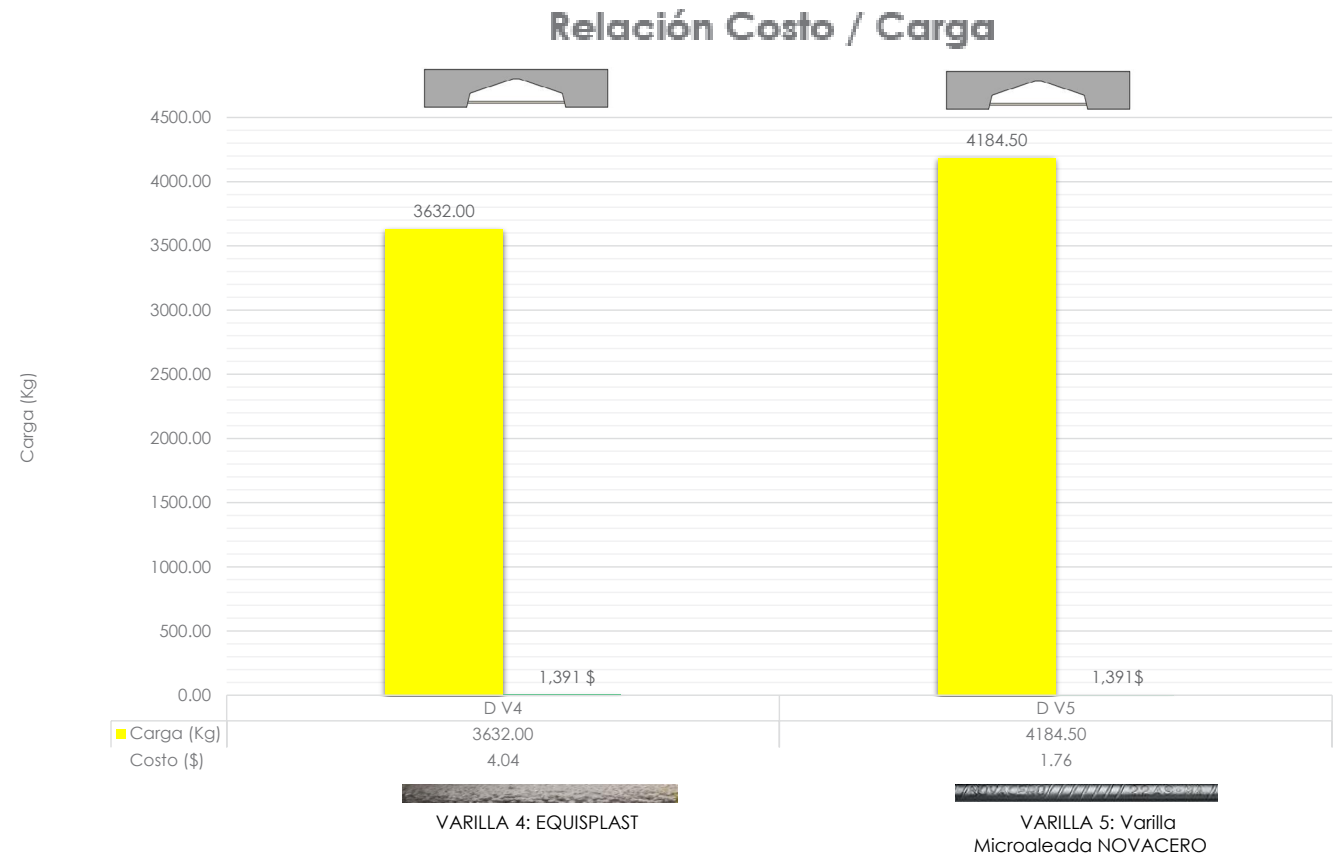


Figura 154. Barras de relación Costo / Carga en viga tipo D. Fuente propia.

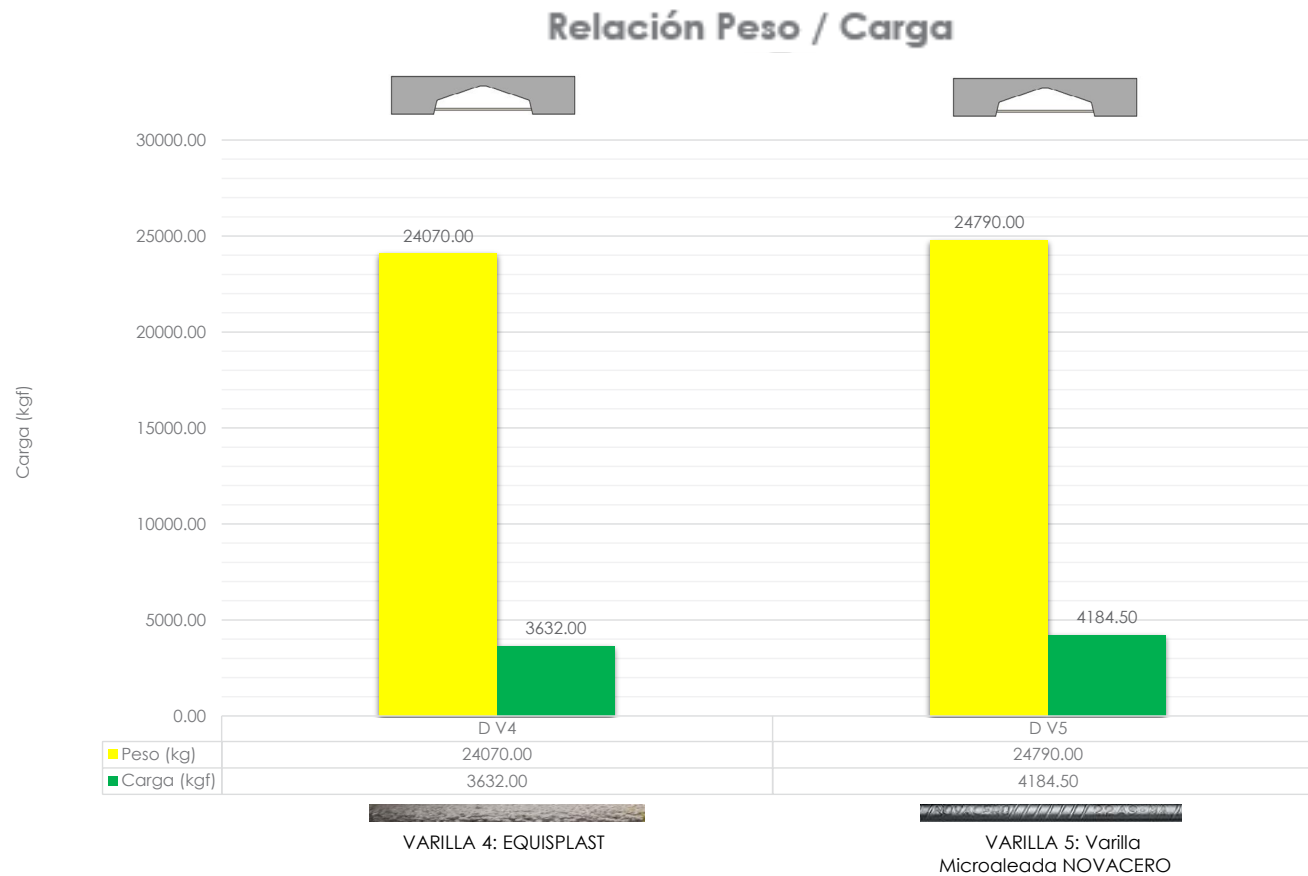


Figura 150. Barras de relación Peso / Carga en viga tipo D. Fuente propia.

4.3.4 Relación Peso / Carga

En esta relación respecto al peso para la carga nos indica que aunque el peso es muy similar la carga resistida por el acero es mas alta respecto a la fibra por lo que trabaja mucho mejor como ya ha sido explicado anteriormente.

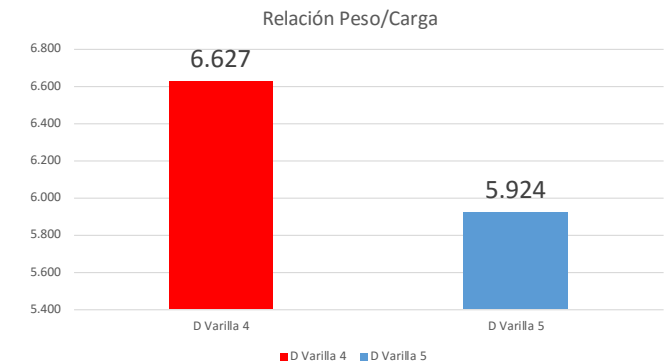


Figura 151. Relación Peso / Carga en viga tipo D. Fuente propia.

4.4 Conclusiones

Al finalizar las comparaciones correspondientes se clarifica que las vigas con acero trabajaron mucho mejor que las vigas con varillas de fibra de vidrio.

Las geometrías indican que ante mayor volumen mayor carga, por lo que se tiende a mantener un mayor peso, esto establece que se debe mantener prolijidad sabiendo que los parámetros establecidos en el concurso limitan el peso.

Las varillas de GFRP no se comportan como se supondría, se cree que acontece esto por la falta de adherencia y por falta de doblez de las varillas, por lo que termina siendo impactante en el momento que trabaja conjuntamente con el hormigón, ya que al encontrarse solo un elemento lineal no realiza ningún agarre al hormigón en si y al momento del esfuerzo simplemente resbala en el espacio en el que fue colocado en la fundición.

El tipo A resulta ser la que resiste cargas más altas pero al no cumplir el peso requerido por el concurso del ACI no se puede ocupar en este evento, siendo así que las mejores vigas son las del tipo B ya que estas cumplen todos los parámetros necesario para el concurso que serían peso, carga, dimensiones y costo por lo que resulta en un mejor desenvolvimiento. Si bien la viga tipo B es la que mejor resultados ha dado no se debe descartar a las vigas del tipo C ya que estas trabajan excelentemente ya

que distribuyen las cargas aplicadas en un punto a los extremos del elemento y obtienen resultado similares a los del tipo B.

Las vigas tipo D realizadas con varilla de fibra sintética nacional pueden ser ocupadas para cumplir con los datos estipulados para el concurso aunque actualmente parte en desventaja contra las varillas extranjeras ya que se encuentra limitada la variedad de diámetros disponibles por lo que hace difícil su comparación contra los otros tipos de vigas como también se explico en el capítulo anterior que si se aumenta el diámetro disminuye la resistencia.

También se puede observar que para el concurso mencionado las vigas debe tener una concordancia tanto entre peso, geometría y costo ya que con estos parámetros se alcanzará una mayor trabajabilidad y muy buenos resultados.



Conclusiones y recomendaciones generales

Conclusiones

- Luego haber analizado los resultados de las 24 vigas elaboradas vigas elaboradas, 12 con varillas de GFRP y 12 con varillas de acero, haber comparado los resultados y basándonos en ciertos aspectos de la metodología del ACI Composites Competition planteados anteriormente, se puede concluir que las vigas con refuerzo de varilla de acero presentaron valores mucho más altos en su carga última que las vigas reforzadas con varillas de GFRP. Por lo cual se concluye que el refuerzo de varilla de acero en este tipo de vigas tiene mayor influencia que el refuerzo con varillas de GFRP en la carga ultima que pueden soportar estos elementos.

- La resistencia del hormigón de las vigas ensayadas no es directamente proporcional a la resistencia última que pueden llegar a alcanzar las vigas. Como se pudo apreciar en los resultados obtenidos existió cierta variación en la resistencia del hormigón de una viga con un refuerzo y con otro, sin embargo se aprecia que en algunos casos las vigas que contaban con una resistencia de hormigón menor que la de sus ejemplares iguales a comparar tuvieron como resultado una carga última mucho mayor.

- La adherencia de la varillas con el hormigón es un factor muy importante a tomar en consideración durante el diseño de vigas con GFRP ya que el tipo de falla más común que se pudo apreciar en los ensayos realizados fue por adherencia de la varilla.

- Actualmente la elaboración de cualquier tipo de estructuras con refuerzo de varillas de GFRP es mucho más costosa que la utilización de refuerzo tradicional de acero, es por ello que pese a las ventajas que presenta este material, no es comúnmente implementado en el campo de la construcción en nuestro país.

- Los elementos elaborados con varillas de GFRP presentan un peso menor que los elementos con refuerzo de varilla de acero y una resistencia a la tracción mayor según la bibliografía revisada, esto es una ventaja en la construcción debido a que se reduce el costo de transportación y presenta una fácil manipulación del material en obra.

- La varilla de GFRP que presentó mayor resistencia a la tracción según los ensayos realizados y según las especificaciones técnicas establecidas por el fabricante fue la varilla Marshall Composite Technologies C-Bar. La varilla Fiberline ComBAR de 9mm de diámetro fue la segunda varilla con mejores resultados en los ensayos a tracción realizados, desafortunadamente no se puede comparar con los datos brindados por los fabricantes debido a que no exponen un valor exacto de resistencia a la tracción de estas varillas.

- Con los resultados obtenidos se logró verificar lo que establece el (ACI Committee 440, 2015) que la resistencia a tracción tiende a disminuir mientras aumenta el diámetro de la varilla. Como podemos observar en los resultados la resistencia obtenida en los ensayos a tracción, las varillas de GFRP Equisplast de 12 mm de diámetro (de fabricación nacional) resistieron 2249,38 kgf/cm² mientras que las varillas Fiberline ComBAR de $\varnothing$ 9 mm (de origen Estadounidense) dieron un valor de 5358,07 kgf/cm², una resistencia de más del doble entre una y otra.

- Del análisis de geometrías planteadas, tomando en cuenta las vigas tipo A, B y C se concluye que pese a que las vigas tipo A dieron como resultado el valor de carga última más alto de todas las vigas elaboradas con varillas de GFRP y las vigas tipo C reforzadas con varilla de acero resistieron una carga última más alta, se considera el mejor tipo de vigas planteadas son las tipo B. Esto debido a que lograron valores de carga última relativamente altos en comparación a su reducido volumen, peso y costo.

- De acuerdo con los ensayos aplicados a las vigas que presentaron fisuras producidas durante el proceso de fraguado, se puede concluir que no existe una variación significativa de los resultados obtenidos entre las vigas ensayadas con una fisura y las vigas que no presentan fisuras en su superficie.

Recomendaciones

- Se recomienda llevar un control minucioso de las vigas durante el proceso de fraguado ya que por la pérdida violenta de humedad en este proceso se pueden producir fisuras en los elementos.

- Se recomienda una correcta vibración y compactación del hormigón durante el proceso de elaboración de las vigas ya que el fallo de la viga se puede producir por cortante del hormigón en estas áreas.

- Una vez expuesta la bibliografía pertinente y fundamentos mencionados en este trabajo de titulación acerca de las varillas de FRP como refuerzos en el hormigón, se recomienda que se implementen estas nuevas tecnologías en la academia ya que no es un sistema nuevo de refuerzo del hormigón y como se mencionó anteriormente este sistema ya se ha implementado en muchas obras civiles y edificaciones principalmente en Estados Unidos y Canadá.

- Teniendo en cuenta que en la ciudad de Cuenca actualmente contamos con una fabrica especializada en este material se recomienda fomentar a través de propuestas de proyectos arquitectónicos de ciertos equipamientos y edificaciones el uso de este material como sustituto del sistema tradicional de refuerzo de acero en el hormigón.

- Se recomienda el sistema de encofrado utilizado para la elaboración de las vigas tipo A, B y D ya que por el confinamiento que le brinda a la viga al momento de fraguar presentó menor cantidad de problemas y fallas en los elementos resultantes.

- Se recomienda la revisión de los resultados obtenidos de carga ultima y carga a los 3.5 mm de deformación con el valor de resistencia del hormigón establecido en este trabajo como punto de partida para una predicción de carga relativamente aproximada en geometrías de viga similares para futuras participaciones en el concurso FRP Composites Competition.

Líneas de estudio

- La utilización de otros tipos de FRP para el reforzamiento de las vigas como puede ser aramida o carbono con el fin de analizar el comportamiento de estas varillas comparándolas entre ellas o con las varillas de acero.

- Probar métodos que mejoren la adherencia de la varilla de GFRP al hormigón como por ejemplo podrían implementarse dobleces como ganchos en las varillas para mejorar el comportamiento conjunto del elemento.

- Una vez analizadas las geometrías planteadas en este trabajo de titulación se puede proponer variaciones geométricas partiendo de un análisis de los resultados obtenidos.

- Realizar ensayos de tracción de varillas de GFRP con los equipos apropiados con el fin de hacer una comparación de la resistencia de las varillas de GFRP nacionales con las extranjeras, para verificar si es viable el implemento de estos refuerzos en la construcción en Ecuador.

- Hacer una comparación de vigas con una sola varilla de refuerzo y con dos varillas con el fin de determinar si aumenta su carga ultima y cómo afectaría eso su relación carga/costo.

- Trabajar con diferentes variaciones de espesor de las vigas ya que en este trabajo se modificó el área y no el espesor, lo que producirá que ante una mayor sección transversal existirá una mayor resistencia de carga.

- Se recomienda trabajar con un solo tipo de viga pero con diferentes variaciones de varilla para encontrar así una mejor combinación y posición de los refuerzos de tal manera que estas investigaciones sirvan como un punto de partida para posteriores concursos.

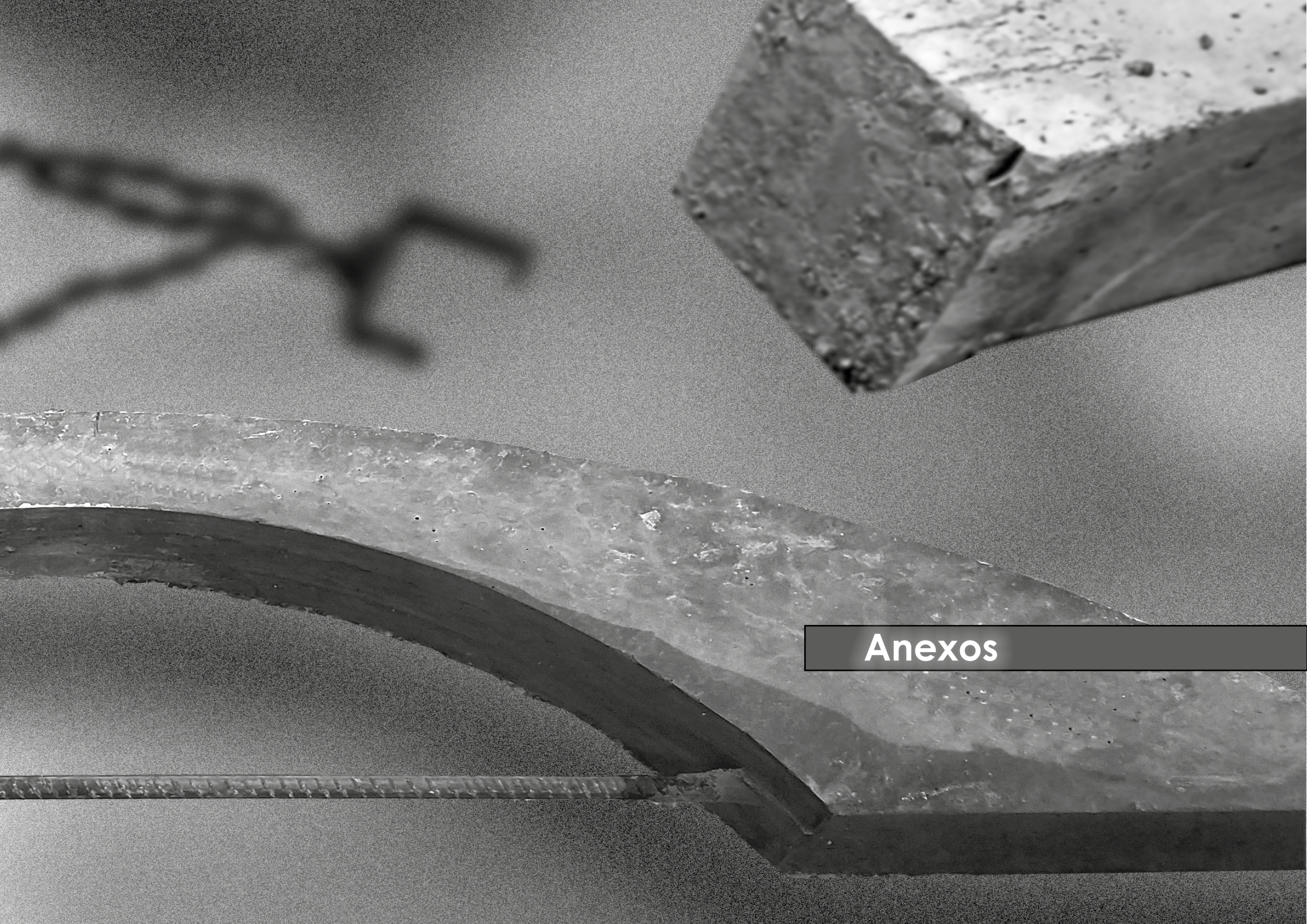
- Estudio de aplicaciones de varillas de FRP en edificaciones como refuerzo estructural con la posibilidad de dejar expuestas las varillas de FRP, de tal manera que pueda darse una posible ampliación de la edificación a futuro.

Bibliografía

- ACI 211.4. (1998). Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash.
- ACI 318S-08. (2008). Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario.
- ACI Committee 440. (2015). 440.1R-15 Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. (A. C. Institute, Ed.) Farmington Hills.
- Amador, Á. (2015). Hormigones Especiales (III): Hormigón de Alta Resistencia. Recuperado de <https://masqueingenieria.com/blog/hormigones-especiales-hormigon-de-alta-resistencia/>
- ASTM C 33. (2016). Especificación Normalizada para Agregados para Concreto.
- ASTM C 127. (2004). Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Gruesos.
- ASTM C 128. (2004). Método de Ensayo Normalizado para Determinar la Densidad, la Densidad Relativa (Gravedad Específica), y la Absorción de Agregados Finos.
- ASTM C 136. (2014). Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates
- ASTM C494. (2008). Historical Standard: Especificación Normalizada de Aditivos Químicos para Concreto.
- ASTM International. (2006). D 7205/D 7205M – 06 Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos: ASTM. Retrieved 2017
- Cabrera, C. A. (2014). DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE PRODUCCIÓN: PROCESO DE FABRICACIÓN DE LA VARILLA DE ACERO DE LA EMPRESA ANDEC S.A. Guayaquil, Ecuador. Recuperado de <http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redu-g/4788/1/C%C3%89SAR%20A%20%20VILLAVICENCIO%20CABRERA.pdf>
- Camaniero, R. (2009). Notas técnicas / Breve historia de los aglomerantes. Instituto Ecuatoriano Del Cemento Y Del Concreto, 14.
- Campoverde, S., & Muñoz, D. (2015). ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL USO DE DIFERENTES ADITIVOS COMO PLASTIFICANTES REDUCTORES DE AGUA EN LA ELABORACIÓN DE HORMIGÓN Y SU INFLUENCIA EN LA PROPIEDAD DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN. Recuperado de <https://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/4403/1/6923.pdf>
- Cemento, A. de P. de. (1983). Cemento Boletín Técnico Granulometría de la Arena.
- Cifuentes, F. X. (2015). Aplicación de hormigón de alta resistencia y fibras poliméricas a elementos tipo viga experimentales. Quito, Pichincha, Ecuador. Retrieved from <http://repositorio.usfq.edu.ec/handle/23000/4187>
- Claudio, P. (2014, 09 17). Historia y Biografías. Recuperado de https://historiaybiografias.com/alto_horno/.
- Equisplast. (n.d.). (2017). Equisplast. Retrieved from <http://www.equisplast.com/>
- ETSICCP. (2012). Hormigones de alta resistencia. Recuperado de ftp://ceres.udc.es/ITS_Caminos/Optativas/Materiales_Sistemas_Constructivos/har_msc_apuntes_20112012_CERES.pdf
- Fiber Profil. (2017). <http://www.fiberprofil.com>. Recuperado de <http://www.fiberprofil.com/pultrusion/que-es/>
- Fiberline Composites. (2017, 01 20). www.fiberline.com. Recuperado 09 29, 2017 de <https://fiberline.com/sites/default/files/media/Brochure/115%20ComBAR%20-%20Techical%20Info.pdf>
- GONZÁLEZ L., Á. (2014). Comportamiento frente a la durabilidad de morteros de reparación de cemento modificados con polimeros. Universidad Politécnica de Madrid.
- Hughes Brothers. (2017, 09 19). Hughes Bros/Aslan FRP. Recuperado de <http://www.aslanfrp.com/>
- Harmsen, T. (2002). El concreto y sus componentes. Diseño De Estructuras De Concreto Armado.
- IECA. (2017). Historia del cemento. Recuperado de https://www.ieca.es/reportaje.asp?id_rep=5
- Inecyc. (2009). Control de calidad en el Hormigón. Instituto Ecuatoriano Del Cemento Y Del Concreto, 1–12. Recuperado de http://inecyc.org.ec/documentos/notas_tecnicas/CONTROL_CALIDAD_HORMIGON.pdf

- Instituto Ecuatoriano de Normalización INEN. (2009). NTE INEN 109 Primera Revisión. Ensayo de tracción para materiales metálicos a temperatura ambiente. (1ra ed.). Quito, Pichincha, Ecuador: INEN. Retrieved 2017, from http://www.normalizacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/NORMAS_2014/ACO/17122014/nte-inen-109-1r.pdf
- Instituto Nacional de Preinversión. (2013). Estudio básico de la industria siderúrgica en Ecuador (1ra ed.). Quito: Instituto Nacional de Preinversión.
- Jurado, J., & Guamán, D. (2016). EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS EN HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA AUTOCOMPACTANTES REFORZADOS CON FIBRAS METÁLICAS NORMALIZADAS Y FIBRAS METÁLICAS NO NORMALIZADAS.
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., & Jussara, T. (2004). Diseño y control de mezclas de concreto. (Portland Cement Association (PCA), Ed.). Illinois: EE.UU. Recuperado de https://www.academia.edu/29059360/PCA_Diseño_y_Control_de_Mezclas_de_Concreto
- Klawikowski, P. (2015, 07 26). Wikimedia Commons. Recuperado de https://commons.wikimedia.org/wiki/File:L%C3%BCdenscheid_Talbr%C3%BCcke_Kattenbusch_FFSW_PK_5396.jpg
- Martinez, D. (2008). Hormigones de altas prestaciones.
- Marshall Composite Systems. (1999, 06 01). www.Marshall Composites.com. Recuperado de http://www.marshallcomposite.com/c_bar_specs.pdf
- Ministerio Coordinador de Sectores Estratégicos. (2015). Catálogo de Inversiones de los Sectores Estratégicos 2015-2017. (A. Z. V, Ed.) Quito, Ecuador: Ministerio Coordinador de los Sectores Estratégicos. Recuperado de <http://www.sectoresestrategicos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/04/Primera-parte-Cata%C3%81logo-de-Inversiones-de-los-Sectores-Estrategicos-2015-2017.pdf>
- Moscoso, Ing. Xavier. (n.d.). Equisplast. (2017). Recuperado de <http://www.equisplast.com>
- Muñoz, M. B. (2008, Octubre-Diciembre). Estudio de la adherencia entre armaduras de materiales compuestos de matriz polimérica (FRP) y hormigón. Hormigón y Acero, 67-75.
- Nistal, Á., Retana, M., & Ruiz, T. (2012, Junio). EL HORMIGÓN: HISTORIA, ANTECEDENTES EN OBRAS Y FACTORES INDICATIVOS DE SU RESISTENCIA. Tecnología y Desarrollo, X. Recuperado de https://revistas.uax.es/index.php/tec_des/article/view/577/533
- Norma Técnica Guatemalteca 41007. (2016). (n.d.). AGREGADOS PARA CONCRETO.
- Norma Técnica Guatemalteca 41010. (n.d.). (2016). Método de ensayo. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción de agua del agregado fino., (502), 18.
- NTE INEN 0872 (2011). Áridos para hormigón. Requisitos.
- NTE INEN 156. (2009). Cemento hidráulico. Determinación de la densidad, 156.
- NTE INEN 856. (2010). Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido fino, 1373.
- NTE INEN 857. (2010). Áridos. Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido grueso, 1373.
- Quiróz, M., & Salamanca, L. (2006). Apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de "Tecnología del Hormigón." Universidad Mayor de San Simón.
- Ready Mix. (n.d.). (2017). Hormigón de Alta Resistencia.
- Salazar, R. V. (2017). Procesos Industriales. Recuperado de Atlantic International University open courses: <http://cursos.aiu.edu/PROCESOS%20INDUSTRIALES/Sesi%C3%B3n%201/PDF/Procesos%20Industriales%20Sesi%C3%B3n%201.pdf>
- Sánchez de Guzmán, D. (2001). Tecnología del concreto y del mortero. (BHANDAR EDITORES LTDA., Ed.) (5th ed.). Bogotá.
- Schlumberger. (2017). Schlumberger. Recuperado de <http://www.glossary.oilfield.slb.com/es/Terms/a/anisotropic.aspx>
- Singer, F. L. (1994). Resistencia de materiales introducción a la mecánica de sólidos. Mexico : Francisco Paniagua B.





Anexos

HOJA TÉCNICA DE PRODUCTO

Sika® ViscoCrete 4100

ADITIVO REDUCTOR DE AGUA DE ALTO RANGO

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Sika ViscoCrete 4100 es un aditivo reductor de agua de alto rango e hiperplastificante, fabricado con los polímeros policarboxilatos de nuestra Tecnología Sika ViscoCrete. Diseñado para cumplir con todos los requerimientos de la Norma ASTM C-494. Tipos A y F.

USOS

- Sika ViscoCrete 4100 puede ser usado, tanto en hormigón premezclado, así como en prefabricados, adicionado en la planta como un reductor de agua de alto rango, proporciona excelente plasticidad mientras mantiene la trabajabilidad por más de una hora. Los tiempos de fraguado controlados del Sika ViscoCrete 4100 lo hacen ideal para aplicaciones tanto horizontales como verticales.
- Sika ViscoCrete 4100 es ideal para producción de hormigones autocompactados (SCC).

VENTAJAS

Reductor de agua: Sika ViscoCrete 4100 con pequeñas dosificaciones, se obtienen reducciones de agua entre 10-15% y con altas dosificaciones se pueden lograr reducciones de agua de hasta un 45%.

Sika ViscoCrete 4100 es aplicable para todos los niveles de reducción de agua.

Alta plasticidad: la acción superplastificante del Sika ViscoCrete 4100 permite obtener altos asentamientos, hormigones fluidos con alto mantenimiento de la trabajabilidad que facilitan la colocación con el mínimo vibrado aún cuando las relaciones agua-cemento sean tan bajas como 0,25

Sika ViscoCrete 4100 plastifica el hormigón dando alta fluidez, pero manteniendo la cohesión, evitando de esta manera sangrado o segregación.

Larga trabajabilidad y control del fraguado: Sika ViscoCrete 4100 está formulado para mantener la trabajabilidad por más de una hora, manteniendo los tiempos de fraguado normales.

La acción combinada de reductor de agua de alto rango y superplastificante del Sika ViscoCrete 4100, proporciona al hormigón endurecido los siguientes beneficios:

- Las altas resistencias finales permiten flexibilidad en los diseños de ingeniería y economía en las estructuras.
- Bajas relaciones agua cemento producen hormigones más durables, más densos y menos permeables.
- La alta plasticidad permite reducir los defectos de la superficie del hormigón y mejorar la apariencia estética.

DATOS TÉCNICOS

ASPECTO: Líquido traslúcido
DENSIDAD: 1.1 g/cc aprox.

MODO DE EMPLEO

Dosis: Las dosis varían de acuerdo al tipo de material usado, condiciones ambientales y a los requerimientos de un proyecto específico.

Sika Ecuatoriana recomienda usar dosis entre 0,19% a 0,9% del peso del cemento. Dosis mayores a las recomendadas pueden usarse cuando están especificados materiales, tales como microsilica, condiciones ambientales extremas. Para mayor información comuníquese con el Departamento Técnico de Sika.

Mezclado: Para mejores resultados de superplastificación, adicionar el Sika ViscoCrete 4100 directamente a la mezcla fresca de hormigón en el mixer y dejar mezclándose por lo menos 60 segundos. El Sika ViscoCrete 4100 también puede adicionarse a la mezcla fresca directamente en la planta al final del ciclo de mezclado.

Combinación con otros aditivos: Sika ViscoCrete 4100 es muy efectivo sólo o combinado con otros aditivos de Sika. Si se usa con ciertos aditivos Sikament puede afectar la plasticidad del hormigón fresco.

Combinación con microsilica: Sika ViscoCrete 4100 es particularmente recomendable para el uso con microsilica por su capacidad de reducción de agua y mayor control de la plasticidad.

PRESENTACIÓN

Tambores de 230 kg y al granel.

ALMACENAMIENTO

12 meses en su envase original, bien sellado y bajo techo.

SEGURIDAD

Medidas generales de protección e higiene.

Prever una ventilación suficiente o escape de gases en el área de trabajo.

Evitar el contacto con los ojos y la piel.

Protección preventiva de la piel con pomada protectora.

Quitarse inmediatamente la ropa manchada.

No fumar, no comer o beber durante el trabajo. Lavarse las manos antes de los descansos. Protección de las manos con guantes de goma de butilo/nitrilo.

Protección de los ojos con gafas herméticamente cerradas. Protección corporal.

Ecología

No verter directamente sobre vertientes de agua o el suelo, actuar de acuerdo a las regulaciones locales.

Toxicidad

No peligroso.

Transporte

Mercancía no peligrosa.

NOTA LEGAL

La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y uso final de los productos Sika son proporcionados de buena fe, basados en el conocimiento y experiencia actuales de Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados y manipulados, así como aplicados en condiciones normales de acuerdo a las recomendaciones Sika. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra son tan particulares que de esta información, cualquier recomendación escrita o cualquier otro consejo no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad en particular, así como ninguna responsabilidad que surja de cualquier relación legal. El usuario del producto debe probar la conveniencia del mismo para un determinado propósito. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Se debe respetar los derechos de propiedad de terceros. Todas las órdenes de compra son aceptadas de acuerdo con nuestras actuales condiciones de venta y despacho. Los usuarios deben referirse siempre a la edición más reciente de la Hoja Técnica local, cuyas copias serán facilitadas a solicitud del cliente.



Sika Ecuatoriana S.A. <http://ecu.sika.com>

Durán.- Km. 3 1/2 vía Durán - Tambo (Casilla 10093) PBX (593-4) 2812700 Fax (593-4) 2801229

Quito.- Av. Naciones Unidas entre Iñaquito y Núñez de Vela. Edificio Metropolitano. PBX (593-4) 2812700

Cuenca.- Av. Ordoñez Lasso y Los Claveles. Edf. Palermo Tel: +5937 4 089725 - 4102829



CREATE MORE WITH LESS®

ComBAR® by Fiberline

Technical Information



FIBERLINE COMPOSITES

Product data sheet of straight bars

Bar sizes, dimensions, weights, ultimate tensile strength

ComBAR® bar	designated diameter (ACI/CSA)	core diameter (mm)	exterior diameter (mm)	cross-sectional area ¹⁾ (mm ²)	specific weight (kg/m)
ø 8	M8	8	9	50.3	0.13
ø 13	M13	13	14.5	132	0.34
ø 16	M15	16	18	201	0.53
ø 20	M20	20	22	314	0.80
ø 25	M25	25	27	491	1.22
ø 32	M32	32	34	804	1.93

¹⁾ Determination of load-bearing cross-sectional area:
The load bearing cross-sectional area of ComBAR® bars is the area of the core. The ribs are not included, as they do not contribute to the tensile capacity of the bars. To determine the load-bearing core cross-sectional area of the perfectly round ComBAR® bars the exterior diameter is measured using callipers. Twice the depth of the ribs, measured with callipers, is subtracted from this value to determine the core diameter.

Material properties of straight bars

properties	terms	values	comments
ultimate tensile strength	f_u	> 1,000 MPa	all bar diameters
1,000 hour tensile strength ¹⁾	F_{k1000h}	950 MPa	5th percentile
logarithmic temporal slope ¹⁾	R_{10}	< 15 %	5th percentile
modulus of elasticity	E_f	> 63.5 GPa	8, 12, 16, 25 mm ²⁾
ultimate elongation	ϵ_{Fu}	1.67%	ø 16mm bar ²⁾
bond strength	τ_F	12.2 MPa	ø 16mm bar
bar surface profile factor (bond)	k_5	≤ 1.0	(CSA S806 9.3)
bond coefficient	k_b	0.6 ³⁾	(CHBDC 16.8.2.3)
bar surface factor	k_4	≤ 0.8	(CHBDC 16.8.4.1)
transverse shear strength ⁴⁾	t	≥ 180 MPa	acc. CSA / ACI
min. concrete cover	min. c	d + 10 mm/d + 5 mm (pre-cast)	min. cover for load transfer
fibre content	–	> 75% (vol.)	no secondary fibres or fillers
void ratio	–	< 1%	–

¹⁾ values for determination of design value of tensile strength according to durability concept of fib defining time-to-failure lines (see page 15)

²⁾ values for 16mm ComBAR® bars (certification of compliance with ISIS specifications/CSA S807, University of Toronto); certifications for 8, 12, 16, 25 mm bars completed

³⁾ value determined for ComBAR® bars of all diameters

⁴⁾ values in tests according to CSA / ACI not for design of dowels. Ongoing test series show substantially higher values.

The Quality of all components of the ComBAR® reinforcement system is continuously tested as part of the Quality Control program of Fiberline Composites

Applications

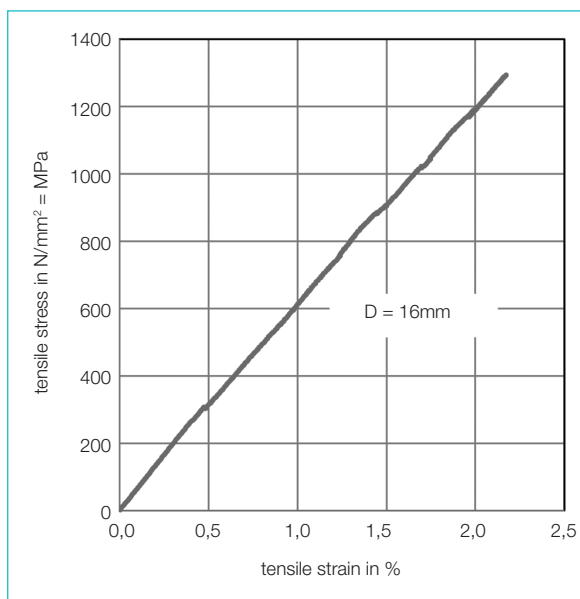
application	description	project
industrial facilities and slabs	non-metallic reinforcement: ▶ no induction currents in the rebar ▶ un-disturbed operation of transportation systems	
parking structures and garages	non-corrosive reinforcement: ▶ no crack-sealing coating required ▶ thin slabs possible	
bridge decks, barrier walls, approach slabs, sidewalks, wing walls, curbs	non-corrosive reinforcement: ▶ no damages due to de-icing salts ▶ higher integrity and extended service life time of structure	
railways	non-metallic reinforcement: ▶ no disturbance of signal systems ▶ no induction currents in the reinforcement near switches (induction coils)	
marine structures	non-corrosive reinforcement: ▶ no damages due to sea water ▶ extended service life time	
thin pre-cast elements and facade panels	non-corrosive reinforcement: ▶ minimum concrete cover sufficient ▶ minimal thickness	
research facilities	non-metallic reinforcement: ▶ no interference with electromagnetically sensitive equipment	
transformer and reactor / inductor stations	non-conducting reinforcement: ▶ no induction currents in rebar ▶ no losses due to stray currents	
civil engineering and infrastructure	easily machined reinforcement: ▶ direct penetration by the tunnelling machine ▶ substantial reduction in construction costs	

Tensile strength and modulus of elasticity (straight bars)

In contrast to steel, ComBAR® behaves in a linear elastic manner up to failure. Yielding is not observed. The modulus of elasticity of straight bars is well above 60 GPa (64 GPa for $\varnothing$ 16 mm bars). The mean value of the short term tensile strength measured in tensile tests on bare ComBAR® bars lies between 1,000 MPa (32 mm bars) and well above 1,500 MPa (8 mm). The true value is much higher, as the fibres themselves have a tensile strength of more than 3,000 MPa. With the volumetric fibre content of approximately 75% ComBAR® bars must have a short term tensile strength of approx. 2,200 MPa. The measured values are much lower, as the bars fail prematurely at the clamped ends and due to internal stresses being induced in the bars during the tests (eccentricity, application of force along the bar circumference only, etc.). As the long term strength of FRPs can not be derived from their short term strength, the meaning of the short term values for structural designs is minimal, anyhow. (Refer to pages 15 and 16.)

To determine the tensile strength and the stress-strain relationship both ends of ComBAR® bars are glued into shafts. The load is applied at approximately 1 kN/sec. in a hydraulic press. The modulus of elasticity is determined using highly sensitive strain gages.

The diagram below shows the tensile test for each diameter.



exemplary stress-strain diagram ComBAR®



shredded bar

Failure is brittle. It occurs in the free span of the test specimen, when the tensile strength of the material is exceeded. The fibres burr in the fracture zone in a brush-like fashion. The outermost bar ends, where the specimen is fixed in the hydraulic press, including the ribs of the bars, are undamaged.

In contrast to the brittle failure of the test specimen, a ComBAR®-reinforced structural element shows distinct signs of the impending failure (large deflections and cracks) well in advance of reaching the ultimate strength.

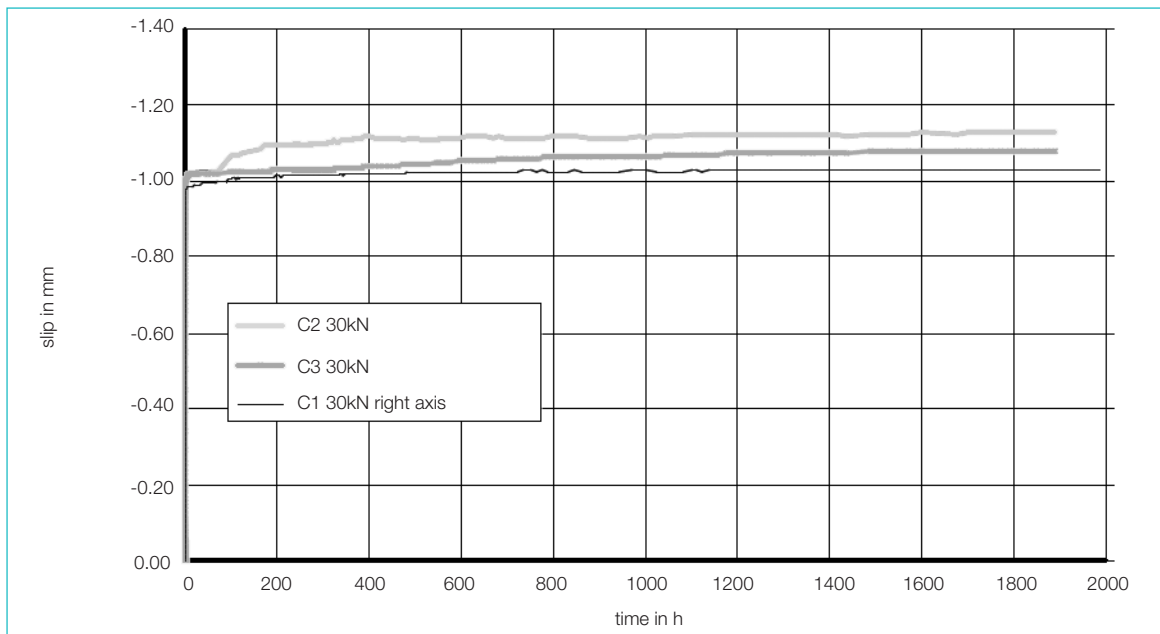
Bond behaviour (long-term)

To determine the long-term bond behaviour and bond-creep behaviour of $\varnothing$ 16mm ComBAR® bars two series of bond test were run according to the RILEM recommendation RC6. The aim was to derive the bond behaviour of ComBAR® bars over a service life of 100 years on the basis of accelerated long-term tests under extreme conditions.

Bond-creep after pre-loading

To evaluate the bond-creep behaviour of ComBAR® bars in cracked, that is in pre-loaded, concrete members ComBAR® bars were cast centrally into 150 mm concrete cubes. The embedment length was five bar diameters $l_{b,net} = 5 d_f$ (80 mm). The cubes were cured in water at room temperature. In a first step the bars were loaded until the total slip at the loaded end was between 1 and 3 mm.

Subsequently a somewhat smaller permanent load was applied to the bars. For the entire duration of this second test phase the concrete cubes were heated to 60°C and were kept completely saturated with water. At a constant bond stress of 11.2 MPa the additional slip at the loaded bar end was less than 0.6 mm after 2,000 hours. A bond stress of 7.5 MPa resulted in a slip of less than 0.2 mm.



Bond-creep after pre-loading at $f_b = 7.5$ MPa; 60°C, constantly saturated concrete

Bond-creep without pre-loading

Without pre-loading ComBAR® bars were able to sustain loads of up to 55 kN, under otherwise identical conditions..

Conclusions

- ▶ The long-term bond strength (100 year service life) is well above the required value of 8.0 MPa (CSA S806 / S807).
- ▶ At the required value of 8.0 MPa the total slip at the loaded end of the bar will be less than 0.3 mm.
- ▶ The bond coefficient k_b (CHBDC) can be taken to be 0.6, the bar surface factor $k_4 = 0.8$, and the bar surface profile factor (CSA S806) $k_5 = 1.0$.
- ▶ The bond properties of bars with other diameters are equivalent to those of the 16 mm bar.

Fiberline Composites A/S

Light, strong and durable FRP profiles, gratings and ComBAR®

Fiberline is one of the world's leading suppliers of pultruded FRP-profiles for structures. For more than 30 years we have manufactured durable solutions for construction purposes all over the World. Our focus is quality, efficiency and a high degree of technical innovation.

FRP profiles from Fiberline have a proven track record in the construction industry for combining high strength and low weight with corrosion resistance. This makes it an excellent, cost efficient alternative to traditional materials such as wood, steel and aluminium.

From our state of the art headquarters in Denmark, we constantly push the boundaries of the composite material to meet the demands of the modern energy efficient society.



Fiberline Composites A/S

Barmstedt Allé 5
DK-5500 Middelfart

Phone +45 70 13 77 13
fiberline@fiberline.com

www.fiberline.com



Fiberline Composites A/S Denmark.

Fiberline Composites Canada Inc.

30 Duke Street West, Suite 1009
Kitchener, Ontario - N2H 3W5 - Canada

Phone +1 647-964-1067
combar@fiberline.com

www.fiberline.com

Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Rebar - Aslan™ 100 series FIBERGLASS REBAR

Aslan 100
Fiberglass Rebar



Aslan FRP

Aslan 100 Mechanical Properties – Tensile, Modulus & Strain

Nominal Diameter			Nominal Area		f* _{fu} - Guaranteed Tensile Strength		Ultimate Tensile Load		E _f - Tensile Modulus of Elasticity		Ultimate Strain
Size	mm	in	mm ²	in ²	MPa	ksi	kN	kips	GPa	psi 10 ⁶	%
2	6	1/4	31.67	0.049	896	130	28.34	6.37	46	6.7	1.94%
3	10	3/8	71.26	0.110	827	120	58.72	13.20	46	6.7	1.79%
4	13	1/2	126.7	0.196	758	110	95.90	21.56	46	6.7	1.64%
5	16	5/8	197.9	0.307	724	105	143.41	32.24	46	6.7	1.57%
6	19	3/4	285.0	0.442	690	100	196.60	44.20	46	6.7	1.49%
7	22	7/8	387.9	0.601	655	95	254.00	57.10	46	6.7	1.42%
8	25	1	506.7	0.785	620	90	314.27	70.65	46	6.7	1.34%
9	29	1-1/8	641.3	0.994	586	85	375.83	84.49	46	6.7	1.27%
10	32	1-1/4	791.7	1.227	551	80	436.60	98.16	46	6.7	1.19%
11*	35	1-3/8	958.1	1.485	482	70	462.40	104*	46	6.7	1.04%
12*	38	1-1/2	1160	1.800	448	65	520.40	117*	46	6.7	0.97%
13*	41	1-5/8	1338	2.074	413	60	553.50	124*	46	6.7	0.90%

* Tensile properties of #11, #12 & #13 bar are NOT guaranteed due to the inability to achieve a valid bar break per ASTM D7205.

Hughes Brothers reserves the right to make improvements in the product and/or process which may result in benefits or changes to some physical-mechanical characteristics. The data contained herein is considered representative of current production and is believed to be reliable and to represent the best available characterization of the product as of July 2011. Tensile tests per ASTM D7205.

Design Tensile & Modulus Properties

Tensile and Modulus Properties are measured per ASTM D7205-06, Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. The ultimate tensile load is measured and the tensile modulus is measured at approximately 10% to 50% of the ultimate load. The slope of the stress-strain curve is determined as the tensile modulus. Ultimate Strain is extrapolated from the ultimate load divided by the nominal area and modulus. The area used in calculating the tensile strength is the nominal cross sectional area.

The “Guaranteed Tensile Strength”, f_{fu}^* is as defined by ACI 440.1R as the mean tensile strength of a given production lot, minus three times the standard deviation or $f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3\sigma$.

The “Design or Guaranteed Modulus of Elasticity is as defined by ACI 440.1R as the mean modulus of a production lot or $E_f = E_{f,ave}$.



Material Certs & Traceability

Material test certs are available for any production lot of Aslan 100 bar. The certs are traceable to the bar by means of a series of bar marks imprinted along the length of the bar in intervals showing the bar diameter, stock order and production date. In addition to ASTM D7205 Tensile, Modulus and Strain values, the test cert includes a full accounting of various additional properties and lab tests performed on the production lot.



Density

GFRP bars are approximately one fourth the weight of steel rebar.

Diameter			Unit Weight / length	
Size	mm	in	kg / m	lbs / ft
2	6	1/4	0.0774	0.052
3	10	3/8	0.159	0.107
4	13	1/2	0.2813	0.189
5	16	5/8	0.4271	0.287
6	19	3/4	0.6072	0.408
7	22	7/8	0.8096	0.544
8	25	1	1.0462	0.730
9	29	1-1/8	1.4137	0.950
10	32	1-1/4	1.7114	1.15
11	35	1-3/8	1.9346	1.30
12	38	1-1/2	2.4554	1.65
13	41	1-5/8	2.8721	1.93



Bent Bars & Stirrups

Most industry standard bent shapes are available in Aslan 100 GFRP bar with some exceptions as noted herewith. Standard shape codes are used.

All bends must be made at the factory. Field bending of FRP bars is not possible. This is because the bent bars must be formed in the factory while the thermo-set resin is uncured. Once the resin is cured, the process cannot be reversed.

We advise that you work closely with the factory to implement the most economical detailing of bent bars and stirrups.



Aslan FRP

Field Forming of Large Radius Curves

Due to the low modulus of the Aslan 100 GFRP bar, it is possible to field form the bar into large radius curves. This induces a bending stress in the bar. A radius smaller than those in the following table would exceed the long term sustained stresses allowable. The table gives the minimum allowable radius for induced bending stresses without any consideration for additional sustained structural loads.

Diameter			Interior Use C _e = 0.8 Min Radius		Exterior Use C _e = 0.7 Min Radius	
Size	mm	in	cm	in	cm	in
2	6	¼	107	42	122	48
3	10	⅜	170	67	196	77
4	13	½	246	97	282	111
5	16	⅝	323	127	368	145
6	19	¾	404	159	462	182
7	22	⅞	495	195	566	223
8	25	1	597	235	678	267
9	29	1-⅛	711	280	813	320
10	32	1-¼	871	343	996	392
11	35	1-⅜	1052	414	1204	474
12	38	1-½	1237	487	1412	556
13	41	1-⅝	1448	570	1656	652

Design Considerations

There are a number of authoritative consensus design guidelines for the designer to follow. Generally the design methodology for FRP reinforced concrete members follows that of steel reinforcing but taking into account the linear elastic or non-ductile nature of the material with different safety factors. Care is taken to avoid the possibility of a balance failure mode where concrete crushing and rupture of the bar could occur simultaneously.

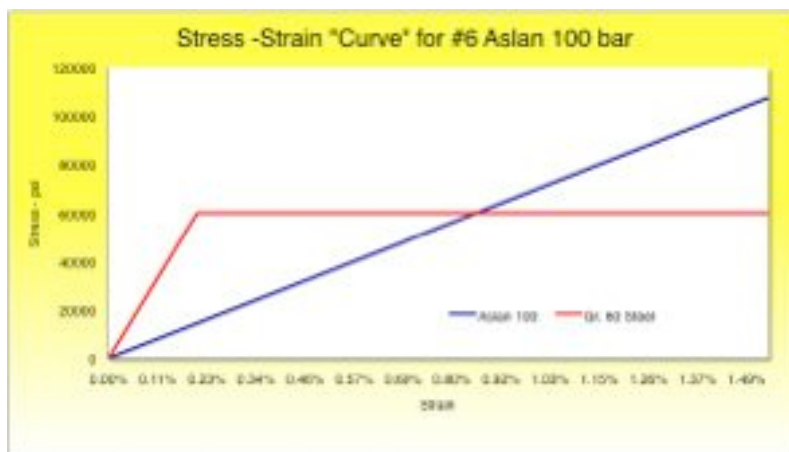
The designer must choose between compression failure of concrete, which is the preferred mode, and rupture of the FRP bar with a higher factor of safety.

Due to the low modulus of elasticity of FRP bars, serviceability issues such as deflections and crack widths generally control design.

The compressive strength of FRP bars is disregarded in design calculations.

Although the FRP bars themselves are not ductile, an FRP reinforced concrete section is characterized by large deformability i.e. significant deflections and crack widths are a warning of pending failure of the section.

The designer should follow the recommendations in the appropriate consensus design guideline. To aid the designer who might not be familiar with these guides and standards, Hughes Brothers maintains a staff of registered professional engineers to assist the engineer of record in safely implementing our products.



Aslan FRP



Bulk Lifts Ready for Shipping



20ft Stock Lengths



Hughes Brothers Factory – Seward NE



Missouri DOT – Boone Co Bridge



Floodway Bridge – Winnipeg, Manitoba



Aslan FRP



Product Guide Specification



- e. Modulus of Elasticity: A number corresponding to modulus of bar in units of million psi (i.e., 6, 10, 15)
- f. Batch Number: A batch number identifying manufacturing date and lot number for reference and traceability.

F. Dimensions: Nominal Diameter and Sectional Area:

US Size	Nominal Diameter, inches	Area, in ²	Weight, lb/ft	Soft Metric Size	Nominal Diameter, mm	Area, mm ²	Weight, Kg/m
#3	0.375	0.110	0.10	#10	9.5	71	0.046
#4	0.500	0.196	0.17	#13	12.7	126	0.077
#5	0.625	0.307	0.28	#16	15.9	198	0.127
#6	0.750	0.442	0.41	#19	19.0	285	0.186

Specifier Notes: Consult Marshall Composite Systems, LLC for a complete description of the test procedure or refer to MCS Research Summary Bulletins for more details on the tensile properties of C-BAR® deformed FRP bars.

G. Tensile Properties:

Bar Size Designation		Tensile Modulus of Elasticity		Ultimate Tensile Strength		Guaranteed Design Tensile Strength		Allowable Tensile Stress (Working Stress Limit)		Ultimate Strain in Tension	Poisson's Ratio
		E_t		F_u		f_{tu}		$f_{t,a}$		ϵ_{tu}	μ
mm	in	Gpa	Msi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	MPa	Ksi	%	
#10	#3	42	6	840	121	780	113	195	28	2.00	0.27
#13	#4	42	6	800	116	725	105	181	26	1.90	0.27
#16	#5	40	5.8	780	113	655	95	164	24	1.95	0.27
#19	#6	40	5.8	720	104	630	91	158	23	1.80	0.27

Specifier Notes: C-BAR® deformed FRP bars are made of a thermoset resin. Bending must be carried out before the full curing of the FRP bars. No field bending or alteration is possible. Consult Marshall Composite Systems, LLC for a complete description of the test procedure or refer to MCS Research Summary Bulletins for more details on shop bending of C-BAR® deformed FRP bars.

H. Shop Bending:

Marshall Composite Systems, LLC 2873 22nd St. NE, Salem OR 97302 Phone: (503) 726-0526

1. Shop bend uncured FRP bars with a gradual transition, avoiding sharp angles that might damage fibers, as specified in the following table.
2. Tensile Strength of a 90 Degree Bend: Approximately 50 to 60 percent of guaranteed design strength of a straight bar.

US Size	Nominal Diameter, Inches	90 and 180 Degree Bend Diameter D (inches)	Soft Metric Size	Nominal Diameter, mm	90 and 180 Degree Bend Diameter D (mm)
#3	0.375	2.875	#10	9.5	73
#4	0.500	3.313	#13	12.7	84
#5	0.625	6.063	#16	15.9	154
#6	0.750	8.875	#19	19.0	225

Specifier Notes: Consult Marshall Composite Systems LLC for a complete description of the test procedure or refer to MCS Research Summary Bulletins for more details on the coefficient of thermal expansion of C-BAR® deformed FRP bars.

I. Coefficient of Thermal Expansion (C.T.E.):

1. Longitudinal Direction: 8×10^{-6} per degree C (4.5×10^{-6} per degree F).
2. Transverse Direction: 32×10^{-6} per degree C (18×10^{-6} per degree F).

Specifier Notes: Consult Marshall Composite Systems, LLC for a complete description of the test procedure or refer to MCS Research Summary Bulletins for more details on the bond strength of C-BAR® deformed FRP bars.

J. Bond Dependent Factor and Development Length:

The Bond Dependent Factor, $K_b = 0.80$

US Size	Nominal Diameter, in	Development Length, in	Soft Metric Size	Nominal Diameter, mm	Development Length, mm
---------	----------------------	------------------------	------------------	----------------------	------------------------

1. Field cut FRP bars with high speed grinding cutter or saw. Do not shear bars.
2. Seal cut ends with end sealing kits available from manufacturer. Seal in accordance with manufacturer's instructions. FRP bars shall be delivered with sealed ends.

Specifier Notes: C-BAR® deformed FRP bars are made of a thermoset resin. Bending must be carried out before the full curing of the FRP bars. No field bending or alteration is possible.

D. Field Bending: Do not field bend FRP bars.

E. Securing: Secure FRP bars in formwork to prevent displacement by concrete placement or workers.

F. Supports: Place and support FRP bars accurately using plastic or non-corrosive chairs before concrete placement is started.

G. Fastening: Fasten FRP bars with coated tie wire, stainless steel tie wire, or nylon ties.

H. Form Ties: Use plastic or nylon form ties.

Specifier Notes: Research is currently being conducted on the use of grout-filled or resin-filled sleeves similar to the double-frustrum-shaped sleeve used as a mechanical splice connection. The Engineer must approve the use of these sleeves.

I. Splicing: Use lap splices, whenever continuity is required in the reinforcement. Do not use mechanical connections or welded splices.

J. Tolerances: Do not exceed placing tolerances specified in ACI 117.

K. Cleaning: Remove form oil from FRP bars by wiping bars with solvents before placing concrete.

END OF SECTION

ACI FRP Composites Competition

REGISTRATION OPENS NOVEMBER 28, 2016

Objectives

These are the challenges in this competition:

- o Design, construct, and test a concrete structure reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement to achieve the lowest cost-load ratio. Cost is defined as the calculated batch cost for concrete materials and chemical admixtures plus the cost of the FRP used to reinforce the structure; adjusted for forming costs for more complicated geometries and reduced by credits given for implementation of sustainable design concepts.
- o Predict the ultimate load.
- o Predict the load that will result in a piston deflection of 3.5 mm (0.14 in.).
- o **Registration opens on November 28, 2016.** Comply with the contest rules. The completed **Advance Registration Form is due February 1, 2017.** The Official Mix and Cost Form, and a diagram showing placement and dimensions of all FRP reinforcing materials must be received **by March 1, 2017 11:59 p.m. EST.**

o

Prizes

Prizes will be awarded in the following manner:

- o First, Second, and Third Prizes will be awarded to the teams in each of two structure type categories (TYPE 1 and TYPE 2), using the evaluation process defined in Paragraph 5. First Prize will be awarded \$750, with \$500 for Second Prize and \$250 for Third Prize.
- o Each school may only enter one team in each structure type category.
- o First-, second-, and third-place entries will also be awarded a certificate of recognition, recognition on ACI's website, and will be recognized in *Concrete International* magazine if space allows.

Rules

1. THE STUDENT TEAM

1.1. Each team must have a supervising faculty advisor who will see that the student team complies with the rules of the competition. The faculty member is permitted to advise more than one team.

1.2. Each team must consist of not more than five students currently enrolled in an undergraduate program at any college or university worldwide. Undergraduate students on cooperative or internship work assignment are eligible to compete. All members of a given team must be from the same school. A student may not be a member of more than one team.

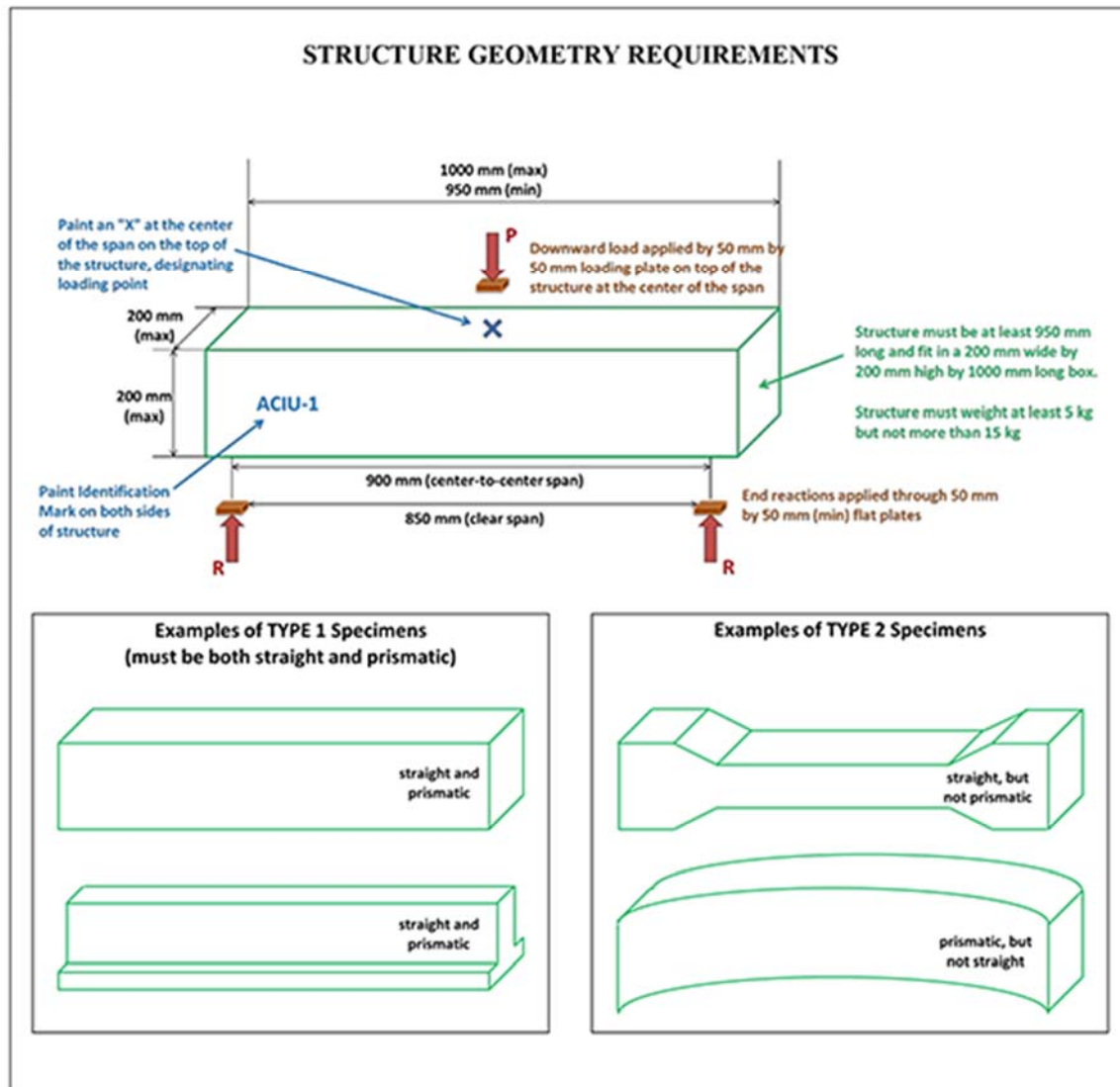
1.3. It is strongly recommended that at least one individual (faculty advisor or student team member) be designated to represent each team and be present during testing of the structure at the time and location specified for this competition. Participation by additional team members is both permitted and encouraged.

1.4. Each team must complete and submit the **Advance Registration Form—due February 1, 2017 11:59**

p.m. EST., the Official Mix and Cost Form, and a diagram showing placement and dimensions of all FRP reinforcing materials by **March 1, 2017 11:59 p.m. EST.**

1.5. Each school will be permitted to send no more than two teams to the competition (one in each structure type category). The first two properly completed applications (Advance Registration Form, and Official Mix and Cost Form with reinforcement diagram) will be accepted as that school's entries. Additional teams will only be accepted if an earlier entry from the same school withdraws from the competition.

2. THE MATERIALS AND THE STRUCTURE GEOMETRY



2.1. **Structure Type:** A structure will be classified as a TYPE 1 structure if it is a straight prismatic beam; that is, its cross section is prismatic and the centroid of the cross section (based on the gross concrete cross section) does not vary along the span. A TYPE 1 structure may have a rectangular or non-rectangular, cross section; however, if the cross section is non-rectangular then a Complex Formwork cost adjustment will be applied as specified in Paragraph 4.3. Any structure that does not meet the requirements for TYPE 1 will be designated as

a TYPE 2 structure. Any TYPE 2 structure that is non-rectangular in cross section and or nonprismatic along the span will have a Complex Formwork cost adjustment applied as specified in Paragraph 4.3. Examples of TYPE 1 and TYPE 2 structures are shown in the Structure Geometry Requirements Diagram.

2.2. Structure Size: Regardless of whether the structure is classified as TYPE 1 or TYPE 2, the structure must fit into a 200 mm (7.87 in.) wide by 200 mm (7.87 in.) high by 1000 mm (39.4 in.) long box. The structure's overall length may not be less than 950 mm (37.4 in.) nor more than 1000 mm (39.4 in.), including any protruding reinforcement. The structure must be able to be placed on supports and loaded as shown in the Structure Geometry Requirements Diagram. All dimensional measurements will made by the competition committee with common measurement devices. Measurements made by the committee are final.

2.3. Structure Markings: At the center of the structure, a large "X" shall be painted on the upper surface where the concentrated load will be applied. In addition, student teams must select an identification mark (for example, the school initials followed by the numeral 1 for team #1 or 2 for team #2), which must be marked so as to be clearly visible on both sides of the structure. Teams may also apply decals of their school logo and/or decorate their entry with felt-tip markers to improve its appearance, if desired. No other markings or surface treatment shall be permitted.

2.4. Structure Weight: Total structure weight must be between 5 kg (11.0 lb) and 15 kg (33.1 lb). All weight measurements will be made by the competition committee using common measurement devices. Measurements made by the committee are final

2.5. Structure Materials

2.5.1. Use only materials listed in the Official Mix and Cost worksheet.

2.5.2. The cementitious materials shall consist of any combination of portland cement meeting ASTM C150, or blended cement meeting ASTM C595 or ASTM C1157. Supplementary cementitious materials that may also be used include slag cement ("slag") meeting ASTM C989, fly ash meeting ASTM C618, and/or silica fume meeting ASTM C1240. These cementitious and supplementary cementitious materials shall only be used in producing a concrete mixture and may not be used for other purposes such as to coat reinforcement as a bond-enhancing agent.

2.5.3. Any type of nonmetallic aggregate may be used.

2.5.4. Chemical admixtures meeting ASTM C260, C494, or C1017 are allowed. Epoxies and other polymers, glue, and binders may NOT be used.

2.5.5. Teams must provide the measured weights of all materials used in the concrete batch prepared to cast their competition structure, as specified on the Official Mix and Cost Form.

2.5.6. Every eligible student team submitting the Advance Registration Form will receive an FRP reinforcing materials kit from the manufacturers supplying FRP for the competition. FRP reinforcing materials supplied for the competition are listed in the Official Mix and Cost Worksheet. The FRP reinforcing materials supplied for the competition, along with the manufacturers' data sheets on engineering properties, will be shipped to the U.S. or Canadian address specified on the Advance Registration Form. Due to difficulties in shipping to countries outside the United States and Canada, all teams must provide a shipping address in the United States or Canada. Schools/student teams are responsible for arranging for trans-shipment from the U.S. or Canadian address they provide.

2.5.7. A student team may use any combination of the FRP reinforcing materials supplied for the competition in their structure, but the competition structure must be fabricated with at least one (1) full piece of the FRP reinforcing materials supplied for the competition. The FRP reinforcing material may be cut in any manner. Other reinforcing materials not supplied in the FRP reinforcing materials kit are not allowed. The FRP reinforcing materials may not be prestressed. Mechanical anchorages, if used, must be made from the FRP reinforcing materials supplied for the competition. Students may experiment with the supplied FRP materials.

2.5.8. Students and advisors, in return for receiving the FRP reinforcing materials free of charge, must agree to only use the FRP reinforcing materials supplied to them for purposes directly related to the competition. Failure to comply with the requirement prohibiting the use of FRP reinforcing materials supplied for the competition in other projects will disqualify the student team from the competition and may also disqualify the faculty advisor from participation in future competitions. Should faculty advisors desire to use these types of reinforcements in other projects, they are encouraged to directly contact the manufacturers.

2.6. Structure Construction:

2.6.1. Curing shall be at atmospheric pressure, and the curing temperature must not exceed the boiling point of water at atmospheric temperature.

2.6.2. No structure shall be more than 56 days old at the time of the test.

2.6.3. Reinforcing supports are not permitted in the 850 mm clear span. Any manner of bar support including chairs, wires, and precast concrete blocks may be used outside the clear span, as long as the bar support does not act to enhance the behavior of the structure, such as by anchoring the bar in the concrete; these bar supports are NOT included in the total cost. All reinforcement supports must be made from nonmetallic materials or must be galvanized (zinc-coated) or coated with nonmetallic materials. Mechanical anchorages, if used, must be made from the materials provided, as specified in paragraph 2.5.7 and ARE included in the total cost.

2.7. Submissions:

2.7.1. Teams must submit a 75 x 150 mm (3 x 6 in.) cylinder placed from the same concrete batch as that used to place the competition structure. The cylinder MUST be identified with the same structure identification mark and MUST be submitted with the structure on the day of the competition. The cylinder will be used by ACI as required by the judges to confirm materials used. Teams failing to submit the required cylinder will be disqualified from the competition.

2.7.2. Teams must also provide a diagram showing placement and dimensions of all FRP reinforcing materials used. The diagram must include the structure identification mark and must be submitted along with the Official Mix and Cost Form by the date specified on the competition website. Teams are encouraged to prepare an 11 x 17 in. poster with their school name and logo, their structure identification mark, and the names of student team members and faculty advisor to be displayed with their structure at the competition..

2.7.3. Entries not meeting the specified requirements may be tested if time permits but will not be eligible for prizes. MODIFICATION OF ENTRIES SHALL NOT BE PERMITTED AT THE COMPETITION SITE.

3. THE TESTING PROCESS:

surfaces measuring not less than 50 mm (2 in.²) x 50 mm (2 in.²) and providing no restraint against rotation at the ends of the structure.

3.2. The student team or their faculty representative, if present, will place their structure in the testing apparatus. A seating load of approximately 0.25 kN (56 lb) will then be applied and recorded. Additional load will be applied until the structure fails or is loaded to the test fixture's capacity of 67 kN (15,000 lb). In lieu of obvious physical signs of failure, after initial cracking, failure will be assumed to have occurred when total load on the structure has decreased to 75% of the maximum load achieved by that structure. The loading rate will be determined by adjusting the cylinder's manual speed setting so that the manual speed valve is closed hand-tight. This setting will correspond to a piston movement of approximately 2.5 mm/minute, but may be affected by the stiffness of the structure. Deflection will be measured as the movement of the loading piston, which is assumed to correspond to deflection of the structure at the loading plate.

3.3. The maximum load achieved (P_{ult}) will be recorded as the maximum load prior to failure or 67 kN (15,000 lb), whichever is smaller, without deduction of the seating load.

3.4. The load corresponding to a deflection of 3.5 mm (0.14 in.) will also be recorded. To arrive at the load corresponding to this deflection ($P_{3.5}$), the measured load will be reduced by the 0.25 kN (56 lb) seating load (for which no deflection was measured). If a structure fails to reach a deflection of 3.5 mm (0.14 in.) prior to failing or reaching the test fixture's capacity of 67 kN (15,000 lb), ($P_{3.5}$) will be taken as the maximum load achieved (as specified in Paragraph 3.3) less the seating load of 0.25 kN (56 lb).

4. STRUCTURE COST:

4.1. The Final Cost (**COST**) will be calculated as the sum of the material cost for the materials used times the Complex Formwork and Sustainability Credit Multipliers, as specified in the Official Mix and Cost Worksheet.

4.2. The cost for FRP reinforcing materials will be calculated on a per-piece basis and will NOT be prorated when less than the full piece of an FRP reinforcement is used. (For example, an entry that uses one complete piece of FRP reinforcement as required by Paragraph 2.5.7 and a part of another piece of FRP reinforcement as permitted by Paragraph 2.5.7 would be assigned the material cost associated with two full pieces of FRP reinforcing materials.)

4.3. Complex Formwork Multipliers will be assigned to account for the additional costs of more involved cross sections. Complex Formwork Multipliers will be applied to only the concrete material costs. Multipliers will be assigned for the following geometries:

4.3.1. If the cross section is nonrectangular, a multiplier of 1.1 will be applied to the concrete material costs;

4.3.2. If the cross section is nonprismatic (that is, varies in the clear span), a multiplier of 1.1 will be applied to the concrete material costs;

4.4. Sustainability credits will be granted for reduction in cement content and for use of recycled supplementary cementitious materials (SCMs). The Sustainability Credit Multiplier will be applied to both the concrete and the FRP material costs. The Sustainability Credit Multiplier will be calculated by subtracting the sum of the sustainability credits awarded from 100%. Sustainability Credits will be awarded for implementation of the following sustainable design concepts:

4.4.1. If the measured batch weight of cement (in lb or kg) is less than 15% of the total batch weight (in lb or kg) of all concrete materials, as reported on the Mix and Cost Form worksheet, a 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.2. If the measured batch weight of cement (in lb or kg) is less than 10% of the total batch weight (in lb or kg) of all concrete materials, as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.3. If the measured batch weight of cement (in lb or kg) is less than 5% of the total batch weight (in lb or kg) of all concrete materials, as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.4. If the measured batch weight (in lb or kg) of fly ash is more than 20% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag cement [slag], and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, a 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.5. If the measured batch weight (in lb or kg) of fly ash is more than 30% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.6. If the measured batch weight (in lb or kg) of fly ash is more than 40% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.7. If the measured batch weight (in lb or kg) of slag cement (slag) is more than 20% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, a 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.8. If the measured batch weight (in lb or kg) of slag is more than 35% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.9. If the measured batch weight (in lb or kg) of slag is more than 50% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded;

4.4.10. If the measured batch weight (in lb or kg) of silica fume is more than 5% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, a 1% sustainability credit will be awarded; and

4.4.11. If the measured batch weight (in lb or kg) of silica fume is more than 10% of the sum of the measured batch weights (in lb or kg) of all cementitious materials (including cement, fly ash, slag, and silica fume), as reported on the Mix and Cost Form worksheet, an additional 1% sustainability credit will be awarded.

5. THE EVALUATION PROCESS:

5.1. The Cost-Load Ratio (R_1) will be calculated as the Final Cost of the structure, as defined in Paragraph 4, divided by the maximum load achieved (P_{ult}), as defined in Paragraph 3.3.

$$R_1 = \text{COST} / P_{ult,measured}$$

5.2. The Maximum Load Prediction Ratio (R_2) will be calculated as the absolute value of the percent difference between predicted and measured values for P_{ult} as follows:

$$R_2 = 100\% * \text{ABS}[(P_{ult,predicted} - P_{ult,measured}) / P_{ult,measured}]$$

5.3. The 3.5 mm Deflection Load Prediction Ratio (R_3) will be calculated as the absolute value of the percent difference between predicted and measured values for $P_{3.5}$ as follows:

$$R_3 = 100\% * \text{ABS}[(P_{3.5,predicted} - P_{3.5,measured}) / P_{3.5,measured}]$$

5.4. Teams will be ranked in ascending order in each of three categories based on the Ratios defined in paragraphs 5.1 to 5.3. For example, the team with the lowest Cost-Load Ratio will be ranked 1, the team with the second-lowest ratio will be ranked 2, etc. Teams will be ranked separately in each structure type category (TYPE 1 and TYPE 2) for each of the three ratios.

5.5. A team's final ranking points will be determined by multiplying its ranking in the Cost-Load Ratio by 0.50 and the ranking in each of the other two categories by 0.25. For example, a team finishing third in the Cost-Load Ratio, second in the Maximum Load Prediction Ratio, and seventh in the 3.5 mm Deflection Load Prediction Ratio would receive 3.75 ranking points, computed as follows: $[(0.50 * 3) + (0.25 * 2) + (0.25 * 7) = 3.75]$. Ties will be broken by the ranking in the Cost-Load Ratio category.

5.6. Within each structure type category (TYPE 1 and TYPE 2), the team with the lowest final ranking points will be declared the winner, and all other groups will be ranked based on final ranking points in ascending order.

6. TIME AND LOCATION FOR TESTING AND COMPLIANCE WITH RULES:

6.1. The competition will be held in conjunction with The Concrete Convention and Exposition in Detroit, MI, on Sunday March 26, 2017, beginning at 9:00 A.M. All entries must be delivered to the check-in of the competition area in person, expected to begin at or before 9:00 A.M. the morning of the competition. The entry does not have to be delivered by a team member. The check-in time and requirements may change depending on the total quantity of teams registered for the competition.

6.2. A panel of judges will be appointed by the FRP Competition Committee. Interpretations and decisions made by the judges will be final, and appeals will not be considered. ACI reserves the right to perform a detailed examination and check all entries for compliance with the competition rules. Due to the complexity of this task, the examination may be done after the competition, if needed. If the examination shows that a team did not follow the rules, the team, their advisor, and all of his/her teams will be disqualified. ACI Committee S801 will further document recommendations to disallow the team, their advisor, and/or school/university from participation in future ACI competitions and submit this to the Student and Young Professional Activities

Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash

Reported by ACI Committee 211

Gary R. Mass
Chairman

Olga Alonzo*
William L. Barringer
Stanley G. Barton
Leonard W. Bell
James E. Bennett
Mike Boyle*
George R. U. Burg
Ramon L. Carrasquillo*
James E. Cook*
Russell A. Cook
David A. Crocker
Guy Detwiler*
Donald E. Dixon

Calvin L. Dodl
Thomas A. Fox*
George W. Hollow
Tarif M. Jaber*
Stephen M. Lane
Stanley H. Lee
Mark Luther*
Richard C. Meininger
James S. Pierce
Mike Pistilli*
Sandor Popovics*
Steven E. Ragan

Donald Schlegel
James M. Shilstone, Jr.*
Paul R. Stodola
William X. Sypher
Ava Shypula*
Jimmie L. Thompson*
Stanley J. Virgalitte
Woodward L. Vogt
Jack W. Weber
Dean J. White, II†
Marshall S. Williams
John R. Wilson

† Members of subcommittee who prepared the report.
† Subcommittee Chairman.

This guide presents a generally applicable method for selecting mixture proportions for high-strength concrete and optimizing these mixture proportions on the basis of trial batches. The method is limited to high-strength concrete produced using conventional materials and production techniques.

Recommendations and tables are based on current practice and information provided by contractors, concrete suppliers, and engineers who have been involved in projects dealing with high-strength concrete.

Keywords: aggregates; capping; chemical admixtures; fine aggregates; fly ash; high-strength concretes; mixture proportioning; quality control; specimen size; strength requirements; superplasticizers.

CONTENTS

Chapter 1-Introduction, pg. 211.4R-1

- 1.1-Purpose
- 1.2-Scope

Chapter 2-Performance requirements, pg. 211.4R-2

- 2.1-Test age
- 2.2-Required strength
- 2.3-Other requirements

Chapter 3-Fundamental relationships, pg. 211.4R-3

- 3.1-Selection of materials
- 3.2-Water-cementitious materials ratio ($w/c + p$)
- 3.3-Workability
- 3.4-Strength measurements

Chapter 4-High-strength concrete mixture proportioning, pg. 211.4R-5

- 4.1-Purpose
- 4.2-Introduction
- 4.3-Mixture proportioning procedure

Chapter 5-Sample calculations, pg. 21.4R-8

- 5.1-Introduction
- 5.2-Example

Chapter 6-References, pg. 211.4R-13

- 6.1-Recommended references

CHAPTER I-INTRODUCTION

1.1.Purpose

The current ACI 211.1 mixture proportioning procedure

ACI Committee Reports, Guides, Standard Practices, and Commentaries are intended for guidance in designing, planning, executing, or inspecting construction and in preparing specifications. References to these documents shall not be made in the Project Documents. If items found in these documents are desired to be a part of the Project Documents, they should be phrased in mandatory language and incorporated into the Project Documents.

ACI 211.4R-93 became effective September 1, 1993.
Copyright © 1993, American Concrete Institute.

All rights reserved including rights of reproduction and use in any form or by any means, including the making of copies by any photo process, or by any electronic or mechanical device, printed, written, or oral, or recording for sound or visual reproduction or for use in any knowledge or retrieval system or device, unless permission in writing is obtained from the copyright proprietors.

Table 4.3.6— Recommended values for fly ash replacement of portland cement

Fly ash	Recommended replacement (percent by weight)
Class F	15 to 25
Class C	20 to 35

sen. The remaining weight of cementitious material corresponds to the weight of cement. Therefore, for each mixture, the weight of fly ash plus the weight of cement should equal the weight of cementitious materials calculated in Step 6.

4. *Volume of fly ash*—Due to the differences in bulk specific gravities of portland cement and fly ash, the volume of cementitious materials per yd^3 will vary with the fly ash content, even though the weight of the cementitious materials remains constant. Therefore, for each mixture, the volume of cementitious materials should be calculated by adding the volume of cement and the volume of fly ash.

5. *Sand content*—Having found the volume of cementitious materials per yd^3 of concrete, the volumes per yd^3 of coarse aggregate, water, and entrapped air (Step 7), the sand content of each mixture can be calculated using the absolute volume method.

Using the preceding procedure, the total volume of cement and fly ash plus sand per yd^3 of concrete is kept constant. Further adjustments in the mixture proportions may be needed due to changes in water demand and other effects of fly ash on the properties of the concrete. These adjustments are determined during trial mixing, as discussed in Section 4.3.10.

4.3.9 Step 9—Trial mixtures—For each of the trial mixtures proportioned in Steps 1 through 8, a trial mixture should be produced to determine the workability and strength characteristics of the mixtures. The weights of sand, coarse aggregate, and water must be adjusted to correct for the moisture condition of the aggregates used. Each batch should be such that, after a thorough mixing, a uniform mixture of sufficient size is achieved to fabricate the number of strength specimens required.

4.3.10 Step 10—Adjust trial mixture proportions—If the desired properties of the concrete are not obtained, the original trial mixture proportions should be adjusted according to the following guidelines to produce the desired workability.

1. *Initial slump*—If the initial slump of the trial mixture is not within the desired range, the mixing water should be adjusted. The weight of cementitious material in the mixture should be adjusted to maintain the desired $w/c+p$. The sand content should then be adjusted to insure proper yield of the concrete.

2. *HRWR dosage rate*—If HRWR is used, different dosage rates should be tried to determine the effect on strength and workability of the concrete mixture. Because of the nature of high-strength concrete mixtures, higher dosage rates than those recommended by the admixture

manufacturer may be tolerated without segregation. Also, since the time of addition of the HRWR and concrete temperature have been found to affect the effectiveness of the admixture, its use in laboratory trial mixtures may have to be adjusted for field conditions. In general, it has been found that redosing with HRWR to restore workability results in increased strengths at nearly all test ages.

3. *Coarse aggregate content*—Once the concrete trial mixture has been adjusted to the desired slump, it should be determined if the mixture is too harsh for job placement or finishing requirements. If needed, the coarse aggregate content may be reduced, and the sand content adjusted accordingly to insure proper yield. However, this may increase the water demand of the mixture, thereby increasing the required content of cementitious materials to maintain a given $w/c+p$. In addition, a reduction in coarse aggregate content may result in a lower modulus of elasticity of the hardened concrete.

4. *Air content*—If the measured air content differs significantly from the designed proportion calculations, the dosage should be reduced or the sand content should be adjusted to maintain a proper yield.

5. *$w/c+p$* —If the required concrete compressive strength is not attained using the $w/c+p$ recommended in Table 4.3.5(a) or (b), additional trial mixtures having lower $w/c+p$ should be tested. If this does not result in increased compressive strengths, the adequacy of the materials used should be reviewed.

4.3.11 Step 11—Select optimum mixture proportions—Once the trial mixture proportions have been adjusted to produce the desired workability and strength properties, strength specimens should be cast from trial batches made under the expected field conditions according to the ACI 211.1 recommended procedure for making and adjusting trial batches. Practicality of production and quality control procedures have been better evaluated when production-sized trial batches were prepared using the equipment and personnel that were to be used in the actual work. The results of the strength tests should be presented in a way to allow the selection of acceptable proportions for the job, based on strength requirements and cost.

CHAPTER 5—SAMPLE CALCULATIONS

5.1—Introduction

An example is presented here to illustrate the mixture proportioning procedure for high-strength concrete discussed in the preceding chapter. Laboratory trial batch results will depend on the actual materials used. In this example, Type I cement having a bulk specific gravity of 3.15 is used.

5.2—Example

High-strength concrete is required for the columns in the first three floors of a high-rise office building. The specified compressive strength is 9000 psi at 28 days. Due

to the close spacing of steel reinforcement in the columns, the largest nominal maximum-size aggregate that can be used is $\frac{3}{4}$ in. A natural sand that meets ASTM C 33 limits will be used, which has the following properties: fineness modulus $FM = 2.90$; bulk specific gravity based on oven-dry weight $BSG_{dry} = 2.59$; absorption based on oven-dry weight $Abs = 1.1$ percent; dry-rodded unit weight $DRUW = 103$ lb/ft³. Also, a HRWR and a set-retarding admixture will be used.

5.2.1 Step 1-Select slump and required concrete strength-Since an HRWR is to be used, the concrete will be designed based on a slump of 1 to 2 in. prior to the addition of the HRWR.

The ready-mix producer has no prior history with high-strength concrete, and therefore will select proportions based on laboratory trial mixtures. Using Eq. (2.3), the required average strength used for selection of concrete proportions is

$$f_{cr} = \frac{(9000 + 1400)}{0.90} = 11,556 \text{ psi}, \dots \text{i.e., } 11,600 \text{ psi}$$

5.2.2 Step 2-Select maximum size of aggregate-Based on the guidelines in Table 4.3.2, a crushed limestone having a nominal maximum size of $\frac{1}{2}$ in. is to be used. Its material properties are as follows: bulk specific gravity at oven-dry, $BSG_{dry} = 2.76$; absorption at oven-dry, $Abs = 0.7$ percent; dry-rodded unit weight, $DRUW = 101$ lb/ft³. The grading of the aggregate must comply with ASTM C 33 for size designation No. 7 coarse aggregate.

5.2.3 Step 3-Select optimum coarse aggregate content-The optimum coarse aggregate content, selected from Table 4.3.3, is 0.68 per unit volume of concrete. The dry weight of coarse aggregate per yd³ of concrete W_{dry} , is then

$$(0.68) \times (101) \times (27) = 1854 \text{ lb, using Eq. (4.1)}$$

5.2.4 Step 4-Estimate mixing water and air contents-Based on a slump of 1 to 2 in., and $\frac{1}{2}$ -in. maximum-size coarse aggregate, the first estimate of the required mixing water chosen from Table 4.3.4 is 295 lb/yd³ of concrete, and the entrapped air content, for mixtures made using HRWR, is 2.0 percent.

However, using Eq. (4-2), the voids content of the sand to be used is

$$\left[1 - \frac{103}{(2.59) \times (62.4)} \right] \times 100 = 36 \text{ percent}$$

The mixing water adjustment, calculated using Eq. (4-3), is

$$(36 - 35) \times 8 = + 8 \text{ lb/yd}^3 \text{ of concrete}$$

Therefore, the total mixing water required per yd³ of concrete is 295 + 8 or 303 lb. This required mixing water includes the retarding admixture, but does not include

the water in the HRWR.

5.2.5 Step 5 - Select w/c+p-For concrete to be made using HRWR and $\frac{1}{2}$ -in. maximum-size aggregate, and having an average compressive strength based on laboratory trial mixtures of 11,600 psi at 28 days, the required w/c+p chosen from Table 4.3.5(b) is interpolated to be 0.31. It should be noted that the compressive strengths listed in Tables 4.3.5(a) and (b) are required average field strengths. Therefore, although the required strength of laboratory trial mixtures is 11,600 psi, the value to be used in the tables is

$$(0.90) \times (11,600) = \approx 10,400 \text{ psi}$$

5.2.6 Step & Calculate content of cementitious material-The weight of cementitious material per yd³ of concrete is

$$\left(\frac{303}{0.31} \right) = 977 \text{ lb}$$

The specifications do not set a minimum for cementitious materials content, so 977 lb/yd³ of concrete will be used.

5.2.7 Step 7-Proportion basic mixture with cement only

1. Cement content per yd³ = 977 lb.

2. The volumes per yd³ of all materials except sand are as follows:

Cement = $(977)/(3.15 \times 62.4) =$	4.97 ft ³
Coarse aggregate = $(1854)/(2.76 \times 62.4) =$	10.77 ft ³
Water = $(303)/(62.4) =$	4.86 ft ³
Air = $(0.02) \times (27) =$	0.54 ft ³
Total volume $\mp$	21.14 ft ³

Therefore, the required volume of sand per yd³ of concrete is $(27 - 21.14) = 5.86$ ft³. Converting this to weight of sand, dry, per yd³ of concrete, the required weight of sand is

$$(5.86) \times (62.4) \times (2.59) = 947 \text{ lb.}$$

Cement	977 lb
Sand, dry	947 lb
Coarse aggregate, dry	1854 lb
Water, including 3 oz/cwt* retarding admixture	303 lb

* Hundred weight of cement.

5.2.8 Step 8-Proportion companion mixtures using cement and fly ash

1. An ASTM Class C fly ash is to be used which has a bulk specific gravity of 2.64.

2. The recommended limits for replacement given in Table 4.3.6 for Class C fly ash are from 20 to 35 percent. Four companion mixtures will be proportioned, having fly ash replacement percentages as follows:

Companion mixture #1	20 percent
Companion mixture #2	25 percent
Companion mixture #3	30 percent
Companion mixture #4	35 percent

3. For companion mixture #1, the weight of fly ash per yd^3 of concrete is $(0.20) \times (977) = 195$ lb. therefore the cement is $(977) - (195) = 782$ lb. The weights of cement and fly ash per yd^3 of concrete for the remaining companion mixes are calculated in a similar manner. The values are as follow:

Companion mixture	Cement, lb	Fly ash, lb	Total, lb
#1	782	195	977
#2	733	244	977
#3	684	293	977
#4	635	342	977

4. For the first companion mixture, the volume of cement per yd^3 of concrete is $(782)/(3.15 \times 62.4) = 3.98$ ft^3 , and the fly ash per yd^3 is $(195)/(2.64 \times 62.4) = 1.18$ ft^3 . The volume of cement, fly ash, and total cementitious material for each companion mixture are:

Companion mixture	Cement, ft^3	Fly ash, ft^3	Total, ft^3
#1	3.98	1.18	5.16
#2	3.73	1.48	5.21
#3	3.48	1.78	5.26
#4	3.23	2.08	5.31

5. For all of the companion mixtures, the volumes of coarse aggregate, water, and air per yd^3 of concrete are the same as for the basic mixture that contains no other cementitious material. However, the volume of cementitious material varies with each mixture. The required weight of sand per yd^3 of concrete for companion mixture #1 is calculated as follows:

Component	Volume (per cubic yard of concrete, ft^3)
Cementitious material	5.16
Coarse aggregate	10.77
Water (including 2.5 oz/cwt retarding mixture)	486
Air	0.54
Total volume	21.33

The required volume of sand is $(27 - 21.33) = 5.67$ ft^3 . Converting this to the weight of sand (dry) per yd^3 of concrete, the required weight is: $(5.67) \times (62.4) \times (2.59) = 916$ lb.

The mixture proportions per yd^3 of concrete for each

companion mixture are as follows:

Companion mixture. #1	
Cement	782 lb
Fly ash	195 lb
Sand, dry	916 lb
Coarse aggregate, dry	1854 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding mixture)	303 lb

Companion mixture #2	
Cement	733 lb
Fly ash	244 lb
Sand, dry	908 lb
Coarse aggregate, dry	1854 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb

Companion mixture 33	
Cement	684 lb
Fly ash	293 lb
Sand, dry	900 lb
Coarse aggregate, dry	1854 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb

Companion mixture #4	
Cement	635 lb
Fly ash	342 lb
Sand, dry	892 lb
Coarse aggregate, dry	1854 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb

As shown in this example, the dosage rate of chemical admixture may or may not need to be adjusted when other cementitious materials are used. There are no existing guidelines to be followed when doing this adjustment other than experience. The proportioner needs to be aware of the possible need for this adjustment. During trial batches, verify proper dosage rates for all chemical admixtures.

5.2.9 Step 9-Trial mixtures-Trial mixtures are to be conducted for the basic mixture and each of the four companion mixtures. The sand is found to have 6.4 percent total moisture, and the coarse aggregate is found to have 0.5 percent total moisture, based on dry conditions. Corrections to determine batch weights for the basic mixtures are done as follows: sand, wet = $(947) \times (1 + 0.064) = 1008$ lb; coarse aggregate, wet = $(1854) \times (1 + 0.005) = 1863$ lb; and water, correction = $(303) - (947)(0.064 - 0.011) - (1854)(0.005 - 0.007) = 257$ lb.

Thus the batch weight of water is corrected to account for the excess moisture contributed by the aggregates, which is the total moisture minus the absorption of the aggregate.

Basic mixture	Dry weights	Batch weights
Cement	977 lb	977 lb
Sand	947 lb	1008 lb
Coarse aggregate	1854 lb	1863 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb	257 lb

Companion mixture #1	Dry weights	Batch weights
Cement	782 lb	782 lb
Fly ash	195 lb	195 lb
Sand	916 lb	975 lb
Coarse aggregate	1854 lb	1863 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb	259 lb

Companion mixture #2	Dry weights	Batch weights
Cement	733 lb	733 lb
Fly ash	244 lb	244 lb
Sand	908 lb	966 lb
Coarse aggregate	1854 lb	1863 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb	259 lb

Companion mixture #3	Dry weights	Batch weights
Cement	684 lb	684 lb
Fly ash	293 lb	293 lb
Sand	900 lb	958 lb
Coarse aggregate	1854 lb	1863 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb	259 lb

Companion mixture #4	Dry weights	Batch weights
Cement	635 lb	635 lb
Fly ash	342 lb	342 lb
Sand	892 lb	949 lb
Coarse aggregate	1854 lb	1863 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	303 lb	259 lb

The size of the trial mixture is to be 3.0 ft^3 . The reduced batch weights to yield 3.0 ft^3 are as follows:

Mixture	Basic	Comp #1	Comp #2	Comp #3	Comp #4
Cement, lb	108.56	86.89	81.44	76.00	70.56
Fly ash, lb	—	21.67	27.11	32.56	38.00
Sand, lb	112.00	108.33	107.33	106.44	105.44
Coarse aggregate, lb	207.00	207.00	207.00	207.00	207.00
Water, lb	28.56	28.67	28.67	28.78	28.78
Chemical admixtures (included as part of the mixing water)					

5.2.10 Step 10--Adjust trial mixture proportions—The batch weights for each trial mixture were adjusted to obtain the desired slump, before and after the addition of the HRWR, and the desired workability. The adjustments to the batch weights for the basic mixture and companion mixture #4 will be shown in detail. Those for the other three companion mixtures will be summarized.

5.2.10.1 Basic mixture

1. Although the amount of water required to produce a 1 to 2-in. slump was calculated to be 28.56 lb, it was found that 29.56 lb (including 2.5 oz/cwt retarding admixture) were actually needed to produce the desired slump. The actual batch weights then were:

Cement	108.56 lb
Sand	112.00 lb
Coarse aggregate	207.00 lb
Water	29.56 lb

Correcting these to dry weights gives:

Cement		108.56 lb
Sand, dry	$(112.00)/(1.064) =$	105.26 lb
Coarse aggregate, dry	$(207.00)/(1.005) =$	205.97 lb
Batch water	$(29.56 + 5.58* - 0.41^\dagger) =$	34.73 lb

* = Sand moisture correction.

† = C/A moisture correction.

The actual yield of the trial mixture was:

Cement	$(108.56)/(3.15 \times 62.4) =$	0.55 ft^3
Sand	$(105.26)/(2.59 \times 62.4) =$	0.65
Coarse aggregate	$(205.97)/(2.76 \times 62.4) =$	1.20
Water	$(34.73)/(62.4) =$	0.56
Air	$(0.02)(3.0) =$	0.06
Total volume		3.02 ft^3

Adjusting the mixture proportions to yield 27 ft^3 gives:

Cement	971 lb
Sand, dry	941 lb
Coarse aggregate, dry	1841 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	311 lb

The new mixture proportions result in a $w/c + p$ of 0.32. To maintain the desired ratio of 0.31, the weight of cement should be increased to $(311)/(0.31) = 1003 \text{ lb/yd}^3$ of concrete. The increase in volume due to the adjustment of the weight of cement is $(1003 - 971)/(3.15 \times 62.4) = 0.16 \text{ ft}^3$, which should be adjusted for by removing an equal volume of sand. The weight of sand to be removed is $0.16 \times 2.59 \times 62.4 = 26 \text{ lb}$. The resulting adjusted mixture proportions are:

Cement	1003 lb
Sand, dry	915 lb
Coarse aggregate, dry	1841 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	311 lb

2. For placement in the heavily reinforced columns, a “flowing” concrete, having a slump of at least 9 in., is desired. The dosage rate recommended by the manufacturer of the HRWR ranged between 8 and 16 oz/100 lb of cementitious material. In a laboratory having an ambient temperature of 75 F, it was found that adding

HRWR to the adjusted mixture at a dosage rate of 8 oz/cwt produced a slump of 6 in., 11 oz/cwt produced a slump of 10 in., and 16 oz/cwt caused segregation of the fresh concrete. In all cases, a constant dosage rate of retarding admixture (2.5 oz/cwt) was also added to the mixture with the mixing water. The HRWR at a dosage rate of 11 oz/cwt was added approximately 15 min after initial mixing.

3. It was determined that the concrete mixture with a 10-in. slump had adequate workability for proper placement, so no adjustment was necessary to the coarse aggregate content.

4. The air content of the HRWR mixture was measured at 1.8 percent, so no correction was necessary.

5. Note that the addition of the HRWR might require an adjustment in the cementitious content and yield of the mixture to account for the additional volume of admixture. Under normal dosage rates, 10 to 15 oz/cwt, the correction needed is negligible and not shown in this example.

6. The 28-day compressive strength of the basic mixture was found to be 11,750 psi, which satisfied the required laboratory test strength of 11,600 psi.

5.2.10.2 Companion mixture #4

1. The actual amount of mixing water required (including 2 oz/cwt retarding admixture) to produce a 1 to 2-in. slump was less than that calculated for this mixture. The actual batch weights were:

Cement	70.56 lb
Fly ash	38.00 lb
Sand	105.44 lb
Coarse aggregate	207.00 lb
Water	27.83 lb

Correcting these by dry weights gives:

Cement	70.56 lb
Fly ash	38.00 lb
Sand, dry	99.10 lb
Coarse aggregate, dry	205.97 lb
Batch water	32.67 lb

The actual yield of the trial mixture was:

Cement	$(70.56)/(3.15 \times 62.4) =$	0.36 ft ³
Fly ash	$(38.00)/(2.64 \times 62.4) =$	0.23
Sand	$(99.10)/(2.59 \times 62.4) =$	0.61
Coarse aggregate	$(205.97)/(2.76 \times 62.4) =$	1.20
Water	$(32.67)/(62.4) =$	0.52
Air	$(0.02)(3.0) =$	0.06
Total volume		2.98 ft ³

Adjusting the mixture proportions to yield 27 ft³ gives:

Cement	639 lb
Fly ash	344 lb
Sand, dry	898 lb
Coarse aggregate, dry	1866 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	296 lb

The new mixture proportions result in a $w/c+p$ of 0.30. The desired ratio was 0.31, so the weight of cementitious material may be reduced. The percentage of fly ash for this mixture is 35 percent, and should be maintained. The new weight of cementitious material is $(296)/(0.31) = 955$ lb. Of this, 35 percent should be fly ash, giving 334 lb of fly ash and 621 lb of cement. The change in volume due to the reduction in cementitious material is:

$$(639 - 621)/(3.15 \times 62.4) + (344 - 334)/(2.64 \times 62.4) = 0.15 \text{ ft}^3$$

Therefore, 0.15 ft³ of sand should be added, which increases the weight of sand by $(0.15)(2.59)(62.4) = 24 \text{ lb/ft}^3$ of concrete. The adjusted mixture proportions are:

Cement	621 lb
Fly ash	334 lb
Sand, dry	922 lb
Coarse aggregate, dry	1866 lb
Water (including 2.5 oz/cwt retarding admixture)	296 lb

2. In adding HRWR to the adjusted mixture to produce a flowing concrete, it was found that 9 oz of HRWR per 100 lb. of cementitious material produced a slump of 9 1/2 in. under laboratory conditions. A retarding admixture (2 oz/cwt) was added to the concrete with mixing water, and the HRWR was added approximately 15 min after initial mixing.

3. The HRWR mixture had adequate workability, so no adjustment to the coarse aggregate content was necessary.

4. The air content of the HRWR mixture was measured at 2.1 percent.

5. The average-28-day compressive strength of specimens cast from the laboratory trial mixture was found to be 11,370 psi.

5.2.10.3 Summary of trial mixture performance-The following is a summary of the results of the adjusted laboratory trial mixtures.

Mixture	Basic	C.M.* #1	C.M. #2	C.M. #3	C.M. #4
Cement, lb	1003	782	738	671	621
Fly ash, lb	—	195	246	287	334
Sand, dry, lb	915	916	914	917	922
Coarse aggregate dry, lb	1841	1854	1866	1854	1866
Water, lb	311	303	301	297	296
Slump, in.	1.00	1.25	1.00	1.50	2.00

Retarder, oz/cwt	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
HRWR, oz/cwt	11.0	11.0	10.0	9.5	9.0
Slump, in.	10.0	10.50	9.00	10.25	9.50
28-day psi	11,750	11,500	11,900	11,600	11,370

* C.M. =companion mix.

Note: This table has intentionally omitted the water in HRWR to avoid confusion. Section 3.2 of this guide suggests this be done to properly determine $w/c + p$.

5.3.11 Step 11-Select optimum mixture proportions- Companion mix (c.m.) #4 was the only trial mixture that was significantly less than the required compressive strength of 11,600 psi at 28 days. Field trial batches were made for all of the others. The mixtures were adjusted to the desired slumps, both before and after addition of the HRWR, and strength specimens were cast. Concrete temperatures were also recorded. The test results are shown below.

Mixture	28-day compressive strength, psi	Concrete temperature, deg F
Basic	10,410	94
C.M. #1	10,570	93
C.M. #2	10,530	89
C.M. #3	10,490	84

Although all mixtures produced the required field strength of 10,400 psi at 28 days, the reduced concrete temperature and cementitious material content of companion mix #3 made it more desirable to the ready-mix producer. As ambient conditions or material properties vary, additional field adjustments may be necessary.

CHAPTER 6-REFERENCES

6.1-Recommended references

The documents of the various standards-producing organizations referred to in this document are listed below with their serial designation.

The preceding publications may be obtained from the following organizations.

American Concrete Institute
P.O. Box 19150
Detroit, MI 48219

American Society for Testing and Materials
1916 Race Street
Philadelphia, PA 19103

American Concrete Institute (ACI)

- 211.1 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavy Weight, and Mass Concrete
- 212.3R Chemical Admixtures for Concrete
- 214 Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete
- 226.1R Ground Granulated Blast Furnace Slag As a Cementitious Constituent in Concrete
- 301 Specifications for Structural Concrete for Buildings
- 318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete
- 363R State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete

American Society for Testing and Materials (ASTM)

- C 29 Standard Test Method for Unit Weight and Voids in Aggregates
- C 33 Standard Specification for Concrete Aggregates
- C 39 Test Method for Cylindrical Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C 94 Specification for Ready Mixed Concrete
- C 494 Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C 618 Standard Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
- C 917 Standard Method of Evaluation of Cement Strength Uniformity from a Single Source

CONVERSION FACTORS

$$\begin{aligned}
 1 \text{ in.} &= 25.4 \text{ mm} \\
 1 \text{ psi} &= 6.8 \text{ kPa} \\
 1 \text{ lb/in.}^3 &= 2.768 \times 10^{-5} \text{ kg/mm}^3 \\
 1 \text{ lb/yd}^3 &= 0.59 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

ACI 211.4R-93 was submitted to letter ballot of the committee and approved in accordance with ACI balloting procedures

ACI 440.1R-15

Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars

Reported by ACI Committee 440



American Concrete Institute
Always advancing

grid—a two-dimensional (planar) or three-dimensional (spatial) rigid array of interconnected FRP bars that form a contiguous lattice that can be used to reinforce concrete.

precursor—for carbon or graphite fiber, the rayon, PAN, or pitch fibers from which carbon and graphite fibers are derived.

pultrusion—continuous process for manufacturing composites that have a uniform cross-sectional shape; process consists of pulling a fiber-reinforcing material through a resin impregnation bath then through a shaping die where the resin is subsequently cured.

vinyl esters—class of thermosetting resins containing ester of acrylic, methacrylic acids, or both, many of which have been made from epoxy resin.

CHAPTER 3—BACKGROUND

3.1—Historical development

The development of fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement can be traced to the expanded use of composites after World War II in the 1940s. The aerospace industry had long recognized the advantages of the high strength and light weight of composite materials and, during the Cold War, advancements in the aerospace and defense industry caused an increase in their use. Furthermore, the rapidly expanding economy of the United States demanded inexpensive materials to meet consumer demands. Pultrusion offered a fast and economical method of forming constant profile parts, and pultruded composites were being used to make golf clubs and fishing poles. It was not until the 1960s, however, that these materials were seriously considered for use as reinforcement in concrete.

Expansion of the national highway systems in the 1950s increased the need to provide year-round maintenance. It became common to apply deicing salts on highway bridges and, as a result, reinforcing steel in these structures and those subject to marine salt experienced extensive corrosion, becoming a major concern and leading to high maintenance cost. Various solutions were investigated, including galvanized coatings, electro-static-spray fusion-bonded (powder resin) coatings, polymer-impregnated concrete, epoxy coatings, alloyed steel bars, and glass FRP reinforcing bars (ACI 440R). Of these options, epoxy-coated steel reinforcement appeared to be the best solution and was therefore implemented in aggressive corrosion environments. Fiber-reinforced polymer reinforcing bar was not considered a viable solution and not commercially available until the late 1970s.

Initially, GFRP bars were considered a viable alternative to steel as reinforcement for polymer concrete because their use eliminated the need to address the incompatibility of thermal expansion characteristics between polymer concrete and steel. The 1980s market demanded nonmetallic reinforcement for specific advanced technology. The largest demand for electrically nonconductive reinforcement was in facilities for MRI medical equipment. FRP reinforcement became the standard in this type of construction. Other uses developed as the advantages of FRP reinforcement became better known and desired, specifically in seawall construc-

tion, substation reactor bases, airport runways, and electronics laboratories (Brown and Bartholomew 1996).

Concern for the deterioration of bridges due to chloride-ion-induced corrosion dates back to the 1970s, and its effects on aging bridges in the United States has become apparent (Boyle and Karbhari 1994). Additionally, detection of corrosion in the commonly used epoxy-coated reinforcing bars increased interest in alternative methods of avoiding corrosion. Once again, FRP reinforcement began to be considered as a general solution to address problems of corrosion in bridge decks and other structures (Benmokrane et al. 1996).

3.2—History of use

Up to the mid-1990s, the Japanese had the most FRP reinforcement applications, with more than 100 demonstration or commercial projects. Fiber-reinforced polymer design provisions were included in the design and construction recommendations of the Japanese Society of Civil Engineering (1997b). In the 2000s, China became the largest user of composite reinforcement for new construction in applications that span from bridge decks to underground works (Ye et al. 2003).

The use of FRP reinforcement in Europe began in Germany with the construction of a prestressed FRP highway bridge in 1986 (Meier 1992). Since the construction of this bridge, programs have been implemented to increase the research and use of FRP reinforcement in Europe (Taerwe 1997).

Canadian civil engineers have developed provisions for FRP reinforcement in the Canadian Highway Bridge Design Code (CAN/CSA-S6-06) and have constructed a number of FRP-reinforced concrete structures. The Headingley Bridge in Manitoba included both CFRP and GFRP reinforcement (Rizkalla 1997). The Floodway Bridge over the Red River in Winnipeg, MB, Canada, was completed in 2006. The bridge comprises 16 spans, each approximately 50 x 143 ft (15.3 x 43.5 m). All concrete elements above the girders are reinforced with GFRP bars. The project consumed 310,000 lb (140,000 kg) of GFRP reinforcing bar, making it the largest nonmetallic-reinforced concrete bridge in the world. Moreover, several bridges have been built in Quebec using GFRP bars in the decks, such as the Wotton Bridge in Wotton, the Magog Bridge on Highway 55 North, the Cookshire-Eaton Bridge on Route 108, and the Val-Alain Bridge on Highway 20 East (El-Salakawy and Benmokrane 2003; El-Salakawy et al. 2003, 2005; Benmokrane et al. 2004, 2007). Some of these bridges have been in service for more than 10 years without any signs of deterioration of the GFRP reinforcement (Mufti et al. 2007, 2011). Consequently, there is a remarkable increase in the use of GFRP bars in Canada where more than 200 bridge structures have been successfully constructed. Straight and bent FRP bars were used for the deck slab, for the concrete barriers and girders of the bridges, or both (Drouin et al. 2011). In addition, GFRP bars have been used in Canada in other concrete structures such as parking garages (Benmokrane et al. 2012), highway concrete pavement (Benmokrane et al. 2007), water tanks (Benmokrane and Mohamed 2014), and incinerators (Beaulieu-Michaud et al. 2013). In the United States, typical uses



Fig. 3.2a—FRP-reinforced deck constructed in Lima, OH (Pierce Street Bridge), in 1999.



Fig. 3.2b—GFRP bars used in the redecking of Dayton, OH, Salem Avenue Bridge in 1999.

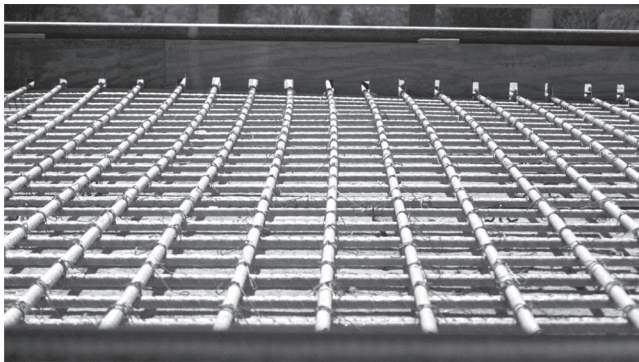


Fig. 3.2c—Transverse view of GFRP bars in Sierrita de la Cruz Creek Bridge deck near Amarillo, TX, in 2000.

of FRP reinforcement have been previously reported (ACI 440R). Figures 3.2a, 3.2b, and 3.2c show applications in bridge deck construction. The use of GFRP bars in MRI hospital room additions is becoming commonplace. Other applications, such as waterfront construction, top mat reinforcing for bridge decks, various precast applications, and ornamental and architectural concrete, are also becoming more frequent. Some of the largest projects include the Gonda Building at the Mayo Clinic in Rochester, MN; the



Fig. 3.2d—Emma Park Bridge deck panel with GFRP reinforcing bars, top and bottom mat.

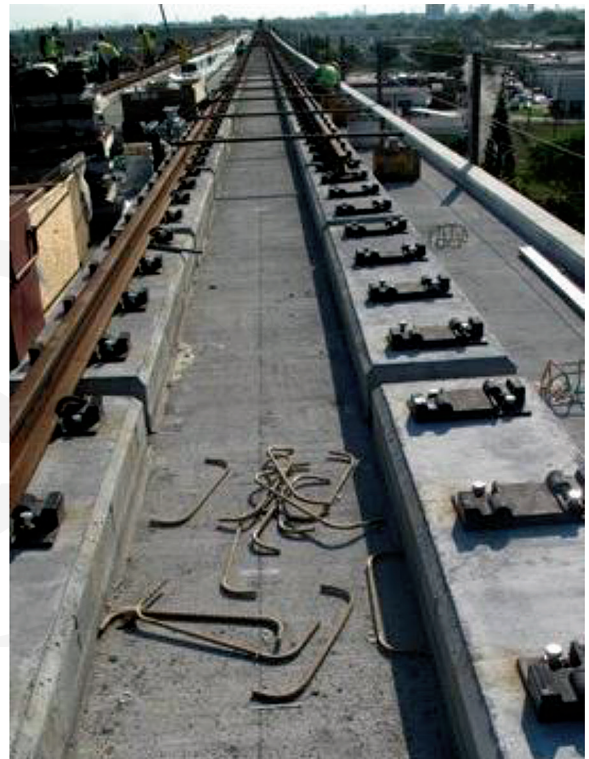


Fig. 3.2e—GFRP bars used in rail plinths.

National Institute of Health in Bethesda, MD, for MRI applications; the bridge on RM 1061 at Sierrita de la Cruz Creek in Potter County, TX, and the bridge at 53rd Avenue in Bettendorf, IA, for deck reinforcement applications (Nanni 2001). Glass FRP bars are making great strides to support accelerated bridge construction with application in precast concrete deck panels. One example is the Emma Park Bridge in Utah constructed in 2009. Glass FRP bars were used in the top and bottom mat, as shown in Fig. 3.2d. In 2011 in Miami, FL, 2.4 miles (3.9 km) of GFRP bar were used in the rail plinths (Fig. 3.2e) for AirportLink, which connects the existing Earlington Heights Station to the new Miami Intermodal Center (MIC). Glass FRP bars were selected, as they provided electrical insulation in the rail bed. Designed by the Florida Department of Transportation, the MIC is a major transportation hub that serves as a central transfer point to different modes of transportation, including Metrorail,



Fig. 3.2f—Construction of seawall with GFRP bars.



Fig. 3.2g—I-635 Bridge over State Ave. (Kansas City, KS).

Metrobus, Tri-Rail, Amtrak, intercity buses, tour buses, taxi cabs, rental cars, and the Automated People Mover (APM) connection to the Miami International Airport (Gremel 2012).

Seawalls constructed with GFRP reinforcing bar are being used in aggressive salt environments to provide long-term service. An example is the seawall that protects the Honoapiilani Highway, Maui, HI. First constructed in 2001 with steel reinforcing bar, the seawall required replacement in 2012, as shown in Fig. 3.2f.

Glass FRP reinforcing bar is also found on larger and high-volume traffic bridges. In 2013, the I-635 bridge deck over State Avenue in Kansas City, KS was replaced with cast-in-place GFRP reinforcing bar. Figure 3.2g shows GFRP reinforcing bar in the top and bottom mat of the deck panels used in the 32 x 232 ft (9.8 x 70.7 m) bridge. Construction bids for this project were the same for installed cost of epoxy-coated as well as GFRP reinforcement.

Tunnel construction, where GFRP reinforcement is used in the portion of the concrete wall to be excavated by the tunnel-boring machine, has become common in many major metropolitan areas of the world.

3.3—Material characteristics

The material characteristics of fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement should be considered when determining whether FRP reinforcement is suitable or necessary in a particular structure. The material characteristics are

Table 3.3—Considerations for the use of fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcing bars

Why should FRP bars be considered?
a) Impervious to chloride ion and chemical attack
b) Tensile strength is greater than steel
c) Light weight – one-fourth to one-fifth the weight of steel reinforcing bar
d) Transparent to magnetic fields, radio frequencies (glass FRP only)
e) Thermally and electrically nonconductive (glass FRP only)
f) Less concrete cover is possible
g) Admixtures to reduce corrosion are not needed
h) High fatigue endurance
i) Easily “consumed” by excavation equipment when used in temporary structures
j) In corrosive environments, service life much greater than that of steel
k) Better field handling damage tolerance than epoxy coated steel and no touch-ups required
Differences between FRP and steel
a) FRP is linear elastic to failure whereas steel yields
b) FRP is anisotropic whereas steel is isotropic
c) Due to lower modulus of FRP bars, design for serviceability often controls
d) FRP bars have a lower creep-rupture threshold than steel
e) Coefficient of thermal expansion different in longitudinal and radial directions
f) Endurance time in fire and elevated temperature applications less than that of steel
g) Should degradation of FRP bars occur, the degradation mechanism is benign to the surrounding concrete unlike steel that expands and causes failure of the member
Where should FRP bars be considered?
a) Any concrete member susceptible to corrosion by chloride ions or chemicals
b) Any concrete member requiring nonferrous reinforcement due to electromagnetic considerations
c) As a cost-effective alternative to epoxy-coated and galvanized
d) As a first cost savings over stainless steel bar
e) Where machinery will “consume” the reinforced member, mainly in tunneling and mining
f) Applications requiring thermal nonconductivity
g) In mass concrete exposed to marine chlorides near chloride exposure in hybrid applications with steel

described in detail in Chapter 5. Table 3.3 provides some guidance on appropriate conditions for the use of FRP bars.

The corrosion resistance of FRP reinforcement is a significant benefit for structures in highly corrosive environments such as seawalls and other marine structures, bridge decks and superstructures exposed to deicing salts, and pavements treated with deicing salts. In structures supporting magnetic resonance imaging (MRI) units or other equipment sensitive to electromagnetic fields, the nonmagnetic properties of FRP reinforcement are of principal importance. Fiber-reinforced polymer reinforcement has a high tensile strength, significant elongation, and exhibits linear stress-strain behavior to failure. The use of FRP reinforcement should be limited to structures that will significantly benefit from other properties, such as the noncorrosive or nonconductive behavior of its materials. Due to lack of experience in its use, FRP reinforcement is not recommended for moment frames or zones where moment redistribution is required.

Research on circular and rectangular columns reinforced with glass FRP (GFRP) or carbon FRP (CFRP) bars and stirrups (De Luca et al. 2010; Tobbi et al. 2012; Pantelides et

al. 2013; Affi et al. 2013) indicates that FRP circular hoops and spirals were found to be efficient in confining concrete and that the GFRP and CFRP bars can develop up to 0.4 percent and 0.7 percent compressive strain, confirming that the FRP bars were effective in resisting compression until after crushing of the concrete (Affi et al. 2013). However, the average load carried by the longitudinal FRP bars in the GFRP- and CFRP-reinforced columns ranged between only 5 percent and 12 percent of the maximum load. Due to the combined effect, the relatively lower elastic modulus of FRP compared with steel and the lower elastic modulus of FRP bars in compression as compared to tension, the maximum contribution of compression FRP reinforcement calculated at ultimate concrete strain (typically at $\epsilon_{cu} = 0.003$) is expected to be small. Therefore, the contribution of FRP reinforcement should be neglected when used as reinforcement in columns, in compression members, or as compression reinforcement in flexural members. It is acceptable for FRP tension reinforcement to experience compression due to moment reversals or changes in load pattern.

There are advantages and disadvantages regarding sustainability when comparing FRP reinforcement to steel reinforcement. Because of the high temperatures required for production, steel reinforcement has a higher carbon footprint than FRP reinforcement (Pearson et al. 2011). Recycling FRP reinforcement, however, is not as easy or commonplace as recycling steel reinforcement. Because FRP does not corrode, life cycle costs associated with FRP reinforced structures are likely to be lower than those for steel-reinforced structures where steel corrosion is a concern (Pearson et al. 2011). Katz (2004) compared the environmental impact of FRP-reinforced pavements to steel-reinforced pavements and determined that the FRP reinforcement had a significantly smaller environmental impact than steel-reinforced pavement over the pavement lifetime.

CHAPTER 4—MATERIAL CHARACTERISTICS

This chapter presents physical and mechanical properties of fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcing bars to provide a fundamental understanding of the behavior of these bars and the properties that affect their use in concrete structures. Furthermore, the effects of factors, such as loading history and duration, temperature, and moisture, on the properties of FRP bars are discussed.

Fiber-reinforced polymer bars are anisotropic in nature and can be manufactured using a variety of techniques such as pultrusion, braiding, and weaving (Bank 1993; Bakis 1993). Factors such as fiber volume, fiber type, resin type, fiber orientation, dimensional effects, and quality control during manufacturing all play a major role in defining the characteristics of an FRP bar. The material characteristics described in this chapter may not apply to all commercially available products. Therefore, the manufacturer's material data should be consulted for specific product properties. In addition, several consensus-based test methods for FRP reinforcement for use in structural concrete are presented (ACI 440.3R; ASTM D7205; ASTM D7337; ASTM D7617; ASTM D7705; Japan Society of Civil Engineers 1997b).

Table 4.1.1—Typical densities of reinforcing bars, lb/ft³ (g/cm³)

	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
lb/ft ³	493.00	77.8 to 131.00	93.3 to 100.00	77.80 to 88.10
g/cm ³	(7.90)	(1.25 to 2.10)	(1.50 to 1.60)	(1.25 to 1.40)

Table 4.1.2—Typical coefficients of thermal expansion for reinforcing bars*

Dirección	CTE, $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)				
	Acero	GFRP	CFRP	AFRP	Hormigón
Longitudinal, α_L	6.5 (11.7)	3.3 to 5.6 (6.0 to 10.0)	−4.0 to 0.0 (−9.0 to 0.0)	−3.3 to −1.1 (−6 to −2)	4 to 6 (7.2 to 10.8)
Transversal, α_T	6.5 (11.7)	11.7 to 12.8 (21.0 to 23.0)	41 to 58 (74.0 to 104.0)	33.3 to 44.4 (60.0 to 80.0)	4 to 6 (7.2 to 10.8)

*Typical values for fiber volume fraction ranging from 0.5 to 0.7.

†Mindess et al. (2003).

4.1—Physical properties

4.1.1 Density—Fiber-reinforced polymer bars have a density ranging from 77.8 to 131.3 lb/ft³ (1.25 to 2.1 g/cm³), one-sixth to one-fourth that of steel (Table 4.1.1). Reduced weight lowers transportation costs and eases handling of the bars on the project site.

4.1.2 Coefficients of thermal expansion—The coefficients of thermal expansion of FRP bars vary in the longitudinal and transverse directions, depending on the types of fiber, resin, and volume fraction of fiber. The longitudinal coefficient of thermal expansion is dominated by the properties of the fibers whereas the transverse coefficient is dominated by the resin (Bank 1993). Table 4.1.2 lists the longitudinal and transverse coefficients of thermal expansion for typical FRP and steel bars. Note that a negative coefficient of thermal expansion indicates that the material contracts with increased temperature and expands with decreased temperature. Fiber-reinforced polymers have a thermal expansion in the transverse direction much higher than in the longitudinal direction and also higher than the thermal expansion of hardened concrete (Masmoudi et al. 2005). The difference between the transverse coefficient of thermal expansion of FRP bars and concrete may cause splitting cracks within the concrete under temperature increase and, ultimately, failure of the concrete cover if the confining action of concrete is insufficient (Gentry and Husain 1999; Bellakehal et al. 2013; Zaidi et al. 2013). Experimental results show that the transverse coefficient of thermal expansion of glass FRP (GFRP) bars is $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($22 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) on average, and the ratio between the transverse and longitudinal coefficients of thermal expansion of these FRP bars is equal to 4. A ratio of concrete cover thickness to bar diameter, c/d_b , greater than 1.6 is sufficient to avoid cracking of concrete under high temperature up to 175°F (80°C) (Masmoudi et al. 2005; Zaidi and Masmoudi 2008; Zaidi et al. 2013). Experimental results, however, showed no significant reduction in bond strength for temperatures up to 140°F (60°C) (Masmoudi et al. 2011). For reference, concrete has a coefficient of thermal expansion that varies from 4×10^{-6} to $6 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ (7.2×10^{-6}

Table 4.2.1—Typical tensile properties of reinforcing bars*

	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Límite de elasticidad nominal, ksi (MPa)	40 to 75 (276 to 517)	NA	NA	NA
Resistencia a la tracción, ksi (MPa)	70 to 100 (483 to 1600)	70 to 230 (483 to 690)	87 to 535 (600 to 3690)	250 to 368 (1720 to 2540)
Modulo de elasticidad $\times 10^3$ ksi (GPa)	29.0 (200.0)	5.1 to 7.4 (35.0 to 51.0)	15.9 to 84.0 (120.0 to 580.0)	6.0 to 18.2 (41.0 to 125.0)
Yield strain, percent	0.14 to 0.25	NA	NA	NA
Rupture strain, percent	6.0 to 12.0	1.2 to 3.1	0.5 to 1.7	1.9 to 4.4

*Typical values for fiber volume fraction ranging from 0.5 to 0.7.

to $10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) and is usually assumed to be isotropic (Mindess et al. 2003).

4.2—Mechanical properties and behavior

4.2.1 Tensile behavior—When loaded in tension, FRP bars exhibit no plastic behavior (yielding) before rupture. The tensile behavior of FRP bars consisting of one type of fiber material is characterized by a linearly elastic stress-strain relationship until failure. The tensile properties of some commonly used FRP bars are summarized in Table 4.2.1.

The tensile strength and stiffness of an FRP bar are dependent on several factors. Because the resin has a much lower strength than the fibers, the ratio of the volume of fiber to the overall volume of the FRP (fiber-volume fraction) significantly affects the tensile properties of an FRP bar. Strength and stiffness variations will occur in bars with various fiber-volume fractions, even in bars with the same diameter, appearance, and constituents. The rate of curing, the manufacturing process, and the manufacturing quality control also affect the mechanical characteristics of the bar (Wu 1990).

Unlike steel, the unit tensile strength of an FRP bar can vary with diameter. For example, GFRP bars from three different manufacturers show tensile strength reductions of up to 40 percent as the diameter increases proportionally from 0.375 to 0.875 in. (9.5 to 22.2 mm) (Faza and GangaRao 1993b). However, similar cross section changes do not appear to affect the strength of twisted carbon FRP (CFRP) strands (Santoh 1993). The sensitivity of aramid FRP (AFRP) bars to cross section size has been shown to vary from one commercial product to another. For example, in braided AFRP bars, there is a less than 2 percent strength reduction as bars increase in diameter from 0.28 to 0.58 in. (7.3 to 14.7 mm) (Tamura 1993). The strength reduction in a unidirectionally pultruded AFRP bar with added aramid fiber surface wraps is approximately 7 percent for diameters increasing from 0.12 to 0.32 in. (3 to 8 mm) (Noritake et al. 1993). The FRP bar manufacturer should be contacted for particular strength values of differently sized FRP bars.

Determining FRP bar strength by testing is challenging because stress concentrations in and around anchorage points on the test specimen can lead to premature failure. An adequate testing grip should allow failure to occur in the middle of the test specimen. Test methods for determining the tensile strength and stiffness of FRP bars are available in ASTM D7205.

The tensile properties of a particular FRP bar should be obtained from the bar manufacturer. Usually, a normal (Gaussian) distribution is assumed to represent the strength of a population of bar specimens (Kocaoz et al. 2005). Manufacturers should report a guaranteed tensile strength f_{fu}^* ($f_{fu}^* = f_{u,ave} - 3\sigma$), and similarly report a guaranteed rupture strain, ϵ_{fu}^* ($\epsilon_{fu}^* = \epsilon_{u,ave} - 3\sigma$), and a specified tensile modulus E_f ($E_f = E_{f,ave}$). These guaranteed values of strength and strain provide a 99.87 percent probability that the indicated values are exceeded by similar FRP bars, provided that at least 25 specimens are tested (Dally and Riley 1991; Mutsuyoshi et al. 1990). If fewer specimens are tested or a different distribution is used, texts and manuals on statistical analysis should be consulted to determine the confidence level of the distribution parameters. In any case, the manufacturer should provide a description of the method used to obtain the reported tensile properties.

An FRP bar cannot be bent once it has been manufactured (an exception to this would be an FRP bar with a thermoplastic resin that could be reshaped with the addition of heat and pressure). Fiber-reinforced polymer bars, however, can be fabricated with bends. In FRP bars produced with bends, a strength reduction of 40 to 50 percent, compared with the tensile strength of a straight bar, can occur in the bend portion due to fiber bending and stress concentrations (Nanni et al. 1998b).

4.2.2 Compressive behavior—While design of FRP bars to resist compressive stresses is not recommended, the following section is presented to fully describe the behavior of FRP bars. In the technical literature, there is no direct measurement of time-dependent creep of FRP bar coupons subject to compression. Experimental evidence obtained from FRP-pultruded shapes indicates that the ratio of creep strain to initial strain is low for stress level up to 26 percent of the ultimate compressive strength (25 ksi [170 MPa] in this research) (McClure and Mohammadi 1995). Accordingly, creep should not cause geometrical integrity problems at the stress levels typical of FRP bars in compression.

Tests on FRP bars with a length-diameter ratio from 1:1 to 2:1 have shown that the compressive strength is lower than the tensile strength (Wu 1990). The mode of failure for FRP bars subjected to longitudinal compression can include transverse tensile failure, fiber microbuckling, or shear failure. The mode of failure depends on the type of fiber, the fiber-volume fraction, and the type of resin. Compressive strengths of 55, 78, and 20 percent of the tensile strength

have been reported for GFRP, CFRP, and AFRP, respectively (Mallick 1988; Wu 1990). In general, compressive strengths are higher for bars with higher tensile strengths, except in the case of AFRP, where the fibers exhibit nonlinear behavior in compression at a relatively low level of stress.

The compressive modulus of elasticity of FRP reinforcing bars appears to be smaller than its tensile modulus of elasticity. Test reports on samples containing 55 to 60 percent volume fraction of continuous E-glass fibers in a matrix of vinyl ester or isophthalic polyester resin indicate a compressive modulus of elasticity of 5000 to 7000 ksi (35 to 48 GPa) (Wu 1990). According to reports, the compressive modulus of elasticity is approximately 80 percent for GFRP, 85 percent for CFRP, and 100 percent for AFRP of the tensile modulus of elasticity for the same product (Mallick 1988; Ehsani 1993). The most widely accepted explanation for the slightly lower values of modulus of elasticity in compression is the premature failure in the test resulting from end brooming and internal fiber microbuckling under compressive loading.

Standard test methods are not yet established to characterize the compressive behavior of FRP bars. If the compressive properties of a particular FRP bar are needed, they should be obtained from the bar manufacturer. The manufacturer should provide a description of the test method used to obtain the reported compression properties.

4.2.3 Shear behavior—Most FRP bar composites are relatively weak in interlaminar shear where layers of unreinforced resin lie between layers of fibers. Because there is usually no reinforcement across layers, the interlaminar shear strength is governed by the relatively weak polymer matrix. Orientation of the fibers in an off-axis direction across the layers of fiber will increase the shear resistance, depending on the degree of offset. For FRP bars, this can be accomplished by braiding or winding fibers transverse to the main fibers. Off-axis fibers can also be placed in the pultrusion process by introducing a continuous strand mat in the roving/mat creel. If the shear properties of a particular FRP bar are needed, these should be obtained from the bar manufacturer. The manufacturer should provide a description of the test method used to obtain the reported shear values.

4.2.4 Bond behavior—Bond performance of an FRP bar is dependent on the design, manufacturing process, mechanical properties of the bar itself, and the environmental conditions (Al-Dulaijan et al. 1996; Nanni et al. 1997; Bakis et al. 1998; Bank et al. 1998; Freimanis et al. 1998). When anchoring a steel reinforcing bar in concrete, the bond force can be transferred by adhesion resistance of the interface, also known as chemical bond; frictional resistance of the interface against slip; and mechanical interlock due to irregularity of the interface.

In FRP bars, it is postulated that bond force is transferred through the resin to the reinforcement fibers, and a bond-shear failure in the resin is also possible. When a bonded deformed bar is subjected to increasing tension, the adhesion between the bar and the surrounding concrete breaks down, and deformations on the surface of the bar cause inclined contact forces between the bar and the surrounding concrete.

The stress at the surface of the bar resulting from the force component in the direction of the bar can be considered the bond stress between the bar and the concrete.

The bond properties of FRP bars have been extensively investigated by numerous researchers through different types of tests, such as pullout tests, splice tests, and cantilever beams, to determine an empirical equation for embedment length (Faza and GangaRao 1990; Ehsani et al. 1996a,b; Benmokrane 1997; Shield et al. 1999; Mosley 2002; Wambeke and Shield 2006; Tighiouart et al. 1999).

4.3—Time-dependent behavior

4.3.1 Creep rupture—Fiber-reinforced polymer reinforcing bars subjected to a constant tension over time can suddenly fail after a time period called the endurance time. This phenomenon is known as creep rupture or static fatigue. Creep rupture is not an issue with steel bars in reinforced concrete except in extremely high temperatures, such as those encountered in a fire. As the ratio of the sustained tensile stress to the short-term strength of the FRP bar increases, endurance time decreases. The creep rupture endurance time can also irreversibly decrease under sufficiently adverse environmental conditions such as high temperature, ultraviolet radiation exposure, high alkalinity, wet and dry cycles, or freezing-and-thawing cycles. Literature on the effects of such environments exists, although the extraction of generalized design criteria is hindered by a lack of standard creep test methods and reporting as well as the diversity of constituents and processes used to make proprietary FRP products. In addition, little data are currently available for endurance times beyond 100 hours. These factors have resulted in design criteria judged to be conservative until more research has been done on this subject. Several representative examples of endurance times for bar and bar-like materials follow. No creep strain data are available in these cases.

In general, carbon fibers are the least susceptible to creep rupture, whereas aramid fibers are moderately susceptible, and glass fibers are the most susceptible. A comprehensive series of creep rupture tests was conducted on 0.25 in. (6 mm) diameter smooth FRP bars reinforced with glass, aramid, and carbon fibers (Yamaguchi et al. 1997). The bars were tested at different load levels at room temperature in laboratory conditions using split conical anchors. Results indicated that a linear relationship exists between creep rupture strength and the logarithm of time for times up to nearly 100 hours. The ratios of stress level at creep rupture to the initial strength of the GFRP, AFRP, and CFRP bars after 500,000 hours (more than 50 years) were linearly extrapolated to be 0.29, 0.47, and 0.93, respectively.

In another investigation, endurance times were determined for braided AFRP bars and twisted CFRP bars, both using epoxy resin as the matrix material (Ando et al. 1997). These commercial bars were tested at room temperature in laboratory conditions and were anchored with an expansive cementitious grout inside of friction-type grips. Bar diameters ranged from 0.26 to 0.6 in. (5 to 15 mm), but were not found to affect the results. The ratios of stress level at creep rupture to the initial strength after 50 years calculated using

a linear relationship extrapolated from data available to 100 hours was found to be 0.79 for CFRP and 0.66 for AFRP.

An investigation of creep rupture in GFRP bars in room-temperature laboratory conditions was reported by [Seki et al. \(1997\)](#). The molded E-glass/vinyl ester bars had a small (0.0068 in.² [4.4 mm²]) rectangular cross section and integral GFRP tabs. The percentage of initial tensile strength retained followed a linear relationship with logarithmic time, reaching a value of 55 percent at an extrapolated 50-year endurance time.

Creep rupture data characteristics of a 0.5 in. (12.5 mm) diameter commercial CFRP twisted strand in an indoor environment is available ([Tokyo Rope 2000](#)). The rupture strength at a projected 100-year endurance time is reported to be 85 percent of the initial strength.

An investigation of creep deformation (not rupture) in one commercial AFRP and two commercial CFRP bars tested to 3000 hours has been reported ([Saadatmanesh and Tannous 1999a,b](#)). The bars were tested in laboratory air and in room-temperature solutions with a pH equal to 3 and 12. The bars had diameters between 0.313 to 0.375 in. (8 to 10 mm), and the applied stress was fixed at 40 percent of initial strength. The results indicated a slight trend toward higher creep strain in the larger-diameter bars and in the bars immersed in the acidic solution. Bars tested in air had the lowest creep strains of the three environments. Considering all environments and materials, the range of strains recorded after 3000 hours was 0.002 to 0.037 percent. Creep strains were slightly higher in the AFRP bar than in the CFRP bars.

For experimental characterization of creep rupture, refer to the test method proposed by [Japan Society of Civil Engineers \(1997b\)](#). Creep characteristics of FRP bars can also be determined from pullout test methods cited in [ACI 440.3R](#). Recommendations on sustained stress limits imposed to avoid creep rupture are provided in [7.4](#).

4.3.2 Fatigue—A substantial amount of data for fatigue behavior and life prediction of stand-alone FRP materials exists ([National Research Council 1991](#); [Wicaksono and Chai 2013](#)). During most of this time period, the focus of research investigations was on materials suitable for aerospace applications. Some general observations on the fatigue behavior of FRP materials can be made, even though the bulk of the data is obtained from FRP specimens intended for aerospace applications rather than construction. Unless stated otherwise, the cases that follow are based on flat, unidirectional coupons with approximately 60 percent fiber-volume fraction and subjected to tension-tension sinusoidal cyclic loading at a frequency low enough not to cause self-heating, ambient laboratory environments, a stress ratio (ratio of minimum applied stress to maximum applied stress) of 0.1, and a direction parallel to the principal fiber alignment.

Test conditions that raise the temperature and moisture content of FRP materials generally degrade the ambient environment fatigue behavior.

Of all types of current FRP composites for infrastructure applications, CFRP is generally thought to be the least prone to fatigue failure. On a plot of stress versus the logarithm

of the number of cycles at failure (S-N curve), the average downward slope of CFRP data is usually approximately 5 to 8 percent of initial static strength per decade of logarithmic life. At 1 million cycles, the fatigue strength is generally between 50 and 70 percent of initial static strength and is relatively unaffected by realistic moisture and temperature exposures of concrete structures unless the resin or fiber/resin interface is substantially degraded by the environment. Some specific reports of data to 10 million cycles indicated a continued downward trend of 5 to 8 percent per decade in the S-N curve ([Curtis 1989](#)).

Individual glass fibers, such as E-glass and S-glass, are generally not prone to fatigue failure. Individual glass fibers, however, have demonstrated delayed rupture caused by the stress corrosion induced by the growth of surface flaws in the presence of even minute quantities of moisture in ambient laboratory environment tests ([Mandell and Meier 1983](#)). When many glass fibers are embedded into a matrix to form an FRP composite, a cyclic tensile fatigue effect of approximately 10 percent loss in the initial static capacity per decade of logarithmic lifetime has been observed ([Mandell 1982](#)). This fatigue effect is thought to be due to fiber-fiber interactions and is not dependent on the stress corrosion mechanism described for individual fibers. No clear fatigue limit can usually be defined. Environmental factors play an important role in the fatigue behavior of glass fibers due to their susceptibility to moisture, alkaline, and acidic solutions.

Aramid fibers, for which substantial durability data are available, appear to behave similarly to carbon and glass fibers in fatigue. The tension-tension fatigue behavior of an impregnated aramid fiber bar is excellent. Strength degradation per decade of logarithmic lifetime is approximately 5 to 6 percent ([Roylance and Roylance 1981](#)). While no distinct endurance limit is known for AFRP, 2 million cycle fatigue strengths of commercial AFRP bars for concrete applications have been reported in the range of 54 to 73 percent of initial bar strengths ([Odagiri et al. 1997](#)). Based on these findings, [Odagiri et al. \(1997\)](#) suggested that the maximum stress be set at 54 to 73 percent of the initial tensile strength. Because the slope of the applied stress versus logarithmic creep-rupture time of AFRP is similar to the slope of the stress versus logarithmic cyclic lifetime data, the individual fibers appear to fail by a strain-limited creep-rupture process. This failure condition in commercial AFRP bars was noted to be accelerated by exposure to moisture and elevated temperature ([Roylance and Roylance 1981](#); [Rostasy 1997](#)).

Although the influence of moisture on the fatigue behavior of unidirectional FRP materials is generally thought to be detrimental if the resin or fiber/matrix interface is degraded, research findings are inconclusive because the performance depends on fiber and matrix types, preconditioning methods, solution content, and the environmental condition during fatigue ([Hayes et al. 1998](#); [Rahman et al. 1997](#)). In addition, factors such as gripping and presence of concrete surrounding the bar during the fatigue test need to be considered.

Fatigue strength of CFRP bars encased in concrete has been observed to decrease when the environmental temperature increases from 68 to 104°F (20 to 40°C) ([Adimi et al.](#)

