

Nº 50  
RER



# Universidad Nacional Autónoma de México

*Facultad de Ingeniería*

COMPORTAMIENTO DE MUROS, A BASE DE  
POLIESTIRENO EXPANDIDO Y NERVADURAS  
DE LAMINA GALVANIZADA, SUJETOS A  
CARGA LATERAL Y A CARGA VERTICAL.

T E S I S  
*Que para obtener el título de*  
INGENIERO CIVIL  
*presenta*

LUIS GONZAGA GONZALEZ SANCHEZ

Director de Tesis:  
ING. JUAN LUIS COTTIER CAVIEDES

*México, D. F.*

1992



FRANJA DE ORIGEN



## **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 está 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.

## Indice.

I. Introducción.	1
II. Especímenes, propiedades y construcción.	4
II.1 Especímenes.	4
II.2 Propiedades.	6
II.3 Construcción.	6
II.3.1. Construcción de los muros ensayados a carga lateral.	8
II.3.2. Construcción de los muros ensayados a carga axial.	13
III. Método de prueba y ensayos.	18
III.1 Muros sujetos a carga lateral.	18
III.1.1 Procedimiento de carga.	18
III.1.2 Medición de las deformaciones.	21
III.2 Muros sujetos a carga axial.	22
III.2.1 Procedimiento de carga.	22
III.2.2 Medición de las deformaciones.	23
III.3 Ensayes.	28
III.3.1 Ensayes a carga lateral.	29
III.3.2 Ensayes a carga axial.	39
IV. Análisis de resultados.	49
IV.1 Ensayes a carga lateral.	49
IV.1.1 Determinación de la rigidez y del esfuerzo cortante.	55
IV.2 Ensayes a carga axial.	56

IV.2.1 Determinación de la resistencia a carga axial.	62
IV.3 Procedimiento de diseño.	65
Ejemplo 1.	67
Ejemplo 2.	73
Ejemplo 3.	78
V. Conclusiones y recomendaciones	84
Apéndice A.	86
Referencias.	101
Memoria fotográfica	102

## I. INTRODUCCION.

El empleo del ladrillo en las construcciones reconoce su remoto origen en Oriente, Caldea, Sicilia y Egipto donde durante muchos siglos se echó mano de adobes y de ladrillos cocidos. Los adobes se amasaban con arcilla y paja triturada y se secaban al sol, tradición que se ha perpetuado en las regiones rurales del valle del Nilo y otras regiones de Africa y Asia.

En la Arquitectura Romana, los edificios privados eran construidos con pequeños bloques de piedra o con adobes. El uso de la argamasa o calcina fué introducido a fines del siglo IV a.C. dando paso al concreto que conocemos hoy en día.

Los ladrillos empezaron a ser aplicados por los Romanos en tiempos de Augusto, para generalizarse en los de Tiberio, del 14 al 37 d.C. en toda la cuenca mediterranea dominada por la civilización romana.

El ladrillo se perpetuó en los periodos románicos y góticos, con cariz constructivo, que luego, en el renacimiento, se hizo decorativo, alcanzando valores insuperados en el trazado y en los colores de los muros.

Aún en la actualidad, el ladrillo es un material bastante empleado en la construcción de edificios, en los cuales los muros de carga se encuentran alineados en dos direcciones ortogonales (fig. 1) y que se denominan como estructuras tipo cajón. En edificios de pocos pisos el sistema tipo cajón es integrado también con paneles de madera y en diversas ocasiones se ha propuesto la utilización de otros materiales

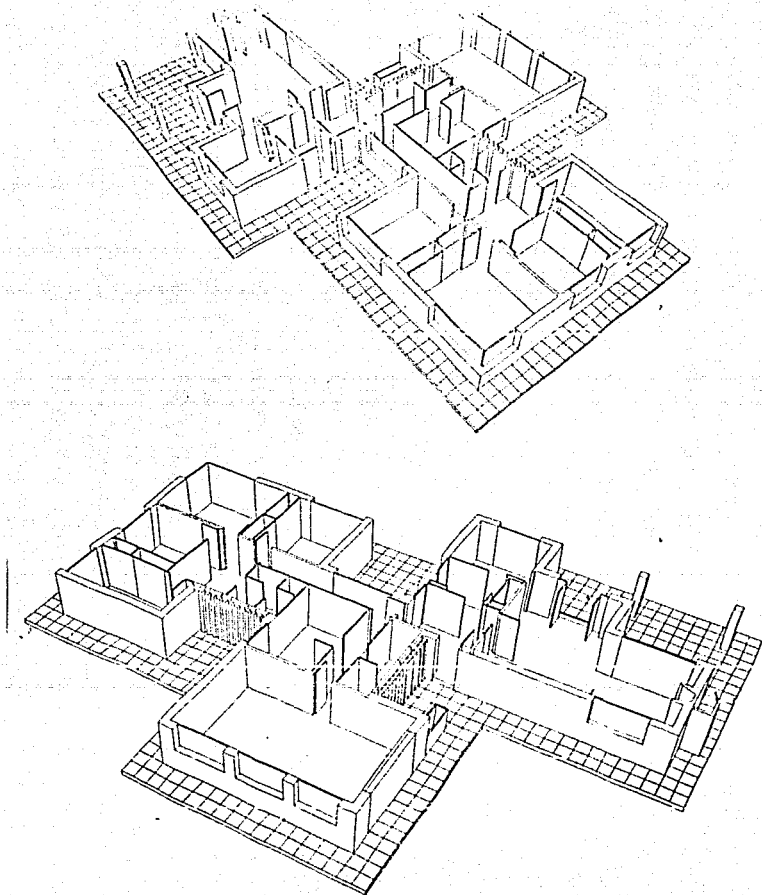


Fig. 1 Ejemplo de una estructura tipo cajón.

ligeros y de fácil colocación para su construcción.

Tal es el caso de una empresa mexicana que creó y empezó a producir paneles, a base de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada, que fueran capaces de remplazar a los muros de mampostería en la construcción de la estructura tipo cajón. Es el objetivo de este trabajo, estudiar el comportamiento de los paneles, a base de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada, sujetos a carga lateral y a carga vertical, y determinar la validez de la propuesta realizada por la empresa que los construye; además, los datos experimentales que se obtengan de las dos diferentes pruebas de carga, lateral y vertical, nos permitirán diseñar razonablemente las estructuras construidas con los paneles en estudio.

## II. ESPECIMENES, PROPIEDADES Y CONSTRUCCION.

Para mayor facilidad a los especímenes contruidos a base de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada los llamaremos "paneles estructurales" o más sencillamente "paneles." Un panel montado para su ensaye se llamará muro.

### II.1 Especímenes.

Los paneles estructurales ensayados consistieron en tableros de 7.5 cm de espesor, 120 cm de ancho y 307 cm de altura (fig. 2), con una relación  $h / l = 2.56$ . La altura seleccionada fué la misma que se ha utilizado en la construcción normal de edificios, con la finalidad de que los resultados obtenidos fueran representativos; aunque, los resultados pueden ser aplicables a los paneles cuya relación altura a longitud,  $h / l$ , sea menor a la mencionada al principio.

Los paneles estructurales ensayados consistían de un bastidor compuesto por 4 nervaduras de lámina galvanizada calibre 24 (0.607 mm de espesor), paralelas a su lado más largo y espaciadas a cada 40 cm. Las 4 nervaduras estaban ligadas, perpendicularmente a sus ejes, con remaches y 4 placas de empalme de lámina galvanizada de 120 cm de longitud, 3.5 cm de ancho y un espesor del mismo calibre que el de las nervaduras. Como complemento integral, el poliestireno expandido rellenaba los espacios interiores del bastidor.



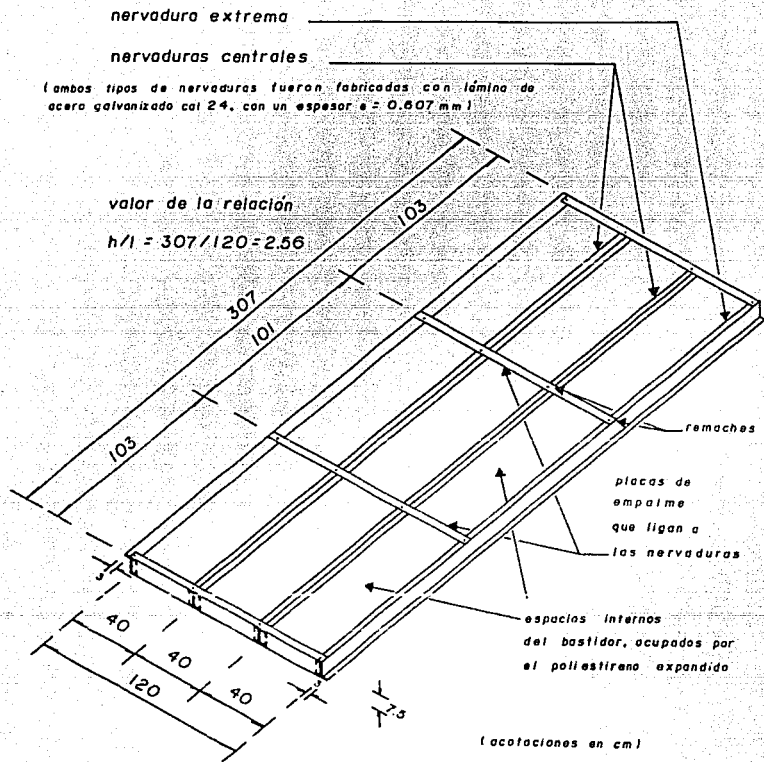


Fig.2 Características de los paneles estructurales.

Por lo que respecta a las características de las nervaduras, cada una de las nervaduras centrales de sección I, estaba compuesta por dos canales ligados espalda con espalda (fig. 3) mientras que las nervaduras extremas presentaban una combinación de sección canal y sección zeta; además, el radio del segmento circular producido por el doblaje de la lámina era aproximadamente de 2.4 mm.

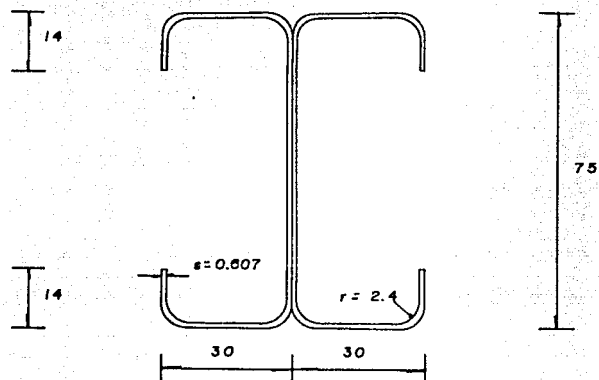
### II.2 Propiedades.

Los bastidores que componían a los paneles fueron fabricados con lámina de acero galvanizado con un esfuerzo de fluencia  $f_y = 2858 \text{ kg/cm}^2$  mientras que el poliestireno que los rellenaba tenía una densidad de  $16 \text{ kg/m}^3$ , suficiente para soportar el peso de la carga viva que transita en la superficie de los paneles, cuando estos son utilizados como losas, antes de colocar la capa de concreto.

### II.3 Construcción.

El programa experimental incluyó dos tipos de ensayos. En el primero, basado en la norma norteamericana ASTM E 564 (ref. 1), los especímenes se sometían a carga lateral en una sola dirección para estudiar la capacidad y rigidez de los muros intactos; para lo cual se probaron 3 especímenes. En el segundo tipo de ensayo, basado en la norma norteamericana ASTM E 72 (ref. 2), los especímenes se sometían a carga axial para

a) centrales



b) extremas

(acotaciones en mm)

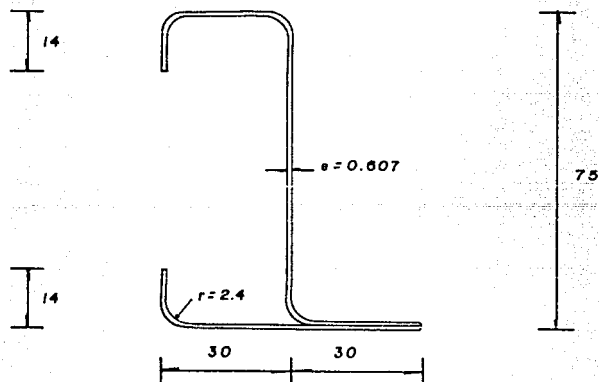


Fig. 3 Características de las nervaduras.

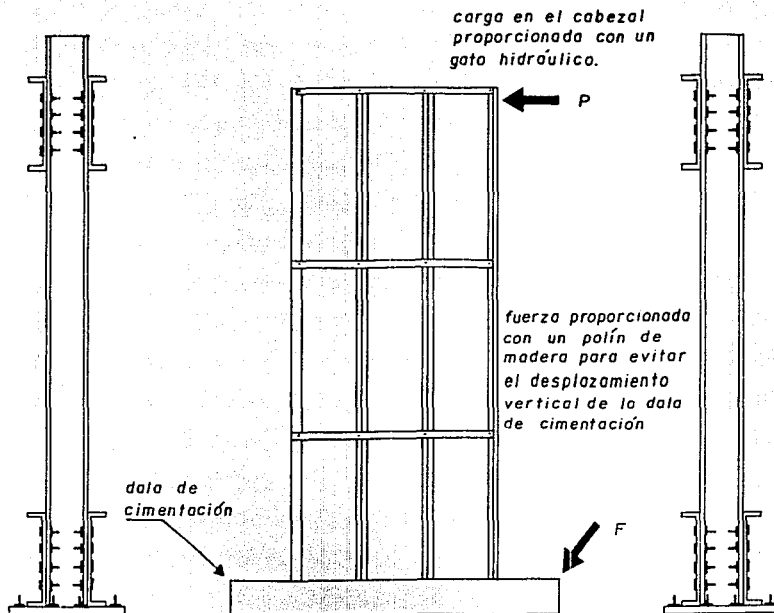
determinar su resistencia a la compresión; se probaron 3 especímenes.

### II.3.1 Construcción de los muros ensayados a carga lateral.

Los muros ensayados a carga lateral fueron ahogados en dalas de concreto reforzado, que se utilizaron como cimentación, en medio de dos marcos de acero (fig. 4). La norma ASTM E 564 especificaba que la carga horizontal tenía que ser aplicada en el cabezal de cada muro, trayendo consigo la posibilidad del desplazamiento vertical de la dala de cimentación, que fué impedido mediante un polín de madera presionado entre uno de los marcos de acero y la misma dala.

Las dalas de cimentación tenían una sección transversal de 20 x 20 cm, 200 cm de longitud y una resistencia a la compresión  $f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$  (fig. 5). El refuerzo horizontal era proporcionado por 4 varillas del # 3 corridas en toda su longitud mientras que el refuerzo vertical era proporcionado por estribos del # 2 espaciados a cada 15 cm y que penetraban 10 cm a una losa muy rígida para evitar algún desplazamiento horizontal.

La preparación de cada panel, antes de ahogarlo en la dala de concreto, había consistido en retirar el poliestireno de su extremo inferior en una franja de 18 cm de altura, hasta dejar completamente limpia la parte de acero del bastidor que quedó ahogada en la dala de concreto. El ancho de la dala de cimentación permitió entrelazar el bastidor entre las varillas



**Fig. 4** Construcción de los muros, ensayados a carga lateral, entre los dos marcos de acero.

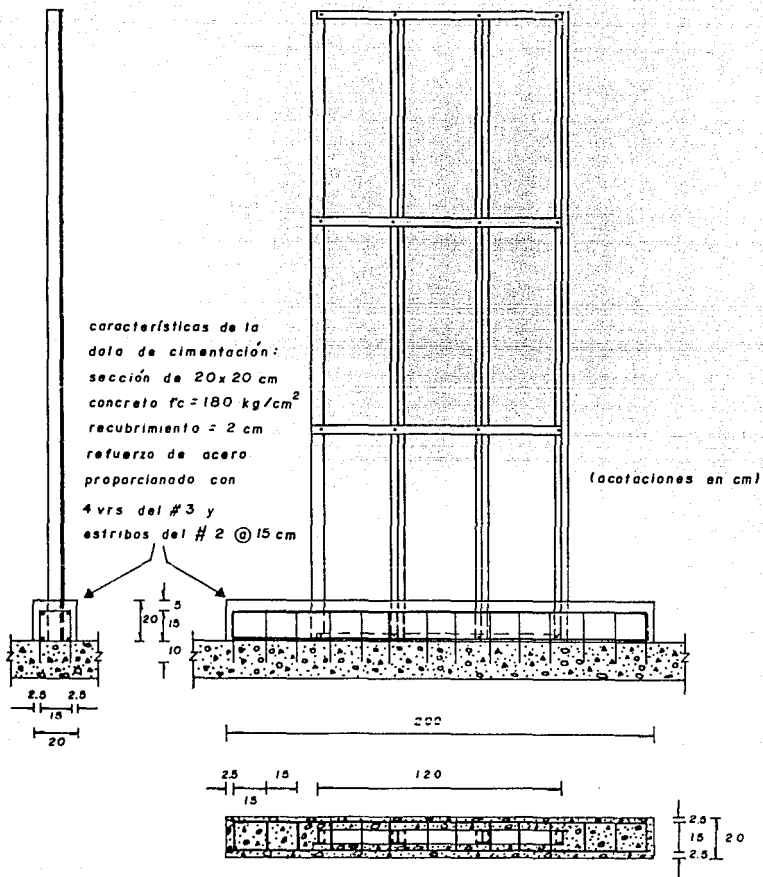


Fig. 5 Detalle de la dala de cimentación de los especímenes ensayados a carga lateral.

y los estribos, de acuerdo a lo especificado por el fabricante de los paneles.

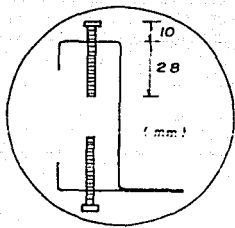
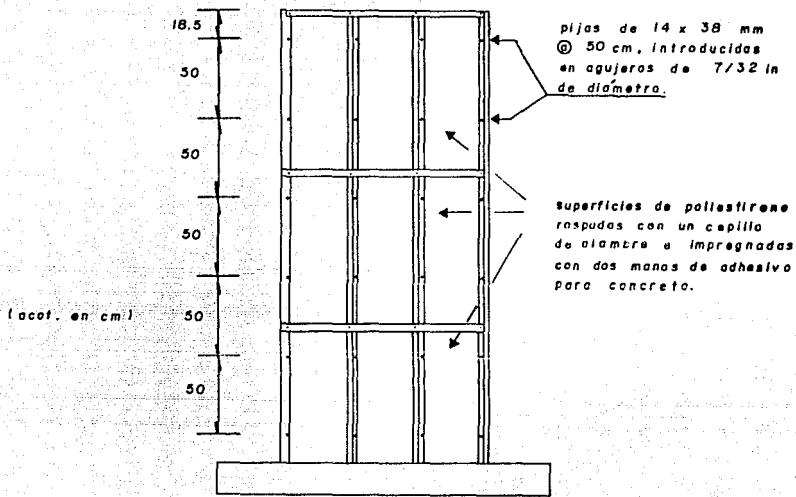
El espacio existente entre los marcos de acero permitió construir dos muros simultáneamente.

Ahora bien, para determinar si las propiedades mecánicas de los muros variaban según el acabado que se diera en su superficie, se decidió ensayar un muro sin aplanar y dos muros aplanados.

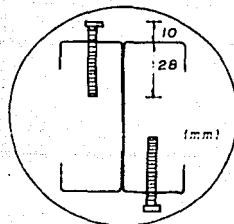
La preparación de los muros aplanados fué como sigue : se raspó su superficie de poliestireno con un cepillo de alambre, hasta dejar una superficie rugosa que mejorara la adhesión entre el poliestireno y el mortero; se introdujeron pijas de 14 x 38 mm (fig.6) en agujeros de 7/32 in de diámetro, hechos en los patines de las 4 nervaduras de lámina galvanizada a cada 50 cm (con una saliente de 1 cm para sujetar el aplanado de mortero) y finalmente; se aplicaron dos manos de un adhesivo para concreto por ambas caras del muro.

La primera bacha de mortero para aplanar los muros fué elaborada con una proporción de una parte de cemento por cada cinco partes de arena (1:5); además, después de que eran mezclados el cemento, la arena y el agua se añadían fibras de polipropileno a la mezcla, según las especificaciones del fabricante.

En un primer intento por aplanar los muros, el mortero tenía una adherencia muy escasa, aún después de haber aplicado el adhesivo para concreto sobre su superficie; por tanto, para mejorar la adhesión del mortero se optó por aumentar en él la



colocación de las pijas en las  
nervaduras extremas.



colocación de las pijas en las  
nervaduras centrales.

Fig. 6 Detalles de la colocación de las pijas de 14 x 38 mm  
en los patines de las nervaduras de los muros.



cantidad de cemento, en una proporción de una parte de cemento por cada tres partes de arena (1:3). Además de mejorar la adherencia, la razón por la que se aumentó la cantidad de cemento en el mortero fué intentar formar un aglomerado con él y con las fibras; entonces, el aplanado funcionaría muy semejante al forro de madera contrachapada que tienen los paneles de madera y que está conectado por medio de pijas, al bastidor del panel, en la misma forma que el aplanado de mortero se conectó al bastidor de los muros de poliestireno. La similitud entre los paneles en estudio y los paneles de madera se presenta en la figura 7.

### II.3.2 Construcción de los muros ensayados a carga axial.

En adelante utilizaremos el término carga axial en vez del término carga vertical, debido que los muros fueron construidos en posición horizontal.

Los muros ensayados a carga axial fueron fijados horizontalmente en el interior de un marco de acero (fig. 8), para facilitar la aplicación de la carga ya que la norma ASTM E 72 especificaba que el muro tenía que ser cargado de manera semejante a una columna.

La fijación de cada panel entre los patines de la columna izquierda (de sección I) del marco de prueba se realizó de la siguiente manera: Mediante 4 tornillos, rondanas de presión y tuercas fueron unidas, en cada una de las caras de un extremo del panel, una pieza de madera de 3.75 cm de espesor, 15 cm de

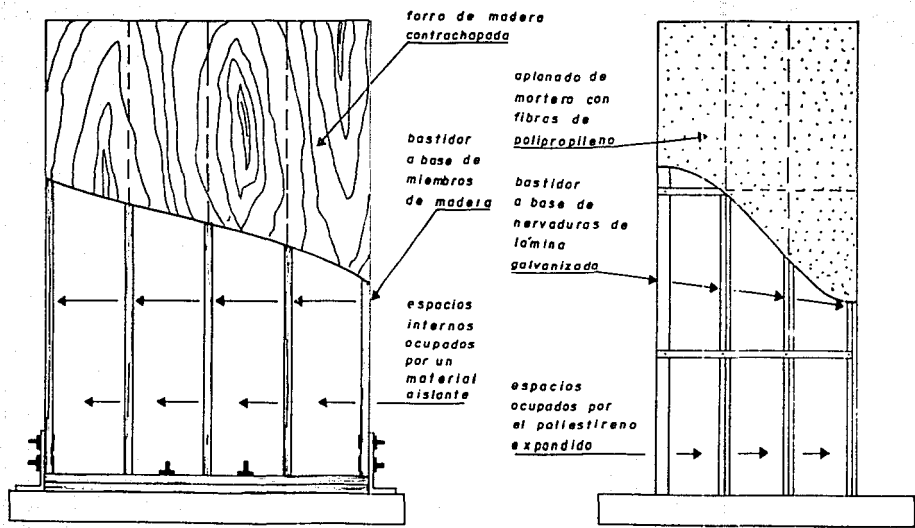


Fig. 7 Similitud entre los paneles a base de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada y los paneles de madera.

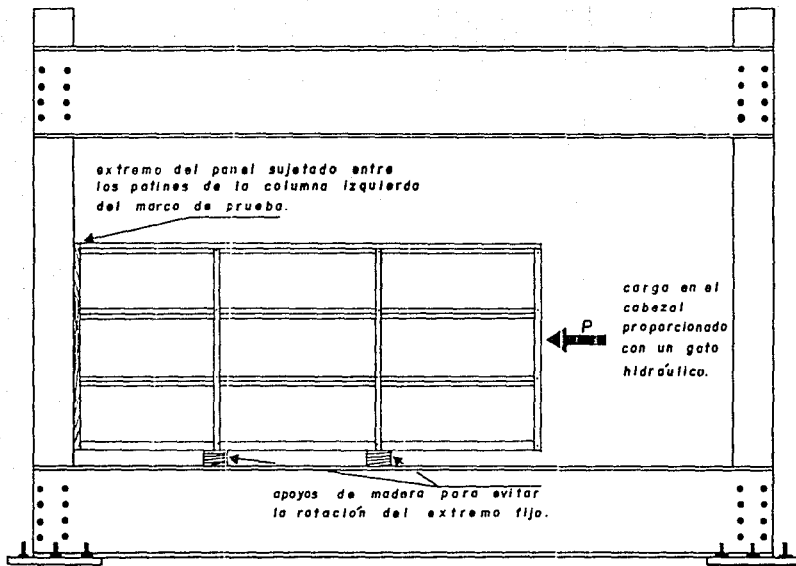


Fig. 8 Construcción de los muros ensayados a carga axial en el interior de un marco de acero.

ancho y 120 cm de longitud (fig. 9); este extremo se introdujo entre los patines de la columna hasta el tope con su alma; posteriormente, se elevó el panel completo aproximadamente a 10 cm del nivel horizontal de las vigas inferiores del marco de prueba; se introdujo una tercera pieza de madera que presionó al extremo del panel entre los patines de la columna y finalmente; se colocaron dos trozos de madera entre las vigas inferiores del marco de prueba y el mismo panel (fig.8), que funcionaron como dos apoyos libres e impidieron la presencia de algún giro en el extremo fijo o algún deslizamiento vertical del conjunto.

El espacio existente en el interior del marco permitió construir un muro cada vez y para determinar si las propiedades mecánicas variaban según el acabado que se diera en su superficie, se decidió ensayar un muro sin aplanar y dos muros aplanados.

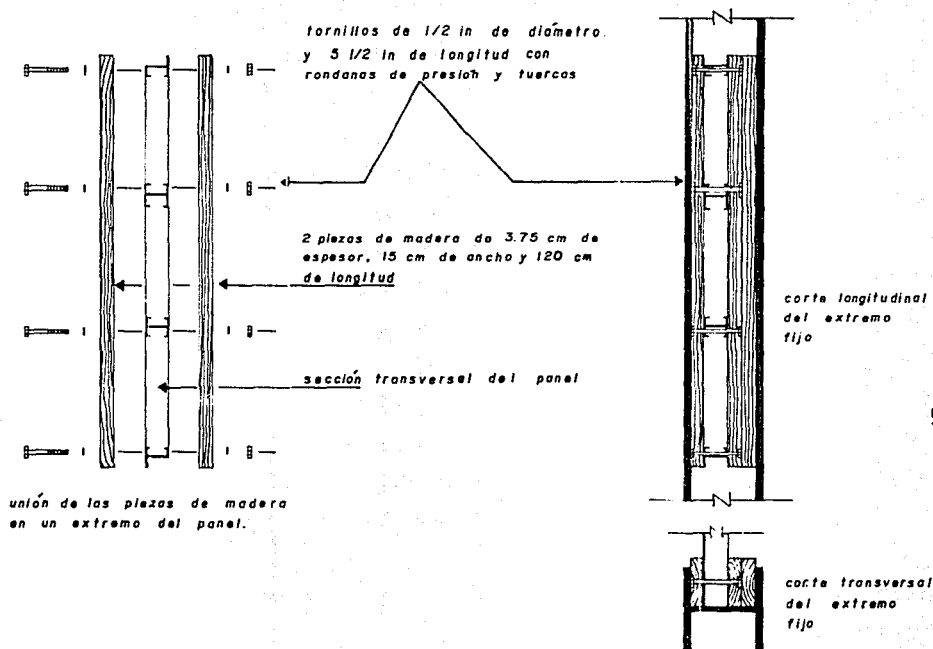


Fig. 9 Detalle de la fijación de los paneles entre los patines de la columna izquierda del marco de prueba.

### **III. METODO DE PRUEBA Y ENSAYES.**

Como mencionamos anteriormente, los métodos de prueba estuvieron basados en las normas norteamericanas ASTM E 564 y ASTM E 72 para las pruebas de carga lateral y carga axial respectivamente.

#### **III.1 Muros sujetos a carga lateral.**

El propósito de este tipo de ensaye fué evaluar la capacidad a cortante estático de los muros y determinar su rigidez.

Se ensayaron dos muros aplanados y uno sin aplanar. En el caso de los muros aplanados, en el segundo ensaye fué invertida la orientación de la carga horizontal con respecto a la aplicación utilizada en el primer ensaye.

##### **III.1.1 Procedimiento de carga.**

La carga horizontal en el cabezal de cada muro, fué aplicada con un gato de 30 ton que reaccionaba contra uno de los marcos de acero (fig. 10) y sus incrementos constantes fueron controlados por medio de un manómetro.

En los primeros dos muros ensayados la carga fué aplicada directamente en la lámina del cabezal (fig. 11) mientras que en el tercer muro ensayado, se unieron dos piezas de madera en su cabezal, en las cuales fué aplicada la carga, para mejorar

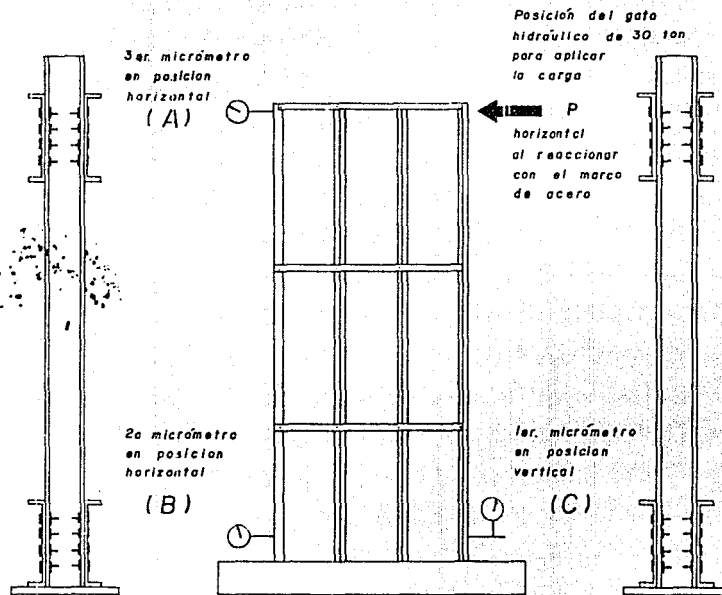
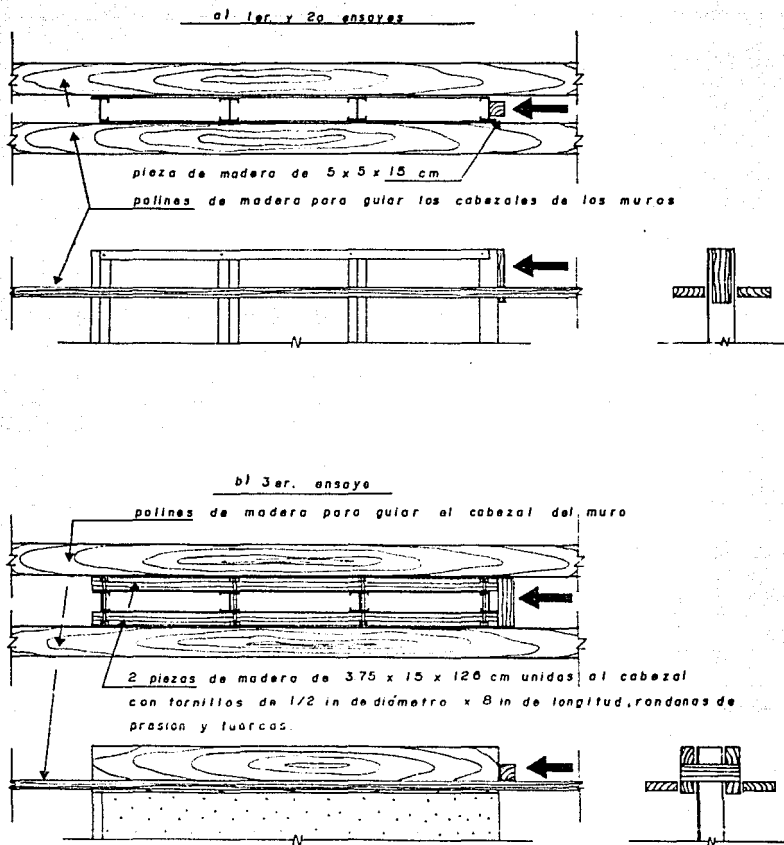


Fig. 10 Instrumentación de los muros ensayados a carga lateral  
 Los micrómetros tenían una precisión de 0.01 mm y una carrera de 50 mm  
 El gato hidráulico tenía una capacidad de 30 ton



**Fig. II Detalles del procedimiento de carga de los cabezales de los muros ensayados a carga lateral.**



su distribución en el bastidor de lámina galvanizada.

Los cabezales de los muros fueron guiados mediante dos polines de madera (fig. 11), uno de cada lado, lo suficientemente rígidos para permitir solamente deformaciones en el plano del muro. La restricción a los desplazamientos de los cabezales debido a la fricción que existió entre estos y los polines que sirvieron como guías, fué evitada untando suficiente grasa entre ambas piezas.

El tiempo de aplicación de la carga entre cada incremento fué de 5 min y se debió a las siguientes razones:

- 1) Para disponer del tiempo suficiente para registrar las lecturas del manómetro y los micrómetros que medían los valores de la carga y las deformaciones del muro.
- 2) Para realizar todas las observaciones necesarias.
- 3) Para observar alguna redistribución de la carga.
- 4) Para ser capaz de detener el ensaye antes de la falla, después de que su inicio había sido anticipado como un resultado de las observaciones.
- 5) Para asegurar uniformidad en el comportamiento de la prueba y consistencia en los resultados del ensaye.

### III.1.2 Medición de las deformaciones.

Para medir las deformaciones de cada muro, según la norma, se colocaron tres micrómetros, con una precisión de una centésima de milímetro cada uno. Cuando la carga horizontal se

aplicó en la esquina superior derecha del muro (fig. 10), la colocación de los micrómetros fué la siguiente: Un primer micrómetro, en posición vertical, en la esquina inferior derecha medía alguna rotación del muro; un segundo micrómetro, en posición horizontal, en la esquina inferior izquierda medía algún deslizamiento del muro y un tercer micrómetro, en posición horizontal, en la esquina superior izquierda medía el total de los otros dos más la deformación del muro en el cabezal. Por tanto, la deformación horizontal del muro bajo alguna carga, se determinó restando a la lectura registrada por el tercer micrómetro la suma de las lecturas de el primero y el segundo. Cuando la carga se aplicó del lado izquierdo, se había invertido la colocación de los micrómetros. Los micrómetros fueron sujetados de manera independiente a los muros ensayados para que no fueran afectados por algún movimiento de las dalas de cimentación.

### III.2 Muros sujetos a carga axial.

Los muros se ensayaron en posición horizontal. El propósito de este tipo de ensaye fué evaluar la capacidad a carga axial de los muros y, al igual que en el primer ensaye, fueron ensayados dos muros aplanados y uno sin aplanar.

#### III.2.1 Procedimiento de carga.

La carga axial en la sección transversal del muro fué

proporcionada con un gato de 30 ton que reaccionaba contra una de las columnas de acero del marco de prueba (fig. 12) y sus incrementos constantes fueron controlados por medio de un manómetro.

La carga axial fué aplicada con dos perfiles de acero (uno de sección J y otro de sección I) directamente sobre las sección transversal de los cabezales de los primeros dos muros ensayados (fig. 14), mientras que para el tercer muro ensayado fué colocada una pieza de madera de 3.75 cm de espesor x 15 cm de ancho entre el cabezal y los perfiles de acero, con la finalidad de distribuir también la carga al aplanado de mortero. Los dos perfiles de acero fueron guiados en el plano del muro por medio de polines de madera que fueron sujetados al marco de prueba con prensas de acero.

El tiempo de aplicación de la carga entre cada incremento fué de 5 min, debido a las mismas razones citadas anteriormente.

### III.2.2 Medición de las deformaciones.

Para medir los acortamientos y las deflexiones laterales de cada muro, según la norma, fueron colocados 2 compresómetros y 2 deflexómetros en cada una de sus dos caras (figs. 12 y 13).

La construcción de cada uno de los compresómetros se realizó de la siguiente manera : se fijó un primer soporte al muro cerca del cabezal, soportando una vagueta de aluminio; se

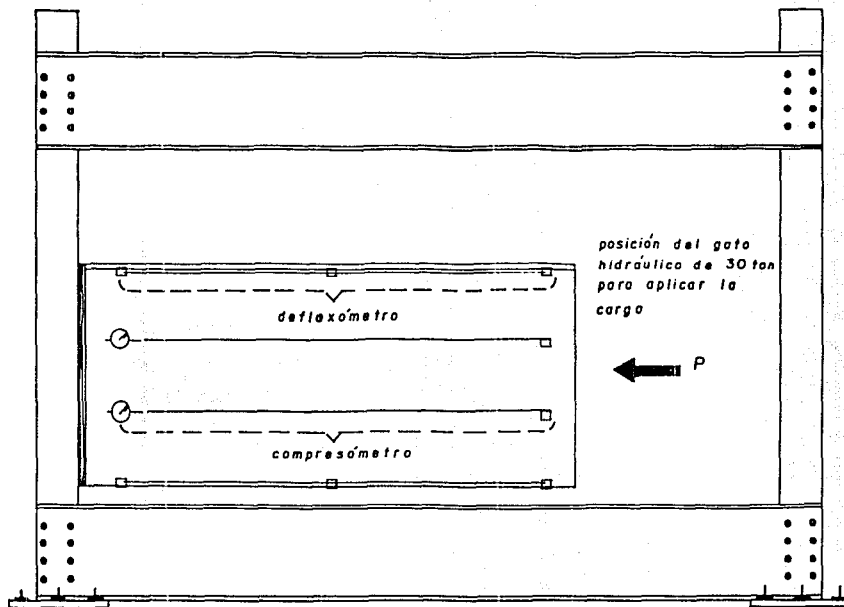


Fig. 12 Instrumentación de los muros ensayados a carga axial.

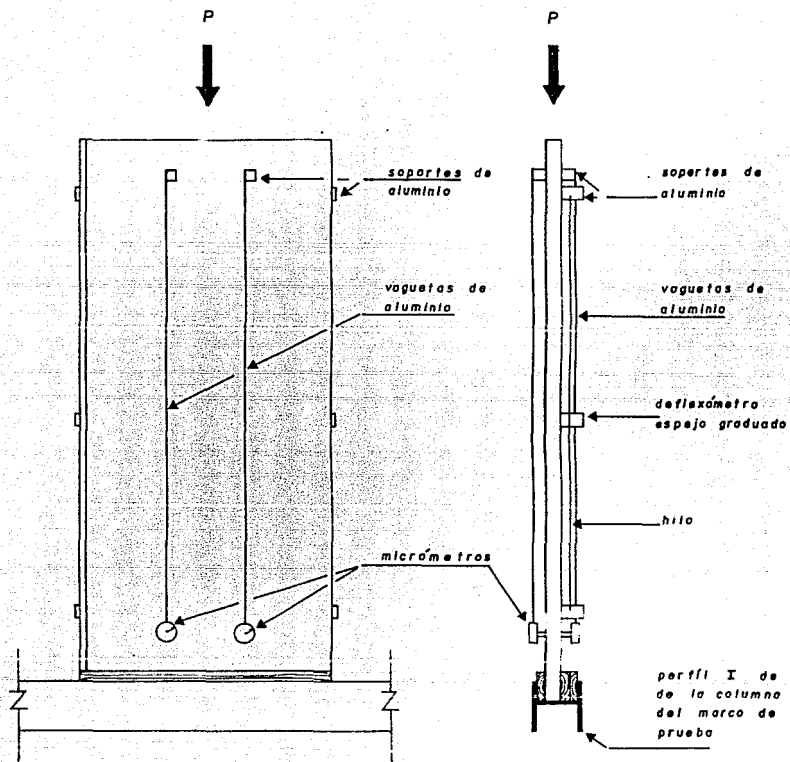


Fig. 13 Instrumentación de los muros ensayados a carga axial.

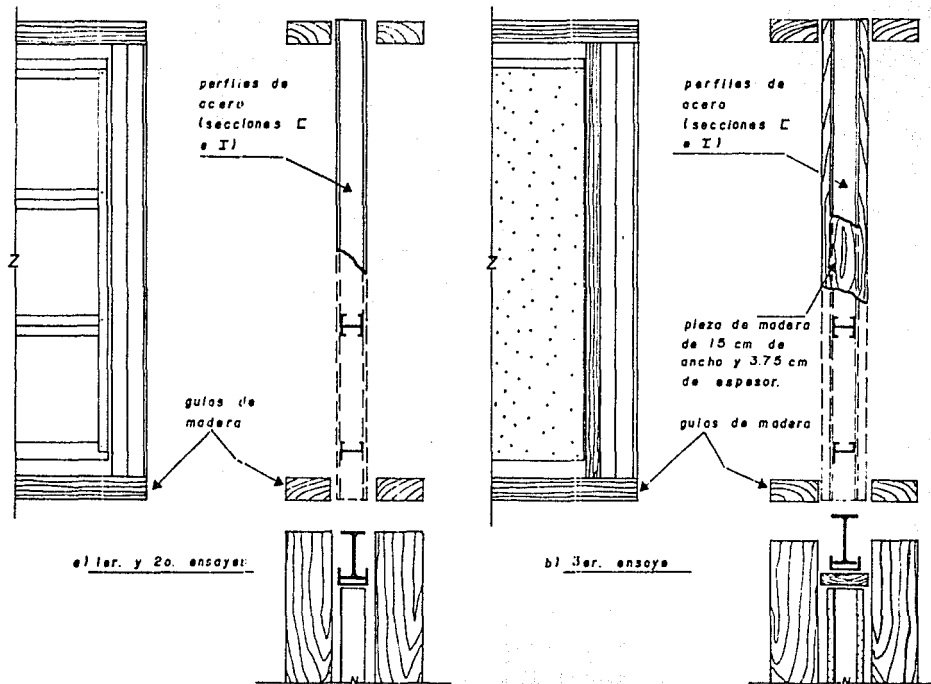


Fig. 14 Detalles del procedimiento de carga de los cabezales de los muros ensayados a carga axial.

fijó un segundo soporte cerca de su extremo fijo en la columna de acero, soportando un micrómetro en posición horizontal y se asentó la punta cónica del eje del micrómetro en un agujero, moldeado con acero plástico, en la parte final de la vagueta. Los compresómetros se sujetaron en las 2 nervaduras centrales y como cada nervadura se componía de dos canales, fue sujetado un compresómetro a cada uno de ellos; entonces, el acortamiento del muro bajo alguna carga aplicada se determinó obteniendo el promedio de las lecturas registradas por los 4 compresómetros.

Los 4 micrómetros utilizados para construir los compresómetros tenían una precisión de una centésima de milímetro y una carrera de 50 mm cada uno.

Por otra parte, la construcción de cada uno de los deflexómetros fué realizada de la siguiente manera : se sujetó un hilo a un soporte cerca del cabezal del muro; se sujetó una banda de caucho a un soporte cerca de su extremo fijo; se amarró el extremo final del hilo a la banda de caucho y se sujetó un espejo, paralelo al borde del muro, en un soporte localizado en su media altura. El espejo tenía una cinta de papel graduada a 2.5 mm. Luego entonces, la deflexión lateral del muro bajo alguna carga aplicada se determinó obteniendo el promedio de las lecturas registradas por 2 de los 4 deflexómetros, ya que al iniciarse el pandeo del muro los otros dos eran obsoletos.

### III.3 Ensayes.

A continuación se presentan las características, la forma de falla, las observaciones y los resultados, en forma de tabla, de cada uno de los especímenes ensayados.

La identificación de cada muro correspondió en carga lateral a:

- a) SAL 01 : muro sin aplanado en carga lateral 1er. ensaye
  - b) CAL 01 : muro con aplanado en carga lateral 1er. ensaye
  - c) CAL 02 : muro con aplanado en carga lateral 2o. ensaye
- y en carga axial a:
- d) SAA 01 : muro sin aplanado en carga axial 1er. ensaye
  - e) CAA 01 : muro con aplanado en carga axial 1er. ensaye
  - f) CAA 02 : muro con aplanado en carga axial 2o. ensaye



**MURO SAL 01**

**1. Características del muro.**

Muro ensayado sin aplanar.

**2. La figura 15 muestra la falla del muro.**

**3. Observaciones.**

- a) La carga horizontal fué aplicada directamente en la lámina del cabezal en la esquina superior derecha del muro.
- b) A los 460 kg de carga fué detectada la falla en las nervaduras comprimidas.
- c) La carga máxima soportada fue de 625 kg.
- d) La nervadura del extremo izquierdo fué aplastada cerca de la unión con la dala de cimentación.
- e) El deslizamiento de las espaldas de los dos canales que componían a cada nervadura central, causó el aplastamiento del canal derecho cerca de la unión con la dala de cimentación mientras que el canal izquierdo no sufrió daño.
- f) La nervadura del extremo derecho no sufrió daño.
- g) Los remaches interiores presentaron falla por cortante.

**4. La tabla 1 muestra los valores numéricos de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.**

MURO SAL 01				
FUERZA EN KILOGRAMOS	DEFORMACIONES EN mm			
(P)	A	B	C	TOTAL
0	0	0	0	0
30	3.02	0.42	0	2.60
60	3.50	0.43	0	3.07
80	4.75	0.50	0	4.25
110	6.41	0.58	0	5.83
130	7.72	0.64	0	7.08
160	9.02	0.70	0	8.32
190	10.36	0.75	0.07	9.54
220	11.42	0.80	0.07	10.55
250	12.81	0.85	0.07	11.89
270	14.63	0.92	0.07	13.61
300	15.72	0.96	0.07	14.69
330	16.89	1.04	0.10	15.75
* 460	24.41	1.31	0.16	22.94
610	39.25	3.42	0.41	35.42
** 625	44.82	3.81	0.61	40.40
480	57.63	4.02	0.81	52.80

\* detección de la falla en las nervaduras comprimidas

\*\* carga máxima

Tabla 1 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensayo del muro SAL 01

falla del muro SAL 01

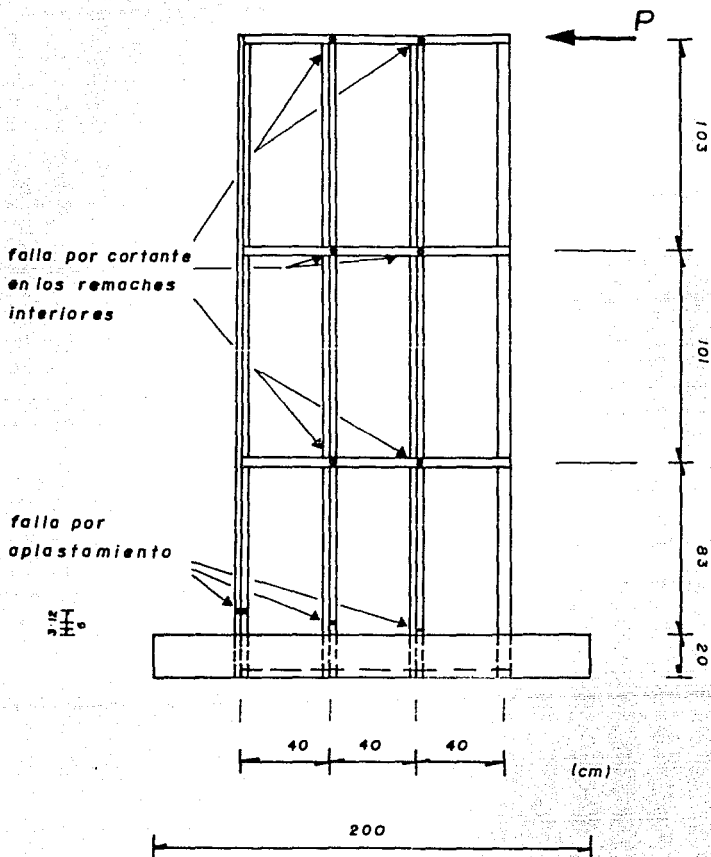


Fig. 15

## MURO CAL 01

### 1. Características del muro.

Muro aplanado por ambas caras. Antes de aplicar el aplanado de mortero fueron introducidas pijas de 14 x 38 mm, espaciadas a cada 50 cm, en los patines de las nervaduras de lámina galvanizada y fueron aplicadas dos manos de adhesivo para concreto sobre las caras del muro.

En un primer intento para aplanar el muro el mortero fué dosificado en una proporción 1:5 y las cantidades de materiales fueron obtenidas en base al peso volumétrico seco del mortero  $P_v = 1935 \text{ kg/m}^3$  determinado mediante pruebas de laboratorio.

En el capítulo II (inciso II.3.1) fué mencionado que el mortero elaborado con esta proporción tenía una adherencia muy escasa, por tanto, se decidió cambiar la proporción 1:5 a 1:3 para mejorarla y dar oportunidad a la formación del aglomerado con el mortero y las fibras de polipropileno.

En definitiva, el mortero para aplanar el muro fué dosificado con la nueva proporción 1:3 y las cantidades de materiales fueron obtenidas, en base a un peso volumétrico seco del mortero  $P_v = 1856 \text{ kg/m}^3$ , como sigue:

1  $\text{m}^3$  de mortero = 464 kg de cemento + 1392 kg de arena = 1856 kg y la cantidad de fibras fué:

900 gr de fibra -----> 1  $\text{m}^3$  de mortero

900 gr de fibra -----> 464 kg de cemento

el volúmen a dosificar se calculó como:

$\text{Vol} = \text{Area a aplanar} \times \text{espesor del aplanado}$

$\text{Vol} = [(3-0.20) \times 1.2] \times 2 \text{ caras} \times 0.015 \text{ m de espesor}$

$\text{Vol} = 0.1008 \text{ m}^3$  y considerando 15% de desperdicio

$\text{Vol} = 1.15 \times 0.10008 = 0.11592 \text{ m}^3$

Las cantidades de materiales fueron:

cemento  $464 \times 0.11592 = 54 \text{ kg}$

arena  $1392 \times 0.11592 = 161 \text{ kg}$

fibras  $900 \times 0.11592 = 104 \text{ gr}$

La cantidad de agua fué la necesaria para que la mezcla fuera trabajable.

**2. La figura 16 muestra la falla del muro.**

**3. Observaciones.**

- a) La carga horizontal fué aplicada directamente en la lámina del cabezal en la esquina superior derecha del muro.
- b) A los 840 kg de carga apareció la primera grieta y a los 900 kg fué detectada la falla en las nervaduras comprimidas.
- c) La carga máxima soportada fué de 1000 kg.
- d) La nervadura del extremo derecho no sufrió daño.
- e) Las 3 nervaduras restantes fueron aplastadas en la unión con la dala de cimentación.
- f) El aplanado se agrietó pero no se desprendió de las caras del muro.

g) Las pijas introducidas en los patines de las nervaduras centrales evitaron el deslizamiento de las espaldas de los canales que las componían.

4. La tabla 2 muestra los valores numéricos de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.

MURO CAL 01				
FUERZA EN KILOGRAMOS	DEFORMACIONES EN mm			
(P)	A	B	C	TOTAL
0	0	0	0	0
150	0.70	0	0	0.70
250	2.08	0.03	0	2.05
450	3.66	0.12	0.03	3.51
600	5.68	0.28	0.03	5.37
750	8.98	0.63	0.03	8.32
+840	10.43	0.80	0.03	9.60
++900	11.74	0.91	0.03	10.80
+++1000	15.60	1.10	0.03	14.47
850	30.80	2.48	1.00	27.32

+ aparición de las primeras grietas

++ detección de la falla

+++ carga máxima

Tabla 2 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensayo del muro CAL 01

falla del muro CAL 01

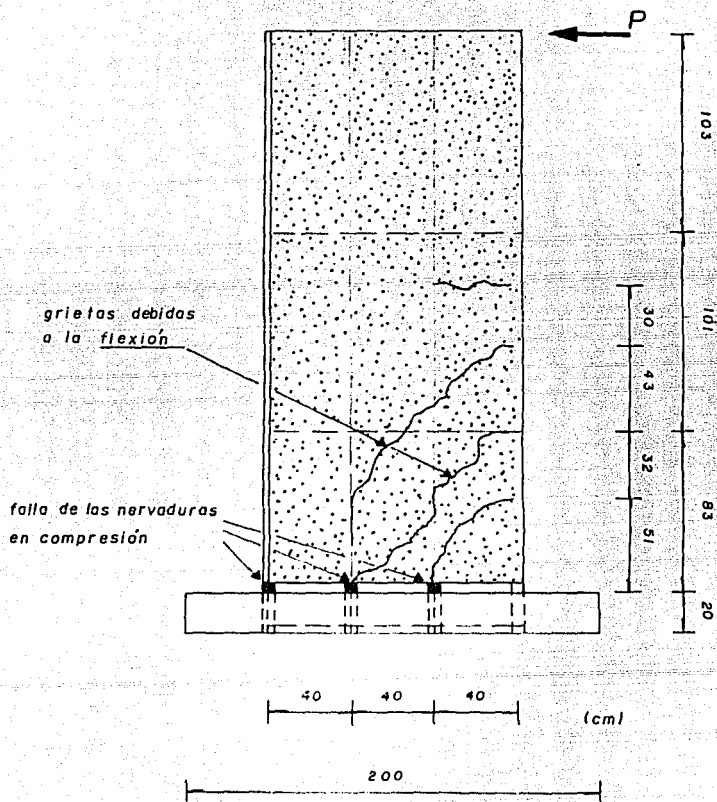


Fig. 16

## MURO CAL 02

### 1. Características del muro.

Fueron introducidas pijas de 14 x 38 mm, espaciadas a cada 50 cm, en los patines de las nervaduras y fueron aplicadas dos manos de adhesivo para concreto sobre las caras del muro.

El muro fué aplanado con mortero con proporción 1:3 y la dosificación fué elaborada de manera similar que la correspondiente para el ensaye CAL 01 citado antes.

### 2. La figura 17 muestra la falla del muro.

### 3. Observaciones.

- a) La carga horizontal fué aplicada en dos piezas de madera que fueron unidas al cabezal, por medio de tornillos, en la esquina superior izquierda del muro.
- b) A los 870 kg de carga apareció la primera grieta y a los 930 kg se detectó la falla en las nervaduras comprimidas.
- c) La carga máxima soportada fué de 1000 kg y su orientación fué invertida con respecto a la aplicación de la carga utilizada en el ensaye CAL 01.
- d) La nervadura del extremo izquierdo no sufrió daño.
- e) Las 3 nervaduras restantes fueron aplastadas en la unión con la dala de cimentación.



f) El aplanado se agrietó pero no se desprendió de las caras del muro.

g) Las pijas introducidas en los patines de las nervaduras centrales evitaron el deslizamiento de las espaldas de los canales que las componían.

4. La tabla 3 muestra los valores numéricos de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.

MUR0 CAL 02				
CARGA EN KILOGRAMOS	DEFORMACIONES EN mm			TOTAL
	A	B	C	
0	0	0	0	0
200	0.48	0	0	0.48
230	2.51	0	0	0.91
260	1.34	0.01	0.01	1.30
280	1.61	0.06	0.01	1.54
310	1.95	0.07	0.01	1.87
335	2.26	0.075	0.01	2.18
360	2.57	0.09	0.01	2.47
400	2.94	0.1	0.01	2.93
430	3.29	0.105	0.01	3.18
450	3.55	0.125	0.01	3.42
480	3.84	0.14	0.01	3.69
500	4.13	0.14	0.01	3.98
530	4.42	0.14	0.01	4.27
570	4.77	0.195	0.01	4.57
590	5.03	0.2	0.01	4.82
620	5.29	0.2	0.01	5.08
650	5.47	0.2	0.01	5.28
680	5.77	0.2	0.01	5.56
700	6.19	0.2	0.01	5.98
730	6.35	0.22	0.01	6.12
750	6.54	0.25	0.02	6.27
780	6.82	0.255	0.035	6.53
810	7.11	0.27	0.05	6.81
840	7.37	0.255	0.07	7.05
870	7.72	0.275	0.11	7.36
900	8.12	0.275	0.11	7.74
• • 940	8.59	0.365	0.11	8.12
• • • 960	10.65	1.58	1.95	13.12
• • • 1000	24.63	2.38	2.35	30
810	34.32	2.83	2.83	28.66

- • separación de las primeras grietas
- • • detección de la falla en las nervaduras comprimidas
- • • carga máxima

Tabla 3. Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensayo del muro CAL 02.

falla del muro CAL 02

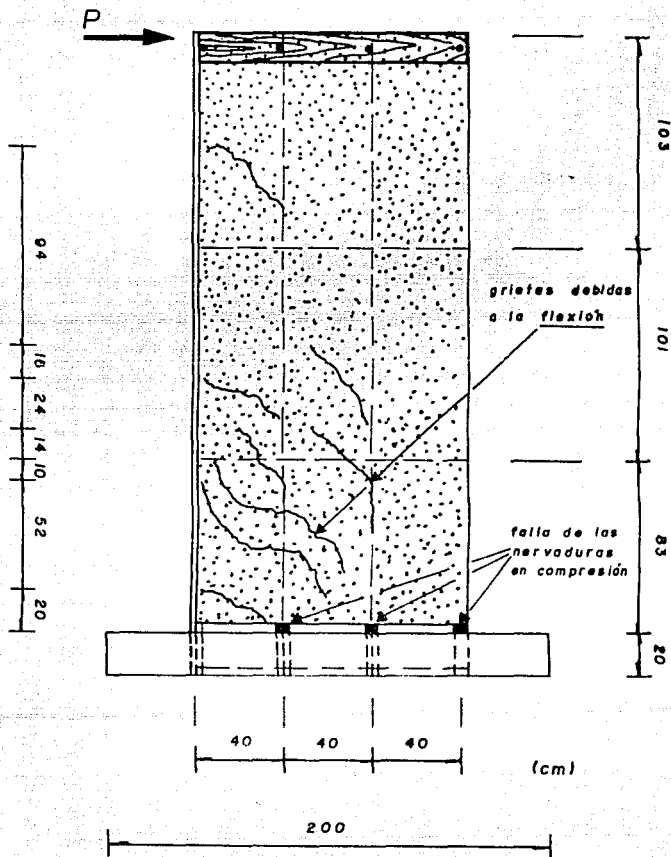


Fig. 17

**MURO SAA 01**

**1. Características del muro.**

Muro ensayado sin aplanar.

**2. La figura 18 muestra la falla del muro.**

**3. Observaciones.**

- a) La carga fué aplicada directamente sobre la sección transversal del muro.
- b) A los 3000 kg de carga una línea recta dibujada paralelamente a 10 cm del cabezal comenzó a curverse. A los 3850 kg de carga fué detectada la falla del cabezal.
- c) La carga máxima soportada fue de 4500 kg.
- d) Durante el ensaye, las espaldas de los dos canales de las nervaduras centrales fueron separadas.
- e) La carga última produjo la falla local del cabezal, antes de alcanzar la carga crítica de pandeo del muro.

**4. La tabla 4 muestra los valores de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.**

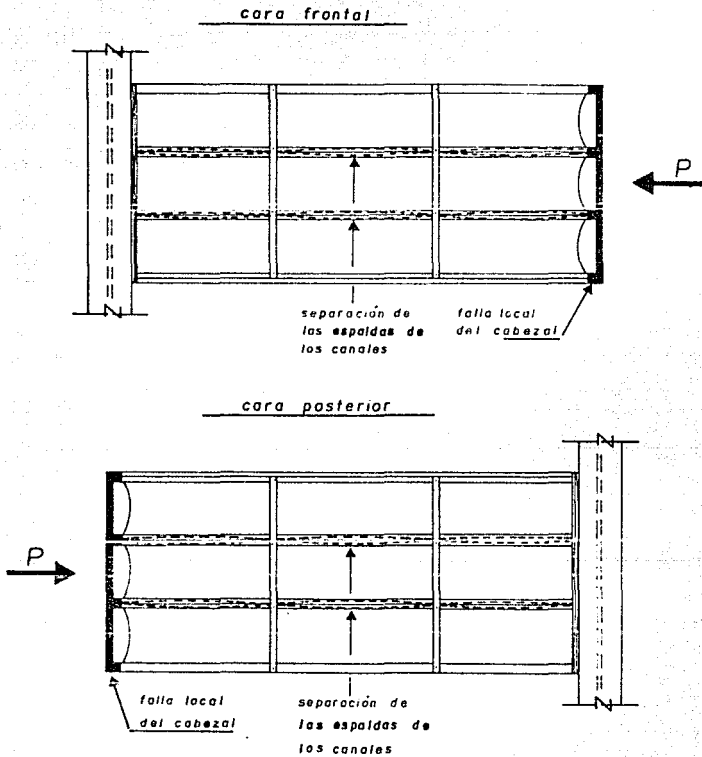
MURO SAA 01								
carga P	lecturas en los micrómetros				lectura promedio	lecturas deflexómetros		
	delanteros		traseros			arriba	abajo	promedio
	arriba	abajo	arriba	abajo				
kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0
700	0.37	0.37	0.1	0.1	0.235	2.5	2.5	2.5
800	0.42	0.4	0.1	0.1	0.255	2.5	2.5	2.5
900	0.56	0.55	0.1	0.1	0.328	3.75	2.5	3.125
1200	0.75	0.75	0.1	0.1	0.425	5	2.5	3.75
1400	0.91	0.885	0.1	0.115	0.503	5	2.5	3.75
1600	1.02	0.98	0.1	0.13	0.558	5	2.5	3.75
1800	1.112	1.07	0.1	0.13	0.603	5	2.5	3.75
2000	1.24	1.19	0.1	0.13	0.665	5	3.75	4.375
2200	1.34	1.28	0.1	0.13	0.713	5	3.75	4.375
2400	1.45	1.4	0.1	0.13	0.77	5	3.75	4.375
2600	1.56	1.53	0.1	0.13	0.83	5	5	5
2800	1.69	1.7	0.1	0.13	0.905	5	5	5
3000	1.745	1.865	0.1	0.13	0.96	5	5	5
3250	1.825	2.02	0.1	0.13	1.019	5	5	5
3450	1.875	2.02	0.1	0.13	1.031	6.25	6.25	6.25
3650	1.935	2.025	0.315	0.255	1.133	6.25	6.25	6.25
+ 3850	2.8	2.52	0.34	0.265	1.481	6.25	6.25	6.25
4090	2.8	2.53	0.58	0.454	1.591	6.25	6.25	6.25
4290	2.8	2.53	1.32	1.09	1.94	6.50	6.50	6.50
++ 4500	3.7	3.76	1.87	1.69	2.755	6.50	6.50	6.50
3250	4.08	4.14	3.17	2	3.348	---	---	---

+ detección de la falla del cabezal

++ carga máxima

Tabla 4 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensaye del muro SAA 01

*falla del muro SAA 01*



*Fig. 18*

## MURO CAA 01

### 1. Características del muro.

El muro fué aplanado por ambas caras. Antes de aplicar el aplanado de mortero fueron introducidas pijas de 14 x 38 mm, espaciadas a cada 50 cm, en los patines de las nervaduras y fueron aplicadas dos manos de adhesivo para concreto sobre las caras del muro.

### 2. La figura 19 muestra la falla del muro.

### 3. Observaciones.

- a) La carga fué aplicada directamente sobre la sección transversal del muro sin tomar en cuenta el aplanado de mortero.
- b) A los 9 150 kg de carga aparecieron grietas que demostraron la presencia de tensión diagonal en el cabezal. A los 9 650 kg de carga aparecieron grietas debidas a la separación de las espaldas de los dos canales que formaban cada nervadura central.
- c) La carga máxima soportada fué de 13 250 kg.
- d) En la zona del cabezal, el recubrimiento se desprendió por ambas caras al penetrar los dos perfiles de acero, utilizados para aplicar la carga, entre las dos capas de mortero.
- e) La carga última produjo la falla local del cabezal, antes de

alcanzar la carga crítica de pandeo del muro.

4. La tabla 5 muestra los valores de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.

MURO CAA 01								
carga P	lecturas en los micrómetros				lectura promedio	lecturas deflexómetros		
	delanteros		traseros			arriba	abajo	promedio
	arriba	abajo	arriba	abajo				
kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
0	0	0	0	0	0	0	0	0
520	0.1	0.135	0	0.04	0.069	0	0	0
680	0.11	0.15	0	0.04	0.075	0	0	0
920	0.13	0.16	0.02	0.045	0.089	0	0	0
1100	0.155	0.19	0.07	0.05	0.116	0	0	0
1330	0.17	0.201	0.085	0.07	0.132	0	0	0
1525	0.195	0.225	0.09	0.085	0.149	0	0	0
1740	0.22	0.25	0.1	0.1	0.168	0	0	0
1940	0.37	0.38	0.105	0.1	0.239	0	0	0
2150	0.41	0.42	0.13	0.15	0.278	2.5	2.5	2.5
2340	0.43	0.45	0.135	0.155	0.293	2.5	2.5	2.5
2570	0.46	0.48	0.14	0.16	0.31	2.5	2.5	2.5
2750	0.49	0.505	0.15	0.165	0.328	2.5	2.5	2.5
2980	0.515	0.53	0.16	0.17	0.344	2.5	2.5	2.5
3200	0.54	0.55	0.17	0.18	0.36	2.5	2.5	2.5
3400	0.566	0.57	0.18	0.185	0.375	2.5	2.5	2.5
3600	0.59	0.59	0.2	0.2	0.395	2.5	2.5	2.5
3800	0.61	0.61	0.215	0.21	0.411	2.5	2.5	2.5
4060	0.625	0.625	0.235	0.225	0.428	2.5	2.5	2.5
4230	0.64	0.64	0.25	0.235	0.441	2.5	2.5	2.5
4420	0.66	0.68	0.275	0.26	0.469	2.5	2.5	2.5
4640	0.675	0.68	0.29	0.275	0.48	2.5	2.5	2.5
4860	0.695	0.7	0.315	0.32	0.508	2.5	2.5	2.5

Tabla 5 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensaye del muro CAA 01 (continúa...)

MURO CAA 01								
carga P	lecturas en los micrómetros				lectura promedio	lecturas deflexómetros		
	delanteros		traseros			arriba	abajo	promedio
	arriba	abajo	arriba	abajo				
kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
5010	0.71	0.71	0.335	0.335	0.523	2.5	2.5	2.5
5210	0.735	0.76	0.36	0.355	0.553	2.5	2.5	2.5
5420	0.75	0.76	0.38	0.37	0.565	2.5	2.5	2.5
5620	0.77	0.785	0.41	0.395	0.59	2.5	2.5	2.5
5820	0.785	0.8	0.435	0.42	0.61	2.5	2.5	2.5
6050	0.8	0.81	0.465	0.445	0.63	2.5	2.5	2.5
6250	0.81	0.83	0.5	0.47	0.653	2.5	2.5	2.5
6450	0.82	0.84	0.52	0.49	0.668	2.5	2.5	2.5
6650	0.835	0.855	0.545	0.51	0.686	3.75	3.75	3.75
6820	0.85	0.87	0.575	0.535	0.708	3.75	3.75	3.75
7050	0.87	0.9	0.615	0.58	0.741	3.75	3.75	3.75
7250	0.92	0.915	0.6	0.595	0.758	3.75	3.75	3.75
7450	0.95	1.01	0.61	0.62	0.798	3.75	3.75	3.75
7900	0.98	1.015	0.65	0.66	0.826	3.75	3.75	3.75
8100	1	1.02	0.75	0.69	0.865	5	5	5
8250	1	1.02	0.755	0.695	0.868	5	5	5
8500	1.07	1.11	0.8	0.72	0.925	7.5	7.5	7.5
8800	1.12	1.16	0.875	0.79	0.986	7.5	7.5	7.5
• 9150	1.13	1.17	0.92	0.825	1.011	7.5	7.5	7.5
* 9650	1.15	1.2	0.98	0.875	1.051	7.5	7.5	7.5
10100	1.175	1.225	1.03	0.92	1.088	7.5	7.5	7.5
10450	1.205	1.26	1.09	0.97	1.131	7.5	7.5	7.5
10850	1.23	1.28	1.15	1.02	1.17	7.5	7.5	7.5
12050	1.29	1.34	1.3	1.15	1.27	7.5	7.5	7.5
12850	1.32	1.38	1.34	1.24	1.32	7.5	7.5	7.5
** 13250	1.38	1.55	1.545	1.355	1.458	8.75	8.75	8.75
6450	1.625	2.355	2.380	1.619	1.995	---	---	---

• aparición de la primera grieta en el cabezal

\* aparición de la primera grieta debida a la separación de las espaldas de los canales

\*\* carga máxima

Tabla 5 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensaye del muro CAA 01



## falla del muro CAA 01

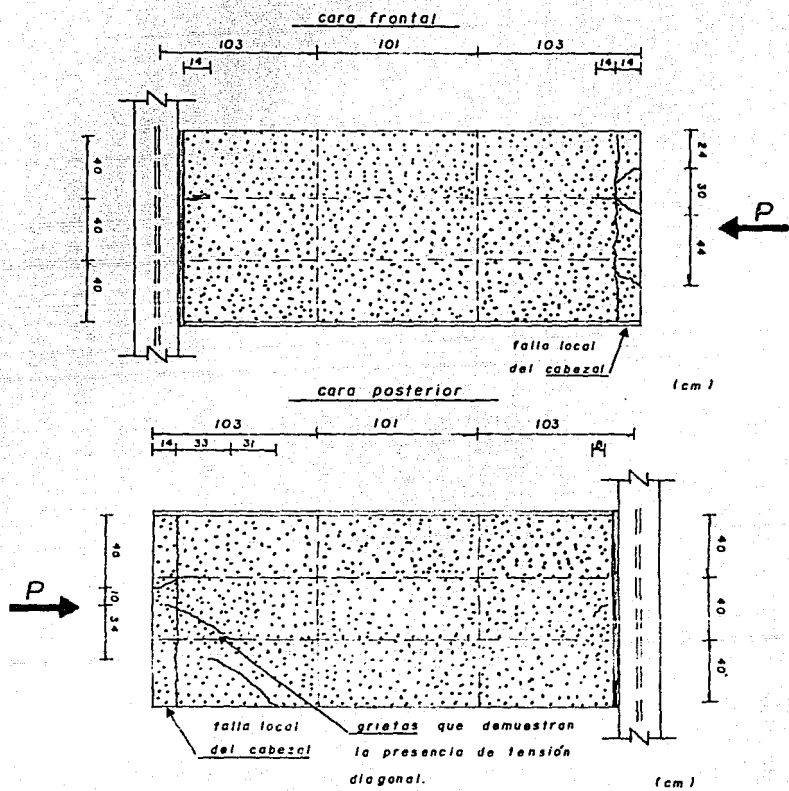


Fig. 19

## MURO CAA 02

### 1. Características del muro.

El muro fué aplanado por ambas caras. Antes de aplicar el aplanado de mortero fueron introducidas pijas de 14 x 38 mm, espaciadas a cada 50 cm, en los patines de las nervaduras y fueron aplicadas dos manos de adhesivo para concreto sobre las caras del muro.

### 2. La figura 20 muestra la falla del muro.

### 3. Observaciones.

- a) Fué colocada una pieza de madera entre el cabezal del muro y los perfiles de acero, utilizados para aplicar la carga, para que esta última fuera distribuida tanto sobre su sección transversal como en el aplanado de mortero.
- b) A los 6 000 kg de carga aparecieron grietas, en el extremo fijo del muro, debidas a la separación de las espaldas de los dos canales de las nervaduras centrales. A los 11 200 kg de carga aparecieron grietas similares en el cabezal.
- c) La carga máxima soportada fué de 21 900 kg.
- d) La falla fué debida a la carga crítica de pandeo del muro.
- e) Una grieta presentada en todo el ancho del extremo fijo del muro, demostró la presencia de un momento flexionante en su plano normal.

- f) La forma de pandeo del muro fue semejante a aquella de una columna que está empotrada en su base y articulada en su extremo superior.
- g) El aplanado de mortero se agrietó completamente y se desprendió una parte de él en la zona de falla de las nervaduras.

4. La tabla 6 muestra los valores numéricos de la carga aplicada y las correspondientes deformaciones del muro.

carga P	MURO CAA 02							
	lecturas en los micrometros				lectura promedio	lecturas de lexómetros		
	delanteros		traseros			arriba	abajo	promedio
kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
0	0	0	0	0	0	0	0	
2000	0.28	0.37	0.41	0.11	0.293	1.25	0	
2800	0.44	0.57	0.41	0.57	0.498	1.25	0	
3700	0.58	0.76	0.55	0.78	0.668	1.25	0	
4500	0.74	0.965	0.62	0.9	0.806	2.54	1.27	
5200	0.84	1.1	0.85	1.09	0.97	2.54	1.27	
* 6000	0.94	1.25	0.92	1.21	1.08	2.54	1.27	
6850	1.06	1.4	0.96	1.32	1.185	2.54	1.27	
7650	1.16	1.53	1.01	1.41	1.278	2.54	1.27	
8500	1.25	1.65	1.02	1.52	1.378	2.54	1.27	
9150	1.32	1.75	1.16	1.61	1.46	2.54	1.27	
10100	1.4	1.88	1.25	1.75	1.57	2.54	1.27	
10850	1.89	2.05	1.38	2	1.83	2.54	1.27	
11200	1.96	2.13	1.45	2.1	1.91	2.54	1.27	
12500	2.03	2.25	1.61	2.34	2.058	2.54	1.27	
13350	2.14	2.35	1.69	2.43	2.153	2.54	1.27	
14150	2.16	2.43	1.81	2.61	2.253	2.54	1.27	
14900	2.21	2.52	2.06	3	2.448	2.54	1.27	
15650	2.24	2.68	2.19	3.1	2.652	2.54	1.27	
16500	2.3	2.74	2.3	3.24	2.645	2.54	1.27	
17300	2.36	2.83	2.42	3.39	2.75	2.54	1.27	
18100	2.42	2.91	2.58	3.57	2.87	2.54	1.27	
18900	2.47	3	2.78	3.81	3.015	2.54	1.27	
19800	2.53	3.1	3.97	4.05	3.413	2.54	1.27	
20500	2.6	3.33	3.32	4.59	3.46	2.54	1.27	
* 21900	---	---	---	---	114.08	---	---	

- \* aparición de la primera grieta debida a la separación de las espaldas de los canales
- † carga máxima
- †† lectura aproximada

Tabla 6 Valores de la carga y la deformación obtenidos durante el ensayo del muro CAA 02

# falla del muro CAA 02

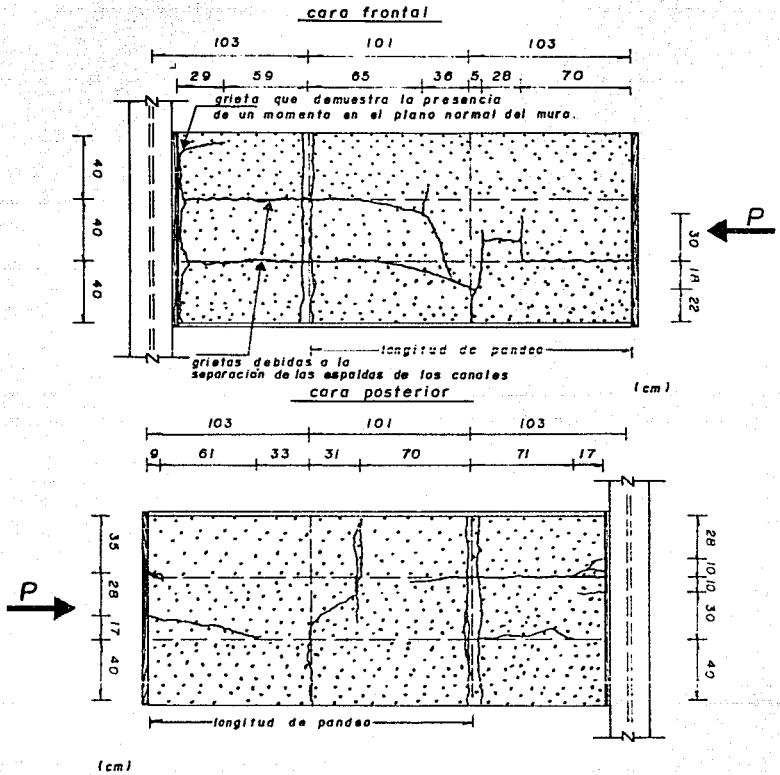


Fig. 20

#### IV. ANALISIS DE RESULTADOS.

##### IV.1 Ensayes a carga lateral.

Los resultados obtenidos de los ensayes a carga lateral han sido resumidos en la tabla 7 (pág. 50); en ella se presentan los valores de la carga y la deformación correspondientes a la aparición de la primera grieta, a la detección de la falla y a la carga última resistida por cada uno de los muros. Al comparar los resultados contenidos en esta tabla, notamos que el muro sin aplanar SAL 01 fué menos resistente y mucho más deformable que los muros aplanados CAL 01 y CAL 02.

Ahora bien, empecemos por discutir separadamente el comportamiento del muro sin aplanar SAL 01 ya que el aplanado de mortero influyó determinadamente en el comportamiento de los otros dos.

Si giramos 90° la figura 15 que representa la forma de falla del muro sin aplanar SAL 01, notamos que su comportamiento fué muy similar a aquel correspondiente a una armadura de acero en cantiliver, en la cual la carga produce esfuerzos de tensión en la nervadura del extremo en que es aplicada y esfuerzos de compresión en las 3 nervaduras restantes.

En el muro sin aplanar SAL 01 la resistencia a la carga aplicada fué otorgada principalmente por las nervaduras extremas y las placas de empalme mientras que, las nervaduras

muro	lecturas registradas	P kg	d mm
SAL 01	en la primera grieta	---	---
	en la detección de la falla	460	22.94
	en la carga última	625	40.4
CAL 01	en la primera grieta	840	9.6
	en la detección de la falla	900	10.8
	en la carga última	1000	14.47
CAL 02	en la primera grieta	870	7.36
	en la detección de la falla	930	8.12
	en la carga última	1000	20

Tabla 7 Datos experimentales obtenidos de los muros ensayados a carga lateral.

muro	Su	G'	G' inicial
	kg/cm	kg/mm	kg/mm
SAL 01	5.208	52.76	25
CAL 01	8.33	324.71	120
CAL 02	8.33	351.77	170

Tabla 8 Propiedades mecánicas obtenidas de los muros ensayados a carga lateral

centrales proporcionaron una resistencia muy escasa, debido al deslizamiento de las espaldas de los dos canales que componían a cada una de estas, lo que originó el aplastamiento de uno solo mientras que el otro permaneció intacto. La causa de este deslizamiento se debió a la baja capacidad que tuvieron las placas de empalme y los remaches para mantener unidos a los dos canales durante la prueba de carga.

En el muro sin aplanar SAL 01 la magnitud de la carga aplicada en el momento de la falla produjo el aplastamiento de los miembros comprimidos, pero no fué suficiente para producir la fluencia del acero de la nervadura del extremo en tensión.

La forma de falla del muro sin aplanar SAL 01 demostró el papel tan importante que jugaron las placas de empalme para distribuir la carga en las nervaduras del muro. Aquí, la carga aplicada generó esfuerzos cortantes en los remaches que provocaron su falla, casi simultáneamente con el aplastamiento de las nervaduras; sin embargo, esto no implica de ninguna manera que la resistencia proporcionada por el poliestireno haya sido nula.

Discutamos ahora el comportamiento de los muros aplanados CAL 01 y CAL 02. En estos muros el aplanado de mortero, junto con las pijas, influyó considerablemente tanto en su modo de falla (figs. 16 y 17) como en su resistencia a la carga lateral aplicada.

En los muros aplanados CAL 01 y CAL 02 la resistencia a la carga aplicada fué otorgada tanto por las nervaduras

extremas como por las nervaduras centrales; 3 de ellas trabajaron en compresión y solamente una, localizada en el extremo en el cual se aplicó la carga, fué sometida a esfuerzos de tensión. Aquí, fue mejorada la resistencia de las nervaduras centrales ya que el deslizamiento de las espaldas de los dos canales que componían a cada una, fué evitado por las pijas que habían sido introducidas en sus patines, lograndose el trabajo conjunto de las dos piezas.

En los muros aplanados CAL 01 y CAL 02 la magnitud de la carga aplicada en el momento de la falla produjo el aplastamiento de las nervaduras comprimidas, pero no fué suficiente para producir la fluencia del acero de las nervaduras del extremo en tensión de cada muro.

Otra característica fundamental que influyó en el comportamiento de los muros fué el valor de su relación altura-longitud ( $h/l = 2.56$ ). Algunos autores han establecido límites a esta relación para clasificar a los muros; por ejemplo, Dowrick (ref. 3) establece que un muro de cortante en voladizo aislado se comporta como un miembro en flexión cuando su relación  $h/l$  es mayor que 2.0 y que, la resistencia al cortante adquiere más importancia si esta relación es menor o igual a la unidad, es decir en los muros de cortante bajos. Por su parte, Bernard Fouré (ref. 4) nos dice que los efectos de flexión son preponderantes sobre los de fuerza cortante cuando la relación  $h/l$  es mayor que 1.5 y si es inferior, sucede exactamente lo contrario.

De acuerdo a lo anterior, los muros ensayados se



clasifican como muros altos y por la forma de las grietas que se presentaron en sus caras (figs. 16 y 17), podemos afirmar que los efectos de flexión predominaron durante su prueba de carga.

Es fácil deducir que las grietas presentadas en las caras de los muros aplanados CAL 01 y CAL 02 fueron debidas a las tensiones diagonales producidas por la flexión; en estas zonas de agrietamiento los esfuerzos de tensión nunca rebasaron el esfuerzo de fluencia del acero de las nervaduras de los muros.

Ahora bien, las curvas carga v.s. deformación lateral de los 3 muros ensayados, presentadas en la figura 21, muestran las diferencias de sus comportamientos en carga lateral.

Los muros aplanados CAL 01 y CAL 02 resistieron aproximadamente un 35% de carga adicional, respecto a la carga última resistida por el muro sin aplanar SAL 01. Además, el aplanado de mortero y las pijas de los muros CAL 01 y CAL 02 contribuyeron favorablemente a incrementar su rigidez, reduciendo sus deformaciones laterales casi al 50% de las presentadas en la falla del muro SAL 01.

Si fijamos ahora nuestra atención en las curvas de los muros aplanados CAL 01 y CAL 02 (fig. 21) observamos que los desplazamientos correspondientes a la carga última fueron mayores en el muro CAL 02 que en el muro CAL 01; esta diferencia se debió al dobléz del alma de la nervadura extrema del muro CAL 01 en el punto de aplicación de la carga, ya que esta última fué aplicada directamente en la lámina del cabezal

carga kg

muros ensayados a  
carga lateral

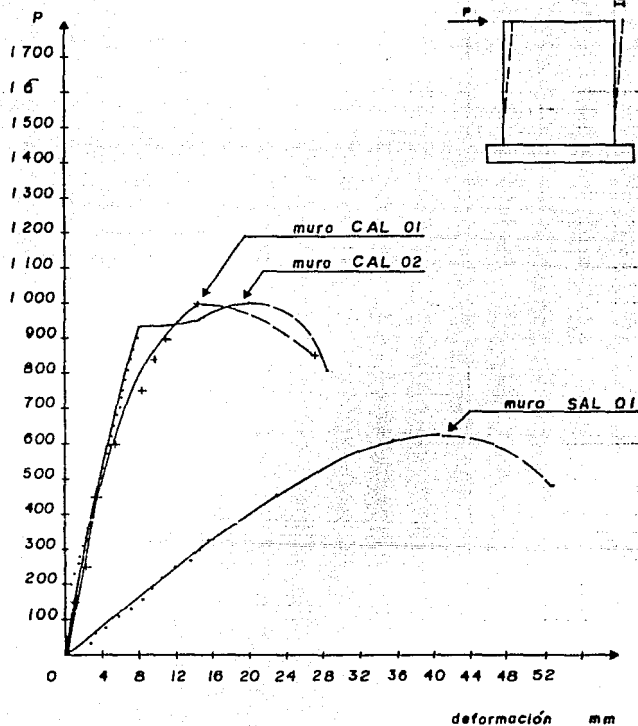


fig. 21

(fig. 11). Este doblez no se presentó en la nervadura del muro CAL 02 ya que habían sido unidas dos piezas de madera en su cabezal.

#### IV.1.1 Determinación de la rigidez y del esfuerzo cortante.

Utilizando los datos experimentales obtenidos de los ensayos, la norma norteamericana ASTM E 564 propone calcular la resistencia al esfuerzo cortante de los muros con la siguiente expresión :

$$Su = \frac{Pu}{b}$$

donde Su : es el último esfuerzo cortante [kg/cm]

Pu : es la carga máxima resistida [kg]

b : es el ancho del muro = 120 [cm]

y la rigidez como :

$$G' = \frac{P}{d} \times \frac{a}{b}$$

donde G' : es la rigidez en cortante [kg/cm]

P : es el 33% de la carga máxima Pu [kg]

d : es la deformación corresp. al 33% de Pu [mm]

a : es la altura del muro = 307 [cm]

b : es el ancho del muro = 120 [cm]

Las propiedades de los 3 muros, calculadas con las expresiones anteriores y con la ayuda de las curvas de la

fig. 21, se presentan en la tabla 8 (pág. 50). Esta tabla contiene además el valor de la rigidez inicial correspondiente al primer milímetro de deformación horizontal, según Bernard Fouré (ref. 5), para compararla con la obtenida con la expresión citada anteriormente.

#### IV.2 Ensayes a carga axial.

Los resultados obtenidos de los ensayes a carga axial han sido resumidos en la tabla 9 (pág 57); en ella se presentan los valores numéricos de la carga y la deformación correspondientes a la aparición de la primera grieta y a la carga última resistida por cada uno de los muros. Si comparamos los valores contenidos en la tabla 9; notamos que la carga última soportada por el muro aplanado CAA 02 fué aproximadamente 5 veces más grande que la resistida por el muro sin aplanar SAA 01 y alrededor de un 60% mayor que la soportada por el muro aplanado CAA 01.

En los ensayes a carga axial, al igual que en los ensayes a carga lateral, el muro sin aplanar SAA 01 fué menos resistente que los dos muros aplanados CAA 01 y CAA 02. El comportamiento del muro SAA 01 fué influenciado durante su prueba de carga por dos fenómenos importantes que mencionaremos a continuación :

El primero fué el pandeo lateral de los canales de las nervaduras centrales, apreciado por la separación de sus espaldas (fig. 18), que se inició cuando la carga alcanzó

muro	lecturas registradas	carga P [kg]	def. longitudinal d [mm]	def. lateral v [mm]
SAA 01	en la detección de la falla	3850	1.481	6.25
	en la carga última	4500	2.755	6.5
CAA 01	en la primera grieta	9150	1.011	7.5
	en la carga última	13250	1.458	8.75
CAA 02	en la primera grieta	6000	1.08	1.905
	en la carga última	21900	** 4.08	—

(\*\*) valor aproximado

Tabla 9 Datos experimentales obtenidos de los muros ensayados a carga axial.

aproximadamente los 3000 kg; lo cual demuestra que el espaciamiento de las placas de empalme, es inadecuado y lo mismo podemos decir de la rigidez del alma de cada uno de los canales.

El segundo, fué el pando local de las placas de las nervaduras en el cabezal del muro antes de alcanzar la falla integral del espécimen, originando su colapso prematuro, caracterizado por la distorsión de la sección transversal del muro.

Por otra parte, el muro aplanado CAA 01 presentó una falla local en su cabezal (fig. 19) muy similar a la presentada por el muro sin aplanar SAA 01, debido a que la carga aplicada fué distribuida en su sección transversal sin tomar en cuenta el aplanado de mortero (fig. 14.a).

En el muro CAA 01 la contribución del aplanado de mortero se reflejó en un incremento, de más del 100%, en la carga última resisitida en comparación con la soportada por el muro sin aplanar SAA 01. Además, las pijas y el aplanado de mortero contribuyeron favorablemente a reducir el fenómeno de pando lateral, de los canales de las nervaduras centrales, que existió durante la prueba de carga del muro SAA 01.

Las grietas presentadas en el aplanado de mortero del muro CAA 01 (fig. 19) demostraron la presencia de tensiones diagonales en su cabezal, debidas seguramente a las imperfecciones que existieron al tratar de distribuir uniformememnte la carga en su sección transversal, ya que esta tendía a concentrarse en el punto de aplicación, justamente

debajo del émbolo del gato hidráulico.

Ahora bien, el comportamiento de los muros SAA 01 y CAA 01 puede describirse convenientemente por medio de sus curvas carga axial v.s. deformación longitudinal y carga axial v.s. deflexión lateral (figs. 22 y 23). En ambos casos, las curvas carga axial v.s. deflexión lateral son las que se obtienen cuando existen imperfecciones iniciales en las columnas; en estos dos casos no hay pandeo por flexión propiamente dicho sino las deformaciones laterales, que se presentaron desde que se inició el proceso de carga, crecían primero lentamente y después en forma más rápida hasta que se produjo la falla. Hay que recordar que en los muros SAA 01 y CAA 01 la falla fué debida a la carga que produjo el pandeo local de las placas de sus nervaduras y por consiguiente, es por demás tratar de describir su comportamiento como columnas ya que no sucedió su falla en forma integral.

Independientemente de lo anterior, las curvas carga axial v.s. deformación longitudinal y carga axial v.s. deflexión lateral proporcionan una información muy valiosa en cuanto al conocimiento del valor de la carga que ocasiona el pandeo local de las placas y nos ayudarán a adoptar un coeficiente de seguridad adecuado con respecto a este fenómeno.

Por lo que respecta al muro aplanado CAA 02, la pieza de madera que había sido colocada entre su cabezal y los perfiles de acero (fig.14.b) para uniformizar la carga tanto en el panel como en el aplanado de mortero influyó determinadamente en el comportamiento del muro. A diferencia de los muros SAA

muro SAA QI

ensayado a carga axial, en posición horizontal.

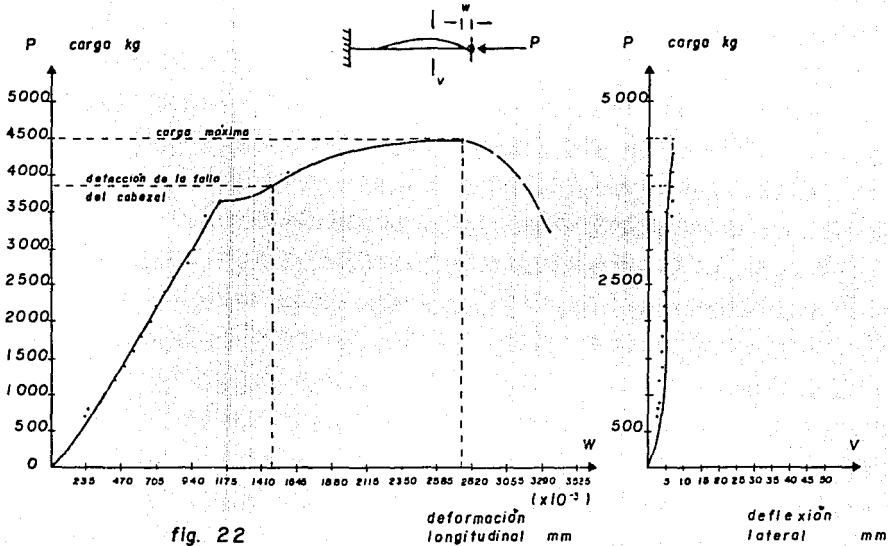


fig. 22

deformación longitudinal mm

deflexión lateral mm



muro CAA 01  
 ensayado a carga axial,  
 en posición horizontal

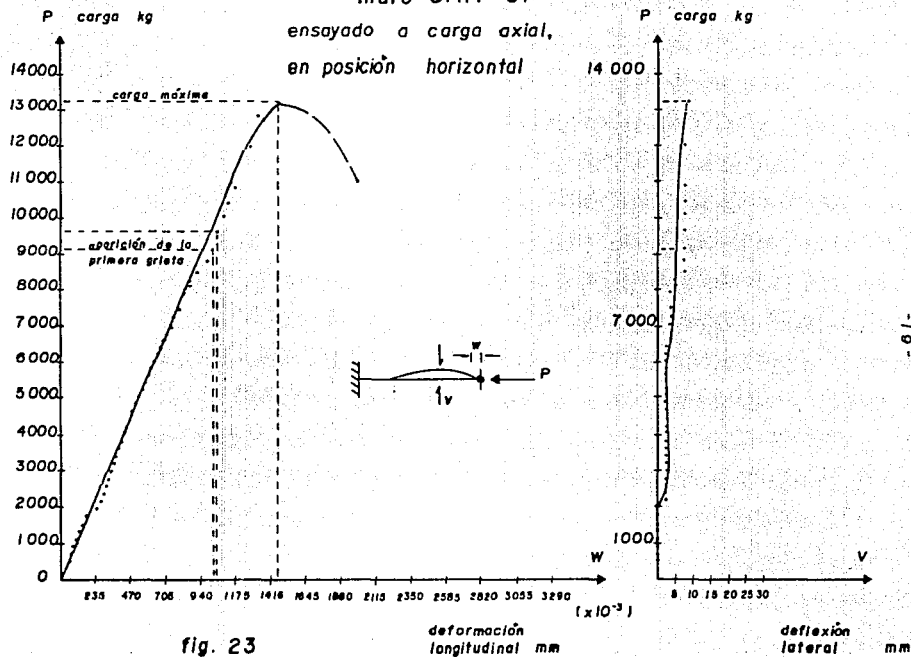


fig. 23

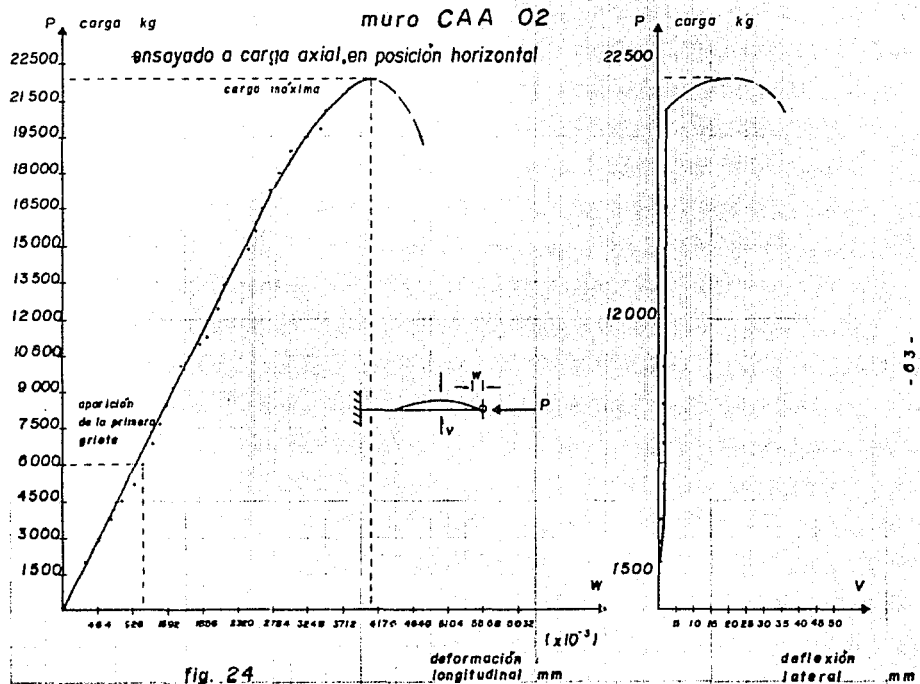
01 y CAA 01, la falla del muro aplanado CAA 02 (fig. 20) se debió al pandeo producido por la flexión en su plano normal y su longitud efectiva, correspondió a aquella que se presenta en una columna empotrada en su base y articulada en su extremo superior.

Las curvas carga axial v.s. deformación longitudinal y carga axial v.s. deflexión lateral del muro aplanado CAA 02 (fig. 24) demuestran su comportamiento semejante a aquel de una columna de longitud intermedia en la que el pandeo se inicia cuando los esfuerzos normales han sobrepasado el límite de proporcionalidad, es decir en el intervalo inelástico. Las imperfecciones debidas a la curvatura inicial del eje del muro y a la excentricidad de la carga aplicada, fueron muy pequeñas en este caso, tal como lo muestra la forma de la curva carga axial v.s. deflexión lateral de la figura 24.

Y por último, es importante mencionar que la aparición de las grietas, debidas a la separación de las espaldas de los canales de las nervaduras centrales, cuando la carga aplicada alcanzó aproximadamente los 6000 kg, demuestra nuevamente la inadecuada separación de las placas de empalme que ligan a las nervaduras.

#### **IV.2.1 Determinación de la resistencia a carga axial.**

En este caso la norma norteamericana ASTM E 72, en la cual fué basada el ensaye, no proporciona ninguna expresión para el cálculo de la carga axial resistida por un panel, por



lo que, de acuerdo a la similitud que hemos hecho entre los paneles en estudio y los de madera procederemos como sigue : Aunque es muy común que en las especificaciones para el diseño de los paneles de madera, por ejemplo en las establecidas por el American Plywood Association (ref. 6), se recomienda calcular la carga axial resistida por un panel en función de las propiedades geométricas y mecánicas, tanto del bastidor de madera como del recubrimiento de madera contrachapada que lo componen; no podemos seguir en nuestro análisis el mismo principio, ya que los procedimientos utilizados para la elaboración del mortero no se rigen por un control de calidad adecuado que nos permita conocer sus características mecánicas ( como el módulo de elasticidad E y la resistencia a la compresión  $F_c$  ) a emplear en el análisis; por tanto, consideraremos que ambos el poliestireno expandido y el aplanado de mortero no contribuyen a soportar la carga axial y que la resistencia es proporcionada únicamente por las 4 nervaduras del bastidor de lámina galvanizada de cada muro.

Lo anterior, nos conduce al caso del muro SAA 01; por lo que calcularemos la carga máxima admisible para cada una de sus cuatro nervaduras. El cálculo lo realizaremos de acuerdo a las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el acero (AISI), que se refieren al diseño de elementos estructurales hechos con lámina delgada doblada en frío, y que se presentan en el apéndice A tal y como se encontraron en la referencia 7. En este mismo apéndice A (pág. 86), se presenta la secuencia de cálculo utilizada para obtener la carga máxima

admisible de ambas nervaduras extremas y centrales.

Es importante señalar que el AISI en sus especificaciones para diseño de elementos estructurales de lámina delgada introduce un coeficiente de seguridad constante, independiente de la relación de esbeltez, igual a  $23/12 = 1.92$  ya que las columnas cortas de este tipo son más afectadas por las imperfecciones inevitables en geometría y en la aplicación de la carga que las compuestas por placas gruesas, por lo que no se justifica disminuirlo.

El análisis a carga axial de las nervaduras del muro SAA 01 arrojó los siguientes resultados :

Para una nervadura extrema  $P_{e adm} = 597$  [kg]

Para una nervadura central  $P_{c adm} = 868$  [kg]

luego entonces, la carga total que soporta el muro es :

$$P_{adm total} = 2 ( P_{e adm} ) + 2 ( P_{c adm} )$$

$$P_{adm total} = 2 ( 597 ) + 2 ( 868 )$$

$$\underline{P_{adm total} = 2930 \text{ [kg]}}$$

Notemos que la carga axial admisible del muro SAA 01 que acabamos de obtener, es próxima al 65% de la carga última, obtenida experimentalmente, resistida por el mismo.

#### IV.3 Procedimiento de diseño.

Para tener una idea más clara sobre el comportamiento de los muros a base de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada, procederemos a diseñar un edificio cuya planta tipo se presenta en la figura 25; considerando las

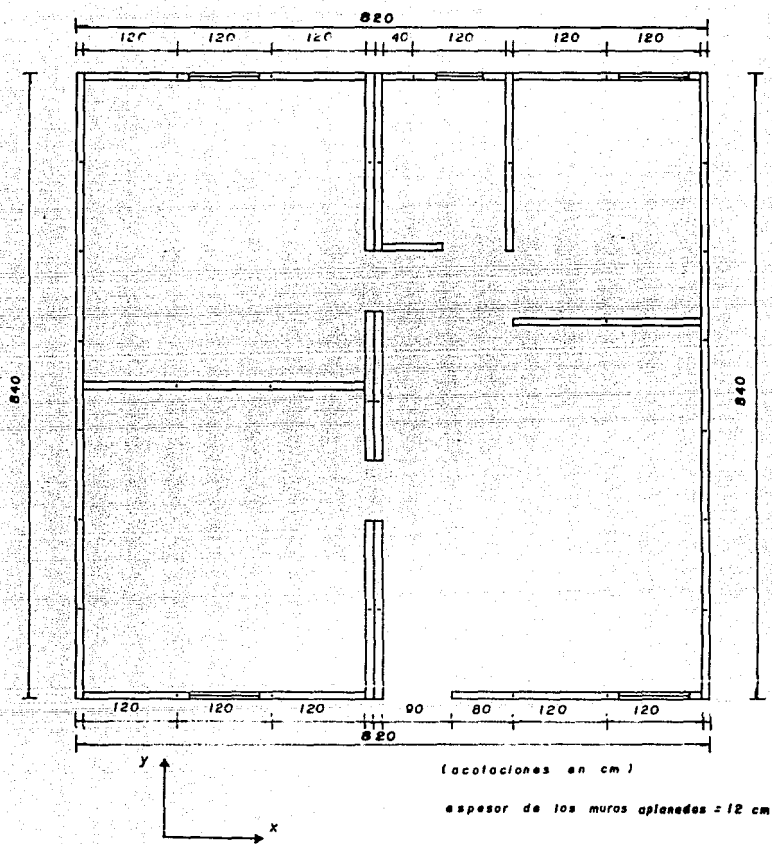


Fig. 25 Planta tipo del edificio que utilizaremos para el diseño de los muros a base de poliestireno y lámina galvanizada.

distintas condiciones que citaremos a continuación :

**Ejemplo 1.**

La planta tipo corresponde a un edificio para vivienda de dos niveles idénticos a base de muros de carga, de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada, y de losas de concreto reforzado apoyadas sobre los muros. Supondremos también que la altura de los muros es de 3 m y que las losas tienen un espesor de 10 cm.

Los resultados del análisis se consignan en la tabla 10 (pág. 68) y a continuación se expone la forma en que se obtuvieron :

1. Determinación de las cargas muertas y vivas y bajada de cargas empleando los criterios especificados por el R.C.D.F.-87 (ref. 8).

Columna 1 Identificación de los muros.

Columna 2 Longitud de los muros.- fué dada tomando en cuenta el módulo básico de 120 cm de longitud y cuando fué necesario seccionar un muro, se hizo conservando un módulo de 40 cm. La longitud que aparece en esta columna se determinó sobre la planta de la estructura, descontando los huecos de puertas y ventanas (fig. 26).

Columna 3 Número de nervaduras.- son aquellas nervaduras que contribuyen a soportar la carga axial en forma efectiva y que se numeran después de que los paneles que componen a cada muro han sido seccionados y ensamblados. En el caso de los paneles

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
muro	longitud	núm. de nervaduras	área tributari.	carga en entrepiso	carga en azotea	peso de los muros	carga total	carga de diseño	carga resistente
	[m]	[pieza]	[m <sup>2</sup> ]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	1.35	4	1.86	837	725.4	674.244	2236.644	3131.3016	2388
2	1.35	4	1.86	837	725.4	674.244	2236.644	3131.3016	2388
3	1	3	0.82	369	319.8	499.44	1198.24	1663.536	1791
4	1.5	5	1.68	756	655.2	749.16	2160.36	3024.504	2985
5	0.8	3	1.41	634.5	549.9	399.552	1563.952	2217.5328	1791
6	3.6	10	7.29	3280.5	2843.1	1797.984	7921.584	11090.2176	5970
7	2.4	7	5.95	2677.5	2320.5	1198.656	6136.656	8675.3184	4179
8	1.35	4	1.86	837	725.4	674.244	2236.644	3131.3016	2388
9	1.35	4	1.86	837	725.4	674.244	2236.644	3131.3016	2388
10	2.3	7	4.67	2101.5	1831.3	1148.712	5071.512	7100.1168	4179
A	8.4	22	8.98	4041	3502.2	4195.296	11738.496	16433.8944	13134
B	2.4	14	7.03	3163.5	2741.7	1198.656	7103.856	9945.3984	8358
C	2	12	5.65	2542.5	2203.5	998.88	5744.88	8042.832	7164
D	2.4	14	4.95	2227.5	1930.5	1198.656	5305.656	7499.3184	8358
E	2.4	7	4.14	1863	1614.6	1198.656	4676.256	6546.7584	4179
F	8.4	22	8.94	4023	3466.6	4195.296	11734.896	16386.8544	13134
TOTALES	43	142	66.95	31027.5	26890.5	21475.92	79593.92	111151.488	84774

Tabla 10 Resultados del análisis del ejemplo 1



que contienen a las ventanas fué despreciada la resistencia de las nervaduras centrales y únicamente se tomó en cuenta la resistencia de las nervaduras extremas.

Columna 4 Area tributaria.- es la zona cargada que corresponde a cada muro y se determinó sobre la planta de la estructura de la figura 26.

Columna 5 Carga en entrepiso.- es la carga vertical en cada muro de la planta baja debida a las cargas muerta y viva que actúan en el entrepiso y que se obtuvieron de la siguiente manera :

Carga muerta.

Peso de la losa de concreto  $2200 \times 0.10 = 220 \text{ kg/m}^2$   
(con  $P_v = 2200 \text{ kg/m}^3$  y un peralte de 10 cm).

Peso del recubrimiento de yeso  $1500 \times 0.02 = 30 \text{ kg/m}^2$   
en el lecho inferior.

Peso de la loseta vinílica en  $= 10 \text{ kg/m}^2$   
superficie de piso.

Carga muerta adicional (según R.C.D.F.).  $= 20 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta total en entrepiso ----->  $280 \text{ kg/m}^2$

Carga viva.

El R.C.D.F.-87 establece una carga máxima  $W_m = 170 \text{ kg/m}^2$  cuando el destino del piso es casa-habitación.

Luego, la carga vertical de la columna 5 se obtiene multiplicando el área tributaria de la columna 4 por la suma de las cargas viva y muerta obtenidas anteriormente.

Carga en entrepiso = área tributaria x ( 170 + 280 )

Columna 6 Carga en azotea.- es la carga vertical en cada muro

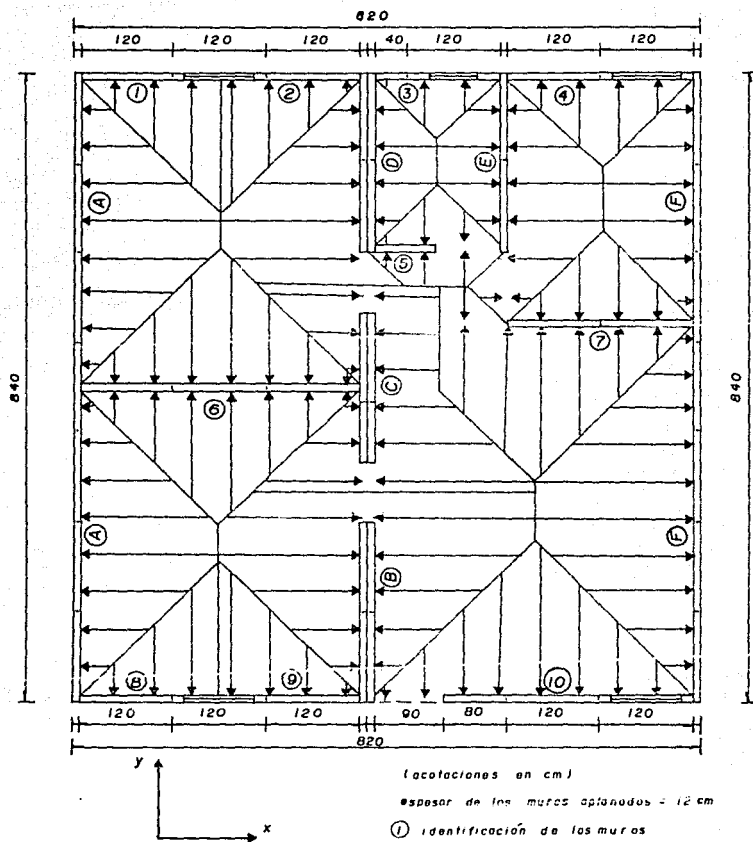


Fig. 26 Determinación de las áreas tributarias, del ejemplo, sobre la planta tipo del edificio.

de la planta baja debida a las cargas muerta y viva que actúan en la azotea y que se obtuvieron de la siguiente manera :

Carga muerta.

Peso de la losa de concreto  $2200 \times 0.10 = 220 \text{ kg/m}^2$   
(con Pv = 2200 kg/m<sup>3</sup> y un peralte de 10 cm).

Peso del recubrimiento de yeso  $1500 \times 0.02 = 30 \text{ kg/m}^2$   
en el lecho inferior.

Impermeabilización.  $= 20 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta adicional (según R.C.D.F.).  $= 20 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta total en azotea ----->  $290 \text{ kg/m}^2$

Carga viva.

El R.C.D.F.-87 establece una carga máxima  $W_m = 100 \text{ kg/m}^2$  para azoteas con pendiente menor de 5 % .

Luego, la carga vertical de la columna 6 se obtiene multiplicando el área tributaria de la columna 4 por la suma de las cargas viva y muerta obtenidas anteriormente.

Carga en azotea = área tributaria x ( 100 + 290 )

Columna 7 Peso propio de los muros.- se determinó de la siguiente manera :

Calculando el peso por metro cuadrado

Peso por m<sup>2</sup> = ( Pv del mortero x espesor x 2 caras ) +

Peso del panel

Peso por m<sup>2</sup> = ( 1856 kg/m<sup>3</sup> x 0.02 m x 2 ) + 9 kg/m<sup>2</sup>

Peso por m<sup>2</sup> = 74.24 + 9 = 83.24 [kg/m<sup>2</sup>]

enseguida calculamos el peso por metro lineal como el producto del peso por m<sup>2</sup> multiplicado por los 3 m de altura del muro:

Peso por metro lineal = 83.24 x 3.0

Peso por metro lineal = 249.72 [kg/m]

En la columna 7 se da el peso total de los muros en planta baja, obtenido al multiplicar el peso por unidad de longitud, por la longitud de cada muro de la columna 2 y por 2 niveles iguales.

Peso de un muro = ( 249.72 kg/m ) x ( long. del muro ) x 2

Columna 8 Carga vertical total.- es la carga axial total que actúa sobre los muros de planta baja y se obtiene como la suma de las columnas 5, 6 y 7.

2. Determinación de la resistencia de los muros.

Columna 9 Carga vertical de diseño.- es la carga que se obtiene al multiplicar la carga vertical de la columna 8 por un factor de 1.4 de acuerdo con el R.C.D.F.-87.

Columna 10 Carga vertical resistente.- es la carga resistente por cada muro de la planta baja y se determinó con la siguiente expresión :

$$Pr = ( \text{núm. de nervaduras} ) \times Pe \text{ adm}$$

donde Pr : es la carga máxima resistida por el muro [kg]

núm. de nervaduras : dado en la columna 3 [pieza]

Pe adm : es la carga admisible por una nervadura

extrema, Pe adm = 557 [kg/pieza]

Finalmente, si comparamos los valores de las columnas 9 y 10 notamos que solo 2 muros (los muros 3 y D) son capaces de soportar la carga axial de diseño; por tanto, deducimos que los muros en conjunto no son adecuados.

## Ejemplo 2.

La planta tipo corresponde a un edificio para vivienda de dos niveles idénticos a base de muros de carga, de poliestireno expandido y nervaduras de lámina galvanizada, y losas del mismo material apoyadas sobre los muros. La altura de los muros la supondremos de 3 m.

En este caso, los paneles que componen a las losas se apoyan sobre montenes de acero de sección canal, de 76 mm x 8.93 kg/m, espaciados a cada 120 cm y orientados paralelamente a las nervaduras de los paneles, como se indica con las líneas punteadas sobre la planta tipo de la figura 27.

Sobre las superficies de las losas de poliestireno existe una capa de compresión, de concreto reforzado con malla de alambre, de 4 cm y 5 cm de espesor en los casos de la azotea y del entrepiso respectivamente.

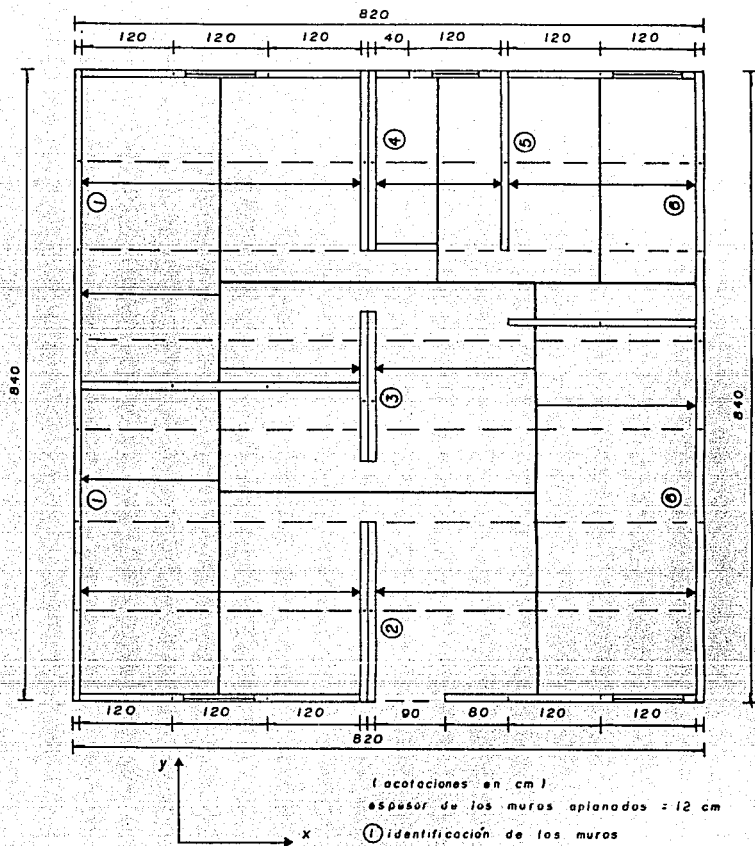
Los resultados del análisis se consignan en la tabla 11 (pág. 74) y a continuación se expone la forma en que se obtuvieron :

1. Determinación de las cargas muerta y viva y bajada de cargas empleando los criterios especificados por el R.C.D.F.-87. Algunos valores se obtienen de la misma manera que en el ejemplo 1 ; por tanto, simplificaremos su obtención. Columna 1 Identificación de los muros.

Columna 2 Longitud de los muros.- La longitud que aparece en esta columna corresponde a los muros que son paralelos al eje " Y " (fig. 27), ya que son los que principalmente aportan la

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
muro	longitud	núm. de nervaduras	área tributaria	carga en entrepiso	carga en azotea	peso de los muros	carga tonel	carga de cuseño	carga resistente
	[m]	[pieza]	[m <sup>2</sup> ]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	8.4	22	16.1	5755.75	4435.55	4195.296	1438.596	20141.2344	13134
2	2.4	14	11.48	4104.1	3162.74	1198.656	8465.196	11851.6944	8358
3	2	12	11.48	4104.1	3162.74	998.88	826.72	11572.008	7164
4	2.4	14	7.58	2852.85	2198.49	1198.656	6249.396	8749.9944	8358
5	2.4	7	6.02	2152.15	1658.51	1198.656	5009.316	7013.0424	4179
6	8.4	22	15.02	5655.65	4358.41	4195.296	14201.356	19493.0984	13134
<b>TOTALES</b>	26	91	68.88	24624.6	18976.44	12985.44	56586.48	79221.072	54327

Tabla 11 Resultados del análisis del ejemplo 2



**Fig. 27** Determinación de las áreas tributarias, del ejemplo 2,  
 sobre la planta tipo del edificio.





multiplicando el área tributaria de la columna 4 por la suma de las cargas viva y muerta obtenidas anteriormente.

$$\text{Carga en entrespiso} = \text{área tributaria} \times (170 + 187.5)$$

Columna 6 Carga en azotea.

Carga muerta.

Peso de la capa de concreto  $2200 \times 0.04 = 88 \text{ kg/m}^2$   
(con  $P_v = 2200 \text{ kg/m}^3$  y un espesor de 4 cm).

Peso del panel.  $= 9 \text{ kg/m}^2$

Peso del recubrimiento de yeso  $1500 \times 0.02 = 30 \text{ kg/m}^2$   
en el lecho inferior.

Impermeabilización.  $= 20 \text{ kg/m}^2$

Peso del monten de acero.  $= 8.5 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta adicional (según R.C.D.F.).  $= 20 \text{ kg/m}^2$

Carga muerta total en azotea ----->  $175.5 \text{ kg/m}^2$

Carga viva.

El R.C.D.F.-87 establece una carga máxima  $W_m = 100 \text{ kg/m}^2$  para azoteas con pendiente menor de 5 % .

Luego, la carga vertical de la columna 6 se obtiene multiplicando el área tributaria de la columna 4 por la suma de las cargas viva y muerta obtenidas anteriormente.

$$\text{Carga en azotea} = \text{area tributaria} \times (100 + 175.5)$$

Columna 7 Peso propio de los muros.- se determinó como el producto del peso por metro lineal, obtenido en el ejemplo 1, por la longitud de cada muro de la columna 2 y por dos niveles iguales.

$$\text{Peso de un muro} = (249.72 \text{ kg/m} \times \text{long. del muro} \times 2)$$

Columna 8 Carga vertical total.- es la carga axial total que

actúa sobre los muros y se obtiene como la suma de las columnas 5, 6 y 7.

2. Determinación de la resistencia de los muros.

Columna 9 Carga vertical de diseño.- se obtiene al multiplicar la carga vertical total de la columna 8 por un factor de 1.4 de acuerdo al R.C.D.F.

Columna 10 Carga vertical resistente.- es la carga resistente por cada muro de la planta baja y se determinó con la siguiente expresión :

$$Pr = ( \text{núm. de nervaduras} ) \times Pe \text{ adm}$$

donde Pr : es la carga máxima resistida por el muro [kg]

núm. de nervaduras : dado en la columna 3 [pieza]

Pe adm : es la carga admisible por una nervadura extrema, Pe adm = 597 [kg/pieza]

Luego entonces, si comparamos los valores de las columnas 9 y 10 notamos que los muros no son adecuados.

### Ejemplo 3.

Como ejemplo 3, analizaremos el ejemplo 2 considerando que el edificio tiene solamente un nivel y que sus demás características permanecen constantes.

Los resultados del análisis se consignan en la tabla 12 (pág. 79) y como estos fueron obtenidos de la misma manera que en el ejemplo anterior, únicamente presentaremos la tabla que resume el análisis.

Ahora bien, al comparar los resultados de las columnas 8

ESTUDIO DE  
 ESTRUCTURA  
 Y FUNDACIONES  
 S.A.  
 INGENIERIA  
 CIVIL  
 Y  
 MECANICA  
 DE FLUIDOS

1	2	3	4	5	6	7	8	9
muro	longitud	núm. de nervaduras	área tributaria	carga en el techo	peso de los muros	carga total	carga de diseño	carga resistente
	[m]	[pieza]	[m <sup>2</sup> ]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]	[kg]
1	8.4	22	16.7	4435.55	2097.648	6533.198	9146.4772	13134
2	2.4	14	11.48	3162.74	599.328	3762.068	5266.8952	8358
3	2	12	11.48	3162.74	499.44	3662.18	5127.052	7164
4	2.4	14	7.911	2198.49	599.328	2797.818	3916.9452	8358
5	2.4	7	6.02	1658.51	599.328	2257.838	3160.9732	4179
6	8.4	22	15.82	4358.41	2097.648	6456.058	9038.4812	13134
<b>TOTALES</b>	26	91	68.83	18976.44	6492.72	25469.16	35656.824	54327

Tabla 12 Resultados del análisis del ejemplo 3

y 9 obtenidas en este tercer análisis, notamos que en ambos casos el individual y el de conjunto el comportamiento de los muros respecto a la carga axial es satisfactorio, por tanto, se acepta el diseño.

Una vez realizado el diseño a carga axial del edificio de un nivel, procederemos a su diseño por sismo y por viento en la condición más desfavorable (sentido " X " de la figura 27), de acuerdo al R.C.D.F.-87 y sus normas técnicas complementarias (ref. 9).

a) Cálculo de la fuerza cortante debida al viento utilizando las normas técnicas complementarias para diseño por viento.

Para el cálculo consideraremos los siguientes datos :

- La estructura es del grupo B
- Se localiza en la zona urbana del D.F.
- La altura de los muros es de 3 m.

\* Cálculo de la presión de diseño P.

$$P = C_p \times C_z \times K \times P_o$$

La presión básica de diseño  $P_o = 30 \text{ kg/m}^2$  por tratarse de una estructura del grupo B ; como la construcción se encuentra en zona urbana, el factor correctivo por condiciones de exposición  $K = 1$  ; el factor correctivo por altura  $C_z = 1$ , ya que la altura del área expuesta sobre el nivel del terreno es menor de 10 m; el factor de presión  $C_p = (0.8+0.5) = 1.30$  considerando ambas paredes de barlovento y sotavento; entonces, sustituyendo valores en la ecuación para el cálculo de P tenemos que :

$$P = 1.30 \times 1 \times 1 \times 30 \quad ; \quad P = 39 \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

\* Cálculo del área expuesta A.

El área expuesta de los muros perimetrales, paralelos al eje " Y " de la figura 27, será :

$$A = 8.4 \times 3.0 \quad ; \quad A = 25.2 \text{ [m}^2\text{]}$$

\* Cálculo de la fuerza cortante debida al viento Vvx.

$$Vvx = ( \text{presión de diseño} ) \times ( \text{área expuesta} )$$

$$Vvx = ( 39 \text{ kg/m}^2 ) \times ( 25.2 \text{ m}^2 )$$

$$Vvx = 982.8 \text{ [kg]}$$

$$Vvx = 0.983 \text{ [ton]}$$

b) Cálculo de la fuerza cortante debida al sismo de acuerdo al método simplificado, establecido en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo.

Para el cálculo consideraremos que la estructura se localiza en la zona II del D.F.

\* Cálculo del peso total de la estructura Ws.

$$Ws = ( \text{área del techo} ) \times ( W \text{ muerta} + W \text{ viva} ) \\ + 0.5 ( \text{long. total de muros} ) \times ( W \text{ muro} )$$

en la cual ;

$$W \text{ muerta} = 175.50 \text{ kg/m}^2 \text{ (carga en azoteo del ejemplo 2)}$$

$$W \text{ muro} = 249.72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Long. total de muros} = 43 \text{ m (sentidos " X " y " Y " )}$$

y de acuerdo al R.C.D.F.-87, W viva instantánea = 70 kg/m<sup>2</sup> para azoteas con pendiente menor de 5 % ; sustituyendo valores tenemos que :

$$Ws = ( 8.4 \times 8.2 ) \times ( 175.5 + 70 ) \\ + 0.5 \times ( 43 ) \times ( 249.72 )$$

$$Ws = 16 \ 910 + 5369 \text{ kg}$$

$$W_s = 22\,279 \text{ kg} \quad ; \quad W_s = 22.279 \text{ [ton]}$$

\* Determinación del coeficiente sísmico C.

Según la tabla 7.1 de las N.T.C. para diseño por sismo, para una estructura del grupo B localizada en la zona II del D.F. y con una altura menor de 4 m,  $C = 0.13$ .

\* Cálculo de la fuerza cortante debida al sismo  $V_{sx}$ .

$$V_{sx} = C \times W_s$$

$$V_{sx} = 0.13 \times 22.279 \quad ; \quad V_{sx} = 2.90 \text{ [ton]}$$

luego, comparando las fuerzas cortantes obtenidas tenemos :

$$V_x \text{ viento} = 0.983 \text{ [ton]} < V_x \text{ sismo} = 2.90 \text{ [ton]}$$

por tanto, la acción del sismo es crítica y el cortante último será :

$$V_u = 1.1 \times (V_x \text{ sismo})$$

$$V_u = 1.1 \times 2.90 \quad ; \quad V_u = 3.19 \text{ [ton]}$$

\* Distribución de la fuerza sísmica en los dos muros perimetrales del sentido " X " de la figura 27.

El esfuerzo cortante,  $S$ , en cada muro será :

$$S = \frac{V_u}{2} \times \frac{1}{\sum \text{long. de muros}}$$

entonces, para el muro frontal tenemos :

$$S_1 = \frac{3190}{2} \times \frac{1}{120 + 120 + 80 + 120}$$

$$S_1 = 3.63 \text{ [kg/cm]}$$

y para el muro posterior :

$$S_2 = \frac{3190}{2} \times \frac{1}{120 + 120 + 40 + 120}$$

$$S_2 = 3.99 \text{ [kg/cm]}$$

Si consideramos como esfuerzo cortante permisible,  $S_p$ , el 50% del esfuerzo cortante último resistido por el muro SAL 01, tenemos que, de la tabla 8 (pág. 50) :

$$S_u = 5.208 \text{ [kg/cm]}$$

luego entonces ;

$$S_p = 0.50 \times 5.208 \rightarrow S_p = 2.604 \text{ [kg/cm]}$$

comparando los esfuerzos actuantes con el permisible

$$S_p = 2.604 \text{ [kg/cm]} \{ S_1, S_2$$

por tanto, no se acepta el diseño.

La estructura cumple con el diseño a carga axial, pero no con el diseño sísmico.

## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Encontramos el comportamiento global de los muros de manera no totalmente satisfactoria cuando estos carecen del aplanado de mortero; por tanto, en este caso no podemos utilizar los muros a base de poliestireno expandido y lámina galvanizada, en vez de los de mampostería, en la construcción de la estructura tipo cajón, aún cuando esta tenga un solo nivel. En lo que concierne a carga axial, la resistencia de los muros a base de poliestireno y lámina galvanizada es adecuada pero, es muy probable que no suceda lo mismo con su resistencia al cortante inducido por la fuerza sísmica.

Ahora bien, los resultados de los ensayos de los muros aplanados demostraron que en ambos casos carga lateral y carga axial, las propiedades mecánicas fueron mejoradas considerablemente por el tipo de mortero y el procedimiento utilizado para su colocación; luego entonces, si estos se llevan a la práctica es posible la sustitución de los muros de mampostería, por los paneles en estudio, en edificios de un nivel y posiblemente hasta dos niveles. Además, es recomendable establecer un control de calidad adecuado para la elaboración del mortero, si se desea considerar su resistencia en el diseño de los muros.

Por otra parte, se recomienda estudiar algunas posibilidades para incrementar la rigidez de los paneles, mediante algún sistema de contraventeo, reduciendo su altura o incrementando el espesor de la lámina con la que se



fabrican, para mejorar su resistencia a carga lateral.

Este estudio propone una modelización bastante sencilla que permite analizar, mediante el cálculo, el comportamiento de los paneles de poliestireno y lámina galvanizada cuando estos son utilizados como muros; sin embargo, no podemos presentar este método bajo una forma general, ya que no poseemos el número de resultados suficientes en lo que respecta a ambas resistencias carga axial y carga lateral y especialmente, a la influencia del aplanado de mortero en su comportamiento.

Independientemente de lo anterior, debe realizarse un estudio económico de este proceso constructivo y compararlo con el costo de otros, como aquellos en los que se emplean muros de mampostería y tableros de madera, para determinar su factibilidad económica.

# APENDICE

## A

### Diseño basado en la resistencia posterior al pandeo

Tanto las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI), que se refieren al diseño de elementos estructurales hechos con lámina delgada doblada en frío (Ref. 7.30), como las del Instituto Americano de la Construcción de Acero (AISC), que cubren las estructuras formadas por perfiles laminados o soldados compuestos por placas relativamente gruesas (Ref. 7.34), contienen normas para la determinación de la resistencia posterior al pandeo de los elementos planos.

Como el comportamiento de las placas apoyadas en los dos bordes longitudinales (atésadas) difiere sustancialmente del de las que están libres en uno de ellos (no atésadas), las dos especificaciones proporcionan métodos diferentes para el cálculo de la resistencia en uno y otro caso. Aunque las recomendaciones de los dos Institutos tienen el mismo origen, es-

### Aplicaciones de la teoría del pandeo de placas

tán presentadas de distintas maneras, y los valores de los coeficientes que aparecen en las fórmulas correspondientes no son exactamente iguales.

Las recomendaciones son aplicables a elementos planos comprimidos uniformemente, sin que importe la sollicitación que ocasiona esa compresión, por lo que su aplicación no se limita a placas que formen parte de columnas cargadas axialmente sino se extiende a otros casos, como los patines comprimidos de vigas.

### Elementos atésados

La determinación de la resistencia posterior al pandeo de placas comprimidas apoyadas en los bordes longitudinales está basada en el concepto de ancho efectivo introducido por von Kármán y modificado por Winter; las ecuaciones básicas son la 7.104 y la 7.105, que se reproducen aquí:

$$b_e = 1.9 t \sqrt{\frac{E}{\sigma_{máx}}} \left( 1 - 0.415 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{\sigma_{máx}}} \right) \quad (7.104)$$

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{\sigma_{máx}}} \quad (7.105)$$

Sustituyendo el módulo de elasticidad  $E$  por su valor numérico (el AISI recomienda que se tome igual a 29 500 Ksi, o sea 2 074 000 kg/cm<sup>2</sup>), se llega a los resultados siguientes:

Las placas son totalmente efectivas ( $b_e = b$ ), hasta

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = \frac{1858}{\sqrt{\sigma_{máx}}} \quad (7.150)$$

Para relaciones ancho/grueso mayores que  $(b/t)_{lim}$  el ancho efectivo es

$$b_e = \frac{2756 t}{\sqrt{\sigma_{máx}}} \left[ 1 - \frac{558}{(b/t) \sqrt{\sigma_{máx}}} \right] \quad (7.151)$$

Si se desea diseñar una estructura con un coeficiente de seguridad determinado respecto a la carga máxima que puede soportar, el cálculo de las propiedades geométricas de los elementos que la constituyen debe hacerse utilizando los anchos efectivos correspondientes a las sollicitaciones de colapso, pues si se emplean los de cargas de trabajo se sobrestima su resistencia, ya que ese ancho es mayor que el que estaría trabajando inmediatamente antes de la falla; en cambio, las deformaciones que interesa conocer suelen ser las producidas por las cargas de trabajo, y en su cálculo se emplean las propiedades geométricas determinadas con los anchos efectivos correspondientes a ellas.

## Placas

Por consiguiente, para obtener los anchos efectivos deben utilizarse los grupos diferentes de fórmulas.

Si se toma como esfuerzo básico de diseño el sesenta por ciento del de fluencia, para utilizar las ecuaciones 7.150 y 7.151 en la determinación de resistencias debe sustituirse en ellas  $\sigma_{max}$  por  $\sigma; 0.6 = 1.67 \sigma$ , donde  $\sigma$  es el esfuerzo normal producido por las cargas de trabajo, calculado con el área efectiva de la placa (para obtener  $\sigma$  puede ser necesario proceder por aproximaciones sucesivas); se llega así a

$$(b/t)_{lim} = 1.410/\sqrt{\sigma} \quad (7.152)$$

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2120}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{461}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad (7.153)$$

Sustituyendo  $\sigma_{max}$  por  $\sigma$ , con las ecuaciones 7.150 y 7.151 se determinan anchos efectivos que son aplicables directamente al cálculo de deformaciones bajo cargas de trabajo. En todas estas expresiones, el esfuerzo  $\sigma$  o  $\sigma_{max}$  debe estar en kg/cm<sup>2</sup>.

El AISI (Ref. 7.30) y el AISC (Ref. 7.34) proporcionan las fórmulas siguientes para el cálculo de los anchos efectivos:

### a) Para el cálculo de resistencia.

#### AISI

Las placas son completamente efectivas ( $b_e = b$ ) hasta  $(b/t)_{lim} = 1.43/\sqrt{\sigma}$  (7.152a)

Si  $b/t$  es mayor que  $(b/t)_{lim}$ ,

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2121}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{461}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad (7.153a)$$

Excepción: Las placas que forman parte de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares, son completamente efectivas hasta

$$(b/t)_{lim} = 1.543/\sqrt{\sigma} \quad (7.152b)$$

Si  $b/t$  es mayor que  $(b/t)_{lim}$ ,

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2121}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{422}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad (7.153b)$$

#### AISC

Cuando la relación ancho/groeso de un elemento plano atisado comprimido uniformemente (exceptuando las cubreplacas perforadas) excede el límite aplicable dado en 1.9.2.2 (esta parte de las especificaciones se ha reproducido en la pág. 391), el cálculo

de las propiedades de la sección que contiene al elemento, para su diseño a flexión o para determinar la fuerza axial permisible en ella, debe efectuarse utilizando un ancho efectivo reducido  $b_e$ , pero la relación  $b_e/t$  no debe tomarse menor que la permitida en 1.9.2.2.

Para las placas que forman parte de secciones en cajón cuadradas o rectangulares, de grueso uniforme,

$$b_e = \frac{2121 t}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{422}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \geq \frac{1991 t}{\sqrt{\sigma_y}} \quad (7.153c)$$

Para todos los elementos uniformemente comprimidos restantes,

$$b_e = \frac{2121 t}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{371}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \geq \frac{2120 t}{\sqrt{\sigma_e}} \quad (7.153d)$$

Las dos especificaciones indican que cuando obren sobre la estructura cargas accidentales y se permita un incremento en los esfuerzos de diseño, el ancho efectivo será el correspondiente al esfuerzo total, producido por viento o sísmo en combinación con cargas muertas y vivas, dividido entre el incremento de esfuerzo.

### b) Para el cálculo de deformaciones

#### AISI

Las placas son completamente efectivas hasta

$$(b/t)_{lim} = 1.853/\sqrt{\sigma} \quad (7.150a)$$

Si  $b/t$  es mayor que  $(b/t)_{lim}$ ,

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2734}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{598}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad (7.151a)$$

Excepción: Las placas que forman parte de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares, son completamente efectivas hasta

$$(b/t)_{lim} = 1.987/\sqrt{\sigma} \quad (7.150b)$$

Si  $b/t$  es mayor que  $(b/t)_{lim}$ ,

$$\frac{b_e}{t} = \frac{2734}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{544}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad (7.151b)$$

AISC

No proporciona fórmulas para este caso.

En todas las expresiones anteriores  $b$ ,  $b_e$  y  $t$  son el ancho real, el ancho efectivo y el grueso de la placa,  $\sigma$  es el esfuerzo normal inducido por las cargas de trabajo, calculado con el área efectiva de la sección, en  $\text{kg/cm}^2$ , y  $\sigma_y$  es el esfuerzo de fluencia del material, en las mismas unidades.

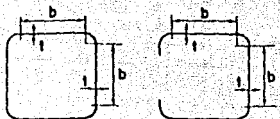
Las ecuaciones generales recomendadas por el AISC para determinar los anchos efectivos, en cálculos de resistencias y de deformaciones, coinciden con las obtenidas directamente de las expresiones básicas 7.104 y 7.105 (compárense las ecuaciones 7.152a y 7.153a con 7.152 y 7.153, y las ecuaciones 7.150a y 7.151a con 7.150 y 7.151); además, en esas especificaciones se incluye otro par de fórmulas, 7.152b y 7.153b, aplicables a secciones en cajón, que proporcionan resultados un poco más liberales.

La ecuación que propone el AISC para secciones en cajón (7.153c) es la misma que la del AISI, aunque varía  $(b/t)_{lim}$ , porque el proporcionado por el AISC tiene por objeto obtener placas capaces de soportar esfuerzos hasta el límite de fluencia sin pandearse; la ecuación 7.153d, aplicable a todas las secciones restantes, lleva a resultados más liberales que la 7.153c.

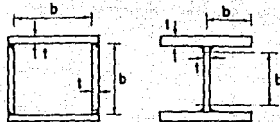
Hay aquí una contradicción aparente entre las dos normas, pues las del AISC consideran más críticas a las placas de secciones que no son en cajón, mientras que en las del AISI sucede lo contrario. Esto se debe a que las cuatro placas de las secciones en cajón, ya sean de lámina delgada o de paredes relativamente gruesas, se pandean aproximadamente al mismo tiempo, de manera que las restricciones que cada una de ellas proporciona a los giros de las demás, a lo largo de las aristas comunes, son despreciables, y cada placa se comporta prácticamente como si estuviese provista de apoyos libres en sus bordes longitudinales, mientras que en otros casos, en perfiles laminados o soldados, como por ejemplo en las armas de columna de sección  $H$ , hay restricciones torsionales apreciables en los extremos, mayores que en las secciones en cajón y, en cambio, en los bordes de elementos planos atesados por medio de un doblez, procedimiento que se emplea con frecuencia en perfiles de lámina delgada doblada en frío, las restricciones son menores que las de esas secciones (Fig. 7.80).

En la Fig. 7.80 se indica cómo debe medirse el ancho  $b$  en cada uno de los elementos planos; en secciones de lámina delgada  $b$  es la distancia entre los puntos donde se inician los dobleces, o entre éstos y los bordes libres no atesados, y en perfiles laminados, soldados o remachados, la distancia entre líneas de remaches o entre los bordes de soldaduras o cur-

#### Aplicaciones de la teoría del pandeo de placas



Secciones de lámina delgada doblada en frío.



Secciones laminadas o soldados.

Figura 7.80. Anchos  $b$  en secciones de lámina delgada y en secciones laminadas o soldados

vas de liga entre almas y patines, excepto en alas de ángulos y patines de canales y siguetas, en los que el AISC recomienda que se tome como ancho la dimensión nominal completa, o la mitad de ella.

#### Elementos no atesados

La resistencia posterior al pandeo tiene mucha menos importancia en elementos planos no atesados que en los atesados, por lo que las expresiones para el cálculo de los esfuerzos permisibles que recomiendan el AISI y el AISC, para esta condición de apoyo, están basadas en la iniciación de la inestabilidad, y la resistencia posterior al pandeo se tiene en cuenta únicamente como un margen de seguridad contra el colapso en placas de relación  $b/t$  muy alta.

Las ecuaciones contenidas en las especificaciones para determinar los esfuerzos permisibles en elementos planos no atesados son:

AISI (Ref. 7.30)

Para  $b/t$  no mayor que  $530.8/\sqrt{\sigma_y}$  (10.5 para acero A36),

$$\sigma_x = 0.60 \sigma_y$$

Para  $530.8/\sqrt{\sigma_y} < b/t < 1207/\sqrt{\sigma_y}$  ( $10.5 < b/t < 24$ , acero A36),

$$\sigma_x = \sigma_y \left[ 0.767 - 0.000315 (b/t) \sqrt{\sigma_y} \right] \quad (7.154)$$

\* Las normas AISI proponen una expresión adicional, diferente de ésta, para placas de acero con límite de fluencia menor de  $2320 \text{ kg/cm}^2$  y relaciones  $b/t$  comprendidas entre  $530.8/\sqrt{\sigma_y}$  y 25.

## Placas

Para  $1.207\sqrt{\sigma_v} < b/t \leq 25$ :  

$$\sigma_s = 562\,500 / (b/t)^2 \quad (7.155)$$

Para  $25 < b/t \leq 60$ .\*

Ángulos:  

$$\sigma_s = 562\,500 / (b/t)^2 \quad (7.155)$$

Todas las secciones restantes:

$$\sigma_s = 1\,392 - 19.7 (b/t) \quad (7.156)$$

*AISC* (Ref. 7.31)

El *AISC* no da fórmulas para calcular directamente los esfuerzos permisibles, sino para determinar un factor  $Q$ , que es igual al esfuerzo crítico de pandeo dividido entre el de fluencia ( $Q_s = \sigma_c / \sigma_v$ ); por consiguiente,  $\sigma_s = Q_s \sigma_v$  y  $\sigma_s = 0.60 \sigma_{cr} = 0.6 Q_s \sigma_v$ . Multiplicando esas ecuaciones por 0.6  $\sigma_v$  se obtienen expresiones para calcular los esfuerzos permisibles en placas con relaciones  $b/t$  mayores que los límites, especificados en la Sec. 1.9.1.2, reproducida en la pág. 391.

Ángulos aislados:

Cuando  $637/\sqrt{\sigma_v} < b/t < 1\,298\sqrt{\sigma_v}$  ( $12.7 < b/t < 25.8$  para acero A36),

$$\sigma_s = \left[ 6.801 - 0.000\,320 (b/t) \sqrt{\sigma_v} \right] \sigma_v \quad (7.157)$$

Cuando  $b/t \geq 1\,298\sqrt{\sigma_v}$ ,

$$\sigma_s = 653\,800 / (b/t)^2 \quad (7.158)$$

\* Los elementos alares comprimidos que tienen relaciones  $b/t$  mayores de 50 pueden mostrar distorsiones visibles en los bordes libres bajo esfuerzos de trabajo, sin deterioro de la capacidad de carga del miembro del que forman parte. Si la relación  $b/t$  excede de 60 es probable que la distorsión de los patines sea tan pronunciada que haga que la sección se vuelva estructuralmente inestable a menos que cargas y esfuerzos se reduzcan mucho, con lo que resulta antieconómico.

Ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros en compresión, y patines comprimidos de tralies:

Cuando  $796\sqrt{\sigma_v} < b/t < 1\,475\sqrt{\sigma_v}$  ( $15.8 < b/t < 29.3$  para acero A36),

$$\sigma_s = \left[ 0.819 - 0.000\,313 (b/t) \sqrt{\sigma_v} \right] \sigma_v \quad (7.159)$$

Cuando  $b/t \geq 1\,475\sqrt{\sigma_v}$ ,

$$\sigma_s = 843\,600 / (b/t)^2 \quad (7.160)$$

El *AISC* proporciona también ecuaciones para al. max. de té.

En todas las expresiones anteriores  $\sigma_v$  debe tomarse en kg/cm<sup>2</sup>, y los resultados se obtienen en esas mismas unidades.

En la Fig. 7.81 se representan gráficamente los esfuerzos especificados por los dos códigos, divididos entre 0.6 para compararlos con los críticos proporcionados por las ecuaciones básicas (la ecuación 7.25 para pandeo elástico y la 7.36 para inelástico), que también se han trazado en la figura, calculados con la  $k$  teórica de placas libremente apoyadas en uno de sus bordes, 0.425.

Todas las curvas tienen formas semejantes, con la única excepción de la que corresponde a la ecuación 7.156 recomendada por el *AISI* para placas que forman parte de secciones que no son ángulos y que tienen relaciones  $b/t$  comprendidas entre 25 y 60.

Para valores pequeños de  $b/t$  todas son rectas horizontales al nivel del esfuerzo de fluencia, lo que indica que las placas robustas pueden soportar ese esfuerzo sin pandearse prematuramente; las relaciones máximas para las que todavía se satisface esa condición son diferentes en las dos especificaciones, pues mientras el *AISI* fija 10.5 para el acero A36, determinada experimentalmente, el *AISC* toma como límites superiores las relaciones máximas de la sección 1.9.1.2.

En el intervalo elástico se emplea en todos los casos la ecuación teórica 7.25, con  $C_m$ es  $C_m$  mayores que 0.425 para tener en cuenta, de una manera aproximada, la restricción angular que proporciona el elemento al que está ligada la placa en estudio; por este motivo, el *AISC* recomienda esfuerzos más bajos para ángulos que para otros perfiles, ya que la restricción que proporciona cada una de las alas a la otra es bastante reducida, pues las dos se pandean al mismo tiempo, mientras que en una sección I, por ejemplo, el alma restringe prácticamente los giros de los patines a lo largo de la arista común a ambos.

(Tanto la ecuación 7.158 como la 7.160 provienen de la ecuación 7.25, multiplicada por 0.6 para obtener esfuerzos permisibles, y con  $k$  igual a 0.592 en la primera y a 0.764 en la segunda; la ecuación 7.155 proviene también de la 7.25, con  $k = 0.500$ ), el comportamiento inelástico se aproxima en todos los casos por medio de una línea recta (ecuaciones 7.154, 7.157 y 7.159).

Se ha comprobado experimentalmente que las placas no atisadas muy esbeltas ( $b/t > 25$ , en acero AISI) sí tienen una resistencia posterior al pandeo de cierta importancia, debido a que los esfuerzos críticos son bastante menores que el de fluencia y puede haber deformaciones no permanentes importantes (Refs. 7.29 y 7.41), pero se deforman considerablemente cuando se sobrepasa el esfuerzo crítico, en esas condiciones, para perfiles que no sean ángulos, el AISI recomienda que el diseño se haga con la ecuación 7.156, que dividida entre 0.6 lleva a esfuerzos bastante más elevados que la ecuación 7.46.

En la Fig. 7.81 se han representado también los esfuerzos permisibles dados por la ecuación 7.156; son aproximadamente iguales a los críticos (ecuación 7.46).

Manteniendo los esfuerzos permisibles con valores del orden de los críticos se evitan distorsiones excesivas bajo cargas de trabajo, y la resistencia posterior al pandeo proporciona un coeficiente de seguridad adecuado respecto a la falla (Refs. 7.29 y 7.41). También el AISI permite en este caso esfuerzos de trabajo del mismo orden que los críticos.

No es conveniente emplear elementos planos no atisados con relaciones  $b/t$  mayores de 60, pues se deforman excesivamente bajo cargas de trabajo; además, desde un punto de vista económico es aconsejable limitar esas relaciones a no más de 15 o 20, ya que si son más grandes los esfuerzos permisibles disminuyen muy rápidamente; sin embargo, en construcción con lámina delgada la forma de los miembros está dictada muchas veces por consideraciones

\* Las dos placas que componen un ángulo se pandean simultáneamente en la misma dirección, lo que produce el retorcimiento y colapso casi inmediato de la sección. Esta es la razón de que los esfuerzos de diseño de ángulos no deban exceder el crítico dividido entre un coeficiente de seguridad, pues su reserva de resistencia posterior al pandeo es pequeña o nula (Ref. 7.41).

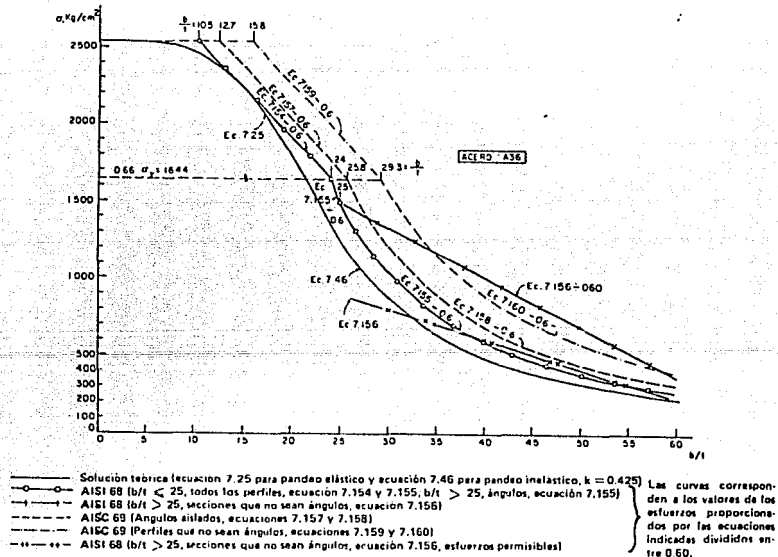


Figura 7.81. Comparación entre los esfuerzos permisibles, de acuerdo con las especificaciones AISI y AISI, y los esfuerzos críticos

## Placas

no estructurales, y puede ser deseable calcular la capacidad de carga de elementos que tengan placas no atizadas de relación ancho/grueso bastante elevada, aunque desde un punto de vista exclusivamente estructural sean antieconómicos.

### Columnas de paredes delgadas comprimidas axialmente

Cuando una columna está formada por elementos planos de relación ancho/grueso elevada resulta antieconómico basar su diseño en la iniciación del pandeo local, pues este fenómeno se presenta en general bajo cargas apreciablemente menores que la crítica de la columna y la de colapso de las placas, por lo que para obtener diseños realistas debe tenerse en cuenta la resistencia posterior a su iniciación.

Las ecuaciones básicas siguen siendo las del Cap 4 (ecuaciones 4.46 y 4.62), aplicables a pandeo elástico e inelástico, respectivamente, que se reproducen aquí como ecuaciones 7.161 y 7.162.

#### Pandeo elástico:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (7.161)$$

#### Pandeo inelástico:

$$\sigma_{cr} = \sigma_p - \frac{\sigma_p^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (7.162)$$

La ecuación 7.162 indica que el esfuerzo crítico de conjunto tiende hacia  $\sigma_p$  cuando disminuye la relación de esbeltez, y para  $L/r = 0$  se obtiene  $\sigma_{cr} = \sigma_p$ . Sin embargo, una columna muy corta compuesta por placas muy delgadas falla bajo un esfuerzo medio menor que  $\sigma_p$ , a causa del pandeo local, y su esfuerzo medio crítico correspondiente a una relación de esbeltez nula puede expresarse como  $Q\sigma_p$ , donde  $Q$  es un coeficiente menor que 1.0 que representa el efecto desfavorable de ese fenómeno, que depende del esfuerzo de fluencia del material, de las relaciones  $b/t$  de las placas que componen el perfil y de sus condiciones de apoyo; si, siguiendo un camino semejante al que se utiliza en perfiles laminados, se supone que el pandeo inelástico sigue una curva de transición parabólica que se inicia en  $\sigma_{cr} = Q\sigma_p$  para  $L/r = 0$  y se hace tangente a la hipérbola de Euler en el punto que tiene como ordenada la mitad de ese esfuerzo, la ecuación 7.162 se transforma en

$$\sigma_{cr} = Q\sigma_p - \frac{(Q\sigma_p)^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (7.163)$$

y la abscisa del punto de tangencia con la curva de pandeo elástico se obtiene haciendo  $\sigma_{cr}$  igual a  $Q\sigma_p/2$  y despejando la relación de esbeltez correspondiente.

$$\frac{L}{r} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q\sigma_p}} = \frac{C_c}{\sqrt{Q}} \quad (7.164)$$

Esta ecuación equivale a la 4.75, y  $C_c$  tiene el mismo significado que en ella.

A diferencia de la ecuación 7.162, la 7.161 no se modifica por pandeo local, pues es aplicable únicamente a columnas de relación de esbeltez elevada, que se pandean en el intervalo elástico bajo esfuerzos tan pequeños que no ocasionan inestabilidad local antes de que la columna falle en conjunto, aun en miembros hechos con lámina delgada (Ref. 7.15 y 7.20).

En la Fig. 7.82 se muestran en forma esquemática las curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez de columnas ordinarias, formadas por perfiles laminados o soldados compuestos por elementos, con relaciones ancho/grueso bajas (ecuaciones 7.161 y 7.162), y de columnas hechas con lámina o con placas muy delgadas (ecuaciones 7.161 y 7.163).

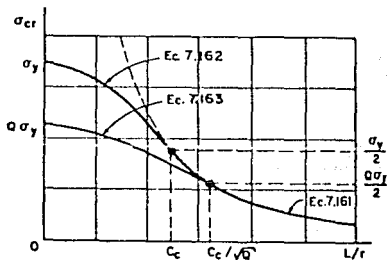


Figura 7.82. Curvas  $\sigma_{cr} - L/r$  de columnas ordinarias y de columnas hechas con lámina delgada

Los esfuerzos críticos se dividen entre un coeficiente de seguridad adecuado para obtener esfuerzos de trabajo. El AISC recomienda que ese coeficiente varíe de 1.67 para columnas muy cortas a 1.92 para piezas largas, que se pandean eásticamente; en cambio, en sus especificaciones para diseño de elementos estructurales de lámina delgada, el AISI (Ref. 7.15, 7.30, 7.41) introduce un coeficiente de seguridad constante,

independiente de la relación de esbeltez, igual a  $23/12 = 1.92$ , ya que las columnas cortas de este tipo se ven más afectadas por las imperfecciones inevitables en geometría y en la aplicación de la carga que las compuestas por placas gruesas, por lo que no se justifica disminuirlas.

Introduciendo en las ecuaciones 7.161 y 7.163 el factor de longitud efectiva  $K$  y dividiendo los segundos miembros entre  $23/12$  se llega a las ecuaciones 7.165 y 7.166, que son las recomendadas por el *AISI* para la determinación de esfuerzos permisibles en miembros comprimidos hechos con placas de grueso no mayor de 1.27 cm ( $1/4"$ ), dobladas en frío y no sujetas a pandeo por torsión; para ese caso las especificaciones mencionadas contienen las cláusulas siguientes (Ref. 7.30):

a) El esfuerzo axial medio  $P/A$  en barras comprimidas cilíndricas, en cajón o con secciones transversales que tengan dos ejes de simetría, y en cualquier otro tipo de elementos en los que se demuestre que no se puede presentar pandeo por torsión, así como en miembros contraventeados de manera que se evite esa forma de pandeo, no debe exceder los valores siguientes de  $\sigma_c$ , excepto en los casos en que se cumplan las condiciones del párrafo (b) de esta sección:

Para  $KL/r$  menor que  $C_e/\sqrt{Q}$  (pandeo inelástico):

$$\sigma_c = \frac{12}{23} Q \sigma_y - \frac{3(Q \sigma_y)^2}{23 \pi^2 E} \left( \frac{KL}{r} \right)^2 = 0.522 Q \sigma_y - \left( \frac{Q \sigma_y KL/r}{12 \cdot 530} \right)^2 \quad (7.165)$$

Para  $KL/r$  igual o mayor que  $C_e/\sqrt{Q}$  (pandeo elástico):

$$\sigma_c = \frac{12 \pi^2 E}{23 (KL/r)^2} = \frac{10 \ 670 \ 000}{(KL/r)^2} \quad (7.166)$$

En las expresiones anteriores  $E$  se ha tomado igual a 2074 000 kg/cm<sup>2</sup>, valor recomendado por el *AISI*, y el área  $A$  utilizada en el cálculo del esfuerzo axial medio  $P/A$  es la total de la sección transversal, aun cuando no toda sea efectiva y  $Q$  sea menor que uno;  $r$  es también el radio de giro de la sección total.

b) Cuando el factor  $Q$  es igual a 1.0, el grueso del acero 0.09 pulgadas (2.23 mm) o mayor, y  $KL/r$  menor que  $C_e$ ,

$$\sigma_c = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \frac{KL/r}{C_e} - \frac{\left[ 1 - \frac{(KL/r)^2}{2(C_e)^2} \right] \sigma_y}{8 C_e} \quad (7.167)$$

Esta es la fórmula recomendada por el *AISC* para pandeo inelástico (ecuación 4.79).

Además de las ecuaciones 7.165 a 7.167, el *AISI* incluye en sus especificaciones un grupo de fórmulas para calcular los esfuerzos permisibles en piezas que pueden fallar por pandeo por flexión y torsión combinadas (Refs. 7.30 y 7.41).

El esfuerzo de fluencia  $\sigma_y$  debe tomarse en kg/cm<sup>2</sup>, con lo que  $\sigma_c$  se obtiene en esas mismas unidades, y  $Q$  es un coeficiente que se determina como sigue (Ref. 7.30):

1. En miembros compuestos totalmente por elementos atisados,  $Q$  se obtiene dividiendo el área efectiva de diseño, determinada con los anchos efectivos de diseño de dichos elementos, entre el área total de la sección transversal. En el cálculo del área efectiva debe utilizarse el esfuerzo básico,  $0.60 \sigma_y$ .

2. En miembros compuestos totalmente por elementos no atisados,  $Q$  se calcula dividiendo el esfuerzo admisible de compresión  $\sigma_c$  correspondiente al elemento más débil de la sección transversal, es decir, aquel que tiene la relación ancho/grueso mayor, entre el esfuerzo básico de diseño,  $0.60 \sigma_y$ . Si  $b/t$  no es mayor que  $530.8/\sqrt{\sigma_y}$ ,  $\sigma_c$  se toma igual a  $0.60 \sigma_y$ ; en caso contrario, se calcula con alguna de las ecuaciones 7.154 a 7.156.

3. En miembros compuestos por elementos atisados y elementos no atisados el coeficiente  $Q$  es el producto de un factor de esfuerzo,  $Q_e$ , calculado como se indica en 2, multiplicado por un factor de área,  $Q_a$ , obtenido como en 1, con la diferencia de que el esfuerzo utilizado para calcular  $Q_e$  debe ser el empleado para determinar  $Q_e$ , y el área efectiva debe incluir el área total de todos los elementos no atisados.

El método para calcular  $Q$  depende de la manera en que estén apoyadas en los bordes longitudinales las placas que constituyen la columna, por lo que se utilizan tres procedimientos diferentes según que todas ellas estén atisadas, es decir, soportadas en sus dos bordes, que no lo esté ninguna o que la sección esté compuesta por placas de los dos tipos, unas atisadas y otras no, las que llevan a las tres formas de cálculo que se acaban de exponer.

#### Columnas compuestas íntegramente por elementos atisados

En la Fig. 7.80 se muestran dos secciones transversales típicas de columnas de lámina delgada formadas exclusivamente por elementos planos atisados. (Es evidente que esa condición se satisface en la sección en cajón, en la que cada lado está apoyado en las dos placas normales a él, pero para que se cumpla tam-



## Placas

bién en la sección C los dobleres de los extremos libres de los patines deben tener una rigidez adecuada, pues de no ser así el alma sería un elemento atiesado, pero los patines no; en sus especificaciones, el *AISI* proporciona reglas para determinar la rigidez mínima necesaria de esas costillas atiesadoras).

Una pieza muy corta formada por placas compactas, comprimida axialmente, falla cuando el esfuerzo uniforme en sus secciones transversales llega al punto de fluencia.  $\sigma_y$ : su capacidad máxima de carga es

$$P_{max} = A\sigma_y$$

En cambio, una columna corta de paredes delgadas puede fallar por pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia; introduciendo el factor  $Q$ , su resistencia máxima puede expresarse como\*

$$P_{max} = QA\sigma_y \quad (7.168)$$

Por otro lado, la carga de colapso de una placa atiesada es igual al producto del esfuerzo de fluencia por el área efectiva correspondiente a ese esfuerzo, de manera que la carga total que puede soportar una columna corta formada exclusivamente por elementos planos atiesados es

$$P_{max} = A_e\sigma_y \quad (7.169)$$

donde  $A_e$  es la suma de las áreas efectivas de todas las placas que componen la sección.

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones 7.168 y 7.169 se obtiene

$$QA\sigma_y = A_e\sigma_y \therefore Q = Q_c = \frac{A_e}{A} \quad (7.170)$$

La forma de determinar  $Q$  indicado en el párrafo 1 de la pág. 401 es la expresión con palabras de este resultado. (De acuerdo con 1 se calcula el área efectiva correspondiente al esfuerzo básico de diseño,  $0.60\sigma_y$ , mientras que en la ecuación 7.169 se ha considerado la que corresponde al esfuerzo de fluencia; sin embargo, esta contradicción es tan sólo aparente, puesto que las ecuaciones 7.153a y 7.153b, recomendadas por el *AISI* para la determinación de anchos efectivos, se han deducido de manera que al introducir en ellas el esfuerzo básico de diseño proporcionan directamente los anchos correspondientes a  $\sigma_y$ ).

$Q_c$  depende de las características geométricas de la sección de paredes delgadas, por lo que recibe el nombre de *factor de forma*.

Columnas compuestas exclusivamente por elementos no atiesados

La falla por pandeo local de columnas cortas formadas únicamente por elementos planos no atiesados (por ejemplo, de sección transversal en ángulo, Fig. 7.83a) se presenta bajo una carga axial de intensidad

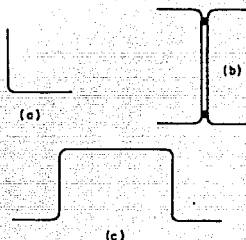


Figura 7.83. Ejemplos de secciones transversales formadas por elementos no atiesados y por elementos atiesados y no atiesados

$$P_{max} = \sigma_{cr} A$$

donde  $\sigma_{cr}$  es el esfuerzo de pandeo del elemento no atiesado que tiene la relación ancho/guiso más elevada.

Multiplicando y dividiendo por  $0.60\sigma_y$  el segundo miembro de la ecuación anterior, se obtiene

$$P_{max} = A\sigma_{cr} \frac{0.60\sigma_y}{0.60\sigma_y} = A \frac{0.60\sigma_{cr}}{0.60\sigma_y} \sigma_y = A \frac{\sigma_{cr}}{0.60\sigma_y} \sigma_y$$

$\sigma_{cr}$  es el esfuerzo permisible en la placa crítica, igual a  $0.60\sigma_y$  si  $b/t$  no es mayor que  $530.8/\sqrt{\sigma_y}$ , o calculado con alguna de las ecuaciones 7.154 a 7.156 en caso contrario.

Igualando el segundo miembro de la última ecuación con el de la 7.168 se llega a

$$A \frac{\sigma_{cr}}{0.60\sigma_y} \sigma_y = QA\sigma_y \therefore Q = Q_c = \frac{\sigma_{cr}}{0.60\sigma_y} \quad (7.171)$$

Columnas formadas por elementos planos de las dos clases, atiesados y sin atiesar

La capacidad máxima de carga de un miembro de este tipo comprimido axialmente (ver ejemplos en la Fig. 7.83, b y c) se alcanza cuando se pandea la

\* La ecuación 7.168 es válida para cualquier columna corta de paredes delgadas, independientemente de que los elementos planos que la forman estén atiesados o no; lo que varía de un caso a otro es la manera como se calcula el factor  $Q$ .

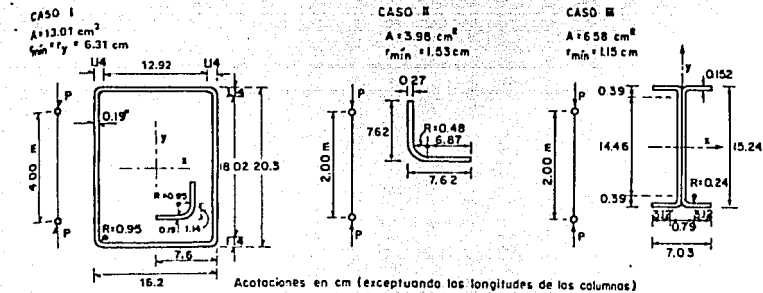


Figura del ejemplo 7.13

placa no atiesada más débil, bajo un esfuerzo  $\sigma_{cr} = \sigma_p / 0.6$ . (El esfuerzo permisible  $\sigma_p$  es, como en el caso anterior,  $0.60\sigma_y$ , cuando  $b/t < 530 S / \sqrt{\sigma_y}$ , y se calcula con una de las ecuaciones 7.154 a 7.156 si la placa es más esbelta). En ese instante el área efectiva  $A_{ef}$  es la suma de las áreas totales de todos los elementos no atiesados más las áreas efectivas (reducidas) de los atiesados, calculadas con el esfuerzo de pandeo de la placa no atiesada más débil, es decir, con  $\sigma_y$  (o  $\sigma_p$  si se utilizan las ecuaciones 7.153a y b), y no  $\frac{1}{2}\sigma_y$ , como se hace en el primer caso.

Por consiguiente, la carga máxima que pueden soportar las columnas de este tipo es

$$P_{max} = \sigma_{cr} A_{ef}$$

Dividiendo sus dos miembros entre el área total  $A$  y multiplicando y dividiendo el segundo por  $0.60\sigma_y$ , la ecuación anterior toma la forma

$$\frac{P_{max}}{A} = \frac{A_{ef}}{A} \sigma_{cr} \frac{0.60\sigma_y}{0.60\sigma_y} = \frac{A_{ef}}{A} \frac{\sigma_{cr}}{0.60\sigma_y} C_v$$

Introduciendo  $Q_x$  y  $Q_y$ , dados por las ecuaciones 7.170 y 7.171 se obtiene, finalmente,

$$P_{max} = Q_x Q_y A \sigma_y = Q A \sigma_y$$

donde  $Q = Q_x Q_y$  (7.172)

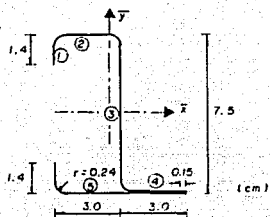
Las ecuaciones 7.171 y 7.172 corresponden a la segunda y tercera definiciones del coeficiente  $Q$ .

Para determinar el esfuerzo permisible en barras cargadas axialmente formadas por elementos planos delgados, atiesados o no, el AISC (Ref. 7.31) propone la ecuación siguiente, aplicable a columnas en las que  $KL/\tau < C_c'$ :

$$\sigma_c = \frac{Q_x Q_y}{5 + \frac{3(KL/\tau)^2}{8C_c'}} \frac{1 - \frac{(KL/\tau)^2}{2C_c'^2}}{(KL/\tau)^2} \sigma_y, \text{ donde } C_c' = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_x Q_y \sigma_y}}$$

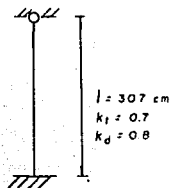
Con la única diferencia de que tiene un coeficiente de seguridad variable, esta ecuación es la 7.165, ya que  $Q_x$  ó  $Q_y$  se hacen iguales a la unidad si la sección está formada exclusivamente por elementos no atiesados o por elementos atiesados.

Diseño a carga axial de las nervaduras extremas, utilizando las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI).



sección transversal

datos: Area = 1.32 cm<sup>2</sup>  
 Esp. = 0.607 mm  
 $r_{\bar{x}}$  = 3 cm  
 $r_{\bar{y}}$  = 1.60 cm



condiciones de apoyo

l = 307 cm  
 $\sigma_y$  = 2858 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma$  = 0.6  $\sigma_y$   
 E = 2 074 000 kg/cm<sup>2</sup>  
 (según el AISI)

a) Cálculo del área efectiva, A<sub>e</sub>.

como se trata de una sección atiesada las placas son completamente efectivas ( b<sub>e</sub> = b ) hasta:

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = \frac{1434}{\sqrt{\sigma}} \quad ; \quad \left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = \frac{1434}{0.6\sigma_y}$$

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = \frac{1434}{\sqrt{1714.8}} \quad ; \quad \left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = 34.63 \quad \text{--- (1)}$$

si la relación b/t de alguno de los elementos planos es mayor que 34.63, su ancho efectivo se calculará con la ecuación :

$$\left( \frac{b_e}{t} \right) = \frac{2121}{\sqrt{\sigma}} \left[ 1 - \frac{464}{(b/t)\sqrt{\sigma}} \right] \quad \text{si } \sigma = 0.6\sigma_y$$

$$\left( \frac{b_e}{t} \right) = \frac{2121}{\sqrt{1714.8}} \left[ 1 - \frac{464}{(b/t)\sqrt{1714.8}} \right]$$

$$\left( \frac{b_e}{t} \right) = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{(b/t)} \right] \quad \text{--- (2)}$$

\* Ancho efectivo de los patines.

de la figura, el ancho " b " de cada placa es el ancho de la porción plana, obtenido descontando a la dimensión exterior el

grueso de la lámina y el radio del doblado en cada extremo.

-de las placas 2 y 5 tenemos que :

$$b = 3 - 2 \times ( 0.0607 + 0.24 ) \quad ; \quad b = 2.40 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2.40}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 39.54 > 34.63 \quad \therefore \text{de la ec. (2)}$$

$$\frac{b_e}{t} = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{39.54} \right] \quad ; \quad \frac{b_e}{t} = 36.71 \rightarrow b_e = 2.23 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será :

$$A_d = ( 2.4 - 2.23 ) \times ( 0.0607 \times 2 ) \quad ; \quad \underline{A_d = 0.0206 \text{ cm}^2}$$

-de la placa 4 tenemos lo siguiente :

$$b = 3 - ( 0.15 + 0.24 ) \quad ; \quad b = 2.61 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2.61}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 43.0 > 34.63 \quad \therefore \text{de la ec. (2)}$$

$$\frac{b_e}{t} = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{43.0} \right] \quad ; \quad \frac{b_e}{t} = 37.88 \rightarrow b_e = 2.29 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será :

$$A_d = 2 \times ( 2.61 - 2.29 ) \times 0.0607 \quad ; \quad \underline{A_d = 0.039 \text{ cm}^2}$$

\* Ancho efectivo del alma.

$$b = 7.5 - [ 3( 0.0607 ) + 2( 0.24 ) ] \quad ; \quad b = 6.84 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{6.84}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 112.69 > 34.63 \quad \therefore \text{de la ec. (2)}$$

$$\frac{b_e}{t} = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{112.69} \right] \quad ; \quad \frac{b_e}{t} = 46.13 \rightarrow b_e = 2.80 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será :

$$A_d = ( 6.84 - 2.80 ) \times ( 0.0607 ) \quad ; \quad \underline{A_d = 0.245 \text{ cm}^2}$$

\* Ancho efectivo de los atiesadores.

$$b = 1.4 - ( 0.0607 + 0.24 ) \quad ; \quad b = 1.1 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{1.1}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 18.12 < 34.63$$

$$\therefore b_e = b = 1.1 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será igual a cero.

Área efectiva  $A_e = \text{área total} - \text{área descontada}$

$$A_e = 1.32 - ( 0.0206 + 0.039 + 0.245 + 0 ) \quad ; \quad \underline{A_e = 1.01 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

b) Cálculo del valor de Q.

$$Q = \frac{A_{\text{efectiva}}}{A_{\text{total}}} ; Q = \frac{1.01}{1.32} ; Q = 0.76$$

c) Cálculo de la relación de esbeltez.

considerando el radio de giro mínimo  $r_{\bar{y}} = 1.60\text{cm}$  y con  $k = 0.8$  de acuerdo a las condiciones de apoyo tenemos que :

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.8 \times 307}{1.60} ; \frac{kl}{r} = 153.5$$

d) Cálculo del coeficiente  $C_c$ .

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_y}} ; C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 (2074000)}{2858}} ; C_c = 119$$

$$\sqrt{\frac{C_c}{Q}} = \frac{119}{\sqrt{0.76}} = 136.5$$

$$\text{luego, } \frac{kl}{r} = 153.5 > \frac{C_c}{\sqrt{Q}} = 136.5$$

→ la columna se pandea en el intervalo elástico.

e) Cálculo del esfuerzo permisible.

$$\sigma_p = \frac{12 \pi^2 E}{23 (kl/r)^2} ; \sigma_p = \frac{12 \pi^2 (2074000)}{23 (153.5)^2}$$

$$\sigma_p = 452 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

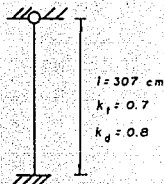
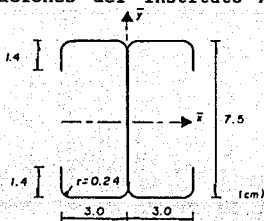
f) Cálculo de la carga axial máxima admisible por la nervadura.

$$P_c \text{ máx admisible} = \text{Area total} \times \sigma_p$$

$$P_c \text{ máx admisible} = 1.32 \times 452$$

$$P_c \text{ máx admisible} = 597 \text{ [kg]}$$

Diseño a carga axial de las nervaduras centrales utilizando las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI).



sección transversal

datos: Area = 1.92 cm<sup>2</sup>  
 Esp. = 0.0607 mm  
 $r_{\bar{X}}$  = 2.95 cm  
 $r_{\bar{Y}}$  = 1.60 cm

condiciones de apoyo

$l$  = 307 cm  
 $\sigma_y$  = 2858 kg/cm<sup>2</sup>  
 $\sigma$  = 0.6  $\sigma_y$   
 $E$  = 2 074 000 kg/cm<sup>2</sup>  
 (según el AISI)

a) Cálculo del área efectiva,  $A_e$ .

como se trata de una sección atiesada utilizaremos las mismas ecuaciones (1) y (2) del ejemplo anterior.

\* Ancho efectivo de los patines.

de la figura, el ancho " b " de cada placa es el ancho de la porción plana, obtenido descontando a la dimensión exterior el grueso de la lámina y el radio del dobléz en cada extremo.

$$b = 3 - 2 \times ( 0.0607 + 0.24 ) \quad ; \quad b = 2.40 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{2.40}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 39.54 > 34.63 \quad \therefore \text{de la ec. (2)}$$

$$\frac{b_e}{t} = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{39.54} \right] \quad ; \quad \frac{b_e}{t} = 36.71 \quad \therefore b_e = 2.23 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será :

$$A_d = ( 2.4 - 2.23 ) \times ( 0.0607 \times 4 ) \quad ; \quad \underline{A_d = 0.0410 \text{ cm}^2}$$

\* Ancho efectivo del alma.

$$b = 7.5 - 2 \times ( 0.0607 + 0.24 ) \quad ; \quad b = 6.90 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{6.90}{0.0607} \quad ; \quad \frac{b}{t} = 113.67 > 34.63 \quad \therefore \text{de la ec. (2)}$$

$$\frac{b_e}{t} = 51.22 \left[ 1 - \frac{11.20}{113.67} \right] ; \frac{b_e}{t} = 46.17 \Rightarrow b_e = 2.80 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será :

$$A_d = (6.90 - 2.80) \times (0.0607) \times 2 ; \underline{A_d = 0.50 \text{ cm}^2}$$

\* Ancho efectivo de los atiesadores.

$$b = 1.4 - (0.0607 + 0.24) ; b = 1.1 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{1.1}{0.0607} ; \frac{b}{t} = 18.12 < 34.63$$

$$\therefore b_e = b = 1.1 \text{ cm}$$

entonces, el área que debe descontarse será igual a cero.

Área efectiva  $A_e = \text{área total} - \text{área descontada}$

$$A_e = 1.92 - (0.0410 + 0.50 + 0) ; \underline{A_e = 1.379 \text{ [cm}^2\text{]}}$$

b) Cálculo del valor de Q.

$$Q = \frac{A_{\text{efectiva}}}{A_{\text{total}}} ; Q = \frac{1.379}{1.92} ; \underline{Q = 0.71}$$

c) Cálculo de la relación de esbeltez.

considerando el radio de giro mínimo  $r_y = 1.60 \text{ cm}$  y con  $k = 0.8$  de acuerdo a las condiciones de apoyo tenemos que :

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.8 \times 307}{1.60} ; \frac{kl}{r} = 153.5$$

d) Cálculo del coeficiente  $C_c$ .

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{\sigma_y}} ; C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 (2074000)}{2858}} ; C_c = 119$$

$$\frac{C_c}{\sqrt{Q}} = \frac{119}{\sqrt{0.71}} = 141.22$$

$$\text{luego, } \frac{kl}{r} = 153.5 > \frac{C_c}{\sqrt{Q}} = 141.22$$

∴ la columna se pandea en el intervalo elástico.

e) Cálculo del esfuerzo permisible.

$$\sigma_p = \frac{12 \pi^2 E}{23 (kl/r)^2} ; \sigma_p = \frac{12 \pi^2 (2074000)}{23 (153.5)^2}$$

$$\underline{\sigma_p = 452 \text{ [kg/cm}^2\text{]}}$$

f) Cálculo de la carga axial máxima admisible por la nervadura.

$$Pc \text{ máx admisible} = \text{Area total} \times \sigma_p$$

$$Pc \text{ máx admisible} = 1.92 \times 452$$

$$\underline{Pc \text{ máx admisible} = 868 \text{ [kg]}}$$

entonces, la carga axial total soportada por el muro es :

$$P_{total} = 2 ( Pc \text{ máx. admisible} ) + 2 ( Pc \text{ máx. admisible} )$$

$$P_{total} = 2 ( 597 ) + 2 ( 868 )$$

$$\underline{P_{total} = 2930 \text{ [kg]}}$$

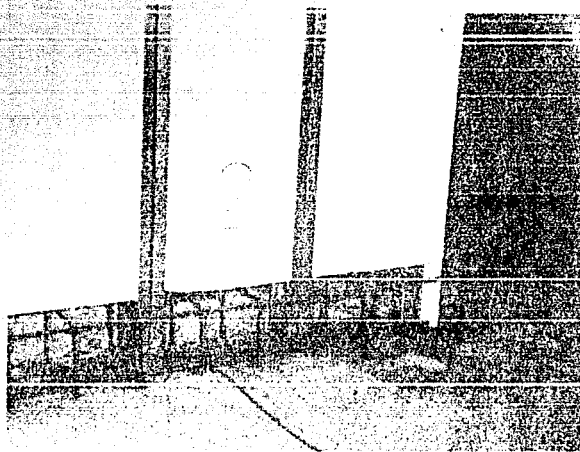


### Referencias.

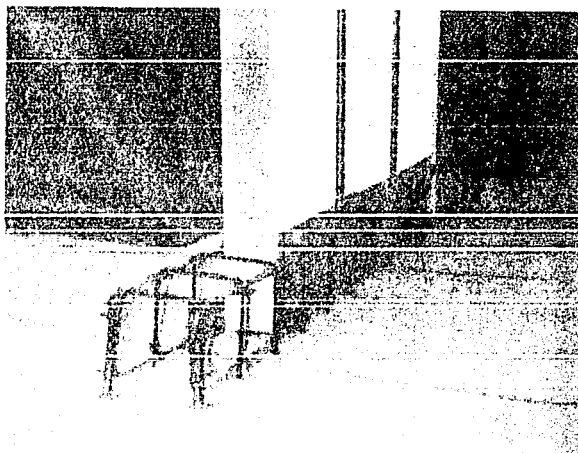
1. y 2. "Standards in Building Codes", American Society for Testing and Materials (ASTM), Volume II, 23th edition, Baltimore, M.D., USA. January 1986.
3. D.J. Dowrick, "Diseño de estructuras resistentes a sismos", Ed. Limusa. México 1984.
4. "Génie Parasismique", sous la direction de Victor Davidovici, Presses de L' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees. Paris 1985. ISBN 2-85978-083-1.
5. Bernard Fouré, R. Scoubret et B. Tahar, "Interaction entre maçonnerie de remplissage et ossature en béton armé sous sollicitations sismiques", Marché Plan Construction-CEBTP No 82 61 076, Service d' Etude des Structures (SES). Janvier 1986.
6. "Design and Fabrication of Plywood-Skin Panels", Plywood Design Specification (PDS), suplement 3. American Plywood Association. Tacoma, Washington. August 1990.
7. Oscar de Buen, " Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño", Ed. Limusa. México 1990.
8. Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal. México, D.F. Noviembre 1987.
9. Normas técnicas complementarias del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal. México, D.F. Noviembre 1987.

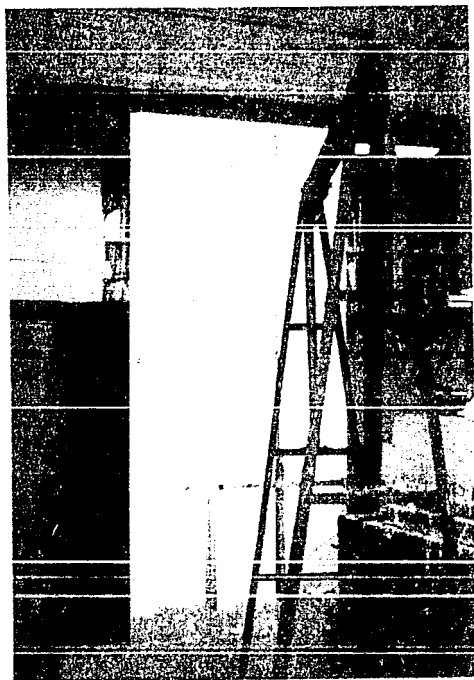
MEMORIA

FOTOGRAFICA.

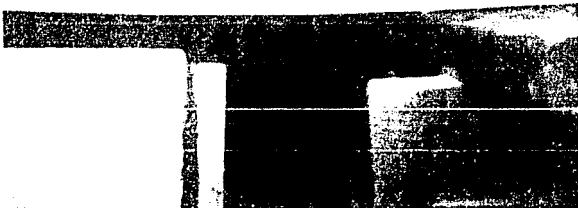
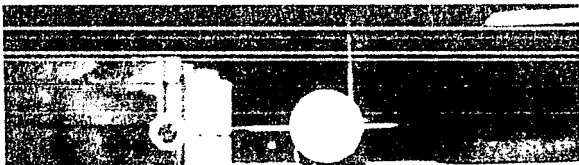


Detalles de la dala de cimentación de los muros ensayados a carga lateral.

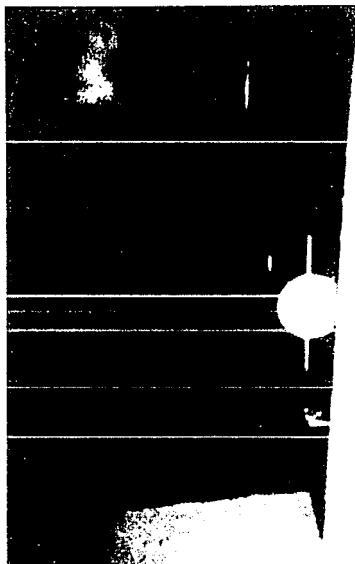


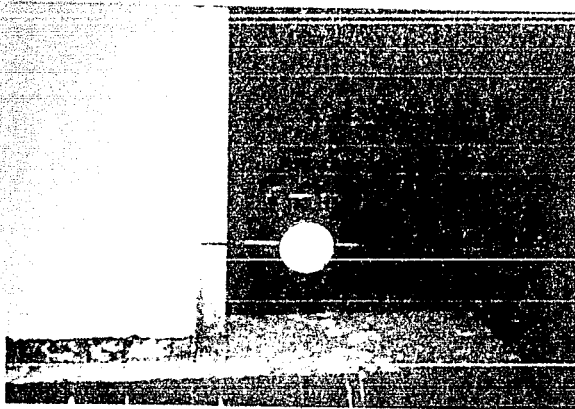


Vista de un muro, que fué ensayado a carga lateral, antes de aplanar sus superficies con mortero y colocar los instrumentos utilizados para medir sus deformaciones.

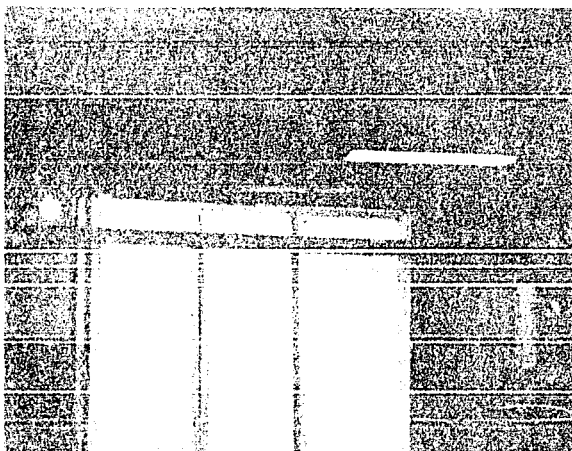


Detalles de la instrumentación de los muros ensayados a carga lateral.

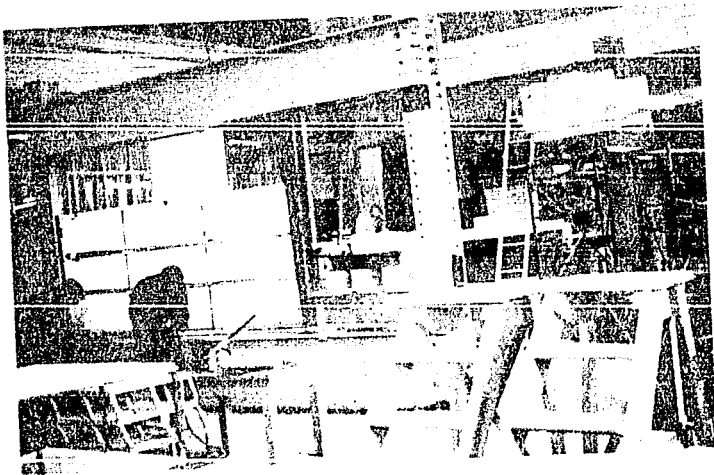




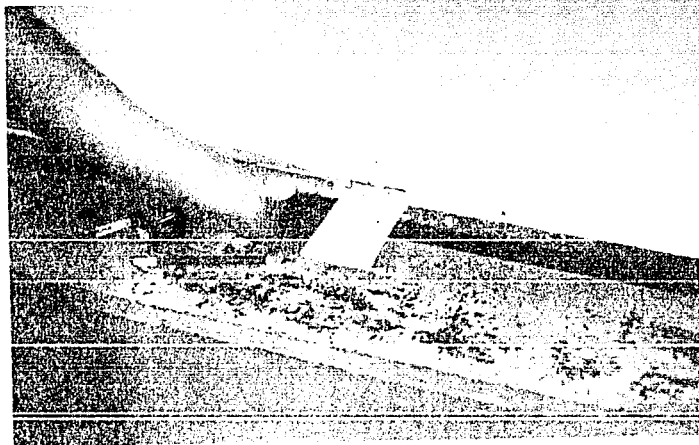
Detalle de la instrumentación de los muros ensayados a carga lateral.



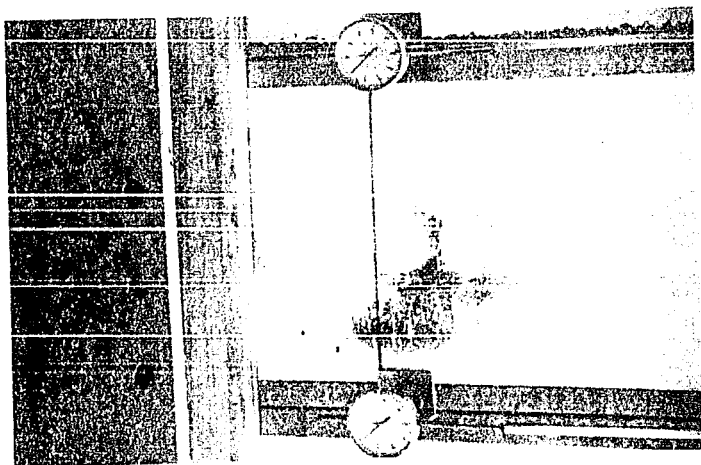
Procedimiento de carga de los muros ensayados a carga lateral.



Preparación de un muro para su ensaye a carga axial.



Detalles de la instrumentación de los muros ensayados a carga axial.







Procedimiento de carga de los muros ensayados a carga axial.