

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

TESIS DE GRADO

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE VENTANAS SOMETIDAS A
DEFORMACIONES HORIZONTALES PRODUCIDAS POR UN SISMO



CARLOS FLORES SILVA

LUIS CUROTTO PACHECO

PROMOCION

LIMA - PERU

1969

AGRADECIMIENTO

Los autores de la tesis agradecen muy especialmente el asesoramiento del Ingeniero Julio Kuroiwa, cuya dirección ha sido el factor principal en la preparación de este trabajo.

Así mismo, agradecemos la colaboración que en todo momento hemos recibido del Ingeniero Bernardo Fernández, Director del Programa Académico de Ingeniería Civil.

Las facilidades prestadas en el Laboratorio de Ensayo de Materiales por intermedio del Ingeniero Carlos Tapia.

Las sugerencias de los Doctores Carlos del Río y Ricardo Yamashiro son debidamente reconocidas.

Nuestro agradecimiento va dirigido también a las siguientes personas con cuya colaboración contamos para la culminación de la tesis: Srtas. Sonia Pérez León, Norma Quispe, Zelhma Ruiz; y finalmente al Ingeniero Paul Grinstein de la firma Vitrovent S. A.

RESUMEN

El presente trabajo expone los resultados de un estudio experimental que se efectuó en la Universidad Nacional de Ingeniería, con el objeto de conocer el comportamiento frente a excitaciones sísmicas de los diferentes tipos de ventanas, de uso más difundido en Lima, con el objeto de dar recomendaciones - encaminadas a disminuir el alto porcentaje de fallas de los vidrios que ocurren en casos de sismos.

Estas ventanas fueron montadas en un marco de concreto armado de 3.20 mts. de alto por 2.00 mts. de ancho, ocupando un vano de 1.60 mts. de ancho por 1.30 mts. de alto, el pórtico fue sometido a fuerzas horizontales mediante un gato hidráulico, tratando en lo posible de representar a escala natural un pórtico de un edificio típico sometido a deformación lateral.

Los ensayos consistieron en la aplicación de una fuerza horizontal coplanar en la viga superior, simulando la deformación de un entrepiso típico frente a un sismo. Estas deformaciones fueron 4 a 5 veces mayores a las producidas en los edificios por un sismo de alta intensidad.*

Fueron probados siete modelos diferentes de ventanas, en un total de diez ensayos, con el fin de observar su comportamiento, para luego tratar de obtener una forma de montaje de los marcos de las ventanas capaz de proteger a los vidrios.

*La deformación se determinó analizando un edificio típico flexible de 8 pisos.

IV

Se han tabulado los valores obtenidos de los ensayos con el objeto de poder comparar las diferentes deformaciones a las que se han llegado en cada tipo de montaje de las ventanas y aquellas a las que fallaron los vidrios.

A partir de esta tabulación y de las observaciones realizadas durante los ensayos se dan algunas recomendaciones para el mejor comportamiento de las ventanas en caso de un sismo. También se expone el diseño especial de una ventana de fierro, ensayada con éxito; con la que se lograron desplazamientos 5 veces mayores que su similar, de diseño corriente sin llegar a la fractura de los vidrios.

TABLA DE CONTENIDO.

<u>PARTE</u>	<u>TITULO</u>	<u>PAGINA</u>
	AGRADECIMIENTO	
	RESUMEN	
I	INTRODUCCION	
	-EXPOSICION DEL PROBLEMA	I
	-ANTECEDENTES	
	-CONTENIDO DE LA TESIS	
	-DESCRIPCION DEL MODELO	
	-INSTRUMENTOS	
II	PROBLEMA DINAMICO	14
III	DETERMINACION EXPERIMENTAL DE LAS CONSTANTES DEL VIDRIO	31
IV	DESCRIPCION DE LAS VENTANAS PROBADAS, RESULTADOS EXPERI- MENTALES Y TABLAS	45
V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	82
	REFERENCIAS	87
	MATERIAL FOTOGRAFICO	89

CAPÍTULO I

INTRODUCCION

EXPOSICION DEL PROBLEMA.-

Como se sabe, el Perú se encuentra ubicado en una zona de intensa actividad sísmica, debido a lo cual en nuestro medio se está dando la debida importancia a la Ingeniería Sísmica y se podría decir que estamos en condiciones de construir estructuras lo suficientemente resistentes para soportar sismos de gran intensidad.

En cambio no se da la debida importancia a los elementos no estructurales que aún en sismos moderados son los más afectados, atentando contra la seguridad de las personas, fuera de las pérdidas económicas que ocasiona; y hasta la fecha no se han hecho estudios suficientes para lograr una solución adecuada a este problema.

Es por esto que hemos querido abordar este tema, dando prioridad al estudio del comportamiento de las ventanas frente a una excitación sísmica, ya que tratándose de ventanas de fachada, es fácil imaginar el peligro que entraña a los transeuntes la rotura de vidrios, además de las cuantiosas pérdidas económicas causadas en sismos pasados. Aún en los sismos de 1966 y 1968 que fueron moderados las pérdidas por rotura de vidrios en Lima y alrededores, han sido muy importantes.

Como dato ilustrativo podemos mencionar el caso del Hospital del Empleado, donde las pérdidas por rotura de vidrios en el 1º piso solamente, ascendió a S/. 300,000.00.

Se tiene conocimiento de que en sismos producidos en otros países, también se produjeron grandes pérdidas por rotura de vidrios de ventanas, como son los casos de los siguientes sismos del 28 de marzo de 1965 en Chile, el del 16 de junio de 1964, en la ciudad de Nigata del Japón y en el del 27 de marzo de 1964 en la ciudad de Anchorage de Alaska. En el sismo del 29 de febrero de 1960 en la ciudad de Agadir en Marruecos también se observaron daños importantes en vidrios, como por ejemplo, en el edificio Municipal City Hall el que aparentemente no sufrió mayores daños, se comprobó al finalizar la inspección - que los mayores daños fueron la rotura de vidrios.

En la referencia (10) al tratar sobre los daños de los edificios en Skoplje, Yugoslavia, se menciona que fueron observadas muchas roturas de vidrios de las ventanas especialmente - en aquellas de gran tamaño; se dice que se debería dar una atención especial a la construcción de ventanas, como medida de protección de las personas.

De las observaciones de los daños producidos por otros sismos se pueden sacar conclusiones favorables, como por ejemplo en el de San Salvador del 3 de mayo de 1965, fué excepcionalmen-

te reducido el número de casos de rotura de vidrios en ventanas, debido a que los edificios de arquitectura moderna, que en general fueron los más dañados, fué muy frecuente el uso de persianas de vidrio, las cuales toleran grandes deformaciones sin romperse.

Otro ejemplo interesante de mencionar en el caso del comportamiento de la Torre Latinoamericana de México durante el sismo del 28 de julio de 1957, donde no se rompió ningún vidrio. Hay que aclarar que al diseñar la estructura, se tomó en cuenta el hecho de que una estructura flexible debería tener un diseño especial para que no sufrieran daños sus elementos no estructurales y así podemos citar, que cada piso tiene desligada la carpintería de aluminio de las ventanas de los pisos superior e inferior con el mismo objeto de que la estructura deforme sin dañar los cristales; es conveniente aclarar que las 2500 ventanas que forman las fachadas del edificio están formadas por unidades de doble cristal fijas en la parte superior por un pivote y en la inferior por un cojinete cónico, la ventana se abre al girar alrededor de su eje geométrico, con excepción de las esquinas en que hay instaladas unidades fijas. El marco de las ventanas es de aluminio, que se empleó por su poco peso y durabilidad a la intemperie.

Esta tesis trata pues de cumplir con la doble finalidad, de divulgar los pocos trabajos realizados sobre este tema en el extranjero, así como de efectuar un estudio experimental con

los materiales y métodos constructivos empleados en nuestro medio, dando acá uno de los primeros pasos orientados a resolver los problemas originados por nuestra condición de ser un país ubicado en una zona sísmica.

ANTECEDENTES. -

Existen muy pocos estudios realizados anteriormente sobre la manera de montar ventanas para evitar fracturas de vidrios por causa de sismos; los más importantes son dos, uno hecho en Estados Unidos, y el otro en el Japón. El primero está dirigido al ensayo de ventanas en el laboratorio y el segundo en una observación de las fallas de los vidrios ocasionadas por un sismo.

En el Laboratorio de Ingeniería de Materiales, División de Ingeniería Estructural y Mecánica Estructural de la Universidad de California de Berkeley, un equipo de investigadores se dedicó al estudio del comportamiento de ventanas bajo fuerzas en su plano. Los resultados de estos ensayos han sido discutidos al detalle en el reporte: "Behaviour of Window Panels - Under In-plan Forces" por J.G. Bouwkamp (2)*. Estas ventanas

*Los números entre paréntesis indican la bibliografía que se presenta al final de este trabajo (página 87)

estuvieron montadas en elementos de madera de 2" x 6" fijados a un marco articulado de acero. También se instaló un resorte para mantener el pórtico en equilibrio en cualquier posición deformada. Además de los ensayos con carga estática se hicieron dos con carga alternada y cuatro con carga de impacto. Los ensayos con cargas de impacto, obtenidos por oscilación de un péndulo contra la parte superior del pórtico indicaron que la deflexión a la falla es esencialmente la misma que bajo cargas estáticas.

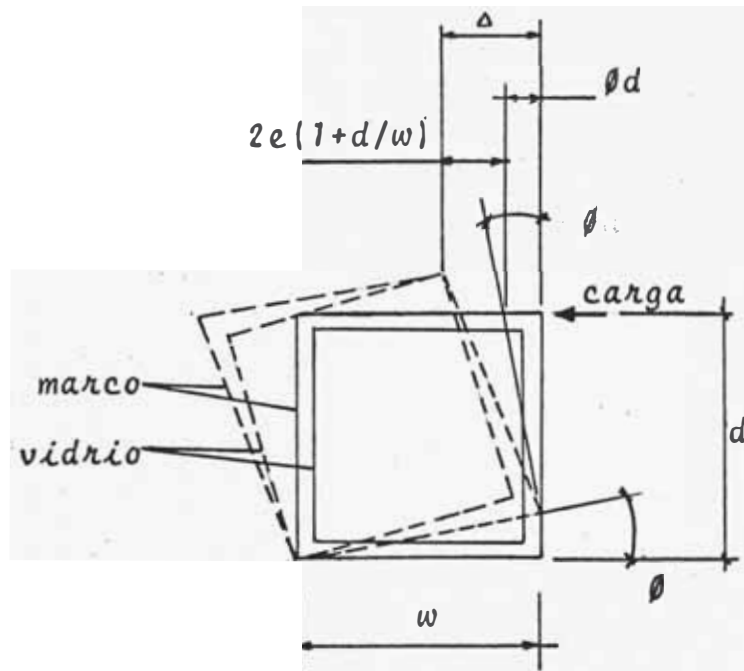
Se observó que para marcos de metal, la limitación en la holgura impuesta por un paño simple de vidrio sujeto con masilla blanda es simplemente una relación geométrica que depende del juego del vidrio (c) y las dimensiones del marco (d) altura y (w) ancho:

$$\Delta - \theta d = 2c (1+d/w)^*$$

Puede ser deducida una expresión similar para ventanas con paños múltiples de metal, en la cual la deflexión total es la suma de las deflexiones de los paños individuales:

$$\Delta - \theta d = \sum 2c (1+d/w)$$

*La notación se define conforme se presenta en el texto, y se representa en orden alfabético en la página 86-C



Para paños simples con masilla dura se dedujo la siguiente ex
presión:

$$\Delta - \varnothing d = F \cdot 2c (1 + d/w)$$

donde $F = 0.36 - 0.115 w/d$

Los resultados con los ensayos con cargas reversibles indicaron que la deflexión a la falla fue prácticamente idéntica a la ocurrida en ventanas similares bajo cargas estáticas en una sola dirección.

Para ventanas con masilla blanda, los ensayos con cargas de impacto, o obtenidos por oscilación de un péndulo contra la parte superior del pórtico, indicaron que la deflexión a la falla es esencialmente la misma que bajo cargas estáticas

Al probar marcos de 2' x 4' bajo cargas estáticas, los fragmentos de vidrios fueron arrojados a 5' a ambos lados del marco.

Para ventanas de 8' x 4', los vidrios fueron lanzados 25' fuera del marco. Debido a la limitación de los ensayos, este tipo de falla del vidrio mediante cargas de impacto no fue obtenida para modelos con masilla dura; sin embargo se cree que se observarían la misma forma de falla y fragmentos dispersados que para los ensayos con cargas estáticas.

Los desplazamientos a la falla $\Delta - \delta_d$ fueron 0.02" menores que los permitidos por el Código Administrativo de California. Esto indica que el valor 0.0052h no es conservador cuando la masilla está endurecida.

El valor $\Delta - \delta_d$ podría aplicarse al diseño de un edificio cuando el marco está colocado directamente en los pórticos del edificio y no por intermedio de elementos de madera.

Otro de los pocos países donde se han hecho estudios sobre este tema es el Japón, donde se le comienza a dar mayor importancia a consecuencia del terremoto del 20 de abril de 1965, en la ciudad de Shizuoka, en el cual las mayores pérdidas económicas fueron debidas a rotura de los vidrios.

Después del sismo se midieron los períodos naturales de vibra

ción de cada edificio para poder estimar los desplazamientos horizontales producidos durante el mismo y considerando los resultados y las observaciones de los daños ocasionados, se pudo discutir la causa de la falla de los vidrios. Las medidas se hicieron registrando las vibraciones de los edificios.

En uno de los edificios de seis pisos el período natural de vibración fué determinado a partir de la curva período-frecuencia, en un registro de dos minutos. El desplazamiento se estimó a partir de la medida del período de vibración. El máximo desplazamiento relativo de la parte más alta con respecto a la parte baja fué de 1.1 a 1.7 cmts. para un período natural de 0.45 segundos. Asumiendo que el modo fundamental fué el predominante durante el terremoto, el máximo desplazamiento relativo del edificio puede estimarse como:

$$y = 1.2 \times (1.1 \text{ a } 1.7) = 1.3 \text{ a } 2.0 \text{ cm.}$$

donde 1.2 es el factor de participación.

El desplazamiento de entrepisos se ha obtenido a partir de estos valores, dividiendo entre el número de pisos:

$$d = (1.3 \text{ a } 2.0) / 6 = 0.22 \text{ a } 0.33 \text{ cm.}$$

o expresado mediante un giro:

$$\theta = d/h = 1/1600 \text{ a } 1/1000$$

donde h es la altura de un piso.

A partir de las deformaciones estimadas y de la observación de los daños, se llegó a las siguientes conclusiones:

-Hospital Shida: este edificio se puede considerar del tipo no flexible por el período medido y es muy difícil que haya torsión en su estructura debido a la bien balanceada distribución de los muros. El desplazamiento relativo de todo el edificio se estimó que fue de sólo 0.5 cm.; a pesar de todo esto hubo roturas en sus vidrios en más de un 20%. Los daños se hubieran podido evitar si existiera un pequeño espacio entre el vidrio y el marco de la ventana.

-Shimizu City Hall: son dos edificios, en el antiguo los desplazamientos estimados fueron de 1.0 a 2.0 cmts. en todo el edificio, y la rotura de vidrios fue de un 10%, mientras que en el nuevo, casi no hubo daños en los vidrios a pesar de que los desplazamientos se estimaron de 1.1 a 2.3 cmts. Esta diferencia en los daños pudo ser atribuida al diferente grado de endurecimiento de la masilla, ya que se observó que en el nuevo edificio aún no había endurecido.

-Torre del Reloj del Hamamatsu City Hall: el desplazamiento de entrepisos se estimó que fue mucho mayor que el de los otros edificios ya que se produjeron grietas en vigas y columnas debido a que vibró severamente. Los daños en vidrios fueron de un 87% y se deberían principalmente al gran desplaza-

miento de los entrepisos más que a otros factores.

°El Código Administrativo de California, en el Título 21, da las normas para la construcción de edificios para escuelas p^ublicas en California; ha ubicado en su sección III las siguientes limitaciones: "La deflexión en elementos resistentes verticales debido a cargas de viento o de sismo que actúan en el plano de la pared no exederá a 1/16 de pulgada por pie de altura del elemento. La deflexión en el plano entre la parte superior e inferior del vano envidriado de la pared, no deberá exceder de 1/16 de pulgada por pie de altura de la abertura, a menos que el vidrio estuviera prevenido para tomar corte o una distorsión de $1/12 \times 16 = 0.0052$, o se use vidrio armado. Este valor es de 0.0052 h.

°Las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico en el Título 14, - Deformación Lateral, dice: "Se permite un desplazamiento relativo máximo de 0.002 de la diferencia de altura (h) de dos pisosadyacentes.

Si los elementos no estructurales, están ligados a la estructura de tal manera que no sufran daño por la deformación de esta última, el desplamiento relativo máximo de dos pisos adyacentes puede aumentar hasta 0.004 h, donde h es la altura de entrepisos en metros." (Referencia 15)

CONTENIDO DE LA TESIS

Para poder dar recomendaciones sobre el montaje de ventanas , se estudiaron las causas que originan las fallas de los vidrios en caso de sismos y se considera que estas causas fueron los desplazamientos de los entrepisos y además la gran fragilidad del vidrio. En base a esto se dividieron los capítulos como siguen:

El capítulo II comprende el análisis dinámico de un edificio de estructura simple de 8 pisos, sin placas, con el objeto de determinar los desplazamientos relativos de los entrepisos, obtenidos en base al espectro del sismo de Lima de 1966. Mayores desplazamientos serán producidos posteriormente en un pórtico de concreto armado.

En el capítulo III se expone un estudio experimental para determinar las constantes del vidrio existentes en el país.

En el capítulo IV se han descrito los diferentes tipos de ventanas de uso más difundido en Lima y también se describen los resultados experimentales que se encuentran tabulados en este mismo capítulo.

En el capítulo V se proponen algunas recomendaciones para el montaje de ventanas a fin de aumentar su seguridad frente a un movimiento sísmico y tratar en lo posible de evitar la ro-

tura de vários.

DESCRIPCION DEL MODELO

Se han tratado de producir experimentalmente en el laboratorio los desplazamientos que se ocasionarían en un edificio durante un movimiento sísmico, con este objeto se construyó un marco de concreto armado simulando un elemento representativo de un edificio cualquiera.

El modelo es un marco de concreto armado (fig. de la pag. 13) de 3.20 mts. de alto y 2.00 mts. de ancho, cuyas vigas son de 0.30 x 0.50 mts. y las columnas de 0.20 x 0.20 mts; las vigas se hicieron mucho más rígidas que las columnas, para de esta manera representar el efecto rigidizante de la losa, a fin de que el marco se deforme predominantemente según el modo cortante.

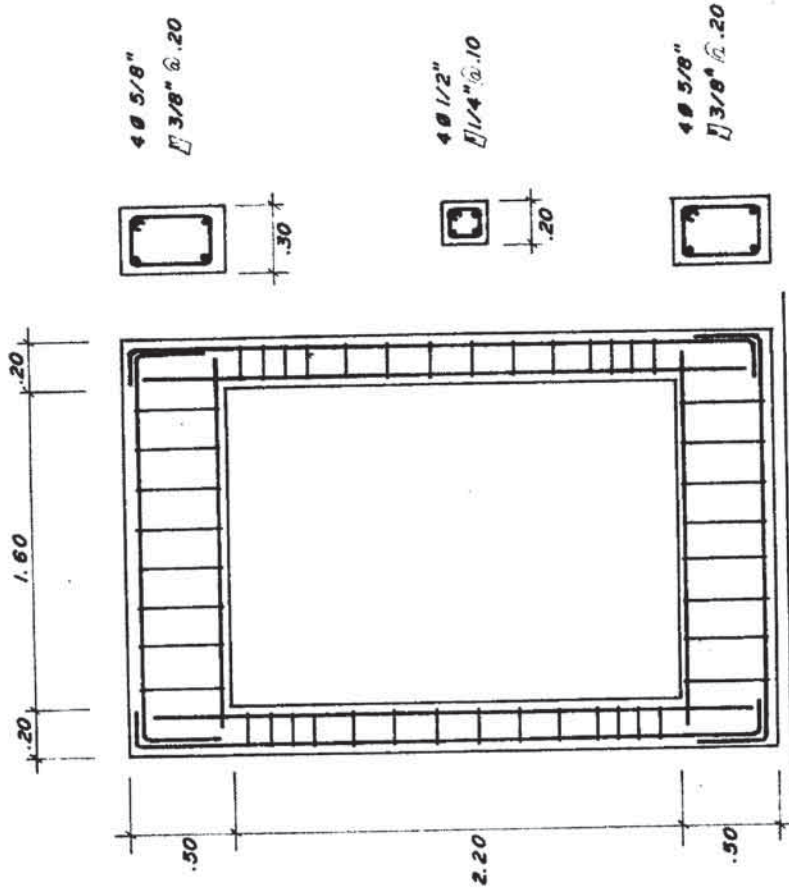
El marco de concreto estaba reforzado con 4 \emptyset 1/2" en las columnas y 4 \emptyset 5/8" en las vigas y descansaba en un apoyo fijo y otro móvil.

INSTRUMENTOS

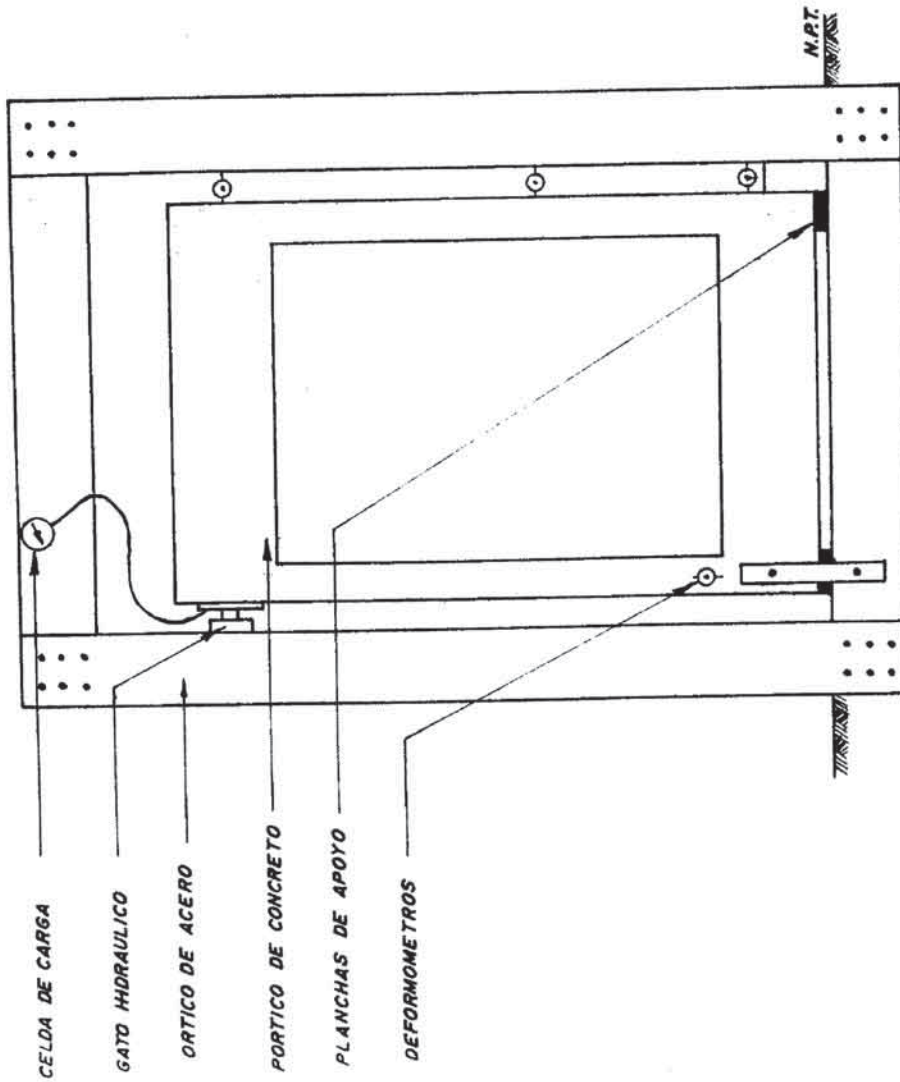
Un gato hidráulico marca Simplex con capacidad de 30 tons.

Una celda de carga de 30 tons.

5 deformómetros de 1" de carrera, distribuidos como se muestra en la figura de la página 13)



REFUERZO DEL MARCO DE CONCRETO



VISTA GENERAL DEL DISPOSITIVO DE ENSAYO

CAPITULO II

PROBLEMA DINAMICO

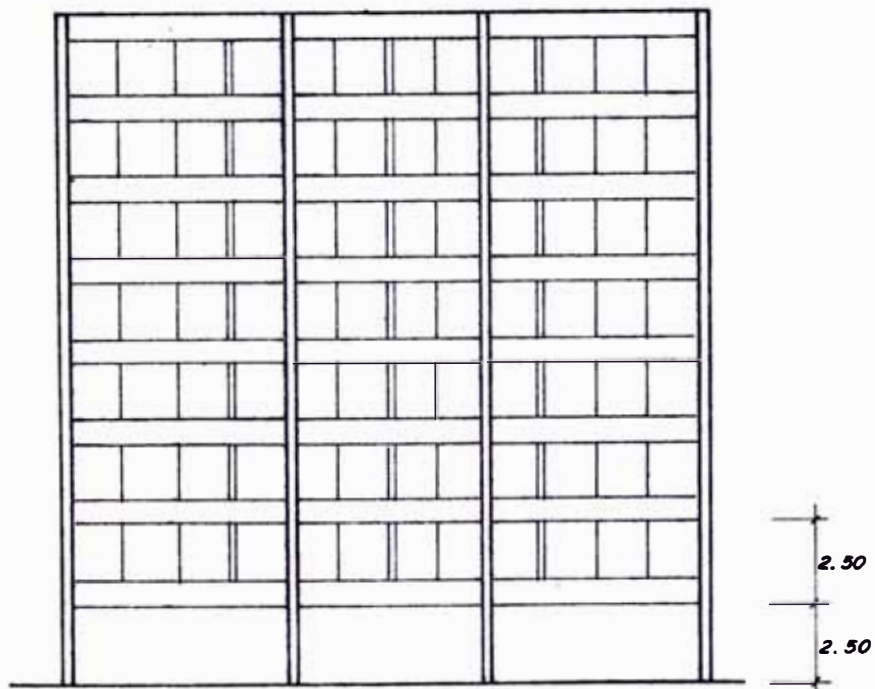
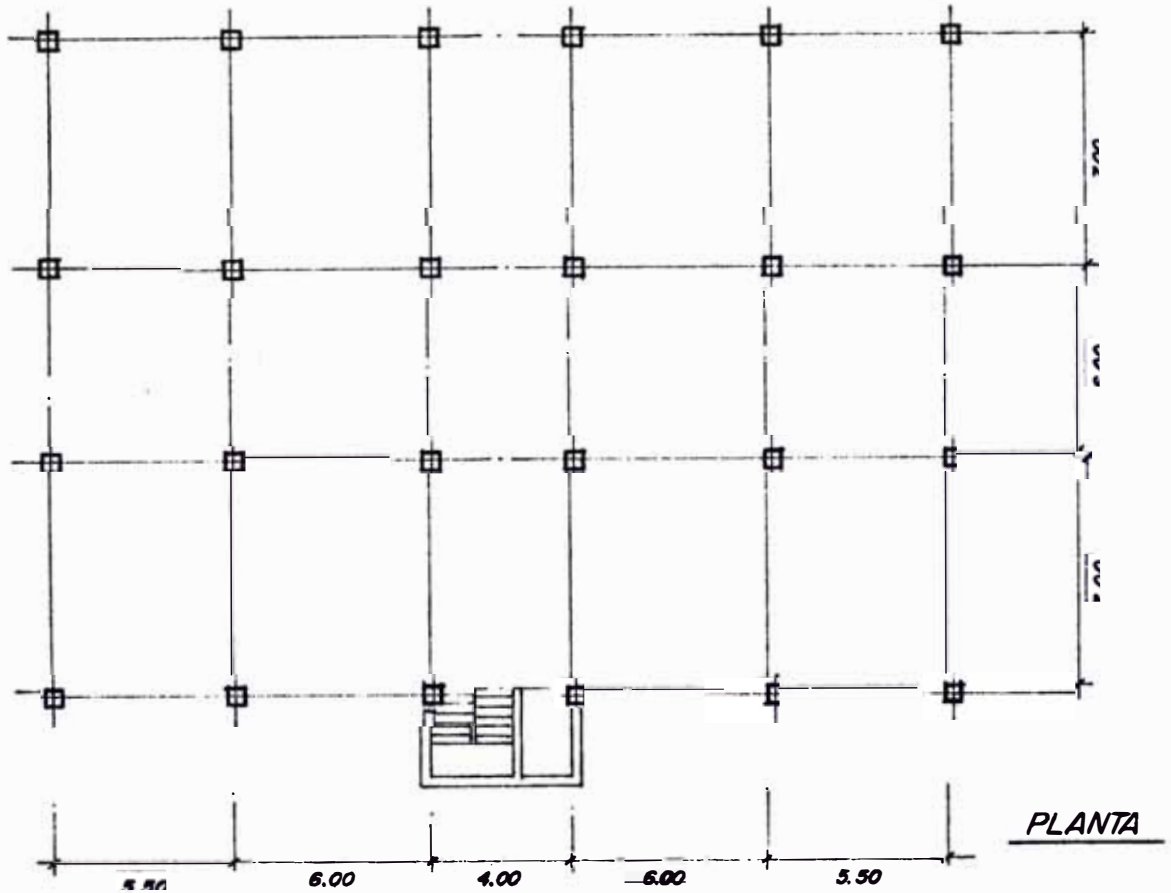
Se ha considerado que las grandes deflexiones producidas por el sismo en las estructuras, ocasionan las deformaciones de los marcos de las ventanas, que son lo suficientemente grandes como para provocar la rotura de los vidrios.

Si un edificio tiene un período de vibración largo, estará sujeto a grandes deformaciones de los entrepisos que ocasionarán daños en los vidrios aún en caso de sismos moderados. No es difícil pensar que las grandes deformaciones de esta clase son la causa principal de la falla de los vidrios.

Para estimar las deformaciones del edificio durante el sismo, es necesario conocer su período natural de vibración y el movimiento del suelo.

En las páginas siguientes se hace el análisis dinámico de un edificio de 8 pisos, con la finalidad de obtener los desplazamientos de sus entrepisos, haciendo uso del espectro obtenido en el sismo de Lima de 1966 y luego se hace una comparación con los resultados obtenidos a partir de las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

Se analizará la respuesta dinámica de una estructura de 8 pisos frente a una excitación sísmica. En el análisis se consi-



Edificio típico flexible que se analiza dinámicamente con el objeto de determinar las deformaciones de entrepisos.

dera que el edificio solamente se deforma, según el modo cor
tante , es decir se supone que:

1. Las masas se concentran en el nivel de cada piso, y con esto se reduce el número de grados de libertad de infinito a tantos grados como pisos tiene el edificio.
2. El sistema de vigas y losas son mucho más rígidas que las columnas.
3. El piso no rota, no hay alargamientos ni acortamientos en los extremos de las columnas, o sea que permanece horizon
tal.

Para obtener la respuesta dinámica del sistema se determinan las frecuencias y formas de los modos naturales de vibración de la estructura: además se considerará la superposición de diversos modos de vibración.

Se usará el Método de Stodola-Vianello para la determinación de la frecuencia del modo fundamental y para los modos superiores, el Método de Holzer.

El Método de Stodola permite determinar la frecuencia y la forma del modo fundamental de una estructura de varios grados de libertad que está vibrando libremente y sin amortiguamiento. Una estructura vibra con una frecuencia determinada en todos sus niveles.

Resumiendo el Método de Stodola:

1. Se asume una deflexión dada.
2. Entonces puede calcularse la fuerza de inercia $F_I = w^2 m_i x_i$ en función de w .
3. Se calculan las fuerzas que actúan sobre cada resorte.
4. Como se conoce la constante de resorte pueden ser calculadas las deflexiones $x = F/k$
5. Las deflexiones halladas se emplean como deflexiones asumidas para la próxima iteración.

Cuando los valores asumidos coinciden con los valores calculados, se habrá obtenido la forma del modo. Finalmente con estos valores se puede determinar la frecuencia y luego el período de vibración del primer modo.

Método de Holzer.- Es un método que permite calcular todas las formas de modos de una estructura amortiguada o sin amortiguamiento, vibrando libremente o de manera forzada.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Se asume un valor de frecuencia, teniendo en cuenta que estas están en la relación 1: 3: 5:7 etc.
2. Se supone un desplazamiento arbitrario de la primera masa a partir del apoyo.
3. Luego se calcula el valor de la fuerza cortante en el pr

mer resorte ($FR = K_1 X_1$). Se determina también la fuerza de inercia de la primera masa ($FI = m_1 \omega^2 x_1$).

4. Por diferencia de estas fuerzas, efectuando el equilibrio puede obtenerse la fuerza en el resorte siguiente.

5. Se determina la deflexión relativa del próximo resorte

$$x_2 = \frac{FR - FI}{K_2}$$

6. Se determina la deflexión total de la masa m_2 : ($x_1 - \Delta x_2$) y la fuerza de inercia de esta masa.

7. Luego por equilibrio se halla la fuerza en el próximo resorte y así sucesivamente hasta llegar a la última masa - donde si la frecuencia asumida corresponde a una frecuencia natural de vibración debe tenerse: $FI = FR$.

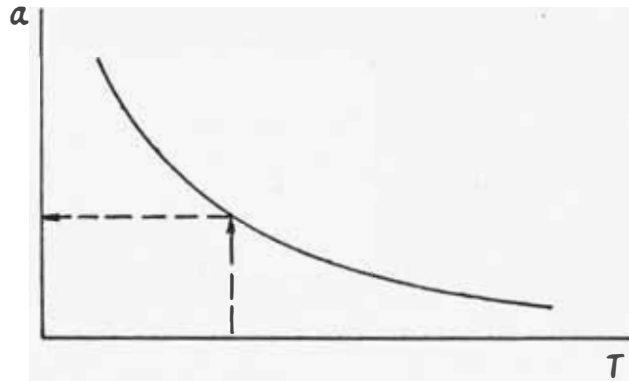
En general esto no sucede y se tiene un residuo. Se grafica luego una curva continua con los valores de ω^2 asumidos y con los residuos; los ceros de esta curva corresponden a los valores de las frecuencias naturales buscadas.

Otro procedimiento que es el que hemos usado, consiste en corregir los resultados igualando la energía potencial a la energía cinética empleando la siguiente fórmula:

$$\omega_1^2 = \omega^2 \times \frac{\sum FR \cdot \Delta x}{\sum FI \cdot x}$$

Conociendo la frecuencia de los cuatro modos calculamos los periodos respectivos. Con estos periodos entramos al espectro de aceleraciones del sismo de Lima de 1966 y obtenemos -

las correspondientes aceleraciones. $T = 2\pi/\omega$



La estructura vibra en los diferentes modos en forma superpuesta, o sea que un desplazamiento será la suma de los desplazamientos para cada modo. Como hemos hallado todos los modos con un desplazamiento unitario habrá que afectarlos de un coeficiente que les dé a cada uno su verdadera participación. Para esto se aplicarán las siguientes fórmulas:

$$X_{ij}(t) = \varnothing_j(t) \times C_j \times X_{ij}$$

$$C_j = \frac{\sum_i m_i X_{ij}}{\sum_i m_i X_{ij}^2}$$

en donde:

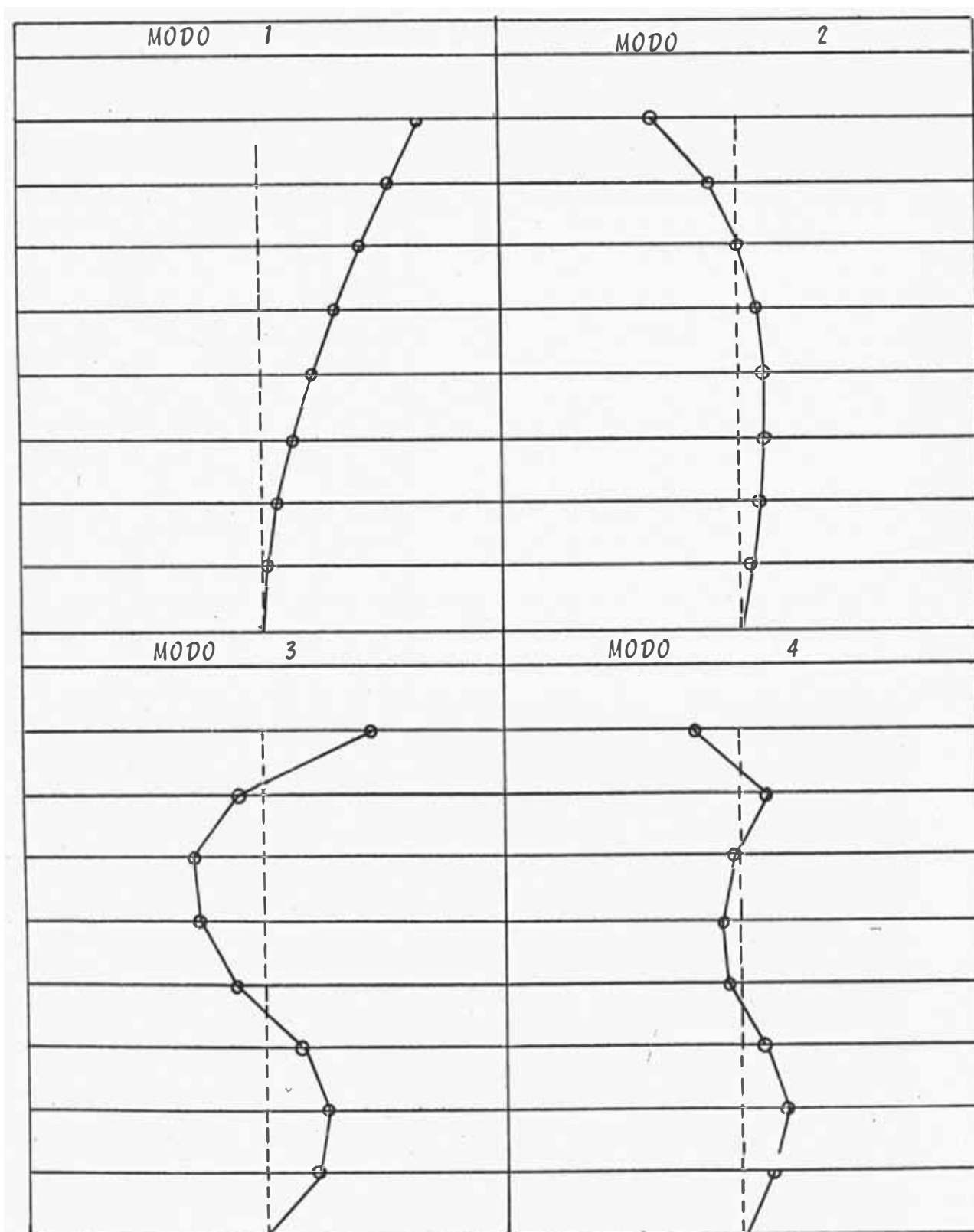
$X_{ij}(t)$ = desplazamiento real de la masa i en el modo j

$\varnothing_j(t)$ = la variación de la participación del modo j con respecto al tiempo. Para aplicaciones prácticas -

$\varnothing_j(t) \max.$ puede hallarse de un espectro de aceleración: $\varnothing(t) \max = a/\omega^2$

$C_j =$ Factor de participación del modo j

$X_{ij} =$ desplazamiento de la masa i en el modo j



CUADRO DE METRADOS

Piso	1°	2°	3°	4°	5°	6°	7°	8°
0.25 C.V.	29.4	29.4	29.4	29.4	29.4	29.4	29.4	11.8
Piso terminado	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0	47.0
Vigas principales	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	65.2	48.9	36.6
Vigas secundarias	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
Vigas de arriostre	37.4	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	24.9
Aligerados	169.0	169.0	169.0	169.0	169.0	169.0	169.0	169.0
Columnas	49.1	37.2	33.0	27.6	21.7	16.7	11.6	5.8
Tabiquería interior	61.0	61.0	61.0	61.0	61.0	61.0	61.0	42.8
Tabiquería exterior	70.7	70.7	70.7	70.7	70.7	70.7	70.7	64.1
carga muerta	496.7	479.4	475.2	469.8	463.9	458.9	437.5	391.5
0.25 C.V. + C.M.	526.1	508.8	504.6	499.2	493.3	488.3	466.9	403.3

DIMENSIONES DE LAS VIGAS

PISOS	V I G A S		
	Principales	Arriostre	Secundarias
1° 2°	40 x 60	30 x 50 25 x 45	10 x 25
3° 4°	40 x 60	25 x 45	10 x 25
5° 6°	40 x 60	25 x 45	10 x 25
7° 8°	30 x 60 30 x 45	25 x 45 25 x 40	10 x 25

CUADRO DE MASAS

Pisos	Peso	Masa	Masa Relativa
1°	526.1	0.537	1.305
2°	508.8	0.519	1.260
3°	504.6	0.516	1.254
4°	499.2	0.510	1.240
5°	493.3	0.504	1.222
6°	488.3	0.498	1.210
7°	466.9	0.477	1.158
8°	403.3	0.412	1.000

CALCULO DE RIGIDECES

Piso	Dimensión columnas	momento inercia	altura h	$K = \frac{12 EI}{h^3}$	K relativo
1y2	60 x 60 55 x 55	1'080,000 763,000	2.50	3636.0	12.10
3y4	55 x 55 50 x 50	763,000 521,000	2.50	2500.0	8.33
5y6	45 x 45 40 x 40	341,000 213,000	2.50	914.4	3.05
7 y 8	30 x 30	67,500	2.50	300.5	1.00

METODO DE STODOLA

MODO FUNDAMENTAL.

	K ₁	m ₁	K ₂	m ₂	K ₃	m ₃	K ₄	m ₄	K ₅	m ₅	K ₆	m ₆	K ₇	m ₇	K ₈	M ₈
	12.10	1.305	12.11	1.260	8.33	1.254	8.33	1.24	3.045	1.222	3.045	1.21	1.00	1.158	1.00	1.00
X _{asum}		1.00		2.00		3.00		4.00		5.00		6.00		7.00		8.00
FI		1.305		2.52		3.762		4.96		6.11		7.26		8.106		8.0
FR	42.02		40.72		38.20		34.44		29.48		23.37		16.11		8.0	
X = F/K	3.475		3.365		4.58		4.14		9.69		7.67		16.11		8.0	
DEF.CA		3.475		6.84		11.42		15.56		25.25		32.92		49.03		57.03
		1.00		1.968		3.29		4.48		7.27		9.46		14.1		16.4
		1.305		2.48		4.125		5.56		8.89		11.45		16.32		16.40
	66.53		65.22		62.75		58.62		53.06		44.17		32.72		16.40	
	5.50		5.40		7.535		7.04		17.42		14.52		32.72		16.40	
		5.50		10.90		18.44		25.48		42.90		57.42		90.14		106.54
		1.00		1.98		3.555		4.64		7.80		10.41		16.40		19.38
		1.305		2.495		4.208		5.75		9.54		12.60		19.00		19.38
	74.28		72.98		70.48		66.27		60.52		50.98		38.38		19.38	
	6.14		6.03		8.45		7.955		19.88		16.52		38.38		19.38	
		6.14		12.17		20.62		28.58		48.46		65.18		103.5		122.9
		1.00		1.98		3.555		4.65		7.89		10.62		16.88		20.05
		1.305		2.495		4.205		5.76		9.64		12.86		19.55		20.05
	75.86		74.56		72.06		67.86		62.10		52.46		39.60		20.05	
	6.265		6.155		8.65		8.15		20.44		17.22		39.60		20.05	
		6.265		12.42		21.07		29.22		49.66		66.88		106.5		126.5
		1.00		1.98		3.555		4.65		7.91		10.67		17.00		20.20

2° Modo: METODO DE HOLZER

ω^2	K1	m1	K2	m2	K3	m3	K4	m4	K5	m5	K6	m6	K7	m7	K8	m8	Resid.
500	3636	0.537	3636	0.519	2500	0.516	2500	0.510	914.4	0.504	914.4	0.498	300.5	0.477	300.5	0.412	
x		1		1.927		3.076		3.906		5.086		4.866		0.161		4.664	
Δx	1		0.927		1.149		0.830		1.180		-0.22		-4.705		4.825		
Kx	3636		3367.5		2868.5		2075		1079		-201		-1410		-1449.4		
$M\omega^2 x$		268.5		499		793.5		996		1280		1210		38.4		-960	-489.4
560																	
x		1		1.917		3.029		3.791		4.692		4.149		-1.351		-5.646	
Δx	1		0.917		1.112		0.762		0.901		-0.543		-5.50		4.295		
Kx	3636		3335		2779.5		1904.5		824.5		-495.5		-1650.5		-1289.5		
$M\omega^2 x$		301		555.5		875		1080		1320		1155		-361.0		-1302	-12.5
558																	
x		1		1.919		3.031		3.796		4.705		4.167		-1.333		-5.643	
Δx	1		0.919		1.112		0.765		0.909		-0.538		-5.50		4.31		
Kx	3636		3336.5		2781.5		1910		830		-493		-1651		-1296.5		
$M\omega^2 x$		299.5		555		871.5		1080		1323		1158		-354.5		-1297	-0.5

CUARTO MODO: METODO DE HOLZER

ω^2	k_1	m_1	k_2	m_2	k_3	m_3	k_4	m_4	k_5	m_5	k_6	m_6	k_7	m_7	k_8	m_8	Resid.
2100	3636	0.537	3636	0.519	2500	0.516	2500	0.510	914.4	0.504	914.4	0.498	300.5	0.477	300.50	0.412	
x		1		1.69		1.956		1.379		-1.829		-29.04		3.946		-2.394	
Δx	1		0.69		0.266		-0.577		-3.208		-1.075		6.85		-6340		
kx	3636		2508		666		-1442		-2917		-982		2058		-1902		
$M\omega^2 x$		1128		1842		2108		1475		-1935		-3040		3960		-2064	-162
2080																	
x		1		1.693		1.969		1.399		-1.783		-2.921		3704		-1.896	
Δx	1		0.693		0.276		-0.257		-3.182		-1.138		6.625		-560		
Kx	3636		2518		690		-1424		-2908		-1040		1990		-1685		
$M\omega^2 x$		1118		1828		2114		1484		-1868		-3030		3675		-1625	60
2084																	
x		1		1.693		1.965		1.391		-1.799		-2.92		3.77		-2.015	
Δx	1		0.693		0.273		-0.574		-3.19		-1.121		6.69		-5.785		
kx	3636		2516		682		-1436		-2916		-1026		2012		-1740		
$M\omega^2 x$		1120		1834		2118		1480		-1890		-3038		3752		-1735	5

MODO	ω^2	ω	T	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8
1°	116.3	10.79	0.5825	0.0495	0.098	0.176	0.230	0.3915	0.528	0.842	1.0
2°	558.0	23.60	0.266	-0.1773	-0.340	-0.537	-0.674	-0.835	-0.7395	0.2365	1.0
3°	1480	38.42	0.1632	0.2898	0.516	0.686	0.647	0.0066	-0.64	-1.0345	1.0
4°	2084	45.60	0.1376	-0.496	-0.840	-0.975	-0.691	0.893	1.45	-1.87	1.0

MODO	PERIODO	ACELERACION ESPECTRO	θ	ACELERACION REGLAMENTO	θ
1	0.5825	0.05725 x 980	56.2	0.10 x 980	98.0
2	0.2660	0.1213 x 980	118.5	0.1305 x 980	128.0
3	0.1632	0.1515 x 980	148.5	0.1535 x 980	150.5
4	0.1376	0.1625 x 980	159.5	0.1625 x 980	159.5

5) Desplazamientos de las masas

$$X_{ij} = x_{ij} \cdot \phi_j \cdot c_j$$

$$c_j = \frac{\sum m_i \cdot x_{ij}}{\sum m_i \cdot x_{ij}^2}$$

$$\frac{c_j}{\omega_i^2} = \frac{\sum m_i \cdot x_{ij}}{\sum m_i \cdot x_{ij}^2} \times \frac{1}{\omega^2}$$

MODO	c_j / ω_i^2
1	0.013350
2	-0.001363
3	0.0002715
4	-0.0000863

MOD0 1	Espect. Reglmt.		MOD0 2		Espect. Reglmt.		MOD0 3		Espect. Reglmt.		MOD0 4		Espect. Reglmt.	
	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$	X_{ij}	$X = X_{ij}\phi_j$
X_{12}	0.495	0.037150	0.0048	0.17730	0.028620	0.03095	0.2898	0.11670	0.1182	0.496	0.006825	0.006825	0.0116	0.0116
X_{21}	0.098	0.0736	0.1280	0.340	0.0549	0.0594	0.516	0.0208	0.02108	0.84	0.01156	0.01156	0.0134	0.0134
X_{30}	0.176	0.1320	0.2300	0.537	0.0867	0.0936	0.686	0.0276	0.0280	0.98	0.0095	0.0095	0.0095	0.0095
X_{41}	0.230	0.1725	0.3015	0.674	0.1087	0.1173	0.647	0.02608	0.02644	0.691	0.0095	0.0095	0.012	0.012
X_{51}	0.3915	0.2940	0.5120	0.835	0.1350	0.1458	0.0066	0.00027	0.0003	0.893	0.0095	0.0095	0.0199	0.0199
X_{61}	0.528	0.3960	0.6900	0.7395	0.1195	0.1292	0.640	0.0258	0.026	1.450	0.0095	0.0095	0.0257	0.0257
X_{71}	0.842	0.6315	1.1040	0.236	0.0382	0.0412	1.034	0.0417	0.0423	1.870	0.0095	0.0095	0.0138	0.0138
X_{81}	1.00	0.7503	1.3100	1.00	0.1615	0.1080	1.000	0.0403	0.0408	1.000	0.0095	0.0095	0.0138	0.0138

C A L C U L O D E D E S P L A Z A M I E N T O S

Piso	M O D O 1		M O D O 2		M O D O 3		M O D O 4		Desplaz. Relativo Total
	Desplazam. Relativo	Relativo	Desplazam. Relativo	Relativo	Desplazam. Relativo	Relativo	Desplazam. Relativo	Relativo	
ESPECTRO	1	0.03715	0.02862	0.01167	0.01167	0.01167	0.006825	0.00683	0.0489
	2	0.0736-0.0371	0.02633	0.0117	0.00913	0.0115-0.0068	0.00474	0.0461	
	3	0.1320-0.0736	0.03175	0.0208	0.00685	0.0134-0.0116	0.00186	0.0670	
	4	0.1725-0.1320	0.0220	0.0277	-0.0016	0.0095-0.0134	-0.0039	0.0461	
	5	0.2940-0.1725	0.0263	0.0261	-0.0258	-0.01230.0095	-0.0218	0.1290	
	6	0.3960-0.2940	-0.0155	-0.0261	-0.0258	-0.0199+0.0123	-0.0077	0.1068	
	7	0.6315-0.3960	-0.1577	-0.0258	-0.0159	0.0257+0.0199	0.04567	0.2881	
	8	0.7500-0.6315	-0.1233	0.0417	0.0820	-0.014-0.0257	-0.0395	0.1935	
REGLAMENTO	1	0.0648	0.0309	0.01182	0.01182	0.006825	0.00682	0.0733	
	2	0.1280-0.0648	0.02840	0.0118	0.00926	0.01156-0.0068	0.00473	0.0700	
	3	0.2300-0.128	0.3425	0.0211	0.00692	0.0134-0.0116	0.00186	0.1080	
	4	0.3015-0.2300	0.0237	0.0280	-0.0016	0.0095-0.0134	-0.00891	0.076	
	5	0.5120-0.3015	0.0285	0.0264	-0.0262	-0.012-0.0095	-0.02181	0.2155	
	6	0.690 -0.512	0.0166	-0.026-0.0003	-0.0264	-0.020+0.0123	-0.00765	0.1810	
	7	1.1040-0.690	-0.1704	-0.042+0.0261	-0.0162	0.0257+0.0199	0.04567	0.444	
	8	1.310-1.104	-0.0667	0.0408+0.0423	+0.0831	-0.014-0.0257	-0.03948	0.2355	

Por el análisis dinámico, se ha podido determinar la medida de los desplazamientos que el edificio experimenta en cada nivel, según el modo en que vibre. Se observa que los desplazamientos máximos se efectúan en el primer modo de vibración.

Para obtener el desplazamiento relativo total de cada entrepiso, se sumaron los cuadrados de los desplazamientos relativos que se producían en ese entrepiso en cada modo, la raíz cuadrada de estos valores se tabulan en la última columna del cuadro anterior. El máximo desplazamiento que se produce en el edificio es de 0.45 cmts.

De los valores teóricos de los posibles desplazamientos máximos calculados en los entrepisos del edificio, se deduce el juego que se debe dar en los marcos de las ventanas.

CAPITULO III

DETERMINACION EXPERIMENTAL DE LAS CONS- TANTES DEL VIDRIO

Tratándose este estudio sobre la forma de montar las ventanas con el objeto de proteger el vidrio, se ha querido desarrollar un capítulo dedicado a determinar las características elásticas del vidrio más usado en el país. Conocidos los módulos de elasticidad (E), módulo de Poisson (μ), el módulo cortante (G) y el esfuerzo máximo de rotura, se podrá calcular en forma aproximada la deformación máxima que podría alcanzar sin llegar a fracturarse; conociendo este índice, se tomarán las medidas adecuadas para que la deformación producida en el pórtico de concreto no se transmita íntegramente al vidrio.

Para determinar el módulo de elasticidad (E), se probaron cuatro muestras rectangulares de 2.80 cmts. por 36.0 cmts., cada muestra se probó dos veces, la primera vez se cargó descargó, la segunda se llegó hasta la rotura. La carga empleada fue concentrada, aplicada a un tercio de su longitud y las deflexiones se midieron en el otro tercio.

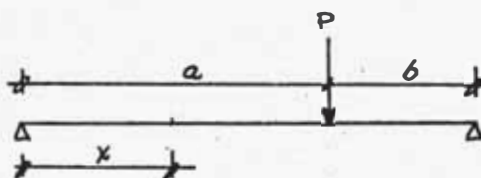
Para determinar el módulo de Poisson (μ), se probaron cinco placas circulares de 16.8 cmts. de radio; la carga fue concentrada colocada en tres casos en el centro y en dos casos a una distancia radio/2 del centro.

DIMENSIONES DE LAS MUESTRAS RECTANGULARES

Muestra	b cm	h m	L cm	$I = \frac{1}{2} bh^3 \text{ cm}^4$
1	2.73	0.24	36.0	314.5×10^5
2	2.77	0.24	36.0	319.0×10^5
3	2.795	0.24	36.0	321.0×10^5
4	2.87	0.24	36.0	330.0×10^5

Cálculo del Módulo de Elasticidad

La elástica para una viga con una carga concentrada es:



$$y = \frac{Pbx}{6EIL} (l^2 - b^2 - x^2)$$

para $a = \frac{2}{3} l$; $x = \frac{1}{3} l$

$b = \frac{1}{3} l$; $l = 36 \text{ cm.}$

$$y = \frac{7PR^3}{486EI}$$

$$E = \frac{7PR^3}{486Iy}$$

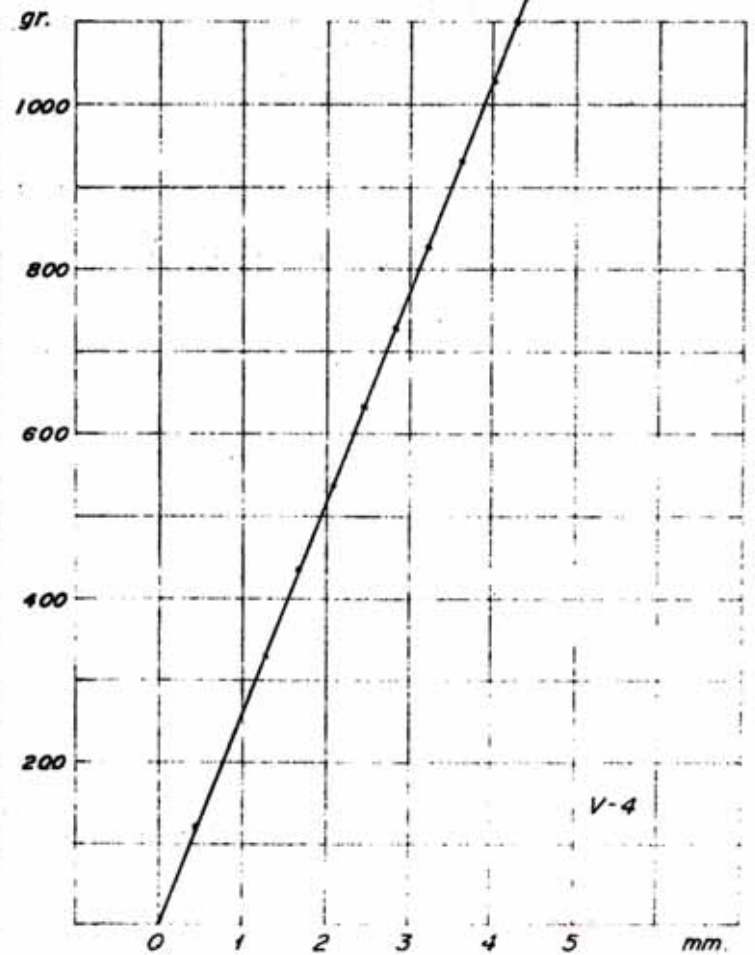
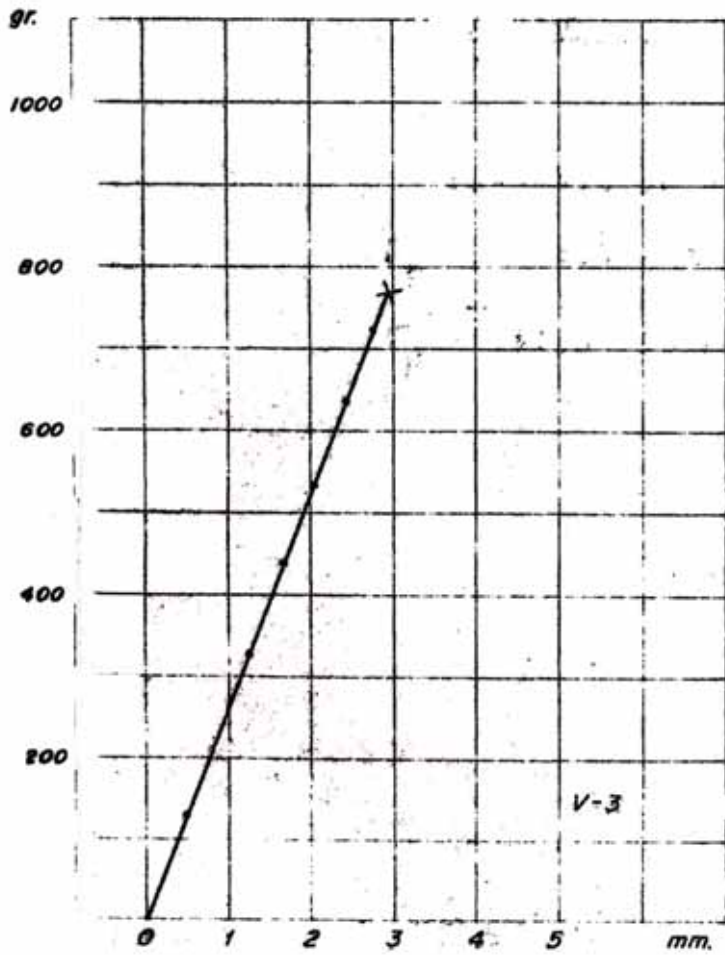
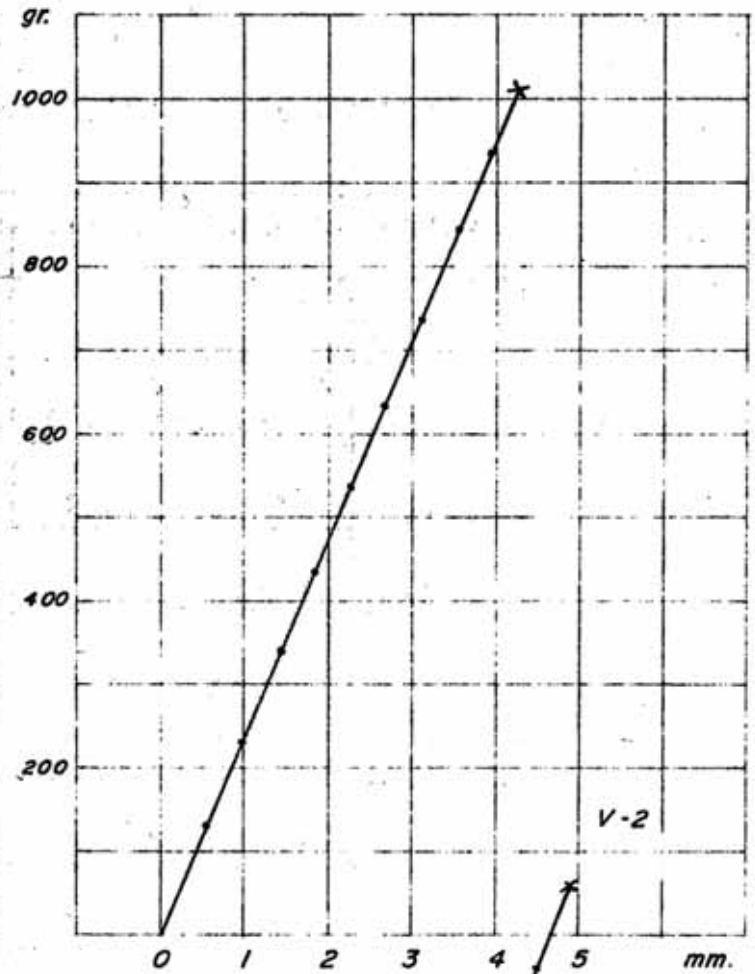
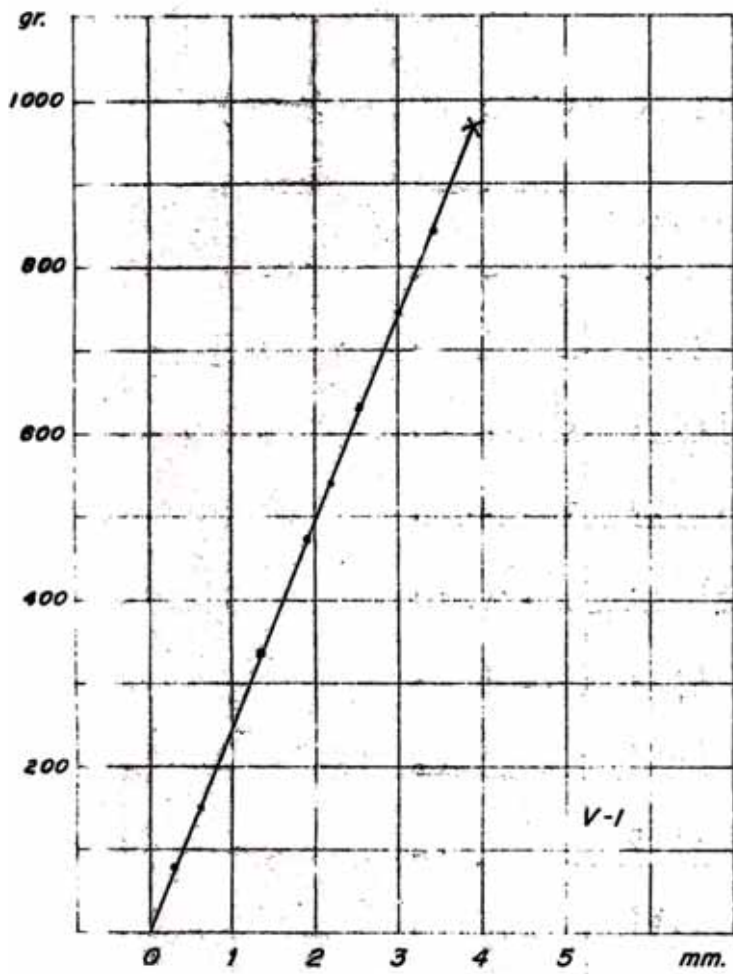
Esfuerzo Crítico.-

$$\sigma_c = \frac{My}{I} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6}{bh^2} \frac{Pl}{9} = \frac{2}{3} \frac{Pl}{bh^2}$$

CARGAS-DEFORMACIONES-EN EL VIDRIO

MUESTRA N° 1			MUESTRA N° 2			MUESTRA N° 3			MUESTRA N° 4		
Prueba 1	Prueba 2	Prueba 1	Prueba 2	Prueba 1	Prueba 2	P - 1	P - 2	Prueba 1	Prueba 2	Prueba 1	Prueba 2
δ mm	Pgr	δ	P	δ	P	δ	P	δ	P	δ	P
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.66	136	0.52	1.36	0.32	1.36	0.62	136	0.61	136	0.28	1.36
1.24	336	1.13	3.36	0.71	336	1.26	336	1.19	336	1.03	336
1.65	436	1.53	436	1.18	436	1.67	436	1.57	436	1.79	536
2.05	536	1.96	536	1.35	380	2.07	536	1.95	536	2.20	636
2.28	586	2.34	636	1.50	420	2.27	586	2.14	586	2.58	736
2.48	636	2.73	736	1.69	471	2.44	636	2.34	636	2.95	836
2.64	680	2.97	786	1.87	516	2.60	680	2.50	680	3.36	936
2.78	720	3.17	836	2.08	566	2.77	720	2.66	720	3.56	986
2.95	771	3.35	880	2.30	616	2.97	771*	2.86	771	3.78	1036
3.17	816	3.49	920	2.37	635			3.02	816	3.89	1080
3.24	835	3.85	971*	2.46	654			3.10	835	4.04	1120
3.33	854			2.54	673			3.17	854	4.15	1171
3.40	874			2.60	692			3.25	874	4.41	1216
3.49	894			2.68	711			3.31	894	4.48	1235
3.58	913			2.75	731			3.38	913	4.56	1254
3.64	932			2.83	751			3.48	932	4.64	1273*
3.69	951			2.90	765			3.55	951		
				2.97	780			3.59	959		
*Indican el		punto	de	rotura				3.63	973		

CARGA-DEFORMACION EN LAS MUESTRAS RECTANGULARES DE VIDRIO



MODULO DE ELASTICIDAD Y DE ROTURA

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4
L (cm)	36	36	36	36
I (cm ⁴)	⁻⁵ 314.5x10	⁻⁵ 319x10	⁻⁵ 321x10	⁻⁵ 330x10
P. rotura	0.971	1.011	0.771	1.273
P ₁ (Kg)	0.636	0.870	0.720	0.975
P ₂ (Kg)	0.435	0.435	0.336	0.336
y ₁ (cm)	0.256	0.366	0.276	0.375
y ₂	0.176	0.182	0.1291	0.129
$\sigma_c = \frac{2P_1 L}{3bh^2}$	148.5	151.8	115.0	191.0
$E = \frac{7PL^3}{486 I_y}$	5.29x10 ⁵	5.0x10 ⁵	5.42x10 ⁵	5.30x10 ⁵

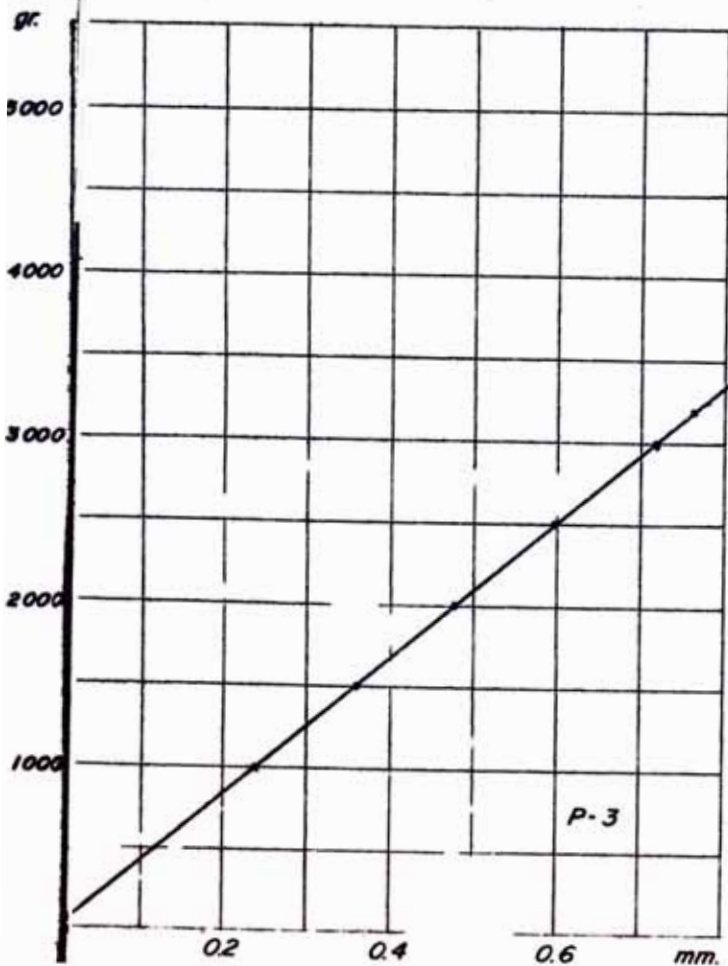
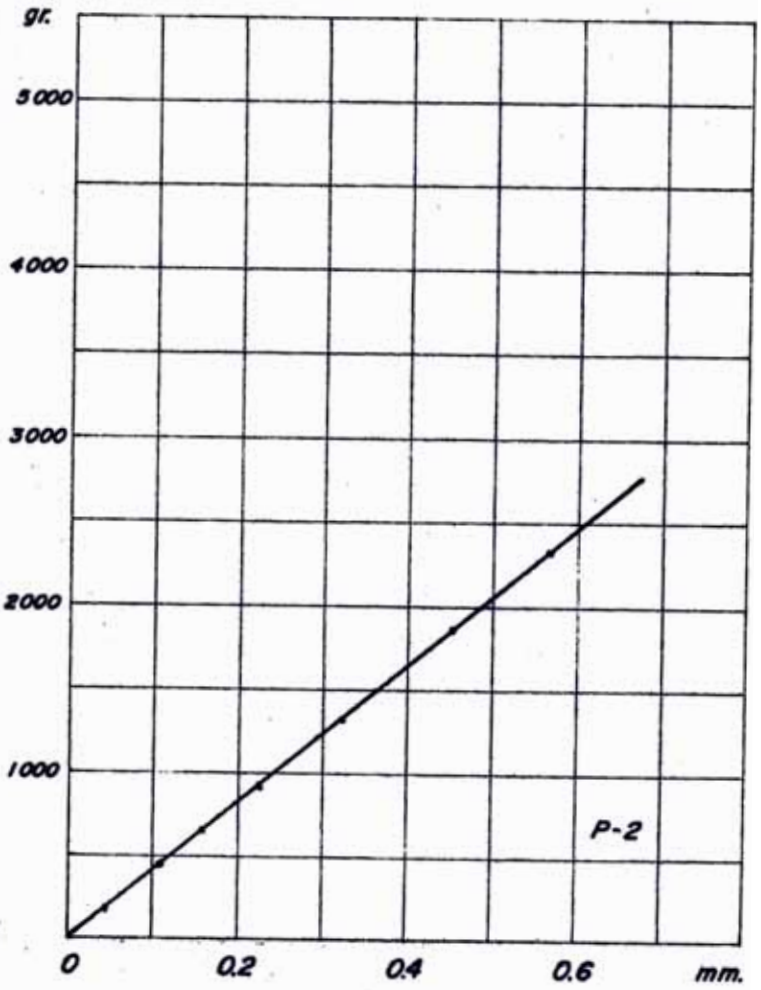
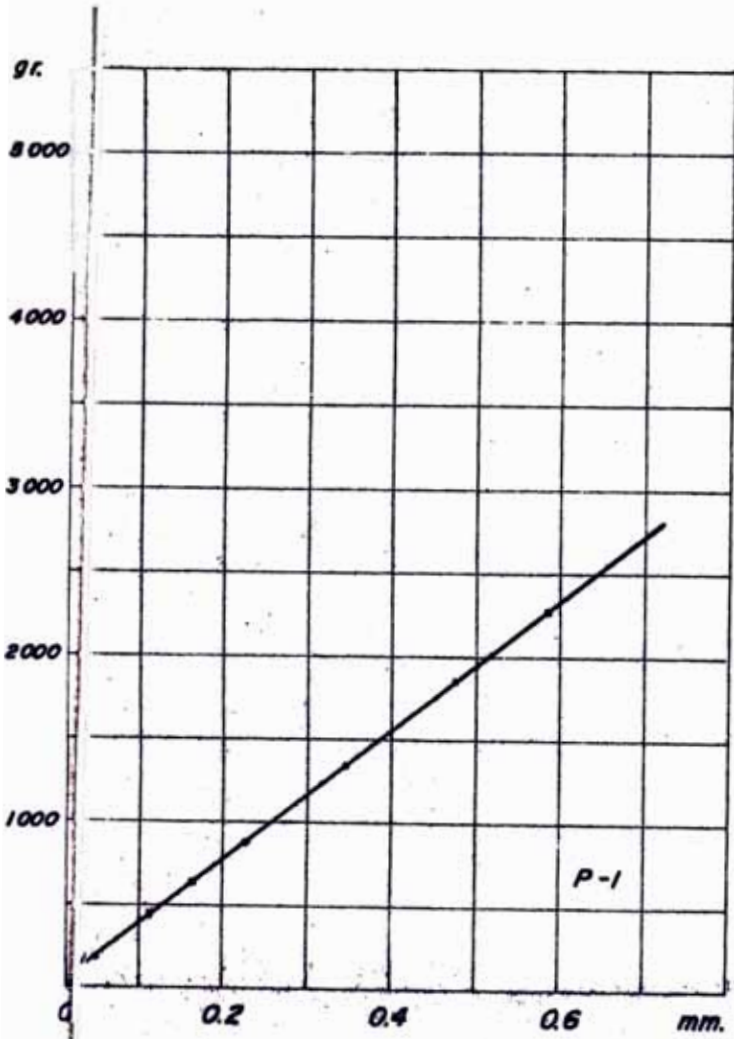
Esfuerzo de rotura promedio:

$$\sigma_p = (148.5 + 151.8 + 115.0 + 191.0) / 4$$

$$\sigma_p = 151.6 \text{ Kg/cm}^2$$

CARGA EN EL CENTRO

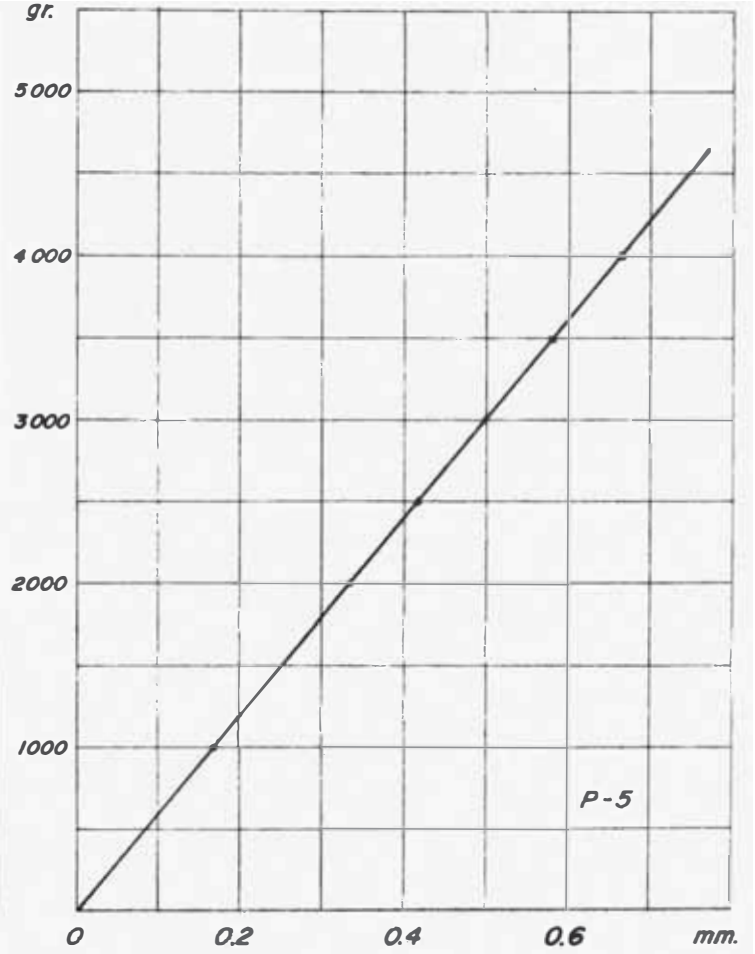
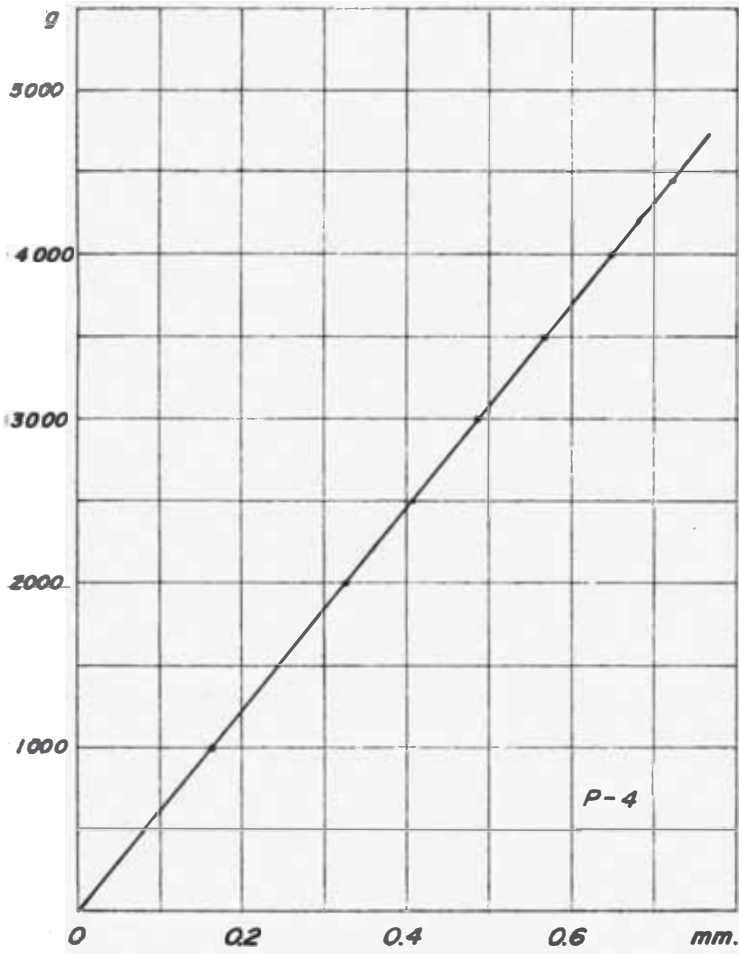
PRUEBA		PRUEBA 2			PRUEBA 3			
P (gramos)	δ carga (mm)	δ des- carga (mm)	P	δ carga	δ des carga	P (gramos)	δ carga (mm)	δ des- carga (mm)
0	0.000	0.000	0	0.000	0.000	0	0.000	0.000
200	0.041	0.052	200	0.044	0.057	1000	0.257	0.271
400	0.091	0.111	400	0.096	0.108	1500	0.351	0.389
600	0.149	0.160	600	0.149	0.188	2000	0.504	0.506
800	0.201	0.220	800	0.206	0.228	2500	0.607	0.595
1300	0.352	0.371	1300	0.334	0.356	3000	0.708	0.691
1800	0.473	0.495	1800	0.454	0.478	3200	0.751	0.720
2300	0.583	0.598	2300	0.556	0.578	3400	0.795	0.754
2800	0.693	0.700	2800	0.656	0.640	3600	0.847	0.782
						3800	0.878	0.799



CARGA- DEFORMACION EN LA PLACA
CIRCULAR PARA CARGA EN EL CENTRO.

CARGA A UNA DISTANCIA $a/2 = 8.4$ cm.

P (gramos)	P R U E B A 1				P R U E B A 2				
	Lectura	Scarga (mm)	Lectura	δ des-carga	P	Lectura	Scarga	Lectura	δ des-carga
0	3.109	0.0	3.120	0.0	0.0	3.120	0.0	3.124	0.0
1000	2.943	0.166	2.900	0.220	1000	2.944	0.176	2.909	0.215
2000	2.754	0.355	2.697	0.423	2000	2.752	0.368	2.710	0.414
2500	2.681	0.428	2.622	0.498	2500	2.680	0.440	2.633	0.491
3000	2.608	0.501	2.550	0.570	3000	2.607	0.513	2.562	0.562
3500	2.539	0.560	2.481	0.639	3500	2.538	0.581	2.4901	0.634
4000	2.468	0.641	2.422	0.698	4000	2,465	0.655	2.424	0.700
4200	2.441	0.668	2.400	0.720	4200	2.437	0.683	2.403	0.721
4400	2.404	0.705	2.380	0.740	4400	2.408	0.712	2.382	0.742
4600	2.380	0.729	2.360	0.760	4600	2.381	0.739	2.369	0.755
4800	2.350	0.759	2.350	0.770	4800	2.360	0.760	2.360	0.764



CARGA-DEFORMACION EN LA PLACA CIRCULAR PARA CARGA
A UNA DISTANCIA $\frac{a}{2}$

CALCULO DE μ .

Referencia (4)

A) Carga a una distancia $a/2 = 8.4$ cm:

$$W = \frac{P}{16\pi D} \left[\frac{3+\mu}{1+\mu} (a^2 - r^2) + 2r^2 \log \frac{r}{a} \right]$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$r = \frac{a}{2}$$

$$W = \frac{12P(1-\mu^2)}{16\pi Eh^3} \left[\frac{3+\mu}{1+\mu} \left(\frac{3}{4} a^2 \right) + \frac{a^2}{2} \log(0.5) \right]$$

$$W = \frac{3Pa^2(1-\mu^2)}{8\pi Eh^3} \left[\frac{3+\mu}{1+\mu} \cdot \frac{3}{4} + \log(0.5) \right]$$

Para: $P = 4$ Kg

$W = 0.065$ cms

$E = 5.3 \times 10^5$ Kg/cm²

$a = 16.8$ cm

$h = 0.24$ cm

$r = \frac{a}{2} = 8.4$ cm.

$$0.065 = \frac{3 \times 4 \times 16.8^2 (1-\mu^2)}{8 \times 3.14 \times 5.3 \times 10^5 \times 0.24^3} \left[\frac{3+\mu}{1+\mu} \times \frac{3}{4} + (-0.3011) \right]$$

$$r^2 + 2.51\mu - 0.558 = 0$$

$$\underline{\mu = 0.205}$$

B) Carga en el Centro:

$$W = \frac{(3 + \mu) Pa^2}{16 \pi (1 + \mu) D}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$P = 3.2 \text{ Kg.}$$

$$a = 16.8 \text{ cm}$$

$$E = 5.3 \text{ Kg/cm}^2 \times 10^5$$

$$h = 0.24 \text{ cm}$$

$$W = 0.075 \text{ cm.}$$

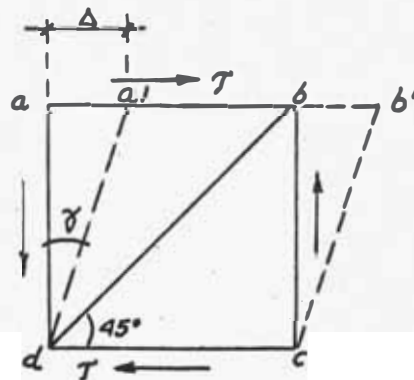
$$W = \frac{3Pa^2}{4 \pi Eh^3} \times (3 + \mu) (1 - \mu)$$

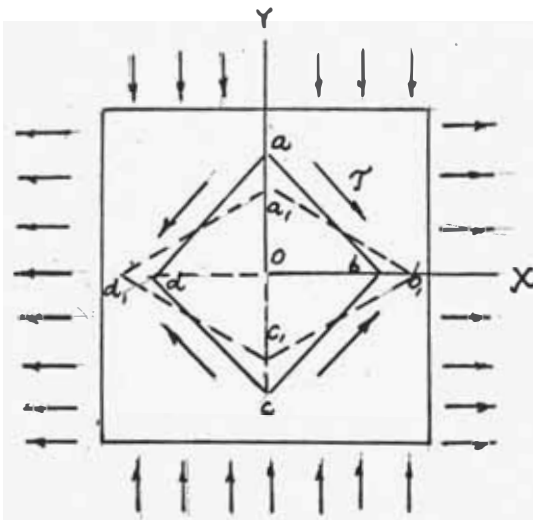
$$\mu^2 + 2\mu - 0.46 = 0.0$$

$$\mu = 0.21$$

ESFUERZO CORTANTE

La deformación angular γ : $\gamma = \frac{\overline{aa'}}{\overline{ad}}$





$$\tau = \sigma_x = -\sigma_y$$

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} = \frac{\tau(1+\mu)}{E}$$

$$\epsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_x}{E} = -\frac{\tau(1+\mu)}{E}$$

Como: $Ob_1 = Ob \left[1 + \frac{\tau(1+\mu)}{E} \right]$

$$Oa_1 = Oa \left[1 - \frac{\tau(1+\mu)}{E} \right]$$

$$\operatorname{tg} \theta_{a_1, b_1} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\gamma}{2} \right) = \frac{Ob_1}{Oa_1} = \frac{1 + \frac{\tau(1+\mu)}{E}}{1 - \frac{\tau(1+\mu)}{E}} \quad (a)$$

para un pequeño ángulo como γ ; puede ponerse:

$$\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\gamma}{2} \right) = \frac{\operatorname{tg} \frac{\pi}{4} + \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}}{1 - \operatorname{tg} \frac{\pi}{4} \cdot \operatorname{tg} \frac{\gamma}{2}} = \frac{1 + \gamma/2}{1 - \gamma/2} \quad (b)$$

Reemplazando en (a) y (b):

$$\frac{\gamma}{2} = \frac{\tau(1+\mu)}{E} \quad (1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G}$$

CALCULO DE G

$$E = 5.3 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 0.21$$

$$G = \frac{5.3 \times 10^5}{2(1+0.21)} = \frac{5.3 \times 10^5}{2.42} = \underline{2.19 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$G = 2.19 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

conociendo las características y el esfuerzo de rotura del vidrio, podemos ahora determinar la deformación máxima que podría soportar antes que se fracture:

$$\sigma_r = 151.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma = \frac{\pi}{6} = \frac{\sigma_r/2}{G} \quad (\text{de 1})$$

$$\gamma = 34.6 \times 10^{-5} \text{ rad.}$$

$$\Delta = \gamma \times 100 = 0.34 \text{ mm.}$$

Obtenido este valor tan bajo, se comprende fácilmente que el vidrio simple usado ampliamente en nuestro medio es muy frágil y es necesario lograr una forma de montaje capaz de tomar las deformaciones laterales producidas por un sismo, impidiendo de esta forma que el vidrio sea sometido a distorsiones angulares mayores que las que podría soportar.

CAPITULO IV

DESCRIPCION DE LAS VENTANAS PROBADAS

Y RESULTADOS EXPERIMENTALES Y TABLAS

Después de haber calculado en el capítulo II las deformaciones de entrepisos originadas por un sismo, las aplicaremos experimentalmente en el pórtico de concreto.

Para aplicar la fuerza horizontal en la viga superior se empleó una gata hidráulica y para medir los desplazamientos se utilizaron 4 deformómetros (de 1" de carrera), colocados 3 en una columna y el otro en la viga inferior con la finalidad de determinar el giro del pórtico.

Se hicieron dos ensayos, el primero solamente con el objeto de representar la elástica del pórtico, los dos siguientes con ventanas de madera, luego con ventanas de fierro y finalmente con ventanas de aluminio. Los tipos de ventanas fueron escogidos teniendo en cuenta los diseños más empleados en las edificaciones; de igual forma el montaje de estas ventanas en el laboratorio fué tratando en lo posible de hacerlo en forma similar que lo que se hace en obra.

Las soluciones de este problema dependerán del tipo de ventana y de las variables que se pueden encontrar en cada una de ellas. Estas variables a que nos referimos podemos clasificarlas como sigue:

1) Material del marco de la ventana

- a) Madera
- b) Fierro
- c) Aluminio

2) Tipo de vidrio

- a) Simple
- b) Mediodoble

3) Manera de fijar los vidrios:

- a) Ventanas de madera : rodones de madera de 3/8"
- b) Ventanas de fierro:
 - I) Masilla blanda
 - II) Masilla dura: se empleó cemento blanco para simular la masilla endurecida con el tiempo ya que éste seca rápidamente y adquiere las características de aquella.
- c) Ventanas de aluminio (la forma de fijación se muestra en la figura N° 60)

4) Holgura de los vidrios en los marcos

- a) 1/4 cm y 1/2 a cada lado del vidrio.
- b) Sin holgura.

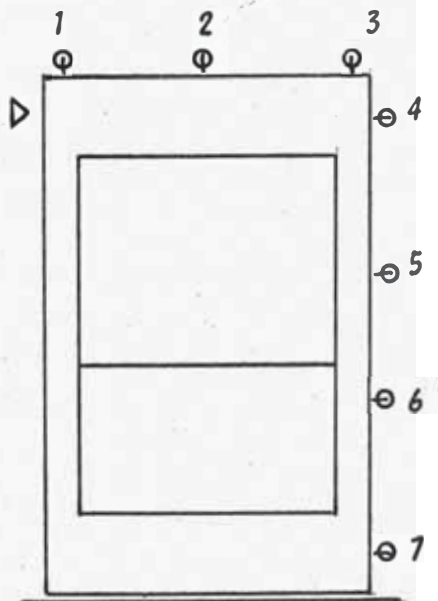
- 5) Fijación: por medio de 6 tornillos; 2 en cada lado lateral y 1 en los lados superior e inferior; con excepción de la ventana de la prueba N°10
- 6) Tamaño del Marco: todos los marcos eran de 1.60m de largo por 1.30 m de alto, subdivididos como se muestran en las figuras.
- 7) Cargas: Fuerzas horizontales estáticas.

PRUEBA N° 1

DESCRIPCION

Pórtico de concreto armado simplemente apoyado de 3.20 mts. de alto y 2.00 mts. de ancho, sometido a una fuerza horizontal estática.

Se midieron las deformaciones para diferentes incrementos de cargas.



PRUEBA N° 2

DESCRIPCION

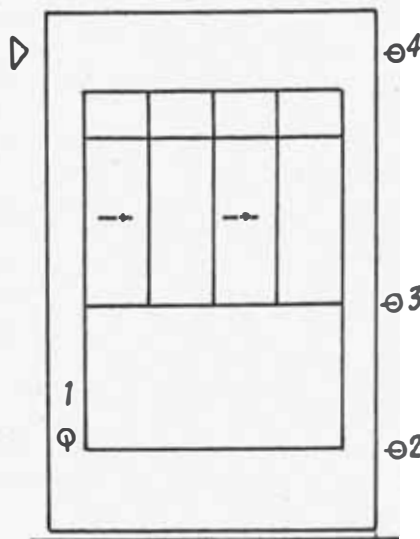
Ventana de madera con dos paños corredizos y dos fijos y un -
sobreluz fijo. Los vidrios se colocaron sin holgura fijados
con rodones de 3/8".

DEFORMACION MAXIMA

La deformación máxima entre vigas fué de 14.18 mm. La defor-
mación relativa máxima del vano de la ventana fué de 9.32 mm.

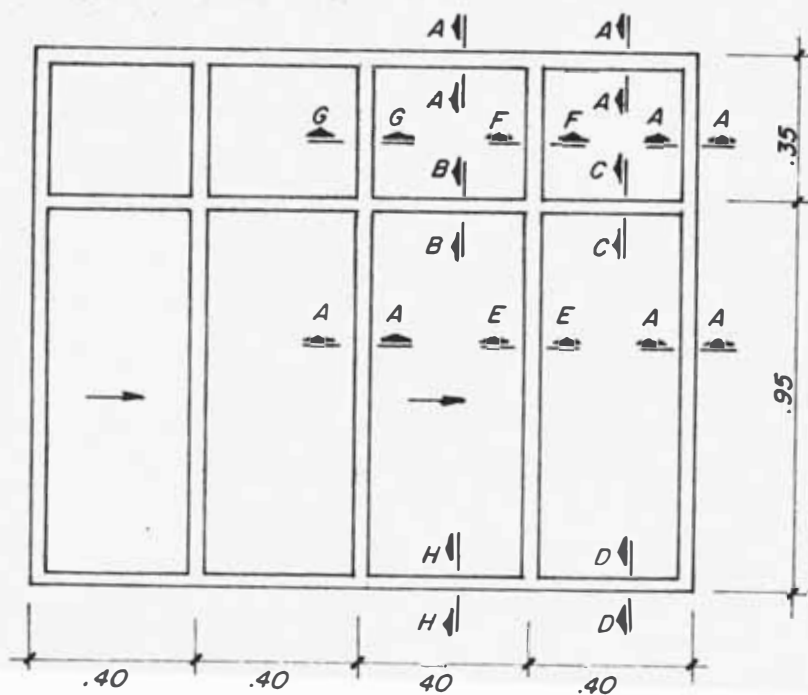
OBSERVACIONES.-

No se rompió ningún vidrio a pesar de que se colocaron sin -
holgura, pero se observó que estos penetraron ligeramente en
el marco de madera de los paños fijos, en las esquinas de a -
plicación de la carga y en las diagonalmente opuestas.



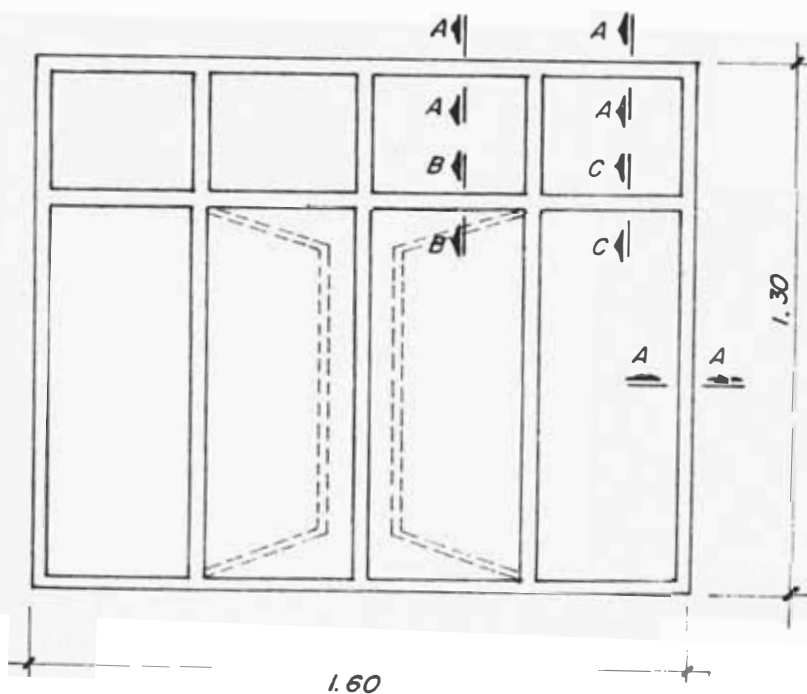
VENTANA DE MADERA N°1

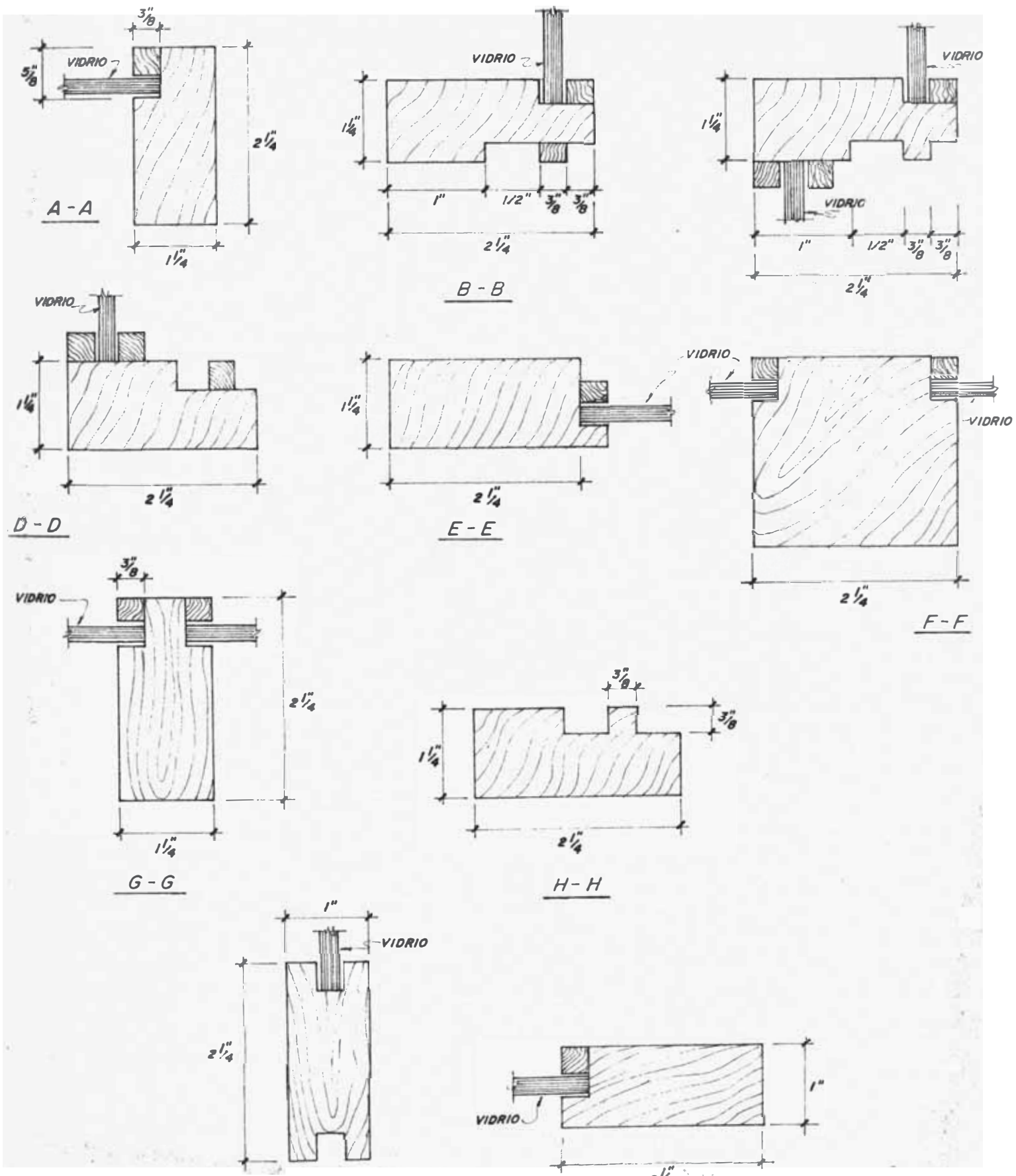
(PRUEBA N° 2)



VENTANA DE MADERA N° 2

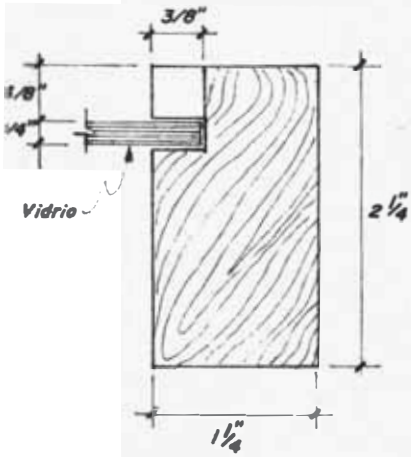
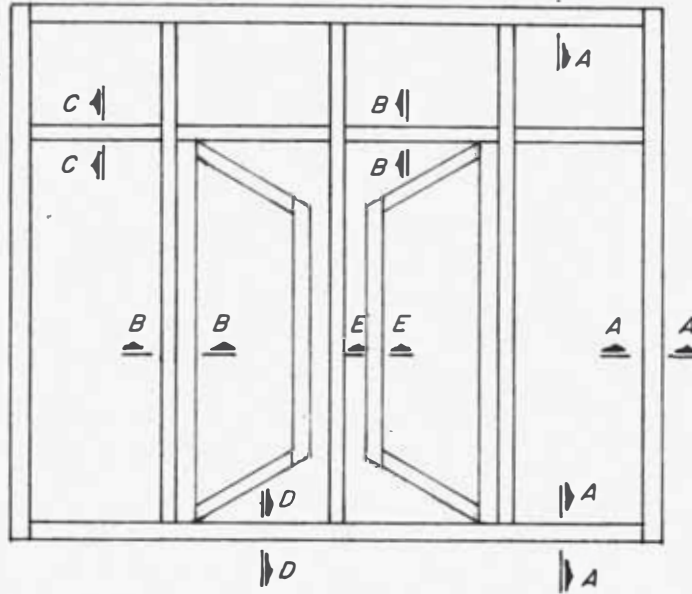
(PRUEBA N° 3)



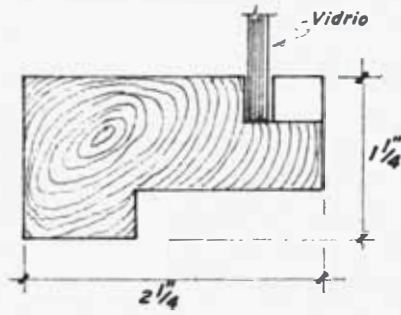


Nº 2

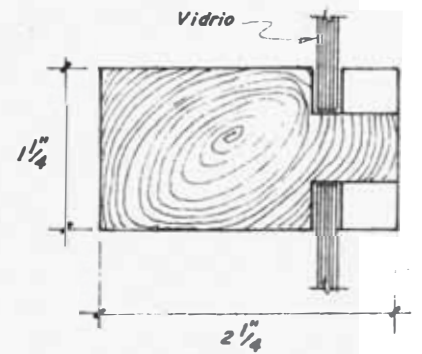
Prueba Nº 3



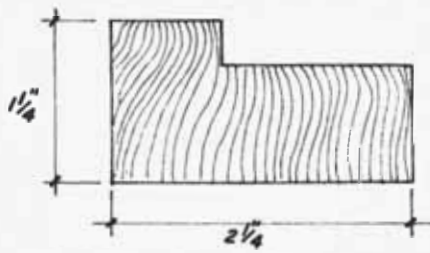
A-A



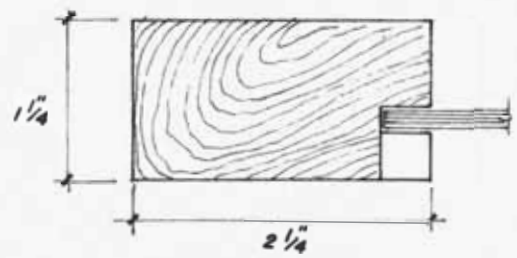
B-B



C-C



D-D



E-E

PRUEBA N° 3

DESCRIPCION

Ventana de madera con dos paños batientes y dos fijas y un sobreluz fijo. Los vidrios se colocaron sin holgura fijados con rodones de 3/8".

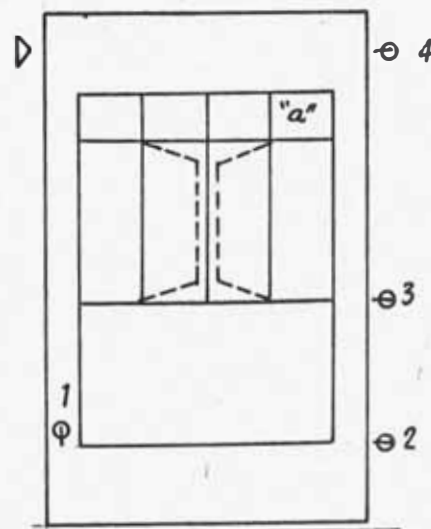
DEFORMACION MAXIMA

Entre vigas: 20.03 mm.

En el vano de la ventana: 9.29 mm.

OBSERVACIONES

En este caso sólo se rompió el vidrio "a" del sobreluz bajo una deformación de 20.03 mm ó 9.29mm*. En caso de que los vidrios se hubieran colocado con holgura, es posible que la deformación de rotura hubiera sido mucho mayor.



*La primera deformación es entre vigas, la segunda es en el vano de la ventana.

PRUEBA N° 4

DESCRIPCION

Ventana de fierro con ángulos y "T" de 1" x 1/8" con dos paños fijos y uno batiente y un sobreluz fijo. Los vidrios se colocaron con masilla blanda con una holgura de 1/4 cm. con excepción del vidrio "b" cuya holgura fue de 1 mm.

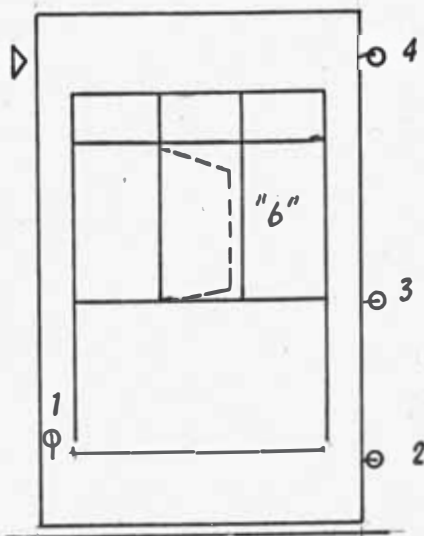
DEFORMACION MAXIMA

Entre vigas: 21.70 mm.

En el vano de la ventana: 14.31 mm.

OBSERVACIONES.-

Solo se fracturó el vidrio "b" para una def. de 15.78mm entre vigas ó 10.53 mm. en el vano de la ventana.



PRUEBA N° 5

DESCRIPCION

Ventana de fierro con ángulos y "T" de 1" x 1/8" con dos paños fijos y uno batiente y un sobreeluz fijo. Los vidrios se colocaron con cemento blanco con una holgura de 1/4 cm.

DEFORMACION MAXIMA

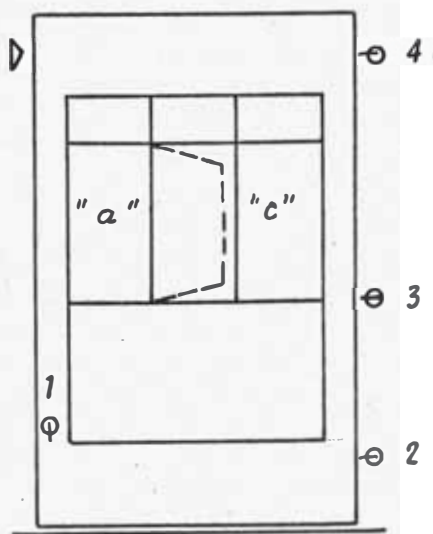
Entre vigas: 15.02 mm

En el vano de la ventana: 9.70 mm

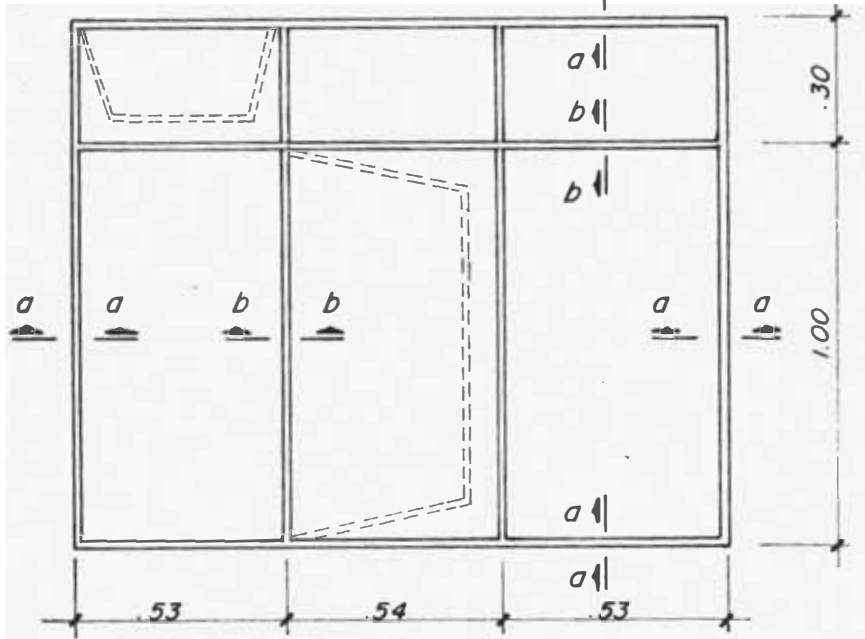
OBSERVACIONES

El vidrio "c" se rompió para una deformación de 5.89 mm. ó 3.74 mm.

El vidrio "a" se rompió para una deformación de 15.02 mm ó 9.70 mm.

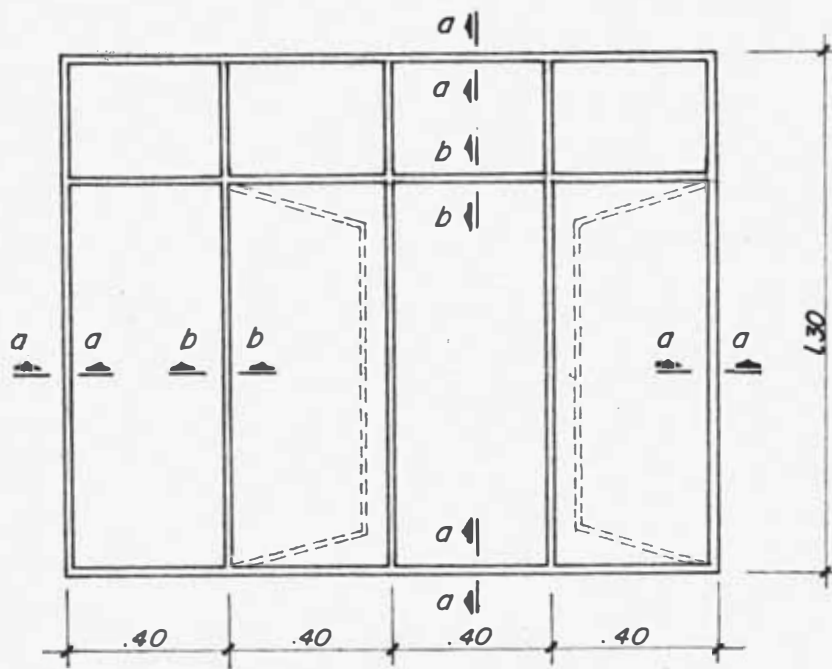


-55-



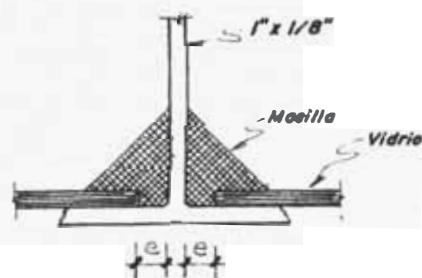
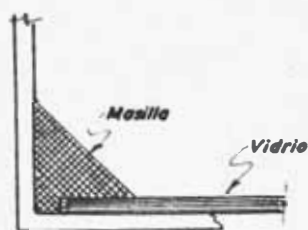
VENTANA DE FIERRO
TIPO I

(PRUEBAS N^os 4 y 5)



VENTANA DE FIERRO
TIPO II

(PRUEBAS N^os 6 y 7)



PRUEBA N° 6

DESCRIPCION

Ventana de fierro con ángulos y "T" de 1" x 1/8" con dos paños batientes y dos dijos y un sobreluz fijo. Los vidrios a, b, c y d se colocaron sin holgura y los otros con una holgura de 1/2 cm. En ambos casos se empleó masilla blanda.

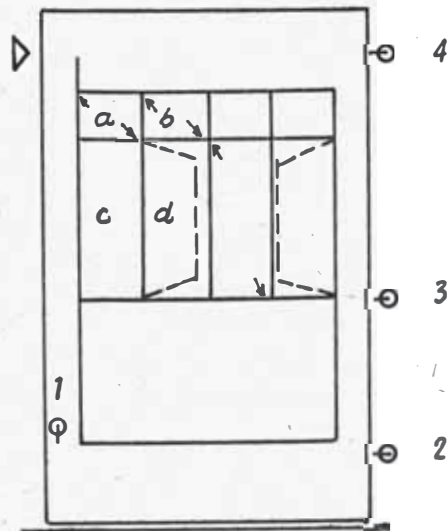
DEFORMACIONES MAXIMAS

Entre vigas: 21.66 mm.

En el vano de la ventana: 13.04 mm.

OBSERVACIONES.-

El vidrio "c" se rompió para una deformación de 21.66 mm. ó 13.04 mm. Los otros vidrios fijos se astillaron en las esquinas indicadas con flechas.



PRUEBA N° 7

DESCRIPCION

Ventana de fierro de ángulos y "T" de 1" x 1/8" con dos paños batientes y dos fijos y un sobreluz fijo. Los vidrios se fijaron con cemento blanco y tuvieron una holgura de 1/4 cm.

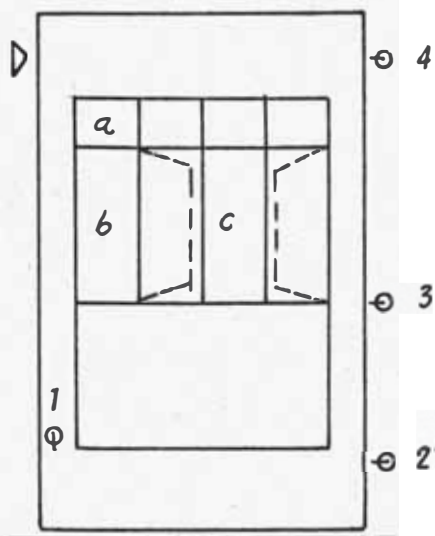
DEFORMACION MAXIMA

Entre vigas: 31.95 mm.

En el vano de la ventana: 19.10 mm

OBSERVACIONES

Se fracturaron los vidrios "a" y "b" para una deformación de 6.52 mm ó 4.14 mm y el vidrio "c" para $\delta = 10.82\text{mm}$ ó 6.96mm.



PRUEBA N° 8

DESCRIPCION

Ventana de aluminio con un paño fijo y el otro corredizo. El paño fijo tenía vidrio semidoble y el paño corredizo, vidrio simple. La holgura fué de 1/2 cm.

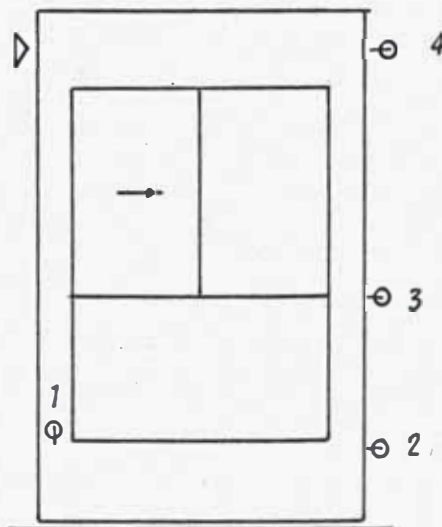
DEFORMACION MAXIMA

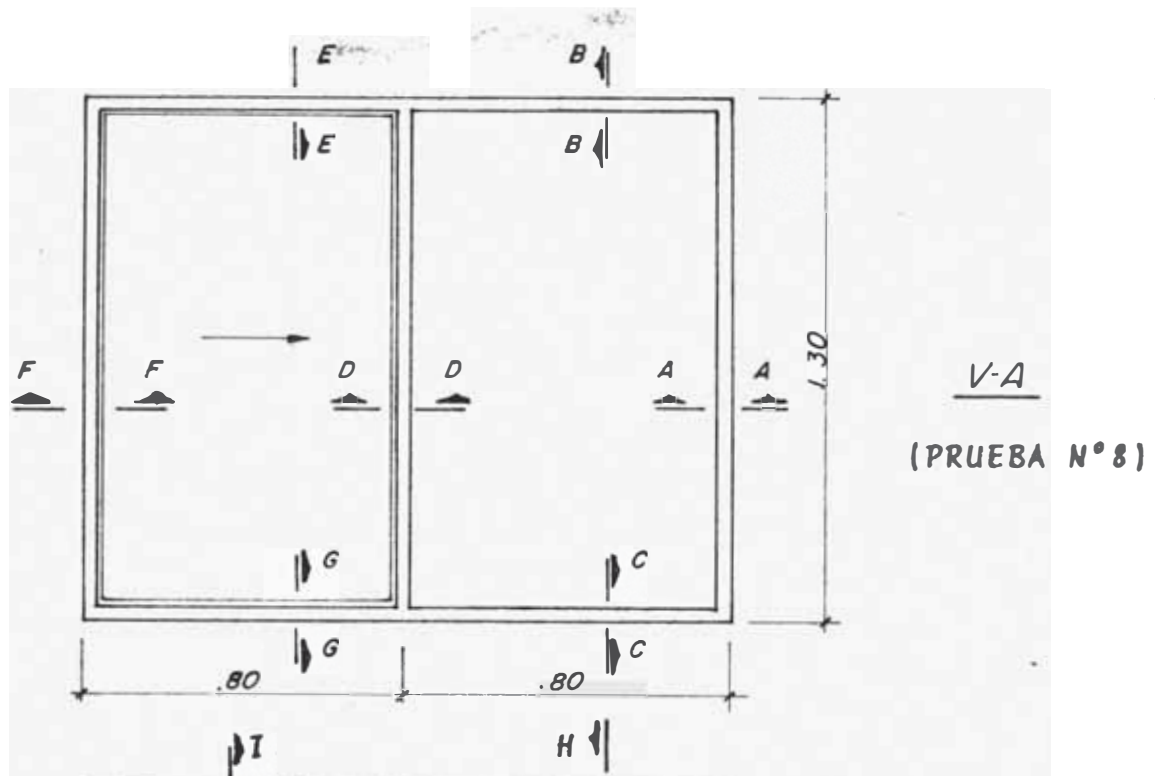
Entre vigas: 35.84 mm.

En el vano de la ventana: 22.52 mm

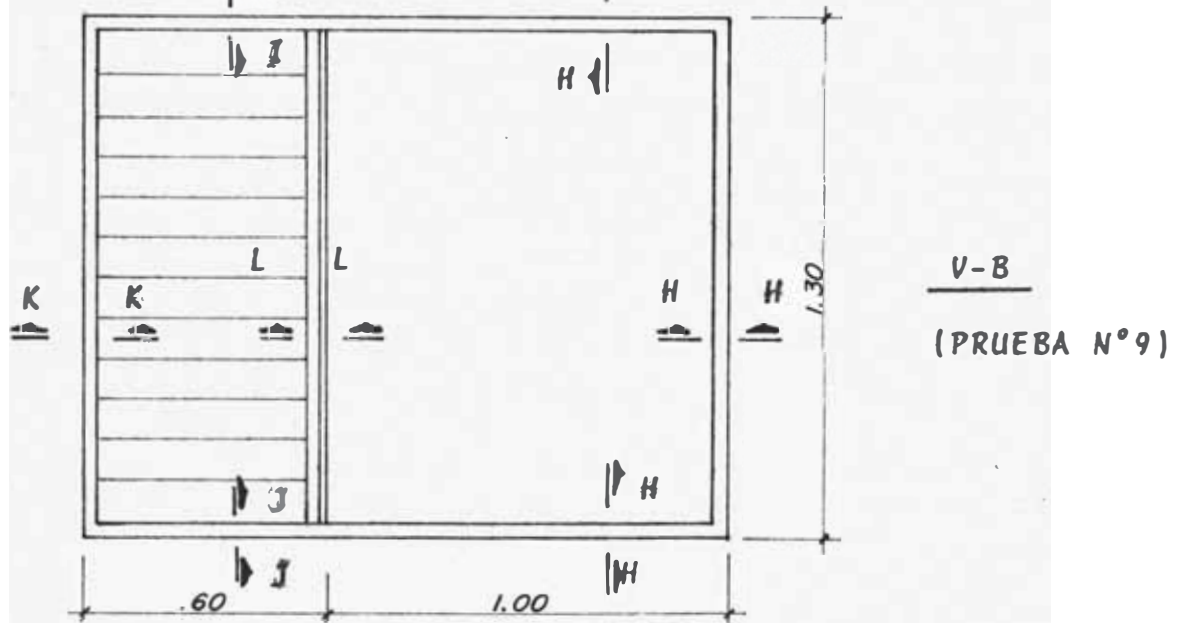
OBSERVACIONES.-

No se rompió ningún vidrio a pesar de que la deformación aplicada fue bien alta.



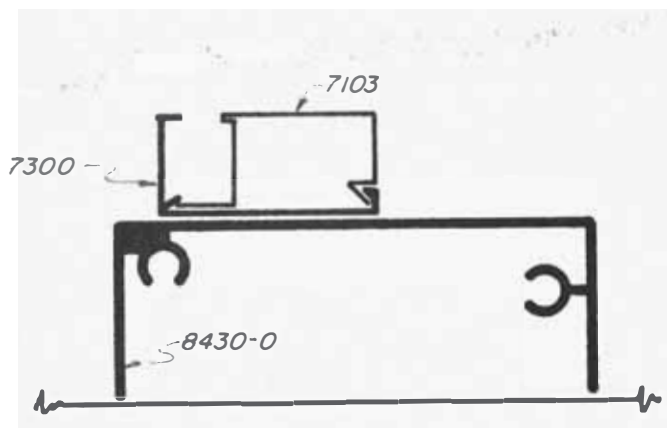


V-A
(PRUEBA N° 8)

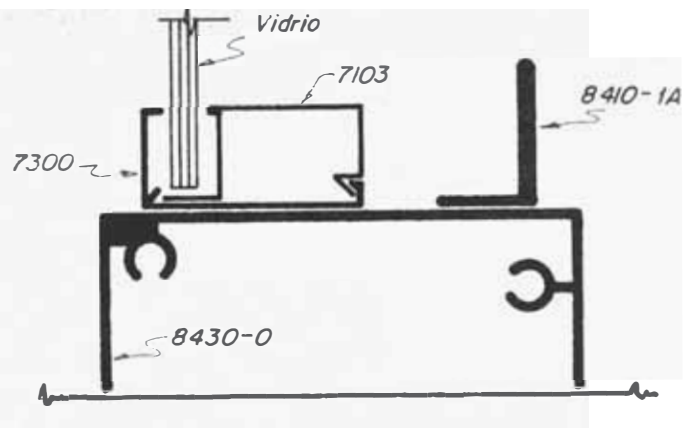


V-B
(PRUEBA N° 9)

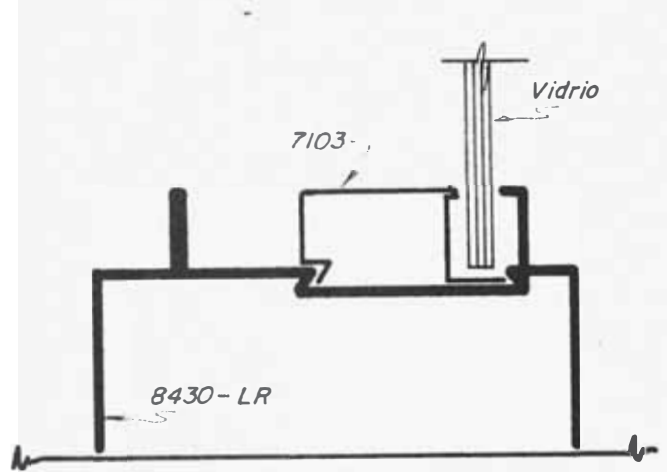
Ventanas de aluminio



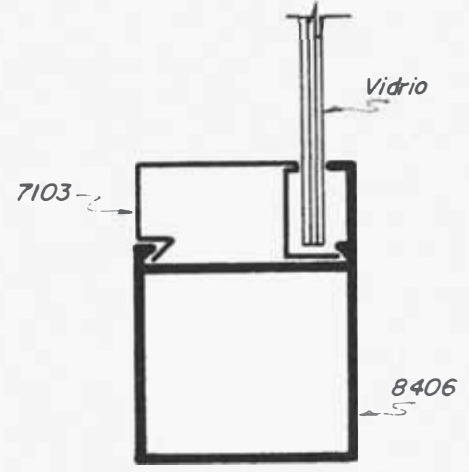
A-A



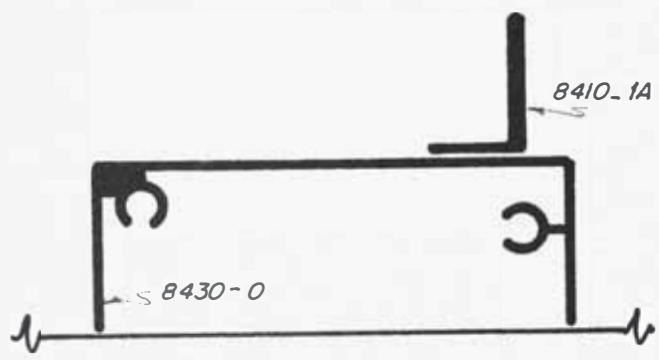
B-B



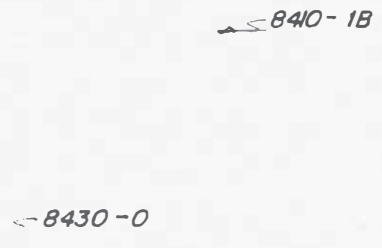
C-C



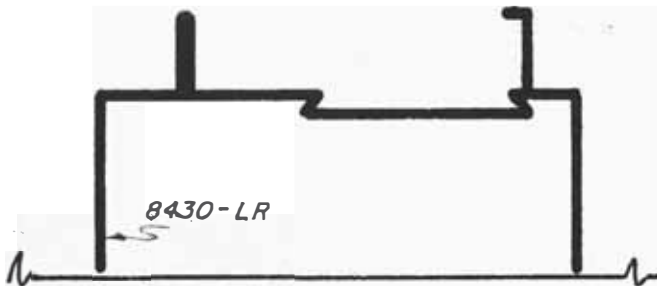
D-D



E-E

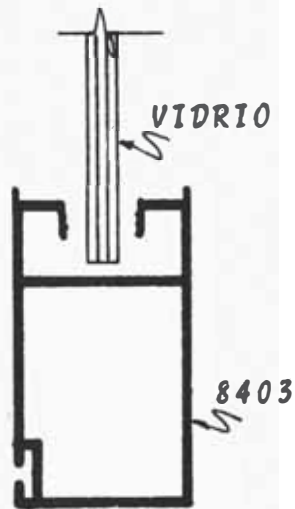


F-F

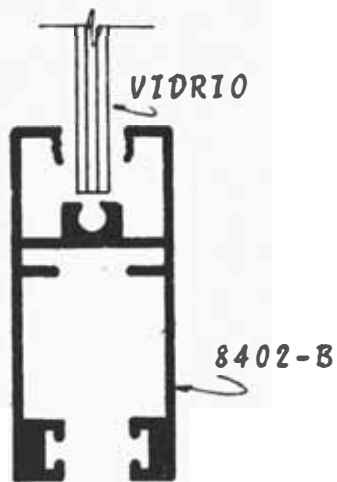


VENTANA - VA
CORTES DEL PAÑO
CORREDIZO

G-G

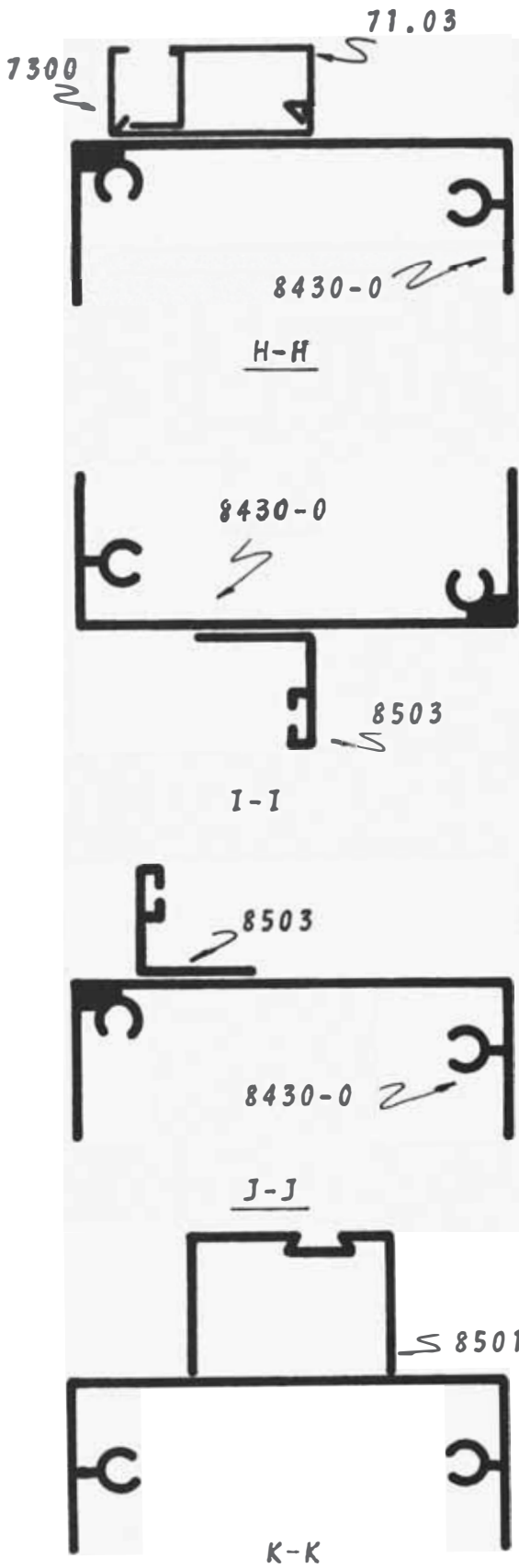


H-H

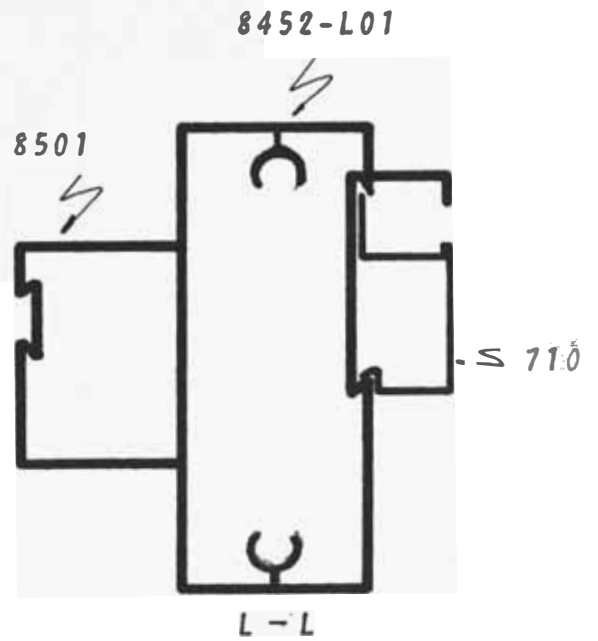


J-J

VENTANA V-8



Los números señalados, corresponden al catálogo de Perfiles de Aluminio FAM.



PRUEBA N° 9

DESCRIPCION

Ventana de aluminio con un paño fijo con vidrio semidoble y un paño de persiana con vidrio simple. La holgura de los vidrios fue de 1/4 cm.

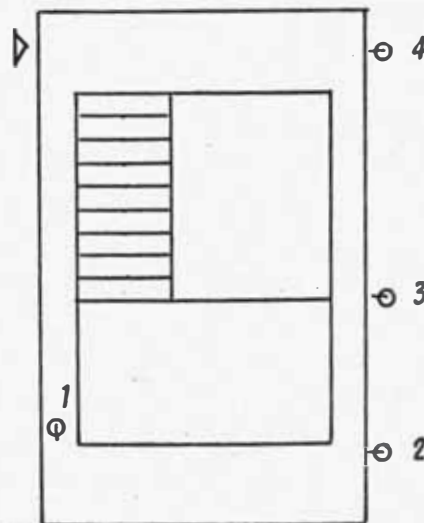
DEFORMACIONES MAXIMAS

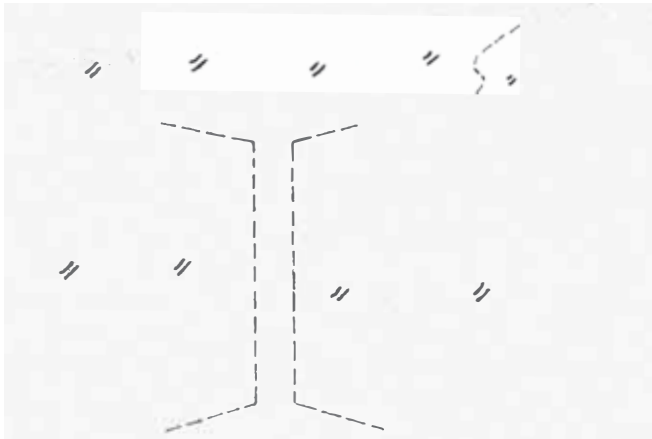
Entre vigas: 42.32 mm.

En el vano de la ventana: 26.37 mm.

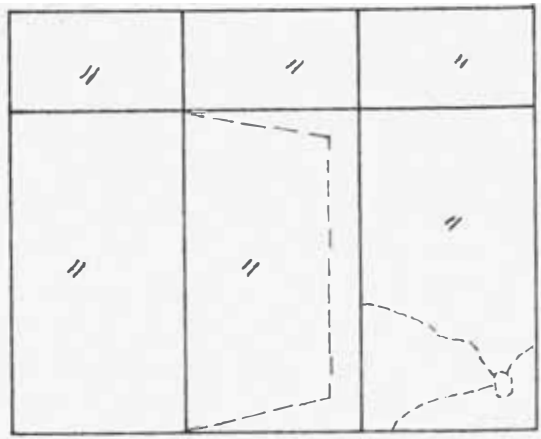
OBSERVACIONES

En las persianas no se rompió ningún vidrio. El vidrio del paño fijo se rompió en la esquina de aplicación de la carga y en la diagonalmente opuesta para una deformación de 42.32 mm. ó 26.37 mm.

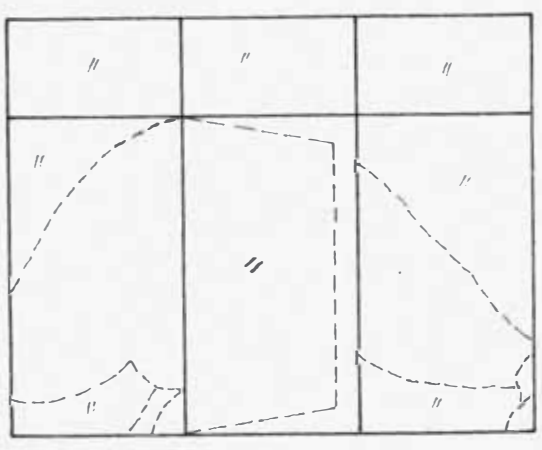




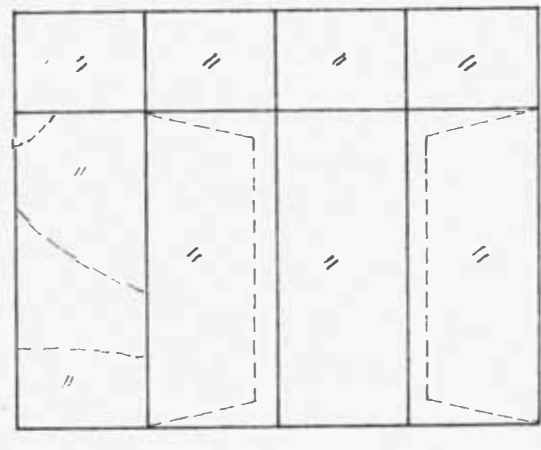
PRUEBA N°3



PRUEBA N°4

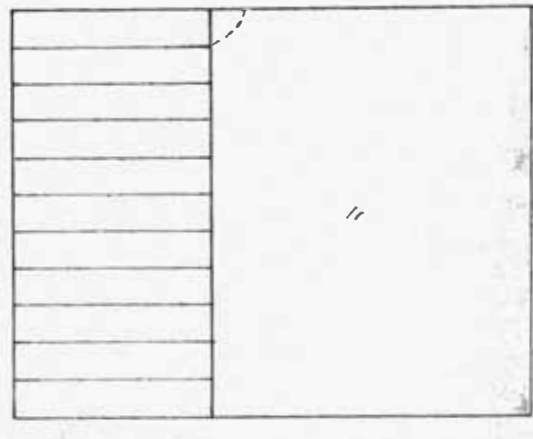
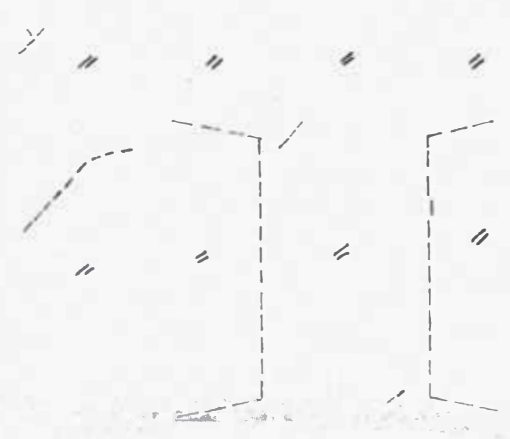


PRUEBA N°5



PRUEBA N°6

NOTA.- La prueba N°1 se realizó sin ventanas. En las ventanas de las pruebas 2 y 8 no se fracturó ningún vidrio.



PRUEBA N° 10

DESCRIPCION

Ventana de fierro con ángulos y "T" de 1" x 1/8" de tres paños, el central batiente y los otros dos fijos y un sobreluz fijo. La holgura de los vidrios fue de 1/4 cm. y se fijaron con cemento blanco.

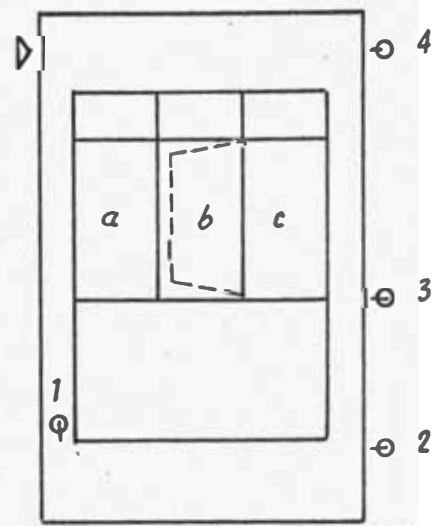
DEFORMACIONES MAXIMAS

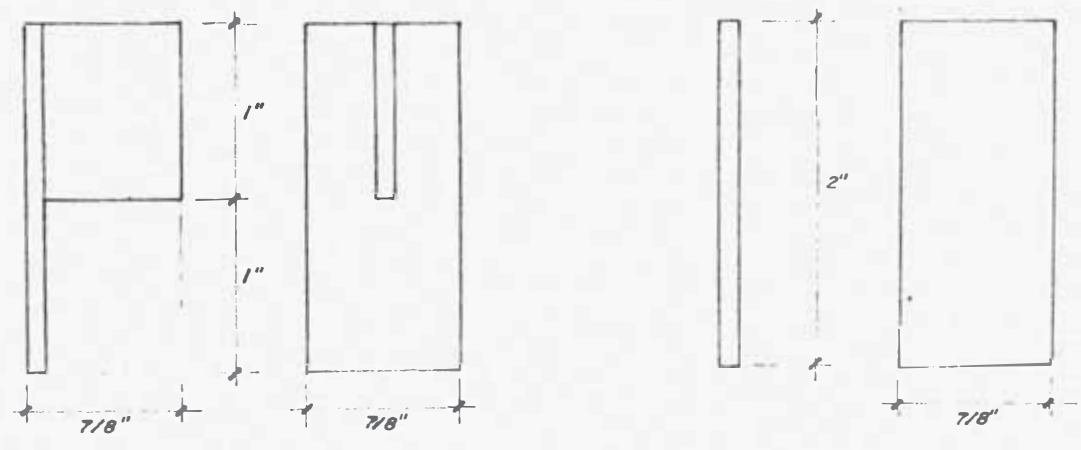
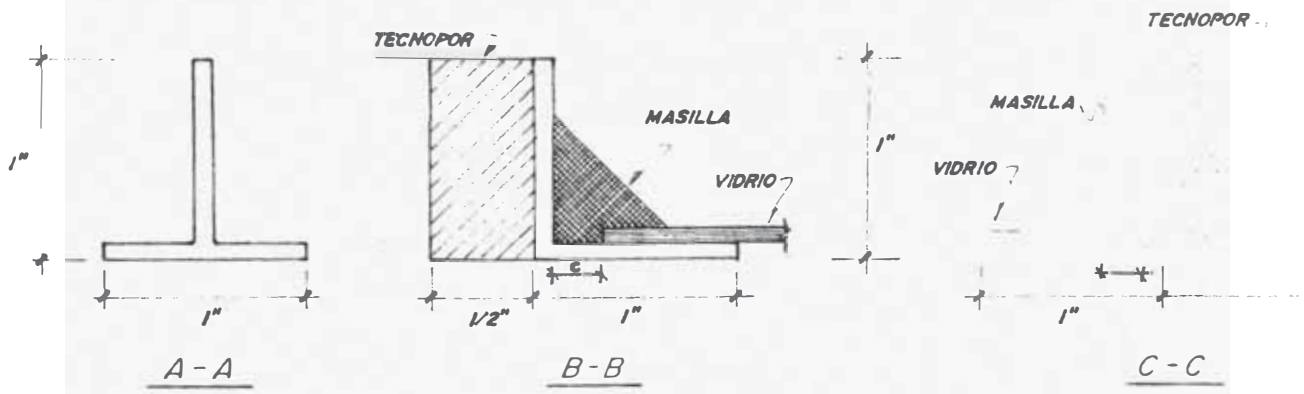
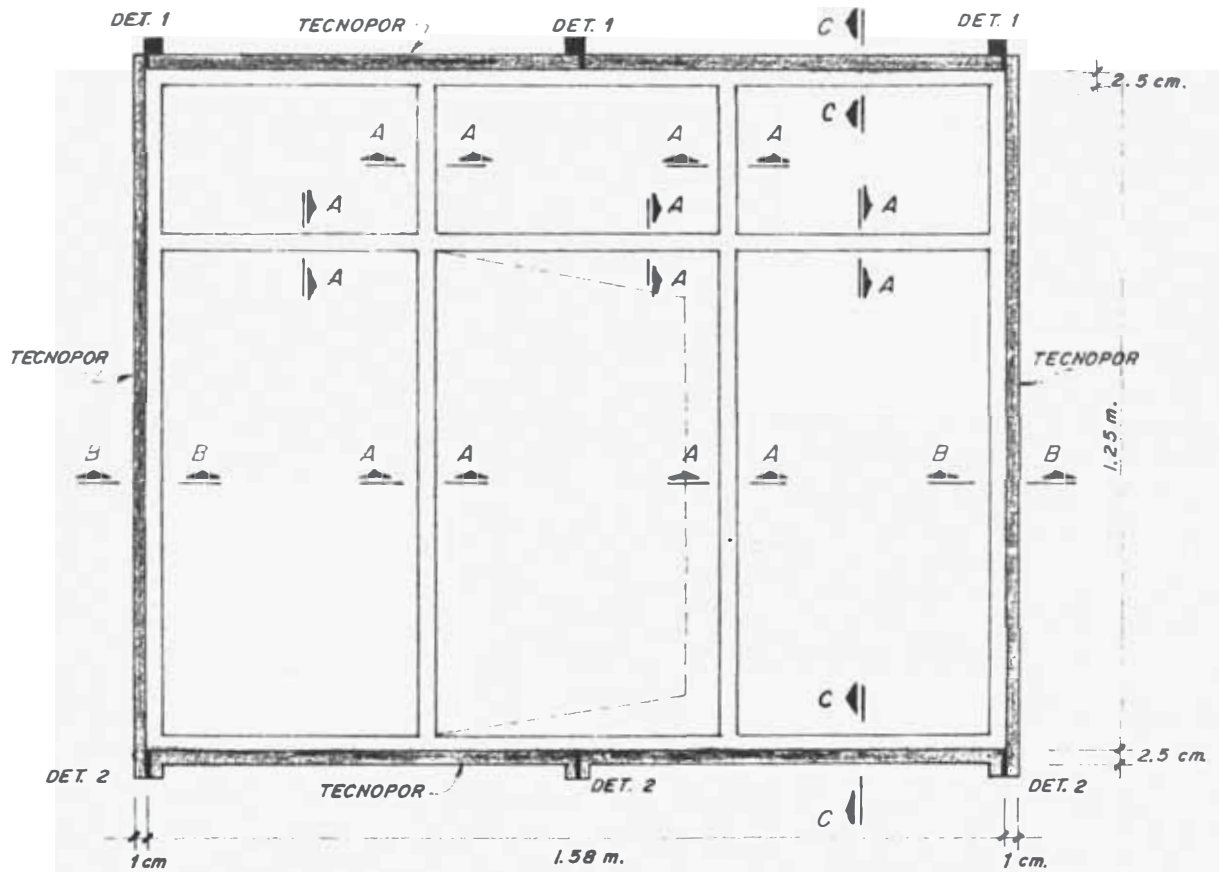
Entre vigas: 34.42 mm.

En el vano de la ventana: 20.79 mm.

OBSERVACIONES:

Esta ventana estuvo fijada al marco de concreto por medio de anclajes colocados solamente en la parte superior e inferior. Entre la ventana y el pórtico hubo una junta de Tecnopor. Se rompió el vidrio "c" para una deformación de 34.42 mm. ó 20.79 mm. Es interesante notar que por este sistema de montaje se rompió el vidrio bajo una deformación 5 veces mayor que en las ventanas de fierro ensayadas anteriormente.

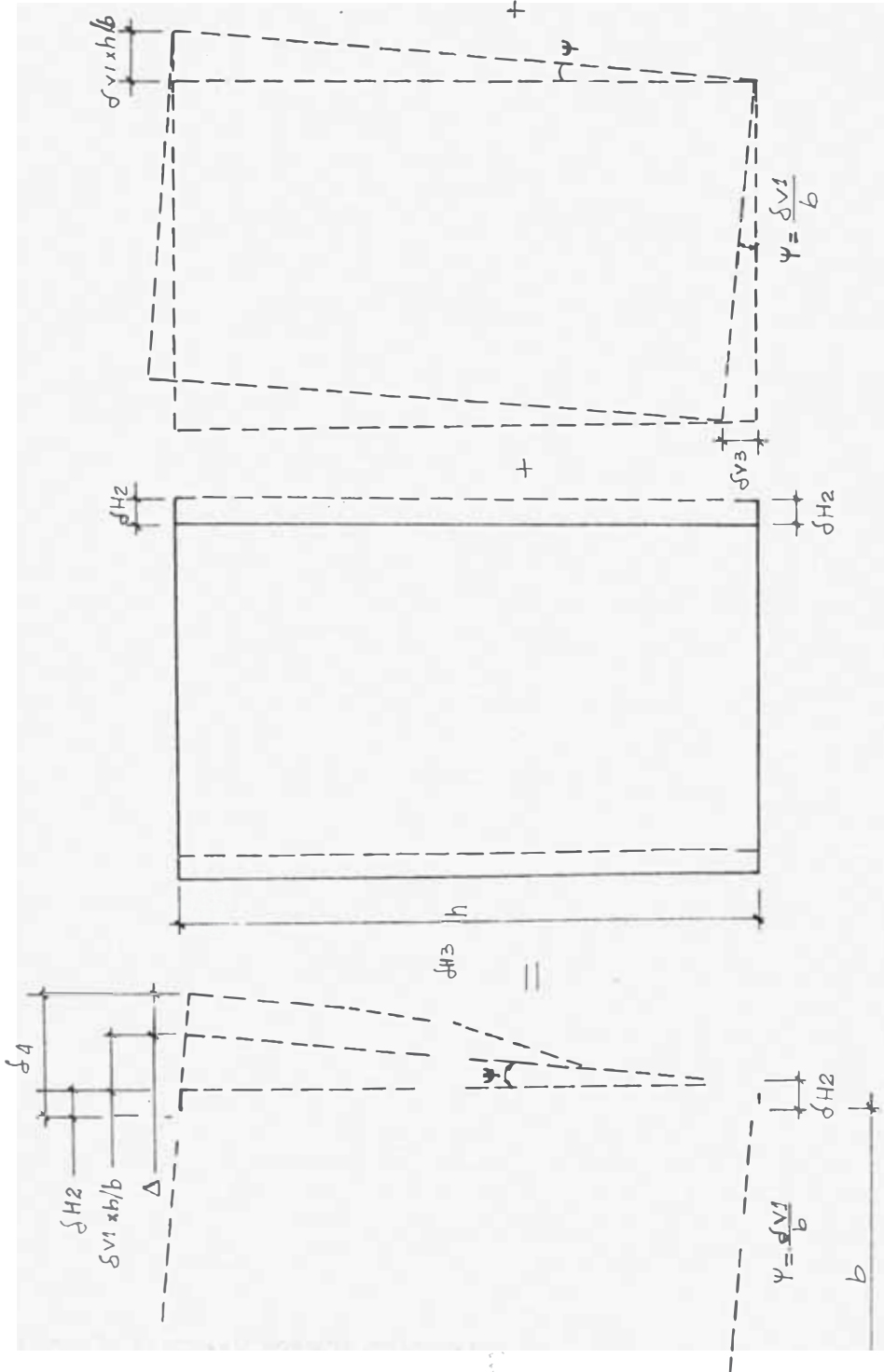




DETALLE 2

CUADRO N° 1

Carga	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \Delta V_1$	Δh_7	$\Delta i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \Delta V_1 - \Delta h_7$		
					4	5	6
120	4	1.260	0.075	0.040	1.145	0.578	0.261
	5	0.668	0.050	0.040			
	6	0.326	0.025	0.040			
350	4	2.108	0.200	0.080	1.828	1.025	0.449
	5	1.238	0.133	0.080			
	6	0.596	0.067	0.080			
630	4	2.855	0.408	0.105	2.342	1.341	0.590
	5	1.718	0.272	0.105			
	6	0.831	0.136	0.105			
760	4	3.920	0.633	0.150	3.137	1.876	0.795
	5	2.448	0.422	0.150			
	6	1.156	0.211	0.150			
910	4	5.170	0.803	0.190	4.177	2.493	1.038
	5	3.218	0.535	0.190			
	6	1.496	0.268	0.190			



3.- DEFORMACION DE LAS COLUMNAS POR CORTANTE

2.- GIRO DEL PORTICO SIN DEFORMARSE

1.- DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO PARALELO A SU POSICION INICIAL

MOVIMIENTO TOTAL DEL PORTICO

PRUEBA N° 2

Carga (Kgs)	C A R G A						D E S C A R G A					
	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		
					3	4				3	4	
250	3	0.47	0.03	0.03	0.41							
	4	2.23	0.06	0.03		2.14						
500	3	1.15	0.13	0.10	0.92							
	4	3.86	0.32	0.10		3.44	0.08	0.12		5.22		
750	3	1.68	0.20	0.15	1.33							
	4	6.16	0.47	0.15		5.54	0.40	0.16		6.70		
1000	3	2.24	0.26	0.19	1.79							
	4	6.59	0.62	0.19		5.78	0.72	0.21		8.00		
1250	3	3.27	0.37	0.24	2.66							
	4	8.99	0.87	0.24		7.88	1.03	0.26		9.50		
1500	3	4.31	0.51	0.30	3.50							
	4	11.95	1.19	0.30		10.46	1.21	0.30		12.00		
1750	3	5.81	0.60	0.35	4.86							
	4	15.93	1.40	0.35		14.18	1.40	0.35		14.18		

PRUEBA N° 3

C A R G A S

D E S C A R G A S

Carga (Kgs)	i	C A R G A S				D E S C A R G A S			
		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{V1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{V1} - \delta_{H2}$	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{V1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{V1} - \delta_{H2}$
250	3	1.44	0.12	0.20	1.12	-0.31	0.03	-0.22	-0.12
	4	3.67	0.30	0.20	3.17	-0.64	0.08	-0.22	-0.50
500	4	2.41	0.33	0.36	1.72	0.18	0.06	-0.17	0.29
	4	5.93	0.76	0.36	4.81	0.62	0.15	-0.17	-0.67
750	3	3.23	0.39	0.45	2.39	1.19	0.14	-0.08	1.13
	4	7.99	0.91	0.45	6.63	3.25	0.33	-0.08	3.00
1,000	3	4.02	0.42	0.51	3.09	2.79	0.35	0.31	2.13
	4	10.05	0.97	0.51	8.57	7.02	0.82	0.31	5.89
1,250	3	4.75	0.44	0.54	3.77	3.48	0.10	0.37	2.71
	4	11.96	1.02	0.54	10.40	8.81	0.93	0.37	7.51
1,500	3	5.56	0.45	0.58	4.53	4.43	0.41	0.44	3.58
	4	14.05	1.05	0.58	12.42	11.23	0.95	0.44	9.84
1,750	3	6.23	0.45	0.62	5.16	5.53	0.42	0.52	4.59
	4	15.71	1.06	0.62	14.02	14.04	0.98	0.52	12.54
2,000	3	6.83	0.46	0.64	5.73	6.72	0.44	0.58	5.70
	4	17.26	1.08	0.64	15.54	17.41	1.03	0.58	15.80
2,250	3	10.68	0.48	0.69	9.51	10.65	0.47	0.63	9.55
	4	18.96	1.12	0.69	17.15	19.97	1.09	0.63	18.25
2,500	4	11.98	0.50	0.74	10.74	11.98	0.50	0.74	10.74
	4	21.94	1.17	0.74	20.03	21.99	1.17	0.74	20.03

PRUEBA N° 4

CARGA		CARGA						DESCARGA					
		α	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{V1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{V1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{V1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{V1} - \delta_{H2}$		
						3	4				3	4	
250	3	1.91 =	0.33	0.19	1.39	4.32							
	4	5.29	0.78	0.19									
500	3	2.79	0.53	0.29	1.97			1.57	0.19	0.03	1.41		
	4	7.65	1.23	0.29		6.13		4.30	0.45	0.03		3.88	
750	3	3.50	0.63	0.34	2.53			2.22	0.22	0.03	2.03		
	4	9.53	1.47	0.34		7.72		5.56	0.52	0.03		5.07	
1000	3	4.17	0.70	0.38	3.09			3.06	0.31	0.00	2.75		
	4	11.33	1.63	0.38		9.32		8.43	0.73	0.00		7.70	
1250	3	4.76	0.75	0.42	3.59			4.31	0.63	0.12	3.56		
	4	12.98	1.75	0.42		10.81		11.75	1.47	0.12		10.16	
1500	3	5.34	0.79	0.44	4.11			5.20	0.70	0.15	4.35		
	4	14.64	1.86	0.44		12.34		13.81	1.65	0.15		12.01	
1750	3	5.85	0.83	0.46	4.56			5.72	0.74	0.18	4.80		
	4	16.03	1.93	0.46		13.64		15.70	1.74	0.18		13.78	
2000	3	6.60	0.88	0.47	5.25			7.19	0.77	0.24	6.18		
	4	18.30	2.05	0.47		15.78		18.72	1.82	0.24		16.66	
2250	3	7.44	0.88	0.45	6.11			8.19	0.81	0.30	7.08		
	4	20.62	2.05	0.45		18.12		21.66	1.90	0.30		19.46	
2500	3	8.69	0.90	0.40	7.39			8.69	0.90	0.40	7.39		
	4	24.20	2.10	0.40		21.70		24.20	2.10	0.40		21.70	

		C A R G A						D E S C A R G A					
Kgs.	i	δ_i	$\frac{h_i \delta V_1}{b}$	δH_2	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i \delta V_1}{b} - \delta H_2$		δ_i	$\frac{h_i \delta V_1}{b}$	δH_2	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i \delta V_1}{b} - \delta H_2$			
					3	4				3	4		
50	3	1.19	0.10	0.13	0.96	2.39	1.33	0.00	-0.02	1.35	0.47		
	4	2.76	0.24	0.13			0.45	0.00	-0.02				
500	3	1.60	0.16	0.19	1.25		1.33	0.03	0.03	1.27			
	4	3.70	0.37	0.19		3.14	2.33	0.06	0.03		2.24		
750	3	2.52	0.51	0.40	1.61		1.95	0.10	0.12	1.73			
	4	5.79	1.19	0.40		4.20	5.06	0.24	0.12		4.70		
1000	3	3.19	0.57	0.47	2.15		3.46	0.53	0.38	2.55			
	4	7.69	1.33	0.47		5.89	8.81	1.25	0.38		7.18		
1250	3	4.21	0.66	0.55	3.00		4.42	0.61	0.48	3.33			
	4	10.45	1.55	0.55		8.35	11.37	1.44	0.48		9.45		
1500	3	4.92	0.71	0.60	3.61		5.27	0.67	0.57	14.03			
	4	12.34	1.67	0.60		10.07	13.64	1.58	0.57		11.49		
1750	3	5.57	0.72	0.65	4.20		6.32	0.72	0.67	4.93			
	4	14.12	1.70	0.65		11.77	15.93	1.68	0.67		13.56		
2000	3	6.07	0.76	0.69	4.62		6.82	0.77	0.73	5.32			
	4	15.52	1.77	0.69		13.06	17.97	1.82	0.73		15.02		
2250	3	6.62	0.77	0.73	5.32								
	4	17.57	1.82	0.73		15.02							

PRUEBA N° 6

CARGA (kgs)	CARGA					DESCARGA					
	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$	
					3	4				3	4
250	3	1.57	0.02	0.0	1.55						
	4	3.76	0.05	0.0	3.71						
500	3	2.60	0.23	0.01	2.36		1.90	0.01	1.75		
	4	6.16	0.54	0.01	5.61		4.31	0.01	3.95		
750	3	3.57	0.40	0.01	3.16		2.75	0.24	2.29		
	4	8.50	0.93	0.01	7.56		6.38	0.24	5.62		
1000	3	4.35	0.49	0.01	3.85		3.92	0.24	3.28		
	4	10.43	1.15	0.01	9.27		9.21	0.24	8.04		
1250	3	5.05	0.52	0.01	4.52		5.14	0.28	4.21		
	4	12.20	1.23	0.01	10.96		12.17	0.28	10.36		
1500	3	5.80	0.62	0.01	5.17		6.15	0.36	5.13		
	4	14.09	1.46	0.01	12.62		14.68	0.36	12.77		
1750	3	6.58	0.73	0.01	5.84		7.17	0.36	6.10		
	4	16.14	1.77	0.01	14.36		17.24	0.36	15.21		
2000	3	7.37	0.81	0.06	6.50		8.22	0.36	7.09		
	4	18.10	1.90	0.06	16.14		19.95	0.36	17.79		
2250	3	8.00	0.85	0.20	6.95		9.52	0.36	8.36		
	4	19.73	2.00	0.20	17.53		23.28	0.36	20.97		
2500	3	9.84	0.86	0.36	8.62		9.84	0.36	8.62		
	4	24.04	2.02	0.36	21.66		24.04	0.36	21.66		

P R U E B A N° 7

CARGA (Kgs)	C A R R G A					D E S C A R R G A					
	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$	
					3	4				3	4
250	3	0.81	0.01	0.14	0.66						
	4	2.04	0.03	0.14	1.87						
500	3	2.27	0.25	0.25	1.77		5.72	0.01	0.30	5.41	
	4	5.55	0.59	0.25	4.71		11.50	0.03	0.30		11.17
750	3	3.14	0.39	0.37	2.38		5.92	0.03	0.31	5.58	
	4	7.81	0.92	0.37	6.52		12.14	0.08	0.31		11.75
1000	3	4.10	0.48	0.43	3.19		6.82	0.06	0.32	6.44	
	4	10.73	1.12	0.43	9.08		14.48	0.14	0.32		14.02
1250	3	4.85	0.53	0.46	3.86		7.96	0.12	0.35	7.48	
	4	12.53	1.25	0.46	10.82		17.49	0.29	0.35		16.85
1500	3	5.33	0.56	0.50	4.17		9.24	0.47	0.53	8.24	
	4	14.37	1.31	0.50	12.56		20.62	1.10	0.53		18.99
1750	3	6.17	0.56	0.52	4.99		10.24	0.55	0.60	9.09	
	4	16.13	1.32	0.52	14.29		23.09	1.29	0.60		21.20
2000	3	6.92	0.61	0.56	5.75		11.07	0.59	0.66	9.82	
	4	18.08	1.44	0.56	16.08		25.05	1.40	0.60		23.05
2250	3	7.67	0.66	0.60	6.41		12.22	0.64	0.76	10.82	
	4	19.95	1.54	0.60	17.81		27.64	1.50	0.76		25.38
2500	3	11.06	0.70	0.80	9.56		13.37	0.68	0.90	11.79	
	4	25.82	1.65	0.80	23.37		30.65	1.59	0.90		29.16
2750	3	14.49	0.74	0.90	12.85		14.49	0.74	0.90	12.85	
	4	33.59	1.74	0.90	31.95		33.59	1.74	0.90		31.95

P R U E B A N ° 8

CARGA (Kgs)	C A R G A				D E S C A R G A					
	i	δ_i	$\frac{h_i \delta v_1}{b}$	δH_2	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i \delta v_1}{b} - \delta H_2$		$\frac{h_i \delta v_1}{b}$	δH_2	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i \delta v_1}{b} - \delta H_2$	
					3	4			3	4
250	3	1.42	0.0	0.0	1.42					
	4	3.78	0.0	0.0	3.78					
500	3	2.12	0.0	0.0	2.12		5.20	-0.44	6.34	
	4	5.71	0.0	0.0	5.71		13.95	-1.03		15.66
750	3	4.12	0.23	0.0	3.89		5.95	-0.39	7.10	
	4	11.06	0.54	0.0	10.52		16.04	-0.90		17.70
1000	3	5.57	0.23	0.0	5.34		7.0	-0.38	8.15	
	4	15.14	0.54	0.0	14.60		19.04	-0.90		20.71
1250.	3	6.94	0.35	0.0	6.59		9.02	0.12	9.54	
	4	18.94	0.82	0.0	18.12		24.23	0.29		24.58
1500	3	8.50	0.38	-0.02	8.14		10.74	0.23	11.07	
	4	23.36	0.89	-0.02	22.49		28.77	0.54		28.79
1750	3	10.29	0.38	-0.02	9.93		12.12	0.29	12.32	
	4	27.89	0.89	-0.02	27.02		32.52	0.68		32.33
2000	3	13.66	0.36	-0.02	13.32		13.66	0.36	13.32	
	4	36.66	0.84	-0.02	35.84		36.66	0.84		35.84

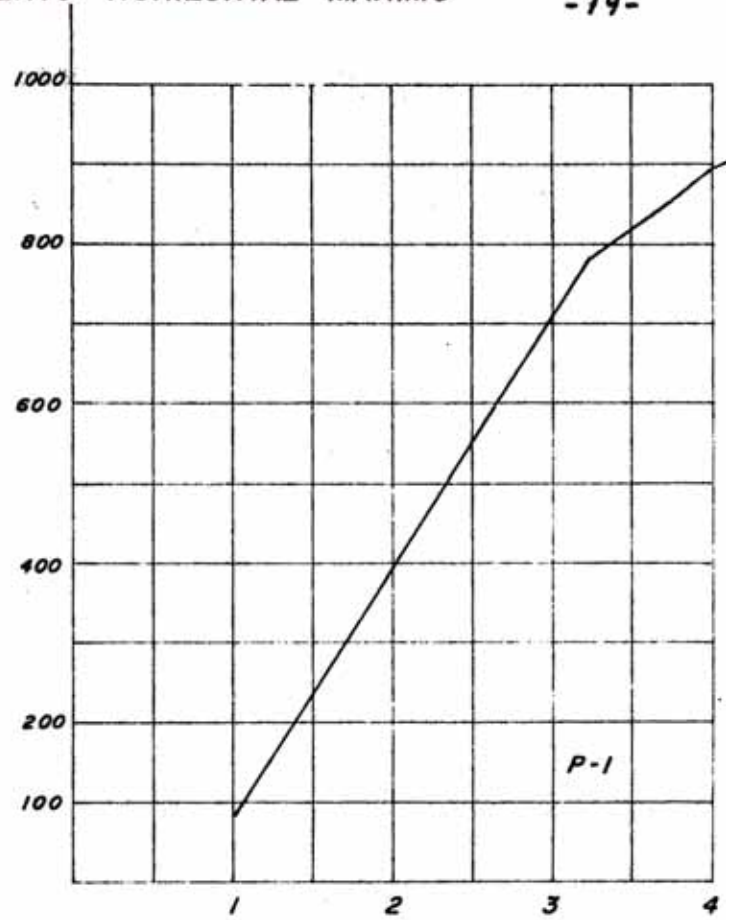
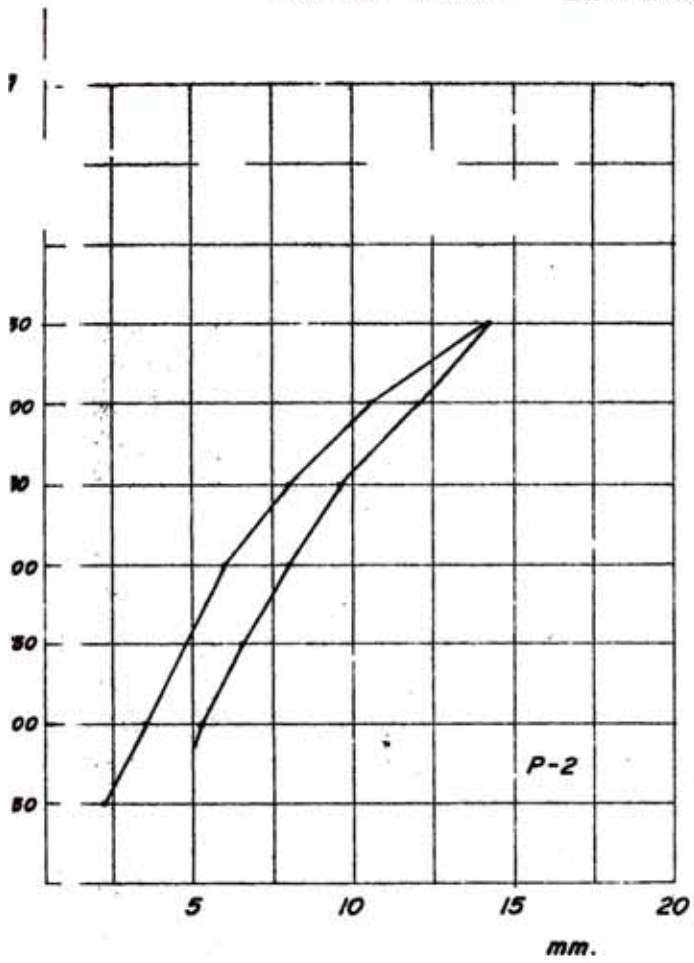
P R U E B A N°10

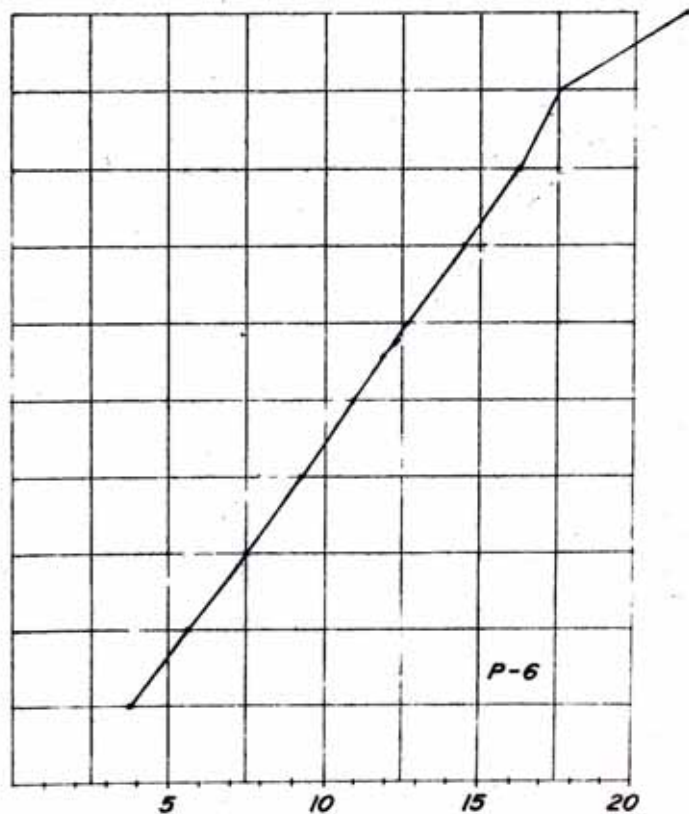
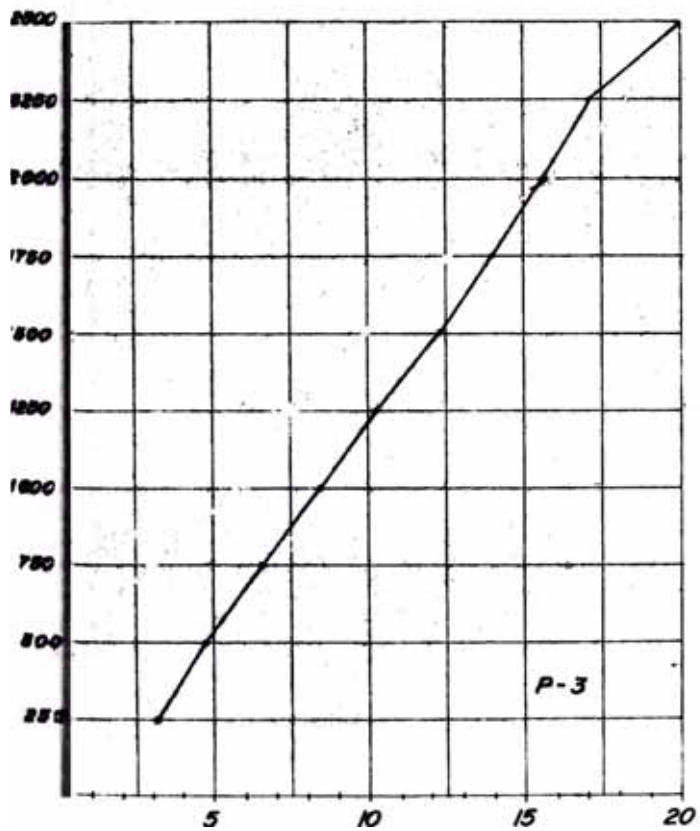
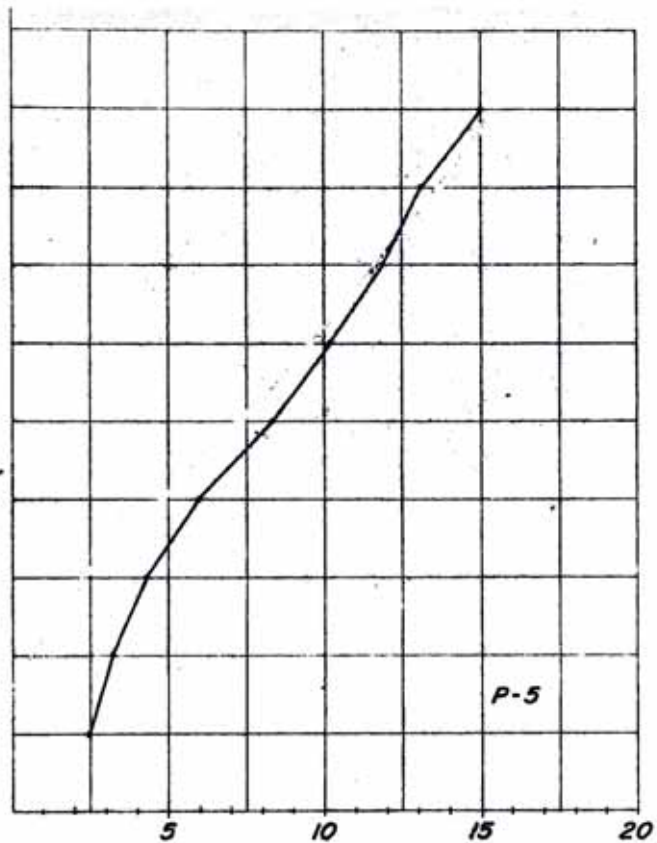
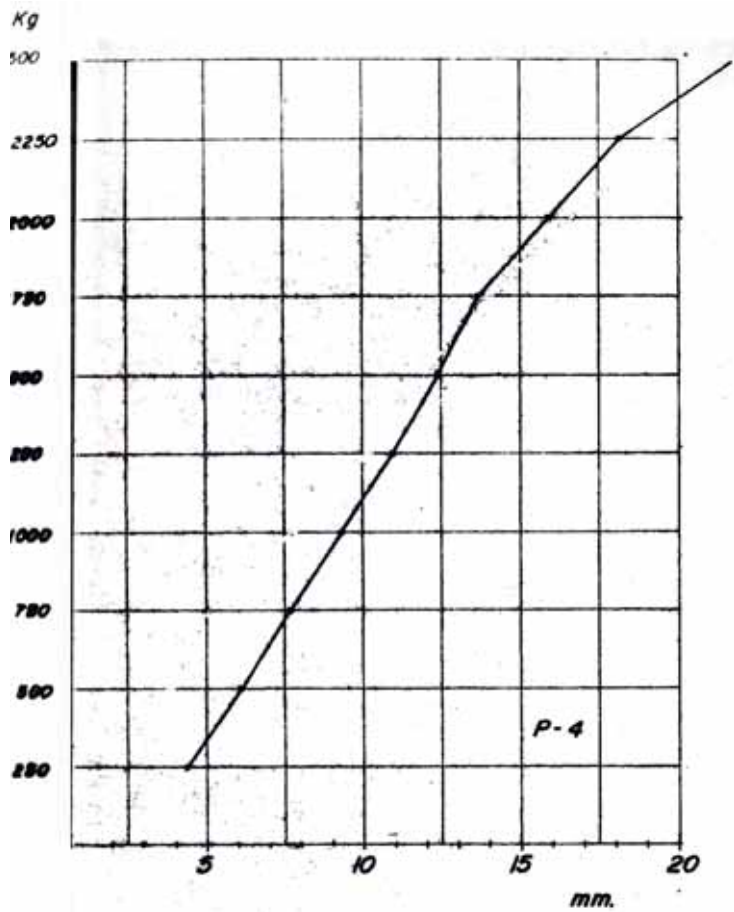
CARGA (Kgs)	C A R R G A						D E S C A R R G A					
	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		
					3	4				3	4	
250	3	0.78	0.00	0.02	0.76	1.88						
	4	1.90	0.00	0.02								
500	3	3.20	0.40	0.03	2.77	6.89	5.52	-0.17	-0.37	6.06	14.58	
	4	7.87	0.95	0.03			13.82	-0.39	-0.37			
750	3	4.70	0.54	-0.03	4.19		7.43	-0.10	-0.37	7.90	19.29	
	4	11.68	1.27	-0.03		10.44	18.69	-0.22	-0.37			
1000	3	5.82	0.54	-0.06	5.34		9.02	0.33	-0.17	8.86		
	4	14.60	1.27	-0.06		13.39	22.74	0.77	-0.17		22.14	
1250	3	6.80	0.55	-0.03	6.28		10.33	0.44	-0.05	9.94		
	4	17.10	1.29	-0.03		15.84	25.75	1.02	-0.05		24.78	
1500	3	7.87	0.55	-0.01	7.33		11.40	0.49	0.01	10.90		
	4	19.76	1.29	-0.01		18.48	28.34	1.14	0.01		27.19	
1750	3	9.14	0.57	0.03	8.54		12.52	0.53	0.18	13.23		
	4	22.92	1.35	0.03		21.54	31.09	1.23	0.18		29.68	
2000	3	10.83	0.60	0.08	10.15		13.28	0.57	0.23	12.48		
	4	27.27	1.41	0.08		25.78	32.96	1.34	0.23		31.39	
2250	3	12.84	0.62	0.15	12.07		13.92	0.60	0.24	13.08		
	4	30.23	1.45	0.15		28.63	34.52	1.40	0.24		32.84	
2500	3	13.50	0.65	0.18	12.67		14.42	0.65	0.24	13.53		
	4	33.69	1.52	0.18		31.99	35.59	1.52	0.24		33.85	
2750	3	14.53	0.66	0.24	13.63		14.53	0.66	0.24	13.63		
	4	36.21	1.55	0.24		34.42	36.21	1.55	0.24		34.42	

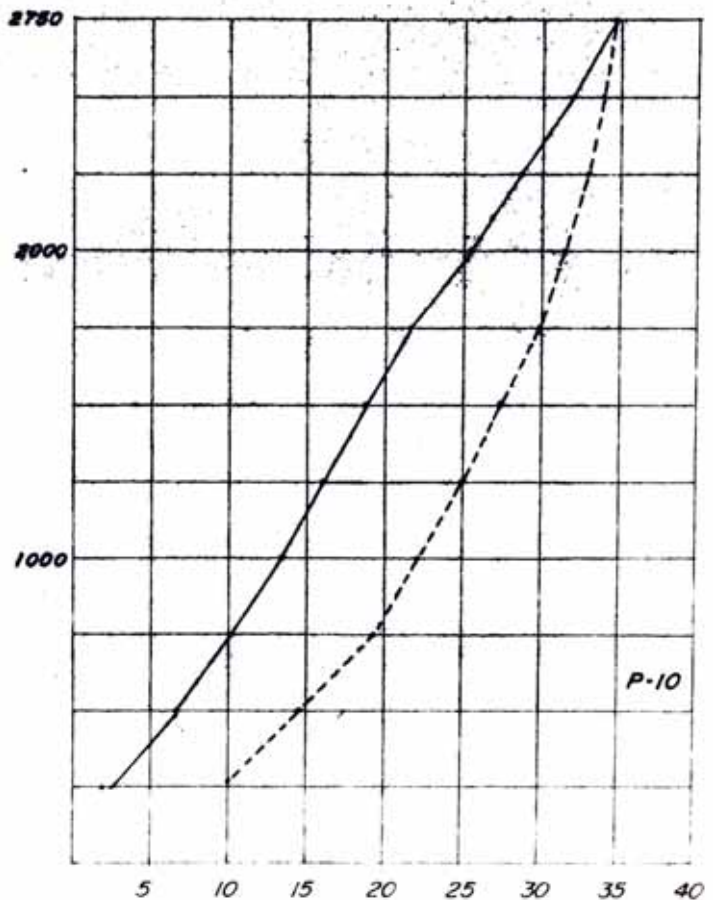
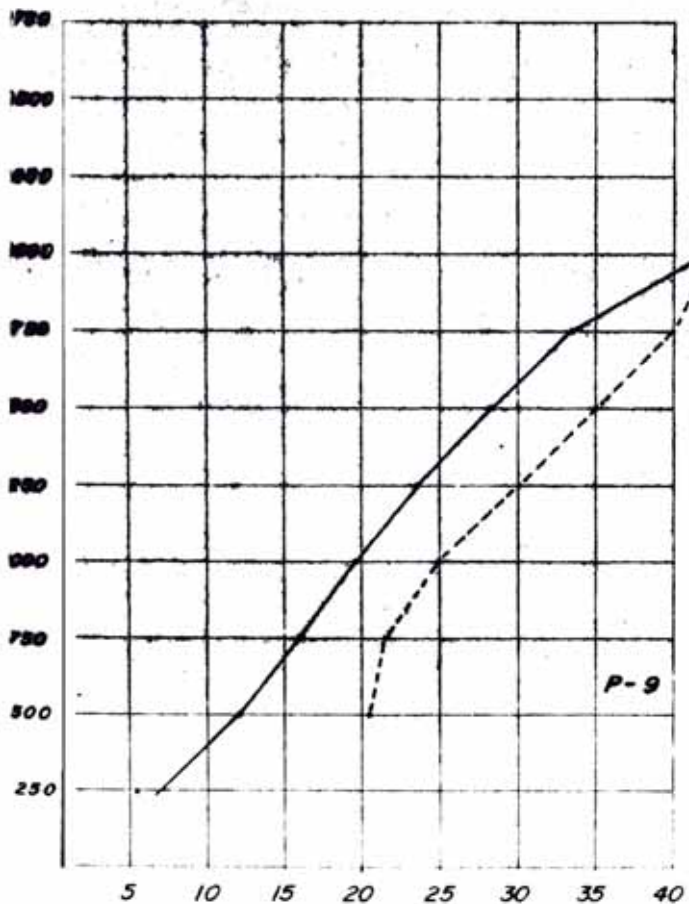
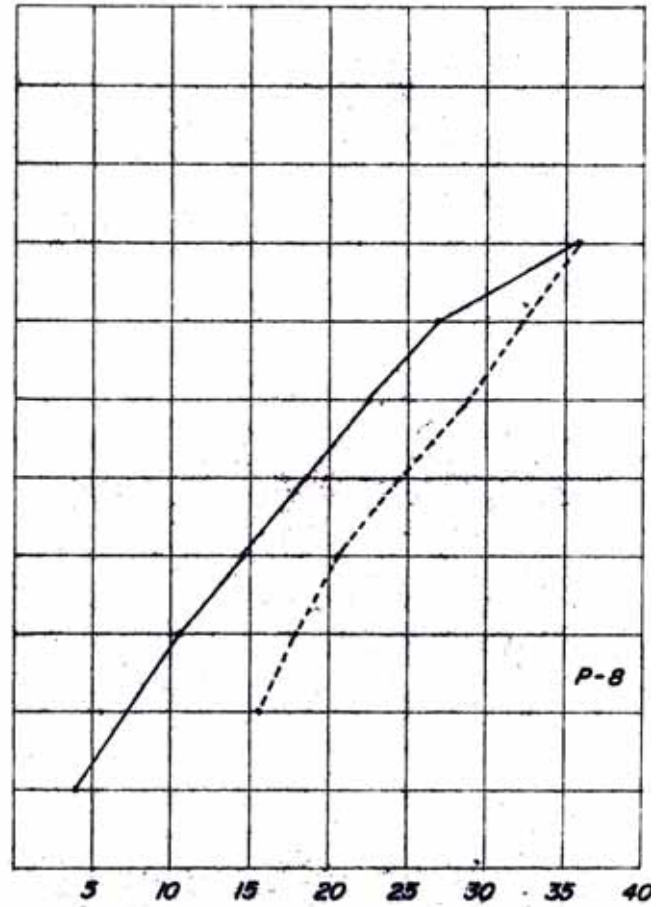
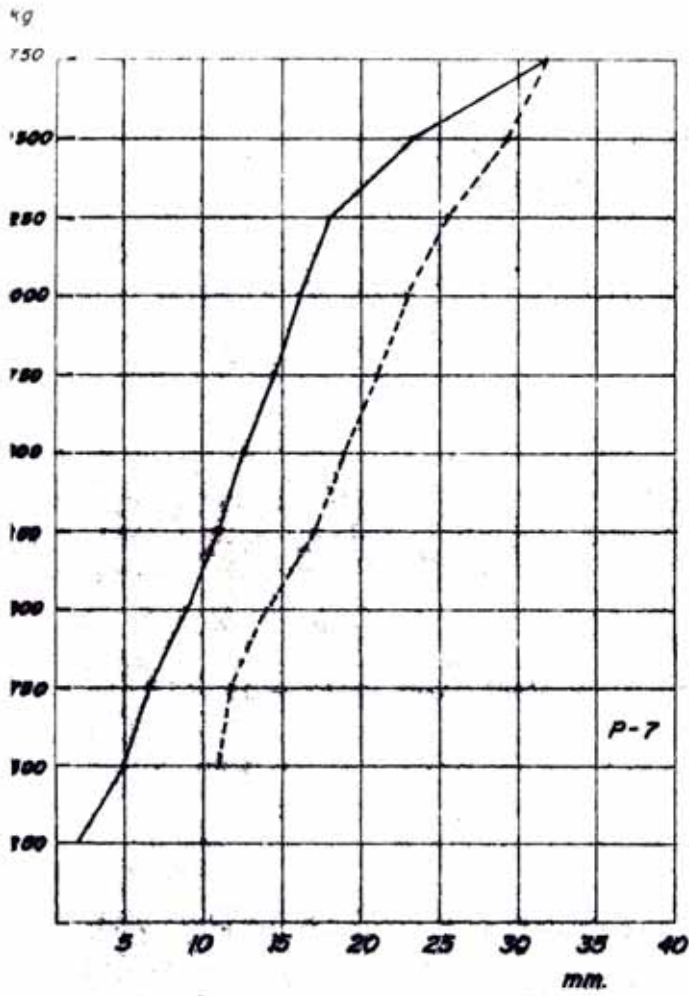
P R U E B A N° 9

CARGA (Kgs)	C A R R G A					D E S C A R R G A					
	i	δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$		δ_i	$\frac{h_i}{b} \delta_{v1}$	δ_{H2}	$\Delta_i = \delta_i - \frac{h_i}{b} \delta_{v1} - \delta_{H2}$	
					3	4				3	4
250	3	1.90	0.02	-0.04	1.92						
	4	5.38	0.05	-0.04	5.37						
500	3	4.72	0.52	-0.15	4.35		6.80	-0.17	-0.89	7.86	
	4	13.30	1.23	-0.15	12.22		19.29	-0.40	-0.89	8.15	20.58
750	3	5.90	0.47	-0.32	5.75		7.08	-0.17	-0.90		
	4	16.77	1.11	-0.32	15.98		20.18	-0.39	-0.90		21.47
1000	3	7.06	0.43	-0.44	7.07		8.36	-0.13	-0.94	9.43	
	4	20.11	1.01	-0.44	19.54		23.65	-0.31	-0.94		24.90
1250	3	8.48	0.41	-0.52	8.59		10.73	0.23	-0.084	11.34	
	4	23.98	0.96	-0.52	23.54		30.00	0.54	-0.84		30.34
1500	3	10.15	0.40	-0.57	10.32		12.60	0.24	-0.80	13.16	
	4	28.65	0.93	-0.57	28.29		35.01	0.55	-0.80		35.26
1750	3	12.11	0.35	-0.65	12.37		14.52	0.27	-0.72	14.97	
	4	33.84	0.82	-0.61	33.63		40.15	0.63	-0.72		40.24
2000	3	15.60	0.31	-0.66	15.95		15.60	0.31	-0.66	15.95	
	4	43.38	0.72	-0.66	42.32		43.38	0.72	-0.60		43.32

CURVAS CARGA- DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL MAXIMO





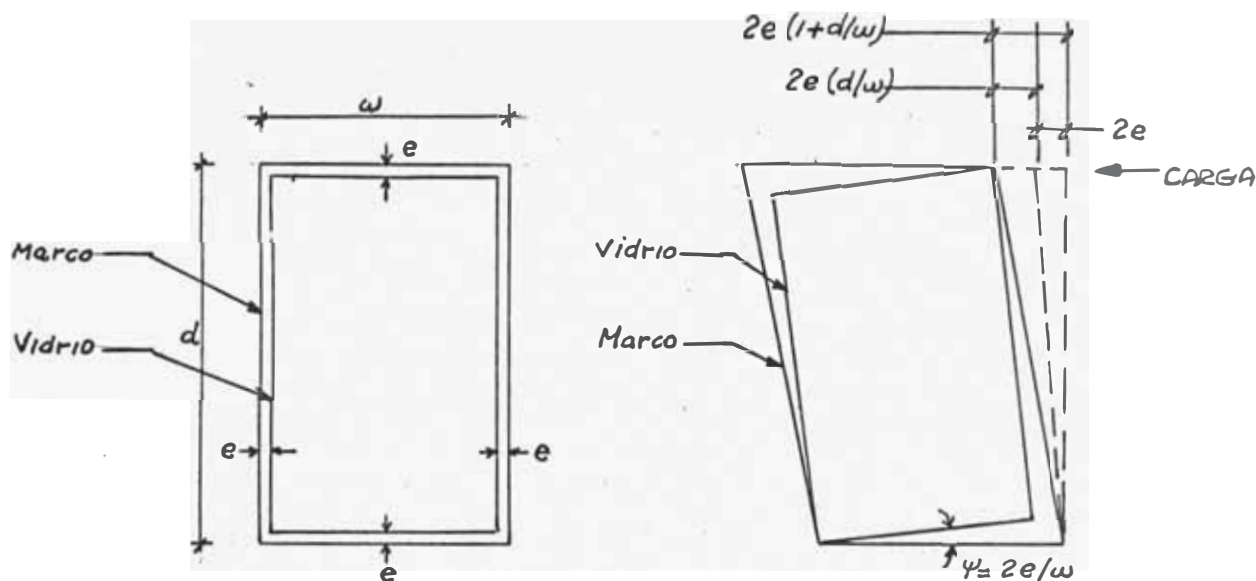


CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después de haber realizado los ensayos para determinar las características del vidrio con el que se trabajó, se calculó una deformación de rotura por corte, aproximada. Los resultados obtenidos demostraron que el vidrio fallaba a una deformación de apenas 0.3 mm., de lo que se deduce que es un material de comportamiento inadecuado frente a un sismo; era necesario entonces, buscar una forma de montaje capaz de permitir mayores deformaciones antes de que los vidrios fallen.

En base a las observaciones hechas durante los ensayos se puede deducir que las ventanas al deformarse actúan de la siguiente manera: (excepto aquellas en las que los vidrios se fijaban con masilla dura) el marco de la ventana se deflecta como un pórtico hasta que se apoya en el vidrio en la esquina donde se aplica la carga y en la región diagonalmente opuesta a esta esquina; en este momento el vidrio comienza a rotar dentro del marco permitiendo un movimiento adicional horizontal. Cuando el vidrio se ajusta en las dos esquinas diagonalmente opuestas hay un movimiento adicional, el cual sólo sería posible de acortarse la diagonal por pandeo del vidrio. Este movimiento del vidrio puede verse claramente en la figura siguiente .



En las ventanas de madera se obtuvieron mayores deformaciones, antes de la falla de los vidrios, que en las ventanas de hierro, debido a que el filo del vidrio penetra dentro del marco de madera; además el junquillo de unión no fija firmemente el vidrio contra el marco permitiendo que éste pueda girar, a la vez que no imposibilita su pandeo.

Las deformaciones obtenidas experimentalmente en las ventanas de madera, antes de la fractura de los vidrios, fueron el doble de las obtenidas teóricamente en el análisis dinámico de un edificio (ver capítulo II), a pesar de que los vidrios se colocaron sin holgura.

De todo lo expuesto anteriormente se puede deducir que las ventanas de madera en las que los vidrios sean colocados con una holgura no menor de 3 mm., son muy recomendables en nues-

tro medio tanto por su buen comportamiento frente a un sismo como por su economía.

Para el caso de las ventanas de fierro y empleando masilla blanda, el vidrio falla localmente en las esquinas cargadas. La falla ocurre por aplastamiento del vidrio, para deformaciones medias, en una y algunas veces en ambas esquinas. Para deformaciones superiores la falla del vidrio es total.

Cuando la masilla es dura, el movimiento del vidrio es debido primeramente al aplastamiento de la masilla y luego a un ligero pandeo restringido por la rigidez de la masilla, que origina la rotura del vidrio para desplazamientos muy pequeños.

En general la masilla que se usa en el Perú no es muy adecuada para los fines que se persigue, debido a que con el tiempo, se llega a endurecer demasiado, impidiendo el desplazamiento del vidrio; esto ha sido comprobado comparando los resultados de los ensayos de las ventanas de fierro con masilla blanda y aquellos con masilla dura, en el primer caso se llegó a una deformación de rotura tres veces mayor que en el segundo caso.

Se puede deducir que la forma de montaje de este tipo de ventanas presenta grandes desventajas que se agravan aún más en una zona sísmica como la nuestra.

Cuando la masilla usada para fijar los vidrios a los marcos

de fierro llega a endurecerse, la deformación de la estructura tomada por el marco de la ventana es transmitida directamente al vidrio llegando a fracturarlo, ocasionando cuantiosas pérdidas económicas y poniendo en peligro a los ocupantes y a los transeuntes, más aún en casos de edificios altos; como se ha podido constatar ampliamente en el sismo de Lima de 1966.

Hechas las observaciones de los ensayos, era necesario evitar que la deformación de los entresijos se transmitiera totalmente al marco de las ventanas, lo cual se consiguió separando este marco de la estructura por medio de un material fácilmente deformable a la vez que económico e impermeable tal como el tecnopor, que luego de colocada la ventana irá cubierto por el tarrajeo. Por otro lado para evitar que el marco siga la deformación de la estructura, se suprimieron los anclajes laterales. Los anclajes superiores se empotraron en la viga y a los inferiores se les permitió un desplazamiento de 1" en el plano de la ventana, estando impedido todo desplazamiento en la dirección perpendicular a este plano.

Hacemos notar que los anclajes eran unas platinas cuya longitud entre el marco de la ventana y la estructura es de 1" y de sección $7/8" \times 1/8"$, ofreciendo la menor rigidez en el sentido de la fuerza pudiendo de esta forma deformarse fácilmente. (ver fig 66)

Los ensayos realizados con estas ventanas dieron óptimos resultados, llegándose a deformaciones antes de que fallara algún vidrio cinco veces mayores que las obtenidas en las ventanas de fierro de montaje corriente. Las ventajas de este montaje se hacen más notorias si comparamos la deformación hasta la rotura de los vidrios que fué de 20.79mm con las obtenidas por el análisis dinámico de una estructura que era de 4.44mm. de desplazamiento de entrepisos y con la permitida por las

Normas Peruanas de Diseño Antisísmico que da 5.0mm.

Dentro de los ensayos realizados también se consideraron las ventanas de aluminio ya que últimamente han logrado gran acep

Experimentalmente se pudo comprobar que en las ventanas de aluminio, las deformaciones antes de la falla de los vidrios fueron muy altas, habiendo llegado a valores tales como 26.37 mm. Las fallas de los vidrios en ventanas de aluminio no son tan peligrosas ya que estas ocurren en su mayoría localizadas en las esquinas de aplicación de la carga, pudiendo considerarse simplemente como un astillamiento.

No está de más recomendar que los vidrios sean colocados en este tipo de ventanas con una holgura no menor de 3mm. y se empleen masillas que no lleguen a endurecerse completamente.

Las conclusiones de los ensayos realizados se pueden resumir como sigue:

VENTANAS DE MADERA:

Las deformaciones a las que se llegó antes de la fractura de los vidrios fueron el doble de las obtenidas teóricamente en el análisis dinámico de un edificio, a pesar de que los vidrios se colocaron sin holgura. Esto se debe a que el filo del vidrio puede penetrar en el marco de madera y el junquillo de unión no fija firmemente el vidrio.

VENTANAS DE FIERRO:

El vidrio falla ante una deform horizontal, cuando la masilla que lo fija está endurecida; o cuando se coloca sin holgura, aún en caso de que la masilla no llegue a endurecer. Los pacientes no se llegaron a fracturar.

VENTANAS DE ALUMINIO:

deformaciones antes de que falle algún vidrio fueron muy altas, se llegaron hasta 26.37 mm.

Para mejorar el comportamiento de las ventanas frente a un sismo en resumen, se pueden dar las siguientes recomendaciones:

VENTANAS DE MADERA:

Los vidrios deberán colocarse con una holgura no menor de 3mm a cada lado, mejorando así su comportamiento. Estas ventanas son muy recomendables, ya que frente a un sismo, toleran grandes deformaciones antes de que los vidrios se fracturen.

VENTANAS DE FIERRO:

En estas ventanas, al endurecerse la masilla, se imposibilita el movimiento del vidrio y la deformación de la estructura se transmite íntegramente, llegando a fracturarlo. Es por esto que sería recomendable usar masillas que con el tiempo no logren endurecerse o montar la ventana de tal forma que puedan tomar las deformaciones horizontales, como es el caso de la ventana mostrada en la figura de la página 66.

VENTANAS DE ALUMINIO:

Son las de mejor comportamiento frente a un sismo, siempre - que los vidrios se coloquen con holgura no menor de 3 mm., y no se fijen con masillas que lleguen a endurecerse. recomendándose se use la felpa que existe para este fin.

N O M E N C L A T U R A

- a = radio de la muestra circular de vidrio
- b = ancho del pórtico de concreto
- c = juego del vidrio en el marco de la ventana
- c_j = factor de participación del modo j .
- d = altura de un vidrio en las ventanas
- DEF.CA= desplazamiento calculado
- E = Módulo de elasticidad
- F = factor de corrección en la deflexión
- FI = fuerza de inercia
- FR = fuerza cortante en el resorte
- G = módulo de corte
- h_i = altura del pórtico de concreto hasta el punto i
- I = momento de inercia
- K_i = constante de resorte de la masa i
- L = longitud de la muestra de vidrio.
- m_i = masa de un nivel i
- P.rot.= carga de rotura del vidrio
- r = distancia del centro de la muestra circular hasta la carga.
- T_i = período de vibración de la masa i
- ω_i = frecuencia de la masa i
- w' = ancho de un vidrio en las ventanas
- X_i = desplazamiento de la masa i

X_{asu} = desplazamiento asumido

X_{ij} = desplazamiento de la masa i en el modo j

$X_{ij}(t)$ = desplazamiento real de la masa i en el modo j .

\mathcal{J} = deformación angular

δ_{carga} = deflexión del vidrio durante la carga

δ_{descgr} = deflexión del vidrio durante la descarga

δ_i = desplazamiento horizontal de la columna en el punto i

δH_2 = desplazamiento horizontal medido en el punto 2

δV_1 = desplazamiento vertical medido en el punto 1

Δ = deformación por cortante

Δ_i = desplazamiento corregido de la columna en el punto i

ΔX_i = deflexión relativa del resorte i

Δh_1 = desplazamiento horizontal en el punto 1

ΔV_i = desplazamiento vertical medido en el punto i

μ = módulo de Poisson

σ = esfuerzo axial

σ_c = esfuerzo de rotura del vidrio

$\sigma_p = \sigma_r$ = esfuerzo de rotura promedio del vidrio

τ = esfuerzo cortante

θ = ángulo de giro del marco de la ventana

ψ = ángulo de giro del pórtico de concreto

w = deflexión de la muestra circular del vidrio en el centro.

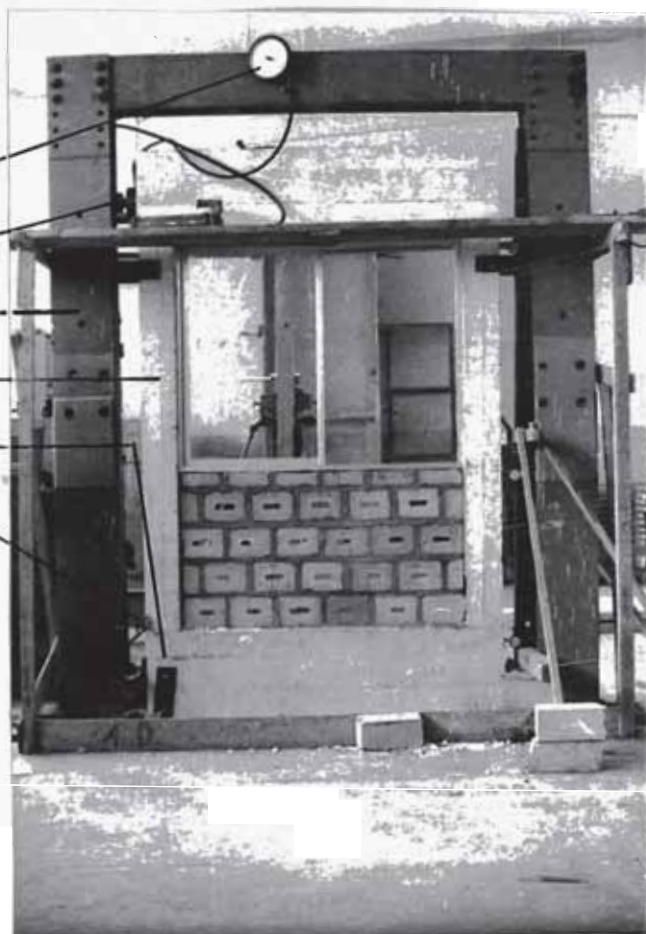
REFERENCIAS

- 1) Osawa Y., Morishita T, Murakami M.,
"On the Damage to Window Glass in Reinforced Concrete Buildings during the Earthquake of April 20, 1965"
Earthquake Research Institute Bulletin. University of Tokyo. Vol 43 (1965)
- 2) Bouwkamp J.G. y Meehan J.F.
"Drift Limitations Imposed by Glass"
Proceedings of the Second World Conference of Earthquake Engineering. Vol. III. Tokyo and Kyoto, Japan. 1960
- 3) Instituto de Estructuras y de la Construcción.
"Boletín N°1"
Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- 4) Timoshenko S.
"Theory of Plates and Shells"
Mc Graw Hill, New York
- 5) ASTM.
"Symposium on Testing Window Assemblies"
ASTM-251
- 6) Universidad Autónoma de México, Facultad de Ingeniería.
"Comportamiento de la Estructura de la Torre Latinoamericana de la Ciudad de México"
Revista Ingeniería, Enero 1962. México.
- 7) Monge J., Rosenberg I..
"Sismo del 28 de marzo de 1965, Chile. Informe sobre daños en estructuras".
Laboratorio de Estructuras, Universidad de Chile
- 8) Japan National Committee on Earthquake Engineering.
"Niigata Earthquake of 1964".
- 9) U.S. Department of Commerce, Environmental Science Services Administration.
"The Prince William Sound, Alaska, Earthquake of 1964 and Aftershocks".

- 10) Muto K., Okamoto S., Hisada T.,
"Report of the Japanese Earthquake Engineering Mission to
Yugoslavia".
Overseas Technical Cooperation Agency. Tokyo, Japan 1963.
- 11) "Revista Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.A.C."
Diciembre 1965 Vol III N°2
- 12) Committee of Structural Steel Producers of American Iron and
Steel Institute.
"The Agadir, Morocco Earthquake, February 29, 1960"
- 13) Osawa Y., Kaneta K., Katayama M.
"Report of the Japanese Earthquake Engineering Mission to
Turkey".
Overseas Technical Corporation Agency. Japan 1966.
- 14) "Los temblores de mayo de 1962 en Acapulco"
"Primeras jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería An-
tisísmica . Vol 1. Santiago de Chile 1963.
- 15) Kuroiwa J.
"Normas Peruanas de Diseño Antisísmico"
Instituto de Estructuras. Universidad Nacional de Ingenie-
ría, Lima-Perú, 1968
- 16) Creixell J.
"Construcciones Antisísmicas"
Compañía Editorial Continental S.A. México-España-Argen-
tina. 1968

VISTA GENERAL DEL MODELO Y DE LOS INSTRUMENTOS

Celda de carga
Gato hidráulico
Plástico de acero
Plástico de concreto
Planchas de apoyo
Deformómetros.



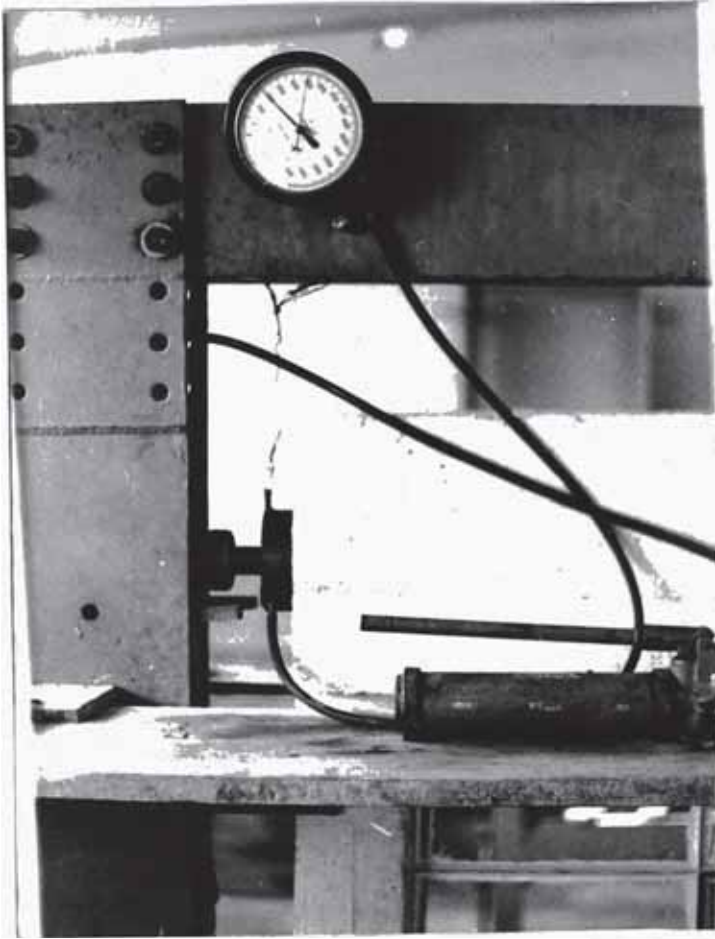


FOTO N° 1

*Celda de cargas y gata -
hidráulica usada para a-
plicar la fuerza horizon-
tal en la viga superior.*

FOTO N° 2

*Anclaje d la viga inferior
para evitar los desplaza-
mientos verticales.*

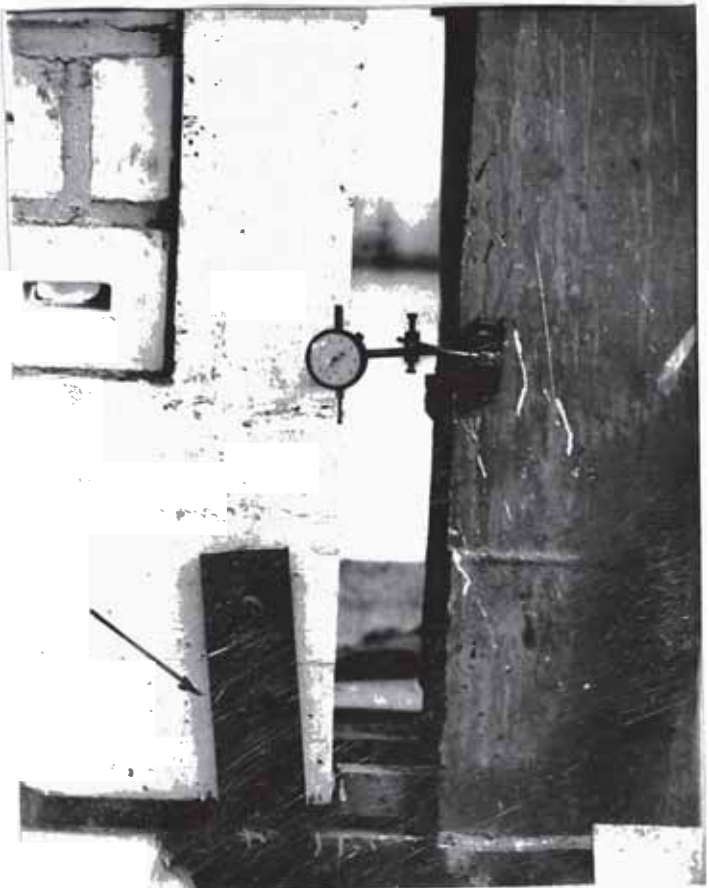




FOTO N° 3

Pórtico de concreto sometido a la fuerza horizontal, observese la separación de la columna y el alfeizar.

FOTO N° 4

En este caso, la otra columna se acercó al alfeizar.



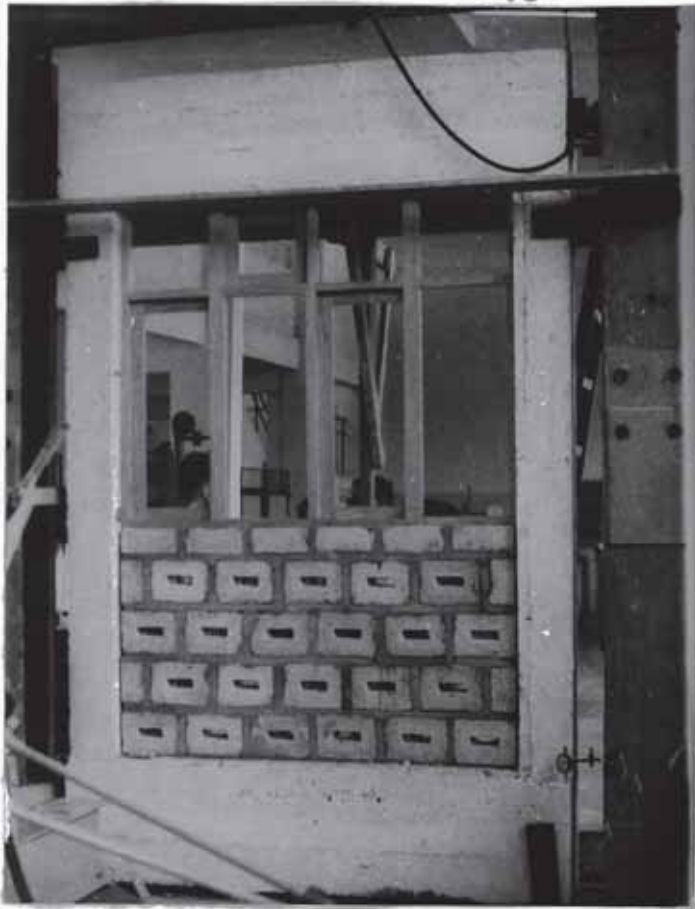


FOTO N° 5

Ensayo realizado con una ventana de madera.



FOTO N° 6

Ventana de madera durante el ensayo, se puede ver la separación de la parte superior del paño corredizo.

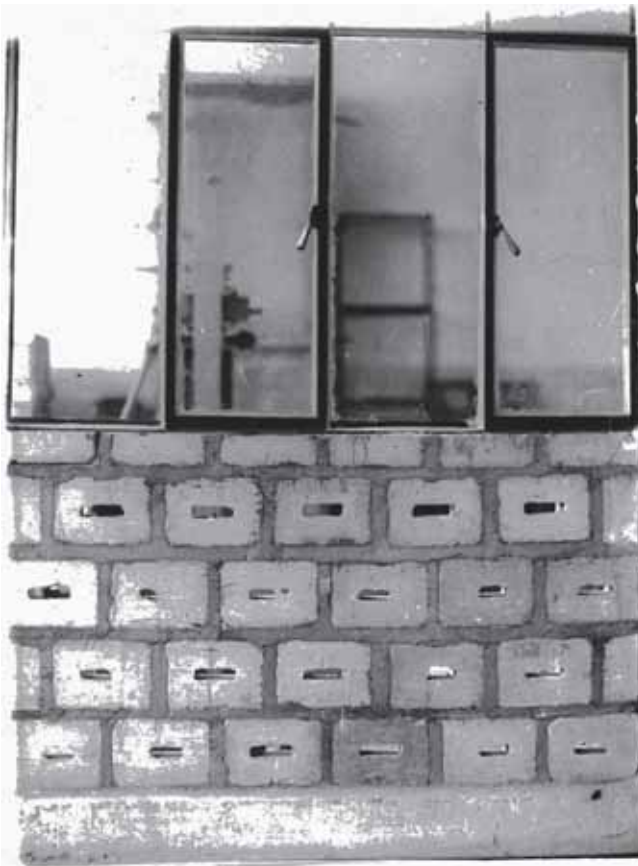


FOTO N° 7

*Ventana de fierro ensa-
yado.*

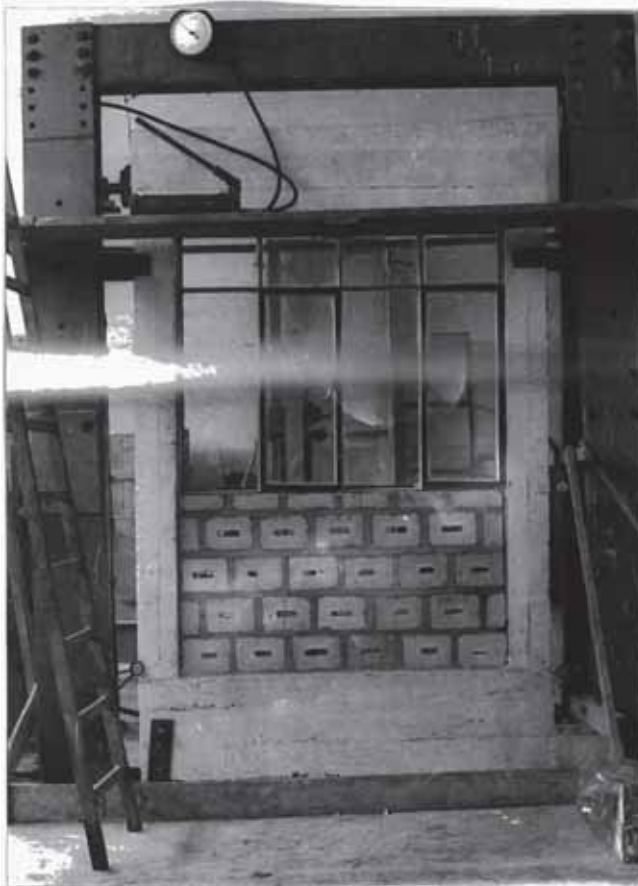


FOTO N° 8

*Prueba con una ventana
de fierro.*



FOTO N° 9 Fracturas de los vidrios en una ventana de fierro

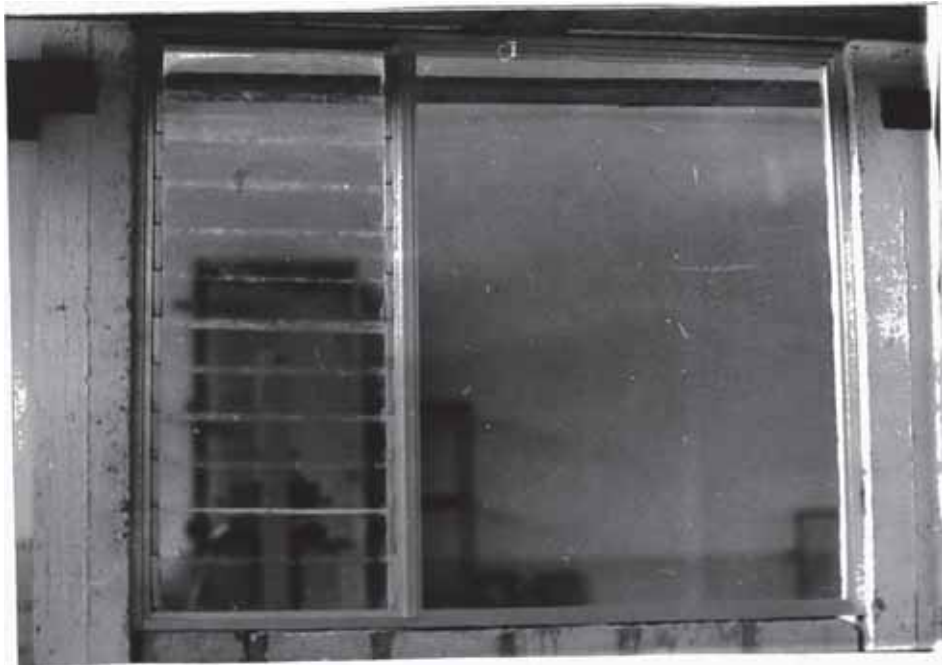


FOTO N° 10 Ventana de Aluminio con un paño fijo y el otro de persiana.



FOTO N° 11 Ventanas de aluminio de un paño fijo y el otro corredizo

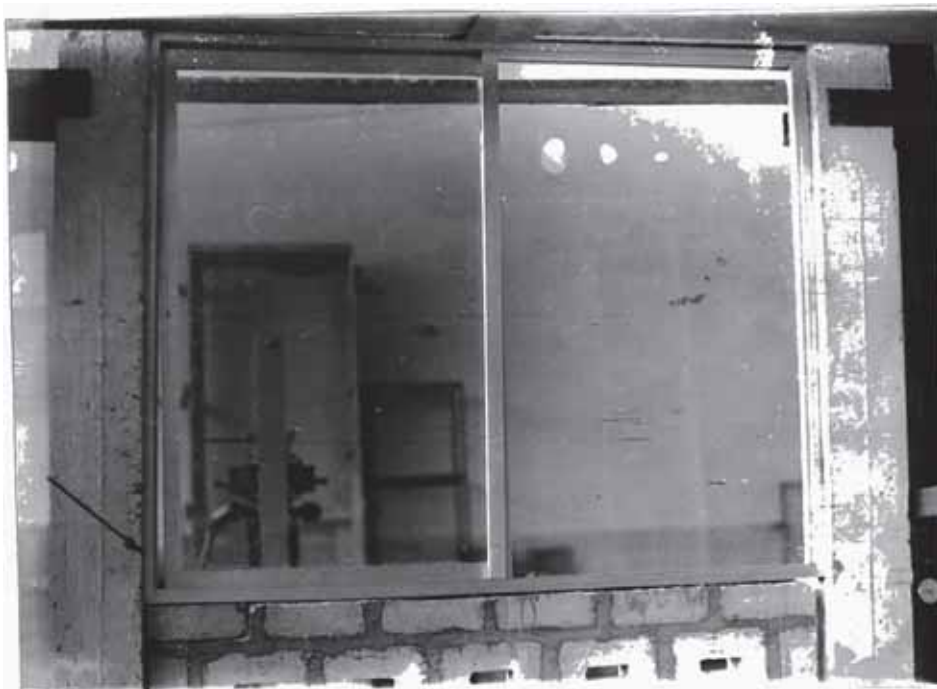


FOTO N° 12 Ventana de Aluminio durante el ensayo, obsérvese la separación de la parte inferior del paño corredizo

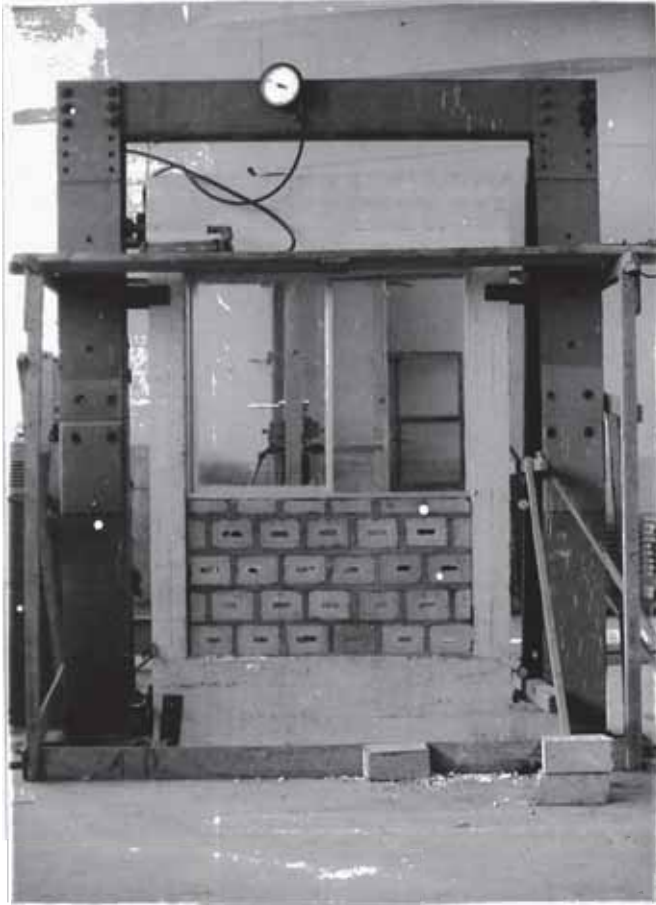


FOTO N° 13

*Ventana de Aluminio des-
pués del ensayo, no se -
llegó a fracturar ningún
vidrio.*

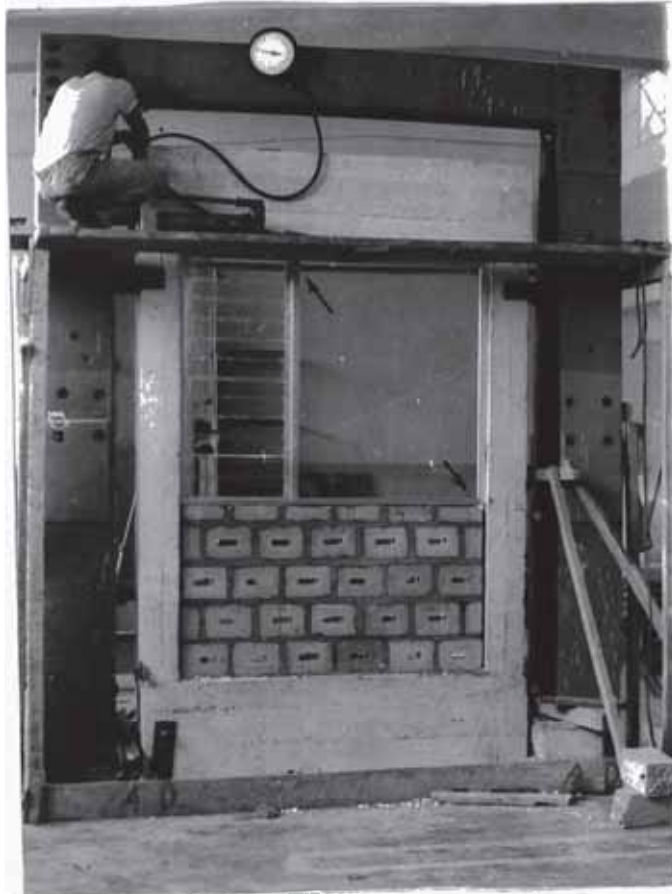


FOTO N° 14

*Ventana de Aluminio, des-
pués del ensayo el vidrio
fijo se astilló en las -
esquinas.*

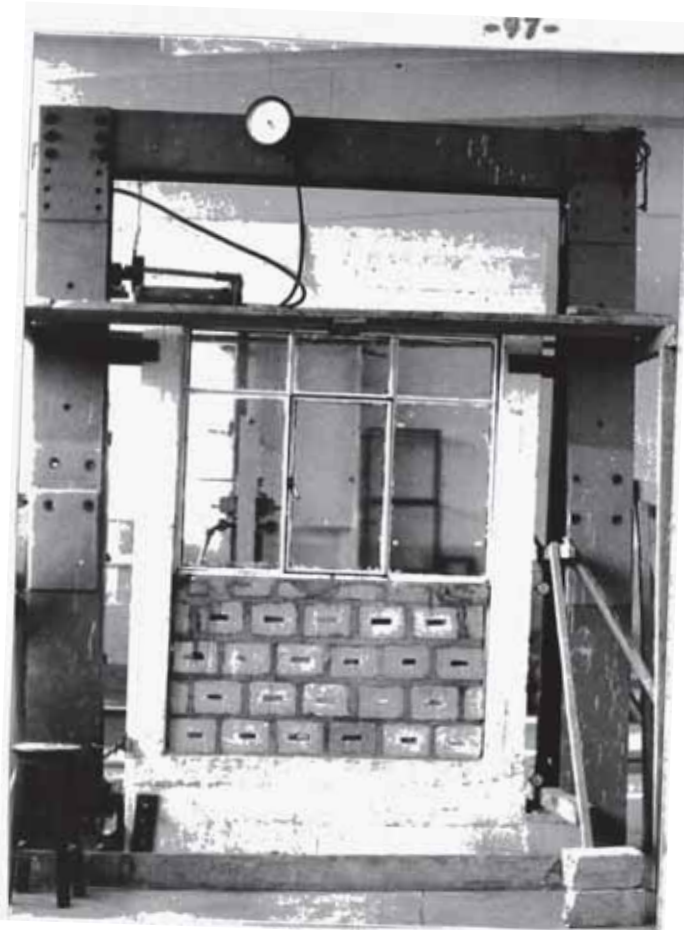


FOTO N° 15

Ventana de fierro de montaje especial. Se emplea tecnopor entre el marco de la ventana y el pórtico de concreto.



FOTO N° 16

Detalle del montaje entre el marco de la ventana y la columna del pórtico de concreto. Se puede observar también una de los anclajes inferiores.

FOTO N° 17

La misma ventana anterior durante el ensayo, observese como el lazo por de la parte inferior se ha comprimido.



FOTO N° 18 Detalle de la parte inferior de la ventana de fie rro de montaje especial. Se observa que uno de los anclajes se ha desplazado horizontalmente.

**DAMOS DE VIDRIOS EN EDIFICIOS
SACUDIDOS POR EL SISMO DE LI-
MA DEL 17 DE OCTUBRE DE 1966.**



FOTO N°19 Se observa que los paños fijos son los que se fracturaron



FOTO N°20 Grandes pérdidas ocasionadas por roturas de vidrio.



FOTO N°21 Alto porcentaje de rotura de vidrios en edificios de vivienda.



FOTO N°22 Edificio de 4 pisos con un elevado número de vidrios fracturados.

FOTO N°23 Puede verse claramente el peligro que entraña para los transeúntes la rotura de vidrios de edificios altos.



FOTO N°24 Se observa nuevamente que los vidrios fijos son los que se fracturaron.



FOTO N°25 Los paños giratorios no sufrieron daños, o así los fijos en los - que se observan muchas fracturas.