



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ACATLAN

ELEMENTOS DE FERROCEMENTO  
PARA VIVIENDA

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :  
ARMANDO PORTUGUEZ FUENTES

ASESOR: ING. CARLOS ARCE LEON

MEXICO D.F. ENERO, 2004





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recensional.

NOMBRE: RAMONDO PEREZ

FUENTES

FECHA: 12/ENERO/2004

FIRMA: 

## CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.	4
DEFINICIÓN.	4
VENTAJAS Y DESVENTAJAS.	4
APLICACIONES	5
OBJETIVOS.	6
ALCANCE.	6
CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.	8
1.1. USO DEL FERROCEMENTO EN MÉXICO	10
1.2. USO DEL FERROCEMENTO EN RUSIA.	12
1.3. EL FERROCEMENTO EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS	12
1.3.1 SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN MÉXICO.	12
1.3.2. SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN CUBA.	13
1.3.3. SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN CHINA.	14
1.3.4. SISTEMA DE FABRICACIÓN EN ESTADOS UNIDOS.	14
CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES.	15
2.1. CEMENTO.	15
2.2. ARENA.	16
2.3. AGUA.	18
2.4. ADITIVOS.	18
2.5. MORTERO.	20
2.6. REFUERZO DE ACERO.	24
2.6.1. ARMAZÓN DE LA ESTRUCTURA.	24
2.6.2. MALLA DE REFUERZO.	25
CAPÍTULO 3. PROPIEDADES MECÁNICAS.	30
3.1. COMPORTAMIENTO DEL FERROCEMENTO A TENSIÓN.	31
3.1.1 ESFUERZO MÁXIMO EN TENSIÓN.	34
3.2. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN.	37

3.2.1. COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN A DIFERENTES NIVELES DE DEFLEXIÓN.	40
3.2.2. ESFUERZOS MÁXIMOS POR FLEXIÓN	41
<b>3.3. COMPRESIÓN.</b>	<b>42</b>
3.3.1. ESFUERZOS MÁXIMOS EN COMPRESIÓN.	42
<b>3.4. ESFUERZO POR CORTANTE</b>	<b>43</b>
<b>3.5. OTRAS PROPIEDADES.</b>	<b>45</b>
3.5.1. PERMEABILIDAD	45
3.5.2. PROPIEDADES TÉRMICAS	46
<b>CAPÍTULO 4. DISEÑO DE MUROS.</b>	<b>47</b>
<b>4.1. COMPORTAMIENTO DE TABLEROS A CARGA AXIAL.</b>	<b>48</b>
4.1.1. TABLEROS DE PARED ONDULADA.	49
4.1.2. FORMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA CARGA FINAL ( $P_c$ )	50
4.1.3. TABLEROS TIPO CHAROLA.	52
<b>CAPÍTULO 5. DISEÑO DE ENTREPIOS Y CUBIERTAS.</b>	<b>54</b>
<b>5.1. TABLEROS RECTANGULARES TIPO CHAROLA.</b>	<b>54</b>
5.1.1. COMPORTAMIENTO BAJO SOLICITACIONES DE FLEXIÓN (Sin considerar la resistencia de la malla de gallinero).	56
5.1.1. COMPORTAMIENTO BAJO SOLICITACIONES DE FLEXIÓN (Considerando la resistencia de la malla de gallinero).	64
5.1.3. DISEÑO DE ENTREPIOS Y TECHOS.	68
<b>CAPÍTULO 6. UNIONES Y JUNTAS CONSTRUCTIVAS.</b>	<b>71</b>
6.1. JUNTA DE LOSA DE ENTREPISO CON MUROS.	71
6.2. JUNTA DE MUROS CON CIMENTACIÓN.	74
6.3. JUNTAS ENTRE MUROS.	75
6.3.1. Juntas en esquina, en forma de "T", y en forma de cruz.	75
6.4. TIPOS DE COLOCACIÓN DE TABLEROS EN EL TECHO.	79
<b>CAPÍTULO 7. PROYECTO DE UNA VIVIENDA DE FERROCEMENTO.</b>	<b>84</b>
<b>7.1. TABLEROS RECTANGULARES TIPO CHAROLA.</b>	<b>84</b>
<b>7.2. FABRICACIÓN DE TABLEROS TIPO CHAROLA.</b>	<b>84</b>
7.2.1. MATERIALES.	85
7.2.2. PREPARACIÓN DEL MOLDE Y ENCOFRADO.	85
7.2.3. SECUENCIA DE CONSTRUCCIÓN.	86
7.2.4. DIMENSIONES Y CLASIFICACIÓN.	91
7.2.5. MONTAJE.	92

<b>7.3. PROYECTO DE VIVIENDA.</b>	<b>93</b>
<b>7.4. REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA.</b>	<b>101</b>
7.4.1 REVISIÓN TABLERO DE CUBIERTA.	102
7.4.2. REVISIÓN TABLERO DE MURO.	104
7.4.3 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.	106
7.4.4 ANÁLISIS SÍSMICO	107
7.4.5 REVISIÓN SÍSMICA DE LA VIVIENDA.	112
<b>CAPÍTULO 8. CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.</b>	<b>118</b>
<b>8.1 MANTENIMIENTO.</b>	<b>118</b>
<b>8.2 RECUBRIMIENTO.</b>	<b>119</b>
<b>8.3 CONFORT TÉRMICO (CONDICIONES DE HABITABILIDAD).</b>	<b>122</b>
8.3.1 RECOMENDACIONES PARA MEJORAR EL AMBIENTE TÉRMICO.	126
<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>127</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA GENERAL.</b>	<b>130</b>

## **INTRODUCCIÓN.**

### **DEFINICIÓN.**

El ferrocemento es un mortero hecho de arena con un alto contenido de cemento, reforzado con una o más capas de tela metálica constituidas por alambres de pequeño diámetro pero muy cercanos; cuando es necesario se refuerza con alambres o varillas de diámetro pequeño, que forman el esqueleto en el cual se coloca la tela.

El ferrocemento se usa en estructuras de espesores delgados (1 a 5 cm), en donde la resistencia y la rigidez se desarrollan mediante la forma del elemento. Se puede construir sobre cimbras o moldes, o sin ellos; en cuyo caso el esqueleto es el que da la forma, sobre él se coloca y estira la tela metálica y el mortero se embarra en ella.

De acuerdo al Comité 549 del American Concrete Institute (ACI) sobre ferrocemento se define de la siguiente manera "Ferrocemento es un tipo de construcción de concreto reforzado con espesores delgados, en el cual, generalmente, el cemento hidráulico está reforzado con capas de malla continua de diámetro relativamente pequeño. La malla puede ser de material metálico o de otros materiales adecuados" (REFERENCIA 9)

### **VENTAJAS Y DESVENTAJAS.**

Entre sus principales ventajas se mencionan las siguientes:

- Fácil de construir.
- Fácil de reparar.
- No se necesita personal altamente calificado para su construcción.
- Materiales de fácil adquisición y bajo costo
- Incombustible, es decir, buena resistencia al fuego.

- Adecuada resistencia al impacto.
- Impermeable.
- Buena resistencia al agrietamiento.
- Buena resistencia a la corrosión.
- Moldeable, fácil de adaptar a cualquier forma.
- Generalmente no necesita cimbra.
- Puede prefabricarse y por lo tanto industrializarse su construcción.

Entre sus desventajas figuran:

- El escaso control de calidad durante su manufactura.
- La ausencia de ensayos sistemáticos para evaluar tanto características resistentes como de durabilidad.
- Alta transmisibilidad del calor, que puede ser resuelta con la incorporación de materiales aislantes térmicos de bajo costo, a base de subproductos y desperdicios agrícolas.

## **APLICACIONES**

Se ha aplicado en medios marinos y terrestres, por ejemplo: techumbres, muros, tanques de agua, silos y barcos de pesca. En lo que se refiere a obras de ingeniería civil se ha visto que vale la pena utilizar el ferrocemento en las siguientes estructuras:

- Tableros para techos.
- Tableros para muros.
- Recubrimientos para túneles, minas y canales de irrigación.
- Hornos y chimeneas.
- Canales de drenajes.
- Silos de almacenaje.
- Depósitos de alimentos, agua potable y de riego.
- Tuberías y conductos de irrigación.
- Postes de teléfono y de luz.

## **OBJETIVOS.**

La finalidad de este trabajo es sintetizar el conjunto de estudios y experiencias obtenidas en diferentes partes del mundo sobre la aplicación del ferrocemento en la construcción de viviendas.

Se desarrollará un proyecto de una casa construida con elementos prefabricados de ferrocemento, que sirva de guía tanto a los constructores que utilicen mano de obra no calificada, así como aquellos que usen técnicas más avanzadas en la fabricación de sistemas modulares de vivienda.

## **ALCANCE.**

En primer lugar, se comentan las características de cada uno de los materiales (mortero: arena-cemento y malla de refuerzo) que integran a los elementos de ferrocemento.

El proporcionamiento de las materias primas usadas para la elaboración del mortero juega un papel muy importante en el comportamiento mecánico de los elementos prefabricados. Es por ello que se dan recomendaciones para poder determinar el proporcionamiento más adecuado en la elaboración del mortero que servirá para su fabricación.

De acuerdo a las experiencias obtenidas en diferentes países tales como, en el Reino Unido, Nueva Zelanda, Australia, Brasil, Cuba, Estado Unidos y en México; se resumen los resultados de ensayos realizados con el fin de determinar las características mecánicas resistentes del ferrocemento.

El conocimiento de estas propiedades permitirá establecer criterios de diseño que garanticen la estabilidad de la estructura y una utilización más racional de este material.

Finalmente, se desarrolla un proyecto de vivienda de un nivel, construido con elementos prefabricados de ferrocemento. También, se presentan las técnicas de construcción usadas en el ferrocemento y se determinan los parámetros de diseño para recomendar la geometría de los muros y techos.

A través de los años, se han observado e identificado las deficiencias de las construcciones de ferrocemento, por lo que se dan algunas recomendaciones sobre el proceso constructivo, conservación y mantenimiento.

## **CAPÍTULO 1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.**

La historia del ferrocemento data desde el año de 1852 cuando el Sr. Josep Louis Lambot construyó un bote de este material y fue exhibido en París como primera realización de una nueva tecnología que habría de tomar enorme incremento en los siglos XIX y XX con el nombre de concreto reforzado.

El ferrocemento tuvo muy poca aplicación durante muchos años, fue hasta principios de los años cuarentas del siglo XX cuando el Ingeniero-Arquitecto italiano, Pier Luigi Nervi, retoma la idea original de Lambot al observar que reforzando el concreto con capas de malla de alambre se obtenía un material que presentaba las características mecánicas de un material homogéneo equivalente y demostraba tener gran resistencia al impacto.

El profesor Nervi, a través de una serie de pruebas estableció las características preliminares del ferrocemento e inicia la construcción de cascos de barcos para la Marina de su Patria. Nervi también fue el primero en emplear el ferrocemento en la construcción de edificios. De 1946 a 1953 construyó las siguientes estructuras:

1) Un almacén con dimensiones en planta de 21x10.5 m tanto las paredes como el techo se construyeron con ferrocemento, en forma de lámina ondulada de 3 cm de espesor.

2) cubierta para la alberca de la Academia Naval Italiana, constituida por elementos ondulados prefabricados.

3) Cubierta de la Sala de Exhibición de Turín, con dovelas de ferrocemento con un claro de 91 m.

Se considera que a partir de 1960, en el Reino Unido, Nueva Zelanda y Australia, el ferrocemento se establece como una técnica con grandes posibilidades en la construcción de barcos y principalmente obras aisladas de autoconstrucción.

Es en Nueva Zelanda donde la técnica se ha desarrollado con gran entusiasmo, se formó en 1968 la **New Zeland Ferro Cement Marine Association (NZFCMA)**.

La Asociación publicó una cartilla de información que posteriormente se convirtió en el **Journal of Ferrocement**. Esta revista se cedió al **Centro Internacional de Información sobre Ferrocemento**. Actualmente esta es el principal medio de difusión de dicho centro, en lo que respecta a información sobre ferrocemento.

En 1972 la **Academia Nacional de Ciencias de Estados Unidos** llevó a cabo una reunión de expertos para discutir respecto al uso del ferrocemento en países en desarrollo. Esta reunión se concentró en tres tareas específicas:

- 1. Evaluación del estado actual de la tecnología del ferrocemento como material de ingeniería, para poder identificar y conocer sus propiedades y características.*
- 2. Evaluación de las principales áreas de aplicación tanto en tierra como en agua.*
- 3. Desarrollo de recomendaciones específicas para fomentar el uso del ferrocemento de manera lógica y efectiva.*

El informe de la reunión fue publicado por primera vez a principios de 1973, y tuvo un gran impacto sobre sus aplicaciones.

Un Taller de introducción a las tecnologías en Asia, tuvo lugar en Bangkok, Tailandia, en 1974. Se analizó la utilidad de la tecnología del ferrocemento especialmente para los países en vías de desarrollo. El taller recomendó que la proposición original de la **Academia Nacional de Ciencias de Estados Unidos**, de establecer un Servicio Internacional de Información sobre Ferrocemento, se aplicara mundialmente para recabar, procesar y difundir información sobre este.

Más tarde, en 1976, se estableció el **International Ferrocement Information Center, IFIC** (Centro Internacional de Información sobre Ferrocemento) en el **Asian Institute of Technology en Bangkok, Tailandia**.

A principios de 1977, el **American Concrete Institute (ACI)** estableció **El Comité 549 sobre ferrocemento**, para revisar el estado actual de la tecnología y para formular una guía de diseño para este material. Actualmente existen dos reportes del Comité 549 publicados con los siguientes títulos **"State-of-the-Art Report on Ferrocement"** y **"Guide for the Design, Construcción, and Repair of Ferrocement"**

### **1.1. USO DEL FERROCEMENTO EN MÉXICO**

En México, se han construido con ferrocemento diferentes tipos de estructuras: casas habitación, forros de canales de riego, tanques de almacenamiento pequeños y canales para abastecimiento de agua. Se han construido con mano de obra no calificada en varios estados de la República varios cientos de casas unifamiliares con paredes y techos de tableros de ferrocemento.

El **instituto de Ingeniería de la UNAM** con la colaboración de la **Secretaría Agricultura y Recursos Hidráulicos**, realizaron varias aplicaciones del ferrocemento en el Área Rural, investigando su aplicación para revestimiento de canales de riego y canaletas prefabricadas.

En la **Universidad Autónoma Metropolitana**, se han desarrollado técnicas a nivel de autoconstrucción para la fabricación de pequeños domos, que sirven de techo en casas pequeñas.

En el Instituto Politécnico Nacional, en el año de 1975 se construyó con el personal del Laboratorio una pequeña casa de 36 m<sup>2</sup> de planta. Toda ella fue construida con tableros de ferrocemento de 2.5 cm de espesor.

A partir de 1976, en México se empiezan a realizar algunas obras, como son:

- Expendio de pescado. México, D.F. (1976).
- Bodega para productos pesqueros. México, D.F. (1976).
- Planta de refrigeración. Gómez Palacio, Durango (1976).
- Estación para camiones en Zacatepec.
- Techumbre en la ampliación de un nivel más en el edificio de la Delegación Azcapotzalco, México, D.F.
- Expendio de pescado y restaurant en Querétaro.
- 400 viviendas para el Gobierno de Tabasco, y 1500 para el gobierno de Sonora.

Se construyeron 400 casas de ferrocemento para el Gobierno del Estado de Tabasco. Utilizando la mano de obra de los reclusos se llegaron a fabricar un promedio de tableros suficientes para construir 4.5 casas por día.

Para el Gobierno de Sonora se construyeron 1500 casas, gran cantidad de ellas se edificaron en la capital Hermosillo. También, para la construcción de los tableros se empleó como mano de obra, a las personas del Centro de Readaptación Social de la Ciudad.

Es conveniente hacer notar que esto se realizó con obreros sin ninguna calificación a quienes se les enseñó dicha tecnología.

## **1.2. USO DEL FERROCEMENTO EN RUSIA.**

Las características físicas y mecánicas del ferrocemento, han sido estudiadas por un buen número de institutos de investigación en Moscú. Los estudios realizados han ayudado para el diseño de muchas estructuras espaciales (cubiertas industriales).

La experiencia del ferrocemento en este país ha sido principalmente en estructuras de cubiertas espaciales que cubren claros de hasta 75 m. De 1961 a la fecha, se han construido aproximadamente 200,000 m<sup>2</sup> de techos espaciales con losas plegadas, cascarones, cúpulas y otros sistemas de techo, todos de ferrocemento.

Se sabe por los resultados obtenidos que el ferrocemento tiene una deformación diferida cuando menos de 1.5 veces mayor que la del concreto reforzado y que su módulo de elasticidad es de 25 o 30% más bajo. Es por ello que el ferrocemento se diferencia del concreto reforzado en cuanto a su funcionamiento efectivo, resistencia y aplicaciones.

## **1.3. EL FERROCEMENTO EN LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS**

### **1.3.1 SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN MÉXICO.**

El sistema de prefabricación de viviendas de bajo costo de ferrocemento, se desarrolló a través del Instituto Politécnico Nacional y fue llevado a vías de efecto por el Instituto del Fondo Nacional de la Vivienda para los Trabajadores, (INFONAVIT). Su estructura esta conformada a partir de diferentes paneles para utilizarse en: muros, cubiertas, trabes o cerramientos.

Los paneles para muros con nervaduras verticales y diafragmas en ambos extremos tienen un ancho variable, desde 0.30 hasta 1.20 m y una longitud entre 2.30 y 5.0 m. Se emplean

principalmente en posición vertical a fin de conformar las paredes.

Los paneles para techos tienen un ancho entre 0.50 y 0.65 m y una longitud entre 2.5 y 6.0 m, se fabrican con y sin diafragmas en ambos extremos. Finalmente, los elementos empleados como trabes y cerramientos, con un ancho de 0.30 a 0.60 m y una longitud desde 2.5 hasta 9.0 m.

### **1.3.2. SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN CUBA.**

El sistema cubano de fabricación de viviendas de ferrocemento, conocido también con el nombre de "Sistema Baraguá", es un sistema de prefabricación ligera. Su estructura está formada por paneles de carga, vigas cerramiento, vigas zapata y losas de entrepiso y cubierta que, en su conjunto, posibilitan la fabricación de viviendas, desde una planta hasta tres.

El proceso tecnológico de la mayoría de las plantas de producción es semejante al de México. Es decir, se sustenta por una tecnología de prefabricación ligera, a partir de moldes metálicos de diferentes tipos y cantidades que son manipulados, en el proceso de construcción, directamente por los obreros, con el auxilio de una grúa viajera y el empleo de una mesa vibradora para lograr la correcta compactación del mortero en los mismos, se usan piscinas de curado por inmersión, donde culmina el proceso de producción.

Para viviendas de una planta, este sistema permite el montaje de todos los paneles y vigas en forma manual, empleando seis hombres, con excepción de las losas para las que se requiere de un equipo ligero de izaje.

En 1988 primeramente se construyeron 46 viviendas en la Provincia de Santiago de Cuba, posteriormente, se reportan viviendas construidas en otras provincias.

### **1.3.3. SISTEMA DE PREFABRICACIÓN EN CHINA.**

El sistema chino se basa en paneles de pared de tipo sandwich, con una capa de aislamiento en su interior. Los paneles presentan tres anchos diferentes: 0.5, 0.7 y 1.4 m., que pueden satisfacer los requerimientos de los usuarios para diferentes plantas si los paneles son adecuadamente combinados.

Los pisos y techos formados por una losa estándar, se fijan por medio de juntas de concreto colado en el lugar para asegurar la adecuada continuidad.

### **1.3.4. SISTEMA DE FABRICACIÓN EN ESTADOS UNIDOS.**

El uso de esta tecnología en la industria de la construcción en este país, ocurre durante los últimos 25 años. Los principales trabajos de aplicación del ferrocemento han sido en la construcción de silos, tanques, techos y principalmente barcos.

Este sistema consta de paneles de pared con un ancho de 0.61 m y una altura de 2.59 m, con nervaduras verticales y diafragmas extremos; igual que los otros dos sistemas anteriores, pero con la diferencia de que en todas las nervaduras aparecen agujeros empleados para los pernos de las juntas, y para los pases de las instalaciones eléctricas, sanitarias e hidráulicas. También posee paneles de esquina, de tipo interior y de tipo exterior.

Los paneles de entrepiso y de cubierta son del tipo U, es decir no poseen diafragmas extremos y se fabrican en tres medidas diferentes.

Actualmente se considera como un material de construcción versátil, con brillantes perspectivas para poder tener mayores aplicaciones en un futuro cercano.

## **CAPÍTULO 2. CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES.**

### **2.1. CEMENTO.**

Es el material con propiedades de adherencia y cohesión que lo hacen capaz de aglutinar fragmentos minerales en una masa compacta. El cemento debe ser fresco y de consistencia uniforme, debiéndose almacenar en ambiente seco y durante el menor tiempo posible.

**Cemento tipo 1 (Para todos los propósitos).** Es adecuado para aplicarse cuando no se presentan condiciones especiales, sobre todo cuando los elementos estructurales no están expuestos a la acción de sulfatos. Otros tipos de cemento pudieran ser usados si se necesitaran otras propiedades específicas.

**Cemento tipo 2 (Resistencia a los sulfatos).** Este cemento tiene un propósito más específico, proporciona resistencias iniciales bajas y resistencias últimas más altas, dando una estructura más densa. Se recomienda su uso en estructuras que van a estar expuestas a la acción de cantidades no muy importantes de sulfatos.

**Cemento tipo 3 (De resistencia rápida).** Este tipo de cemento logra alcanzar la resistencia en poco tiempo y se elige especialmente cuando se requiere de una resistencia inicial alta. La resistencia adquirida al cabo de tres días es del mismo orden que la obtenida en siete días del cemento tipo 1 o 2, con la misma relación agua/cemento.

Debe tenerse cuidado en el uso de este tipo de cemento en climas calientes, ya que su uso puede crear problemas, debido a una acelerada velocidad de fraguado inducida por la temperatura del aire.

**Cemento tipo 4 (De baja temperatura de hidratación).** Este tipo de cemento se usa primordialmente en estructuras masivas, donde las temperaturas que se desarrollan puedan dañarlas, si se tiene una hidratación rápida.

**Cemento tipo 5 (De alta resistencia a los sulfatos).** Se recomienda principalmente para la construcción con ferrocemento en ambientes marinos y en estructuras susceptibles al ataque por sulfatos. Tiene un tiempo de fraguado promedio y, por lo tanto, no presionará al constructor para apresurar la obra durante el aplanado. Sin embargo, debido a los requisitos especiales para la composición de las materias primas usadas en su fabricación, este tipo de cemento resistente a los sulfatos por lo general no puede producirse a bajo costo.

## **2.2. ARENA.**

Es el material inerte disperso dentro de la masa de cemento. Este agregado ocupa del 60 al 70% del volumen del mortero. La arena debe ser limpia, resistente y libre de impurezas orgánicas para poder lograr la densidad, durabilidad, trabajabilidad y resistencia en el mortero producido con ella.

Debe tenerse mucha precaución en su selección, ya que las arenas blandas pueden verse seriamente afectadas por la abrasión y reacciones químicas; por otro lado, un material poroso permitirá la entrada de humedad dentro de las secciones muy delgadas afectando la durabilidad y el comportamiento estructural del mortero.

Se ha demostrado que la arena adecuada es la que contiene sílice dura angulosa, partículas de roca, arena volcánica y arena de mar, pero no debe tener un exceso de partículas finas. Los desperdicios orgánicos, el barro, el limo y polvos que no se adhieren al mortero, reducen la resistencia del ferrocemento y deben descartarse.

La granulometría de las partículas es muy importante y deberá ser tal, que el mortero que se produzca con una distribución uniforme de los áridos, que teniendo una alta densidad y buena trabajabilidad se pueda colocar sin segregación y sin tener que usar un alto contenido de agua. Una granulometría deseable se muestra en la tabla 2.1, de acuerdo al reporte por el ACI-Comité 549 sobre ferrocemento (ACI 549R-97).

TABLA 2.1- GRANULOMETRÍA DE LA ARENA.

Abertura (mm)	Tamiz	Porcentaje que pasa en peso (%)
2.36	No. 8	80-100
1.18	No. 16	50-85
0.60	No. 30	25-60
0.30	No. 50	10-30
0.15	No. 100	2-10

### 2.3. AGUA.

El agua debe estar libre de impurezas tales como barro, lama, ácidos, sales solubles, materiales vegetales en descomposición; ya que dichas impurezas interfieren en el fraguado del cemento y afectan adversamente la resistencia o provocan manchado en la superficie, asimismo provocan la corrosión del refuerzo.

Generalmente el agua de los servicios públicos está considerada como satisfactoria para mezclar el mortero.

No deberá utilizarse agua no potable en el mortero, a menos que se hagan pruebas y cumplan con las siguientes condiciones, de acuerdo al Reglamento de Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios ACI 318-95 y ACI 318R-95:

- La selección de las proporciones del mortero debe basarse en mezclas de concreto utilizando agua de la misma fuente.

- Los cubos de mortero para pruebas, hechos con agua no potable, deben tener resistencias iguales a los 7 y 28 días, de por lo menos del 90% de la resistencia de muestras similares hechas con agua potable. La comparación de la prueba de resistencia debe hacerse en morteros idénticos, excepto por el agua de mezclado.

#### **2.4. ADITIVOS.**

Es un material diferente a los normales en la composición del mortero, es decir, es un material que se agrega inmediatamente antes, después o durante la realización del mezcla, se usan para lograr objetivos específicos como reducir la relación agua-cemento, para mejorar la trabajabilidad y para prolongar o acelerar el tiempo de fraguado del mortero.

En la actualidad, muchos de estos productos existen en el mercado, y los hay en estado líquido y sólido, en polvo y pasta. Aunque sus efectos están descritos por sus fabricantes, cada uno de ellos deberá verificarse cuidadosamente antes de usarse, pues sus cualidades están aún por definirse.

Los aditivos más comúnmente utilizados pueden clasificarse de la siguiente manera:

- **Aditivos inclusores de aire.**

Es un tipo de aditivo que, al agregarse a la mezcla de mortero, produce un incremento en su contenido de aire provocando, por una parte, el aumento en la trabajabilidad y en la resistencia al congelamiento y, por otra, la reducción en el sangrado y en la segregación.

**- Fluidizantes.**

Estos aditivos producen un aumento en la fluidez de la mezcla, o bien, permiten reducir el agua requerida para obtener una mezcla de consistencia determinada, lo que resulta en un aumento de la trabajabilidad, mientras se mantiene el mismo revenimiento. Además, pueden provocar aumentos en la resistencia tanto al congelamiento como a los sulfatos y mejoran la adherencia.

**- Retardantes del fraguado.**

Son aditivos que retardan el fraguado inicial de las mezclas y, por lo tanto, afectan su resistencia a edades tempranas. Estos pueden disminuir la resistencia inicial. Se recomienda para climas cálidos, grandes volúmenes o tiempos largos de transportación.

**- Acelerantes de la resistencia.**

Estos producen, como su nombre lo indica, un adelanto en el tiempo de fraguado inicial mediante la aceleración de la resistencia a edades tempranas. Se recomienda su uso en bajas temperaturas y para adelantar descimbrados. Además, pueden disminuir la resistencia final.

**- Estabilizadores de volumen.**

Producen una expansión controlada que compensa la contracción de la mezcla durante el fraguado y después de éste. Se recomienda su empleo en bases de apoyo de maquinaria, rellenos y resanes.

**- Endurecedores.**

Son aditivos que aumentan la resistencia al desgaste originado por efectos de impacto y vibraciones, reducen la formación de polvo.

En todos los casos el aditivo debe cumplir con la norma ASTM C494-71.

## **2.5. MORTERO.**

Es la masa obtenida de la mezcla entre el cemento arena y agua. A continuación se mencionan los principales requisitos que debe cumplir el mortero.

- 1. Resistencia a la compresión a los 28 días, será la requerida en el diseño.**
- 2. Manejabilidad adecuada para las condiciones de trabajo que se empleen.**
- 3. Baja permeabilidad (implica usar arenas bien graduadas y alto consumo de cemento).**
- 4. Mínimas contracciones por secado.**
- 5. Consistencia uniforme y compacta.**

La resistencia del mortero es inversamente proporcional a su relación agua-cemento, sin embargo, su trabajabilidad es directamente proporcional a la cantidad de agua utilizada. En esta situación debe llegarse a un entendimiento adecuado para obtener un producto final satisfactorio.

Con la finalidad de seleccionar un mortero con las características adecuadas, el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha realizado estudios de varias mezclas con materiales disponibles en el Valle de México. Aunque las características de la materia prima varían de un lugar a otro, los resultados pueden servir de guía para la selección de los proporcionamientos de las materias primas de alguna región específica. En dicho estudio se recomienda un mortero con relación en peso arena:cemento igual a 1.75:1, cuyas principales características y datos para su fabricación se presentan en la Tabla 2.2.

TABLA 2.2.- MORTERO RECOMENDABLE.

CONCEPTOS	DATOS
1 Proporcionamiento de los materiales, en peso:	
Cemento	= 1.000 kg
Arena (menor del No. 4)	= 1.750 kg
Agua total: a) Si la arena está seca	= 0.560 l <sup>(a)</sup>
b) Si la arena está saturada	= 0.440 l <sup>(a)</sup>
2 Proporcionamiento de materiales, en volumen:	
Cemento	= 1.000 kg
Arena	= 1.280 l
Agua total a) Si la arena está seca	= 0.560 l <sup>(a)</sup>
b) Si la arena está saturada	= 0.440 l <sup>(a)</sup>
3 Características principales del mortero:	
3.1 Revenimiento en cono de tamaño reducido	= 2.5 cm
3.2 Resistencia a compresión a 14 días en cilindro de 5 X 10 cm	= 290 kg/cm <sup>2</sup>
3.3 Resistencia a 28 días	= 320 kg/cm <sup>2</sup>
3.4 Contracción por secado a 14 días	
a) Sin protección	= 0.115 mm/m
b) Con membrana de curado	= 0.089 mm/m

(a) La cantidad de agua es aproximada, depende del grado de humedad de la arena en el momento de su utilización. Considerando que la elaboración del mortero se hará en condiciones artesanales, se recomienda añadir agua paulatinamente a la primera revoltura, hasta llegar a un grado de consistencia que permita revolver y homogeneizar la mezcla con herramienta de mano. La cantidad de agua así determinada, deberá conservarse constante en todas las revolturas subsecuentes, hasta en tanto cambien las condiciones de humedad de la arena en uso. La experiencia demuestra que en la mayor parte de los casos, el mezclado manual es satisfactorio cuando se hace apropiadamente. Pero para estructuras grandes y elementos fabricados en planta, se recomienda el uso de una revolvedora horizontal de aspas de paleta, para obtener una mezcla de alta calidad. En la práctica, la arena y el cemento se mezclan apropiadamente y después se les agrega la cantidad de agua necesaria hasta que se forme una mezcla uniforme.

### Mezclas de alta resistencia

Para el diseño de mezclas de alta resistencia de morteros para su empleo en elementos de ferrocemento, se plantean las fórmulas siguientes:

$$f_m = (C \times f_c) / (W \times K) \quad (2.1)$$

$$C = 7345 / K^{3.25} \quad (2.2)$$

$$C = 22.2843 / (W/C)^{3.589} \quad (2.3)$$

Donde:

$f_m$  = resistencia requerida en el mortero.

W = Cantidad de agua

C = Cantidad de cemento

W/C = relación agua-cemento

$f_c$  = resistencia de una probeta cúbica probada a los 28 días, con una relación en el mortero de 1:3 y relación agua cemento de 0.40.

K = Relación Arena - Cemento.

**Ejemplo 1.** Determinar la relación arena-cemento y el valor del esfuerzo  $f_m$  en el mortero, si se conoce el valor del esfuerzo  $f_c$  y la relación agua-cemento.

Datos:  $f_c=320 \text{ Kg/cm}^2$  ,  $W/C=0.35$

Solución:

Aplicamos la fórmula 2.3:

$$C = 22.2843 / (W/C)^{3.589}$$

Substituyendo el valor de la relación agua/cemento, obtenemos:

$$C = 22.2843 / (0.35)^{3.589} = 964.7 \text{ Kg de cemento/m}^3$$

De la fórmula 2.2:  $C = 7345 / K^{3.25}$  , despejamos a K y tendremos:  $K = (7345/964.7)^{1/3.25} = 1.87$

En este caso K es la relación arena/cemento en peso.

A continuación calcularemos el valor de  $f_m$ , aplicando la fórmula 2.1:  $f_m = (C_x f_c) / (W \times K) = (1 \times 320) / (0.35 \times 1.87) = 488 \text{ Kg/cm}^2$

**Ejemplo 2.** Determinar la relación agua-cemento para obtener un valor dado de  $f_m$ , si se conoce la relación arena-cemento y el valor de  $f_c$ .

Datos:  $f_m = 500 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $f_c = 320 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $K = 2$

Solución:

De la fórmula 2.1, despejemos a la relación agua/cemento y nos queda:

$$(W/C) = f_c / (f_m \times K)$$

Si en nuestro caso la  $f_m$  deseada vale  $500 \text{ Kg/cm}^2$  la  $f_c$  conocida vale  $320 \text{ Kg/cm}^2$  y  $K = 2$ .

Entonces la relación agua/cemento vale  $(W/C) = 0.32$

La cantidad de cemento la obtenemos de la relación  $K = 2$ ; el peso de la arena es de  $1800 \text{ Kg/m}^3$

La cantidad de cemento será de  $900 \text{ Kg/m}^3$

## **2.6. REFUERZO DE ACERO.**

El refuerzo con el cual se forma el esqueleto, es tratado como un refuerzo secundario, frecuentemente se le considera como varillas de separación para el refuerzo principal.

### **2.6.1. ARMAZÓN DE LA ESTRUCTURA .**

En los elementos de ferrocemento que son de poco espesor, de 1 a 5 cm, se pueden construir sobre cimbras o sin ellas, en cuyo caso el armazón da la forma. El refuerzo con el cual se forma el esqueleto, es tratado como un refuerzo secundario, frecuentemente se le considera como varillas de separación para el refuerzo principal.

Para formar el armazón o esqueleto (estructura de soporte) se ha empleado alambres de 1/4", varilla de 3/8" y mallas electrosoldadas.

Son dos los tipos de mallas electrosoldadas que se han empleado en México en la fabricación de elementos de ferrocemento, estos son las clasificadas con los números 6X6-4/4 y 6X6-6/6.

Los dos primeros números significan la separación en pulgadas, entre alambres en dos direcciones perpendiculares formando una retícula; y los segundos números indican el calibre de los alambres de la malla.

En la tabla 2.3, se muestran los tipos de mallas electrosoldadas más comunes comercialmente en México.

Tabla 2.3. Tipos de mallas electrosoldadas

Tipos	Diámetro (mm)	Área del alambre (mm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
6X6-1/1	7.19	40.60	4.309
6X6-2/2	6.65	34.73	3.706
6X6-3/3	6.20	30.19	3.204
6X6-4/4	5.72	25.70	2.729
6X6-6/6	4.88	18.70	1.982
6X6-8/8	4.11	13.27	1.412
6X6-10/10	3.43	9.24	0.982
6X6-12/12	2.67	5.60	0.595

El límite elástico de estos alambres es del orden de 5000 kg/cm<sup>2</sup>.

### **2.6.2. MALLA DE REFUERZO.**

El refuerzo principal del ferrocemento son comúnmente telas o mallas metálicas constituidas por alambres delgados, ya sea entretejidos o soldados para formar la malla, pero el requisito principal es que sea fácil de manejar y, si fuera necesario, lo suficientemente flexible para poderla doblar en las esquinas agudas.

Sobre el armazón se coloca y estira la tela de alambre, y la función en conjunto de estos materiales es:

**1) En primer lugar, actuar como marco para dar forma y para sostener el mortero en estado fresco.**

**2) Absorber los esfuerzos de tensión sobre la estructura, que el mortero por sí solo no podría soportar.**

Entre los diversos tipos de telas metálicas que pueden ser usados se encuentran los siguientes:

#### **- Malla de alambre hexagonal (malla de gallinero)**

El comportamiento mecánico del ferrocemento depende en gran parte del tipo, cantidad, orientación y propiedades de la resistencia de la malla y de la varilla de refuerzo.

La malla de gallinero como comúnmente se le conoce, es la más popular y más usada; y se dispone en la mayor parte de los países. Es económica y de manejo fácil, se fabrica **con alambre estirado en frío**. Generalmente se entreteje en patrones hexagonales.

Se emplean frecuentemente de las fabricadas con alambres de **calibre No. 20 y 22**, pero se han empleado también de **calibres 25 y 16**. Es decir alambres comprendidos entre los diámetros de 0.5 a 1.5 mm, y aberturas hexagonales de ½, 1, 1½ pulgadas, ocasionalmente hasta de ¼".

En los tableros construidos para las casas, tanto para muros como para techos, se ha empleado mallas de gallinero fabricadas con alambres de calibre 20 y 22 con agujeros hexagonales de  $\frac{1}{2}$ ", 1" y  $1\frac{1}{2}$ ". El número de capas de tela es muy variable.

- **Malla entretejida.**

En este tipo de malla, los alambres están simplemente entretejidos al tamaño de la cuadrícula deseada y no están soldados en las intersecciones. Los alambres de la malla no están perfectamente rectos y existe cierto grado de ondulación. Uno de los problemas que presentan estas mallas es que es difícil mantenerla en su posición, pero al estirla fácilmente se somete a las curvas deseadas.

- **Malla de metal desplegado.**

Este tipo de malla, también conocido como de metal desplegado, se forma cortando una hoja delgada de metal para hacer aberturas en forma de diamante.

El metal desplegado, por su peso, no es tan resistente como la malla entretejida, pero en cuanto a la relación que existe entre el costo y la resistencia, el metal desplegado tiene mayor ventaja. No parece haber desventajas importantes en el uso del metal desplegado, y de hecho existen ventajas inherentes tales como una buena adherencia mecánica y facilidad de colocación. Una pequeña desventaja, es que tiende a abrirse debido a la acción de "tijera" de la malla en forma de diamante, por lo que existe un límite en cuanto al tamaño y al peso del metal desplegado que puede usarse para evitar esta acción.

## RECOMENDACIONES PARA SELECCIONAR LA MALLA MÁS ADECUADA.

El instituto de Ingeniería de la UNAM (REF. 10 y 11), realizó un estudio del comportamiento Características a tensión, tanto para la malla sola como la de especímenes de ferrocemento (3X8X70 cm) fabricados para tal objeto. Las características de los cinco tipos de mallas ensayadas, pueden verse en la tabla 2.4.

Tabla 2.4. Mallas de fácil adquisición y sus características.

Tipos de mallas	Características		
1 Tela gallinero Hex. (grande) 26X39 mm, Diám.=0.8 mm	Área del alambre Carga máx. promedio Área resistente Esfuerzo máximo promedio	0.5 48.3 3.0 1611.1	mm <sup>2</sup> kg mm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
2 Tela gallinero Hexagonal (chica) 19X14.3 mm, Diám. = 0.8 mm	Área del alambre Carga máx. promedio (long) Carga máx. promedio (trans) Área resistente (long) Área resistente (transv) Esfuerzo máx. promedio(long) Esfuerzo máx promedio(tran)	0.5 114.0 35.0 5.5 3.0 2072.7 1166.7	mm <sup>2</sup> kg kg mm <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
3 Malla entrelazada Cuadro (grande) 13X13 mm, Diám.=1.2 mm	Área del alambre Carga máxima promedio Área resistente Esfuerzo máximo promedio	1.1 256.7 7.9 3241.9	mm <sup>2</sup> kg mm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
4 Malla entrelazada Cuadro (chica) 6.3X6.3 mm, Diám.=0.7 mm	Área del alambre Carga máxima promedio Área resistente Esfuerzo máximo promedio	0.4 114.3 5.0 2286.6	mm <sup>2</sup> kg mm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
5 Metal desplegado (tela tipo plafón) Romboidal 600 g/m 10X20 mm, Diám.=0.5X1mm	Área del alambre Carga máx. promedio (long) Carga máx. promedio (transv) Área resistente (long) Área resistente (transv) Esfuerzo máx. promedio(long) Esfuerzo máx. promedio(tran)	0.5 91.7 12.5 7.0 2.5 1309.5 500.0	mm <sup>2</sup> kg kg mm <sup>2</sup> mm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>

**Conclusiones:**

- El metal desplegado y la malla para gallinero, en la dirección perpendicular a la de los alambres, prácticamente no trabajan; para especímenes con dimensiones similares, ensayados en direcciones transversales, se obtuvieron cargas de tensión del orden de 20% y 30% para las mallas de metal desplegado y de gallinero, respectivamente, con relación a las obtenidas en los ensayos efectuados en la misma dirección que la de los alambres.

- El número y ancho de grietas depende fundamentalmente de la **superficie específica<sup>b</sup>**, y que con un mismo tipo de malla puede haber un comportamiento favorable o no, según se tenga una superficie específica alta o baja, respectivamente.

Desde el punto de vista general, y dado que la función de las mallas de refuerzo es básicamente la de soportar las de fuerza de tensión que pudieran presentarse y limitar el agrietamiento que dichas fuerzas ocasionan, las conclusiones que se establecen a continuación están en función de la acción-respuesta mencionada.

- **Desde el punto de vista de resistencia a tensión**, tanto para un ancho de grieta cualquiera como para la resistencia última, los tipos de malla estudiados pueden clasificarse en el siguiente orden de prioridad:

Cuadrada, de 13X13 mm

Metal desplegado, de 10X20 mm (600 g/m)

Cuadrado, de 6.3X6.3 mm

Hexagonal, de 14.3X19 mm (tela de gallinero chica)

Hexagonal, de 26X39 mm (tela de gallinero grande)

---

<sup>b</sup> Superficie específica, definida como la superficie de contacto del acero de refuerzo existente en la zona de prueba entre el volumen del espécimen en esa misma zona.

- **Si se considera el agrietamiento como respuesta, el orden de prioridad en que se puede clasificar a igualdad de superficie específica sería:**

Metal desplegado, de 10X20 mm (600 g/m)

Hexagonal, de 14.3X19 mm (tela de gallinero chica)

Cuadrada, de 13X13 mm

Cuadrado, de 6.3X6.3 mm

Hexagonal, de 26X39 mm (tela de gallinero grande)

- **Desde el punto de vista de eficiencia: costo por kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a tensión, la clasificación en orden de prioridad sería:**

Metal desplegado, de 10X20 mm (600 g/m)

Cuadrada, de 13X13 mm

Cuadrado, de 6.3X6.3 mm

Hexagonal, de 14.3X19 mm (tela de gallinero chica)

Hexagonal, de 26X39 mm (tela de gallinero grande).

### CAPÍTULO 3. PROPIEDADES MECÁNICAS.

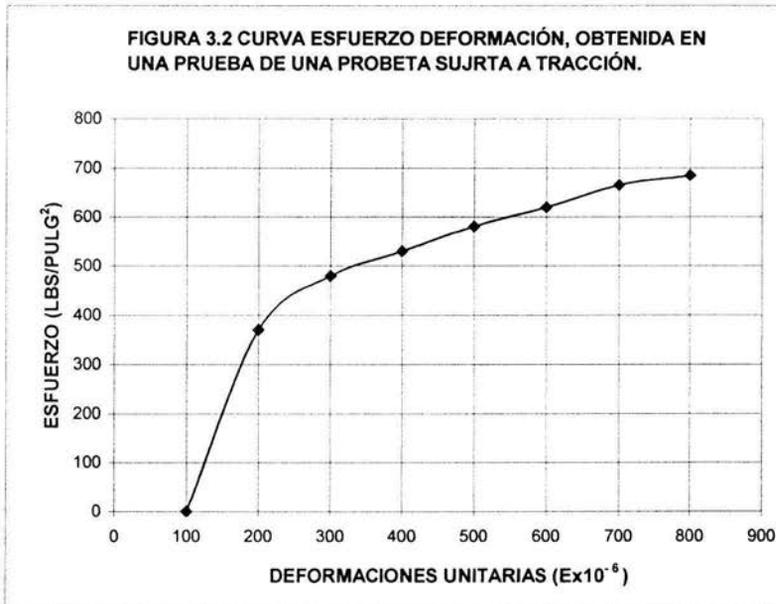
En este capítulo se comentarán las propiedades y comportamiento del ferrocemento ante las distintas fuerzas a las que puede estar sometido de acuerdo a la finalidad del presente trabajo. Para lo cual se citarán las conclusiones de varios investigadores que han realizado diversos tipos de experimentos, posteriormente se indicarán las ecuaciones, reglas o fórmulas para determinar la resistencia de los diferentes elementos estructurales que se pueden encontrar, en particular para una vivienda.

#### 3.1. COMPORTAMIENTO DEL FERROCEMENTO A TENSIÓN.

El ferrocemento actúa como un material homogéneo en el rango elástico. Cuando una muestra de ferrocemento se somete a esfuerzos de tensión crecientes, se observan tres niveles de comportamiento. Estos niveles se clasifican de acuerdo con el ancho de las grietas, como lo describe el señor Walkus <sup>(REF. 8)</sup>, y como se muestra en la tabla 3.1.

TABLA 3.1. FASES DE TRABAJO, ESFUERZOS Y ALARGAMIENTO DEL FERROCEMENTO BAJO CARGA DE TENSION <sup>8</sup>					
ETAPA	ESTADO DEL MATERIAL	COMPORTAMIENTO	ANCHO DE LAS GRIETAS (MICRAS)	ESFUERZOS (Kg/cm <sup>2</sup> )	ALARGAMIENTO UNITARIOS ( $\epsilon \times 10^{-6}$ )
I	LINEALMENTE ELÁSTICO	IMPERMEABLE	—	—	—
Ia	CASI ELÁSTICO	IMPERMEABLE	0-20	35	200
Ib	ELÁSTICO NO LINEAL	NO CORROSIVO	20-50	36	290
II	ELASTO PLÁSTICO	NO CORROSIVO	50-100	43	645
III	PLÁSTICO	CORROSIVO	>100	—	—

Estudios experimentales sobre el comportamiento de muestras de ferrocemento a tensión, muestran una curva esfuerzo-deformación como la que aparece en la Fig. 3.2.



A continuación se presenta una breve descripción de la curva esfuerzo-deformación del ferrocemento a diferentes niveles de esfuerzo.

#### **Rango elástico.**

En este nivel la curva de esfuerzo-deformación es básicamente lineal, asimismo, ocurren deformaciones elásticas tanto en el refuerzo metálico como en el mortero. No existe evidencia de formación de grietas.

Con mayor incremento de esfuerzos, el ferrocemento se vuelve casi elástico. Los esfuerzos plásticos del mortero, relativamente pequeños, se detienen por la deformación elástica del alambre metálico. Las microgrietas son invisibles a simple

vista. Estos dos niveles, el elástico lineal y el casi elástico, constituyen el rango elástico de trabajo práctico del ferrocemento.

#### **Rango de agrietamiento.**

Con mayores incrementos de esfuerzos se originan deformaciones plásticas muy definidas del mortero, a su vez, el refuerzo metálico resiste dichos incrementos. Este es el momento de formación y ensanchamiento de las grietas originales. La curva de esfuerzos-deformaciones deja de ser lineal, y se observa un incremento de las grietas con incremento de esfuerzo, en vez del ensanchamiento de las grietas existentes. En este nivel, las grietas son muy finas.

#### **Rango de fluencia.**

Conforme se incrementa la carga, el proceso de ensanchamiento de las grietas continúa a velocidad uniforme. Antes de llegar a este nivel, ya se ha desarrollado el número máximo de grietas que van a formarse, y el incremento de los esfuerzos del mortero se produce por el ensanchamiento de las grietas. La acción combinada del mortero y el acero de refuerzo continúa hasta que se llega a un ancho de grietas de aproximadamente 100 micras, y entonces el refuerzo soporta todas las fuerzas de tensión.

Los señores A.E. Naaman y Surendra P. Shah<sup>(REF. 8)</sup>, bajo el mismo tipo de pruebas llegaron a algunas conclusiones adicionales:

- Siendo el acero de refuerzo de diámetro pequeño se tiene un área de adherencia mayor que si se empleara refuerzo convencional. Por lo que se recomienda utilizar acero de alta resistencia y alcanzar mayor resistencia a tracción del mismo orden de la resistencia a compresión del mortero.

- La carga final tiene el valor de la carga que es capaz de resistir el refuerzo en la dirección de la carga.

Por su parte los investigadores Ricardo Pama y Shamsul Hug<sup>(REF. 8)</sup>, además concluyen su trabajo diciendo que los procedimientos de diseño propuestos para esfuerzos de trabajo pueden ser adoptados para el diseño de elementos a tracción.

Los anchos de grietas se seleccionaron desde el punto de vista de su comportamiento por corrosión e impermeabilidad; así, para un agrietamiento de 0.02 mm se considera que el material es impermeable. Bezukladov<sup>(REF. 8)</sup>, señala que para un ancho de grieta de 0.05 mm y una carga hidrostática de 5 m de agua, aun cuando los recipientes de ferrocemento dejan pasar ligeramente el agua, las grietas se sellan por sí solas. Para agrietamientos mayores a 0.1 mm la experiencia ha demostrado que no solo hay problemas de impermeabilidad, sino también de corrosión.

### 3.1.1 ESFUERZO MÁXIMO EN TENSIÓN.

El esfuerzo máximo en tensión del ferrocemento conserva una relación lineal con la superficie específica, aunque la pendiente de esta recta es mayor que las obtenidas para los estados de esfuerzos menores que los de falla. Para los valores de la **superficie específica**<sup>c</sup> comprendidos entre 1 y 4 cm<sup>-1</sup>, los esfuerzos máximos de tensión para elementos reforzados con metal desplegado y en dirección de los alambres, pueden calcularse con la ecuación:

$$F_{t\text{máx}} = 17.8 + 32.4 S_L \geq 25, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.1)$$

<sup>c</sup> La superficie específica se define como la relación entre la superficie de contacto del acero de refuerzo en una longitud considerada, al volumen de mortero a esa longitud.

Para la malla hexagonal (de gallinero) los esfuerzos de tensión máximos en dirección de los alambres, para valores de la superficie específica comprendidos entre  $0.5$  y  $2 \text{ cm}^{-1}$ , se pueden calcular con:

$$f_{t\text{máx}} = 16 + 17.1 S_L \geq 20 \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.2)$$

Mientras que en la dirección perpendicular a la de los alambres y para los mismos valores de superficie específica, se tiene:

$$f_{t\text{máx}} = 8 + 5.1 S_L \geq 10, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.3)$$

En todas las expresiones anteriores, la superficie específica se define como la relación entre la superficie de contacto del acero de refuerzo en una longitud considerada, al volumen de mortero correspondiente a esa longitud:

$$S_L = 3.1416 \, d \, n / a \, t \quad (3.4)$$

Donde:

$S_L$  = superficie específica, en  $\text{cm}^{-1}$

$d$  = diámetro de los alambres

$n$  = número de capas de malla

$a$  = separación entre alambres

$t$  = espesor de la placa de ferrocemento

Los esfuerzos alcanzados a la falla en la dirección perpendicular a los alambres son, aproximadamente del 40% de los obtenidos en dirección de los mismos, por lo que se concluye que el mortero no afecta la relación de resistencias, sino que el resultado es similar al obtenido para el ensaye de mallas solas, que fue del 30%.

Existen también, otras expresiones para el cálculo de resistencias a tensión, basadas en el **volumen de refuerzo**. La relación no es lineal, sino que es similar a una curva cuya pendiente disminuye al aumentar el volumen de refuerzo.

Para mallas de metal desplegado en dirección de los alambres, la ecuación mínima cuadrada es:

$$f_{t\max} = 38 V_R^{0.69} \geq 25, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.5)$$

Para volúmenes de refuerzo comprendidos entre 1.5 y 8%.

Para la malla de gallinero, los esfuerzos máximos de tensión para volúmenes de refuerzo entre 0.5 y 2%, se pueden utilizar las siguientes expresiones:

a) En dirección de los alambres:

$$f_{t\max} = 29 V_R^{0.47} \geq 20, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.6)$$

b) En dirección perpendicular a los mismos

$$f_{t\max} = 13 V_R^{0.43} \geq 10, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.7)$$

Si se tomara como esfuerzos permisibles de diseño los correspondientes a un ancho de grieta de 0.05 mm para las mallas de metal desplegado, se tendrían factores de seguridad de 2 a 1.4 para valores de superficie específica de 1 y 4  $\text{cm}^{-1}$ , respectivamente. En cambio para la malla de gallinero, tomar el mismo valor de agrietamiento para calcular el esfuerzo permisible, representa tener factores de seguridad de 1.20 y 1.26 para superficies específicas de 0.5 a 2  $\text{cm}^{-1}$ , respectivamente para pruebas en dirección de los alambres y de 1.27 a 1.39 para la dirección perpendicular a los mismos. Por lo que para este caso, resulta conveniente tomar valores de esfuerzos permisibles menores a 0.05 mm.

Todas las ecuaciones establecidas para relacionar el comportamiento a tensión con *la superficie específica,  $S_L$* , y con el *volumen de refuerzo,  $V_R$* , se obtuvieron por mínimos cuadrados.

### **3.2. COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN.**

En la Universidad de Calgary, Canadá, Colín D. Johnston y D. Mowat<sup>(REF. 8)</sup>, realizaron una serie de pruebas con elementos de ferrocemento, armados con metal desplegado, mallas de alambres soldados y mallas de alambres trenzados combinados con morteros de peso normal y ligeros, obteniendo las siguientes conclusiones:

1.-El mortero puede ser de peso normal o ligero ya que no influye en la resistencia a flexión.

2.-La orientación de las mallas es importante en el caso de que esté armado con metal desplegado o malla soldada.

3.-Para el caso de flexión uniaxial (losas en una dirección por ejemplo), lo más recomendable es usar metal desplegado, barras estándar, mallas soldadas o mallas trenzadas. Sin embargo, para el caso de flexión biaxial el efecto de la orientación en el metal desplegado excluye su empleo, reduciéndose a unidades angostas y largas con relaciones de longitud/ancho mayores que 8:1, a menos que se alternen la orientación de las capas, por otro lado las mallas soldadas ofrecen igual resistencia en ambas direcciones y son más efectivas que las mallas trenzadas.

4.-El metal desplegado y la malla soldada en general dan valores del 10 al 25% mayores que los previstos por el análisis a cargas límite.

5.-La adherencia es la falla más frecuente en la malla trenzada, alambres paralelos y barras estándar; sin embargo cuando se evita, ninguno de estos refuerzos se comporta tan bien como el metal desplegado o la malla soldada.

6.-La orientación del metal desplegado y de la malla soldada es un factor importante que se refleja en la coincidencia con el análisis teórico del diseño al límite.

**Los investigadores D. Logan y S.P. Shah<sup>(REF. 8)</sup>, por su parte llegaron a los siguientes resultados:**

1.- La resistencia de vigas de ferrocemento puede predecirse empleando los métodos del diseño al límite que se aplica a vigas de concreto reforzado.

2.- Las mismas ecuaciones empleadas para predecir el ancho de las grietas en el ferrocemento se pueden aplicar en el concreto reforzado.

3.- El refuerzo transversal influye en la reducción del ancho de las grietas.

**Los señores A. Kamasundara y C.S. Kallapa Gowdar<sup>(REF. 8)</sup>, tienen las siguientes conclusiones:**

1.-Las grietas en ferrocemento difieren de las del concreto reforzado, son más numerosas pero de menor ancho. Al quitarse las cargas se cierran las grietas en forma considerable, esto se produce aún en la falla.

2.-La forma se mantiene hasta la falla.

3.-El comportamiento homogéneo del material se incrementa con el incremento del acero, así como el módulo de elasticidad a flexión que crece en forma lineal.

5.-La resistencia a flexión es mayor si se emplean alambres de menor diámetro.

6.-La flexibilidad es mayor a medida que se incrementa el acero de refuerzo.

7.-El módulo de elasticidad es mayor si se emplean alambres de menor diámetro para iguales cantidades de acero.

**Los investigadores Perumalsamy, N. Balaguru, A.E. Naaman, S.P. Shah<sup>(REF. 8)</sup>, después de analizar experimentalmente vigas de ferrocemento, observaron el siguiente comportamiento:**

1.-Las grietas se localizan en las capas más cercanas al exterior.

2.-Usando mallas de  $\frac{1}{2}$ " la separación promedio de grietas es mayor que para los reforzados con  $\frac{1}{4}$ ".

3.-Para los mismos esfuerzos en las capas extremas de malla, los anchos promedio de las grietas para mallas de  $\frac{1}{4}$ " son menores que para las de  $\frac{1}{2}$ ".

4.-Los valores calculados de la deformación por compresión en las fibras extremas del mortero bajo momento final varían substancialmente con el tipo y número de capas empleadas. Este resultado es diferente del valor recomendado por el ACI de 0.003 para elementos de concreto reforzado.

5.-El ancho promedio de las grietas está en función de la deformación en la capa extrema del acero a tensión y no muestra depender de otros parámetros. Esto puede deberse al recubrimiento generalmente pequeño y a la gran superficie

específica del ferrocemento (superficie específica es la relación entre la superficie del refuerzo y el área del compuesto).

Por último, con respecto a esta propiedad mecánica los señores G.V. Surya Kumar y P.C. Sharma<sup>(REF. 8)</sup>, obtuvieron los siguientes resultados:

1.-La teoría convencional del concreto reforzado puede aplicarse para predecir la resistencia final del ferrocemento, hasta que se desarrollen teorías más confiables.

2.-La resistencia al agrietamiento inicial y final se incrementa linealmente con el incremento del porcentaje de refuerzo.

### **3.2.1. COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN A DIFERENTES NIVELES DE DEFLEXIÓN.**

Para analizar este comportamiento, se tomaron valores de esfuerzos y deformaciones inferiores a los de la falla, por lo que se seleccionaron flechas de 0.1 y 0.2 cm, al centro del claro. El primer valor se escogió porque corresponde a un punto de la etapa elástica y el valor de 0.2 cm se eligió porque a partir de este valor la rigidez de la pieza disminuye apreciablemente.

Los resultados indican que los esfuerzos a flexión aumentan a medida que aumenta el acero de refuerzo, también se observa que los esfuerzos son independientes del método de colado (en campo o en laboratorio).

- Para una deflexión de 0.1 cm

$$f_{f0.1} = 32 + 4.7 S_L, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.8)$$

$$f_{f0.1} = 34 + 2.5 V_R, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.9)$$

- Para una deflexión de 0.2 cm

$$ff_{0.2} = 36.9 + 12.1 S_L, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.10)$$

$$ff_{0.2} = 43.7 + V_R, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.11)$$

Donde :  $ff$  = Esfuerzo a flexión en  $\text{kg/cm}^2$  y

Los valores de  $S_L$  son en  $\text{cm}^{-1}$  y los de  $V_R$  en porcentaje.

### 3.2.2. ESFUERZOS MÁXIMOS POR FLEXIÓN

A pesar de que se han observado diferentes comportamientos a flexión en cada tipo de malla, se trata de predecir de una manera generalizada su resistencia por mínimos cuadrados, con expresiones que relacionen esfuerzos máximos con  $S_L$  y  $V_R$ .

$$ff_{\text{máx}} = 19.5 + 92.6 S_L, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.12)$$

$$ff_{\text{máx}} = 19.5 + 92.6 V_R, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.13)$$

Los esfuerzos máximos usando malla hexagonal en la dirección transversal son muy pequeños, por lo que no se recomienda su colocación de esa forma.

Los valores dados por las expresiones anteriores corresponden a valores medios, por lo que la probabilidad de falla es del 50%. Un criterio razonable para determinar los valores de diseño puede ser el de tomar el 90% para tener un nivel de confianza razonable.

### **3.3. COMPRESIÓN.**

La diferencia básica del estudio a compresión con respecto a las demás propiedades mecánicas del ferrocemento: tensión, flexión e impacto, es que para estas últimas se determinaron los esfuerzos para diferentes niveles de agrietamiento; en tanto que, para la prueba a compresión no fue posible hacer esto mismo, ya que para cuando se presenta el agrietamiento, la pieza ha alcanzado su máxima capacidad de carga y se presenta la falla.

Por lo anterior, se decidió efectuar el estudio de esfuerzos a compresión, mediante un registro de resistencias últimas para relacionarlas con la capacidad del mortero y con los valores del mortero de refuerzo ( $V_R$ ) o de la superficie específica ( $S_L$ ).

#### **3.3.1. ESFUERZOS MÁXIMOS EN COMPRESIÓN.**

La principal observación que se tuvo al analizar los resultados de los experimentos fue de que la resistencia a compresión disminuye a medida de que aumenta la cantidad de refuerzo, sobre todo para valores de la superficie específica  $S_L$  entre 1 y 2  $\text{cm}^{-1}$ , para valores inferiores a 1  $\text{cm}^{-1}$ , la disminución de resistencia es pequeña. Este comportamiento difiere también del tipo de malla usado, por ejemplo para el caso de metal desplegado la rapidez con que disminuye es menor que para las mallas hexagonales (gallinero).

La explicación de los resultados anteriores puede deberse a que las mallas de metal desplegado como son más rígidas trabajan más eficientemente que las hexagonales.

Las expresiones para el cálculo de la resistencia máxima en base al criterio de superficie específica ( $S_L$ ) y de volumen de

refuerzo ( $V_R$ ), para tipo de malla se presentan a continuación (se puede tomar el valor mínimo de ambas expresiones):

Para mallas de metal desplegado de 1000 g/m

$$f_c = 384 - 91.5 S_L + 7.5 S_L^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.14)$$

$$f_c = 383 - 51.5 V_R + 2 V_R^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.15)$$

Para valores de  $S_L$  de hasta  $4 \text{ cm}^{-1}$  y de  $V_R$  de hasta 8%.  
Para mallas de metal desplegado de 600 g/m.

$$f_c = 479.7 - 220.6 S_L + 42 S_L^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.16)$$

$$f_c = 478 - 161.8 V_R + 22.9 V_R^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.17)$$

Para valores de  $S_L$  de hasta  $3.8 \text{ cm}^{-1}$  y de  $V_R$  de hasta 5%.

En las mallas de gallinero, con  $S_L$  de hasta  $2.2 \text{ cm}^{-1}$  y  $V_R$  de hasta 4%, se tiene:

$$f_c = 515 - 417 S_L + 113 S_L^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.18)$$

$$f_c = 459 - 317 V_R + 75 V_R^2 \leq 350, \text{ en kg/cm}^2 \quad (3.19)$$

### 3.4. ESFUERZO POR CORTANTE

Algunas de las propiedades mecánicas del ferrocemento, no han sido lo suficientemente investigadas hasta la fecha, y no se dispone de suficiente información técnica para poder sugerir fórmulas de diseño aceptables.

Se han presentado las propiedades mecánicas obtenidos en ensayos en tracción, flexión y compresión. Sin embargo, información sobre el comportamiento a cortante es casi nula.

Algunas conclusiones a las que llegó el investigador R. Pama, para determinar la resistencia a cortante del ferrocemento son las siguientes:

- El ferrocemento puede ser tratado como un material compuesto homogéneo y sus propiedades mecánicas pueden determinarse por la ley de las mezclas.
- El refuerzo longitudinal y los estribos son efectivos para determinar la resistencia final al cortante. Los alambres que trabajan a tracción y compresión son efectivos en el rango de no fisuración, fisuración y cedencia para resistir cortante.
- Debido al bajo valor del módulo de los alambres de la malla; el módulo de elasticidad, la rigidez al cortante y la relación de Poisson (en el rango de no agrietamiento) no son muy diferentes de los del mortero. Por conveniencia de diseño, las propiedades de este último pueden ser empleadas sin una pérdida significativa de aproximación.
- También, proponen una teoría en la cual únicamente se consideran en la resistencia las capas más cercanas al exterior; y del mortero, el corazón ocupado por el esqueleto de acero no deberá ser considerado.

Estas conclusiones se sugieren se usen sólo como una guía para principiar. Todavía deberá formularse en el futuro una guía única de diseño producto de investigaciones futuras.

### **3.5. OTRAS PROPIEDADES.**

Además de las características mencionadas en los puntos anteriores, el ferrocemento tiene algunas más, que son importantes para que sea recomendable su uso en cualquier obra de edificación u otro uso, como las que se indican a continuación.

### 3.5.1. PERMEABILIDAD

La prueba de permeabilidad realizada consistió en poner una carga de agua de 10 cm a la presión atmosférica por un lapso de 7 días y para distintos espesores de placa de ferrocemento. Por ejemplo para una placa de 1 cm de espesor, la parte inferior de la misma quedaba humedecida a las 24 horas de estar en condición de prueba; las de 3 cm se encontraban parcialmente humedecidas al centro a las 24 horas de prueba, sin que se haya observado incremento de manchas en los siguientes días del ensaye; las de 5 cm de espesor, después de terminado el lapso de la prueba, se encontraba en estado seco. Este comportamiento fue el mismo para los dos tipos de refuerzo empleados (malla de gallinero o mallas de metal desplegado).

En ningún momento de los casos observados se formaron gotas en la superficie inferior de las probetas y con menor razón se formó un flujo de agua. Después de 14 ciclos de humedecimiento y secado, de las piezas de prueba, el comportamiento resultó ser el mismo, notándose en algunos casos el sello de conductos capilares, posiblemente por la acumulación de sales en ellos.

Las probetas de 2 cm de espesor permanecieron impermeables hasta para una carga de  $4 \text{ kg/cm}^2$ . Las pequeñas fugas que se presentaron fueron del orden de  $1.5 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$ , presentándose principalmente en los especímenes armados con malla de gallinero y en menores ocasiones en los armados con metal desplegado. Esto puede deberse al grado de compactación con los dos tipos de refuerzo.

### 3.5.2. PROPIEDADES TÉRMICAS

Las pruebas se realizaron de acuerdo con la Norma ASTM C 236, empleando especímenes de 1, 3 y 5 cm de espesor y dos tipos de malla: metal desplegado y gallinero. La cantidad de refuerzo en todos los casos fue de 3%. Los resultados se resumen en la siguiente tabla:

TABLA 3.3 Conductividad térmica de diferentes materiales.

Conductividad (k)	Kg - cal m/h/m <sup>2</sup> /°C	Btu pulg/h/pie <sup>2</sup> /°C
Concreto ordinario	1.5	12.0
Ferrocemento	0.82	6.5
Concreto pumítico	0.25	2.0
Concreto aireado	0.12	1.0

Comparando el valor promedio del ferrocemento de la conductividad (k) con la de los otros materiales, se puede tener una idea de sus características térmicas. Como se puede observar, el valor de la conductividad térmica del ferrocemento queda entre el concreto ordinario y el del pumítico, acercándose más al del primero.

## CAPÍTULO 4. DISEÑO DE MUROS.

El ferrocemento se presta para darle la forma que más convenga de acuerdo con el uso que se le piense dar a los elementos. Sin embargo dentro de los elementos sencillos, el perfil tipo charola presenta muchas ventajas tales como:

- Facilidad para modificar sus dimensiones: ancho y largo, con hacer pequeñas modificaciones en los moldes.

- Posibilidades para ser empleado tanto en muros como en entrepisos y techos, además en elementos tales como trabes, columnas y cimbras.

- Puede ser utilizado en su forma más simple o como tapas de un tablero sándwich.

- Puede ser empleado en diferentes posiciones, ver figura 4.1.

FIGURA 4.1 TABLEROS TIPO CHAROLA EN DIFERENTES POSICIONES



- Aún con armados pequeños los elementos para techos o entrepisos de viviendas presentan resistencia muy sobrada, con respecto a la necesaria para cargas de trabajo.

- Pueden fabricarse utilizando obra de mano no calificada y ser empleados fácilmente en procedimientos de autoconstrucción.
- Puede fabricarse con materiales ligeros.

Por las razones descritas, este trabajo se enfocó principalmente a este tipo de tableros, para poder desarrollar el proyecto de la casa habitación que se presenta en el capítulo 7.

#### **4.1. COMPORTAMIENTO DE TABLEROS A CARGA AXIAL.**

A continuación se presenta un resumen de la investigación realizada en el Instituto de Ciencia de Bangalore, India<sup>(REF: 8)</sup>, para determinar el comportamiento de tableros prefabricados de ferrocemento bajo la acción de cargas axiales.

##### **4.1.1. TABLEROS DE PARED ONDULADA.**

Se realizaron pruebas en elementos prefabricados de pared ondulada, para determinar la influencia de la relación de esbeltez y de la cantidad de refuerzo.

Se ensayaron 8 especímenes divididos en 3 series: J, A y C. ver la figura 4.2. Los elementos probados tenían un espesor de 20 mm, el refuerzo consistió en dos capas de malla trenzada de alambre galvanizado de calibres 18 y 20, además, varillas de 4 mm de diámetro. Con objeto de poder aplicar la carga, se les colocó un diafragma de 75 mm de espesor. En la figura 4.2 se muestran la geometría y los armados empleados en cada caso.

El mortero se fabricó con cemento Portland ordinario y arena de río cribada y con un módulo de finura de 2.31. La relación cemento/arena=0.50 y la relación agua/cemento=0.48 en peso.

Al mismo tiempo que se colaron los especímenes, se colaron cubos para probar el mortero, además 3 placas de mortero y 3 de ferrocemento. Todos los modelos fueron curados durante 28 días y fueron probados a compresión.

En la tabla 4.3 se presentan detalles de las cargas finales, la resistencia a compresión resultante en la prueba de los cubos y las placas de mortero y las de ferrocemento.

TABLA 4.3. Características y resistencia de los modelos.

SERIE	ÁREA BRUTA Kg/cm <sup>2</sup>	RELACIÓN ESBELTEZ L/r	REFUERZO		RESIST. CÚBICA Kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA DE PLACAS (Kg/cm <sup>2</sup> )		CARGA ULTIMA TON
			MALLA	No. BARRAS ∅ = 4 mm		MORT.	FERROC..	
J <sub>1</sub>	189.8	18.79	4 X 20 <sup>a</sup>	—	182.00	194.00	158.0	28.0
J <sub>2</sub>	189.8	18.79	4 x 20 <sup>a</sup>	6	234.18	180.00	243.3	37.4
J <sub>3</sub>	—	—	—	13	203.23	182.13	162.09	27.0
A <sub>1</sub>	132.3	38.25	2 x 18 <sup>b</sup>	—	298.87	268.63	215.19	34.4
A <sub>2</sub>	—	—	—	4	260.19	213.08	220.11	34.0
A <sub>3</sub>	—	—	—	9	259.14	185.65	222.22	42.5
C <sub>1</sub>	122.0	21.22	2 X 18 <sup>b</sup>	—	138.12	118.98	97.89	16.9
C <sub>2</sub>	—	—	—	3	210.97	135.02	168.07	17.5

Límite elástico de las barras = 5780 Kg/cm<sup>2</sup>

Límite elástico de los alambres = 4600 y 3850 Kg/cm<sup>2</sup>

Durante la prueba de las paredes se midieron las deformaciones laterales, estas deformaciones fueron de pequeña magnitud y se supone que es posible se deban a excentricidad de la carga aplicada.

En general los especímenes fallaron ruidosamente presentando desconchamiento del mortero de recubrimiento, en alguno de los modelos las mallas que quedaron expuestas sufrieron pandeo.

<sup>a</sup> Malla del alambre galvanizado cal. 20 y abertura de 1/4"

<sup>b</sup> Malla del alambre galvanizado cal. 18 y abertura de 1/2"

Los resultados mostraron que no hay diferencia apreciable de resistencia entre las placas de mortero y las de ferrocemento. Además, ambas placas mostraron una resistencia a compresión del orden del 83% de la resistencia de los cubos.

Los tableros ondulados probados se comportan como columnas cortas para relaciones  $L/r < 38$ .

#### **4.1.2 FORMULAS PARA EL CÁLCULO DE LA CARGA FINAL ( $P_c$ )**

Se emplearon ocho fórmulas diferentes para obtener los valores teóricos de las cargas finales y se presentan a continuación, todas ellas se emplean en cálculos de concreto reforzado, pero fueron empleadas con objeto de comparar con los resultados experimentales.

$$P_c = K f_{cu} A_c + f_{my} A_m \quad (4.1)$$

$$P_c = K f_{cu} A_c + f_{my} A_m + f_{sy} A_s \quad (4.2)$$

$$P_c = f_f A_g \quad (4.3)$$

$$P_c = f_f A_g + f_{sy} A_s \quad (4.4)$$

$$P_c = 0.55 \phi f'_c A_g \{1 - (L_c/40h)^2\} \quad (4.5)$$

$$P_c = 0.40 f_{cu} A_c + 0.67 (A_m f_{my} + A'_s f'_y) \quad (4.6)$$

$$P_c = 0.20 f'_c A_g \{1 - (L_c/40t_c)^3\} A_g \quad (4.7)$$

$$P_c = 0.67 f_{cu} A_g \{1 - (L_c/40h)^2\} + 0.67 (A_m f_{my} + A_s f_y) \quad (4.8)$$

donde:

- $f_{cu}$  = resistencia del cubo de mortero.
- $A_c$  = área del mortero
- $K$  = factor de reducción supuesto (0.67).
- $f_{my}$  = límite elástico del alambre de la malla.
- $A_m$  = área de los alambres de la malla que actúan a compresión.
- $f_{sy}$  = esfuerzo en el límite elástico de las barras de refuerzo.
- $A_s$  = área de las barras de refuerzo.
- $f_f$  = resistencia de la placa de ferrocemento.
- $A_g$  = área bruta del elemento de ferrocemento (no se considera el área de las barras).
- $\emptyset$  = factor de reducción.
- $f'_c$  = resistencia de los cubos de mortero.
- $L_e$  = longitud del elemento.
- $h$  = peralte de la sección ondulada.
- $A'_s$  = área del refuerzo de compresión.
- $f'_y$  = resistencia del refuerzo de compresión.
- $t_e$  = es el espesor de la sección ondulada.

La aplicación de las fórmulas 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 y 4.8 para el cálculo de las cargas finales dan resultados muy aproximados con respecto a las pruebas. Las fórmulas 4.5 y 4.6 dan valores conservadores.

#### 4.1.3 TABLEROS TIPO CHAROLA.

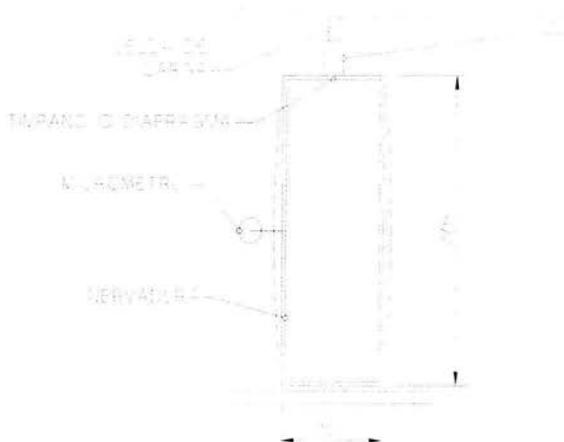
En el estudio presentado en la referencia 8, se realizó un estudio de tableros tipo charola de lotes existentes, estos tableros presentaban golpes y algunos en los bordes mostraban el refuerzo descubierto.

El objeto de probarlos así, fue tener una medida real de la resistencia, pensando en que muchos de ellos tanto en su transporte como en su montaje sufrirán golpes y daños.

Los tableros fueron ensayados para determinar su comportamiento bajo sollicitaciones de flexión, compresión, torsión e impacto. En este capítulo se tratará únicamente los resultados obtenidos para tableros de muro bajo carga en la dirección vertical.

En la figura 4.4 se presenta la prueba a compresión de un tablero tipo charola. La carga se aplicó con un gato hidráulico y se midió con una celda de carga y el correspondiente indicador.

FIGURA 4.4 ENSAYE DE UN TABLERO TIPO CHAROLA A CARGA AXIAL



Normalmente los tableros de muro estarán sujetos a cargas verticales uniformes, en el ensaye se aplicó una carga concentrada de 6 toneladas en el borde superior (tímpano).

La concentración de la fuerza hizo que se deformara y agrietara el tímpano superior, en el tímpano opuesto en que la carga se repartió mejor no falló.

El desplazamiento máximo horizontal de una de las nervaduras en el centro de su longitud fue de 3.3 mm.

Conclusión: Dado que la falla fue por flexión del tímpano bajo una carga prácticamente concentrada, podemos suponer que si se emplea el tablero como muro, el muro superior transmitirá la carga directamente sobre las nervaduras, apoyándose poco en el borde libre del tímpano. Además, que el tímpano del tablero superior se apoyará en el inferior, duplicando por lo tanto el apoyo.

Podemos concluir que los diafragmas verticales ni el tímpano no fallarán con una carga de 6 ton, ya que no la reciben directamente.

## CAPÍTULO 5. DISEÑO DE ENTREPISOS Y CUBIERTAS.

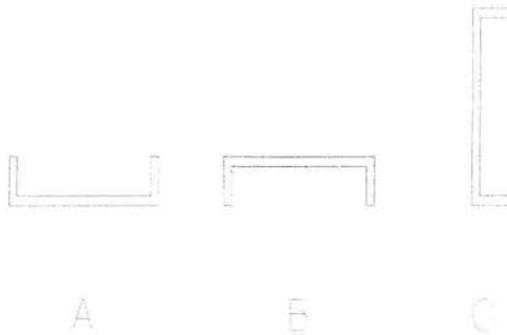
### 5.1 TABLEROS RECTANGULARES TIPO CHAROLA.

Al igual que los ensayos a compresión presentados en el capítulo 4, realizados en tableros que presentaban golpes y daños en el refuerzo, también para los ensayos a flexión se hicieron en tableros con las mismas características.

Así pues las pruebas presentadas en la referencia 1 dan una medida real del grado de seguridad que ofrecen los tableros, aún con daños locales.

Los tableros fueron ensayados varias veces y en diferentes posiciones en las que podían ser colocados los tableros, como se muestra en la figura 5.1

FIGURA 5.1 DESIGNACIÓN DE LAS DIFERENTES POSICIONES



El objeto de realizar con el mismo tablero tres o más pruebas, como se hizo en varios casos, fue determinar su resistencia aún en condiciones ya desfavorables por haber sufrido daños y agrietamientos en pruebas anteriores. Los ensayos demostraron las posibilidades de arreglo de los elementos aún con fallas importantes, observándose con ello las ventajas del material.

En este capítulo únicamente se presentan las pruebas realizadas en tableros tipo II y en la posición A y B, que son las que generalmente se usan para armar sistemas de entresijos y cubiertas. Al final se presenta un resumen de las pruebas realizadas en tableros con geometrías (tipo I, II, III etc.), posiciones (A, B y C) y armados diferentes.

### **5.1.1 COMPORTAMIENTO BAJO SOLICITACIONES DE FLEXIÓN**

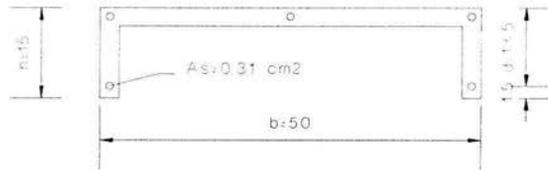
**(Sin considerar la resistencia de la malla de gallinero).**

Se ensayaron tableros tipo I y II a flexión con objeto de determinar que tanto se podría aplicar la teoría elemental del Diseño al Límite considerando solamente como refuerzo el formado por los alambrones de 1/4", despreciando el efecto de la malla de gallinero, lo cual se hará posteriormente una vez planteada la hipótesis de su colaboración en la resistencia.

**Ensayo en tablero tipo II, en posición "B".** Se probó a flexión, sujetándolo a la acción de una carga concentrada, como viga libremente apoyada y con un claro de 2.80 m.

Las dimensiones de los tableros y el refuerzo se muestran en la figura 5.2.

FIGURA 5.2 TABLERO TIPO II, POSICIÓN "B"



### Cálculo del momento de falla $M_u$ Teórico.

Los momentos teóricos de falla se calcularon considerando los siguientes datos:

Mortero  $f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$

Refuerzo: Alambión de 1/4"  $f_y= 2800 \text{ kg/cm}^2$

Área del alambión =  $0.31 \text{ cm}^2$

Dada la pequeña cuantía del refuerzo que va a trabajar a tracción, el elemento puede considerarse como subreforzado es decir que la falla deberá ser de tracción.

El momento de falla  $M_u$  teórico se calcula aplicando la teoría del diseño al límite, considerando únicamente el refuerzo longitudinal de los alambiones colocados en la parte inferior de los elementos verticales.

El momento de falla  $M_u$  teórico vale:

$$M_u = A_s f_y d \{1 - (A_s f_y / 1.7 f'c b d)\} \quad (5.1)$$

En nuestro caso

$$M_u = 0.62 \times 2800 \times 13.5 \{1 - (0.62 \times 2800 / 1.7 \times 200 \times 13 \times 13.5)\}$$

$$M_u = 23\,272 \text{ kg-cm} = 232.72 \text{ kg-m}$$

### Cálculo de momento de falla $M_{u\text{ pr}}$ de prueba

En la prueba del tablero tipo II se observó la aparición de pequeñas grietas en la zona de tracción máxima con una carga de 468 kg (concentrada) y con una flecha de 1.78 cm. Se continuó incrementando la carga y llegó hasta 680 kg con una flecha de 8.89 cm. Se dejó la carga aplicada y la flecha creció hasta 15.2 cm. Si se considera como carga de falla 680 kg, el momento de falla de prueba vale:

$$M_{u\text{ pr}} = (680 \times 2.80 / 4) + (44.4 \times 2.8^2 / 8)$$

44.4 es el peso del tablero (Kg/m)

$$M_{u\text{ pr}} = 519.5 \text{ kg-m}$$

La relación entre los momentos en la prueba y el teórico vale:

$$M_{u\text{ pr}} / M_{u\text{ teó}} = 2.23$$

### Momento de diseño $M_d$

El momento de diseño determinado del valor obtenido en la prueba valdrá, éste dividido entre el factor de carga que podemos considerar de 1.5.

$$M_d = 519.5 / 1.5 = 346.33 \text{ kg-m}$$

para este claro de 2.8 m la carga de diseño si fuera uniforme valdría:

$$W_d = 346.33 \times 8 / 2.80^2 = 353.4 \text{ kg/m}$$

En la figura 5.3 se presentan la gráfica: carga-deformación del tablero tipo II, en la tabla 5.4 se muestra las características geométricas y armados de los tableros ensayados, y finalmente en la tabla 5.5 se resumen los resultados de las pruebas realizadas.

Con base en todas las pruebas realizadas se puede concluir lo siguiente:

1) La resistencia de los tableros armados con alambazón de resistencia normal o de electromalla y tres capas de tela de gallinero de alambre calibre 22 y agujero hexagonal de 1", empleado como elementos estructurales para techos y muros trabajando a flexión y compresión respectivamente, supera con creces la solicitada por las cargas de diseño y aún extraordinarias que se puedan presentar.

2) La falla local en cualquier zona del elemento estructural se puede arreglar sin alterar desventajosamente su resistencia.

3) El que un tablero haya sido cargado varias veces no altera su resistencia y sí consigue disminuir un poco las deformaciones.

4) La falla a compresión local o tracción se presenta prácticamente bajo la misma intensidad de carga.

5) Dada las pésimas condiciones en que se encontraban algunas zonas del elemento antes de probarse y su estado final en que se le arregló en forma elemental, se puede considerar que cualquier elemento aparentemente destruido puede ser empleado sin temor, si se substituye el mortero fracturado y se arregla el armado si ha sido dañado.

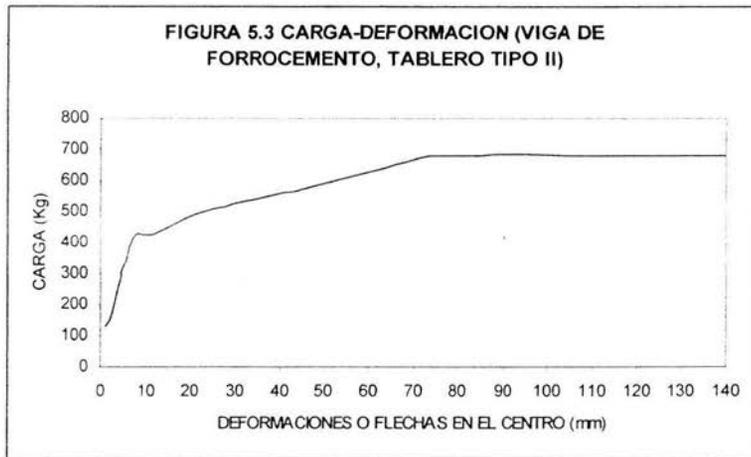


TABLA 5.4. Características geométricas de los tableros.

Tablero Tipo	Ancho (cm)	Peralte (cm)	Parrilla	TELA DE GALLINERO			REFUERZO ADICIONAL		
				Abert.	alambre	capas	∅	cantidad	lugar
I	50	13	∅ ¼"	Hexag 1"	Cal. 22	3	---	---	---
II	50	15	∅ ¼"	Hexag 1"	Cal. 22	3	---	---	---
III	50	17.5	Electro malla 6X6 4/4	Hexag 1"	Cal. 22	3	---	---	---
1	50	18	Electro malla 6X6 6/6	Hexag 1 1/2"	Cal. 20	3	1/4"	3	Patines
2	50	18	Electro malla 6X6 6/6	Hexag 1 1/2"	Cal. 20	3	1/4"	2	Patines
3	50	18	Electro malla 6X6 6/6	Hexag 1 1/2"	Cal. 20	3	1/4"	1	Patines
4	50	17.5	Electro malla 6X6 6/6	Hexag 1 1/2"	Cal. 20	2	---	---	---
5	50	17.5	Electro malla 6X6 6/6	Hexag 1 1/2"	Cal. 20	2	---	---	---

TABLA 5.5. RESUMEN DE PRUEBAS DE TABLEROS EN DIFERENTES POSICIONES.

Tablero Tipo	Posición	H Cm	M <sub>up</sub> Kg-m	M <sub>ut</sub> Kg-m	$\frac{M_{up}}{M_{ut}}$	OBSERVACIONES		
						Claro (m)	F <sub>y</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	P <sub>u</sub> Kg
I	B 	13	390	198	1.97	2.62	2800	531
II	B 	15	520	232	2.24	2.62	2800	680
II	B 	15	504	232	2.17	2.62	2800	658
II	B 	15	496	232	2.14	2.62	2800	646
III	C 	50	2197	808	2.70	3.50	2800	2435
II'	C 	56	2457	936	2.63	3.15	2800	3035
III	A 	17.5	998	669	1.49	3.00	5000	1264

M<sub>ut</sub> = Momento (teórico) de falla

M<sub>up</sub> = Momento (prueba) de falla

P<sub>u</sub> = Carga de falla

TABLA 5.5. RESUMEN DE PRUEBAS DE TABLEROS EN DIFERENTES POSICIONES (CONTINUACIÓN).

Tablero tipo	Posición	H cm	Mup Kg-m	Mut Kg-m	$\frac{Mup}{Mut}$	OBSERVACIONES
1	A 	18	948	513	1.84	2da. prueba (sin resanar)
1	B 	18	1161	811	1.43	Esqueleto de electromalla 6x6-6/6 (1ra. prueba)
1	C 	50	2444	1935	1.26	2da. prueba (después de resanar)
2	A 	18	751	513	1.46	3ra. prueba (resanada)
2	B 	18	975	811	1.20	2da. prueba (sin resanar)
2	C 	50	2469	1605	1.54	1ra. prueba (flexión tramo del patín superior)
3	B 	18	669	548	1.22	2da. prueba (tablero ya dañado, no se resano)
3	C 	50	1916	1261	1.52	1ra. prueba (flexión tramo del patín superior)
4	B 	17.5	431 493	285 285	1.51 1.73	1ra. y 2da. prueba
4	C 	50	817	863	0.95	3ra. prueba (ya fallada en patines, sin arreglar)
5	A 	17.5	462	530	0.87	4ta. prueba (sin resanar)
5	B 	17.5	461	282	1.63	1ra. prueba
5	B 	17.5	435	282	1.54	2da. prueba
5	C 	50	650	863	0.75	3ra. prueba (sin arreglar)

### 5.1.1 COMPORTAMIENTO BAJO SOLICITACIONES DE FLEXIÓN

(Considerando la resistencia de la malla de gallinero).

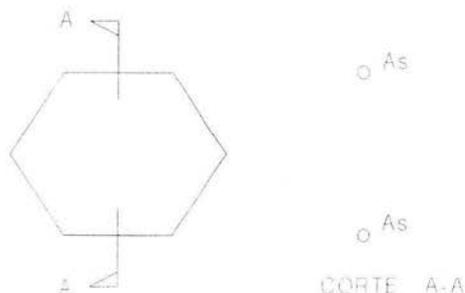
Hipótesis del comportamiento de la tela de gallinero y su colaboración al momento de ruptura del tablero a flexión.

Para explicar y cuantificar el valor del momento resistente que es aceptado por la tela de gallinero, partiremos del supuesto de que en el momento de la falla por tracción del elemento sujeto a flexión, toda la armadura de la sección transversal falla con un esfuerzo con valor igual a  $f_y$  (esfuerzo en el límite elástico), es decir aplicaremos la teoría de la falla en la forma siguiente:

Se han calculado ya los momentos teóricos que resisten los refuerzos longitudinales, a continuación se explica la forma en que se cree se comporta la tela de gallinero.

Considerando que se emplea tela de gallinero que tiene abertura hexagonal y que está soportando un esfuerzo de tracción, como se indica en la figura 5.6.

FIGURA 5.6 ABERTURA HEXAGONAL, TELA DE GALLINERO



Si suponemos cortada la tela en la sección A-A, el esfuerzo resistido por la tela sería igual a:

2 As fy          de acuerdo con la teoría.

En los tableros probados se ha empleado tela de gallinero de abertura de 1" y 1 1/2". Fabricadas con alambres de calibres números 22 y 20 respectivamente. Las áreas son 0.397 mm<sup>2</sup> y 0.608 mm<sup>2</sup> respectivamente.

Ahora bien como son dos hilos, el área será el doble de la indicada para cada tipo de abertura, entonces el área por centímetro vale:

Para la tela de abertura de 1"

$$2 \times 0.397 / 2.54 = 0.3126 \text{ mm}^2/\text{cm}$$

Para la tela de abertura de 1 1/2"

$$2 \times 0.608 / 3.81 = 0.3192 \text{ mm}^2/\text{cm}$$

La diferencia es muy pequeña por lo que se puede emplear casi sin diferencia notable una u otra.

#### **Momento de falla que resiste la tela de gallinero.**

Momento de falla que es capaz de resistir la tela de gallinero en tableros en la posición "A" y "B".

**POSICIÓN A.** De la figura 5.7 si se determina el centro de gravedad de la tela de gallinero, tendremos que la tela colocada en la losa trabaja a tracción, en nuestro caso despreciaremos la tracción que puede tomar el pequeño tramo vertical de tela de cada lado.

Entonces el procedimiento de cálculo se simplifica pues bastará con agregar el área de la tela de gallinero que hay en el tramo "b" al área del refuerzo longitudinal y aplicar la fórmula acostumbrada.

**Ejemplo: Tablero tipo III, posición A** (figura 5.8), armado con electromalla tipo 6X6-4/4 y tres capas de tela de gallinero de alambre calibre 22 y abertura hexagonal de 1".

El momento resistente  $M_u$ , se calculará sumando al área de los cuatro alambres de la electromalla el área de la tela en el tramo "b" que es de 47.5 cm.

$$\text{Área de los cuatro alambres} = 4 \times 0.257 = 1.0280 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de las capas de gallinero} = 3 \times 0.3126 \times 47.5 = 0.4455 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área total} = 1.4735 \text{ cm}^2$$

Si se supone ahora que la tela de gallinero resiste lo mismo que la electromalla, entonces podemos calcular ya el  $M_u$  con la fórmula 5.1.

Substituyendo valores tenemos:

$$M_u = 1.4735 \times 5000 \times 16 \{1 - (1.4735 \times 5000 / 1.7 \times 200 \times 5 \times 16)\}$$

$$M_u = 859 \text{ Kg-mt.}$$

Si usamos  $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$  tenemos:

$$M_u = 1.4735 \times 5000 \times 16 \{1 - (1.4735 \times 5000 / 1.7 \times 350 \times 5 \times 16)\}$$

$$M_u = 996 \text{ Kg-mt.}$$

El valor obtenido en la prueba es de  $M_{up} = 997 \text{ Kg-m}$ , ver tabla 5.5. La diferencia puede explicarse si el mortero del tablero ensayado tiene una resistencia de  $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ .

**Ejemplo: Tablero tipo 3, posición B (figura 5.9).** Primero calcularemos el momento resistido por el refuerzo longitudinal formado por 4 alambrones de diámetro de 1/4" y dos alambres de la electromalla localizados en los extremos de los patines con área de 0.187 cm<sup>2</sup> cada uno. Segundo, se le agregará el momento que suponemos que resiste la tela de gallinero.

FIGURA 5.7 TABLERO EN POSICION "A"

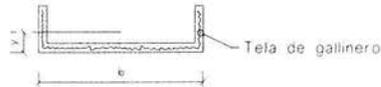
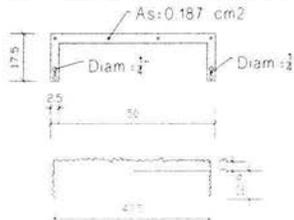


FIGURA 5.8 TABLERO TIPO 3, POSICION "A"



FIGURA 5.9 TABLERO TIPO 3, POSICION "B"



Para la primera parte se aplica la fórmula ya conocida:

$$M_u = (2 \times 0.187 \times 5000 + 2 \times 0.31 \times 2800) 16.5 \{ 1 - (3606 / 340 \times 50 \times 16.5) \}$$

$$M_u = 587 \text{ Kg-mt.}$$

Para la segunda parte consideraremos el efecto de la tela de gallinero. Determinaremos el centro de gravedad de la tela y el momento resistente.

Tomando momento con respecto a la tela horizontal, se tiene:

$$y = (16.25 \times 2 \times 8.125) / 80 = 3.3 \text{ cm}$$

$$M_u = 12.95 \times 2 (6.475 + 3.3) 5000 \times 0.0957 = 121 \text{ Kg-m}$$

Entonces, el momento vale:  $M_u = 587 + 121 = 708 \text{ Kg-m}$

El obtenido en la prueba fue de  $M_{up} = 669 \text{ Kg-m}$ , hay una diferencia de 5% lo cual es explicable puesto que el perfil ya había sido ensayado en la posición "C", ver tabla 5.5.

En la gráfica 5.10 se presentan los momentos de falla resistidos por el armado longitudinal (electromalla tipo 6x6-4/4) y los resistidos por la tela de gallinero

### **5.1.3. DISEÑO DE ENTREPISOS Y TECHOS.**

Si se tienen tablas con los valores de los momentos de falla  $M_{up}$  de los tableros rectangulares, podemos determinar con toda facilidad los valores de  $W_d$  ó  $L$ , como ya se vio en el inciso 5.1.1.

$$M_d = M_{up}/FS$$

$$W_d = \text{Carga de diseño.}$$

$$L = \text{Claro de la viga.}$$

para tableros simplemente apoyados, la carga de diseño si fuera uniforme valdría:

$$W_d = M_d \times 8 / L^2$$

A continuación se presentan cuatro figuras (figuras 5.10 a 5.13), con los valores de los momentos de falla.

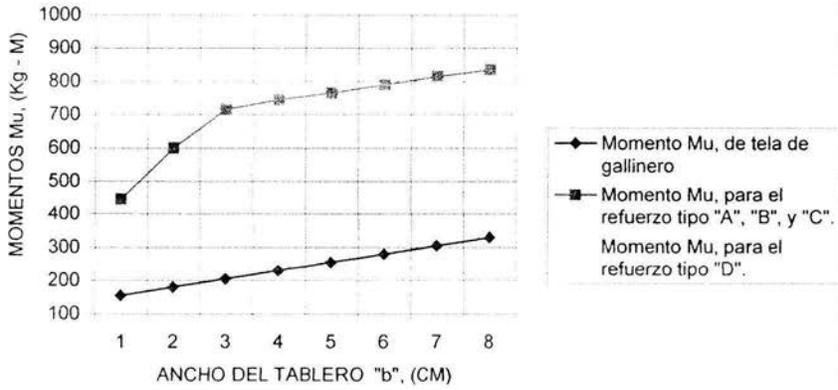
Figura 5.10 Momentos de falla considerando la resistencia del refuerzo longitudinal, y de la tela de gallinero.

Figura 5.11 Momentos de falla para diferentes áreas de refuerzo longitudinal, ancho = 60 cm y peralte = 15 cm.

Figura 5.12 Momentos de falla para diferentes áreas de refuerzo longitudinal, ancho = 30 cm y peralte = 13 cm.

Figura 5.13 Momentos de falla para diferentes áreas de refuerzo longitudinal, ancho = 60 cm y peralte = 13 cm.

**FIG.5.10 MOMENTO DE FALLA  $M_u$ , Para diferentes tipos de refuerzo longitudinal (malla electrosoldada 6x6-4/4, y tela de gallinero).**



**FIG. 5.11 MOMENTOS DE FALLA  $M_u$ , PARA DIFERENTES AREAS DE REFUERZO LONGITUDINAL (mortero usado  $f'_c=200$  Kg/cm<sup>2</sup>, no se consideró el efecto de la tela de gallinero).**

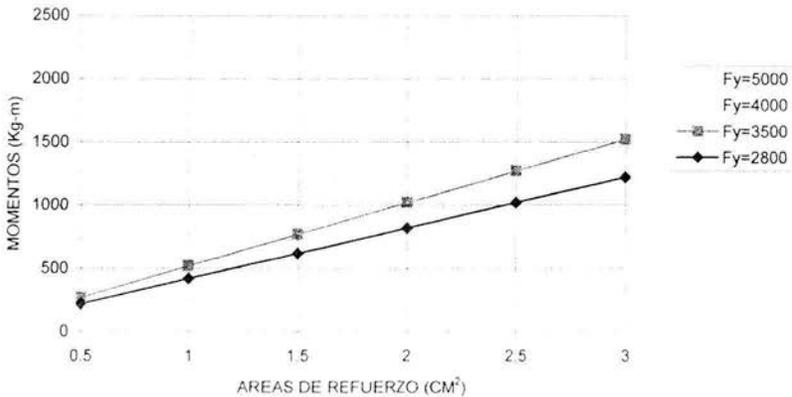


FIG. 5.12 MOMENTOS DE FALLA  $M_u$ , PARA DIFERENTES AREAS DE REFUERZO LONGITUDINAL. (mortero usado  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ , no se consideró el efecto de la tela de gallinero).

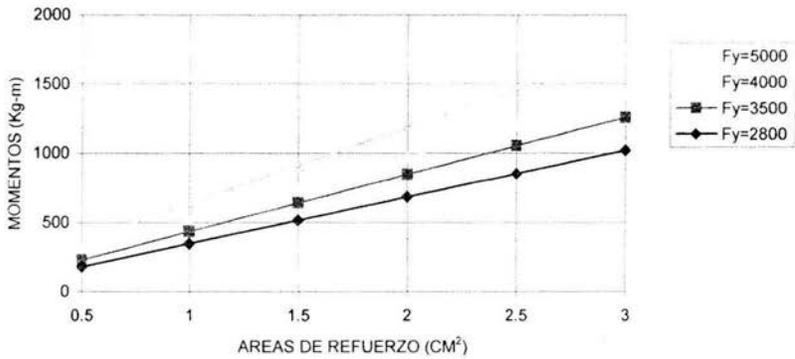
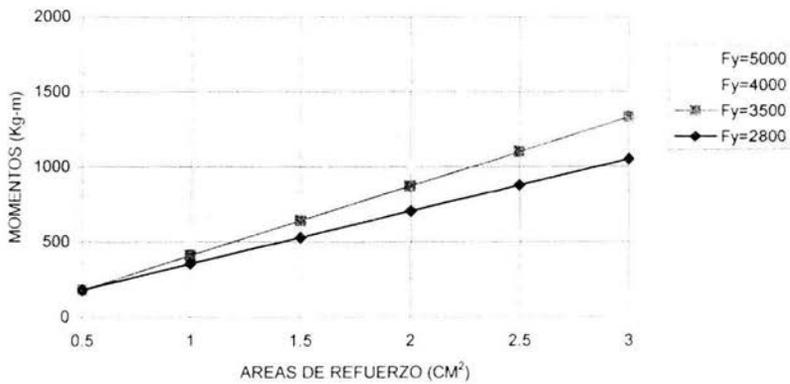


FIG. 5.13 MOMENTOS DE FALLA  $M_u$ , PARA DIFERENTES AREAS DE REFUERZO LONGITUDINAL. (mortero usado  $f'c=200 \text{ Kg/cm}^2$ , no se consideró el efecto de la tela de gallinero).



## **CAPÍTULO 6. UNIONES Y JUNTAS CONSTRUCTIVAS.**

Para que los elementos de ferrocemento integradas tengan un buen comportamiento ante las cargas gravitacionales y laterales (sismo); en este capítulo, se mencionarán (en forma esquemática y descriptiva), las formas más comunes de unir las piezas de ferrocemento: muro con muro, cubierta o entrepiso con muro y muro con cimentación.

### **6.1. JUNTA DE LOSA DE ENTREPISO CON MUROS.**

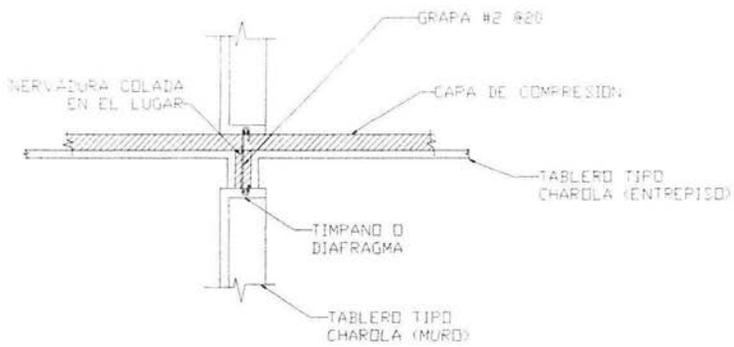
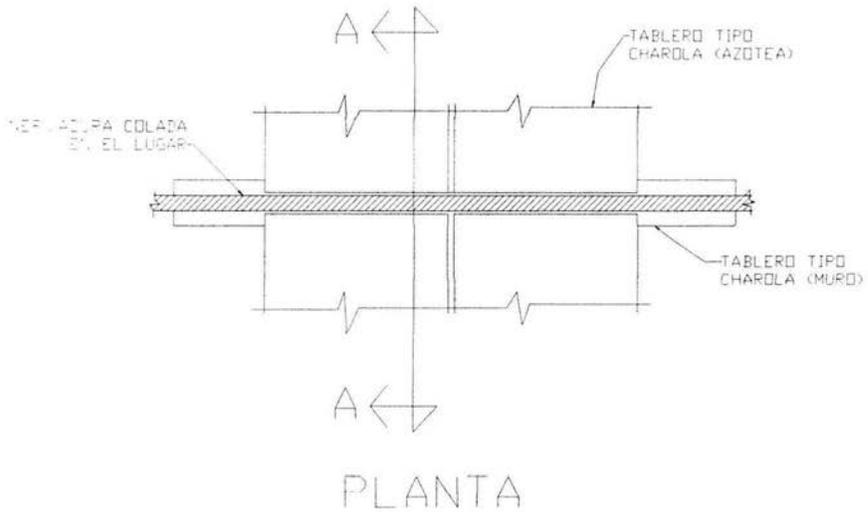
Las juntas horizontales de la estructura, son zonas de posible falla ya que tienen que tener la capacidad de resistir y transmitir las fuerzas horizontales, a los elementos resistentes. Entre otros factores, este comportamiento depende principalmente de la conexión entre estos elementos.

La figura 6.1 muestra una sugerencia de la forma como se puede hacer la conexión de muros con la losa. Los muros y techos se fijan por medio de juntas de concreto colado en el lugar, para asegurar la adecuada continuidad.

El uso del ferrocemento como elementos resistentes y a la vez como cimbra para colar castillos y dalas de concreto, elimina la desventaja de las paredes precoladas.

Los muros pueden conectarse con los demás elementos resistentes a través de varillas de anclaje. La tracción producida en la junta es transmitida por el acero de refuerzo y principalmente por las varillas verticales.

FIGURA 6.1 CONEXIÓN DE MURO CON LOSA.



CORTE A-A

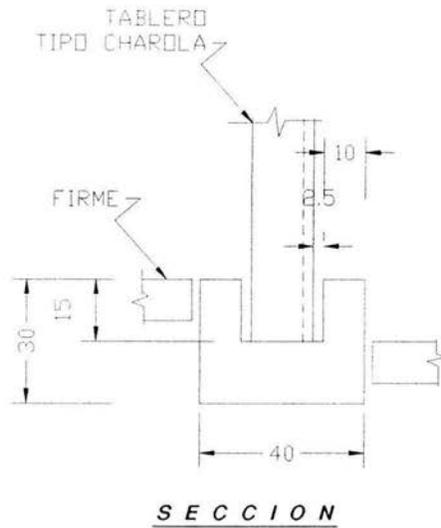
Para mejorar el aislamiento térmico y acústico se pueden rellenar los espacios entre los elementos de ferrocemento con materiales baratos de diferente tipo (como por ejemplo: unicel, esponjas, cartón, etc.).

Las uniones entre los elementos de techo y muros en habitaciones de un piso, se ha resuelto fijando los tableros del techo por medio de tornillos y en otros casos sólo se apoya el elemento del techo directamente sobre los muros.

## **6.2. JUNTA DE MUROS CON CIMENTACIÓN.**

Los anclajes o uniones de los muros de ferrocemento con su cimentación, pueden hacerse como se muestra en la figura 6.2, en la cual se muestra una zapata de concreto reforzado con un hueco en la parte superior de la misma y en toda su longitud, es un poco más ancho que el muro para poder colocarlo, alinearlos y dejarlos completamente verticales, después de lo cual se procederá a rellenar dicha holgura con mortero.

FIGURA 6.2 CIMENTACIÓN PARA TABLEROS TIPO CHAROLA



### 6.3. JUNTAS ENTRE MUROS.

#### 6.3.1 Juntas en esquina, en forma de "T", y en forma de cruz.

Las paredes pueden ser construidas por la unión de dos unidades como se muestran en las figuras 6.3 a 6.8. Los muros pueden ser de carga o divisorios. En los muros exteriores se puede emplear concreto ligero colado en el lugar, haciendo que sean elementos continuos considerando un sistema de juntas adecuado.

## FIGURA 6.3 UNIONES EN ESQUINA.

FIGURA 6.3a CON ALERO.

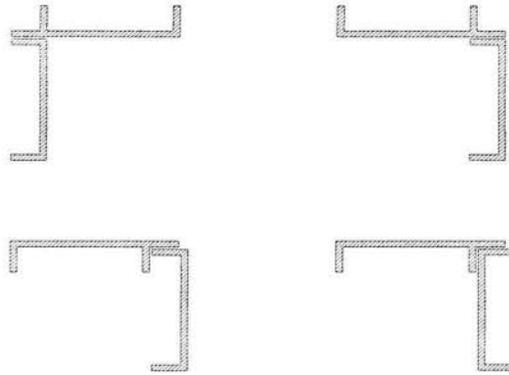


FIGURA 6.3b SIN ALERO.



FIGURA 6.5 UNIONES EN "T".

FIGURA 6.5a SIN CASTILLO.

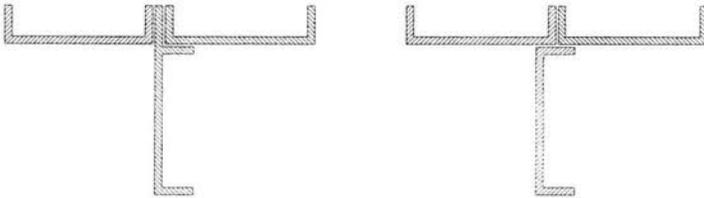


FIGURA 6.5b CON CASTILLO.

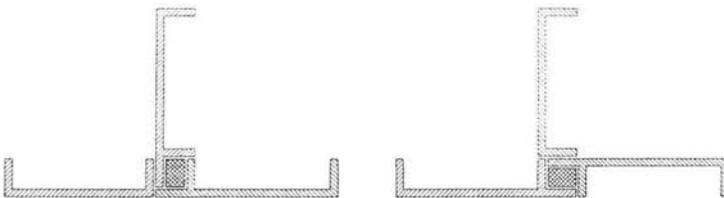


FIGURA 6.7 UNIONES TRASLAPADAS.

FIGURA 6.7a CON MATERIAL AISLANTE.

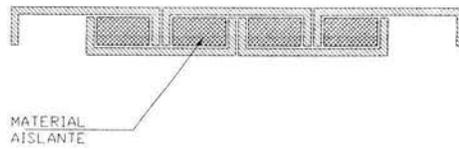


FIGURA 6.7b EN ESQUINA.

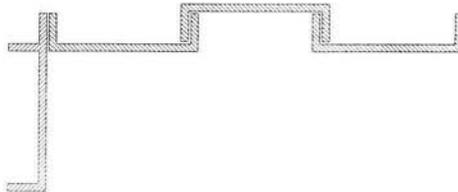
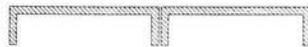


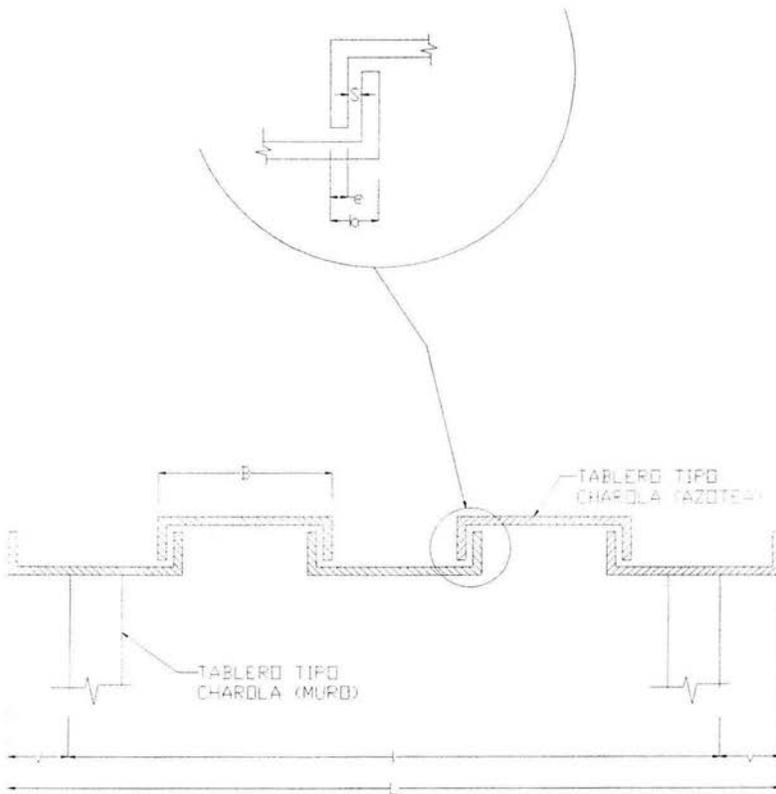
FIGURA 6.8 UNION SENCILLA.



#### 6.4. TIPOS DE COLOCACIÓN DE TABLEROS EN EL TECHO.

En el caso de colocar los tableros rectangulares de ferrocemento "engargolados" (ver figura 6.9), se puede calcular el número de piezas a emplear y su separación con el siguiente procedimiento.

FIGURA 6.9 TABLEROS "ENGARGOLADOS"



ELEVACIÓN

Por ejemplo si se tiene que cubrir un claro de longitud  $L$ , se tienen que colocar los tableros externos hacia arriba como se muestra en la figura 6.9.

La dimensión de la junta  $b$  está dada por la expresión:  $b = 2e + S$ , siendo "e" el espesor de las nervaduras,  $S$  la separación elegida, "v" el volado del tablero,  $B$  el ancho del tablero y  $N$  el número de tableros.

El valor de  $L$  puede relacionarse de dos formas:

$$L = l + 2v \quad (6.1)$$

$$L = NB - (N-1)(2e + S) = N(B-2e-S) + 2e + S \quad (6.2)$$

De lo anterior, se pueden deducir las siguientes fórmulas:

$$N = (l + 2v - 2e - S) / (B - 2e - S) \quad (6.3)$$

$$S = (N(B - 2e) + 2e - L) / (N - 1) \quad (6.4)$$

$$v = (N(B - 2e - S) + 2e + S - l) / (2) \quad (6.5)$$

Se puede calcular el ancho del tablero de ferrocemento con la siguiente expresión:

$$B = (L + (N-1)(2e + S)) / N \quad (6.6)$$

La aplicación de estas fórmulas se muestra en algunos ejemplos:

1.- Se desea cubrir una longitud de losa  $L = 7.0$  m, con tableros de ancho  $B=0.65$  m,  $e=3$  cm y  $S=2$  cm. Primero se calcula el número de tableros  $N$  con la fórmula 6.3.

$$N = (700 - 6 - 2) / (65 - 6 - 2) = 12.1 \text{ tableros}$$

Como tiene que ser un número entero, en este caso se pueden elegir 13 tableros, entonces se procederá a calcular el espesor de la junta con la fórmula 6.4.

$$S = (13 (65-6) + (6 - 700)) / (12) = 6.08 \text{ cm}$$

Este valor es grande, por lo que se recomienda aumentar el volado "v" definido en la figura 6.9, entonces suponiendo  $l = 6.5$  m y proponiendo  $v = 25$  cm, se determina el valor de  $e$  y  $S$  en la fórmula 6.5. Para  $S = 4$  cm

$$v = \frac{(13)(65-10) + 10 - 650}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

Resumiendo las soluciones: para  $N = 13$

$$l = 6.5 \text{ m} ; v = 25 \text{ cm} ; S = 6.08 \text{ cm}$$

$$l = 6.5 \text{ m} ; v = 37.5 \text{ cm} ; S = 4 \text{ cm}$$

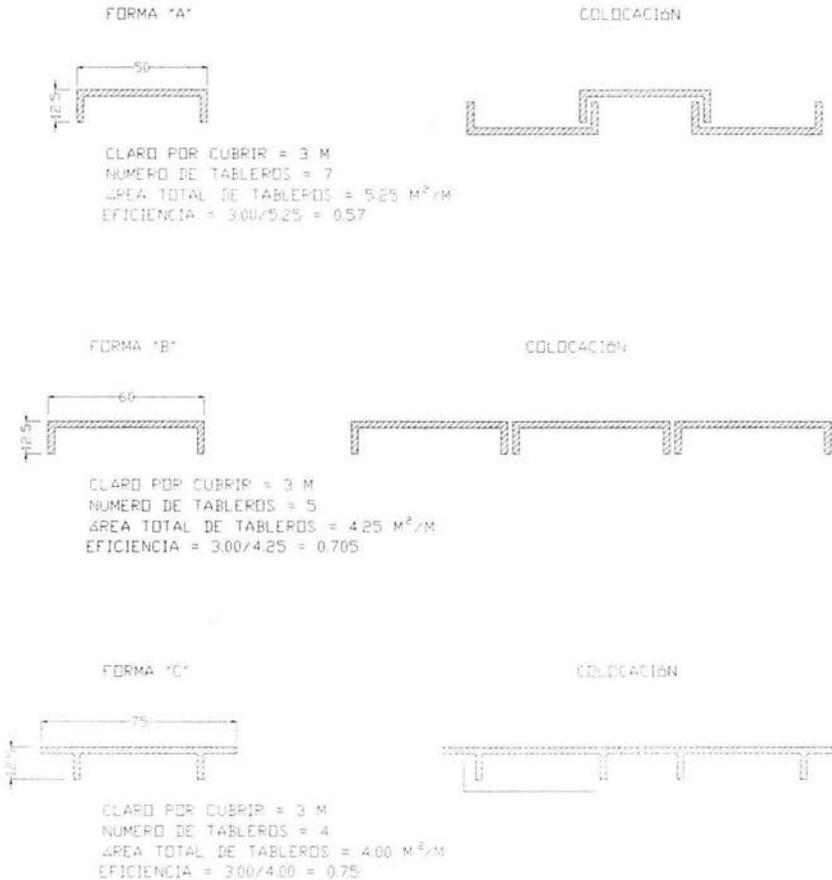
Variando los datos, es decir; conociendo  $L$ ,  $N$ ,  $e$  y  $S$  calculamos el ancho del tablero  $B$ .

$$L = 8.0 \text{ m} ; N = 17 ; 2e = 6 \text{ cm} ; S = 3 \text{ cm}$$

$$B = \frac{800 + 16 (9)}{2} = 55.5 \text{ cm}$$

En la figura 6.10, se presentan tres posibles formas de colocación de tableros y sus eficiencias.

FIGURA 6.10 FORMAS DE COLOCACIÓN DE TABLEROS Y EFICIENCIAS

**RESULTADOS:**

La forma "C" es 24% más económica que la "A".

La forma "C" es 6% más económica que la "B".

La forma "B" es 20% más económica que la "A".

ESTA TESIS NO SALE  
 DE LA BIBLIOTECA

## **CAPÍTULO 7. PROYECTO DE UNA VIVIENDA DE FERROCEMENTO.**

### **7.1. TABLEROS RECTANGULARES TIPO CHAROLA.**

En este trabajo se presenta una alternativa económica para la construcción de viviendas con paneles prefabricados de ferrocemento.

Las características de estos paneles permiten usar métodos sencillos de construcción y montaje, para que gente no calificada pueda fabricarlos y montarlos, con una asesoría adecuada.

La fabricación de paneles de ferrocemento puede realizarse a nivel artesanal, favoreciendo la autoconstrucción de viviendas. Sin embargo, a través de su industrialización, en la fabricación de estos elementos pueden reducirse costos y elevar la calidad de estos elementos.

Como ejemplo de la aplicación de estos paneles, se presenta en este capítulo el proyecto de una vivienda; explicando el procedimiento constructivo para su fabricación, diseño y montaje.

### **7.2 FABRICACIÓN DE TABLEROS TIPO CHAROLA.**

Este tipo de tablero, resultó de enorme versatilidad, pues se puede emplear lo mismo para muros, como para columnas, vigas y techos. Esto naturalmente permite resolver con un solo elemento de fácil fabricación todos los elementos constructivos de una casa.

### **7.2.1. MATERIALES.**

Todos los elementos se fabrican con los materiales siguientes:

a) Refuerzo metálico para formar el esqueleto. Este puede ser alambroón del # 2 o varilla del # 3 como máximo, también pueden usarse mallas electrosoldadas de diferentes separaciones y diámetros.

b) Telas de gallinero que puede ser en 2, 3 ó 4 capas dependiendo del tamaño de la abertura y del calibre del alambre.

c) Cemento, arena y agua.

### **7.2.2. PREPARACIÓN DEL MOLDE Y ENCOFRADO.**

El empleo de moldes es conveniente principalmente cuando se trata de elementos prefabricados, ya que se obtiene un mejor acabado externo, una mejor precisión en las dimensiones y la facilidad de ejecución, haciendo estos factores menos dependientes de la habilidad de los trabajadores.

Como mínimo deben tener las siguientes cualidades:

- Estabilidad de volumen, para garantizar las dimensiones de las piezas dentro de las tolerancias permitidas.

- Utilización frecuente sin gastos de mantenimiento importante

- De manejo fácil y que no se dificulte la colocación del elemento por colar.

- Poca adherencia con el concreto y de fácil limpieza.

- Versatilidad y fácilmente transportables.

Generalmente los moldes son de acero o de madera. Se recomiendan los moldes de madera ya que tienen la ventaja de permitir la fijación de las mallas con grapas o clavos y de ser

fácilmente agujerados para permitir el paso de elementos auxiliares de fijación de la armadura, lo que no es posible en los demás tipos de moldes, en los cuales deben ser puestos sistemas de estiramiento de las mallas y elementos de fijación provisionales que deben ser retirados antes del endurecimiento del mortero. En la figura 7.2a se presenta un ejemplo típico de molde para la fabricación de tableros tipo charola.

En la figura 7.2b se muestran otra opción de molde, el cual consiste en una base o placa de concreto y colocación de tabloncillos laterales en forma de "peine". Estos tienen la ventaja de que se pueden dar fácilmente las dimensiones del tablero que se quieran.

En el fondo sobre la placa de concreto, se coloca una película de polietileno, con lo que se evita que el tablero se pegue al concreto.

### **7.2.3. SECUELA DE CONSTRUCCIÓN.**

1) **Habilitación del refuerzo metálico para formar el esqueleto.**

La estructura fundamental de los tableros está formada por una retícula que puede ser de dos tipos.

a) Formada por alambrcn de 1/4" (# 2) tal como se indica en la figura 7.1.

Cuando los tableros se fabrican con un esqueleto de alambrcn, se puede agilizar su armado construyendo un marco guía como se muestra en la figura 7.2, el cual tiene como base un marco y en él verticalmente a las distancias en que deban ir los estribos, se colocan dos pedazos de alambrcn separados lo suficiente para que quepan las patas verticales de los estribos, los cuales se soldarán a los alambrcnes longitudinales con las que se completa el esqueleto.

En caso de no disponer de planta de soldar se puede armar el esqueleto amarrando los alambres longitudinal y transversal con alambre recocado.

b) Malla electrosoldada con clasificaciones comerciales 6x6-4/4 ó 6x6-6/6.

En el caso de trabajar con un esqueleto formado con mallas soldadas, se principia por enderezarlas, después de haber cortado el tramo que formará el tablero, a continuación se doblarán las nervaduras con una dobladora que puede improvisarse con una mesa.

## **2) Enmallado.**

La malla de alambre debe ser colocada conforme a la forma de la estructura. En tableros tanto de muros como de techo, se emplean dos o tres capas de malla de gallinero, fabricadas con alambre galvanizado calibres 22 ó 20 y la abertura hexagonal de 1 ó 1 ½ pulgada; dos de las capas se colocan al exterior y una al interior, (pueden emplearse otro tipo de mallas y también emplear sólo dos capas).

Las diferentes capas de malla de alambre deben ser amarradas con seguridad y cuidadosamente entre sí y a la capa central del refuerzo de esqueleto, para provocar el menor espesor posible y evitar movimientos durante la colocación del mortero, empleándose para esto alambres cortos o grapas.

Cualquier discontinuidad en la malla de gallinero debe ser evitada y un adecuado traslape será tenido en cuenta de acuerdo con las siguientes recomendaciones:

- Un traslape de al menos 7.5 cm o 6 veces el tamaño de la malla, cualquiera que sea mayor, es recomendable para asegurar continuidad entre los extremos de las capas de mallas.

### **3) Mezcla y colado de la armadura.**

Las mezclas empleadas en la fabricación de los tableros, se proporcionan con 300 a 400 Kg de cemento por metro cúbico de arena y una relación agua cemento que pueda variar entre 0.40 y 0.50.

Se aconseja que el mezclado se realice cerca de los moldes con objeto de disminuir las posibilidades de pérdidas de agua durante el transporte.

#### **3a) Colocación a mano.**

La aplicación del mortero puede ser hecha a mano con el auxilio de herramientas de albañilería comunes. El proceso de colocación a mano es de difícil ejecución cuando existe un número elevado de mallas, siendo en este caso necesario utilizar equipos de vibración del mortero para lograr una mejor calidad.

Una vez vertida la mezcla en el molde, se procederá a esparcirla horizontalmente con una plana de madera, se consolidará como si se tratara de un aplanado cerrado, tratando de introducirle a través de las mallas de tal modo que cubran totalmente a éstas, se puede usar un pisón mecánico para lograr una mejor compactación. Los vibradores y varillas de mano pueden usarse para garantizar una mejor penetración y distribución del mortero, y asegurar de esta forma la ausencia de oquedades alrededor del refuerzo y en lugares de difícil acceso.

El espesor se deberá controlar con escantillones, tanto en la losa como en las nervaduras. En el ferrocemento, el recubrimiento fluctúa entre 1.5 y 5 mm de espesor

El mortero debe colocarse dentro de un razonablemente corto período de tiempo, para que el endurecimiento prematuro de éste no perjudique la ejecución de la revibración en las juntas o para

el acabado final. Cuando sea necesario podrán ser usados aditivos retardadores del fraguado del cemento.

Cuando el colado de la estructura sea hecho en más de una operación, deberá tenerse cuidado de asegurar una junta adecuada. Lo mismo deberá hacerse entre la cimentación y las paredes.

### **3b) Colocación por medio de equipos.**

Equipo para el mezclado. Para el mezclado del mortero se recomienda una mezcladora de paletas giratorias y tambora fija, las que permiten una perfecta mezcla del mortero relativamente seco, sin embargo, las tradicionales concreteras con tambor giratorio pueden ser también empleadas.

Vibradores. Para la colocación del mortero pueden ser usados casi todos los tipos de vibradores disponibles sin distinción alguna, aunque se seleccionarán los más adecuados a cada caso; pueden ser usados vibradores de inmersión, tipo de aguja, reglas vibratorias, vibradores de superficie etc., todos ellos tanto eléctricos como accionados por aire comprimido o combustible.

Sin embargo, en las construcciones de ferrocemento, en la mayoría de los casos es preferible utilizar vibradores portátiles ligeros que puedan ser operados con facilidad por una sola persona.

### **4) Curado.**

Como la superficie expuesta en las estructuras de ferrocemento es excepcionalmente grande en relación con el volumen de material, deben ser apropiadamente curadas una vez que el mortero ha tenido su fraguado inicial, lo que ocurre 3 a 4 horas después de ser colados.

Se puede obtener un curado muy sencillo, llenando las charolas con agua y dejándolas llenas cuando menos 72 horas y regando de tiempo en tiempo las caras exteriores.

#### 5) Descimbrado.

Los costados pueden quitarse 24 horas después del colado y los tableros pueden despegarse del fondo 72 horas después de éste.

Es conveniente limpiar los moldes inmediatamente que se han quitado, para evitar que la mezcla adherida a ellos se endurezca.

Esta limpieza pueda realizarse, con brochas, esponjas o trapos no se recomienda emplear cepillos de alambre, porque pueden dejar huellas en los moldes. Después de limpiarlos hay que engrasarlos con aceite o grasa soluble al agua.

Cuando se use aceite o grasa hay que cuidar de no ensuciar los armados, pues esto reduce la adherencia con el concreto.

#### **7.2.4. DIMENSIONES Y CLASIFICACIÓN.**

Las dimensiones de los tableros pueden variarse de acuerdo a las necesidades de cada proyecto. En la tabla 7.1 se presentan las dimensiones que se han usado en muros y techos de viviendas.

En los primeros tableros fabricados en los laboratorios de Ingeniería Experimental del Instituto Politécnico Nacional<sup>B</sup> empleados en la primera casa de ferrocemento, solo se mantuvo prácticamente constante el espesor de 2.5 cm.

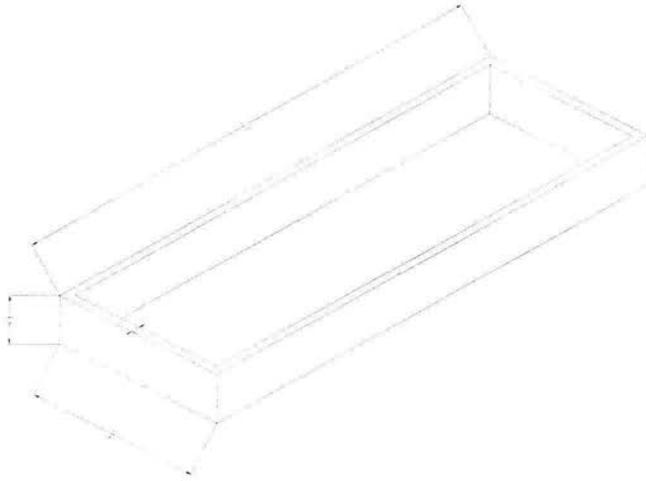


TABLA 7.1. Dimensiones de tableros

TABLERO EN:	ANCHO (B) CM	LARGO (L) CM	PERALTE (H) CM	ESPESOR (e) CM
MURO	DE 30 HASTA 120	DE 230 HASTA 500	DE 10 HASTA 17.5	DE 2.5 HASTA 4
TECHO	DE 50 HASTA 65	DE 250 HASTA 600	DE 15 HASTA 17.5	DE 2.5 HASTA 3

**Clasificación.** Tanto para facilitar la fabricación, como su almacenaje y localización en planos y obra, se establece la forma de clasificar los tableros que se indica a continuación:

Veamos un ejemplo. Se trata de un talero tipo charola sin tímpanos y con las dimensiones mostradas en la figura 6.2.

La forma de expresarlo sería como sigue:

3.5 (CH) 50/15 - 3/3

en letras L (CH) B/h - e/ $\phi$

Donde L es la longitud, (CH) tipo de tablero, B ancho del mismo, h peralte, e espesor y  $\phi$  diámetro del refuerzo longitudinal a tracción.

Si el tablero tuviera tímpanos se agregaría una t, afuera del paréntesis:

L (CH)t B/h - e/ $\phi$

#### **7.2.5. MONTAJE.**

En la construcción de viviendas con tableros prefabricados, es importante establecer un orden en el proceso de montaje, ya que se trata de un sistema de ensamble el cual debe ajustarse al plan establecido previamente, con lo cual se evitan errores y se ahorra tiempo en el proceso constructivo.

Solo para que sirva de guía, se presentan algunas recomendaciones útiles para realizar un montaje adecuado.

1) Se debe disponer de planos arquitectónicos y estructurales, en los cuales se indique con precisión los tableros y su posición.

2) Dibujos en los que se indique con claridad las diferentes etapas de montaje.

3) En el montaje de los tableros se puede principiar desde una esquina, la cual servirá de punto de partida y apoyo fijo y sus lados de ejes coordenados de referencia.

4) Se unirán los tableros con tornillos y se apuntalarán con objeto de evitar su caída, además de posibles accidentes.

5) Antes de colar la cimentación, los tableros deberán estar perfectamente alineados y verificada su verticalidad.

6) A continuación se procederá al colado del cimiento y el apuntalamiento no se suprimirá hasta que el concreto de la cimentación tenga la dureza adecuada.

### **7.3. PROYECTO DE VIVIENDA.**

Como ejemplo de aplicación se muestran las plantas arquitectónicas, estructurales y montaje de una casa habitación en la que se utilizan tableros tipo charola en muros y techos.

En los muros sólo se utilizó una sola dimensión de tableros: ancho 85 cm y largo de 240 cm.

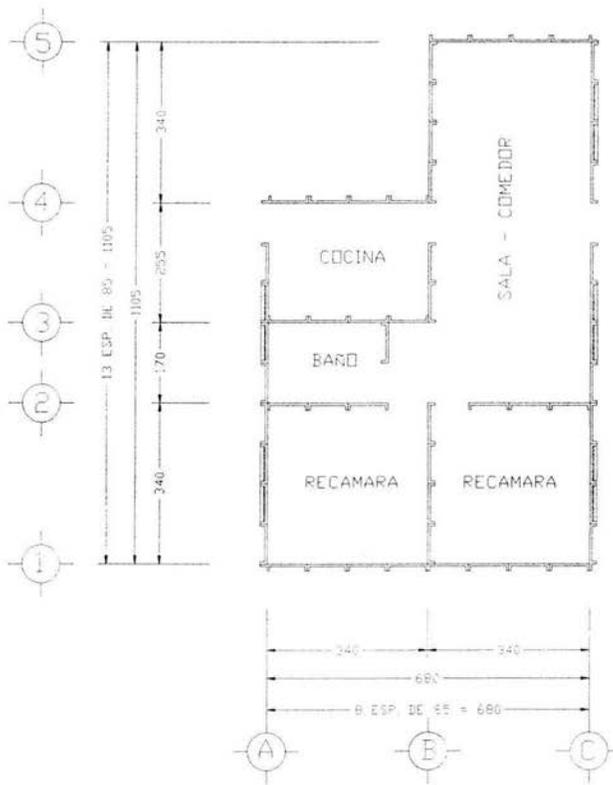
Solo se presentaron tres variantes

- a) Tableros sin huecos ( $M_1$ ).
- b) Tableros con ventana ( $M_v$ ).
- c) Tableros con aleros ( $M_a$ ).

Estos sirven para formar las esquinas, uniéndose por medio del alero con un tablero normal perpendicular.

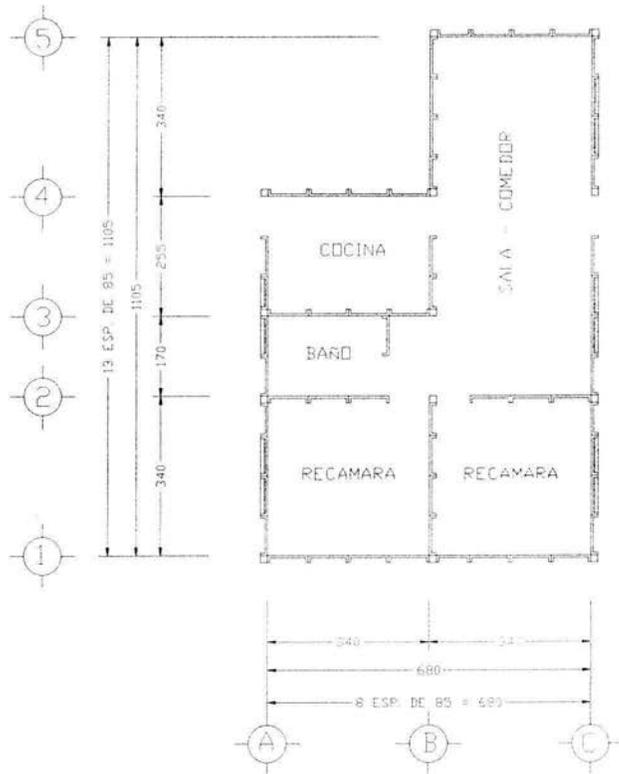
En el techo solo se usaron tableros de 350 cm de largo por 60 cm de ancho.

FIGURA 7.1 PLANTA ARQUITECTÓNICA (SIN CASTILLOS)



PLANTA ARQUITECTÓNICA

FIGURA 7.2 PLANTA ARQUITECTÓNICA (CON CASTILLOS)



PLANTA ARQUITECTÓNICA

FIGURA 7.3 SECUENCIA DE MONTAJE DE TABLEROS.

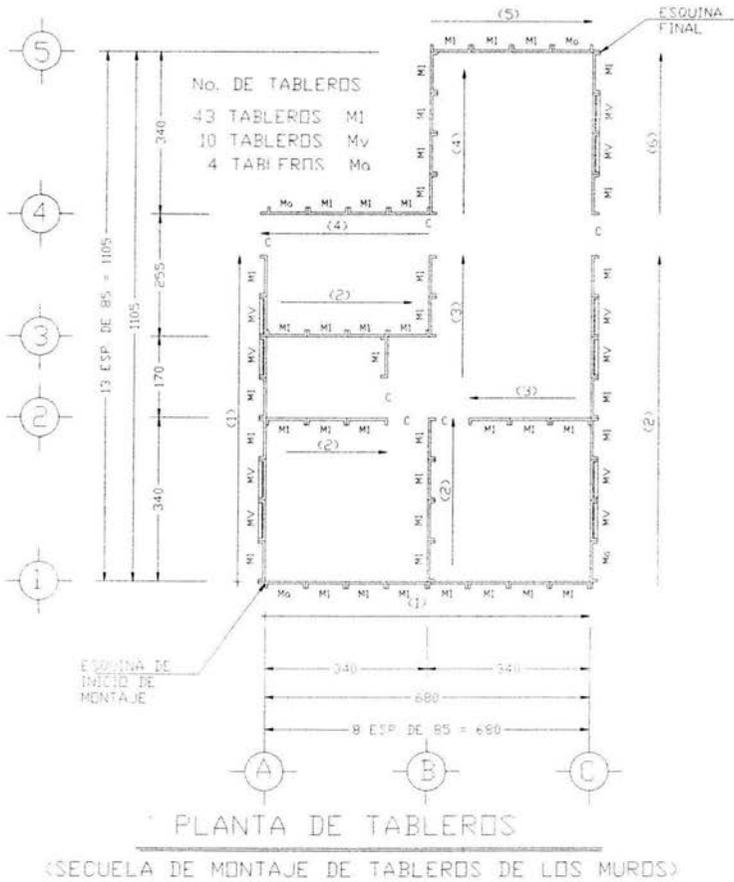


FIGURA 7.4 PLANTA DE CIMENTACIÓN.

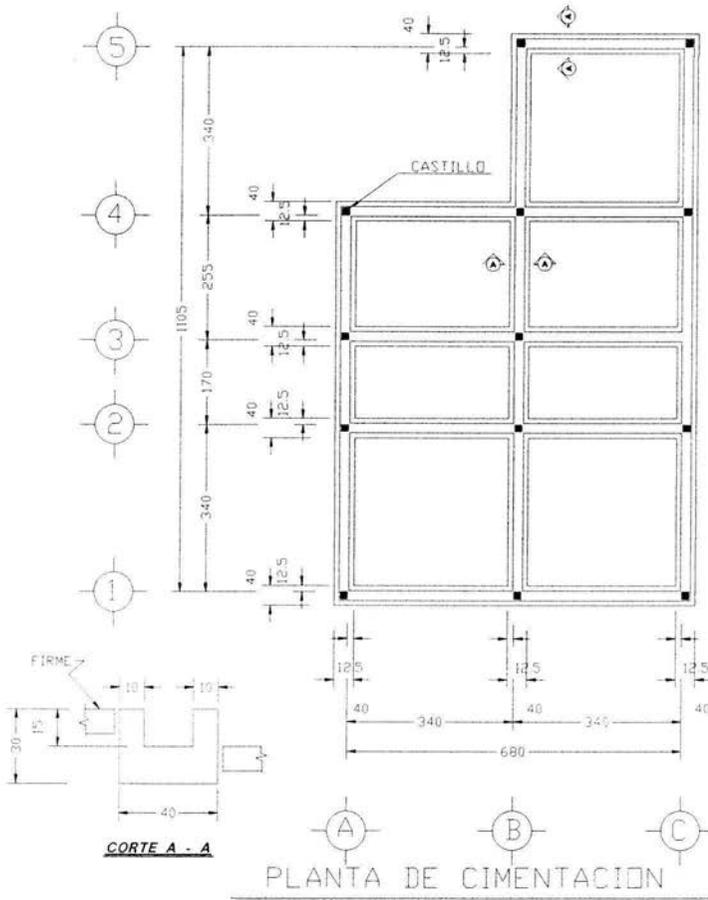
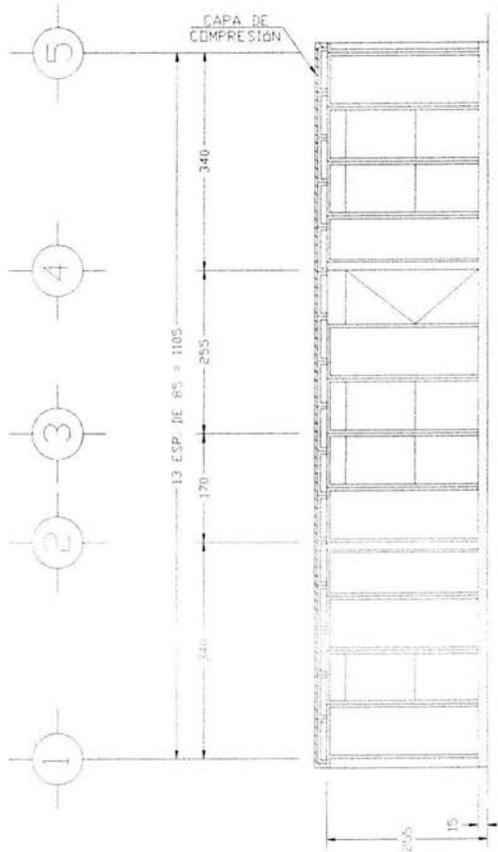
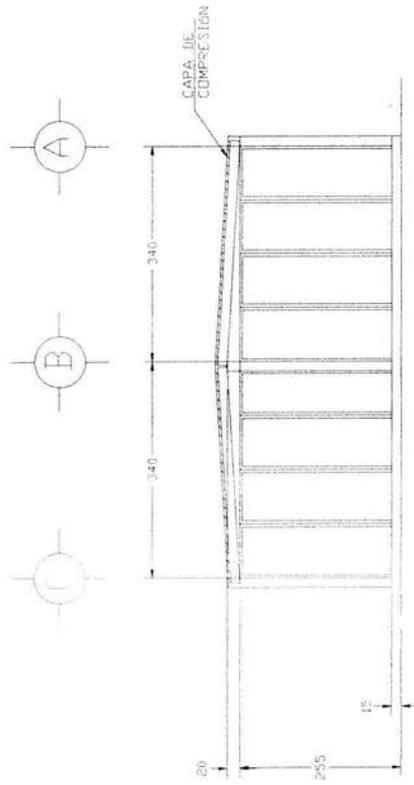


FIGURA 7.5 FACHADA EJE "C".



FACHADA EJE "C"

FIGURA 7.6 FACHADA LATERAL.



FACHADA LATERAL

#### **7.4. REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LA VIVIENDA.**

En base a las plantas arquitectónicas y estructurales (Figuras 7.1 a 7.6), se revisarán los elementos estructurales de la vivienda de ferrocemento.

- Descripción de la obra: Casa-Habitación de un Nivel. El sistema estructural resistente a las fuerzas verticales y horizontales serán los tableros de ferrocemento tipo charola. La cimentación será a base de una cadena de concreto

- Casa-habitación de un Nivel.
- Ubicación: Estado de México.
- Esfuerzo admisible del terreno = 6 Ton/m<sup>2</sup>
- Se diseñará conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal RCDF-93.

#### **PARÁMETROS DE DISEÑO.**

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (acero longitudinal)}$$

$$f'y = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (acero transversal-estribos)}$$

$$f*c = 0.8f'c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85f*c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

Factores de carga:

$$FC1 = 1.4 \text{ (para carga vertical)}$$

$$FC2 = 1.1 \text{ (para acciones accidentales, sismo)}$$

Factores de resistencia:

$$FR1 = 0.9 \text{ (flexión)}$$

$$FR2 = 0.8 \text{ (cortante)}$$

Pesos volumétricos:

$$\text{Concreto reforzado} = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

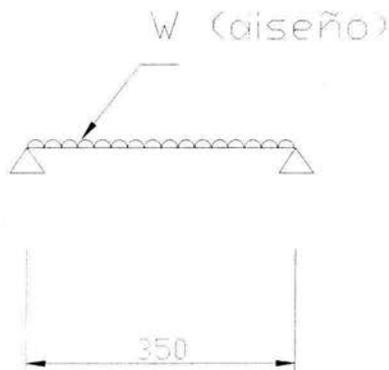
$$\text{Mortero (arena-cemento)} = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

### ANÁLISIS DE CARGAS.

	Kg/m <sup>2</sup>
- Tablero 3.5 (CH) 60/15 - 2.5/0.6	85
- Instalaciones e impermeabilizante	20
- Capa de compresión Esp=3 cm	72
- Sobrecarga por reglamento (RCDF-93)	20
- CARGA MUERTA (CM)	197
- CARGA VIVA , azotea pendiente > 5% (CV) (Según Reglamento: RCDF-93, referencia 13)	40
- CARGA DE SERVICIO ( $W_{SERV.}$ )	237
- FACTOR DE CARGA (FC1)	1.4
- CARGA DE DISEÑO ( $W_{DISEÑO.}$ )	332

#### 7.4.1 REVISIÓN TABLERO DE CUBIERTA.

El tablero se revisará como una viga simplemente apoyada



Ancho tributario = 60 cm

$W_{\text{DISEÑO}} = 332 \text{ Kg/m}^2$

Carga lineal en el tablero =  $332 \times 0.6 = 200 \text{ Kg/m}$ .

Momento de diseño ( $M_{\text{DISEÑO}}$ )

$M_{\text{DISEÑO}} = W_{\text{DIS}} \times \ell^2 / 8 = 200 \times 3.5^2 / 8 = 306 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

#### a) REVISIÓN DEL TABLERO EN POSICIÓN "A" $\cup$

Tablero 3.5 (CH) 60/15 - 2.5/0.572

Es decir: longitud 3.5 m, tablero tipo charola, base de 60 cm, peralte de 15 cm, espesor igual a 2.5 cm y diámetro del refuerzo longitudinal de 0.572 cm.

De la figura 5.10, se tiene que para el tablero tipo charola en posición "A", base de 60 cm, armado con electromalla tipo 6x6 - 4/4 (diámetro de los alambres = 0.572 cm); el momento de falla  $M_u$  vale:

$M_u$  de la tela de gallinero = 300 Kg-m

$M_u$  del armado longitudinal = 500 Kg-m

$M_u(\text{total}) = 800 \text{ Kg-m} > M_{\text{DISEÑO}} = 306 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

#### b) REVISIÓN DEL TABLERO EN POSICIÓN "B" $\cap$

En la figura 5.11, se tiene la gráfica de los momentos para diferentes áreas de refuerzo longitudinal. Los momentos se calcularon para diferentes valores de  $f_y$ .

Entonces, se puede determinar:

a) La carga lineal que resiste el tablero si se conoce también la longitud del tablero, ó

b) La longitud máxima del tablero para resistir una determinada carga.

En nuestro caso tenemos como dato el área de refuerzo longitudinal, que serían dos alambres de la electromalla igual a  $A_s = 2 \times 0.257 = 0.514 \text{ cm}^2$  y la longitud del tablero que es igual a 3.5 m.

Por lo tanto, para determinar la carga lineal que resistiría el tablero armado con electromalla 6x6 - 4/4 y longitud del tablero de 3.5 m, se procede como sigue:

De la figura 5.11, se tiene que para un área de acero de  $0.5 \text{ cm}^2$  y  $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  le corresponde un valor de  $M_u = 360 \text{ Kg-m}$ .

De la fórmula  $M_u = W_u \times l^2 / 8$ , despejamos  $W_u$ .

$$W_u = M_u \times 8 / l^2 = 360 \times 8 / 3.5^2$$

$$W_u = 235 \text{ kg/m.} > W_{DIS} = 200 \text{ Kg/m}$$

#### **7.4.2. REVISIÓN TABLERO DE MURO.**

Determinación de la carga de diseño ( $P_{DIS}$ ) que actúa sobre el muro central localizado en el eje "B".

-Tablero 2.5 (CH) 85/15 - 2.5/0.572

-Descarga debido al peso de la azotea, a un tablero tipo charola de 85 cm de ancho.

Ancho del muro = 85 cm

$$W_{DISEÑO \text{ EN AZOTEA}} = 332 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga lineal en el tablero} = 332 \times 0.85 = 282 \text{ Kg/m.}$$

Ancho tributario del muro = 3.5 m. (los tableros del muro eje "B", son los más críticos, ver figura 7.3)

$$P_{AZOT} = 282 \times 3.5 = 987 \text{ kg.}$$

- Peso propio del tablero ( $P_{TAB}$ ).

$$P_{TAB} = 173 \text{ kg} \times 1.4 = 243 \text{ Kg.}$$

-Carga de diseño ( $P_{TAB}$ ).

$$P_{DIS} = 700 + 243 = 1230 \text{ Kg.}$$

-Carga de compresión resistente ( $P_c$ ).

Para la determinación de la carga resistente, se utilizará la ecuación 4.5 del capítulo 4.1.2.

$$P_c = 0.55 \phi f'_c A_g \{1 - (L_e/40h)^2\}$$

donde:

$$f_{cu} = \text{resistencia del cubo de mortero} = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_g$  = área bruta del elemento de ferrocemento

$$A_g = (85+15+15)(2.5) = 287 \text{ cm}^2$$

$\phi$  = factor de reducción = 0.8

$L_e$  = longitud del elemento = 250 cm

$h$  = peralte de la sección = 15 cm

$t_c$  = es el espesor de la sección = 2.5 cm

$$P_c = 0.55 \times 0.8 \times 200 \times 287 \{1 - (250 / 40 \times 15)^2\}$$

$$P_c = 20871 \text{ kg.} > P_{DIS} = 1230 \text{ kg.}$$

### 7.4.3 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

-Datos:

- Capacidad admisible en el terreno ( $q_{ADM}$ ).

$$q_{ADM} = 6000 \text{ Kg/m}^2$$

-Descarga a nivel superior de cimentación ( $P_{ACT}$ ).

$$P_{ACT} = 1230/0.85 = 1447 \text{ Kg/m}$$

-Peso de cimentación ( $P_{CIM}$ )

Cadena de desplante, de sección 40 X 30 cm (ver planta de cimentación en figura 7.4).

$$P_{CIM} = (0.4 \times 0.15 \times 2400) + (0.2 \times 0.15 \times 2400) = 216 \text{ Kg/m}$$

Peso de cimentación factorizado:

$$P_{CIM} = 216 \times 1.4 \text{ Kg/m} = 303 \text{ k/m}$$

- Descarga total a nivel inferior de cimentación ( $P_{TOT}$ ).

$$P_{TOT} = 1447 + 303 = 1750 \text{ Kg/m.}$$

- Revisión de esfuerzos en el terreno.

$$q_{ACT} = [1750 / (1 \times 0.40)]$$

$$q_{ACT} = 4375 \text{ Kg/m}^2 < q_{ADM} = 6000 \text{ Kg/m}^2$$

#### **7.4.4 ANÁLISIS SÍSMICO**

##### **ANTECEDENTES.**

El sismo es un evento natural que probablemente sea el que más daño cause a una estructura. Muchos países se hallan expuestos a un alto riesgo sísmico, como los que se localizan en zonas tropicales y subtropicales de Asia, África y América; en su mayoría pertenecen a los denominados subdesarrollados, debido a su debilidad económica. Haciendo una comparación de las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo, con la ubicación de esos países; se puede observar que coinciden al sobreponerlas. Sin embargo, existen excepciones como lo son los países de África situados debajo del Trópico de Cáncer, que tienen pocas probabilidades de que se presente este fenómeno; o bien, el caso de países con alto nivel de desarrollo como Japón, Nueva Zelanda y la Costa del Pacífico de los Estados Unidos de Norteamérica, que se encuentran en regiones de mayor ocurrencia de terremotos.

##### **ORIGEN DE LOS SISMOS.**

Antiguamente se atribuía el origen de los sismos a las divinidades propias de cada cultura.

Aristóteles (siglo IV antes de cristo), tuvo el mérito de intentar explicar este fenómeno, como algo motivado por causas naturales, él decía que: "los terremotos son provocados por los esfuerzos del aire al tratar de escapar de cavidades subterráneas".

Para el siglo I antes de Cristo, el erudito romano Lucrecius tenía la idea de que: "el desplome del techo en enormes cavernas hacía que la tierra se sacudiera".

Hasta mediado del siglo XIX se llegó a la conclusión de que, un temblor era el resultado de ondas elásticas en movimiento (la teoría del rebote elástico fue desarrollada para interpretar el sismo de San Francisco de 1906), y que su origen debería estar en el desplazamiento de grandes bloques situados dentro de la corteza terrestre. Actualmente se sabe que la súbita liberación de la energía potencial o deformacional que se acumula paulatinamente, es lo que provoca un sismo.

#### **CLASIFICACIÓN DE LOS SISMOS POR SU ORIGEN.**

Los terremotos naturales pueden deberse a una gran variedad de causas, las principales son:

- **Volcánicos:** son las sacudidas que resultan de las explosiones relacionadas con la erupción de un volcán o de movimientos violentos de lava subterránea.
  
- **Tectónicos:** son los producidos por el roce de placas en oposición al movimiento. Estos son los terremotos más significativos. La idea básica de la tectónica de placas es que la parte superior de la tierra (llamada litosfera) está construida por bloques extensos y estables llamados placas.

La figura 7.7 indica las diez placas de mayor importancia.

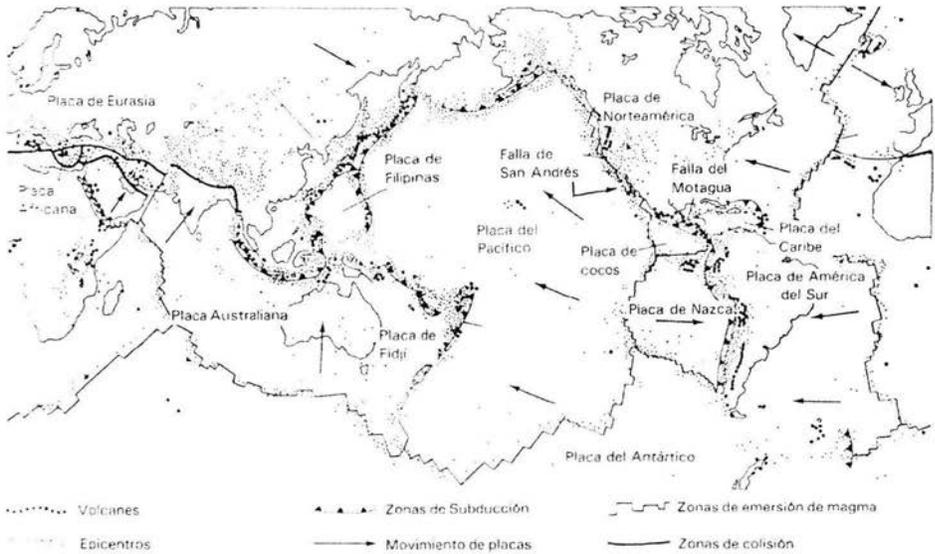


Figura 7.7 Mapa del mundo que muestra la relación entre placas tectónicas más importantes (Referencia 14).

La tectónica de placas es una teoría que ha dado satisfactorias explicaciones sobre la ocurrencia de sismos, debido a esto se va a hablar brevemente de sus principios.

Cada placa tiene un espesor aproximado de 80 Km, se mueve horizontalmente con relación a las placas vecinas, sobre una capa de rocas viscosas que se encuentran debajo de ellas. En los puntos de contacto entre placas se desarrollan grandes esfuerzos deformantes sobre las rocas, causando grandes cambios físicos y químicos en ellas; dicho de otro modo, la oposición al movimiento entre placas provoca fricción en sus bordes irregulares, traduciéndose en una gran acumulación de energía lo que origina

que en un instante se disipe esta energía en forma de movimiento.

Hay evidencias de que la estructura de las placas no es permanente, si no que se van dando cambios graduales. La lava o magma aflora continuamente en las dorsales centro-oceánicas formando suelos nuevos en el fondo del mar a ambos lados de la dorsal. El resultado de esto, es el crecimiento de las placas y su movimiento uniforme sobre la superficie, a medida que se alejan de las dorsales se enfrían y envejecen. A las dorsales centro-oceánicas se les llama zonas de extensión.

La tierra conserva su tamaño desde los primeros períodos geológicos, por lo que, al formarse suelo nuevo submarino, el suelo viejo tiene que desaparecer de algún modo, se cree que grandes áreas de placas son absorbidas en las fosas oceánicas relacionadas a continentes que avanzan a los arcos de las islas. Estos lugares son llamados zonas de subducción. A grandes profundidades, aumenta la temperatura y la presión, estos factores intervienen para que la litosfera que se hunde sea transformada en una mezcla que es absorbida por rocas más profundas.

Existen diferentes tipos de movimientos de las placas, los cuales se pueden clasificar en:

- a) Separación: dan lugar a dorsales oceánicas y cordilleras.
- b) Acercamiento: originan la formación de fosas oceánicas y relieves.
- c) Subducción: es la introducción de una placa debajo de la otra.
- d) Deslizamiento: dan lugar a fallas.

Una fosa se forma en la convergencia de dos placas, una de las cuales se sumerge debajo de la otra y penetra al manto, por ello las fosas son zonas en las que se destruyen los bordes de placas.

Las dorsales oceánicas son cadenas montañosas formadas por dos cordilleras que están separadas entre sí por un valle profundo.

Los movimientos de las placas implican que tendrán lugar mucho más terremotos a lo largo de los bordes de las placas. Sin embargo, también hay sismos en el interior de las placas; en la penetración de una placa debajo de otra cuando se ha introducido gran extensión se tienen concentraciones de esfuerzos en algunos puntos de contacto, los que al rebasar los límites de resistencia de las rocas originan fuertes sacudidas.

Los terremotos se inician en una zona limitada y se propagan desde ella en todas direcciones, bajo la superficie terrestre, a esa zona se le llama foco o área focal.

El área de la superficie que se encuentra verticalmente encima del foco constituye el área epicentral o epicentro.

#### **CLASIFICACIÓN DE LOS SISMOS POR SU PROFUNDIDAD.**

Existe una clasificación de los sismos de acuerdo a la profundidad del foco:

a) Sismos someros: son los más numerosos, se producen en los primeros 60 Km a partir de la superficie, muy frecuentemente se inician a unos 7 Km abajo.

b) sismos intermedios: surgen de 70 a 300 Km de profundidad.

c) sismos profundos: la posición del foco se encuentra entre los 300 Km hasta 720 Km.

## **MEDICIÓN DE LOS SISMOS.**

Existen dos medidas para valuar los efectos de los sismos, estos son: la intensidad y la magnitud.

La intensidad de un terremoto: se mide en base a los daños causados al hombre, a los edificios, a las rocas, etc. Es un valor que depende del sitio en que se determina, por lo que es una cantidad relativa. Para su medición se usa la escala de Mercalli.

La magnitud de un sismo es el equivalente al tamaño del temblor en su origen y se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía liberada. Es un valor único para cada temblor y se determina a partir de un sismograma obtenido de un aparato denominado sismógrafo.

La magnitud del sismo se registra en la escala de Richter. A partir de la magnitud es posible estimar la energía liberada por un sismo.

### **7.4.5 REVISIÓN SÍSMICA DE LA VIVIENDA.**

Cualquier recomendación relacionada con el diseño de estructuras de ferrocemento deberá estar basada en el análisis racional a partir de los resultados de ensayo. Sin embargo, teniendo en cuenta el estado actual del conocimiento del ferrocemento sobre su comportamiento ante fuerzas laterales, se realizará un análisis sísmico de la vivienda y se revisará de acuerdo a los siguientes criterios:

La estructura se revisará mediante el método simplificado, este es aplicable en estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros, y en que las torsiones no son importantes. De acuerdo al Reglamento de

Construcciones para el Distrito Federal RCDF-93<sup>(REF. 12)</sup>, el método simplificado podrá ser usado si se cumplen los siguientes requisitos:

- Al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros de carga, ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al cortante;
- Los muros podrán ser de mampostería, concreto reforzado o de madera.
- La relación entre longitud y anchura no sea mayor de 2.
- La altura del edificio no sea mayor de 13 m.
- La relación entre la altura y la base menor en planta no sea mayor de 1.5

La fuerza cortante total se determina según este procedimiento sin necesidad de calcular el periodo ni el factor de reducción por ductilidad. Estos factores están ya tomados en cuenta en los coeficientes proporcionados por la tabla 7.2 y 7.3, y se han obtenido a partir del periodo fundamental estimado en la función de la altura de la construcción y considerando el factor de ductilidad correspondiente a este tipo de estructuras, según el tipo de piezas usadas en la mampostería de los muros. El método puede ampliarse a casos en que los muros sean de concreto o de tableros de madera.

Los coeficientes de la tabla 7.2 y 7.3 representan la ordenada espectral reducida por ductilidad; por tanto, multiplicados por el peso total de la construcción, proporcionan la fuerza cortante sísmica en la base.

En la figura 7.8, se muestra la regionalización sísmica a la que se hace referencia en la tabla 7.3, de acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles-Diseño por Sismo de la CFE-1993.

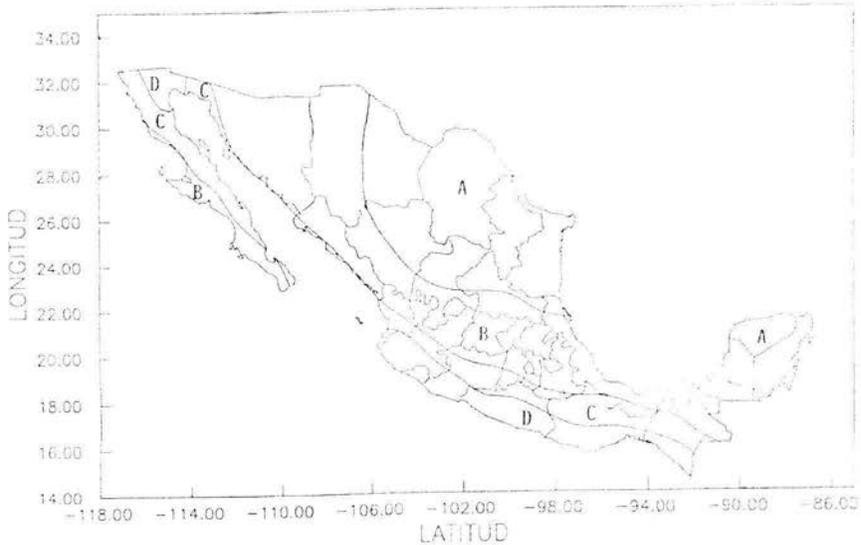


FIGURA 7.8 REGIONALIZACIÓN SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA (Referencia 12)

En el método simplificado se supone que la fuerza sísmica actuante se distribuye de manera uniforme entre cada muro alineado en la dirección en que actúa el sismo; por tanto, se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en la que se considere la aceleración, sea igual o mayor a la fuerza cortante total que obre en dicho piso.

La fuerza resistente resulta:

$$V_r = \sum V_i T_i L_i \quad (7.1)$$

Donde:  $V_i$  = esfuerzo cortante resistente del muro  $i$ , que depende del material del que está compuesto y del refuerzo y estructuración que tenga.

$T_i$  = espesor del muro  $i$

$L_i$  = longitud del muro  $i$

Tabla 7.2 Coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad para el método simplificado correspondientes a estructuras del grupo B, según Manual de Obras Civiles Diseño por Sismo (1993).

ZONA SÍSMICA	TIPO DE TERRENO	Muros de piezas macizas o Diafragmas de madera Contra chapada			Muros de piezas huecas o Diafragmas de duelas de Madera		
		H < 7 (m)	4 ≤ H ≤ 7 (m)	7 < H ≤ 13 (m)	H < 7 (m)	4 ≤ H ≤ 7 (m)	7 < H ≤ 13 (m)
A	I	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	II	0.06	0.07	0.08	0.07	0.09	0.11
	III	0.07	0.08	0.10	0.08	0.10	0.13
B	I	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.09
	II	0.13	0.15	0.18	0.15	0.18	0.22
	III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23
C	I	0.18	0.18	0.18	0.24	0.24	0.24
	II	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
	III	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
D	I	0.25	0.25	0.25	0.33	0.33	0.33
	II	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57
	III	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57

Límite elástico de las barras = 5780 Kg/cm<sup>2</sup>

Límite elástico de los alambres = 4600 y 3850 Kg/cm<sup>2</sup>

Tabla 7.3 Coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad para el método simplificado correspondientes a estructuras del grupo B, según RCDF-93.

Zona	Muro de piezas macizas o diafragmas de madera Contra chapada			Muros de piezas huecas o diafragmas de Duelas de madera*		
	Altura de la construcción			Altura de la construcción		
	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4 m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.24

Tratándose de las clasificadas en el grupo A, estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5

**Datos para el análisis sísmico:**

- Casa-habitación de un Nivel.
- Ubicación: Estado de México.

De acuerdo a las características de estructuración, capacidad admisible del terreno y ubicación de la vivienda, del Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE-93 <sup>(REF. 12)</sup>, tenemos:

- Zona: B (regionalización sísmica)
- Estructura grupo: B
- Tipo de terreno: III
- Coeficiente sísmico:  $C_s = 0.13$
- Factor de comportamiento sísmico:  $Q = 1$

De manera sencilla se puede obtener la fuerza cortante actuante en la estructura, con la ecuación usual en el método estático:

$$V = W_o (C_s / Q) \quad (7.2)$$

Donde:

$V$  = Es el cortante basal

$W_o$  = Es el peso total de la construcción, en nuestro caso se revisará el muro del eje "B", que es el más crítico.

Se revisará un tablero de muro de 85 cm de ancho, del análisis de la cimentación tenemos:

-Descarga a nivel superior de cimentación ( $P_{ACT}$ ).

$$P_{ACT} = 1230/0.85 = 1447 \text{ Kg/m}$$

$W_o = 1230 \text{ Kg}$  (este valor está factorizado por 1.4)

Para análisis sísmico el factor de carga a usar es 1.1, entonces:

$$W_o = (1230/1.4)1.1 = 967 \text{ Kg}$$

Aplicando la ecuación 7.1

$$V_{act.} = 967 (0.13/1) = 126 \text{ Kg.}$$

Se aplicará la fórmula de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo <sup>(REF. 13)</sup>, para calcular la fuerza cortante resistente:

$$V_{res} = 0.5 \times Fr \sqrt{f^*c} \quad (7.3)$$

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Fr = Factor de reducción = 0.7

$$f^*c = 0.8f^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{res} = 0.5 \times 0.7 \times \sqrt{160} = 4.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Espesor de tablero = 2.5 cm

Longitud de tablero = 85 cm

$$V_{res} = 4.43 \text{ Kg/cm} (2.5 \times 85) = 942 \text{ Kg} > V_{act} = 126 \text{ Kg.}$$

## **CAPÍTULO 8. CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.**

### **8.1 MANTENIMIENTO.**

Durante su vida, una estructura está sujeta a muchos golpes torceduras y dobleces, que dan como resultado grietas y fracturas. En caso de tener que reparar algún daño en los elementos de ferrocemento, ya sea por algún golpe, o perforaciones hechas para el paso de tubos de agua, luz, gas etc., deberán resanarse los daños siguiendo el siguiente procedimiento:

1. Quitar de los lugares lesionados el material fracturado.
2. Enderezar el alambrón o alambres de la malla electrosoldada.
3. Colocar mortero: cemento-arena en la proporción en peso 1 : 1.75, a la parte dañada.

De pruebas realizadas a tableros de ferrocemento, se ha concluido que una falla local en cualquier zona del elemento, se puede arreglar sin alterar desventajosamente su resistencia. Se puede considerar que cualquier elemento aparentemente destruido puede ser empleado sin temor, si se substituye el mortero fracturado y se arregla el armado si ha sido lastimado.

## **8.2 RECUBRIMIENTO.**

Por lo general, las estructuras de ferrocemento no necesitan protección alguna, a no ser que se sometan a fuertes ataques químicos que dañen la integridad estructural de sus elementos. Una superficie ya aplanada pueda admitir una buena capa de pintura. Para elementos estructurales usados en las viviendas, se aplica a la superficie pintura ordinaria para mejorar su apariencia.

La pintura utilizada normalmente para propósitos estéticos puede emplearse en estructuras donde no es esencial un recubrimiento protector adicional desde el punto de vista estructural.

Cualquier tipo de recubrimiento debe tener algunas características ideales que pueden enumerarse a continuación:

1. La preparación debe tener buena adherencia al mortero.
2. Debe tener tolerancia a la alcalinidad en el ferrocemento.
3. Debe tener buena resistencia química a la abrasión.
4. Capacidad de aislar corrientes eléctricas.
5. Impermeabilidad al agua y a las sustancias químicas
6. Los materiales no deben ser tóxicos sino adecuados para usarse con mano de obra no calificada.
7. De técnica de aplicación sencilla, preferentemente con brocha.
8. Sin intervalo crítico de tiempo entre las capas de recubrimiento.
9. Todos los productos deben ser de rápido secado.
10. El mantenimiento debe ser fácil.

## **MÉTODO DE APLICACIÓN.**

La superficie que se va a recubrir debe estar seca y completamente limpia. La mugre, el polvo deben quitarse con sopleteado con chorro de arena o con cepillo de alambre. Las capas de lechada que pudieran estar débilmente adheridas a la superficie deben quitarse primero. Existen dos corrientes de ideas para la eliminación de las lechadas:

1. Usar el cepillado mecánico con alambre.
2. Tratamiento con ácido.

El ácido clorhídrico normalmente utilizado en estructuras de concreto no debe usarse en ferrocemento. Debido a que la malla de alambre tiene un recubrimiento pequeño, puede ser atacada y corroída por restos de cloruro de calcio que haya quedado aún después de un lavado cuidadoso.

El espesor que se requiere para el recubrimiento de protección depende del tipo de recubrimiento y de la aspereza de la superficie. Generalmente se requiere de un mínimo de tres capas y es aconsejable alternar el color de cada aplicación para asegurar un recubrimiento completo sobre toda la superficie.

### **Primera etapa de recubrimiento.**

La primera etapa de recubrimiento es la aplicación de un sellador inhibidor de vinilo o de base epóxica. Esta capa debe ser capaz de sellar la superficie agrietada mediante absorción y también de prevenir la corrosión del armazón y de la malla expuestos. En esta etapa puede mejorarse la apariencia de la estructura mediante la aplicación de un relleno de masticque vinílico.

Los recubrimientos de mastique vinílico generalmente se aplican con escoba de goma o con espátula. Secan dentro de las 24 horas siguientes y puede dársele el acabado deseado.

#### **Segunda etapa de recubrimiento.**

En la segunda etapa de recubrimiento se aplica una segunda capa para asegurar que cualquier parte del concreto o del refuerzo, expuesto o descubierto durante el aplanado, quede apropiadamente cubierto por la capa final, y es del mismo tipo que la primera capa de recubrimiento.

#### **Recubrimiento final.**

En todas las partes de la estructura se aplican de dos a cuatro capas de recubrimiento vinílico. Las diferentes marcas de recubrimiento en el mercado tienen diferentes tiempos de curado y en cada caso deben seguirse las recomendaciones del fabricante.. De cualquier manera, nunca debe aplicarse una capa de recubrimiento hasta que la capa anterior haya sido apropiadamente curada.

### **8.3 CONFORT TÉRMICO (CONDICIONES DE HABITABILIDAD).**

En lo que respecta a las condiciones climáticas, que tanta expectación causa a los interesados en este tipo de viviendas, de paredes y cubiertas de espesores delgados; se dan algunas recomendaciones que regulan los niveles térmicos de las viviendas.

La vivienda es un sistema en continuo contacto con el medio ambiente, por lo que deberá ser adecuada a las condiciones climáticas: lluvia, viento y principalmente a los rayos solares.

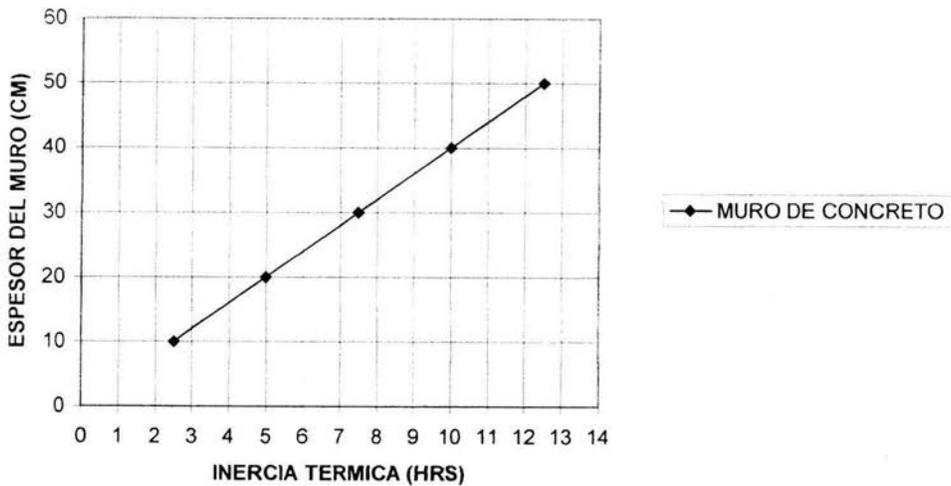
Los muros y los techos son los elementos estructurales que están directamente expuestos a las inclemencias del medio ambiente. La permeabilidad o impermeabilidad son los parámetros que determinan la magnitud de los intercambios de calor en el interior de la construcción.

#### **Conceptos básicos.**

- Conductividad. Térmica (K). Es la propiedad que tienen los materiales de transmitir el calor intermolecularmente, por la diferencia de temperaturas en dos caras opuestas.
- Inercia Térmica. Indica el tiempo que tarda en fluir el calor almacenado en un material, en este caso en un muro o un a cubierta.

En la figura 8.1, se presenta la relación que existe entre los valores de la inercia térmica y el espesor del muro. Se observa que entre mayor sea el espesor del muro, serán mayores los valores de la inercia térmica.

**FIGURA 8.1 RELACION ENTRE INERCIA TERMICA Y ESPESOR DE MURO**



Debido a los espesores delgados que se manejan en los paneles de ferrocemento, tienen la desventaja de ser elementos de poca inercia térmica, lo cual trae como consecuencia la poca capacidad de aislar el interior de la casa del rigor del clima exterior.

Para el tratamiento térmico de los muros y cubierta, hay que atacar simultáneamente varios problemas:

- Lograr el aislamiento térmico de los muros y cubierta.
- Evitar la acumulación del agua en la cubierta.
- Contribuir a la inercia térmica de la construcción.

Las techumbres son elementos que ganan y almacenan calor. Además del tipo de material, su espesor y orientación, la forma del elemento constructivo incide en el volumen de la ganancia de calor. A continuación se presentan algunos criterios constructivos para lograr una mayor o menor absorción, según convenga.

1. Techumbres planas. La absorción de calor por radiación es mayor en techumbres, los rayos son perpendiculares a toda la superficie.
2. Techumbres inclinadas. Cada 10 grados de inclinación del plano de la techumbre, representan aproximadamente de 10 a 15% de menor ganancia de calor por radiación. Este tipo de techumbres puede ser comúnmente de dos o cuatro aguas. En las techumbres de dos aguas, los rayos solares pueden ser perpendiculares sólo a la mitad; en caso de techumbres de cuatro aguas, los rayos solares pueden ser perpendiculares sólo a la cuarta parte.
3. Techumbres curvas. En las cubiertas curvas la ganancia de calor por radiación es menor, debido a que la radiación solar es perpendicular a la bóveda en un sólo punto.

### **8.3.1 RECOMENDACIONES PARA MEJORAR EL AMBIENTE TÉRMICO.**

Una vez conocidas las deficiencias térmicas de las viviendas de ferrocemento, a continuación se enlistan algunas recomendaciones para mejorarlas:

1. Usar paneles de pared y cubierta que mejoren dichas condiciones, como pueden ser los que cuentan con cámaras de aire, paneles sándwich y falsos techos, para lo cual se podrían emplear materiales de la industria nacional.
2. Dotar a las fachadas de un sistema de control solar para sombrearlas y evitar la incidencia del sol. Estos elementos pueden ser aleros, portales, pérgolas y todos aquellos de protección solar en general.
3. Pintar las superficies expuestas a la radiación solar de blanco o de colores que la reflejen.
4. Proveer un espacio entre la cubierta y la pared para facilitar la ventilación del interior de la vivienda.

Todas estas recomendaciones deberán de ser tomadas en cuenta al momento de proyectar una construcción de este tipo, para que sea aceptada por el usuario.

## **CONCLUSIONES.**

El sistema explicado en el capítulo 5, a base de tableros tipo charola (paneles prefabricados de ferrocemento), cumple con los siguientes requerimientos generales, tan necesarios para todo sistema constructivo modular de viviendas.

- Sus componentes estructurales son lo suficientemente ligeros para poder ser transportados, montados y manipulados con facilidad.
- Sus componentes se basan en unidades estandarizadas que permiten construir, con cierta flexibilidad, viviendas de diferentes medidas y tipos.
- Los elementos estructurales ofrecen facilidades para las instalaciones eléctricas, sanitarias e hidráulicas.
- Con este sistema se pueden obtener diferentes texturas y terminaciones, tanto exteriores como interiores.
- En el caso de viviendas unifamiliares permite posteriores ampliaciones, realizadas por los propietarios, sin grandes afectaciones a la edificación inicialmente concebida.
- Permite el uso de fuerza de trabajo local y no calificada, a la vez que pueden ser perfectamente adaptados con técnicas avanzadas.

Sobre la base de numerosos resultados de estudios llevadas a cabo en el mundo por diferentes investigadores, interesados en el tema, y al trabajo desarrollado es esta tesis; se puede arribar a las siguientes conclusiones:

1. El ferrocemento es un material constructivo como cualquier otro, con sus ventajas y sus desventajas, con sus particularidades que la distinguen del resto de los materiales empleados también para la construcción de viviendas, por lo cual se puede adaptar, tanto para el empleo en sistemas constructivos de muy bajo costo, como para los sistemas económicos y los de costo competitivo, con las calidades a ellos asociados.
2. Hay una extraordinaria confluencia de nuevas tecnologías y un gran mercado de productos "vivienda" en todo el mundo, que pueden llevar a un cambio en la que sea usada la vía del ferrocemento. Las tecnologías avanzadas pueden ayudar a expandir las aplicaciones del ferrocemento, y mejorar en forma importante su aceptación como un material constructivo; con una elevada calidad, elevada tecnología, durabilidad y costos competitivos.
3. El ferrocemento está listo para nuevas tecnologías. Muchas de sus propiedades mecánicas ya se han documentado, y las guías para su análisis y diseño las han desarrollado numerosos investigadores en diferentes países. Existe además la necesidad de desarrollar paquetes de viviendas completas, donde el ferrocemento, como subsistema estructural, esté integrado como parte de la totalidad del sistema.

Finalmente sólo queda por apuntar que para llevar a efecto las anteriores conclusiones, es necesario cambiar las percepciones que los arquitectos, ingenieros, autoridades civiles tienen del ferrocemento, que son los que tienen que ver en su nivel de decisión con la ejecución de viviendas, y finalmente a los propios usuarios a quienes en definitiva sólo los convencerá un producto de calidad, al alcance de sus economías, en cualquier rango que ésta se mueva.

## BIBLIOGRAFÍA GENERAL.

1. Bellido, De Luna J. La vivienda de ferrocemento : una solución, una alternativa. Centro de Información Técnica. La habana, Cuba.
2. División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales. Techumbre de ferrocemento construida en el lugar. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco.
3. Fernández, Orozco L. Casa construida con paneles de ferrocemento y poliestireno por autoconstrucción. División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Departamento de Materiales. Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco.
4. Lemus/López/Olvera. Elementos de ferrocemento Para Sistemas de Techo. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
5. Lemus/López/Olvera. Propiedades Mecánicas y de Durabilidad del Ferrocemento Normal. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
6. Mendoza/Mena/Fuentes/Erazo. Propiedades Básicas del ferrocemento. Instituto de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

7. Naaman/Ramos. Propiedades Mecánicas del Ferrocemento en Tracción, Flexión y Compresión. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME). Boletín IMME - Año IX Nos. 33 y 34, Enero-Junio, 1971. Facultad de Ingeniería, UCV.
8. Olvera, López A. El ferrocemento y sus aplicaciones. Instituto politécnico Nacional, 1985.
9. Paul/Pama. Ferrocemento. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.
10. Olvera, López A. El ferrocemento Material del Futuro Inmediato. Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto. Instituto de Ingeniería Civil U.A.N.L. 1977.
11. Erazo, Ríos E. Aplicaciones del ferrocemento en México. Simposio Internacional sobre Tecnología del Concreto. Instituto de Ingeniería Civil U.A.N.L. 1977.
12. Anónimo (1993). Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
13. Anónimo (1993). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
14. Meli, Roberto. Diseño estructural.