

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DISERTACION PREVIA A LA OBTENCION DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

**“ANALISIS DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGON
ARMADO REFORZADAS EXTERIORMENTE CON FIBRA DE CARBONO
PARA OBRA DE REPARACION”**

PABLO FABIAN ALVAREZ ROMAN

DIRECTOR: ING. LAURO LARA

QUITO, 2013

DEDICATORIA

La realización de este tema de investigación está dedicada a:

El ejemplo de constancia y superación diaria de mi padre: Alonso, quien a pesar de haber encontrado en su camino obstáculos de gran magnitud ha sabido ejercer sus profundas convicciones mirando siempre la cumbre y no la fatiga, a ejercer la vida con dignidad, más vale un no redondo que un si torcido.

Al profundo sentimiento de alegría interna inculcado por mi madre Susana ahora ausente físicamente y viviendo en descanso eterno con Dios, quien me dijo el día de la inscripción en esta maravillosa profesión: por esta puerta entras y por esta debes salir.

Al apoyo de mis hermanos: David con su profunda muestra de fraternidad; y Karina con su aferrado sentido de mejoramiento diario junto a su familia José, Sergio y Macarena.

Al amor a la vida que representa una decisión diaria, difícil, sacrificada pero llena de innumerables alegrías, sinceras sonrisas, y una constante gratificación divina.

Y sin lugar a dudas a la inmensa y profunda convicción de Dios.

AGRADECIMIENTO

Debo citar a cada uno de los profesores, que con su aporte forjaron mis fundamentos científicos, en cada una de las materias de la Ingeniería Civil; a los compañeros y compañeras, que en distintas jornadas semestrales encontramos la identificación de la amistad y el augurio de un futuro mejor.

De manera especial a mi director Ing. Lauro Lara que por su valiosa guía generó un continuo mejoramiento en cada proceso, tanto en el aspecto científico cuanto en el aspecto humano, y que me deja un buen recuerdo que seguro va a perdurar en el tiempo.

A mis revisores Ing. Juan Carlos Montero e Ing. Marcelo Guerra, que con su apoyo y orientación han coadyuvado en la obtención de una investigación de alto nivel.

También debo agradecer, el desinteresado aporte y la supervisión científica del Ing. Patricio Placencia como director del Laboratorio de Estructuras y la Vivienda de la E.P.N.

A Roberto Dibujez encargado de toda la logística de los equipos en el Laboratorio, quien fomentó con su participación el éxito de los procesos en los ensayos.

A cada una de las personas de los diferentes estamentos de la facultad de Ingeniería.

PRESENTACION

La búsqueda, de nuevas alternativas técnicas constructivas aplicables al medio ecuatoriano, es sin duda la razón de ser del investigador puesto que ofrecerá una sólida herramienta para usarla en la cotidiana vida productiva y constructiva del país. El avance tecnológico ha permitido el desarrollo de nuevos materiales, dentro de estos están los materiales compuestos que se utilizan básicamente en la reparación de estructuras, por esto es importante conocer sus propiedades, desventajas y principalmente sus beneficios en la industria de la construcción. El presente trabajo indica algunas características aplicables al reforzamiento estructural en vigas que se someten a un aumento no considerado en la carga inicial de diseño. Los objetivos específicos serán la determinación de la máxima capacidad de carga de las vigas en estudio y la influencia de la fibra de carbono en dicha capacidad de la viga. El alcance de esta investigación se sujeta a determinar las deformaciones y reacciones que se produzcan en la viga reforzada con fibra de carbono debido al incremento producido y solamente en una etapa de carga cercana a la carga de falla, y posteriormente se compara con una viga sin reforzamiento de fibra de carbono.

INDICE	Página
1 MATERIALES	6
1.1 Hormigón	6
1.1.1 Cemento	6
1.1.2 Agregado	10
1.1.2.1 <i>Agregado Grueso</i>	11
1.1.2.2 <i>Agregado Fino</i>	13
1.1.3 Agua	15
1.1.4 Aditivos	17
1.2 Tipos de hormigón	19
1.2.1 Hormigón normal	20
1.2.2 Hormigón de alta resistencia	21
1.3 Materiales Complementarios	22
1.3.1 Resinas	22
1.3.2 Epóxicos	23
1.3.3 Fibras	24
1.3.4 Fibra de Carbono	25
1.3.5 Materiales Compuestos	29
1.3.6 Materiales compuestos reforzados con Fibra de Carbono	33
2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES	39
2.1 Esfuerzos y deformaciones de flexión	39

2.2	Esfuerzos y deformaciones de corte	54
2.3	Esfuerzos y deformaciones de torsión	56
3	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	58
3.1	Comportamiento del hormigón	59
3.1.1	Rango elástico	64
3.1.2	Rango inelástico	65
3.2	Comportamiento del acero	65
3.2.1	Rango elástico	67
3.2.2	Rango inelástico	68
3.3	Comportamiento de la Fibra de Carbono	68
3.4	Comportamiento del material compuesto	70
4	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y NORMATIVAS	73
4.1	Tipo de elementos	73
4.2	Elementos sometidos a compresión	73
4.3	Elementos sometidos a flexión	73
4.4	Elementos sometidos a torsión	74
4.5	Resistencia mínima según códigos	74
4.5.1	A.C.I. 318-2008	75
4.5.2	A.C.I. 440R	77
4.5.3	Otros	78

5	DISEÑO DE VIGAS	85
5.1	Dimensionamiento de la viga tipo	85
5.2	Resumen de las cargas a resistir por la viga	104
5.2.1	Carga de diseño	104
5.2.2	Sobrecarga	104
5.2.3	Carga de falla	106
5.3	Refuerzo de fibra de carbono	114
5.3.1	Tipo de refuerzo	116
5.3.2	Dimensionamiento del refuerzo	116
5.4	Capacidad de la viga	122
5.5	Detalle de viga	125
6	PROCESO CONSTRUCTIVO Y ENSAYO DE VIGAS	126
6.1	Preparación de materiales según normas A.S.T.M.	127
6.2	Transporte, vertido, colocación y curado del hormigón	127
6.3	Aplicación de carga a las vigas	128
6.4	Equipo a utilizarse	129
6.4.1	Marco de Carga	130
6.4.2	Deformímetros	131
6.5	Ensayos de las vigas de hormigón armado sin fibra de carbono	132
6.5.1	Ensayo a flexión	133
6.5.2	Proceso de carga	134
6.5.3	Control de deflexiones	141

6.6	ENSAYOS DE LAS VIGAS DE HORMIGON ARMADO CON REFUERZO EXTERIOR DE FIBRA DE CARBONO	141
6.6.1	Ensayo a flexión	142
6.6.2	Proceso de carga	142
6.6.3	Control de deflexiones	147
7	RESULTADOS OBTENIDOS	148
7.1	Resultados en vigas de hormigón armado sin fibra de carbono	148
7.2	Resultados en vigas de hormigón armado reforzadas con fibra de carbono	150
7.3	Comparación de resultados en vigas de hormigón armado (con/sin fibra de carbono)	152
7.4	Resultados teórico y práctico para deformaciones unitarias en vigas reforzadas con fibra de carbono	153
7.5	Resultados teórico y práctico para carga última en vigas reforzadas con fibra de carbono	154
7.6	Resultados del diagrama de momento vs curvatura en vigas reforzadas con fibra de carbono	155
8	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	156
8.1	CONCLUSIONES	156
8.2	RECOMENDACIONES	158
9	BIBLIOGRAFIA	160
10	ANEXOS	161

1 MATERIALES

Los materiales que se utilizarán en el desarrollo de esta investigación son los usados regularmente en el mercado constructivo; el tratamiento teórico de cada uno de ellos se basará en lo establecido por los entes reguladores de los mismos. Para cada material se indicará lo estrictamente necesario para el fin propuesto, enfatizando en la composición de cada uno de ellos y su aporte a la parte estructural de la viga en estudio.

1.1 Hormigón

El hormigón es un material compuesto conformado por la mezcla de materiales, los cuales brindan características especiales en cada una de las etapas de conformación del producto final.

El hormigón se constituye de la mezcla de una pasta cementante (cemento y agua), agregados (grueso y fino), y ocasionalmente de la adición de aditivos.

1.1.1 Cemento

El cemento es uno de los materiales que se utiliza para la formación del hormigón y es el elemento fundamental de la pasta cementante.

¹Se pueden establecer dos tipos básicos de cementos:

1. de origen arcilloso: obtenidos a partir de arcilla y piedra caliza en proporción 1 a 4 aproximadamente;
2. de origen puzolánico: la puzolana del cemento puede ser de origen orgánico o volcánico.

Existen diversos tipos de cemento, diferentes por su composición, por sus propiedades de resistencia y durabilidad, y por lo tanto por sus destinos y usos. Por esta razón conviene citar la siguiente definición de material cementante.

¹ <http://es.wikipedia.org/wiki/Cemento>

²Un material cementante es aquel que tiene las propiedades de adhesión y cohesión necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuadas. Esta categoría tecnológicamente importante de materiales incluye no sólo el cemento sino también asfaltos y alquitranes, tal como se usan en la construcción de carreteras y otros. Para la fabricación del concreto estructural se utilizan exclusivamente los llamados *cementos hidráulicos*.

Dentro de los cementos hidráulicos está principalmente el cemento Portland que se ha convertido en el más utilizado en la industria de la construcción, debido a esto es necesario citar información relevante del mismo.

El cemento portland.-

El tipo de cemento más utilizado como aglomerante para la preparación del hormigón o concreto es el cemento portland. ³De los diferentes cementos hidráulicos desarrollados, el cemento Portland, patentado por primera vez en Inglaterra en 1824, por John Aspdin, es el más común de todos.

⁴Para completar el proceso químico (hidratación) mediante el cual el polvo de cemento fragua y endurece para convertirse en una masa sólida se requiere la adición de agua. El cemento Portland es un material grisáceo finamente pulverizado, conformado fundamentalmente por silicatos de calcio y aluminio. Las materias primas usuales a partir de las cuales se fabrica son calizas que proporcionan el CaO (Oxido de Calcio) y arcillas y esquistos que proveen el SiO₂ y el Al₂O₃.

Cuando el cemento portland es mezclado con el agua, se obtiene un producto de características plásticas con propiedades adherentes que solidifica en algunas horas y endurece progresivamente durante un período de varias semanas hasta adquirir su

² Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

³ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

⁴ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

resistencia característica.⁵ La gravedad específica varía entre 3,12 y 3,16 y pesa 1506 Kg/m³, el cual es el peso unitario de un saco o bolsa de cemento comercial.

Como ya se ha citado la resistencia del cemento es el resultado de un proceso de hidratación,⁶ este proceso químico resulta en recristalización en la forma de cristales entrelazados que producen el cemento en vía de hidratación (gel-cemento), el cual tiene una elevada resistencia a la compresión cuando se endurece. La tabla 1 muestra la contribución relativa de cada componente del cemento en el aumento de la resistencia. La resistencia del cemento Portland en un principio es más alta con porcentajes elevados de C₃S. Si el curado húmedo es continuo, los niveles de resistencia posteriores serán mayores, con elevados porcentajes de C₂S. El C₃A contribuye al desarrollo de la resistencia durante el primer día después de colocado el concreto debido a que es lo más próximo a hidratarse. Cuando el cemento portland se combina con agua durante el fraguado y endurecimiento, se libera cal de algunos de los compuestos. La cantidad de cal liberada es aproximadamente del 20% del peso del cemento.

Bajo condiciones desfavorables, esto puede causar disgregación de una estructura por causa de la acción disolvente de la cal en el cemento. Tal situación deberá prevenirse adicionando al cemento, mineral de silicio tal como la puzolana. El material adicionado reacciona con la cal en presencia de humedad para producir un silicato de calcio fuerte.

PROPIEDADES DE LOS CEMENTOS			
Componente	Nivel de reacción	Calor liberado	Valor último del cemento
Silicato tricálcico C ₃ S	Medio	Medio	Bueno
Silicato dicálcico C ₂ S	Bajo	Pequeño	Bueno
Aluminato tricálcico C ₃ A	Rápido	Grande	Pobre
Alumino ferrato tetracálcico C ₄ AF	Lento	Pequeño	Pobre

TABLA 1.1 Propiedades de los cementos.

A lo largo del tiempo se han desarrollado cinco tipos de cemento Portland. El cemento Portland corriente, el tipo **I**, se ha utilizado en más del 90% de las construcciones en

⁵ Nawy, Edward. Concreto reforzado. Un enfoque básico.

⁶ Nawy, Edward. Concreto reforzado. Un enfoque básico.

Estados Unidos. Los concretos hechos a base de cemento Portland tipo **I** requieren generalmente dos semanas para alcanzar la resistencia suficiente para poder retirar las formaletas de vigas y losas y aplicar cargas razonables; estos elementos alcanzan su resistencia de diseño después de 28 días y continúan ganando resistencia de ahí en adelante a una tasa descendente. Para los casos en que se requiere acelerar la construcción se han desarrollado cementos de alta resistencia inicial, tales como el tipo **III**; éstos son más costosos que el cemento Portland ordinario, pero alcanzan entre los siete y los catorce días la resistencia que tendría el cemento Portland tipo **I** al cabo de 28 días. El cemento Portland tipo **III** tiene la misma composición básica de los cementos Portland tipo **I**, pero ha sido mezclado en forma más cuidadosa y molido hasta obtener partículas más finas.

A continuación se detalla la variación en la composición química de cada tipo a fin de interpretar las razones de la variación en el comportamiento:

PORCENTAJE DE LA COMPOSICIÓN DE LOS CEMENTOS PORTLAND								
Tipo de Cemento	Componente (%)							Características generales
	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaSO ₄	CaO	MgO	
Normal: I	49	25	12	8	2,9	0,8	2,4	Cemento para todo uso
Modificado: II	46	29	6	12	2,8	0,6	3	Liberación de calor baja comparativa; utilizada en grandes estructuras
Alta resistencia a temprana edad : III	56	15	12	8	3,9	1,4	2,6	Alta resistencia en 3 días
Bajo Calor de Hidratación: IV	30	46	5	13	2,9	0,3	2,7	Utilizado en presas de concreto
Resistente a sulfatos: V	43	36	4	12	2,7	0,4	1,6	Utilizado en alcantarillas y estructuras expuestas a sulfatos

TABLA 1.2 Porcentaje de composición de los cementos Portland

El tamaño de las partículas del cemento tiene una fuerte influencia en el nivel de reacción del cemento con el agua. Para un peso dado de un cemento finamente molido, el área de superficie de las partículas es mayor que para un cemento burdamente molido. Esto resulta en un mayor nivel de reacción con el agua y en un proceso de endurecimiento más rápido para grandes áreas de superficie. Esta es una de las razones de la alta resistencia en un principio del cemento tipo **III** el cual da en tres días una resistencia que el tipo **I** lo da en siete días y una resistencia en siete días que el tipo **I** lo da en 28 días.

Normativa.- La calidad del cemento portland deberá estar de acuerdo con la norma ASTM C 150 "Standard Specification for Portland Cement"

Cemento Portland Puzolánico.

⁷ También existe en el mercado ecuatoriano un cemento portland puzolánico cuya definición en la norma INEN 490 dice en el cual el constituyente se encuentra hasta el 40%rn masa del cemento.

⁸Dicha adición puede realizarse en estado de Clinker del cemento para llegar a ser molidos con la fineza adecuada, o la puzolana se puede añadir antes de las labores de empaque.

⁹El elemento constituyente del cemento Portland puzolánico es la puzolana cuya definición es de una material sílice que sin ser aglomerante por sí mismo, contiene elementos que se combinan con la cal en presencia del agua formando compuestos de escasa solubilidad. Los tipos de puzolana son: naturales y artificiales. Las puzolanas artificiales se pueden clasificar como: arcillas y pizarras, (colinita, montmorilonita; materiales opalinos (tierra de diatomeas, semiopalos y pizarras; tobas volcánicas y pumicitas (riolíticos, andesíticos, fenolíticos); y sub-productos industriales (escoria de alto horno, ceniza volante, humo sílice).

1.1.2 Agregado

¹⁰En el hormigón estructural común, los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento del volumen de la masa endurecida. El resto está conformado por la pasta de cemento endurecida, agua no combinada (es decir, agua no utilizada en la hidratación del cemento) y vacíos de aire. Evidentemente, los últimos dos no contribuyen a la resistencia del concreto. En general, mientras más densamente pueda empaquetarse el

⁷ NORMA INEN 490. INEN.

⁸ González, Manuel. Cementos Portland Puzolánicos. Tendencias Actuales en la fabricación y aplicación.

⁹ González, Manuel. Cementos Portland Puzolánicos. Tendencias Actuales en la fabricación y aplicación.

¹⁰ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

agregado, mejor será el refuerzo, la resistencia a la intemperie y la economía del concreto. Por esta razón, resulta de fundamental importancia la gradación del tamaño de las partículas en los agregados, con el fin de producir este empaquetamiento compacto. También es importante que el agregado tenga buena resistencia, durabilidad y resistencia a la intemperie; que su superficie esté libre de impurezas como arcillas, limos o materia orgánica las cuales pueden debilitar la unión con la pasta de cemento; y que no se produzca una reacción química desfavorable entre éste y el cemento. Existen dos tipos de agregado:

- Agregado grueso (grava, piedra triturada o escorias de alto horno)
- Agregado fino (arena natural o fabricada)

1.1.2.1 *Agregado grueso*

El agregado grueso se clasifica como tal, si el tamaño más pequeño de la partícula es mayor de 5mm. Con posterioridad éstos pueden combinarse de acuerdo con tablas de gradación que permiten obtener un agregado densamente empaquetado. El *tamaño máximo de agregado grueso* para concreto reforzado está controlado por la facilidad con que éste debe entrar en los encofrados y en los espacios entre barras de refuerzo. Con este fin el *d* no debe ser mayor que un quinto de la dimensión más pequeña de los encofrados o un tercio del espesor de la losa, ni tres cuartos de la distancia mínima entre barras de refuerzo. La norma ASTM C33, "Standard Specification for Concrete Aggregates" presenta requisitos para agregados. Las propiedades del agregado grueso afectan la resistencia final del concreto endurecido y su resistencia a la disgregación, intemperización y otros efectos destructivos. El agregado grueso deberá estar limpio de material fino e impurezas orgánicas, y para que pueda adherirse bien con el gel-cemento.

Los tipos comunes de agregado grueso son:

- **Piedra natural triturada:** Se produce por trituración de piedra natural o roca de canteras. La roca puede ser de tipo volcánico, sedimentario o metamórfico. Aunque la roca triturada da resistencias elevadas en el concreto, es menos manejable en la mezcla y colocación que los otros tipos.

- **Grava natural:** Se produce por la acción de intemperismo del agua corriente en los fondos y riberas de ríos. Da menos resistencia que la roca triturada pero es más trabajable.
- **Agregados gruesos artificiales:** Son principalmente escoria y esquisto expandido, y se utilizan con frecuencia para producir concreto ligero. Son derivados de otros procesos de fabricación, tales como escoria de alto horno o esquisto expandido, o piedra pómez para concreto ligero.
- **Agregados pesados para protecciones nucleares:** Con las demandas específicas de nuestra era atómica y los peligros de radiación nuclear debido al gran número de reactores atómicos y estaciones nucleares, se tienen que producir concretos especiales para protección contra los rayos X, rayos gamma y neutrones. En tales hormigones, las consideraciones de economía y manejabilidad no son de primera importancia. Los tipos principales de agregado grueso pesado, consisten en punzones de acero, baritinas, magnetitas y limonitas.

¹¹El peso unitario del *concreto normal*, es decir, el concreto con agregados de piedras naturales, varía aproximadamente entre 2250 y 2450 kg/m³ y puede generalmente suponerse igual a 2300 kg/m³. Los concretos livianos y los concretos pesados se han venido utilizando cada vez con mayor frecuencia para propósitos especiales.

Existen varios tipos de agregados *livianos*. Algunos agregados no procesados tales como la piedra pómez o las cenizas son adecuados para concretos de aislamiento, pero para concreto estructural ligero se utilizan preferiblemente los *agregados procesados* debido a su mejor control. Éstos pueden ser lutitas expandidas, arcillas, pizarras, escoria o cenizas volantes en trozos; son de bajo peso por la estructura porosa y celular de las partículas individuales del agregado, lo cual se logra mediante la formación de gas o vapor durante el procesamiento de los agregados en los hornos rotatorios a altas temperaturas (generalmente por encima de los 1100°C). En la norma ASTM C330 "Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete" se encuentran los requisitos para agregados livianos de buena calidad.

¹¹ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

Se conocen tres tipos de hormigones livianos: concretos de baja densidad que se emplean principalmente para aislamiento y cuyo peso unitario raramente excede 800 kg/m³; hormigones de resistencia moderada cuyos pesos unitarios varían entre aproximadamente 960 a 1360 kg/m³ y cuyas resistencias a la compresión están entre 7 y 18 MPa y se utilizan principalmente como relleno, por ejemplo sobre láminas de acero de bajo calibre para entresijos; y concretos estructurales con pesos unitarios entre 1440 y 1920 kg/m³ y con resistencias a la compresión comparables a las obtenidas para los concretos de piedra.

Los *hormigones pesados* se requieren en algunos casos para protección contra rayos gamma y X, en reactores nucleares e instalaciones similares, para estructuras de protección y propósitos especiales tales como contrapesos en puentes colgantes. Para estos concretos se utilizan agregados pesados que consisten en minerales pesados de hierro o rocas de sulfato de bario (baritas) trituradas en tamaños adecuados. También se utilizan aceros en forma de fragmentos, esquirlas o perdigones (a manera de finos). Los pesos unitarios para los concretos pesados con agregados naturales de roca pesada varían aproximadamente entre 3200 y 3690 kg/m³; si se agregan fragmentos de hierro a los minerales de alta densidad pueden alcanzarse pesos hasta de 4330 kg/m³. El peso puede llegar casi hasta 5300 kg/m³ si se utilizan únicamente minerales de hierro para los finos y aceros para los agregados gruesos.

1.1.2.2 *Agregado Fino*

El agregado fino es un material más pequeño compuesto básicamente de arena. Varía en tamaño desde el número 4 hasta el número 100 del tamiz estándar americano (Serie de Tyler). ¹²Se recomiendan para el agregado los siguientes límites (Tabla 1.3):

¹² Rivva López Enrique. Naturaleza y Materiales del concreto.

MALLA		PORCENTAJE QUE PASA
3/8"	(9,50 mm)	100
Nº 4	(4,75 mm)	95 a 100
Nº 8	(2,36 mm)	80 a 100
Nº 16	(1,18mm)	50 a 85
Nº 30	(600 micrones)	25 a 60
Nº 50	(300 micrones)	10 a 30
Nº 100	(150 micrones)	2 a 10

TABLA 1.3 El porcentaje retenido en dos mallas sucesivas no excederá del 45%. Si el agregado es empleado en concretos con aire incorporado y un contenido de cemento mayor de 255 kg/m³; o si el concreto es sin aire incorporado y un contenido de cemento mayor de 300 kg/m³; o si una adición mineral aprobada es empleada para suplir las deficiencias en el porcentaje que pasa dichas mallas, el porcentaje indicado para las mallas Nº 50 y Nº 100 podrá ser reducido a 5% y 0% respectivamente.

En el agregado fino que va a ser utilizado en la fabricación del hormigón, preferentemente el módulo de finura no deberá ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1, debiendo ser mantenido dentro de los límites ± 0.2 del valor asumido para la selección de las proporciones de la mezcla.

Un buen agregado fino deberá estar siempre libre de impurezas orgánicas, arcilla o cualquier material dañino o relleno excesivo de tamaños más pequeños que el tamiz del número 100.

¹³La cantidad de sustancias deletéreas o partículas inconvenientes presentes en el agregado fino no deberá exceder de los siguientes límites, expresados como porcentaje en peso de la muestra total (Tabla 1.4):

¹³ Rivva López Enrique. Naturaleza y Materiales del concreto.

Lentes de arcilla y partículas desmenuzables	3.0%
<i>Material más fino que la malla N°200 (*)</i>	
Concreto sujeto a abrasión	3.0%
Todos los otros concretos	5.0%
<i>Carbón y Lignito</i>	
Cuando la apariencia superficial del concreto es importante	0.5%
Otros concretos	1.0%
Mica	0.0%
Partículas deleznales	3.0%

Tabla 1.4 *En el caso que el material más fino que la malla N°200, fuese producto de la trituración de la roca, estos valores pueden aumentarse en un 2%.

Deberá tener de preferencia una combinación bien graduada de acuerdo con las normas de análisis de tamiz de la ASTM. En el concreto para protección de radiación, los agregados finos utilizados son municiones de acero y mineral de hierro triturado.

1.1.3 Agua

El agua debe ser potable, en ningún caso se utilizará agua con contenidos de colorantes, aceites y azúcares. ¹⁴El agua para la preparación de hormigón no deberá contener las siguientes sustancias en más de (Tabla 1.5):

¹⁴ Rivva López Enrique. Naturaleza y Materiales del concreto.

SUSTANCIA A CONTROLAR	MAXIMO VALOR EN ppm
Cloruros	300
Sulfatos	300
Sales de Magnesio	150
Sales solubles totales	500
pH	Mayor de 7
Sólidos en suspensión	1500
Materia orgánica	10

TABLA 1.5 Límite de valores presentes en el agua.

La publicación 318-99 del American Concrete Institute (Building Code Requirements for Structural Concrete), en su Capítulo 3, acápite 3.4 fija cuatro requisitos para el agua de mezclado:

El agua empleada en el mezclado del concreto deberá estar limpia y libre de cantidades peligrosas de aceites, álcalis, ácidos, sales, materia orgánica, u otras sustancias peligrosas para el concreto o el refuerzo.

El agua de mezclado para concreto premezclado o para concreto que deberá contener elementos de aluminio embebidos, incluirá la porción del agua de mezclado que es contribuida en forma de agua libre sobre el agregado, no deberá contener cantidades peligrosas de ion cloruro.

No deberá emplearse en el concreto, aguas no potables, salvo que las siguientes condiciones sean satisfechas:

La selección de las proporciones del concreto deberá basarse en mezclas de concreto en las que se ha empleado agua de la misma fuente.

Los cubos de ensayo de morteros preparados con aguas de mezclado no potables deberán tener a los 7 y 28 días resistencias iguales o no menores al 90% de la resistencia de

especímenes similares preparados con agua potable. Los ensayos de comparación de resistencia deberán ser preparados con morteros, idénticos con excepción del agua de mezclado, preparados y ensayados de acuerdo con la Norma ASTM C109 (Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortar (empleando especímenes cúbicos de 2 pulgadas ó 50mm)).

Estas recomendaciones del Comité ACI 318, merecen del mismo las siguientes observaciones:

R3.4.1.- Casi todas las aguas naturales que son bebibles (potables) y que no tienen olor o sabor pronunciados, son satisfactorias para ser empleadas como aguas de mezclado en la preparación del concreto. Las impurezas, cuando son excesivas pueden afectar no solo el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto, y la estabilidad del volumen (cambios de longitud, sino que también pueden causar eflorescencias o corrosión del refuerzo). Cuando ello sea posible, las aguas con altas concentraciones de sólidos disueltos deberán ser evitadas.

Las sales u otras sustancias peligrosas, con las que contribuyen los agregados o aditivos, deben ser añadidas al volumen que puede ser contenido en el agua de mezclado. Estos volúmenes adicionales deberán ser considerados en la evaluación de la aceptación de las impurezas totales que pueden ser peligrosas para el concreto o acero.

1.1.4 Aditivos

¹⁵Además de los principales componentes del concreto, usualmente se utilizan **aditivos** para mejorar el comportamiento del mismo. Existen aditivos para acelerar o retardar el fraguado y el endurecimiento, para mejorar la manejabilidad, para aumentar la resistencia, para mejorar la durabilidad, para disminuir la permeabilidad y para proporcionar o afectar otras propiedades. Los efectos benéficos de algunos aditivos son bien conocidos. Los aditivos químicos deben cumplir los requisitos de la norma ASTM C494, "Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete".

¹⁵ Nilson Arthur. Diseño de estructuras de concreto.

Los *agentes incorporadores de aire* son en la actualidad los aditivos más ampliamente utilizados. Ellos producen la inclusión de aire en el concreto en forma de pequeñas burbujas dispersas. Esto mejora la manejabilidad y la durabilidad (principalmente la resistencia al congelamiento y a la abrasión) y reduce la segregación durante la colocación. Estos aditivos disminuyen la densidad del concreto debido a que aumentan la relación de vacíos y por tanto disminuyen su resistencia; sin embargo, esta disminución puede balancearse parcialmente mediante la reducción del agua de mezcla sin que se pierda manejabilidad. El principal uso de los concretos con aire incorporado es en pavimentos, pero también se utilizan para estructuras, particularmente en elementos expuestos.

Los aditivos acelerantes se utilizan para reducir el tiempo de fraguado y acelerar el desarrollo inicial de resistencia. El acelerante más utilizado es el cloruro de calcio gracias a su bajo costo, pero debe ser utilizado con precaución en concreto preesforzado o en concreto reforzado en ambientes húmedos, debido a su tendencia a suscitar la corrosión del acero; también existen aditivos acelerantes patentados sin cloruros y sin agentes corrosivos.

Los aditivos retardantes del fraguado se utilizan principalmente para contrarrestar los efectos acelerantes de altas temperaturas ambientales y para mantener la trabajabilidad del concreto durante todo el periodo de colocación. Esto ayuda a eliminar el agrietamiento debido a deflexiones del encofrado y también mantiene la trabajabilidad del concreto permitiendo el vaciado de concreto adicional sin el desarrollo de juntas "frías".

Algunos compuestos orgánicos e inorgánicos se utilizan para reducir el agua requerida en una mezcla de concreto para un asentamiento dado; estos compuestos se llaman plastificantes. Una reducción en la demanda de agua puede resultar bien sea en una reducción en la relación agua-cemento para un asentamiento y contenido de cemento dado, o en un aumento del asentamiento para la misma relación agua-cemento y contenido de cemento. Los plastificantes trabajan reduciendo la fuerza entre partículas que existe entre los granos de cemento en la pasta fresca, aumentando así la fluidez de la pasta. Los aditivos reductores de agua de alto rango, o superplastificantes, se utilizan para producir concretos de alta resistencia con una baja relación agua-cemento manteniendo los altos

asentamientos requeridos para una adecuada colocación y compactación del concreto. Los superplastificantes se diferencian de los aditivos reductores de agua convencionales en que no afectan la tensión superficial del agua en forma significativa; de esta manera pueden utilizarse en dosis más altas sin producir una excesiva incorporación de aire. Los efectos particulares de los aditivos reductores de agua varían con los diferentes cementos, con cambios en la relación agua-cemento, con la temperatura de mezclado, con la temperatura ambiente y con otras condiciones del trabajo por lo cual se requieren en general mezclas de prueba.

Las cenizas volantes y la microsíllica no son estrictamente aditivos para el concreto pero se utilizan para remplazar una parte del cemento Portland en mezclas de concreto. Las cenizas volantes son subproductos de la precipitación electrostática de los gases producidos en plantas generadoras de energía que utilizan carbón. Están muy finamente divididas y reaccionan con el hidróxido de calcio en presencia de humedad para formar un material cementante. Tienden a aumentar la resistencia del concreto a edades superiores a los 28 días.

La microsíllica es un subproducto que resulta de la fabricación de aleaciones ferro-silíceas o metal sílice, en altos hornos de arco eléctrico. Está dividida en partículas extremadamente finas y es altamente cementante. En contraste con las cenizas volantes, la microsíllica contribuye con la ganancia de resistencia a edades tempranas entre 3 y 28 días. Las cenizas volantes y la microsíllica, particularmente ésta última, han sido importantes en la producción de concreto de alta resistencia. Cuando se utilizan cenizas volantes o microsíllica, o ambas, se acostumbra referirse a la relación agua-materiales cementantes en lugar de la relación agua-cemento. Ésta puede llegar a ser tan baja como 0.25 para concretos de alta resistencia y han llegado a utilizarse relaciones de hasta 0.21.

1.2 Tipos de hormigón

Existen varios tipos de hormigón a disposición en el mercado, los cuales son utilizados en un sinnúmero de fines y en distintas obras, por tratarse de una investigación puntual se van a citar solo dos de estos tipos: el hormigón normal y el hormigón de alta resistencia.

1.2.1 Hormigón normal

El hormigón normal es un material compuesto conformado por una pasta cementante que interviene como matriz para unir los agregados grueso y fino, la pasta cementante está constituida por agua y cemento; depende de la relación agua cemento para mantener o mejorar ciertas propiedades de trabajabilidad, duración y resistencia del hormigón. A los materiales citados anteriormente se suele añadir ciertos aditivos que en una proporción adecuada ayudan a mejorar características de uso del hormigón.

Todos los elementos constitutivos del hormigón deberán estar dosificados técnicamente para que se pueda obtener un material homogéneo que permita otorgarle al hormigón las características estructurales idóneas para su uso dentro de las estructuras.

Los parámetros que afectan a las cualidades del hormigón son: la densidad, la resistencia, la relación agua-cemento, la textura. En cuanto a la densidad se refiere es la capacidad de aglutinar uniformemente la pasta cementante con la mezcla de los agregados previniendo la formación de huecos internos o coqueas dentro de la mezcla.

La resistencia del hormigón es esencialmente una resistencia alta a compresión dicha característica está regida por la buena composición de los agregados y la proporción agua-cemento.

La relación agua cemento es un factor determinante en la resistencia final a la compresión para los distintos usos a la vez que permite una mayor o menor trabajabilidad en la puesta en obra del hormigón.

La textura del hormigón ayuda a soportar factores externos como el clima al que estará expuesto el hormigón.

En sí existen muchos factores que se deben controlar en todos los elementos constitutivos del hormigón y que se lo realiza en forma independiente a que se mezclen dichos elementos. Para poder ampliar este enfoque se cita a continuación los siguientes parámetros que se deben tomar en cuenta:

¹⁶ Los parámetros más importantes son:

- Calidad del cemento
- Proporción del cemento en relación a la mezcla
- Resistencia y limpieza del agregado
- Interacción o adhesión entre la pasta de cemento y el agregado
- Mezclado adecuado de los ingredientes
- Apropiada colocación, terminación y compactación del concreto fresco
- Curado a una temperatura no menor a 50° F (10°C) mientras el concreto colocado alcanza sus resistencia
- Contenido de cloruro no mayor de 0,15% en el hormigón reforzado expuesto a cloruros en condiciones de servicio y 1% para hormigón protegido seco.

Para que todos estos parámetros se cumplan en forma eficiente se deberá proporcionar los ingredientes técnicamente, el método más utilizado para lograr dicho objetivo es el método establecido por el American Concrete Institute.

1.2.2 Hormigón de alta resistencia

Se entiende por hormigones de alta resistencia a aquellos hormigones que como característica esencial de resistencia es la compresión y cuyos valores pasan los 400Kg/cm² lo que permite usarlos en estructurales especiales o en situaciones distintas dentro de un proceso normal de construcción como sería el caso donde existan cargas importantes en ciertas partes de una estructura.

Estos hormigones de alta resistencia requieren un mayor y estricto control de calidad en la preparación, manufactura y puesta en obra que los hormigones normales. Además sus elementos constitutivos cambian en cierta manera como es el caso del agua y el cemento puesto que se requieren menores cantidades de agua pero con cierto grado de trabajabilidad por lo dicho se usan aditivos reductores de agua y también plastificadores; los agregados también deben contar con una resistencia más alta, una mejor gradación y de ser posible

¹⁶ Nawy, Edward. Concreto Reforzado. Un enfoque básico.

con importante rugosidad y excelente limpieza del agregado para lograr hormigones de alta resistencia.

¹⁷El hormigón de alta resistencia se obtiene con la incorporación de ciertos aditivos como los super plastificadores o con el uso de gas de sílice cuya proporción varía entre 5% a 30% por peso del cemento.

Los hormigones de alta resistencia son usados generalmente en hormigones precolados o en hormigón presforzados.

En el caso de cargas altas en columnas en pisos inferiores de edificios altos conviene estudiar la utilización de hormigones de alta resistencia.

1.3 Materiales complementarios

Los materiales que ejercerán una participación distinta a lo comúnmente establecido en el manejo del hormigón se detallan a continuación.

1.3.1 Resinas

¹⁸La **resina** es cualquiera de las sustancias de secreción de las plantas con aspecto y propiedades más o menos análogas a las de los productos así denominados. Del latín *resina*. Se puede considerar como resina las sustancias que sufren un proceso de polimerización o secado dando lugar a productos sólidos siendo en primer lugar líquidas.

Se dividen en:

¹⁷ Mc Cormac, Jack. Diseño de Concreto Reforzado.

¹⁸ <http://es.wikipedia.org/wiki/Resina>

- Resinas naturales
 - Resina verdadera
 - Gomorresinas
 - Oleorresinas
 - Bálsamos
 - Lactorresinas
- Resinas sintéticas
 - Poliéster
 - Poliuretano
 - Resina epoxi
 - Acrílicos
 - Viniléster
 - Composites

1.3.2 Epóxicos

¹⁹Una **resina epoxi** o **poliepóxido** es un polímero termoestable que se endurece cuando se mezcla con un agente catalizador o "endurecedor". Las resinas epoxi más frecuentes son producto de una reacción entre epiclorohidrina y bisfenol-a. Los primeros intentos comerciales de producción tuvieron lugar en 1927 en los EE.UU. El mérito de la primera síntesis de una resina basada en bisfenol-a lo comparten el Dr. Pierre Castan de Suiza y el estadounidense Dr. S. O. Greenlee en 1936. El trabajo del suizo fue licenciado por la compañía química Ciba-Geigy, también suiza, que se convirtió rápidamente en uno de los tres mayores fabricantes mundiales de resinas epoxi, comercializándolas bajo el nombre de Araldite; aunque a finales de los años 90 abandonó ese negocio. El trabajo del Dr. Greenlee fue a parar a una compañía pequeña, que luego fue comprada por la Shell.

Las resinas epoxi se usan tanto en la construcción de moldes como de piezas maestras, laminados, extrusiones y otras ayudas a la producción industrial. Los resultados son más baratos, resistentes y rápidos de producir que los hechos de madera, metal, etc. Los compuestos de fibras y epoxi, aunque son más caros que lo de resinas de poliéster o de éster de vinilo, producen piezas más resistentes.

¹⁹ <http://es.wikipedia.org/wiki/Resina>

1.3.3 Fibras

²⁰Fibra sintética

En 1845, Christian Schonbein (suizo-alemán) descubrió accidentalmente la nitrocelulosa. A partir de este compuesto John Wesley Hyatt descubrió el celuloide, con lo que se inició la era de los polímeros. Entre los diversos polímeros con que se cuenta actualmente se tiene una gran variedad de fibras sintéticas como el Acrilán y el Orlón (que se usan para suéteres, sarapes, alfombra) y el Dracón, tela de planchado permanente que se emplea en la ropa. Las fibras son hebras largas y finas parecidas a cabellos que se emplean para fabricar tejidos. Muchas de ellas se obtienen de la naturaleza, a partir de animales o plantas, pero otras muchas se producen en fábricas y laboratorios.

Existen tres tipos de **fibras sintéticas**: las primeras proceden de una sustancia conocida como celulosa, que se encuentra en las plantas; la segunda procede principalmente del petróleo y la tercera se obtiene a partir de minerales.

Fibras de celulosa

Las fibras de rayón se elaboran con la celulosa extraída de la pulpa. En primer lugar, se disuelve la celulosa en diversos productos químicos. El líquido resultante se bombea a través de conductos o agujeros, llamados hileras, y se sumergen en otra disolución química, donde se solidifican en finas hebras. Varias de estas hebras se tuercen (hilan) juntas para producir la hilaza de rayón, con la cual se tejen las telas y prendas de ropa. El rayón tiene la ventaja de que se tiñe con gran facilidad. No se trata de una fibra sintética, sino de una fibra artificial, cuya diferencia entre una fibra sintética es que se obtiene de una fibra vegetal, misma que se somete a un proceso químico, mismo que cambia las características naturales del vegetal del que se extrajo.

²⁰ http://es.wikipedia.org/wiki/Fibra_sint%C3%A9tica

Fibras plásticas

²¹Es posible obtener fibras a partir de plásticos, fundiéndolos o disolviéndolos y después haciendo pasar el líquido resultante a presión a través de una hilera, para que se solidifique en finas hebras.

Fibras de origen mineral

Las fibras de vidrio se consiguen fundiendo vidrio en un horno a propósito, provisto de muchos agujeros minúsculos. El vidrio fundido pasa a través de los orificios y posteriormente se solidifica en finas barritas de la longitud deseada. La fibra de vidrio se utiliza para aislar edificios, y también en ciertos tipos de cortinas. Muchas fibras de vidrio pegadas apretadamente en muchas capas permiten producir láminas muy resistentes, que se utilizan en la fabricación de cascos de embarcaciones y en las carrocerías de ciertos modelos de autos.

1.3.4 Fibra de Carbono

²²Las fibras de carbono fueron utilizadas por Edison en el siglo XIX como filamentos para bombillas. La investigación que dio como resultado el uso de fibras de carbono en los materiales compuestos modernos, se atribuye a los trabajos de principios de los años sesenta de Shindo en Japón, Watt en Inglaterra y Bacon y Singer en USA. Aunque se ha investigado una gran cantidad de materiales como precursores de la fibra de carbono, el poliacrilonitrilo (PAN), una mesofase del alquitrán y la celulosa (en orden decreciente de uso actual), son los tres precursores que actualmente se utilizan para fabricar las fibras de carbono. Las fibras que están basadas en el PAN tienen diámetros que oscilan entre las 5 y 7 μm , y aquellas cuyo precursor es el alquitrán están entre las 10 y 12 μm .

²¹ http://es.wikipedia.org/wiki/Fibra_sint%C3%A9tica

²² Miravete, Antonio. Materiales compuestos.

El poliacrilonitrilo es el precursor más común utilizado actualmente para obtener fibras de carbono, y generalmente no es PAN al 100%. Normalmente, es un copolímero que contiene metilacrilato, metil metacrilato, vinil acetato, ácido itacónico, o cloruro de vinilo. El PAN (o su copolímero) es hilado utilizando la técnica de hilado húmedo (la técnica de hilado fundido se ha desarrollado también para el hilado del PAN).

Las fibras se estabilizan en el aire a temperaturas de 200 a 300°C mientras están siendo alargadas para inducirles la orientación molecular requerida para alcanzar un alto módulo. Entonces, las fibras estabilizadas son carbonizadas a temperaturas superiores a los 1000°C en nitrógeno. Se puede un tratamiento térmico con temperaturas hasta los 3000°C para obtener módulos mucho más elevados. El módulo axial de la fibra se incrementa con el tratamiento térmico de temperatura. Los tratamientos térmicos con temperaturas superiores a los 2000°C se llevan a cabo en una atmósfera inerte.

Las fibras de carbono también se pueden preparar mediante la técnica de deposición química de vapor (CVD). En la figura 1.1.2 se muestra un esquema de la conversión de la mesofase de alquitrán y la del PAN en fibra de carbono. La mesofase líquida cristalina de alquitrán se utiliza para obtener fibras de carbono de alto módulo. Petróleo, carbón mineral, y poli(cloruro de vinilo) son las fuentes comunes del alquitrán utilizado para obtener las fibras de carbono.

La fibra de carbono es un material excepcional para aplicaciones de estructuras sometidas a cargas repetitivas o fatiga ya que es el único material conocido cuyas propiedades mecánicas apenas son sensibles a la aplicación de una carga cíclica. También en lo que se refiere a su comportamiento en condiciones estáticas, sus propiedades son muy elevadas tanto en las fibras de alto módulo como en las de alta resistencia.

Su densidad es baja ($1,6 \text{ Kg} / \text{dm}^3$), lo cual implica que sus propiedades mecánicas específicas o por unidad sean excepcionalmente elevadas.

Su costo, más elevado que el de las fibras de vidrio, está bajando drásticamente, debido al aumento de la demanda, al ser aplicado en numerosos sectores productivos además del aeroespacial: deporte, transporte terrestre, marina, construcción, etc. Su

incorporación junto con fibras de vidrio o aramida (materiales híbridos) presenta unas grandes expectativas, al presentar las tres fibras propiedades complementarias.

Entre las fibras de carbono de bajo costo que se han venido utilizando se pueden citar a las siguientes: Fortafil 510-80k, Toray S 400-70k, Zoltek Panex 33-48k, Graphi 34-48k, Toray T700-24k, Toray T600-24k, Tenax HTS 5631-24k, Tenax STS 5631-24k. Como se aprecia en la nomenclatura de estas fibras, las mechas están compuestas por un número muy elevado de filamentos, desde 24000 hasta 80000, valores muy superiores a las mechas estándar que suelen tener entre 5000 y 12000. Este es el motivo del bajo costo.

Las fibras de carbono que tienen un módulo relativamente bajo (<70GPa) y una baja resistencia a tracción (<1GPa), también son producidas a partir del alquitrán isótropo. Estas fibras de bajo módulo se pueden transformar en fibras de alto módulo mediante tracción de grafitización. Sin embargo, este método de fabricar fibras de carbono de alto módulo es bastante costoso.

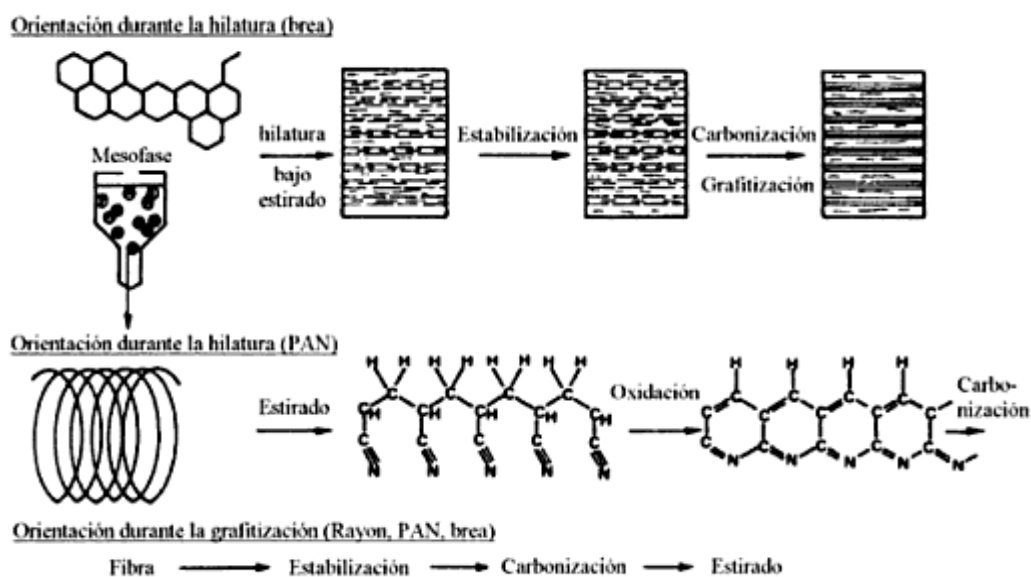


Figura 1.1 Diagrama de los esquemas de carbonización para las mesofases de alquitrán y PAN

En las fibras de carbono altamente orientadas de alto módulo la estructura es gráfica, mientras que las fibras de bajo módulo obtenidas a partir de alquitrán y las fibras de

módulo intermedio obtenidas de rayón y de PAN tienen estructuras de grafito turboestático. En el esquema de la figura se puede observar la estructura supermolecular de una fibra de carbono de módulo intermedio. El coeficiente de expansión térmica (CTE) de fibras de carbono posee una significativa variación no lineal con la temperatura. La conductividad térmica aumenta con el aumento de la perfección del cristal. Poseen una estabilidad relativamente baja a la termo-oxidación, pues el análisis termogravimétrico de las fibras de carbono en aire da el comienzo de degradación entre los 500 y 700°C.

Los recubrimientos resistentes a la oxidación tales como el óxido de boro o el carburo de silicio se pueden aplicar sobre la superficie de la fibra de carbono si se desea una estabilidad más elevada a la termo-oxidación. En atmósfera inerte o en nitrógeno, las fibras de carbono pueden soportar temperaturas mucho más elevadas. Pueden ser intercaladas con halógenos y con algunos metales alcalis como el Na, K, y Cs, para inducirle algún tipo de propiedad a las fibras como la conductividad eléctrica.

Algunas de las características más representativas de las fibras de carbono son la elevada resistencia específica y rigidez, bajo coeficiente de expansión térmica y baja abrasión, inercia biológica y química, permeabilidad a los rayos X y a las ondas electromagnéticas, resistencia a la fatiga, autolubricación, elevada amortiguación, elevada resistencia a la corrosión y alta conductividad eléctrica.

Las fibras de carbono son anisótropas, y la anisotropía de las fibras se incrementa al aumentar el módulo axial. La estructura de las fibras de carbono de alto módulo obtenidas a partir de alquitrán es altamente gráfica (ordenamiento en forma de láminas), mientras que el ordenamiento en forma de láminas no se observa en las fibras de carbono obtenidas a partir de PAN o rayón. Las fibras de carbono de módulo muy elevado (>800GPa), se obtienen a partir de la mesofase de alquitrán.

Las propiedades principales de este material compuesto son:

- Elevada resistencia mecánica, con un módulo de elasticidad elevado.
- Baja densidad, en comparación con otros elementos como por ejemplo el acero.
- Elevado precio de producción.
- Resistencia a agentes externos.

- Gran capacidad de aislamiento térmico.
- Resistencia a las variaciones de temperatura, conservando su forma, sólo si se utiliza matriz termoestable.
- Buenas propiedades ignífugas.

1.3.5 Materiales Compuestos

²³Un material compuesto presenta dos elementos principales: fibra y matriz. La combinación adecuada de estos componentes origina unos materiales con mejores propiedades que las partes que los componen por separado. Además de fibra y matriz existen otro tipo de componentes como cargas y aditivos que dotan a los materiales compuestos de características peculiares para cada tipo de fabricación y aplicación.

FIBRAS	Fibras Cerámicas (Carburo de Silicio, Alúmina)
	Fibras Metálicas
	Fibras Inorgánicas (Carbono, Vidrio, Boro)
	Fibras Orgánicas (Aramida, Polietileno)
MATRICES	Matrices Inorgánicas (Cemento, Geopolímeros, Yeso)
	Matrices Termoestables (Epoxi, Viniléster, Poliéster, Fenólica, Esteres cianato, Bismaleimidas, Poliimididas, Polieteramida)
	Matrices Termoplásticas (ABS, Polipropileno, Policarbonato, Acetato, PBT, Polietirimida, PET, Nilon, Poliamida, PEEK, PEKK, PAI, PAS)
NÚCLEOS	Nidos de Abeja (Aluminio, Nomex, Polipropileno)
	Espumas (Poliuretano, Poliestireno, PVC)
	Sandwich Tejido 3D, Madera de Balsa
ADHESIVOS	Epoxi, Poliuretano, Acrílicos
RECUBRIMIENTOS	Cerámicos, Fenólicos, Epoxi + Arena, Intumescentes, Mats

Tabla 1.6 Materias primas que componen un material compuesto.

²⁴Estos compuestos pueden seleccionarse para lograr combinaciones poco usuales de rigidez, resistencia, peso, rendimiento a alta temperatura, resistencia a la corrosión, dureza o conductividad. Los materiales compuestos que cumplen las siguientes características:

²³ Miravete, Antonio. Materiales compuestos.

²⁴ Miravete, Antonio. Materiales Compuestos.

- Están formados de 2 o más componentes distinguibles físicamente y separables mecánicamente.
- Presentan varias fases químicamente distintas, completamente insolubles entre sí y separadas por una interfase.
- Sus propiedades mecánicas son superiores a la simple suma de las propiedades de sus componentes (sinergia).
- No pertenecen a los materiales compuestos aquellos materiales polifásicos, como las aleaciones metálicas, en las que mediante un tratamiento térmico se cambian la composición de las fases presentes.

²⁵Estos materiales nacen de la necesidad de obtener materiales que combinen las propiedades de los cerámicos, los plásticos y los metales. Por ejemplo en la industria del transporte son necesarios materiales ligeros, rígidos, resistentes al impacto y que resistan bien la corrosión y el desgaste, propiedades éstas que rara vez se dan juntas.

A pesar de haberse obtenido materiales con unas propiedades excepcionales, las aplicaciones prácticas se ven reducidas por algunos factores que aumentan mucho su costo, como la dificultad de fabricación o la incompatibilidad entre materiales.

La gran mayoría de los materiales compuestos son creados artificialmente pero algunos, como la madera y el hueso, aparecen en la naturaleza.

Aunque existe una gran variedad de materiales compuestos, en todos se pueden distinguir las siguientes partes:

- **Agente reforzante:** es una fase de carácter discreto y su geometría es fundamental a la hora de definir las propiedades mecánicas del material.
- **Fase matriz** o simplemente matriz: tiene carácter continuo y es la responsable de las propiedades físicas y químicas. Transmite los esfuerzos al agente reforzante. También lo protege y da cohesión al material.

Los materiales compuestos se pueden dividir en tres grandes grupos:

²⁵ Miravete, Antonio. Materiales Compuestos.

Materiales Compuestos reforzados con partículas.

Están compuestos por partículas de un material duro y frágil dispersas discreta y uniformemente, rodeadas por una matriz más blanda y dúctil

Tipos: Endurecidos por dispersión Formados por partículas verdaderas

Materiales Compuestos reforzados con fibras.

Un componente suele ser un agente reforzante como una fibra fuerte: fibra de vidrio, cuarzo, kevlar, Dyneema o fibra de carbono que proporciona al material su fuerza a tracción, mientras que otro componente (llamado matriz) que suele ser una resina como epoxy o poliéster que envuelve y liga las fibras, transfiriendo la carga de las fibras rotas a las intactas y entre las que no están alineadas con las líneas de tensión. También, a menos que la matriz elegida sea especialmente flexible, evita el pandeo de las fibras por compresión. Algunos compuestos utilizan un agregado en lugar de, o en adición a las fibras.

²⁶En términos de fuerza, las fibras (responsables de las propiedades mecánicas) sirven para resistir la tracción, la matriz (responsable de las propiedades físicas y químicas) para resistir las deformaciones, y todos los materiales presentes sirven para resistir la compresión, incluyendo cualquier agregado.

Los golpes o los esfuerzos cíclicos pueden causar que las fibras se separen de la matriz, lo que se llama delaminación.

Materiales compuestos estructurales.

Están formados tanto por compuestos como por materiales sencillos y sus propiedades dependen fundamentalmente de la geometría y de su diseño. Los más abundantes son los laminares y los llamados *paneles sanduche*.

Los laminares están formadas por paneles unidos entre si por algún tipo de adhesivo u otra unión. Lo más usual es que cada lámina esté reforzada con fibras y tenga una

²⁶ Miravete, Antonio. Materiales Compuestos.

dirección preferente, más resistente a los esfuerzos. De esta manera obtenemos un material isótropo, uniendo varias capas marcadamente anisótropas. Es el caso, por ejemplo, de la madera contrachapada, en la que las direcciones de máxima resistencia forman entre sí ángulos rectos.

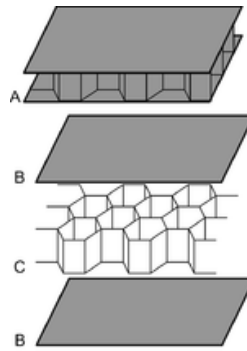


Figura 1.2 Panel sándwich con núcleo en forma de panal.

Los *paneles sanduche* consisten en dos láminas exteriores de gran dureza y resistencia, (normalmente plásticos reforzados, aluminio o incluso titanio), separadas por un material menos denso y menos resistente, (polímeros espumosos, cauchos ²⁷ sintéticos, madera balsa o cementos inorgánicos). Estos materiales se utilizan con frecuencia en construcción, en la industria aeronáutica y en la fabricación de condensadores eléctricos multicapas.

Ejemplos de materiales compuestos

- Plásticos reforzados con fibra:
 - Clasificados por el tipo de fibra:
 - Madera (fibras de celulosa en una matriz de lignina y hemicelulosa)
 - Plástico reforzado de fibra de carbono o CFRP o
 - Plástico reforzado de fibra de vidrio o GFRP o reinforced plastic GRP (informalmente, "fibra de vidrio")
 - Clasificados por la matriz:

²⁷ Miravete, Antonio. Materiales Compuestos.

- Termoplásticos reforzados por fibra larga.
 - Termoplásticos tejidos de vidrio.
 - Compuestos termoformados o termoestables.
- Compuestos de matriz metálica o MMCs:
 - Cermet(cerámica y metal).
 - Fundición blanca.
 - Metal duro (carburo en matriz metálica)
 - Laminado metal-intermetal.
- Compuestos de matriz cerámica:
 - Hormigón/Concreto
 - Carbono-carbono reforzado (fibra de carbono en matriz de grafito).
 - Hueso (matriz ósea reforzada con fibras de colágeno)
 - Adobe (barro y paja)
- Compuestos de matriz orgánica/agregado cerámico
 - Madreperla o nácar
 - Concreto asfáltico
- Madera mejorada
 - Plywood
 - Tableros de fibra orientada.
 - Trex
 - Weatherbest (fibra de madera reciclada en matriz de polietileno)
 - Pycrete (aserrín en matriz de hielo)

1.3.6 Materiales compuestos reforzados con fibra de carbono

Son materiales que contienen fibras en su interior; así, se forman por la introducción de fibras fuertes, rígidas y frágiles dentro de una matriz más blanda y dúctil. Se consigue mejor resistencia (incluso a altas temperaturas), rigidez y alta relación resistencia/peso.

El material de la matriz transmite la fuerza a las fibras y proporciona ductilidad y tenacidad, mientras que las fibras soportan la mayor parte de la fuerza aplicada.

REGLA DE LAS MEZCLAS

Con la regla de las mezclas se predicen propiedades como densidad, conductividad térmica y eléctrica (sólo para la dirección de las fibras, si son unidireccionales y continuas, ya que sino no sabemos la dirección de las fibras y no se predicen sus propiedades).Ejemplo:

$$\rho = f_m \rho_m + f_f \rho_f$$

ρ = densidad del material fibroso

f_m = fracción volumétrica de la matriz

ρ_m = densidad de la matriz

f_f = fracción volumétrica de las fibras

ρ_f = densidad de las fibras

El *módulo de la elasticidad* se predice también con esta regla (sólo para fibras continuas y unidireccionales), pero sólo a bajo esfuerzo; con esfuerzos altos se deforma la matriz y contribuye poco a la rigidez del compuesto, no cumpliéndose la regla de las mezclas:

$$E = f_f E_f$$

E = módulo de la elasticidad

f_f = fracción volumétrica de las fibras

E_f = módulo de la elasticidad de las fibras

Si la carga se aplica en dirección perpendicular a las fibras:

$$1/E = (f_m / E_m) + (f_f / E_f)$$

La *resistencia* de un material compuesto reforzado por fibras depende de la unión entre las fibras y la matriz.

Se puede predecir la resistencia con la regla de las mezclas para un material con fibras continuas y paralelas: $\sigma = f_m \sigma_m + f_f \sigma_f$

σ = resistencia del material

σ_m = esfuerzo que actúa sobre la matriz cuando el compuesto está deformado hasta el punto donde se fractura la fibra

σ_f = resistencia de las fibras

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES COMPUESTOS REFORZADOS CON FIBRAS.

Al diseñar este tipo de materiales se tienen en cuenta las siguientes características:

- Relación de forma (l / d)
- Cantidad de fibras
- Orientación de las fibras
- Propiedades de las fibras
- Propiedades de las matrices
- Unión y rotura

RELACIÓN DE FORMA.

l / d (longitud / diámetro de la fibra)

La resistencia aumenta cuando la relación es grande.

Esto se consigue con fibras de diámetro lo más pequeño posible; es debido a que las fibras se fracturan por defectos en la superficie, y cuanto menor sea el diámetro menos área superficial, y por tanto más resistencia.

También se prefiere fibras largas, ya que los extremos soportan menos carga que el centro de las fibras, y cuanto más largas sean menos extremos habrá; pero son difíciles de introducir a veces.

Por tanto, se usan fibras cortas con una relación de forma por encima de algún valor crítico, para conseguir buena resistencia y fácil procesado

CANTIDAD DE FIBRAS.

Una fracción mayor en volumen de fibras incrementa la resistencia y la rigidez del compuesto. Sin embargo, la fracción máxima en volumen de fibras es aproximadamente el 80%, más allá de esta cantidad las fibras ya no quedan totalmente rodeadas por la matriz, obteniéndose un material menos resistente.

ORIENTACIÓN DE LAS FIBRAS.

Las fibras de refuerzo pueden introducirse en la matriz con orientaciones diversas:

Las fibras cortas con orientación aleatoria se pueden introducir con facilidad en la matriz, dando un comportamiento isotrópico (propiedades homogéneas en el material)

Los ordenamientos unidireccionales con fibras largas producen propiedades anisotrópicas, con resistencia y rigidez paralelas a las fibras (Cuando la orientación es perpendicular a las fibras la resistencia es menor que en paralelo, y se ve que disminuye con el aumento del ángulo entre las fibras y la tensión aplicada).

Las propiedades de estos materiales se pueden diseñar para soportar condiciones de carga diferentes; es decir, se pueden introducir fibras largas y continuas en varias direcciones, consiguiendo un compuesto casi isotrópico.

Las fibras también se pueden organizar en patrones tridimensionales.

PROPIEDADES DE LAS FIBRAS

Son resistentes, rígidas y de poco peso. Si el material compuesto va a ser utilizado a temperaturas altas, la fibra deberá tener una temperatura de fusión alta.

Características:

- Resistencia específica = σ_y/ρ
- Módulo específico = E / ρ

σ_y = límite elástico

ρ = densidad de la fibra

E = módulo de la elasticidad de la fibra

Interesa que la resistencia específica sea alta para obtener una mejor fibra (se consigue con baja densidad o alta resistencia de la fibra)

Generalmente el módulo específico más alto se encuentra en materiales con número atómico bajo y enlace covalente (como el polietileno, por su baja densidad y mayores resistencia y módulo específico, pero no resiste alta temperatura; las fibras cerámicas son resistentes, rígidas y resisten altas temperaturas)

PROPIEDADES DE LAS MATRICES.

La matriz de un material compuesto soporta las fibras manteniéndolas en un posición correcta, transfiere la carga a las fibras fuertes, las protege de sufrir daños durante su manufactura y su uso, evitan la propagación de grietas en las fibras a lo largo del compuesto.

La matriz es responsable del control principal de las propiedades eléctricas, el comportamiento y el uso a temperaturas elevadas del compuesto.

También se selecciona la matriz en función de la aplicación, por ejemplo: las matrices poliméricas son buenas ya que son moldeables; las matrices metálicas resisten altas temperaturas

UNIÓN Y ROTURA.

Las fibras deben estar firmemente unidas al material de la matriz para que la carga se transfiera correctamente de la matriz a las fibras. Si la unión es pobre, las fibras pueden salir de la matriz durante la carga, reduciendo la resistencia y la resistencia a la fractura del compuesto. En algunos casos, para reforzar la unión se pueden utilizar recubrimientos especiales (ej. las fibras de B se recubren de carburo de Si para mejorar su unión con la matriz de Al).

Otra propiedad que debe tomarse en consideración al introducir fibras en una matriz es la similitud de los coeficientes de expansión térmica de ambos materiales (pues si se expanden o contraen de forma distinta, se pueden romper las fibras o su unión con la matriz).

Las capas de tejido se unen, pues sino se puede producir la delaminación (separación bajo carga)

(En la figura se observa la superficie de una fractura en una aleación plata-cobre reforzada con fibras de C; una mala unión hace que la fractura siga la interfase matriz-fibras)

APLICACIONES:

- grafito-polímero: aplicaciones aeroespaciales, artículos deportivos
- vidrio-polímero: equipos deportivos, componentes aeroespaciales
- aluminio bórico: aspas de ventiladores en motores, aplicaciones aeronáuticas y aeroespaciales
- kevlar-epóxido y kevlar-poliéster: aplicaciones aeroespaciales, aviación, artículos deportivos, chamarras antifuego.
- hormigón-varillas de acero y ladrillos-paja: construcción

2 ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

2.1 Esfuerzos y deformaciones por flexión

Para indicar los conceptos utilizados en el análisis de esfuerzos y deformaciones cito lo expuesto por REMM de la PUCP, quien dice lo siguiente:

²⁸Flexión pura.- Para cierta disposición de cargas, algunos tramos de los elementos que las soportan están sometidos exclusivamente a momento flector. Este caso se suele llamar flexión pura y nos servirá para iniciar el estudio de las deformaciones y esfuerzos que se producen por flexión.

Por ejemplo la viga mostrada en la figura, soporta dos cargas equidistantes de los extremos y tiene su tramo central (tramo **BC**) sometido exclusivamente a un momento flector constante $M = P \cdot d$ ($V=0$).

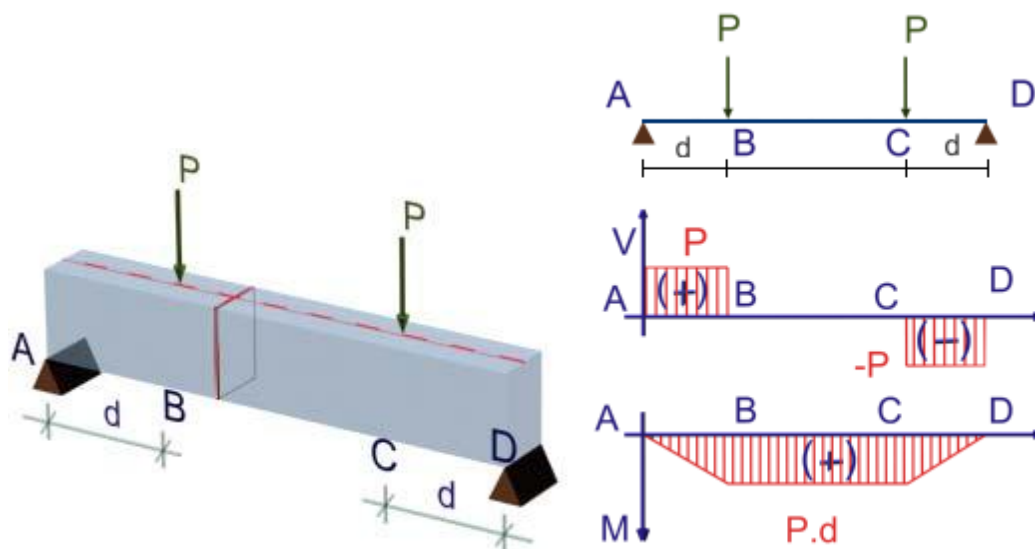


Figura 2.1 Viga simplemente apoyada con carga puntual equidistante desde los apoyos. Diagrama de cortante y momentos de la viga.

²⁸ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

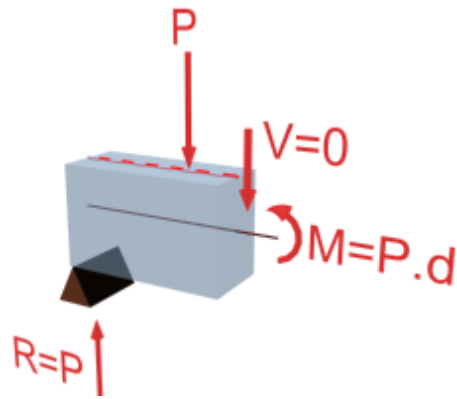


Figura 2.2 Diagrama de cuerpo libre de una porción de la viga

²⁹Análisis de deformaciones

En la superficie de la viga del ejemplo anterior se ha trazado una cuadrícula para observar la deformación que producen las cargas aplicadas. En esta cuadrícula se resaltan dos segmentos longitudinales “a” y “b” para estudiar sus deformaciones luego de aplicadas las cargas. En la figura se muestra la viga antes y después de la aplicación de las cargas.

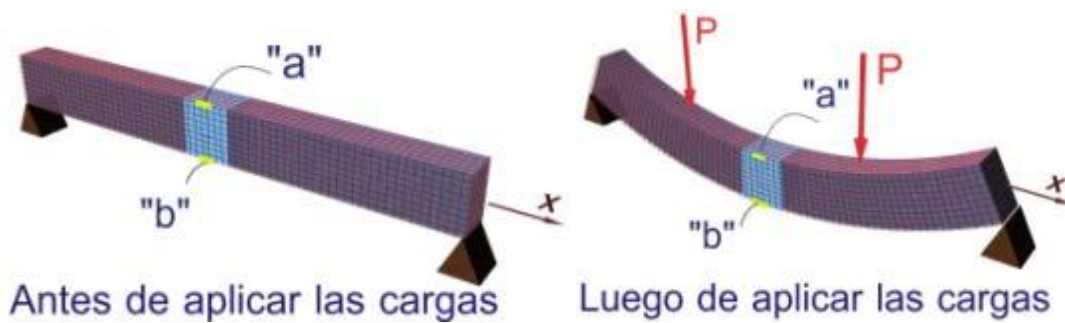


Figura 2.3 Estado de deformación de la viga cuando se aplican cargas

Si se analiza una pequeña porción del tramo central de la viga sometido a flexión pura.

²⁹ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

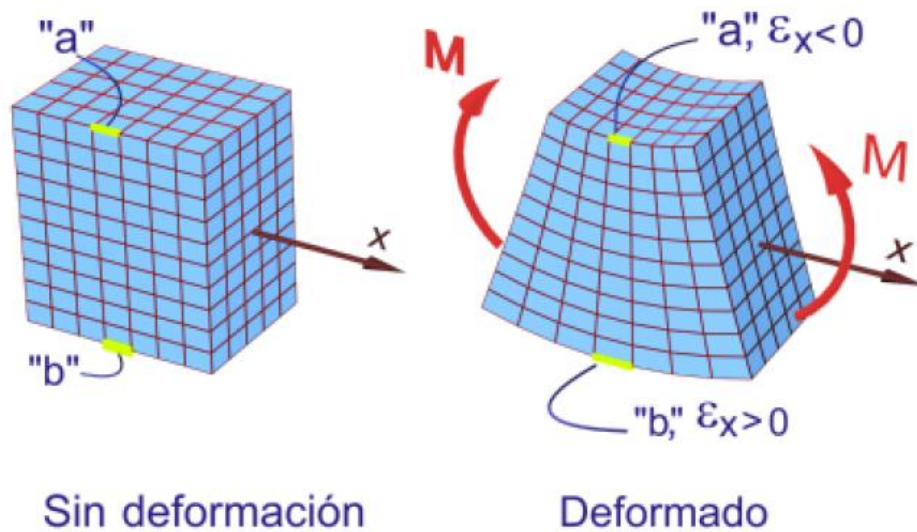


Figura 2.4 Porción de análisis de la viga antes y después de la aplicación de carga

³⁰Se aprecia que el segmento longitudinal “a” de la superficie superior se ha acortado, al igual que todos los segmentos longitudinales de esta superficie. Es decir en la superficie superior observamos que la deformación unitaria en x es negativa, $\epsilon_x > 0$.

En cambio el segmento “b” de la superficie inferior se ha alargado como también lo han hecho todos los segmentos longitudinales de esta superficie, es decir en esta superficie la deformación unitaria en el eje x es positiva, $\epsilon_x < 0$.

A diferencia de los dos segmentos anteriores, existe un segmento “c” que no se deforma, es decir $\epsilon_x = 0$. De igual manera tampoco existe esta deformación en toda la superficie que contiene al segmento “c” y que es paralela a las superficies superior e inferior. Esta superficie se denomina *superficie neutra* y la intersección de esta superficie con una sección transversal se llama el *eje neutro* de la sección.

³⁰ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

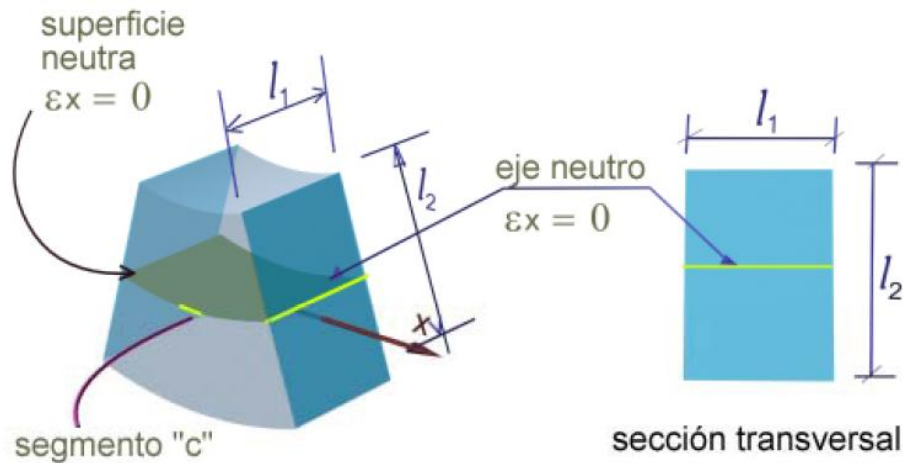


Figura 2.5 Sección de viga y eje neutro

³¹Se puede ver que las deformaciones longitudinales, ϵ_x , varían con la posición del segmento considerado respecto de la superficie neutra. Se estudia ahora la geometría del problema para establecer la ecuación de variación correspondiente. Se observan las secciones transversales extremas de la porción de viga en estudio.

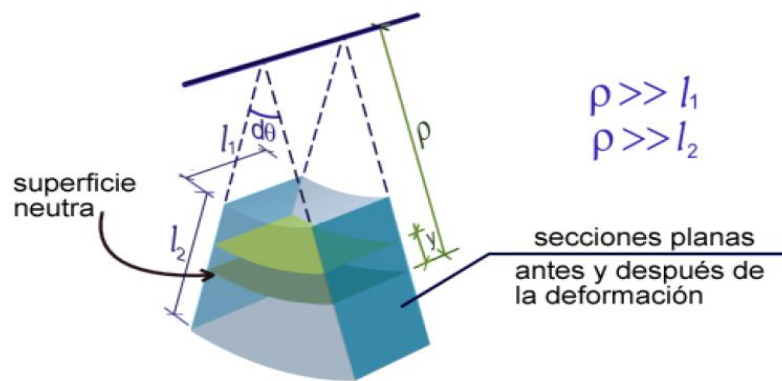


Figura 2.6 Porción de viga con radio de giro.

Se evidencia que las secciones transversales permanecen planas luego de la deformación (hipótesis de Navier) y que los planos que las contienen sólo se han inclinado formando un ángulo $d\theta$ e intersectándose en un eje.

³¹ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

³²La distancia desde el eje de intersección de los planos que contienen las secciones transversales extremas hasta la superficie neutra se conoce como radio de curvatura y se denota por ρ . En esta parte sólo se trata con elementos cuyas dimensiones de la sección transversal son significativamente menores que el radio de curvatura. El inverso del radio de curvatura se denomina curvatura de la viga c .

$$c = \frac{1}{\rho}$$

Se fija ahora un sistema cartesiano en la sección transversal. Se ubica el origen en la intersección del eje neutro y el plano de simetría y se estudia la deformación longitudinal que se produce en una superficie paralela a la superficie neutra cuya posición se mide por la coordenada “ y ”.

En la figura que sigue se muestra la superficie neutra y la superficie en estudio junto a dos segmentos longitudinales. El segmento **AB** está contenido en la superficie neutra y el segmento **CD** está en la superficie en estudio. La figura muestra los segmentos antes y después de la deformación.

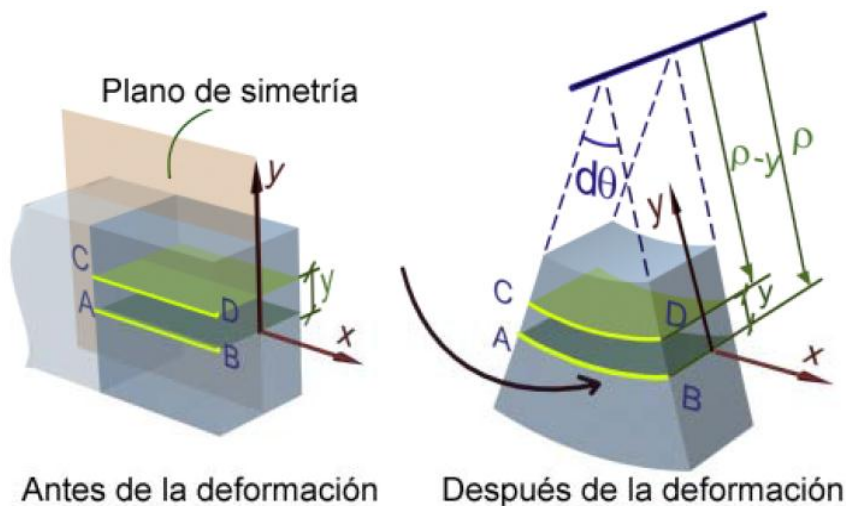


Figura 2.7 Sección de viga con radio de giro

³² REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

Antes de la deformación los dos segmentos tienen la misma longitud, es decir

$$^{33}\overline{AB}_{inicial} = \overline{CD}_{inicial}$$

Luego de la deformación, el segmento \overline{AB} , inicialmente recto, se ha transformado en un arco de circunferencia pero conserva su longitud inicial ya que está contenido en el plano neutro. Por tanto, su longitud inicial también puede expresarse en función del radio de curvatura y el ángulo $d\theta$ como

$$\overline{AB}_{inicial} = \overline{CD}_{inicial} = \rho d\theta$$

Como antes de la deformación de los segmentos \overline{AB} y \overline{CD} son de igual longitud, podemos expresar la longitud inicial de \overline{CD} como:

$$\overline{CD}_{inicial} = \rho d\theta$$

En cambio el segmento \overline{CD} luego de la deformación, además de haber adquirido la forma de un arco de circunferencia, se ha acortado y su nueva longitud, \overline{CD}_{final} , se puede expresar en función del radio de este arco, $\rho - y$, y el ángulo $d\theta$ como:

$$\overline{CD}_{final} = (\rho - y)d\theta$$

Con las longitudes final e inicial del segmento, se determina ahora su deformación unitaria, como:

$$\varepsilon_x = \frac{\overline{CD}_{final} - \overline{CD}_{inicial}}{\overline{CD}_{inicial}} = \frac{(\rho - y)d\theta - \rho d\theta}{\rho d\theta} = \frac{-y}{\rho}$$

$$\varepsilon_x = \frac{-y}{\rho}$$

Es decir ε_x varía linealmente con la distancia medida a la superficie neutra.

Un segmento paralelo al eje neutro se suele denominar **fibra** de la sección transversal. Todos los puntos de una fibra equidistan del eje neutro y por tanto tienen la misma deformación longitudinal, que se determina también por la expresión anterior.

³³ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

³⁴La figura 2.8 muestra la variación de la deformación ϵ_x para momento positivo y negativo.

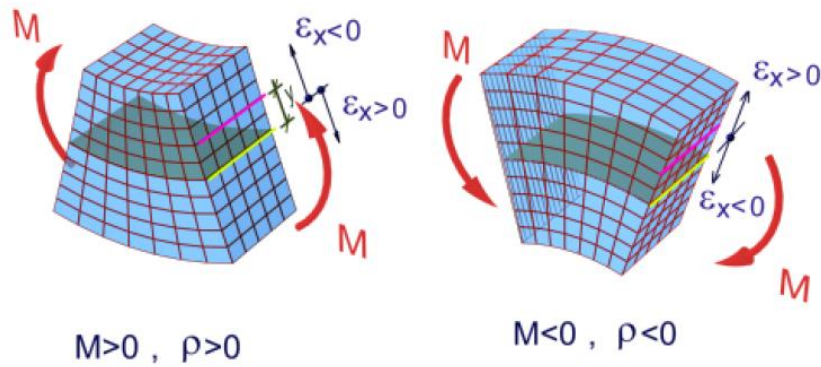


Figura 2.8 Secciones de viga con curvatura por momento positivo y momento negativo

Se ha observado visto que el momento flector causa deformaciones longitudinales ϵ_x y por tanto acompañando a estas deformaciones existirán esfuerzos normales a la sección transversal σ_x .

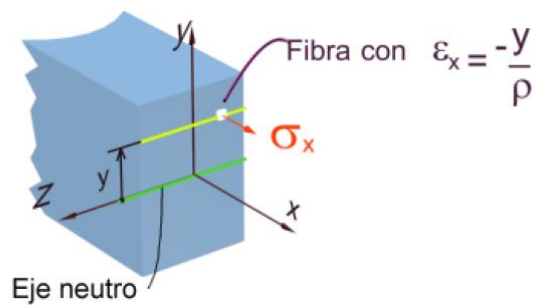


Figura 2.9 Esfuerzos en una porción de viga

³⁴ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

³⁵ Análisis de esfuerzos

Conociendo la deformación unitaria a una altura “y” del eje neutro, y empleando la Ley de Hooke, se puede ahora expresar el esfuerzo normal correspondiente como:

$$\sigma_x = E \varepsilon_x = E \left(\frac{-y}{\rho} \right) = -\frac{E y}{\rho}$$

Esta expresión indica que el esfuerzo normal σ_x varía linealmente con la coordenada “y” y es inversamente proporcional al radio de curvatura. La figura muestra esta distribución de esfuerzos.

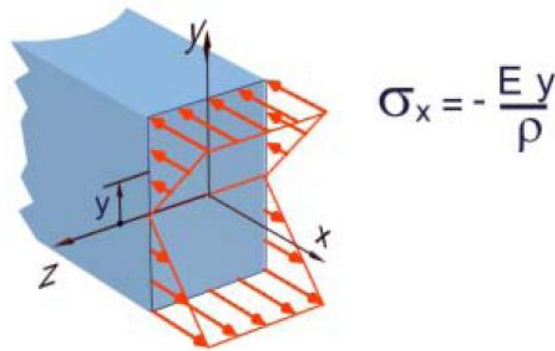


Figura 2.10 Esfuerzos máximos en una porción de viga

³⁶Del análisis hasta aquí desarrollado se puede reconocer intuitivamente la directa relación entre el momento flector actuante y los esfuerzos normales en la sección transversal. Se puede ver que cuando no existe un momento flector aplicado, tampoco existirán esfuerzos normales y también se percibe que los esfuerzos serán elevados en la medida que el momento flector también lo sea. A continuación se estudia esta relación entre el momento flector actuante y los esfuerzos normales que produce.

³⁵ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

³⁶ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

La sección en estudio se encuentra sometida exclusivamente a un momento flector que, representado vectorialmente, resulta perpendicular al plano de simetría del elemento, plano xy , y por tanto paralelo al eje z . Este momento flector se representa por M_z .

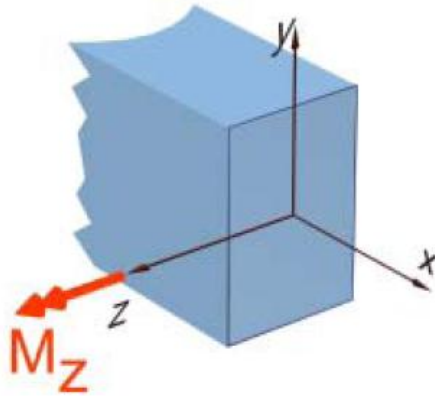


Figura 2.11 Momento flector aplicado a la viga

Como se está tratando el caso de flexión pura, las demás fuerzas internas en la sección serán nulas, es decir:

$$\mathbf{M}_y = \mathbf{0}, \mathbf{T} = \mathbf{0}, \mathbf{V}_y = \mathbf{0}, \mathbf{V}_z = \mathbf{0}, \mathbf{N} = \mathbf{0}$$

³⁷Para una sección transversal los esfuerzos normales pueden interpretarse como un sistema de fuerzas distribuidas, que debe ser estáticamente equivalente al juego de fuerzas internas en esta sección.

Para el caso de flexión pura, la fuerza resultante del sistema distribuido debe ser nula en la dirección x , ya que no existe fuerza normal en la sección transversal. También la resultante de momentos del sistema distribuido, debe ser un momento único en z , igual al momento flector actuante M_z .

³⁷ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

Se ha convenido en instalar el sistema cartesiano ubicando el eje z sobre el eje neutro de la sección, pero no se conoce aún la ubicación de este eje neutro. Se emplea la equivalencia de fuerzas en x para determinar esta ubicación.

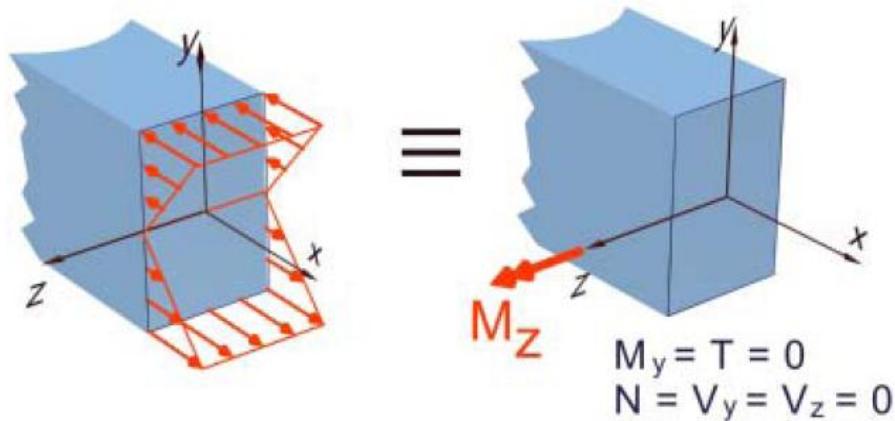


Figura 2.12 Momentos presentes en la viga.

La figura 2.13 muestra un diferencial de área de la sección transversal, dA , junto al diferencial de fuerza actuante sobre ella, $dF = \sigma_x dA$, donde:

$$dF = \sigma_x dA = -\frac{Ey}{\rho} dA$$

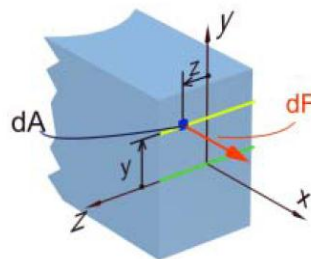


Figura 2.13 Diferenciales de área y de fuerza en la viga.

³⁸La fuerza resultante del sistema distribuido de esfuerzos sobre toda el área de la sección transversal, en la dirección del eje x se calcula como:

³⁸ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

$$R_x = \int dF = \int \sigma_x dA = \int \frac{-E y}{\rho} dA$$

Como en la sección **E** y **ρ** son constantes, se tiene:

$$R_x = \frac{-E}{\rho} \int y dA$$

La integral constituye el momento estático del área de la sección transversal respecto al eje **z**. Sustituyendo esta integral por el producto del área de la sección (**A**) por la distancia de su centro de gravedad al eje **z** (**y**) se obtiene:

$$R_x = \frac{-E}{\rho} \bar{y} A$$

³⁹Como esta resultante debe ser igual a la fuerza normal actuante que es nula (**R_x = 0**) se tiene:

$$0 = \frac{E}{\rho} \bar{y} A \text{ y además como } E, \rho \text{ y } A \text{ son diferentes de cero se tiene } \bar{y} = 0$$

Es decir la distancia del centro de gravedad a la sección transversal al eje **z** es nula y por tanto *el eje **z** debe ser un eje centroidal.*

Como además el eje **y** es un eje de simetría, los ejes **y** y **z** además de ejes centroidales son también ejes principales.

Se calcula ahora el momento resultante respecto al eje **z** del sistema de esfuerzos distribuidos. Un diferencial de fuerza, **dF = σ_x dA**, a una distancia “**y**” producirá un diferencial de momento resultante igual a:

$$dM = -y dF = -y \sigma_x dA$$

Por tanto el momento resultante de todo el sistema de esfuerzos será:

$$MR_z = \int dM = \int -y \sigma_x dA = \int -y \left(\frac{-E y}{\rho} \right) dA = \int \frac{E}{\rho} y^2 dA$$

y como **E** y **ρ** son constantes se tiene:

$$MR_z = \frac{E}{\rho} \int y^2 dA$$

³⁹ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

⁴⁰Como la integral constituye el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje z , I_z , se tiene:

$$MR_z = \frac{E}{\rho} I_z$$

Como este momento resultante debe ser igual al momento flector en z que actúa en la sección transversal, M_z , tendremos:

$$M_z = \frac{E}{\rho} I_z$$

En donde se puede expresar el radio de curvatura como:

$$\rho = \frac{EI_z}{M_z}$$

Como se ve el radio de curvatura es inversamente proporcional al momento flector en la sección. Por ejemplo en la viga que se muestra en la figura 2.14, el momento flector varía desde cero en el extremo libre, hasta un valor máximo en el empotramiento, por tanto, el radio de curvatura será máximo en el extremo libre ($\rho = \infty$), y variará hasta su menor valor en el empotramiento.

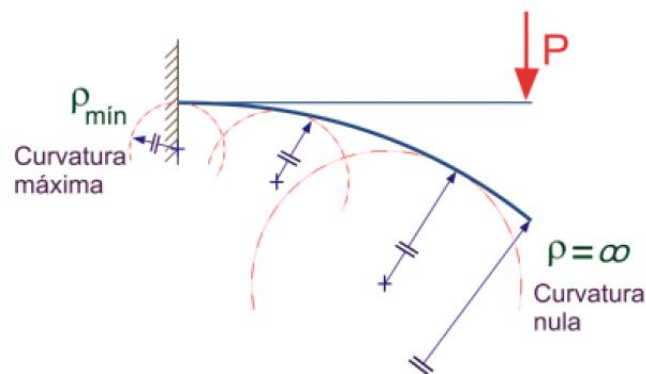


Figura 2.14 Curvatura mínima y máxima de la viga.

⁴¹Se ha expresado el esfuerzo normal en función del radio de curvatura como:

⁴⁰ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

⁴¹ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

$$\sigma_x = \frac{-E y}{\rho}$$

Al sustituir en esta igualdad, la expresión encontrada para el radio de curvatura, se obtiene finalmente:

$$\sigma_x = \frac{-M_z y}{I_z}$$

Esfuerzos máximos y módulos de sección

Como se deduce de la expresión anterior, los esfuerzos normales producidos por flexión son proporcionales a la distancia al eje neutro (coordenada y). Por tanto, los esfuerzos máximos de tracción y compresión se encontrarán en las fibras más alejadas del eje neutro dentro de la respectiva zona de tracción o compresión.

La figura 2.15 que sigue, muestra dos secciones en flexión, la primera sometida a un momento flector positivo y la segunda bajo la acción de un momento negativo. En ⁴²ambos casos se indican las distancias de las fibras más alejadas en tracción y compresión.

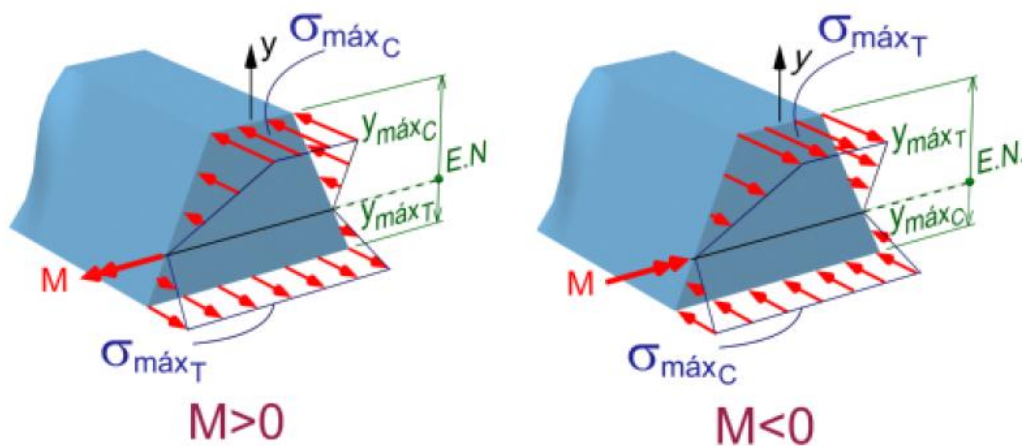


Figura 2.15 Esfuerzos máximos de acuerdo a momento positivo y momento negativo.

⁴² REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

También en ambos casos, los valores máximos del esfuerzo normal en las fibras más alejadas en tracción y compresión se determinan por las siguientes expresiones:

$$\sigma_{máxT} = \frac{-M_z \cdot y_{máxT}}{I_z} \quad \sigma_{máxC} = \frac{-M_z \cdot y_{máxC}}{I_z}$$

Estos valores máximos del esfuerzo normal, se pueden expresar también en función del llamado **Módulo de sección, S**, que se define como el cociente entre el momento de inercia de la sección I_z y la distancia a la fibra más alejada. Dependiendo de si se trata de la fibra más alejada en tracción o compresión, tendremos las siguientes expresiones para calcular el módulo respectivo:

$$S_T = \frac{I_z}{y_{máxT}} \quad S_C = \frac{I_z}{y_{máxC}}$$

Como se deduce de estas expresiones, los módulos de sección dependen exclusivamente de la forma de la sección transversal.

Empleando las expresiones anteriores, los esfuerzos máximos de flexión se expresan como:

$$\sigma_{máxT} = \frac{-M_z}{S_T} \quad \sigma_{máxC} = \frac{-M_z}{S_C}$$

⁴³En la deducción de las expresiones hasta aquí obtenidas, se supuso la presencia exclusiva de un momento flector (caso de flexión pura). Sin embargo, todas las expresiones encontradas son igualmente válidas cuando además del momento flector existe una fuerza cortante, con la condición de que las dimensiones de la sección transversal sean significativamente menores que la longitud del elemento.

Deformaciones en la sección transversal

Cuando en una sección transversal actúa exclusivamente un momento flector en el eje **z**, (M_z), se producen esfuerzos normales, exclusivamente en la dirección del eje **x**. Estos

⁴³ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

esfuerzos se relacionan con el módulo de elasticidad del material y el radio de curvatura como:

$$\sigma_x = \frac{-E y}{\rho}$$

Acompañando estos esfuerzos, están las deformaciones unitarias en la dirección del eje x , las mismas que se expresan por:

$$\varepsilon_x = \frac{-y}{\rho}$$

Debido al efecto Poisson existen también deformaciones en las direcciones y y z , que se expresan como:

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu \varepsilon_x = \frac{\nu y}{\rho}$$

⁴⁴ Como se puede notar ambas deformaciones varían con la coordenada y , es decir con la distancia al eje neutro.

Debido a la deformación unitaria en la dirección al eje z , cada segmento de la sección transversal paralelo a este eje, cambia de longitud y este cambio depende también de su distancia al eje neutro.

Así, tal como se muestra en la figura 2.16, cuando actúa un momento flector positivo, los segmentos por encima del eje neutro crecen y los segmentos por debajo de este eje se acortan, siendo el eje neutro el único segmento que conserva su longitud original. Como los segmentos de la sección transversal paralelos al eje z cambian su longitud de acuerdo a su distancia al eje neutro, la sección completa se curva en su propio plano. Esta *curvatura anticlástica* y el radio correspondiente se denota por ρ' .

⁴⁴ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

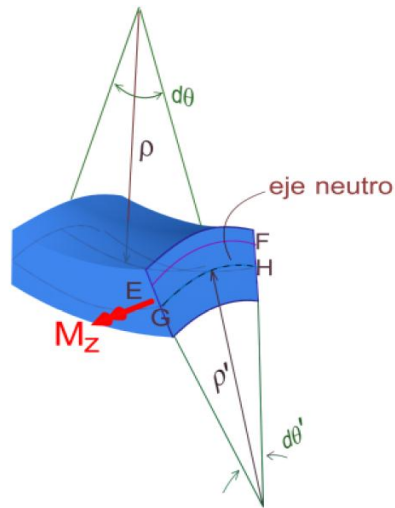


Figura 2.16 Curvatura antielástica de la viga

⁴⁵Expresando ahora la deformación ϵ_z en función del cambio de longitud del segmento \overline{EF} mostrado en la figura.

$$\epsilon_z = \frac{\overline{EF}_{final} - \overline{EF}_{inicial}}{\overline{EF}_{inicial}}$$

⁴⁶La longitud inicial del segmento \overline{EF} es igual a la longitud final del segmento \overline{GH} ya que éste no cambia de longitud por estar sobre el eje neutro, por tanto:

$$\overline{EF}_{inicial} = \overline{GH}_{final} = \rho' d\theta'$$

Por otro lado, la longitud final de \overline{EF} se puede expresar como:

$$\overline{EF}_{final} = (\rho' + y)d\theta'$$

por tanto

$$\epsilon_z = \frac{(\rho' + y)d\theta' - \rho' d\theta'}{\rho' d\theta'} = \frac{y}{\rho'}$$

se dedujo también que:

⁴⁵ REMM, Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

⁴⁶ REMM Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP. Alejandro Muñoz Peláez. Juan Montalbetti.

$$\varepsilon_z = \frac{v y}{\rho}$$

Por tanto, al igualar ambas expresiones para ε_z , podemos relacionar la curvatura anticlástica y la curvatura en el plano de simetría por la siguiente expresión:

$$\frac{1}{\rho'} = \frac{v}{\rho}$$

2.2 Esfuerzos y deformaciones por corte

Corte simple

En un sólido prismático se tienen dos secciones infinitamente próximas (m) y (n), aplicando en los centros de gravedad las fuerzas P1 y P2 de sentido contrario, las secciones se deslizarán una respecto a la otra. Si se supone fija la sección (m), la (n) se deslizará ocupando la molécula (b) la nueva posición (1b).

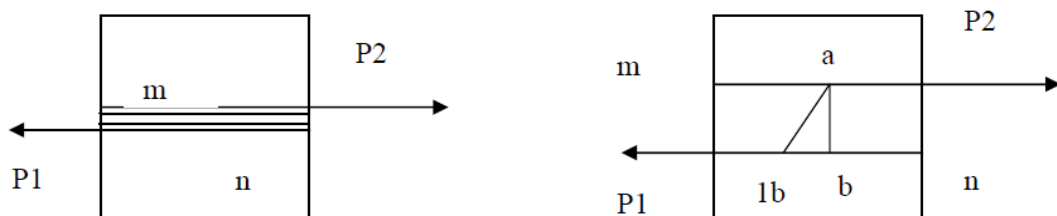

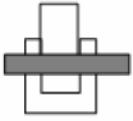


Figura 2.17 Corte simple ocasionado por dos fuerzas

Llamemos Q al esfuerzo de cortadura y admitamos que se reparte uniformemente en toda el área de la sección A. La tensión tangencial de corte será:

$$\tau = \frac{Q}{A} \text{ (Ecuación de equilibrio)}$$

Tipos de cortante

SIMPLE:	DOBLE
$\tau_R = \frac{F_{\max}}{S_0} \text{ [Kp/mm}^2\text{]}$ 	$\tau_R = \frac{F_{\max}}{2 S_0} \text{ [Kp/mm}^2\text{]}$ 

Esfuerzo de corte

El esfuerzo de corte de una sección cualquiera de una viga es igual a la suma algebraica de las fuerzas situadas a la izquierda de la sección considerada. Llamando Q_c al esfuerzo de corte se tiene:

$$Q_c = R_A - P_1 = P_2 - R_B$$

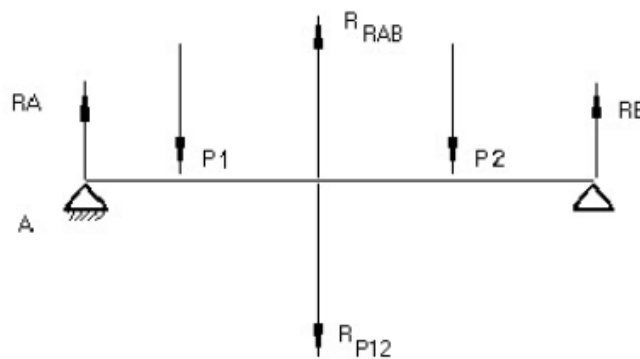


Figura 2.18 Reacciones para determinar corte.

2.3 Esfuerzos y deformaciones de torsión

Torsión

Cuando un sólido prismático está solicitado por fuerzas de sentido contrario que tienden a hacerlo girar alrededor de su eje geométrico, trabaja a la torsión.

Si las fuerzas actúan en planos normales constituyendo una o varias cuplas el sólido trabaja a la torsión simple en estado de tensión lineal.

Cuando en lugar de las cuplas, las fuerzas tienen una resultante, la torsión es compuesta pudiendo estar la pieza en estado de tensión lineal, plano o cúbico según las condiciones de trabajo.

Torsión simple

Se presenta el caso si tenemos en la pieza dos secciones normales en cada una de las cuales actúa una cupla cuyos sentidos sean contrarios.

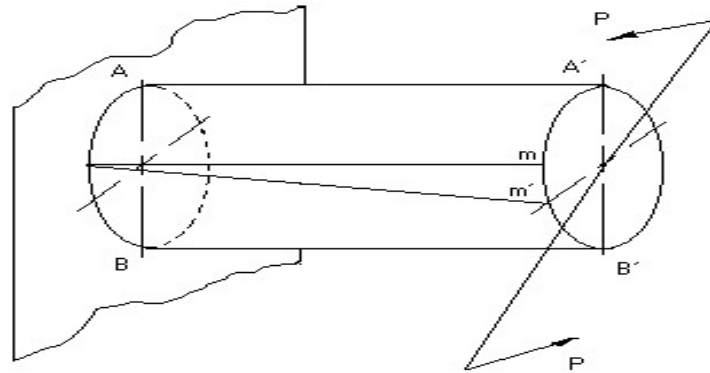


Figura 2.19 Ejemplo de torsión.

3 COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

En concordancia con el tema que se está analizando cabe citar que se necesita conocer el comportamiento de los materiales que van a intervenir; dichos materiales solamente serán analizados en los rangos: elástico e inelástico.

Los materiales en sí soportan cargas a las que están sometidos en el transcurso de una acción lo cual produce en los mismos una deformación como efecto del sometimiento de cargas o esfuerzos. A lo largo del tiempo se han fijado teorías para dicho análisis, siendo la relación esfuerzo vs deformación, la que provee una visión global del comportamiento de los materiales.

Dentro de la relación esfuerzo vs deformación se obtienen valores representativos que indican si un material independientemente de su naturaleza, presenta un comportamiento dentro del rango elástico o inelástico, por esto se cita a continuación los puntos notables de un diagrama esfuerzo vs deformación:

- Límite de proporcionalidad
- Límite elástico
- Límite plástico

Para cada uno de los citados puntos notables se contará con un valor de deformación dentro de un diagrama esfuerzo vs deformación.

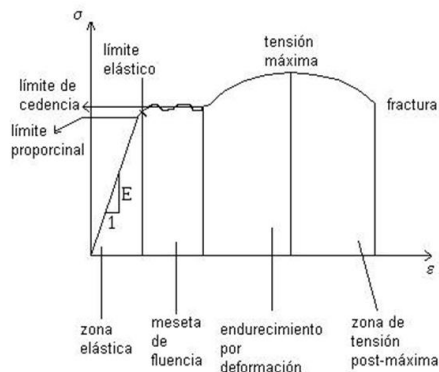


Figura 3.1 Puntos notables en un gráfico esfuerzo vs deformación.

Por consiguiente se procederá a realizar una descripción sucinta del comportamiento de los materiales intervinientes en este estudio, estos son: el hormigón, el acero, la fibra de carbono y los materiales compuestos; para cada material se describirá su comportamiento en el campo donde presentan mejores características, en el caso del hormigón se analizará únicamente su comportamiento a compresión, para el acero y la fibra sus comportamientos a tensión, en el caso del material compuesto su comportamiento en flexión.

3.1 Comportamiento del hormigón

Para tratar al hormigón se debe tomar en cuenta sus propiedades cuando ya se encuentra endurecido, así pues las propiedades mecánicas del hormigón endurecido pueden clasificarse como: ⁴⁷ (1) propiedades instantáneas o de corta duración y (2) propiedades de larga duración. Entre las primeras se encuentran (1) resistencia a la compresión, tensión y cortante y (2) rigidez medida por el módulo de elasticidad. Las propiedades de larga duración pueden clasificarse en términos de flujo plástico y contracción.

Resistencia a la compresión.- Las resistencias a compresión del hormigón pueden llegar a obtenerse hasta de 1000 kg/cm^2 o más, dependiendo del tipo de mezcla, las propiedades del agregado y el tiempo y calidad del curado. La producción comercial del

⁴⁷ Nawy. Edward. Concreto Reforzado un enfoque básico.

concreto con agregado ordinario está en el rango de 20 a 700 kg/cm², siendo las resistencias del concreto más comunes en el rango de 210 a 420 kg/cm².

La resistencia a la compresión, f'_c se basa en cilindros estándar de 15cm por 30cm aproximadamente curados bajo condiciones normales de laboratorio y probados a los 28 días de edad a un tipo de carga especificado. Debe mencionarse que en la estructura real la resistencia del concreto puede no ser la misma del cilindro debido a la diferencia en las condiciones de comparación y curado.

Resistencia a la tensión.- La resistencia a la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión f_{ct} es $0,10f'_c < f_{ct} < 0,20 f'_c$. Es más fácil medir la resistencia a la tensión que la resistencia a la compresión debido a los problemas de agarre con las máquinas de prueba. Existen varios métodos para realizar la prueba de tensión, el método más utilizado es la prueba de rotura o ensayo brasileño.

Para el diseño de miembros sujetos a flexión, se utiliza el valor del módulo de ruptura f_r en lugar de la resistencia de rotura. El módulo de ruptura se mide llevando a la falla vigas de concreto simple de 225 cm² de sección transversal, con un claro de 45 cm y cargadas en los tercios de la luz (ASTM C-78). El módulo de ruptura tiene un valor mayor que la resistencia de rotura. El ACI especifica un valor de $f_r = 2\sqrt{f'_c}$ (kg/cm²) para el módulo de ruptura del concreto de peso normal.

En la mayoría de los casos, el concreto ligero tiene una resistencia a la tensión menor que el concreto de peso normal. En seguida se indican las estipulaciones de la norma para el concreto ligero.

1. Si la resistencia de rotura f_{ct} se especifica,
 $f_r = 1,09 f_{ct} \leq 7,5 \sqrt{f'_c}$ en (lb/plg²)
2. Si f_{ct} no es especificada, utilice un factor de 0,75 para todo concreto ligero y de 0,85 para el concreto de arena de peso ligero. Puede realizarse una interpolación lineal para mezclas de arena natural y agregado ligero.

Resistencia al cortante.- La resistencia al cortante es más difícil de determinar experimentalmente comparadas con las pruebas descritas anteriormente, debido a la

dificultad de aislar el cortante de otros esfuerzos. Esta es una de las razones de las grandes diferencias en los valores de la resistencia al cortante mencionados en la literatura, variando desde un 20% de la resistencia a la compresión bajo carga normal hasta un porcentaje bastante mayor del 85% de la resistencia a la compresión. El control de un diseño estructural por resistencia al cortante es importante solamente en casos muy raros, ya que los esfuerzos cortantes se limitan siempre a valores bajos a fin de proteger al concreto de una falla por tensión diagonal.

⁴⁸Curva esfuerzo - deformación.- El conocimiento de la relación esfuerzo-deformación del hormigón es esencial para el desarrollo de todos los términos y procedimientos de análisis y diseño en las estructuras de hormigón. La figura muestra una curva típica de esfuerzo-deformación obtenida de pruebas utilizando especímenes cilíndricos de hormigón cargados en compresión uniaxial por varios minutos. La primera parte de la curva, hasta cerca del 40% de la resistencia última f'_c puede en esencia considerarse lineal para todos los casos prácticos. Después de aproximadamente el 70% del esfuerzo de falla, el material pierde una parte importante de rigidez, con esto aumenta la curvatura del diagrama. Bajo la carga última, se pueden observar con mucha facilidad grietas paralelas a la dirección de la carga, y la mayoría de los cilindros de concreto (excepto aquellos con resistencias muy bajas) fallan en forma repentina inmediatamente después de esto.

La figura 3.2 muestra las curvas esfuerzo-deformación para concretos de varias resistencias reportadas por la PCA (Portland Cement Association). Puede observarse que (1) cuanto más baja sea la resistencia del concreto, mayor será la deformación de la falla; (2) la longitud de la parte relativamente lineal inicial se incrementa con el aumento en la resistencia a la compresión del concreto, y (3) existe una reducción aparente en la ductilidad con la resistencia incrementada.

⁴⁸ Nawy. Edward. Concreto Reforzado un enfoque básico.

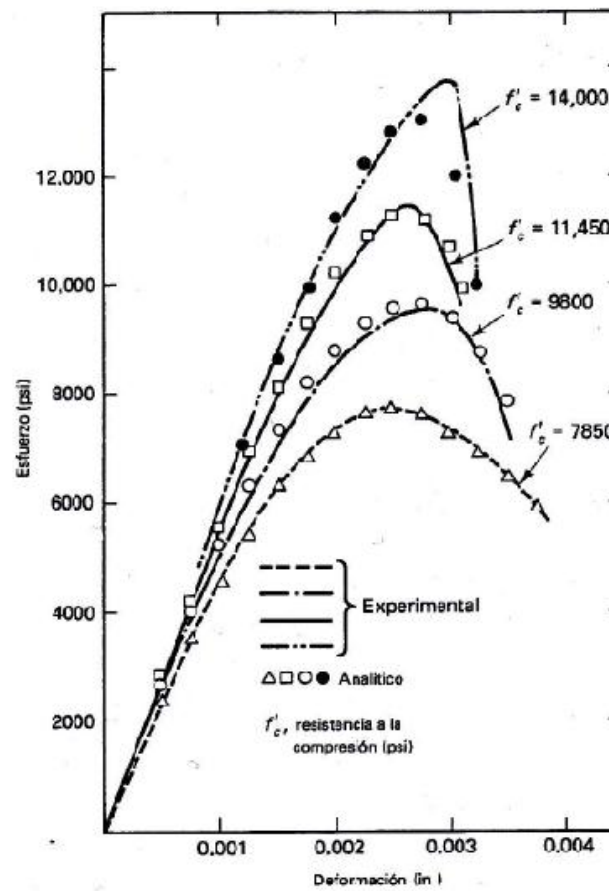
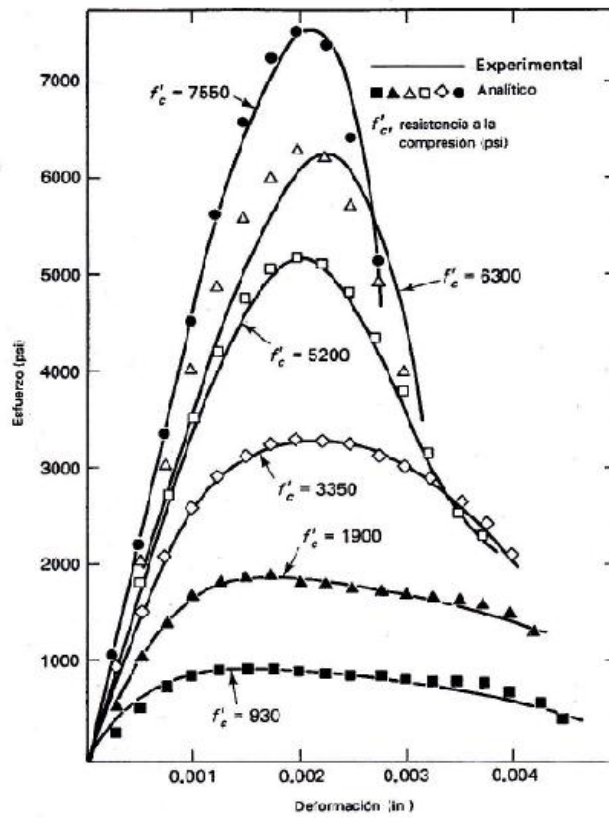


Figura 3.2 Curvas esfuerzo vs deformación de hormigones de varias resistencias (lb/plg²)

Módulo de elasticidad.- Debido a que la curva esfuerzo-deformación de la figura es curvilínea a una etapa muy temprana de su historia de carga, el módulo de elasticidad de Young se aplica únicamente a la tangente de la curva en el origen. La pendiente inicial de la tangente a la curva se define como el módulo de tangente inicial y es también posible construir un módulo tangente en cualquier punto de la curva. El módulo secante de elasticidad del concreto se determina con la pendiente de la línea recta que une al origen con un esfuerzo dado (alrededor de $0,4 f'c$). Este valor, llamado en el cálculo del diseño módulo de elasticidad, satisface la suposición práctica de que las deformaciones que ocurren durante la carga pueden considerarse básicamente elásticas (completamente recuperables en la descarga) y que cualquier deformación posterior debida a la carga se considera como flujo plástico. Las normas del ACI para edificios dan las siguientes expresiones para el cálculo del módulo secante de elasticidad del concreto (E_c).

$$E_c = w_c^{1,5} 0,14 \sqrt{f'c}; \text{ para hormigones con } 1500 < w_c < 2500 \text{ kg / m}^3$$

Donde; $f'c$ en kg/cm^2 ; w_c en kg/m^3 ; E_c en kg/cm^2

Donde w_c es la densidad del concreto en kilogramos por metro cúbico y $f'c$ es la resistencia a compresión del cilindro en kg/cm^2 . Para concreto de peso normal.

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$$

Debe señalarse que estas expresiones son válidas únicamente en términos generales, ya que el valor del módulo de elasticidad está también afectado por algunos factores diferentes a las cargas, tales como humedad en el espécimen de concreto, la relación agua-cemento, edad del concreto y temperatura.

Existe un trabajo limitado en la determinación del módulo de elasticidad en tensión debido a que es común ignorar en los cálculos la baja resistencia en tensión del concreto. Sin embargo, puede suponerse dentro de esas limitaciones que el valor del módulo en tensión es igual al de compresión.

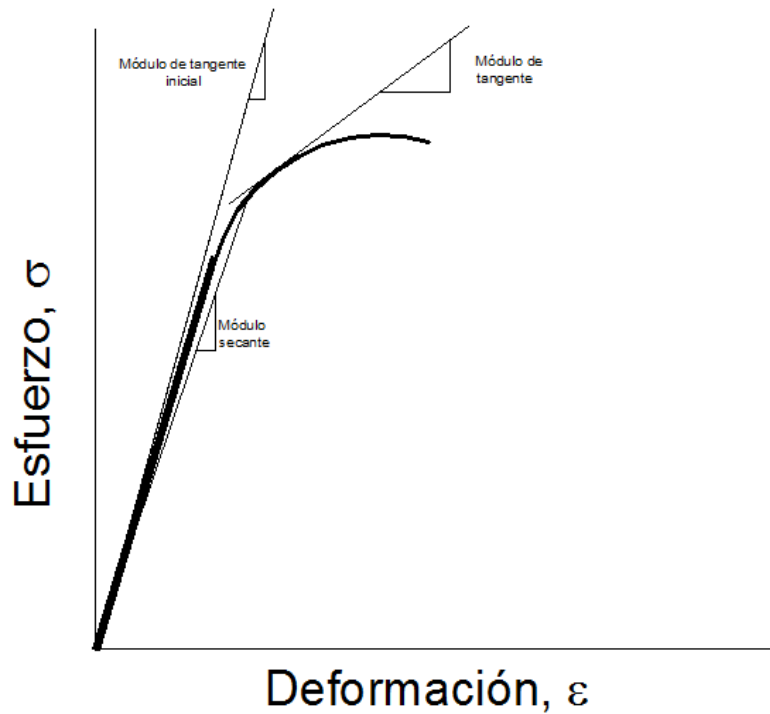


Figura 3.3 Curva esfuerzo vs deformación del hormigón.

3.1.1 Rango elástico

⁴⁹Para esfuerzos inferiores a aproximadamente $0,5 f'_c$, el concreto parece tener un comportamiento prácticamente elástico, es decir, los esfuerzos y las deformaciones unitarias se mantienen proporcionales; la línea recta d representa este rango de comportamiento con muy pequeño error para las dos velocidades de carga.

⁴⁹ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

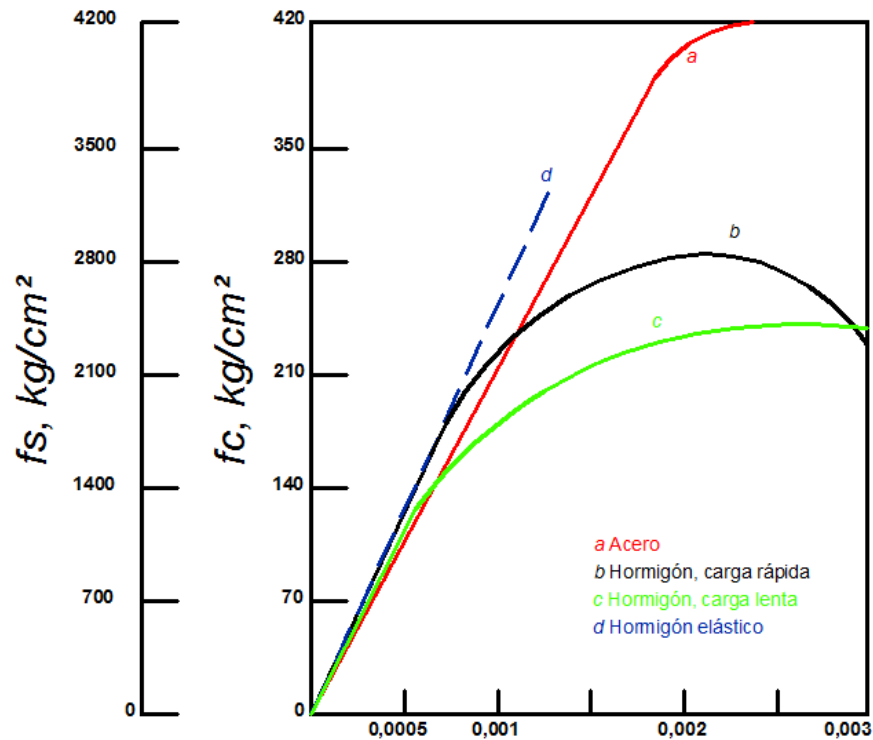


Figura 3.4 Comparación de curvas de hormigón y de acero.

3.1.2 Rango inelástico

⁵⁰La inspección de la figura 3.4 demuestra que las relaciones elásticas que se han utilizado hasta el momento no pueden aplicarse para deformaciones unitarias en el concreto superiores a aproximadamente 0,0005. Para obtener información referente al comportamiento del elemento ante deformaciones unitarias mayores y, por tanto, ante cargas mayores, se requiere entonces hacer uso directo de la información de la figura anterior.

3.2 Comportamiento del acero

El acero es uno de los principales materiales que intervienen en la constitución del hormigón armado, de sus características dependen algunas propiedades fundamentales

⁵⁰ Nilson, Arthur. Diseño de Estructuras de Concreto.

para que el hormigón armado pueda cumplir adecuadamente todas las sollicitaciones a las que sea sometido. A continuación se detallan sus principales características.

1. Módulo de Young, E_s
2. Resistencia de fluencia, f_y
3. Resistencia última, f_u
4. Designación del grado de acero
5. Tamaño o diámetro de la varilla o alambre

⁵¹Para incrementar la adherencia entre el concreto y el acero, se laminan proyecciones llamadas corrugaciones en la superficie de la varilla, como se muestra en la figura 4.1, de acuerdo con las especificaciones ASTM. Las corrugaciones deben satisfacer la especificación ASTM A616-76 para que sean aceptadas como varillas corrugadas. El alambre corrugado tiene indentaciones imprimidas en el alambre o varilla para servir como corrugaciones. Excepto para el alambre que se utiliza en el refuerzo en espiral de columnas, únicamente las varillas corrugadas, alambres corrugados o mallas de alambre, lisos o corrugados, pueden utilizarse en el concreto reforzado bajo práctica aprobada.

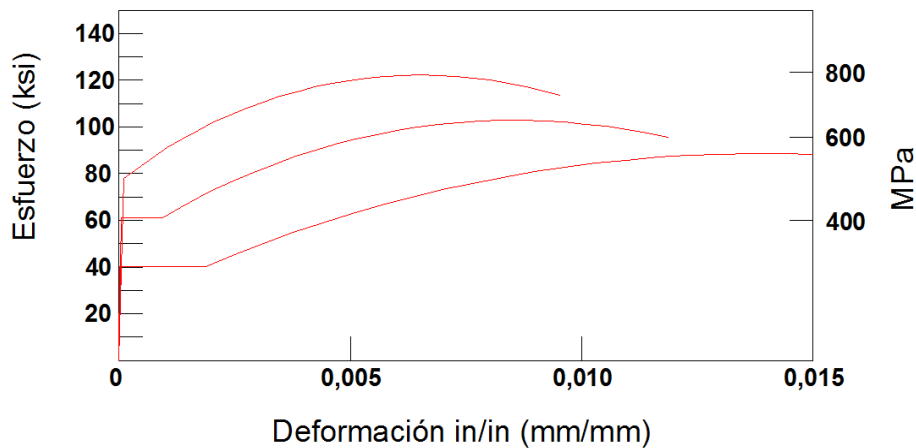


Figura 3.5 Diagramas típicos de esfuerzo-deformación para diferentes aceros

⁵¹ Nawy. Edward. Concreto Reforzado un enfoque básico.

La figura 3.5 muestra curvas típicas de esfuerzo-deformación para aceros de grado 40, 60 y 80. Los cuales tienen resistencias de fluencias correspondientes de 40000 psi (2800 kg/cm²), 60000psi (4200 kg/cm²) y 80000psi (5600 kg/cm²) y en forma general tienen bien definidos los puntos de fluencia. Para los aceros que no presentan un punto de fluencia definido, el valor de la resistencia de fluencia se toma como la resistencia que corresponde a una deformación unitaria de 0,005 para aceros de grado 40 y 60 y de 0,0035 para acero de grado 80. Las resistencias últimas de tensión que corresponden a los aceros de grado 40, 60 y 80 son 70000, 90000 y 100000 psi (4900, 6300 y 7000 kg/cm²). Para la mayoría de los aceros, se supone un comportamiento elastoplástico y el módulo de Young se toma como 29×10^6 psi (2040000 kg/cm²).

3.2.1 Rango elástico

⁵²Las dos características numéricas principales que determinan los rasgos de una barra de refuerzo son: su punto de fluencia (generalmente igual en tensión que en compresión) y su módulo de elasticidad E, este último es prácticamente el mismo para todos los aceros de refuerzo (pero no para los aceros de preesfuerzo) y se toma como $E = 29000000 \text{ lb / plg}^2$ (2040000 kg/cm²). Adicionalmente, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular, la del tramo inicial, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado. Las curvas típicas de esfuerzo-deformación unitaria de los aceros de refuerzo americanos se muestran en la figura 2.14. Las curvas completas se muestran en la parte izquierda de la figura; en la parte derecha se presentan los tramos iniciales de las curvas magnificados diez veces.

Los aceros con bajo contenido de carbón, tipificados por la curva grado 40, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo para el cual la plataforma de fluencia queda claramente definida. Para deformaciones unitarias mayores, los esfuerzos comienzan a aumentar de nuevo pero a una tasa menor, un proceso que se conoce como endurecimiento por deformación.

⁵² Nilson Arthur. Diseño de estructuras de concreto reforzado.

La curva tiende a hacerse horizontal cuando alcanza la resistencia a la tensión; esta comienza a descender hasta que llega a la rotura. Aceros de alta resistencia y con altos contenidos de carbón, es decir, aquellos con esfuerzos de fluencia de 60 klb/plg² (4200 kg/cm²) o mayores, tienen una plataforma de fluencia de mucha menor longitud o inician el endurecimiento por deformación inmediatamente sin que se presente una fluencia continuada a esfuerzo constante.

3.2.2 Rango inelástico

Las resistencias últimas de tensión que corresponden a los aceros de grado 40, 60 y 80 son 70000, 90000 y 100000 psi (483, 621 y 690 N/mm²). Para la mayoría de los aceros, se supone un comportamiento elastoplástico y el módulo de Young se toma como 29 x 10⁶ psi (2 x 10⁵ MPa).

3.3 Comportamiento de la fibra de carbono

Entre los rasgos principales de la fibra de carbono compuesto podemos destacar una gran cantidad. Uno de ellos es su elevada resistencia a todo lo mecánico, ya que funciona con una suerte de módulo de elasticidad muy elevado.⁵³ Otra característica importante es la baja densidad que posee, sobre todo si se trazan paralelismos con otros elementos (el acero, por mencionar un ejemplo).

La fibra de carbono tiene un comportamiento resistente como se puede observar en la figura pero no presenta un comportamiento como material duro; además sus deformaciones son menores cuando están sometidas a tensión. Por lo citado se puede concluir que las fibras de carbono tienen una mejor resistencia tensil que el acero.

⁵³ <http://www.maquinariapro.com/materiales/fibra-de-carbono.html>

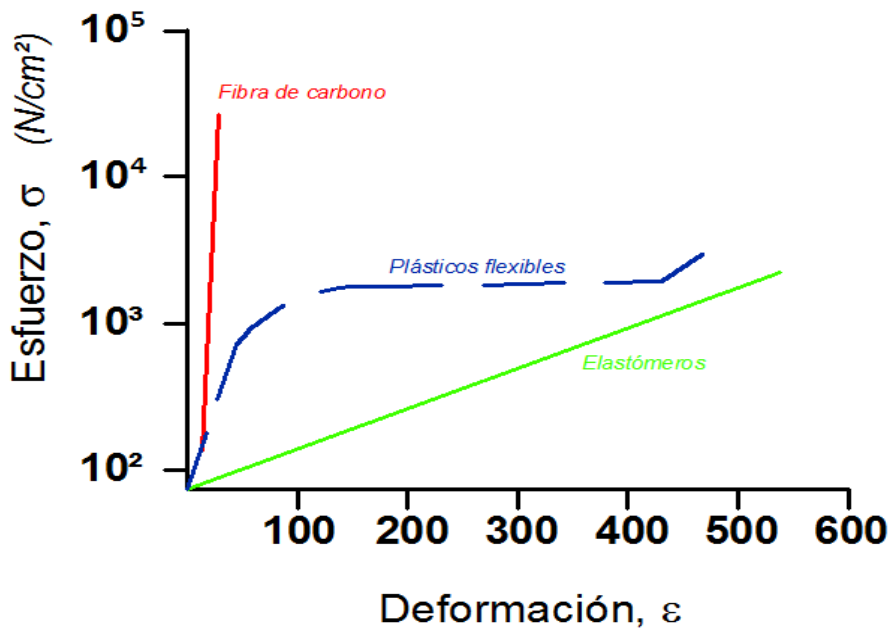


Figura 3.6 Curvas de materiales compuestos

La fibra de carbono es un material compuesto, constituido principalmente por fibra de carbono. Tiene propiedades mecánicas similares al acero y es tan ligera como la madera o el plástico. Por su dureza tiene menor resistencia al impacto que el acero. Al tratarse de un material compuesto, en la mayoría de los casos – aprox. Un 75%- se utilizan polímeros termoestables. El polímero es habitualmente resina epoxi, de tipo termoestable. Son fabricadas principalmente de poliacrilonitrilo (PAN) o brea que se estiran para alinear la estructura de la red fibrilar dentro de cada fibra de carbono y se calientan para eliminar el oxígeno, al nitrógeno y al hidrógeno de las fibras iniciadoras o precursoras.

Su producción se realiza básicamente en tres etapas: la estabilización, la carbonización y la grafitización.

La estabilización es la etapa donde las fibras de PAN se estiran primero para alinear las redes fibrilares dentro de cada fibra en dirección paralela al eje de la misma, después se oxidan en el aire a una temperatura entre 200°C y 220°C manteniéndolas siempre en tensión.

En la carbonización las fibras a base de PAN estabilizadas son pirolizadas (calentadas) hasta que se transforman en fibras de carbón por la eliminación de oxígeno, hidrógeno y nitrógeno de la fibra precursora. El tratamiento térmico de carbonización suele

realizarse en una atmósfera inerte dentro del rango de 1000°C a 1500°C. En el proceso de carbonización se forman fibrillas o cintas dentro de cada fibra, que aumentan considerablemente la resistencia del material a la tensión.

En la grafitización se agrega cuando se desea lograr un incremento de elasticidad a expensas de la alta resistencia a la tensión. Este proceso se lleva a cabo por encima de los 1800°C, se incrementa la orientación deseada de las cristalitas con apariencia de grafito dentro de cada fibra.

Los materiales compuestos que se fabrican utilizando fibras de carbono para reforzar matrices de resina plástica, como las epóxicas, se caracterizan por tener una combinación de ligereza de peso, muy alta resistencia y elevada rigidez (módulo de elasticidad).

En materiales compuestos a base de fibras de carbono, las fibras aportan las propiedades de alta rigidez y resistencia a la tensión, mientras que la matriz es el vehículo para la alineación de las fibras y aporta cierta resistencia al impacto. Las resinas epóxicas son, las matrices que se usan comúnmente para las fibras de carbono, pero en ciertas aplicaciones pueden usarse como resinas, como las poliimidas, sulfuro de polifenileno o polisulfones.

La principal ventaja de las fibras de carbono son sus altos valores de resistencia y módulo de elasticidad combinadas con su baja densidad.

Se caracterizan porque son de muy alta resistencia y rigidez, por la estructura cristalográfica del grafito. Se distinguen los siguientes tipos:

De muy alto módulo para aplicaciones que requieran rigidez 500GPa

De alto módulo 400GPa

De módulo intermedio (300GPa)

De alta resistencia (200GPa)

3.4 Comportamiento de los materiales compuestos

Las propiedades elásticas fundamentales de los materiales compuestos radican en las láminas que configuran los laminados. Los invariantes son importantes porque definen

los límites de la capacidad elástica de un material compuesto. Las propiedades transformadas son exactas y no requieren aproximación alguna. Los laminados unidireccionales son significativamente diferentes de los materiales isótropos. No es exacto comparar directamente el módulo de Young longitudinal con el módulo de Young del material isótropo. Para representar los materiales compuestos se debe trabajar con invariantes. Siguiendo esta técnica, la comparación entre diferentes materiales es justa y conservadora para los materiales compuestos.

Leyes constitutivas de los compuestos según las curvas Tensión-Deformación.

Como se ha dicho, los materiales compuestos están conformados por fibras y matrices donde cada uno de estos componentes tiene sus propiedades específicas, por lo que el comportamiento final del compuesto está influenciado por las características de cada uno de estos componentes. En el análisis de los materiales compuestos se pueden utilizar dos hipótesis fundamentales para estudiar cómo se produce la rotura en estos, o sea:

- La fibra posee una deformación de rotura inferior a la de la matriz.
- La matriz posee una deformación de rotura inferior a la de la fibra.

En el primer caso $\epsilon_f^R, \epsilon_m^R$ donde $\epsilon_f^R < \epsilon_m^R$ son las deformaciones de rotura en tracción de la fibra y la matriz respectivamente. Si se considera que la fibra y la matriz trabajan solidariamente o sea que sufran ambas la misma deformación, se puede observar en la figura 1.8 que la matriz rompe antes que la fibra.

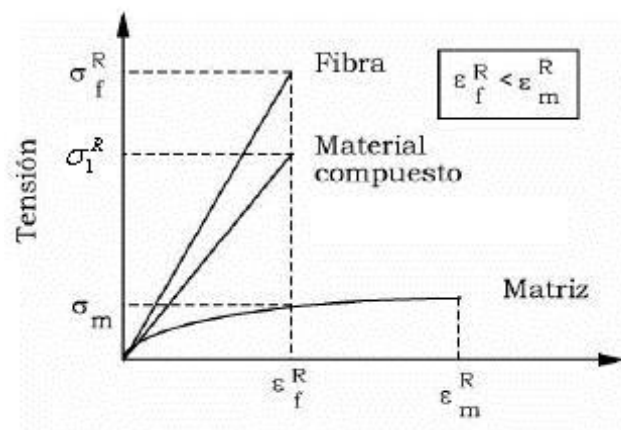


Figura 3.7 Curvas tensión-deformación cuando la fibra posee una deformación de rotura inferior a la de la matriz.

En la figura 3.7 σ_f^R y σ_l^R representan la tensión de rotura de la fibra y la lámina respectivamente y σ_m representa la tensión a la que se encuentra la matriz en el momento de la rotura y que es inferior a su tensión de rotura.

En el segundo caso $\sigma_m^R < \sigma_f^R$, las curvas de tensión-deformación quedan como se muestra en la figura 3.8.

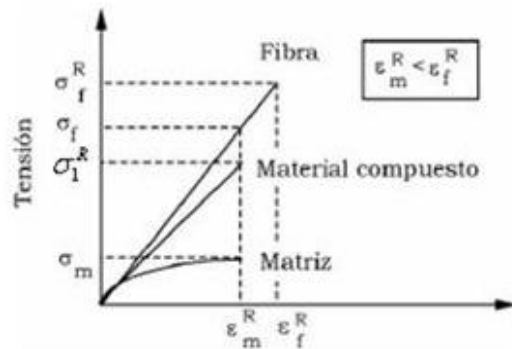


Figura 3.8 Graficas tensión-deformación si la matriz posee una deformación de rotura inferior a la de la fibra

Los resultados anteriores no tienen en consideración la distribución estadística de las resistencias a la tracción de fibra y matriz. Así, por ejemplo, para el caso de que la rotura se inicie en las fibras y no en la matriz, la resistencia de una fibra varía de un punto a otro de la misma, no produciéndose la rotura de todas las fibras al mismo tiempo sino que la lámina comienza a romperse en un punto débil de una fibra. La rotura de ésta hace cambiar la distribución de tensiones a la que se encuentra sometida la fibra que ha roto así como la de las fibras próximas.

4 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y NORMATIVAS

Cuando se diseña un elemento de hormigón armado reforzado con fibras de carbono se tiene que tomar en cuenta que tanto el hormigón armado como la fibra deben cumplir con normas preestablecidas por entes reguladores de reconocida trayectoria como es el caso de las normas A.C.I. así como los datos del fabricante de las fibras.

La estructuración de los elementos constitutivos de un sistema estructural deben guardar concordancia con la aplicación de los principios establecidos en dichas normas para que puedan dichos elementos estructurales comportarse adecuadamente cuando se les aplique las cargas o esfuerzos.

4.1 TIPOS DE ELEMENTOS

Para hablar del comportamiento de los elementos de una estructura de hormigón armado se debe analizar desde su más básica definición, pues existen elementos que están sometidos a distintas acciones como: compresión, flexión y torsión.

4.2 Elementos sometidos a compresión

La compresión es una fuerza que prensa, esto tiende a causar una reducción de volumen, esto que significa que se producirá una disminución en la longitud del elemento en la dirección de la aplicación de la fuerza o esfuerzo de compresión.

Los elementos que viven esencialmente compresión son las columnas, aunque en muchas ocasiones también reciban otro tipo de esfuerzos.

4.3 Elementos sometidos a flexión

Para poder citar con precisión los elementos sometidos a flexión vale mencionar primero la definición de flexión.

La flexión es una fuerza en la que actúan simultáneamente fuerzas de tensión y compresión; por ejemplo, cuando se flexiona una varilla, uno de sus lados se estira y el otro se comprime.

En el caso de elementos estructurales de hormigón armado las vigas trabajan esencialmente a flexión, además se produce este efecto en elementos como las zapatas, columnas, losas.

En las normas y en los análisis se considerarán los requisitos para soportar esfuerzos de flexión en vigas solamente.

En las normas generalmente se fijan condiciones que se deben cumplir para que los elementos no superen sus límites y tengan deformaciones aceptables.

4.4 Elementos sometidos a torsión

Los elementos estructurales en algunas ocasiones se encuentran sometidos a un efecto denominado torsión, depende de muchos factores y se puede presentar en columnas y vigas generalmente.

Cabe indicar que la torsión es una fuerza que dobla el material no como en el caso de la flexión sino que esto se produce cuando el material es girado hacia lados contrarios desde sus extremos. En este tipo de fuerza también actúan simultáneamente tensión y compresión.

En las normas que se citan a continuación se indicará algún requisito mínimo para torsión, puesto que este efecto está fuera del alcance de esta investigación.

4.5 Resistencia mínima según códigos

Según los códigos de diseño de estructuras de hormigón armado, los elementos deben contar con resistencias mínimas de diseño que permitan resistir la resistencia requerida por dicho elemento ante la implementación de una carga o un esfuerzo. Esta resistencia mínima ha sido analizada por muchos años en distintos escenarios y tomando en cuenta todos los factores intervinientes en el proceso, por lo que, a continuación se citará como referencia lo que dicen los códigos: C.E.C. 2000, ACI 318S-05, A.C.I. 440 R. y algunas otras normas para el comportamiento de la fibra de carbono.

4.5.1 A.C.I. 318-2008

⁵⁴Se cita lo referido en el capítulo 10 cuyo título es flexión y cargas axiales.

⁵⁵El alcance de la norma se deberán aplicar al diseño de elementos sometidos a flexión o axiales, o a la combinación de cargas de flexión y axiales.

⁵⁶Además como suposiciones de diseño dice el código que el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe basarse en las hipótesis dadas en 10.2.2 a 10.2.7, y debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

10.2.2.- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro, excepto que, para las vigas de gran altura, debe emplearse un análisis que considere una distribución no lineal de las deformaciones unitarias. Alternativamente, se permite emplear el modelo puntal-tensor.

10.2.3.- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0,003.

10.2.4.- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

10.2.5.- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial, excepto cuando se cumplan los requisitos de 18.4

10.2.6.- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal,

⁵⁴ American Concrete Institute. ACI 318-08.

⁵⁵ American Concrete Institute. ACI 318-08.

⁵⁶ American Concrete Institute. ACI 318-08.

parabólica o de cualquier forma que de origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

10.2.7.- Los requisitos de 10.2.6 se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto, definida como sigue:

10.2.7.1.- Un esfuerzo en el concreto de $0,85 f'c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a = \beta_1 c$ de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.

10.2.7.2.- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.

10.2.7.3.- Para $f'c$ entre 17 y 28 Mpa (170 y 280 kg/cm²), el factor β_1 se debe tomar como 0,85. Para resistencias superiores a 28 Mpa (280 kg/cm²), β_1 se debe disminuir en forma lineal a razón de 0,05 por cada 7Mpa(280 kg/cm²), de aumento sobre 28 Mpa (280 kg/cm²), sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0,65.

Dentro de los principios y requisitos generales se tiene lo siguiente:

⁵⁷ 10.3.1.- El diseño de las secciones transversales sometidas a cargas de flexión, o cargas axiales, o a la combinación de ambas (flexo-compresión) debe basarse en el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, utilizando las hipótesis de 10.2, descritas anteriormente.

10.3.2.- La condición de deformación balanceada existe en una sección transversal cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a f_y al mismo tiempo que el concreto en compresión alcanza su deformación unitaria última supuesta de 0,003.

10.3.3.- Las secciones se denominan controladas por compresión si la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o menor que el

⁵⁷ American Concrete Institute. ACI 318-08.

límite de deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0,003. El límite de deformación unitaria controlada por compresión es la deformación unitaria neta de tracción del refuerzo en condiciones de deformación unitaria balanceada. Para refuerzo Grado 420, y para todos los refuerzos preesforzados, se permite fijar el límite de deformación unitaria controlada por compresión en 0,002.

10.3.4.- Las secciones son controladas por tracción si la deformación unitaria neta de tracción en el refuerzo de acero extremo en tracción, ϵ_t , es igual o mayor a 0,005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0,003. Las secciones con ϵ_t entre el límite de deformación unitaria controlada por compresión y 0,005 constituyen una región de transición entre secciones controladas por compresión y secciones controladas por tracción.

10.3.5.- Para elementos no preesforzados en flexión y elementos no preesforzados con carga axial mayorada de compresión menor a $0,10 f'_c A_g$, ϵ_t , en el estado de resistencia nominal no debe ser menor a 0,004.

10.3.5.1.- Se permite el uso de refuerzo de compresión en conjunto con refuerzo adicional de tracción para aumentar la resistencia de elementos sometidos a flexión.

4.5.2 A.C.I. 440-R

Dentro del A.C.I. existe un capítulo especial para el diseño de elementos de hormigón armado reforzados con fibra de carbono, en el caso particular de vigas se hace hincapié en asumir la hipótesis de Navier pero considerando también la participación de la fibra de carbono en el lado traccionado de la viga.

A continuación se describen las consideraciones que se necesitan para poder diseñar adecuadamente la viga con el refuerzo de fibra de carbono.

Es conocido como ϵ_s la deformación del acero al nivel donde actúa la fuerza de tensión generada, si ϵ_R es la deformación de la fibra de carbono al nivel del fondo de la viga y si en el A.C.I. 440-R a esta deformación se la denomina como ϵ_{fe} entonces se tiene:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \frac{(h - c)}{c} - \varepsilon_{bi} ;$$

Donde:

ε_{fe} = Nivel de deformación en el FRP (Refuerzo de fibra de carbono);

ε_{cu} = Máxima deformación en el concreto;

h = Altura de la viga;

c = Distancia al eje neutro desde la fibra superior, y;

ε_{bi} = Deformación existente en la cara inferior.

Si además se conoce que el nivel de esfuerzo en el refuerzo exterior FRP se calcula con:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} ;$$

Que el nivel de deformación en el acero, tomando en cuenta al nivel de deformación en el FRP, se tiene:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{(d - c)}{(h - c)} \right);$$

Si también se conoce que para el cálculo del esfuerzo en el acero dentro de un comportamiento elasto-plástico, se tiene:

$$f_s = E_s \varepsilon_s ;$$

Por consiguiente para comprobar el equilibrio de la fuerza interna con una profundidad del eje neutro se debe obtener el valor de “c” en función de todas las variables intervinientes, se tiene:

$$c = \frac{(A_s f_s + A_f f_{fe})}{\gamma f'c \beta_1 b} ;$$

Finalmente conocido el valor de “c” se puede obtener la capacidad nominal a flexión en la viga con la siguiente fórmula:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

4.5.3 OTROS

En esta parte se hace referencia a la hoja técnica proporcionada por el fabricante de la fibra de carbono, que en este caso corresponde a la firma SIKA, cuya normativa se titula

⁵⁸Sika Carbodur – Sikadur 30, y que para este estudio se considerará sólo lo pertinente a la platina Sikadur tipo S512.

Dentro de la nota técnica del fabricante SIKA, se realizan las siguientes indicaciones sobre el diseño del reforzamiento:

Notas generales

La platina SIKA Carbodur no tiene deformación plástica de reserva. Por lo tanto la máxima resistencia a la flexión de la sección con reforzamiento es alcanzada cuando la falla ocurre durante la fluencia del acero y antes de la falla del concreto. El tipo de falla es influenciado por la sección transversal de la platina.

Para limitar el ancho de las fisuras y la deformación, el punto de fluencia no debería ser alcanzado en el acero de refuerzo bajo las cargas de servicio. Se debe evitar que fisuras de cortante que aparezcan, conduzcan a un brinco o desplazamiento relativo en la superficie reforzada y por consiguiente a un corte o desplazamiento de la platina.

El cálculo de esfuerzos y deformaciones puede ser efectuado con los métodos tradicionales.

Determinación del estado de la estructura

Dimensiones (geometría, acero de refuerzo, condición de nivel de la superficie sometida a reforzamiento). Calidad de los materiales existentes, condiciones climáticas, condiciones de servicio acordadas.

Verificaciones

Resistencia última

⁵⁸ SIKA, Hoja técnica Sika Carbodur-Sikadur 30.

- Estructura sin reforzamiento (tomando en cuenta un factor de seguridad total 1.0 o el que defina el código local vigente).
- Estructura con reforzamiento (con el tipo de falla descrita arriba, control de deformaciones).
- Delaminación
- Longitud de anclaje

Resistencia a la fatiga

- Control de esfuerzos del concreto y acero de refuerzo.

Capacidad de servicio

- Deformaciones o deflexiones (con deformaciones unitarias medias asumiendo comportamiento elástico de la estructura y con los cambios de deformaciones unitarias del concreto dependientes del tiempo).
- Esfuerzos del acero (ninguna deformación plástica en condiciones de servicio).
- Ancho de fisuras (por limitación del esfuerzo del acero en condiciones de servicio)

Se aplica también en el presente estudio la relación que existe con los dominios de deformación que la normativa española considera para el diseño del refuerzo de fibra de carbono.

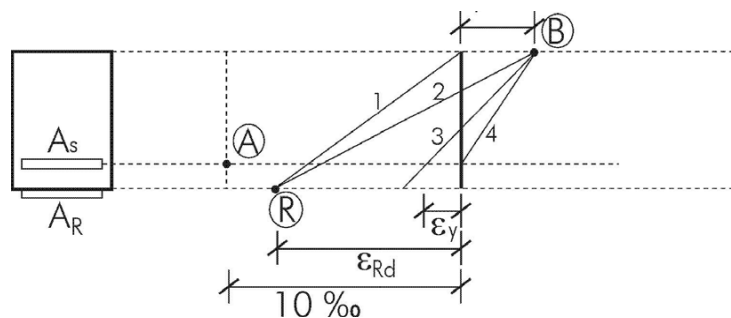


Figura 4.1 Dominios de deformación

Los dominios de deformación de una sección reforzada sometidos a flexión simple son dos, el dominio de los planos que pivotan en R y el de los planos que pivotan en B.

- Dominio de los planos que pivotan en R

Este dominio está limitado por los planos 1 y 2, tal como se puede observar en la figura 4.2. Todos los planos de este dominio pasan por el pivote R, es decir que las secciones que rompen por planos que pertenecen a este dominio rompen por el refuerzo. Si el dimensionamiento permite utilizar esta forma de rotura, es muy rentable disponer refuerzo puesto que éste se dispone trabajando a su máxima capacidad.

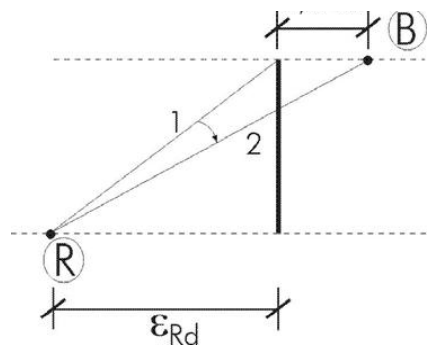


Figura 4.2 Dominios de deformación en R

- Dominio de los planos que pivotan en B

Este dominio está limitado por los planos 2 y 4, tal como se puede observar en la figura 4.1. Todos los planos de este dominio pasan por el pivote B, es decir que las secciones que rompen por planos que pertenecen a este dominio rompen por compresión del hormigón. En estos planos de deformación, el refuerzo ya no tiene efectividad máxima aunque el refuerzo sigue siendo rentable.

Dentro de los posibles planos de deformación que pasan por B hay dos dominios con un comportamiento marcadamente diferente.

1. El dominio entre los planos 2 y 3

En este dominio, el acero dispuesto en la sección trabaja a su máxima capacidad y, aunque se pierde efectividad respecto al dominio anterior, sigue siendo rentable disponer refuerzo.

2. El dominio entre los planos 3 y 4

En este dominio ya el acero de la sección disminuye su colaboración porque la deformación del acero es menor que su deformación de plastificación. En este dominio no es rentable disponer refuerzo salvo que el incremento resistente necesario del elemento estructural sea muy pequeño. Este dominio, tampoco se utiliza para dimensionar el hormigón armado a flexión.

Así pues, en un problema general de refuerzo a flexión es conveniente saber, antes de disponerse a calcular, en cuál de los dominios antes descritos se encuentra el plano de rotura de la sección reforzada.

Es importante también citar que se ha investigado la consideración que hacen Neubauer y Rostasy; y también Niedermeier para el control de la longitud de adherencia de la fibra y el control para que la fibra falle y no el hormigón.

Neubauer y Rostasy

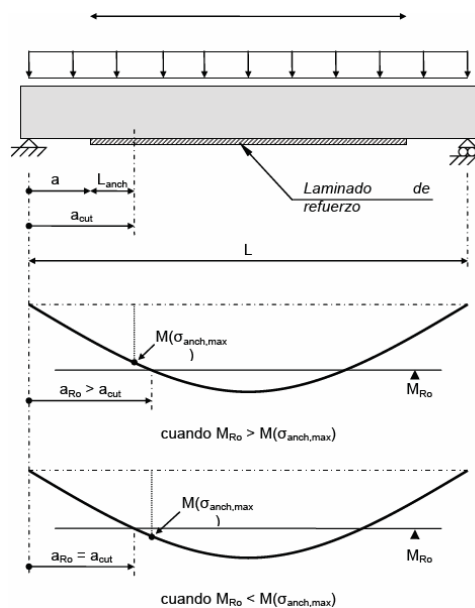


Figura 4.3 Longitud límite de anclaje

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{c_2 f_{ctm}}} \quad (mm)$$

$$\sigma_{anch,m\acute{a}x} = \alpha_1 c_1 k_c k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{c_2 f_{ctm}}} \quad (N/mm^2) \quad ; \text{ en la que:}$$

E_{FRP} es el m3dulo de elasticidad del laminado

e_{FRP} es el espesor del laminado

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracci3n

c_1 y c_2 son coeficientes experimentales (para laminados de fibra de carbono se toman valores de 0,64 y 2,00 respectivamente)

α_1 es un coeficiente de proyecto que tiene en cuenta la influencia de las fisuras inclinadas sobre la resistencia de adherencia (normalmente se toma un valor de 0,90)

k_c es un coeficiente de proyecto dependiente del grado de compactaci3n del hormig3n (para niveles normales se toma un valor unitario)

k_b es un factor geom3trico cuyo factor es:

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{\left[2 - \left(\frac{b_{FRP}}{b} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{b_{FRP}}{400} \right) \right]}} \geq 1$$

b es la anchura de la viga

b_{FRP} es la anchura del laminado

Niedermeier

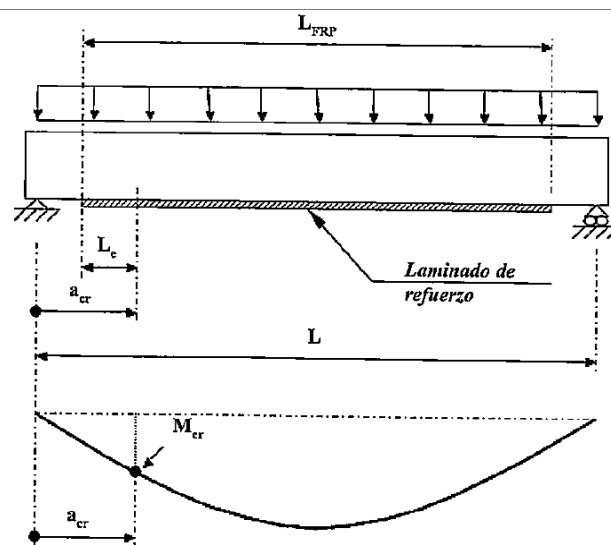


Figura 4.4 Longitud l3mite de anclaje

$$L_{cm} = 2l_t = 2 \times \frac{M_{cr}}{z_m \left(\sum \tau_{FRPm} b_{FRP} + \sum \tau_{sm} \phi_s \pi \right)}$$

$$\tau_{sm} = 1,85 f_{ctm}$$

$$\tau_{FRPm} = 0,44 f_{ctm}$$

$$M_{cr} = \frac{2,6 f_{ctm} b h^2}{6}$$

$$z_m = 0,85 \times \frac{(h E_{FRP} A_{FRP} + d E_s A_{s1})}{(E_{FRP} A_{FRP} + E_s A_{s1})}$$

5 DISEÑO DE VIGAS

El fundamento para diseñar vigas de hormigón armado es la interpretación de procesos o cambios que ocurrirán durante la construcción, montaje y uso de los elementos estructurales en la realidad; esto da como resultado la utilización de factores que afecten a las cargas sometidas y a la resistencia del elemento estructural. En el presente estudio se utiliza el método de diseño de última resistencia para elementos estructurales de hormigón armado. El método de última resistencia está avalado por el A.C.I. (American Concrete Institute), y en nuestro medio es de gran aceptación. Se considera primordial para el presente diseño las recomendaciones del fabricante de la fibra de carbono. Se toman en cuenta las normas citadas previamente como son el A.C.I. 318-08 y el A.C.I. 440 R.

5.1 Dimensionamiento de la viga tipo

Para la determinación de todas las dimensiones de la viga se propone un modelo que cuente con el enfoque práctico adecuado, lo que permita obtener las mejores respuestas de funcionamiento en la realización de los ensayos.

Todas las investigaciones realizadas a lo largo del tiempo en el campo del diseño de elementos estructurales de hormigón armado, y en especial de vigas han proporcionado el establecimiento de relaciones numéricas entre las dimensiones de la viga, que se tornan primordiales para el proceso que se va a desarrollar.

Las dimensiones de una viga son:

b = ancho de la sección de la viga

H = altura de la sección de la viga

L = longitud de la viga

d = peralte de la viga

Relaciones a considerar:

$$b/d = 0,25 - 0,60$$

$$h = L / 16$$

$$b \geq 25 \text{ cm para vigas interiores}$$

$$b \geq 30 \text{ cm para vigas exteriores}$$

Los datos conocidos para el diseño de la viga son:

Condición de apoyo = Simplemente apoyada

Resistencia mínima de materiales:

$$f'c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg / cm}^2$$

Valores de cargas que van a afectar a la viga

$$CM = 600 \text{ kg / m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg / m}^2$$

$$Luz = 4,00 \text{ m}$$

Dentro de los valores de carga muerta están considerados los valores de peso propio de la viga y los valores de los pesos que se someterán durante el ensayo.

Así como la carga viva representa el valor de uso de una edificación residencial.

La estructuración de los elementos tipo viga se dispondrán en luces de 4,00 m, por lo que los ejes de la estructura estarán separados unos de otros a esa distancia, para considerar la carga como una unidad por metro lineal, se debe tomar en cuenta el área cooperante de la viga que se va a diseñar.

Si consideramos todo lo dicho anteriormente tenemos el siguiente diagrama de la ubicación de la viga y su área cooperante:

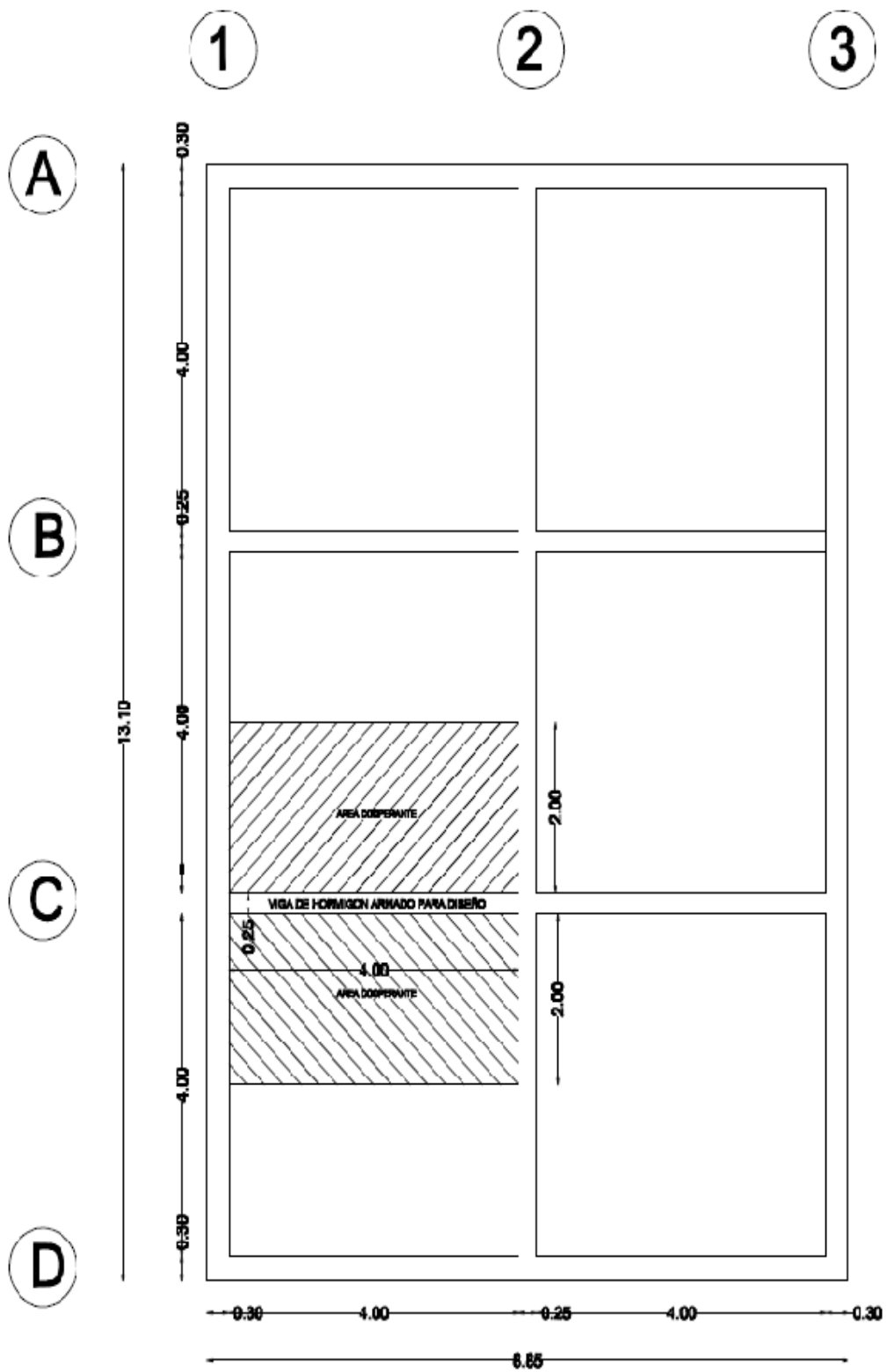


Figura 5.1 Viga de diseño

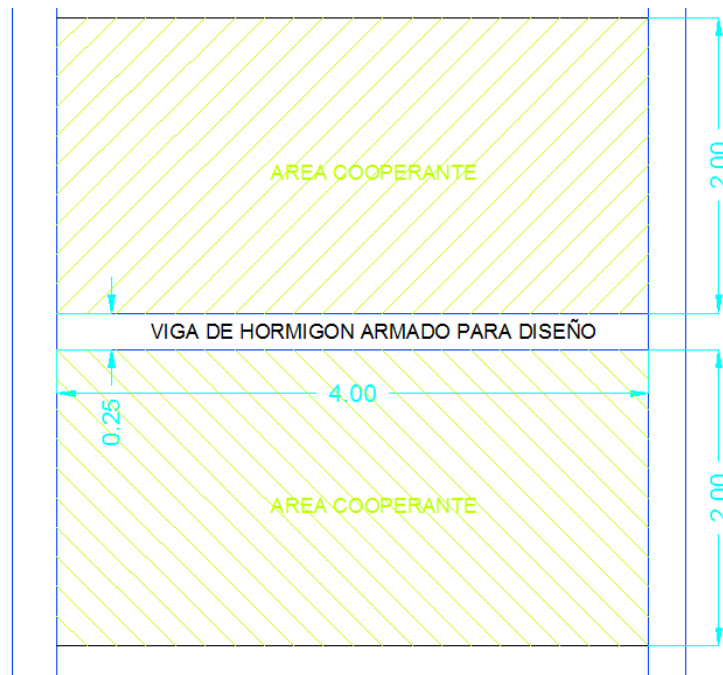


Figura 5.2 Área tributaria de viga de diseño

Si se continúa con el proceso de fijar dimensiones a la viga se tiene:

$b = 25 \text{ cm}$ (Por tratarse de una viga interior); $H = 45 \text{ cm}$

Entonces $25 / 45 = 0,55$; está dentro de los parámetros.

Se asume: $d = 39 \text{ cm}$

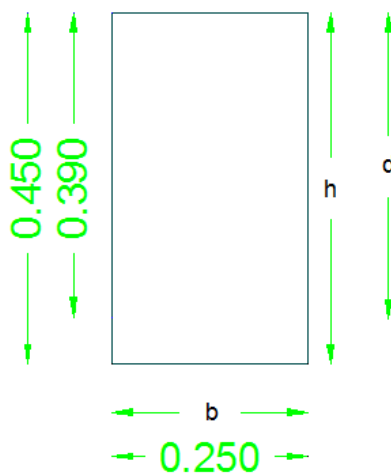


Figura 5.3 Sección de diseño de viga

El ancho cooperante = 4,00 m

Entonces para el cálculo de la carga se obtiene:

$$W_M = 0,6 (t / m^2) \times 4,0 (m) = 2,4 (t / m)$$

$$W_V = 0,2 (t / m^2) \times 4,0 (m) = 0,8 (t / m)$$

La condición de carga más común en la vida útil de la viga será:

$$U = 1,4 M + 1,7 V$$

$$W_U = 1,4 W_M + 1,7 W_L$$

$$W_U = 1,4 (2,4)(t / m) + 1,7 (0,8)(t / m)$$

$$W_U = 4,72 (t / m)$$

Obtención del momento flector máximo en la viga:

$$M_U = (W_U L^2) / 8 \text{ (Viga simplemente apoyada)}$$

$$M_U = ((4,72) (t/m) \times (4,0)^2 m^2) / 8$$

$$M_U = 9,44 \text{ t-m}$$

$$M_U = 944000 \text{ kg-cm}$$

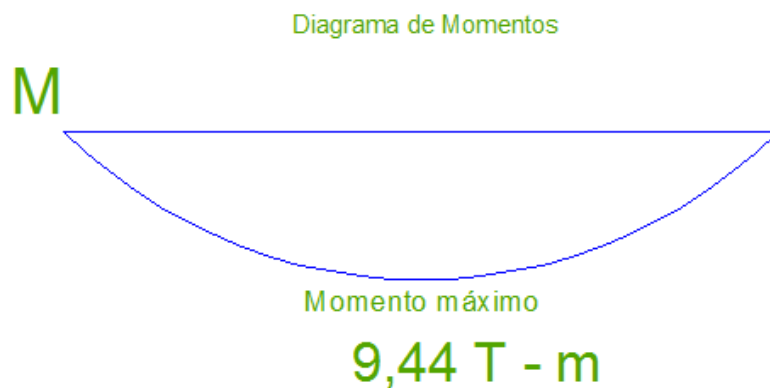


Figura 5.4 Diagrama de momentos de viga

Para la obtención de la cantidad de acero se recurre al análisis propuesto por Whitney, quien incorpora un bloque rectangular de esfuerzos del hormigón en lugar del diagrama curvo real.

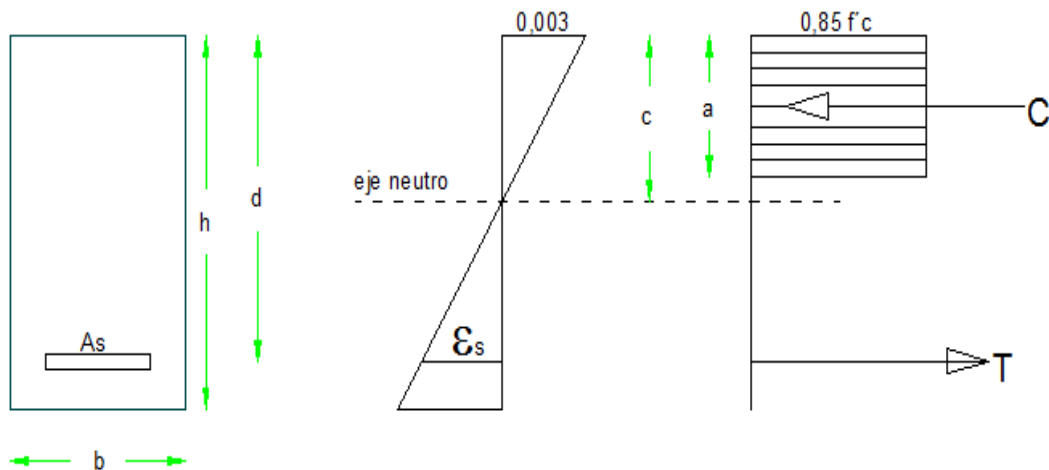


Figura 5.5 Bloque rectangular de Whitney

Donde,

$$a = \beta_1 c$$

que para el caso de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ corresponde un valor de 0,85, entonces:

$$a = 0,85 c$$

El esfuerzo uniforme equivalente del concreto es $0,85f'c$, con una deformación en la fibra extrema en compresión del hormigón de $\epsilon_c = 0,003$. El valor de la fuerza de compresión del concreto en las condiciones dadas será:

$$C = 0,85 f'c a b$$

El esfuerzo de tracción en el acero se supone igual a f_y , y por consiguiente el rango de deformaciones de la fibra extrema en tensión del acero será $\epsilon_s > \epsilon_y$. Por lo que el valor de la fuerza de tracción en el acero T será:

$$T = A_s f_y.$$

Si se obtiene el valor del momento flector nominal M_n , como:

$$M_n = T (d - a/2), \text{ reemplazando el valor de T;}$$

$$M_n = A_s f_y (d - a/2);$$

Si se incorpora el factor de reducción ϕ para determinar el Momento último se tiene:

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

Despejando A_s , nos da

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

Si se igualan las fuerzas $C = T$

$$C = 0,85 f' c a b$$

$$T = A_s f_y$$

$$0,85 f' c a b = A_s f_y$$

Se puede obtener el valor de a

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f' c b}$$

Si se reemplaza el valor de a en la fórmula de A_s , se tiene:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{0,85 f' c b}{2} \right)}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f' c b} \right)}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(\frac{1,7 f' c b d - A_s f_y}{1,7 f' c b} \right)}$$

$$A_s = \frac{1,7 f' c b Mu}{\phi f_y (1,7 f' c b d - A_s f_y)}$$

$$A_s f_y (1,7 f' c b d - A_s f_y) = \frac{1,7 f' c b Mu}{\phi}$$

$$\left((1,7 f' c b d A_s f_y) - (A_s f_y)^2 \right) = \frac{1,7 f' c b Mu}{\phi}$$

Igualando a cero la ecuación se tiene:

$$(A_s f_y)^2 - 1,7 f' c b d (A_s f_y) + \frac{1,7 f' c b Mu}{\phi} = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, y solo considerando el valor negativo antes del radical se obtiene:

$$A_s = \frac{0,85 f' c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi 0,85 f' c b d^2}} \right]$$

Obtención de la cantidad de refuerzo A_s a flexión en la viga:

$$A_s = \frac{0,85 f' c b d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{\phi 0,85 f' c b d^2}} \right]$$

$$A_s = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ } \Phi 14 + 2 \text{ } \Phi 16$$

$$A_s = 3,08 + 4,02 = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 b d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14,1 \times 25 \text{ cm} \times 39 \text{ cm}}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_{s_{\min}} = 3,27 \text{ cm}^2$$

$A_s \text{ colocado} = 7,10 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ mín}};$

Entonces, la disposición del acero de refuerzo a flexión será:

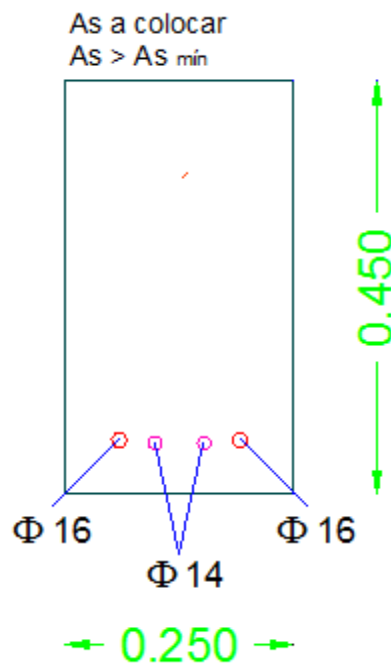


Figura 5.6 Acero de refuerzo en viga

La resistencia nominal a flexión de la viga será igual a:

$$Mn = Asfy (d - a/2)$$

El valor de “a” obtenido con el acero colocado es igual a:

$$a = \frac{As fy}{0,85 * f'c * b} ;$$

$$a = \frac{7,1 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 210 \text{ kg/cm}^2 * 25 \text{ cm}} ;$$

$$a = 6,578823529 \text{ cm}$$

$$c = a/0,85; c = 7,7397923875 \text{ cm}$$

Entonces

$$Mn = Asfy (d - a/2)$$

$$Mn = 7,10 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2 ((39) - (6,57882398/2))$$

$$Mn = 1064889,73446 \text{ kg cm}$$

$$Mu = \phi Mn$$

$$Mu = 0,90 * 1064889,73446 \text{ kg - cm}$$

$$Mu = 958400,761024 \text{ kg - cm}$$

El momento requerido $Mu_{req} = 944000 \text{ kg - cm}$ es menor que el $Mu_{nominal} = 958400,76 \text{ kg-cm}$, por lo que se acepta el diseño.

Determinación del refuerzo a cortante en la viga

La disposición teórica del modelo matemático de análisis del cortante sería:

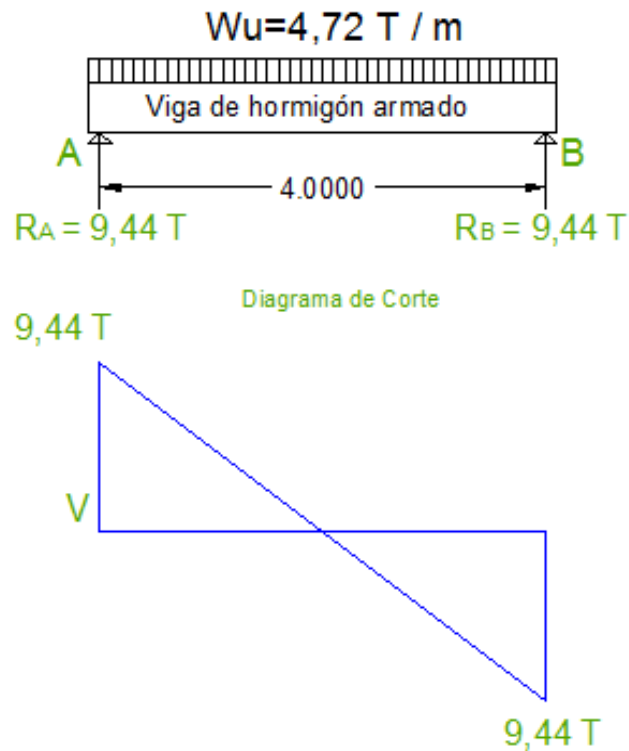


Figura 5.7 Carga de diseño y diagrama de cortante de viga de diseño

Pero si se considera el esquema de ensayo de la viga se tiene, que ofrecerá una disposición con los valores máximos de momento y de cortante nulo en el tercio medio principal.

El momento último de diseño es igual a $M=9,44 \text{ T-m}$, por las características del ensayo es posible aplicar únicamente una carga puntual en cada tercio medio de la luz libre de la viga, en cuyo caso el momento sería igual a:

$$M = P * a$$

Donde

a = distancia en metros medidos desde el apoyo al tercio medio.

$a = 1,3333 \text{ m}$, si $M=9,44 \text{ T-m}$, entonces

$$P = M / a$$

$$P = 9,44 \text{ T-m} / 1,33\text{m}$$

$$P = 7,08 \text{ T}$$

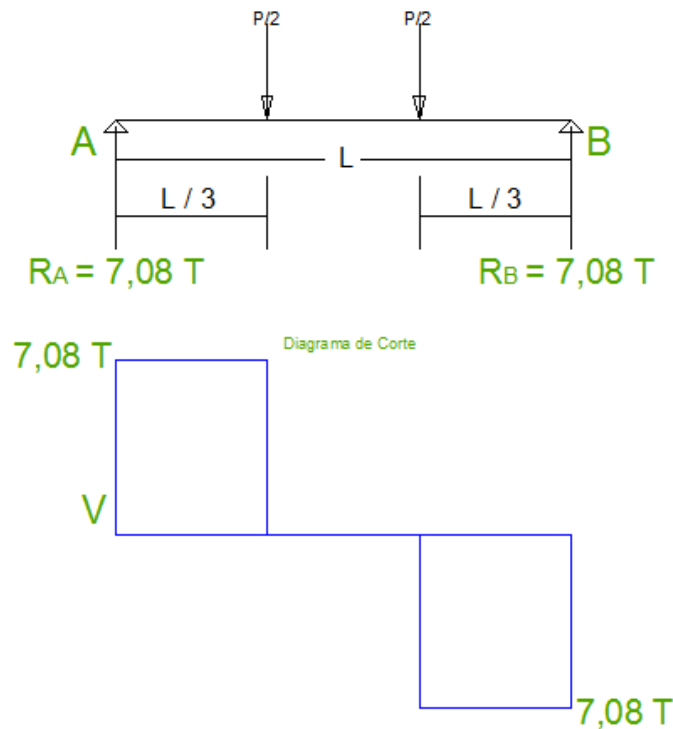


Figura 5.8 Modelo para ensayo de viga en estudio. Cargas y cortante.

Por lo tanto $P = 7,08 \text{ T}$, se considera como la máxima carga de diseño que va resistir en cada tercio medio la viga sin refuerzo exterior de fibra de carbono.

Por lo que el valor total que se pretende que resista la viga es de 14,16 T.

Pero para las vigas con refuerzo exterior de fibra de carbono se considera el efecto de incrementar el $Mu_{\text{refuerzo}} = 1,50 Mu = 1,50 * 9,44 \text{ T-m} = 14,16 \text{ T-m}$, por lo que, en el modelo matemático la carga será igual a:

$$Mu_{\text{refuerzo}} = P_{\text{refuerzo}} * a$$

Donde

$a =$ distancia en metros medidos desde el apoyo al tercio medio.

$a = 1,3333 \text{ m}$, si $M=9,44 \text{ T-m}$, entonces

$$P_{\text{refuerzo}} = M_{\text{refuerzo}} / a$$

$$P = 14,16 \text{ T}\cdot\text{m} / 1,33\text{m}$$

$$P = 10,62 \text{ T}$$

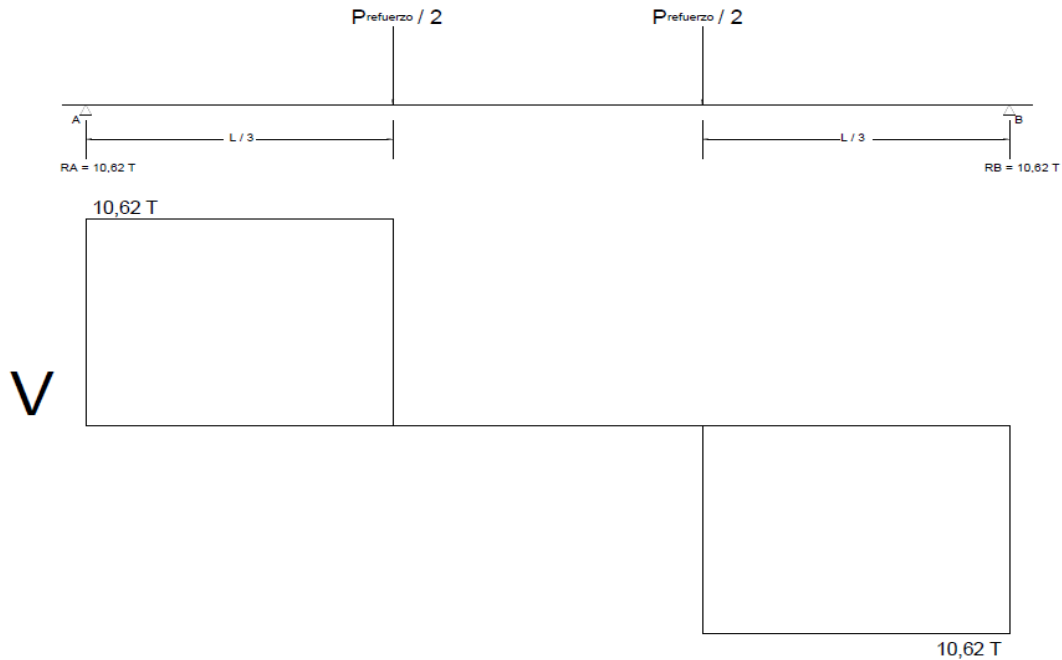


Figura 5.9 Modelo para ensayo de viga en estudio. Cargas y cortante. Prefuerzo

Además por tratarse de un caso de análisis a flexión de la viga de hormigón armado se ha buscado disminuir al máximo el efecto del corte en el proceso de ensayo a realizarse, lo que conduce a fijar un factor de amplificación de carga del $P_{u_{\text{refuerzo}}}$.

Por lo que la carga $P_{\text{efecto cortante}}$ será el doble de la carga P_{refuerzo} .

$$P_{\text{efecto cortante}} = 2 P_{\text{refuerzo}}$$

$$P_{\text{efecto cortante}} = 2 * 10,62 \text{ T}$$

$$P_{\text{efecto cortante}} = 21,24 \text{ T}$$

A continuación se indica el proceso para la obtención de la cantidad de estribos y su respectivo espaciamiento.

Conocemos que la capacidad resistente nominal a corte es:

$$V_n = V_c + V_s$$

Si la capacidad a cortante última es:

$$V_u = \phi V_n$$

Entonces

$$V_u = \phi (V_c + V_s)$$

$$V_U = 21,24 \text{ T}$$

El cortante a una distancia “d” de la cara del apoyo tiene un valor:

$$V_{Ud} = 21,24 \text{ T}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b d}$$

$$v_u = \frac{21,24}{0,85 * 25 * 39}$$

$$v_u = 25,63 \text{ kg/cm}^2$$

Si la capacidad resistente a corte del concreto es:

$$v_c = \frac{V_c}{b d}$$

Y el esfuerzo resistente del hormigón es:

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 0,53 \sqrt{210}$$

$$v_c = 7,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_y}{(v_u - v_c) b}$$

Si se considera un estribo de 0,8cm; se tendrá que A_v :

$$A_v = 2 * 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1,00 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{(25,63 - 7,68) (\text{kg/cm}^2) * 25 \text{ cm}}$$

$$s = 9,36 \text{ cm}$$

El valor obtenido de espaciamiento no puede ser mayor que el siguiente valor:

$$s \leq d/4$$

$$s = 39/4$$

$$s = 9,5 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{A_v f_y}{3} 5b$$

$$s_{m\acute{a}x} = \frac{1,00 * 4200}{3} 5 * 25$$

$$s_{m\acute{a}x} = 48 \text{ cm}$$

Puesto que la restricci3n de espaciamiento de cada estribo rige por el valor calculado se toma $s = 9,5 \text{ cm}$ como valor para el armado de los estribos de la viga. El n3mero de estribos para cada viga en sus tercios medios ser3 de 13 estribos, en cada uno de ellos.

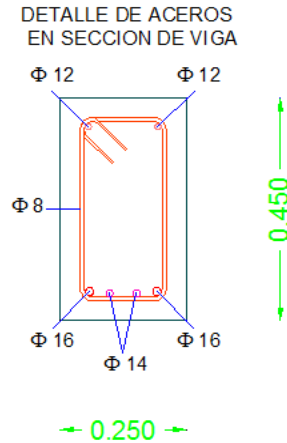


Figura 5.10 Armado de acero de refuerzo de viga.

Si adem3s se considera como par3metro de an3lisis, la deflexi3n m3xima en el centro de la viga; para saber su valor se indicarn los valores de deflexi3n con carga uniformemente distribuida y con carga puntual como se tiene previsto en el modelo de ensayo; para lo cual se incorpora el criterio de la secci3n transformada y se describe el siguiente procedimiento:

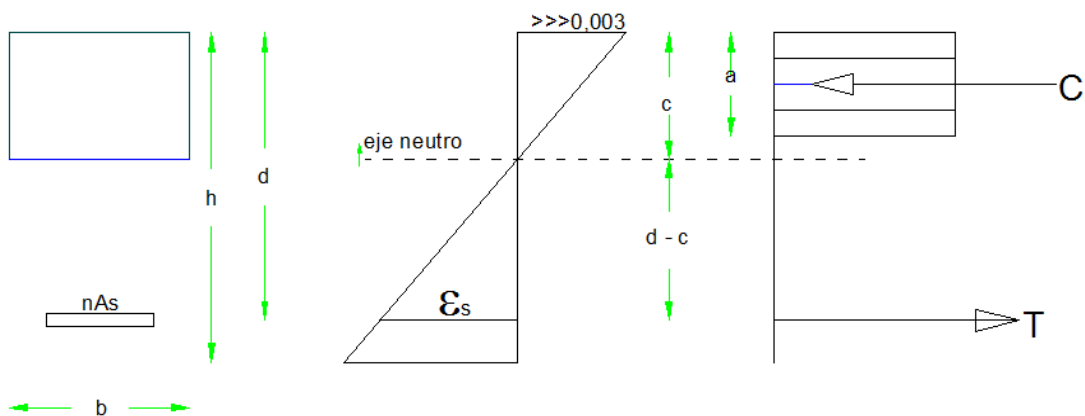


Figura 5.11 Secci3n transformada de viga de dise1o.

La deflexión máxima para la viga analizada bajo las condiciones de aplicación de una carga uniformemente distribuida se obtiene con la siguiente fórmula:

$$deflexión\ máxima = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

En donde:

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$$

I_e = Momento efectivo de Inercia

W_u = carga uniforme equivalente

El I_e estará en función de la sección de la viga, que en el momento de la falla ya no tiene la misma sección, puesto que el hormigón se ha agrietado y no aporta a la resistencia a tracción, por lo que se necesita añadir un concepto más que es el de la sección agrietada y por ende la inercia agrietada.

También se producirá un momento de agrietamiento que estará en función de I_g (Momento de inercia de la sección agrietada).

Para poder calcular el valor del momento efectivo de Inercia existe la fórmula de Branson:

$$I_e = \left(\frac{M_{agr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a}\right)^3\right] I_{agr}$$

Donde;

M_{agr} = Momento de agrietamiento

M_a = Momento máximo actuante en la luz libre

I_g = Momento de Inercia de la sección de hormigón sin considerar ningún refuerzo a tracción

I_{agr} = Momento de Inercia de la sección agrietada de hormigón considerando el refuerzo a tracción

Por ejemplo podemos conocer previamente el valor del momento de agrietamiento de la viga de la siguiente manera:

$$f'c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$E_C = 15000 \sqrt{f'c}$$

$$f_R = 2\sqrt{f'c}$$

$$f_R = 2\sqrt{210} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_R = 28,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_R = f_R I_g / y_t$$

Donde,

M_R = Momento de agrietamiento de la sección

f_R = Módulo de ruptura del hormigón

I_g = Momento de inercia de la sección transversal total

y_t = Distancia del eje centroidal de la sección a su fibra extrema en tensión

Entonces, se calculan los respectivos valores:

$$I_g = b h^3 / 12$$

$$I_g = ((25) \times (45)^3) / 12$$

$$I_g = 189843,75 \text{ cm}^4$$

$$y_t = 45 / 2$$

$$y_t = 22,5 \text{ cm}$$

$$f_R = 28,98 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_R = f_R I_g / y_t$$

$$M_R = 2 \sqrt{(210) \text{ kg/cm}^2} \times 189843,75 \text{ cm}^4 / 22,5 \text{ cm}$$

$$M_R = 244541,98 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 2,45 \text{ T-m}$$

Además, para conocer el valor de “ c “ se toman momentos estáticos de área respecto al eje neutro:

$$n A_s (d - c) = \frac{b c^2}{2}$$

Donde n es la relación modular:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Se conoce que:

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 217000 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces n:

$$n = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{217000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 9,677$$

Reemplazando valores:

$$n A_s (d - c) = \frac{b c^2}{2}$$

$$(9,677)(7,10)(39 - c) = \frac{25 c^2}{2}$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado para "c"; se obtiene:

$$c = 12,15 \text{ cm.}$$

Con este valor obtenido se puede iniciar el cálculo del momento de inercia agrietada.

$$I_{agr} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{agr} = \frac{25 \times 12,15^3}{3} + (9,677)(7,10)(39 - 12,15)^2$$

$$I_{agr} = 14946,78 + 49532,21$$

$$I_{agr} = 64478,99$$

El momento máximo actuante en la luz libre será igual a 9,44 T-m

Se procede a determinar el momento de inercia efectivo.

$$I_e = \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

$$I_e = \left(\frac{24454198}{944000} \right)^3 18984375 + \left[1 - \left(\frac{24454198}{944000} \right)^3 \right] 6447899$$

$$I_e = (0,0173837829125002)(189843,75) + (1 - 0,0173837829125002)(64478,99)$$

$$I_e = 66658,3037728 \text{ cm}^4$$

Este valor de I_e será utilizado para ambos procesos de obtención de la deflexión máxima, es decir, tanto para una carga uniformemente distribuida equivalente y para las cargas puntuales aplicadas en el proceso de ensayo.

Con los valores calculados se procede a determinar la deflexión máxima de la viga para el estado de carga última de diseño, con Wu.

$$\text{deflexión máxima} = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

Se denominará como Yt1 $\Delta_{\text{máxima}}$

$$Yt1 \Delta_{\text{máxima}} = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

$$Yt1 \Delta_{\text{máxima}} = \frac{5 \times 47,2 (\text{kg/cm}) 400^4 (\text{cm}^4)}{384 \times 217000 (\text{kg/cm}^2) \times (66658,3037728 \text{cm}^4)}$$

$$Yt1 \Delta_{\text{máxima}} = 1,0876940473 \text{ cm}$$

Luego se procede a determinar el valor de deflexión máxima considerando el aumento de carga última de diseño en un 50% de la carga última inicial, para lo cual se tiene lo siguiente:

Para lo que se calcula un nuevo valor de Ie.

$$I_e = \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

$$I_e = \left(\frac{24454198}{1416000} \right)^3 18984375 + \left[1 - \left(\frac{24454198}{1416000} \right)^3 \right] 6447899$$

$$I_e = (0,00515075049259)(189843,75) + (1 - 0,00515075049259)(64478,99)$$

$$I_e = 65124,7125993 \text{ cm}^4$$

Se denomina Yt 1-2 $\Delta_{\text{máxima}}$ al valor que se requiere obtener, luego;

$$Yt 1-2 \Delta_{\text{máxima}} = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

$$\text{Entonces } W_u 1-2 = W_u + W_{\text{SOBRECARGA}} = 1,50 W_u$$

$$W_u 1-2 = 1,50 W_u$$

$$W_u 1-2 = 1,50 (4,72 \text{ T/m})$$

$$W_u 1-2 = (7,08 \text{ T/m}); \text{ con lo que:}$$


$$Yt 1-2 \Delta_{\text{máxima}} = \frac{5 \times 70,8 (\text{kg/cm}) 400^4 (\text{cm}^4)}{384 \times 217000 (\text{kg/cm}^2) \times (65124,7125993 \text{cm}^4)}$$

$$Yt 1-2 \Delta_{\text{máxima}} = 1,6699614636 \text{ cm}$$

Para obtener el valor de la deflexión máxima bajo el modelo matemático que se aplica con las cargas en los tercios medios de la luz de la viga a ensayarse se utiliza la siguiente fórmula:

$$Y_{ENS} \text{ máxima} = \frac{P a \left[(3 L^2) - (4 a^2) \right]}{24 E I}$$

CALCULO COMPARATIVO DE FLECHA INMEDIATA CARGA EQUIVALENTE TOTAL AL CENTRO Y CARGA PUNTUAL EN CADA TERCIO MEDIO




DEFLEXION EN VIGAS SIN FIBRA DE CARBONO

FLECHA= $P a(3L^2-4a^2)/(24EI)$

Ie	66658,3038
a (cm)	133,333
L (cm)	400
P (kg)	7080
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,11186321
FLECHA (mm)	11,1186321

FLECHA= $P a(3L^2-4a^2)/(24EI)$

Ie	65124,7126
a (cm)	133,333
L (cm)	400
P (kg)	10620
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,70706894
FLECHA (mm)	17,0706894




DEFLEXION EN VIGAS SIN FIBRA DE CARBONO

FLECHA= $P(L^3)/(48EI)$

Ie	66658,3038
L (cm)	400
P (kg)	14160
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,30523286
FLECHA (mm)	13,0523286

FLECHA= $P(L^3)/(48EI)$

Ie	65124,7126
L (cm)	400
P (kg)	21240
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	2,00395376
FLECHA (mm)	20,0395376




DEFLEXION EN VIGAS CON FIBRA DE CARBONO

FLECHA= $P a(3L^2-4a^2)/(24EI)$

Ie	73848,5095
a (cm)	133,333
L (cm)	400
P (kg)	7080
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,00360747
FLECHA (mm)	10,0360747

FLECHA= $P a(3L^2-4a^2)/(24EI)$

Ie	72404,43
a (cm)	133,333
L (cm)	400
P (kg)	10620
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,53543607
FLECHA (mm)	15,3543607



DEFLEXION EN VIGAS CON FIBRA DE CARBONO

FLECHA= $P(L^3)/(48EI)$

Ie	73848,5095
L (cm)	400
P (kg)	14160
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,17814982
FLECHA (mm)	11,7814982

FLECHA= $P(L^3)/(48EI)$

Ie	72404,43
L (cm)	400
P (kg)	21240
E (kg/cm2)	217000
FLECHA (cm)	1,80247137
FLECHA (mm)	18,0247137

5.2 Resumen de las cargas a resistir por la viga

5.2.1 Carga de diseño

La carga de diseño de la viga se ha determinado en base a las consideraciones de carga muerta y carga viva que van a intervenir en la estructura, lo cual nos da como carga de diseño, la carga última de la combinación de carga muerta y carga viva factorizadas.

$$CM = 600 \text{ kg / m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Luz} = 4,00 \text{ m}$$

Combinación de carga

$$U = 1,4 M + 1,7 V$$

Carga de diseño

$$W_U = 1,4 W_M + 1,7 W_L$$

$$W_U = 1,4 (2,4)(\text{t / m}) + 1,7 (0,8)(\text{t / m})$$

$$W_U = 4,72 (\text{t / m})$$

Momento producido

$$M_U = (W_U L^2) / 8$$

$$M_U = ((4,72) (\text{t/m}) \times (4,0)^2 \text{ m}^2) / 8$$

$$M_U = 9,44 \text{ t-m}$$

$$M_U = 944000 \text{ kg-cm}$$

5.2.2 Sobrecarga

Se ha determinado que el incremento de carga que va a soportar la viga en estudio será igual a incrementar el efecto del momento último de diseño en un 50% de su valor, es decir:

$$M_{U \text{ SOBRECARGA}} = 0,50 M_U$$

$$M_u = 9,44 \text{ T - m}$$

Por consiguiente el valor de $M_{U \text{ SOBRECARGA}}$ será de un valor de **4,72 T – m** que deberá resistir la viga en estudio con la incorporación de la fibra de carbono.

$$P_{U \text{ SOBRECARGA}} = M_U * 8 / L^2$$

Como se ha fijado un momento de **4,72 t-m** se procede a reemplazar en la ecuación y se tiene:

$$W_{U \text{ SOBRECARGA}} = (8 \times 4,72 / 16) \text{ (t / m)}$$

$$W_{U \text{ SOBRECARGA}} = 2,36 \text{ (t / m)}$$

Estado de deformaciones y fuerzas en el hormigón armado con W_u

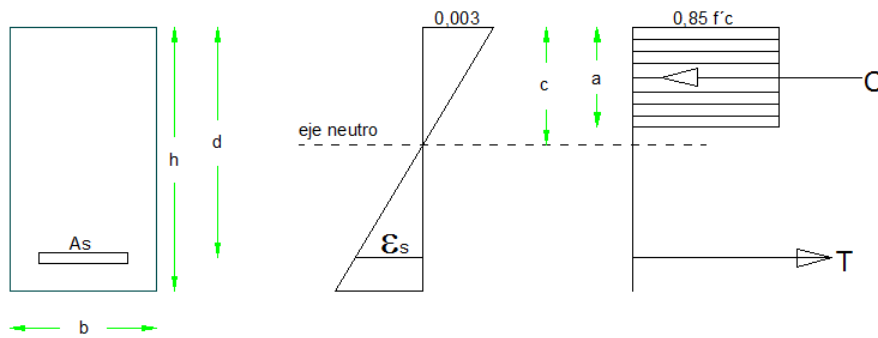


Figura 5.12 Deformaciones y fuerzas.

Si se ha establecido que existirá un incremento de carga importante del rango del 50% del valor de W_u , entonces la condición del diagrama de deformaciones y de fuerzas de compresión y tensión serán:

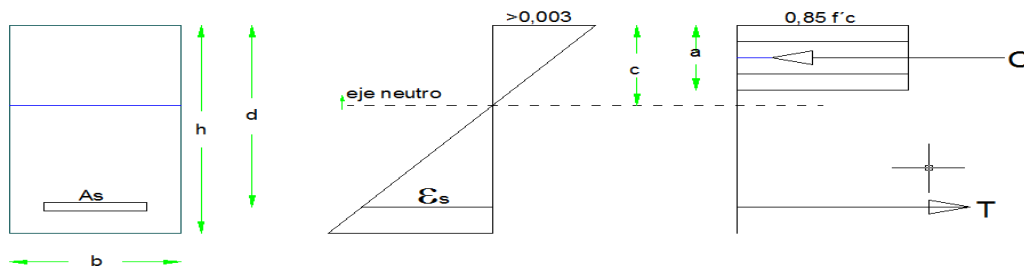


Figura 5.13 Deformaciones y fuerzas.

5.2.3 Carga de falla

La carga de falla será mayor o igual a un valor que puede sobrepasar la sobrecarga prevista, pero dependiendo del modo de falla que se espera obtener; por lo que el análisis del comportamiento de la viga se debe basar en una de las siguientes condiciones: que el hormigón se encuentra muy cerca de la máxima deformación que puede recibir, es decir con valores de ϵ_c muy mayores a 0,003 y muy cercanos a 0,004 y que el refuerzo de fibra de carbono no haya superado su deformación prevista en el diseño; o que el modo de falla se produzca por un desprendimiento de la fibra de carbono. También se considera que una vez que el acero haya pasado su valor de inicio de la fluencia f_y y que sus deformaciones ϵ_s sigan aumentando; se sabe que el elemento se encuentra muy cerca de la falla, por lo que se puede apreciar durante el análisis del elemento estructural los siguientes rangos de valores:

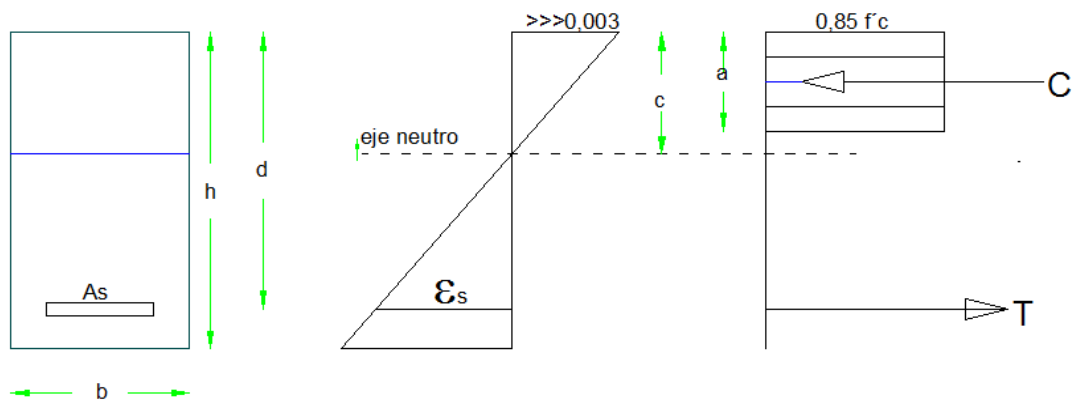


Figura 5.14 Máxima deformación en el hormigón

Falla por máxima compresión del hormigón

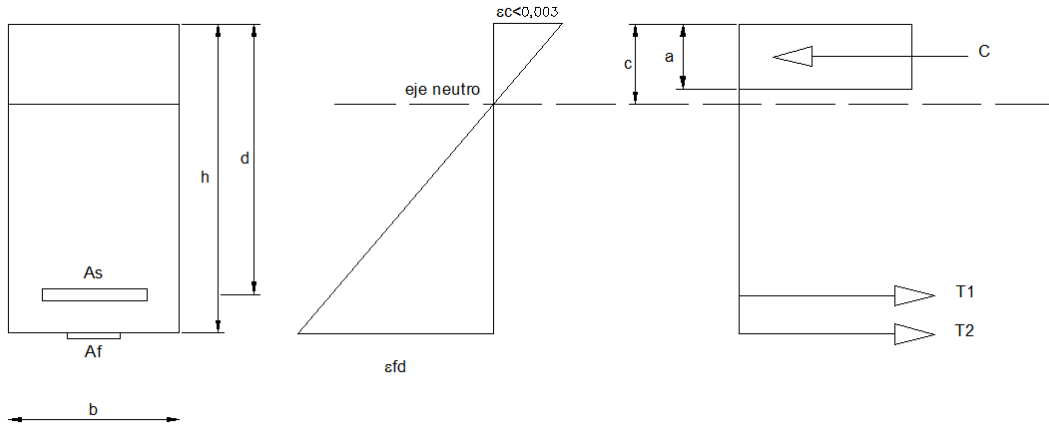


Figura 5.15 Máxima deformación en la fibra de carbono
Falla por ruptura de la fibra de carbono

En este punto conviene utilizar el concepto del dominio de deformación y la longitud última de anclaje para una falla de la fibra de carbono.

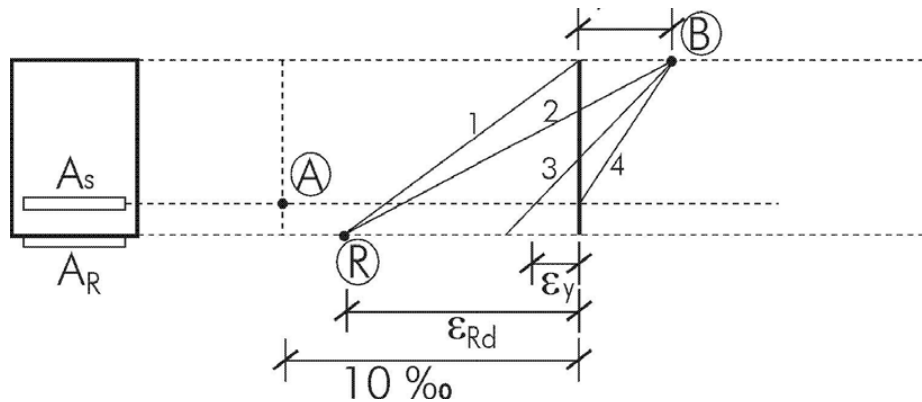


Figura 5.16 Dominios de deformación

Los dominios de deformación de una sección reforzada sometidos a flexión simple son dos, el dominio de los planos que pivotan en R y el de los planos que pivotan en B.

- Dominio de los planos que pivotan en R

Este dominio está limitado por los planos 1 y 2, tal como se puede observar en la figura 4.2. Todos los planos de este dominio pasan por el pivote R, es decir que las secciones que rompen por planos que pertenecen a este dominio rompen por el refuerzo. Si el

dimensionamiento permite utilizar esta forma de rotura, es muy rentable disponer refuerzo puesto que éste se dispone trabajando a su máxima capacidad.

- Dominio de los planos que pivotan en B

Este dominio está limitado por los planos 2 y 4, tal como se puede observar en la figura 4.3. Todos los planos de este dominio pasan por el pivote B, es decir que las secciones que rompen por planos que pertenecen a este dominio rompen por compresión del hormigón. En estos planos de deformación, el refuerzo ya no tiene efectividad máxima aunque el refuerzo sigue siendo rentable.

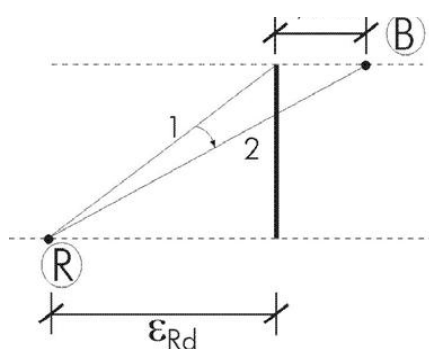


Figura 5.17 Dominio de deformación en B

Dentro de los posibles planos de deformación que pasan por B hay dos dominios con un comportamiento marcadamente diferente.

1. El dominio entre los planos 2 y 3

En este dominio, el acero dispuesto en la sección trabaja a su máxima capacidad y, aunque se pierde efectividad respecto al dominio anterior, sigue siendo rentable disponer refuerzo.

2. El dominio entre los planos 3 y 4

En este dominio ya el acero de la sección disminuye su colaboración porque la deformación del acero es menor que su deformación de plastificación. En este dominio no es rentable disponer refuerzo salvo que el incremento resistente necesario del elemento estructural sea muy pequeño. Este dominio, tampoco se utiliza para dimensionar el hormigón armado a flexión.

Así pues, en un problema general de refuerzo a flexión es conveniente saber, antes de disponerse a calcular, en cuál de los dominios antes descritos se encuentra el plano de rotura de la sección reforzada.

Rostasy y Neubauer

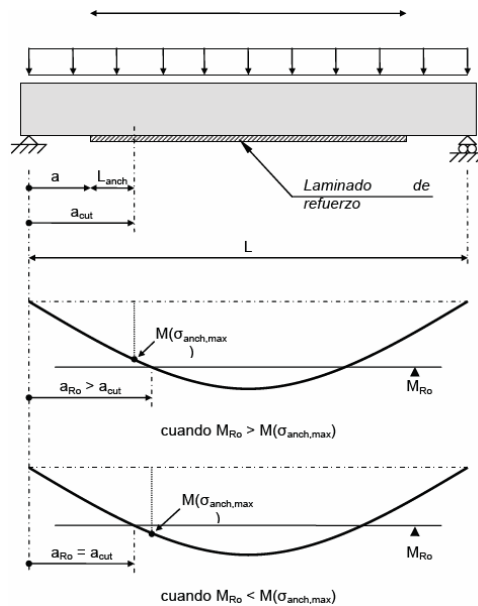


Figura 5.18 Longitud límite de anclaje

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{E_{FRP} e_{FRP}}{c_2 f_{ctm}}} \quad (mm)$$

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_1 c_1 k_c k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} f_{ctm}}{e_{FRP}}} \quad (N/mm^2)$$

En la que

E_{FRP} es el módulo de elasticidad del laminado

e_{FRP} es el espesor del laminado

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción

c_1 y c_2 son coeficientes experimentales (para laminados de fibra de carbono se toman valores de 0,64 y 2,00 respectivamente)

α_1 es un coeficiente de proyecto que tiene en cuenta la influencia de las fisuras inclinadas sobre la resistencia de adherencia (normalmente se toma un valor de 0,90)

k_c es un coeficiente de proyecto dependiente del grado de compactación del hormigón (para niveles normales se toma un valor unitario)

k_b es un factor geométrico cuyo factor es:

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \left(\frac{b_{FRP}}{b}\right)}{1 + (b_{FRP}/400)}} \geq 1$$

b es la anchura de la viga

b_{FRP} es la anchura del laminado

La longitud total del laminado viene definida por extenderlo hacia los extremos una cantidad, L_{anch} , a partir de un punto de corte, $acut$, definido desde el apoyo. Este punto de corte se determina a partir del menor valor de los dos siguientes: a) coordenada de la sección de la viga reforzada en la que el diagrama de momentos debido a las cargas de proyecto coincide con el momento para el cual la tensión en el laminado alcanza el valor $\sigma_{anch,max}$; b) coordenada de la sección de la viga en la que el momento resistente de la viga no reforzada es inferior al diagrama de momentos producido por las cargas de proyecto

$$L_{anch} = \sqrt{\frac{165000(N/mm^2)1,2mm}{2 \times 2,898f(N/mm^2)}} \quad (mm)$$

$$L_{anch} = 184,828273495 \quad (mm)$$

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \left(\frac{b_{FRP}}{b}\right)}{1 + (b_{FRP}/400)}} \geq 1$$

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \left(\frac{50}{250}\right)}{1 + (50/400)}} \geq 1$$

$$k_b = 1,3408057279 \geq 1$$

$$\sigma_{anch,max} = \alpha_1 c_1 k_c k_b \sqrt{\frac{E_{FRP} f_{ctm}}{e_{FRP}}} \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{anch,max} = 0,90 \times 0,64 \times 1,00 \times 1,3408057279 \sqrt{\frac{165000 \times 2,898}{1,2}} \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{anch,max} = 487,516006841 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{anch,m\acute{a}x} = 4875,16006841 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Para determinar la distancia *acut* se necesita obtener el menor valor de los citados anteriormente, para resolver el literal a) se tiene lo siguiente:

$$\sigma_{anch,m\acute{a}x} = E \varepsilon_{anch,m\acute{a}x} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\varepsilon_{anch,m\acute{a}x} = \frac{\sigma_{anch,m\acute{a}x}}{E}$$

$$\varepsilon_{anch,m\acute{a}x} = \frac{4875,16006841}{1650000}$$

$$\varepsilon_{anch,m\acute{a}x} = 0,0029546424657$$

Se conoce también que:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \frac{(h - c)}{c} - \varepsilon_{bi}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,001126946\epsilon$$

$$0,0029546424657 = 0,003 \frac{(45 - c)}{c} - 0,001126946\epsilon$$

$$\text{Donde } c = 19,063492\text{cm}$$

Se obtiene el momento nominal de la viga

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 7,1 * 4200 \left(39 - \frac{0,85 * 19,063492}{2}\right) + 0,85 * 0,6 * 4875,16006841 \left(45 - \frac{0,85 * 19,063492}{2}\right)$$

$$M_n = 1013119,53833 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 10,1311953833 \text{ ton-m}$$

Si se conoce además que la ecuación del momento se define por

$$M = wx^2 / 2 - 14,16x$$

Para obtener x se reemplazan valores de momento y de carga, donde resulta:

$$10,1311953833 * (2) = 7,08 x^2 - 28,32x$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado para x se tiene:

$$x = 0,619526598418 \text{ m}$$

$$x = 61,9526598418 \text{ cm}$$

Para resolver el literal b) de lo propuesto por Rostasy y Neubauer se tiene lo siguiente:

El momento resistente de la viga sin fibra de carbono resulta ser:

$$M_n = 958400,761024 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 9,58400761024 \text{ ton-m}$$

Si se conoce además que la ecuación del momento se define por

$$M = wx^2 / 2 - 14,16x$$

$$9,58400761024 \cdot (2) = 7,08 x^2 - 28,32x$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado para x se tiene:

$$x = 0,58985458714 \text{ m}$$

$$x = 58,985458714 \text{ cm}$$

De los dos resultados el menor valor es el obtenido en el literal b) correspondiente a una $x = 58,985458714 \text{ cm}$, que se agrega al valor calculado como $L_{anch} = 18,4828273495 \text{ cm}$.

El valor máximo de delaminación *acut* de la fibra corresponderá a un valor de:

$$acut = 58,985458714 + 18,4828273495 \text{ (cm)}$$

$$acut = 77,4682860595 \text{ (cm)}$$

$$acut = 77,4682860595 \text{ cm}$$

Con este valor se puede determinar el máximo valor de momento que soporta la fibra y por ende se puede determinar la máxima carga.

$$M = wx^2 / 2 - 14,16x$$

$$M_n = 1309398,20181 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 13,0939820181 \text{ ton-m}$$

Así la carga en el tercio P1=9,82ton, la carga total P=19,64ton.

Niedermeier

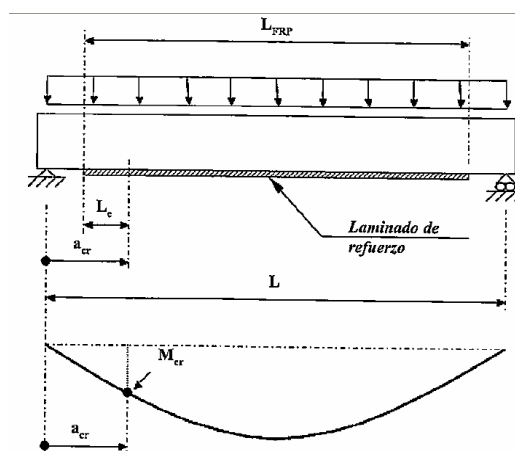


Figura 5.19 Longitud límite de anclaje

$$L_{cm} = 2l_t = 2 \times \frac{M_{cr}}{z_m \left(\sum \tau_{FRPm} b_{FRP} + \sum \tau_{sm} \phi_s \pi \right)}$$

$$\tau_{sm} = 1,85 f_{ctm}$$

$$\tau_{FRPm} = 0,44 f_{ctm}$$

$$M_{cr} = \frac{2,6 f_{ctm} b h^2}{6}$$

$$z_m = 0,85 \times \frac{(h E_{FRP} A_{FRP} + d E_s A_{s1})}{(E_{FRP} A_{FRP} + E_s A_{s1})}$$

$$\tau_{sm} = 1,85 \times 2,898 = 5,3613$$

$$\tau_{FRPm} = 0,44 \times 2,898 = 1,27512$$

$$M_{cr} = \frac{2,6 \times 2,898 \times 250 \times 450^2}{6} = 63574875 (Nmm)$$

$$M_{cr} = 63574875 (kg\ cm)$$

$$M_{cr} = 6,3574875 (ton-m)$$

$$z_m = 0,85 \times \frac{(450 \times 165000 \times 60 + 390 \times 210000 \times 710)}{(165000 \times 60 + 210000 \times 710)} = 393,735849057$$

$$L_{cm} = 2l_t = 2 \times \frac{63574875}{393,735849057 \left(\sum 5,3613 \times 50 + \sum 1,27512 \times 15 \times 3,14159 \right)}$$

$$L_{cm} = 984,086847184mm$$

$$x = 0,984086847184m$$

Con este valor se puede determinar el máximo valor de momento que soporta la fibra y por ende se puede determinar la máxima carga.

$$M = wx^2 / 2 - 14,16x$$

$$M_n = 1050643,84494\ kg-cm$$

$$M_n = 10,5064384494\ ton-m$$

Así la carga en el tercio P1=7,88ton, la carga total P=15,76 ton.

De acuerdo al análisis realizado de la posible carga de falla siguiendo el criterio de adherencia de la fibra de carbono: se tiene que la máxima carga de falla estará dentro de una carga entre 15,76 ton y 19,64 ton.

5.3 Refuerzo de fibra de carbono

El empleo de la fibra de carbono para el caso que se está analizando servirá para mejorar el comportamiento de la viga de hormigón armado cuando se aplique la sobrecarga sobre la viga.

Siguiendo las recomendaciones del A.C.I. 440 R se procede a verificar si es factible adicionar un refuerzo externo a la viga en estudio, para lo cual hay que cumplir con lo siguiente:

$$(\Phi M_n)_{\text{EXISTENTE}} \geq (1,2 M_{\text{CM}} + 0,85 M_{\text{CV}})_{\text{NUEVO}}$$

Como ya se ha mencionado el incremento máximo que se realizará es el del Momento último, y en este caso particular significa realizar un incremento máximo del 50% tanto de la carga muerta existente cuanto de la carga viva existente.

$$CM_{\text{EXISTENTE}} = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{EXISTENTE}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{\text{NUEVA}} = 0,5 CM_{\text{EXISTENTE}}$$

$$CV_{\text{NUEVA}} = 0,5 CV_{\text{EXISTENTE}}$$

$$CM_{\text{NUEVA}} = 0,5 * 600 \text{ kg/m}^2$$

$$CM_{\text{NUEVA}} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{NUEVA}} = 0,5 * 200 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{NUEVA}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

El valor de las cargas por metro de longitud serán:

$$Wu_{\text{CM}_{\text{NUEVA}}} = 300 \text{ kg/m}^2 * 4 \text{ m} = 1200 \text{ kg/m} = 1,2 \text{ T/m}$$

$$Wu_{\text{CV}_{\text{NUEVA}}} = 100 \text{ kg/m}^2 * 4 \text{ m} = 400 \text{ kg/m} = 0,4 \text{ T/m}$$

$$\text{El valor de } U_{\text{CM}} = 1,4 Wu_{\text{CM}_{\text{NUEVA}}} = 1,4 * 1,2 \text{ T/m} = 1,68 \text{ T/m}$$

$$\text{El valor de } U_{\text{CV}} = 1,4 Wu_{\text{CV}_{\text{NUEVA}}} = 1,4 * 0,4 \text{ T/m} = 0,56 \text{ T/m}$$

Entonces el valor del momento nuevo será:

$$M_{\text{CM}_{\text{NUEVO}}} = (U_{\text{CM}} * L^2) / 8$$

$$M_{\text{CM}_{\text{NUEVO}}} = (1,68 \text{ T/m} * 16 \text{ m}^2) / 8 = 3,36 \text{ T-m}$$

$$M_{\text{CV}_{\text{NUEVO}}} = (U_{\text{CV}} * L^2) / 8$$

$$M_{\text{CV}_{\text{NUEVO}}} = (0,56 \text{ T/m} * 16 \text{ m}^2) / 8 = 1,12 \text{ T-m}$$

$$(\Phi M_n)_{\text{EXISTENTE}} \geq (1,2 M_{\text{CM}} + 0,85 M_{\text{CV}})_{\text{NUEVO}}$$

$$0,90 * 9,44 \text{ T-m} \geq ((1,2 * 3,36) + (0,85 * 1,36)) \text{ T-m}$$

$$8,496 \text{ T-m} \geq ((4,032) + (1,156)) \text{ T-m}$$

$$8,496 \text{ T-m} \geq 5,188 \text{ T-m}$$

Por lo que se puede reforzar la viga de hormigón armado.

La incorporación del refuerzo exterior de fibra de carbono en las vigas entrega una nueva disposición de las reacciones en las vigas, esto se basa en la hipótesis de Navier tal como se muestra a continuación:

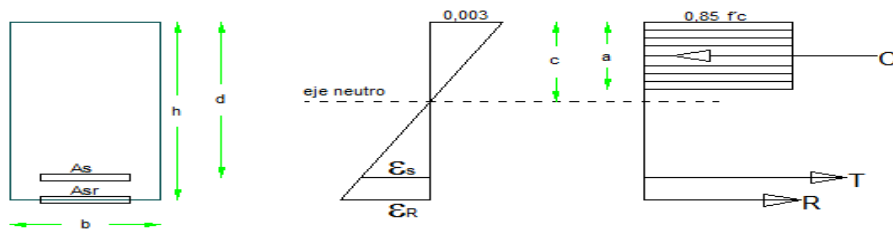


Figura 5.20 Deformaciones y fuerzas con la incorporación de fibra de carbono

Se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

El refuerzo de fibra de carbono tiene un comportamiento elástico hasta la falla.

Se asume un pegado perfecto entre el sustrato de hormigón con el epóxico y la fibra.

La máxima deformación del hormigón es de 0,003.

Se ha determinado que el incremento de carga que va a soportar la viga en estudio será igual a incrementar el efecto del momento último de diseño en un máximo del 50% de su valor, es decir:

$$M_{U \text{ MAX SOBRECARGA}} = 0,50 M_U$$

Por consiguiente el aporte del refuerzo de fibra de carbono deberá proveer de un mejoramiento de la capacidad nominal a flexión de la viga, es decir el valor que aporte R en la capacidad a flexión se lo analiza a continuación.

5.3.1 Tipo de refuerzo

Dentro de la gama de refuerzos de fibra de carbono se escoge un refuerzo estructural tipo platina disponible en el mercado, dicho refuerzo es conocido como SIKADUR S512, cuyas características son las siguientes:

$$\text{Densidad} = 1,60 \text{ g/cm}^3$$

$$E_f = \text{Módulo de Elasticidad} = 165000 \text{ N/mm}^2 = 1650000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{fu} = \text{Resistencia a tracción (Valor medio)} = 3100 \text{ N/mm}^2 = 31000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{fu} = \text{Resistencia a tracción (Valor mínimo)} = 2800 \text{ N/mm}^2 = 28000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{fu} = \text{Alargamiento a la rotura (valor mínimo)} > 1,70\% = 0,017$$

$$\text{Deformación de diseño} \quad 0,85\% = 0,0085$$

5.3.2 Dimensionamiento del refuerzo

El incremento de carga que se produce en la viga es asumido por el refuerzo externo de fibra de carbono, por lo que, en un primer análisis no se considera la participación del acero, solamente se estima, el efecto producido por la adición de la fibra de carbono en la zona de tensión. Finalmente, se analizará la situación cercana a la falla y con esto se determinará como actuarán los dos componentes de la zona de tensión, cuando sus deformaciones lleguen a ser máximas.

Se ha previsto instalar solo una platina S512 en el tramo central del fondo de la viga.

A continuación se analiza en qué porcentaje la fibra de carbono aporta a la resistencia nominal a flexión de la viga cuando se ha producido el incremento máximo del valor del momento último, para lo cual se requiere conocer la ubicación del eje neutro y así poder determinar la capacidad a flexión de la viga en la condición planteada.

Para determinar el valor de “ c “ se toman momentos estáticos de área respecto al eje neutro:

$$nAs(d - c) + n_l Asr(h - c) = \frac{bc^2}{2}$$

Donde n es la relación modular:

$$Asr = 5\text{cm} \cdot 0,12\text{cm}$$

$$Asr = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$h = 45\text{cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n_l = \frac{E_R}{E_c}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 217000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_r = 1650000 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces n:

$$n = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{217000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 9,677$$

$$n_l = \frac{1650000 \text{ kg/cm}^2}{217000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n_l = 7,604$$

Reemplazando valores y resolviendo la ecuación de segundo grado para “ c “; se obtiene:

$$nAs(d - c) + n_l Asr(h - c) = \frac{bc^2}{2}$$

$$c = 12,54 \text{ cm.}$$

Con este valor de “c” las fuerzas internas no están en equilibrio por lo que se realiza un proceso iterativo que permita obtener el equilibrio de las fuerzas y además se encuentren las deformaciones dentro del dominio de deformación de ruptura de la fibra por lo que se tiene obtiene primero el límite de deformación para ruptura de la fibra de carbono

$$\varepsilon_{fd} = 0,008$$

Dentro de ese rango se calcula el valor de “ c ” y se tiene que:

$$c = 9,94958 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2}\right)$$

Se conoce que:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \frac{(h - c)}{c} - \varepsilon_{bi}$$

ε_{bi} = Deformación inicial en el hormigón debido a la carga muerta.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{(M_{CM})(h - kd)}{I_{CR} E_C}$$

Donde

kd es el valor de “ c “ al momento de la aplicación de la carga muerta, cuyo valor es de 12,15cm

I_{CR} = Inercia agrietada de la sección de hormigón.

$$I_{CR} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

ε_{cu} = Máxima deformación en el concreto;

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$\psi_f = 0,85$$

$$A_f = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,00259$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,001126$$

$$\varepsilon_s = 0,007564$$

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 217000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando valores en todas las ecuaciones intervinientes se obtiene:

$$\varepsilon_{fe} = 0,008$$

$$f_{fe} = 13200 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{a}{2}\right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 7,1 * 4200 * (39 - 4,22857) + 0,85 * 0,6 * 6966,985 * (45 - 4,22857)$$

$$M_n = 1036883,99 + 274473,25$$

$$M_n = 1311357,24 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 13,1135724 \text{ T-m}$$

El aporte de la fibra de carbono representa 2,7447325 T-m

Si se conoce que el incremento máximo de momento será de 50% del valor de $M_u = 9,44\text{T-m}$, es decir de 4,72 T-m, entonces se procede a evaluar el aporte de la fibra.

$$\text{Aporte de fibra de carbono} = \frac{2,7447325}{9,44}$$

$$\text{Aporte de fibra de carbono} = 29,08\%$$

Esto indica que solamente se ha aportado un 29,08% de la capacidad a flexión de la viga cuando el incremento máximo del momento se produce. Ahora el proceso de análisis pasa por el comportamiento de los dos materiales en tensión y colaborándose mutuamente, por tanto el acero estará fluyendo con un f_s y la fibra de carbono colaborará para que se pueda trabajar enteramente a tensión, esta sinergia producirá teóricamente una menor deformación de la fibra y en consecuencia de la viga en sí.

Con lo citado anteriormente se requiere también conocer la deflexión máxima cuando actúe el refuerzo exterior de fibra de carbono, y poder comparar el valor encontrado de deflexión máxima de la viga sin refuerzo.

Para esto se sigue el mismo proceso de cálculo pero considerando la participación de la fibra de carbono:

Se conoce que:

$$\text{deflexión máxima} = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

Se denominará como $Y_t \Delta_{\text{máxima}}$

$$Y_t \Delta_{\text{máxima}} = \frac{5W_u L^4}{384E_c I_e}$$

En donde;

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$$

I_e = Momento efectivo de Inercia

$$I_e = \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

Donde;

M_{agr} = Momento de agrietamiento

M_a = Momento máximo actuante en la luz libre

I_g = Momento de Inercia de la sección de hormigón sin considerar ningún refuerzo a tracción

I_{agr} = Momento de Inercia de la sección agrietada de hormigón considerando el refuerzo a tracción

El valor del M_R , es el mismo para el análisis de la viga con refuerzo y se lo obtuvo en base a las siguientes relaciones:

$$M_R = f_R I_g / y_t$$

$$M_R = \sqrt{(210) \text{ kg/cm}^2 \times 189843,75 \text{ cm}^4} / 22,5 \text{ cm}$$

$$M_R = 244541,98 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 2,45 \text{ T-m}$$

Con el valor de:

$$c = 9,94958 \text{ cm.}$$

Con este valor obtenido se puede iniciar el cálculo del momento de inercia agrietada.

$$I_{agr} = \frac{bc^3}{3} + n A_s (d - c)^2 + n_1 A_{sr} (h - c)^2$$

$$I_{agr} = \frac{25 \times 9,94958^3}{3} + (9,677)(7,10)(39 - 9,94958)^2 + (7,604)(0,6)(45 - 9,94958)^2$$

$$I_{agr} = 8207,92 + 57983,43 + 5605,05$$

$$I_{agr} = 71796,40 \text{ cm}^4$$

El momento máximo actuante en la luz libre será igual a 14,16 T-m

Se procede a determinar el momento de inercia efectivo.

$$I_e = \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{agr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{agr}$$

$$I_e = \left(\frac{24454198}{1416000} \right)^3 18984375 + \left[1 - \left(\frac{24454198}{1416000} \right)^3 \right] 7179640$$

$$I_e = (0,00515075049259)(189843,75) + (1 - 0,00515075049259)(71796,40)$$

$$I_e = 72404,4368553 \text{ cm}^4$$

Con los valores calculados se procede a determinar la deflexión máxima de la viga para el estado de carga última de diseño

Se denominará como $Yt2 \Delta_{m\acute{a}xima}$

$$Yt2 \Delta_{m\acute{a}xima} = \frac{5 W_u L^4}{384 E_c I_e}$$

$$Yt2 \Delta_{m\acute{a}xima} = \frac{5 \times 70,8 (\text{kg/cm}) 400^4 (\text{cm}^4)}{384 \times 217000 (\text{kg/cm}^2) \times (72404,4368553 \text{ cm}^4)}$$

$$Yt2 \Delta_{m\acute{a}xima} = 1,5020593363 \text{ cm}$$

Del resultado obtenido se concluye que el incorporar el refuerzo exterior de fibra de carbono no genera mayor deflexión sino que se reduce la misma.

En el siguiente punto donde se trata sobre el comportamiento que tendrá la viga y se obtiene la capacidad de la misma, se puede constatar que teóricamente solo es necesario colocar una platina de fibra de carbono para cumplir con el incremento de momento.

5.4 Capacidad de la viga

Una vez conocida la capacidad de resistencia del hormigón armado y del refuerzo de fibra de carbono se procede a estimar la capacidad teórica total de la viga. Esta capacidad de la viga será expresada como la capacidad nominal a flexión de la viga con la inclusión del refuerzo externo de fibra de carbono del S512, considerando un estado final de participación de los elementos sujetos a tensión y con el hormigón en su máxima deformación.

Para poder encontrar la capacidad nominal a flexión de la viga con la inclusión del refuerzo externo del S512 se procede en base a los fundamentos del fabricante dentro del marco establecido por el American Concrete Institute en su reglamento A.C.I. 440-R; el proceso de cálculo a seguir se detalla a continuación:

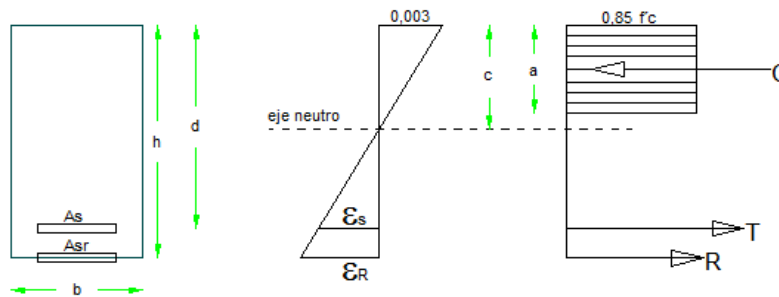


Figura 5.21 Fuerzas y deformaciones en la viga reforzada

Es conocido como ϵ_s la deformación del acero al nivel donde actúa la fuerza de tensión generada, si ϵ_R es la deformación de la fibra de carbono al nivel del fondo de la viga y si en el A.C.I. 440-R a esta deformación se la denomina como ϵ_{fe} entonces se tiene:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \frac{(h - c)}{c} - \epsilon_{bi} ;$$

Donde:

ϵ_{fe} = Nivel de deformación en el FRP (Refuerzo de fibra de carbono);

ε_{cu} = Máxima deformación en el concreto;

h = Altura de la viga;

c = Distancia al eje neutro desde la fibra superior, y;

ε_{bi} = Deformación existente en la cara inferior.

Si además se conoce que el nivel de esfuerzo en el refuerzo exterior FRP se calcula con:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} ;$$

Que el nivel de deformación en el acero, tomando en cuenta al nivel de deformación en el FRP, se tiene:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{h - c} \right);$$

Si también se conoce que para el cálculo del esfuerzo en el acero dentro de un comportamiento elasto-plástico, se tiene:

$$f_s = E_s \varepsilon_s ;$$

Por consiguiente para comprobar el equilibrio de la fuerza interna con una profundidad del eje neutro se debe obtener el valor de “c” en función de todas las variables intervinientes, se tiene:

$$c = \frac{(A_s f_s + A_f f_{fe})}{\gamma f'c \beta_1 b};$$

Finalmente conocido el valor de “c” se puede obtener la capacidad nominal a flexión en la viga con la siguiente fórmula:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$A_f = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,002591$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,001126$$

$$\varepsilon_s = 0,007564$$

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{0,85 * 9,94958}{2} \right) + 0,85 * 0,6 * 15400 \left(45 - \frac{0,85 * 9,94958}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{8,457143}{2} \right) + 0,85 * 0,6 * 15400 \left(45 - \frac{8,457143}{2} \right)$$

$$M_n = 950952,345 + 297586,0965$$

$$M_n = 1036883,99 + 274473,25$$

$$M_n = 1311357,24 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 13,1135724 \text{ T-m}$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0,90 * 13,1135724 \text{ T-m}$$

$$M_u = 11,80221516 \text{ T-m}$$

$$P_u = M_u / l_a$$

$$P_u = 11,80221516 \text{ T - m} / 1,3333333 \text{ m}$$

$$P_u = 8,85166159129 \text{ T}$$

$$P_{total} = 17,7033231826 \text{ T}$$

$$P_{refuerzo} = 21,24 \text{ T}$$

$$P_{sin_refuerzo} = 14,16 \text{ T}$$

$$\text{Factor Aporte} = P_{refuerzo} / P_{sin_refuerzo}$$

$$\text{Factor Aporte} = 21,24 / 14,16$$

$$\text{Factor Aporte} = 1,5; \text{ por lo que el: \% Aporte requerido} = 50\%$$

$$\text{Factor Aporte obtenido} = P_{refuerzo} / P_u$$

$$\text{Factor Aporte} = 21,24 / 17,7033231826$$

$$\text{Factor Aporte} = 1,1998$$

$$\% \text{ Aporte requerido} = 50\%$$

$$\% \text{ Aporte obtenido} = 19,98 \%$$

La incorporación de la fibra de carbono como refuerzo externo adicionado al sustrato de la viga de hormigón armado diseñada, proporciona un 19,98% del 50% requerido como máximo incremento, por lo que en el ensayo se verificará el aporte expresado y se analizarán los resultados que se obtengan.

5.5 Detalle de viga

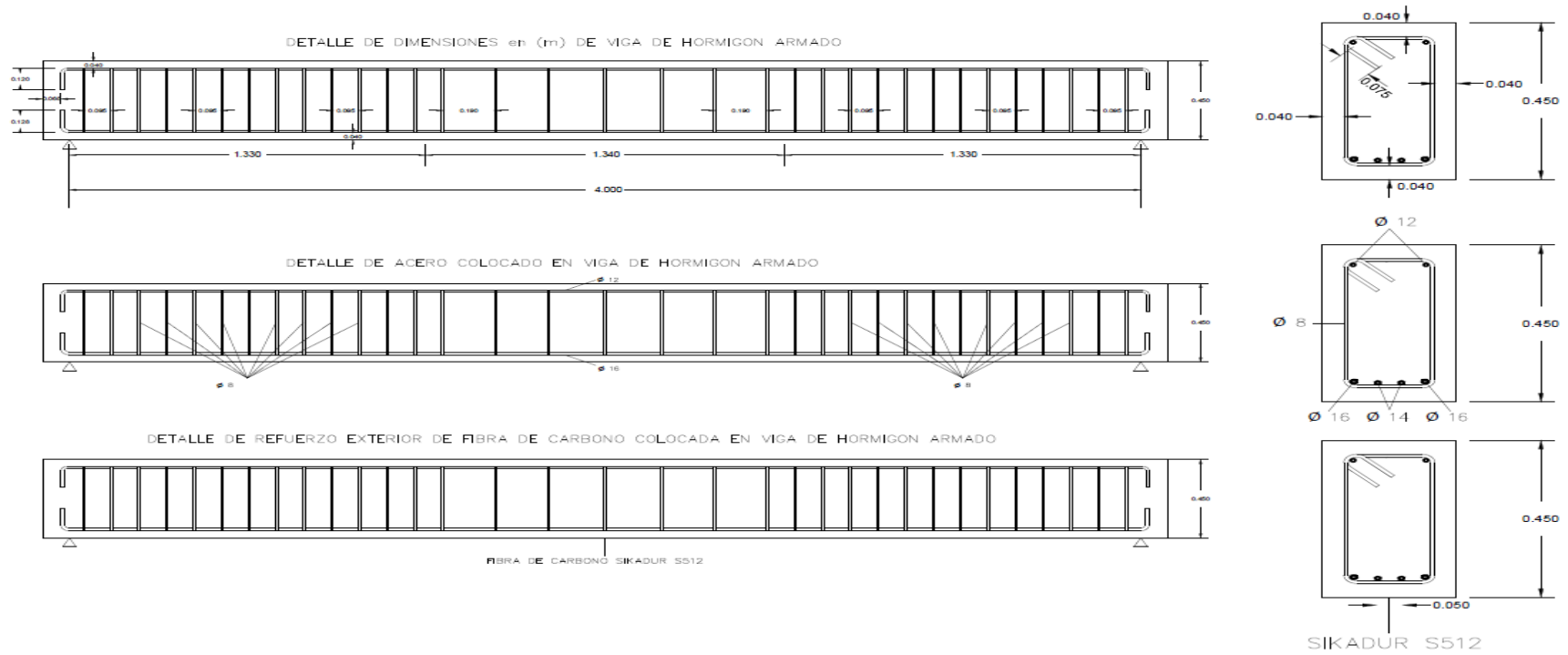


Figura 5.22 Detalle de armado de la viga en estudio

6 PROCESO CONSTRUCTIVO Y ENSAYO DE VIGAS

Para poder considerar como válido, todo lo expresado teóricamente, es necesario realizar un ensayo de las vigas de hormigón armado, intentando alcanzar las condiciones más cercanas a la realidad.



Foto 1 Preparación de encofrados



Foto 2 Preparación de estribos



Foto 3 Preparación de estribos

Toda la implementación de las condiciones para la realización del proyecto han sido previamente analizadas y contarán con la debida supervisión para obtener resultados que permitan demostrar lo planteado en forma clara y precisa.

6.1 Preparación de materiales según normas A.S.T.M.

Los principales materiales que se van a utilizar son el hormigón armado y la fibra de carbono, dentro de estos materiales existen materiales que son parte de los mismos en el proceso de manufactura, en el caso del hormigón están el agua, el agregado fino, el agregado grueso, el cemento que cumplen con las especificaciones del A.S.T.M. (American Standard for Testing and Materials),

6.2 Transporte, vertido y colocación del hormigón

Para cada una de las etapas de control de transporte, vertido y colocación del hormigón premezclado se seguirá en forma estricta todas las normas aplicables a nuestro medio, establecidas por A.C.I.-318S-05 Capítulo 5.

Una vez que se haya vertido y colocado el hormigón en el encofrado destinado se procederá al proceso de vibrado del hormigón según las normas A.C.I. 318S-05 Capítulo 5.

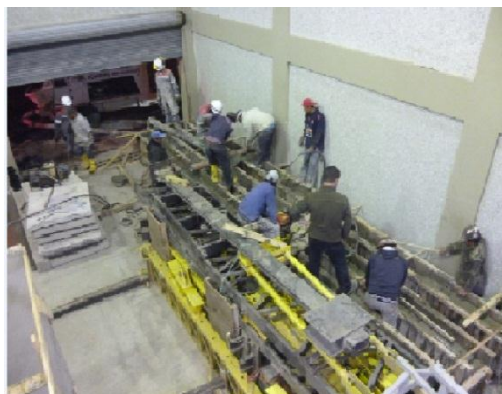


Foto 4 Fundición de hormigón



Foto 5 Compactación de vigas

6.3 Aplicación de carga a las vigas

El momento último de diseño se basó en un sistema de carga distribuida a lo largo de la luz de la viga, lo que para el proceso de ensayo se cambia por otro tipo de aplicación de la carga. El modelo matemático utilizado para plasmar lo planteado teóricamente ubica a una carga puntual en los tercios medios del claro de la viga.

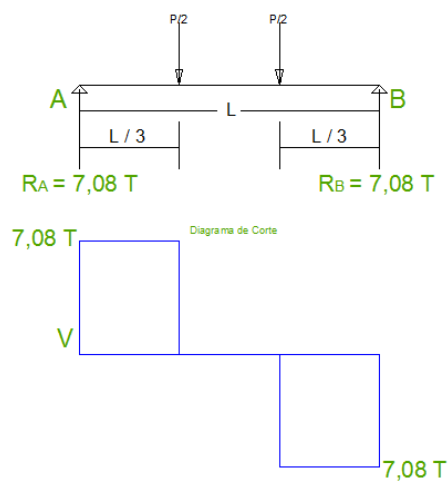


Figura 6.3.1 Esquema de carga para el ensayo.



Foto 6 Preparación de viga de reparto

Para poder transmitir la carga a las vigas se ha utilizado un equipo de bombeo ENERPAC que a través de unas mangueras conduce la energía a una celda de carga, una vez recibida esta energía se procede a transmitir a través de un sistema de pasador a un perfil metálico de reparto, para que finalmente en cada uno de los tercios medios de la viga de hormigón se reciba la carga correspondiente.



Foto 7 Equipo de bombeo ENERPAC

6.4 Equipo a utilizarse

El equipo que se utiliza en el presente ensayo será para las distintas etapas dentro del proceso constructivo y la verificación de ciertas propiedades en algunos de los materiales intervinientes.

6.4.1 Marco de carga

En el laboratorio de Estructuras y la Vivienda de la E.P.N (Escuela Politécnica Nacional) se ha construido un marco de carga para realizar ensayos a escala real de todo tipo de elementos estructurales que componen una vivienda o forman parte de una estructura. Dicho marco de carga dispone de una capacidad de hasta 100 Ton, el marco de carga está conformado por pórticos de hormigón armado con vigas y columnas sismoresistentes, un puente grúa que permite transportar los elementos, perfiles metálicos que conforman marcos de carga independientes del marco principal donde se realizan ensayos. ENERPAC



Foto 8 Marco de Carga



Foto 9 Puente Grúa

6.4.2 Deformímetros

Para una mejor apreciación de los parámetros de deformación en los elementos estructurales y en este caso específico en la viga de hormigón armado se instalaron deformímetros convencionales de laboratorio LVDT, además se decidió instalar strain gages en dos varillas inferiores de la armadura de acero solo en una de las vigas de hormigón armado reforzadas exteriormente con fibra de carbono y un strain gage en la fibra de carbono instalada exteriormente en dicha viga.



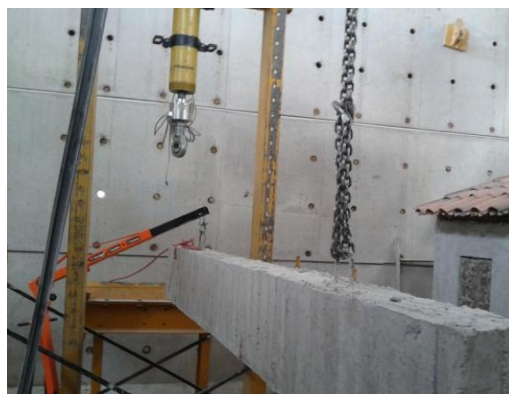
Foto 10 Incorporación de deformímetro LVDT



Foto 11 Strain gage en varilla de viga HAREFC 4

6.5 Ensayos de las vigas de hormigón armado sin fibra de carbono

Para la elaboración de los ensayos de las vigas de hormigón armado sin fibra de carbono se dispuso utilizar un modelo matemático que permita la aplicación de las cargas en los tercios medios de la luz libre de la viga, es decir la disposición similar al método brasilero de ensayo a flexión de viguetas de hormigón armado.



Fotos 12,13,14 Montaje de viga en marco de carga



Foto 15 Viga apoyada en marco de carga

6.5.1 Ensayo a flexión

El proceso de ensayo a flexión de las vigas de hormigón armado sin refuerzo exterior de fibra de carbono contó con dos especímenes cuyas denominaciones constan como HASF 1 Y HASF2.

Como se citó anteriormente en el modelo matemático se definió que la máxima carga teórica aplicable en cada tercio medio sería de 10,62 Ton, es decir un total de carga de 21,24 Ton.



Foto 16 Montaje de viga de reparto sobre viga de hormigón armado



Foto 17 Viga con instrumentación completa



Foto 18 Viga lista para ensayo



Foto 19 Control durante ensayo

6.5.2 Proceso de carga

El proceso de carga consistió en transmitir carga a los puntos de apoyo debajo del perfil de reparto a través de la celda de carga a una velocidad aproximada de 0,4 ton/min.

VIGA HASF 1



Foto 20 Equipo de bombeo



Foto 23 Control de carga y deformación



Foto 21 Control de carga y deformación

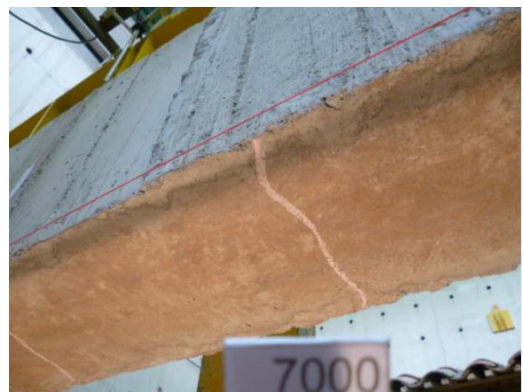


Foto 24 Control de carga y deformación



Foto 22 Control de carga y deformación



Foto 25 Control de carga y deformación



Foto 26 Control de carga y deformación



Foto 30 Control de carga y deformación

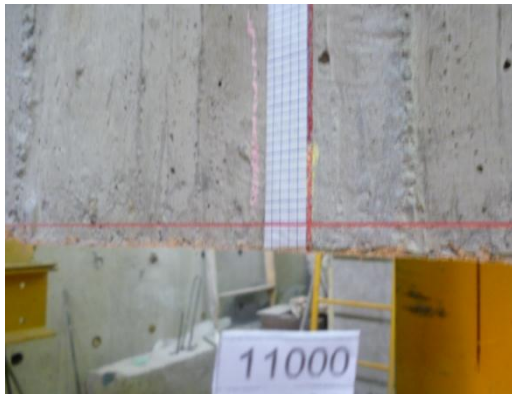


Foto 27 Control de carga y deformación



Foto 31 Control de carga y deformación



Foto 28 Control de carga y deformación



Foto 32 Grietas en fondo de viga



Foto 29 Control de carga y deformación



Foto 33 Grietas en cara posterior de viga



Foto 34 Grietas en cara posterior de viga



Foto 35 Grietas en cara frontal de viga

VIGA HASF 2



Foto 36 Control de carga y deformación



Foto 39 Control de carga y deformación



Foto 37 Control de carga y deformación



Foto 40 Control de carga y deformación



Foto 38 Control de carga y deformación



Foto 41 Control de carga y deformación



Foto 42 Control de carga y deformación

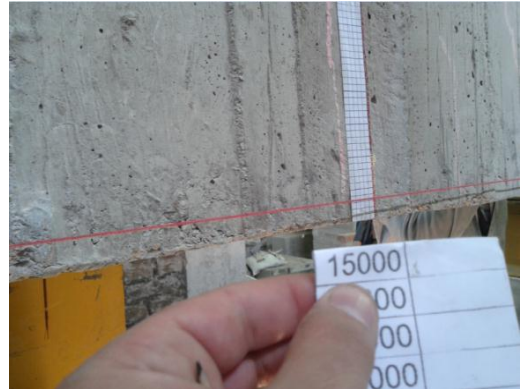


Foto 45 Control de carga y deformación



Foto 43 Control de carga y deformación



Foto 46 Control de carga y deformación



Foto 44 Control de carga y deformación



Foto 47 Control de carga y deformación



Foto 48 Control de carga y deformación



Foto 50 Grietas en cara frontal de viga



Foto 49 Control de carga y deformación



Foto 51 Grietas en cara frontal de viga



Foto 52 Grietas en cara posterior de viga

6.5.3 Control de deflexiones

Para el control de deflexiones se colocaron entre la parte superior y la inferior de la viga un LVDT que indique cuál es la deformación en el plano de aplicación de la carga.

Se realizó también un control visual mediante la colocación de una señal referencial a través de una cuadrícula y una piola debidamente fijada y nivelada.

6.6 Ensayos de las vigas de hormigón armado con refuerzo exterior de fibra de carbono

Para la elaboración de los ensayos de las vigas de hormigón armado sin fibra de carbono se dispuso utilizar un modelo matemático que permita la aplicación de las cargas en los tercios medios de la luz libre de la viga es decir la disposición similar al método brasilero de ensayo a flexión de viguetas de hormigón armado.



Foto 53 Manguera de protección de strain gage



Foto 54 Viga HAREFC 4 fundida incorporado strain gage

6.6.1 Ensayo a flexión

El proceso de ensayo a flexión de las vigas de hormigón armado con refuerzo exterior de fibra de carbono contó con dos especímenes cuyas denominaciones constan como HAREFC 3 Y HAREFC 4.

Como se citó anteriormente en el modelo matemático se definió que la máxima carga teórica aplicable en cada tercio medio sería de 10,62 T, es decir un total de carga de 21,24 Ton, por lo que se procedió a determinar una velocidad de carga de 0,4 ton/min,



Foto 55 Viga HAREFC 3 lista para ensayo

6.6.2 Proceso de carga

El proceso de carga consistió en transmitir carga a los puntos de apoyo debajo del perfil de reparto a través de la celda de carga a una velocidad de 0,4 ton/min.

VIGA HAREFC 3



Foto 56 Control de carga y deformación



Foto 59 Control de carga y deformación



Foto 57 Control de carga y deformación



Foto 60 Control de carga y deformación



Foto 58 Control de carga y deformación



Foto 61 Control de fibra de carbono



Foto 62 Control de fibra de carbono

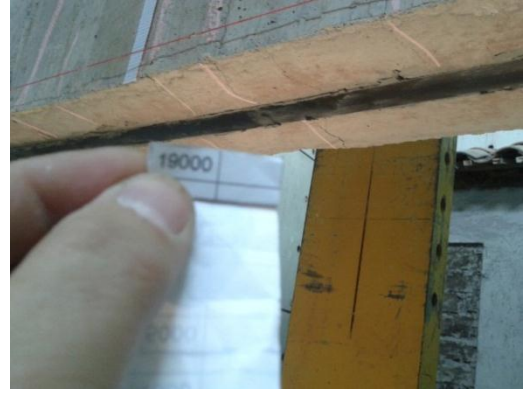


Foto 65 Control de fibra de carbono



Foto 63 Control de carga y deformación



Foto 66 Control de fibra de carbono



Foto 64 Control de fibra de carbono



Foto 67 Desprendimiento de fibra de carbono



Foto 68 Control de carga y deformación



Foto 71 Estado de fisuras



Foto 69 Desprendimiento de fibra de carbono



Foto 72 Zona sin fibra de carbono



Foto 70 Sustrato de viga ya sin fibra

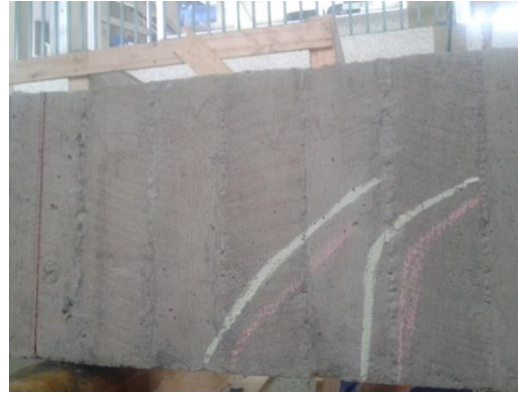


Foto 73 Fisuras en zona prevista de falla



Foto 74 Estado de fisuras y fibra desprendida

VIGA HAREFC 4



Foto 75 Viga HAREFC 4

Se realizó un video de la viga HAREFC 4 (Ver Anexos)

6.6.3 Control de deflexiones

Para el control de deflexiones se colocaron entre la parte superior y la inferior de la viga un LVDT que indique cuál es la deformación de la viga en el plano de aplicación de la carga.

Se realizó también un control visual a través de la colocación de una señal referencial a través de una cuadrícula y una piola debidamente templada

7 Resultados obtenidos

7.1 Resultados en vigas de hormigón armado sin fibra de carbono

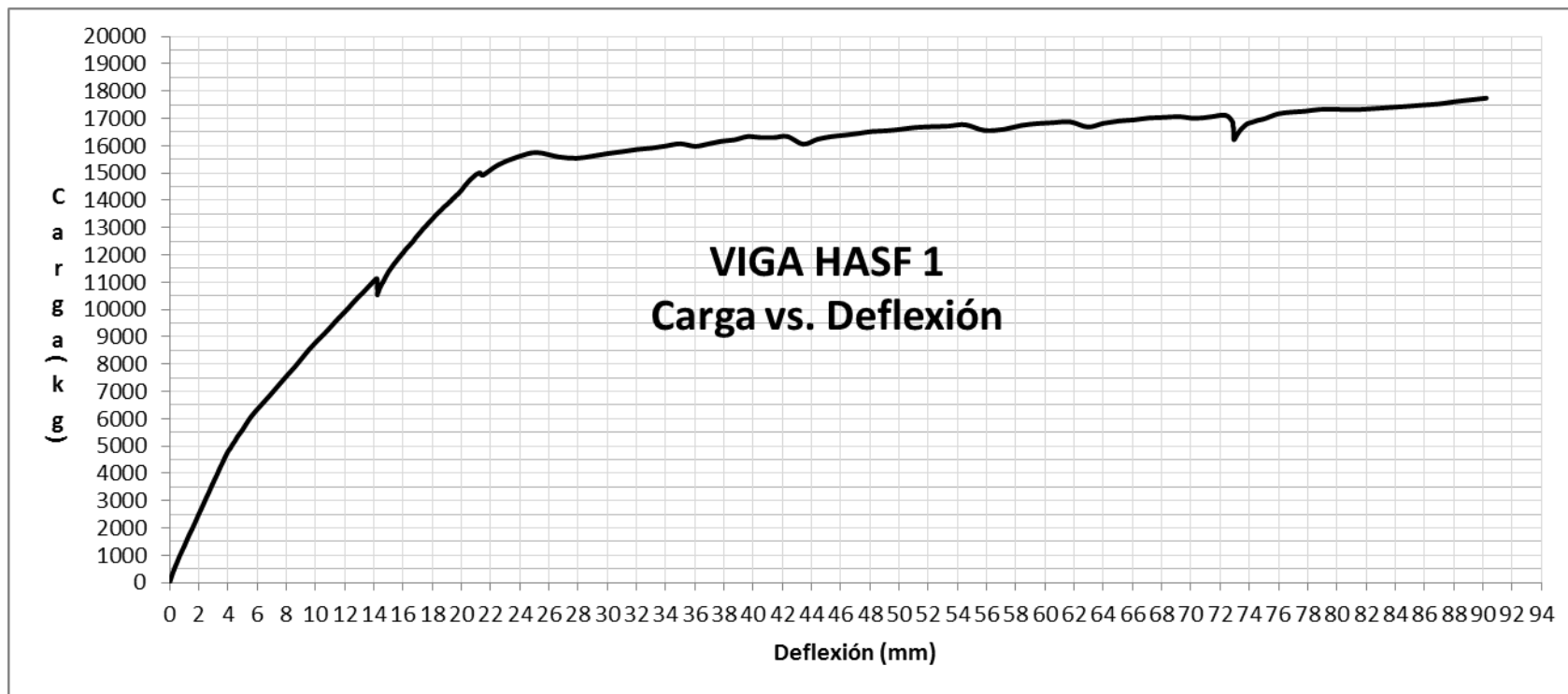


Gráfico 7.1.1 Resultado en viga sin fibra de carbono HASF 1

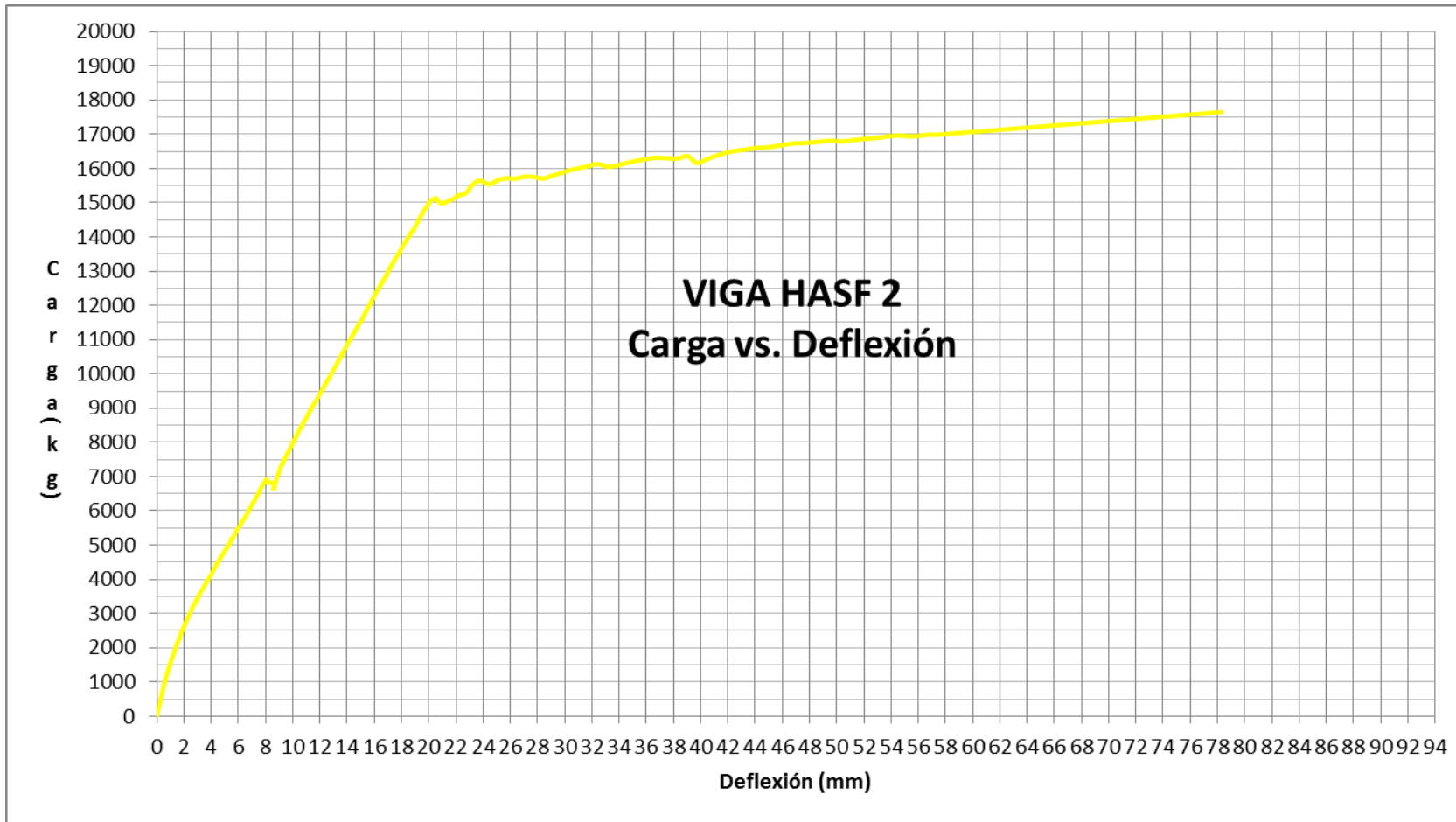


Gráfico 7.1.2 Resultado en viga sin fibra de carbono HASF 2

7.2 Resultados en vigas de hormigón armado reforzadas con fibra de carbono

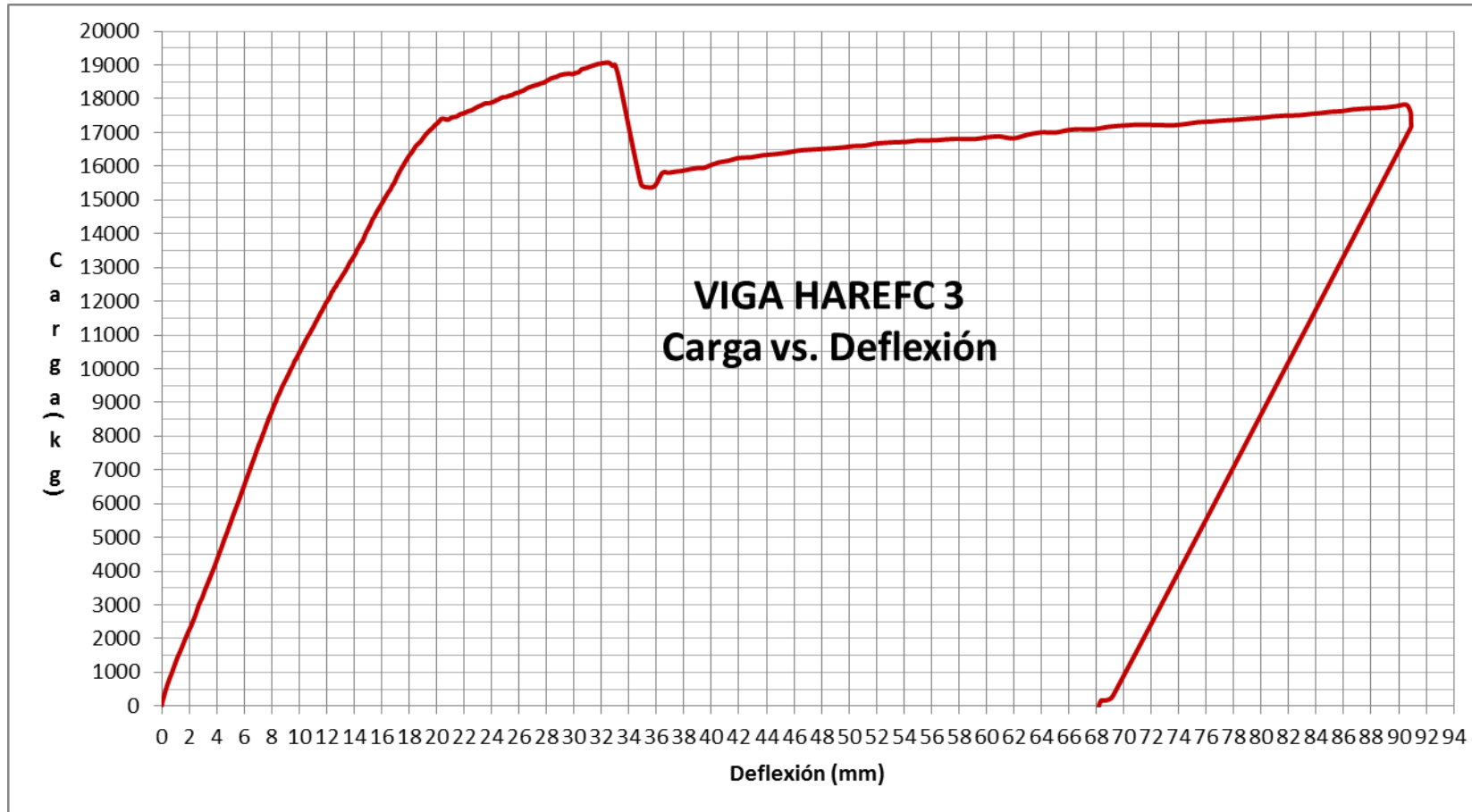


Gráfico 7.2.1 Resultado en viga con fibra de carbono HAREFC 3

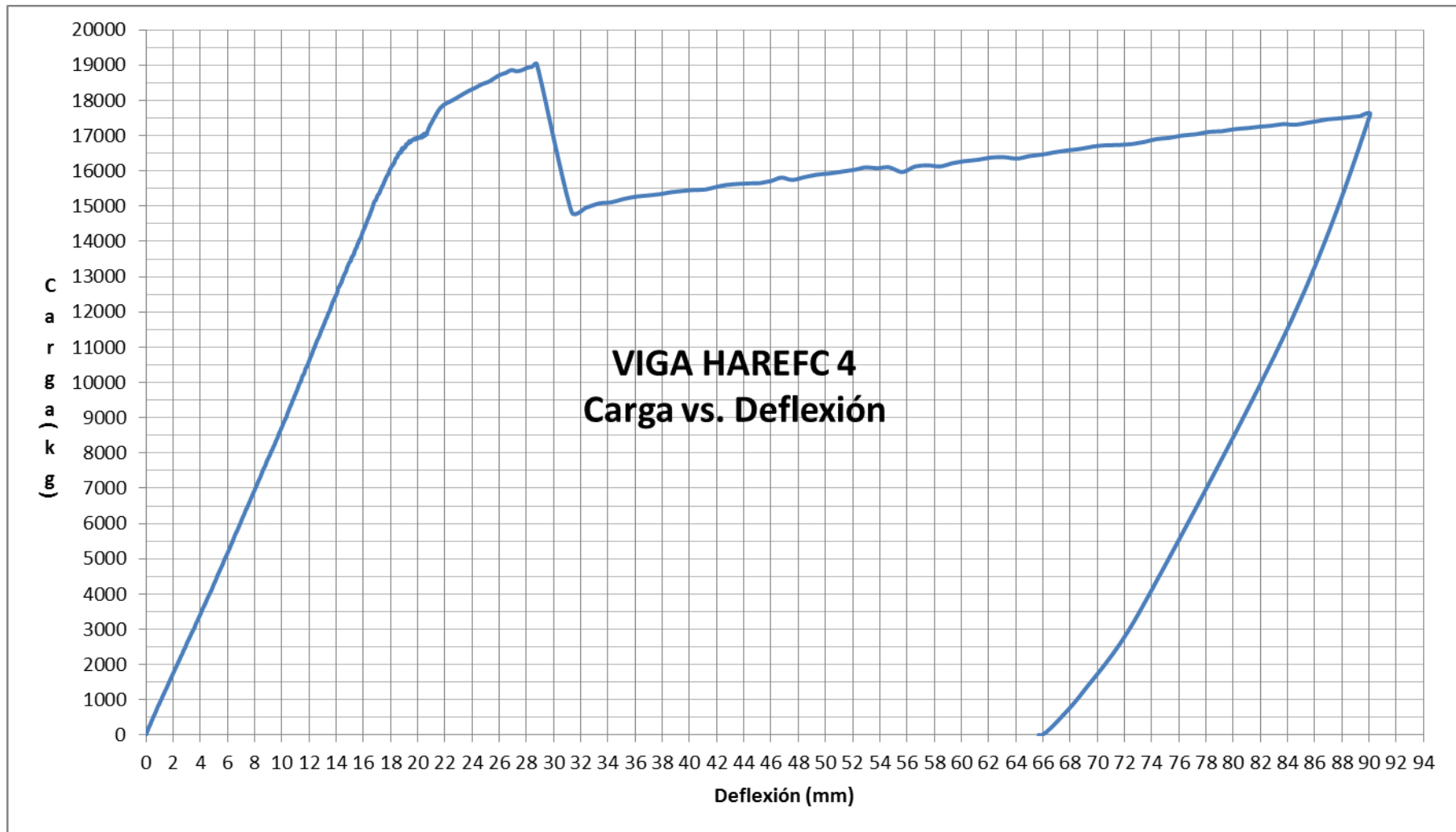


Gráfico 7.2.2 Resultado en viga con fibra de carbono HAREFC 4

7.3 Comparación de resultados en vigas de hormigón armado (con/sin fibra de carbono)

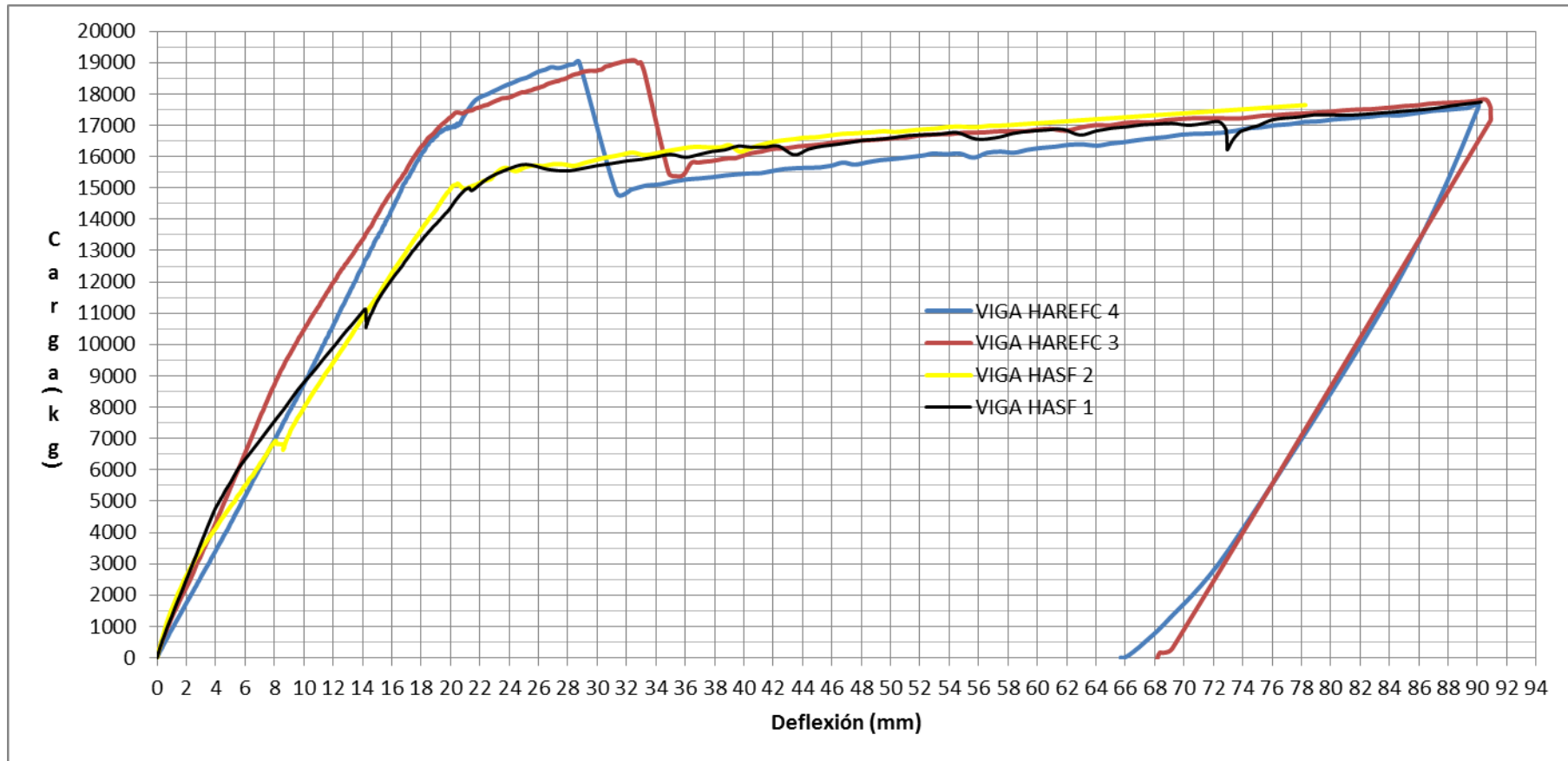


Gráfico 7.3.1 Superposición y comparación de resultados en todas las vigas ensayadas

7.4 Resultados teórico y práctico para deformaciones unitarias en vigas reforzadas con fibra de carbono

	c teórico (cm)	c ensayo (cm)	ϵ_c teórico	ϵ_c ensayo	ϵ_s teórico	ϵ_s ensayo	ϵ_f teórico	ϵ_f ensayo
HAREFC 3	9,94985	9,4794	0,002591	0,003141	0,007564	0,009782	0,008	0,010644
HAREFC 4	9,94985	9,4762	0,002591	0,00311	0,007564	0,009689	0,008	0,010533

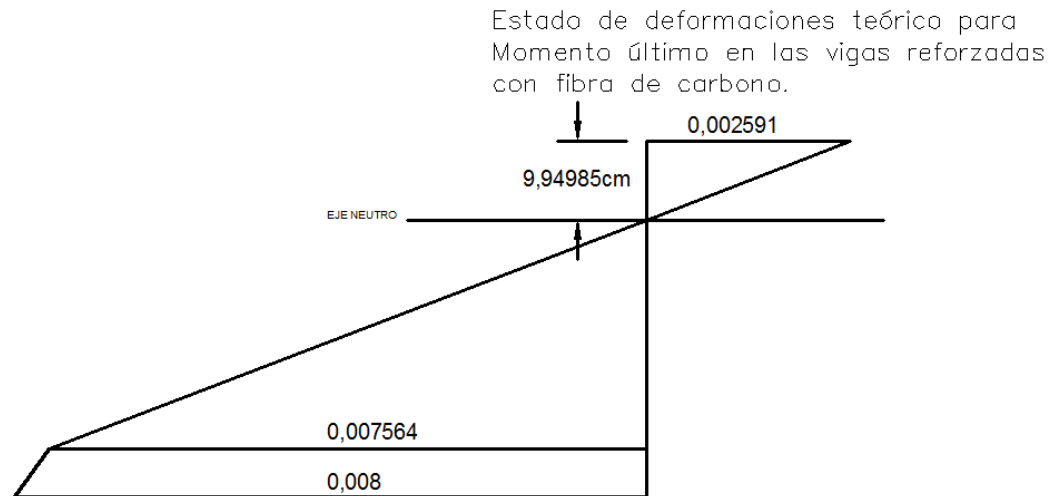


Gráfico 7.3.2 Deformaciones unitarias teóricas en viga reforzada

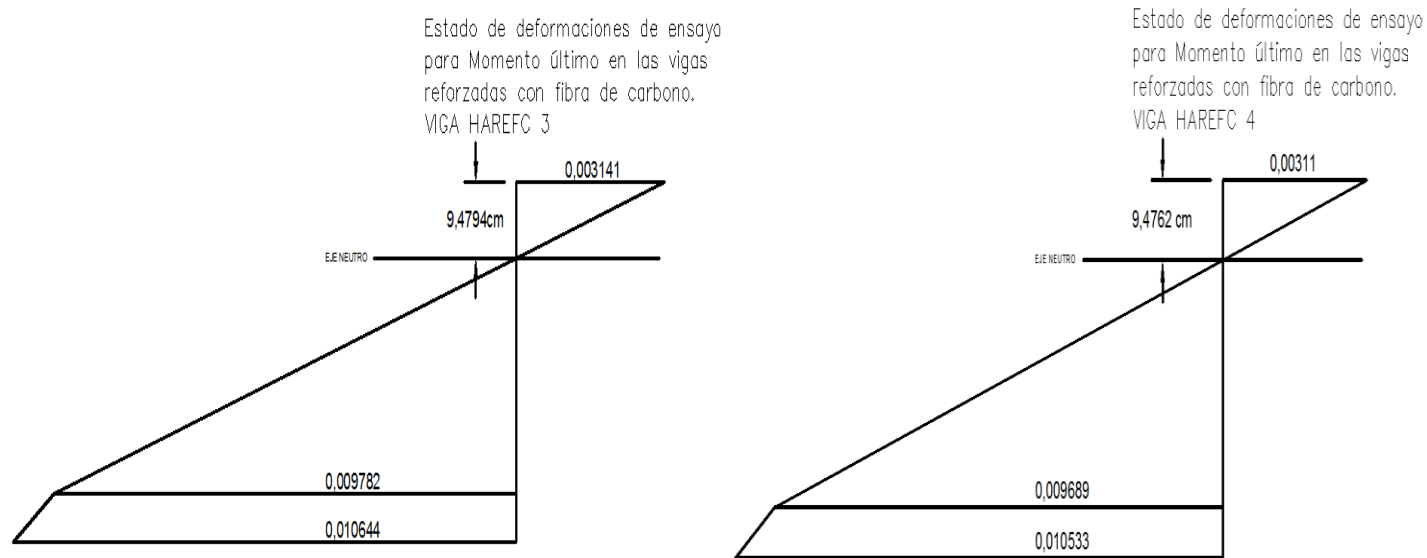


Gráfico 7.3.3 Deformaciones unitarias en vigas ensayadas HAREFC3 y HAREFC 4

7.5 Resultados teórico y práctico para carga última en vigas reforzadas con fibra de carbono

	Pu (ACI 440R)	Pu (Neubauer-Rostasy)	Pu (Niedermeier)	Pu (ENSAYO)
HAREFC 3	17,70	19,64	15,67	19,08
HAREFC 4	17,70	19,64	15,67	19,03

7.6 Resultados del diagrama de momento vs curvatura en vigas reforzadas con fibra de carbono

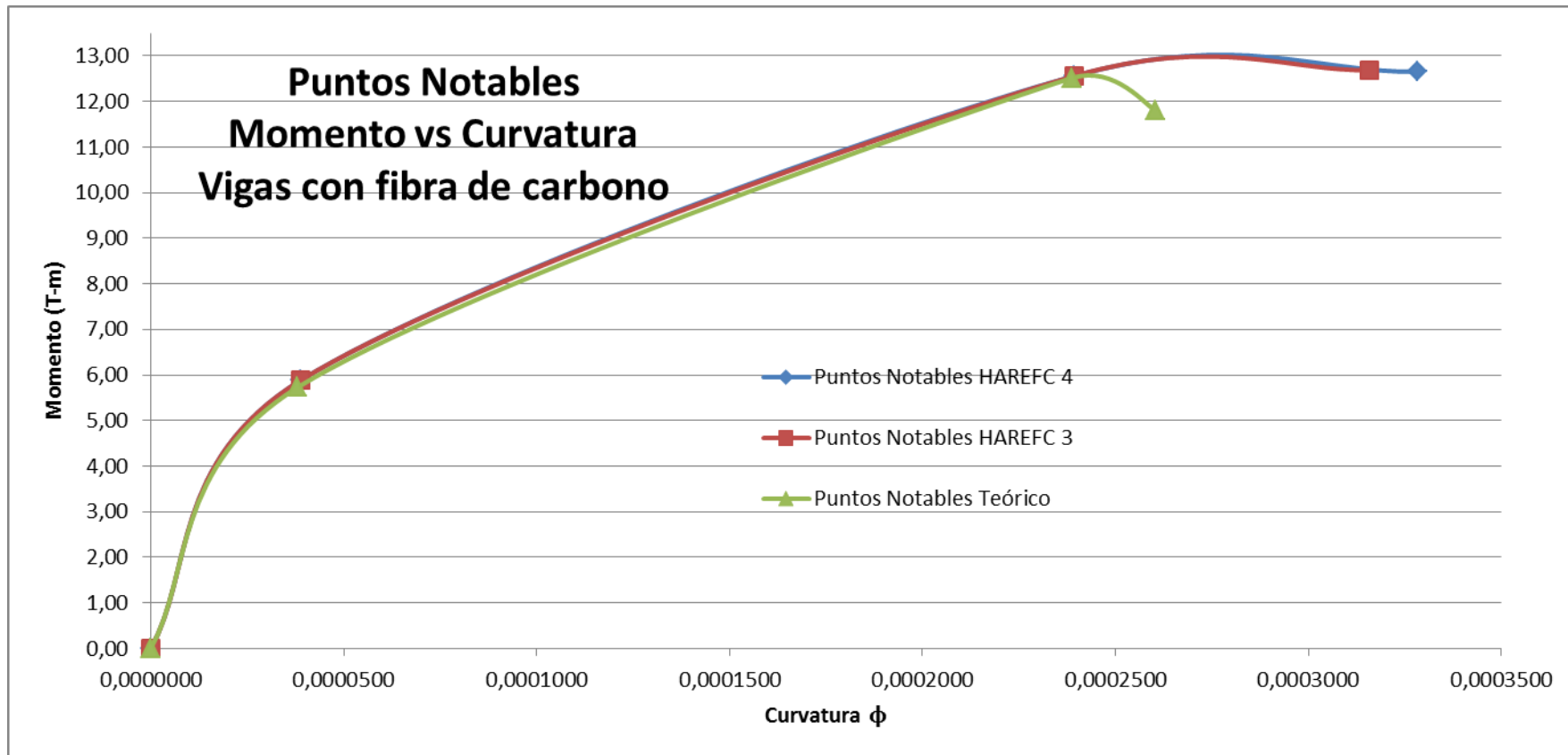


Gráfico 7.3.4 Momento vs Curvatura.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

Como preámbulo, vale citar que al momento de diseñar la viga se consideró que la misma formaba parte de un sistema estructural típico para un edificio de uso habitacional, la luz definitiva de la viga se estableció por las condiciones de reparto de carga en el laboratorio, tanto por la celda de carga cuanto por la viga metálica de reparto; la viga diseñada consideraba un incremento de carga de un máximo del 50%, para lo cual se la reforzó con fibra de carbono en el sustrato de la viga, se ensayaron 4 vigas, dos de ellas sin fibra de carbono y 2 reforzadas, para poder establecer las siguientes conclusiones:

- La carga de fluencia (plástica) es mayor cuando la viga tiene fibra de carbono que cuando no tiene fibra, dicho valor de carga con fibra supera en un 13% al valor sin fibra; sin embargo la deformación elástica es igual para los dos casos con un valor aproximado de 20 mm.
- El máximo valor de carga de las vigas con fibra de carbono es de 19 toneladas cuando la deformación es de 30 mm aproximadamente, si se compara con las 15,4 toneladas de las vigas sin fibra en esa misma deformación, se evidencia que se ha logrado un incremento del 21,8% en las vigas con fibra de carbono, valor muy inferior al esperado, que de acuerdo a lo planteado teóricamente podía ser del 50%.
- Al momento de llegar a la carga máxima aplicada al sistema viga con fibra de carbono, se produce la rotura de la fibra, e inmediatamente se produce una caída abrupta de la carga en el ensayo, llegando a valores un poco menores a los que tienen las vigas normales en ese punto de deformación, pero luego se produce un mínimo incrementando de la carga, y poco a poco el comportamiento elasto-plástico se confirma como en las vigas normales hasta el momento de la falla; dicho descenso súbito de la carga puede ser aceptado cuando las vigas están sometidas a cargas estáticas, pero se debería tener mucha precaución al considerar el efecto de cargas dinámicas que se generan en un evento sísmico; para lo cual se necesitaría evaluar si el incorporar mayor cantidad de fibra puede

producir un efecto de falla explosiva, no sólo en la fibra de carbono sino también en el hormigón, lo cual no sería deseable ni aceptable por ningún concepto.

- La deformación máxima en todas las vigas es de 90 mm aproximadamente, que representa la suma de la deformación permanente y la deformación elástica, si este valor se considera como el valor de la deformación por flujo plástico, entonces la deformación inmediata máxima aceptable sería de 22,5 mm; valor que concuerda con los resultados obtenidos en el ensayo.
- ★ Las vigas normales empiezan a fluir después de alcanzar las 15 toneladas; una vez superado este valor, la viga incrementa mínimamente su resistencia bajo un comportamiento dúctil, llegando a valores de 17 toneladas aproximadamente; que comparado con la carga máxima que puede alcanzar la viga con fibra de carbono, se demuestra, que en la realidad el incremento de resistencia por acción de la fibra es de apenas el 12% aproximadamente.
- ★ Tanto en las vigas sin fibra de carbono cuanto en las vigas con fibra de carbono se evidenció que existe un comportamiento elasto-plástico; adicionalmente la tenacidad es ligeramente mayor en las curvas de las vigas con fibra de carbono, por el aumento de carga producido antes del desprendimiento de la misma.
- ★ En el diseño se tomó precaución y se reforzó las vigas, para lograr un valor alto de resistencia a la falla por Corte; con el propósito que, la falla sea preponderantemente por Momento, en el ensayo las grietas que se producen en la viga son por flexión (ver foto 76).



Foto 76 Grietas producidas en vigas

- ★ Utilizando los métodos de cálculo de Niedermeir y de Neubauer-Rostasy para determinar la carga de delaminación de la fibra de carbono se obtuvieron valores

cercanos a los valores obtenidos en el ensayo, pero debido a la caída brusca de la carga estos valores en la práctica no se deberían considerar.

- ★ De acuerdo a los resultados obtenidos se puede concluir que la utilización de la fibra de carbono aporta en el mejoramiento de la capacidad nominal a flexión en la viga, ya que en el análisis se obtuvo un valor de 13 T-m aprox., de acuerdo a lo establecido en el código ACI 440 R, este valor nominal multiplicado por el factor de reducción de 0,90 entregó un valor de 11 T-m de capacidad última a flexión y en consecuencia la carga máxima esperada se estableció en 17,70 toneladas, lo que se comprobó en el ensayo e inclusive con un incremento del 7%, puesto que la carga máxima antes del desprendimiento de la fibra en el ensayo fue de 19 toneladas aproximadamente.
- Con lo dicho anteriormente se ha cumplido el objetivo planteado en el estudio, se analizó y diseñó el refuerzo de fibra de carbono con métodos preestablecidos en códigos e investigaciones consultadas, esperando una falla de la fibra de carbono, lo cual se verificó en el laboratorio, ensayando vigas a escala real, lo que ha permitido establecer las conclusiones y comprobar el comportamiento real de los reforzamientos en vigas de hormigón armado reforzadas con fibra de carbono.

8.2 RECOMENDACIONES

- Una vez colocada la fibra de carbono en un elemento estructural de un proyecto real se debería proteger inmediatamente el material contra daños provocados por cualquier eventualidad, especialmente contra fuego.
- Se debe utilizar mano de obra calificada con el fin de garantizar la adhesión de la fibra al sustrato de hormigón del elemento estructural para lograr la carga requerida.
- Para diseñar un reforzamiento a flexión con fibras de carbono el código ACI 440R utiliza una fórmula para la obtención de la capacidad nominal a flexión, en dicha fórmula intervienen los aportes que le otorgan el acero y la fibra de

carbono, por lo que se recomienda considerar solamente el aporte de la fibra de carbono para alcanzar el aumento de la capacidad a flexión requerida.

- Se recomienda establecer una línea de investigación sobre el tema tratado, puesto que no existen estudios a escala real del material, ya que un simple cambio en la provisión de mayor cantidad de fibra, o el establecimiento de fibra como platina de anclaje en la zona de delaminación, o una resistencia distinta del hormigón, etc., pueden conducir a mejorar el conocimiento del material y asegurar un adecuado uso.

9 BIBLIOGRAFIA

A.C.I. Requisitos de reglamento para concreto estructural 318-08. American Concrete Institute, Farmington Hills, A.C.I., 2008..

McCormac, Jack. Diseño de concreto reforzado. México, Alfaomega, 5ª Edición. 2005.

Miravete, Antonio. Materiales compuestos. Barcelona. Reverté. 2007

Muñoz, Alejandro, . Curso Multimedia de Resistencia de Materiales. PUCP.2003

Nawy, Edward. Concreto reforzado. Un enfoque básico. México. Prentice-Hall Hispanoamericana, 2ª Edición. 2005

Rivva, Enrique. Naturaleza y Materiales del Concreto. Lima. A.C.I. Perú. 200

SIKA, Hoja técnica Sika Carbodur – Sikadur 30. Quito. Sika. 4ª Edición. 2012

INEN. Norma Técnica Ecuatoriana 490: Cementos hidráulicos compuestos. INEN. 2011

Internet:

Asociación del Cemento de Perú. Cementos Portland Puzolánicos. Tendencias Actuales en la fabricación y aplicación. González, Manuel http://www.asocem.org.pe/scmroot/bva/f_doc/cemento/adicionado/cementos_portland_MGC07.PDF. 2012-01-16

Fibra de carbono <http://www.maquinariapro.com/materiales/fibra-de-carbono.html>. 2008-02-16

Refuerzo con materiales compuestos <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/4969/2/01.pdf>. 2011-07-12

Wikipedia. Cemento. Internet. <http://es.wikipedia.org/wiki/Cemento>. 2008-01-12.

Wikipedia. Cemento. Internet. <http://es.wikipedia.org/wiki/Resina>. 2008-01-12.

Wikipedia. Cemento. Internet. http://es.wikipedia.org/wiki/Fibra_sint%C3%A9tica. 2008-01-12.

10 ANEXOS

Se incorporan en esta sección varios ítems que pueden ser útiles para nuevas investigaciones, así como, el detalle de ciertos aspectos que sin ser primordiales son expuestos a continuación:

- ❖ Cálculo de la capacidad nominal a flexión para un reforzamiento de la viga estudiada con la incorporación de 1 y 2 platinas SIKADUR S512 adicionales.
- ❖ Cálculo de costo de instalación de la fibra de carbono, y costo total del ensayo.
- ❖ Memoria gráfica del proceso constructivo de las vigas, preparación del marco de carga, instalación de strain gages en varillas de acero de la viga HAREFC 4.
- ❖ Registro de curva carga vs. deflexión del computador instalado al equipo ENERPAC y a los deformímetros.

Capacidad nominal a flexión de la viga con un total de 2 platinas SIKADUR S512.

El área del refuerzo de fibra de carbono en el estudio se denominó como A_f .

$$A_f \text{ o } A_{sr} = bf * tf * n$$

n = número de platinas colocadas

bf = ancho de la platina S512 = 5 cm

tf = espesor de la platina S512 = 0,12 cm

Para $n = 2$

$$A_f = 5 * 0,12 * 2 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$A_f = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0,00333$$

$$\epsilon_{bi} = 0,001126$$

$$\epsilon_s = 0,00746$$

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$c = 12,03757$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{0,85 * 12,03757}{2} \right) + 0,85 * 1,2 * 15400 \left(45 - \frac{0,85 * 12,03757}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{10,23193}{2} \right) + 0,85 * 1,2 * 15400 \left(45 - \frac{10,23193}{2} \right)$$

$$M_n = 1010421,8566 + 626498,42178$$

$$M_n = 1636920,27838 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 16,3692027838 \text{ T-m}$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0,90 * 16,3692027838 \text{ T-m}$$

$$M_u = 14,7322825054 \text{ T-m}$$

$$P_u = M_u / l_a$$

$$P_u = 14,7322825054 \text{ T-m} / 1,3333333 \text{ m}$$

$$P_u = 11,04921211553 \text{ T}$$

$$P_{u \text{ total}} = 22,098 \text{ T}$$

$$P_{\text{refuerzo}} = 21,24 \text{ T}$$

Capacidad nominal a flexión de la viga con un total de 3 platinas SIKADUR S512.

El área del refuerzo de fibra de carbono en el estudio se denominó como A_f .

$$A_f \text{ o } A_{sr} = b f * t f * n$$

n = número de platinas colocadas

$b f$ = ancho de la platina S512 = 5 cm

$t f$ = espesor de la platina S512 = 0,12 cm

Para $n = 3$

$$A_f = 5 * 0,12 * 3 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$A_f = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$E_f = 1650000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_{cu} = 0,00417$$

$$\varepsilon_{bi} = 0,001126$$

$$\varepsilon_s = 0,00735$$

$$A_s = 7,10 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 39 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$c = 14,12555$$

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{0,85 \times 14,12555}{2} \right) + 0,85 \times 1,8 \times 15400 \left(45 - \frac{0,85 \times 14,12555}{2} \right)$$

$$M_n = 7,1 \times 4200 \left(39 - \frac{12,00671}{2} \right) + 0,85 \times 1,8 \times 15400 \left(45 - \frac{12,00671}{2} \right)$$

$$M_n = 983959,842075 + 918838,94949$$

$$M_n = 1902798,79156 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 19,0279879156 \text{ T-m}$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0,90 * 19,0279879156 \text{ T-m}$$

$$M_u = 17,125189124 \text{ T-m}$$

$$P_u = M_u / l_a$$

$$P_u = 17,125189124 \text{ T - m} / 1,3333333 \text{ m}$$

$$P_u = 12,8438921641 \text{ T}$$

$$P_u \text{ total} = 25,688 \text{ T}$$

$$P_{\text{refuerzo}} = 21,24 \text{ T}$$

Cálculo del costo de instalación de la fibra de carbono SIKADUR S512 en el ensayo

Costo de instalación por metro lineal de fibra				
ITEM	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	TOTAL
FIBRA	m	\$95,00	8,00	\$760,00
EPOXICO	kg	\$100,00	4,00	\$400,00
LIMPIADOR	kg	\$60,00	2,00	\$120,00
EPP	global	\$32,00	2,00	\$64,00
HERRAM.	global	\$32,00	2,00	\$64,00
M.D.O.	global	\$75,00	2,00	\$150,00
Total Instalación	ml	\$394,00	8,00	\$1.558,00

Cálculo del costo de realización del ensayo de las vigas de hormigón armado

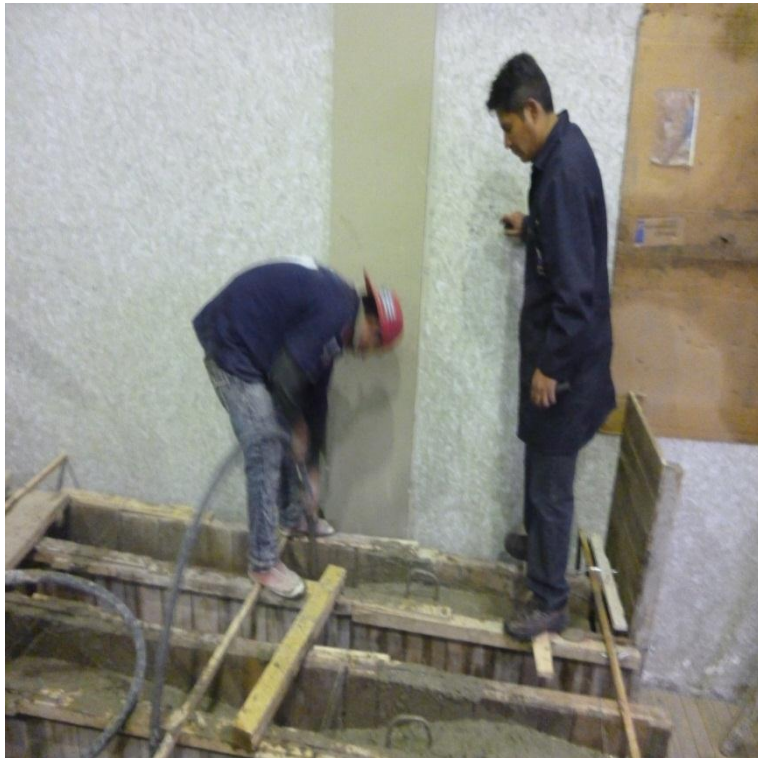
COSTO DE ENSAYO				
ITEM	UNIDAD	COSTO UNITARIO	CANTIDAD	TOTAL
Desalojo	Global	\$600,00	1,00	\$600,00
Hormigón	m ³	\$201,05	1,89	\$379,98
Acero	Global	\$667,34	1,00	\$667,34
EPP	global	\$150,00	1,00	\$150,00
Equipo	global	\$300,00	1,00	\$300,00
M.D.O.	Global	\$500,00	1,00	\$500,00
				\$2.597,32

MEMORIA GRAFICA PROCESO CONSTRUCTIVO

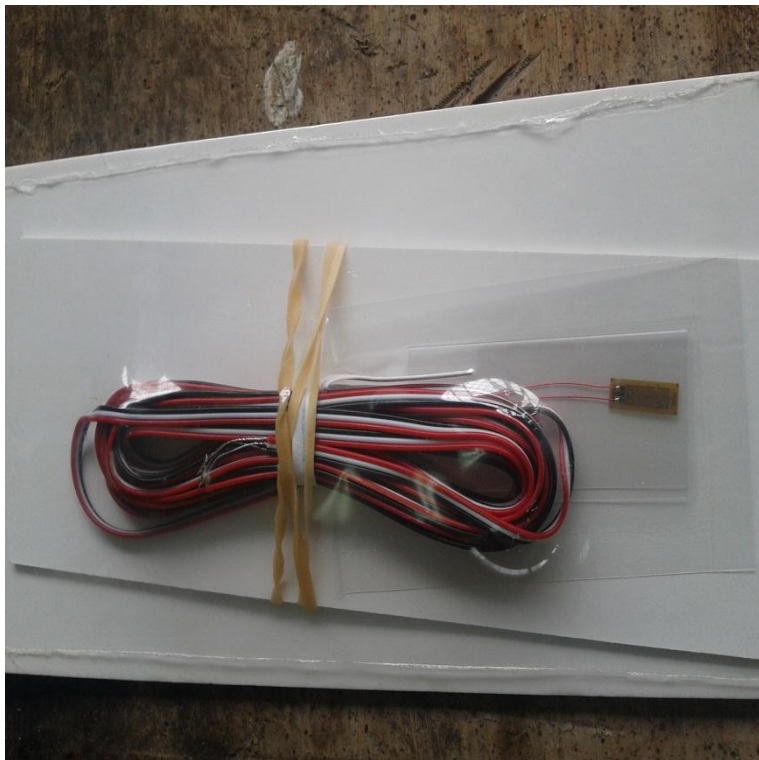




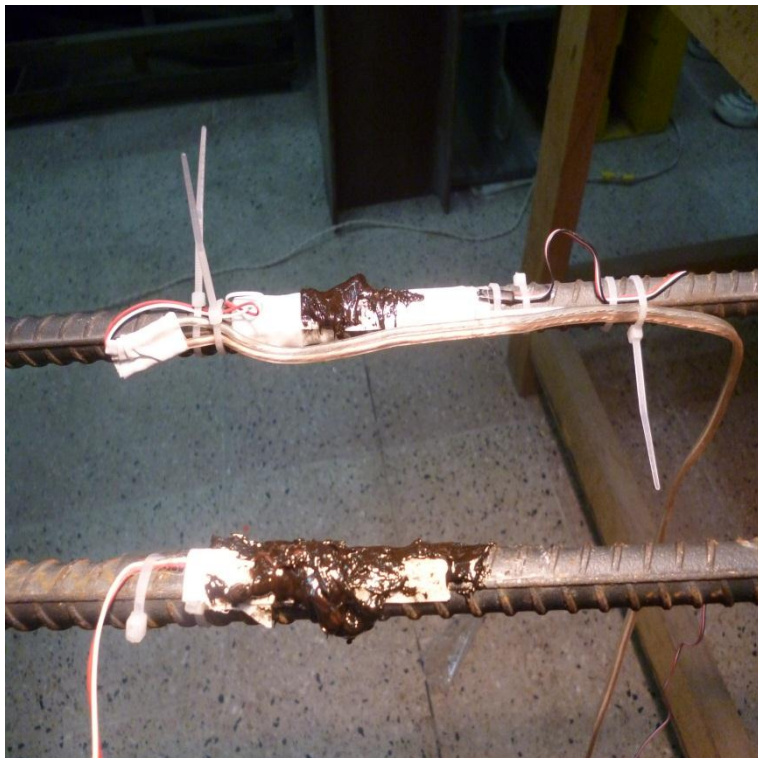


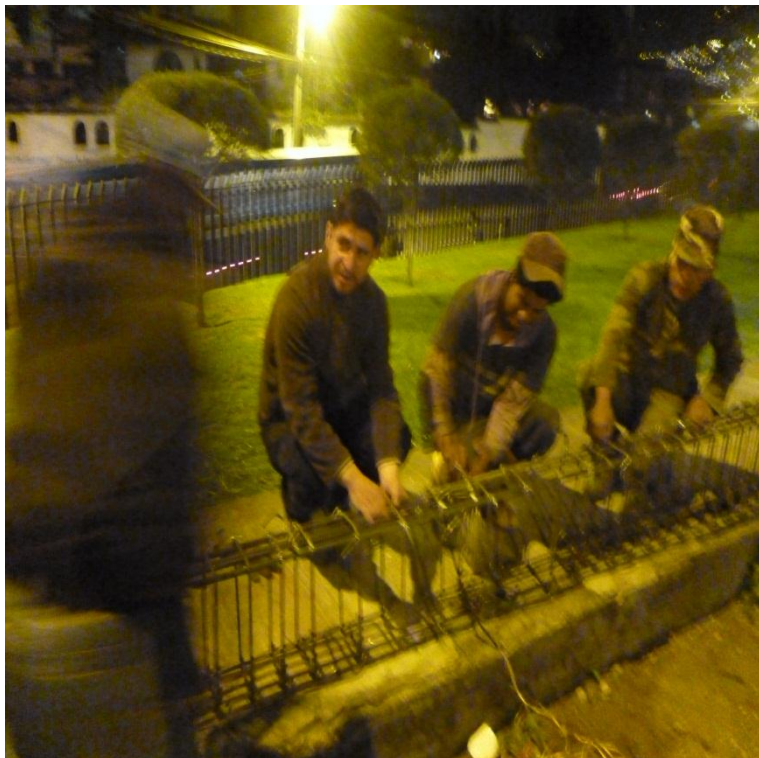
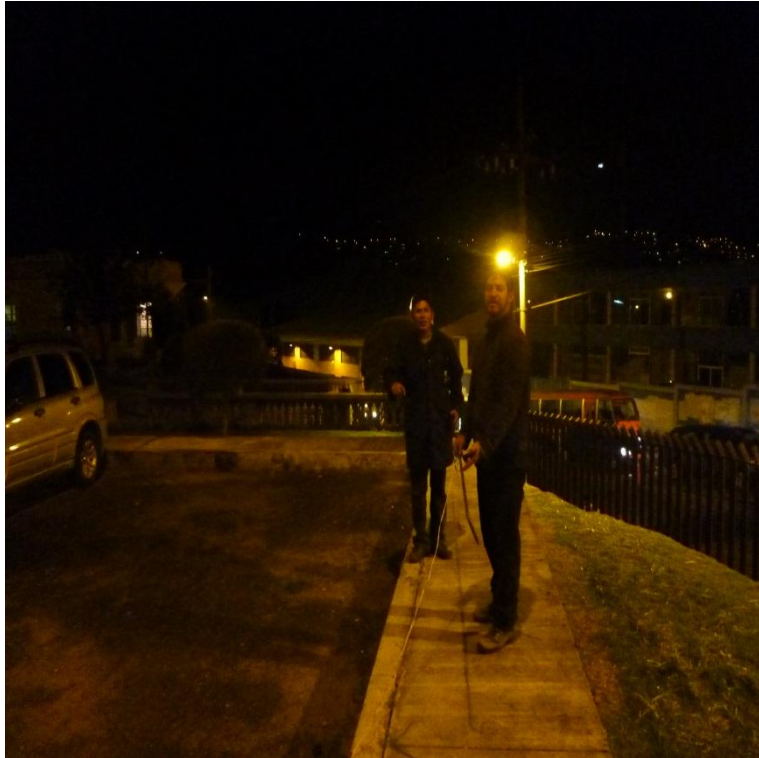


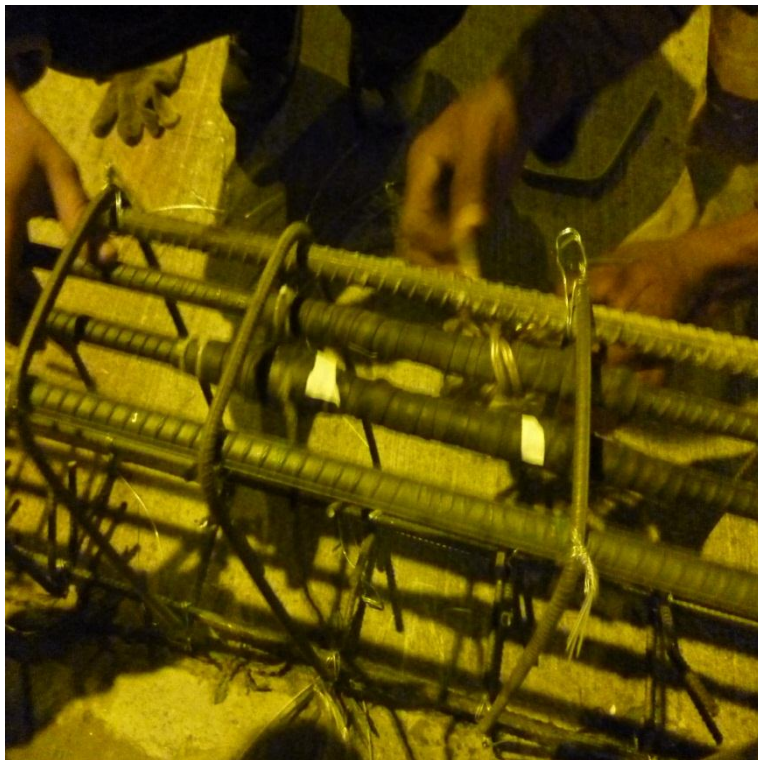
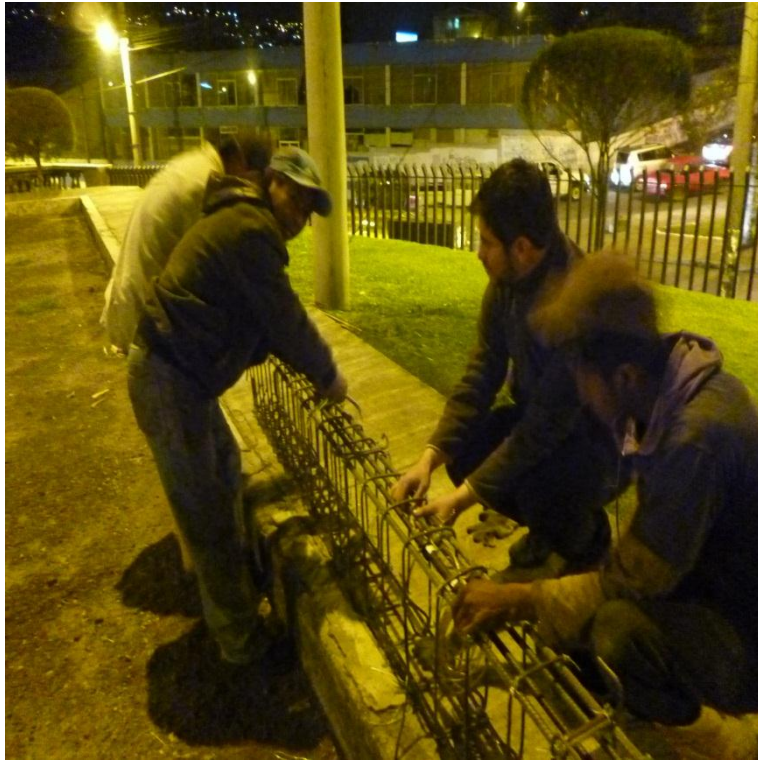






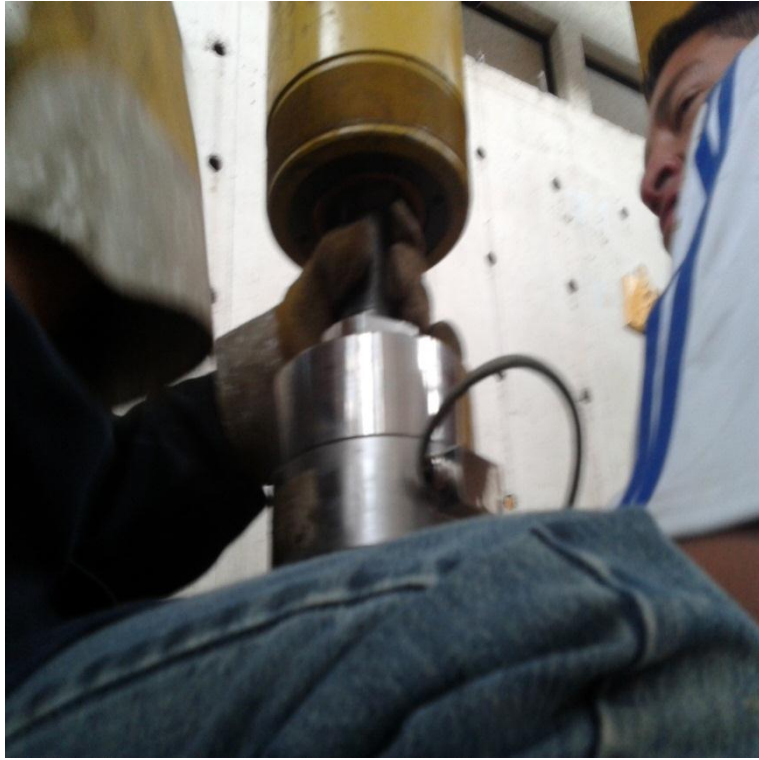


















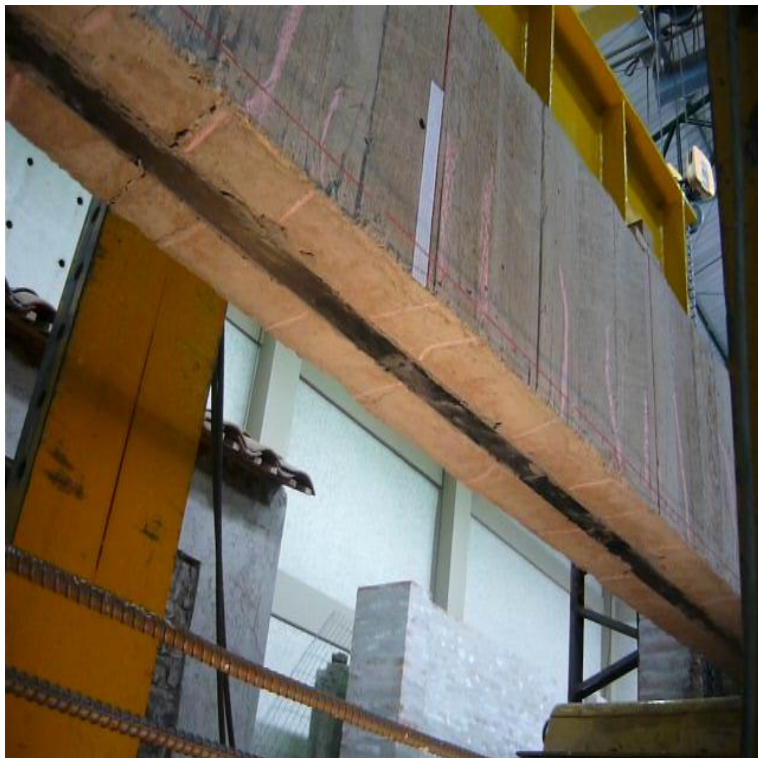












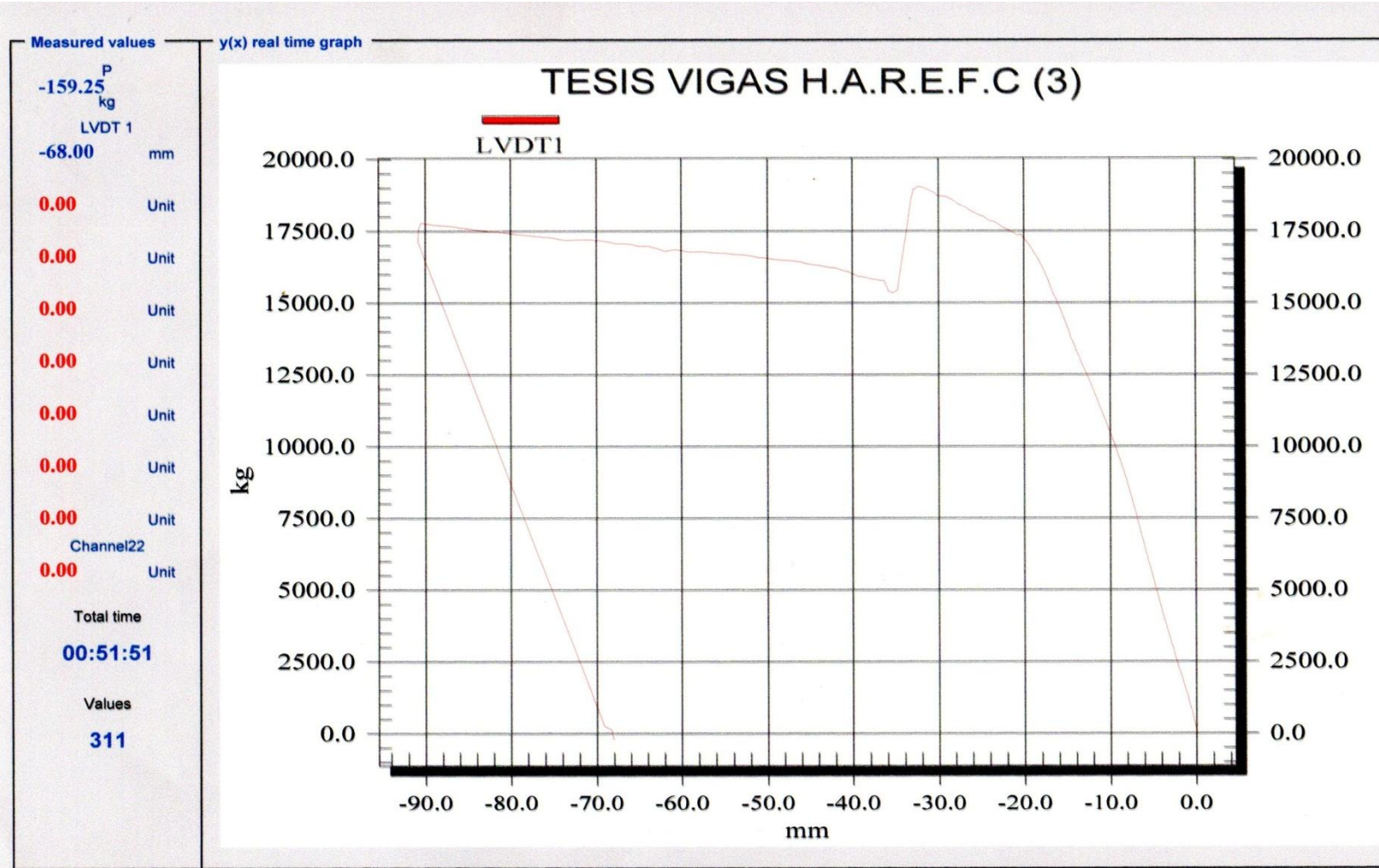




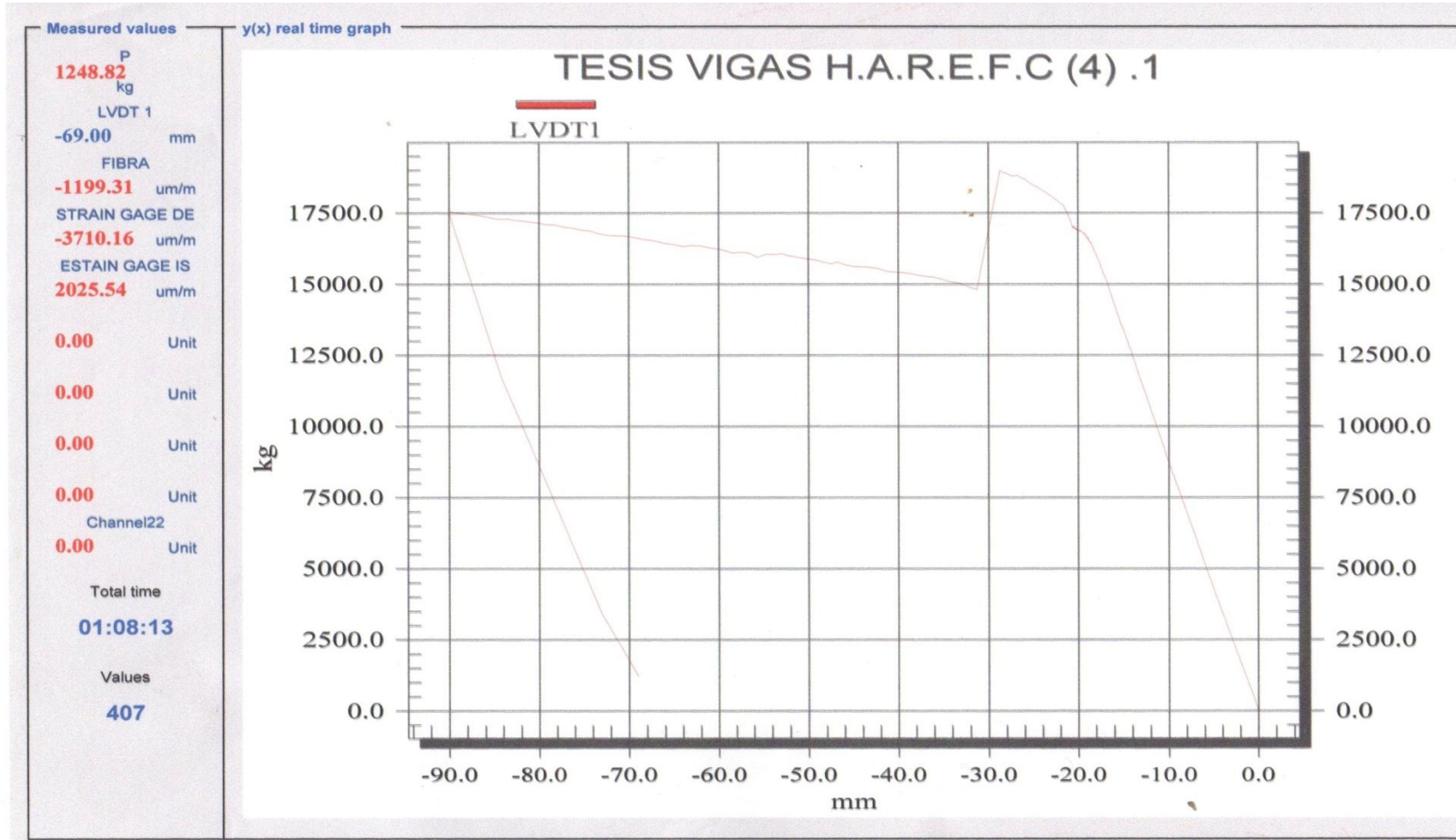
HAREFC 4



REGISTRO HAREFC 3



REGISTRO HAREFC 4



VIDEO DE HAREFC 4 VIGA DE HORMIGON ARMADO REFORZADA EXTERIORMENTE CON FIBRA DE CARBONO 4

El archivo del video se puede consultar en la versión digital de este estudio.

