Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"DISEÑO DE LOSAS DE DOBLE PANEL EN FERROCEMENTO MEDIANTE FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE PLACAS ORTOTRÓPICAS."

Tesis para optar al título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles.

Profesor Guía:
Sr. Hernán Arnés Valencia
Ingeniero Civil.

NAIM EDUARDO SADE CALLES.

VALDIVIA - CHILE

2005

Gracias a Dios he podido crecer y compartir junto a hermosas personas y grandes amigos que sin duda han sido un regalo diferente que no puedo dejar de mencionar. Por eso quiero aprovechar esta oportunidad para agradecer lo valioso que ha sido vuestra compañía.

Mi Familia:

Padre, eres el magnífico regalo y el mas grande que tendré en mis recuerdos, gracias por hacerme vivir de mis sueños, por enseñarme a creer en el amor, en la familia, en Dios, gracias por dejar tus huellas en mi y seguir mis pasos en cada instante.

Madre, siempre fuerte, eterna enamorada, tierna, inmortal ante las desavenencias, gracias por creer en mi, por tu amor, cariño, apoyo, por estar a mi lado.

Leylita (hermanita), gracias por estar siempre dispuesta a escucharme, por seguir de cerca mis sentimientos, por tus empujones en mis ratos débiles y de quietud, por darme la felicidad de contar contigo.

Farid (hermanito,) eres uno de mis grandes regalos, gracias por tu compañía de infancia.

Gracias tío Oscar, tío Hugo por el cariño entregado.

Mis omisos:

Marisol R., gracias por el cariño y los buenos consejos. Cristian S., querido amigo, gracias por enseñarme a creer en mi, por mostrarme que uno es capaz de lograr mucho mas de lo que cree y superar los momentos difíciles. Felipe por tu sencillez y fiel amistad. Carlitos Ocampo por tu cariño de infancia y preocupación. Roberto F. por tus bromas y chistes que me mantuvieron muchas veces alegre cuando no quería estarlo. Roberto M. por tu amistad incondicional.

Mis compañeros y amigos:

Rodrigo K., Paulina R., Iván R., José Luis R., Rodrigo U. gracias por los buenos momentos, por su compañía, gratos estudios...

ÍNDICE

CAPITULO I: "INTRODUCCIÓN GENERAL".....1

I.a.- Introducción.....2
I.b.- Objetivos.....4
I.b.1.- Objetivos Generales.....4
I.b.2.- Objetivos Específicos.....4
I.c.- Metodología de trabajo.....6

CAPITULO II: "ASPECTOS GENERALES DEL FERROCEMENTO".....7

II.a.- Breve Reseña Histórica 8
II.b.- Desarrollo del Ferrocemento.....9
II.b.1.- Definición.....9
II.c.- Ventajas y Desventajas.....10
II.c.1.- Ventajas del ferrocemento.....10
II.c.2.- Desventajas del ferrocemento.....11

CAPITULO III: "CARACTERIZACIÓN DEL FERROCEMENTO".....12

III.a. – Materiales.....13
III.a.1.- Mortero.....13
III.a.2.- Cemento.....14
III.a.3.-Áridos.....14
III.a.4.- Agua de amasado.....15
III.a.5.- Aditivos.....15
III.a.6.- Tipos de Refuerzos.....16
III.a.6.1.- Tela de malla hexagonal.....16
III.a.6.2.- Tela de malla Soldada.....16
III.a.6.3.- Aceros de Esqueleto.....17

CAPITULO IV: "LOSAS DE DOBLE PANEL EN FERROCEMENTO".....18

IV.a.- Aspectos de diseño de losas de doble panel en ferrocemento.....19
IV.b.- Proceso constructivo.....21
IV.b.1- Desarrollo Constructivo.....22
IV.b.2- Diagrama de flujo.....23
IV.c.- Consideraciones para un buen procedimiento constructivo.....24

CAPITULO V. "METODOLOGÍA DE DISEÑO"..... 26

V.a.- Flexión en placas ortotrópicas y aplicaciones en losas de doble panel.....27
V.a.1.- Introducción.....27
V.a.2.- Exactitud y aplicabilidad de la aproximación de placas ortotrópicas.....28
V.a.3.- Análisis de flexión en una losa de doble panel con deflexión por corte.....29
V.a.4.- Efectos directos e indirectos de los esfuerzos.....32
V.a.5.- Método exacto (Sexto Orden).....35
V.a.6.- Método Simplificado.....41
V.a.7.- Aplicación del método simplificado en una losa de doble panel.....46

V.b.- Análisis y Diseño de la losa de doble panel a ensayar.....51
V.b.1.- Análisis y diseño modelado como una viga individual (Método Elástico).....51
V.b.2.- Análisis y diseño como un solo elemento (Método Elástico).....56
V.b.3.- Verificación de diseño por estados límites (Método a la Rotura).....59

V.c.- Conclusión de los métodos estudiados.....62

CAPITULO VI: "CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA LOSA DE DOBLE PANEL DEL ENSAYO".....63

VI.a.- Materiales utilizados.....64
VI.b.- Ensayos y Resultados Rilem.....67

CAPITULO VII: “ANÁLISIS DE RESULTADOS”.....68

VII.a.- Procedimiento.....69
VII.b.- esultados.....70
VII.c.- Curva tensión-deformación.....71
VII.d.- Determinación del módulo de elasticidad.....73
V.d.1.- Módulo de elasticidad teórico.....73
V.d.2.- Módulo de elasticidad experimental.....75

CAPITULO VIII: “EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA”.....79

VII.a.- Introducción.....80
VII.b.- Losa de menor peso.....80
VII.c.- Velocidad de Fabricación.....81
VII.d.- Aislación 81
VII.e.- Costo.....81

CAPITULO IX: “CONCLUSIONES”.....83

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....86

ANEXOS.....88

A.1. – Propiedades Físico-Mecánicas.....89
A.1.1.- Introducción.....89
A.1.2.- Módulo de elasticidad.....89
A.1.3.- Comportamiento a la tracción.....90
A.1.4.- Comportamiento a la compresión.....92
A.1.5.- Comportamiento a la flexión.....92
A.1.6.- Resistencia al impacto.....94
A.1.7.- Agrietamiento.....94
A.1.8.- Durabilidad.....95

B. – Análisis de precios unitarios.....96

C. – Láminas de detalles losas de doble panel.....97

D. – Gráficos de deflexión máxima en losas de doble panel.....100

E. – Diseño de losa tradicional con condiciones de servicio iguales a la losa del ensayo...103

F. – Relación rigidez a flexión, tensión a flexión y peso para variaciones de altura en vigas dobleT.....105

CAPITULO I

“INTRODUCCION GENERAL”

I.a.- INTRODUCCIÓN

Dentro del área estructural, la variable de la disminución del peso ha sido una consideración esencial al momento de abordar un problema de diseño[6]. La disminución de los costos, aumentar la productividad en las obras, cumplir con las nuevas normas de calidad son unos de los requisitos para los nuevos proyectos. Todo esto y sin dejar de lado que nuestros nuevos diseños posean la capacidad portante requerida , una de las variables que se une para la obtención de un buen resultado.

A modo de cubrir estas demandas en las últimas décadas se han implementado nuevos métodos de diseño guiados por conceptualizaciones actuales nacidas de la proyección y ensayo de nuevos materiales.

En Chile uno de los campos que se encuentra en permanente desarrollo tecnológico es el diseño en ferrocemento. Especial interés han presentado empresas encargadas de fomentar su desarrollo y universidades que lo ven como una alternativa viable en estudio[7].

Las losas tradicionales de hormigón armado han sido muchas veces elementos insustituibles en una estructura, sin embargo su considerable peso, costo de fabricación y forma en que condicionan un diseño, nos motiva a obtener un elemento mas liviano (“losa de doble panel”), de similares características técnicas y económicamente viable.

Una forma recurrente para aumentar la capacidad de carga de una losa es incrementar su espesor, lo que implica habitualmente un aumento considerable de su peso. Por el contrario si modelamos un elemento conformado por dos paneles de pequeño espesor, paralelos entre si y pudiéramos aumentar la distancia entre ellos, logrando que el conjunto trabaje a flexión, se incrementará la rigidez a flexión de la misma, y la variación del peso será significativamente menor, tal como se puede representar en la siguiente tabla.

	Sección Llena	Sección de h=t	Sección de h=3t
Rigidez de flexión	1,0	7,00	37,0
Tensión de flexión	1,0	3,50	9,24
Peso	1,0	1,05	1,15

Tabla nº 1,1. "Relación peso-espesor losa de doble panel (Anexo F) ."

Este criterio, "la mantención de la resistencia a razón de un menor peso" es el principal fundamento para la presente tesis. El diseño de un elemento formado por dos paneles unidos entre si por pequeñas vigas uniformes y ortogonales en ambas direcciones que hacen de todo, un solo elemento portante.

El método de cálculo empleado para el análisis de losas de doble panel se inicia con el estudio de los planteamientos teóricos de placas ortotrópicas, obteniendo una conceptualización mas clara del comportamiento de estas estructuras y su aplicación en el ferrocemento. Posteriormente mediante un marco teórico actual de diseño se aborda el problema planteado.

A modo experimental, se decide construir una losa en ferrocemento caracterizada por la unión de dos paneles de 2.5 centímetros de espesor, en su interior posee pequeñas vigas ortogonales de 1.5cm de ancho por 11cm de alto, formando un conjunto de 16cm (2.5 + 2.5 +11). Las dimensión total de la losa es de seis metros de longitud por un ancho unitario y posteriormente será ensayada en el laboratorio Lemco de la Universidad Austral de Chile. Los resultados obtenidos del ensayo son estudiados bajo las formulaciones teóricas postuladas. Además se realiza una evaluación técnica y económica de la alternativa.

En resumen la presente tesis investiga la factibilidad de construir losas de doble panel en ferrocemento con luces de hasta seis metros, pudiendo ser construidas in situ de acuerdo a ciertos procesos constructivos y proyectando su aplicación en viviendas y edificios menores.

I.b.- OBJETIVOS

I.b.1.- OBJETIVOS GENERALES

1. Lograr un diseño de losas de doble panel con un peso significativamente inferior a las losas tradicionales de hormigón armado, manteniendo la rigidez y capacidad portante necesaria para conformar losas con luces de hasta seis metros. Mediante los resultados del ensayo dejar en pie la posibilidad de aplicar este sistema en luces superiores a 6 metros, planteándose como objeto de análisis para un próximo de estudio.

2. Evaluar las potencialidades del uso de losas de doble panel como una alternativa técnica y económica viable frente a los sistemas que se emplean convencionalmente en Chile. (Losas tradicionales de hormigón armado, losetas pretensadas en ferrocemento, los colaborantes, etc.)

I.b.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Demostrar que mediante el diseño de losas de doble panel podemos obtener elementos con un peso inferior a un 50% del peso de una losa tradicional de hormigón armado.

2. Por medio del diseño mantener una capacidad portante dentro del orden de servicio requerido por la Nch. 1537 of86 (“Diseño estructural de edificios-Cargas permanentes y sobrecargas de uso”).

3. Obtener las deformaciones en el centro de la losa del ensayo a modo de verificar que éstas son menores a las admisibles planteadas para este problema.

4. Proponer el sistema de losas de doble panel como una alternativa técnica y económica viable para la construcción de viviendas y edificios menores.

5. Establecer ventajas y desventajas constructivas de las losas de doble panel y demostrar en que forma podrían inferir positivamente en un diseño.

6. Considerar dos alternativas de diseño propuestas por el autor Wainshtok (Diseño elástico y diseño de tensiones a la rotura), a modo de comparar sus resultados y aplicarlos en la construcción de la losa del ensayo.

7. Obtener el módulo de elasticidad de la curva carga-deformación del ensayo de la losa y compararla con los teóricos planteados.

I.c.- METODOLOGÍA DE TRABAJO.

La metodología para abordar la siguiente tesis comienza con la descripción de los aspectos generales del ferrocemento y su caracterización (Capítulo II y III). Posteriormente se realiza un encuadre sobre el diseño de losas de doble panel (Capítulo IV) para que en el siguiente capítulo se estudie el análisis y diseño de estos elementos (Capítulo V).

Es de considerar que, en el análisis de losas de doble panel, una de las dificultades es la determinación de los esfuerzos internos. Los métodos convencionales (análisis como una viga individual) no se constituyen como una buena alternativa para losas con grandes longitudes en ambas direcciones, por lo que fue necesario consultar teorías utilizadas en otras áreas de la ingeniería ("Análisis de placas ortotrópicas"). Con estos fundamentos podemos abordar los problemas de *losas de doble panel con grandes luces* en ambas direcciones y quedará abierta la posibilidad de ser aplicado en un ensayo de laboratorio para un estudio próximo.

Para el "análisis" de las losas de doble panel con un extremo angosto se pueden utilizar los métodos convencionales de análisis de estructuras sin perder exactitud en los resultados (Capitulo V.b), y es así, como realizamos una aplicación diseñando una losa de doble panel de 6 metros de longitud para posteriormente ser ensayada en laboratorio. El "método de diseño" es fundado por teorías actuales de diseño en ferrocemento[1].

Una vez concluido y resuelto el problema, se procede a fabricar la losa (Capítulo VI) para posteriormente someterlo a un ensayo de Flexión (Capítulo VII), que consiste en apoyar la losa en sus dos extremos con condiciones de apoyo simples para ser cargada dando una distribución homogénea de presiones hasta producir el fallo (Anexo A-"Comportamiento a flexión").

Finalmente, se realiza una evaluación técnico-económica de la aplicación de las losas de doble panel en la construcción (Capítulo VIII) a modo de establecer conclusiones de viabilidad de la alternativa; tomando en cuenta sus aspecto de diseño, comportamiento estructural y evaluación técnico-económica(Capítulo IX).

CAPÍTULO II

“ASPECTOS GENERALES DEL FERROCEMENTO”

II.a.- BREVE RESEÑA HISTÓRICA

El inicio de los estudios y las primeras aplicaciones en ferrocemento fueron realizadas por el Francés Joseph Louis Lambot, quien en el año 1848 construye un barco que años mas tarde sería exhibido en una exposición internacional con un gran éxito (Paris, año.1855) [1]

Posteriormente nacieron intereses por hacer que este elemento sea implementado en muchas áreas. Los años siguientes hicieron que se generen grandes obras representativas y con un gran reconocimiento, aunque algunos de estos proyectos se transformaron en un fracaso[2].

La falta de conocimiento de cómo se comporta este material no permitió grandes avances sino hasta el año 1946, en que Pier Luigi Nervi (1881 – 1960), ingeniero y arquitecto italiano, le brindara el auge necesario para iniciar una nueva etapa de estudio. Motivado por la flexibilidad y excepcional resistencia del ferrocemento dirigió esta aplicación a la construcción habitacional y en edificios. [2]

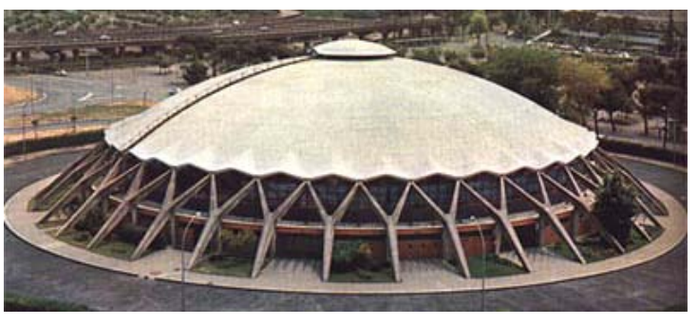


Figura nº 2.1. "Palazzetto dello Sport in Rome (1956-1957)."

Fue así, como en el transcurso de esa década, se dio pié a obras notables como el Palacio de Exposiciones de Turín y el Palacio de Deportes de Florencia, este ultimo con una cúpula de 100 mt de luz, siendo una de las obras que atrajo a científicos e ingenieros de todo el mundo. [1]

En América latina, Cuba, donde la limitada producción de las industrias siderúrgicas y la escasa mano de obra calificada fueron razones para buscar nuevas alternativas. Así al inicio de los años 70, Cuba se mantuvo a la vanguardia de la tecnología

en trabajos de ferrocemento, fueron ejemplos: piscinas, monumentos, edificios y viviendas [1].

A partir de entonces, la ingeniería ha sido testigo de los magníficos resultados y la enorme versatilidad al emplear el ferrocemento en edificaciones, pronunciándolo como un material que ha adquirido la misma importancia que el concreto reforzado y preesforzado.[1]

En la actualidad se considera como un material alternativo, el comité ACI-549 American Concrete Institute trabaja en la realización de un manual práctico de diseño estructural.

II.b.- DESARROLLO DEL FERROCEMENTO

II.b.1.- DEFINICIÓN DEL FERROCEMENTO

> *"El Ferrocemento es un tipo de concreto reforzado de pared delgada comúnmente construido de mortero de cemento hidráulico y reforzado con capas estrechamente espaciadas de mallas continuas hechas de hilos de tamaño relativamente pequeño. La malla puede ser metálica o de cualquier otro material apropiado".*
>
> Comité 549 del American Concrete Institute (ACI)

El ferrocemento es un término usado para definir un tipo particular del hormigón Armado. Este compuesto de mortero de arena y cemento hidraulico posee un refuerzo que generalmente es una armadura altamente subdividida y distribuida en la masa del mortero. Pueden ser de fibras de vidrio, fibras orgánicas o metálicas; construidas mediante mallas de diferentes tipos o barras de acero de diferentes diámetros.

Dependiendo de las solicitaciones el elemento puede ser estructurado con varillas de acero, mallas electro soldadas e incluso se puede complementar con mallas hexagonales comúnmente llamadas mallas de gallinero. Debido a esto, es de vital importancia, conocer el comportamiento de cada uno de los elementos que lo conforman, su colocación en el compuesto y dosificación.

Actualmente, es considerado como una alternativa versátil al momento de construir. Las características acústicas, térmicas, impermeabilidad, resistencia al fuego, al impacto son una de sus particularidades. La resistencia a la compresión, flexión y corte son características que hacen pensar, mas aún, en el desarrollo de éste aplicado en la construcción habitacional y de edificios.

II.c.- VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL FERROCEMENTO.

II.c.1- VENTAJAS DEL FERROCEMENTO.

a) Los materiales básicos empleados son de fácil adquisición en Chile.

b) Posee un buen aislamiento térmico. La conductividad térmica del ferrocemento es extremadamente baja.

c) Buen aislamiento acústico. Su alta masa le posibilita absorver el sonido de menor forma que otros materiales de construcción.

d) Buena resistencia ante agentes mecánicos. Posee flexibilidad para resistir impactos sin destruirse.

e) Los elementos a construir pueden adquirir cualquier forma de acuerdo a la necesidad del usuario.

f) Por medio de la distribución del acero se pueden manejar una buena resistencia al agrietamiento, aumentar su impermeabilidad y la resistencia a la corrosión.

g) No necesita mayor mantenimiento y de ser necesario, es a un bajo costo. Posee una buena capacidad para resistir agentes externos limitándose a tener reparaciones localizadas o pinturas periódicas.

h) Facilidad de construcción y reparación. La construcción del ferrocemento no presenta mayores dificultades, no exige mano de obra calificada, al necesitar alguna instrucción es facil y rápida de realizar.

i) Es de bajo costo. Los materiales utilizados en su elaboración, la no exigencia de mano de obra calificada, la poca necesidad del uso de equipos en su elaboración y colocación en obra, el menor peso y la disminución del tiempo de construcción; son características incidentes en su competitividad económica.

II.c.2.- DESVENTAJAS DEL FERROCEMENTO.

a) En el ferrocemento muchas veces es dificultoso hacer perforaciones con un taladro debido a lo delgado del material (se suele dañar).

.

b) En los ambientes corrosivos (por ejemplo, agua de mar), cuando las estructuras han sido reparadas existe probabilidad de corrosión, por lo cual se debe prestar especial atención a la fabricación de los elementos.

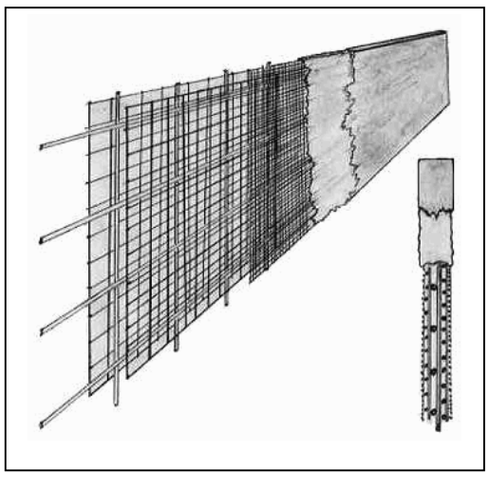
c) En el caso de presentarse agrietamiento en la estructura, se incluye un riesgo de corrosión por factor clima, por lo que muchas veces el diseño debe estar contemplado para una carga de servicio que no mantenga agrietado el elemento.

CAPÍTULO III

“CARACTERIZACIÓN DEL FERROCEMENTO”

III.a. - MATERIALES.

III.a.1. - MORTERO.



El Mortero utilizado en el ferrocemento es una mezcla de cemento hidráulico y arena. Sus propiedades dependen de diversas variables teniendo como finalidad lograr una mayor resistencia a la compresión, dureza e impermeabilidad. Posee una consistencia uniforme y sin porosidades a modo de no incluir un riesgo de ataques químicos de corrosión de las armaduras[1].

Figura nº 3.1. "Detalle típico armadura ferrocemento."

La densidad media del mortero para efectos de cálculo es de $2300^{kg}/_{m}{}^{3}$, si el elemento cuenta con una tela de malla metálica. Para una mayor cantidad de mallas se le suma 50 $^{kg}/_{m}{}^{3}$ por cada adicional[1]. Si se utilizan otros tipos de refuerzos, se pueden usar otros valores que permitan determinar la densidad media del ferrocemento en forma mas precisa.

Para la dosificación del mortero existen dos relaciones importantes. La primera relación es la arena-cemento, donde se recomienda una relación entre 1;1,5 - 2 y puede llegar a 2,5 –3,0 cuando son morteros proyectados con pérdidas de granos por rebote. La segunda relación corresponde al agua-cemento siendo un factor que influye de manera decisiva en las propiedades del mortero; determina la plasticidad, la consistencia y la laboralidad además de las propiedades del mortero endurecido[1].

A continuación se realizará una descripción de los componentes del mortero.

III.a.2. - CEMENTO.

Es uno de los componentes principales en el mortero, las propiedades mecánicas como retracción, fluencia, permeabilidad muchas veces dependen del tipo de cemento utilizado.

La calidad de este producto puede afectar sensiblemente el comportamiento del ferrocemento, afectando la durabilidad debido a los pequeños espesores que poseen estas estructuras y los riesgos por corrosión.

Se recomienda utilizar cantidades que fluctúen entre 500 y 800 $^{kg}/_{m^3}$ a modo de garantizar los requisitos de calidad del mortero.

III.a.3. - ARIDOS.

Para la elaboración de morteros en ferrocementos se recomienda un tamaño máximo de áridos de 5 mm, aunque muchas veces por la distribución de los refuerzos y los tipos de mallas utilizados estas dimensiones deben ser inferiores a los 3 mm.

Este material ocupa desde un 60 hasta un 70% del total de la masa del mortero, por lo que se debe prestar mayor importancia a las dimensiones de los áridos para obtener una correcta penetración de éste alrededor de las mallas, con una mínima relación agua-cemento.

Hay que tener en cuenta el módulo de finura, el área específica, la granulometría y formas de los granos. Una selección de áridos bien graduada permite la obtención de un mortero con mejor resistencia mecánica y mayor laboralidad.

Los áridos con formas más redondeadas y lisas en su superficie, proporcionan morteros mas trabajables con una menor relación agua cemento. Aunque áridos con granos de forma irregular y superficie rugosa conforman un mortero más resistente a la tracción debido al enlace producido entre los áridos y el cemento endurecido.

III.a.4. - AGUA DE AMASADO

El agua utilizada para la elaboración del Mortero, corresponde a un agua de uso público exenta de materias orgánicas y sustancias nocivas que puedan afectar las propiedades del mortero o causar alguna corrosión en los refuerzos.

La norma chilena *NCh 1498 "Hormigón – Agua de Amasado – Requisitos"*, complementa los requisitos de para las aguas utilizadas en morteros.

III.a.5. - ADITIVOS

Una de las formas de mejorar de las propiedades del hormigón ya sea fresco o endurecido es la aplicación de algunos aditivos, pudiendo modificar las características físico-mecánicas, acelerar el endurecimiento del mortero, darle una mayor trabajabilidad, etc.

A continuación se mencionarán brevemente algunos tipos de aditivos químicos de mayor importancia aplicables en el mortero.

a) *Plastificantes o reductores de agua*, son aquellos que proporcionan una mejor laboralidad en el mortero, permite utilizar menor cantidad de agua mejorando la resistencia mecánica, impermeabilidad y durabilidad del mortero.

b) *Aceleradores*, son aquellos productos que aceleran la reacción del fraguado del mortero. Del mismo modo, existen aditivos que retardan la reacción de hidratación del mortero.

c) *Incorporadores de aire*, producen la formación de un número elevado de burbujas de aire en el mortero; confiriéndole mayor laboralidad, impermeabilidad y resistencia a la intemperie.

d) Aditivos de expansión, este aditivo cumple con expandir el mortero a modo de contrarrestar la pérdida de agua y posterior retracción.

e) *Impermeabilizantes*, su función es disminuir la permeabilidad del mortero reduciendo los espacios vacíos de éste.

III.a.6. - TIPOS DE REFUERZOS.

Dentro de los refuerzos utilizados en el ferrocemento podemos distinguir dos tipos: *Armadura Difusa*, constituida por mallas de alambre de pequeño diámetro, poco espaciadas y la *Armadura Discreta* constituida por alambres o barras de acero de pequeño diámetro.

Los refuerzos, además de conformar la estructura, poseen dos características principales que son: absorber los esfuerzos a tracción que el mortero no es capaz de soportar y disminuir las grietas posibles. La configuración de la enfierradura, cantidad y orientación, producen diferentes comportamientos que deben ser muy bien estudiados.

A continuación se mencionarán los tipos de refuerzos existentes, con algunas de sus características especiales.

III.a.6. 1.- TELA DE MALLA HEXAGONAL

Figura nº 3.3. "Tela de malla hexagonal."

La tela de malla hexagonal es la comúnmente llamada malla de gallinero. Como ventajas se destacan su bajo costo a comparación de otros tipos de refuerzos y fácil trabajabilidad.

La estructura de esta malla corresponde al trenzamiento de alambre galvanizados de diámetros que pueden fluctuar entre 0,5 y 1,5 mm, espaciados entre 12,5 y 25mm.

III.a.6. 2.- TELA DE MALLA SOLDADA

Está conformada por alambres rectilíneos de acero en direcciones ortogonales, formando distribuciones cuadradas o rectangulares.

Debido a su forma y rigidez presenta condiciones ideales para utilizarla en superficies planas o losas y lograr un rápido avance en su colocación.

Esta malla tiene la particularidad de ser soldada en todos sus extremos, otorgando un mejor comportamiento y una superficie rugosa o con resaltes.

III.a.6. 3.- ACEROS DE ESQUELETO

Este es un tipo de refuerzo que habitualmente conforma la estructura, donde se colocan mallas hexagonales. Generalmente son alambrones o barras que oscilan entre los 3 y 12 mm. El espaciado es variable y va de acuerdo a la necesidad de auto-soportar la estructura, con una función constructiva más que una estructural.

CAPITULO IV

“LOSAS DE DOBLE PANEL EN FERROCEMENTO”

IV.a.- ASPECTOS DE DISEÑO.

En Chile la experiencia en estructuración de losas no brinda un amplio desarrollo en la materia. Debido a ser un país altamente sísmico las alternativas para construir son de orden limitado y los nuevos sistemas utilizados en países mas desarrollados aún se encuentran en estudio para ser aplicados en nuestros proyectos.

A continuación, citaremos 2 tipos de losas de hormigón armado utilizadas en Chile, con características técnicas similares o competitivas respecto a las losas de doble panel:

a) *Las losas colaborantes* son una buena opción como estructuras mas livianas, aunque la estructura metálica soportante, la mano de obra calificada siempre van a sumar un costo adicional y sus longitudes muchas veces están limitadas por las condiciones de servicio.

b) *Las losas tradicionales en hormigón armado* son unos de los sistemas constructivos mas utilizados en edificios de múltiples niveles en Chile, pueden conformar elementos de grandes luces, sin embargo su excesivo peso las alejan de la finalidad de nuestro diseño.

En cuanto a *las losas de doble panel*, se pueden definir como la unión de múltiples vigas (doble T), en ambas direcciones ortogonales conformando un solo elemento portante. Otra definición sería la unión de dos paredes delgadas mediante celdillas ortogonales conformando un solo conjunto estructural.

En cuanto a su geometría se recomienda que los espesores de los paneles superiores e inferiores sean menores a 3,5cm, pensando que un ancho superior haría perder las particularidades de este elemento (mantener un bajo peso). El espesor de las celdillas ortogonales no debería ser mayor al espesor de los paneles y su separación no superior a 25cm, ya que de lo contrario produciría un elemento más solicitado con mayores secciones y cuantías superiores.

Las losas de doble panel tienen una gran cantidad de refuerzos en relación al volumen del mortero. Generalmente, las mallas, condicionarán los espesores de los paneles, siendo importante darles una correcta distribución, conservando los recubrimientos mínimos necesarios.

La estructura principal de las losas de doble panel se encuentra detallada en la siguiente figura: panel superior, panel inferior y celdillas ortogonales.

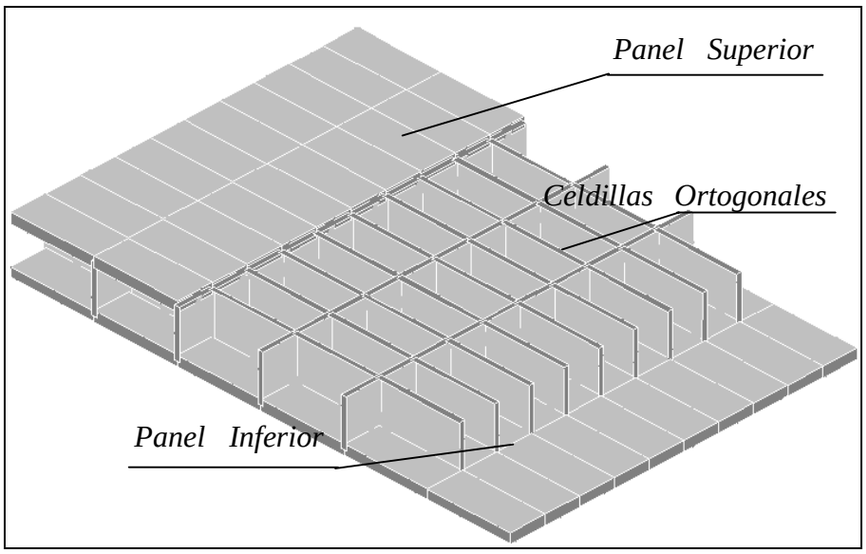


Figura nº 4.1. "Losas de doble panel en ferrocemento."

En los espacios entre las celdillas se pueden colocar bloques de poliestireno expandido o algún material similar como función de molde y alivianador. Bajo estos criterios constructivos se obtiene una losa con un peso significativamente inferior a una losa tradicional (alrededor de un 50% menos).

En el siguiente punto se explicará la secuencia constructiva de las losas de doble panel.

IV.b.- PROCESO CONSTRUCTIVO

IV.b.1- DESARROLLO

Para la fabricación de losas de doble panel se debe realizar un moldaje sin mayores dificultades, sin embargo se debe prestar cuidado a su estanqueidad debido a la fluidez del mortero (mortero con alto cono), además de una buena sujeción de los moldajes laterales para que no tengan deformaciones durante el vaciado del hormigón.

Terminado éste, se debe realizar la instalación de las mallas inferiores y refuerzos correspondiente a las celdillas ortogonales que van en el interior de los paneles.

Debido a la cantidad de fierro se debe buscar una configuración adecuada para ocupar el menor espacio posible, considerando el recubrimiento necesario para una losa dependiendo del lugar donde se encuentre proyectada.

Una vez revisada la correcta colocación de los espaciadores, se procede a hormigonar el panel inferior de la losa. Se puede utilizar un vibrador de inmersión con una sonda de pequeño diámetro, a modo de que el mortero se distribuya por toda la superficie correctamente.

En forma previa, ya que éste tiempo es relativamente corto, se deben tener preparados los bloques de poliestireno expandido o aislapol para colocar en los espacios entre las celdillas ortogonales. Luego se debe vaciar el mortero en el interior de las éstas (su llenado debe ser total, no arriesgando que queden nidos debido a que no serán visibles para su reparación).

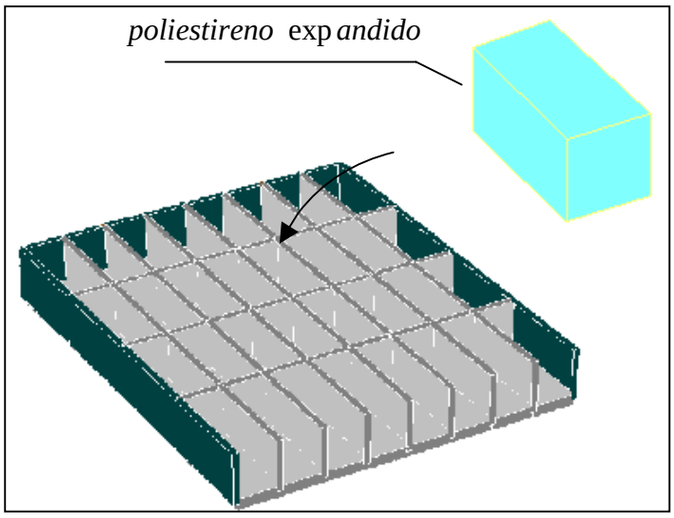
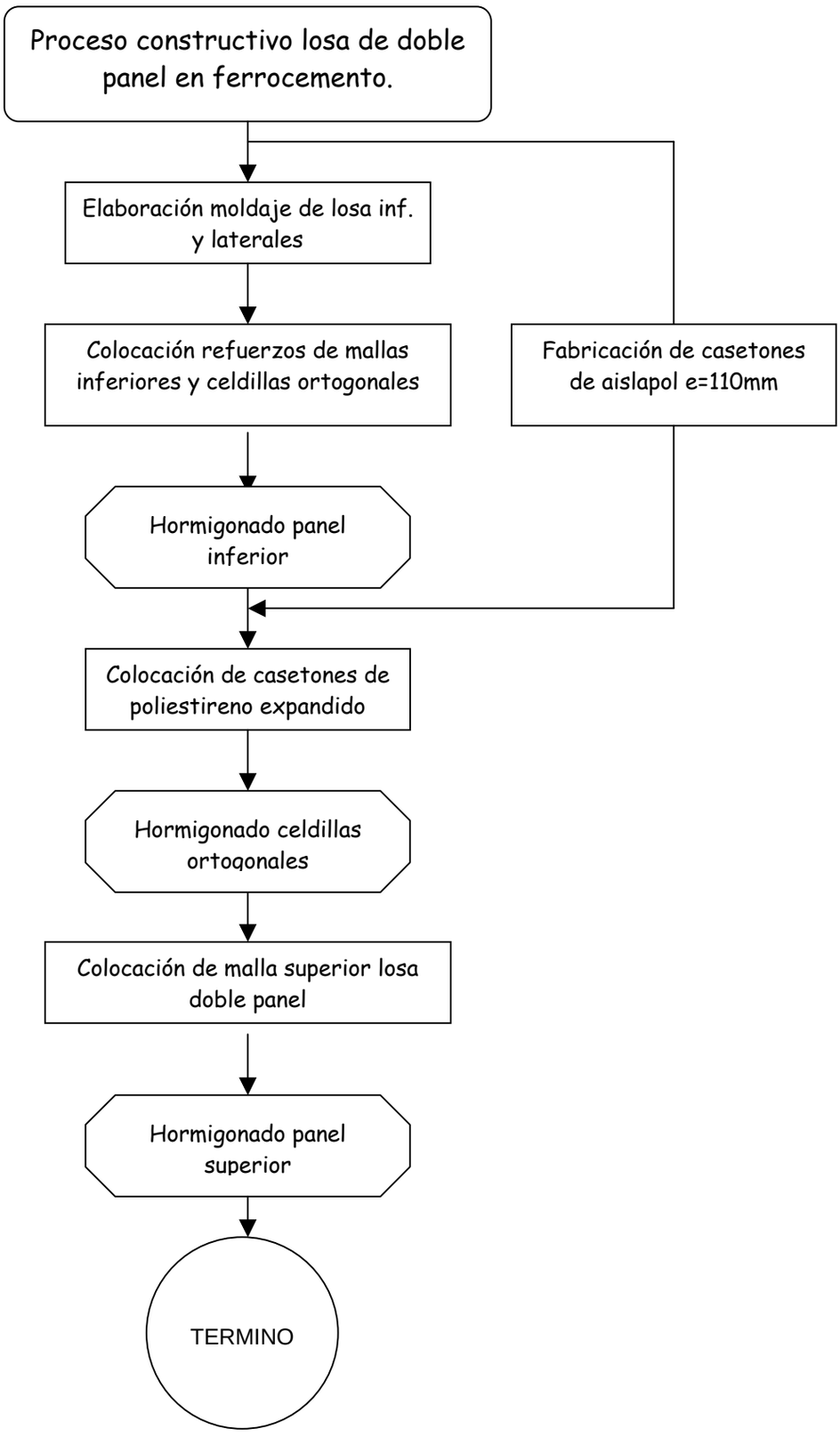


Figura nº 4.2. "Colocación de poliestireno expandido en espacios huecos."

Finalmente se colocan las mallas superiores de la losa y se hormigona la parte superior realizando una acabada terminación de la superficie para las prestaciones que pudiera tener.

IV.b.2- DIAGRAMA DE FLUJO



IV.c.- CONSIDERACIONES PARA UN BUEN PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Si bien la construcción de losas de doble panel en ferrocemento no parecen ser un procedimiento complicado, en los siguientes puntos se mencionan algunos aspectos para un buen proceso constructivo:

- Al momento de hormigonar las losas de doble panel, se debe evitar la variación de los espesores de los paneles, ya que son un parámetro muy sensible respecto a la resistencia de la losa, un aumento o disminución de éste puede disminuir su capacidad de carga. Si bien estas losas no requieren mano de obra calificada, la correcta supervisión es imprescindible para asegurar un buen proceso constructivo.

- Para las losas de doble panel que no requieran armadura superior (no existen momentos negativos), se recomienda incluir una cuantía de enfierradura que no sea menor a 2/3 de la cuantía del panel inferior. (Ver detalle Anexo C. “Losa del ensayo”.)

- En el caso de existir empalmes, donde la malla se encuentre a tracción (“condición no deseable), deben tener una longitud mínima de 100 mm siendo recomendable realizar empalmes mayores.

- Por diseño, generalmente las mallas de la pared inferior de la losa (si son de diámetros menores) serán dobles o triples por lo que la ubicación de los empalmes deben ser en lugares donde la fuerza de tracción sea mínima, sin repetirse dos empalmes en un mismo lugar.

- El número de telas solapadas no debe constituir más del 50% de la sección total de las telas en tracción.

- Los áridos del mortero deben ser de pequeño diámetro para que al ser vaciado completen una correcta distribución alrededor de las mallas y celdillas del elemento. Para el hormigonado se recomienda la utilización de un vibrador de inmersión.

- En el interior de la losa se recomienda realizar canalizaciones eléctricas o de agua potable con diámetros no superiores a 20 mm, de lo contrario se propone consultar una sobrelosa, y en el caso de desagües o alcantarillado realizar un cielo falso a modo de no debilitar el elemento.

- No se debe realizar picados, ni puntereos en las losas debido al pequeño espesor de las paredes.

- En el caso de realizar canalizaciones en el interior de la losas, se deben dejar las pasadas con anterioridad a modo de evitar cualquier picado o perforación de la losa.

- En el anexo C se presentan planos de detalle de una losa de doble panel. Además se propone una unión tipo de ésta a un muro de hormigón armado, donde a modo de no arriesgar una falla local en este lugar, se propone, incluir una ménsula continua en el costado del muro.

CAPÍTULO V
“METODOLOGÍA DE DISEÑO”

V.a.- FLEXIÓN EN PLACAS ORTOTRÓPICAS Y APLICACIÓN EN LOSAS DE DOBLE PANEL.

V.a.1- INTRODUCCIÓN

En muchos materiales, ya sean naturales o hechos por el hombre, las propiedades elásticas no son isotrópicas; es decir no tienen las mismas propiedades en todas las direcciones. Ejemplos son la madera, materiales de fibra de vidrio de carbono, materiales laminados y paneles de sándwich. En general estos materiales son considerados como anisotrópicos[3].

En la mayoría de los materiales estructurales la anisotropía es ortogonal; es decir, las propiedades del material difieren sólo en tres (ó dos) direcciones ortogonales y son uniformes dentro de cada dirección, tales materiales son llamados ortotrópicos[3].

La mayoría de los problemas de este tipo son abordados como vigas modeladas en forma individual y las condiciones de equilibrio y compatibilidad son impuestas en cada intersección.

En caso de placas ortotrópicas abordamos el problema como un panel atiesado transversalmente al que llamamos losas de doble panel. Las vigas son uniformes, numerosas y con espaciados pequeños en cada dirección. Debido a esto los juegos de vigas tienen un alto grado de interacción y llega a ser posible una aproximación alternativa. En las aproximaciones de placas ortotrópicas se asume que las vigas interactúan a tal grado que trabajan como un como un solo elemento colaborante. Tendrá dos diferentes valores de rigidez efectiva a la flexión en las dos direcciones. Por lo tanto la rigidez a la flexión de la placa equivalente es ortotrópica.

V.a.2.- EXACTITUD Y APLICABILIDAD DE LA APROXIMACIÓN DE PLACAS ORTOTRÓPICAS.

En décadas anteriores, antes de que estuvieran disponibles los métodos de análisis por programas de computación, el método de placa ortotrópica era el principal método para el análisis de paneles atiesados. Por su relativa simplicidad fue usado por una amplia variedad de tipos de paneles. Como sería esperado la exactitud obtenida con esta aproximación depende enteramente al grado que se parezca la losa a un panel atiesado a la placa ortotrópica uniforme y es mas exacto para losas de doble panel. Un menor grado de exactitud pero todavía satisfactorio es logrado en paneles longitudinalmente atiesados de una sola placa si hay un gran número de vigas uniformes en cada dirección. Sin embargo la exactitud disminuye como el número de vigas disminuye en cualquier dirección[3].

El presente capítulo trata el análisis de placas ortotrópicas, y examina la aplicación a losas de doble panel. Para obtener una mejor perspectiva del tema mencionaremos unos de los principales puntos considerados:

1. Para losas atiesadas transversalmente con una sola placa, los métodos de viga discreta en forma de programas simples para computador son más versátiles y más exactos que la aproximación de placa ortotrópica[3].

2. Para losas de doble panel la teoría ortotrópica de placa tiene aproximadamente la misma (y a veces mejor) exactitud que el método de la viga discreta y por lo tanto por último para esta aplicación constituye una solución válida[3].

3. Para losas de doble panel, la teoría de la pequeña deflexión de placa ortotrópica es suficiente en análisis de flexión y para cargas combinadas. Por lo tanto los resultados de un análisis por flexión pueden ser usados directamente como parte de un análisis de fuerza última[3].

Por consiguiente el principal objetivo de este capitulo es presentar un método de deflexiones pequeñas de placa ortotrópicas mejorado que calcule deflexión por corte y que tome en cuenta la distorsión de la malla. El método entrega simplicidad y exactitud y permite un análisis a mano de un panel atiesado transversalmente de doble placa (losa de doble panel) sujeto a cargas de flexión.

V.a.3- ANÁLISIS DE FLEXIÓN EN UNA LOSA DE DOBLE PANEL CON DEFLEXIÓN POR CORTE

A modo de introducción recordaremos los componentes de deformación mediante las relaciones esfuerzo-deformación de la "Ley de hooke".

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_x}\left[\sigma_x - \upsilon_x(\sigma_y + \sigma_z)\right] \quad \text{(ec.a.3.1)}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_y}\left[\sigma_y - \upsilon_y(\sigma_x + \sigma_z)\right] \quad \text{(ec.a.3.2)}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_z}\left[\sigma_z - \upsilon_z(\sigma_x + \sigma_y)\right] \quad \text{(ec.a.3.3)}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \text{(ec.a.3.4)}$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\tau_{xz}}{G} \quad \text{(ec.a.3.5)}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad \text{(ec.a.3.6)}$$

G =Módulo de Poisson.
υ =Módulo de Cizalle.

En un estado plano de tensiones las ecuaciones anteriores quedan representadas por:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E_x}\left[\sigma_x - \upsilon_x\sigma_y\right] \quad \text{(ec.a.3.7)}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E_y}\left[\sigma_y - \upsilon_y\sigma_x\right] \quad \text{(ec.a.3.8)}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad \text{(ec.a.3.9)}$$

Otra forma de representar las ecuaciones de esfuerzo-deformación para un material ortotrópico es la siguiente:

$$\varepsilon_x = S_{11}\sigma_x + S_{12}\sigma_y + S_{13}\sigma_z \quad \text{(ec.a.3.10)}$$

$$\varepsilon_y = S_{21}\sigma_x + S_{22}\sigma_y + S_{23}\sigma_z \quad \text{(ec.a.3.11)}$$

$$\varepsilon_z = S_{31}\sigma_x + S_{32}\sigma_y + S_{33}\sigma_z \quad \text{(ec.a.3.12)}$$

$$\gamma_{xy} = S_{44}\tau_{xy} \quad \text{(ec.a.3.13)}$$

$$\gamma_{yz} = S_{55}\tau_{yz} \quad \text{(ec.a.3.14)}$$

$$\gamma_{zx} = S_{66}\tau_{zx} \quad \text{(ec.a.3.15)}$$

Donde en un estado plano de tensiones las ecuaciones se reducen a:

$$\varepsilon_x = S_{11}\sigma_x + S_{12}\sigma_y \quad \text{(ec.a.3.16)}$$

$$\varepsilon_y = S_{21}\sigma_x + S_{22}\sigma_y \quad \text{(ec.a.3.17)}$$

$$\varepsilon_z = S_{31}\sigma_x + S_{32}\sigma_y \quad \text{(ec.a.3.18)}$$

$$\gamma_{xy} = S_{44}\tau_{xy} \quad \text{(ec.a.3.19)}$$

En nuestro análisis solo necesitamos considerar σ_x, σ_y y τ, (los subíndices xy ya no son necesarios), por lo que las primeras dos ecuaciones puedes ser escritas del modo:

$$\sigma_x = \frac{1}{S_{11}S_{22} - S_{12}S_{21}}\left(S_{22}\varepsilon_x - S_{12}\varepsilon_y\right) \quad \text{(ec.a.3.20)}$$

$$\sigma_y = \frac{1}{S_{11}S_{22} - S_{12}S_{21}}\left(-S_{21}\varepsilon_x + S_{11}\varepsilon_y\right) \quad \text{(ec.a.3.21)}$$

y la cuarta ecuación está representada por :

$$\tau = \frac{1}{S_{44}}\gamma \quad \text{(ec.a.3.22)}$$

Una de las consideraciones de simetría de energía de deformación está representada por:

$$S_{12} = S_{21} \quad \text{(ec.a.3.23)}$$

entonces estas tres ecuaciones quedan:

$$\sigma_x = C_1\varepsilon_x + C_2\varepsilon_y \quad \text{(ec.a.3.24)}$$

$$\sigma_y = C_3\varepsilon_x + C_2\varepsilon_y \quad \text{(ec.a.3.25)}$$

$$\tau = C_4\gamma \quad \text{(ec.a.3.26)}$$

Así vemos que las ecuaciones de esfuerzo-deformación involucran cuatro coeficientes que representan las propiedades del material. La última de estas es el módulo de corte G, (ref. ec.a.3.19) lo mismo que para materiales isotrópicos. Hay dos diferentes formas de expresar los otros tres coeficientes, cada una siendo una forma de vincular algunos significados físicos

a ellos. En la primera forma los tres coeficientes son presentados como valores efectivos del módulo de Young[3].

$$\sigma_x = E_x'\varepsilon_x + E \times \varepsilon_y \qquad \text{(ec.a.3.27)}$$

$$\sigma_y = E_y'\varepsilon_y + E \times \varepsilon_y \qquad \text{(ec.a.3.28)}$$

$$\tau = G\gamma \qquad \text{(ec.a.3.29)}$$

En la segunda forma dos de los coeficientes son presentados como valores de la razón de Poisson junto con el requisito de simetría que $\upsilon_y E_x = \upsilon_x E_y$.

$$\sigma_x = \frac{1}{1-\upsilon_x\upsilon_y}\left[E_x\varepsilon_x + \upsilon_y E_x\varepsilon_y\right] \qquad \text{(ec.a.3.30)}$$

$$\sigma_y = \frac{1}{1-\upsilon_x\upsilon_y}\left[E_y\varepsilon_y + \upsilon_x E_y\varepsilon_x\right] \qquad \text{(ec.a.3.31)}$$

$$\tau = G\gamma \qquad \text{(ec.a.3.32)}$$

Así hay de nuevo cuatro coeficientes independientes. En aplicaciones previas de la teoría ortotrópica de placa de paneles atiesados, la placa ortotrópica equivalente ha sido obtenida eligiendo una de estas formas de la relación esfuerzo-deformación del material y luego usando varios modelos de comportamiento para relacionar los coeficientes del material con las características globales de la estructura (rigidez axial, de flexión y de corte). Sin embargo parece preferible comenzar con las relaciones esfuerzo-deformación isotrópicas y permitir la ortotropía geométrica a nivel estructural en vez de al nivel de esfuerzo-deformación local. Así adoptamos las relaciones isotrópicas usuales[3].

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\upsilon^2}\left[\varepsilon_x + \upsilon\varepsilon_y\right] \qquad \text{(ec.a.3.33)}$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\upsilon^2}\left[\varepsilon_y + \upsilon\varepsilon_x\right] \qquad \text{(ec.a.3.34)}$$

$$\tau = G\gamma \qquad \text{(ec.a.3.35)}$$

La derivada de la ecuación diferencial gobernante para esfuerzos de flexión de placas ortotrópicas posee los mismos pasos en cual se resuelve una panel isotrópico y como

primer paso cabe considerar el equilibrio total del elemento. Por lo tanto el resultado de estas ecuaciones esta representado por.

$$\frac{\partial q_x}{\partial_x} + \frac{\partial q_y}{\partial_y} + p = 0 \qquad \text{(ec.a.3.36)}$$

$$\frac{\partial m_{xy}}{\partial_x} + \frac{\partial m_y}{\partial_y} + q_y = 0 \qquad \text{(ec.a.3.37)}$$

$$\frac{\partial m_{xy}}{\partial_y} - \frac{\partial m_x}{\partial_x} + q_x = 0 \qquad \text{(ec.a.3.38)}$$

V.a.4- EFECTOS DIRECTOS E INDIRECTOS DE LOS ESFUERZOS.

El siguiente paso es la obtención de las compatibilidades básicas relacionando la deformación local y el desplazamiento general de la placa. En losas de doble panel el esfuerzo de corte es tomado principalmente en el centro, y es constante a través de la media altura del elemento.

$$\gamma = \frac{q_x}{Ga_x} \qquad \text{(ec.a.3.39)}$$

Donde a_x es el área efectiva por unidad de ancho en relación con el esfuerzo de corte q_x por unidad de ancho. El término γ representa el incremento de la deformación del panel, sobre la curva . Entonces la curvatura total esta representada por.

$$\frac{\partial}{\partial_x}\left(\frac{\partial_w}{\partial_x} + \gamma\right) \qquad \text{(ec.a.3.40)}$$

Sustituyendo de (ec.a.3.39) la curvatura total queda representada por.

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)_b + \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial_x} \qquad \text{(ec.a.3.41)}$$

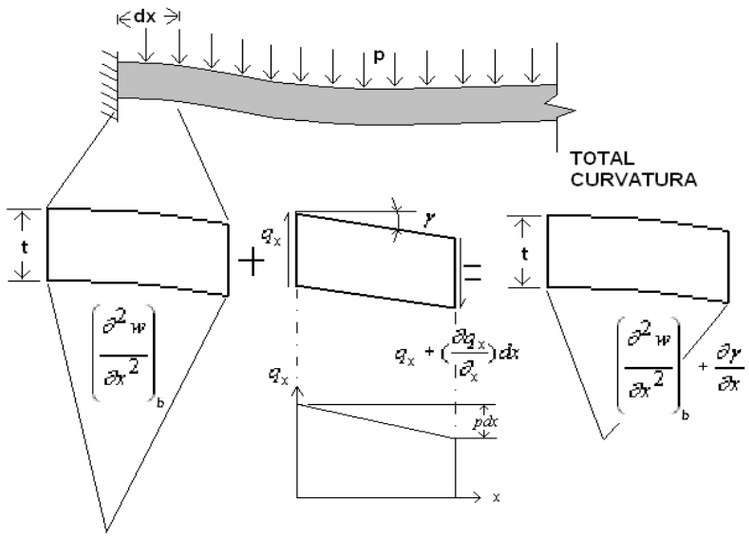


Figura nº 5.1. "Efectos de corte en la curvatura de un elemento".

Las distribuciones de corte $q_x(x,y)$ y $q_y(x,y)$ son desconocidas y para un trato exacto del papel que juega el corte en la flexión de la placa estas funciones deben ser determinadas como parte de la solución. Como será mostrado, esto lleva a una ecuación diferencial de sexto orden para w. Sin embargo, para tratar adecuadamente el papel que juega el corte en las losas de doble panel, es esencial darse cuenta que el corte tiene dos efectos distintos, donde producen una deflexión adicional[3].

1. Causa directamente una deflexión vertical adicional encima y sobre la deflexión causada por flexión y torsión. La deflexión directa por corte es el efecto cumulativo de esfuerzo de corte vertical, y genera un "hundimiento" o curvatura extra del panel.

2. Causada por deformación de las mallas, que a su vez reduce la rigidez torsional del panel, y esto causa una mayor deflexión que por otra parte no hubiese ocurrido.

El primero de estos efectos. La deflexión de corte "directa" es bien conocida porque ocurre en todas las estructuras que llevan una carga transversal. Esta deflexión por corte es distinta a las deflexiones por flexión y torsión, y dentro de los límites la teoría de la pequeña deflexión puede ser calculada separadamente y superpuesta. Para losas de doble panel sujetos a cargas de presión constantes, este corte directo sólo tiene un pequeño efecto sobre el momento flector. De hecho, el método aproximado entrega un momento flector máximo ligeramente más grande por lo tanto el error se encuentra dentro del margen conservador[3].

El segundo produce una deflexión "indirecta" de corte, es una característica especial de las losas de doble panel y para todo este tipo de estructura este segundo efecto es mas

significativo que el primero. La rigidez torsional Dxy de una placa ortotrópica es la razón entre un momento torsor aplicado y la torsión resultante: $D_{xy}=m_{xy}/(\partial^2 w/\partial x \partial y)$. En el caso de ortotropía del material esta rigidez depende principalmente de modulo de corte G. Pero como en una losa de doble panel la ortotropía es debida al orden interno de la estructura y por lo tanto Dxy depende también de las dimensiones de las laminas superiores e inferiores además de sus almas. En particular, como será mostrado, Dxy es fuertemente influenciado por la cantidad de deformación por corte de las mallas, y esta a su vez depende de la rigidez de corte de las mallas G_{ax} (y G_{ay}, en la dirección y). Así para una losa de doble panel, Dxy es fuertemente influenciado por a_x y a_y. Una reducción en estas áreas produce una reducción en Dxy y esto a su vez produce una deflexión más grande para cualquier carga dada. El modelo preciso de la deflexión extra depende de la carga particular, pero la relación básica entre el área de corte y Dxy es independiente de la carga. Esta relación puede ser expresada por un factor de reducción Rs el que es una función de a_x y a_y el cual multiplica Dxy. Para losas de un solo panel esto es aceptable porque estas no tienen una esfuerzo de corte grande, y por lo tanto la dependencia de Dxy sobre ax y ay es despreciable. Pero para losas de doble panel, esta dependencia es de suma importancia porque la rigidez torsional Dxy es grande y el nivel de deformación por corte es grande. Como será mostrado posteriormente para un doble fondo típico el factor de reducción Rs es alrededor de 1/3, es decir, el valor de Dxy después de estar sometida a torsión debido a la deformación por corte de las almas en las dos direcciones, éstas deben ser incluida en el análisis, y puede ser expresada como un factor de reducción el cual es una función de las dimensiones estructurales de la losa y se multiplica por Dxy [3].

Estas dos consideraciones apuntan hacia un método de análisis simplificado y aun así exacto, que constituye una alternativa al método de sexto orden. El método simplificado consiste en dos análisis separados: un análisis ordinario de la flexión de la losa el que ignora la deflexión directa por corte pero considera la reducción en Dxy debido a la deformación de las almas, y un análisis separado que calcula la deflexión directa por corte. El segundo análisis necesita sólo ser aproximado y será mostrado que para la carga de presión constante consiste en una ecuación diferencial de segundo orden (Ecuación de Poisson) donde las soluciones estarán fácilmente disponibles[3].

En resumen los dos punto principales considerando el análisis de flexión de losas de doble panel son:

1. La deflexión directa por corte no necesita ser incluida en el análisis; puede ser calculada en forma separada y superpuesta, con sólo una ligera pérdida de exactitud.

2. La disminución de la rigidez torsional Dxy debido a la deformación por corte de las mallas o almas ortogonales deben ser incluida en el análisis, y puede ser expresada

como un factor de reducción el cual es una función de las dimensiones estructurales del panel y se multiplica por Dxy.

V.a.5- MÉTODO EXACTO (Sexto Orden)

La curvatura por torsión en dirección x está representada por:

$$\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2}\right)_b = \frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial_x} \qquad \text{(ec.a.5.1)}$$

y de la relación curvatura-deformación la deformación (unitaria) en la dirección x es:

$$\varepsilon_x = -z\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2}\right)_b \qquad \text{(ec.a.5.2)}$$

$$= -z\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial_x}\right) \qquad \text{(ec.a.5.3)}$$

Un resultado similar se obtiene para la deformación (unitaria) en la dirección y.
Por lo tanto de (ec.a.3.33, 34 y 35) se tiene:

$$\sigma_x = \frac{-E_z}{1-\upsilon^2}\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} - \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\upsilon}{Ga_y}\frac{\partial q_y}{\partial y}\right) \qquad \text{(ec.a.5.4)}$$

$$\sigma_y = \frac{-E_z}{1-\upsilon^2}\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_y}\frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\upsilon}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial x}\right) \qquad \text{(ec.a.5.5)}$$

El siguiente paso es imponer el equilibrio entre los momentos flectores externos y los momentos de las tensiones internas en las caras x e y del elemento equivalente a una placa ortotrópica. Esto es lo que hasta este punto se permite para la distribución no homogénea del material en una estructura de doble panel, la cual es la causa de la ortotropía. La figura 4.2 muestra las dimensiones y parámetros estructurales. La figura 5.3 muestra un elemento típico de la estructura.

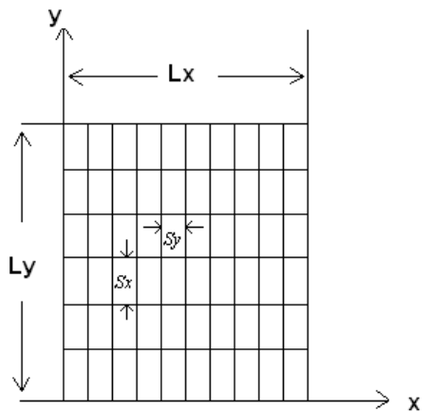
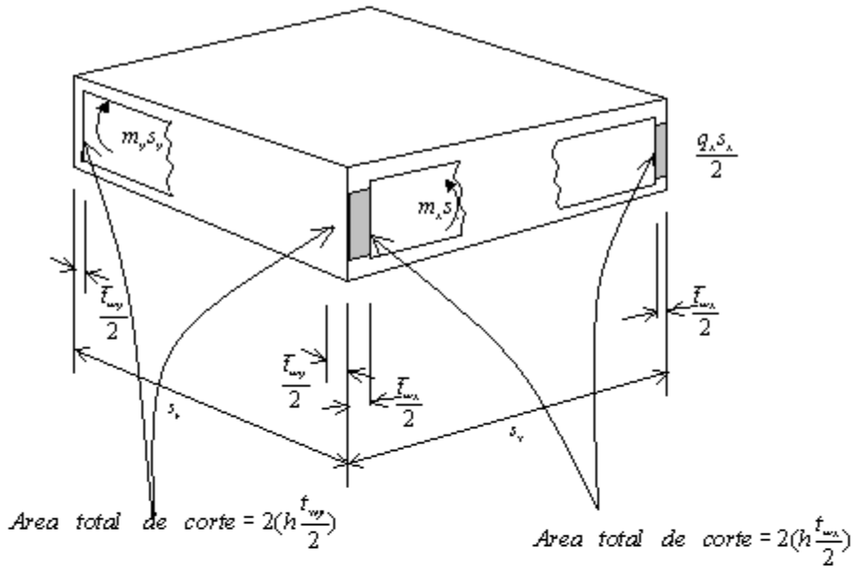


Figura nº5.2 "Dimensiones y parámetros estructurales."

En las caras x e y del elemento las áreas sobre las cuales las fuerzas de corte vertical actúan son el área efectiva combinada de la sección transversal de las vigas del borde, $h\bar{t}_{wx}$ y $h\bar{t}_{wy}$ respectivamente, donde $\bar{t}_{wx}$ y $\bar{t}_{wy}$ son espesores de la malla reducidos para elementos atiesados adicionalmente.



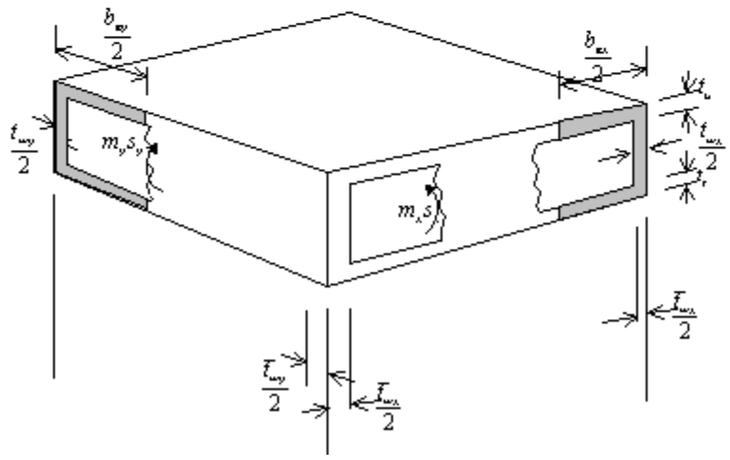


Figura nº 5.3. "Elemento típico estructura panel de doble muro."

El momento externo correspondiente es m_x s_x y el área de la sección transversal del elemento básico es A_e , este es el área del panel sup. e inf. y de las dos mitades de espesor de las almas o mallas. Por lo tanto la ecuación de equilibrio queda:

$$m_x S_x = \int_{Ae} \sigma_x z dA_e \quad \text{(ec.a.5.6)}$$

Sustituyendo σ_x de (ec.a.5.4) y (ec.a.5.5) queda lo siguiente.

$$m_x S_x = \frac{-E}{1-\upsilon^2} \int_{Ae} \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \upsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_y} \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\upsilon}{Ga_x} \frac{\partial q_x}{\partial x} \right) Z^2 dA_e \quad \text{(ec.a.5.7)}$$

La cual puede ser escrita como:

$$m_x = \frac{-EI_{xe}}{(1-\upsilon^2)S_x} \left(\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \upsilon \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_y} \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\upsilon}{Ga_x} \frac{\partial q_x}{\partial x} \right) \quad \text{(ec.a.5.8)}$$

donde:

$$I_{xe} = \int_{Ae} z^2 dA_e \quad \text{(ec.a.5..9)}$$

es el momento de inercia combinado de las dos mitades del espesor del alma y de las dos superficies de la placa de ancho total b_e.

El factor externo $1/(1-v^2)$ viene de la ecuación esfuerzo-deformación isotrópica y al calcular I_{xe} el aporte del alma se multiplica por $(1-v^2)$ para contrarrestar el efecto del factor externo. Por lo tanto la representación la rigidez flexural de la placa en la dirección x es:

$$D_x = \frac{EI_{xe}}{(1-\upsilon^2)S_x} \quad \text{(ec.a.5.10)}$$

Un resultado similar debería ser obtenido considerando el equilibrio entre m_y y σ_y. Los resultados combinados son:

$$m_x = -D_x\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} - \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\upsilon}{Ga_y}\frac{\partial q_y}{\partial y}\right) \qquad \text{(ec.a.5.11)}$$

$$m_y = -D_y\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} - \frac{1}{Ga_y}\frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\upsilon}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial x}\right) \qquad \text{(ec.a.5.12)}$$

donde

$$D_x = \frac{Ei_x}{1-\upsilon^2} \quad \text{y} \quad D_y = \frac{Ei_y}{1-\upsilon^2} \qquad \text{(ec.a.5.13)}$$

$$i_x = \frac{I_{xe}}{S_x} \quad \text{y} \quad i_y = \frac{I_{ye}}{S_y} \qquad \text{(ec.a.5.14)}$$

El siguiente paso es expresar el momento torsor m_{xy} en términos de w. Como muestra Libove y Batdorf [3] la expresión general donde Dxy es el coeficiente de rigidez torsional es [3]:

$$m_{xy} = \frac{1}{2}D_{xy}\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y} - \frac{1}{Ga_y}\frac{\partial q_y}{\partial x} + \frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y} - \frac{1}{Ga_x}\frac{\partial q_x}{\partial y}\right) \qquad \text{(ec.a.5.15)}$$

Esto puede ser definido en términos del elemento básico de la Fig. 5.3. Si ese elemento estuviese sujeto a un momento torsor m_{xy} (actuando sobre las cuatro caras del elemento) y si no hubiera ninguna otra fuerza actuando, entonces la deformación (distorsión) sería una torsión pura $\partial^2 w/\partial x\partial y$, y Dxy se define como la razón entre el momento torsor y la torsión:

$$D_{xy} = \frac{m_{xy}}{\dfrac{\partial^2 w}{\partial_x \partial_y}} \qquad \text{(ec.a.5.16)}$$

Ahora procederemos a determinar una expresión de D_{xy} para una losas de doble panel. Ya que este patrón de deflexión no involucra flexión, por lo tanto la expresión $\partial^2 w/\partial x\partial y$ puede ser evaluada por las expresiones de diferencias finitas de primer orden[3]:

$$\frac{\partial^2 w}{\partial_x \partial_y} = \frac{1}{S_y}\left[\left(\frac{\partial w}{\partial_x}\right)_{34} - \left(\frac{\partial w}{\partial_x}\right)_{12}\right] \quad \text{(ec.a.5.17)}$$

$$= \frac{1}{S_y}\left[\frac{w_3 - w_4}{S_x} - \frac{w_2 - w_1}{S_x}\right] \quad \text{(ec.a.5.18)}$$

$$= \frac{w_1 - w_2 + w_3 - w_4}{S_x S_y} \quad \text{(ec.a.5.19)}$$

$$= \frac{-4}{S_x S_y} \quad \text{(ec.a.5.20)}$$

La deducción muestra que el valor de este momento torsor es el mismo en cada dirección y es dado por[3] :

$$m_{xy} = -\frac{F}{2} \quad \text{(ec.a.5.21)}$$

donde F es el cual permite el efecto de deformación (distorsión) por corte de las mallas. Substituyendo (ec.a.5.20) y (ec.a.5.21) en (ec.a.5.16) nos da [3]:

$$D_{xy} = \frac{m_{xy}}{\frac{\partial^2 w}{\partial_x \partial_y}} = \frac{\frac{-F}{2}}{\frac{-4}{S_x S_y}} = \frac{F S_x S_y}{8} \quad \text{(ec.a.5.22)}$$

el cual puede quedar representada de la forma.

$$D_{xy} = \frac{E h^2 \hat{t} R_s}{2(1+\upsilon)} \quad \text{(ec.a.5.23)}$$

donde el factor de reducción queda representado por:

$$R_s = \frac{1}{1 + \frac{2h\hat{t}\,\mathrm{Y}}{\bar{t}_{wx}\bar{t}_{wy}} + \frac{\alpha^2 + \frac{1}{\alpha^2}}{8(1+\upsilon)}} \quad \text{(ec.a.5.24)}$$

$$\hat{t} = \frac{2t_u t_l}{t_u + t_e} \quad \text{(ec.a.5.25)}$$

$$Y = \frac{\bar{t}_{wx}}{S_x} + \frac{\bar{t}_{wy}}{S_y} \qquad \text{(ec.a.5.26)}$$

$$\alpha = \frac{S_x}{S_y} \qquad \text{(ec.a.5.27)}$$

Ahora que hemos obtenido las expresiones para m_x, m_y y m_{xy}, estas pueden ser substituidas en las tres ecuaciones de equilibrio (ec.a.3.36), (ec.a.3.37) y (ec.a.3.38). que estos tres momentos involucran funciones de q_x y q_y y tenemos tres ecuaciones. Como demostraron Libove y Batdorf[3], ellas pueden ser unidas dentro de una sola ecuación diferencial de sexto orden [3].

Si bien estas soluciones parecen aún demasiado complicadas en el siguiente punto se presenta una alternativa al método simplificado en el cual la deflexión por corte directo se calcula en forma separada, reteniendo la ecuación diferencial de cuarto orden de la teoría de placa ortotrópica [3].

V.a.6- MÉTODO SIMPLIFICADO

Tenemos que los dos principales efectos de corte en las losas de doble panel son los causados por una deflexión directa de corte y la reducción de la rigidez torsional Dxy. En el método simplificado, el primer efecto es eliminado y es tratado en forma separada, mientras que el segundo efecto es nuevamente tomado en cuenta por el factor de reducción Rs, que es incluido en la definición de Dxy en (ec.a.5.24)

Sin la deflexión por corte, los momentos flectores m_x y m_y de (ec.a.5.11) y (ec.a.5.12) . El momento torsor m_{xy} son representados de la siguiente forma:

$$m_x = -D_x\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2}\right) \qquad \text{(ec.a.6.1)}$$

$$m_y = -D_y\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial y^2} + \upsilon\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2}\right) \qquad \text{(ec.a.6.2)}$$

$$m_{xy} = -D_{xy}\frac{\partial^2\omega}{\partial x\partial y} \qquad \text{(ec.a.6.3)}$$

Estos tres momentos pueden ser substituidos dentro de tres relaciones de equilibrio (ec.a.3.36) , (ec.a.3.37) y (ec.a.3.38). Además, como ninguna de las expresiones de momento contienen a q_x o q_y, (ec.a.3.37) y (ec.a.3.38) pueden ser consideradas como expresiones explicitas para q_x y q_y y ser usadas para eliminar las variables de (ec.a.3.36), entregando una sola ecuación diferencial de cuarto orden para w^3. El resultado es:

$$D_x{}^2\frac{\partial^4\omega}{\partial x^4} + 2H\frac{\partial^4\omega}{\partial x^2\partial y^2} + D_y\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p \qquad \text{(ec.a.6.4)}$$

$$\text{Donde } H = D_{xy} + \frac{\upsilon}{2}(D_x + D_y) \qquad \text{(ec.a.6.5)}$$

y Dx, Dy, Dxy son obtenidos de (ec.a.5.13) , (ec.a.5.14) y (ec.a.5.23)

Estas ecuaciones han sido resuelta por varios autores usando una variedad de métodos (Series de Fourier, Ritz, Galerkin y métodos de diferencias finitas), buscando soluciones con diferentes condiciones de borde. Sin embargo, ninguna de estas soluciones permite el efecto de deformación (distorsión) por corte sobre la rigidez torsional Dxy (o al menos no una concesión explícita) y por lo tanto este parámetro debería ser evaluado por (ec.a.5.23) [3].

La primera solución de (ec.a.6.4) demuestra que la solución involucra dos parámetros adimensionales resultado de la relación entre el aspecto de losa y los parámetros de rigidez Dx, Dy y H .

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y}\left[\frac{D_x}{D_y}\right]^{1/4} = \text{relación de aspecto virtual} \qquad \text{(ec.a.6.6)}$$

$$\eta = \frac{H}{2\sqrt{D_x D_y}} = \text{parámetro de rigidez torsional.} \qquad \text{(ec.a.6.7)}$$

Para facilitar la evaluación de estos parámetros los expresamos en términos de las variables estructurales del doble panel usando (ec.a.5.13) , (ec.a.5.14) y (ec.a.5.23)

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y}\left[\frac{i_x}{i_y}\right]^{1/4} \qquad \text{(ec.a.6.8)}$$

$$\eta = \frac{1}{2\sqrt{i_x i_y}}\left[h^2 \hat{t}(1-\nu)R_s + \upsilon(i_x + i_{y)}\right] \qquad \text{(ec.a.6.9)}$$

Deduciendo Schade[3] entregó una expresión para la rigidez torsional Dxy en términos de variables estructurales. En cambio, el desarrolló la siguiente expresión aproximada para el coeficiente H en la ecuación diferencial gobernante (ec.a.6.5)[3].

$$H = \frac{E}{1-\upsilon^2}\left[t_u r_{ux} r_{uy} + t_{ex} r_{ex} r_{ey}\right] \qquad \text{(ec.a.6.10)}$$

Donde los valores de r son las distancias del eje neutro (en las direcciones x e y) a las laminas superiores e inferiores del panel atiesado. Después de sustituir la expresión de

arriba de H en (ec.a.6.6) y (ec.a.6.7) para obtener η, Schade hizo algunas simplificaciones finales para obtener [3]:

$$\eta = \sqrt{\frac{i_{px} i_{py}}{i_x i_y}} \qquad \text{(ec.a.6.11)}$$

donde i_{px} e i_{py} son los momentos de inercia (por unidad de ancho) solamente de la placa, alrededor de los ejes neutros en las direcciones x e y. Esto será referido como la expresión simplificada de Schade para η. William y Chapman[3] revisaron el trabajo de Schade y encontraron que, antes de las simplificaciones finales de la deducción de Schade se deduce la siguiente expresión para Dxy [3].

$$D_{xy} = \frac{E(i_{\rho x} + i_{\rho y})}{2(1+\upsilon)} \qquad \text{(ec.a.6.12)}$$

por el cual $$H = D_{xy} + \frac{\upsilon}{2}(D_x + D_y) \qquad \text{(ec.a.6.13)}$$

$$H = \frac{E}{2(1-\upsilon^2)}\left[(i_{px} + i_{py})(1-\upsilon) + \upsilon(i_x + i_y)\right] \qquad \text{(ec.a.6.14)}$$

Por lo tanto un parámetro de rigidez torsional “más riguroso” es:

$$\eta = \frac{(i_{px} + i_{py})(1-\upsilon) + (i_x + i_y)}{2\sqrt{i_x i_y}} \qquad \text{(ec.a.6.15)}$$

Estas dos expresiones de η difieren significativamente de (ec.a.6.8) y (ec.a.6.8) ya que ellas toman en cuenta el papel que juega la placa proporcionando rigidez torsional, no hay consideración para la deformación (distorsión) de la malla. De hecho, el espesor de la malla ni siquiera aparece en la expresión cuando por el contrario, si el espesor de la malla se hiciera más y más pequeño el panel gradualmente perdería toda su rigidez torsional. Así, estas expresiones para η no entregan una correcta descripción del efecto que un cambio en el espesor de la malla tendría sobre la rigidez torsional. De hecho, el efecto predicho por estas expresiones es opuesto al efecto real. Por ejemplo, tomando las expresiones simplificadas de Schade, si el espesor de la malla decreciera, Ix e Iy decrecerían levemente pero i_{px} e i_{py} no sufrirían cambios. Por lo tanto η debería llegar a ser levemente más grande si la rigidez torsional tuviera incrementos, lo cual es obviamente incorrecto.

Marguerre y Woernle[3] han presentado una extensa gama de soluciones para (ec.a.6.4) para varias condiciones de borde, de las cuales lo siguiente se reproduce aquí [3]:

1. Todos los bordes son simplemente apoyadas.
2. Un par de bordes empotrados, otro par de orillas simplemente apoyado.
3. Todas los bordes empotrados.
4. Un par de bordes impedidas a la rotación elásticamente, otro par simplemente apoyado.
5. Un par bordes sobre vigas transversales desviadas elásticamente pero libres para rotar, otro par simplemente apoyado.

Las soluciones de estos cinco casos se presentan en las **Figs. 10.4 a 10.22** (ver anexos D) en términos de los parámetros adimensionales, los cuales se deducen por Huber y algunos coeficientes adimensionales para deflexión máxima y momento flector máximo. El coeficiente de deflexión A se define por[3]:

$$W_{\max} = \frac{5}{384}\frac{\rho L_x^2 L_y^2}{\sqrt{D_x D_y}} A \qquad \text{(ec.a.6.16)}$$

Los coeficientes B_1 y B_2 de momento flector se definen en las figuras. En todas estas figuras los bordes del panel marcados con una “a” son los largos Lx y las marcadas con “b” largos Ly.

Estas curvas solo entregan los momentos flectores primarios m_{x0} y m_{y0} definidos por :

$$M_{x0} = -D_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \qquad \text{(ec.a.6.17)}$$

$$M_{y0} = -D_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \qquad \text{(ec.a.6.18)}$$

Los valores totales del momento flector se obtienen de los valores primarios agregando los otros términos de (ec.a.5.11) y (ec.a.5.12). El resultado es:

$$m_x = m_{x0} + \upsilon \frac{i_x}{i_y} m_{yo} \qquad \text{(ec.a.6.19)}$$

$$m_x = m_{x0} + \upsilon \frac{i_x}{i_y} m_{yo} \qquad \text{(ec.a.6.20)}$$

Para facilitar el trazado de las curvas, se presentan en términos del inverso de la relación aspecto virtual

$$\xi = \frac{1}{\rho} = \frac{L_y}{L_x}\left(\frac{D_x}{D_y}\right)^{1/4} \qquad \text{(ec.a.6.20)}$$

Las curvas son dadas para $0 < \xi < 1$, y por lo tanto las direcciones de los ejes x e y deben ser elegidas tal que $\xi < 1$. Así, el subíndice x es asignado al mayor valor de “largo virtual”, el que es el largo real dividido por la raíz cuarta de la rigidez en esa dirección. Por eso, se debe hacer un testeo de la relación de aspecto virtual ρ antes de que sean asignados definitivamente los subíndices x e y.

V.a.7- APLICACION DEL METODO SIMPLIFICADO EN UNA LOSA DE DOBLE PANEL (Condiciones de borde; 4 extremos simplemente apoyados).

A continuación se realiza un ejemplo de aplicación del método simplificado (V.a.6), considerando una losa de 6 x 4metros con sus cuatro extremos simplemente apoyados.

La losa a ensayar en laboratorio no es ejemplo representativo para este método debido a que corresponde a una losa con un extremo alargado y sin condiciones de apoyo laterales, siendo una correcta aproximación realizar un análisis individual modelado como una viga doble T (Capítulo V.b)

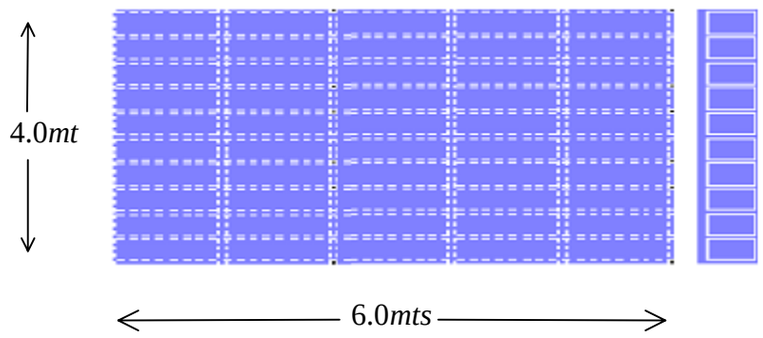


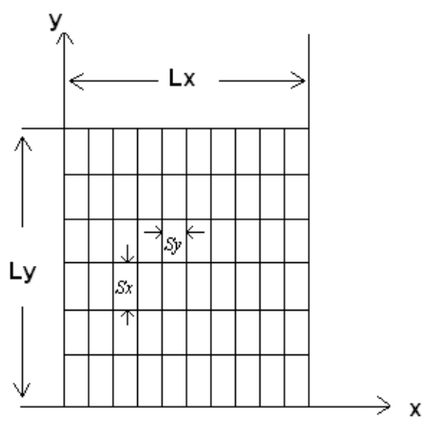
Figura nº 5.4

- Las dimensiones y parámetros de la estructura son los siguientes :

L_x= 600 cm L_y= 400 cm

s_x= 9,85 cm s_y= 25 cm

t_u= 2,5 cm t_t= 2,5 cm



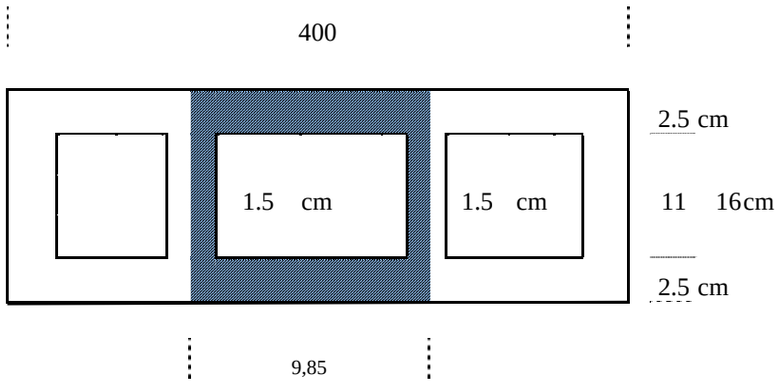


Figura nº 5.5

- h=13.5 (altura del panel en la mitad del espesor de sus placas)

- De la figura nº 5.3 podemos definir los siguientes parámetros.

t_{wx}= 1,5 cm t_{wy}= 1,5 cm

- Las alturas del eje neutro al fondo interno que enchapa la superficie superior son:

r_{ux}= 5,5cm r_{uy}= 5,5 cm

- Las rigideces flexurales en ambas direcciones están definidas por las siguiente ecuaciones:

$$D_x = \frac{Ei_x}{1-\upsilon^2} \quad \text{y} \quad D_y = \frac{Ei_y}{1-\upsilon^2}$$

$$i_x = \frac{I_{xe}}{S_x} \quad \text{y} \quad i_y = \frac{I_{ye}}{S_y}$$

- Los momentos de inercia en las direcciones x e y están resueltos a continuación.

$$I_{xe} = \frac{0{,}75x11\text{^}3}{12} + \frac{0{,}75x11\text{^}3}{12} + \frac{9{,}85x2{,}5\text{^}3}{12} + \frac{9{,}85x2{,}5\text{^}3}{12} + 2\,(9{,}85x2{,}5)(8\text{-}1{,}25)\text{^}2$$

$$I_{xe} = 83.19 + 83.19 + 12.83 + 12.83 + 2243.95$$

$$I_{xe} = 2435.98 \quad cm^4$$

$$i_x = \frac{2.436}{9,85} cm^3 \qquad i_x = 247,31 cm^3$$

$$I_{ye} = \frac{0,75x11\text{^}3}{12} + \frac{0,75x11\text{^}3}{12} + \frac{25x2,5\text{^}3}{12} + \frac{25x2,5\text{^}3}{12} + 2\,(25x2,5)(8\text{-}1,25)\text{^}2$$

$$I_{ye} = 83.19 + 83.19 + 32.55 + 32.55 + 5695.31$$

$$I_{ye} = 5926.79 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \frac{5.927}{25} cm^3 \qquad i_y = 237,08 cm^3$$

- Definiendo los parámetros de E y υ para el ferrocemento.

E= 200.000 kg/cm^2 $\qquad \upsilon = 0,2$

obtenemos los siguientes resultados:

$$D_x = \frac{Ei_x}{1-\upsilon^2} \qquad D_y = \frac{Ei_y}{1-\upsilon^2}$$

$$D_x = 51.522.916\ kg-cm \qquad D_y = 47.416.000\ kg-cm$$

$$\hat{t} = \frac{2t_u t_e}{t_u + t_e} = \frac{2 \times 2,5 \times 2,5}{2,5+2,5} = 2,5$$

$$Y = \frac{t_{wx}}{S_x} + \frac{t_{wy}}{S_y} = \frac{1,5}{9,85} + \frac{1,5}{25} = 0,212$$

$$\alpha = \frac{S_x}{S_y} = \frac{9,85}{25} = 0,394$$

$$h = 13,5$$

- El factor de reducción (R_S) de la rigidez torsional D_{XY} de las celdillas de la losa según (ec.a.5.24) nos da:

$$R_s = \frac{1}{1 + \frac{2h\hat{t}\,Y}{\bar{t}_{wx}\,\bar{t}_{wy}} + \frac{\alpha^2 + \frac{1}{\alpha^2}}{8(1+\upsilon)}} = 0{,}124$$

$$\eta = \frac{1}{2\sqrt{i_x i_y}}\left[h^2 \hat{t}(1-\nu)R_s + \upsilon(i_x + i_{y)} \right]$$

$$\eta = \frac{1}{2\sqrt{(247{,}31 x 237{,}08)}}\left[13{,}5^2 \times 2{,}5(1-0{,}2)0{,}124 + 0{,}2(247{,}31 + 237{,}08) \right]$$

$$\eta = 0{,}293$$

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y}\left[\frac{i_x}{i_y}\right]^{1/4}$$

$$\rho = \frac{600}{400}\left(\frac{247{,}31}{237{,}08}\right)^{1/4} = \quad 1{,}52 \qquad\qquad \xi = \frac{1}{\rho} = 0{,}66$$

- Las curvas son dadas para $0 < \xi < 1$ en el cual se cumple. Los parámetros A, B1 y B2 se definen en los gráficos 10.4 , 10.5 y 10.6 (Anexo D, Losa de apoyo simple. (“Simply suported plate”)).

A =0,32
B1=0,14
B2=0,85

- La determinación de “q” corresponde al peso propio del elemento mas la carga viva aplicada.

$q = q_{pp} + q_{cv}$

$q = 164\ kg/m^2 + 300\ kg/m^2 = 464 kg/m^2$.

$$m_{xo} = \frac{q \times l_x^2}{7,752} B_1 = \frac{\frac{464}{4} \times 6^2}{7,752} \times 0,14 = 75,42 \text{ kg-m/m}$$

$$m_{yo} = \frac{q \times l_y^2}{8} B_2 = \frac{\frac{464}{6} \times 4^2}{8} \times 0,85 = 131,47 \text{ kg-m/m}$$

$$m_x = m_{xo} + \nu \frac{i_x}{i_y} m_{y0} = 75,42 + 0,2 \times \frac{247,31}{237,08} \times 131,47 = 102.85 \text{ kg-m/m}$$

$$m_y = m_{yo} + \nu \frac{i_y}{i_x} m_{x0} = 131,47 + 0,2 \times \frac{237,08}{247,31} \times 74,42 = 145,7 \text{ kg-m/m}$$

Los momento resultantes corresponden a los bordes inferiores de la sección local A_e de la losa de doble panel.

V.b.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE DOBLE PANEL DEL ENSAYO.

V.b.1- ANALISIS Y DISEÑO MODELADO COMO UNA VIGA INDIVIDUAL (METODO ELASTICO).

Una solución para abordar el problema de diseño propuesto para el ensayo es realizar un análisis considerando una viga doble T en el cual se le impondrán las condiciones de equilibrio y compatibilidad necesarias. La metodología para la obtención de las solicitaciones de diseño y determinación de refuerzos fueron obtenidas del autor Wainshtok[1] (Método Elástico).

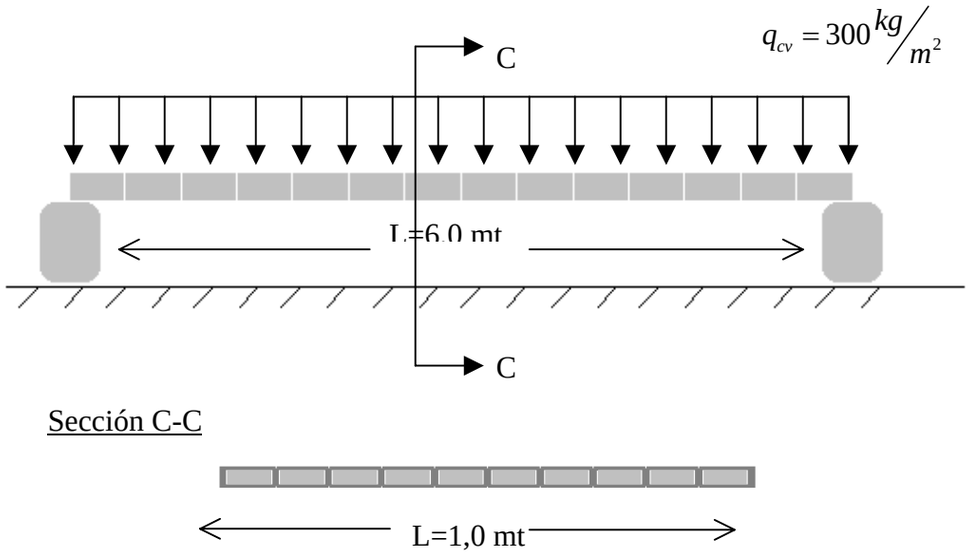


Figura 5.6

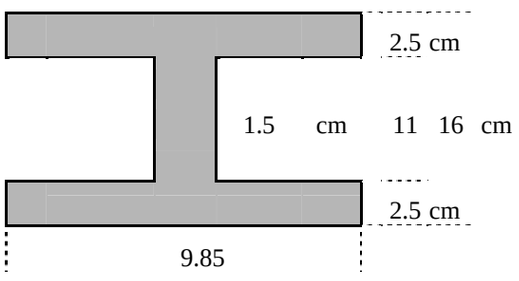


Figura 5.7 "Sección viga".

- Determinación peso propio.

$\mathbf{P}_{propio} = \gamma \times Superficie \times Longitud$ $\gamma = 2500\ kg/m^3$ L = 6 mt

$\mathbf{S}_{uperf.}$ = 2x(9,85x2,5)+11x1, = 65.75 cm^2 = 0.00658 m^2

$\mathbf{P}_{propio}$ = 98.63 kg

$\mathbf{P}_{p/\ m2}$ = 164.38 kg/m^2

$\mathbf{P}_{p/\ m}$ = 16.44 kg/m

- Momento Peso Propio.

$$M_{PP} = \frac{q_{pp} \times L^2}{8} = \frac{(16,44x6x6)}{8} = 74 \text{ kg - m}$$

- Momento Carga Viva.

$$M_{cv} = \frac{q_{cv} \times L^2}{8} = \frac{(30x6x6)}{8} = 135 \text{ kg - m}$$

q_{cv} = 300 kg/m^2

q_{cv} = 30 kg/m

$M_T = M_{pp} + M_{cv}$ = 208.97 kg - m (ec.b.1.1)

Como hemos explicado en capítulos anteriores los momentos obtenidos son lo suficientemente exactos, debido a que la losa que estamos diseñando posee un extremo angosto y no es necesario aplicar el método de placas ortotrópicas para la obtención de los esfuerzos.

- Inercia Sección.

I_{xx} = 9,85x2,5^3 / 12 + 9,85x2,5^3 / 12 + 1,5x11^3 / 12 + 2 x 9,85x2,5x(6,75)^2

I_{xx} = 2.436 cm^4

- Determinación de Tensiones de Diseño.

$$\sigma_{ft} = \frac{M \times Y}{I_{xx}} = \frac{(208.970x8)}{2.436} = 68.63\ kg/cm^2$$

En flexión para vigas doble T tenemos la ecuación de equilibrio que queda representada por:

$$\frac{1}{2}\sigma_{fc}h_c b + \sigma_{fc}(b_1 - b)t_1 = \frac{1}{2}\sigma_{ft}b(h - h_c) + \sigma_{fc}(b_2 - b)t_2 \qquad \text{(ec.b.1.2)}$$

A modo de simplificar el trabajo algebraico utilizamos los siguientes términos.

$$\beta_1 = \frac{b_1 - b}{b} \qquad \gamma_1 = \frac{t_1}{h}$$
$$\beta_2 = \frac{b_2 - b}{b} \qquad \gamma_1 = \frac{t_2}{h} \qquad \text{(ec.b.1.3)}$$

$5{,}0\text{Mpa} \le \sigma \le 7{,}0\text{MpA} \qquad \eta = 4$

$$\beta_1 = \frac{b_1 - b}{b} = \quad 0.8477 \qquad \gamma_1 = \frac{t_1}{h} = \quad 0.1563$$
$$\beta_2 = \frac{b_2 - b}{b} = \quad 0.8477 \qquad \gamma_2 = \frac{t_2}{h} = \quad 0.1563$$

y utilizando la relación $\sigma_{fc} = \eta\sigma_{ft}\frac{h_c}{h_t}$ (ec.b.1.4)

obtenemos la ecuación que define la linea neutra para secciones doble T.

$$h_c^2\left(\frac{\eta - 1}{2h}\right) + h_c(\eta\beta_1\gamma_1 + \beta_2\gamma_2 + 1) - h(\frac{1}{2} + \beta_2\gamma_2) = 0 \qquad \text{(ec.b.1.5)}$$

$$0{,}09375h_c^2 + 1{,}66228h_c - 10{,}11929 = 0$$

$$h_c = \ 4.79$$

$$h_t = 11.21$$

La ecuación de momento se define de la siguiente forma.

$$M = \frac{1}{2}\sigma_{fc}bh_c\frac{2}{3}h_c + \sigma_{fc}(b_1 - b)(h_c - \frac{t_1}{2})t_1 + \frac{1}{2}\sigma_{ft}bh_t\frac{2}{3}h_t + \sigma_{ft}(b_2 - b)(h_t - \frac{t_2}{2})t_2 \qquad \text{(ec.b.1.6)}$$

y utilizando la relación (b.3) obtenemos

$$M = \frac{bh^2}{6}\sigma_{fc}W_w \qquad \text{(ec.b.1.7)}$$

donde Ww es:

$$W_W = \frac{6}{h_t}\left[\frac{\eta h_c^3}{3h^2} + \frac{\eta h_c}{h}\beta_1\gamma_1\left(h_c - \frac{t_1}{2}\right) + \frac{h_t^3}{3h^2} + \beta_2\gamma_2(h_t - \frac{t_2}{2})\frac{h_t}{h}\right] \qquad \text{(ec.b.1.8)}$$

W_W = 2.0838 Coeficiente que rectifica el módulo de la sección.

$$W' = W \times W_W \qquad \text{(ec.b.1.8)}$$

W' = 634.50 cm^3

$$\sigma_{ft} = \frac{M}{W'} = 32.934\ {}^{kg}/_{cm^2}$$

- <u>Determinación de cuantías de acero.</u>

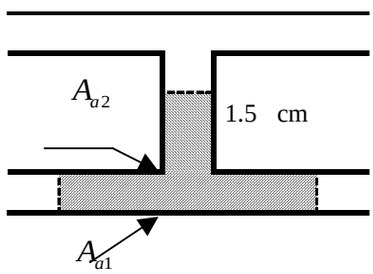
N_{T1} = (30,88x10x2,5) = 811 kg

N_{T2} = 23,99x0,5x(11,21-2,5)x1,5 = 167.11 kg

$$\bar{\sigma_a} = 0,6R_A = 0,6 \times 5000\ {}^{kg}/_{cm^2} = 2500\ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \text{(ec.b.1.9)}$$

$$A_{a1} = \frac{N_{T1}}{\sigma_a} = 0.32\ cm^2 = 32.44\ mm^2 = 0.32\ cm^2$$

$$A_{a2} = \frac{N_{T2}}{\sigma_a} = 0.06\ cm^2 = 5.5703\ mm^2 = 0.06\ cm^2$$



<u>Figura nº 5.8</u>

Se utilizarán de refuerzos mallas soldadas tipo "C" .

	Espaciamiento		Diametro		Cuantía		Peso
	Long.mm	Trans.mm	Lon .mm	Trans.mm	Long. ${}^{cm^2}/_{m}$	Trans ${}^{cm^2}/_{m}$	KG
C139	100	100	4,20	4,20	1,39	1,39	28,34

Para el área A_{a1} se utilizarán 3 mallas soldadas tipo C139. En el alma área A_{a2} irá una malla vertical tipo C139.

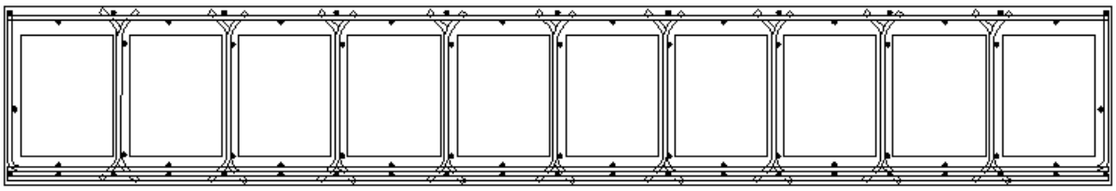


Figura nº5.9 "Detalle de refuerzos corte longitudinal panel de doble muro"

V.b.2- ANALISIS Y DISEÑO COMO UN SOLO ELEMENTO (METODO ELÁSTICO).

Una forma alternativa para abordar el siguiente problema es analizar la estructura como un solo elemento utilizando el mismo procedimiento del punto anterior.

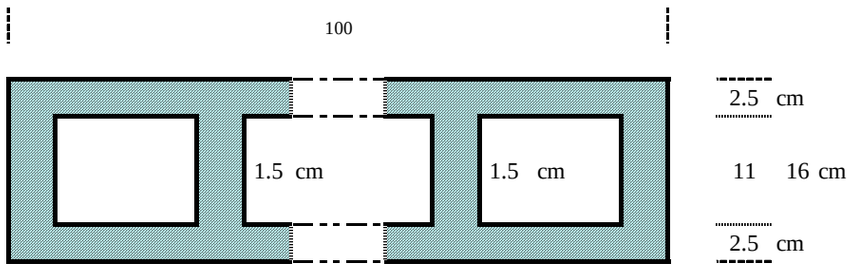


Figura 5.10

- Determinación peso propio.

$\mathbf{P}_{propio} = \gamma \times Superficie \times Longitud + P_{Aletas}$ $\gamma = 2500\ kg/m^3$ L = 6.00 mt

$\mathbf{S}_{superf.}$ = 2(100x2,5)+11(10x1,5) = 681.5 cm^2 = 0.0682 m^2

$\mathbf{P}_{aletas}$ = 21x(100-11x1,5)x1,5x10x0,0025 = 78.281 kg

$\mathbf{P}_{propio}$ = 1100.53 kg

$\mathbf{P}_{p/\,m2}$ = 183.42 kg/m^2

$\mathbf{P}_{p/\,m2}$ = 183.42 kg/m

- Momento Peso Propio.

$$M_P = \frac{q_{pp} \times L^2}{8} = \frac{(179,3x6x6)}{8} = 825 \text{ kg - m}$$

- Momento Carga Viva.

$$M_{cv} = \frac{q_{cv} \times L^2}{8} = \frac{(400x6x6)}{8} = 1350 \text{ kg - m} \qquad q_{CV} = 300\ kg/m^2$$

$$M_T = M_{pp} + M_{cv} = 2175.4 \text{ kg - m} \qquad \text{(ec.b.2.1)}$$

- Inercia Sección.

$$I_{xx} = \frac{100x2,5\text{^}3}{12} + \frac{100x2,5\text{^}3}{12} + 11 \text{ x } \frac{1,5x10\text{^}3}{12} + 2 \text{ x } 100x2,5x(6,25)\text{^}2$$

I_{xx} = 24.872 cm^4

- Determinación de Tensiones de Diseño.

$$\sigma_{ft} = \frac{M \times Y}{I_{xx}} = \frac{(217500x7,5)}{24.872} = 69.97 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

$5,0Mpa \leq \sigma \leq 7,0MpA \qquad \eta = 4$

$$\beta_1 = \frac{b_1 - b}{b} = 0.8477 \qquad \gamma_1 = \frac{t_1}{h} = 0.1563$$

$$\beta_2 = \frac{b_2 - b}{b} = 0.8477 \qquad \gamma_2 = \frac{t_2}{h} = 0.1563 \qquad \text{(ec.b.2.2)}$$

$$h_c^2\left(\frac{\eta - 1}{2h}\right) + h_c(\eta\beta_1\gamma_1 + \beta_2\gamma_2 + 1) - h(\frac{1}{2} + \beta_2\gamma_2) = 0 \qquad \text{(ec.b.2.3)}$$

$$0,1h_c^2 + 1,71h_c - 9,62 = 0$$

$h_c = 4.79$

$h_t = 11.21$

$$W_W = \frac{6}{h_t}\left[\frac{\eta h_c^{\ 3}}{3h^2} + \frac{\eta h_c}{h}\beta_1\gamma_1\left(h_c - \frac{t_1}{2}\right) + \frac{h_t^{\ 3}}{3h^2} + \beta_2\gamma_2(h_t - \frac{t_2}{2})\frac{h_t}{h}\right] \qquad \text{(ec.b.2.4)}$$

$W_W = 2.0838$

$W' = W \times W...$

$W' = 6478.40 \ cm^3$ Coeficiente que rectifica el módulo de la sección.

$$\sigma_{ft} = \frac{M}{W'} = 33.579 \ {}^{kg}/_{cm^2}$$

- Determinación de cuantías de acero.

$N_{T1} = (30,77x100x2,5) = 8394.8 \ kg$

$N_{T2} = 24,46x0,5x(11,21-2,5)x1,5x11 = 1874.2 \ kg$

$$\bar{\sigma_a} = 0,6R_A = 0,5 \times 5000 \ {}^{kg}/_{cm^2} = 2500 \ {}^{kg}/_{cm^2} \qquad \text{(ec.b.2.5)}$$

$$A_{a1} = \frac{N_{T1}}{\sigma_a} = \quad 3.36 \quad cm^2 = \quad 335.79\, mm^2 \quad = \quad 3.36 \ cm^2$$

$$A_{a2} = \frac{N_{T2}}{\sigma_a} = \quad 0.62 \quad cm^2 = \quad 62.473\, mm^2 \quad = \quad 0.62 \ cm^2$$

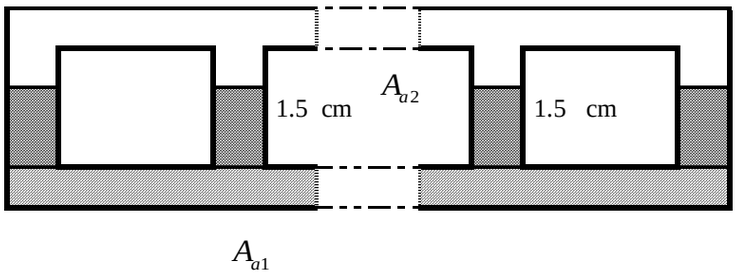


Figura 5.11

Nos podemos dar cuenta que las cuantías son similares al problema anterior por lo que podemos corroborar una correcta aplicación del método.

V.b.3- VERIFICACIÓN DE DISEÑO POR ESTADOS LIMITES

A modo de comprobar el diseño anterior procederemos a utilizar un método de estado límites que consiste principalmente en determinar el área del elemento que trabaja a compresión de acuerdo a las dimensiones y armado de la sección transversal. Posteriormente se determina el centro o punto de aplicación de las compresiones para calcular el momento último de el área a tracción.

La longitud de la sección transversal que trabaja a compresión queda representada de la siguiente forma.

El procedimiento utilizado es extraído de las referencias teóricas, autor Wainshtok[1.]

$$L_c = \frac{R_a (A_S L + A_{at}) - A_{ac}\sigma'_{ac}}{A_s (R_a + \sigma'_s) + 0{,}85 R'_b\, e}$$

A_S = Refuerzo uniformemente distribuido en cm2/m.

A_{at} = Refuerzo adicional trabajando a tracción en cm2.

A_{ac} = Refuerzo adicional trabajando a compresión en cm2.

R_a = Esfuerzo en el límite elástico a tracción en Mpa.

σ'_s = Esfuerzo en el refuerzo uniforme compresión en Mpa.

σ'_{ac} = Esfuerzo en el refuerzo adicional de compresión en Mpa.

R'_b = Esfuerzo de rotura del mortero en Mpa.

L = Longitud total de la sección transversal en m.

L_C = Longitud de la sección transversal que trabaja a compresión en m.

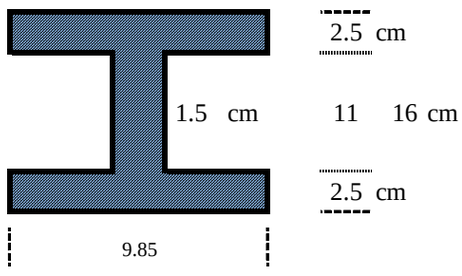


Figura 5.11

L=9,85cm+16cm+9,85cm=35,7cm

$$L_c = \frac{500Mpa(1,39\,cm^2/m \times 0,357m + 2 \times 1,39\,cm^2/m\, x0,0985m) - 200Mpa \times 1,39\,cm^2/m\, x0,0985m}{1,39\,cm^2/m\,(500Mpa + 200Mpa) + 85 \times 20Mpa \times 2,5cm}$$

$$L_c = 0,068 \text{ mt.}$$

Debido a que Lc es menor que el ancho del alma consideraremos el centro del alma superior como punto de aplicación de las fuerzas de compresión.

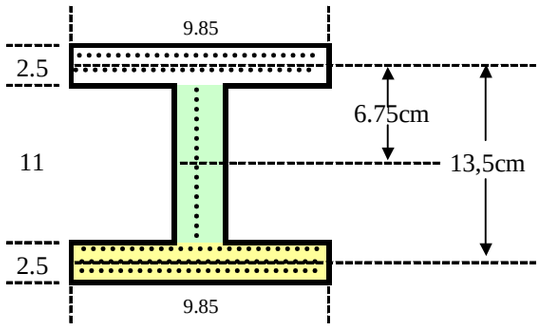


Figura 5.11

M_u= 2*1,39cm^2/m*0.0985m*13,5cm*5000kg/cm^2+1*1,39cm^2/m*0.0985m*13,5cm *5000kg/cm^2+1,39cm^2/m*0,11m*6,75cm*5000kg/cm^2

M_u= 32.885 kg-cm.

Como ya hemos obtenido el momento último, ahora debemos corroborar que nuestro momento resultante determinado en IV.b.1 sea inferior al obtenido.

- Momento Peso Propio.

$$M_{PP} = \frac{q_{pp} \times L^2}{8} = \frac{(16,6x6x6)}{8} = 74 \text{ kg - m}$$

- Momento Carga Viva.

$$M_{cv} = \frac{q_{cv} \times L^2}{8} = \frac{(30x6x6)}{8} = 135 \text{ kg - m}$$

q_{ca} = 300 kg/m^2

q_{ca} = 30 kg/m

$$M_T = M_{pp} + M_{cv} = 208.97 \text{ kg - m} \quad \text{(ec.b.1.1)}$$

Las cargas mayoradas de acuerdo al código ACI318-99 son de la siguiente forma.

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

$$M_T = 1,4M_{PP} + 1,7M_{CV}$$

$$M_T = 33.310 \text{ kg-cm.}$$

Nos podemos dar cuenta que el momento de diseño M_T es muy cercano al momento último Mu que obtuvimos con los refuerzos del método anterior, concluyendo que podemos comprobar la correcta aplicación de las cuantías de acero en nuestro diseño.

V.c.- CONCLUSIÓN DE LOS MÉTODOS ESTUDIADOS.

De acuerdo al estudio teórico realizado en V.a, se puede deducir que la teoría de placas ortotrópicas aplicada en losas de doble panel es una buena alternativa para realizar un análisis a mano o sin computador. Sin embargo ésta pierde su exactitud para losas con un extremo angosto, debido a que los parámetros A, B_1 y B_2 obtenidos de los gráficos (Anexo D) suelen ser muy sensibles perdiendo precisión en los resultados. Debido a esto, una forma recurrente y suficientemente exacta para este tipo de condiciones (losa con extremo angosto) es aplicar la teoría clásica de análisis de estructuras.(Ejemplo: Obtención de esfuerzos internos de la losa del ensayo (V.b.2)). Aunque debe quedar claro que ambos métodos de análisis (teoría ortotrópica y teoría clásica de análisis de estructuras) son complementarios al momento de tener una conceptualización general del análisis de losas de doble panel.

CAPITULO VI

“CARACTERISTICAS TECNICAS DE LA LOSA DE DOBLE PANEL DEL ENSAYO”

VI.a.- MATERIALES UTILIZADOS.

En los siguientes puntos se realiza una breve descripción de las características técnicas de los materiales que conforman la losa diseñada en el capítulo anterior (V.b). Con estos antecedentes se procedió a fabricar la losa en el Laboratorio Lemco de la Universidad Austral de Chile.

- El mortero cumple con la resistencia de H-30 a los 28 días y el cemento utilizados es Polpaico Especial.

- El tamaño máximo nominal de los áridos es de 5mm con un alto porcentaje que pasa el tamiz nº 8 y aberturas mas pequeñas. Fueron seleccionados a modo que se puedan distribuir correctamente alrededor de las mallas en las celdas ortogonales de la losa.

- Los refuerzos utilizados son mallas soldadas Acma tipo "C" cuadradas con un diámetro de 4,2 mm y con 10cm de espaciamiento.

  Las características del acero que constituye las mallas son de alta resistencia y se describen a continuación.

AT56-50H:

A:	Acero
T:	Trefilado / Laminado
56:	5.600 kg/cm^2 (límite de ruptura)
50:	5.000 kg/cm^2 (límite de fluencia)
H:	Hormigón

Tabla nº 6.1

- Como moldes internos y elementos alivianadores se utilizó poliestireno expandido de baja densidad (1,5kg/m^3).

El proceso constructivo de la losa fue realizada de acuerdo al capítulo IV.b. El mortero se realizó "in situ" en forma continua sin dejar juntas frías en el elemento.

Foto nº 6.1

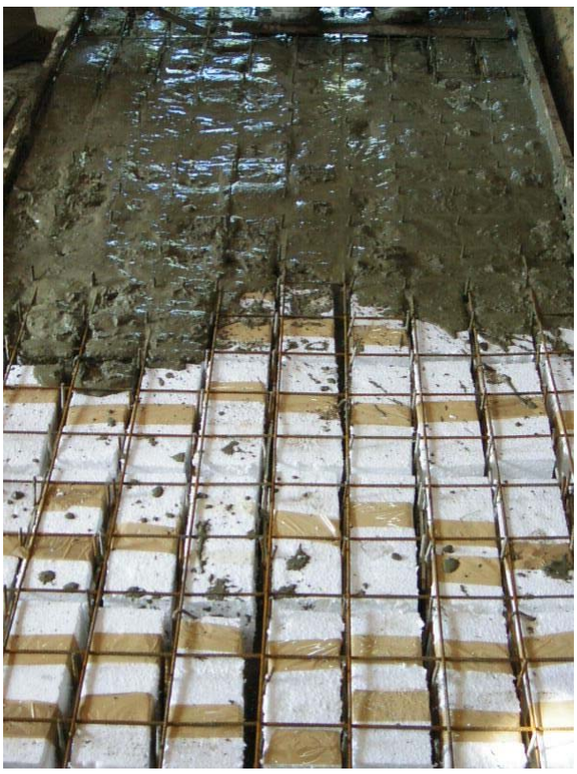


Foto nº 6.2

Foto nº 6.3

IV.E.– ENSAYOS Y RESULTADOS RILEM.

Durante la fabricación del mortero que conformó la losa de doble panel se realizaron 3 muestras en probetas Rilem con el objetivo de asegurar su correcta dosificación.

Este tipo de ensayo consiste en vaciar mortero en 3 probetas de 4x4x16cm. y posteriormente someterlo a ensayos de compresión y flexo-tracción a los 7,14,21 y 28 días.

EDAD (días)	N° Muestra	Peso (gr)	Promedio Compresión (kg/cm^2)	Promedio Flexo-tracción (kg/cm^2)
14	1	545	225	3.13
	2	562		
	3	558		
21	1	559	288	3.65
	2	564		
	3	560		
28	1	565	315	3.95
	2	560		
	3	564		

Tabla nº 6.2 "Tabla de registro de resistencias obtenidas del ensayo."

Según las especificaciones del mortero necesitamos cumplir con una resistencia de f_c = 300 kg/cm^2, donde podemos observar en la tabla 6.2 que a contar desde los 28 días de edad se pudo proceder con el ensayo.

CAPITULO VII

“ANÁLISIS DE RESULTADOS”

VII.a.- PROCEDIMIENTO.

Cumplido el plazo de 28 días, para la resistencia de diseño del hormigón, se procedió a realizar el ensayo a flexión de la losa en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de construcción LEMCO de la Universidad Austral de Chile.

Para el ensayo, la losa se debió montar apoyando sus extremos sobre bloques de hormigón simulando un apoyo simple sin restricciones de momento y desplazamientos horizontales.

Posteriormente se aplicó una presión utilizando bloques de hormigón existentes en el laboratorio. Fue distribuida uniformemente sobre la superficie de la losa a modo de comprometer una deformación regular en relación a las presiones resultantes.

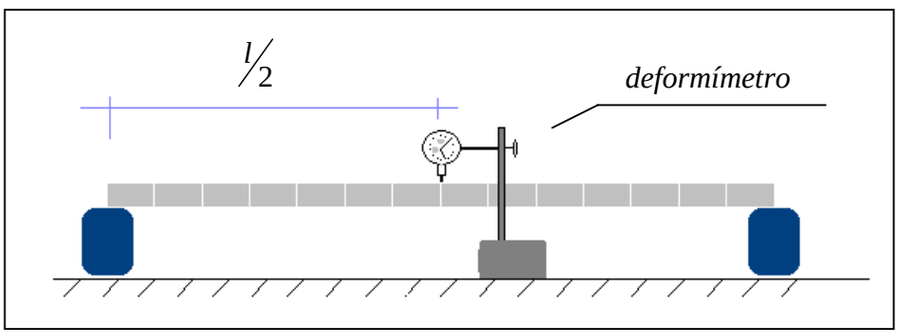


Figura 7.1

El control de las deformaciones se realizó con un deformímetro, ubicado en el centro de la losa (L/2) registrando cada uno de los desplazamientos verticales a razón de una carga de 100kg. aproximadamente.

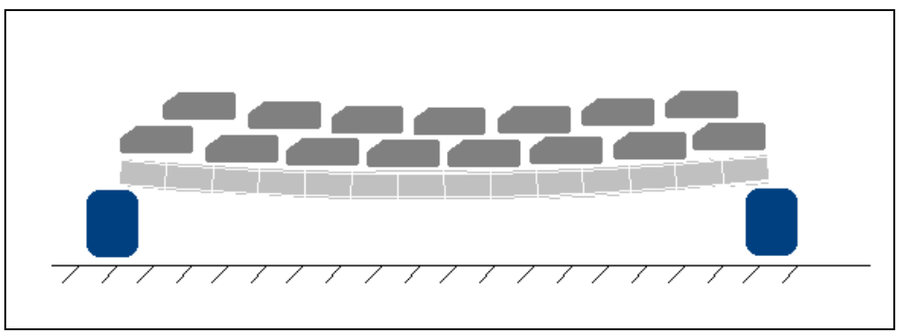


Figura 7.2

Finalmente, teniendo en cuenta los datos de cargas y deformación se procedió a construir la curva "carga-deformación", con el objetivo de evaluar sus tres estados de comportamiento: zona elástica, elasto-plástica y plástica.

VII.b.- RESULTADOS.

En la curva carga-deformación podemos distinguir las tendencias del comportamiento a flexión del ferrocemento (Anexo A.1.5).

En el estado elástico, la losa mantiene una deformación constante hasta aprox. los 220 kg/m^2 con una flecha en L/2 de 7mm. Posteriormente el período elasto-plástico se extiende hasta llegar al estado plástico, sin marcar una diferencia visual (aberturas o grietas) o notoria en su comportamiento, asumiendo un estado de fallo del elemento reflejado por un desplazamiento de 74mm a una carga de $674kg/m^2$.

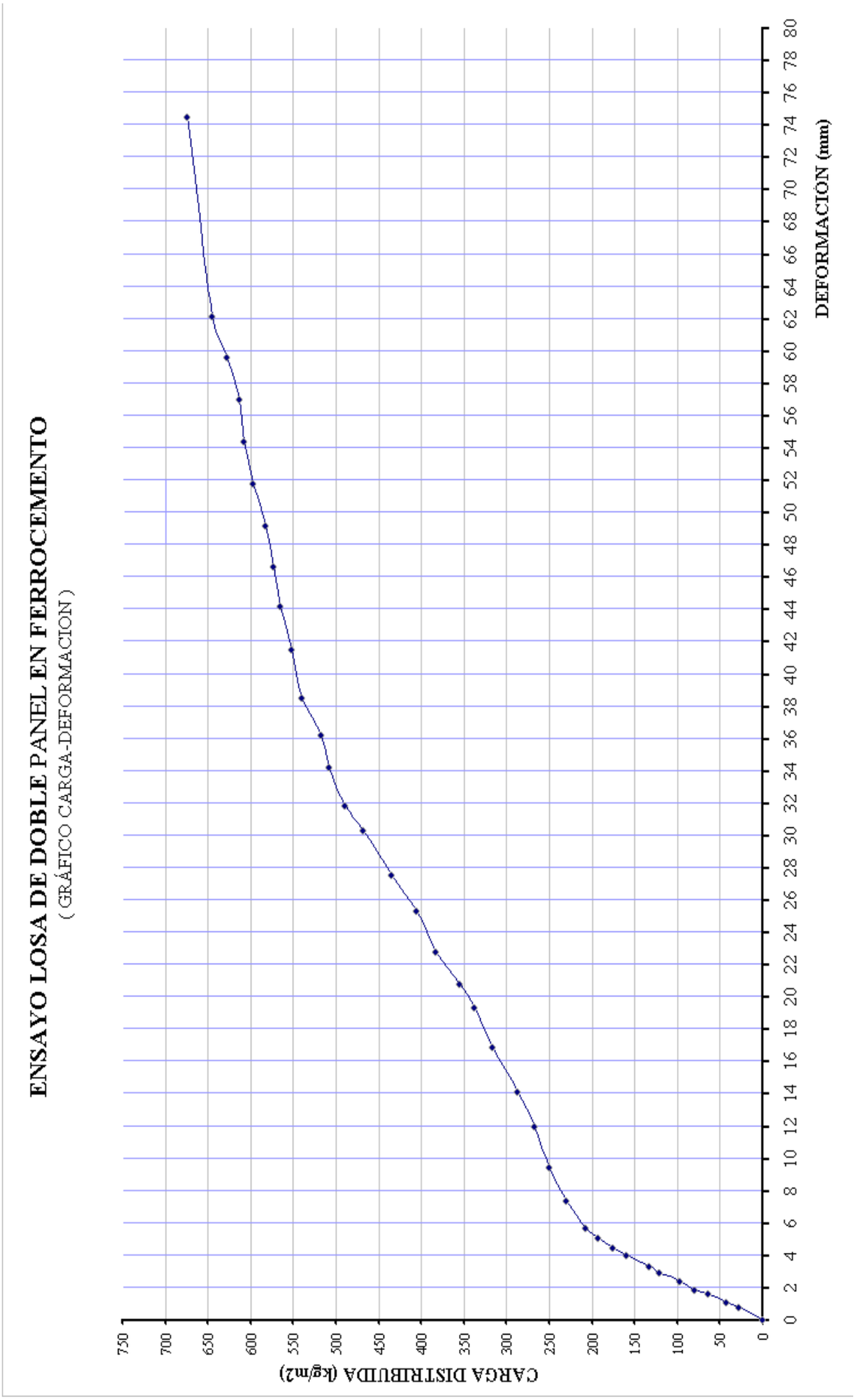
En general la losa no presentó un comportamiento frágil durante el ensayo, su deformación fue constante sin mantener daños visibles de la estructura. La deformación experimental para la sobrecarga de diseño de la losa ($300kg/m^2$) es de 15mm aprox., concluyendo, que éste es un valor favorable si consideramos una deformación máxima admisible por sobrecarga de L/300 (L / 300= 2cm).

VII.c.- CURVA TENSIÓN DEFORMACIÓN

DATOS GRAFICO ENSAYO CARGA - DEFORMACIÓN.

CARGAS (kg)	**CARGA DISTRIBUIDA** (kg/m2)	**DEFORMACIÓN** (mm)
0	0	0.00
165	28	0.74
255	43	1.09
385	64	1.60
480	80	1.87
585	98	2.40
730	122	2.88
795	133	3.26
960	160	4.00
1050	175	4.45
1155	193	5.05
1245	208	5.71
1380	230	7.39
1500	250	9.47
1605	268	12.00
1725	288	14.15
1895	316	16.85
2025	338	19.32
2130	355	20.80
2295	383	22.75
2430	405	25.30
2610	435	27.50
2805	468	30.30
2940	490	31.83
3045	508	34.24
3100	517	36.19
3240	540	38.50
3315	553	41.50
3390	565	44.20
3435	573	46.61
3495	583	49.20
3585	598	51.79
3645	608	54.38
3675	613	56.97
3765	628	59.56
3870	645	62.15
4045	674	74.50

Tabla 7.1


ENSAYO LOSA DE DOBLE PANEL EN FERROCEMENTO
(GRÁFICO CARGA-DEFORMACION)
CARGA DISTRIBUIDA (kg/m2)
DEFORMACIÓN (mm)
0
50
100
150
200
250
300
350
400
450
500
550
600
650
700
750
0 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50 52 54 56 58 60 62 64 66 68 70 72 74 76 78 80

VII.d.- DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Sabemos que el módulo de elasticidad es un parámetro importante al momento de diseñar y determinar la deformación del elemento. Debido a que no existe un valor lo suficientemente riguroso, una buena alternativa es comparar el módulo de elasticidad obtenido en el ensayo (*módulo de elasticidad experimental)* con el *módulo de elasticidad teórico* definido por el autor Alfonso Olvera[2], que está relacionado a las cuantías de refuerzos obtenidas en el diseño.

VII.d.1- MÓDULO DE ELASTICIDAD TEÓRICO.

El módulo de elasticidad teórico puede ser representado de la siguiente forma[2]:

$$E_C = E_S \times \frac{A_S}{A_C} + E_M \times \frac{A_M}{A_C} \qquad \text{ec.7.d.1}$$

donde:

E_C = Elasticidad total del material compuesto (ferrocemento).

E_S = Elasticidad del acero.

E_M = Elasticidad del mortero.

A_C = Área total de la sección.

A_S = Área del acero.

A_M = Área del mortero.

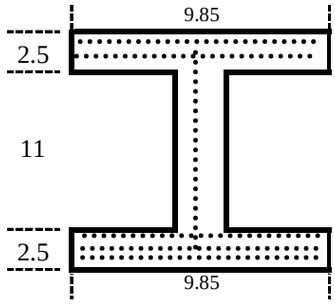


Figura 7.3

Acero.

A_S = 5 x(1,39cm^2/m x 0,0985m) + 1,39cm^2/m x 0.16m

A_S = 0.906975cm^2

E_S = 200.000 Mpa = 2.000.000 kg/cm^2

Mortero.

El área total de la sección es:

A_C = 2 x (9,85cm x 2,5cm) + 11*1,5cm

A_C = 65,75cm^2

El área del mortero es:

$A_M = A_C - A_S$

A_M= 65,75cm^2- 0,906975cm^2

A_M= 64,843025cm^2

Para calcular el módulo de elasticidad del mortero utilizamos:

$E_M = 15.000 \times \sqrt{f_c'}$ $\qquad$ $f_c' = 250 \text{kg/cm}^2$

E_M = 237.170,82 kg/cm^2

y desarrollando ec.7.d.1 obtenemos:

$$E_C = E_S \times \frac{A_S}{A_C} + E_M \times \frac{A_M}{A_C}$$

$$E_C = 2.000.000 \text{ kg/cm2} \times \frac{0.906975\text{cm2}}{65,75\text{cm2}} + 237.170,82 \text{ kg/cm2} \times \frac{64,843025\text{cm2}}{65,75\text{cm2}}$$

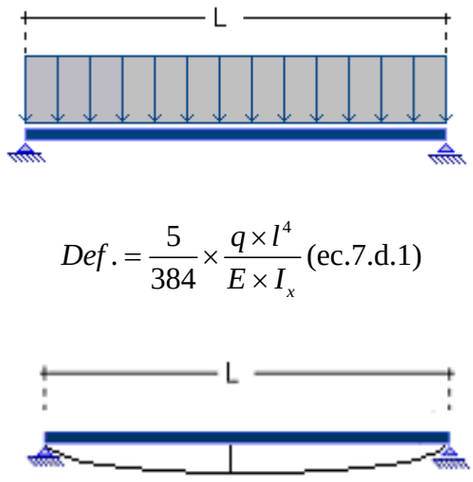
E_C = **261.487,81kg/cm^2** (*módulo de elasticidad teórico)*

VII.d.2- MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL.

Para obtener el módulo de elasticidad experimental es necesario mantener los datos de la fase elástica de la curva carga-deformación del ensayo.

Se debe extraer el último par de datos de esta fase ponderando un 90% de estos valores para ingresarlos en la ecuación general de deformación para vigas con carga distribuida, a modo de obtener la elasticidad.

El módulo de elasticidad experimental obtenido corresponde a una de las vigas que conforma la losa, tal como se obtuvo el modulo de elasticidad teórico, planteándose como una forma aproximada al módulo de elasticidad de las losas de doble panel.



$$Def. = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I_x} \text{ (ec.7.d.1)}$$

Figura 7.4

despejando E de la ecuación de deformación obtenemos.

$$E = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{Def. \times I_x} \text{ (ec.7.d.2)}$$

I_x = 2.436 cm^4 (ref. V.b.1)

L = 600 cm. (ref. V.b.1)

Valores de carga y deformación finales de la fase elástica.

q = 0,193 kg/cm

def = 5,05 mm = 0,505 cm

DATOS CARGA-DEFORMACIÓN LOCAL VIGA DOBLE T
FASE ELÁSTICA

CARGAS (kg)	**CARGA DISTRIBUIDA** (kg/cm)	**DEFORMACIÓN** (mm)
0	0	0.00
195	0,033	0.74
285	0,048	1.09
385	0,064	1.60
480	0,080	1.87
585	0,098	2.40
690	0,115	2.88
795	0,133	3.26
960	0,160	4.00
1050	0,175	4.45
1155	0,193	5.05

Tabla 7.2

El 90% de 0,193kg/cm es 0,174 kg/cm y la deformación es:

$$Def = \frac{0{,}174 kg/cm}{0{,}193 kg/cm} \times 5{,}05 mm$$

$$Def = 4{,}55 mm$$

de (ec.7.d.2) obtenemos:

$$E_E = \frac{5}{384} \times \frac{0{,}174 kg/cm \times 600^4 cm^4}{0{,}455 cm \times 2.436 cm^4}$$

$$E_E = 264.914 kg/cm^2 \text{ (}\textit{módulo de elasticidad experimental)}$$

Podemos ver que el valor del módulo de elasticidad experimental no difiere del teórico resuelto en VII.d.1

Foto 7.1

Foto 7.2

Foto 7.3

CAPITULO VIII

“EVALUACION TECNICO - ECONOMICA”

VIII.a - INTRODUCCION.

Una proyección responsable dentro del diseño en ingeniería incluye un previo estudio o al menos mantener información sobre la viabilidad de la alternativa.

En el presente capítulo haremos mención de las características técnicas más importantes al utilizar losas de doble panel en ferrocemento. En el último punto se realizará una evaluación económica comparativa de su construcción respecto a una losa tradicional de hormigón armado.

VIII.b – LOSA DE MENOR PESO.

En la presente tesis hemos podido demostrar que la idea de obtener un elemento de bajo peso, tal como fue planteado en el primer capítulo, se puede conseguir mediante el diseño de losas de doble panel. La losa del ensayo tiene un peso de 1100kg (Cap. V.b.2), lo que es significativamente menor a los 2400kg que tiene una losa tradicional en hormigón armado (diseñada con las mismas condiciones de servicio que la del ensayo-Anexo E), logrando reducir las cargas muertas en unos 210kg/m^2 representado en una cantidad significativa de toneladas de fierro, cemento y áridos.

El peso de las losas es un factor que incide significativamente en el peso total de un edificio, por lo que al optar por losas de doble panel logramos disminuir este efecto de manera considerable, permitiendo, inhibir las solicitaciones inducidas por los sismos (esfuerzos de corte basal), un carácter especialmente recurrente en Chile. Un menor peso permite un sustancial ahorro en las dimensiones estructurales de los demás elementos (menos solicitados), fundaciones con menores superficies de desarrollo y menos profundas.

Es importante mencionar que no se mantienen precedentes del comportamiento de las losas de doble panel ante un sismo (por ejemplo: comportamiento de diafragma rígido), por lo que aún nos debemos limitar a proyectarlas en estructuras menos complejas donde las losas no sean sometidas a grandes esfuerzos axiales.

VIII.c – VELOCIDAD DE FABRICACIÓN.

La velocidad de fabricación de las losas de doble panel pueden ser de tiempos similares a una losa tradicional.

La utilización de mallas tipo Acma disminuyen los tiempos, el alzaprimado de la estructura es menos compleja y mas económica, los casetones de aislapol son fáciles de manipular y se pueden colocar rápidamente. Sin embargo, se debe considerar un tiempo adicional para el vaciado del mortero (panel inferior, celdillas o vigas ortogonales, panel superior) y el vibrado que se debe realizar minuciosamente a modo de no arriesgar alguna falla constructiva en el elemento.

VIII.d. – AISLACION TERMICA Y ACUSTICA.

Los componentes que llenan los espacios vacíos en el interior de las losas de doble panel pueden ser de poliuretano o poliestireno expandido, los cuales son materiales plásticos de composición celular que tienen una finalidad de aislante térmico y acústico.

Si bien, en la presente tesis estos elementos están contemplados con una función de molde y alivianadora, dadas las características de estos materiales podemos deducir que tenemos un elemento de baja conductividad térmica, muy importante para la utilización económica de la calefacción. El poliestireno expandido evita resonancias al absorber impactos por ondas acústicas, amortiguándolas e inhibiendo ruidos entre pisos[12].

VIII.d.1 Resistencia al Fuego.

Las losas de doble panel poseen bajos recubrimientos debido a los pequeños espesores de sus paredes, deduciéndose, que este elemento es vulnerable a tener daños importantes al estar sometido a altas temperaturas como es el caso del fuego.

VIII.e. – MENOR COSTO.

A modo de establecer la viabilidad económica de la construcción de losas de doble panel, en el presente punto se realiza una justificación de precios unitarios estimando un valor por metro cuadrado (\$ /m^2) construido para una losa de 6 metros de longitud simplemente apoyada en sus dos extremos.

El primer análisis corresponde a la fabricación de losas de doble panel en ferrocemento y el segundo a una losa tradicional de hormigón Armado.

CUADRO COMPARATIVO

(Fecha. 01 diciembre de 2004)

Losa de doble panel.

			1	m^2	22.493
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Valor Total
	Hormigón H-30	m^3	0,075	45.765	3.432
	Moldaje Losa	m^2	1	6.515	6.515
	Malla Acma C139	m^2	6	1.461	8.766
	Colocación Malla Soldada	kg	14	70	980
	Instalación Aislapol	hh	0,50	1100	550
	Aislapol e=110mm	m^2	0.9	2.500	2.250

Losa tradicional.

			1	m^2	23.043
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unitario	Valor Total
	Hormigón H-30	m^3	0,18	42.824	7.708
	Moldaje Losa	m^2	1	6.515	6.515
	Enfierradura	kg	18	370	6.660
	Colocación Enfierradura	kg	18	120	2.160

(*) Desglose de precios unitarios en Anexo B.

Se puede argumentar que la alternativa de construir losas de doble panel es viable, sin incurrir en grandes costos en relación a una losa tradicional.

CAPITULO IX

“CONCLUSIONES”

IX.- CONCLUSIONES.

En la presente tesis, se ha demostrado que mediante el diseño de losas de doble panel se obtiene un elemento estructural con un peso significativamente menor y de una capacidad portante equivalente a una losa tradicional de hormigón armado. Los resultados del ensayo permiten proyectar eficientemente su aplicación en losas con luces de hasta 6 metros, dejando como objeto de análisis para un próximo estudio, su aplicación en losas de doble panel con luces superiores a 6 metros.

Su aplicación en Chile, se presenta como una nueva e interesante alternativa de construcción para viviendas y edificios menores. Sus ventajas son respaldadas con numerosos beneficios para un proyecto dejando en claro un creciente desarrollo de esta tecnología.

Al proyectar elementos estructurales de menor peso otorgamos numerosas garantías al momento de abordar un problema de diseño, obteniendo muchas veces elementos menos solicitados y de menores secciones, fundaciones con menores superficies de desarrollo y menos profundas. Un menor peso propio permite inhibir las solicitaciones inducidas por los sismos (esfuerzos de corte basal), un carácter especialmente recurrente en Chile al momento de abordar un diseño. (Cap.VIII.b).

La losa del ensayo en la presente tesis es un claro ejemplo de cómo disminuir significativamente el peso, obtuvimos un elemento que pesa un 45% respecto a una losa tradicional de hormigón armado (Cap.V.b.2 y Anexo E), manteniendo una adecuada capacidad portante para sus seis metros de longitud, donde, los desplazamientos verticales en l/2 dentro del rango de las cargas de diseño son inferiores a L/300, cumpliéndose así, uno de los objetivos referente a la deformación máxima admisible por sobrecarga planteada específicamente para este problema.

Además se puede plantear que: las losas de doble panel no exigen mano de obra calificada, aunque si una correcta supervisión (Capítulo IV.c), la utilización de mallas soldadas contribuye en la disminución de los tiempos constructivos (Capítulo VIII.c), los moldes internos (poliestireno expandido o similar) son fáciles de instalar y dan una adecuada

aislación acústica y térmica. (Cap.VIII.d), los costos son similares frente a sistemas que se emplean convencionalmente en nuestro país (Capítulo. VIII.e).

Todo esto permite argumentar que las losas de doble panel son una alternativa técnica-económica viable para ser aplicada en Chile.

Debido a que en Chile no se mantienen precedentes respecto al diseño de losas de doble panel, se realizó una conceptualización general para el análisis, planteando dos formas de obtención de los esfuerzos internos; el primero mediante fundamentos teóricos de placas ortotrópicas y el segundo mediante un método tradicional de análisis de estructuras. Aplicando uno u otro dependiendo de la geometría de la losa. (Capítulo V.c). El diseño de la losa del ensayo se realizó efectuando un análisis modelado como una viga doble T[1], elemento que en forma múltiple conforma la estructura. Pudiéndose constatar , la correcta aplicación del método de diseño[1] .

Los resultados del ensayo mostraron que ésta losa (doble panel) mantiene un comportamiento normal en relación a la flexión de elementos en ferrocemento, teniendo una fase elástica en su primera etapa y finalmente presenta una falla dúctil, aparentemente, sin mostrar daños considerables o comprometedores con la seguridad de la estructura.

Debido a estos resultados podemos decir que las losas de doble panel con luces menores a 6 metros poseen un buen comportamiento a la flexión; su capacidad portante y rigidez nos permite pensar en otras futuras aplicaciones, por ejemplo, utilizando las ventajas de su bajo peso se podrían estudiar la construcción de losas de doble panel prefabricados pudiendo ser montados en situ y sujetos por pernos de corte (estructuración similar a una losa colaborante). Otras potenciales aplicaciones para el estudio podrían ser el diseño de muros sometidos a trabajos de flexo-compresión y muros de cortante.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

1. FERROCEMENTO - DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
Ing. Hugo Wainshtok Rivas
3era Edición , Ecuador 1998

2. EL FERROCEMENTO Y SUS APLICACIONES
Alfonso Olvera
2da Edición, México 1994

3. SHIP STRUCTURAL DESIGN
Owen. F. Hughes.
Sydney-Australia
Edición 1987

4. FERROCEMENTO
Paul, B y Pama, R
Instituto mexicano del cemento y del concreto
Edición 1992

5. ANÁLYSIS AND DESIGN OF STRUCTURAL SANDWICH PANELS
H.G. Allen.
2da Edición, U.S.A 1991

6. PLACAS DE MATERIALES ORTOTRÓPICOS Y PLACAS SANDWICH
Ing. Juan Pablo Durruty

7. FERROCEMENTO : IMNOVACIÓN TECNOLÓGICA PARA CONSTRUIR VIVIENDAS SOCIALES.
Revista Bit, Junio 2002

DIRECCIONES DE INTERNET.

8. http://Ferrocement.com

9. http://acma.cl

10. http://www.sitioferrocemento.com

11. http://www.holcim.com

12. http:// www.basf.cl

“ANEXOS”

A.1. - PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS

A.1.1.- INTRODUCCION

En los últimas décadas a sido de interés por parte de diversos países determinar patrones que puedan definir las características físico-mecánicas del ferrocemento y su comportamiento frente a diferentes tipos de solicitaciones.

Sin embargo, pese a los diversos estudios aún no se ha logrado establecer normas internacionales para el diseño y consecuencia de esto al momento de abordar un problema es de mucha importancia relacionar la información de ensayos que podamos mantener o establecer comparaciones con algunas investigaciones mas cercanas.

Diversos autores han contribuido en la materia entregando relaciones para abordar problemas comunes de diseño, muchas veces valores excesivamente conservadores o todo lo contrario, dejando en claro que aún queda mucho por avanzar en esta materia y un buen análisis teórico del ferrocemento deberá ir acompañado de un ensayo de laboratorio.

A continuación explicaremos las principales propiedades físico-mecánicas del ferrocemento.

A.1.2.- MODULO DE ELASTICIDAD

Una de las propiedades que se destacan en el ferrocemento es su gran elasticidad siendo considerado muchas veces un material elástico para un determinado régimen de cargas.

El módulo de elasticidad del ferrocemento dentro de la ley de los materiales compuestos queda representado como [1]:

$$E_{ft} = E_b V_b + E_a V_a + E_A V_A$$

E_{ft} = Módulo de elasticidad del ferrocemento en tracción.

E_b = Módulo de elasticidad del mortero.

E_a = Módulo de elasticidad del mortero en mallas.

E_A = Módulo de elasticidad del acero en barras.

V_b = Fracción de volumen del mortero.

V_a = Fracción de volumen del acero en mallas.

V_A = Fracción de volumen del acero en barras.

Wainshtok[1] realizó una serie de ensayos con la finalidad de encontrar valores para la relación E_{fc} / E_{ft} en el ferrocemento sometido a flexión y se encontró que antes del agrietamiento E_{fc} / E_{ft} =1, variando su valor desde 1,5 desde la primera etapa del agrietamiento hasta 3-4 cuando el material se encontraba totalmente agrietado, lo que fue muy coincidente por los valores dados por otros autores (1).

A.1.3.- COMPORTAMIENTO A LA TRACCIÓN

En general el hormigón y el mortero son materiales de baja resistencia a la tracción fluctuando dentro del orden de 1/10 de la resistencia total a compresión. A modo de contrarrestar esta baja resistencia se introduce un alto contenido de acero en la dirección longitudinal con la misma dirección de la carga.

Dentro de este comportamiento en el ferrocemento podemos observar tres estados el cual están representados en el siguiente gráfico (A.1):

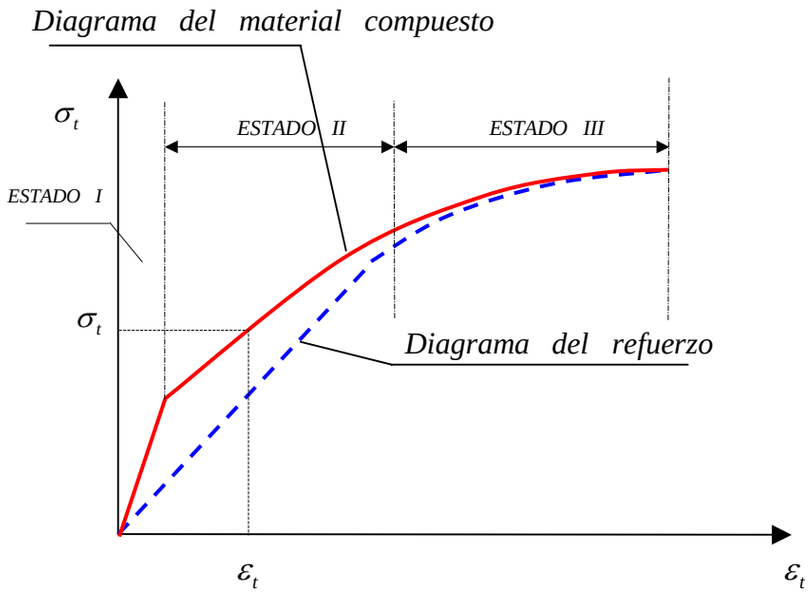


Grafico nº A.1 "Diagrama tensión deformación del ferrocemento"

a) **Estado elástico:** Este estado corresponde al "ESTADO I" representado en el gráfico. La curva tensión-deformación es totalmente lineal y no se presentan grietas lo que hace el material absolutamente impermeable. Al final de esta fase y el inicio del segundo esta representado por una deflexión acentuada en relación al tipo y cantidad de refuerzo que el elemento posee. El término de este estado corresponde a la formación de la primera fisura microscópica[1].

b) **Estado Elasto-Plástico:** En este estado las curva tensión deformación se desvía de la linealidad anterior y el numero grietas se incrementa a una cantidad considerable[1].

c) **Estado de fallo:** En este estado han aparecido el máximo de numero de grietas y la deformación del elemento es considerable[1].

En el estado de fallo del ferrocemento podemos mencionar principalmente dos particularidades que justifican esta condición. El primero corresponde a la rotura del elemento, cuando se alcanza la resistencia última del material, en este caso falla principalmente el fierro debido a que el mortero ya se encuentra agrietado antes de este estado. El segundo estado de fallo va relacionado con el agrietamiento del elemento. Se han desarrollado diversos criterios donde de acuerdo a el ancho de las fisuras se define un estado tecnológico o de servicio y la fase donde se encuentra.

	Ancho de fisuras			
Fase	$\omega \le 20\mu$	$20\mu \le \omega \le 50\mu$	$50\mu \le \omega \le 100\mu$	$> 100\mu$
Elástica	Impermeable			
Elasto-Plástico		Anticorrosivo I		
Plástica			Anticorrosivo	Corrosivo

Tabla nº A.1. "Estado tecnológico del ferrocemento."

A.1.4.- COMPORTAMIENTO A LA COMPRESIÓN

En el ferrocemento la resistencia a la compresión va directamente relacionada al mortero utilizado y a la sección transversal del elemento. Las cantidades de refuerzo que pueda llevar no influyen en forma apreciable en su resistencia.

Mediante diversos estudios y ensayos realizados se logró estimar un factor que considere la influencia de los refuerzos en la capacidad de compresión del ferrocemento arrojando un incremento de hasta un 15% lo que no suele ser significativo y es una variable que nos juega un procedimiento conservador al momento de diseñar [(1)].

Sin embargo el comité ACI 549 presta consideración en el caso de columnas que suelen llevar reforzamiento periférico mediante mallas soldadas dando como resultado una resistencia mucho mayor que columnas con otro tipo de reforzamiento.

Bezukladov, Paul y Parma proponen tomar como resistencia última el valor de la resistencia del mortero minimizado a un 85% [(1)].

En el caso de tensiones permisibles Naaman sugiere un límite de 0,45R`b para la tensión de compresión , así como otros autores proponen valores alrededor de 12 y 14 Mpa, lo que es similar a lo anterior [(1)].

A.1.5.- COMPORTAMIENTO A LA FLEXIÓN

En la flexión de elementos de ferrocemento podemos apreciar tres zonas de comportamiento donde se aprecia una curva carga-deformación aproximadamente trilineal.

En forma análoga al caso de tracción simple el material se comporta de forma elástica hasta la primera fisura y está representado en la siguiente figura en el estado I:

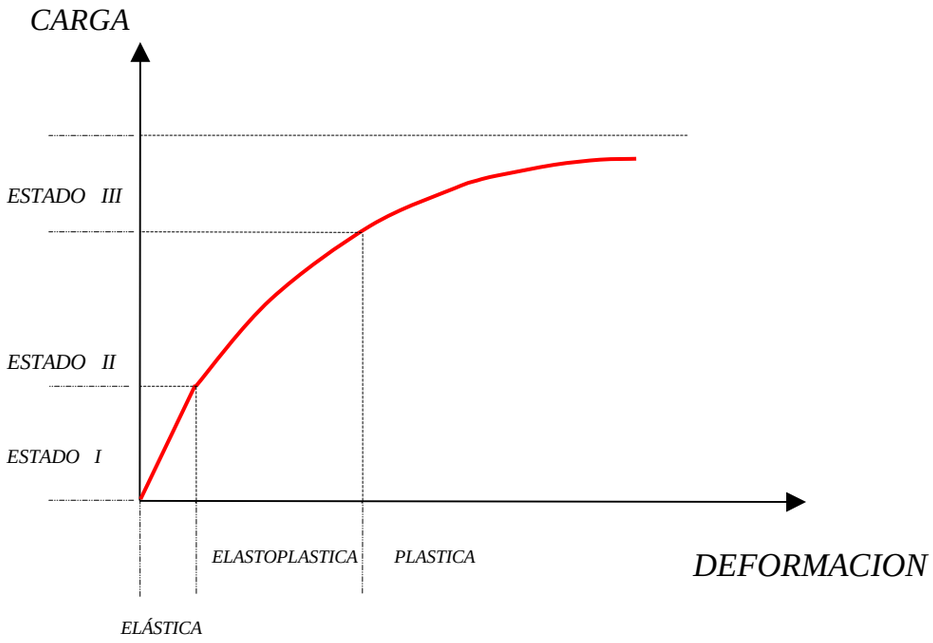


Gráfico nº A.2. "Diagrama carga-deformación"

En el estado elastoplástico aumenta el número de fisuras mostrándose un avance en las aberturas de las mismas. En su inicio se aprecia un comportamiento lineal pero a medida que se hacerca al fallo ocurre un rápido aumento de la deformación y el ancho de las grietas. Finalmente en el estado de fallo toda la fuerza es tomada por el acero de refuerzo que posee el elemento[1].

Existen tres tipos de fallos en la flexión en el ferrocemento, dos fueron anteriormente mencionados y el tercero corresponde a la limitación de la deformada del elemento relacionado a las condiciones de servicio que se le apliquen.

Cabe mencionar que la resistencia a flexión del ferrocemento no depende solamente de la superficie específica del elemento sino de la malla, su orientación y geometría, si lleva esqueleto de alambrones o barras[1].

Se ha llegado a utilizar un factor de eficiencia de un 0,5 para mallas hexagonales lo que es por muy bajo de lo esperado(1).

.

A.1.6.- RESISTENCIA AL IMPACTO

Numerosos antecedentes respecto al comportamiento del ferrocemento al impacto son favorables. Muchas veces en referencia a la utilización en cascos de barcos impactados con arrecifes, superficies rocosas etc[1].

De producirse un daño en la superficie de algún elemento es de fácil localización y reparación. Aunque cabe mencionar que aún existe poca información respecto a la resistencia al impacto, y solo han existido mediciones experimentales[1].

De diferentes resultados se ha podido estimar que las barras de acero intermedias o barras de esqueleto son un aporte al buen comportamiento del ferrocemento al impacto y el área dañada disminuye a medida que la tela de mallas disminuye[2].

Debido a que la información de esta materia aun no resulta suficiente para indicar un sistema de refuerzo adecuado, aunque la distribución de esta puede ser de primera importancia.

A.1.7.- AGRIETAMIENTO

El agrietamiento es uno de los indicadores del comportamiento de las estructuras de ferrocemento. Tal como se presentaron en los gráficos A.1 y A.2, el agrietamiento de las estructura nace desde pequeñas grietas hasta una falla total del elemento.

Las primeras grietas se forman en lo sectores del elemento donde los esfuerzos superan al admisible del mortero en tracción. Así el refuerzo es el encargado de tomar las solicitaciones y es el mortero quien continua su deformación junto al acero .

Diversos autores como Nervi, pudieron demostrar que el mortero podía tener mayores deformaciones al estar mas cerca del acero sin fisurarse. También se ha concluido que el ancho de la grieta es casi cero en la zona de contacto entre el acero y el mortero y se incrementa hacia la superficie, por lo que se puede decir que mientras más pequeño el recubrimiento, menor es el ancho de la grieta[1].

Cabe señalar que diversos autores definen indistintamente como primera grieta una de 0.005mm hasta la primera visible por el ojo humano de 0.03 a 0.1mm. Otros autores la definen como la primera desviación de la curva carga-deformación, aunque muchas veces se

ha concluido que un buen análisis sería relacionar la carga por un ancho promedio de grieta, considerando la tensión permisible de diseño[1].

A.1.8.- DURABILIDAD

En el ferrocemento muchas veces el recubrimiento suele ser de hasta 3 mm para garantizar un mejor comportamiento. Debido a esto los elementos son mucho mas vulnerables a estar corroídos debido a que la cantidad de refuerzo es considerable y de primera importancia[2].

Muchas veces a modo de disminuir los efectos que pueda producir la corrosión es la utilización de acero galvanizado aunque éste suele producir efectos prejudiciales por la generación de burbujas de gas zincado[1].

De lo antes mencionado podemos concluir que no se mantiene información de daños considerables en las estructuras por la corrosión, solo se han registrado daños por malos procesos de constructivos como mala colocación del mortero o una pobre compacidad.

B.- ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

(01 diciembre de 2004)

			1	m^3	**42,824**
Item	Hormigón Losa H30	Un.	Cantidad	P.Unitario	
	Ripio	m^3	0.77	5,200	4,004
	Arena Gruesa	m^3	0.45	6,090	2,741
	Cemento Polpaico	sac	7.00	3,611	25,277
	Perdidas	%	4.00	-	1,011
	Concretero	dia	0.95	7,500	7,125
	Betonera 7,5 hp	dia	0.05	12,000	600
	Leyes Sociales	%	29.00	-	2,066

			1	m^3	**46,765**
Item	Mortero Ferrocemento Losa H30	Un.	Cantidad	P.Unitario	
	Arena Fina	m^3	0.85	6,700	5,695
	Arena Gruesa	m^3	0.45	6,090	2,741
	Cemento Polpaico	sac	7.00	3,611	25,277
	Perdidas	%	4.00	-	1,011
	Concretero	dia	1.1	7,500	8,250
	Vibradorista	dia	0.15	7,500	1,125
	Betonera 7,5 hp	dia	0.05	12,000	600
	Leyes Sociales	%	29.00	-	2,066

			1	m^2	**6,515**
Item	Moldaje De Losa	Un.	Cantidad	P.Unitario	
	Terciado Modaje 18mm	pl	0.12	18,690	2,243
	Pino 1X6"	un	0.32	1,000	320
	Pino 4X4"	un	0.45	2,550	1,148
	Pino 1X5"	un	0.01	850	46
	Clavos 4"	kg	0.08	328	26
	Clavo Corriente 3"	kg	0.04	393	16
	Punta 2"	kg	0.01	701	8
	Carpintero + 1/" Ayud.	dia	0.14	15,000	2,100
	Leyes Sociales	%	29.00	-	609

C. - LAMINAS DE DEFLEXION MAXIMA EN LOSAS DE DOBLE PANEL.
En documento impreso. Biblioteca Miraflores. Universidad Austral de Chile.

D.- GRAFICOS DE DEFLEXION MAXIMA EN LOSAS DE DOBLE PANEL
En documento impreso. Biblioteca Miraflores. Universidad Austral de Chile.

E.- DISEÑO DE LOSA TRADICIONAL CON CONDICIONES DE SERVICIO IGUALES A LA LOSA DEL ENSAYO.

METODO A LA ROTURA

- Obtención momento de diseño.

lx= 1.00 mts Espesor Losa= 0.16 mts

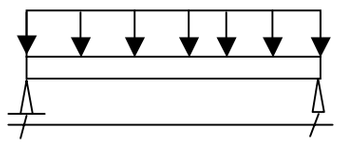
ly= 6.00 mts Sobre-Carga= 300 kg/m^2

PP= 400 kg/m^2

qu=1.4PP + 1.7SC

qu= 1070 kg/m^2

$\frac{l_y}{l_x}$ = 6.00 > 2 Armadura en una Dirección



l= 6.00 mts

Momento de Diseño

$M_n = \frac{ql^2}{8}$ Mn= 4815.00 Kgxmt

- Verificación losa simplemente armada.

$$\Rightarrow \quad \rho_{bal} = 0.85\beta \frac{f_c'}{fy}\left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$\rho_{bal} = 0.02580357$$

fc'= 250 (Hormigón H-25)
β = 0.85 (fc' = 250 kg/cm²)
fy= 4200 (Acero Clase A 63-42 H)
d= 14 cms
b= 100 cms

$$\Rightarrow \quad Mmax = bd^2(0.75\rho_{bal})fy(1 - 0.59(0.75\rho_{bal})\frac{fy}{f_c'})$$

Mmax= 1287515.69 kgxcm

Mmax= 12875.1569 kgxm

$$Mn = \frac{Mu}{0.9}$$

$\Rightarrow$ Mn < Mmax Viga Simplemente Armada

- Obtención cuantías armadura longitudinal.

$$\rho = \frac{0.85f_c'}{fy}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mn}{0.85f_c'bd^2}}\right)$$

ρ = 0.00698058

Condiciones para ρ

$\rho < \rho_{min} \Rightarrow \quad \rho = \rho_{min} = 0.0018$

$A_s = \rho bd$ = 9.773 cms²

Ø 12 @ 12 cms

- Armadura de repartición.

$$\rho = \frac{A_s}{S \times t} = \quad 0.0018$$

t=espesor losa=16 cms

s< { 5t cms = 80 cms ; 45 cms 45 cms

s= 45

$A_s = \rho \times s \times t$ = 2.52 cms²

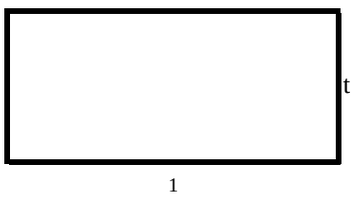
Ø 8 @ 20 cms

F.- RELACIÓN DE RIGIDEZ A FLEXION, TENSIÓN A FLEXION Y PESO EN VARIACIONES DE ALTURA PARA VIGAS DOBLE T.

- Ecuación general de rigidez para un elemento que trabajan a flexión.

$$K = \frac{EI}{L}$$

Sección Sólida



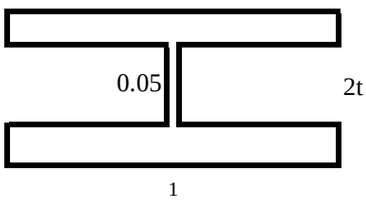
- Inercia = $\frac{t^3}{12}$

- Rigidez = $\frac{EI}{L} = \frac{E}{L} x \left(\frac{t^3}{12} \right) = \frac{E}{L} x \left(\frac{t^3}{12} \right)$

- Peso = td (L=1, Densidad=1)

- $\sigma = \frac{MxY}{I} \Rightarrow \frac{M}{\sigma} = \frac{I}{Y} = \frac{t^3/12}{0.5t} = 0.1666t^2 \quad = 1$

Sección (halma=t)



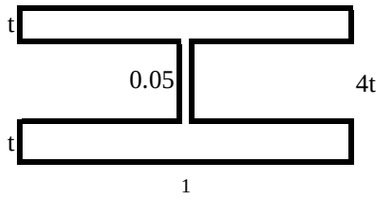
- Inercia = $\frac{1x(2t)^3}{12} - \frac{1x(t)^3}{12} = \frac{7t^3}{12}$

- Rigidez = $\frac{EI}{L} = \frac{E}{L} x \left(\frac{7t^3}{12} \right)$

- Peso = 1.05td (L=1, Densidad=d)

- $\sigma = \frac{MxY}{I} \Rightarrow \frac{M}{\sigma} = \frac{I}{Y} = \frac{7t^3/12}{t} = 0.583t^2 \quad = 3.5$

Sección (halma**=3t)**



- Inercia = $\frac{1x(4t)^3}{12} - \frac{1x(3t)^3}{12} = \frac{37t^3}{12}$

- Rigidez = $\frac{EI}{L} = \frac{E}{L}x\left(\frac{37t^3}{12}\right)$

- Peso = 1.15td (L=1, Densidad=1)

- $\sigma = \frac{MxY}{I} \Rightarrow \frac{M}{\sigma} = \frac{I}{Y} = \frac{37t^3/12}{2t} = 1.5416t^2$ $= 9.24$

	Material Sólido	Material de h(alma) t	Material de h(alma) 3t
Rigidez de flexión	1,0	7,00	37,0
Tensión de flexión	1,0	3,50	9,24
Peso	1,0	1,05	1,15