

152
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ZED

FACULTAD DE INGENIERIA



“ESTUDIO EXPLORATORIO PARA DETERMINAR
LA RESISTENCIA A COMPRESION DE
PANELES ALIGERADOS REFORZADOS
CON MALLAS”

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JULIO CESAR TRASLOSHEROS FRIAS

Director de Tesis: Dr. en Ing. Oscar Hernández Basilio

MEXICO, D. F.

MARZO DE 1995

FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor:
TRASLOSHEROS FRIAS JULIO CESAR
Presente.

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-027/93

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. OSCAR HERNANDEZ BASILIO**, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"ESTUDIO EXPLORATORIO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A COMPRESION
DE PANELES ALIGERADOS REFORZADOS CON MALLAS"**

- I .- INTRODUCCION
- II .- DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO
- III.- DESCRIPCION DEL SISTEMA PROPUESTO
- IV .- CONSTRUCCION DE LOS PANELES
- V .- ENSAYE BAJO CARGA DE COMPRESION
- VI .- RESULTADOS
- VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 8 de marzo de 1993.
EL DIRECTOR.

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

pl JMCS/RCR*nlI

A MIS PADRES
Jaime y Silvia
Por su ejemplo y cariño

A MIS HERMANOS
Silvana, Jaimito, Toño y Flor
con cariño

A FAMILIARES Y AMIGOS
Por su amistad y compañía

Al Ing. Hector Guzmán Olguín
Por la gran ayuda proporcionada
para realizar este trabajo

Al Dr. Oscar Hernandez Basilio
Por la dirección de este trabajo,
Gracias

INDICE

Cap. 1	INTRODUCCION	1
	México en la necesidad de nuevos planes en la construcción	3
Cap. 2	DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO.	5
	2.1. Tipos de muros.	6
	2.2. Otras modalidades de refuerzo y construcción de muros.	8
	2.3. Sistemas de muros aligerados.	9
Cap. 3	DESCRIPCION DEL SISTEMA PROPUESTO.	25
	3.1. Características generales de muros a base de membranas reforzadas	26
	3.2. Descripción del estudio	28
	3.3. Descripción del elemento.	29
Cap. 4	CONSTRUCCION DE LOS PANELES.	31
	4.1. Objetivo.	32
	4.2. Proceso Constructivo.	32
	4.3. Bitácora.	35
Cap. 5	ENSAYE BAJO CARGAS DE COMPRESION	39
	5.1. Prueba de carga Según Reglamento de Construcción del Distrito Federal	40
	5.2. Ensaye bajo Carga de Compresión	41
	5.3. Interpretación de tablas.	44
Cap. 6	RESULTADOS	46
	6.1. Interpretación de resultados según Reglamento de Construcción del Distrito Federal.	47
	6.2. Evaluación de Procedimientos de Diseño.	47
	6.3. Obtención de los esfuerzos en la estructura	66
	6.4. Obtención del esfuerzo Crítico a compresión del panel estudiado, con los diferentes criterios vistos.	70
Cap. 7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	77
	MEMORIA FOTOGRAFICA	81
	BIBLIOGRAFIA	96

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Varios son los materiales utilizados en la construcción, desde palos y piedras, así como también, cementantes, acero, concreto, materiales nuevos hechos a base de maderas sintéticas, conglomerados, resinas y otros. Así vemos que con el paso del tiempo se ha intentado reemplazar o simplemente imitar los materiales con la finalidad de abaratar costos, disminuir tiempos en el proceso constructivo, en otras palabras hacerlos más atractivos para los constructores y los usuarios quienes son el objeto de interés.

Por otra parte, la comercialización ha marcado la pauta para la introducción de nuevos materiales para la construcción, aún siendo la costumbre la que impera en algunos sectores por aquellos que opinan que lo anterior era mucho mejor. Pero en poco se puede dar marcha atrás y hay que vivir y experimentar lo nuevo.

En lo que respecta a muros de mampostería, los materiales tradicionales han sido el tabique y bloque, de barro o de concreto; en la introducción de estos nuevos materiales se han hecho propuestas de paneles que funcionan como muros aligerados, constituidos por un par de mallas de acero electrosoldadas separadas por una placa de poliestireno y unidas a través de éste, los cuales después de su debida colocación se repella mezcla sobre ellos para dar lugar a dicho muro.

La idea de muros aligerados viene desde los años 60's, en Norteamérica se hicieron los primeros intentos en su utilización, pero la poca tecnología, aunada a la gran competencia con otros materiales ya con éxito, hizo difícil su introducción en el mercado, y su uso fue bastante limitado.

Hoy día, todo está listo para la construcción con dichos muros, que en un principio actuaban como elementos divisorios, hoy forman parte de la estructura como elementos de carga, estudio el cual está desarrollado como trabajo de tesis profesional y lo presento a continuación como aspirante al Título de Ingeniero Civil.

**MEXICO EN LA NECESIDAD DE NUEVOS
PLANES EN LA CONSTRUCCION**

En México la enorme demanda de casa habitación exige nuevos y mejores sistemas constructivos, debiendo ser rápidos, sencillos y económicos; los muros aligerados, son una respuesta a estas demandas, ya que presentan las tres características anteriores.

La introducción de estos paneles junto a otros elementos prefabricados en la industria de la construcción, tomará tiempo, primeramente por nuestra cultura y costumbres que encierran una forma de vida; segundo la economía popular, en donde gran parte de nuestra población construye por medio de maestros de obra o mano propia, con los conocimientos empíricos que son aprendidos de generación en generación.

Por otro lado, los materiales para construcción están muy alejados de las posibilidades de la clase popular mexicana, clase que conforma la mayor en número. En un principio los que logran conseguir de alguna forma un predio, tabique y cemento, construyen sus hogares levantando cuatro muros con instalaciones de agua, drenaje y luz lo más simple y precarias, y la mayor de las veces careciendo de algunas de ellas.

En apoyo a la comunidad mexicana de bajos recursos, se realizan programas difundidos por radio y televisión, donde se asesora y se instruye a quienes lo deseen y lo necesiten, para construir por ellos mismos sus casas y otras construcciones simples. La importancia de estos programas es que permiten conocer y hacer conciencia de que es posible adquirir una vivienda con una forma de vida digna. Como un ejemplo, se promueve el uso de la tierra-cemento, con lo que se hacen tabiques para la construcción de muros de mampostería, dando buenos resultados gracias a su fácil fabricación y bajos costos.

Los programas para la vivienda popular en México no han sido en mucho la solución a la enorme demanda existente, en los fraccionamientos de interés social, por ejemplo las unidades habitacionales, que alojan a un número considerable de gente, han creado nuevas formas comunitarias, con nuevos problemas de tipo social, siendo lo más remarcable la carencia de servicios y la insuficiencia de los existentes. La solución a estos problemas van más allá de las opciones técnicas, que por si solas son incapaces de resolver esta problemática. Por esto, la ingeniería deberá trabajar conjuntamente con otras ramas como la sociología, para conocer a fondo las necesidades del tipo de comunidad, sus costumbres y su educación, para así poder conducir a esta comunidad y provocar un cambio a nuevas formas de vida comunal, que aprendan y entiendan en cierta manera la convivencia con el entorno que les envuelve.

Mencionar lo anterior es necesario, debido a la mala experiencia tenida con familias acostumbradas a un tipo de vivienda tradicional, que fueron llevadas a vivir a construcciones hechas de materiales prefabricados, como ocurrió por ejemplo, con las casas dadas a los damnificados del terremoto del 85 en México. Dichos materiales son funcionales pero delicados y frágiles, por lo que deben de tener un trato diferente, ya que hubo quienes realizaron modificaciones a las estructuras y reparaciones caseras, que por falta de instrucción y asesoramiento, afectaron y en ocasiones destruyeron algunas estructuras e instalaciones.

Por lo anterior podemos entender que la introducción de cualquier innovación debe atender a un proceso educativo y de habituación tanto de constructores como usuarios y dependerá en mucho de la aceptación y difusión que esta innovación tenga, esto sin tomar en cuenta las ventajas y desventajas que el material innovado contraiga.

CAPITULO 2
DESCRIPCION DE SISTEMAS
DISPONIBLES EN EL MERCADO

2.1. TIPOS DE MUROS

Primeramente es necesario y pertinente dar una breve descripción de los tipos de muros que considera el reglamento de construcción para el D.F.. Cabe notar que el sistema en estudio no se encuentra reglamentado, pero se puede encontrar un símil para garantizar la seguridad adecuada y cumplir con las normas establecidas.

Existen varios tipos de muros que entre sus funciones principales se encuentran, la de ser un elemento divisorio, elemento estabilizador o bien con función estructural, ésta última categoría es la de nuestro interés. A continuación veremos algo acerca de los muros estructurales.

Según las Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería, los muros que tengan una función estructural en la construcción, quedarán incluidos en una de las modalidades descritas en los casos siguientes.

2.1.1. Muros diafragma

Estos son los que se encuentran rodeados por las vigas y columnas de un marco estructural al que proporcionan rigidez ante cargas laterales.

La unión entre el marco y el muro diafragma deberá evitar la posibilidad de volteo del muro perpendicularmente a su plano y las columnas del marco deberán ser capaces de resistir, cada una, en una longitud igual a una cuarta parte de su altura medida a partir del paño de la viga, una fuerza cortante igual a la mitad de la carga lateral que actúa sobre el tablero.

2.1.2. Muros confinados

Estos son los que están reforzados con castillos y dalas que cumplen con los requisitos siguientes:

Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro, el concreto tendrá una resistencia a compresión, f'_c no menor a 150 kg/cm^2 , y el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos de tres barras cuya área total no será inferior a $0.2f'_c/f_y$ por el área de castillo y estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

El área de refuerzo transversal no será inferior a $1000s/f_y d_c$, siendo s la separación de los estribos y d_c el peralte del castillo, la separación de los estribos no excederá de $1.5d_c$ ni de 20 cm.

Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez

y media su altura, ni 4 m.

Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro al menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 15 cm de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m.

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda de la cuarta parte de la longitud del muro en la misma dirección.

La relación altura/espesor del muro no excederá de 30.

Podría incrementarse la resistencia a fuerza cortante de muros confinados (ver 4,3,2 *Fuerza cortante resistida por la mampostería*), cuando se coloque refuerzo horizontal en las juntas con las cuantías mínimas especificadas en dicha sección y que cumpla con los requisitos de separación máxima y de detallado especificado para muros reforzados en la sección de muros reforzados interiormente. Dicho refuerzo horizontal deberá estar anclado a los castillos extremos e interiores.

2.1.3. Muros reforzados interiormente

Estos son muros reforzados con malla o barras corrugadas de acero, horizontales y verticales, colocadas en los huecos de las piezas en ductos o en las juntas. Para que un muro pueda considerarse como reforzado deberá cumplir ciertos requisitos mínimos.

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal, P_h , y vertical P_v , no será menor que 0.002 y ninguna de las dos cuantías será menor que 0.0007. La cuantía de esfuerzo horizontal se calcula como $P_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el área de refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $P_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro. Cuando se emplee acero de refuerzo de fluencia especificado mayor de 4 200 kg/cm², las cuantías de refuerzo mencionadas en este párrafo podrán reducirse multiplicándolas por 4200/ f_y .

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo vertical deberá tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado a todo lo largo con mortero o concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 1.5 cm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor. El refuerzo horizontal deberá estar embebido en toda su longitud en mortero o concreto.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo vertical

podrá emplearse el mismo mortero que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento con agregado máximo de 1 cm y resistencia a compresión no menor de 75 kg/cm^2 , el hueco de las piezas tendrá una dimensión mínima mayor de 5 cm y un área no menor de 30 cm^2 .

Deberá colocarse por menos una barra del número 3 de grado 42 o refuerzo de otras características con resistencia a tensión equivalente, en dos huecos consecutivos en extremos de muros a cada 3 m. El refuerzo vertical en el interior del muro tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni mayor de 80 cm.

Cuando los muros transversales lleguen a tope, sin traslape de piezas, será necesarios unirlos mediante dispositivos que aseguren la continuidad de la estructura.

El refuerzo horizontal debe ser continuo y sin traslape en la longitud del muro y anclado en sus extremos. Se deberán cumplir los mismos requisitos de anclaje que para concreto reforzado. Deberá haber refuerzo consistente en una barra No. 4 de grado 42, o con resistencia a tensión equivalente, alrededor de toda abertura cuya dimensión exceda de 60 cm en cualquier dirección.

La relación altura/espesor de estos muros no será superior a 30.

Deberá haber una supervisión continua en la obra que asegure que el refuerzo está colocado de acuerdo con lo indicado en planos y que los huecos en que se aloja el refuerzo sean colados completamente.

2.1.4. Muros no reforzados

Se considera como muros no reforzados aquellos que no tengan el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

2.2. Otras modalidades de refuerzo y construcción de muros

Cualquier otro tipo de refuerzo o modalidad constructiva a base de mampostería, el reglamento exige que deberá ser avalado por evidencia experimental y analítica que demuestre a satisfacción del departamento que cumple con los requisitos de seguridad estructural establecidos por el reglamento y por sus Normas Técnicas Complementarias.

El panel a estudiar no pertenece a ninguna de estas clasificaciones, el hecho de tener acero integrado en sus caras laterales lo hace diferente, pero la función es evidentemente la misma, pero con ventajas que en los sucesivos se mencionarán. Como la ley de construcción lo indica es necesario hacer pruebas tanto

experimentales como analíticas, que avalen la seguridad del uso de la nueva estructura.

2.3. SISTEMAS DE MUROS ALIGERADOS

Son varias la empresas que se dedican ya a la comercialización de membranas de concreto reforzadas. Y estas empresas que están trabajando actualmente con sistemas tipo, estudian las posibilidades de mejorar sus trabajos, como por ejemplo el sistema COVINTEC, donde se realizaron estudios que dan un conocimiento más amplio del comportamiento de los paneles.

2.3.1. SISTEMA COVINTEC

Este es el único sistema en el cual se han hecho estudios experimentales en México, a continuación se muestran las pruebas a que fueron sometidos los paneles.

2.3.1.1. Prueba a flexión

En la prueba del sistema COVINTEC a flexión se procedió a cargar el panel a manera de losa libremente apoyada con carga paulatina, que varió desde el peso propio del panel hasta una sobrecarga de 1200 kg. Las mediciones de las deformaciones se hicieron con micrómetros mecánicos, con intervalos de 100 kg hasta la carga de 1200 kg, ver figura (2-1).

Para este panel se estableció que la carga de servicio calculada era 222 kg/m^2 , descontando 107 kg/m^2 del panel resultan 115 kg/m^2 , que es la carga que el panel tendría que soportar, esta carga corresponderá a una losa de azotea inclinada. Para este valor de la carga (100 kg/m^2), la deformación fue muy pequeña, por lo que se continuó aplicando carga hasta 404 kg/m^2 , esta carga produjo una deformación de 1.06 cm. La flecha máxima permitida es de 1.20 cm como se puede ver, con una carga de 1200 kg (404 kg/m^2) sobre un panel, este se comportó correctamente.

La siguiente gráfica, indica claramente el comportamiento a flexión de este tipo de losas.

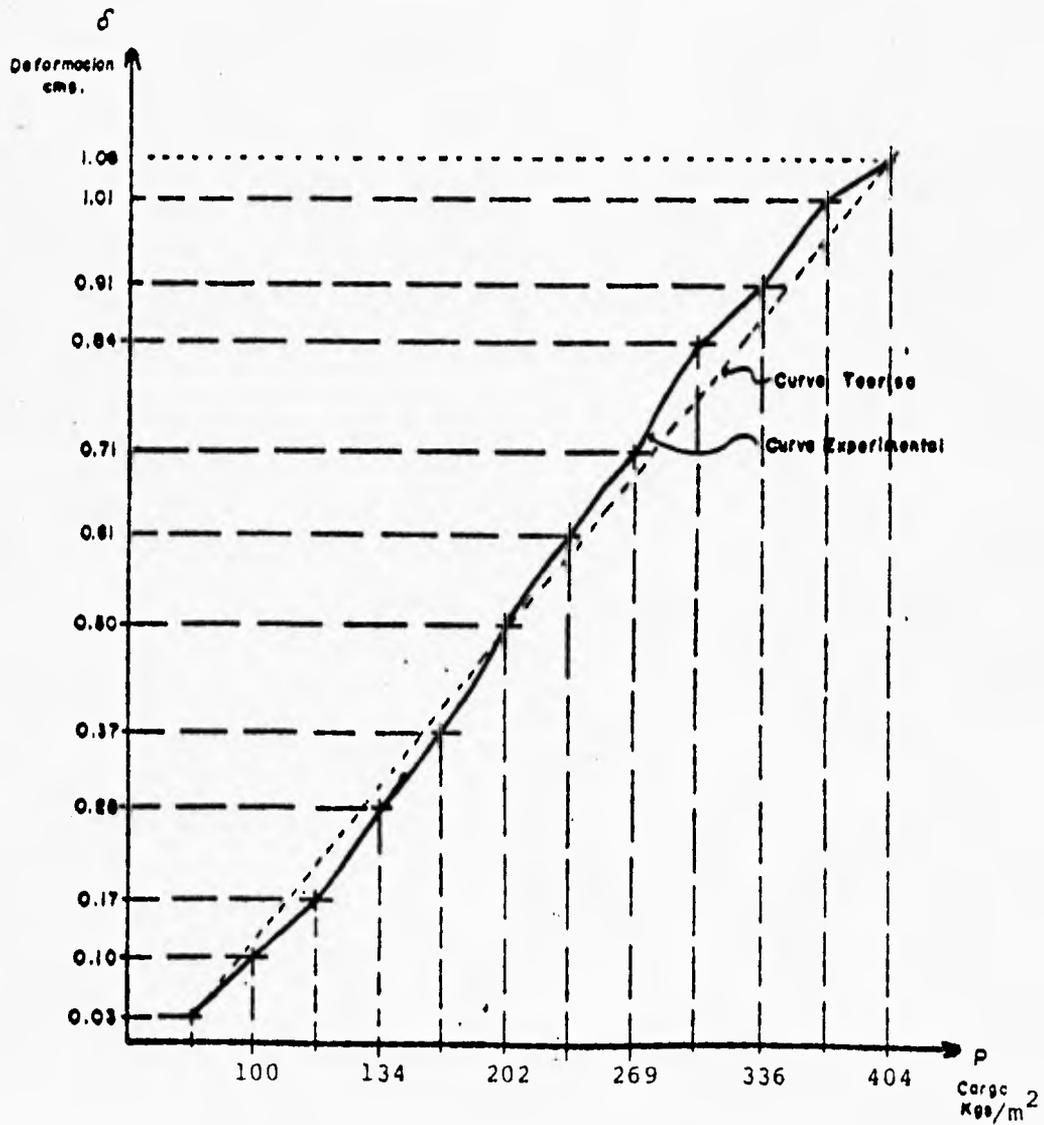
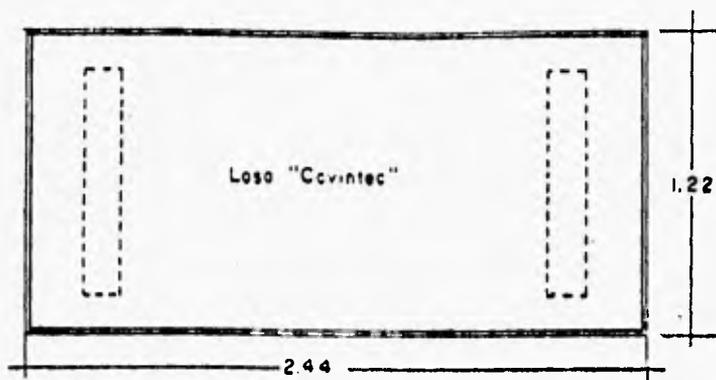
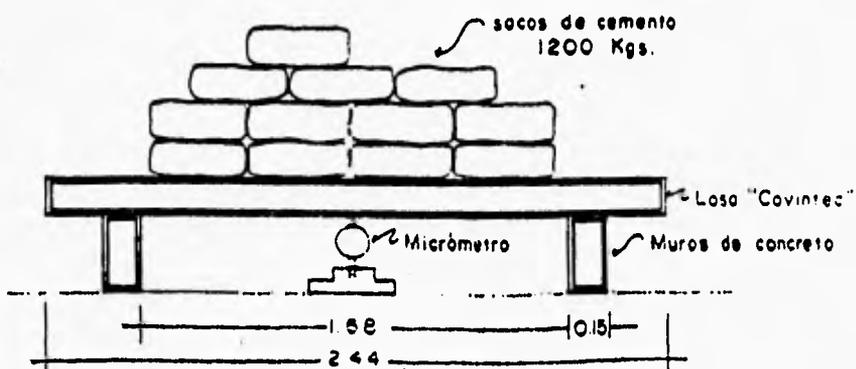


Fig. (2-1) Gráfica Carga-Deformación
Losa Sistema "COVINTEC"

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO



PLANTA



ALZADO

Fig. (2-2)

2.3.1.2. Prueba a compresión

La prueba se desarrolló aplicando carga dentro de un marco cuya característica es que se encontraba colocado en forma horizontal sobre el piso y dentro se colocó el panel en las condiciones más desfavorables, es decir sin arriostramiento que le proporcionan en la realidad los paneles adyacentes, se supuso que estos elementos no fallarían a compresión sino por pandeo debido a posibles excentricidades de la carga por lo que teniendo en cuenta esto se limita la cantidad de carga a la aparición del pandeo, el cual estuvo controlado por medidores mecánicos, la altura libre del panel era de 2.44 m.

El sistema de carga fue instrumentado mediante un gato tipo simplex de 15 ton., el cual transmite la carga a una cápsula de compresión con calibradores extensométricos los cuales al deformarse indican la cantidad de carga que se estuvo aplicando a los muros probados.

Las cargas se colocaron con la mejor simetría posible y fluctuaron entre 8000 y 9000 kg antes de presentarse del pandeo. Se hace notar que la resistencia a compresión del panel no es ésta, pero el panel se probó bajo condiciones que representan el trabajo real del muro. Si se quisiera tener el valor a compresión como sistema independiente, no como muro, habría sido necesario diseñar un sistema diferente.

Entonces suponiendo una carga de 8500 kg sobre una área de 1464 cm^2 se tiene un esfuerzo a compresión de 5.80 kg/cm^2 . Hay que notar que está considerando el área bruta contando el relleno (ver la figura (2-3), donde se muestran las dimensiones del panel). Sin contar el relleno, es decir con el área de mortero armado el esfuerzo sería de 16.35 kg/cm^2 , y suponiendo que se aplican morteros de 150 kg/cm^2 , se tiene que los esfuerzos son fácilmente tomados por el mortero. Volviendo a la deformación lateral, esta se limita a una deflexión máxima de 1.5 cm.

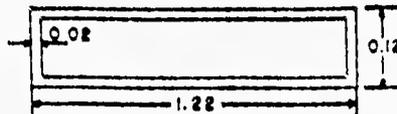


fig. (2-3) Dimensiones del Panel

2.3.1.3. Carga Lateral

El objetivo de este ensaye fue determinar el comportamiento de los muros trabajando en conjunto bajo la acción combinada de cargas verticales y cargas horizontales, estas últimas simulando el efecto de sismo. Tomando en cuenta el criterio de cálculo llamado "Análisis Estático" aceptado por el R.C.D.F.

Para este fin, se procedió a cargar la losa con la carga de servicio estipulada por el fabricante que es de 222 kg/m².

La carga equivale a:

107.0	kg/m ²	por carga muerta
100.0	kg/m ²	por carga viva
<u>14.6</u>	kg/m ²	por terminales de techo
221.6	aprox.	222 kg/m ²

NOTA: Esta prueba fue realizada en base al reglamento de construcción anterior al de 1987.

Para un área en planta de 1.22 x 2.44 = 2.98 m², la carga de servicio aplicada fue de:

$$222 \times 2.98 = 662 \text{ kg.}$$

Ahora se tomó la carga para una zona II y siendo una estructura de tipo B, se tiene un coeficiente de 0.13, que multiplicado por la carga de servicio total se tendría que aplicar una carga horizontal de 86.06 kg.

$$662 \text{ kg} \times 0.13 = 86.06 \text{ kg}$$

Al aplicar la fuerza de 86.06 kg la estructura no mostró signos de mal comportamiento, por lo que se incrementó la carga vertical hasta 2107 kg, es decir 707.05 kg/m² que es poco más del triple de la carga de servicio calculada; al multiplicar esta carga vertical por el factor de 0.13 se obtuvo una fuerza horizontal de 273.91 kg.

$$fh = 2107 \text{ kg} \times 0.13 = 273.91 \text{ kg}$$

Las cargas verticales se generaron con costales de cemento, de manera que estuvieran colocados fundamentalmente sobre los muros soportantes, y la carga horizontal se aplico con un automóvil, mediante un cable anclado al Mon-ten como se muestra en la figura (2-4), que sometía a esfuerzos la caseta.

La fuerza horizontal (P) se midió por medio de una celda tipo "LEBOW" previamente instrumentada y calibrada que a su vez estaba conectada a una consola de registro automática tipo "METRONIC" (ver figura (2-4); obtenida dicha carga (P) se procedió a calcular la carga (P1) en función de las dimensiones indicadas en la figura (2-3), la carga P=313.60, genera una carga horizontal P1=273.91 que es la que se produciría por concepto de la carga vertical.

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO

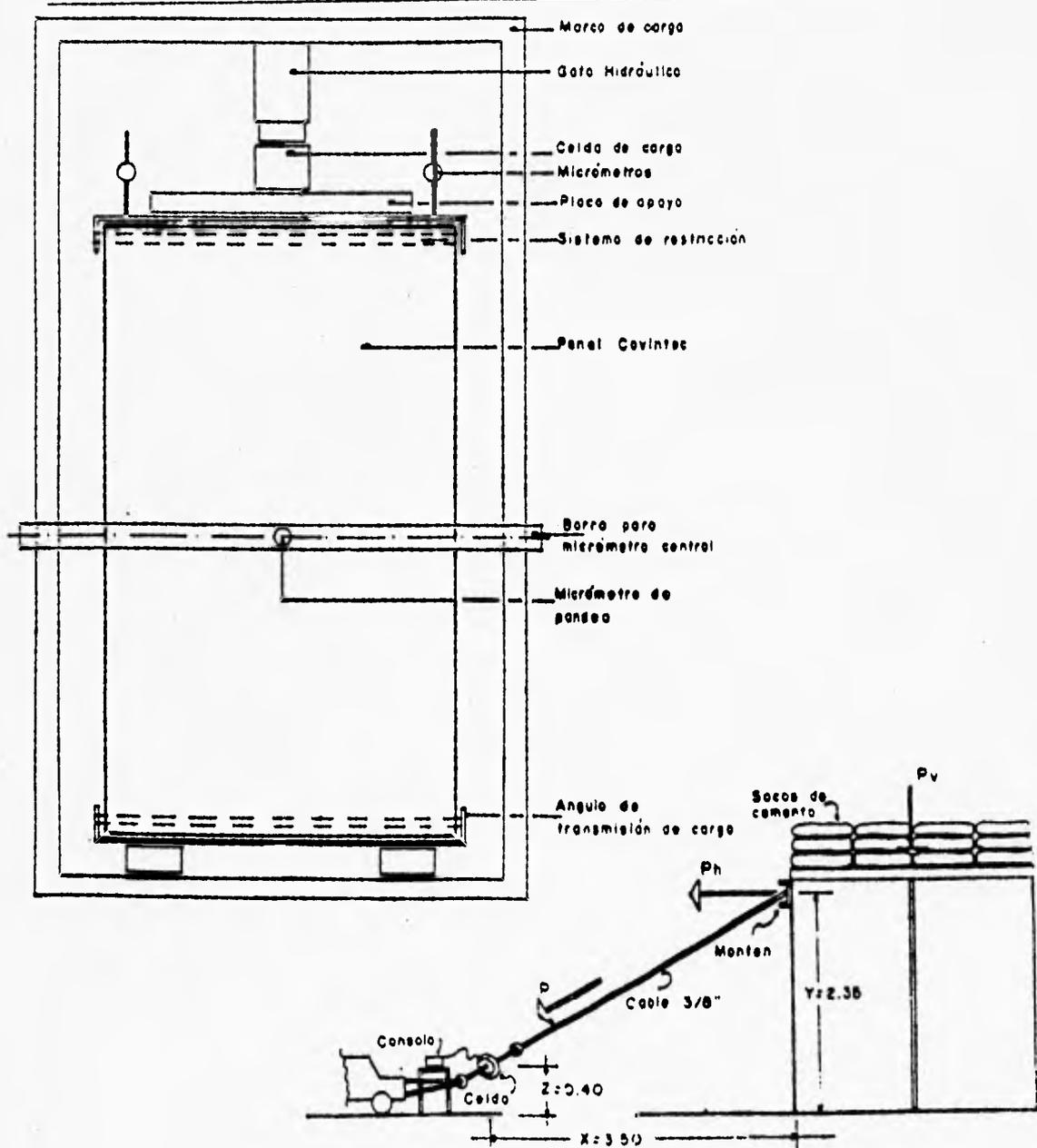


Fig. (2-4) Instrumentación y Carga lateral.

Es obvio destacar que si no se aumenta la carga de servicio por efectos del sismo no hay separación de juntas ni fallas por volteo, por lo que la estructura trabaja correctamente. Además la carga al ser 3.18 veces mayor que la de diseño no presentó fallas por volteo ni por separación de juntas.

2.3.1.4. Compresión diagonal

A este muro se le realizó también una prueba a compresión diagonal, hecha sobre especímenes de 60 x 60 cm con un espesor de 10 cm. Para verificar la resistencia al corte de los muros se recomienda que se someta a especímenes (muretes) a un esfuerzo de compresión diagonal y para lo cual es importante probar un mínimo de 9 muretes cuya construcción sea lo más parecida posible y se sujeten a dicho esfuerzo hasta la falla.

El esfuerzo cortante resistente se calculó en función de la fuerza inclinada dividida entre el área de la sección transversal bruta.

Primeramente se calculo $V = \text{Resistencia al corte (promedio)}$

$$V = \text{Carga/Área} = P'/A$$

siendo p' componente inclinada de la carga p , siendo A componente de la sección transversal bruta.

Ahora u^* resistencia nominal al corte

$$u^* = V/(1+2.5C_u)$$

C_u coeficiente de variación de resistencia. A este valor se le asignó el valor de 0.15, según libro de Aspectos Fundamentos de Concreto Reforzado, González Cuevas pág. 45.

Se aplicó una carga vertical de 4500 kg. Como se ve en la figura es posible conocer el valor de p' , el valor de p se determinó mediante la aplicación de una carga dada con el gato hidráulico de 15 ton, sujeto a un marco de carga, dicho gato transmitió la carga a una cápsula de compresión instrumentada, la cual al deformarse hace que las resistencias internas lo hagan también y al estar en contacto con un medidor de deformaciones (puente de Wheatstone) estas últimas puedan calibrarse conociendo el valor de la carga aplicada.

Las dimensiones del espécimen fueron las siguientes:

$b = 10 \text{ cm}$

$d = 60 \text{ cm}$

$h = 60 \text{ cm}$

El sistema de carga fue el siguiente:

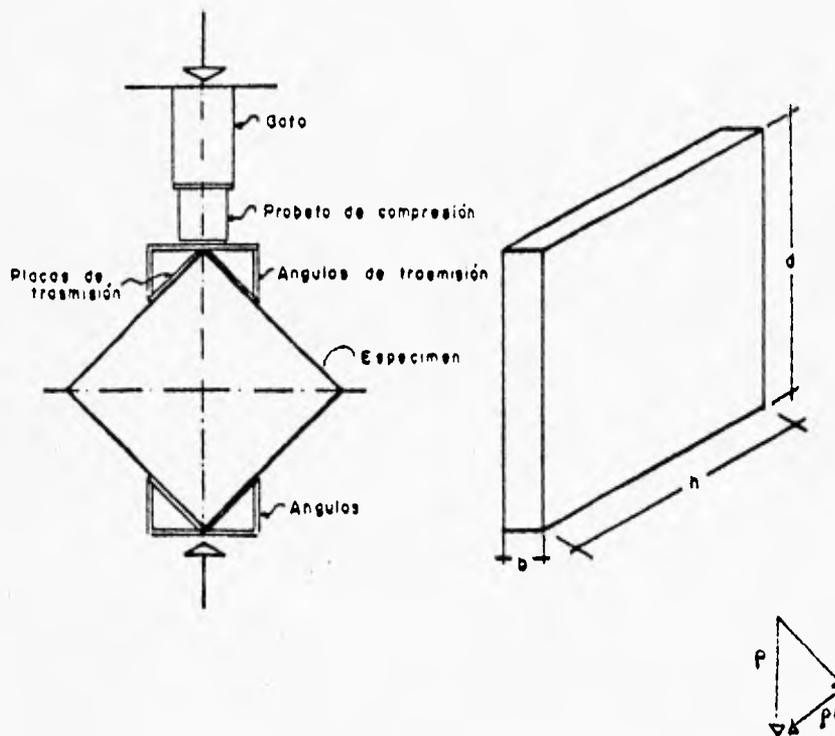


Fig. (2-5) Compresión diagonal

La componente inclinada p' vale:

$$p' = p \text{ sen } 45^\circ$$

$$p' = 4500 \text{ sen } 45^\circ = 3182 \text{ kg}$$

con lo que se determinó la resistencia al corte:

$$v = p'/A = 3182/(10 \times 60)$$

$$v = 5.30 \text{ kg/cm}^2$$

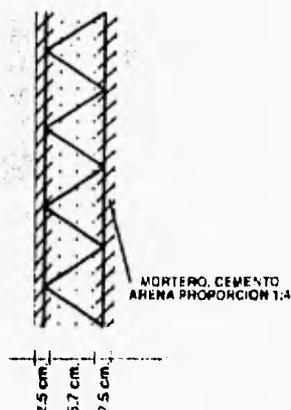
Y también se determinó la resistencia nominal al corte:

$$u^* = v/(1+2.5 C_u) = 5.30/(1+2.5 \times 15)$$

$$u^* = 3.85 \text{ kg/cm}^2$$

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO

A continuación se tiene la carga axial disponible en muros, que presenta el fabricante del Sistema Covintec, para un muro con las dimensiones siguientes:



ALTURA MURO	F'c 100 kg/cm ²
m	kg/ml
1.00	8,987
2.00	7,301
2.44	6,227
3.00	4,567
3.65	2,188
4.00	785

Tabla. Carga axial disponible en muros

2.3.2. PANEL W

La compañía Paneles Constructivos S.A. de C.V., tiene en el mercado el Panel W, el cual lo dan a conocer como un versátil sistema de construcción en muros divisorios, muros de carga, muros de contención, losas de entrepiso, losas de azotea, fachadas, faldones, marquesinas, pasamanos, etc.

Utilizan como relleno poliuretano, el sistema de armado de los paneles es sencillo, primeramente las mallas de alambre galvanizado (malla de alambre galvanizado cal. 14), se sueldan una con otra por medio de pequeñas secciones del mismo material en forma inclinada como se muestra en la figura (2-6). Se pasa posteriormente a un cama de arena donde se acuesta y se entierra el panel unos centímetros según el espesor especificado, para que después se vacíe poliuretano líquido sobre él, quedando ahogado parte de este, el líquido al reaccionar y secar, se esponja dando lugar al Panel W.

Las dimensiones estándar que maneja el Panel W son:

- Largo 2.44 m
- Ancho 1.22 m
- Espesor 0.05 m

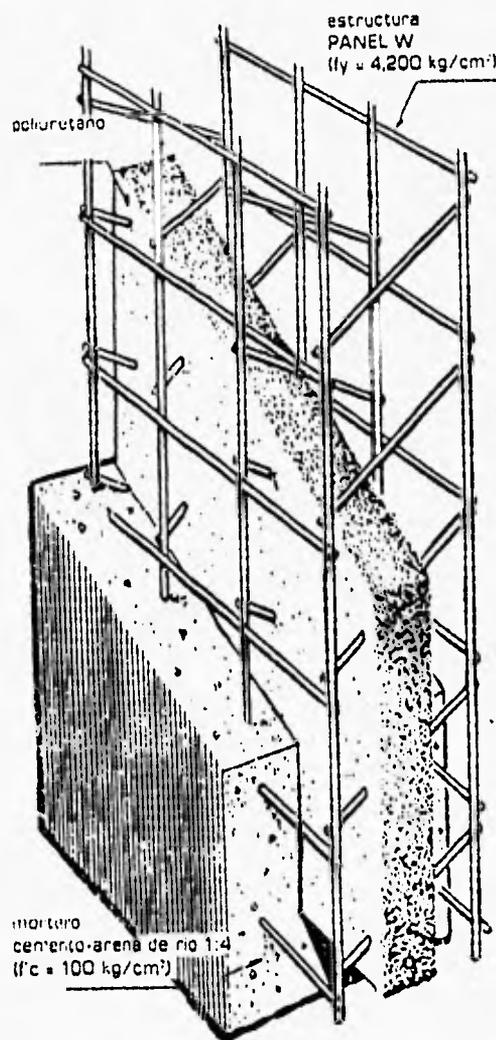


Fig. (2-6)

2.3.2.1. Uso de Panel W en muros

Se dan valores de carga permisible en los paneles para las siguientes condiciones, pero no se dice como se obtienen.

- Excentricidad máxima de $h/6$
- 1.00 m de muro
- Factor de seguridad $f_s = 1.5$
- Sin carga lateral

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO

altura cm	h=10 cm	h=7.5 cm
100	P=18,050 kg	P=11,400 kg
150	P=16,540 kg	P= 9,620 kg
200	P=14,440 kg	P= 7,130 kg
250	P=11,730 kg	P= 3,920 kg
300	P= 8,420 kg	

P = Carga axial permisible sobre el muro de Panel W.

Esta empresa comercializa además el TUBOPANEL W como otra opción:

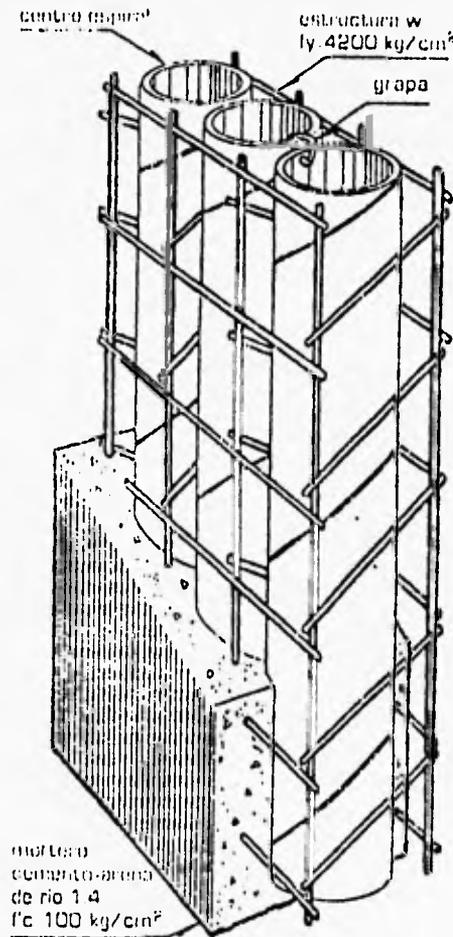


Fig. (2-7)

La idea es la misma solo difiere el relleno que en lugar de poliuretano como alma, utiliza centros espirales de cartón parafinados, con un diámetro interior de 44.2 mm, ver fig. (2-7). Esta estructura es más ligera con un peso de 4.33 kg/m², a diferencia del Panel W con un peso de 5 kg/m² (ver fig. (2-7)).

Por otro lado las ventajas de los dos tipos de rellenos son las mismas, pudiendo diferir en costo, por el cambio de precios de un material con respecto al otro, e intemperismo, siendo más resistente el poliuretano, pero con la desventaja de que desprende gases venenosos y por consiguiente muy contaminantes, en caso de combustión.

Como parte complementaria se tiene una tira de malla o zig zag, que es un elemento de unión entre los paneles, administrando la misma cantidad de acero que se interrumpe y dando también la continuidad necesaria en dicha unión.

Al comparar las especificaciones del Panel W, se ve que la carga axial permisible está muy por encima del muro tradicional a base de mampostería con dimensiones similares, por citar un ejemplo, el tabique rojo de barro acepta una carga aproximada de 9,600 kg por metro lineal para un muro de altura de 250 m, contra 11,730 kg del Panel W, pero con un ancho de 10 cm, por 14 cm del tabique; lo que resulta poco comprensible, es que el Panel W da una carga mayor que el Panel Covintec que básicamente se probó.

Este sistema de construcción pretende hacer una estructura monolítica con losa, muro y cimiento, este último opcional. Para las losas se utiliza grava menor o igual a media pulgada, además acero de refuerzo adicional según especificaciones.

2.3.2.2 Proceso constructivo

El proceso constructivo de este sistema envuelve las siguientes etapas:

- Cimentación (anclajes necesarios para el soporte del Panel)
- Dimensionado
- Erección de Muros
- Atado
- Colocación de losa
- Instalaciones (eléctricas, hidráulicas y sanitarias)
- Aplicación de mortero en muros y losa
- Acabado final

Es interesante observar el proceso constructivo, ya que en la cimentación hay que colocar bases para el anclaje del panel donde se sujetarán con la malla zig zag, de forma similar la malla unirá losa con muros, y muros con muros. Es necesario poner atención en las instalaciones, cambios o errores posteriores al repellido de mezcla podrían dañar la estructura.

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO

En la figura (2-8) se pueden ver los detalles constructivos. La herramienta necesaria para su instalación es:

- Corte: Cizallas, pinzas cortapernos ó sierra eléctrica con disco abrasivo.
- Amarres: Gancho de fierro o engrapadora neumática.
- Enjarre: Instrumentos tradicionales de albañilería ó bomba lanzamortero.

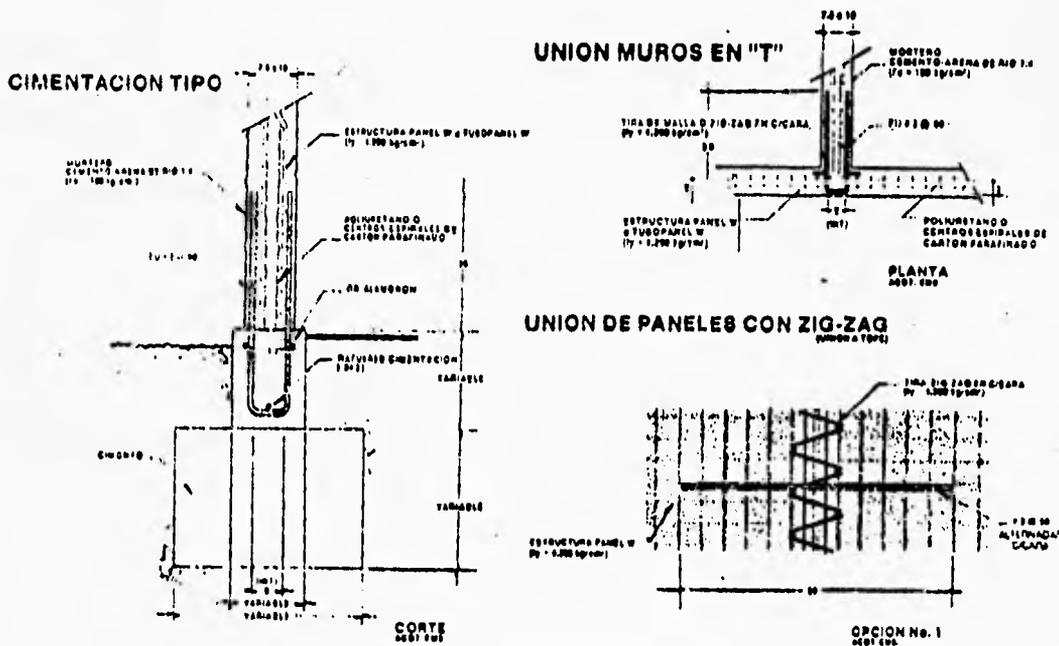


Fig. (2-8) Detalles Constructivos

2.3.3. STYROLIT

La empresa BASF Mexicana S.A., comercializa con el Styrolit, que a diferencia de los otros paneles utilizan malla electrosoldada, similar al panel que se estudió experimentalmente como parte de este trabajo.

Aquí se resaltan las cualidades de aislante térmico-acústico, lo mejor para hoteles. Dando tablas comparativas que recomiendan el espesor de aislante para las diferentes temperaturas.

Como dato de interés tenemos el Espesor de Aislamiento: El espesor del Styrolit que se recomienda es función de la temperatura. A continuación se presenta una tabla para temperaturas ambiente dando la máxima y mínima en grados centígrados de localidades representativas en el país, relacionándolas con el espesor mínimo recomendable para un tiempo razonable de la duración de las condiciones climatológicas dadas en la República Mexicana.

Calor	Frío	cm
20°C	10°C	1.9
25°C	5°C	2.5
35°C	-5°C	3.8
40°C	-10°C	5.0

TABLA Recomendación del espesor del poliestireno para aislamiento térmico.

2.3.4. INSTEEL PANEL 3-D

La compañía EVG de Austria mundialmente conocida por su fabricación en maquinaria y plantas para soldado en mallas, ha diseñado y patentado equipo para la producción de estos paneles, así en Norte América la compañía Insteel Construction Systems inc., produce y construye con los paneles estructurales de malla y concreto lanzado.

México es un buen mercado en la industria de la construcción, y esta compañía americana INSTEEL, aprovecha la oportunidad para poner a la venta su producto.

Para tal fin, dan a conocer diversos estudios sobre la capacidad de carga. Un estudio interesante es la capacidad de carga de viento donde a continuación se presenta una gráfica donde relaciona la velocidad del viento en millas por hora, extensión del panel en pies y la capacidad de viento tolerable en libras por pies cuadrados.

Por otro lado lo anuncia como un material para los tiempos venideros donde la madera será insuficiente para las necesidades requeridas, bien sabido es que en la unión americana la madera es fundamental en la casa habitación.

Además se resalta las cualidades de resistencia al fuego y de aislante de temperatura y ruido.

En las especificaciones se da una amplia descripción de los elementos que lo integran, se sujetan a las normas del ACI

revisado en el año de 1983, la malla en acuerdo con el ASTM A82.

La malla utilizada es de 1/16", con una retícula de 2", el espesor del poliestireno varía según el alto requerido del panel, hasta unos 8 m de alto se respeta un mínimo de 10 cm sin contar aplanado que será de 1" a 2". El espesor del poliestireno estará relacionado al aislamiento que se pretenda tener.

El proceso constructivo es similar a los sistemas ya mencionados. Los paneles son insertados en sus bases previamente colocadas, se coloca la cimbra necesaria para garantizar estabilidad, se colocan las instalaciones y se procede al lanzado de mezcla.

Para unir los paneles se coloca una malla del mismo tipo del que utiliza el panel, a todo lo largo sobre la unión, con un ancho aproximado de 30 cm, luego esta malla es sujeta al panel con grapas, y todo para garantizar continuidad; para la unión con techos, columnas y trabes utilizan los métodos convencionales.

2.3.5. MURO-LOSA

El muro losa consiste en una placa de poliestireno con malla electrosoldada en sus dos caras, separada 1.5 cm, para colocar un aplanado mortero cemento-arena, de resistencia $f'c=150 \text{ kg/cm}^2$ de 3 cm de espesor, quedando en el centro de este aplanado en ambas caras.

2.3.5.1. Confinamiento

El muro losa, debe estar confinado con dalas y castillos armados con armaduras electrosoldadas, como mínimo 15-15-4. Además, tendrá un castillo de liga consistente en 10 cm de mortero por el espesor del muro-losa a toda la altura, con una varilla # 2.5 (5/16"D), grado 42, en cada 15 cm. Estos castillos estarán colocados a una distancia, como máximo de 1.50 m.

2.3.5.2. Especificaciones

Mortero cemento-arena:	$f'c= 150 \text{ kg/cm}^2$
Acero #2 (1/4"D):	$f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$
Acero Varilla #2.5:	$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$
Acero Malla y armaduras electrosoldadas:	$f_y = 5,000 \text{ kg/cm}^2$

Los fabricantes de este sistema presentan su procedimiento para calcular la resistencia de los paneles. Este procedimiento se ve en el capítulo 6.

2.3.5.3. Resumen para tableros de 1 m de ancho de muro doblemente armados. A continuación se presenta un resumen de la resistencia de muros de diferentes dimensiones, obtenida con el método propuesto por el fabricante. La memoria de cálculo se presenta en el capítulo 6.

DESCRIPCION DE SISTEMAS DISPONIBLES EN EL MERCADO

TIPO I.-

L = 1.00 m

t = 10 cm (espesor)

e = 3.5 (Excentricidad)

As = 0.61 cm²/ml (malla 6x6 10/10)

A = 3(100) = 300 cm² mortero f'c = 150 kg/cm² en cada cara

Cargas de diseño:

H = 2.40 m w = 6,200 kg/m

H = 3.00 m w = 4,620 kg/m

Vr Sismo Vr = 1,366 kg-m

TIPO II.-

L = 1.00 m

t = 14 cm (espesor)

e = 5.5 (Excentricidad)

As = 0.87 cm²/ml (malla 6x6 8/8)

A = 3(100) = 300 cm² mortero f'c = 150 kg/cm² en cada cara

Cargas de diseño:

H = 2.40 m w = 7,840 kg/m

H = 3.00 m w = 7,200 kg/m

Vr Sismo Vr = 1,520 Kg-m

CAPITULO 3

DESCRIPCION DEL SISTEMA PROPUESTO

3.1. CARACTERISTICAS GENERALES DE MUROS A BASE DE MEMBRANAS REFORZADAS.

Es importante conocer en general las características principales de los muros a estudio, para un mejor y más amplio entendimiento en la descripción del sistema propuesto.

3.1.1. Los muros como elementos de un sistema estructural

Casi todos los elementos que intervienen en la construcción de un edificio contribuyen a la consecución de diversos fines. Las funciones de los muros, los suelos y techos son la protección contra la intemperie, la división del espacio, la de apoyo mutuo y otras. En ocasiones se realizan dos o tres de ellas simultáneamente, al tiempo que satisfacen unos que otros requerimientos. Así las funciones estructurales y ambientales, el aspecto, la duración el montaje y el transporte, las características dimensionales, la disponibilidad y las numerosas técnicas especializadas dimensionales necesarias para su fabricación y montajes son aspectos de estos componentes y elementos que deben ser todos compatibles entre sí, además de cumplir las condiciones generales que en su conjunto, impone el edificio.

Se relaciona así la naturaleza y las propiedades de los muros con las de los edificios.

3.1.2. Tipos y formas de muros estructurales

Los muros estructurales son los que significan una contribución efectiva en un sistema estructural de dos maneras posibles:

1. **Como muros de carga**, en cuyo caso se deben proyectar para soportar cargas verticales además de su propio peso. Este tipo de cargas impone solicitaciones de compresión directa.
2. **Muros de estabilización** proyectadas para soportar fuerzas horizontales o inclinadas resultantes, de la presión del viento, de temblores de tierra, de la presión de agua o tierra, o bien de los empujes oblicuos de las formas estructurales arqueadas. Los muros con estos fines deben resistir tensiones de cortadura y de flexión. Ejemplos de estas muros son los muros de contención, los contrafuertes y ciertos tipos de paneles que sirven de relleno para conferir rigidez a un armazón estructural.

Para estas funciones estructurales básicas, los muros pueden tomar una o varias formas: pueden consistir en bloques o ladrillos sobre mortero dispuestos de modo que no haya continuidad de juntas en el plano. Otras están formadas por materiales homogéneos como la arcilla o el concreto, reforzados a veces con paja o acero contra las solicitaciones de tensión.

Puede ser también de construcción carcasa tensada, es decir desde laminados rígidos como el contrachapado o el entablado de intemperie con bastidores de madera o otros materiales o en forma de un relleno entre placas, como la espuma de plástico.

3.1.3. Características térmicas en los muros

Al considerar las características térmicas de un muro se debe prestar atención a tres formas importantes de comportamiento térmico y a sus efectos sobre el bien estar de los moradores.

1. La resistencia térmica de los materiales del muro o sea la medida de la velocidad de transmisión, por conducción de calor a través del muro. Así pues existe un gradiente de temperatura desde las más altas, a las más bajas correspondiente a las superficies expuesta a mayor o menor temperatura según sea el caso. La velocidad de transmisión de calor se calcula como coeficiente de transmisión térmica del muro. Dicho coeficiente se define como la cantidad de calor que pasa por unidad de tiempo a través de la unidad de superficie del muro, por unidad de diferencia de temperatura entre el interior y el exterior.
2. La capacidad térmica del muro es la cantidad de calor necesario para elevar la unidad de volumen del muro en una unidad de temperatura. Así a mayor capacidad térmica mayor capacidad de calor que debe ser absorbida por el material del muro para que aumente la temperatura del mismo en una cantidad determinada. Al producirse el enfriamiento el calor almacenado se disipa por radiación. La intensidad de este fenómeno depende de la diferencia de temperaturas entre el muro y su entorno y evidentemente, la persistencia de la radiación depende de la cantidad de calor inicialmente almacenada.
3. Movimiento del aire a través de puertas, ventanas y materiales de los cerramientos de los edificios. en muchos casos ésta es la fuente de pérdida y ganancias térmicas más importantes y de acción más rápida.

Existen otros factores que facilitan la transmisión del calor como los son la humedad que cuentan los materiales, donde en ocasiones el agua tiene una resistencia térmica de hasta 20 veces menor que la del material en sus estado seco. También la forma y la orientación del edificio son importantes en la ganancia o pérdida de calor.

3.1.4. Aislamiento acústico

En estructuras simples es muy difícil lograr un alto nivel de aislamiento acústico. Al igual que el aislamiento térmico, la planificación y la cuidadosa organización espacial en el proyecto

de edificios son los medios más importantes para la reducción de las molestias debidas al sonido. Un aislamiento acústico en nuestro país, para vivienda, complejos escolares, hospitales etc., es difícil ya que la gran mayoría cuenta con ventilación natural, es decir por medio de ventanas que al abrirse pierde sentido el aislamiento que pudieran proporcionar las ventanas. Para tal fin sería conveniente construir sistemas de ventilación equipados con materiales acústicos, junto con el uso de muros sólidos de tabique de 225 mm de espesor o bien, muros de tabique hueco de 285 mm de espesor, proporcionan hasta una disminución de 50-55 dB, que en ruido ciudadano en condiciones normales es bastante aceptable al oído humano. Al igual las ventanas con vidrios de espesores promedio a 6 mm sin aberturas proporcionan las mismas ventajas.

Es importante saber que las grandes masas ponen mayor resistencia al paso del sonido, también lo hacen los materiales porosos que al carecer en mayor parte de superficies planas no permiten el rebote de las ondas sonoras, esto sirve para evitar eco.

El uso de las espumas como el poliestireno o poliuretano, así como materiales sintéticos aislantes proporcionan propiedades térmicas y acústicas ventajosas para quienes usan los inmuebles.

3.2. DESCRIPCION DEL ESTUDIO

El presente trabajo es como muchos otros en el tema, una pieza importante que engrana formando parte de todas las investigaciones hechas al respecto, que nos encaminará a incrementar la confianza para el uso de los muros aligerados, o panel sobre el cual se hace el estudio. Además se comenta sobre el proceso constructivo y en los materiales utilizados.

Para el ingeniero es de suma importancia el conocer el comportamiento de los materiales con los que construye, de cada uno de ellos y en su conjunto, y aún más con la ayuda de sus habilidades y las herramientas adquiridas en su formación ser predictorio en este comportamiento.

El estudio del comportamiento de un material es muy extenso, y este comportamiento puede ser muy caprichoso dependiendo de las condiciones existentes, pero es conveniente limitarse a las situaciones consideradas más importantes y críticas, por lo demás, es el ingeniero quién con un amplio criterio y ayudado de su experiencia debe predecir, como se dijo anteriormente, la manera de comportarse de dicho material.

Basándose en la idea de las membranas de concreto reforzado, se propone a continuación crear un sistema de paneles aligerados semejantes a los sistemas mencionados con anterioridad, con la

finalidad de abaratar costos, además facilidad de manejo y sobre todo utilizando los recursos que se tiene a la mano basados en la manera de trabajar y en la experiencia de los trabajadores mexicanos quienes operan en la industria de la construcción.

Del mismo modo, además de los recursos humanos, se plantea la alternativa de utilizar materiales de uso común con los que están familiarizados la generalidad de los trabajadores en México, sin necesidad de una capacitación especial y sin complicados dispositivos de armado y colocación de paneles.

Por tal motivo se presenta la propuesta del panel aligerado a continuación:

3.3. DESCRIPCION DEL ELEMENTO

El muro en estudio, es una estructura tridimensional compuesta por un par de placas de mortero reforzado, sobrepuestas y entre ellas separadas por una placa de poliestireno. Refuerzo hecho con malla electrosoldada enganchada a través del poliestireno con alambón que hace las veces de separador y elemento de retención entre las placas.

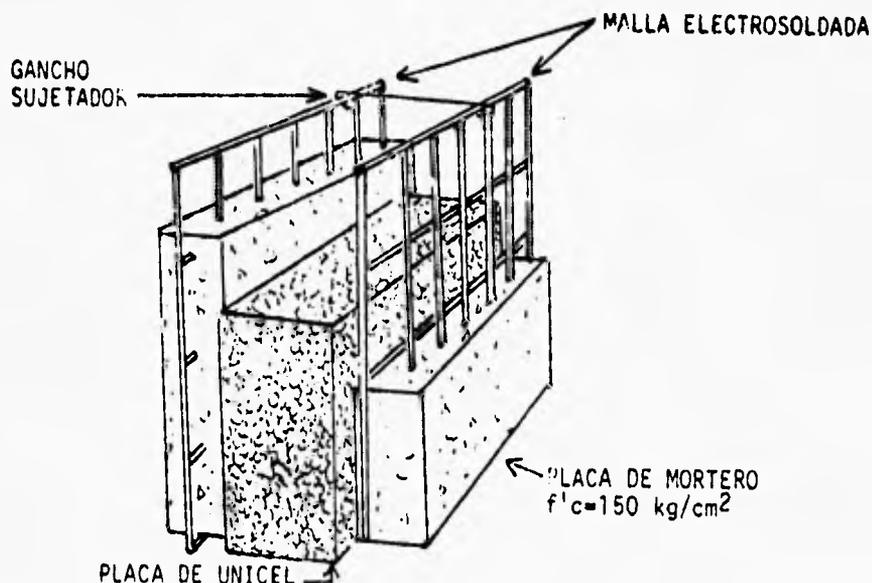


Fig. (3-1)

Las dimensiones del panel son arbitrarias y son dependientes de las necesidades del usuario.

Se tiene para este fin, el conocimiento del proceso constructivo y ensaye a carga axial, del panel ya con mortero de dimensiones 1.00 x 2.50 m x 13.5 cm de espesor con la característica de utilizar malla electrosoldada de 6x6-10/10, utilizando separadores que se enganchan (no se sueldan) a las mallas de ambas caras del panel, colocándose a 45 cm de separación entre ellos, mayor distancia que la comúnmente utilizada. Al idealizarse este panel se hizo primeramente un análisis predictorio acerca de su comportamiento, presentándose un análisis teórico, en consecuente se desarrolló un proceso constructivo y se ensayó a carga axial para verificar de esta manera las hipótesis. Además se aprendió y se mejoró el proceso constructivo, de como en un inicio se propuso. Esperemos que el estudio sea lo más completo y confiable posible.

CAPITULO 4
CONSTRUCCION DE LOS PANELES

4.1. OBJETIVO

Determinar la factibilidad del uso de muros aligerados en la construcción de los inmuebles como elementos de carga. Muros hechos a base de paneles de malla electrosoldada, poliestireno y repellido de mezcla (ver descripción del elemento).

4.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

Los materiales empleados para la construcción de los paneles fueron los siguientes:

- Cemento normal
- Arena
- Grava
- Malla electrosoldada (MALLARMEX 6x6-10/10; 15x15 cm y barras calibre AWG 10)
- Sistema VIGARMEX (Vigueta y bovedilla)
- Armadura ARMEX-60 15x20-4
- Alambrón
- Placas de poliestireno de 250x100 cm y 7.5 cm de espesor
- Alambre recocido
- Flexómetros o reglas graduadas
- Herramienta de construcción básica
- Costales
- Micrómetros

4.2.1. paneles

- Para fabricar 3 paneles se cortaron 6 mallas de tamaño 1x2.5 m, colocándolas en pares separando cada par por una placa de poliestireno.
- Tramos de alambrón de 15 cm de longitud, se utilizaron como separadores, para sujetar las mallas por ambos lados a través del poliestireno, de modo que exista entre malla y malla una distancia de 10 cm quedando el poliestireno en medio y al centro. Los separadores estaban colocados a 45 cm de distancia entre ellos, horizontal y verticalmente, empezando en el perímetro hacia el centro del panel; tal y como se muestra en la figura (4-1), ver memoria fotográfica foto No. 4.

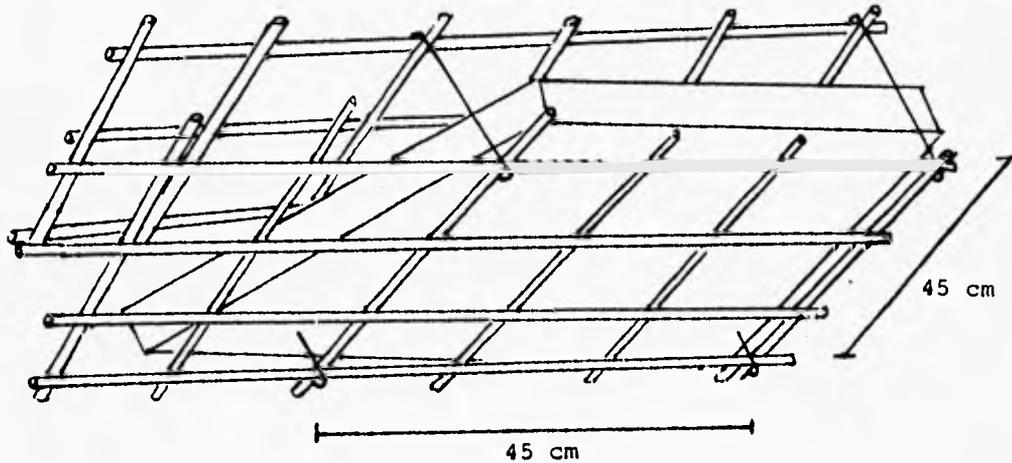


Fig. (4-1)

4.2.2. Zapatas

Se armaron 3 zapatas de concreto reforzado, dimensiones 100 X 60 cm y 10 cm de espesor. La separación entre cada zapata medida a centros y de la parte angosta es para el primer claro 350 cm, y de 250 cm para el segundo. Para anclar el panel se utilizó una armadura ARMEX-60 15-20-4 en cada zapata, de largo igual al ancho del panel, ver la figura (4-2).

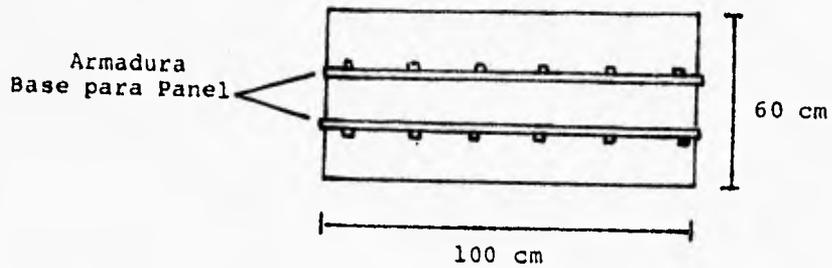


Fig. (4-2)

4.2.3. Proceso constructivo en muros

- 1.- Colocar y poner a plomo los paneles, anclándolos a su base.
- 2.- Poner aplanado lateral, hasta altura de apoyo de vigueta, usar mortero 1:3 (cemento, arena).
- 3.- Amarrar ARMEX-60 15x20-4 a la malla en la parte superior del muro y con mortero 1:3 (cemento, arena), enrasar 5 cm para formar asiento de la dala.
- 4.- Después de 24 hrs. colocar viguetas y bovedilla. Apuntalar el sistema de techo de la manera usual.
- 5.- Colocar la malla, colar la losa junto con las vigas de apoyo y las viguetas, con un concreto normal de 200 kg/cm² formando una capa de compresión 3 cm de espesor.

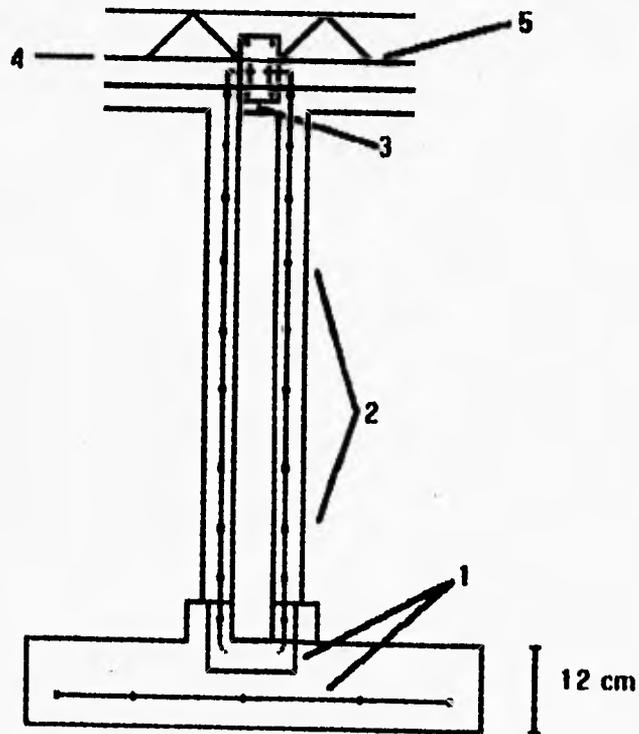


Fig. (4-3)

4.3. BITACORA

*Miércoles 12 de Agosto

Armado y cimbrado de 3 zapatas de concreto reforzado con malla electrosoldada, simplemente apoyadas al piso; dimensiones 100 X 60 cm y 12 cm de espesor. La separación entre cada zapata medida a centros y de la parte angosta es de 350 cm entre la primera y la segunda, y de 250 cm de la segunda a la tercera, ver memoria fotográfica fotos No. 1 y 2.

Se colaron cada una con una cadena ARMEX-60 de 15x20 cm y del ancho del panel, al centro y a lo largo donde irán insertados y anclados los paneles.

Comentario: las cadenas donde se insertan los paneles deben ser lo suficiente anchas y altas para que el panel entre con facilidad y se fije firmemente.

*Jueves 13 de Agosto

Armado de los paneles: se cortaron 6 mallas de 1.00 x 2.50 m. Se utilizaron como separadores alambrrn y corcholatas, se cortó el alambrrn en tramos aproximadamente de 20 cm, los cuales se doblaron en ambos extremos en forma de gancho para sujetar las mallas de un lado y otro y a través del poliestireno, para dar una separación entre las mallas de 10 cm. Estos separadores se colocaron a 45 cm de distancia entre uno y otro, dándonos un total de 10 separadores por panel. Las corcholatas fueron colocadas en ambas caras de los paneles donde fuera necesario para obtener la separación de 1.5 cm entre la malla y el poliestireno, con éstas se evita el corrimiento del poliestireno sobre los separadores de las mallas. Fue un trabajo lento, a pesar de su sencillez, posiblemente a la falta de destreza del trabajador. Se inició la colocación de los paneles, estos al no quedar firmes en la base y la falta de uniformidad en el alma de poliestireno así como los separadores que al estar solo enganchados a ambos lados de las mallas, provocaron que no fuera muy rígido, entonces se sujetaron con tablas para ponerlas a plomo, ver memoria fotográfica fotos de la 3 a la 7.

*Viernes 14 de Agosto

Se terminó con el armado y colocado de los paneles; se inicia el repellido, de la manera tradicional a cuchareo de mezcla. Al intentar el repellido de la mezcla (proporción 1-3) esta resbalaba, la adherencia es casi nula, por lo que hay que dar unas lechadas de cemento así como lanzado de mezcla al azar en ambos lados del panel, se espera su secado y luego se continúa con el repellido. Al inicio con un lanzado cuidadoso y minucioso por que el panel vibra fácilmente y provoca el escurrimiento de la mezcla. La mezcla utilizada contenía poca agua para su mejor manejo, Ver memoria fotográfica fotos 8, 9 y 10.

***Sábado 15 de Agosto**

Se continuó con el repellido y la correcta colocación a plomo de los paneles, ver memoria fotográfica foto 11.

***Lunes 17 de Agosto**

Se terminó con el repellido, se esperaba que los paneles quedasen de un espesor total de 12 cm, debido a la falta de experiencia del trabajador, se obtuvieron de 13.5 cm.

***Martes 18 de Agosto**

Se colocaron las viguetas prefabricadas en la parte superior del muro, de tal manera que estas quedaran ahogadas en el muro, cortando tramos de la malla y colando con mezcla, ver memoria fotográfica foto 12.

***Miércoles 19 de Agosto**

Se encontró que las traveses estaban mal colocadas, ya que estas deben ir ancladas, por lo que se hicieron unas cadenas que irían amarradas y ancladas a la malla y a la trabe. Así se hicieron los ajustes necesarios.

***Jueves 20 de Agosto**

Se montaron y nivelaron las traveses, se colocó la bovedilla, apuntalando de acuerdo a las recomendaciones habituales. Se cortó y colocó la malla para el refuerzo de la capa de compresión, y se comenzó el cimbrado.

LOSA -SISTEMA VIGUETA Y BOVEDILLA

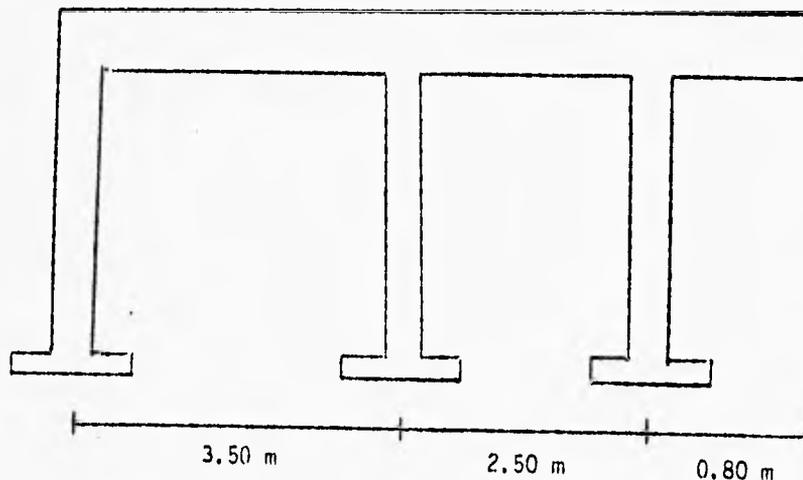


Fig. (4-4)

*Viernes 21 de Agosto

Se terminó de cimbrar y se pasó al colado con proporcionamiento 1-3-3 (arena, grava, cemento), y aproximadamente 130 litros de agua para todo el colado. Se pidió un espesor de 3 cm, pero al medirlo este tuvo 4 cm.

Hasta aquí se terminó con la construcción de los paneles, para así continuar con la prueba a compresión.

4.4 COMENTARIOS AL PROCESO DE FABRICACION

El armado y montado de los paneles se realizó en 3 días, para el albañil era algo nuevo, tomándole más tiempo del que se esperaba.

El primer problema en el armado de los paneles son los separadores, se pretende encontrar cualquier sistema que permita sujetar firmemente ambas mallas, que sea rígido, de fácil manejo y no costoso. Siendo la finalidad la prueba a carga axial, se resolvió el problema con alambón y corcholatas, como se notaba que el panel se flexaba al ser colocado en su posición vertical, por lo que no es práctico para un proceso constructivo de mayor dimensión. Algunos sistemas vistos utilizan alambre galvanizado soldado a ambas mallas, lo que resuelve el problema, pero a un mayor costo, probablemente usando una armadura ARMEX-60 12-2, uniendo las dos mallas se resuelve el problema.

Se presentó también el problema de la colocación de los paneles, ya que al ponerlos a plomo, nivelar y al trabajar sobre ellos salen de sus sitios, es necesario fijarlos muy bien. Por lo que hay que verificar que la base donde se inserta el panel sea la apropiada.

Hay que aclarar que el tercer panel donde se apoya el volado, tiene un espesor en su alma de poliestireno de 7 cm, a diferencia de los otros dos que es de 7.5 cm cada uno, las otras dimensiones son las mismas.

En otros ensayos realizados en el laboratorio, con personal habituado a este tipo de trabajo, se observó que el repellado no era problema, ellos trabajaban con un tamaño de cuadro de malla más pequeño lo que evita a la mezcla fresca, que se desprenda fácilmente. Además, cabe mencionar que en el panel en estudio el trabajador lanzaba la mezcla con la cuchara, diferente a los otros trabajadores que la untaban. En estos ensayos similares, el material de prefabricación era malla galvanizada con cuadros de 2", al repellar la mezcla se ayudó con una sustancia a base de acetato de polivinilo untada en el poliestireno, obteniéndose una mejor adherencia. Este panel utiliza separadores colocados a 12 cm entre ellos del mismo tipo de alambre que el de la malla, soldados a un alambre que recorre todo el panel y que sujeta con

seguros a las mallas en ambos lados; como vemos ya tienen un proceso de maquilación más elaborado, y un exceso de acero así como pequeños componentes que complican el sistema y elevan los costos. En el panel a estudio, por lo contrario pretende ser simple, funcional y de bajo costo.

CAPITULO 5

ENSAYE BAJO CARGA DE COMPRESION

Teniendo un sistema nuevo de construcción el cual no ha sido integrado a los reglamentos y normas de construcción de las dependencias que se encarga de dichos asuntos, será necesario entonces realizar pruebas específicas que garanticen en gran medida la seguridad de la estructura y sobre todo el bien estar de los usuarios. En el Distrito Federal el reglamento de construcción nos dice los siguiente:

5.1. Pruebas de carga según Reglamento de Construcción del Distrito Federal

Art. 239 Será necesario comprobar la seguridad de una estructura por medio de pruebas de carga en los siguientes casos:

II Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para juzgar en forma confiable la seguridad de la estructura en cuestión.

Art 240 Para realizar una prueba de carga mediante la cual se quiere verificar la seguridad de la estructura se seleccionará la forma de aplicación de la carga de prueba y la zona de la estructura sobre la cual se aplicará de acuerdo a las siguientes disposiciones:

II La intensidad de la carga de prueba deberá ser igual a 85% de la de diseño, incluyendo los factores de carga que correspondan.

III La zona en que se aplique será la necesaria para producir en los elementos o conjuntos seleccionados los efectos más desfavorables.

V Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura no menos de 24 hrs.

VI Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre un colapso, una falla local o incremento local brusco de desplazamiento de la curvatura de una sección, además si 24 hrs. después de quitar la sobrecarga la estructura no muestra una recuperación mínima del 75% de sus deflexiones, se repetirá la prueba.

5.2. ENSAYE BAJO CARGA DE COMPRESION

Se escogieron 3 puntos, para medir las deformaciones de la losa, los cuales indicarán como se comporta esta al recibir cargas; a lo largo de la losa, sobre uno de los ejes externos se sujetaron a los centros de los claros dos regletas graduadas (puntos 1 y 2), que se moverían al igual que la losa. Como punto fijo de referencia, se colocó un hilo que pasara a los costados de las regletas y así observar las variaciones de las flechas a los centros de los claros. El tercer punto, se colocó en el extremo del volado, con una plomada que llega al interior de un vaso con agua, como otro punto de referencia fijo, el cual permitió tomar mediciones más precisas.

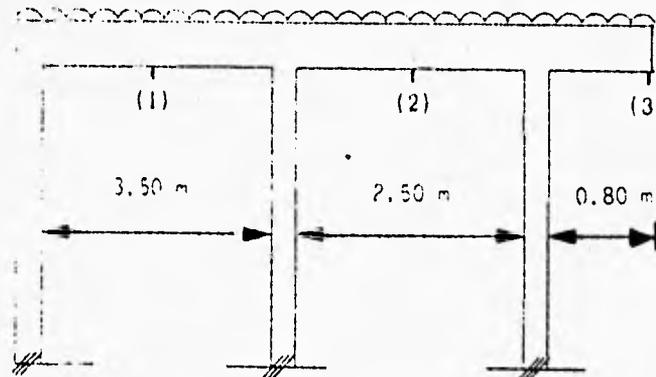


Fig. (5-1)

La idea no era llevar a la falla por compresión a los paneles, el medir las deformaciones en la losa, sirvió como parámetro para ver si los paneles no estaban perdiendo capacidad de carga, además esta carga axial equivale a sollicitaciones por encima de las condiciones reales de trabajo.

Se cargó la losa mediante costales que pesaban 20 o 40 kg, según se fueron necesitando, para obtener así, cargas paulatinas de 100 en 100 kg/m^2 , uniformemente repartida y se observó lo siguiente:

Nota: los desplazamientos negativos, significan que el punto en la losa, se desplaza hacia arriba.

El primer día se cargó hasta 300 kg/m^2 ; con la primera carga de 100 kg/cm^2 los puntos (1) y (2) permanecieron inalterables, pero el (3) presentó un desplazamiento apenas apreciable de 0.1 cm.

ENSAYE BAJO CARGA DE COMPRESION

A los 200 kg/m² el punto (1) se desplazó 1 cm, el (2) se desplazó 1 cm y el (3) 0.2 cm.

A 300 kg/m² la lecturas fueron para el punto (1) flecha 0 cm, el (2) 5 cm y el (3) -2.30 cm. El movimiento accidental de los costales, o el simple cambio de posición altera la flecha en la losa.

Al día siguiente se procedió a aumentar la carga a 400 kg/m², los desplazamientos fueron en el punto (1) de 2 cm, en el (2) de 0 cm, en el (3) de 2.3 cm.

A 500 kg/m² el punto (1) se desplazó 3 cm, el (2) -1, el (3) -1.5 cm.

TABLA 1. Acotaciones en cm

		PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3
	CARGA	FLECHA	FLECHA	FLECHA
SEPT.16	0	0	0	0
	100	0	0	0.1
	200	1	1	0.2
	300	0	5	-2.3
SEPT.17	400	2	0	-1.7
	500	3	-1	-1.5
SEPT.18	500	5	-2	*
SEPT.21	500	3	2	*
SEPT.22	500	3	2	*
SEPT.23	500	3	3	*
SEPT.24	500	3	3	*
SEPT.25	500	4	3	*
SEPT.28	500	4	3	*
OCT.09	500	5	5	*

Lecturas de Carga Permanente

* No se obtuvieron Lecturas

En los días subsecuentes se siguieron tomando lecturas sin encontrar variaciones apreciables (ver tabla 1).

La flecha máxima observada fue de 5 cm, en el punto (2), seguramente debido a la concentración de cargas en ese punto, el solo hecho de acostar o parar un costal cambiaban los desplazamientos.

***Lunes 7 de noviembre**

Se realizaron nuevas pruebas, colocándose micrómetros a los centros de los claros y en el extremo externo del volado, obteniéndose así lecturas más precisas.

La prueba se prosiguió de la siguiente manera: estando la losa cargada los micrómetros se ajustaron en ceros, teniéndose una carga inicial de 500 kg/m^2 , para después reducirle 100 kg/m^2 y tomar lectura a 400 kg/m^2 , después a 300 kg/m^2 hasta llegar a la descarga total y observar comportamiento. Al irse descargando se obtuvieron lecturas negativas como se esperaba. La losa tuvo una recuperación en el punto (1) de 2.08 cm, en el (2) de 0.156 y en el 3 de 0.20 cm.

Comparando la flecha obtenida en la carga anterior en el punto (1) de 3 cm, con una recuperación en la descarga de 2 cm, y al observar que la estructura en su conjunto no presentó signos de falla o colapso, podemos decir entonces que la estructura trabaja correctamente.

Después de la descarga, se cargó nuevamente la losa de igual manera de 100 en 100 kg/m^2 hasta llegar a 500 kg/m^2 . Como se puede ver en la tabla 2, la recuperación de la flecha al centro en el punto (1) es de 2.08 cm, pero al volverse a cargar sólo bajó 1.74 cm, con igual comportamiento en los otros puntos. Los datos variaron, pero era de esperarse ya que la carga inicial anterior a esta, era de carácter permanente

Hay que hacer notar que los datos obtenidos en los puntos 1 y 2 de la primera tabla, fueron el resultado de mediciones hechas a lo largo del eje exterior, a diferencia de las mediciones en la tabla 2 que fueron hechas a lo largo del eje que pasa por el centro de la losa. En el punto 3, las posiciones fueron las mismas.

En el panel a estudio, las pruebas realizadas no presentaron complicaciones, los resultados fueron adecuados, ya que el panel se comporta correctamente, habría que colapsar la estructura para determinar el rango de seguridad real de la estructura.

TABLA 2 Acotaciones en cm

CARGA	PUNTO 1 LECTURA	PUNTO 2 LECTURA	PUNTO 3 LECTURA
500	0	0	0
400	-0.408	-0.026	-0.100
300	-0.740	-0.078	-0.090
200	-1.160	-0.093	-0.150
100	-1.622	-0.116	-0.155
0	-2.080	-0.156	-0.200
100	-1.830	-0.150	-0.190
200	-1.522	-0.142	-0.175
300	-1.085	-0.133	-0.148
400	-0.682	-0.110	-0.165
500	-0.344	-0.060	-0.050

Descarga y nueva carga, mediciones con micrómetro.

5.3. INTERPRETACION DE LAS TABLAS

En la tabla 1, se muestran los registros de las cargas realizadas en el mes de Septiembre, los valores muestran la deformación de la losa, es decir la flecha al centro. Vemos discordancia en la medición 300 kg donde no dan una secuencia lógica, probablemente se movió el sistema de medición.

Con una mayor precisión en la tabla 2 al utilizar micrómetros, el trabajo de medición se facilitó teniéndose mejores resultados, pero no fue posible obtener con ellos registros de carga permanente, las cargas y descargas se hicieron el mismo día. El punto 1 pertenece a la flecha del claro mayor, el punto 2 al claro menor, y el 3 al extremo del volado. El valor -2.080 es el máximo de recuperación, la flecha instantánea se calculó al cargar de nuevo la losa hasta 500 kg/m², siendo esta flecha de:

$$2.08 - 0.344 = 1.74 \text{ cm}$$

La flecha máxima instantánea permitida por el reglamento, debe ser menor a:

$$L/360=350/360=0.972 \text{ cm}$$

Para las condiciones recomendadas por el fabricante, a 300 kg/m² la flecha es de:

$$2.08-1.085=0.995 \text{ cm}$$

El valor anterior es aceptable, ni la losa ni los muros presentaron problema alguno.

Al cargar de nueva cuenta, no se llega a valores cero debido a distintos factores como el tiempo de carga, distribución diferente de la carga aun cuando se pretende que esta sea lo mejor repartida.

CAPITULO 6
RESULTADOS

6.1 INTERPRETACION DE RESULTADOS SEGUN REGLAMENTO DE CONSTRUCCION DEL DISTRITO FEDERAL

Art. 183 Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento a la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia, ante nuevas aplicaciones de carga.

Art. 184 Se considerará como un estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción pero que no perjudiquen su capacidad de soportar cargas.

El sistema de vigueta y bovedilla utilizado para la losa no presenta y de hecho no presentó ningún problema, y para nuestro propósito es un sistema confiable, trabajando correctamente junto con el sistema de paneles en estudio, ya que proporcionó la rigidez necesaria en la parte superior de los paneles.

Para un procedimiento de diseño las normas de igual manera no mencionan nada para el uso de muros a base de membranas o paneles de concreto reforzados con mallas de acero; por lo tanto entendiendo que los paneles se pretenden hacer trabajar de tal manera que sustituyan a los muros a base de mampostería, se deberá tomar en cuenta algunos aspectos del diseño de muros que indica el reglamento de construcción como sigue:

6.2. EVALUACION DE PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO

6.2.1. Análisis Según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.F.

Para utilizar este criterio, se hace la suposición de que el panel se puede diseñar como un elemento de mampostería. De las Normas Técnicas Complementarias se tiene:

4.1.1. Criterio general

La determinación de las fuerzas internas en los muros se hará en general por medio de análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros deberá considerarse que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas y emplear por tanto las propiedades de las secciones agrietadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Análisis por cargas verticales

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren

rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero, por tanto, para muros que soportan losas de concreto, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el nudo, la rigidez de los muros es nula. Para el diseño solo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- a) Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo, como son los momentos debidos a un voladizo que se empotre en el muro y los debidos a empujes, de viento o sismo, normales al plano del muro.
- b) Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros extremos; tal excentricidad se tomará igual a
$$e_c = t/2 - b/3$$

En que t es el espesor del muro y b el de la porción de éste en que se apoya la losa soportada por éste.

Será admisible únicamente determinar únicamente las cargas verticales que actúan sobre cada muro mediante una bajada de cargas por áreas tributarias y tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez mediante los valores aproximados del factor de reducción, F_R recomendados en el caso I en el inciso del Factor de reducción por excentricidad y esbeltez, cuando se cumplan las condiciones siguientes:

- a) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano está restringidas por el sistema de piso o por otros elementos.
- b) No hay excentricidad importante en la carga axial aplicada ni fuerza significativa que actúan en dirección normal al plano del muro.
- c) La relación altura espesor del muro no excede de 20.

Análisis por cargas laterales

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismos se hará con base en la rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considerará la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales, se tomará en cuenta la restricción que impone a las rotación de los muros la rigidez de los sistemas de piso y techo y la de los dinteles.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico especificado en la sección 7 de las Normas

Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, cuando se cumplan los requisitos especificados en la sección 2 de las normas citadas y que son las siguientes:

- I. En todos los niveles al menos 75 por ciento de las cargas verticales está soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de pisos suficientemente resistente y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales, o en su defecto, el edificio tendrá, en cada nivel al menos, dos muros perimetrales de carga, sensiblemente paralelos entre sí, ligados por los sistemas de piso antes citados en una longitud no menor que la mitad de la dimensión del edificio en la dirección de dichos muros.
- II. La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción y cada tramo se revise en forma independiente en su resistencia a efectos sísmicos.
- III. La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

Además cuando se use dicho método simplificado la contribución a la resistencia a fuerza cortante de los muros cuya relación de altura de entrepiso, H, a longitud, L es mayor que 1.33, se reducirá multiplicando por el coeficiente $(1.33 L/H)^2$

Resistencia a cargas verticales

Fórmula general. La carga vertical resistente se calculará como:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_t$$

donde:

- P_R Es la carga vertical total resistente.
- F_R Se tomará como 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente de acuerdo con 3.3 o 3.4 y como 0.3 para muros no reforzados.
- f_m^* Es la resistencia de diseño en compresión de la mampostería
- F_E Es un factor de reducción por excentricidad y esbeltez que se obtendrá de acuerdo con las condiciones después expresadas.
- A_t Es el área de la sección transversal del muro

4.2.2. Factor de reducción por excentricidad y esbeltez

- I. Cuando se cumplan los requisitos especificados en los incisos a) y b) de la sección del Análisis por cargas verticales, podrá tomarse F_E igual a 0.7 para muros

interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento y como 0.6 para muros extremos o con claros asimétricos y para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno.

- II. Cuando no se cumplan las condiciones del caso I, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor del que se especifica en el caso I y el que se obtiene en la ecuación siguiente:

$$F_R = (1 - 2e'/t) [1 - (H'/30t)^2] \dots\dots(4.1)$$

en que

t es el espesor del muro

e' es la excentricidad calculada para la carga vertical, e_c , más una excentricidad accidental que se tomara igual a $t/24$

H' La altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida, **H**, según el criterio siguiente:

H' = 2H para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior

H' = 0.8H para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro

H' = h para muros extremos en que se apoyan losas

4.2.3. Efecto de las restricciones a las deformaciones laterales

En casos en que el muro en consideración esté ligado a muros transversales a las contrafuertes o a las columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, el factor F_R calculado con la ec 4.1 se incrementará sumándole la cantidad $(1 - F_R)B$, pero el resultado no será en ningún caso mayor que 0.9.

B es un coeficiente que depende de la separación de los elementos rigidizantes, l' , y se obtiene de la tabla pág. 14, 4.2.3. de estas normas.

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta afectando la carga resistente del factor $[1 - (H'/30t)^2]$ según el inciso de factor de reducción por excentricidad y esbeltez 4.2.2.

6.2.2. METODOLOGIA PARA LA DETERMINACION DE LA RESISTENCIA, Procedimiento de Morris N. Fialkow

El *ACI STRUCTURAL JOURNAL* presenta en la edición de sept.-oct. de 1988 un trabajo técnico realizado por Morris N. Fialkow acerca de la resistencia al aplastamiento de membranas de concreto reforzado, el cual contiene lo siguiente:

"Este trabajo desarrolla una metodología para la determinación de la resistencia al aplastamiento de membranas de concreto reforzado con dos direcciones ortogonales en el refuerzo en base a consideraciones teóricas y resultados experimentales. Esto difiere con trabajos previos dentro de esta área con respecto a dos principales características. Primero, las expresiones de resistencia anteriores eran obtenidas empíricamente usando solamente cargas de tipo simétrico, aquí la evaluación de la resistencia se deriva para ser aplicable para todo el rango de cargas en general en el plano. La segunda es que el trabajo evalúa y clarifica la diferencia entre la resistencia de la membrana al aplastamiento y su constituyente de concreto. Este artículo demuestra la importancia de la resistencia al aplastamiento de la membrana ante la resistencia del concreto en la determinación del modo de falla."

En estos elementos planos de concreto reforzado que transmiten esfuerzos en un plano, designados aquí como membranas o paneles, la resistencia al aplastamiento, la cual está definida como esfuerzo compresivo principal en falla a compresión, es un factor crítico en la determinación del modo de falla y la capacidad de carga en la membrana y consecuentemente de la estructura. Este trabajo desarrolla una metodología para la determinación de la resistencia al aplastamiento en membranas de concreto reforzado, con dos direcciones ortogonales en el refuerzo en base a consideraciones teóricas y resultados experimentales.

Estas membranas de concreto reforzado al sujetarse a un estado de esfuerzos biaxial fallan ya sea por aplastamiento de la membrana o por fluencia del acero dependiendo de la naturaleza de la carga y las características del material. Una metodología para la determinación del modo de falla está dada en la referencia 1. Si el estado biaxial es considerado en términos de los esfuerzos principales de la membrana, la falla por aplastamiento ocurre cuando ambos esfuerzos principales son de compresión pero puede también ocurrir que los esfuerzos principales sea de signos opuestos (tensión-compresión). Cuando ambos esfuerzos principales son a compresión la resistencia al aplastamiento es incrementada por encima de f'_c , el valor para la compresión uniaxial. Se considera aquí la evaluación de la resistencia de la membrana de concreto reforzado para el caso cuando los esfuerzos principales son de signo opuesto.

En este artículo la teoría de falla de Mohr es desarrollada para

un material frágil y homogéneo; este describe el estado de falla en términos de los esfuerzos principales y argumenta que la resistencia al aplastamiento decrece linealmente mientras el esfuerzo principal a tensión se incrementa. En un programa experimental se concluyó que la resistencia al aplastamiento del concreto constituyente de la membrana de concreto reforzado (se refiere aquí como la resistencia del concreto al aplastamiento) es una función de la deformación principal a tensión. La relación no lineal entre la resistencia del concreto y la deformación principal a tensión es basada en los resultados experimentales, los cuales muestran decrementos en la resistencia al aplastamiento del concreto con incremento en la deformación principal a tensión. En la referencia 1, el autor de este artículo, desarrolla en otros trabajos el cálculo de los esfuerzos principales, correspondientes a los resultados experimentales y desarrolla también, expresiones empíricas para la relación entre la resistencia al aplastamiento de la membrana y los esfuerzos principales a tensión; estas relaciones no lineales también indican el decremento de la resistencia al aplastamiento de la membrana con incremento en los esfuerzos principales a tensión.

Este artículo demuestra que es más importante la resistencia al aplastamiento de la membrana que la resistencia al aplastamiento del concreto en la determinación del modo de falla y en el diseño y análisis de la estructura.

Notación utilizada para los esfuerzos

Se da una definición del símbolo donde por primera vez aparece este. La notación de los esfuerzos es ilustrada en las figura 1 y 2; las direcciones x, y son las mismas del refuerzo longitudinal y transversal. Una distinción es hecha entre los esfuerzos de la membrana (esfuerzos globales) en la sección de concreto reforzado idealizada homogénea, y los esfuerzos componentes en el refuerzo y concreto en esa sección. Así σ_m y ν_{mn} son los esfuerzos globales normal y cortante en la sección. Los esfuerzos a tensión en el refuerzo longitudinal y transversal son designados como f_x y f_y . La magnitud del esfuerzo a compresión en el concreto se designa por f_c y el esfuerzo a cortante en el concreto se designa v_c . El trabajo hace la suposición usual conservativa, de cero esfuerzo de tensión en el concreto; esta suposición es asociada con el refuerzo a tensión y el concreto en condición de fisura. La figura 1 muestra los esfuerzos globales del armazón resultantes en un elemento con lados perpendiculares al refuerzo. La figura 2 muestra ambos, los esfuerzos principales (esfuerzos globales) de la membrana y los esfuerzos componentes del concreto y del refuerzo en un elemento principal de la membrana. A los esfuerzos que están en fluencia o última condición se les designará un superíndice Y o una U en el símbolo del esfuerzo en la parte superior derecha de su correspondiente símbolo. Con esta notación los términos de los esfuerzos σ y N

son positivos o negativos para la tensión o compresión, mientras los términos componentes de los esfuerzos f_x , f_y y f_c son magnitudes del refuerzo a tensión y del concreto a compresión.

Se pretende en el presente artículo evaluar en conjunción con el diseño de membranas por el método de diseño de la ACI 318-83, "Building Code Requirements for reinforced Concrete." Para aplicar este método solo se requerirán los esfuerzos en el estado de falla y que se satisfaga el equilibrio. No se involucran los patrones de fisuración para los incrementos de carga llevadas a la falla. Así la falla dúctil sucede cuando comienza a fluir cualquiera de las dos direcciones del acero de refuerzo antes de que el concreto falle, y la falla frágil sucederá cuando el concreto falle debido a la carga a compresión antes de que el acero comience a fluir. Como se estableció anteriormente, la resistencia al aplastamiento de la membrana es evaluada como el esfuerzo principal compresivo en falla a compresión.

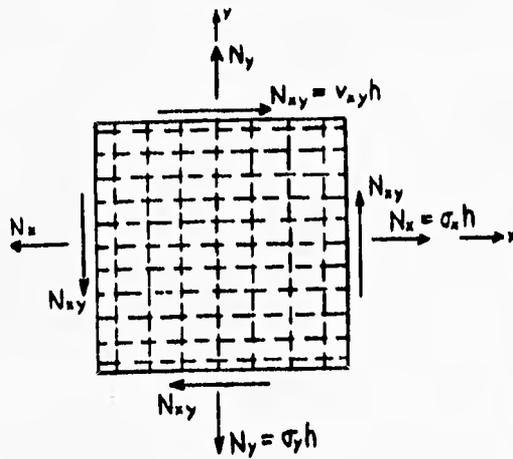


Fig. (1) Esfuerzos resultantes en un elemento unitario en las direcciones x,y

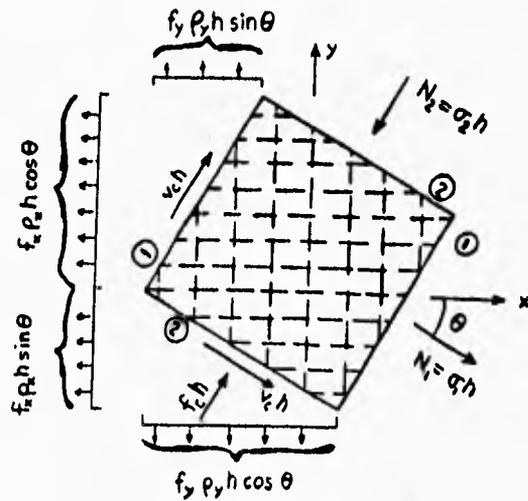


Fig. (2) Fuerzas globales y fuerzas componentes en un elemento principal unitario

EVALUACION DE LA RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Para cualquier carga dada, los esfuerzos internos resultantes N_x , N_y y N_{xy} , y los esfuerzos principales asociados resultantes N_1 y N_2 pueden ser calculados. En la tabla podemos observar las diferentes pruebas que se hicieron a paneles. El esfuerzo de la membrana con miras a la resistencia al aplastamiento es el esfuerzo principal a compresión $\sigma_2^U = N_2^U/h$. En la referencia 1, ecuaciones empíricas para σ_2^U son desarrolladas en las bases de las pruebas en referencia 5, pruebas con falla frágil por aplastamiento del concreto. Los paneles fueron cargados tal y como se muestra en la fig. 1, para todos los especímenes excepto el No. 17 las fuerzas normales N_x y N_y fueron iguales; el espécimen No. 17 fue cargado en compresión uniaxial. En base a los resultados la resistencia al aplastamiento σ_2^U es evaluada en términos de la relación negativa de los esfuerzos principales $s = -\sigma_1/\sigma_2$. R' es una ecuación empírica que veremos adelante. Como se muestra en la tabla, estas ecuaciones, las cuales son aplicables a cargas simétricas en la membrana $N_x = N_y$, exactamente reproducen la resistencia al aplastamiento de las pruebas de los paneles

$$\sigma_2^U = -R' F' c \tag{1}$$

$$R' = 0.14 + 1/6(2.0 - s)^{2.3}, 0 \leq s \leq 1.0 \tag{2a}$$

$$R' = 0.20 + 1/9(2.0 - s)^2, 1.0 \leq s \leq 2.0 \tag{2b}$$

$$R' = 0.20, 2.0 \leq s \tag{2c}$$

Specimen number	Loading $r = \sigma_x/\sigma_y$	Principal stress ratios			Ultimate stress, MPa			$R' = \sigma_2^U/f_c'$	
		σ_1/v	σ_2/v	$s = -\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$	σ_1^U	σ_2^U	f_c'	From test	From Eq. 2
17	$-\infty$	0.0	$-\infty$	0.0	—	-20.7	-18.6	1.11	0.96
25	-0.69	+0.31	-1.69	0.18	9.12	-15.41	-19.3	0.80	0.80
23	-0.39	+0.61	-1.39	0.44	8.87	-12.33	-20.5	0.60	0.60
9	0.0	+1.0	-1.0	1.00	3.74	-3.74	-11.6	0.32	0.31
22	0.0	+1.0	-1.0	1.00	6.07	-6.07	-19.6	0.31	0.31
27	0.0	+1.0	-1.0	1.00	6.35	-6.35	-20.5	0.31	0.31
28	+0.32	+1.32	-0.68	1.94	5.80	-3.94	-19.0	0.21	0.20

Tabla. Especímenes con falla frágil, con factor de reducción R'

La relación entre σ_2^U y s se extiende a cubrir el caso general de carga biaxial con la relación σ_1 tensión y σ_2 a compresión. El elemento del esfuerzo principal de la membrana es ilustrado en la fig. 2, con los esfuerzos principales de la membrana muestran que actúan sobre dos de los lados y la componente del acero y los esfuerzos del concreto se muestran actuando en los dos lados opuestos. En el lado 1 a tensión, las fuerzas componentes son las tensiones del refuerzo en los esfuerzos f_x y f_y y el cortante del concreto con v_c . La componente normal a tensión del concreto es tomada como cero, como una suposición conservativa en acuerdo con la evaluación de la resistencia del concreto en la presencia del refuerzo bajo tensión. En el lado 2 a compresión las fuerzas componentes son la fuerza a compresión $-f_c$, las tensiones del refuerzo en esfuerzos f_x y f_y , y el esfuerzo cortante en el concreto v_c . Los esfuerzos principales resultantes en la membrana N_1 , N_2 y N_{12} son expresados en términos de los esfuerzos componentes. En donde el elemento de la membrana es un esfuerzo principal, el cortante en la membrana N_{12} es cero. Para el lado 1

$$N_1 = \sigma_1 h = f_x \rho_x h \cos^2 \theta + f_y \rho_y h \sin^2 \theta \quad (3a)$$

$$N_{12} = f_x \rho_x h \cos \theta \sin \theta - f_y \rho_y h \sin \theta \cos \theta - v_c h = 0 \quad (3b)$$

En el lado 2

$$N_2 = \sigma_2 h = -f_c h + f_x \rho_x h \sin^2 \theta + f_y \rho_y h \cos^2 \theta \quad (4a)$$

$$N_{12} = f_x \rho_x h \sin \theta \cos \theta - f_y \rho_y h \cos \theta \sin \theta - v_c h = 0 \quad (4b)$$

Las componentes de los esfuerzos a tensión en cada lado son combinados en las siguientes ecuaciones.

$$t_1 = f_x \rho_x \cos^2 \theta + f_y \rho_y \sin^2 \theta \quad (5a)$$

$$t_2 = f_x \rho_x \sin^2 \theta + f_y \rho_y \cos^2 \theta \quad (5b)$$

Note en las ecuaciones 3b y 4b que aunque el cortante de la membrana en el plano principal es cero éste no implica en general que la componente cortante del concreto en el plano es también

cero. Solamente en el caso de cargas simétricas donde $N_x = N_y$ y $\theta = 45$ grados, así se puede argumentar que v_c es despreciable. Las ecuaciones para los esfuerzos normales principales se resumen como sigue:

$$\sigma_1 = t_1 \quad (6a)$$

$$\sigma_2 = -f_{c2} + t_2 \quad (6b)$$

$$\sigma_1 = -s\sigma_2 \quad (6c)$$

El valor de σ_2 en el aplastamiento del concreto está para ser determinado. La ec. (6b) esta escrita para denotar condiciones de última carga

$$\sigma_2^U = -f_{c2}^U + t_2^U \quad (7)$$

En línea con los resultados para carga simétrica, se postula que f_{c2}^U es una función de s . Entonces se establece en la ec. (7) que a la falla por aplastamiento del concreto, el esfuerzo principal de la membrana a compresión σ iguala la resistencia del concreto al aplastamiento correspondiente al estado de esfuerzo biaxial $-f_{c2}^U$ reducido por el refuerzo a tensión en la sección t_2^U . Se requiere la evaluación de f_{c2}^U y t_2^U bajo la carga biaxial.

Utilizando las ecuaciones (1) y (2) en la ec. (7), tenemos

$$\sigma_2^U = -R' f_c' = -f_{c2}^U + t_2^U \quad (8)$$

Para la carga simétrica tenemos de las ecs. (5) y (3a) que

$$t_2^U = t_1^U = \sigma_1^U \quad (9a)$$

Usando:

$$\sigma_1^U = -s\sigma_2^U$$

Obtenemos:

$$t_2^U = -s\sigma_2^U = sR' f'_c \quad (9b)$$

Combinando las ecs. (8) y (9b), la expresión requerida para la resistencia del concreto al aplastamiento es obtenida en la ec. (10)

$$f_{c2}^U = R' (1+s) f'_c \quad (10)$$

Se investiga ahora el efecto de t_2^U (la tensión debida al refuerzo) en la resistencia al aplastamiento en la membrana σ_2^U . La relación de las fuerzas normales a tensión debidas a los esfuerzos del refuerzo en los lados 1 y 2 se define como el parámetro $s' = t_1/t_2$. Esto entonces queda como sigue

$$s' = t_1/t_2 = \sigma_1/t_2 = -s\sigma_2/t_2 \quad (11)$$

$$t_2^U = -s\sigma_2^U/s'$$

Este valor para t_2^U es substituido en la ec. (7) obteniéndose

$$\sigma_2^U = -f_{c2}^U - s\sigma_2^U/s' \quad (12)$$

$$\sigma_2^U = -\frac{f_{c2}^U}{1+s/s'} = -\frac{R' (1+s) f'_c}{1+s/s'}$$

La ec. (12) muestra que la resistencia de la membrana al aplastamiento es una función de la constante del material f'_c y las dos relaciones de esfuerzos s y s' . El valor del parámetro $s = -\sigma_1/\sigma_2$ se calcula rápidamente de los esfuerzos resultantes de la membrana N_x , N_y y N_{xy} .

Se requiere la determinación del valor s' que resulta del sistema de esfuerzo N_x , N_y y N_{xy} . De las expresiones previas para s' , t_1 y t_2 resulta que

$$s' = \frac{c_1}{c_2} = \frac{f_x \rho_x \cos^2 \theta + f_y \rho_y \sin^2 \theta}{f_x \rho_x \sin^2 \theta + f_y \rho_y \cos^2 \theta} \quad (13)$$

Para evaluar s' , se asume aquí que los esfuerzos del refuerzo f_x y f_y son ambos proporcionales a la suma de los esfuerzos de tensión y cortante de la membrana en el elemento de la membrana en las direcciones "x" y "y", como se muestra en las ecs. (14a) y (14b). Después de razonada esta suposición obtenemos

$$f_x = k \frac{N_x + N_{xy}}{h \rho_x} \rightarrow \sigma_x f_x \rho_x = k (\sigma_x + v_{xy}) \quad (14a)$$

$$f_y = k \frac{N_y + N_{xy}}{h \rho_y} \rightarrow \sigma_y f_y \rho_y = k (\sigma_y + v_{xy}) \quad (14b)$$

Las bases de esta suposición y sus consistencias con la teoría estructural aceptada son ahora discutidas. Primero, la suposición como el desarrollo completo del trabajo, es aplicable bajo las condiciones de falla de la membrana descritas anteriormente, sin que el refuerzo fluya y consecuentemente sin que la redistribución de fuerzas haya ocurrido. Segundo, en línea con la práctica aceptada para el concreto en presencia del refuerzo a tensión, el concreto no aceptará tensión alguna de la que se aplique al elemento. A partir de aquí las fuerzas de tensión aplicadas al elemento serán acarreadas por el refuerzo ortogonal en la dirección de la fuerza. Relativo al cortante aplicado, se adopta un sistema de dos vías de acción en un modelo estructural con un sistema de fuerzas en equilibrio para la transmisión de cortante a través del elemento. Con este modelo, la aplicación de cortante causa tensión en el refuerzo ortogonal y compresión en el concreto en dirección diagonal. La magnitud de la tensión en el refuerzo corresponde al cortante aplicado. Por eso la aplicación de tensión y cortante al elemento membrana causa tensión proporcional en el refuerzo. Con estas bases, es estructuralmente apropiado asumir que las relativas fuerzas acarreadas por el refuerzo longitudinal y transversal son proporcionales a la tensión aplicada y al cortante en las direcciones "x" y "y".

La adopción de las precedentes expresiones para la evaluación de los esfuerzos del refuerzo se justifica más ampliamente en las bases de que cualquier imprecisión en los valores de f_x y f_y causa una relativa y mucho menor imprecisión en la magnitud de σ_2^U . Esto es visto al considerar las ecs. (13) y (12). Al inspeccionar la ec. (13) muestra que una imprecisión en f_x y f_y

resultará en una proporción más pequeña en la imprecisión en el valor de s' . El efecto de esta imprecisión a través de la ec. (12) causará entonces menor cambio en el valor de σ_2^U de su valor correcto.

Las expresiones anteriores para f_x y f_y son insertadas en la expresión 13 para dar lugar la obtención de s'

$$s' = \frac{(N_x + N_{xy}) \cos^2 \theta + (N_y + N_{xy}) \operatorname{sen}^2 \theta}{(N_x + N_{xy}) \operatorname{sen}^2 \theta + (N_y + N_{xy}) \cos^2 \theta} \quad (15)$$

La expresión para σ_2^U en la ec. (12) se escribe de nuevo como las ecs. (16a) y (16b)

$$\sigma_2^U = -Rf'_c \quad (16a)$$

$$R = \frac{R'(1+s)}{1+s/s'} \quad (16b)$$

Para calcular la resistencia al aplastamiento de la membrana asociado con el patrón de carga dada σ_2^U , uno empieza con un análisis de equilibrio de la estructura para determinar los esfuerzos internos de la membrana en términos de una constante multiplicativa. De aquí los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 son evaluados utilizando las ecuaciones estándar para los esfuerzos principales en términos de σ_x , σ_y y v_{xy} . De cualquier manera, al evaluar el esfuerzo a tensión del refuerzo t_1 y t_2 como en la ec. (14), el valor de cero es usado para σ_x o σ_y , si estas son a compresión. Esta medida es conservativa en relación al valor calculado de σ_2^U y es propio desde que el esfuerzo a compresión normal es tomado por el concreto y no por el refuerzo. Después son calculadas las relaciones de esfuerzo $s = -\sigma_1/\sigma_2$ y $s' = t_1/t_2$. R' es evaluada por la ec. (2) y f'_c es la constante conocida del material. Con s , s' y R' , la resistencia reducida f_{c2}^U y σ_2^U son rápidamente determinadas.

La relación entre los parámetros s y s' por un lado y la reducida resistencia al aplastamiento del concreto f_{c2}^U y la reducida resistencia de la membrana al aplastamiento σ_2^U por el otro es representado en la fig. 3. Algunos autores han discutido la reducción de la resistencia al aplastamiento en el concreto debido a la tensión transversal y fisuración que lo acompañan; generalmente la efectividad de la equivalencia del factor f_{c2}^U/f'_c , ha sido evaluado entre 0.60 y 0.75. Se ve que estos valores están en el rango f_{c2}^U/f'_c en la fig. 3. De cualquier

manera, la medida de la resistencia al aplastamiento necesitada para el análisis estructural y diseño es la resistencia al aplastamiento de la membrana σ_2^U y no la resistencia al aplastamiento de concreto constituyente f_{c2}^U pues el análisis de la estructura provee al esfuerzo de la membrana σ_2 y no el esfuerzo del concreto f_{c2} .

La figura 3 muestra que σ_2^U es sustancialmente menor que f_{c2}^U . Como previamente se ha notado, la diferencia es igual a las componentes de las tensiones del refuerzo en la dirección de la compresión principal, t_2^U . Se observa que f_{c2}^U y σ_2^U decrecen no linealmente mientras que la relación de los esfuerzos principales $s = -\sigma_1/\sigma_2$ se incrementa. Para un valor particular de s , el valor real de la reducción de la resistencia de f_{c2}^U a σ_2^U depende en la relación $s' = -t_1/t_2$, lo cual es una medición de la no simetría de la carga. Mientras la componente a tensión t_2 decrece en relación a la tensión principal $t_1 = \sigma_1$ la diferencia entre f_{c2}^U y σ_2^U decrece. Cuando las componentes a tensión t_2 es cero, f_{c2}^U y σ_2^U son iguales.

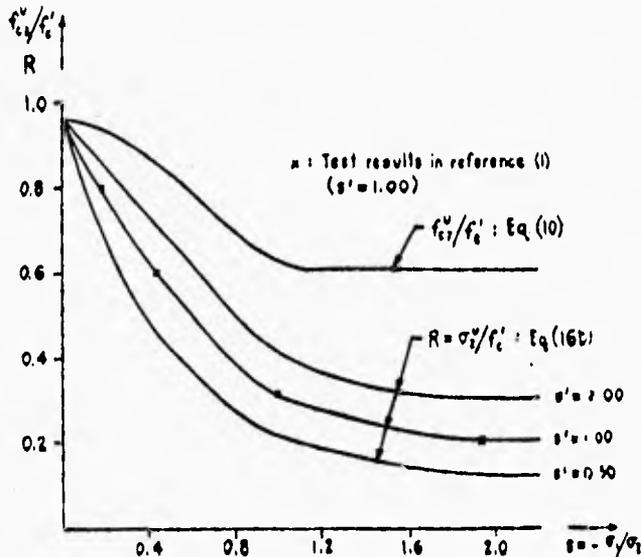


Fig.(3) Variación de la resistencia al aplastamiento de la membrana y del concreto

CRITERIO PARA DETERMINAR EL MODO DE FALLA

Este criterio está desarrollado en la referencia 1, dada una membrana sujeta a carga con incrementos monótonos hasta la falla, ya sea del acero que por extensión fluye o por agrietamiento repentino del concreto a compresión. El método de aplicación del

criterio se resume en lo siguiente para indicar el uso de la expresión revisada para la resistencia al aplastamiento previamente desarrollada.

Para aplicar el criterio para falla dúctil contra falla frágil, la dirección del refuerzo que fluirá primero debe ser acertada. El refuerzo en la dirección x , A_x fluirá primero si

$$\rho_x \leq \rho_y \frac{f_y^Y (N_x + N_{xy})}{f_x^Y (N_y + N_{xy})} \quad (17)$$

y A_y fluye primero si la desigualdad en la ec. (17) es al revés.

Si A_x fluye primero, la falla dúctil ocurre si

$$\rho_x \leq \left(-\frac{N_1}{N_2} \right) \frac{Rf_c'}{f_x^Y} = \rho_{xc} \quad (18)$$

La falla frágil ocurre cuando $\rho_x > \rho_{xc}$. En la ec. (18), el valor de R es ahora determinado por la ec. (16b).

Cuando se determina por la ec. (17) que A_y fluye primero, la ec. (18) se adapta para cambiar todos los subíndices x a subíndices y . El procedimiento para determinar el modo de falla entonces permanece similar a este cuando A_x fluye primero.

Este procedimiento es utilizado para determinar que modo de falla ocurre para una membrana en particular y condición de carga. Para asegurar la falla en el modo dúctil, cuando la membrana está siendo diseñada se recomienda que el diseño del refuerzo nos mantenga dentro del rango $\rho_x \leq 0.6\rho_{xc}$ y $\rho_y \leq 0.6\rho_{yc}$

Ref. 1.- Fialkow, Morris N., "Design and Capacity Evaluation of Reinforced Concrete Shell Membranes", ACI JOURNAL, Proceedings V. 82, No. 6, Nov.-Dic. 1985, págs. 844-852.

Ref. 5.- Vecchio, F., and Collins, M.P., "The Response of reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses," Publication No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Mar. 1982, 332 pp.

El criterio anterior, no toma en cuenta la esbeltez de las membranas, por lo que en los casos que lo requiera, los resultados habría que modificarlos. Este criterio es adecuado cuando actúan simultáneamente a las cargas de compresión o tensión, fuerzas cortantes; además permite determinar el modo de falla que tendrá el elemento, ya sea frágil por aplastamiento del concreto o dúctil si fluye el acero de refuerzo.

Más adelante se aplicará a el criterio anterior, sabiendo de antemano, debido a que la prueba solo es a compresión, que la falla será frágil por aplastamiento del concreto. Se comparan estos resultados con los resultados de otros criterios, determinando cual es en este caso, el más conveniente.

6.2.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SEGUN CRITERIO MURO-LOSA

6.2.3.1. Capacidad de carga axial

Para calcular la capacidad de carga axial se propone el siguiente procedimiento, donde para efecto de la reducción por su esbeltez, se toma el espesor del muro, es decir el espesor del par de placas de concreto junto con el relleno. Para el cálculo del esfuerzo permisible se tiene:

$$\sigma_p = 0.2 (f'c) \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

donde:

- σ_p = Esfuerzo permisible
- $f'c$ = resistencia del concreto
- h = altura del muro
- t = espesor del muro

6.2.3.2 Capacidad de carga con excentricidad

En virtud de que las cargas axiales, son únicamente en teoría, se toma en cuenta una excentricidad, que será la distancia del eje del muro, a la del eje de la malla electrosoldada.

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} Y$$

donde:

- σ = capacidad de carga axial teórica
- P = capacidad de carga por metro lineal real
- A = área de la sección transversal del mortero
- M = $P \cdot e$
- e = excentricidad
- I = Momento de Inercia de la sección
- Y = distancia del eje del muro y el punto más alejado de la placa en dirección perpendicular.

Para obtener I primeramente se obtiene la relación de módulos de elasticidad n :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2'000,000}{8,000\sqrt{f'c}}$$

6.2.3.3. Capacidad al cortante sísmico

Para la resistencia a cortante proponen la siguiente expresión:

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30p) \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_{cr} = Fuerza cortante crítica
 F_r = Factor de resistencia al cortante = 0.8
 p = Porcentaje de acero
 f'_c = 0.8 f'_c

A modo de ejemplo se tiene la memoria de cálculo de la resistencia de los paneles, que ofrece el fabricante con su metodología expuesta.

Capacidad de carga axial

TIPO I.- $h=2.40$ m, $t=10$ cm
 σ_p = Esfuerzo permisible
 $f'_c = 150$ kg/cm²
 $h = 240$ cm
 $t = 10$ cm

$$\sigma_p = 0.2 (150) \left[1 - \left(\frac{240}{40(10)} \right)^3 \right]$$

$$\sigma_p = 23.52 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial por metro lineal :
 $w = 23.52 (600) = 14,112$ kg/ml

TIPO I.- $h=3.00$ m, $t=10$ cm

$$\sigma_p = 0.2 (150) \left[1 - \left(\frac{300}{40(10)} \right)^3 \right]$$

$$\sigma_p = 17.34 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial por metro lineal :
 $W = 17.34 (600) = 10,400$ kg/ml

De la misma manera

TIPO II.- $h = 2.40$ m, $t = 14$ cm

$$\sigma_p = 27.64 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial por metro lineal:
 $W = 27.64 (600) = 16,583$ kg/ml

TIPO II.- $h = 3.00$ m, $t = 14$ cm

$$\sigma_p = 25.39 \text{ kg/cm}^2$$

Carga axial por metro lineal:
 $W = 25.39 (600) = 16,232$ kg/ml

Capacidad de carga con excentricidad

TIPO I.- e = 3.5 cm, h = 2.40 m, L = 1.00 m

P = W/ml

A = 600 cm²

I = Momento de Inercia de la sección

Y = 5 cm

Relación de módulos de elasticidad:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2'000,000}{8,000\sqrt{150}} = 20.41$$

$$I = 2 \left[\frac{100(3)^3}{12} + 300(3.5)^2 \right] + 2(20.41) [1.22(3.5)^2] = 8,410 \text{ cm}^4$$

$$23.52 = \frac{\omega}{600} + \frac{\omega(3.5)}{8,410} (5)$$

$$\omega = \frac{23.52}{\left[\frac{1}{600} + 3 \cdot \frac{5}{8,410} (5) \right]} = 6,289.49 \text{ kg/ml}$$

Se toma: W = 6,280 kg/ml

TIPO I.- e = 3.5 cm h = 3.00 m L = 1.00 m

$$17.34 = \frac{\omega}{600} + \frac{\omega(3.5)}{8,410} (5)$$

Despejando w: w = 4626.99 kg/ml

Se toma w = 4,620 kg/ml

De la misma manera lo obtenemos para el tipo II:

TIPO II.- e = 5.5 cm, h = 2.40 m, L = 1.00 m

P = w/ml

A = 600 cm²

I = Momento de Inercia de la sección

Y = 7 cm

Sustituyendo y despejando obtenemos I y w:

I = 20,749 cm⁴

w = 7,847.42 kg/ml

Se Toma: W = 7,840 kg/ml

TIPO II.- e = 5.5 cm, h = 3.00 m, L = 1.00 m

w = 7,208.61 kg/ml

Se toma : w = 7,200 kg/ml

Capacidad última al cortante sísmico

TIPO I.-

$$F_r = 0.8$$

$$f'_c = 0.8 f'_c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{Cr} = 0.8(6)(100) \left[0.2 + 30 \left(\frac{1.22}{600} \right) \right] \sqrt{0.8(150)} = 1,366 \text{ kg-m}$$

Fuerza cortante sísmica resistente: 1,366 kg-m

TIPO II.-

$$V_{Cr} = 0.8(6)(100) \left[0.2 + 30 \left(\frac{1.74}{600} \right) \right] \sqrt{0.8(150)} = 1,524 \text{ kg-m}$$

Fuerza cortante sísmica resistente: 1,524 kg-m

6.2.4. TEORIA DE PLACAS, ESTRUCTURAS DE ACERO por OSCAR DE BUEN

Estas son placas comprimidas en una sola dirección, y sin fuerza cortante, apoyadas libremente en los bordes cargados y con restricciones elásticas en los bordes descargados. Este caso es el que más se asemeja a las placas en estudio, ya que incluye el apoyo libre en los bordes descargados, apoyo el cual se puede considerar de las placas adyacente en el muro ya construido.

En teoría de placas, se considera el número de semihondas n posibles que habrá al pandearse la placa, pero al ser tomada esta como placa larga, para obtener el esfuerzo crítico a compresión se utilizó la siguiente expresión, que es independiente a este número n y válida para placas de cualquier longitud y con restricciones de cualquier tipo en los bordes longitudinales.

$$\sigma_{Cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} (t/b)^2 (p+2\sqrt{q})$$

p y q , son factores que dependen de un coeficiente de restricción, el cual se refiere a las características de la estructura que restringe a la placa en estudio, y sus valores se obtiene directamente debido a que sus bordes están libremente apoyados; y b se refiere al ancho de placa.

A continuación se obtiene la resistencia del panel en estudio por los diferentes procedimientos vistos, pero primeramente es necesario obtener los esfuerzos a que fue sometida la estructura ensayada.

6.3. OBTENCION DE LOS ESFUERZOS EN LA ESTRUCTURA

6.3.1. Datos generales

Primero se calculan las cargas totales en la estructura:

Peso total bovedilla

largo de la losa 680 cm
 Bovedilla ancho 25 cm
 Peso bovedilla 14.5 kg
 ent.

$$680/25 = 27$$

$$14.5 * 27 = \underline{391.5 \text{ kg}}$$

Peso total viguetas

Dimensiones de la vigueta 5 x 12 x 340 [cm]
 Peso del concreto reforzado 2400 kg/m³
 No. de viguetas 4
 ent.

$$0.05 * 0.12 * 3.40 * 2400 * 4 = \underline{195.84 \text{ kg}}$$

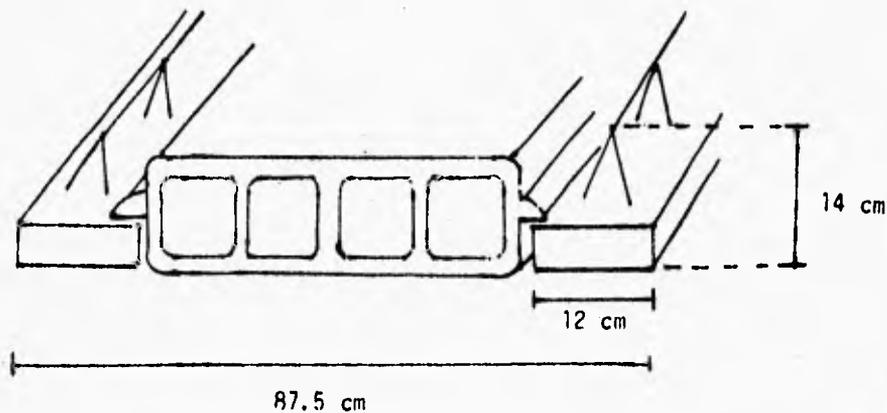


Fig. (6-1)

Peso del colado

Losa:

Area de 680 x 87.5 [cm]

Espesor de 4 cm

$$\text{ent.: } 6.80 * 0.875 * 0.04 * 2400 \text{ kg/m}^3 = \underline{571.2 \text{ kg}}$$

Vigas laterales (2):

$$2 * 0.10 * 0.13 * 6.80 * 2400 \text{ kg/m}^3 = \underline{424.32 \text{ kg}}$$

Trabes de apoyo de viguetas (3):

$$3 * 0.135 * 0.18 * 1.00 * 2400 \text{ kg/m}^3 = \underline{174.96 \text{ kg}}$$

Así, se obtiene la carga total a la que fueron sometidos los muros:

391.50 kg	
195.84 kg	
+ 571.20 kg	
424.32 kg	
<u>174.96 kg</u>	
1757.82 kg	(peso de la estructura)
+ <u>3000.00 kg</u>	(carga adicional)
4757.82 kg	(Carga total)

Ahora dada la carga total de 4757.82 kg, repartida en 6.80 m, obtenemos una carga uniformemente repartida:

$$w = 699.68 \text{ kg/m} = 700 \text{ kg/m.}$$

6.3.2. Reacciones en la estructura

Para la resolución del problema, lo importante es obtener las reacciones en los paneles; para tal fin se utilizó el método de las Flexibilidades, suponiendo así, una viga continua libremente apoyada, como se muestra en la figura (6-2).

Ecuación de compatibilidad

$$\Delta_1 + f_{11}R = 0$$

Así multiplicando los diagramas de momentos, (I) Real con (II) Virtual, se obtiene Δ_1 :

-	(1/3)*3.5*2931.8345*1.4583
-	(1/3)*3.5*1.4583*1071.875
-	(1/6)*2.393343*2931.8345*(2*1.4583+0.06222)
-	(1/3)*2.393343*(1.4583+0.0622216)*501.2043
+	(1/6)*0.1066657*0.0622217*224
-	<u>(1/3)*0.1066657*0.0622217*0.995375</u>
	SUMA = -10903.1232

$$\Delta_1 = -\frac{10903.12}{EI}$$

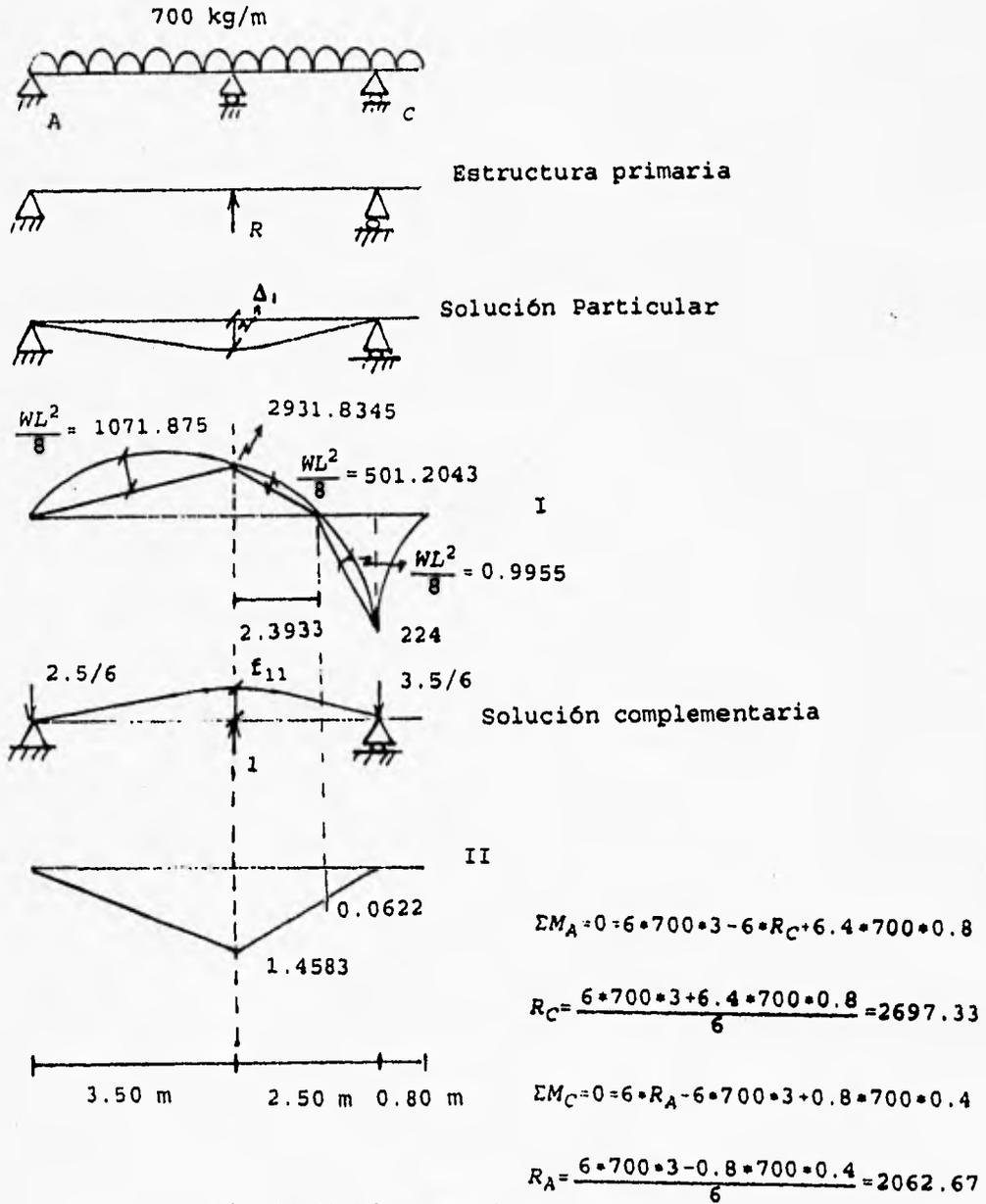


fig. (6-2) Diagrama de momentos
Método de las Flexibilidades

Multiplicando (II) Real con (II) Virtual se obtiene f_{11} :

$$(1/3) * 6 * 1.4583 * 1.4583 = 4.2532$$

$$f_{11} = \frac{4.2532}{EI}$$

Sustituyendo en la ecuación de compatibilidad, se obtiene:

$$-\frac{10903.123}{EI} + \frac{4.253R}{EI} = 0$$

$$R = 2563.50 \text{ kg}$$

Con este valor se pueden obtener las otras reacciones

$$\begin{aligned} R_A &= 994.50 \text{ kg} \\ R_B &= 2563.50 \text{ kg} \\ R_C &= 1202.00 \text{ kg} \end{aligned}$$

Al ser R_B la reacción de mayor valor, se trabajará con esta carga para obtener los esfuerzos, y determinar la capacidad teórica de carga del panel.

Entonces, en estos muros con dimensiones de 100 cm de ancho y 13.5 cm de espesor, sin tomar en cuenta para efectos de resistencia, el área que ocupa el poliestireno, se obtienen una par de placas de espesor de 3 cm cada una, con área para apoyo de la carga de 300 cm² por placa.

De R_B se obtiene la carga que soporta cada cara del panel.

$$2563.5/2 = 1281.75 \text{ kg}$$

Ahora se obtiene el esfuerzo por unidad de área al que está sometido el mortero:

$$\sigma_y = \frac{1281.75}{300} = 4.27 \text{ -kg/cm}^2$$

El esfuerzo de 4 Kg/cm² al que es sometida la placa, al ser un mortero con $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$, es resistido de sobra.

También hay que obtener la relación acero cemento ρ , siendo la misma para las secciones en x y y:

Para área total del acero (malla de 1/8):

$$\pi * ((2.54/8)/2)^2 = 0.08 \text{ cm}^2 \text{ (Area de una varilla)}$$

$$0.08 * 7 \text{ (varillas)} = 0.56 \text{ cm}^2$$

Para área total del concreto:

$$300 - 0.56 = 299.44 \text{ cm}^2$$

Se tiene entonces que:

$$\rho = \frac{0.56}{299.44} = 0.00187$$

6.4. OBTENCION DEL ESFUERZO CRITICO A COMPRESION DEL PANEL ESTUDIADO, CON LOS DIFERENTES CRITERIOS VISTOS

6.4.1. Carga Resistente por criterio del Reglamento de Construcción del D.F.

$$\begin{aligned} F_R &= 0.6 \\ F_E &= \text{factor de reduc. por exc.} = 0.36 \\ F_m &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ A_c &= 600 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_R = F_R F_E F_m A_T$$

Para este trabajo se obtuvo el factor de reducción por excentricidad F_E , por medio de fórmula, para lo cual es necesario calcular la excentricidad para carga vertical e' , además se utilizó $H' = H$ como si fuese muro extremo:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{H'}{30t}\right)^2\right]$$

Para $t = 13.5$ cm se tiene:

$$e' = e_c + \frac{t}{24} = \frac{t}{2} - \frac{t}{3} + \frac{t}{24} = \frac{13.5}{2} - \frac{13.5}{3} + \frac{13.5}{24} = 2.8125 \text{ -cm}$$

Sustituyendo:

$$F_E = \left(1 - \frac{2(2.8125)}{13.5}\right) \left(1 - \left(\frac{250}{30 \times 13.5}\right)^2\right) = 0.36$$

$$P_R = 0.6 \times 0.36 \times 150 \times 600 = 19,440 \text{ -kg/m}$$

$$\sigma = \frac{19940}{600} = 32.40 \text{ -kg/cm}^2$$

Para un factor de seguridad de 1.4 la carga de trabajo sería de:
13886 kg/cm²

esta carga es notoriamente mayor que la recomendada por el fabricante (6227 kg/cm²), tomando en cuenta que el espesor por placa fue de 3 cm contra 2.5 cm, que es el recomendado. Para un espesor de 2.5 la carga de trabajo sería de 11570 kg/cm².

6.4.2. Carga resistente por criterio del ACI STRUCTURAL JOURNAL
 Con los datos obtenidos y la metodología expuesta es posible obtener la capacidad de carga del panel así como su modo de falla.

Datos:

(Resistencia del acero) $f_x^y = f_y^y = 5000 \text{ kg/cm}^2$

(Resistencia del concreto) $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_x = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 3.445 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.00187$$

Primero se obtienen los esfuerzos principales y su ángulo:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \left[\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + v_{xy}^2 \right]^{1/2}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_1 = \frac{0 - 4.27}{2} + \left[\left(\frac{0 - 4.27}{2} \right)^2 + 0^2 \right]^{1/2} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-4.27}{2} - \left[\left(\frac{-4.27}{2} \right)^2 + 0^2 \right]^{1/2} = -4.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tan 2\theta = \frac{2v_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} = \frac{0}{0 - 4.27} = 0, \theta = 0^\circ$$

Se obtiene entonces la relación s:

$$s = -\frac{0}{-4.27} = 0$$

Las tensiones del refuerzo se calculan con la ec. (15), para s':

$$s' = \frac{(N_x + N_{xy}) \cos^2 \theta + (N_y + N_{xy}) \sin^2 \theta}{(N_x + N_{xy}) \sin^2 \theta + (N_y + N_{xy}) \cos^2 \theta}$$

Sustituyendo

$$s' = \frac{(0+0)1^2 + (0+0)0^2}{(0+0)0^2 + (0+0)1^2} = \alpha$$

Se ha tomado el valor de cero para s_y , ya que la carga es de compresión, y no es tomada por el refuerzo, por lo tanto al sustituir valores s' resulta indeterminado.

Ahora R y σ_2^U son calculadas por las ecs. (2a) y (10), respectivamente

$$R' = 0.14 + 1/6(2.0 - 0)^{2.3} = 0.9601$$

$$f_{c2}^U = 0.9601(1.0 + 0)150 = 144.015 \text{ kg/cm}^2$$

R y σ_{22}^U son calculadas por la ec. (16), pero al sustituir valores estas incógnitas resultan indeterminadas. En este caso el artículo nos indica que al ser t_2 igual a cero, f_{c2}^U y σ_2^U son iguales.

$$f_{c2}^U = \sigma_2^U$$

Modo de falla:

La dirección de la falla en el refuerzo se obtiene por la ec. (17)

$$\rho_x \leq \frac{5000}{5000} \frac{0+0}{-4.27+0} = 0$$

Al no cumplirse la desigualdad, como era de esperarse, la falla en el refuerzo, primeramente ocurrirá en la dirección de A_y .

El modo de falla se determina por la ec. (18)

$$\rho_x \leq \left(-\frac{N_1}{N_2}\right) \frac{Rf'_c}{f_y} = \rho_{yc}$$

$$0.00187 \leq \left(-\frac{0}{4.27}\right) \frac{\alpha}{5000} = \alpha$$

Al no cumplirse esta desigualdad, como también era de esperarse la falla es frágil por aplastamiento.

La dirección y modo de falla resultan obvios, puesto que solo está sometido el panel a carga axial, por lo que no sería tan evidente si existiesen cargas cortantes, como las producidas por un sismo, pero este último es objeto de otro trabajo.

Este método, como se mencionó anteriormente supone cargas sin excentricidades y además, no toma en cuenta esbeltez, por lo que sería necesario complementarlo con algún procedimiento que si los tomase.

6.4.3. Carga resistente con el criterio utilizado por Muro-Losa

Datos:

$$\begin{aligned} f'_c &= 150 \text{ kg/cm}^2 \\ h &= 250 \text{ cm} \\ t &= 13.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma_p = 0.2 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

$$\sigma_p = 0.2 (150) \left[1 - \left(\frac{250}{40(13.5)} \right)^3 \right]$$

$$\sigma_p = 27.023 \text{ -kg/cm}^2$$

En un metro de muro:

$$\omega = 27.023 \times 600 = 16218.7 \text{ -kg/m}$$

Con excentricidad, que será la distancia del eje del centro del muro a la del eje de la malla electrosoldada:

$$\begin{aligned} e &= 5.25 \text{ cm} \\ h &= 250 \text{ cm} \\ L &= 100 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I} Y$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2'000,000}{8,000\sqrt{150}} = 20.41$$

$$I = 2 \left[\frac{100(3)^3}{12} + 300(5.25)^2 \right] + 2(20.41)(5.25)^2 = 17611.03 - \text{cm}^4$$

$$27.02 = \frac{\omega}{600} + \frac{\omega(5.25)}{17611.03} (6.75)$$

$$\omega = \frac{27.02}{\frac{1}{600} + \frac{5.25 \times 6.75}{17611.03}} = 7344.58 - \text{kg/m-1}$$

$$\sigma = \frac{7344.58}{600} = 12.24 - \text{kg/cm}^2$$

6.4.4. Carga resistente por Teoría de Placas

$$\sigma_{Cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} (t/b)^2 (p+2\sqrt{q})$$

Datos:

$$\begin{aligned} \mu &= 0.15 \\ t &= 3 \text{ cm} \\ b &= 1 \text{ m} \\ p &= 2 \\ q &= 1 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{Cr} = \frac{\pi^2 8000\sqrt{150}}{12(1-0.15^2)} \left(\frac{3}{100} \right)^2 (2+2\sqrt{1}) = 296.78 - \text{kg/cm}^2$$

Siendo mayor que 1/2 de f'c, hay cierto grado de no linealidad y debe corregirse con la siguiente expresión:

$$\sigma_{Cr} = \sigma_c \left(1 - \frac{\sigma_c}{4\sigma_e}\right)$$

Sustituyendo:

$$\sigma_{Cr} = 150 \left(1 - \frac{150}{4 \times 296.78}\right) = 131.05 \text{-kg/cm}^2$$

Ahora tomando el espesor del par de placas unidas, $t=6$:

$$\sigma_{Cr} = \frac{\pi^2 8000 \sqrt{150}}{12(1-0.15^2)} \left(\frac{6}{100}\right)^2 (2+2\sqrt{1}) = 1187.134 \text{-kg/cm}^2$$

Mismo caso, siendo mayor que $1/2$ de $f'c$, el pandeo se inicia en el intervalo inelástico, y debe corregirse:

$$\sigma_{Cr} = 150 \left(1 - \frac{150}{4 \times 1187.134}\right) = 145.26 \text{-kg/cm}^2$$

En este criterio, habría que introducir algún elemento que limitara la altura de la placa y su esbeltez, así como excentricidad, ya que solo toma en cuenta valores de ancho y espesor y describe a la placa como larga, pero no especifica que tan larga puede ser, como sucede en columnas, que la carga crítica es inversamente proporcional al cuadrado de su longitud, mientras que la de la placa, lo es al cuadrado del ancho, independiente de la longitud.

En la siguiente tabla se comparan la carga aplicada en la prueba y los resultados obtenidos conforme condiciones de trabajo, para un factor de seguridad de 1.4, así como la recomendaciones de algunos fabricantes.

RESULTADOS

CRITERIO	CARGA Kg/m	CARGA kg/cm ²
CARGA APLICADA EN LA PRUEBA	2563	4.27
REGLAMENTO	13886	23.14
MURO-LOSA	5246	8.74
ACI	67714	103.00
T. DE PLACAS	56164	93.61
CARGAS RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE		
COVINTEC	6221	12.44
PANEL W (fs=1.5)	11730	23.46

Se observa que el criterio más conservador y que más se aproxima a los valores dados por el fabricante es el de Muro-Losa, inciso 6.4.3. de este trabajo, y resulta una carga mayor que la aplicada no obstante que se sobrecargó la losa y por lo tanto los paneles.

Hay que tomar en cuenta que los criterios de Teoría de Placas y ACI, manejan compresión pura, sin la intervención de otros factores que modificarían considerablemente estos resultados.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Son muchos los problemas que surgen con el creciente uso de componentes prefabricados, por ejemplo cuando en un edificio concurren varios de estos componentes prefabricados de distintas procedencias es imprescindible que sus medidas, formas perfiles y métodos de unión, estén coordinados para poder montarlos de diversas maneras. En ocasiones no es posible modificar sus formas o sus dimensiones en la obra. La concurrencia o afinidad de tales componentes suele ser el resultado de la selección por parte del proyectista.

Es probable que las diferentes partes de un edificio se construyan con materiales distintos, como en el caso del panel estudiado, unido a la vigueta y bovedilla. En tales casos cabe esperar niveles de precisión bastante distintos en los diversos productos, que no obstante deberán ser acoplados. Algunos materiales son muy sensibles a los cambios de temperatura. El movimiento de estos materiales contrastarán con las estructuras mucho más limitadas, desincronizándose así con las estructuras básicas a las que se sujetan.

Sin embargo cuando los componentes han de ser prefabricados a veces en serie, para utilizarlos en varios tipos de edificios el control del material y las decisiones sobre las formas y las técnicas de producción quedan en manos del fabricante y deja de existir la tradicional especificación del producto. Por ejemplo una especificación para un material de construcción sería:

1. Características de dimensión: series de longitudes anchuras y alturas, con sus tolerancias y grado de flexibilidad.
2. Límites de peso.
3. Espacios para servicios: previsión de espacios para tuberías y conducciones a través o dentro del tabique, panel o material a trabajar, localización de los puntos de acceso y de las salidas de estos servicios.
4. Métodos y puntos de fijación.
5. Cargas: necesidad de soportar accesorios, ligeros o pesados por ejemplo la loza sanitaria.
6. Propiedades superficiales: color, textura, dureza y resistencia al impacto, resistencia al desgaste, resistencia al rayado, penetración del agua, penetración de la grasa.
7. Propiedades acústicas: atenuación al sonido, absorción del sonido.
8. Efectos del fuego: Períodos de resistencia, tipo de propagación superficial de la llama.
9. Precisión: tolerancia de dimensiones, tolerancia de perpendicularidad.
10. Límites de deformación: bajo presión temporal, bajo el peso de los accesorios.
11. Condiciones de juntas y de unión.

Por otra parte es difícil o casi siempre imposible, medir o comprobar las características de funcionamiento para ver si se ha cumplido lo preceptuado. Para poder satisfacerlo se tiene que investigar y avanzar mucho todavía, quizá a un costo elevado; además será necesario normalizar dichas características, la adopción de ciertos acuerdos de dimensión es necesaria, debido al intercambio de componentes. Debe existir la posibilidad de montar distintas construcciones en lugares distintos, con fácil acceso a estos materiales prefabricados.

La compatibilidad de materiales hace al constructor una tarea más sencilla, a vendedores y fabricantes adaptarse a las medidas ya establecidas mejora su mercado, al igual la introducción de nuevos materiales, deben tener cierta compatibilidad con los anteriores que sustituyen. Una revolución en la industria de la construcción a lo que refiere a materiales no tendría sentido sin dicha compatibilidad con los materiales ya existentes.

En lo que respecta al panel estudiado, trabajando en conjunto con el sistema de vigueta y bovedilla, se tiene resultados satisfactorios, ya que el uso de materiales conocidos y el método constructivo sencillo de montado y aplanado, no presenta problemas. Con las medidas adecuadas en las bases donde se inserta el panel no habrá problemas para el montaje, el panel al estar constituido por una sola pieza en su alma de unicel y fijando los pasadores que anclan las mallas en ambas caras del panel, hará un panel lo suficientemente rígido para su colocación; una simple lechada de cemento sobre el panel antes de repellar es más que suficiente para que la mezcla no resbale; para mayor facilidad en el lanzado a mano de la mezcla esta deberá ser untada al principio sobre el panel y después, como se hace tradicionalmente. Es importante que exista una adecuada distribución de cargas sobre el panel, por lo que se considera conveniente tener un elemento rígido (dala) en la parte superior de lo paneles, la unión de la vigueta con el panel por medio de esta pequeña dala funciona bien, sin presentar aplastamientos en el mortero que directamente la recibe.

Una vez que se comienza a construir con este sistema se debe hacer con una secuencia sin errores en el programa, especialmente en instalaciones, ya que modificaciones posteriores podrían dañar la estructura.

En el diseño estructural, utilizar un método conservador sería lo conveniente, con el reglamento de construcción para el D.F., se determinó una carga bajo condiciones de trabajo para el panel en estudio de 13,886 kg/m (23.14 kg/cm²), muy por encima del tabique. En esta carga crítica para el panel, se toma el espesor total de 13.5 cm y no el espesor de 6 cm, que sería el área de material que realmente soporta la carga, la razón es que para aplicar el reglamento, la relación altura espesor no debe exceder

de 20, pero se entiende que es para muros de mampostería y no para placas. Si se compara la resistencia que dan los fabricantes del Panel W y del Muro-Losa que es del orden de los 20 kg/cm², resulta ser una carga cercana a la que soportaría el panel estudiado según el reglamento; entonces esto viene a ser una ventaja, que permite resistir mayor cantidad de carga, en menor cantidad de muro.

El hecho de que los paneles estén formados por un par de placas de concreto reforzado, se pueden idealizar como un material continuo en esa sección, lo que resulta tener, un comportamiento más uniforme. Por ejemplo para la fuerza cortante, la continuidad del material y el refuerzo en el panel, es una ventaja más en resistencia al compararlo con el muro de mampostería ordinario.

Otro dato importante es el peso del panel, que en promedio 1.00 m de este muro pesa 300 kg, comparado con el de tabique (tabique de 1500 kg/m³), que es de 450 kg.

Este estudio fue introductorio, haciendo ver que es factible usar estos paneles con sistemas de vigueta y bovedilla exclusivamente, ya que se permite una distribución uniforme de la carga sobre el panel. El estudio hace ver que cargas en el diseño para vivienda de uno a dos niveles pueden ser fácilmente soportadas por los paneles.

No se tiene a la fecha un estudio que permita establecer con total certidumbre las cargas axiales y laterales resistentes de este tipo de paneles, por lo que se ve necesario llevar a efecto un programa teórico experimental para tal fin.

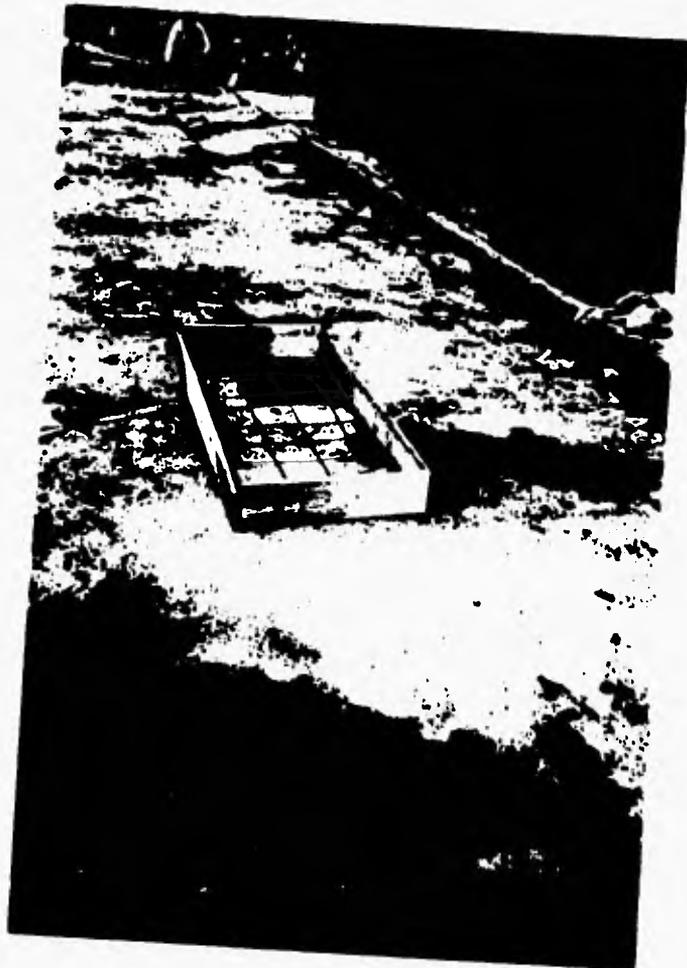
Con esto se puede afirmar que la utilización de sistemas como este tipo de paneles es confiable, por lo que al constructor y al usuario debe resultarles atractivo.

MEMORIA

FOTOGRAFICA

TESIS SIN PAGINACION

COMPLETA LA INFORMACION



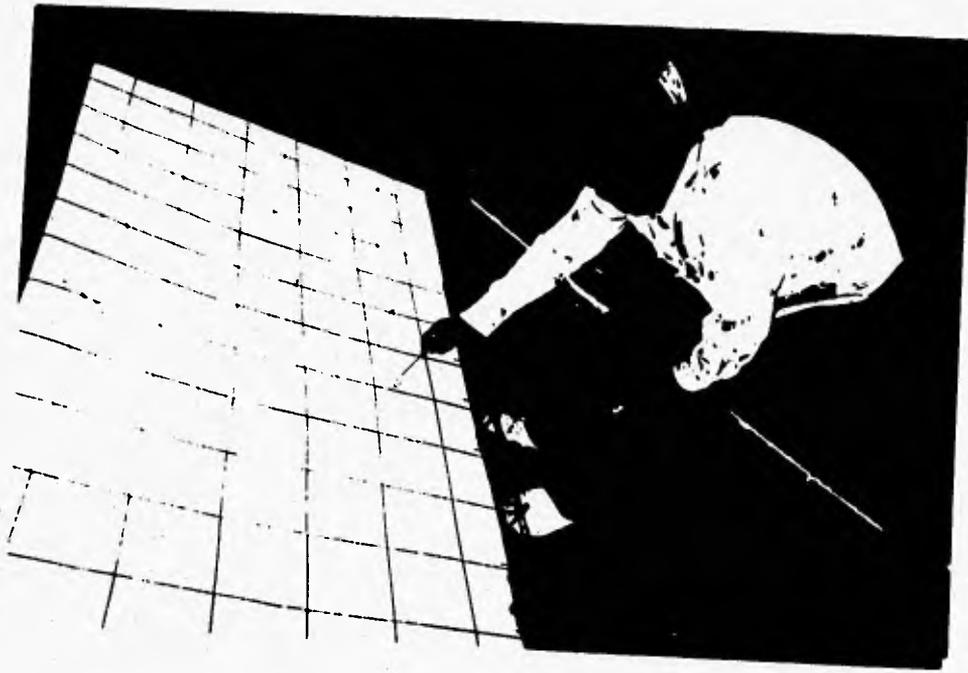
1. ARMADO DE ZAPATAS



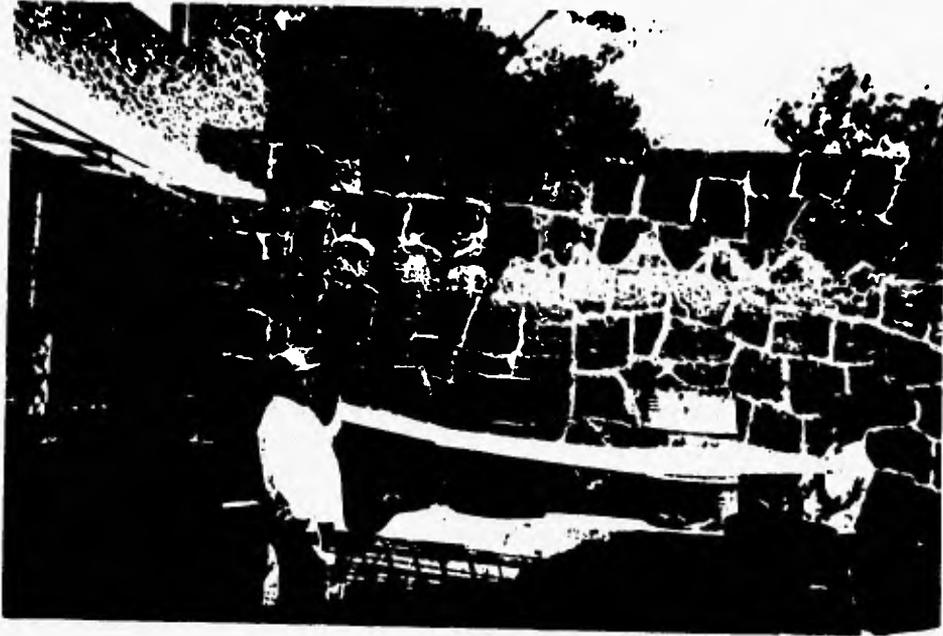
2. ZAPATAS COLADAS CON BASE PARA RECIBIR PANEL



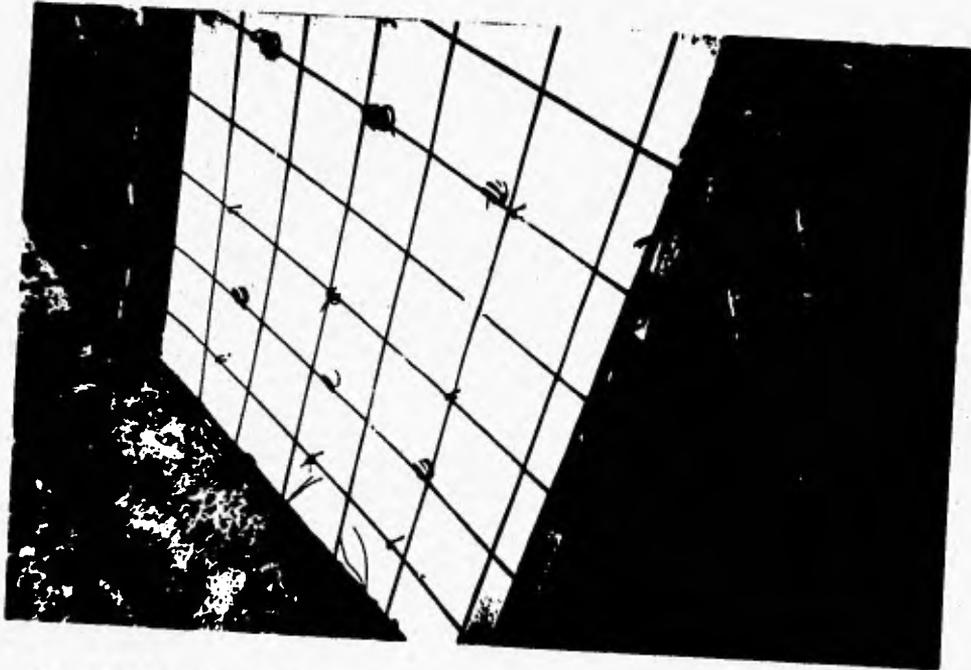
3. CORTE DE MALLA



4. ARMADO DEL PANEL



5. PANEL TERMINADO



6. COLOCACION DEL PANEL EN SU BASE



7. PLOMADA, PARA UNA CORRECTA COLOCACION



8. LANZADO DE MEZCLA



9. AQUI SE OBSERVA LA POCA ADHERENCIA
DE LA MEZCLA AL UNICEL



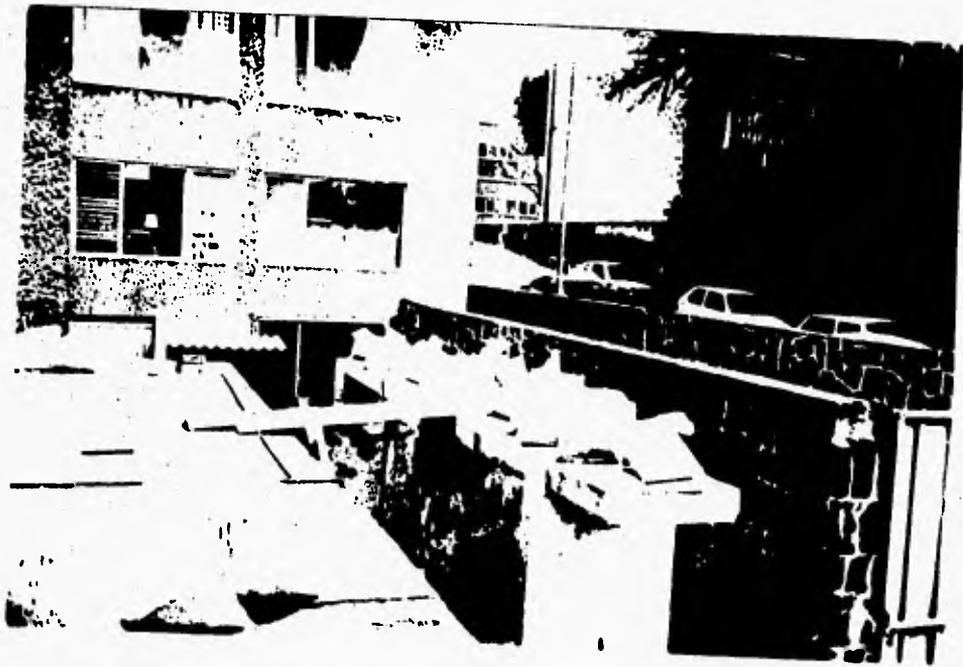
10. LECHADA DE CEMENTO PARA MEJORAR LA ADHERENCIA



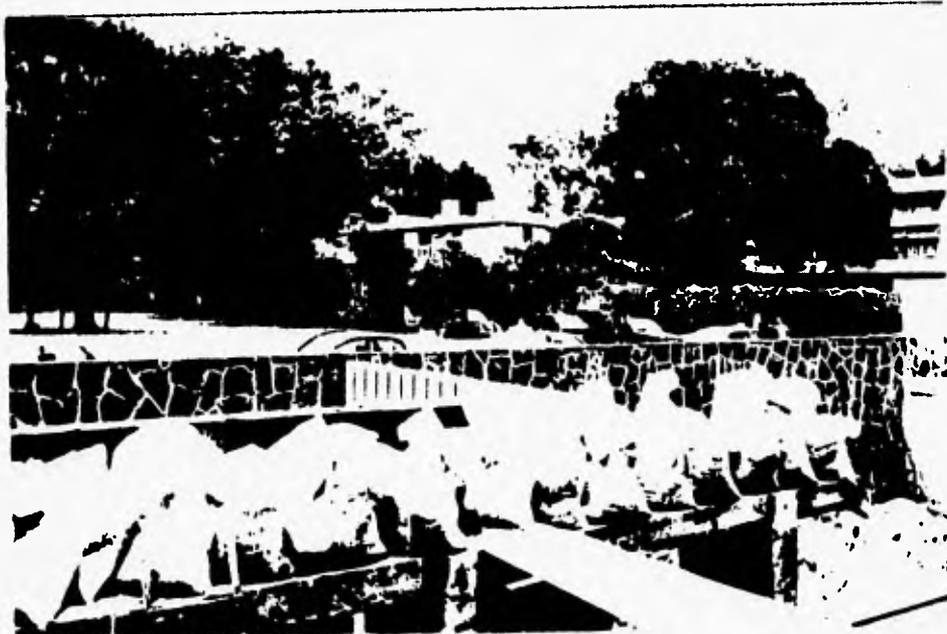
11. ES NECESARIO ESPERAR A QUE EL PRIMER LANZADO DE MEZCLA SEQUE UN POCO, PARA ASI APLICAR UNA SEGUNDA MANO Y OBTENER EL ESPESOR DESEADO



12. DETALLE DE COLOCACION DE DALA EN LA PARTE SUPERIOR DE LOS MUROS Y COLOCACION DE VIGUETA Y BOVEDILLA.



13. SE INICIA PRUEBA DE CARGA



14. PRUEBA DE CARGA CON 3000 KG, MAS
EL PESO DE LA LOSA

BIBLIOGRAFIA

Francisco Chacón G.. ANALISIS ESTRUCTURAL I. Facultad de Ingeniería, 1978

The Macmillan Press Limited Londres. WALLS. Editorial Blume. Barcelona 1976.

James Ambrose. SIMPLIFIED DESIGN OF BUILDING FOUNDATION. Editorial Wiley. NY 1981.

Oscar de Buen L. ESTRUCTURAS DE ACERO COMPORTAMIENTO Y DISEÑO. Editorial Limusa S.A.. México 1982.

Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López" (CICM). LEYES Y REGLAMENTOS RELACIONADOS CON LA CONSTRUCCION EN EL D.F..

Centro de Actualización Profesional "Alfonso Olvera López" (CICM). NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL D.F..

Fialkow, Morris N.. DESIGN AND CAPACITY EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE SHELL MEMBRANES, ACI STRUCTURAL JOURNAL, Proceedings V. 82, No. 6, Nov.-Dec. 1985, pp. 844-852.

Fialkow, Morris N.. CRUSHING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE MEMBRANES, ACI STRUCTURAL JOURNAL. Title no. 85-D46, Sept.-Oct. 1988, pp. 485-491.

Instituto Politécnico Nacional. Estudio Panel Covintec. Folleto de especificaciones del fabricante.

Muro-Losa. Memoria de Calculo y folleto de especificaciones del fabricante.

Panel W. Folleto de especificaciones del fabricante.