

**UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL EN OBRAS CIVILES**



**“DISEÑO, FABRICACIÓN Y ENSAYO DE  
VIGAS CON PERFIL DOBLE “T” DE  
FERROCEMENTO”**

TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL EN OBRAS CIVILES

PROFESOR GUÍA.  
SR. HERNÁN ARNÉS VALENCIA  
INGENIERO CIVIL

**RODRIGO ANDRÉS URIBE SANTIBAÑEZ  
2004**

*“En esta etapa que se termina, han sido múltiples las experiencias vividas, en las que he podido ir creciendo, y a la vez ir madurando en mi vida. Doy gracias a Dios por todos estos años, en los he tenido la oportunidad de valorar lo que he ido obteniendo en la vida, no tanto lo material, sino en lo espiritual.*

*Doy gracias por su apoyo incondicional a mis padres, Mario e Isabel, los cuales han estado siempre al lado mío, con su comprensión, apoyo y amor, mi hermanita Gretty, la cual con su ejemplo y apoyo a estado siempre en mi corazón, siendo un pilar fundamental en mi vida junto a mis padres y en general a mi familia completa, abuelos, tíos y primos, todos siempre entregándome un amor que no espera nada a cambio, gracias, realmente gracias de corazón, doy gracias a la vida por darme la familia que tengo.*

*Mi niña, Loretito, mi amor, mi fiel compañera, gracias por todos estos años en los que hemos estado juntos, en las buenas y en las malas, siempre saliendo adelante, con fuerza y fe, gracias por todo lo que me has entregado, por todo lo vivido, gracias por haberte cruzado en mi vida.*

*Mis buenos muchachos, gracias Rodrigo, Cesar y Nicolás, gracias por estar siempre conmigo, alegrándome la vida, gracias por sentirlos felices con mis logros, realmente los quiero amigos míos, gracias por su eterna amistad y lealtad.*

*Gracias a mis compañeros, mas que eso, mis amigos, por su amistad y apoyo, gracias andy por toda esa gran amistad, gracias Claudio, por todos tus consejos y cariño, gracias José por ser tan buen amigo, Ariel amigo mío, Gómez, Iván, Boris, Naim muchas gracias por todo, son muy buenos amigos y personas.*

*He dejado aparte a tres grandes amigos, los cuales conocí en los últimos años, y realmente doy gracias a Dios por haberlos conocido, realmente son verdaderos amigos, gracias Gonzalo, Rodrigo y Guillermo, sin ustedes nada de esto hubiese sido posible, gracias por todo, estaré eternamente agradecido, y en mi, siempre encontrarán a un amigo con el cual pueden contar.*

*No puedo dejar de lado a dos personas muy importantes, las cuales físicamente no están, pero siempre se han encontrado en mi corazón, gracias a mi amigo Hans, por haber sido una persona tan bella, la cual me enseñó mucho de la vida, y mi abuelo, gracias por estar siempre al lado mío, cuidándome y apoyándome, gracias por todo, y este logro también es suyo.”*

## ÍNDICE.

I.- ANTECEDENTES GENERALES.....	1
1.1.- Introducción.....	1
1.2.- Reseña Histórica.....	2
1.3.- Objetivos.....	4
1.3.1.- Objetivo General.....	4
1.3.2.- Objetivos Específicos.....	4
1.4.- Marco Metodológico.....	5
II.- NORMAS,HIPÓTESIS, RESISTENCIAS Y COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO.....	7
2.1.- Normas y códigos utilizar.....	8
2.1.1.- Normas.....	8
2.1.2.- Códigos.....	9
2.2.- Hipótesis de diseño.....	10
2.3.- Combinaciones de Carga.....	12
2.4.- Resistencia.....	13
III.- ECUACIONES DE DISEÑO Y SU DESARROLLO.....	15
2.1.- Ecuaciones de cálculo para cargas actuantes sobre la viga .....	16
2.2.- Ecuaciones de diseño a Flexión.....	18
IV.- FABRICACIÓN DE VIGA CON PERFIL “T” DE FERROCEMENTO.....	25
4.1.- Cálculo carga muerta.....	25
4.2.- Cálculo carga viva.....	26
4.3.- Cálculo momento último.....	27
4.4.- Cálculo cuantías de acero.....	33
4.5.- Deformación máxima.....	35
4.6.- Diseño alternativo.....	36

V.-MATERIALES COMPONENTES DEL FERROCEMENTO.....	38
5.1.- Mortero.....	38
5.1.1.- Aditivos.....	38
5.1.2.-Áridos .....	40
5.1.3.-Agua.. .....	41
5.1.4.-Cemento.. .....	42
5.2.- Tipos de Refuerzos.....	43
5.2.1.- Barras de acero.....	44
5.2.2.- Malla soldada.....	45
5.2.3.- Malla Hexagonal.....	46
5.2.4.- Alambre.....	47
VI.- FABRICACIÓN DE VIGA EN FERROCEMENTO CON SECCIÓN DOBLE “ T “.....	48
6.1.- Elaboración Armadura.....	48
6.2.- Elaboración Moldaje.....	50
6.3.- Hormigonado de Vigas.....	51
6.4.- Ensayo y resultados muestra Rilem.....	54
VII.- ENSAYO A FLEXOTRACCIÓN .....	57
7.1.- Materiales a utilizar en ensayo Flexotracción.....	58
7.2.- Cálculo estimativo carga “ P “.....	59
7.3.- Análisis de resultados del ensayo.....	61
VIII.- COMPORTAMIENTO A FLEXOTRACCIÓN.....	62
IX.- CÁLCULO MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	72
9.1.- Módulo de Elasticidad teórico.....	72
9.2.- Módulo de Elasticidad experimental.....	75

X.- COMPARACIÓN VIGA DE ACERO CON VIGA DE FERROCEMENTO.....81

10.1.- Comparación de costos entre las vigas de ferrocemento y las vigas de acero.....84

XI.- CONCLUSIONES.....86

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ANEXOS

Anexo A.....Propiedades mecánicas del Ferrocemento

Anexo B.....Comparación del Ferrocemento con otros materiales

Anexo C.....Resultados muestra Rilem

## **CAPÍTULO I**

### **ANTECEDENTES GENERALES**

#### **1.1.- INTRODUCCION**

El desarrollo de esta memoria tendrá como propósito, estudiar los atributos del ferrocemento, con el fin de explorar este interesante material como alternativa real en nuestro país. Una definición que abarca de manera concisa al ferrocemento, sería la de un mortero con refuerzos, que presentan una singular distribución, ya que son colocados (los refuerzos) en forma homogénea, debido a que estos son mallas que tienen pequeños diámetros y separaciones iguales.

Estos refuerzos y su distribución, además del recubrimiento que poseen, hacen que el ferrocemento no cumpla con el código de hormigón armado, ya que el es otro material.

El mortero de cemento, que forma parte del ferrocemento tiene como cualidades distintivas; el hecho de que puede llegar a deformarse en las cercanías de la armadura sin sufrir fisuras, lo que provoca que las deformaciones dependan en su totalidad de la distribución de esta, que posee una fuerte armadura, que está compuesta por una malla soldada, barras de acero y todo esto cubierto por una malla hexagonal, que se encuentra ubicada en capas en la sección transversal del elemento.<sup>5</sup>

Como material para la construcción se puede decir que el ferrocemento posee llamativas bondades, es por ello, que el interés de la presente memoria se basa en profundizar temas de diseño y fabricación de las vigas de perfil doble “ T “ en particular.

Es por ello, que viendo la falta de investigación de este tema en nuestro país, se confeccionarán tres vigas de ferrocemento de perfil doble “ T “, con el fin de poder realizar un buen análisis del comportamiento que presentan tanto en la fabricación como en el ensayo de estas vigas.

## **1.2.- BREVE RESEÑA HISTÓRICA**

Joseph Louis Lambot inventó el ferrocemento en Francia, el año 1848. Su primera aplicación fue un bote a remos, construido en 1849 por Lambot. En 1856, Lambot obtuvo patentes francesas y belgas con el nombre de “Ferciment”. Uno de sus botes aun se encontraba a flote en 1949. En la actualidad este se exhibe actualmente en un museo de Brignoles, ciudad de Francia, y en condiciones más que aceptables. Lambot expresó de la siguiente manera al Ferciment:

*“Mi invención es un nuevo producto que puede reemplazar la madera donde esté expuesta al agua o la humedad, la base para el nuevo material es una red metálica de alambres o barras interconectadas hasta formar una esfera tejida flexible. Yo conformo esta red hasta adquirir una forma similar a la del artículo que deseo crear, entonces utilizo cemento hidráulico, un alquitrán bituminoso o una mezcla para llenar los espacios.”* <sup>6</sup>

Pero no fue hasta el año 1943 en que el ingeniero-arquitecto italiano Pier Luigi Nervi (1861-1960), retoma la idea original de Lambot al observar que adhiriendo algunas capas de alambre al mortero, se lograba obtener un material que presentaba extraordinarias características mecánicas, con gran resistencia al impacto y gran capacidad de reflejar grietas, fue cuando empezó a experimentar durante la segunda guerra mundial.

Después de este periodo, Nervi construyó el moto-velero Irene de 165 toneladas, con casco de ferrocemento de 3.6 cm de espesor y un peso inferior en 5 % al de una embarcación similar de madera, y al 40 % del costo de una de madera. Nervi además utilizó techos de ferrocemento en forma acanalada, en obras tales como un techado de 98 metros de luz, para la Turín Exhibition Hall <sup>4</sup>

En la década de los sesenta el ferrocemento logró bastantes aplicaciones, sobretodo en las embarcaciones.

También en las décadas posteriores el uso del ferrocemento ha ido en ascenso, como es el caso de las embarcaciones, en donde se contabilizan más de 20.000 botes operando en diferentes partes del mundo.

En la última década, el ferrocemento ha ido aumentando su campo de acción y se han construido con este material un gran número de obras y elementos constructivos en diferentes países<sup>5</sup>

Es por ello que se puede decir que el ferrocemento como material tiene una pequeña historia recorrida, pero que a pesar de ser corta ha logrado ser bastante evolucionada.

### **1.3.- OBJETIVOS**

#### **1.3.1.- OBJETIVO GENERAL**

- Verificar bondades del ferrocemento como material prefabricado.
- Aprovechar la ventaja del ferrocemento, debido a que éste necesita de una tecnología simple de construcción, y no requiere de mano de obra especializada.
- Comprobar la viabilidad de fabricar vigas de ferrocemento con doble “T”, como alternativa en la construcción de vigas maestras.

#### **1.3.2.- OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Analizar en forma detallada la fabricación de vigas de ferrocemento con perfil doble “T”.
- Diseñar vigas livianas, comparando la relación existente entre el peso propio de la viga y la carga que esta puede soportar.
- Diseñar vigas de acuerdo a las normativas existentes, es decir, considerando las sobrecargas de uso y las cargas permanentes a las que estará sometida.
- Aplicación de un ensayo de flexotracción como medio de evaluación en vigas de ferrocemento.
- Verificar las propiedades mecánicas del ferrocemento mediante ensayo de flexotracción en el laboratorio.
- Obtener y comparar el módulo de elasticidad, teórico y experimental, del elemento prefabricado.
- Demostrar que la viga cumple una función de viga maestra, después de haber realizado su diseño, su fabricación y también su ensayo.

#### **1.4.- MARCO METODOLÓGICO**

La metodología que se usará para realizar el trabajo será la de comenzar por la elaboración de la armadura, la cual estará constituida por barras de acero, malla hexagonal y malla soldada. La elaboración de ésta será tomada del diseño efectuado, de aquí se obtendrá la distribución, para esto se realizarán cortes a las longitudes que se necesitan para la viga de 4.6 metros de luz.

Después de terminada la armadura, se procederá a elaborar los moldajes de las vigas. Una vez terminados éstos, se localizarán las armaduras en su interior. De esta manera se dará paso a la etapa de vaciado del mortero.

Para esta etapa, se contará con el aporte de HORMIGONES PREMIX S.A., empresa que gentilmente donó el mortero. La mezcla estará con un cono muy elevado, por ende, será muy fluida, y además contará con arena muy fina, lo que ayudará a que la mezcla llegue a todos los rincones del moldaje y también podrá evitar los vacíos en el mortero, siempre y cuando cuente con un adecuado vibrado.

Cuando el vaciado del mortero haya finalizado, se deberá esperar entre tres a cinco días para retirar el moldaje. Al terminar el retiro de estos, habrá que esperar hasta que las muestras de Rilem del mortero, que fueron tomadas en el día del vaciado del mortero, hayan alcanzado la resistencia necesaria.

Los ensayos de flexión y compresión a que serán sometidas las muestras de Rilem, se efectuarán a los 7, 14 21 y 28 días. Estos ensayos se llevarán a cabo en el Laboratorio de Control de Calidad Mega Control, Osorno.

Una vez obtenida la resistencia que se requiere, se estará en condiciones de efectuar el ensayo de flexotracción a las vigas. Ensayo que consiste en la aplicación de cargas puntuales en los tercios de la viga, que se encuentra simplemente apoyada. Para realizar estos ensayos se debe contar con los instrumentos adecuados y seguridad suficiente para evitar accidentes.

Estos ensayos se llevaran a cabo en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de Construcción L.E.M.C.O., ubicado en el Campus Miraflores de la Universidad Austral de Chile y bajo la estricta supervisión del profesor patrocinante, Don Hernán Arnés Valencia.

Finalmente se realizará un análisis de los resultados obtenidos del ensayo de flexotracción, lo que permitirá visualizar el real comportamiento de vigas doble “T” de ferrocemento.

En el capítulo uno, se revisarán antecedentes generales e históricos del ferrocemento, además de los objetivos que persigue este estudio y su metodología de trabajo.

En el capítulo dos y tres, se desarrollarán las ecuaciones de diseño y combinaciones de carga para una viga doble “T” simplemente apoyada, la cual se diseñará a flexión. Además se definirán las hipótesis de diseño, normas y códigos a emplear.

En el capítulo cuatro se encuentra el diseño de vigas doble “T”, considerando lo expuesto en los capítulos anteriores.

En el capítulo cinco y seis, se analizan los materiales componentes del ferrocemento y el proceso de fabricación de vigas prefabricadas.

En el capítulo siete, ocho y nueve, se describe el ensayo de flexotracción, el análisis de resultados y el módulo de elasticidad.

En el último capítulo se presentan las conclusiones obtenidas de la evaluación de los resultados del ensayo de flexotracción, de los materiales empleados y del diseño, lo cual permitirá ver si el proyecto que se presenta en esta tesis es viable.

Finalmente, se adjuntan anexos que permiten al lector interpretar mejor la experiencia realizada.

## **CAPÍTULO II**

### **NORMAS, HIPÓTESIS, RESISTENCIA Y COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO**

Para llevar a cabo el diseño de las vigas de ferrocemento, se deben considerar como todos los diseños en ingeniería, normativas existentes para su realización.

La intención de realizar los diseños bajo normas, es de lograr una estandarización en las consideraciones que se toman en cuenta al llevar a cabo el diseño. Es por eso que las normas son realizadas después de considerar largos análisis en los cuales se desarrollaron pruebas y ensayos a distintos elementos y fenómenos.<sup>7</sup>

En el caso particular de nuestro país, tenemos una serie de normas las cuales, en el ámbito del diseño estructural, se han realizado actualizaciones, por lo cual nos van dando una evolución en el diseño, es por eso que se debe contar cada vez con una actualización por parte del ingeniero con el fin de no ir quedando atrasado con relación a las normativas vigentes. En Chile se tiene como organización encargada de la realización y actualización de las normas, al Instituto Nacional de Normalización, el cual realiza una labor de actualización importante, ya que componentes de distintas organizaciones estandarizadoras internacionales, lo que adjudica un serio respaldo en su elaboración.

Es por esto, que el diseño de las vigas doble “T” de ferrocemento que aborda esta tesis, se tomarán en cuenta las distintas normas con el fin de realizar un buen diseño.

## **2.1. – NORMA Y CODIGOS A UTILIZAR.**

### **2.1.1.- Normas.**

Se consideran para el diseño ciertas Normas Chilenas, elaboradas en el Instituto Nacional de Normalización. Las Normas Chilenas a emplear serán:

- *NCh 429 Of. 57 : “Hormigón Armado – Parte I”.*
- *NCh 430 Of. 86 : “Hormigón Armado – Parte II”.*

Para la elaboración del diseño se considerará la norma:

- *NCh1537 Of. 86 : “Diseño Estructural de Edificios – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”,* la cual especifica las bases para determinar las cargas permanentes y los valores mínimos de las sobrecargas de uso que deben considerarse en el diseño de edificios.

Definiéndose:

*Cargas Permanentes:* a aquellas cargas cuya variación en el tiempo es despreciable, como puede ser el peso de los elementos estructurales mismos, instalaciones, rellenos, etc. Las cargas permanentes suelen también denominarse cargas muertas e incluirse en el llamado peso propio, cargas permanentes y sobrecargas de uso para edificios.

Se considerará para la realización de los ensayos de flexotracción de los elementos, la norma:

- *NCh 1038 Of. 77 : “Hormigón – Ensayo de Tracción por Flexión”.*

También se revisaron las normas:

- *NCh 218 Of. 77 : “Acero – Mallas de Alta Resistencia para Hormigón Armado – Especificaciones”.*
- *NCh 219 Of. 77: “Construcción – Mallas de Alta Resistencia - Condiciones de Uso en el Hormigón Armado”.*

Además, como ayuda para la confección de los elementos, se utilizarán:

- *“Manual del Mortero”,* confeccionado por el Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón.

### **2.1.2.- Códigos.**

En el ámbito nacional no existe aún un código para el diseño en ferrocemento, es por eso que se consideran los códigos y publicaciones del ámbito internacional, como:

- “ *Código ACI318 – 99* ” , el cual corresponde a un código para Hormigón Armado que se puede considerar para el diseño de elementos de ferrocemento, en el caso de diseño a flexión, ser éste un material derivado del Hormigón Armado.

Se consultaron para el análisis del diseño, las siguientes publicaciones, editadas por:

- *Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto ( IMCYC )*.
- *Instituto Superior Politécnico “José A. Echeverría “de Cuba ( ISPJAE)*.

## 2.2.- HIPOTESIS DE DISEÑO.

Para llevar a cabo el diseño de vigas, se contemplan las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es triangular.
- Las secciones planas se mantienen planas hasta la rotura del elemento.
- Se considera una adherencia perfecta entre el hormigón y el acero, lo que implica que las deformaciones en el acero y el mortero en cualquier fibra tienen que ser iguales.
- El mortero no resiste esfuerzos de tracción longitudinales. El despreciar la magnitud de estos esfuerzos no influye apreciablemente en las resistencias que se calculan.
- El elemento alcanza su resistencia, a una cierta deformación unitaria máxima útil del mortero, para un intervalo relativamente alto del valor de la deformación unitaria, en la fibra extrema a compresión, el momento flexionante permanece prácticamente constante.
- Se conoce la distribución de esfuerzos en la zona de compresión del elemento. Los reglamentos de construcción presentan distribuciones simplistas, con las cuales se obtienen valores de la resistencia suficientemente aproximado.
- La relación entre la distribución del esfuerzo por compresión en el mortero y su deformación será considerada satisfactoria por el uso de la distribución rectangular del esfuerzo de  $0.85f_c$  que se supondrá uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente a una distancia  $\beta_1 c$  a partir de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión. Donde “c” se considera desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro y se medirá en dirección perpendicular a dicho eje. Y el factor “ $\beta_1$ ” deberá tomarse como 0.85 para las resistencias del hormigón  $f_c$  hasta 30 MPa. Para resistencias superiores a 30 MPa,  $\beta_1$  disminuirá en forma lineal en 0.008 por cada MPa de aumento sobre 30 MPa, sin embargo,  $\beta_1$  no debe ser menor de 0.65.
- Se considera al ferrocemento como material homogéneo, aún después del agrietamiento considerándose la sección completa del elemento.

- Es nula la contribución del mortero a tracción.
- El diseño se realizara considerando las ecuaciones de diseño a flexión para una viga de sección rectangular.
- La relación esfuerzo-deformación del mortero y el refuerzo son lineales para esfuerzos menores o iguales que el permitido para cargas de servicio.
- No se contempla retracción ni creep en el mortero.
- Los esfuerzos internos permanecen en equilibrio.

### **2.3.- COMBINACIONES DE CARGA.**

Las combinaciones de carga que se usan normalmente en el método de diseño a la rotura son las combinaciones de carga que se contemplan en el código “ACI 318-99”, para estructuras de hormigón armado, donde U representa el estado de combinación de carga para diseño último.<sup>3</sup>

$$\mathbf{U = 1.4 D + 1.7 L}$$

$$\mathbf{U = 0.75 ( 1.4 D + 1.7 L + 1.7 W )}$$

$$\mathbf{U = 0.75 ( 1.4 D + 1.7 L + 1.87 W )}$$

$$\mathbf{U = 0.75 ( 1.4 D + 1.7 L - 1.87 W )}$$

$$\mathbf{U = 0.9 D + 1.4 3 E}$$

$$\mathbf{U = 0.9 D - 1.4 3 E}$$

En donde

D = Peso Propio o Carga Muerta (Dead loads).

L = Sobrecarga de Uso o Carga Viva (Live loads).

W = Cargas de Viento (Wind loads).

E = Cargas Sísmicas (earthquake loads).

## **2.4.- RESISTENCIA.**

Todas las estructuras, incluyendo a todos los elementos estructurales confeccionados con ferrocemento, deben tener como requisito, la capacidad de poder soportar combinaciones de carga, en las cuales estén incluidas la carga muerta ( D ) y las cargas vivas ( L ).

La resistencia de diseño se expresa a través de cargas mayoradas, las cuales se obtienen, multiplicando las cargas por los factores de carga correspondientes. En este caso, se debe considerar como factores de carga a 1,4 y al 1,7, para la carga muerta y la carga viva respectivamente. <sup>3</sup>

$$U = 1,4 * D + 1,7 * L$$

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento en términos de flexión, carga axial, corte y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones de el código o la norma, multiplicados por los factores F, de reducción de resistencia, para satisfacer la relación general :

$$U \leq f * N$$

El diseño de la armadura, debe contar con una serie de requisitos, los que se deben basar en el límite de fluencia que tengan los refuerzos que se utilicen. Es por eso que se recomienda que las barras de acero no se excedan los 560 Mpa, y las mallas el 690 Mpa, porque, aunque parezca alta esta fluencia, se considera producto de la ductilidad del ferrocemento, debido a la gran cantidad de refuerzo que éste posee, la distancia prácticamente nula que tienen de separación los refuerzos, y además el ancho de la grieta producto de su alta superficie específica es muy pequeño. <sup>4</sup>

Los refuerzos de acero que se utilizarán, contarán con los límites de fluencia que corresponden a los más comúnmente vendidos en el país, con el fin de facilitar su adquisición.

Es por esto que los límites de fluencia resultan ser:

**Valores resistencia a la fluencia utilizados para el diseño<sup>10</sup>**

**Tabla 2.1**

<b>Resistencia a la fluencia</b>	<b>Malla Soldada ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>	<b>Malla Hexagonal ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>	<b>Barra Longitudinal ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>
f y	5000	2000	2800

Además de los límites de fluencia, se deben conocer los valores correspondientes a los módulos de elasticidad de cada material componente del ferrocemento, con el fin de poder obtener el módulo de elasticidad del material denominado ferrocemento.

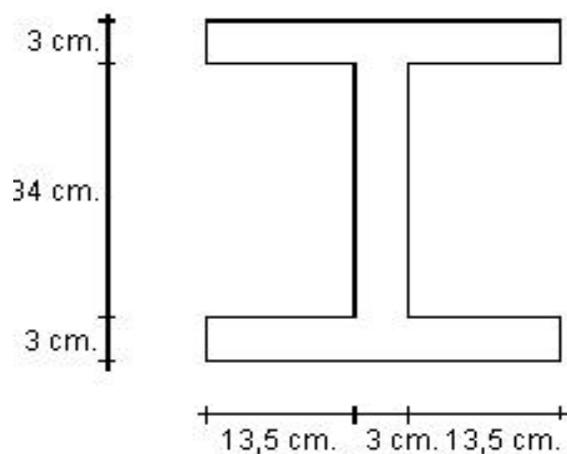
**Valores módulo de elasticidad de los materiales de acero<sup>10</sup>**

**Tabla 2.2**

<b>Módulo de Elasticidad</b>	<b>Malla Soldada ( Mpa )</b>	<b>Malla Hexagonal ( Mpa )</b>	<b>Barra Longitudinal ( Mpa )</b>
E	200.000	104.000	200.000

La manera de diseñar las vigas de ferrocemento con perfil doble “T”, es la de suponer que éstas deben cumplir un trabajo de viga maestra, en donde deberán resistir una losa de 12 cm. de espesor, contando con una luz de 4.6 m. y un ancho tributario de 4.5 m. Además se considerará que posee una sobrecarga de uso de 250 Kg/cm<sup>2</sup>.

A continuación, se presenta el perfil a verificar (Figura 2.1)



**Figura 2.1**

### **CAPÍTULO III**

#### **ECUACIONES DE DISEÑO Y SU DESARROLLO**

Al momento de diseñar un elemento se debe determinar una serie de variables que son desconocidas, entre las cuales pueden estar incluidas no solo las cuantías de las áreas de refuerzo de acero, sino también las dimensiones de la sección. Pero en el caso de las dimensiones de la sección, en general se tiende a predeterminar los valores de esta, basándose en criterios netamente de diseños estructurales, en los cuales se considera el uso del elemento. Por esto, generalmente lo que se busca es obtener los valores del área de acero a colocar en la sección y con posterioridad comprobar si cumple con los requerimientos de utilización. Si esto no ocurre, entonces se deberán variar las dimensiones de la sección inicialmente concebida y proceder de nuevo al diseño.

El método que se describirá a continuación asume que las dimensiones de la sección están dadas y que se ha fijado un recubrimiento para el acero que con posterioridad podrá ser ajustado con exactitud al área de acero que se coloca en el elemento.

Para la determinación de la resistencia final de la viga, investigadores como Alfonso Olvera, en su libro “El ferrocemento y sus aplicaciones”, recomienda la utilización del método de diseño a flexión que se aplica en el diseño del hormigón armado, debido a que no existe un código para el ferrocemento, y este, no en su totalidad, posee elementos y comportamientos que se asemejan en parte al hormigón armado.

### 3.1.- Ecuaciones de cálculo para cargas actuantes sobre la viga.

La primera etapa que se debe desarrollar en el diseño de una viga simplemente apoyada, es obtener el momento máximo o último que tendrá este tipo de viga. Para ello, es necesario definir las solicitaciones a las cuales se encontrará sometido dicho elemento.

Por ello, se definirán las cargas a las que se somete la viga, las que corresponden a:

- Peso Propio de la viga ( $q_{pp}$ ).
- Peso Propio que aporta la losa que se ubica sobre la viga ( $q_{losa}$ ).

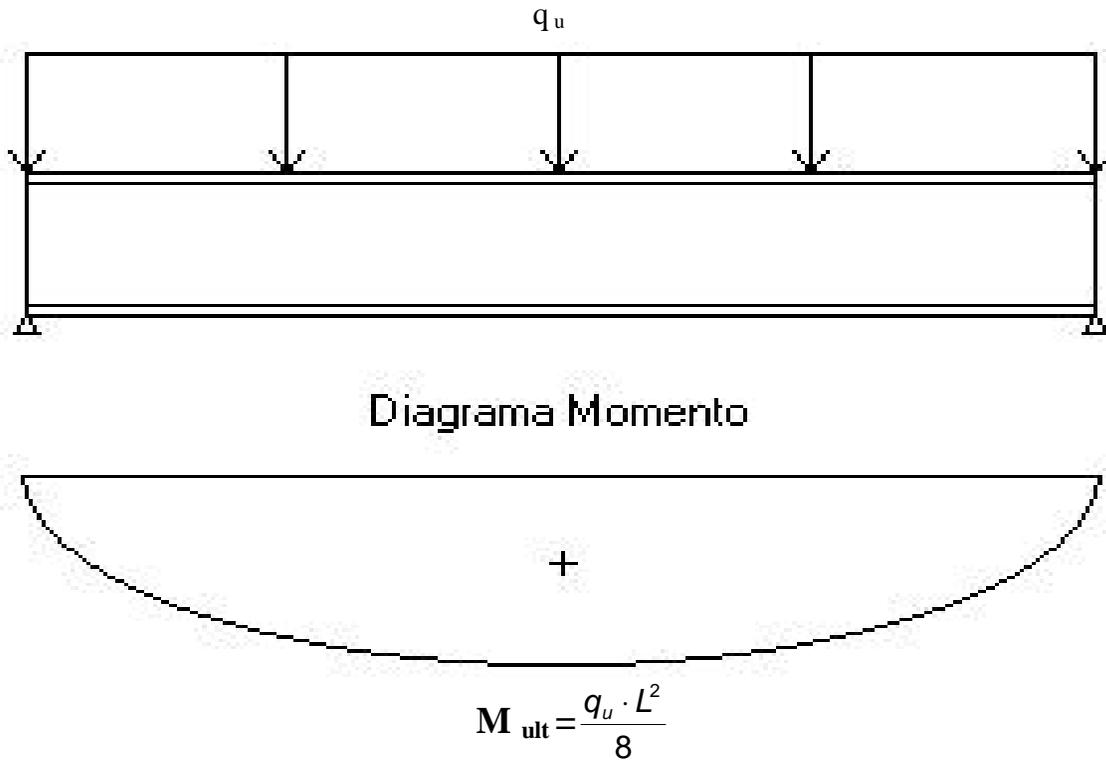
A la suma de estos dos pesos propios se le denomina carga muerta ( $q_d$ ).

Finalmente se considerará la sobrecarga de uso que presentará el elemento, denominada carga viva ( $q_l$ ); la cual se obtiene de la norma NCh 1537.Of 86.

Una vez obtenido las solicitaciones que tendrá la viga, se aplicará el estado de carga más desfavorable, para poder obtener la carga última, resultando ser:

$$q_u = 1,4 \cdot q_d + 1,7 \cdot q_l \qquad \text{Ecuación 3.1}$$

La viga que se diseñará se debe considerar que está apoyada-apoyada, lo que significa que su momento máximo será la carga total a que está sometida la viga por la luz de esta, al cuadrado, y el cociente de esto se divide por ocho, como se muestra en la figura 3.1



**Figura 3.1**

Por lo tanto, después de tener claro los valores a los cuales debemos llegar, se procede a calcular los pesos propios.

El peso propio de la viga se calcula obteniendo el área del perfil transversal ( $A_{\text{perfil}}$ ) y multiplicando por densidad del hormigón armado ( $\rho_H$ ):

$$q_{pp} = A_{\text{perfil}} \cdot \rho_H \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Después se procede a calcular el peso propio de la losa que se encuentra sobre la viga, para ello debemos tener el área transversal de la losa ( $A_{\text{losa}}$ ), que se obtiene de multiplicar el espesor de esta por el ancho que tendrá el área tributaria. Con este valor obtenido, se procede a multiplicar por la densidad del hormigón para obtener el peso propio de la losa:

$$q_{\text{losa}} = A_{\text{losa}} \cdot \rho_H \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Por lo tanto, se obtiene la siguiente carga muerta:

$$q_d = q_{pp} + q_{losa} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Para el caso de la carga viva, se emplea el valor de la sobrecarga que aparece en la Tabla 3 de sobrecargas de uso uniformemente distribuidas, para pisos que se obtiene de la NCh 1537 Of 86: “Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso”, en donde se estima el valor correspondiente a edificios de departamentos ( $q_k$ ) y conjuntos habitacionales, y este debe ser multiplicado por el ancho del área tributaria, se define:

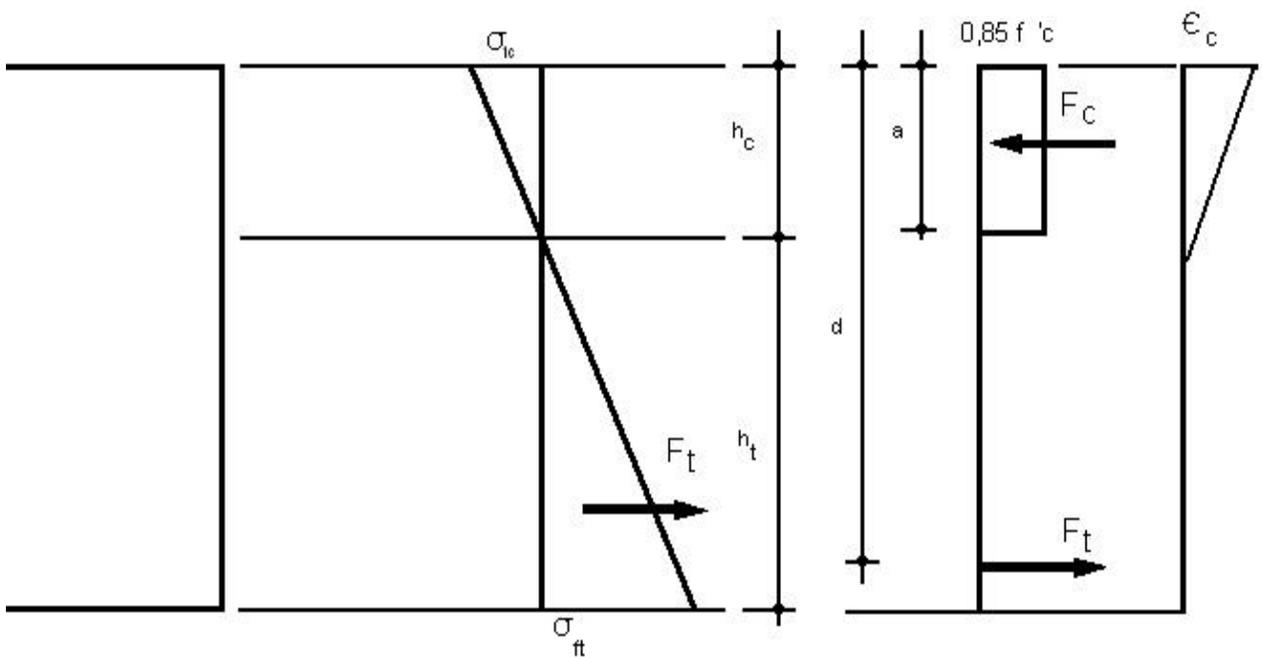
$$q_l = \text{Ancho área tributaria} \cdot q_k \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Entonces, con los valores ya conocidos de la carga muerta y de la carga viva, es posible obtener el valor de la carga última, que anteriormente se definió. Por lo tanto, ahora se calcula el valor del momento último:

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

### **3.2.- Ecuaciones de Diseño a flexión.**

Para llevar a cabo el diseño flexión, hay que tener claro el comportamiento que tendrá la sección al instante de ser sometida a las cargas, es por ello, que se esquematiza el comportamiento de ésta, en la figura 3.2.



**Figura 3.2**

$F_c$  : fuerza de compresión en el hormigón.

$F_t$  : fuerza de tracción en el refuerzo, cuando este se encuentra sometido a la carga última.

$c$  : distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro.

$a$  : altura del bloque a compresión.

$d$  : distancia fibra extrema a compresión hasta la línea de acción de la fuerza a tracción o centroide del refuerzo en tracción.

De este diagrama es posible deducir las ecuaciones de equilibrio que se encuentran presentes en él, es el caso del momento nominal y la fuerza tracción<sup>1</sup>:

$$\mathbf{M}_n = \mathbf{F}_t \cdot \left( \mathbf{d} - \frac{\mathbf{a}}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.7}$$

$$\mathbf{F}_t = \mathbf{F}_c \quad \text{Ecuación 3.8}$$

$M_n$ : momento nominal

En el caso del cálculo de la resistencia de un elemento estructural, éste se obtiene considerando la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción, que permite reducir la resistencia en el caso de la flexión, según el ACI. Este valor se denomina  $\phi$ , y corresponde al siguiente valor : 0.9; por lo tanto<sup>2</sup>:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$M_u$  : momento último de diseño

Incorporando a la ecuación 3.9 la ecuación 3.7 , da como resultado

$$\phi \cdot F_t \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \quad \text{Ecuación 3.10}$$

**En forma análoga, también en el diagrama se puede concluir que**

$$F_c = 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad \text{Ecuación 3.11}$$

$$F_t = A_{si} \cdot f_{yi} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Con:

$b$  : base del perfil.

$A_{si}$  : área neta de los refuerzos.

$f_{yi}$  : límite de fluencia de cada refuerzo.

Como se asume que la sección se diseña sin refuerzo a compresión, ya que este refuerzo solo se agrega cuando la viga es peraltada, la cuantía mecánica se define de la siguiente manera:

$$\Gamma_{mec.} = \frac{A_{si} \cdot f_{yi}}{b \cdot d \cdot f_c'} \quad \text{Ecuación 3.13}$$

reemplazando la ecuación 3.12 en la ecuación 3.13, se obtiene:

$$r_{\text{mec}} = \frac{F_t}{b \cdot d \cdot f_c'} \quad \text{Ecuación}$$

3.14

Como se mencionó antes,  $F_t = F_C$  (ecuación 3.8), así es posible reemplazar la ecuación 3.11 en la ecuación 3.14, obteniéndose:

$$r_{\text{mec}} = \frac{0.85 \cdot a \cdot b \cdot f_c'}{b \cdot d \cdot f_c'} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde:

$$a = \frac{r_{\text{mec.}} \cdot d}{0.85} \quad \text{Ecuación 3.16}$$

En el caso de la obtención de la altura del bloque a compresión, éste se debe calcular considerando la distancia de la fibra extrema a compresión a la línea de acción de la fuerza de tracción, en la cual se incluyan todos los tipos de refuerzo, ya que el ferrocemento, al contar con barras y mallas, sus distribuciones son a lo largo de toda la zona de tracción, y no están aplicadas en un solo punto.

Es por ello que se debe realizar una iteración corta, en la cual se pueda estimar de la forma mas real posible, el lugar exacto de aplicación de la fuerza de tracción,. Para esto, primero se considerara, en forma de tanteo, una distancia  $d$  correspondiente a la ubicación de los refuerzos de mayor diámetro, para así obtener un parámetro estimativo de la ubicación del bloque a compresión. Con esto, se vuelve a estimar  $d$ , pero esta vez considerando todos los refuerzos que actúan en la zona traccionada..

Reemplazando nuevamente, ahora la ecuación 3.14 y la ecuación 3.16 en la ecuación 3.9, se obtiene una ecuación que tiene a la cuantía mecánica como incógnita, por lo tanto:

$$f \cdot r_{mec} \cdot b \cdot d \cdot fc' \cdot \left( d - \frac{r_{mec} \cdot d}{0.85 \cdot 2} \right) \geq M_u \quad \text{Ecuación 3.17}$$

$$f \cdot r_{mec} \cdot b \cdot d \cdot fc' \cdot \left( d - \frac{r_{mec} \cdot d}{1.7} \right) \geq M_u \quad \text{Ecuación 3.18}$$

Desarrollando se obtiene:

$$r_{mec}^2 - 1.7 \cdot r_{mec} + \frac{1.7 \cdot M_u}{f \cdot b \cdot d \cdot fc'} = 0 \quad \text{Ecuación 3.19}$$

En el caso de las secciones doble “T”, el parámetro “b” se asume como el ancho efectivo del ala y su cálculo se lleva a cabo considerando un valor de  $\rho$  como si el perfil fuera rectangular, después se procede a calcular la altura del bloque a compresión, mediante la ecuación 3.16<sup>4</sup>.

Si el valor del parámetro “a”, resulta ser menor que el ala de la sección, la viga efectivamente trabaja como si fuera rectangular, y se puede aplicar el diseño de una viga rectangular. Pero en el caso de que el parámetro “a” fuera mayor que el espesor del ala, entonces, se debe determinar el momento que resiste el alma de la sección ( $M_u'$ ), mediante la siguiente ecuación:

$$M_u' = M_u - 0.85 \cdot f \cdot fc' \cdot (b - b_{alma}) \cdot h_{ala} \cdot \left( d - \frac{h_{ala}}{2} \right) \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Definiendo:

$b_{alma}$  : base o espesor del alma.

$h_{ala}$  : altura o espesor del ala.

Una vez definido el valor de la cuantía mecánica que requiere el perfil, se procede a calcular las cuantías correspondientes a cada tipo de refuerzos que formarán la armadura, Finalmente la suma de estas cuantías debe dar como mínimo el valor correspondiente a la cuantía mecánica requerida por el perfil.<sup>1</sup>

Estas cuantías corresponden a:

- $\rho$  barras de acero
- $\rho$  malla hexagonal
- $\rho$  malla soldada

Debiéndose cumplir la siguiente ecuación:

$$\Gamma_{\text{barras de acero}} + \Gamma_{\text{malla hexagonal}} + \Gamma_{\text{malla soldada}} \geq \Gamma_{\text{mec}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Para poder determinar los valores de dichas cuantías, se debe aplicar la ecuación 3.15 en los tres tipos de refuerzo.<sup>5</sup>

$$\Gamma_{\text{barras de acero}} = \frac{A_{s \text{ barras de acero}} \cdot f_{y \text{ barras de acero}}}{b \cdot d \cdot fc'} \quad \text{Ecuación 3.22}$$

$$\Gamma_{\text{malla hexagonal}} = \frac{A_{s \text{ malla hexagonal}} \cdot f_{y \text{ malla hexagonal}} \cdot \cos a}{b \cdot d \cdot fc'} \quad \text{Ecuación 3.23}$$

$$\Gamma_{\text{malla soldada}} = \frac{A_{s \text{ malla soldada}} \cdot f_{y \text{ malla soldada}}}{b \cdot d \cdot fc'} \quad \text{Ecuación 3.24}$$

En la ecuación que corresponde al cálculo de cuantía en la malla hexagonal, se debe considerar el ángulo de abertura que tiene la malla, definido como “**a**”, y se empleará con el fin de obtener la sección longitudinal que se encuentra en el perfil.<sup>6</sup>

Una vez conocidos los valores de las áreas y los límites de fluencia de cada material, se procede a calcular la fuerza de tracción de cada elemento, aplicando la ecuación 3.12, se obtiene:

$$\mathbf{F}_t \text{ barras de acero} = \mathbf{A}_i \text{ barras de acero} \cdot \mathbf{f}_y \text{ barras de acero} \quad \text{Ecuación 3.25}$$

$$\mathbf{F}_t \text{ malla hexagonal} = \mathbf{A}_i \text{ malla hexagonal} \cdot \mathbf{f}_y \text{ malla hexagonal} \quad \text{Ecuación 3.26}$$

$$\mathbf{F}_t \text{ malla soldada} = \mathbf{A}_i \text{ malla soldada} \cdot \mathbf{f}_y \text{ malla soldada} \quad \text{Ecuación 3.27}$$

Sumando las fuerzas de tracción de cada elemento se obtiene la fuerza de tracción total<sup>4</sup>:

$$\mathbf{F}_t = \mathbf{F}_t \text{ barras de acero} + \mathbf{F}_t \text{ malla hexagonal} + \mathbf{F}_t \text{ malla soldada} \quad \text{Ecuación 3.28}$$

Entonces queda por demostrar la ecuación 3.10, para que sea aprobado el diseño.<sup>1</sup>

En el caso de la deformación se debe considerar la luz de la viga, correspondiente al tramo libre, distancia entre los apoyos.

Se debe considerar la relación, *luz / deformación*, que se ajuste a la necesidad del diseño, es por esto, que se considera el caso de cubiertas o pisos que soportan o están unidos a elementos no estructurales que puedan dañarse por deflexiones grandes.<sup>1</sup>

$$\text{Def. máx.} = \frac{L}{480} \quad \text{Ecuación 3.29}$$

## CAPÍTULO IV

### DISEÑO VIGA DOBLE "T" EN FERROCEMENTO

#### 4.1.- Cálculo carga muerta.

Para el cálculo de la carga muerta se debe aplicar la ecuación 3.2

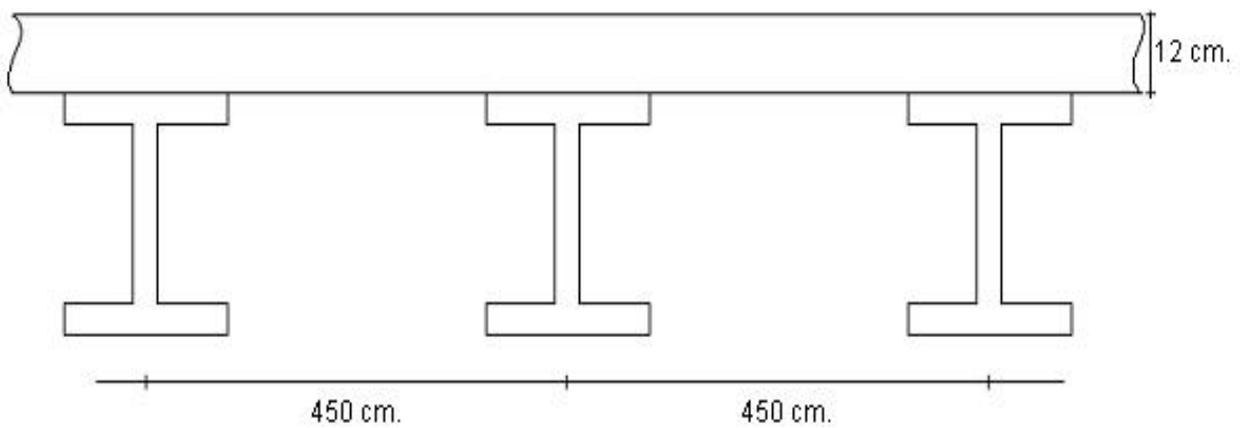
$$\rho_{\text{Hormigón}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$A_{\text{perfil}} = (0,003 \cdot 0,3) + (0,003 \cdot 0,3) + (0,03 \cdot 0,34)$$

$$\Rightarrow A_{\text{perfil}} = 0,0282 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{pp}} = 2500 \cdot 0,0282 = 70,5 \text{ Kg/m}$$

$$\Rightarrow q_{\text{pp}} = 70,5 \text{ Kg/m.}$$



**Figura 4.1**

En el cálculo del peso de la losa, se considerará que posee un espesor de 12 cm. y un área tributaria de 4.5 m., como se indica en la figura 4.1. Se aplicará la Ecuación 3.3 con el fin de obtener el peso de la losa:

$$A_{\text{losa}} = 0,12 \cdot 4,5$$

$$\Rightarrow A_{\text{losa}} = 0,54 \text{ m}^2$$

$$q_{\text{losa}} = 2500 \cdot 0,54 = 1350 \text{ Kg/m}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{q_{\text{losa}} = 1350 \text{ Kg/m}}$$

Aplicando la ecuación 3.4 se obtiene:

$$q_{\text{d}} = q_{\text{pp}} + q_{\text{losa}}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{q_{\text{d}} = 1420,5 \text{ Kg/m}}$$

#### **4.2.- Cálculo carga viva.**

En el caso de la carga viva, se considerará una sobrecarga de uso de  $250 \text{ kg/m}^2$ :

$$q_{\text{k}} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

Ancho área tributaria = 4,5 m.

Aplicando la ecuación 3.5, se obtiene la carga viva:

$$q_{\text{l}} = 250 \cdot 4,5 = 1125 \text{ Kg/m}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{q_{\text{l}} = 1125 \text{ Kg/m}}$$

Ahora aplicando la ecuación 3.1, se obtiene la carga última:

$$q_{\text{u}} = 1,4 \cdot 1420,5 + 1,7 \cdot 1125 = 3901,2 \text{ Kg/m}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{q_{\text{u}} = 3901,2 \text{ Kg/m}}$$

### 4.3.- Cálculo momento último.

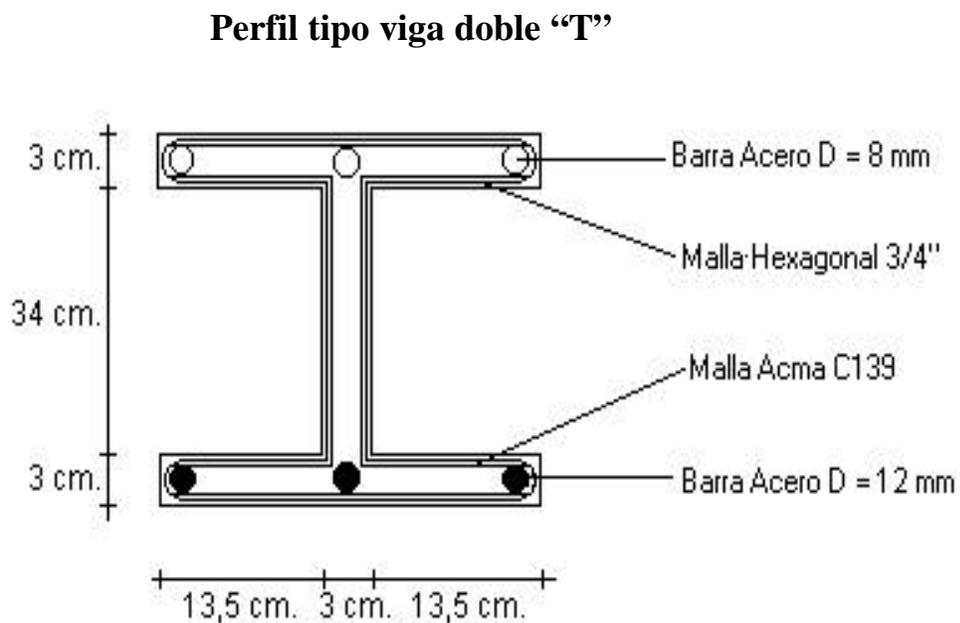
Con la carga última obtenida, se aplica la ecuación 3.6 y se obtiene el momento de diseño:

$$M_u = \frac{3901,2 \cdot 4,6^2 \cdot 100}{8} = 1055315,3 \text{ Kg} \cdot \text{cm.}$$

$$\Rightarrow M_u = 1055315,3 \text{ Kg} \cdot \text{cm.}$$

Como se mencionó anteriormente, la sección de la viga y su armadura será prediseñada con el fin de comprobar si cumple con las estipulaciones necesarias para aprobar su diseño.

En la figura 4.2 se indica el perfil tipo, con sus dimensiones y armadura tentativas, así se procede a calcular y verificar el prediseño.



**Figura 4.2**

Ya conocido el valor de  $M_u$ , y definidas las dimensiones y armadura tentativas del perfil, se puede aplicar la ecuación 3.19, que se utilizará para obtener la cuantía mecánica mínima. Pero antes se debe calcular la distancia existente entre la fibra extrema a compresión a la línea de acción de la fuerza a tracción.

Para el cálculo de ésta, en primera instancia se va a considerar la distancia de la fibra extrema a compresión a la línea de acción de la fuerza de tracción igual 38.5 cm, que es la ubicación de los refuerzos de barras de acero, y la mayor parte de las barras que componen a la malla electrosoldada, esto se realiza con el fin de poder contar con una referencia en cuanto a la altura de la sección a compresión.

$$\rho_{mec}^2 - 1,7 \cdot \rho_{mec} + \frac{1,7 \cdot 1055315,3}{0,9 \cdot 38,5^2 \cdot 30 \cdot 250} = 0$$

$$\rho_{mec}^2 - 1,7 \cdot \rho_{mec} + 0,179 = 0$$

$$\Rightarrow \rho_{mec} = \mathbf{0,106}$$

Al aplicar ahora la ecuación 2.16, en donde se obtiene el valor de altura de bloque sometido a la compresión, se obtiene:

$$a = \frac{0,106 \cdot 38,5}{0,85} = 4,8$$

$$\Rightarrow \mathbf{a > 3 \text{ cm.}}$$

$\Rightarrow$  Por lo tanto, el parámetro “a” es mayor que el ala de la sección, por lo que será necesario calcular el momento que resiste el alma de la sección.

Es cierto que se debe considerar que la mayoría de la armadura a tracción esta ubicada a esta altura, pero tampoco se debe despreciar la armadura que se encuentra en el alma de la viga. Por esto y considerando la altura del bloque de hormigón, se procederá a calcular una nueva distancia desde la fibra extrema a compresión a la línea de aplicación de la fuerza de tracción. Esta distancia se calculará considerando los tres tipos de refuerzo en forma separada, ya que al observar la distribución de la armadura, se puede concluir que la línea de acción de la fuerza de tracción esta ubicada más arriba que la armadura del ala inferior del perfil. Así se contabilizará cada una de las barras que actúen, tanto las de refuerzo de acero, como las que corresponden a la malla hexagonal y a la malla soldada. Considerando una altura de 35,2 cm, en los cuales se obtendrá en forma aproximada el total de la armadura trabajando a tracción.

Se definen las siguientes armaduras para el perfil tipo:

- **Malla Electrosoldada:**

14 barras

Área cada una =  $0,14 \text{ cm}^2$

Área total malla Cama =  $1,96 \text{ cm}^2$

- **Refuerzo de acero:**

3 barras

Área cada una =  $1,13 \text{ cm}^2$

Área total Refuerzo de acero =  $3,39 \text{ cm}^2$

- **Malla Hexagonal :**

48 barras

Área cada una =  $0,00395 \text{ cm}^2$

Área total malla Hexagonal =  $0,189 \text{ cm}^2$

De aquí se puede obtener el área total de acero

$$A_{\text{total}} = A_{\text{total malla acma}} + A_{\text{total refuerzo de acero}} + A_{\text{total malla hexagonal}}$$

$$\Rightarrow A_{\text{total}} = 5,54 \text{ cm}^2$$

Si se parte de la premisa que:

$$d = 40 - H \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Como se ve en la figura 4.3, definiendo H como la distancia existente entre la fibra extrema a tracción y la línea de fuerza a tracción, se obtiene de la siguiente manera:

$$H = \frac{\sum A_i \cdot H_i}{A_{\text{total}}} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

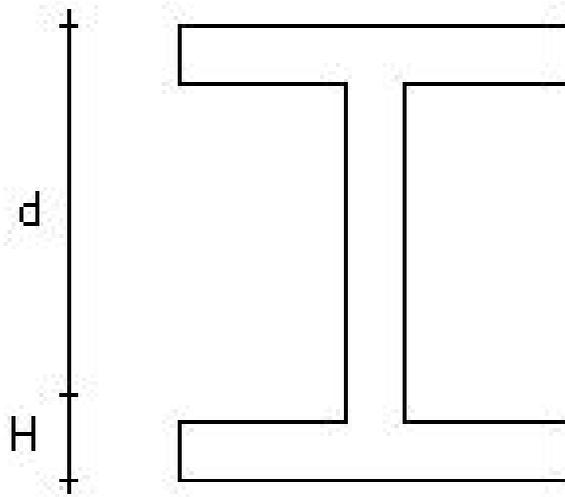


Figura 4.3

Aplicando la ecuación 4.2 a los diferentes componentes de la armadura del elemento:

- **Malla Soldada:**

$$H_1 = \frac{4 \cdot 0,14 \cdot 0,795}{5,54} + \frac{4 \cdot 0,14 \cdot 2,205}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,14 \cdot 8,41}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,14 \cdot 18,41}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,14 \cdot 28,41}{5,54}$$

$$\Rightarrow \mathbf{H_1 = 3,09 \text{ cm.}}$$

- **Refuerzo de acero:**

$$H_2 = \frac{3 \cdot 1,13 \cdot 1,5}{5,54}$$

$$\Rightarrow \mathbf{H_2 = 0,92 \text{ cm.}}$$

- **Malla Hexagonal:**

$$\begin{aligned}
 H_3 = & \frac{14 \cdot 0,00395 \cdot 0,9645}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot (1,8 + 0,9645)}{5,54} + \frac{14 \cdot 0,00395 \cdot 2,071}{5,54} \\
 & + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 3}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 5,1}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 7,2}{5,54} \\
 & + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 9,3}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 11,4}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 13,5}{5,54} \\
 & + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 15,6}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 17,7}{5,54} + \frac{2 \cdot 0,00395 \cdot 19,8}{5,54}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{H_3 = 0,18 \text{ cm.}}$$

Una vez conocido los valores de  $H_1$ ,  $H_2$  y  $H_3$ , se puede obtener el valor de  $H$ .

Por lo tanto el valor de  $H$  corresponderá a:

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{H = 4,19 \text{ cm.}}$$

Así se puede obtener el valor de la distancia entre la fibra extrema a compresión y la línea de acción de la fuerza a tracción, aplicando la ecuación 4.1, se tiene:

$$d = 40 - H$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{d = 35,81 \text{ cm.}}$$

Ahora con esta distancia “d”, se puede volver a estimar la altura del bloque de compresión, de la siguiente forma:

$$\rho_{mec}^2 - 1,7 \cdot \rho_{mec} + \frac{1,7 \cdot 1055315,3}{0,9 \cdot 35,81^2 \cdot 30 \cdot 250} = 0$$

$$\rho_{mec}^2 - 1,7 \cdot \rho_{mec} + 0,207 = 0$$

$$\Rightarrow \rho_{\text{mec}} = 0,132$$

Reemplazando en la ecuación 2.16, se obtiene:

$$a = \frac{0,132 \cdot 35,81}{0,85} = 5,56 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow a > 3 \text{ cm.}$$

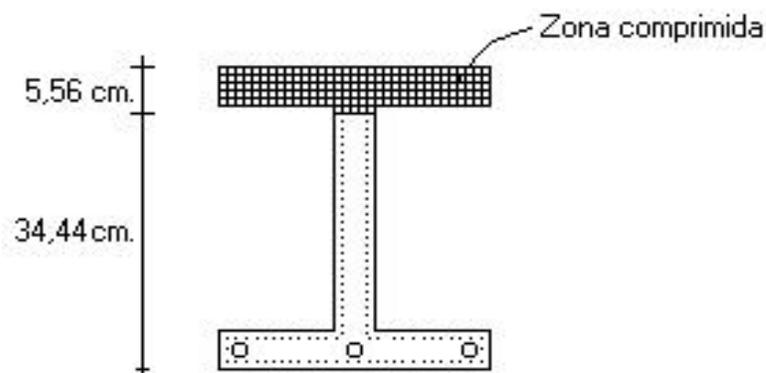
Con esto se obtiene un valor más aproximado del parámetro “a”, considerando el total de las barras actuantes a tracción. En el caso anterior se desprecia la armadura correspondiente al alma del perfil.

Para cualquiera de las dos alturas del bloque a compresión del hormigón, la cantidad de acero existente en el área a tracción, es prácticamente la misma, ya que la diferencia de ellas es solo de 6,2 mm. En la práctica, se desprecia la malla hexagonal, por lo tanto se puede concluir no afecta el diseño.

Por ello, los valores que se consideran para el diseño son:

$$a = 5,56 \text{ cm.}$$

$$d = 35,81 \text{ cm.}$$



**Figura 4.4**

Aplicando la Ecuación 2.20 se obtendrá el momento último que concierne al alma:

$$M_u' = 1055315,3 - 0,85 \cdot 3 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot (30 - 3) \cdot (35,81 - \frac{3}{2})$$

$$\Rightarrow M_u' = 523810,51 \text{ Kg} \cdot \text{cm}.$$

#### **4.4.- Cálculo cuantías de acero.**

Con el momento último conocido, se procederá a calcular la cuantía de acero mínima con la que debe contar la viga en estudio:

$$\rho^2 - 1,7 \cdot \rho + \frac{1,7 \cdot 523810,51}{0,9 \cdot 35,81^2 \cdot 30 \cdot 250} = 0$$

$$\rho^2 - 1,7 \cdot \rho + 0,102 = 0$$

$$\Rightarrow r = 0,0622$$

Ya con los todos los valores definidos, es posible calcular la cuantía de acero que posee el perfil transversal de la viga, y a continuación verificar el diseño de ésta.

Las cuantías de acero presentes en el perfil prediseñado se calcularán con la aplicación de la Ecuación 3.13

#### **Cuantía barras de acero.**

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

3 barras de diámetro 12 mm.

$$b = 30 \text{ cm}.$$

$$d = 36,32 \text{ cm}.$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{ barra de acero}} = \frac{3,39 \cdot 2800}{30 \cdot 35,81 \cdot 250} = 0,0353$$

**Cuantía malla soldada:**

$$f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

14 barras de diámetro 4,2 mm.

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 36,32 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{malla soldada}} = \frac{1,96 \cdot 5000}{30 \cdot 35,81 \cdot 250} = 0,0364$$

**Cuantía malla hexagonal:**

$$f_y = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

48 barras de diámetro 0,71 mm.

$$a = 52,5^\circ$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 36,32 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,189 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{malla hexagonal}} = \frac{0,189 \cdot 2000 \cdot \cos 52,5}{30 \cdot 35,81 \cdot 250} = 0,00086$$

La suma de las cuantías resulta:

$$\rho_o = 0,0353 + 0,0364 + 0,00086 = 0,072$$

$$\Rightarrow r_o = \mathbf{0.072}$$

Así se demuestra que la cuantía correspondiente a los refuerzos considerados para este perfil, satisfacen el requerimiento de la cuantía mecánica mínima que solicitaba este:

$$r \leq r_o$$

Ahora que ya se tienen los valores apropiados de las cuantías, se pueden utilizar los valores de las áreas de cada uno de los refuerzos con el fin de obtener las fuerzas de tracción de cada elemento, para eso se deben aplicar las ecuaciones 3.25, 3.26 y 3.27.

$$F_t \text{ barras de acero} = 3.39 * 2800 = 9492 \text{ Kg.}$$

$$F_t \text{ malla Soldada} = 1.96 * 5000 = 9800 \text{ Kg.}$$

$$F_t \text{ malla hexagonal} = 0.189 * 2000 = 378 \text{ Kg.}$$

Por lo tanto, aplicando la ecuación 3.28, se obtiene:

$$F_t \text{ total} = 9492 + 9800 + 378 = 19670 \text{ Kg.}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{F_t \text{ total} = 19670 \text{ Kg.}}$$

Con todos los valores ya obtenidos, se puede chequear el diseño con la aplicación de la ecuación 3.10.

$$f \cdot F_t \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 * 19670 * \left( 35,81 - \frac{5,56}{2} \right) \geq 523810,51 = M_u$$

$$f \cdot F_t \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) = 584730,09 \geq 523810,51 = M_u$$

Con esto se aprueba el diseño de la viga.

#### **4.5.- Deformación máxima.**

En el caso de la deformación admisible, se va a considerar la ecuación 2.29, con una luz de 460 cm, por lo tanto la deformación resulta:

$$? = \frac{460}{480}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{? = 0,96 \text{ cm.}}$$

#### 4.6.-Diseño alternativo

El método en su forma más simple consiste en determinar de acuerdo con las dimensiones y el armado de la sección transversal, el área de la misma que trabaja a compresión, a continuación determinar el punto de aplicación de la resultante de las compresiones, ya que el punto de aplicación de la tracción será determinado fácilmente puesto que ya se conoce cuál es el área que trabajará a tracción, al haber determinado el área de compresión.

$A_s$  : Refuerzo uniformemente distribuido en  $\text{cm}^2/\text{m}$ .

$A_{at}$  : Refuerzo adicional trabajando a tracción en  $\text{cm}^2$ .

$A_{ac}$  : Refuerzo adicional trabajando a compresión en  $\text{cm}^2$ .

$f_y$  : Esfuerzo en el límite elástico a tracción en Mpa.

$f_s$  : Esfuerzo en el refuerzo uniforme a compresión en Mpa.

$f_y'$  : Esfuerzo en el refuerzo adicional de compresión en Mpa.

$f_c'$  : Esfuerzo de rotura del mortero en Mpa.

$L$  : Longitud total de la sección transversal en m.

$L_c$  : Longitud de la sección transversal que trabaja a compresión en m

Los límites de fluencia son:

$$f_{y\text{acma}} = 500 \text{ Mpa.}$$

$$f_{y\text{hexa}} = 200 \text{ Mpa.}$$

$$f_{y\text{ barra de acero}} = 280 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Area cada refuerzo: } A_s = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 0,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{at} = 3,39 \text{ cm}^2$$

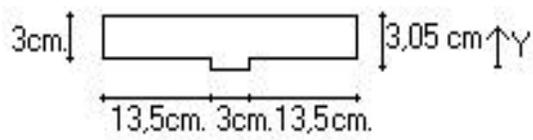
$$A_{ac} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$L_{ar} = 38,5 + 30 + 30 = 98,5 \text{ m}$$

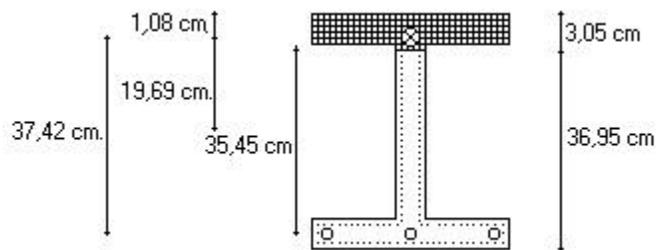
$$L = \frac{(A_s \cdot L_{ar} + A_{sa}) \cdot f_y - A_{ac} \cdot f_y'}{A_s \cdot (f_y + f_s) + 85 \cdot f_c' \cdot e}$$

$$L = \frac{((500 \cdot 1,39 \cdot 0,985) + (200 \cdot 0,19 \cdot 0,985) + (280 \cdot 3,39)) - 1,51 \cdot 280}{1,39 \cdot (500 + 200) + 0,19 \cdot (200 + 80) + 85 \cdot 25 \cdot 3}$$

$$L = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$



$$y = \frac{90 \cdot 2 + 1,5 \cdot 0,25}{91,5} = 1,97 \text{ cm}$$



$$M_u = [(0,385 - 0,0108) \cdot 280 \cdot 3,39] + 2 \cdot [0,3 \cdot (1,39 \cdot 500 \cdot (0,385 - 0,0108))] \\ + 2 \cdot [0,3 \cdot 0,19 \cdot 200 \cdot (0,385 - 0,0108)] + 2 \cdot [0,3695 \cdot 1,39 \cdot 500 \cdot 0,1969] + 2 \cdot [0,3695 \cdot 0,19 \cdot 200 \cdot 0,1969]$$

$$M_u = 626,396 \text{ hNm} = 62,6396 \text{ KN}\cdot\text{m} = 626396,696 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$\mathbf{M_u = 626396,696 \text{ Kg}\cdot\text{cm}}$$

## CAPÍTULO V

### MATERIALES COMPONENTES DEL FERROCEMENTO

El ferrocemento es un material que posee características homogéneas, debido a la distribución de sus elementos. Los distintos materiales que componen al ferrocemento, tienen diversas características, las cuales los hacen trabajar de una forma cohesionada. Los distintos materiales se describirán a continuación, de manera de entregar sus características más importantes y las especificaciones de estos.<sup>7</sup>

#### **5.1.- MORTERO.**

El mortero utilizado normalmente en el ferrocemento es una mezcla de cemento hidráulico y arena, al que eventualmente se pueden añadir aditivos que mejoran sus propiedades, las que están dadas por el tipo y la calidad de los materiales componentes y la proporción en que se prepara.<sup>9</sup>

##### **5.1.1. Aditivos.**

Los aditivos son productos que, introducidos en una pequeña proporción en el mortero modifican algunas de sus propiedades originales.

Su empleo en los morteros es poco frecuente, recurriéndose a ellos solo cuando las condiciones lo hagan imprescindibles. Cuando ello ocurre es conveniente verificar su influencia en otras características distintas de las que se desea modificar.

Existe una variada gama de aditivos, de los cuales se describen en los siguientes:

- **Incorporadores de Aire.** Están destinados a producir la incorporación de aire en forma de pequeñas burbujas, en su mayoría de un tamaño medio de alrededor de 0.1 mm, con una distribución uniforme en la masa del mortero. La proporción de burbujas recomendable depende de la finura de la arena utilizada para la confección del mortero, pero, en líneas generales su porcentaje oscila alrededor de un 15 % del volumen del mortero, debiendo verificarse su real influencia en la práctica. El empleo de los incorporadores de aire en los morteros esta orientado básicamente a aumentar su

consistencia. Sin embargo, ejercen también efecto sobre otras propiedades del mortero, entre los cuales pueden citarse los siguientes:

- Aumento de la resistencia a los ciclos de hielo-deshielo.
- Reducción de la permeabilidad del agua y líquidos en general.
- Aumento de la fluidez.
- Disminución de la exudación del agua del amasado.
- Disminución de la resistencia.

Este último efecto debe ser especialmente considerado, pues la disminución de resistencia provocada por la incorporación de burbujas no alcanza a ser compensado por la disminución de la cantidad de agua de amasado posible de producir por efecto de la mayor fluidez.

- **Plastificadores.** Los plastificadores producen una reducción en el agua de amasado del mortero manteniendo su fluidez. Ello permite una reducción de la dosis del cemento sin disminución de la resistencia, no produciendo otros efectos significativos sobre el mortero. Por este motivo, su empleo se considera normalmente desde un punto de vista económico, por el ahorro de cemento que permite. Este aspecto debe ser analizado tomando en consideración los costos relativos de ambos productos. La reducción de la dosis del agua que se puede obtener con los plastificadores depende del tipo utilizado, pero oscila alrededor de un 10%.
- **Aceleradores.** Los aceleradores producen un aumento de la resistencia inicial del mortero, principalmente en los primeros días, acortando, además, los tiempos de fraguado inicial y final. Por estas características, los aceleradores son utilizados para atenuar el efecto retardador producido en los periodos de baja temperatura. El efecto producido por un acelerador depende de numerosos factores, tales como su composición química, la dosis utilizada, la temperatura del mortero, el tipo y la dosis del cemento, por lo que no es posible dar valores medios sobre su efecto, el cual se debe analizar en cada caso en particular.
- **Retardadores.** Estos aditivos ejercen su efecto postergando los tiempos de comienzo y término del fraguado de la pasta de cemento. Esta condición puede resultar adecuada para atenuar el comportamiento de los tiempos inicial y final de fraguado en los periodos de alta temperatura ambiente.

- **Impermeabilizantes.** Estos aditivos al incorporarse al mortero, disminuyen su permeabilidad a los líquidos, principalmente el agua. Este efecto es de origen físico y es producido generalmente por intermedio de un aporte de granos muy finos, de tamaño coloidal, disueltos en una fase líquida y puede resultar conveniente en algunos casos como los siguientes:
  - En los elementos destinados al almacenamiento de líquidos, con el objeto de lograr mayor impermeabilidad
  - En los morteros que queden en contacto con napas de agua o expuestos a la humedad ambiente, para evitar el proceso de absorción capilar.
- **Expansores.** Al integrarse en el mortero y reaccionar con los componentes del cemento producen un aumento de volumen, generalmente derivado de los gases emanados durante dicha reacción. El expansor más utilizado es el polvo de aluminio, el cual se combina con los álcalis contenidos en el cemento, desprendiendo gas hidrógeno, que es el que produce la expansión, la cual, si es debidamente empleada, permite compensar la contracción producida por la sedimentación de los materiales sólidos componentes del mortero durante su estado plástico.<sup>8</sup>

### 5.1.2. Áridos.

Áridos para morteros son aquellos materiales pétreos contruidos por trozos duros, de forma estable, inertes, con el conglomerante y de dimensiones adecuadas; éstos cumplen dos funciones dentro del mortero:

- Son elementos inertes que conforman un esqueleto rígido que, aminora las deformaciones propias de los conglomerantes.
- Disminuyen el costo del mortero a ocupar un gran volumen dentro de la masa a un costo comparativamente bajo.

Por el gran volumen ocupado por los áridos, es que la calidad del mortero resultante dependerá, en gran medida, de las características que presenten estos áridos.

Las principales propiedades exigidas a la arena son: que sea limpia, dura, resistente, durable y libre de partículas o sustancias que, de un modo u otro, puedan reaccionar con el cemento, afectando el endurecimiento o la adherencia.<sup>6</sup>

En general, las condiciones que deben cumplir son similares a las que se exigen a las arenas para el hormigón.

El árido fino es un material compuesto de arena natural, arena proveniente de la trituración de rocas, grava u otros materiales con características similares, que pasan totalmente por el matiz de abertura nominal 4.76 mm.<sup>8</sup>

Los áridos utilizados para este proyecto de tesis, son los que se encuentran en las dependencias de la empresa HORMIGONES PREMIX S.A., los cuales son extraídos desde un río de la provincia de Valdivia. La granulometría que presentan es la siguiente:

#### Granulometría de áridos

**Tabla 5.1**

<b>No (ASTM)</b>	<b>Abertura de tamices ( mm )</b>	<b>Porcentaje pasado ( % )</b>
<b>8</b>	<b>2.36</b>	<b>100</b>
<b>16</b>	<b>1.18</b>	<b>60 - 85</b>
<b>30</b>	<b>0.60</b>	<b>40 - 60</b>
<b>50</b>	<b>0.30</b>	<b>25 - 40</b>
<b>100</b>	<b>0.15</b>	<b>2 - 10</b>

#### **5.1.3. Agua.**

El agua utilizada para la realización del mortero debe cumplir con las normativas descritas en la NCh 1498 Of. 82: “*Hormigón – Agua de amasado, Requisitos*“, esta debe ser fresca y estar ausente de materias orgánicas y sustancias nocivas que pueden afectar las propiedades del mortero o causar la corrosión del acero. El agua de mar no debe ser utilizada para la construcción. Usualmente el agua destinada al uso público resulta satisfactoria, es por ello, que en este caso se utilizo el agua pública para la realización de la mezcla.

#### **5.1.4. Cemento.**

El cemento es un material, pulverizado que, por adición de una cantidad conveniente de agua, forma una pasta conglomerante capaz de endurecer tanto bajo el agua como en el aire, Para el caso del ferrocemento, el cemento es importantísimo, ya que la función que cumple de durabilidad y resistencia en el pequeño recubrimiento que posee la armadura es única.

En la construcción de elementos de ferrocemento, el cemento Pórtland es el más comúnmente utilizado, debido a que es el representante más genuino de los conglomerantes hidráulicos y una definición que se da es la siguiente, “es el producto que se obtiene de la molienda conjunta de clinker y yeso, y que pueda aceptar hasta un 3 % de materias extrañas, excluido el sulfato de calcio hidratado”<sup>9</sup>

La elección del cemento a utilizar en cada caso en específico, depende de las condiciones de servicio, que se pueden clasificar como electroquímicamente activas o pasivas. En el caso de las estructuras de ferrocemento que tienen contacto con el suelo, como el caso de piscinas y estanques, entran en el escalafón de estructuras pasivas, con excepción de encontrarse en contacto con suelos que contienen sulfatos, en los cuales se recomienda usar cemento puzolánico y el siderúrgico. En el caso de estructuras pasivas, se utiliza cemento Pórtland puros en caso de requerir una mayor resistencia inicial.<sup>7</sup>

En el caso de las vigas prefabricadas que se ejecutaron en esta tesis, la empresa de HORMIGONES PREMIX S.A., emplea cemento Melón Extra, el cual corresponde a un cemento Pórtland, lo cual como se describió en el párrafo anterior, posee una mayor resistencia inicial.

Finalmente, se emplea un mortero que tenga una resistencia a la compresión de 300 Kg/cm<sup>2</sup> realizado por la empresa HORMIGONES PREMIX S.A. , se efectúa una dosificación experimental, ya que no se acostumbra a elaborar este tipo de morteros, debido a la alta utilización de áridos finos y el requisito de una resistencia alta.

El cono que presenta el mortero es de 16 cm.

La dosificación del mortero es la siguiente:

## Dosificación mortero

Tabla 5.2

ELEMENTOS	CANTIDAD
Cemento Melón Extra	450 Kg
Arena fina	1515 Kg
Agua	271 lts
Aditivo R - 1000	5 lts
Aditivo P - 121	3 kg

### 5.2.- TIPOS DE REFUERZOS.

Para referirse a los tipos de refuerzos que se emplearán, hay que aclarar los distintos tipos de armadura que posee el ferrocemento, ya que es aquí donde se define el tipo de refuerzo y el trabajo que cumple éste.

En el ferrocemento existen las *armaduras difusas* y las *armaduras discretas*. Éstas se distinguen en su forma y en su función. En el caso de la *armadura difusa*, ésta es la encargada de captar la retracción del mortero, ó sea es la que ayuda a que las fisuras y grietas demoren en aparecer. Esta armadura debe ser de pequeños diámetros y de fácil manipulación, ya que se debe colocar cubriendo todo el cuerpo de la armadura. Por otra parte, la *armadura discreta*, es la que se lleva todo el trabajo de resistencia, en la cual se destacan dos tipos, que son el esqueleto de la armadura y la armadura suplementaria. En el *esqueleto de la armadura*, se considera clave en la forma que debe llevar, ya que esta es la encargada de soportar a la armadura difusa y a la vez trabajar a resistencia. Aquí se usan mallas de pequeños diámetros, las cuales poseen una distribución perpendicular en la armadura. En el caso de la *armadura suplementaria*, ésta es la que trabaja netamente en resistencia, actúa en conjunto con las mallas de la armadura difusa. Aquí se usan barras de acero, las cuales se distribuyen de manera que se pueda obtener el mejor rendimiento de ésta.<sup>7</sup>

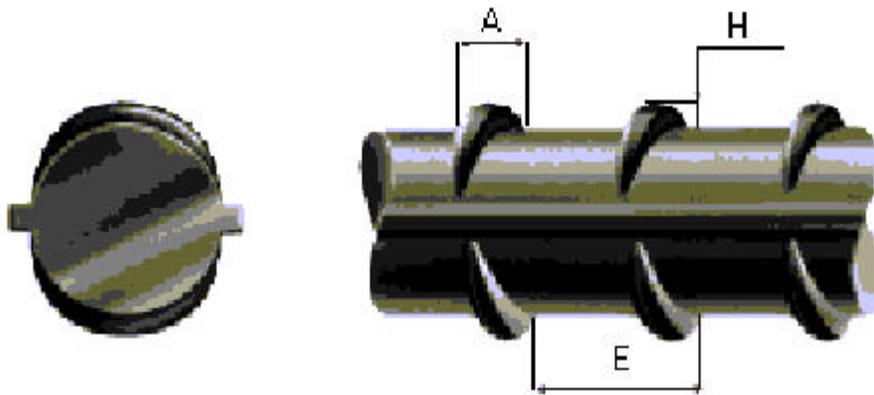
A continuación, se detallarán los componentes de la armadura de las vigas de ferrocemento con perfil doble "T".

### 5.2.1. Barras de acero.

Las barras de acero se obtienen del laminado en caliente a partir de las planchillas de acero al carbono común. Éstas se diferencian por su sección, longitud, diámetro y otras características. Por su sección, las barras de acero pueden ser circulares, corrugadas o cuadradas.

Las barras corrugadas pueden ser de dos tipos: helicoidal y redonda, en ambos casos las corrugas serán interrumpidas por dos nervios longitudinales dispuestos simétricamente. Las del tipo helicoidal estarán orientadas según una línea helicoidal de dos pasos. Mientras que las del tipo redondo estarán orientadas según una circunferencia contenida en el plano perpendicular al eje longitudinal de la barra.<sup>10</sup>

Las barras de acero pasan a formar la armadura suplementaria de la viga, y para esto se consideraran fierros de 8 mm. y 12 mm. Las barras a utilizar serán de un acero del tipo A44-28H, en donde el límite de ruptura y límite de fluencia son 4400 kg/cm<sup>2</sup> y 2800 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente.



**Especificaciones Técnicas Barras de Acero**  
**Tabla 5.3**

Características Nominales				Dimensiones de los Resaltes		
Diámetro (mm.)	Masa (Kg/m.)	Sección (cm <sup>2</sup> )	Perímetro (cm.)	Espaciamiento medio máximo, E	Altura media máxima, H	Ancho base máximo, A
8	0.395	0.503	2.51	5.6	0.32	2.0
12	0.888	1.13	3.77	8.4	0.48	3.0

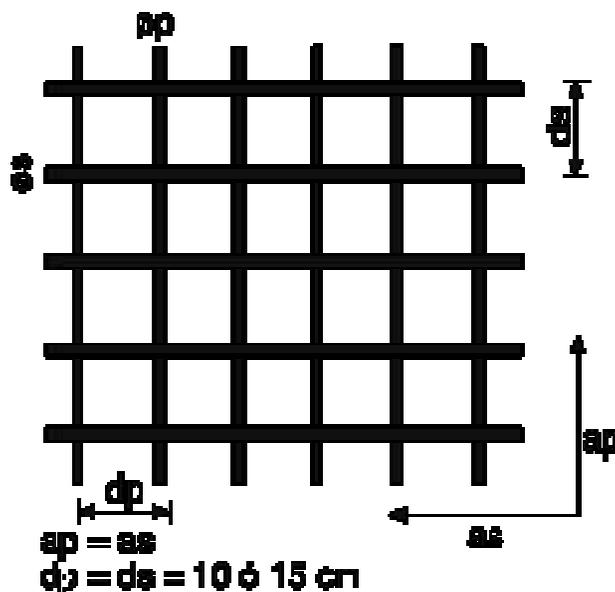
### 5.2.2. Malla soldada.

La malla soldada está formada por alambres rectilíneos de acero dispuestos de manera que forman mallas cuadradas o rectangulares soldadas entre sí en los puntos de contacto. Por ser más rígida, la tela de malla soldada presenta ventajas de montaje en superficies planas, tornándose más difícil su manejo en superficies curvas. Estos alambres son de baja resistencia a la tracción ya que solo así pueden ser unidos mediante soldadura eléctrica durante el proceso de fabricación. Por lo general la malla de alambre soldado, al igual que otros tipos de malla, se galvaniza después de soldada.

En este proyecto se emplearán Mallas Soldadas ACMA® de Stock sin Economía de Borde (EB), las cuales son fabricadas de acero AT56-50H de alta resistencia. Estas mallas cumplen con las Normas Chilenas del INN, como es el caso de la NCh 219 Of. 77: “*Construcción – Mallas de Alta Resistencia – Condiciones de Uso en el Hormigón Armado*”, que establece las condiciones de uso de la malla soldada fabricada con alambre de acero de alta resistencia para su utilización en hormigón armado.

El acero de alta resistencia, es un acero trefilado, que tiene un límite de ruptura y fluencia, de 5600 y 5000 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente. Las uniones se encuentran soldadas por fusión eléctrica, es decir, sin aporte de material, lo que permite lograr uniones más sólidas y terminaciones de alta calidad.

En el caso de las vigas a construir, se utilizara Malla Acma C139. Esta malla, en la armadura de la viga, entra en el grupo de esqueleto de armadura.



### Especificaciones Técnicas Malla Acma

#### Mallas Soldadas ACMA® de Stock sin Economía de Borde (EB)

Tipo "C": Abertura cuadrada Medidas: 2,60 x 5,00 m

**Tabla 5.4**

Tipo de Malla	Distancia Barras		Diámetro Barras		Sección de Acero		Peso Malla
	Longit. (mm)	Transv. (mm)	Longit. (mm)	Transv. (mm)	Longit. (cm <sup>2</sup> /m)	Transv. (cm <sup>2</sup> /m)	(Kg)
C139	100	100	4,20	4,20	1,39	1,39	28,34

#### 5.2.3. Malla hexagonal.

Esta malla también se conoce como malla de gallinero, siendo la más comúnmente usada y que se encuentra disponible en la mayor parte de los países. Es económica y de fácil manejo.

Su fabricación es mediante alambre estirado en frío, que generalmente se entreteje en patrones hexagonales. La malla de alambre utilizada en ferrocemento, por lo general, tiene un diámetro de 0.05 a 0.01cm., y las aberturas de la malla varían entre 1 a 2.5 cm.

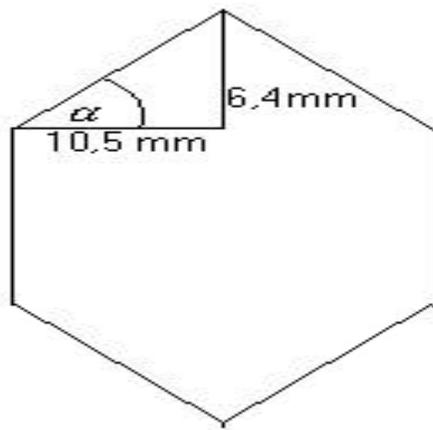
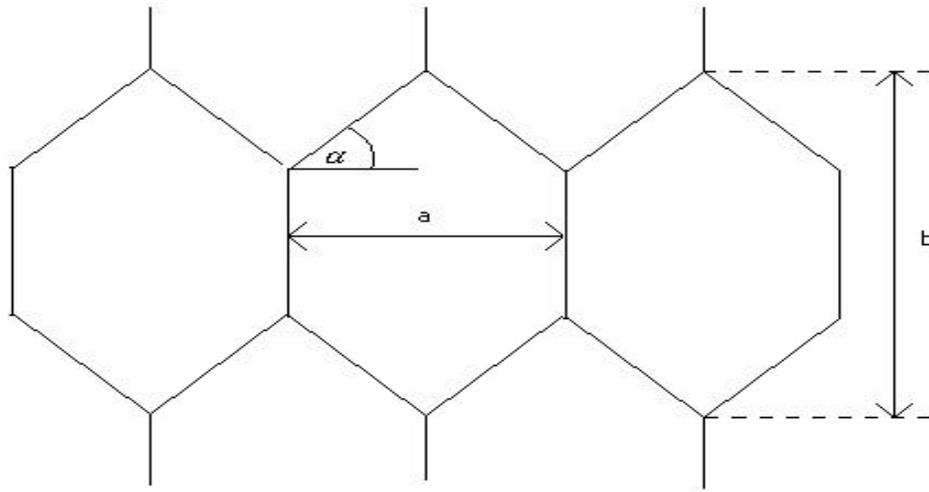
La malla de alambre se encuentra a disposición del usuario en rollos, permitiendo mayor oportunidad de escoger el tamaño de la malla y el diámetro de alambre más apropiado para el tipo de trabajo. En la mayor parte de los casos no es necesario que la malla sea de alambre soldado.

En la elaboración de este proyecto, se empleará malla de abertura ¾", la cual se denomina armadura difusa.

### Especificaciones Técnicas Malla Hexagonal

**Tabla 5.5**

Tipo (pulg.)	Abertura		Diámetro (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	N <sup>a</sup> Alambres / m.	
	a (mm)	b (mm)			Ancho	Largo
3 / 4 "	21	26	0.71	0.396	96	57



#### 5.2.4. Alambre.

El alambre es un hilo de acero que se utiliza en la construcción para diferentes amarres de la estructura del ferrocemento, se recomienda que sea un alambre sumamente fácil de manejar, que adopte las formas a las que se le obliga, con poco esfuerzo. Se diferencia uno de otro por su sección o espesor, y este a su vez por el calibre con el que está relacionado.

En la elaboración de las amarraduras se empleará alambre negro de calibre N<sup>a</sup>18 galvanizado.

## CAPÍTULO VI

### FABRICACIÓN DE VIGA EN FERROCEMENTO CON SECCIÓN DOBLE “ T ”

En este capítulo se procederá a describir el proceso de fabricación de vigas de ferrocemento con perfil doble “ T “. Esta fabricación de vigas se llevó a cabo en distintos procesos, los cuales comenzaron una vez que el diseño de éstas se encontraba definido.

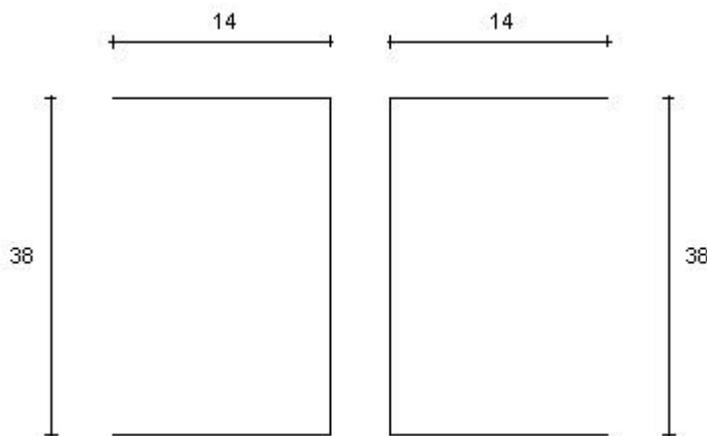
Los pasos que se llevaron a cabo son: elaboración de las armaduras, elaboración de los moldajes, hormigonado de vigas, proceso de curado, descimbre y análisis de muestras de rílem.

#### **6.1.- Elaboración Armadura.**

En la armadura se emplearán barras de acero, con diámetros de 8 y 12 mm, malla soldada tipo Acma C139, la cual cuenta con una abertura de 10 cm, y malla entretejida de alambre hexagonal de  $\frac{3}{4}$  “ de abertura.

La armadura se fabricó primeramente mediante el corte que se debe efectuar a las barras de refuerzo, a la malla soldada y la malla hexagonal, con las medidas obtenidas en forma previa; producto del diseño.

Con el fin de otorgar la forma de doble “T” se procedió a doblar dos trazos de malla soldada, y otorgarle la forma de “C”, como se indica la figura 6.1.



**Figura 6.1**

El doblado, se realiza rigidizando la malla, aplicando una fuerza en forma manual, colocando un tablón a lo largo del trazo, para lograr obtener las medidas exactas que otorguen terminaciones perfectas a la armadura.

Una vez obtenida la forma de “C” que se requería en la malla, se realiza la unión de estas partes con las barras de refuerzo de acero, mediante amarras realizadas con alambre negro de calibre N°18. Así es posible obtener un esqueleto estable.

A continuación, se colocan dos trozos de malla soldada tipo Acma, una en el ala superior y otra en el ala inferior, con el fin de otorgar una mayor resistencia a la flexión. Se amarran.



**Fotografía 6.1. ARMADURA EN**



**Fotografía 6.2. ARMADURA TERMINADA**

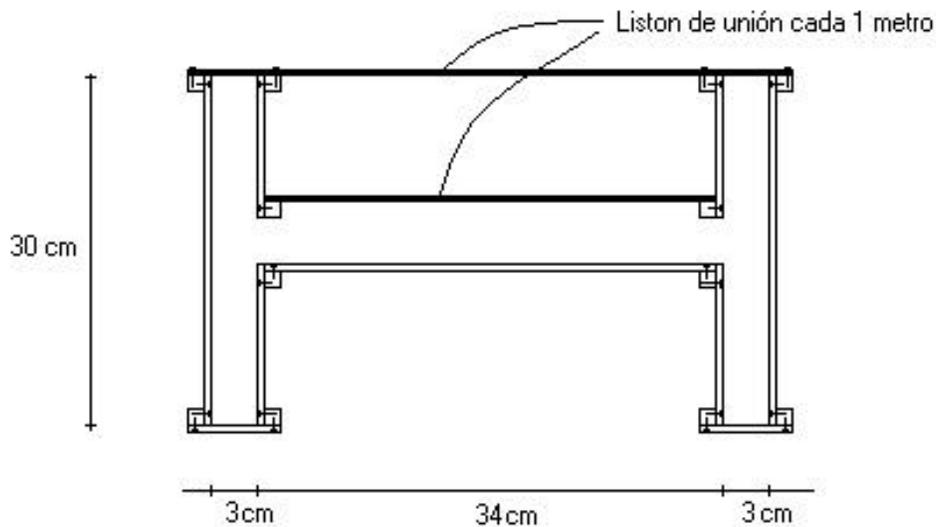
A continuación, se coloca la malla hexagonal, la cual cubre completamente el esqueleto rígido ya logrado. Este procedimiento se realiza con alambre negro, estirando y luego tensando la malla hexagonal al esqueleto, con el fin de evitar zonas ondeadas. Los traslapes deben ser de al menos 7 cm.

## 6.2.- Elaboración Moldaje.

En la elaboración de los moldajes se utilizaron planchas de masisa de 8 mm de espesor, planchas de terciado de 11mm y listones de madera de pino seco de 1" x 1" .

En el caso de las planchas, éstas son sometidas a dimensionamiento, según la longitud necesaria, con el fin de obtener las terminaciones exactas para la viga.

Los listones se emplean para unir las piezas, mediante tornillos autoperforantes de 1", los cuales se ubicaron cada 25 cm en forma uniforme.



**Figura 6.2.**

Los moldajes se realizan en forma simultánea, una vez terminado los tres moldajes, se procede a colocar en sus caras interiores desmoldante para madera y a continuación las armaduras en cada uno de ellos. Así se encuentra todo preparado para el vaciado del mortero (fotografía 6.3).



Fotografía 6.3. MOLDAJES Y ARMADURAS TERMINADAS

### **6.3.- Hormigonado de vigas.**

El mortero que se utilizó para el llenado de vigas, es un mortero premezclado gentileza de la empresa *HORMIGONES PREMIX S.A.*, planta Valdivia.

Este proceso se llevo a cabo el día 2 de Junio, en donde mediante previo acuerdo con la planta *PREMIX*, se fijó una hora adecuada para el transporte del mortero.

Una vez todo dispuesto para el llenado, se procedió a esperar el camión mixer de la planta de hormigones premezclados a la hora acordada.

El transporte de la mezcla al lugar donde se encontraban los moldajes con la armadura, se realizó con carretillas, las cuales se llenaban a  $\frac{3}{4}$  de su capacidad, con el objeto de no derramar mezcla en el trayecto.

En el instante de llegar con la mezcla al lugar donde se encontraba el moldaje, se procedió a vaciar el mortero con la ayuda de palas, comenzando a llenar las vigas. Al instante en que

comienza éste proceso, se da curso al vibrado de la mezcla, mediante la utilización de un vibrador de inmersión manual, con el fin de poder lograr la anulación de los vacíos que podían quedar en la viga y logrando así que la mezcla pueda llegar hasta el extremo inferior de las alas de la viga y a la vez recubrir de manera adecuada las armaduras (fotografía 6.4).



**Fotografía 6.4. COLOCACIÓN DEL MORTERO**

Con la mezcla ya depositada en los moldajes, se procede a platachar las superficies libres de éstos, con el objeto de sacar la mezcla sobrante y así poder lograr una superficie pareja en el alma superior de las vigas.

Ya finalizado el proceso de llenado, se espera que transcurran cinco días para desmoldar.

Una vez finalizado el desmoldaje, las vigas se encuentran en las condiciones observadas en la fotografía 6.5.



Fotografía 6.5. VIGA TERMINADA.

Una vez ya listas las vigas, se debió esperar los días correspondientes a los ensayos de las muestras que se tomaron, para saber la resistencia que alcanzaba el mortero, es por eso, que mientras tanto, se llevó a cabo la fase de curado de las vigas, mediante un regado diario de éstas y se recubrieron con una lámina de polietileno (fotografía 6.6).



Fotografía 6.6. FASE DE CUARADO

#### **6.4.- Ensayo y resultados muestra rilem.**

Las muestras que se toman al mortero, se denominan rilem (fotografía 6.7), y la particularidad de estas, consiste en que son tres probetas por serie. En cada serie se contemplan tres probetas que poseen una dimensión de 4 x 4 x16 cm. Estas muestras se tomaron de la carretilla que transportaba el mortero a los moldajes, y su técnica de llenado consiste en llenar hasta la mitad del moldaje de la probeta rilem, de ahí se aplican 60 golpes pequeños en la parte inferior de su moldaje, después se llena la segunda mitad y se vuelve a aplicar otros sesenta golpes, con el fin de lograr una buena compactación de este, y finalmente, se realiza un sacado de la mezcla que se encuentra sobrando, dejando la superficie libre totalmente pareja.

Una vez tomada la muestra, se espera que seque durante un par de días, para poder retirar los moldajes. Una vez retirados éstos, se llevan a una sala de curado (fotografía 6.7).



Fotografía 6.7. SALA DE CURADO

Todas las muestras se dejan reposar en la sala de curado, y se van retirando por serie cada siete días, con el objeto de conocer la resistencia que van adquiriendo con el transcurrir de los días.

A cada serie de rílem se le realizan ensayos de compresión y flexión, como se visualiza en las foto 6.8 y 6.9, acorde a la normalización y los instrumentos de medición adecuados.



Fotografía 6.8. ENSAYO A FLEXIÓN



Fotografía 6.9. ENSAYO A COMPRESIÓN

Los resultados que se obtuvieron a los 28 días son los siguientes:

<b>PROBETA</b>	<b>COMPRESIÓN</b> <b>Kg / cm<sup>2</sup></b>	<b>FLEXIÓN</b> <b>Kg / cm<sup>2</sup></b>
1	415	53
	422	
2	419	54
	414	
3	415	54
	409	

El resto de los resultados, los correspondientes a los 7, 14, y 21 días, se encuentran en el Anexo C.

## **CAPITULO VII**

### **ENSAYO DE FLEXOTRACCIÓN**

Con el objetivo de demostrar la utilidad de las vigas de ferrocemento doble “ T ”, se someterán a un ensayo de flexotracción, que se llevará a cabo en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de Construcción, L.E.M.C.O., el cual se regirá por la norma chilena NCh 1038 Of. 77 “*Hormigón - Ensayo de Tracción por Flexión*”.

El ensayo que se efectuara, contará con la aplicación de dos cargas puntuales, en los tercios de la luz de la viga, la que se encontrara simplemente apoyada, con el objeto de simular la instalación de ésta en obra.

Con la aplicación de las cargas puntuales en los tercios de la luz de la viga, se obtendrá en el tramo central un corte nulo, por lo tanto sólo se producirá flexión pura.

Una vez aplicadas las cargas puntuales, se procederá a incrementar ésta, con el fin de analizar el comportamiento de la viga, y así poder obtener la carga de rotura correspondiente; carga que primeramente se ha calculado como forma de estimar la sollicitación que será capaz de soportar la viga.

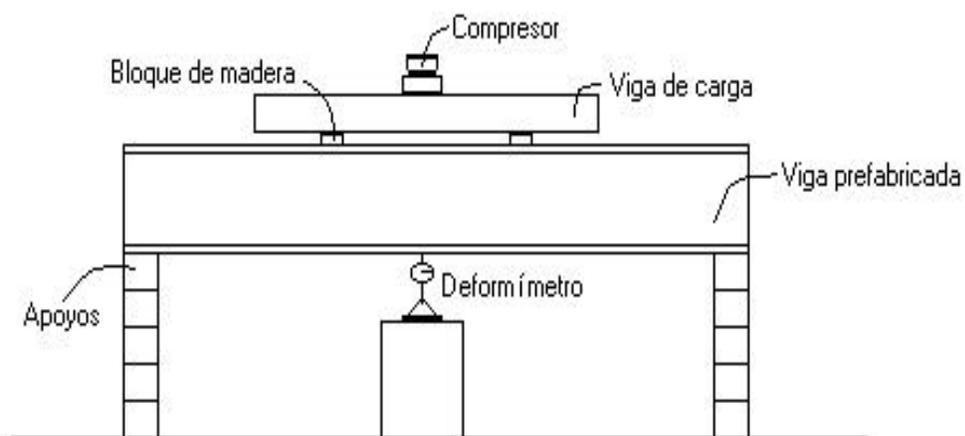
Al realizar el ensayo, se deberá visualizar fácilmente las fallas, ya que el ensayo se efectuará a esfuerzo controlado.

En el caso de las deformaciones, la medición se realizará a través de un deformímetro el cual debido a su simple interpretación facilitará la lectura de estas.

## 7.1.- MATERIALES A UTILIZAR EN ENSAYO FLEXOTRACCIÓN

Para que se lleve a cabo el ensayo de flexotracción, se deben utilizar distintos instrumentos, los cuales se describirán a continuación:

- **Compresor.** Este instrumento funciona con el control de flujo hidráulico y cumple la función de ejecutar la carga y descarga sobre la viga, para ello cuenta con un medidor manual de intensidad y velocidad de aplicación de la carga.
- **Viga de carga.** Es una viga de acero que se ubica sobre la viga a ensayar, con el fin de poder transmitir la carga que se ejerce con el pistón hidráulico.
- **Apoyos.** Son bloques de hormigón, puestos en forma estable y cumplen la función de dar estabilidad a la viga, evitando el volcamiento de ésta y su colocación esta en los extremos de la viga.
- **Bloque de madera.** Su objeto es transmitir la carga proveniente del pistón a los tercios de la viga, y su posición es en los extremos de la viga de carga.
- **Deformímetro.** Es un instrumento que cuenta con una aguja, la cual se coloca por debajo del centro de la viga, la cual va midiendo en milímetros la deformación de ésta a medida que se va cargando. Cuenta con un dial que es el encargado de entregar la cantidad de deformación.



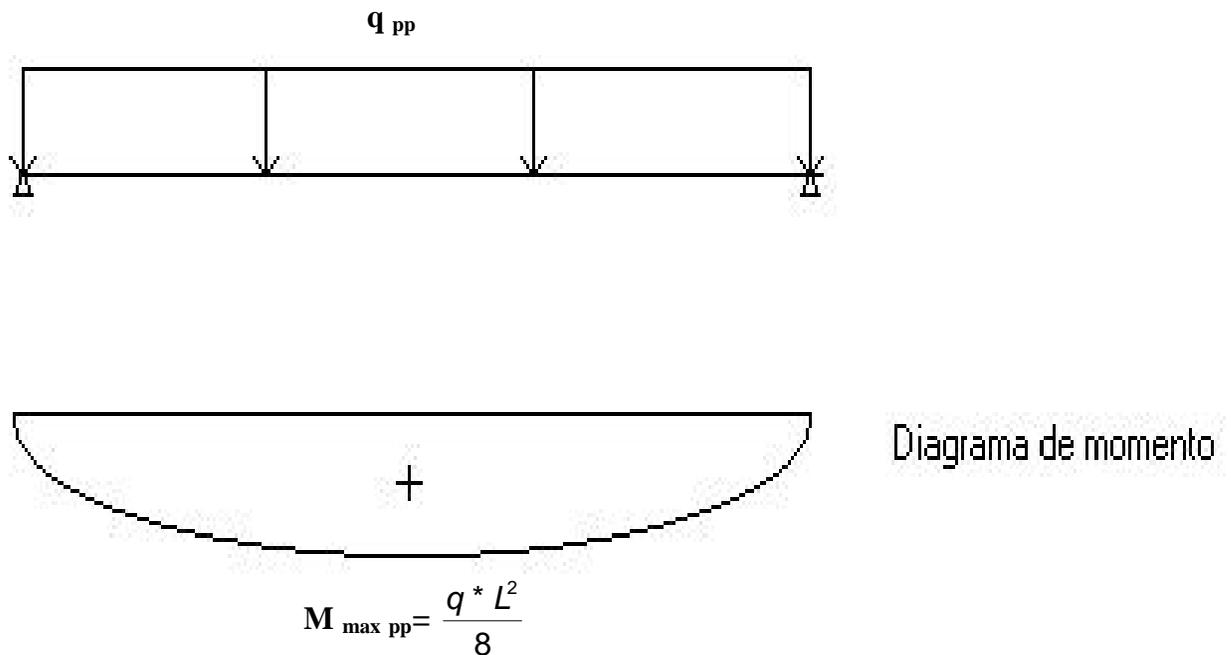
**Figura 7.1**

## 7.2.- CALCULO ESTIMATIVO CARGA “ P ”

Para el cálculo de la carga “P”, se deberá considerar en forma proyectada la carga que se aplicará en los tercios de la viga, y además se debe considerar el efecto que produce el peso propio con el fin de poder estimar en forma adecuada la carga que deberá soportar en teoría la viga doble “T”.

En el caso del peso propio de la viga, se procede a calcular el momento máximo que produce éste, es por ello que se considera el valor calculado anteriormente:

$$q_{pp} = 70,5 \text{ Kg/m.}$$

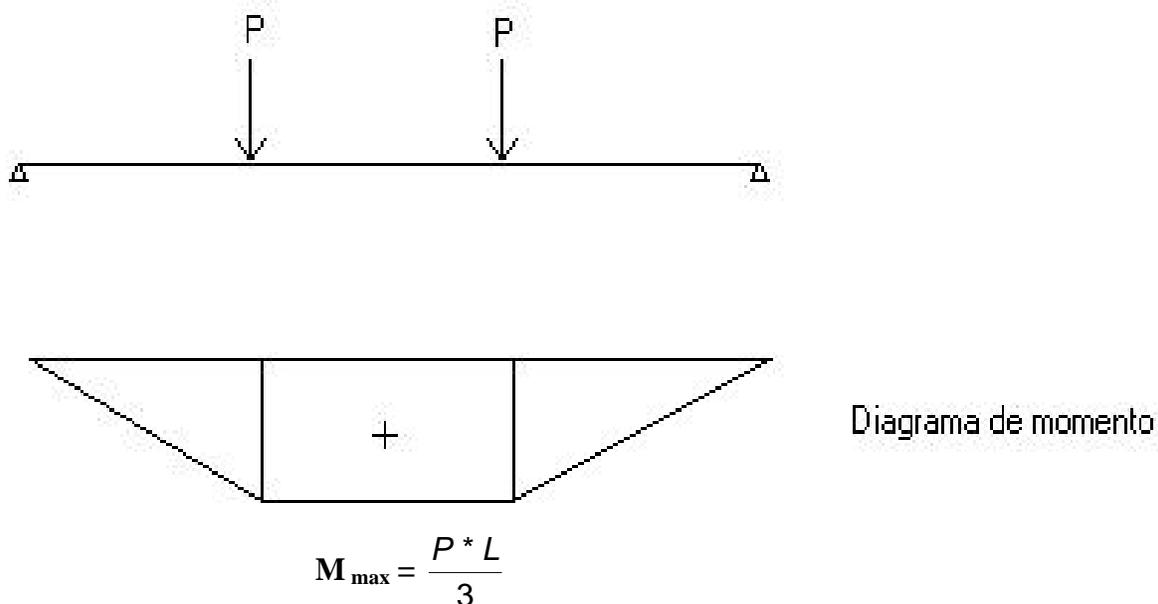


**Figura 7.2**

Así se obtiene el momento máximo originado por el peso propio del elemento:

$$M_{\max. pp} = 18647.25 \text{ Kg * cm.}$$

Ahora se procede a calcular el momento máximo producido por las cargas aplicadas en los tercios de la viga, obteniéndose lo siguiente:



**Figura 7.3**

Así se obtiene el momento máximo en función de la carga “P” aplicada en los tercios, la cual es una incógnita a determinar.

$$M_{\max} = 153,33 P \text{ Kg} * \text{cm.}$$

A continuación, ya con los valores obtenidos del momentos último (capítulo 4) y el momento máximo correspondiente al peso propio de la viga originado, es posible determinar la carga “P” aplicada en lo tercios. Esto se determina mediante la siguiente igualdad:

$$M_{\max. pp} + M_{\max} = M_{\text{ult.}}$$

Reemplazando:

$$18647,25 + 153,33 P = 523810,51$$

$$\Rightarrow P = 3294,61 \text{ Kg.} \approx 3295 \text{ Kg.}$$

Con esto, se estima que la viga tendrá una carga admisible de 3295 Kg. en cada tercios de su luz.

**Por lo tanto, la carga “P” de diseño para las condiciones del ensayo será de 6590 kg.**

### **7.3.- ANÁLISIS DE RESULTADOS DEL ENSAYO**

Los resultados que se obtendrán en el ensayo de flexotracción, estarán relacionados con las cargas que serán capaces de soportar las vigas y las deformaciones que ocasionarán éstas. Las deformaciones se medirán en el punto más desfavorable, es decir, se medirá en el punto medio de cada viga.

Por esto es que se tomarán los datos que correspondan y se procederán a comparar con los valores anteriormente obtenidos en el diseño, en donde se obtuvo la deformación máxima y el valor estimativo para la carga “P” que se aplicará en los tercios de cada viga.

En el capítulo ocho se presentan los resultados del ensayo de flexotracción.

## **CAPÍTULO VIII**

### **COMPORTAMIENTO A FLEXOTRACCION**

En este capítulo, se evaluarán los datos. Para ello se han considerando las hipótesis de cálculo anteriormente expuestas y todos los datos recopilados durante los ensayos de flexotracción de las tres vigas doble “T” que se fabricaron en este proyecto.

La evaluación se realizará mediante la utilización de una planilla electrónica *Excel*, formulada especialmente para estos casos puntuales.

Para cada viga se presentan sus tablas y su gráfico respectivo “Carga – Descarga – Carga Rotura”, correspondiente al comportamiento que presenta el elemento frente al ensayo de flexotracción. Aquí es posible distinguir claramente las distintas fases de la curva “Carga – Deformación”, es decir, la fase elástica, elastoplástica y plástica.<sup>7</sup>

A continuación se presentan los resultados del ensayo de flexotracción de cada viga.

Tabla carga – descarga – carga rotura  
Viga # 1 de ferrocemento

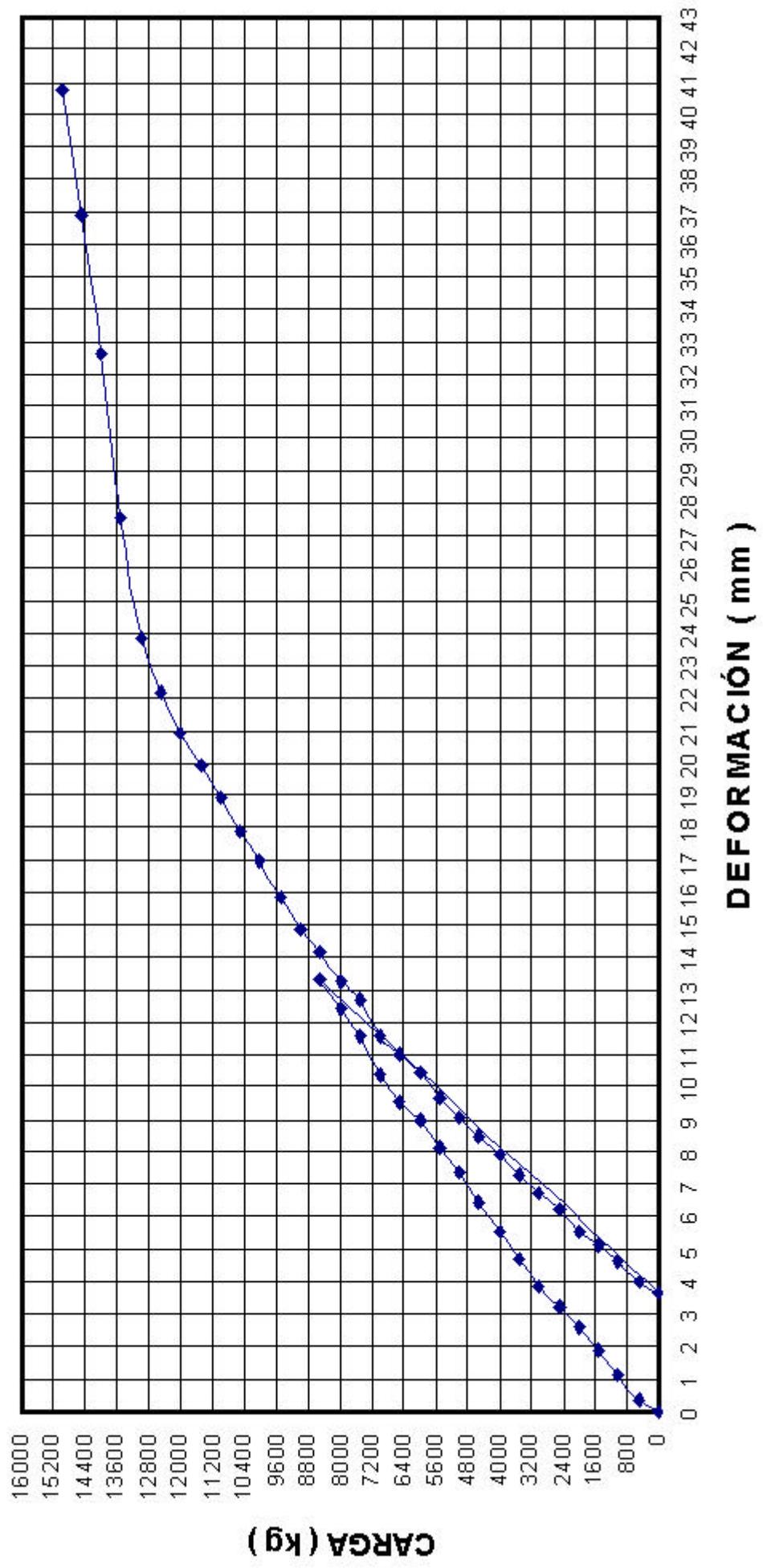
Primera Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0	0,00
500	0,36
1000	1,12
1500	1,88
2000	2,59
2500	3,25
3000	3,88
3500	4,69
4000	5,54
4500	6,48
5000	7,36
5500	8,12
6000	8,99
6500	9,56
7000	10,41
<b>* 7500</b>	<b>11,58</b>
8000	12,41
8500	13,32

Segunda Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0,	3,62
500	4,02
1000	4,66
1500	5,15
2000	5,56
2500	6,25
3000	6,75
3500	7,28
4000,	7,96
4500	8,49
5000	9,05
5500	9,71
6000	10,45
6500	10,98
7000	11,55
7500	12,70
8000	13,28
8500	14,18
9000	14,85
9500	15,88
10000	16,95
10500	17,86
11000	18,96
1150	19,91
12000	20,88
12500	22,15
13000	23,88
<b>** 13500</b>	<b>27,59</b>
14000	32,64
14500	36,89
15000	40,79

\* : Aparición de primera fisura

\*\* : Aparición de grieta.

**ENSAYO VIGA # 1 DE FERROCEMENTO**  
**GRÁFICO CARGA - DESCARGA - CARGA ROTURA**





**Fotografía 8.1. ENSAYO FLEXOTRACCIÓN VIGA 1**



**Fotografía 8.2. GRIETA VIGA 1**

Tabla carga – descarga – carga rotura  
Viga # 2 de ferrocemento

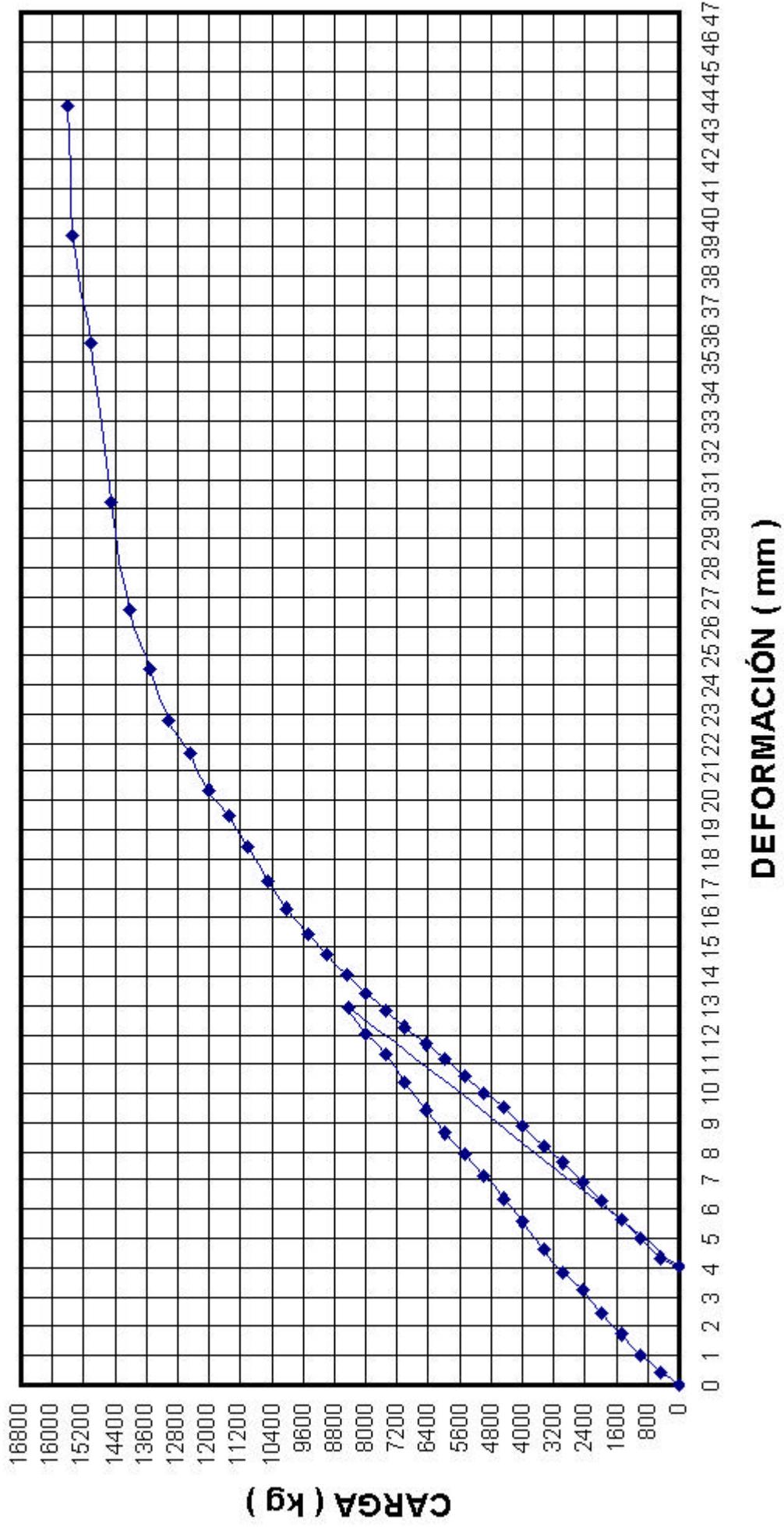
Primera Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0	0,00
500	0,46
1000	1,05
1500	1,71
2000	2,45
2500	3,26
3000	3,82
3500	4,66
4000	5,59
4500	6,35
5000	7,21
5500	7,90
6000	8,62
6500	9,42
7000	10,36
<b>* 7500</b>	<b>11,33</b>
8000	12,05
8448	12,91

Segunda Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0	4,09
500	4,33
1000	5,02
1500	5,67
2000	6,34
2500	6,99
3000	7,63
3500	8,23
4000	8,88
4500	9,48
5000	10,04
5500	10,62
6000	11,14
6500	11,68
7000	12,25
7500	12,81
8000	13,42
8500	14,10
9000	14,69
9500	15,44
10000	16,30
10500	17,25
11000	18,40
11500	19,51
12000	20,39
12500	21,65
13000	22,74
13500	24,52
14000	26,55
14500	30,25
15000	35,65
15500	39,41
<b>** 15600</b>	<b>43,82</b>

\* : Aparición de primera fisura

\*\* : Aparición de grieta.

**ENSAYO VIGA #2 DE FERROCEMENTO**  
**GRÁFICO CARGA - DESCARGA - CARGA ROTURA**





**Fotografía 8.3. ENSAYO FLEXOTRACCIÓN VIGA 2**



**Fotografía 8.4. GRIETA VIGA 2**

Tabla carga – descarga – carga rotura  
Viga # 3 de ferrocemento

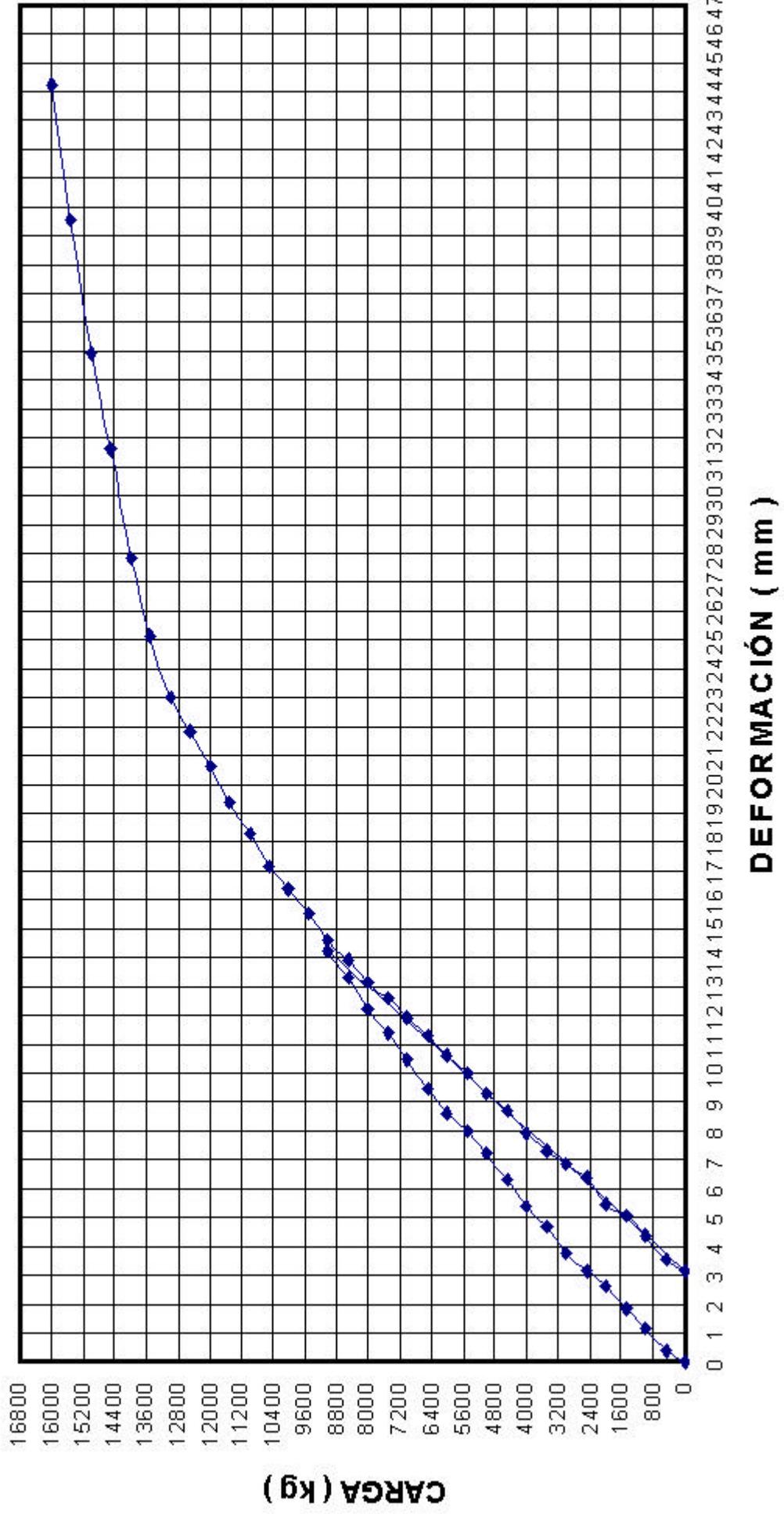
Primera Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0	0,00
500	0,39
1000	1,15
1500	1,85
2000	2,65
2500	3,15
3000	3,78
3500	4,69
4000	5,36
4500	6,30
5000	7,20
5500	7,98
6000	8,65
6500	9,49
7000	10,45
7500	11,39
<b>* 8000</b>	<b>12,23</b>
8500	13,28
9000	14,23

Segunda Carga ( kg )	Deformación ( mm )
0	3,19
500	3,55
1000	4,42
1500	5,05
2000	5,46
2500	6,37
3000	6,85
3500	7,27
4000	7,96
4500	8,68
5000	9,31
5500	9,98
6000	10,64
6500	11,28
7000	11,9
7500	12,58
8000	13,18
8500	13,89
9000	14,61
9500	15,51
10000	16,36
10500	17,18
11000	18,33
11500	19,38
12000	20,63
12500	21,82
13000	23
13500	25,15
14000	27,85
<b>** 14500</b>	<b>31,58</b>
15000	34,95
15500	39,52
16000	44,23

\* : Aparición de primera fisura

\*\* : Aparición de grieta.

**ENSAYO VIGA # 3 DE FERROCEMENTO**  
**GRÁFICO CARGA - DESCARGA - CARGA ROTURA**





**Fotografía 8.5. ENSAYO FLEXOTRACCIÓN VIGA 3**



**Fotografía 8.6. GRIETA VIGA 3**

## CAPÍTULO IX

### CÁLCULO MÓDULO DE ELASTICIDAD

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad, se debe considerar un calculo teórico y un cálculo experimental de éste, es por ello que se ha tomado como referencia los estudios efectuados en el texto “ El Ferrocemento y sus aplicaciones “ del autor Alfonso Olvera López.

El Módulo de Elasticidad teórico puede expresarse como una función de las propiedades de los constituyentes <sup>7</sup>, en consecuencia se deben considerar todos los elementos que componen al ferrocemento.

$$E_c = E_s * \frac{A_s}{A_c} + E_m * \frac{A_m}{A_c} \quad \text{Ecuación 9.1}$$

Definiendose:

s = acero

c = ferrocemento

m = mortero

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad experimental, se deben tomar en cuenta los valores que se obtuvieron en el ensayo de flexotracción. Los valores a considerar, son los correspondientes a la fase elástica no fisurada del comportamiento del elemento, es decir , en donde los valores de carga y deformación presentan un comportamiento lineal. <sup>7</sup>

#### **9.1. Módulo de Elasticidad teórico.**

Barras de Acero:

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa} = 2.000.000 \text{ kg / cm}^2$$

Malla Soldada:

$$A_s = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa} = 2.000.000 \text{ kg / cm}^2$$

Malla Hexagonal:

$$A_s = 0,189 \text{ cm}^2$$

$$E_s = 104.000 \text{ Mpa} = 1.040.000 \text{ kg / cm}^2$$

El área total de acero a considerar, será:

$$\Rightarrow A_{\text{total}} = 5,51 \text{ cm}^2$$

El área total del elemento compuesto, es decir ferrocemento, será:

$$A_c = 3 * 30 * 2 + 34 * 3$$

$$\Rightarrow A_c = 282 \text{ cm}^2$$

El área del mortero ( $A_m$ ), será:

$$A_m = 282 - 5,51 = 276,49 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_m = 276,49 \text{ cm}^2$$

Para calcular el Módulo de Elasticidad del mortero ( $E_m$ ), se debe considerar el valor de la resistencia a la compresión del mortero, que corresponderá a:

$$E_m = 15.000 * \sqrt{f_c'} \quad \text{Ecuación 9.2}$$

Reemplazando en la ecuación 9.2, la resistencia a la compresión del mortero, se obtiene:

$$E_m = 15.000 * \sqrt{250} = 237170,82 \text{ kg / cm}^2$$

$$\Rightarrow E_m = 237170,82 \text{ kg / cm}^2$$

Ahora, aplicando la ecuación 9.1, resulta:

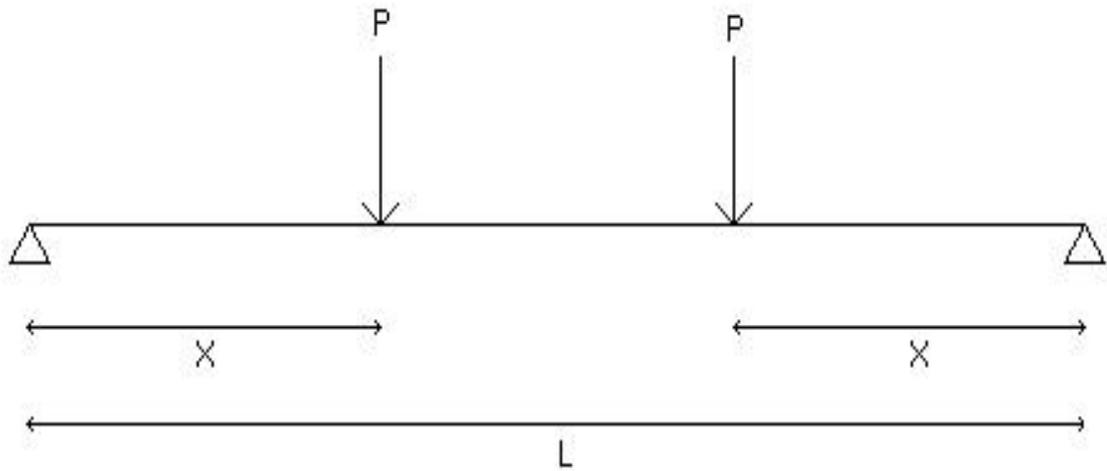
$$E_c = 1.040.000 * \frac{3,39}{282} + 2.000.000 * \frac{1,94}{282} + 2.000.000 * \frac{0,189}{282} + 237.170,82 * \frac{276,49}{282}$$

$$\Rightarrow E_c = 271.035,18 \text{ kg / cm}^2$$

Por lo tanto, el Módulo de Elasticidad teórico de las vigas con perfil doble “ T “ de ferrocemento es:

$$E_c = 271.035,18 \text{ kg / cm}^2$$

## 9.2 Módulo de Elasticidad experimental.



**Figura 9.1**

En el caso de dos cargas a distancias iguales a los apoyos (figura 9.1), el cálculo de la deformación corresponde a :

$$\text{Def} = \frac{P * X * (3 * L^2 - 4 * X^2)}{24 * E * I} \quad (\text{cm}) \quad \text{Ecuación 9.3}$$

Despejando módulo de Elasticidad resultante, se obtiene la siguiente ecuación:

$$E = \frac{P * X * (3 * L^2 - 4 * X^2)}{24 * \text{Def.} * I} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 9.4}$$

Los valores que corresponden a la ecuación 9.4, son:

$$I = 71566 \text{ cm}^4$$

$$X = 153,33 \text{ cm}$$

$$L = 460 \text{ cm}$$

Y reemplazando en la ecuación 9.4, se obtiene:

$$E = \frac{48,27 * P}{\text{Def.}}$$

Ahora se procede a graficar la fase elástica no fisurada de cada una de las vigas, de manera de conseguir los valores correspondientes a cada carga y deformación, de esta forma se obtiene la carga y la deformación correspondiente a la tensión de trabajo, la que equivale al 90% de la carga donde finaliza la fase elástica no fisurada. Con esto se puede estimar un valor del modulo de elasticidad más representativo de estas vigas, utilizando la carga y la deformación de la tensión de trabajo.

**GRÁFICO FASE ELÁSTICA NO  
FISURADA VIGA 1**



Carga P ( kg )	Deformación ( mm )
0	0
500	0.36
1000	1.12
1500	1.88
2000	2.59
2500	3.25
3000	3.88
3500	4.69
4000	5.54
4500	6.48
5000	7.36
5500	8.12
6000	8.99
6500	9.56
7000	10.41
7500	11.58

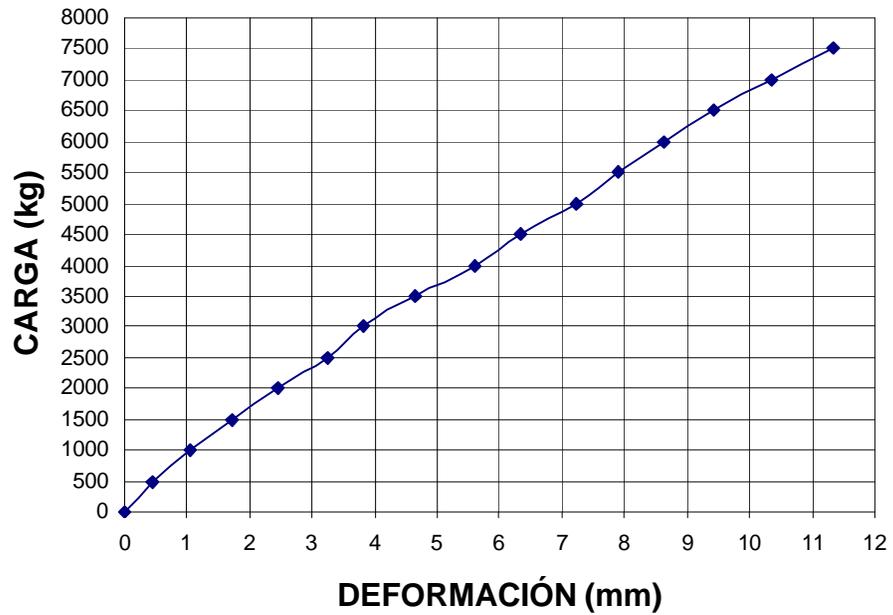
**El 90% de 7500 kg es 6750 kg**

$$P = \frac{7500}{10,331} \cdot Def$$

$$6750 = 720,46 \cdot Def$$

$$Def = 9,34 \text{ mm}$$

## GRÁFICO FASE ELÁSTICA NO FISURADA VIGA 2



Carga P ( kg )	Deformación ( mm )
0	0
500	0.46
1000	1.05
1500	1.71
2000	2.45
2500	3.26
3000	3.82
3500	4.66
4000	5.59
4500	6.35
5000	7.21
5500	7.9
6000	8.62
6500	9.42
7000	10.36
7500	11.33

**El 90% de 7500 kg es 6750 kg**

$$P = \frac{7500}{11,33} \cdot Def$$

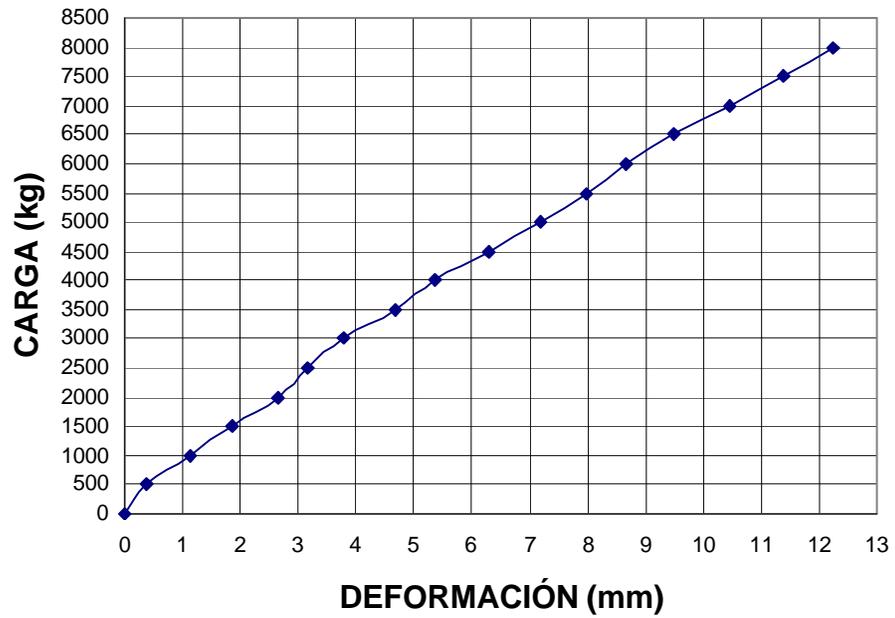
$$6750 = 661,96 \cdot Def$$

$$Def = 10,19 \text{ mm}$$

$$E = \frac{48,27 \cdot 6750}{1,019}$$

$$E = 319747,3 \text{ kg/cm}^2$$

### GRÁFICO FASE ELÁSTICA NO FISURADA VIGA 3



Carga P (kg)	Deformación (mm)
0	0
500	0.39
1000	1.15
1500	1.85
2000	2.65
2500	3.15
3000	3.78
3500	4.69
4000	5.36
4500	6.3
5000	7.2
5500	7.98
6000	8.65
6500	9.49
7000	10.45
7500	11.39
8000	12.23

**El 90% de 8000 kg es 7200 kg**

$$P = \frac{8000}{12,23} \cdot Def$$

$$7200 = 654,13 \cdot Def$$

$$Def = 11 \text{ mm}$$

$$E = \frac{48,27 \cdot 7200}{1,1}$$

$$E = 315949,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = \frac{48,27 \cdot 6750}{0,934}$$

Los valores experimentales que se obtuvieron del Módulo de Elasticidad, son:

### Modulo de Elasticidad Experimental

<b>VIGA</b>	<b>MODULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL ( KG / CM<sup>2</sup> )</b>
1	348.846,3
2	319.747,3
3	315.949,1

Los rangos de los valores de las tres vigas resultan ser similares, lo que se puede entender como un comportamiento elástico tipo para vigas de ferrocemento con perfil doble "T".

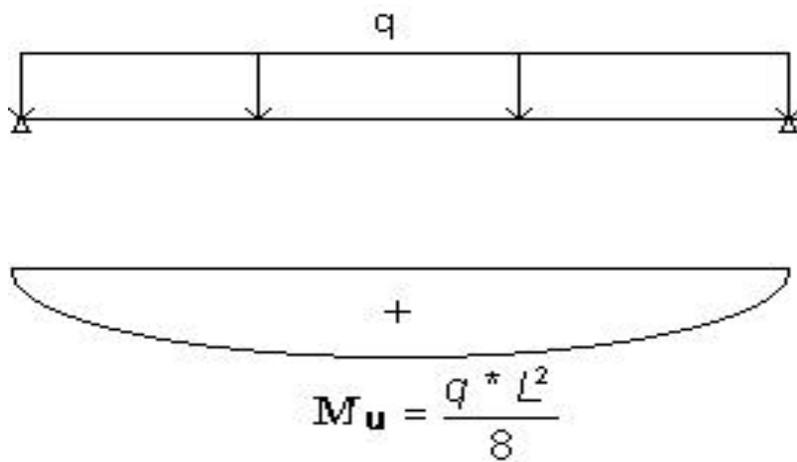
Además, se observa que éstos valores resultaron ser mayores que el valor teórico.

<b>VIGA</b>	<b>MODULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL (KG/ CM<sup>2</sup>)</b>	<b>MODULO DE ELASTICIDAD TEORICO (KG/ CM<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	348.846,3	271.035,18
<b>2</b>	319.747,3	271.035,18
<b>3</b>	315.949,1	271.035,18

## CAPÍTULO X

### COMPARACIÓN VIGA DE ACERO CON VIGA DE FERROCEMENTO

Se realizara el análisis de una viga de acero del tipo IN, la cual será sometida a las mismas solicitaciones que tiene la viga de ferrocemento. Este análisis se efectuará con el fin de verificar la conveniencia de utilizar las vigas de ferrocemento como alternativa en la construcción.



En donde la carga  $q$  se considera al estado de carga

$$q_u = 1,4 \cdot q_d + 1,7 \cdot q_l$$

en la cual

$$q_d = 1350 \text{ kg/m}$$

$$q_l = 1125 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow q_u = 3802,5 \text{ kg/m}$$

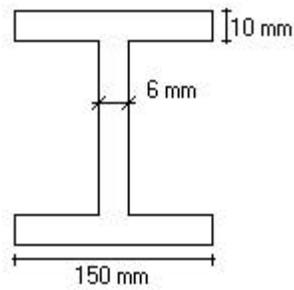
$$\Rightarrow M_u = 1.005.761,25 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Para estimar un perfil y desarrollar su verificación, se debe contar con el modulo de resistencia mínimo que debe tener este perfil

$$W = \frac{M_u}{0,6 \cdot s_{adm}}$$

$$\Rightarrow W = \frac{1.005.761,25}{0,6 \cdot 2400} = 698,44 \text{ cm}^3$$

Se considera el perfil IN 40 x 41,4, donde el  $W = 708 \text{ cm}^3$



Verificación perfil compacto:

Ala:

$$\frac{B}{2 \cdot e} \leq \frac{545}{\sqrt{s_y}}$$

$$\frac{15}{2 \cdot 1} \leq \frac{545}{\sqrt{2400}}$$

$$7,5 \leq 11,1 \text{ ok.}$$

Alma:

$$\frac{H}{t} \leq \frac{5366}{\sqrt{s_y}}$$

$$\frac{40}{0,6} \leq \frac{5366}{\sqrt{2400}}$$

$$66,66 \leq 110 \text{ ok.}$$

⇒ El perfil tiene sección compacta.

Restricción por pandeo lateral torsional

$$L_c = \text{menor valor entre } \frac{637 \cdot B}{\sqrt{2400}} \text{ y } \frac{1,4 \cdot 10^6}{\left(\frac{H}{A_a}\right) \cdot s_y}$$

$$\frac{637 \cdot B}{\sqrt{2400}} = 195,04 \text{ cm}$$

$$\frac{1,4 \cdot 10^6}{\left(\frac{H}{A_a}\right) \cdot s_y} = 218,75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 460 \text{ cm} > L_c = 195,04 \text{ cm}$$

puede haber reducción de la tensión admisible de compresión por flexión.

$$\bullet \quad s_{dm.1} = 845000 \cdot \frac{C_b}{\left(\frac{L \cdot H}{A_a}\right)} \leq 0,6 \cdot s_y$$

$$C_b=1$$

$$A_a=15 \cdot 1=15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad s_{dm.1} = 688,86 \leq 1440 \text{ ok.}$$

Para el  $\sigma_{adm.2}$ , se debe obtener el valor de la esbeltez ( $\lambda$ ), el cual se calcula considerando el radio de giro y el largo de la viga.

$$I_{ac} = \frac{1 \cdot 15^3}{12} - \frac{38 \cdot 0,6^3}{12 \cdot 6} = 281,364 \text{ cm}^4$$

$$A_{wc} = \frac{38 \cdot 0,6}{6} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \quad \Omega = \sqrt{\frac{I_{ac}}{A_{wc}}} = 8,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L}{\Omega} = 53,48 < 2680 \cdot \sqrt{\frac{C_b}{s_y}} = 54,7$$

$$\Rightarrow \quad \sigma_{adm.2} = 0,6 \cdot 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2$$

Se ocupa  $\sigma_{adm.2}$  ya que es el mayor. El momento admisible para este perfil se obtiene de la siguiente manera:

$$M_{adm} = \sigma_{adm.2} \cdot W$$

$$M_{adm} = 1440 \cdot 708$$

$$M_{adm} = 1.019.520 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{adm} > M_u \quad \text{ok.}$$

### **10.1-Comparación de costos entre las vigas de ferrocemento y vigas de acero:**

#### **VIGA FERROCEMENTO**

• Moldajes	\$80000	
• Mortero	\$90.000 el cubo	
• Malla electrosoldada acma C139	\$18.305 c/u	
3 unidades	\$54.915	
• Barras de acero		
Diámetro 8 mm	\$ 960 c/u	
9 unidades	\$ 864	
Diámetro 12 mm	\$ 1290 c/u	
9 unidades	\$ 11.610	
• Alambre	\$779 kg	
5 kg	\$3895	
• Desmoldante	\$5500 (5 litros)	
• Mano de obra	\$150.000	
Total de las 3 vigas	\$439.680	
	<b>Precio unitario</b>	<b>\$146.560</b>

#### **VIGA ACERO**

• Precio por kilogramo trabajado	\$ 1.200
• Peso del perfil	41,4 kg/m
• Luz de la viga	4,6 m

- Peso de la viga 190,44 kg

**Precio unitario**

**\$ 228.528**

Con la comparación de costos entre las vigas de ambos materiales, resultó ser mas económica la viga de ferrocemento, por lo tanto, se puede decir que estas son una alternativa real para la construcción.

## **CAPÍTULO XI**

### **CONCLUSIONES**

Se comprueba que el diseño que se emplea para vigas de hormigón armado, es completamente aplicable para elementos de ferrocemento (que puede considerarse como un micro-hormigón), ya que las resistencias y comportamiento que tuvieron, en parte habían sido previstos, como es el caso de la deformación y la resistencia que soportaron, ya que, en el caso de las deformaciones, estuvieron por debajo de su deformación máxima en el momento de mantenerse en su etapa elástica, lo que significa que la deformada va directamente relacionada con la deformación que sufre la armadura, es por esto que las fisuras fueron pequeñas, sin presentarse ninguna grieta, antes de llegar a su estado totalmente plástico, y con respecto a su resistencias, estas fueron altas, demostrándose que las vigas prefabricadas de ferrocemento con sección doble “ T “, están capacitadas para resistir las sollicitaciones consideradas en el diseño.

Se lograron obtener módulos de elasticidad altos, los cuales representan a este caso en específico, o sea, estos módulos sirven para las vigas con perfil doble “T” de ferrocemento.

Dado que el ferrocemento en su composición posee refuerzos de pequeños diámetros, su área de adherencia es mayor que la del hormigón armado. Esto parece ser la razón principal por la cual es posible emplear refuerzos de alta resistencia y alcanzar mayor resistencia a tracción del mismo orden de la resistencia a compresión del mortero y al mismo tiempo obtener grietas de anchos pequeños.

La relación “peso – resistencia” que se presenta en vigas doble “T” de ferrocemento, es mejor que presentan elementos de hormigón armado, ya que éste tipo de vigas prefabricadas poseen un peso propio bajo y su resistencia obtenida es alta.

Durante el ensayo se pudo comprobar que las fisuras originadas por la carga, tienden a desaparecer cuando esta es retirada, y en el caso de las grietas, sufren una disminución notoria en cuanto a su espesor. La forma estructural se mantiene hasta la falla. Además, las vigas no presentaron en el ensayo ningún problema de volcamiento, tampoco presento signos de pandeo en las alas ni en el alma, lo que demuestra que el ferrocemento no se puede considerar netamente como hormigón armado, ya que el código de diseño del hormigón armado limita el comportamiento ante estos hechos.

Con respecto a su comportamiento, en el estado elástico la curva “carga – deformación” es prácticamente lineal, presentándose deformaciones elásticas y no existiendo evidencia de grietas

Como elemento prefabricado, el ferrocemento cumple de manera satisfactoria su objetivo, ya que es posible producir un alto número de estos elementos, mediante un sistema de moldajes resistentes y capaces de tener una vida útil larga. Además, la aplicación de mortero premezclado, otorga una mayor confiabilidad con respecto a su resistencia, en comparación con los morteros realizados “ In Situ “. Por otra parte, el tiempo de hormigonado de vigas se reduce de manera importante.

Las vigas prefabricadas de ferrocemento con sección doble “ T ”, se pueden emplear como vigas maestras, siendo éstas capaces de soportar una losa de 12 cm., con su respectiva sobrecarga de uso y considerando una separación entre vigas de 4.5m., quedando demostrado que su comportamiento estructural es el diseñado.

Con respecto a la construcción de vigas, no se necesita emplear mano de obra calificada, ya que los métodos constructivos son simples de realizar. Pero en caso de optimizar el proceso de fabricación, se recomienda calificar la mano de obra, con el fin de lograr un mejor rendimiento, minimizar plazos y mejorar las técnicas de construcción.

Se concluye que el ferrocemento es un material fácil de trabajar y moldear, producto de la flexibilidad de sus materiales componentes.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NILSON ,ARTHUR H. 1999

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

PROFESOR EMERITUS, STRUCTURAL ENGINEERING, CORNELL UNIVERSITY

EDICIÓN 1999

COMISIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL EN HORMIGÓN ARMADO Y ALBAÑILERÍAS.

CÓDIGO DE DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO-BASADO EN EL ACI318-99

RIDELL C .RAFAEL. ; HIDALGO. PEDRO

DISEÑO ESTRUCTURAL

SEGUNDA EDICIÓN

PROF. DC.ING.WAINSHTOK, HUGO. ; 1998

FERROCEMENTO – DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

3° EDICIÓN. EDITORIAL OFFSET ABAD CÍA. LTDA.

OLVERA, ALFONSO.1991

PROF. DC.ING.WAINSHTOK, HUGO. ;

DISEÑO Y REVISIÓN DE ELEMENTOS DE FERROCEMENTO SOMETIDOS A

FLEXIÓN. CECAT.

PAUL, B y PAMA, R. 1981

FERROCEMENTO.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

EDICIÓN 1992

OLVERA, ALFONSO

EL FERROCEMENTO Y SUS APLICACIONES

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

MÉXICO 1994

**INSTITUTO CHILENO DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN**  
MANUAL DEL MORTERO

**INSTITUTO CHILENO DEL CEMENTO Y DEL HORMIGÓN**  
MANUAL DEL HORMIGÓN

BAEZA, GONZALO. 1993

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ELEMENTOS EN FERROCEMENTO  
TESIS U.A.CH.

DIRECCIONES INTERNET

HTTP:// WWW.FERROCEMENT.COM

HTTP://WWW.GERDAUZA.CL

HTTP:// [WWW.ACMA.CL](http://WWW.ACMA.CL)

## ANEXO A

### **PROPIEDADES MECANICAS DEL FERROCEMENTO**

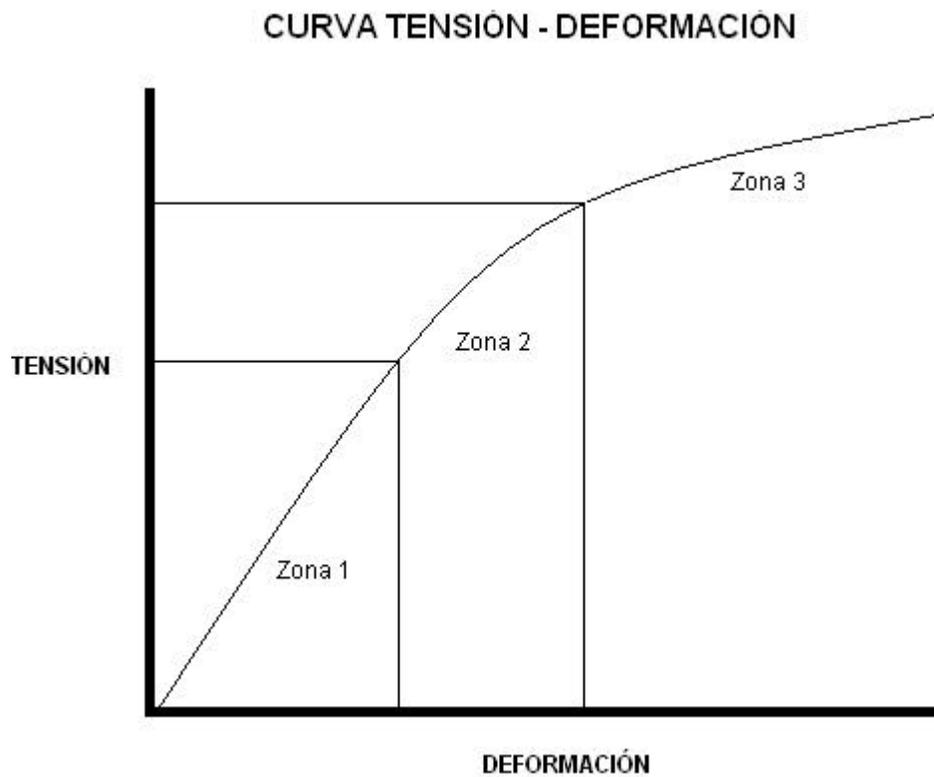
#### **RESISTENCIA A LA TRACCION**

En tracción, la capacidad de soportar las cargas es esencialmente independiente del espesor del elemento, ya que el mortero se agrieta antes de fallar, esto no contribuye directamente a la resistencia del compuesto. Por consiguiente, la composición del material es frecuente expresarlo en términos de carga más que en términos de tensión. Generalmente la resistencia (carga) a la tracción del ferrocemento usando mallas de metal desplegado, mallas soldadas o mallas tejidas en la orientación normal, corresponde aproximadamente a la capacidad de soportar cargas a tracción de los elementos de refuerzo, es decir el producto de la resistencia ultima del acero y la sección transversal efectiva de la dirección considerada.

La resistencia (tensión) a la tracción es igual a la capacidad de soportar cargas a la tracción dividida por la sección transversal de ferrocemento. Hay excepciones notables que ocurren cuando una malla soldada es orientada en 45° en dirección a la aplicación de la carga, o cuando la del metal desplegado es usada con el eje de mayor longitud del hueco, perpendicular a la tensión aplicada. Por ejemplo, para la malla soldada de 13 mm, la resistencia ultima para la orientación de 45° es de 50-60% de la resistencia en la orientación normal, mientras que en el metal desplegado, la resistencia de la malla en dirección perpendicular de la orientación normal es solamente un 15-35%. La malla hexagonal también ha mostrado inducir características de resistencia anisotrópicas en tracción, con la mayor resistencia observada cuando la dirección de los alambres tejidos es en dirección paralela de la aplicación de la carga.

Para distinguir diferencias de resistencia asociadas solo con la orientación de las que surgen directamente de los cambios en el área efectiva de sección transversal (números de elementos por unidad de ancho multiplicado por su área de sección transversal y multiplicado por el coseno del ángulo de inclinación de la aplicación de la fuerza), es útil eliminar este último, calculando la razón entre la carga ultima, determinada por el producto del área efectiva y la resistencia a tracción del refuerzo, denominándose esta “razón de eficiencia”. Esto da una verdadera indicación de la efectividad de diversos refuerzos en diferentes orientaciones, y muestra que las diferencias de resistencia observadas están fuertemente asociadas con la orientación de las capas de refuerzo, y no solamente con las diferencias en el área transversal efectiva del refuerzo.

En general, la elección óptima del refuerzo para la resistencia a la tracción del ferrocemento depende de que la carga sea esencialmente uniaxial o significativamente biaxial. Para cargas biaxiales, la malla cuadrada es más efectiva, porque el acero está igualmente distribuido en dos direcciones perpendiculares, aunque en la dirección de 45° puede manifestarse su debilidad. Sin embargo, bajo condiciones biaxiales, la anisotropía asociada con el metal desplegado o la malla hexagonal se puede formar, colocando capas sucesivas con orientación alternada, así como la anisotropía de la madera está dada con la fabricación de la madera terciada.



ZONA	FASE
1	Elástica
2	Elasto – plástico
3	Plástica

En el caso del ferrocemento, hay una mayor resistencia a la tracción debido a que posee una alta relación entre el contenido de acero y la gran dispersión de este. Cuando un elemento de ferrocemento es sometido a esfuerzos de tracción, tres estados se pueden observar en el diagrama tensión – deformación.

### **Estado elástico:**

La curva tensión – deformación es prácticamente lineal, no se observa grietas, el material es totalmente impermeable. El final de la primera fase y el inicio de la segunda fase esta determinada por la deflexión mas o menos acentuada, en dependencia de la cantidad y tipo de refuerzo del diagrama tensión – deformación. Algunos autores localizan en esta transición la formación de la primera fisura microscópica convencional, no siempre visible a simple vista ni con dispositivos ópticos de poca resolución.

### **Estado elástico – plástico**

En este estado la curva tensión – deformación se desvía de la linealidad. A partir de la primera grieta un número creciente de estas se presentan, crecen muy lentamente al inicio de sus aberturas hasta que el número de grietas se estabiliza y aumenta entonces rápidamente.

### **Estado de fallo:**

El máximo número de grietas han aparecido ya y el aumento de las deformaciones se debe fundamentalmente al crecimiento en la abertura de las mismas, hasta el fallo del elemento por la ruptura del acero.

Teniendo en cuenta la aplicación del ferrocemento en la construcción, dos tipos de fallos pueden considerarse a la tracción. El primer tipo es la rotura del elemento, o sea, cuando se alcanza la resistencia última del material y que ocurre en esencia independiente del espesor del elemento, ya que el mortero se agrieta mucho antes del fallo y no contribuye directamente a la resistencia del compuesto. Se corresponde, generalmente, con la resistencia última del acero si este esta orientado en su forma normal y equivale al producto de la tensión a la rotura del acero por el área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada ( número de elementos por unidad de área multiplicado por su sección transversal y por el coseno del ángulo de inclinación con respecto a la dirección de los refuerzos.

## **RESISTENCIA A LA COMPRESION**

En este caso, al contrario que en tracción, el mortero es el que contribuye directamente a la resistencia del ferrocemento a compresión, en proporción al área de su sección transversal. Obviamente, la resistencia del mortero, inicialmente dada por su razón agua-cemento, es un factor tan importante como en el hormigón armado, pero el tipo, orientación y forma de ordenar los refuerzos, es también de mucha importancia. Por ejemplo, pilares macizos o huecos reforzados perimetralmente con malla soldada son significativamente más resistentes que uno similar reforzado con metal desplegado, ya que los alambres laterales de la malla soldada actúan de manera similar que el refuerzo convencional.

Cuando el refuerzo esta colocado en un solo plano, el cual es paralelo a la aplicación de la carga, prácticamente no se observan en la curva-deformación, y el módulo de la elasticidad, asociado al ferrocemento, permanece exactamente igual que el de la mezcla del mortero.

En resumen, las únicas formas que resultan aptas, probablemente y en las que hay significativamente un incremento en la resistencia a compresión, es con el refuerzo de malla cuadrada, que restringen el mortero, forzando así adoptar las condiciones de tensión triaxial asociada con resistencias mayores.

## **RESISTENCIA A LA FLEXION**

El ferrocemento deriva su resistencia a la flexión de la acción reciproca entre el acero y el mortero a compresión, exactamente de la misma forma como el hormigón armado alcanza su resistencia, y se ha demostrado a través del análisis de regresión lineal, que los cálculos de resistencia del ferrocemento, obedecen a las mismas reglas del hormigón armado.

La resistencia última en flexión refleja la influencia combinada de factores tanto de resistencia a tracción como de resistencia a compresión, es decir, la cantidad, tipo, orientación y geometría de las capas de refuerzo. Diversos investigadores han usado los principios convencionales del análisis de resistencia para hormigón armado para calcular la resistencia de elementos de ferrocemento. Esta metodología, aunque satisfactoria en muchos casos, considera solamente la sección transversal efectiva y la posición de las capas de refuerzos con respecto a la fibra neutra. El tipo de refuerzo, orientación, espaciamiento y geometría de las capas de refuerzo son las únicas variables de gran importancia para el ferrocemento. Para aislar la importancia de esas variables y para destacar las circunstancias en donde un análisis convencional de resistencia ultima es inadecuado, es ventajoso, además comparar la resistencia absoluta, estabilizando un indicador general de rendimiento aplicable a todos los datos que eliminan la influencia de diferencias en la resistencia del mortero y del refuerzo, dimensión del elemento, posición de las

capas de refuerzo, etc. El indicador elegido es la razón de eficiencia y es el equivalente al seleccionado en la resistencia a tracción, es decir, la razón entre el valor del momento ultimo determinado por los ensayos y el valor del momento ultimo calculado por el método de resistencia ultima. Sin embargo, el cálculo de la resistencia ultima depende en algún grado de la distribución de la deformación y el modo asumir la falla, el tipo de función esfuerzo / deformación elegida para el refuerzo, los coeficientes de los esfuerzos y la deformación ultima seleccionada para el mortero, la razón de eficiencia basada en algún método particular de calculo es comparable en un sentido relativo prescindiendo de los métodos usados.

### **RESISTENCIA AL CORTE**

Lamentablemente, de la gran cantidad de estudios realizados, pocos han incluido un análisis de la resistencia al corte, quizás porque el ferrocemento es usado principalmente en paneles delgados, donde la razón luz / espesor en flexión es bastante grande de modo que el corte no es primordial como criterio de falla. Alineamientos paralelos longitudinales en las capas de refuerzo, evitan incluir refuerzos para el corte, equivalentes a barras dobladas o estribos usados en el hormigón armado, de manera que el ferrocemento no es adecuado para resistir al corte.

Sin embargo esto no es requerido en muchas aplicaciones. La resistencia al corte ha sido determinada por elementos de razón luz / espesor de 0,4, reforzados por malla tejida y esqueleto de barras, ensayadas en flexión al corte. Mientras los valores del ensayo reflejan las características del acero y del mortero usado, la resistencia al corte deja una constante aproximadamente de un 32% de equivalencia a la resistencia a la flexión, satisface totalmente el amplio rango de acero (288-480 Kg/m<sup>3</sup>). Sea o no valido el 32% es incierto para otros sistemas de refuerzo.

Algunos fabricantes en ferrocemento para la construcción de botes, han demostrado cualidades de la dureza del material al corte por punzonamiento a raíz de ensayos accidentales y deliberados, de colisiones con rocas u otros botes.

## **RESISTENCIA AL IMPACTO**

En la construcción de botes, numerosos informes certifican características favorables del ferrocemento frente a colisiones con otros botes o rocas. Los principales atributos parecen ser la resistencia a la desintegración y la fácil localización y reparación del daño. Sin embargo, en vista de la complejidad experimental, existen pocos datos cuantitativos y cualitativos asociados con las mediciones de resistencia al impacto. El ensayo de Drop\_Impact realizado en paneles indica que la gravedad de la grieta varía significativamente según el tipo de refuerzo que se le coloque al panel, pero los parámetros fundamentales no han podido ser establecidos. Los ensayos que usan bala de péndulo para producir el impacto, sumergiendo en agua la muestra enseguida del ensayo, al tasar el daño, se ve que el daño decrece como la resistencia y la superficie específica de la malla de refuerzo aumenta. Sin embargo, ahora la información disponible es insuficiente para señalar que constituye un sistema de refuerzo óptimo desde el punto de vista de la resistencia al impacto. Los factores que influyen en la resistencia a la primera grieta, tales como, geometría y superficie específica del refuerzo son probablemente de primera importancia.

## **DURABILIDAD**

Aunque las medidas requeridas para asegurar la durabilidad en el hormigón armado también son aplicables en el ferrocemento, existen otros tres factores que afectan la durabilidad únicamente al ferrocemento. Primero, el recubrimiento dado al refuerzo es muy pequeño, por esto, es relativamente fácil que los líquidos corrosivos lleguen a las mallas de refuerzo. Segundo, el área de la superficie es raramente alta, por lo tanto, el área de contacto sobre las cuales pueden tener lugar las reacciones de corrosión, resultando un grado de corrosión es potencialmente alta. Tercero, aunque muchas de las mallas de refuerzo utilizadas en el ferrocemento, son galvanizadas especialmente para prevenir la corrosión, la capa de zinc puede producir ciertos efectos adversos, al reaccionar con otros refuerzos no galvanizados, produciendo burbujas de gas en el mortero.

Todos estos factores asumen cada una, variada importancia dependiendo de la naturaleza de las condiciones a las cuales será expuesto. Sin embargo, no hay mayor información sobre serias corrosiones que no estén asociadas con la mala colocación y compactación del mortero, para poder asegurar una buena durabilidad en la mayoría de las aplicaciones del ferrocemento, es necesario lograr un mortero altamente compactado.

### **Deterioración asociada con la matriz del mortero**

Tal deteriorización tiene como consecuencia el contacto con líquidos que reaccionan con el cemento, como resultado de la destrucción física provocado por las heladas o por la exposición a la abrasión de la superficie.

El ataque de líquidos que reaccionan con el cemento es disminuida si se asegura una buena impermeabilización, limitando la razón agua/cemento a no más de 0,5. Al aumentar este valor, aumenta sutilmente la permeabilidad de la pasta. Es también ventajoso un apropiado curado para aumentar la hidratación y los efectos de consolidación, disminuyendo así el aire atrapado.

Para condiciones relativamente comunes como la exposición al agua de mar o a las aguas servidas donde la concentración de sulfatos del agua excede los 150 ppm, la resistencia a los sulfatos puede ser obtenida limitando la razón agua/cemento a menos de 0,45 prescindiendo del tipo de cemento. Por otro lado, se recomienda usar cementos fabricados con reducidos contenidos de aluminato tricalcico, estos son menos vulnerables a los ataques de los sulfatos de sodio y potasio. El sulfato de magnesio ataca los hidratos de silicato tricalcico presente en todos los cementos Pórtland, este es potencialmente más peligroso que el sulfato de potasio o de sodio. El sulfato de amonio es potencialmente el más nocivo en términos de rapidez de deteriorización. Para exposiciones al agua de mar, la razón agua/cemento debe ser la mas adecuada, por ejemplo entre 0,35 y 0,45 se comportaron satisfactoriamente después de los 350 ciclos de humectación y desecado. Condiciones de exposición más severas requieren revestimientos de protección especial.

La deteriorización por heladas es más efectivo prevenirlas con apropiados incorporadores de aire (alrededor de 9% del volumen del mortero), esto esta bien establecido para el hormigón y aplicado igualmente en el ferrocemento. La mantención de una baja razón agua/cemento, menos que 0,45 es también recomendable para la exposición a las heladas. A diferencia del hormigón, la resistencia a las heladas ha recibido poco estudio en el ferrocemento.

La resistencia a la abrasión es regida principalmente por la resistencia a la compresión del mortero, que depende mayoritariamente de la razón agua/cemento. La importancia de una baja razón agua/cemento es aparente, ya que, las características de la arena pueden también ser significativas, un alto contenido de silice generalmente mejora la resistencia a la abrasión. Una disminución en el tamaño del agregado también tiene un resultado adverso sobre la resistencia a la abrasión, la cantidad de material que pasa la malla N°50, debería ser mantenido lo mas bajo como sea posible.

## Deteriorización asociada con el refuerzo

Toda deteriorización puede originarse cuando el mortero esta, ya sea agrietado o no agrietado.

Cuando el mortero no esta agrietado, el tipo de refuerzo galvanizado no es completamente inerte. El recubrimiento de zinc puede ser atacado por el álcalis (hidróxido de calcio) cuando la pasta de cemento esta fresca, formando principalmente zincato de calcio e hidrogeno. Un efectivo método que inhibe la formación de hidrogeno es agregar 100 a 300 ppm. De trióxido de cromo en el agua de mezcla. Una vez colocada en el mortero, la evolución del hidrogeno cesa; el revestimiento formado por zincato de calcio aporta una protección aparente al refuerzo, ya que no ayuda al álcalis después del colocado inicial. Una dificultad potencialmente más seria es la corrosión que puede tener lugar entre las mallas de acero galvanizado y en el acero en barras, entran en contacto a través de soluciones electrolíticas presentes en el mortero. El zinc es anodal sobre el acero. La formación de zincato conduce hacia un aumento en el volumen del sólido, que puede causar burbujas en la superficie, reduce el vínculo de la mezcla, y debilita estructuralmente el ferrocemento. El gas de hidrogeno puede ser también liberado durante la corrosión del galvanizado, este también puede ser inhibido con la adición de trióxido de cromo.

Cuando el mortero llega a estar agrietado, la deteriorización ocurre más rápidamente, ya que entra el agua o los líquidos corrosivos. El galvanizado combate este problema, sin embargo este es beneficioso solamente mientras el zinc es consumido, ya que en ausencia, el ancho de las grietas y la continuidad puede afectar la resistencia a la corrosión. El ancho de grieta apropiado para una normal condición de servicio, depende principalmente del tamaño molecular del líquido infiltrado y la presión bajo la cual se encuentra.

## **RESISTENCIA AL FUEGO**

Sin considerar si el ferrocemento esta agrietado o no, el único problema que presenta el ferrocemento es ser potencialmente pobre para resistir el fuego, por su delgado espesor inherente a su forma estructural y el bajo recubrimiento dado el refuerzo.

## ANEXO B

### COMPARACIÓN DEL FERROCEMENTO CON OTROS MATERIALES

Característica	Ferroce- mento	Madera	Acero	Fibra de Vidrio
<b>Resiste la corrosión o el deterioro aun si está</b> desprovisto de todo revestimiento o pintura	SI	NO	NO	SI
Requiere moldes costosos	NO	NO	NO	SI
Requiere refuerzos interiores a costa del espacio útil.	NO	SI	SI	SI
Permite reparaciones de emergencia en daño mayor, sin equipo o técnicas especiales	SI	NO	NO	NO
Permite reparaciones en cualquier condición de clima	SI	SI	SI	NO
Soporta elevadas temperaturas (1700°C durante 90min. sin efectos sobre el material)	SI	NO	NO	SI
Alta resistencia a rayos UV, factor que incide en la durabilidad	SI	SI	SI	NO
Permite con facilidad formas hidrodinámicas de alta eficiencia y bajo costo	SI	NO	SI	NO
90% de materias primas básicas obtenibles en la mayoría de los países de baja industrialización	SI	SI	NO	SI

## ANEXO C

CERTIFICADO N° 10.002/04

HORMIGON - FLEXION

FECHA: 08/06/2004

### ANTECEDENTES

Elemento	<u>Viga Sección Doble T</u>		
Ubicación	<u>Universidad Austral</u>		
Solicitante	<u>Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno</u>		
Obra	<u>Tesis Titulación</u>		
Mandante	<u>Rodrigo Uribe</u>		
Resp. Muestreo	<u>Rodrigo Uribe</u>		
Fecha Muestreo	<u>01/06/2004</u>	Hora Muestreo	<u>19.30</u>

### I. INFORME MUESTREO.

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

### II. DATOS MUESTRA

Estructura	<u>Viga</u>	Cemento	<u>Melón Especial</u>
KgCem/m3		R-28 Dias	<u>HF - 36 Kg / cm2</u>
Hormigón Clase	<u>HN 30.0 ( 80 ) 2018</u>	Compactación	<u>Apisonada</u>
Mét. Revoltura	<u>Mixer</u>	Cono	<u>16 cm. Semifluido</u>

### III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Rilem	5501	7	2.100	35	08/06/2004
Rilem	5501	7	2.039	36	08/06/2004
Rilem	5501	7	2.024	36	08/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a Tracción por Flexión.

**CERTIFICADO Nº 10.003/04**  
**HORMIGON - COMPRESION**

FECHA: 08/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento	Viga Sección Doble T	
Ubicación	Universidad Austral	
Solicitante	Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno	
Obra	Tesis Titulación	
Mandante	Rodrigo Uribe	
Resp. Muestreo	Rodrigo Uribe	
Fecha Muestreo	01/06/2004	Hora Muestreo 19.30

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	Viga
KgCem/m3	
Hormigón Clase	HN - 30.0 (80)2018
Mét. Revoltura	Mixer

Cemento	Melón Especial
R-28 Días	300 Kg/cm2
Compactación	Apsonada
Cono	16 cm Semifluido

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra Nº	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Cubo 20 x 20	5502	7	2.100	222	08/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	7	2.100	223	08/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	7	2.039	251	08/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	7	2.039	245	08/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	7	2.024	245	08/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	7	2.024	228	08/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a resistencia cúbica .

**CERTIFICADO N° 10.103/04**  
**HORMIGON - FLEXION**

FECHA: 15/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento	<u>Viga Sección Doble T</u>	
Ubicación	<u>Universidad Austral</u>	
Solicitante	<u>Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno</u>	
Obra	<u>Tesis Titulación</u>	
Mandante	<u>Rodrigo Uribe</u>	
Resp. Muestreo	<u>Rodrigo Uribe</u>	
Fecha Muestreo	<u>01/06/2004</u>	Hora Muestreo <u>19.30</u>

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	<u>Viga</u>
KgCem/m3	
Hormigón Clase	<u>HN 30.0 (80 ) 20 18</u>
Mét. Revoltura	<u>Mixer</u>

Cemento	<u>Melón Especial</u>
R-28 Días	<u>HF - 36 K/cm2</u>
Compactación	<u>Apisonado</u>
Cono	<u>16 cm. Semifluido</u>

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Rilem	5499	14	2.052	43	15/06/2003
Rilem	5499	14	2.061	41	15/06/2003
Rilem	5499	14	2.074	42	15/06/2003

**OBSERVACIONES:** - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a Tracción por Flexión.

**CERTIFICADO N° 10.106/04**  
**HORMIGON - COMPRESION**

FECHA: 15/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento Viga Sección Doble T  
Ubicación Universidad Austral  
Solicitante Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno  
Obra Tesis Titulación  
Mandante Rodrigo Uribe  
Resp. Muestreo Rodrigo Uribe  
Fecha Muestreo 01/06/2004 Hora Muestreo 19.30

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	Viga
KgCem/m3	
Hormigón Clase	HN - 30.0 (80)2018
Mét. Revoltura	Mixer

Cemento	Melón Especial
R-28 Días	300 Kg/cm2
Compactación	Apisonada
Cono	16 cm Semifluido

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Cubo 20 x 20	5502	14	2.096	285	15/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	14	2.096	283	15/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	14	2.053	314	15/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	14	2.053	303	15/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	14	2.048	300	15/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	14	2.048	304	15/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a resistencia cúbica .

**CERTIFICADO N° 10.223/04**

**HORMIGON - FLEXION**

FECHA: 22/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento Viga Sección Doble T  
 Ubicación Universidad Austral  
 Solicitante Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno  
 Obra Tesis Titulación  
 Mandante Rodrigo Uribe  
 Resp. Muestreo Rodrigo Uribe  
 Fecha Muestreo 01/06/2004 Hora Muestreo 19.30

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	Viga
KgCem/m3	
Hormigón Clase	HN 30.0 ( 80 ) 2018
Mét. Revoltura	Mixer

Cemento	Melón Especial
R-28 Días	HF - 36 Kg / cm2
Compactación	Apisonada
Cono	16 cm. Semifluido

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Rilem	5501	21	2.064	46	22/06/2004
Rilem	5501	21	2.080	49	22/06/2004
Rilem	5501	21	2.072	48	22/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
 - La Fatiga de Ruptura corresponde a Tracción por Flexión.

**CERTIFICADO Nº 10.222/04**  
**HORMIGON - COMPRESION**

FECHA: 22/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento	<u>Viga Sección Doble T</u>	
Ubicación	<u>Universidad Austral</u>	
Solicitante	<u>Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno</u>	
Obra	<u>Tesis Titulación</u>	
Mandante	<u>Rodrigo Uribe</u>	
Resp. Muestreo	<u>Rodrigo Uribe</u>	
Fecha Muestreo	<u>01/06/2004</u>	Hora Muestreo <u>19.30</u>

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	<u>Viga</u>
KgCem/m3	
Hormigón Clase	<u>HN - 30.0 (80)2018</u>
Mét. Revoltura	<u>Mixer</u>

Cemento	<u>Melón Especial</u>
R-28 Días	<u>300 Kg/cm2</u>
Compactación	<u>Apisonada</u>
Cono	<u>16 cm Semifluido</u>

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra Nº	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Cubo 20 x 20	5500	21	2.049	341	22/06/2004
Cubo 20 x 20	5500	21	2.049	352	22/06/2004
Cubo 20 x 20	5500	21	2.046	343	22/06/2004
Cubo 20 x 20	5500	21	2.046	350	22/06/2004
Cubo 20 x 20	5500	21	2.051	357	22/06/2004
Cubo 20 x 20	5500	21	2.051	352	22/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a resistencia cúbica .

**CERTIFICADO N° 10.296/04**  
**HORMIGON - FLEXION**

FECHA: 29/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento Viga Sección Doble T  
Ubicación Universidad Austral  
Solicitante Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno  
Obra Tesis Titulación  
Mandante Rodrigo Uribe  
Resp. Muestreo Rodrigo Uribe  
Fecha Muestreo 01/06/2004 Hora Muestreo 19.30

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	<b>Viga</b>
KgCem/m3	
Hormigón Clase	<b>HN 30.0 ( 80 ) 2018</b>
Mét. Revoltura	<b>Mixer</b>

Cemento	<b>Melón Especial</b>
R-28 Días	<b>HF - 36 Kg / cm2</b>
Compactación	<b>Apisonada</b>
Cono	<b>16 cm. Semifluido</b>

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m3)	Fatiga de Ruptura (Kg/cm2)	Fecha Ensaye
Rilem	5501	28	2.089	53	29/06/2004
Rilem	5501	28	2.070	54	29/06/2004
Rilem	5501	28	2.101	54	29/06/2004

**OBSERVACIONES:** - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a Tracción por Flexión.

**CERTIFICADO N° 10.297/04**  
**HORMIGON - COMPRESION**

FECHA: 29/06/2004

**ANTECEDENTES**

Elemento	Viga Sección Doble T	
Ubicación	Universidad Austral	
Solicitante	Hormigones PREMIX S.A. Planta Osorno	
Obra	Tesis Titulación	
Mandante	Rodrigo Uribe	
Resp. Muestreo	Rodrigo Uribe	
Fecha Muestreo	01/06/2004	Hora Muestreo 19.30

**I. INFORME MUESTREO.**

Ficha	No	
Camión	No	
Guía	No	

**II. DATOS MUESTRA**

Estructura	Viga
KgCem/m <sup>3</sup>	
Hormigón Clase	HN - 30.0 (80)2018
Mét. Revoltura	Mixer

Cemento	Melón Especial
R-28 Días	300 Kg/cm <sup>2</sup>
Compactación	Apisonada
Cono	16 cm Semifluido

**III. RESUMEN DE LOS ENSAYOS**

Probeta Tipo	Muestra N°	Edad (Días)	Peso Específico (Kg/m <sup>3</sup> )	Fatiga de Ruptura (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fecha Ensaye
Cubo 20 x 20	5502	28	2.089	415	29/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	28	2.089	422	29/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	28	2.070	419	29/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	28	2.070	414	29/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	28	2.101	415	29/06/2004
Cubo 20 x 20	5502	28	2.101	409	29/06/2004

OBSERVACIONES: - Los antecedentes de la muestra fueron entregados por el Solicitante.  
- La Fatiga de Ruptura corresponde a resistencia cúbica .