



1980

MANU T
COMPORTAMIENTO SISMICO DE CONEXIONES EN
PANELES PREFABRICADOS DE CONCRETO REFORZADO

835



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



DEPI

T. UNAM

1981

ZER

500022

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA
SECCION DE ESTRUCTURAS

TESIS QUE PRESENTA

MARIO EDUARDO ZERMEÑO DE LEON

para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

CREDITOS ASIGNADOS A LA TESIS

12

JURADO:

DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

DR. ROBERTO MELI PIRALLA

DR. FRANCISCO SANCHEZ SESMA

DR. ENRIQUE BAZAN ZURITA

DR. GONZALO ALDUNCIN GONZALEZ

COORDINADOR DE LA SECCION

DR. GONZALO ALDUNCIN GONZALEZ

SECRETARIO ACADEMICO

M. en I. SERGIO TIRADO LEDESMA

Ciudad Universitaria, México, D.F., 1 de octubre de 1981

1 INTRODUCCION

- 1.1 Aspectos generales de la prefabricación
- 1.2 Problemas específicos de los sistemas prefabricados a base de paneles en zonas sísmicas.
- 1.3 Objetivos y alcance del estudio.

2 CONEXIONES ENTRE PANELES PREFABRICADOS

- 2.1 Funcionamiento estructural de las conexiones.
- 2.2 Tipos de conexiones.
- 2.3 Conexiones empleadas en zonas sísmicas.

3 COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE CONEXIONES

- 3.1 Consideraciones en el diseño de los paneles.
- 3.2 Métodos de análisis en estructuras a base de paneles.
- 3.3 Factores de seguridad para las conexiones.
- 3.4 Transferencia de cortante a través de interfases de concreto agrietadas.
- 3.5 Comportamiento de conexiones con llaves de cortante.
- 3.6 Ensayes ante cargas alternadas de conexiones entre paneles prefabricados de concreto reforzado.
- 3.7 Estudios analíticos.
- 3.8 Conclusiones de los estudios experimentales y analíticos examinados.

4 ESTUDIO EXPERIMENTAL

- 4.1 Objetivos
- 4.2 Procedimiento de ensaye y medición.
- 4.3 Descripción de los especímenes.
- 4.4 Comportamiento observado.
- 4.5 Conclusiones de los ensayos.

5 CONCLUSIONES

6 RECONOCIMIENTOS

REFERENCIAS

TABLAS Y FIGURAS

1. INTRODUCCION

1.1 *Aspectos generales de la prefabricación*

La prefabricación constituye la etapa más avanzada en el proceso de industrialización de la construcción; Lewicki afirma lo anterior para resaltar la diferencia con los métodos tradicionales, en los que la relación entre los elementos fabricados previamente y los empleados en la obra es muy pequeña (ref 1).

Su uso varía desde el montaje en obra de módulos completos, como el Hotel San Antonio Hilton en E.U. (ref 2), hasta la combinación de componentes prefabricados con otros elementos estructurales colados en el lugar.

Arquitectónicamente las soluciones prefabricadas tienen limitaciones por su falta de flexibilidad, tanto en la

distribución de espacios interiores, como en la forma externa del conjunto. Pero el uso de la prefabricación significa un ahorro en el tiempo de construcción y una disminución notable en el empleo de mano de obra comparado con los métodos tradicionales.

Por ejemplo, en los E.U., U.I. Zeck (ref 3) afirma que el costo total de los edificios prefabricados es de 5 a 10 por ciento menor que el costo que se obtendría usando métodos tradicionales para edificios de cuatro o más pisos, dependiendo del grado en el que los acabados se incorporen en los elementos prefabricados. Esta reducción en costo, sin embargo, depende en gran medida del volumen, de la continuidad en la producción y de la concentración de la demanda, ya que el costo puede verse afectado notablemente por el manejo de equipo y el transporte de los elementos prefabricados, así como por el personal calificado que se necesita para supervisar el montaje y ensamble en obra de los elementos estructurales.

El diseño, desarrollo e implantación de un sistema de prefabricación es una tarea compleja y que requiere mucho tiempo; sin embargo, una vez puesto en operación el sistema, es posible obtener una producción constante y muy grande. Tal es la situación, por ejemplo, en la U.R.S.S., donde en 1977 las plantas de estructuras prefabricadas de concreto reforzado produjeron más de 120 millones de metros cúbicos de diferentes elementos (ref 4).

Una de las modalidades más comunes de la prefabricación de edificios es a base de paneles prefabricados de concreto reforzado; por ejemplo, en Rumania los edificios estructurados con este sistema oscilan entre 120,000 a 150,000 repartidos en todo el país. Los que estuvieron cercanos al epicentro del sismo de magnitud 7.2 en la escala de Richter que ocurrió el 4 de marzo de 1977 tuvieron en general un buen comportamiento (ref 4).

Los paneles prefabricados de concreto reforzado son elementos estructurales que se usan para formar tanto muros como losas. Los paneles de muros se combinan para formar unidades que deben resistir esencialmente cargas en su plano, ya sea las debidas al efecto de las cargas verticales o las producidas por cargas laterales. Los paneles de piso, además de su función principal que es resistir fuerzas normales a su plano por efecto de la carga vertical, deben diseñarse para resistir fuerzas en su plano, de manera que puedan actuar como diafragmas rígidos ante cargas laterales.

El sistema a base de paneles presenta tres modalidades: sistema con muros de carga transversales que resisten las cargas verticales, mientras que los muros longitudinales tienen como única función resistir cargas laterales (fig 1.1); sistema con muros de carga longitudinales (fig 1.2) y sistemas con muros de carga transversales y longitudinales; en zonas sísmicas este sistema es el más eficiente, ya que proporciona mayor

simetría en cuanto a rigidez y resistencia que los anteriores (fig 1.3).

1.2 *Problemas específicos de los sistemas prefabricados a base de paneles en zonas sísmicas*

Los edificios prefabricados contruidos a base de paneles tienen en sí una estructuración favorable para resistir cargas laterales, debido principalmente a la gran rigidez en su plano de los sistemas de piso y de muros. Sin embargo, la integridad de todo el conjunto, así como la rigidez tridimensional dependen en gran medida del comportamiento de las conexiones, ya que a través de ellas se realiza la interacción entre dichos componentes.

Los criterios de diseño sísmico de los reglamentos modernos admiten que una estructura, de acuerdo a los materiales, a la forma estructural y al comportamiento de sus elementos pueden o no disipar energía. Para considerar esta influencia de la ductilidad de la construcción los valores de las ordenadas espectrales se afectan de un factor de reducción por ductilidad para el cálculo de los elementos mecánicos de la estructura. De tal forma que las construcciones que no aseguren una cierta ductilidad deben diseñarse para que no sobrepasen el intervalo elástico y les corresponda un factor de reducción por ductilidad de uno, mientras que para estructuras a base de marcos dúctiles y de acuerdo con el Reglamento del Distrito Federal éste factor puede ser hasta de un sexto.

En el diseño sísmico de estructuras a base de paneles se podría seguir uno de los tres caminos siguientes:

- a) Diseñar las conexiones para que tengan capacidad de disipación de energía

En las estructuras a base de marcos, las conexiones se diseñan para que tengan una resistencia superior a la de los elementos que conectan, de manera que se presenten articulaciones plásticas en los extremos de las vigas y sean éstas las principales fuentes de disipación de energía en caso de que la estructura sobrepase su intervalo elástico.

En estructuras a base de paneles dañadas por sismo, se ha observado que los agrietamientos se localizan principalmente en el área de las conexiones y rara vez en los paneles (ref 4), por lo que es de esperarse que la fuente principal de comportamiento inelástico sean precisamente las conexiones.

Un criterio de diseño basado en la evidencia anterior debe considerar a las conexiones verticales y horizontales como planos menos rígidos, diseñándolas para maximizar sus capacidades de disipación de energía y poniendo especial atención en que la integridad de la estructura no se vea alterada por fallas locales o deterioro en las conexiones. Para ello es necesario desarrollar sistemas de conexión que cumplan con estas condiciones.

b) Diseñar los paneles para que sean la fuente principal de comportamiento inelástico

El criterio de diseñar una conexión más rígida que los elementos que uno puede traer consigo varios problemas:

1. Los paneles son generalmente muy rígidos respecto a las conexiones, excepto aquellos que contengan huecos para ventanas o puertas, en los que se puede disipar energía por las distorsiones que pueden tener los elementos más angostos
2. La rigidez para proporcionar continuidad vertical, así como la resistencia a fuerza cortante de la conexión tendrá que aumentar para evitar que las conexiones horizontales funcionen como planos débiles cuando actúan cargas laterales sobre los muros
3. Se requiere de un diseño más elaborado en la región del panel, precisamente en los lugares donde se anclarán los nuevos elementos mecánicos que incrementarán la rigidez, para proporcionar continuidad vertical, en la conexión horizontal
4. Los problemas constructivos en obra que produce el aumento en el número de conectores mecánicos en las conexiones acarrearán un aumento en el tiempo de erección de la estructura o un incremento de gente especializada.

5. En general, se provoca un incremento notable en los costos.

c) La estructura a base de paneles se diseña sin considerar ningún factor de reducción por ductilidad

Si se toma este enfoque, las conexiones y los paneles deben diseñarse con el coeficiente sísmico máximo. Debido a que la cantidad de muros que se suele colocar en edificios de este tipo es en general muy alta, se puede diseñar con este criterio sin incrementar notablemente el costo para edificios de baja altura; sin embargo, para edificios de mediana o gran altura este criterio da lugar a costos elevados.

Los códigos de la mayoría de los países no incluyen especificaciones que rijan el diseño de este tipo de estructuras ante el efecto sísmico (refs 5 y 6). Sin embargo, los reglamentos actuales se han aplicado en el diseño sísmico de estructuras prefabricadas a base de paneles con resultados favorables (ref 7). Pero solo cuando se ha realizado un cuidadoso diseño de la conexión, como lo demuestran los resultados del sismo de Rumania (ref 4) y cuando se han adoptado factores conservadores en el diseño, debido a que no se encuentra completamente entendido el comportamiento de este tipo de estructuras ante sismo.

Es por lo anterior que se hace necesario llevar a cabo estudios experimentales y analíticos para esclarecer las dudas

sobre el comportamiento sísmico de las conexiones de paneles prefabricados de concreto reforzado.

1.3 *Objetivos y alcance del estudio*

El objetivo del presente trabajo es llevar a cabo una recopilación del estado del conocimiento actual sobre comportamiento sísmico de conexiones entre los paneles prefabricados basado en estudios experimentales y analíticos que permitan extraer conclusiones sobre el comportamiento de estructuras completas con diferentes tipos de conexiones.

Se presenta también, un estudio experimental del comportamiento ante cargas alternadas de un tipo de conexión empleada en México en edificios construidos a base de paneles prefabricados.

Este trabajo no representa un estudio exhaustivo de toda la información existente en los diversos países sobre el tema; solo se incluye la información que fue posible obtener de publicaciones técnicas más accesibles y en el lapso disponible para la realización de este trabajo. No se pretende proponer un tipo de conexión que sea la óptima para ligar paneles prefabricados, ya que las características de una conexión que la hacen presentar mayores ventajas que las demás dependen mucho del sistema constructivo empleado.

En el capítulo 2 se hace una recopilación de las soluciones que

se han consignado en la literatura para unir paneles prefabricados. Se examinan las condiciones de carga a las que se encuentran sometidas las conexiones horizontales y verticales, ante carga gravitacional y lateral.

En el capítulo 3 se hace un breve estudio de los mecanismos de transferencia de cortante entre elementos prefabricados; se discute la contribución del "efecto dowel", suministrado por la varilla que cruza perpendicularmente a la conexión, a la resistencia total de la conexión. En ese mismo capítulo se resume la información de ensayos ante cargas alternadas de varios tipos de conexiones.

Finalmente en el capítulo 4 se consignan los resultados de un programa experimental ante cargas alternadas de un tipo de conexión que representa una de las formas más económicas de ligar los paneles.

En el capítulo 5 se presentan las conclusiones.

2. CONEXIONES ENTRE PANELES PREFABRICADOS

2.1 *Funcionamiento estructural de las conexiones*

La conexión, por la naturaleza del proceso constructivo, introduce en la estructura discontinuidades en rigidez y resistencia; por tanto, y desde un punto de vista estructural, la diferencia esencial entre una estructura monolítica y una estructura prefabricada, son las conexiones.

Por la posición que ocupan en la estructura, las conexiones pueden ser horizontales o verticales (fig 2.1). El primer tipo juega el papel más importante en la estabilidad global de la estructura, mientras que el segundo tipo solo adquiere cierta importancia en la resistencia de la estructura ante cargas laterales.

A continuación se presentan las acciones a los que pueden estar sometidos los dos tipos de conexiones, ya que un buen

entendimiento de estas permitirá que se diseñen uniones que eviten poner en peligro la estabilidad y seguridad de estas estructuras.

Conexiones verticales

Una conexión vertical puede estar sometida a cortantes longitudinales y transversales. El cortante longitudinal puede introducirse por cargas en el plano cuando dos o más muros están ligados y se pretende funcionen como un solo muro de cortante (fig 2.2a); también cuando un muro de este tipo intersecta a otro perpendicular a él (fig 2.2b); ante carga vertical se puede inducir cortante longitudinal como resultado de diferencias en la carga gravitacional que actúa sobre paneles adyacentes o por variaciones en rigidez, ocasionando que un panel trate de acortarse más que el otro; también puede inducirse debido a asentamientos diferenciales en la cimentación. El cortante transversal puede ser causado por variaciones en la magnitud de las cargas aplicadas.

Si las conexiones verticales son capaces de restringir todos los movimientos relativos por su resistencia a las fuerzas cortantes, entonces bajo cargas laterales un muro formado por un conjunto de paneles, actuará como un cantilever construido monolíticamente (fig 2.3a). Por el contrario, al permitirse desplazamientos diferenciales en las conexiones verticales se originan concentraciones de esfuerzo y posibles agrietamientos en las losas que están sobre la conexión con lo que se reduce

notablemente su rigidez general (fig 2.3b), este tipo de comportamiento es altamente indeseable. Así, el comportamiento ante cargas laterales de muros formados por varios paneles será función de la rigidez y de la integridad de la conexión vertical.

Conexiones horizontales

La resistencia de la estructura ante cargas laterales y verticales dependerá de la integridad de las conexiones horizontales.

Ante cargas laterales, la conexión horizontal se puede encontrar sometida a tensiones (fig 2.4a), además de esfuerzos cortantes longitudinales (fig 2.4b). Las fuerzas de inercia que se generan en la losa se transmiten al muro a través de esfuerzos cortantes longitudinales (fig 2.5).

En México existen estructuras a base de paneles prefabricados en las que se tienen muros resistentes a carga lateral solo en una dirección, en la dirección perpendicular se le supone a la estructura un comportamiento de marco; en estos casos es importante el efecto del cortante transversal en la conexión horizontal.

Ante cargas gravitacionales se debe asegurar una distribución uniforme de los esfuerzos de compresión sobre la conexión: Lewicki (ref 1) recomienda evitar las configuraciones mostradas en las figuras 2.6a, 2.6b y 2.6c.

En resumen, las conexiones horizontales y verticales deben diseñarse para transmitir satisfactoriamente las fuerzas que por su importancia se dividen en primarias y secundarias; éstas se definen abajo y se ilustran en las figuras 2.7, 2.8 y 2.9 (ref 8).

En conexiones muro-losa (fig 2.7);

- P_1 = carga vertical, incluyendo cualquier excentricidad (primaria)
- P_2 = carga vertical de los paneles que forman los pisos (secundaria)
- V_1 = cortante horizontal en el plano del muro debido a cargas laterales (primaria)
- V_2 = cortante horizontal en el plano del piso debido a la acción de diafragma (primaria)
- T_1, T_2 = carga horizontal en el plano del piso debida a la acción de diafragma, a contracciones, a efectos de temperatura y al flujo plástico (secundario)
- M = momento flexionante transversal por la continuidad de los sistemas de piso.

En conexiones muro-muro (fig 2.8):

- V_3 = cortante vertical causado por cargas laterales, acortamiento, diferenciales o hundimientos diferenciales (primaria)

- $V_4 =$ cortante horizontal causado por cargas laterales, por efectos de gravedad y por paneles fuera del plano ligados a la conexión vertical (secundaria)
- $T_3 =$ carga horizontal (tensión o compresión) causada por cargas laterales, flujo plástico, contracciones y efectos de temperatura (secundario)

En conexiones losa-losa (fig 2.9):

- $V_5 =$ cortante vertical fuera del plano inducido por pisos adyacentes sujetos a cargas variables (primario)
- $V_6 =$ cortante horizontal en el plano debido a la acción de diafragma (primario)
- $T_4 =$ acción horizontal (tensión o compresión) debido a la acción de diafragma (secundario)

2.2 Tipos de conexiones

Lo que distingue uno de otro sistema prefabricado a base de paneles es principalmente el tipo de conexión. Se puede dar una clasificación general dependiendo del tipo de conector empleado: conexiones sin refuerzo, conexiones con refuerzo, conexiones soldadas, conexiones atornilladas y conexiones postensadas.

Conexiones sin refuerzo

En esta categoría se incluyen las conexiones en seco trabajando a fricción, o bien, de machimbre.

Este tipo de conexión sólo será capaz de transferir esfuerzos de compresión y esfuerzos cortantes. Sin embargo, en el caso de que la carga axial sea muy pequeña, la transferencia de esfuerzos cortantes se logrará solamente si el borde de panel presenta una configuración del tipo de "llaves de cortante" (fig 2.10a). En la figura 2.10b se muestran configuraciones de bordes de paneles de piso.

Conexiones con refuerzo

En el caso de transferencia de cortante y para bajos niveles de esfuerzos, el comportamiento de este tipo de conexión será muy similar al anterior. Pero una vez que se produce un deslizamiento o un agrietamiento, la presencia del acero transversal ocasiona un aumento sustancial en su resistencia y rigidez. Su resistencia final se deberá al aumento de la fuerza de fricción a lo largo de la conexión, provocado por el esfuerzo normal introducido por acero transversal una vez que este se deforma.

Conexiones soldadas

Este tipo de conexión resulta relativamente rígido y es capaz de transferir esfuerzos cortantes, de compresión y de tensión. Ya que el número de conexiones por panel suele ser pequeño, el número de puntos de transferencia de cortante es también pequeño, particularmente para tensión donde el concreto de la conexión no interviene. Por eso es importante considerar los

efectos de estas altas concentraciones de esfuerzos sobre los paneles. Una de las desventajas de este tipo de conexión es el control de calidad en la soldadura. El aspecto que frecuentemente rige la capacidad de estas conexiones es el anclaje de las placas u otros elementos que se van a soldar, dentro de cada panel. El diseño del dispositivo de anclaje suele ser más importante que el de la soldadura misma.

Conexiones atornilladas

De nueva cuenta, los tornillos se alojan en pocos lugares en la cara del panel y se debe tener cuidado para anclar las piezas que se van a atornillar.

Las conexiones atornilladas ofrecen ventajas sobre las soldadas en términos de holguras en las tolerancias y se espera que se vuelvan más populares con el tiempo. Nuevamente se tiene que diseñar un anclaje adecuado dentro de los paneles de los elementos que se van a soldar.

Conexiones postensadas

Existe la opinión de que este tipo de conexión es cuestionable debido a que una imprevista pérdida de tensión en las varillas puede conducir a un colapso progresivo (ref 3); sin embargo, este tipo de conexión tiene todas las ventajas de una conexión soldada o atornillada y es muy posible que su uso aumente.

2.3 Conexiones empleadas en zonas sísmicas

Se ha propuesto una gran variedad de conexiones (ref 1); a continuación se muestra un resumen de las más comúnmente usadas y reportadas en la literatura.

Conexiones horizontales

En las figuras 2.11 a la 2.13 se muestran algunos tipos de conexiones comúnmente empleadas en los E.U.

El tipo de conexión mostrado en la figura 2.11 representa una de las formas más caras para ligar elementos prefabricados, ya que los paneles que forman los muros son huecos y se rellenan completamente con concreto, asimismo a los paneles de piso se les cubre con una capa de concreto para asegurar su comportamiento de diafragma. O sea, los sistemas de piso y muros funcionan como cimbras y el resultado es prácticamente una estructura monolítica.

La figura 2.12 muestra otro tipo de conexión en la que el mortero colado in situ ocupa un volumen reducido en la conexión. El tipo de conexión mostrado en la figura 2.13 es una variante en que no se rellena la junta con mortero. En estas figuras se observan también las varillas que se colocan en los extremos del panel para proporcionar la continuidad vertical. En estas conexiones la transferencia de cortante se realiza principalmente por fricción ; existen muchas variables que

pueden alterar el comportamiento ante fuerza cortante y ante carga gravitacional en este tipo de unión: el mortero colocado arriba de la losa y en el que se apoya el muro, los cojinetes de apoyo de la losa sobre el muro inferior y la calidad del mortero para rellenar el hueco en la losa.

Para cargas gravitacionales la Portland Cement Association (ref 9) ha cubierto completamente el estudio del comportamiento de estos dos últimos tipos de conexiones.

Un tipo de conexión usada en Europa del este es la mostrada en la figura 2.14, en donde se observa que los paneles que forman los muros tienen una protuberancia con la que es posible asentar el panel superior sobre el inferior antes de proceder a la soldadura de las varillas y a la colocación del mortero.

La conexión de la fig 2.15 es usada en la práctica japonesa; el mortero que se coloca después de soldar el ángulo es necesario para fines de estabilidad.

La conexión de la fig 2.16 se emplea en Europa del este y presenta dos opciones: en la primera, el panel del muro inferior tiene una protuberancia que penetra en el hueco del panel del muro superior (fig 2.16a), con lo que se logra una buena resistencia a cortante, la continuidad vertical se proporciona por dos varillas soldadas ancladas en los muros superior e inferior como se muestra en la figura 2.16a; en

la segunda opción (fig 2.16b), se ancla en el muro inferior el dispositivo de acero mostrado y se suelda a las varillas ahogadas que sobresalen del muro superior.

Otras conexiones europeas son las mostradas en la fig 2.17 en donde lo importante es conseguir una acción de viga perimetral, para lo cual las varillas longitudinales deben estar bien ancladas. El borde inferior de los paneles situados encima de la conexión presenta una configuración típica de llaves de cortante (fig 2.10a) y las varillas que proporcionan la continuidad vertical se unen con soldadura.

La acción de viga perimetral es también usada en la conexión de la figura 2.18. Las características del borde inferior en el muro superior de la conexión, así como las de las varillas para proporcionar la continuidad vertical, son semejantes a la conexión anterior. El panel de piso es del tipo del mostrado en la figura 2.10b-III.

En la fig 2.19 están dibujadas conexiones usadas en Dinamarca, y aunque no están pensadas para zona sísmica, las conexiones presentan las características adecuadas para emplearlas, tales como la existencia de refuerzo para proporcionar continuidad vertical. La unión de la fig 2.19b es una variación de la mostrada en la fig 2.19a para el uso de viga perimetral. El panel de piso mostrado es del tipo observado en la fig 2.10b-II.

La conexión de la fig 2.20a emplea dos varillas por panel y el resto de la conexión presenta el aspecto de la fig 2.20b. En esta figura se observa la liga entre los paneles de piso que se coloca en obra.

Los tornillos empleados en las conexiones de la fig 2.21 se usan también para propósitos de nivelación y de izaje. La unión de la fig 2.22 se hace dos veces por panel.

La forma más común de conexión postensada en los sistemas americanos se muestra en la figura 2.23. Estos sistemas generalmente son tensados en cada nivel de piso antes de erigir el siguiente nivel. La figura 2.23a muestra a la varilla que se tensa y la 2.23b el resto de la conexión; en esta figura se observa también la liga entre los paneles de piso. Para las conexiones exteriores las figuras 2.23c y 2.23d muestran a la varilla y al resto de la conexión respectivamente. En esta última figura se observa como se ancla al muro exterior la varilla que proporciona la unión entre los paneles de piso en una conexión interior.

Un tipo de conexión soldada es la mostrada en la figura 2.24, se observa como el panel de piso presenta una protuberancia para insertarse en el muro inferior y que sirve de apoyo también al muro superior.

Conexiones verticales

En la figura 2.25 se comparan configuraciones de bordes de

paneles para formar dos tipos de conexiones verticales: sin refuerzo y con refuerzo. En la fig 2.25a se presenta el tipo de borde de un panel sin irregularizados, en la fig 2.25b el borde esta ranurado y en la 2.25c se presenta con llaves de cortante y ranurado.

En la figura 2.26 se muestran conexiones que emplean varillas longitudinales para evitar separaciones entre los paneles durante el montaje, así como también evita las contracciones en el mortero colado in situ. Cuando la falla de la conexión vertical ocurre por tensión diagonal, esta varilla contribuye a limitar el crecimiento de la grieta.

En la figura 2.27 se observan conexiones empleadas en la práctica japonesa.

La figura 2.28 muestra conexiones verticales, empleadas en E.U., que pueden ser soldadas o atornilladas. Se observa también la forma de anclar los ángulos ahogados en los paneles. Las conexiones de la figura 2.29a ofrecen la ventaja de una erección temporal antes de que se complete el proceso de soldadura; tanto en la conexión de las figuras 2.29b y 2.29c como en los demás tipos de conexiones soldadas se debe ser muy cuidadoso en el proceso de soldadura, ya que las tolerancias son pequeñas.

Las conexiones atornilladas no son comunes en Europa, pero son frecuentes en los sistemas americanos. En la fig 2.30

se muestran algunas de ellas, así como las ranuras de las placas ancladas a los paneles. Este tipo de conexión requiere mucho menos control de calidad y permite mayores tolerancias.

Conexiones entre elementos de piso

En las figs 2.31 y 2.32 se muestran algunas formas de ligar los elementos de piso: con mortero, con placas soldadas o atornilladas y mediante una barra soldada. Para asegurar el comportamiento de diafragma del primer tipo de conexión es deseable agregar una capa de mortero en la parte superior de la losa, así como proporcionar una viga perimetral para hacer más rígido el conjunto de paneles. En los dos tipos de conexiones restantes se deben proporcionar las conexiones necesarias para ligar los paneles y asegurar su comportamiento de diafragma.

3. COMPORTAMIENTO Y DISEÑO DE CONEXIONES

3.1 *Consideraciones en el diseño de los paneles*

El diseño de los paneles es el aspecto menos difícil (ref 8), pero su diseño deberá considerar cuestiones de estabilidad, excentricidad de carga, refuerzo alrededor de huecos e interacción con la zona conectada. Los detalles de refuerzo del panel en la zona de la unión se considerará parte del diseño de la conexión y no como una etapa en el diseño del panel.

Para que se pueda considerar un comportamiento dúctil en un muro situado en zona sísmica, el apéndice A del ACI (ref 19) exige que se coloque acero en sus extremos, de acuerdo a lo siguiente:

- a) Cuando P_e no es mayor que $\phi 0.4 P_b$ y el esfuerzo en la fibra extrema en tensión, despreciando el refuerzo, exceda

de $0.15 f_r$, el área requerida de refuerzo vertical concentrado cerca de los extremos del muro de cortante debe calcularse por medio de $A_s = (14.1/f_y)hd$ (A-3). Por ejemplo, para un muro de 7.0 m de longitud y 20.0 cm de ancho se necesitarán aproximadamente 45 cm^2 de acero en cada extremo

- b) Cuando P_e es mayor que $\phi 0.4 P_b$ los muros de cortante deben tener miembros verticales de borde, dimensionados para resistir todas las fuerzas verticales que resulten del peso propio afectado por el factor de carga del muro, las cargas vivas y muertas tributarias y las fuerzas horizontales de diseño. Este refuerzo en los miembros de borde debe confinarse con refuerzo transversal en toda la altura completa de los mismos.

En las expresiones anteriores:

A_s = área de acero en tensión, cm^2

d = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión, cm

f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo, cm^2

P_b = carga axial nominal bajo condiciones de deformación balanceada

P_e = carga máxima afectada por el factor de carga que actúa en el muro durante un sismo

h = peralte total del elemento

ϕ = factor de reducción de resistencia

f_r = módulo de ruptura del concreto, kg/cm²

Por lo anterior, parece evidente que la colocación de tales cantidades de acero representa una restricción en el uso de estructuras con paneles prefabricados. Es por eso que en términos del código ACI, las estructuras con paneles se consideran en los E.U. como estructuras no dúctiles (ref 20).

La distinción que hace el ACI entre estructuras dúctiles y no dúctiles es demasiado tajante: plantea requisitos muy rigurosos que implican el desarrollo de grandes ductilidades y, cuando no se cumplen, no admite reducción alguna por ductilidad. Debe haber una transición más gradual que permita distintos niveles de reducción según el grado de ductilidad que se logre.

Especialmente en edificios esbeltos, si se logra una continuidad adecuada entre los paneles, se puede llegar a tener un comportamiento esencialmente de flexión en el cual se puede disipar bastante energía en el intervalo inelástico. Como se ha dicho anteriormente, uno de los aspectos básicos del diseño de estas estructuras es definir el nivel de reducción apropiado para diferentes tipos de conexiones.

Bajo carga gravitacional, los paneles rara vez requieren refuerzo por cortante, pero la cantidad mínima de acero vertical y horizontal requerida por el apéndice A del ACI en un

muro de cortante es de 0.25% (ref 19).

En las refs 6, 8 y 21 se presentan detalles de armado y consideraciones para el diseño por carga gravitacional de paneles prefabricados.

3.2 *Métodos de análisis en estructuras a base de paneles*

Las ventajas de un sistema estructural a base de paneles es que se tiene una gran densidad de muros que permite aumentar tanto la rigidez ante cargas laterales como la rigidez torsional de la estructura.

Para estructuras poco esbeltas las deformaciones por flexión en los muros construidos a base de paneles se podrían reducir si se limitaran las dimensiones de la estructura, de igual manera a como se pide en el método simplificado (Art 239, ref 22). Lo cual implica que los muros cuenten con suficiente continuidad vertical para evitar deformaciones por el momento de volteo, lo que en las construcciones a base de mampostería esto se traduce en colocar castillos a una determinada distancia.

La diferencia básica entre las estructuras de mampostería y las construidas a base de paneles es la interacción que existe en la unión muro-losa provocada por la acción de diafragma de la losa que induce cortantes en la conexión horizontal. Para estructuras esbeltas, además de la diferencia anterior,

se deben tomar en cuenta las deformaciones axiales en los muros, las cuales deben ser limitadas por el refuerzo colocado en los extremos del panel.

Por lo anterior es de notar que los diseños llevados a cabo a partir de análisis bidimensionales de estructuras esbeltas deberán tomar en cuenta el comportamiento de construcciones a base de paneles, mencionado anteriormente.

Los métodos de análisis bidimensional empleados, son los mismos que para el caso de muros de cortante acoplados; se aplicarán a estructuras a base de paneles suponiendo que no existen deslizamientos en las conexiones horizontales y que las vigas de acoplamiento han sido sustituidas por conexiones verticales o por hileras de huecos construidos a todo lo largo de la altura del edificio. Aceptando la analogía entre los dos sistemas estructurales existen principalmente tres métodos de análisis: método de las láminas, método de la columna ancha y el método del elemento finito.

Método de las láminas. Este método se ha aplicado en la referencia 23 al análisis de muros construidos a base de paneles y el autor expresa lo siguiente: "La teoría de este método se puede aplicar a edificios prefabricados de concreto reforzado y en realidad es más exacta. Para conexiones verticales con mortero, el método es exacto, ya que las vigas de acoplamiento se sustituyen por un medio de cortante continuo. Para conexiones con conectores mecánicos discretizados, el

error involucrado es pequeño, a causa de que su espaciamiento es menor que el de las vigas de acoplamiento. La teoría es particularmente simple para estructuras con sección transversal constante y rigideces de acoplamiento constantes y este es precisamente el caso en edificios con paneles" (ref 23).

El método se basa en una ecuación diferencial de segundo orden, cuya solución permite conocer los desplazamientos, momentos en la base y el cortante a lo largo de toda la conexión vertical.

Se deben tomar en cuenta como posibles fuentes de incertidumbre: diferencias en rigidez de los muros y reducción en rigidez de los elementos de acoplamiento debido al agrietamiento.

Método de la columna ancha. Los métodos analíticos en los que se emplean computadoras son mucho más exactos y más flexibles, ya que permiten tomar en cuenta más variables que en el método anterior. En este método se analizan los muros acoplados como un marco que tendrá las siguientes características: la rigidez de las columnas tomará en cuenta las deformaciones por cortantes del muro, las vigas de acoplamiento tendrán extremos con rigidez infinita y la parte central de las vigas estará sometida a un gran momento flexionante y a grandes fuerzas cortantes y axiales.

Este método es más factible de aplicar al caso en el que exista una hilera de huecos en la altura del muro que en el

caso en el que solo existe una conexión vertical con mortero o con conectores discretizados, debido a que en este último caso la parte central de los elementos de acoplamiento es muy reducido.

Con este método es posible tomar en cuenta cambios en los espesores de los muros, en la altura de entrepiso y en la resistencia del concreto en la altura del edificio.

Método del elemento finito. El método es básicamente un proceso de discretización en el que se considera el muro dividido en una malla de elementos bidimensionales. Imponiendo las condiciones apropiadas de frontera, la solución se obtiene por métodos matriciales. Esto involucra la solución de muchas ecuaciones simultáneas. La exactitud depende de la finura de la malla y del grado de sofisticación del elemento finito, afectando cada uno de estos casos el tiempo de ejecución del programa.

En el caso de análisis elástico-lineales de sistemas estructurales grandes, el tamaño del problema se puede reducir empleando técnicas de subestructuración (ref 24). Con este enfoque, la estructura se divide en una serie de subestructuras más pequeñas, en las que los grados internos de libertad pueden ser eliminados por condensación estática. Mediante este método se pueden crear 'super' elementos que corresponden a los paneles y que pueden ser ensamblados en una forma análoga a la estructura real.

3.3 Factores de seguridad para las conexiones

La selección de un factor de seguridad adecuado es necesario para que el diseño de la conexión involucre un equilibrio entre la economía y facilidad de construcción por una parte, y la capacidad estructural de la conexión. El factor de seguridad debe tomar en cuenta lo siguiente: las incertidumbres que se tienen en el análisis de este tipo de estructuras, la importancia de la conexión y la variabilidad de los materiales que constituyen la conexión.

Por lo visto en la sección 3.2 se ve que se tienen que suponer las conexiones con algún grado de restricción para poder llevar a cabo el análisis; el reglamento del D.D.F. (ref 25) especifica que las conexiones se deben diseñar de acuerdo con lo supuesto en el análisis. Sobre el factor de seguridad dice lo siguiente: "La resistencia de una conexión a cada fuerza interna que deba transmitir no será menor que 1.3 veces el valor de diseño de dicha fuerza interna". El valor de diseño lleva ya involucrado el factor de carga general para el tipo de elemento mecánico de que se trate.

Importancia de la conexión. La aplicación de los factores de seguridad diferirán para las conexiones horizontales y verticales de una estructura a base de paneles prefabricados de concreto reforzado, ya que las horizontales juegan un papel más importante en la estabilidad de la estructura ante carga gravitacional.

Variabilidad de los materiales que intervienen en la conexión

Como se vio en capítulo 2, en cada conexión interviene más de un material que puede alterar el comportamiento de la conexión: el material que se emplea como capa de apoyo del panel superior, el control de calidad en la soldadura, la resistencia del mortero en la conexión, el anclaje de los elementos que proporcionan la continuidad vertical, el control de calidad en el colado del mortero en conexiones con llaves de cor-tante, etc.

En general se recomienda que al seleccionar los factores de seguridad apropiados para las conexiones, éstos excedan a los requeridos para los miembros individuales que van a conectarse. Esta recomendación se hace debido a que las conexiones están sujetas a elevadas concentraciones de esfuerzos y a que las deformaciones importantes de los elementos que se conectan, se presentan para condiciones de carga última, en la que pueden ocasionarse posibles cambios en la magnitud, dirección y posición de las cargas en la conexión, si es que existe una ligera variación en ésta con relación a la conexión diseñada.

No es práctico determinar por completo todos los efectos posibles de las variaciones de carga, como no sea incrementar el factor de seguridad.

En la ref 26 se dan recomendaciones que coinciden prácticamente con lo estipulado en el reglamento del Distrito Federal

y se considera una práctica adecuada de diseño.

En las siguientes secciones de este capítulo se resumen las investigaciones experimentales y analíticas llevadas a cabo sobre comportamiento sísmico de conexiones de paneles de concreto reforzado. También se incluyen resultados de ensayos realizados ante carga monotónica, que aportan mucha información sobre el grado de participación de variables muy importantes cuando existe carga alternada.

3.4 *Transferencia de cortante a través de interfases de concreto agrietadas*

Una interfase de concreto situada en un plano de cortante y en la que existe un bajo nivel de carga axial necesitará de desplazamiento para involucrar las rugosidades de las superficies y así desarrollar una resistencia significativa al esfuerzo cortante (fig 3.1). Por tanto, antes de que ocurran grandes desplazamientos, sólo se podrán transmitir cortantes bajos, excepto cuando existe suficiente refuerzo normal a la superficie que proporcione una acción efectiva de grapa.

Se han realizado ensayos en interfases de concreto agrietadas, en las que no existía acero que cruzara la grieta y el ancho se mantenía constante por mecanismos externos. Las gráficas de la fig 3.2 muestra la resistencia por la trabazón entre las asperezas de las superficies. Para cargas bajas se necesita un incremento en el desplazamiento de que las rugosidades más grandes entren en contacto y para que su rigidez comience a incrementarse. No se observaron

diferencias en las respuestas de los especímenes de concretos con diferentes tamaños máximos de agregados ($3/8"$ y $3/4"$) (ref 28).

Esta gráfica puede representar resultados que sobrestimen la capacidad a cortante para el caso de conexiones entre paneles, prefabricados, ya que en general no se tendrá el aspecto de interfase que se presenta en la fig 3.1 en la que se observa como las irregularidades más pronunciadas coinciden para las dos caras de los morteros. En conexiones a base de paneles se pueden tener irregularidades menos pronunciadas que provoquen que las pendientes iniciales que se observan en la fig 3.2 se extiendan más allá de los límites de deformación mostrados o también podría suceder que el incremento en rigidez no sea tan alto como se muestra. Pero esta gráfica puede dar una idea del mecanismo de trabazón por cortante entre las superficies de los paneles, así como de la magnitud de los esfuerzos que se pueden llegar a alcanzar para superficies muy rugosas, en las que prácticamente coinciden las irregularidades de las dos caras de los elementos unidos.

La abertura de la grieta puede ser controlada mediante varillas que la crucen perpendicularmente. Como estas barras están sujetas a desplazamientos por el cortante, una cierta cantidad de este puede ser transmitido por acción "dowel". Esta acción en las varillas puede desarrollarse por tres mecanismos (fig 3.3): flexión, cortante y doblez (kinking) como se muestra en las figs 3.3a, 3.3b y 3.3c respectivamente.

La resistencia a la fluencia de una barra en flexión y cortante no puede ser completamente aprovechada por la acción "dowel", si la misma barra tiene que proporcionar una fuerza normal. En consecuencia, los valores de V_d dados por flexión y cortante son límites superiores. Se ha mostrado en ensayos que el "kinking" es probablemente la mayor fuente de resistencia "dowel", especialmente cuando se usan tamaños pequeños de barras (ref 28).

En la fig 3.4 se muestran los resultados al medir la resistencia "dowel" en superficies de concreto agrietadas. En los ensayos se aseguró que se medía esa resistencia aplicando cera a las superficies. La fig 3.4a indica la variación del esfuerzo cortante con respecto del deslizamiento y en función de la cuantía de refuerzo. La fig 3.4b compara tres distintos diámetros de varilla, pero con el mismo contenido de acero $p = 0.0123$.

De estas figuras se concluye que para desarrollar una resistencia "dowel" de importancia en la conexión se necesita que exista un gran porcentaje de acero, lo cual representa, como se ha mencionado anteriormente en la sección 3.1, un gran problema constructivo. Sin embargo, su resistencia aún para bajos porcentajes de acero no es del todo despreciable, tal como se observa en la fig 3.4b en que si se tiene un porcentaje de acero de 0.0031 se pueden tener hasta 5 kg/cm^2 de resistencia "dowel" en la conexión.

Si la fuerza normal a la conexión se debe a la fluencia de un área de refuerzo A_s los esfuerzos cortantes V_u que se transmiten a través de la superficie de concreto agrietada de área A_g son:

$$V_u = \mu \frac{A_s f_y}{A_g} = \mu p f_y$$

Para niveles moderados de carga se ha visto que esta relación es independiente de la resistencia del concreto (ref 28). En la ref 26 se recomienda emplear los siguientes valores de μ : concreto a concreto endurecido, con asperezas de 6 mm: $\mu = 1.0$; concreto a concreto, superficies de contacto lisa: $\mu = 0.7$. En la sección 3.6 se darán más valores del coeficiente de fricción, determinados a partir de ensayos ante cargas monotónica y ante carga alternada, empleando paneles prefabricados de concreto reforzado.

En la fig 3.5 se presentan curvas experimentales que muestran la variación del esfuerzo en el acero conforme aumentaba el desplazamiento durante el ensaye a cortante de conexiones entre paneles prefabricados de concreto reforzado. Como se puede ver, existen diferencias importantes en las curvas de las figs 3.5a y 3.5b debido a la cuantía del acero.

Se concluye de las figs 3.5a y 3.5b que desde niveles bajos de desplazamiento el esfuerzo en el acero será el de fluencia, por lo que la expresión $V_u = \mu p f_y$, donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero, no sólo será válido para niveles de desplazamientos altos.

3.5 Comportamiento de conexiones con llaves de cortante

Los ensayos en paneles con bordes que contengan llaves de cortante triangulares y de forma senusoidal han mostrado menos resistencia que las típicas formas trapezoidales (refs 31 y 32). Debido a esto, las últimas son más empleadas en la práctica.

La diferencia de comportamiento entre una conexión con llaves de cortante y sin ella se muestra claramente en la fig 3.6. Los efectos en la resistencia y rigidez que se tendrían al variar las inclinaciones de estas llaves se observa en la fig 3.7.

De la fig 3.7 se deduce que las pendientes de las caras de las llaves deben ser de aproximadamente $55^{\circ} \leq \alpha \leq 60^{\circ}$ para dar un comportamiento dúctil. Es decir, el decremento brusco en resistencia se debe principalmente a que se presenta un tipo de falla como el mostrado en los tres primeros diagramas de la figura 3.8 que implican un comportamiento frágil. El cuarto tipo de falla presenta el caso de comportamiento dúctil.

Sin embargo, el tipo de falla de la fig 3.8d implica tener una resistencia y rigidez algo menor que para un ángulo α pequeño (fig 3.7).

Si se tuviera una conexión con una pendiente en la llave de cortante menor de 35° , la posibilidad de un comportamiento frágil se podría evitar colocando varillas longitudinales y

transversales para que funcionen como estribos. Pero el decremento brusco en resistencia no se evitará del todo, ya que el acero empezará a trabajar después de agrietado el concreto.

Resultados de ensayos en modelos de conexiones con llaves de cortante, entre paneles prefabricados de concreto reforzado, sujetas a alternaciones de cargas para simular las condiciones que pudieran existir en una conexión vertical de un muro prototipo sujeto a cargas laterales, muestran que la reducción en rigidez de la conexión a causa del agrietamiento diagonal puede ser del orden de 65 a 70% (ref 34).

Por lo anterior se hace necesario realizar ensayos que permitan determinar la cuantía mínima de acero, con la que la disminución en resistencia y rigidez sea mínima.

En cuanto al número de llaves de cortante necesarias para lograr un buen comportamiento, la única información que se tiene es que un número grande de ellas pueden causar que la ductilidad disminuya notablemente (ref 35).

En resumen se puede decir que las dos principales variables que afectan la resistencia a cortante de una conexión con llaves de cortante y con refuerzo son: el cortante directo y la capacidad para desarrollar fricción.

Estos mecanismos y la resistencia "dowel" se toman en cuenta en la fórmula propuesta en la ref 36 a partir del análisis

estadístico de diversos resultados experimentales:

$$V_u = \min \left[\frac{1}{4} \frac{d}{h} \gamma^2 \cdot f'_c + \mu (p f_y + \sigma_N) + 0.18 p f'_c \sqrt{f_y} \right] \text{ MPa}$$

$$0.15 \gamma \cdot f'_c$$

donde:

γ = Área de las llaves / Área total de la conexión

n = número de llaves de cortante en la conexión

h = longitud de la llave de cortante (fig 3.8a)

d = espesor del mortero entre las caras de los paneles
(fig 3.8a)

l = longitud total de la conexión

μ = coeficiente de fricción (conservadoramente se toma
 $\mu = 0.8$)

σ_N = esfuerzo normal

La aproximación que proporciona esta fórmula en el cálculo de la resistencia a cortante en ensayos ante carga monotónica reportados por diversos autores, se muestra en la fig 3.9.

Esta fórmula toma en cuenta razonablemente todos los mecanismos que intervienen en la resistencia a cortante entre paneles prefabricados de concreto reforzado y con llaves de cortante. Se han propuesto otras fórmulas pero son más burdas; en la ref 41 se hace un estudio de las ecuaciones propuestas por varios reglamentos y autores para el cálculo de la resistencia a cortante de conexiones verticales ante cargas

alternadas. La expresión general que se propone en la mencionada referencia es:

$$V_u = \alpha f'_c A_k + \beta A_s f_y$$

donde α y β son coeficientes que varían según el autor y el reglamento. En la tabla 1 se presentan algunos valores de estos parámetros y como se observa existe una gran dispersión que hacen esta ecuación poco confiable.

Para la expresión anterior:

A_k = área total de las llaves de la conexión

A_s = área de refuerzo en la conexión

Se han propuesto otras expresiones para el cálculo de la resistencia a cortante (refs 43, 44 y 45), pero que no toman en cuenta las llaves de cortante; la diferencia principal entre ellas radica en los valores que se toman para los coeficientes de fricción.

En la siguiente sección se examinará el comportamiento ante cargas alternadas de conexiones propuestas en México y en el extranjero.

3.6 *Ensayes ante cargas alternadas de conexiones entre paneles prefabricados de concreto reforzado*

Dentro de una serie de ensayos estáticos para revisar la seguridad ante sismos de conjuntos habitacionales realizados

con un sistema particular de prefabricación, el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México obtuvo información experimental sobre los tipos de conexiones mostradas en las figs 3.10 y 3.11 cuando se someten a cargas alternadas.

El espécimen de la fig 3.10 (ref 46) representa una conexión horizontal de un edificio prefabricado de cinco niveles. Las dimensiones se fijaron con base en el área tributaria a un "ducto de anclaje" con la longitud de anclaje necesaria para la barra y con los espesores nominales de muros y losas.

La varilla #5 que proporciona continuidad vertical al muro inferior con el superior se introducía en el hueco circular de 5 cm de diámetro mostrado en la fig 2.10. Después, por gravedad, se colaba mortero con aditivo.

Se ensayaron en total cuatro especímenes: dos que representaban la unión losa-muro del nivel uno y dos que representaban la del nivel cuatro. Se escogieron estos niveles porque en ellos actúan valores extremos de la carga vertical. A cada espécimen se le aplicaron series de veinte ciclos de carga lateral alternante. En cada ciclo de una serie se llegaba a un valor máximo de la carga lateral y en la serie siguiente se incrementaba este valor, procediendo así hasta la falla. La carga vertical se mantenía prácticamente constante durante el ensaye. Un resumen de las cargas y desplazamientos máximos registrados en los ensayos se presenta en la

tabla 2. Los ciclos histeréticos de comportamiento se muestran en la fig 3.12.

Los especímenes mostraron poco daño después del ensaye; los agrietamientos se presentaron principalmente en las losas.

La conexión de la fig 3.11 (ref 47) ocupa un volumen de 1 dm^3 en la losa y de 2 dm^3 en el muro. Una varilla de $3/8"$, que forma parte del armado de la losa, pasa a través de la zona de la conexión, al tiempo que en la parte correspondiente de los muros se ahogan los extremos de un trozo de varilla de $5/8"$, doblada en forma de "U". Para lograr continuidad vertical se suelda un trozo de varilla a las "orejas" de los muros y a la varilla de la losa y se ocupa el volumen restante con concreto normal.

Se prefabricaron cinco especímenes: tres en forma de "T" para estudiar la unión muro-losa-muro y dos en forma de "L" simulando la liga muro-cimentación o muro-techo. Ambos casos están referidos a los muros extremos. Los especímenes se hicieron a escala natural con módulos de 90 cm de ancho.

Se reprodujeron dos condiciones de carga lateral: una con la fuerza actuando en el plano del muro y otra en dirección normal al mismo, representando así la forma en que trabajan tanto las conexiones de muros paralelos a la dirección del sismo, como las de los perpendiculares a la misma.

En la tabla 3 aparecen los valores de la carga máxima aplicada a cada espécimen, así como los de los desplazamientos correspondientes. Se puede apreciar que en los especímenes tipo "L", la resistencia es del orden del 80% de la correspondiente a especímenes tipo "T" con dos muros.

La falla en los tres ensayos con carga normal al muro fue por tensión directa en el concreto, mientras que en los ensayos con carga en el plano del muro se presentó por tensión diagonal en el espécimen con dos muros (fig 3.13) y por cortante directo en el que sólo tenía un muro (fig 3.14).

En las figs 3.15 y 3.16 se muestran las curvas fuerza-desplazamiento que definen el comportamiento de los especímenes L-2 y T-3; con base en estas gráficas se puede afirmar que existe cierta capacidad para disipar energía por deformación cuando la conexión se somete a fuerzas cuya resultante es paralela al plano de los muros, cosa que no sucede si la dirección de la fuerza es perpendicular a dicho plano, pues en tal caso ocurre una falla frágil en cuanto se alcanza la resistencia a tensión del concreto, además en ésta dirección se tiene una rigidez 15 veces menor (ref 47).

El comportamiento observado en las figs 3.12, 3.15 y 3.16 se puede explicar mejor si se superponen los dos mecanismos mostrados en las figs 3.5 y 3.7; en ésta última se puede ver como la contribución del mortero que confina a la varilla

proporciona una gran rigidez para los primeros incrementos de carga, pero una vez que ocurre cierto agrietamiento o aplastamiento, se tiene una zona de rigidez inicial muy baja, para que a continuación y al incrementar los desplazamientos, la contribución del acero a la "acción de grapa" que obra sobre la conexión llegue a ser importante (fig 3.5); se tiene entonces un aumento importante de rigidez.

Para el caso en el que se tienen cargas alternadas (figs 3.12, 3.15 y 3.16) se puede apreciar como para los primeros ciclos de carga la rigidez es alta, sin embargo, para las siguientes alternaciones de carga y después de que ocurre el agrietamiento del mortero, la rigidez comienza a disminuir y se hace necesario un desplazamiento mayor, para que mediante la contribución del acero, la resistencia y rigidez se asemejen a las iniciales.

Los ciclos mostrados en la fig 3.12 muestran un gran deterioro en rigidez y ductilidad de las conexiones, ya que para un mismo nivel de carga las deformaciones máximas se incrementaban notablemente y las rigideces iniciales de los ciclos disminuían conforme aumentaba la alternación de cargas.

El comportamiento anterior implica que la varilla de la conexión aplastaba sucesivamente el mortero que la rodeaba, provocando que comenzara a "hacerse espacio", con lo que los desplazamientos máximos se incrementaban y las rigideces disminuían; pero después del máximo corrimiento la rigidez

comenzaba nuevamente a aumentar, como si la varilla volviera a toparse con el mortero, para que finalmente esta nueva rigidez fuera semejante a la de anteriores ciclos. Claro que lo anterior se deba en parte a lo observado en la fig 3.5 pero debido al tamaño de la barra lo mencionado anteriormente puede ser de mayor importancia en este caso.

3.6.1 Determinación de coeficientes de fricción ante cargas alternadas

Hasta la realización de los ensayos de la Portland Cement Association (ref 48) no se tenía información de valores de coeficientes de fricción obtenidos ante cargas alternadas.

En el estudio llevado a cabo se estudió una conexión interior que representa una de las más empleadas en E.U. (figs 2.12 y 2.13).

Se ensayaron dos diferentes tipos de especímenes (fig 3.17). El primer espécimen tenía una conexión de 1.22 m de largo mientras que los cuatro restantes tenían 0.61 m de largo. En todos los casos se procuró dar a los paneles una superficie con un acabado liso para ensayar una situación extrema.

La carga que se aplicó a los especímenes fue de tal manera que se pudieron tener hasta tres planos de deslizamiento. Uno localizado abajo de los paneles de piso, donde los cojinetes de apoyo y el mortero colado in situ se apoyan sobre el muro inferior. El segundo estaría arriba de los paneles de

piso y abajo del mortero de apoyo del muro superior. El tercero estaría localizado por encima de este mortero y por abajo del muro superior (fig 3.17).

En la fig 3.18 se muestra el resultado del ensaye del primer espécimen al que se le aplicó una carga normal de 117.4 ton (aprox 47 kg/cm²). Después del primer ciclo y hasta el final del ensaye se tuvo un promedio de carga de 20.2 ton (aprox 8.15 kg/cm²) lo que correspondió a un coeficiente de fricción de 0.17.

Los restantes cuatro especímenes con una longitud en la conexión de 61 cm se denominaron R₁, R₂, R₃ y R₄, las gráficas del cortante contra el desplazamiento se muestran en la fig 3.19.

Al espécimen R₁ se le aplicó una fuerza normal de 59.6 ton y al promedio de la fuerza cortante aplicada (26.6 ton) le corresponde un coeficiente de fricción de 0.45.

La carga vertical en el espécimen R₃ se varió para determinar su efecto en el coeficiente de fricción. Pero sólo la secuencia principal de alternación de carga se muestra en la fig 3.19. El esfuerzo normal que se mantuvo en esta secuencia fue el mismo que para el anterior espécimen (48.3 kg/cm²). Los valores que se dieron al esfuerzo normal aplicado fueron de 12.1, 24.1, 60.3 y 72.4 kg/cm², a los que les corresponden los coeficientes de fricción de 0.24, 0.22, 0.17 y 0.18 respectivamente.

Los especímenes R_2 y R_4 tenían una varilla de 1" de diámetro para proporcionar continuidad vertical (fig 3.20) la varilla del espécimen R_2 , a diferencia del espécimen R_4 , estaba cubierta con un material blando para evitar concentraciones de esfuerzo.

La fuerza normal aplicada al espécimen R_2 fue la misma que para las dos primeras conexiones (59.6 ton). Al valor promedio del esfuerzo cortante le corresponde un coeficiente de fricción de 0.20.

El espécimen R_4 fue similar al R_2 excepto que la varilla vertical no estaba cubierta con un material que tenía las funciones de cojinete. Por la concentración de esfuerzos que produjo, el mortero que se coloca entre los paneles de piso (fig 3.17) quedó completamente destruido a un lado de la varilla. Esto influyó bastante en el comportamiento, tal como se observa en la fig 3.19 (ref 51).

Con esto se concluye que cuando una varilla vertical que no esté envuelta en un material blando y que pase a través de un mortero que la confina puede ocasionar una reducción grande en la resistencia de la conexión, por el agrietamiento que se provoca en el mortero.

Los coeficientes de fricción encontrados se graficaron junto con otros obtenidos en estudios previos ante cargas monotónicas en la fig 3.21, se puede ver que con excepción del

espécimen R_1 , los valores de los ensayos de la PCA son del orden de la mitad de los valores reportados anteriormente.

La diferencia entre el comportamiento de los especímenes R_2 y R_4 , que contenían una varilla vertical para proporcionar la continuidad vertical, y el de los demás especímenes es el incremento notorio en rigidez (fig 3.19). Esto se debe a que al deformarse la barra ante la fuerza cortante se produce un incremento en la fuerza normal, la cual varía de acuerdo a la deformación y en consecuencia del esfuerzo axial de la barra.

3.6.2 Conexiones soldadas

La información del comportamiento ante cargas alternadas de conexiones soldadas es básicamente la obtenida por Spencer y Neille (ref 52), quienes realizaron seis ensayos en conexiones que empleaban ángulos de acero empotrados en los paneles (fig 3.22), la unión se conseguía soldando los ángulos a una placa intermedia.

Durante el ensaye, la carga cíclica se aplicó a una distancia de $7/8$ " de la cara del ángulo, tal como se muestra en la fig 3.23. Por el sistema de ensaye se permitía una rotación de la conexión alrededor de un eje horizontal (fig 3.22); el momento se resistía por una fuerza de compresión y una de tensión a lo largo de los conectores de perno con cabeza soldada a los ángulos (fig 3.23).

Para el diseño por resistencia última de los conectores se emplearon los procedimientos recomendados por el "PCI Connection Manual" y "PCI Design Handbook" (ref 43 y 26). En este último manual, las fórmulas son de la 2.26 a la 2.32. En la figura 3.23 se pueden observar los detalles de anclaje de las placas.

La conexión A_1 se cargó monotónicamente hasta la falla. Los otros cinco estuvieron sujetos a cargas alternadas con frecuencias en el rango de 0.01 y 0.02 Hz.

El comportamiento del espécimen A_1 se puede apreciar en la fig 3.24 junto con el comportamiento del espécimen A_3 . La diferencia entre los niveles de carga aplicados para los dos casos son del orden de un 20 a 15%.

En las figs 3.25 a la 3.28 se muestra el comportamiento del resto de los especímenes.

De las gráficas de comportamiento ante cargas alternadas se puede apreciar que una vez sobrepasada la resistencia de fluencia de la conexión, se observa una disminución acelerada de resistencia y rigidez, ocurriendo la falla a un nivel de carga de aproximadamente la tercera parte de la de fluencia (figs 3.24 y 3.25), pero con unas deformaciones mucho más grandes que las teóricas esperadas (ver tabla 4).

Las conexiones A_1 y B_1 fallaron cuando una gran porción de

concreto que rodea el ángulo y los pernos se separó totalmente. Las otras conexiones (excepto la B₃) fallaron cuando uno de los pernos se rompió en un punto cercano al sitio donde estaba soldado con el ángulo. El espécimen B₃ falló en la soldadura del perno con el ángulo.

Con los resultados que se muestran en la tabla 5 se comprobó que los procedimientos del PCI para calcular la resistencia última de diseño de este tipo de conexiones bajo cargas alternadas conducen a resultados conservadores, pero con un comportamiento muy indeseable.

3.7 Estudios analíticos

La mayoría de los estudios analíticos llevados a cabo parten del análisis de un muro aislado y las conclusiones que se obtienen se hacen extensivas a un edificio completo. Sin embargo, lo anterior ha sido puesto en duda en edificios de paneles prefabricados de concreto reforzado con geometría del tipo de "muros de carga transversales y longitudinales" (ref 53), para los que la rigidez del muro puede ser tan grande como la de las losas de piso en su plano.

De los resultados encontrados en la citada referencia se concluye que la hipótesis de que las losas se comportan como diafragmas rígidos en su plano, sólo es válida para edificios esbeltos con diez o más pisos. En edificios poco esbeltos de cinco o menos pisos se ha encontrado que la distribución de

fuerzas entre muros laterales puede diferir desde un 20 a un 40 por ciento, dependiendo de la flexibilidad de la losa.

3.7.1 Estudios de conexiones horizontales de muros construidos a base de paneles prefabricados situados en zona sísmica

i) Sin tomar en cuenta la separación vertical

Los análisis inelásticos llevados a cabo por la PCA (ref 8) tienen como base los resultados de sus ensayos ante cargas alternadas de conexiones horizontales, tales como las mostradas en las figs 2.12 y 2.13. En uno de los estudios llevados a cabo y del cual se presentarán en seguida algunos resultados, se estudió principalmente el efecto del deslizamiento en la conexión horizontal. Este estudio se realizó con el modelo de un muro el cual se caracterizó por tener elementos de panel elásticos, ligados a elementos conectores inelásticos de cortante, colocados entre los paneles con un comportamiento como el mostrado en la fig 3.29.

En las figuras 3.30 y 3.30b se muestran algunos resultados, encontrados para dos intensidades del sismo del Centro (1 y 1.5 veces). En la fig 3.30a se muestra la variación del máximo cortante, en la conexión más cercana a la base, con respecto del coeficiente de fricción; tal como se puede apreciar la resistencia disminuye significativamente para valores del coeficiente de fricción menores de 0.5, mientras que para valores mayores la resistencia varía solo ligeramente; en la

figura 3.30b se observa como aumenta la magnitud del deslizamiento en la conexión horizontal a medida que el coeficiente de fricción disminuye.

ii) Tomando en cuenta la separación vertical

Estudios analíticos en los que además de la posible separación vertical de los paneles, se tomó en cuenta el deslizamiento a lo largo de la conexión horizontal, fueron llevados a cabo por J.M. Becker, C. Llorente y P. Mueller (refs 54-56). Sus estudios están enfocados al tipo de conexión de las figuras 2.12 y 2.13.

Antes de presentar los resultados más sobresalientes de este estudio, a continuación se presentan algunas consideraciones importantes que se hicieron para el análisis.

Para estudiar la continuidad vertical se consideraron seis casos: en el primero se supuso que la conexión horizontal tenía un comportamiento elástico lineal a compresión y a tensión; este caso sirvió meramente como referencia; en dos casos se supuso que se tenían varillas postensadas para proporcionar la continuidad vertical, se consideraron dos coeficientes de fricción ($\mu = 0.4$ y $\mu = 0.2$), los tres casos restantes tenían refuerzo vertical distribuido a lo largo de la conexión (0.25% y 1.0%) y refuerzo concentrado en los extremos del panel (0.5%); para estos tres últimos casos el coeficiente de fricción fue el mismo ($\mu = 0.4$).

En los análisis se consideraron muros de cinco a diez pisos, con un módulo de elasticidad en los paneles del doble del correspondiente a la conexión.

La conexión horizontal se idealizó mediante elementos de interfase (figs 3.31a y 3.31b); el comportamiento mostrado en la fig 3.31c es una superposición de una respuesta elástico lineal del mortero y de un mecanismo de transferencia de cortante por fricción. La rigidez k_s que se observa en la figura 3.31c se supuso en los análisis de un centésimo de la del elemento de contacto (k_e en la fig 3.31c).

El acero para dar continuidad vertical se modeló por separado y se supuso con un comportamiento elastoplástico. Su contribución a la transferencia del cortante se consideró nula.

Una vez presentado el panorama general sobre la forma en que se realizaron los análisis, en la figura 3.32 se presentan tres casos diferentes que muestran los efectos sobre una conexión horizontal de un muro construido a base de paneles, cuando se le somete a cargas laterales. Los tres casos se refieren a una estructura de 10 niveles.

El caso 1 es el caso lineal elástico y su distribución de deformaciones y de esfuerzos cortantes a lo largo de la conexión horizontal coincide con la teoría de vigas (fig 3.32a).

En el caso 2 de la misma figura la tensión se transfiere por barras postensadas como se observa, las secciones planas no

permanecen planas en la región de la conexión.

Por el aumento en el periodo fundamental del muro se observó una disminución del máximo esfuerzo cortante en la base (fig 2.32).

El caso 3 es el mismo que el caso 2 excepto que el coeficiente de fricción es más pequeño ($\mu = 0.2$). La falla ocurrió cuando se tenía la máxima separación vertical, provocando un tipo de falla por cortante en la zona que estaba sometida a una gran compresión.

Otros resultados interesantes que se observaron para un muro de diez pisos e intensidades de sismo de 0.25 g, fue que en los tres casos no postensados los deslizamientos más grandes se presentaban en los niveles superiores, con longitudes de agrietamiento de hasta 70 por ciento de la longitud total de la conexión horizontal.

3.7.2 Estudios de conexiones verticales de muros construidos a base de paneles prefabricados situados en zona sísmica

La idea de que las conexiones verticales juegan en un muro prefabricado de grandes paneles un papel semejante al de las vigas de acoplamiento entre muros de cortante de concreto reforzado fue empleada por P. Mueller y J. M. Becker (refs 56-59) para modelar las conexiones verticales y realizar una serie de estudios paramétricos para este tipo de muros.

El método de las láminas constituye una forma simple y rápida para la evaluación de esfuerzos y deflexiones en un sistema de muros de cortante acoplados. En la ref 59 se ha aplicado la teoría al caso de muros construidos a base de paneles. Los resultados de esta referencia, así como los de otros autores, se muestran a continuación con el objeto de observar tendencias de comportamiento ante sismo de muros a base de paneles unidos por conexiones verticales. En primer lugar, y para poder presentar los resultados en función de algunos parámetros, los párrafos que siguen dedicarán a la explicación del significado de éstos.

La ecuación diferencial para determinar el flujo de cortante que existe entre muros de cortante acoplados, se ha determinado en las refs 59-63. En la ref 3.33 se dan las convenciones y notaciones de la ecuación diferencial que se expresa como:

$$q'' - \alpha^2 q = - \alpha^2 \gamma \frac{V}{C} \quad (\text{ref 59})$$

donde:

$$\alpha^2 = \frac{k_c^2 H^2}{EI_0} / \gamma$$

$$\frac{1}{\gamma} = 1 + \frac{I_0}{C^2} \frac{A}{A_1 A_2} ; A = A_1 + A_2$$

d = distancia entre los centros de gravedad de los muros unidos por la conexión

q' es la derivada del flujo de cortante con respecto a la coordenada adimensional $\xi = x/H$ y k es la suma de las rigideces de las conexiones.

En los trabajos a que se hace referencia se ha visto que la solución de la ecuación diferencial depende principalmente de dos parámetros a los que se les llamará α y γ . El parámetro α se refiere a la rigidez relativa de acoplamiento (fig 3.34a); valores pequeños significarían una conexión poco rígida y valores mayores una conexión muy rígida; el parámetro α es proporcional a la altura del edificio y a la raíz cuadrada de la rigidez de la conexión, de tal manera que la altura del edificio tendría más influencia en el grado de acoplamiento que la misma rigidez de la conexión.

El parámetro γ es una medida de la diferencia relativa en rigidez y deflexiones entre los sistemas desacoplados y los rigidamente acoplados (fig 3.34b). Con este parámetro se define el rango en el que la rigidez global puede ser influenciada por la rigidez de la conexión. De esta manera, α y γ son parámetros ideales para clasificar problemas de muros acoplados, independientemente de la configuración estructural (fig 3.35).

Los parámetros α y γ intervienen de manera importante en el cálculo del periodo fundamental y de las deflexiones laterales para estos muros, tal como se ve a continuación.

La deflexión en el extremo superior, cuando el muro se somete a una carga lateral triangular uniformemente distribuida es:

$$\delta = \frac{11}{120} \frac{PH^4}{EI_0} k_4 \quad (\text{ref } 60)$$

donde:

P = máxima intensidad de la carga distribuida

$$k_4 = 1 - \gamma + \frac{120}{11} \frac{\gamma}{\alpha^2} \frac{1}{3} - \frac{1 + \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{\alpha} \operatorname{sen} h\alpha}{\alpha^2 \operatorname{cosh} \alpha}$$



Para el cálculo del periodo fundamental se han empleado métodos energéticos (método de Raleigh) que han conducido a la expresión:

$$\omega = 3.57 \frac{EI_0}{mH^3 k_5} \quad (\text{ref } 59)$$

donde:

ω = frecuencia de vibración del primer modo

m = masa (se supone constante en toda su altura)

$$k_5 = (1 - \gamma) + \frac{\gamma}{11} \left(\frac{56}{\alpha^2} - \frac{\operatorname{tanh} \alpha}{\alpha^3} - \frac{140}{\alpha^4} + \frac{840}{\alpha^5} \operatorname{tanh} \alpha \right) - \frac{420}{\alpha^2} - \frac{420}{\alpha^7} \operatorname{tanh} \alpha - \frac{840}{\alpha^5 \operatorname{cosh} \alpha} \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{\alpha}$$

el cálculo de k_5 no es complicado para $\alpha > 3$, ya que $\operatorname{tanh} \alpha \approx 1$ y los demás términos de orden más alto pronto se hacen insignificantes al incrementar α .

Para una carga triangular uniformemente distribuida:

$$q = \frac{dT}{dx} = \omega \frac{H}{\ell} \gamma k_3$$

donde:

q = flujo de cortante en la conexión

T = fuerza normal en los muros debida al acoplamiento

H = altura total

c = distancia entre ejes centroidales de los muros

$$k_3 = \frac{\operatorname{senh}\alpha - \frac{\alpha}{2} + \frac{1}{\alpha}}{\alpha \operatorname{cosh}\alpha} \operatorname{cosh}\alpha \times \frac{\operatorname{senh}\alpha x}{\alpha} + \frac{x}{H} - \frac{x^2}{2H^2} - \frac{1}{\alpha^2}$$

Valores de α reportados en la literatura para conexiones soldadas son los siguientes: 2 y 2.5, 4 y 5, 6 y 7.5, para edificios de cinco, diez y quince pisos respectivamente. Estos valores de α corresponderían a una rigidez de 90 a 130 kg/cm² aproximadamente. Para conexiones con mortero se multiplican los valores dados para conexiones soldadas por $\sqrt{3}$, o sea, se encontrarían los valores de $\alpha = 4, 8$ y 12 para edificios de cinco diez y quince pisos respectivamente.

Los valores de γ son generalmente más bajos que para los muros de concreto reforzado con vigas de acoplamiento, debido a que los centros de gravedad de los muros a base de paneles están mas cercanos. Para una forma en "U" con lados iguales (fig 3.35c) $\gamma = 0.5$, para dos muros acoplados (figs 3.35a, b y d) $\gamma = 0.75$ (ref 59).

Las variaciones de los factores k_4 y k_5 con respecto de α y γ se muestran en las figuras 3.36 y 3.37; se observa que para valores de α pequeños, la rigidez de acoplamiento afectará severamente el periodo y las deflexiones laterales de los muros acoplados; mientras que para valores grandes de α el periodo y las deflexiones serán prácticamente insensibles a la variación en la rigidez de acoplamiento.

Para la misma distribución triangular de carga lateral, el flujo de cortante a lo largo de la conexión es relativamente uniforme para valores de α más grandes el flujo de cortante tiene una distribución más irregular; la línea punteada de la figura 2.38 muestra los máximos valores del factor k_3 para cada valor de α .

De los resultados anteriores, se puede decir que basta con conocer los valores de α y γ para poder hacer un diseño tentativo, en el que se conocería: la región de máximo cortante, las deflexiones máximas en el extremo superior y el periodo fundamental de un muro construido a base de paneles, unido por conexiones verticales. Además por los resultados de la ref 60 se podrían conocer la magnitud de los esfuerzos a tensión en las zonas más críticas a lo largo de la altura del muro. Sin embargo, no se debe olvidar que en las estructuras a base de paneles la interacción losa-muro por el cortante en el plano de la losa puede ser crítico y no es suficiente conocer los elementos mecánicos en el plano del muro para realizar el diseño.

Al someter un muro (ref 57), de la forma mostrada en la fig 2.35d, a un sismo se observó que un conector con las características de degradación mostradas en la fig 3.39b, el cortante y el momento en la base, así como la deflexión en su extremo superior, son mayores que la respuesta que se obtendría si los conectores exhibieran un comportamiento como el de la fig 3.39a, pero menores que los que se obtendrían si el mismo muro tuviera conectores con rigidez y resistencia nulas. Esto indica que por mínimas que sean las características de rigidez y resistencia de los conectores, el comportamiento sísmico es mejor que el que se tendría para muros ligados con conexiones frágiles.

Resultados similares a los obtenidos en la fig 3.36 han sido reportados por O.A. Pekau y H.P. Huttelmater (ref 64). En su estudio incluye además: el efecto sobre las deflexiones laterales de la estructura al introducir pisos rígidos a lo largo de su altura y factores de amplificación de fuerzas cortantes en las conexiones verticales cercanas a las regiones donde existe una imprevista pérdida de paneles.

En este estudio los paneles se idealizaron con elementos finitos y a las conexiones horizontales no se les permitió la separación vertical, de tal manera que la integridad estructural dependió solamente de la rigidez axial y a cortante de las conexiones verticales.

3.8 Conclusiones de los estudios analíticos y experimentales examinados

El número de conexiones que se han propuesto para paneles de concreto reforzado es grande. Sin embargo, ante sismo no todas parecen apropiadas. Para las conexiones horizontales no solo es necesario que tengan suficiente resistencia a cortante, sino también se les debe diseñar para evitar una falla frágil que pueda poner en peligro la estabilidad de la estructura, asimismo debe existir la necesaria continuidad vertical para poder transmitir tensiones a lo largo de la conexión. A las conexiones verticales se les debe diseñar para que proporcionen al muro la suficiente rigidez ante cargas laterales.

Se ha hecho notar en el primer capítulo que las conexiones soldadas tienen la desventaja de requerir un cuidadoso control de calidad y poca tolerancia en el proceso de montaje y erección de los paneles. Aunque estas desventajas no existen en las conexiones atornilladas, hay una que es común a ambas: por su posición y en condiciones de trabajo normal, actúan como cargas puntuales sobre los paneles con lo que se hace necesario realizar un cuidadoso diseño de la conexión para que la falla se presente por la fluencia de los conectores y no por la pérdida de anclaje de las placas ahogadas en el panel.

En condiciones en que existe alternación de cargas en este tipo de conexiones es posible que ocurra un agrietamiento y

un aplastamiento en la zona que rodea a la placa anclada en el panel; esta pérdida de concreto alrededor de los pernos de anclaje provoca una rápida pérdida de resistencia y rigidez en la conexión y esto es precisamente lo que se tiene que evitar realizando previamente un cuidadoso diseño de la conexión para que esta pérdida de concreto se reduzca al mínimo.

Aquí cabe citar lo dicho por Hawkins (ref 65) al respecto:

"Indudablemente que el desarrollo del agrietamiento del concreto es el factor principal que afecta el modo de falla de cualquier tipo de placa empotrada en el concreto. La resistencia máxima y su degradación ante los incrementos de desplazamiento dependen básicamente de la rapidez con que las grietas se agrandan. Si se aumentara el refuerzo en la zona agrietada se restringiría ese crecimiento, pero no se alterarían las características de la degradación en la resistencia. Un gran número de placas ancladas y atornilladas tienen imperfecciones que las harán fallar de una manera frágil a un nivel de carga cercano a la mitad de la capacidad del tornillo o del perno. Si se es conservador en el diseño el 50% de ellos podrán ser capaces de desarrollar su capacidad máxima".

Por lo anterior se hace necesario el tomar factores de seguridad mayores en las conexiones que en los elementos que se unen además, como se mencionó anteriormente, este factor de seguridad debe ser el adecuado para que el diseño de la conexión

involucre un equilibrio entre la economía y la facilidad de la construcción de la conexión.

Una opción más económica se tendría si se emplearan llaves de cortante aisladas, de tal manera que la cantidad de acero anclada al panel fuera mínima y el mortero contenido en ellas contribuyera a resistir el cortante. Aunque en la ref 47 se reportan ensayos en que se tiene esta situación, es necesario realizar más ensayos ante cargas alternadas, poniendo especial atención en el cortante sobre la conexión producido por la acción de diafragma de las losas y en la variación de la carga vertical.

En la ref 33 se hace mención de que existe una pendiente óptima de las llaves de cortante para lograr un comportamiento dúctil (fig 3.7). Sin embargo, los resultados no pueden hacerse extensivos a una condición en que existan cargas alternadas.

Para conexiones entre paneles prefabricados en las que existe acero transversal que la cruza, se hace notar que el "efecto dowel" no es muy importante, pero sí importa la cantidad de acero que pueda contribuir a una fuerza normal sobre la conexión ($v_u = \mu p f_y$).

De los ensayos realizados ante cargas alternadas en conexiones de paneles prefabricados de concreto reforzado se concluye lo siguiente:

- Los coeficientes de fricción obtenidos por la PCA demuestran que se pueden tener valores tan desfavorables como de 0.2 en superficies lisas
- Las expresiones del PCI en el cálculo de la capacidad máxima de conexiones soldadas conducen a resultados conservadores
- El comportamiento de las conexiones soldadas refleja una degradación en rigidez y resistencia, que las hace indeseables en situaciones en que existe sismo
- Debido a un procedimiento constructivo deficiente como el de doblar los pernos de anclaje de las placas que constituyen la conexión soldada en una posición incorrecta (fig 3.23, espécimen B3), se puede producir una falla prematura y provocar el comportamiento que se observa en la fig 3.20
- La varilla que proporciona la continuidad vertical en una conexión del tipo mostrado en la figura 2.12, deberá estar protegida o envuelta de tal manera de evitar una concentración de esfuerzos que conduzca a un agrietamiento prematuro alrededor de estas, de lo contrario se podría producir un comportamiento ante cargas alternadas como el mostrado en la fig 3.13 (especimen R₄).

Para propósitos de análisis se puede decir lo siguiente:

- La concentración del comportamiento inelástico en las

conexiones ha facilitado la modelación de este tipo de estructuras, haciendo posible que a los paneles se les suponga un comportamiento elástico

- Los paneles se han modelado empleando técnicas de subestructuración y a las conexiones elementos de interfase (fig 3.31), debido a que se puede simular más fácilmente el comportamiento real de la estructura
- De la figura 3.30 se puede decir que existe un nivel en el valor del coeficiente de fricción, que si aumenta conserva constante el nivel de resistencia de la conexión; sin embargo, si disminuye el valor de este coeficiente la resistencia disminuye en forma importante
- Por la figura 3.32 se puede concluir que el desplazamiento vertical de las conexiones conducirá a una concentración de fuerzas en los extremos y a menos de que se tenga previsto esto conducirá en general a una deterioración de los paneles y de la conexión misma
- Los estudios paramétricos realizados en conexiones verticales con ayuda de la "teoría del método de las láminas" muestran que el factor más importante que gobierna la respuesta sísmica de un muro acoplado es la resistencia relativa de acoplamiento (figs 3.36 - 3.37), ya que existe un nivel de fluencia en los conectores, tal que si los conectores están situados por abajo de él se producirá una estructura

flexible, con un periodo y una deflexiones laterales incrementadas, pero si están por encima de ese valor entonces se producirán los mismos efectos que un conector con un nivel de fluencia tres o cuatro veces mayor. De estas mismas figuras se observa que las características de la configuración estructural del muro harán variar en forma importante la respuesta (factor γ).

4. ESTUDIO EXPERIMENTAL

4.1 *Objetivos*

Este trabajo tiene el propósito de complementar la investigación realizada en la ref 47 en la que se estudió un tipo de conexión que emplea llaves de cortante y varillas soldadas para proporcionar la continuidad entre los elementos. Se enfatiza el estudio de este tipo de conexión por considerarla la más económica y por ser muy empleada en México.

Se estudió el comportamiento ante cargas alternadas de los tipos de conexiones mostrados en las figs 4.1 y 4.2. Para estudiar el efecto de la variación de la carga vertical sobre la resistencia a cortante se prepararon tres especímenes como el mostrado en la fig 4.1, a los cuales se les colocó un gancho soldado para proporcionar la continuidad entre los elementos. Con el objeto de observar un caso extremo

en el comportamiento de este tipo de conexión se preparó otro espécimen, pero sin soldarle el gancho que une al muro con la losa (fig 4.1). El último espécimen que se construyó a manera de comparación, con gancho soldado, es el mostrado en la fig 4.2.

4.2 *Procedimiento de ensaye y medición*

Con objeto de reproducir la fuerza cortante que los sistemas de piso ejercen al actuar como diafragmas sobre las conexiones se procedió al diseño de un sistema de carga que simulara esas condiciones (figs 4.1a y 4.1b).

Al muro inferior de los especímenes de la fig 4.1 se le impedían por completo los movimientos en su plano colocando puntales en los dos extremos, además, se le sujetaba mediante una placa atornillada a la base, tal como se puede apreciar en la foto 4.3b.

Con un gato de doble acción se transmita la carga alternada, primero a una celda de carga y luego al espécimen mediante unas articulaciones. La carga se distribuía finalmente a la losa y a la conexión a través del dispositivo de acero mostrado en la fig 4.3a y b.

Cuando se aplicó carga axial, se hizo mediante el dispositivo mostrado en la fig 4.11a, que consistía de dos gatos que transmitían la carga axial a la conexión a través de una vigueta de acero apoyada a su vez sobre unos rodillos engrasados para que la losa no tuviera restricción en sus desplazamientos, la

vigueta se impedía de todo movimiento mediante dos canales en sus extremos; estos canales estaban fijados por dos varillas atornilladas al marco de carga.

La medición de los desplazamientos se obtenía de dos transductores "DCDT" colocados a cada lado del muro y sujetos por un extremo a la losa y por el otro al muro, de tal manera que lo que se estuviera midiendo fuera el desplazamiento relativo entre muro y losa. El desplazamiento final era un promedio de ambas lecturas.

Los transductores "DCDT" y la celda de carga se conectaban a un graficador (figs 4.3b y c) con lo que era posible obtener los ciclos histeréticos directamente durante el ensaye. Se tenía además, la posibilidad de registrar cada lectura con otros instrumentos, también mostrados en las figs 4.3b y c.

Para cada incremento en el nivel de deformación se efectuaba una alternación de carga de tres ciclos.

4.3 Descripción de los especímenes

Las dimensiones de los especímenes se muestran en las figs 4.1 y 4.2; se escogieron de tal manera que correspondieran al área tributaria de la conexión para un panel típico.

La geometría de la llave de cortante facilita la colocación del mortero en obra.

Cada conexión ocupa un volumen de 4 dm^3 en la losa y 3 dm^3

en el muro. Una varilla de 3/8" que forma parte del armado de la losa, pasa a través de la zona de la unión. De los muros sobresale una varilla de 3/8" doblada en forma de "U" que se emplea también para propósitos de montaje.

La proporción del mortero se hizo en razón de 1:3 cemento: arena sin colocarles ningún aditivo para tener un caso desfavorable.

En todos los especímenes ensayados el mortero tuvo una resistencia a la compresión de 144 kg/cm² y el gancho que unía el muro con la losa tenía un diámetro de 5/16"; excepto el primer espécimen en el que la resistencia a compresión fue de 130 kg/cm² y el gancho empleado no estaba soldado.

4.4 *Comportamiento observado*

Se observó prácticamente un comportamiento elástico lineal para todos los especímenes en un nivel de carga de hasta 25% del correspondiente a la carga máxima. Después se empezaba a hacer notoria la separación que existía entre el mortero de la llave de cortante y el muro; lo que provocaba en los ciclos histeréticos de comportamiento, rigideces iniciales bajas.

En los ensayos se repetían al menos tres ciclos por cada nivel de deformación y después se incrementaba el nivel de la máxima deformación. Las curvas carga deformación diferían

del primero al segundo ciclo pero se estabilizaban prácticamente después de este.

En las figs 4.4 a la 4.8 se muestran los ciclos histeréticos de comportamiento de los cinco especímenes ensayados, sólo se han dibujado los ciclos estables para cada nivel de deformación, excepto el ciclo correspondiente a la carga máxima el cual se dibuja junto con los demás ciclos. En las figs 4.9 a la 4.13 se observa el modo de falla de las conexiones. Finalmente, en la fig 4.14 se dibujan las envolventes de los ciclos dibujados en las figs 4.4 a la 4.8.

El comportamiento y el modo de falla del primer espécimen, T-1, sin carga axial y sin soldar el refuerzo transversal, se observa en las figs 4.4 y 4.9 respectivamente.

Se realizaron siete incrementos en el nivel de carga antes de que el muro fallara durante la octava alternación de carga. La carga máxima alcanzada fue de 1.9 ton (2.2 kg/cm^2) para un desplazamiento de 0.9 mm. Después, la resistencia del espécimen disminuyó y los siguientes dos ciclos de carga mostraron un decremento en la resistencia del 16% y 26% respectivamente, con un incremento en las deformaciones de 8.3 y 13.9 veces la correspondiente a la carga máxima (fig 4.4 y 4.14).

El corrimiento en la junta que se tenía después de la última alternación de carga puede apreciarse al observar las dos

posiciones extremas mostradas en las figs 4.9a y 4.9b. Asimismo, en estas fotografías se observa el apoyo irregular de la losa sobre el muro, lo que provocó las grietas horizontales que se observan.

Los siguientes tres especímenes tenían el refuerzo soldado y la única diferencia entre ellos fue la carga axial aplicada. El comportamiento y el modo de falla fueron muy semejantes en los tres caso (falla por cortante directo). El decremento en la resistencia después de haber alcanzado el máximo nivel de carga se aprecia más claramente en la fig 4.14.

El espécimen sin carga axial, T-2, llegó a su carga máxima aproximadamente para una deformación de 2.4 mm y para un nivel de carga de 4.6 ton (5.1 kg/cm^2).

Se realizaron ocho incrementos en el nivel de carga antes de que ocurriera la falla en el siguiente ciclo (fig 4.5). En este espécimen se observaron también grietas provocadas por el mal asentamiento de la losa sobre el muro (fig 4.10).

El espécimen T-3 con carga axial de 2 ton (2.2 kg/cm^2) alcanzó en el octavo incremento una carga máxima de 8.2 ton (9.1 kg/cm^2) para una deformación de 2.2 mm. Al igual que en los anteriores, este espécimen falló por cortante directo tal como se puede observar en las figs 4.11b y 4.11c. En estas figuras se aprecia también un inicio de agrietamiento por cortante en el muro, poniendo de manifiesto que la rigidez de la

conexión no sólo depende de la conexión en sí, sino también de los elementos que se unen.

El espécimen T-4 con carga axial de 4 ton (4.4 kg/cm^2) llegó a su máxima capacidad cuando se realizaba el décimo incremento de carga correspondiente a 11.75 ton (13.1 kg/cm^2) y a una deformación de 2.5 mm.

En la fig 4.12 se aprecia la falla por cortante directo de este espécimen; también es visible la separación mortero-muro hacia la parte superior de la llave de cortante. La foto de la fig 4.12b se tomó después de haber realizado el último ciclo de carga y cuando los desplazamientos eran demasiado grandes para la capacidad de los "DCDT". En esta misma fotografía se observa una grieta diagonal que segmenta al mortero de la conexión.

En el último espécimen C-1 que representaba una conexión muro-losa-muro, sin carga vertical; la alternación de fuerzas horizontales se resistía en dos superficies de cortante (fig 4.3c). La carga máxima alcanzada fue de 7.5 ton (4.2 kg/cm^2) para un desplazamiento de 2 mm (fig 4.8). El decremento de carga después de la máxima alcanzada fue más gradual que en los anteriores ensayos (fig 4.14).

En la fig 4.13 se observa la configuración de agrietamiento para este espécimen. Como se observa en la fig 4.13a la parte superior de la conexión sufrió más daño que la inferior,

la fig 4.13b es un acercamiento del agrietamiento en la parte superior. Las grietas diagonales de la parte inferior de la conexión se extendieron hasta el muro.

En la tabla 6 se resumen los valores máximos registrados en los ensayos.

4.5 Conclusiones de los ensayos

Del comportamiento observado en los ensayos se puede concluir lo siguiente:

1. La relación carga deformación de los especímenes fue aproximadamente lineal hasta niveles de carga cercanos al 25% de la máxima alcanzada. Después, al ocurrir la separación entre el mortero de la conexión y el muro, se provocaba que la pendiente de la curva fuera muy pequeña para bajos niveles de carga y aumentara posteriormente una vez que se producía el contacto entre el mortero de la conexión y el concreto del panel.
2. El espécimen con el gancho sin soldar tuvo curvas esfuerzo-deformación similares a las de los especímenes soldados, pero con una resistencia de menos de la mitad (43%) del espécimen similar con el gancho soldado.
3. El incremento de resistencia con la carga vertical es muy notable (3.6 ton de cortante por cada 2 ton de carga vertical). Esto supondría un coeficiente de fricción mayor

que la unidad. Una posible explicación de estos resultados es que la carga vertical produce un mejor contacto entre las superficies de los paneles haciendo que se desarrolle un anclaje mecánico entre las rugosidades de las superficies que provoca un incremento notable en la resistencia. La existencia de una ligera separación o de un pobre contacto entre la losa y el muro, se comprueba al observar que en los especímenes sin carga axial se produjeron grietas de tensión por flexión en el mortero de la conexión, debido al ligero giro de la losa con respecto al muro, al aplicarle carga lateral.

4. El decremento de carga después de alcanzada la capacidad máxima fue brusco en la mayoría de los especímenes y en todos los casos puede afirmarse que el comportamiento mostró poca o ninguna ductilidad (fig 4.14).
5. Los ciclos de comportamiento son típicos de falla por cortante con poca área incluida y con una pendiente inicial muy baja en los ciclos aplicados después de alcanzada la carga máxima; como se ha dicho esto es debido al corrimiento que se necesita para restablecer el contacto. El ciclo que corresponde a la carga máxima encierra una área relativamente grande, pero en el ciclo estabilizado esta área se reduce drásticamente. Por la escasa ductilidad y el tipo de ciclo de histéresis se concluye que sistemas de este tipo tienen una muy pobre capacidad de disipación de energía

en el intervalo inelástico

6. Posiblemente el decremento de carga después de la máxima alcanzada se pueda evitar adicionando varillas soldadas a la conexión. Por ejemplo, colocando dos varillas en forma de "V" de tal manera que sus extremos superiores se suelden a la varilla de la losa.
7. Por los agrietamientos observados en el muro de algunos especímenes, se concluye que la rigidez de la conexión depende también de la rigidez de los elementos que se unen.

5. CONCLUSIONES

El comportamiento ante cargas alternadas de los especímenes ensayados en este trabajo, se puede esquematizar mediante el modelo de la fig 5.1 en el que se observa como hasta el nivel de carga representado por el punto A se tiene un comportamiento elástico lineal. La zona AB de la envolvente muestra una pendiente bastante menor y, como se ve en la fig 5.2, los ciclos correspondientes a este intervalo tienen una pendiente inicial cada vez más baja; además, al realizar la alternación de cargas para un nivel dado de deformación se observa que los ciclos se estabilizan rápidamente, sin embargo, al incrementar el nivel de carga el aumento en la deformación es notable (fig 5.2). Como ya se dijo antes, este deterioro en rigidez puede deberse a la separación del mortero de la

conexión, con respecto del panel que representa al muro, o bien, al deterioro del mortero que rodea a la varilla que proporciona la continuidad vertical entre los elementos. El punto B en el modelo de la fig 5.1 representa la carga máxima alcanzada; carga que se sostiene aproximadamente hasta el punto C, para luego disminuir bruscamente (punto D); esta disminución en promedio representó un 20% de la carga máxima. El comportamiento histerético a partir del punto D, punto en el que se estabiliza el siguiente ciclo después de alcanzada la carga máxima es de un deterioro cada vez más grave en rigidez y disipación de energía. El comportamiento sería mucho más favorable si en la envolvente de la fig 5.1 se lograra incrementar la ordenada del punto A y desplazar el punto C hasta cerca del E; esto se podría conseguir, por ejemplo, colocando aditivos expansores de volumen y colocando refuerzo en forma de "V" de tal manera que sus extremos superiores estén ligados a la varilla ahogada en la losa y el extremo inferior al panel que trabaja como muro.

Para los ciclos de la fig 5.2, correspondientes al espécimen T-2, se podría pensar como un primer paso el idealizarlos de la forma mostrada en la fig 5.3a. En la ref 59 se estudió el modelo suponiendo este comportamiento en las conexiones verticales de un muro construido a base de paneles. Las respuestas se expresaron en términos de la máxima deflexión lateral en la parte superior del muro, del cortante en la base y del máximo momento basal. Además, se hizo para dos sismos diferentes. Se concluyó que la respuesta era semejante al de un sistema con comportamiento frágil en las conexiones, excepto pa-

ra la respuesta que se refería al máximo desplazamiento lateral, en la que se observaba como por degradable que sea el comportamiento de la conexión, es mejor que si se tiene una falla frágil en la unión, tal como una pérdida de anclaje, en el caso de una conexión soldada.

El modelo mostrado en la fig 5.3b representa una conexión con degradación en resistencia y rigidez típica de paneles unidos por placas soldadas (fig 3.24). Mientras que el modelo de la fig 5.3a representaba ciclos estables, en los que no hay reducción en el área encerrada por ellos, el de la fig 5.3b representa el caso contrario. En la ref 23 se estudió este tipo de comportamiento en conexiones verticales de muros construidos a base de paneles y sometidos a excitación sísmica. Los resultados revelan que su respuesta en general tiende a ser semejante a los de una estructura con conexiones frágiles.

Este comportamiento en la conexión influye en el comportamiento de toda la estructura en general de la siguiente manera: si se considera, por ejemplo, que la resistencia ante cargas laterales del muro mostrado en la fig 5.4 es la superposición de la de los paneles y la de la propia conexión, entonces para niveles de carga en los que la unión alcanza la resistencia máxima, el panel puede estar aún dentro del intervalo elástico (fig 5.4), ya que el diseñar la conexión más rígida que los elementos que uno puede traer consigo dificultades que se han señalado en el capítulo 2. Por lo anterior, el comportamiento del muro en general será el de la conexión, pero con una rigidez diferente,

tal como se deduce en la fig 5.4 al suponer que las deformaciones del muro son una suma de las del panel y las de la propia conexión.

Por los estudios que se han hecho en modelos con degradación en resistencia y rigidez representativos del comportamiento real de estructuras construidas a base de paneles, así como - por los resultados reportados en este trabajo, se debe esperar en general para estas estructuras a base de paneles una respuesta poco dúctil ante cargas laterales, pero antes de intentar estudiar la posible ductilidad de este tipo de estructuras se debería pensar en mejorar el tipo de comportamiento de las conexiones, o sea, proponer soluciones que exhiban un comportamiento cercano al elastoplástico.

Por lo anterior, se debería procurar en diseñar este tipo de estructuras con factores de ductilidad cercanos a uno, mientras no existan estudios experimentales de conexiones con respuestas más favorables y de las que se puedan extraer modelos generales para el estudio de estructuras a base de paneles sometidas a excitación sísmica.

Es necesario, además, diseñar este tipo de estructuras con factores de seguridad más altos en las conexiones horizontales - que para las verticales, con el objeto de crear un mecanismo de falla más favorable para la estabilidad de la estructura. El valor propuesto por el R.D.F. de 1.3 parece razonable.

A pesar de que este tipo de estructuras requieren de factores de seguridad altos en las conexiones, así como, en general, tienen factores de ductilidad bajos, este tipo de construcciones suele tener una muy alta densidad de muros que les permite ser diseñados contra el efecto de sismo, sin perjuicio de la economía. Si se consigue una distribución simétrica de ellos y se asegura la continuidad en las conexiones, puede ser un sistema estructural conveniente para esas zonas.

6 RECONOCIMIENTOS

Este trabajo se ha realizado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM bajo la dirección del Dr. Roberto Meli P. , al que se le agradece su apoyo y estímulo recibido.

Al Dr. Oscar Hernandez B. y a Amador Sámano se les agradece su colaboración en la realización de la etapa experimental.

REFERENCIAS

1. Lewicki B., "Building with Large Prefabricates"
Elsevier Publishing Company, Amsterdam-London- New York, 1966
2. Englekirk Robert E., "An Evaluation of the state of the art in the desing and construction of prefabricated buildings in seismically active areas of the United States".
Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction(CRCBC), University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, pags 1799-1814
3. Zeck Una Irelan, "Joints in large panel precast concrete structures"
Massachusetts Institute of Technology, Cambridge Mass. January 1976
4. Velkow M., Jurukovsti D., "Some aspects of application an behavior of large panel systems in seismic regions of Europe"
Workshop on earthquake-Resistant Reinforced Concrete Building Construction (ERCBC), University of California , Berkeley, July 11-15', pags 1815-1836
5. Portland Cement Association, "Design Methodology"
Design and Construction of Large-Panel concrete structures, Preparado para el US Department of Housing and Urean development Office of Poli-cy Development and Research, report 6, March 1979.
6. Mujumdar Vilas S., "Earthquake resistant design of precast concrete bearing wall type structures - a designers dilemmz",
Workshop on earthquake - resistant reinforced Concrete Building July 11-15, 1977, pags 1837-1851
7. Freeman Sigmund A., PCI Journal, May-June 1979, pags 63-87.
8. Portland Cement Association, "Special topics",
Design and Construction of Large Panel of Housing and Urban development office of policy development and Research, report 5, January 1979.

9. Portland Cement Association "Horizontal Joint tests"
Design and Construction of Large-Panel concrete structures, preparado para el U.S. Department of Housing and Urban development, office of policy development and research, supplemental report B, November 1978
10. Architectural Institute of Japan, "Design essentials in earthquake resistant buildings"
Chapter 11, Precast Reinforced Concrete Wall Construction, Elsevier Publishing Company, New York, 1970
11. Suenaga Yasugoshi, "On Box-Frame-type-Precast Reinforced Concrete Construction of Five-Storeyed Multiple Houses - Problems in the present joining methods and stress convergence methods in earthquakes".
Concrete Journal, V. 12, No. 7, Japan, 1974.
12. Polykov S., "Design of earthquakes resistant structures", MIR Publishers Nicym 1974
13. Watson V. and Hirst M.J.S, "Experiments for the design of a System using large precast concrete panel components".
the structural Engineer, V. 50, No. 9, Great Britain, 1972
14. Diamant C.M.E., Industrialized Building 3, Iliffe books Ltd, London, 1968.
15. Bison Wall Frame (A system for Housing), Concrete Limited, London 1969
16. Diamant R.M.E., Industrialized Building 2, Iliffe Books Ltd, London 1965
17. Burnett E.F.P., "The Avoidance of Progressive collapse"
Regulatory Approaches to the Problem U.S. Department of Housing and Urban and Urban Development, Washington D.C., 1975
18. Yokel F.Y., Pielert JH and Schwab A.R., "The implementation of a prevention against progressive collapse"
National Bureau of Standards for U.S. Department of Housing and Urban Development, 1975

19. Reglamento de las Construcciones de Concreto reforzado (ACI-318-77) y comentarios, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, México 1979
20. Kripanzinzymz K.M. y Fintel M., "Wall panels, analysis and design criteria".
Design and Construction de Large Panel Concrete Structural, preparado para el U.S. Department of Housing and urban development, Reporte 3 Agosto, 1976
21. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 401 del Instituto de Ingeniería, UNAM Julio 1977
22. "Manual de Diseño por Sismo"
según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Publicación 406 del Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio 1977
23. P. Mueller and J.M. Becker, "Seismic Characteristics of Composite Precast Concrete Panel Walls". Proceeding of U.S. National Conference in Earthquake Engineering, Stanford California, Agosto 1979
24. Becker, J.M., and Llorente, C., "The Seismic Response of Simple Precast Concrete Panel Walls", of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford, California, Agosto 1974
25. Prestressed Concrete Institute"; PCI manual on design of connection for prestressed concrete",
1973
26. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, "Diseño de Conexiones de elementos Prefabricados de Concreto", Publicación # 11, 1976
27. T. Paulay and P.J. Loeber, "Shear transfer by aggregate interlock". Shear in Reinforced Concrete, ACI Special Publication 42, Vol. 1, Detroit 1974, pp 1-15
28. Park R., Paulay T., "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and

29. T. Paulay, R. Park, and M.H. Phillips, "Horizontal Construction Joints in Cast in Place Reinforced Concrete", Shear in Reinforced Concrete, ACI Special Publication 42, Vol 2, Detroit 1974, pp 599-616.
30. T.P. Tassios and E. Vintzelzeou, "Shear Force Displacements characteristics of Prestressed Connections", Proceedings of the RILEM-CEB-CIB Symposium Atenas, Septiembre 28-30, 1978, pp 170-185
31. Hansen, K, Kavyrchine, M., Melhorn G., Olesen, S., Pume, D., and Schewing H., "Desing of Vertical Keyed Shear Joints in Large Panel Buildings," Building Research and Practice, Julio-Agosto, 1974
32. Fauchart, J., and Cortini, P. "Experimental Study of horizontal Joints Between Prefabricated Walls Panels". Annales de l'IIBTP, No 325, Febrero 1975
33. A. Eriksson, G. Kzrrholm and H. Petersson, "Ductile Shear Key joints in Large Panel Structures", proceedings of the Rilem-CEB-Cib, Simposium Vol. 1, Atenas, Septiembre 28-20, 1978, pp 259-272
34. Santhakumar A.R., Swamidum A., "Behavior of Joints in prefabricated shear walls for Seismic, Zones", Congreso Mundial de Ingenieria Sísmica, Nueva Dheli 197.
35. Nina Avramidou Maio, "Dynamic Behavior of large Panel connections", Congreso Mundial de Ingenieria Sísmica Turkía, pags 563-566
36. T.P. Tassios and S. Tsounkantas, .Serviceability and ultimate limite States of Large Panels Coneccions under staic and Dynamic Loading , Proceedings of the RICEM-CEB-CIB, Symposium, Vol 1, Atenas, Septiembre 28-30, 1978, pp 241-258
37. Fauchart J., Cortini P., "Etude experimental de joints horizontaux entre panneaux préfabiqués pour murs de batiments," ANNALES de l'.I.I. B.Y.P. No 3000, Diciembre 1972
38. Melhorn G., Sehwing H., "Traguerhalten aus fertigteilen zuszmmenqese taten Scheiben".
Forschungsberichte aus dem, Institute fur Massiubau der t.H. Darmstadt No. 33, 1976

39. Pume D. "Investigations on Failure Criteria of shear key joints in bearing Walls"
CIB Working Commission W23A. Meeting Darmstadf 1974, página 429
40. Lacombe G. , Pommeret M.,"Les joints structuraux dans les constructions en grande panneaux préfabriqués," ANNALES DE I.I.I.B.T.P. No 314, Feb 1974
41. Santhakumar A.R. Radhakrishnan R., Swamidura I A., Sivakumar J.
"Behavior of Joints in prefabricated shearwalls for seismic zones".
Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Turkía, pags 477-484
42. Hansen K., and Olsen S.C. "Design of Vertical Shear keyed joints in large panel buildings". Report presented at the meeting of CIIB-W2 3.A Copenage, 1973, 120 p.
43. "PCI Design Handbook ", Prestressed Concrete Institute 1971
44. Mattock A.H., Hawkins N.M., "Shear transfer in Reinforced Concrete Recent Research," PCI Journal, Marzo-Abril, 1977
45. Bennet E.W., Benerjee S., "Strength of beam-column connections with dowel reinforcement", the Structural Engineer, Abril 1976
46. Reyes G. Alejandro, Loera P. Santiago "Pruebas para revisar la seguridad ante sismos de los edificios prefabricados del conjunto El Rosario de Infonavit", Parte 2, Pruebas de Laboratorio Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, Abril de 1975
47. Padila M. Marciano "Comportamiento de un tipo de vivienda prefabricada con paneles de concreto". Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, Junio de 1979
48. Portland Cement Association, "Seismic tests of Horizontal Joints", Supplemental report C. U.S. Department of Housing and Urban development office of Policy Development and Research, January 1979

49. Jones, L.L., "Shear tests on Joints Between Precast Post-tensioned Units',
Magazine of Concrete Research, Voll. No. 31, March 1959, pp.25-30
50. Franz, G., "Versuch uber die Querkraftaufanahme in Fugen von Spannbetontragern aus Fertigteileu".
Betond und Stahlbetonbau, 54 (6) Jun 1959, pp 137-140
51. Gaston, J.R., and Friz L.B., "Connocions in Precast Concrete structures Scarf Joints",
Journal of the Prestressed Concrete Institute Vol. 9 No. 3, June 1964 pp 37-59
52. Spencer R.A. Neille D.S. "Cyclic tests of welded headed stud connections", PCI Journal, Mayo-Junio 1976 pags 71-83
53. Alan L. Unemor! José M. Roesset, James M. Becker "Effect of inplane floor slab flexibility on the response of crosswell building system Paper prepared for symposium on Mathematical Modelling of Reinforced Concrete Structures, ACI National Convention, Houston Texas, Oct 30 1978.
54. Becker J.M., Llorente C. y Mueller P., "Seismic Response of Precast Concrete Walls", Paper prepared for the Joint meeting of the USNR, Panel on wind and Seismic Effects, Tsububa, Japón, Septiembre 3-7 1979
55. Becker J.M., Llorente C. y Mueller P. "The seismic response of simple precast concrete walls", Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul Turkía, Septiembre 8-13, 1980
56. Becker J.M., Mueller P., y Llorente C., "Nonlinear Dynamic Analysis of Precast Concrete Walls", paper prepared for the CSCE-ASCE-ACI-CEB International Symposium for the Nonlinear Desion of Concrete Structures, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, Agosto 7-9 1979

57. Mueller, P., y Becker J.M. "Seismic Response of Large Panel Precast Concrete Buildings," paper prepared for the Advance Design Concepts Seminar, Prestressed Concrete Institute Convention, Dallas, Texas Octubre 14-18 1979
58. Mueller P. y Becker J.M., "Seismic of Precast walls Coupled through Vertical Connections", Seventh World Conference on Earthquake Engineering , Istanbul, Turkía Septiembre 8-13, 1980
59. Coull A. y Choudhury J.R. "Analysis of Coupled Shear Walls", ACI Journal, Septiembre 1967, pags 587-593.
60. Coull A. y Choudhury J.R., "Stresses and Deffections in Coupled Shear Walls", ACI Journal, Febrero 1967, pags 65-72
61. Beck H., "Contribution to the Analysis of Coupled Shear Walls". ACI Journal , Agosto 1962, pags 1055 1069
62. Rossman R., "Approximate analysis of Shear Walls Subject to lateral loads", ACI Journal, V 61, No 6 Junio 1964, pp 717-734
63. O.A. Pekau y H.P. Huttelmaix, "Analysis Behavior of Precast Panel Shear Walls", Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkía, Septiembre 8-13, 1980
64. Howkins Neil M., "Seismic Resistance of Prestressed and Precast Concrete Structures", PCIJournal , Enero-Febrero 1978, pp 40-58
65. Cholewicki Andrzej, "Loadbearing Capacity and Deformability of Vertical Joints in Structural Walls of Large Panel Buildings", Building Science, V. 6, Great Britain 1971

TABLA 1. COEFICIENTES DE LA ECUACION

$$V_u = \alpha f_c' A_k + \beta A_s f_y$$

	α	β	
CHOLEWICKI (sin refuerzo)	0.7	0	...(Ref 66)
CHOLEWICKI (con refuerzo)	1.8	1	...(Ref 66)
HANSEN Y OLSEN	0.08	1.1	...(Ref 42)
Código polaco (sin refuerzo)	0.65	0	...(Ref 41)
Código polaco (con refuerzo)	2.0	0	...(ref 41)
Ref 41	1.0	0.7	

TABLA 2. CARGAS Y DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LOS ENSAYES DE LA REF 46

Espécimen	Resistencia media de los castillos (kg/cm ²)	Carga vertical (ton)	Fza. cortante máx. (ton)	Desplaz. máximo (cm)
N1 - 1	215	6.82	8.06	1.23
N1 - 2	179	6.82	6.72	0.62
N4 - 1	187	2.88	6.58	1.06
N4 - 2	191	2.88	6.64	1.42

TABLA 3. RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LA REF 47

Espécimen	Tipo de ensaye	Fuerza cortante máxima (kg)	Desplazamiento Correspondiente (cm)
T - 1	1	2,210
T - 2	2	1,760	0.97
L - 1	2	1,430	1.03
T - 3	3	5,560	0.21
L - 2	3	4,500	0.26

Tipo de ensayos: 1 Carga lateral normal al muro con carga axial de 1500 kg
 2 Carga lateral normal al muro sin carga axial
 3 Carga lateral en el plano del muro

TABLA 5. RESUMEN DE LAS CARGAS APLICADAS A LOS ESPECIMENES DE LA REF 56

Conexión	Diseño por resistencia última		Carga máxima		Carga última	
	Concreto (tons)	Acero (tons)	Arriba (tons)	Abajo (tons)	Arriba (tons)	Abajo (tons)
A1	12.4	12.4	16.1
A2	12.4	12.4	14.3	13.7	3.2	3.6
A3	12.4	12.4	13.3	12.3	5.0	5.7
B1	12.0	12.4	14.4	12.7	13.2*	11.6*
B2	11.6	12.2	13.6	14.5	7.2	6.4
B3	11.6	12.2	10.6	10.9	2.7	2.9

* Estos valores pertenecen al 4° ciclos, la falla ocurrió en el ciclo 7 después de dos ciclos en los que se observó decremento de la carga

TABLA 4. RESUMEN DE LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS Y MODOS DE FALLA DE LOS ENSAYES DE LA REF 56

Conexión	Desplazamiento teórico x_t (cm)	Máx desplazamiento x_M (cm)		x_M/x_t	Modo de falla	Total de ciclos
		Arriba	Abajo			
A1	0.036	1.27	36	concreto
A2	0.038	0.57	0.46	12	perno	57
A3	0.036	1.07	0.66	19	perno	22
B1	0.033	0.25	0.25	8	concreto	7
B2	0.036	0.53	0.58	15	perno	19
B3	0.048	0.41	0.38	8	perno	14

TABLA 6

Valores máximos de ensayos ante cargas alternadas reportadas en este trabajo

Espécimen	Gancho	Resistencia media del mortero (kg/cm ²)	Esfuerzo Vertical (kg/cm ²)	Cortante máximo (kg/cm ²)	Deformación a la carga máxima (mm)
T - 1	sin soldar	130	0	2.2	0.9
T - 2	soldado	144	0	5.1	2.4
T - 3	soldado	144	2.2	9.1	2.2
T - 4	soldado	144	4.4	13.1	2.5
C - 1	soldado	144	0	4.2	2

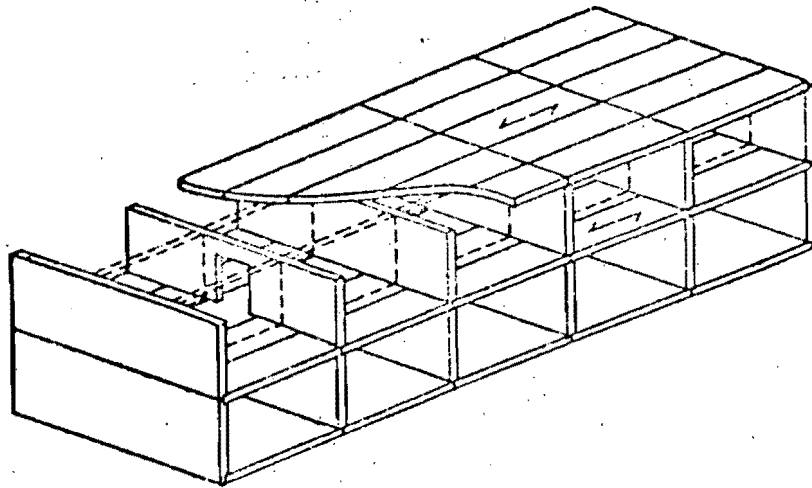


Fig 1.1 Sistema con muros de carga transversales (ref 3).

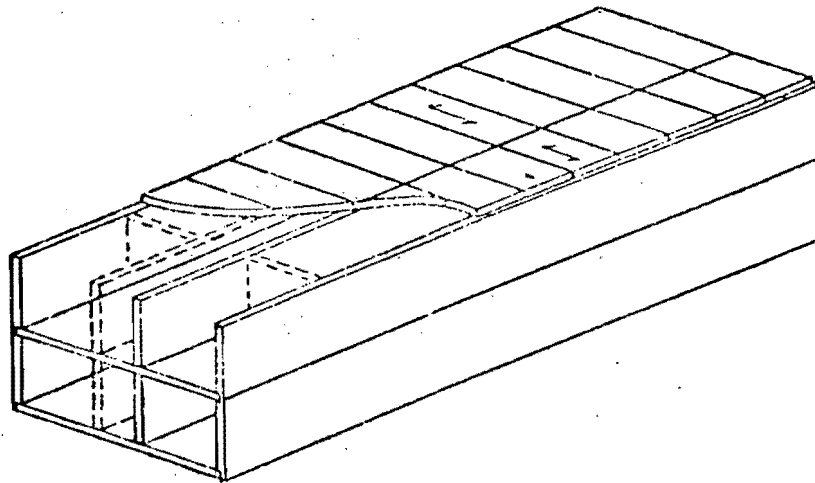


Fig 1.2 Sistema con muros de carga longitudinales (ref 3)

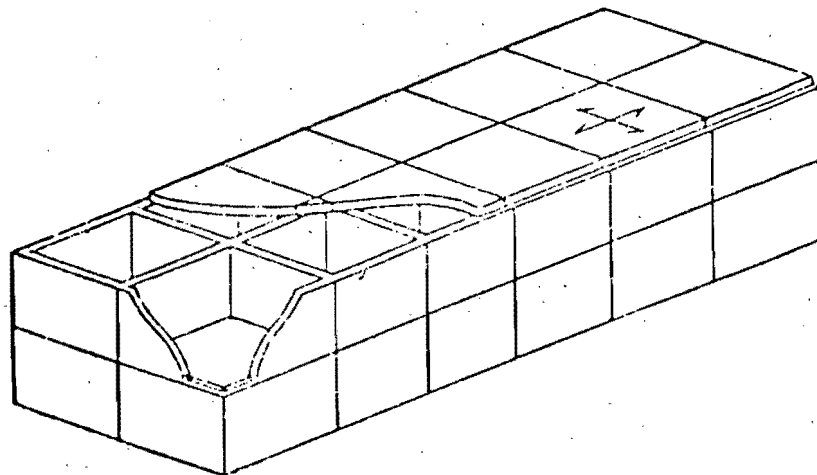


Fig 1.3 Sistema con muros de carga transversales y longitudinales (ref 3)

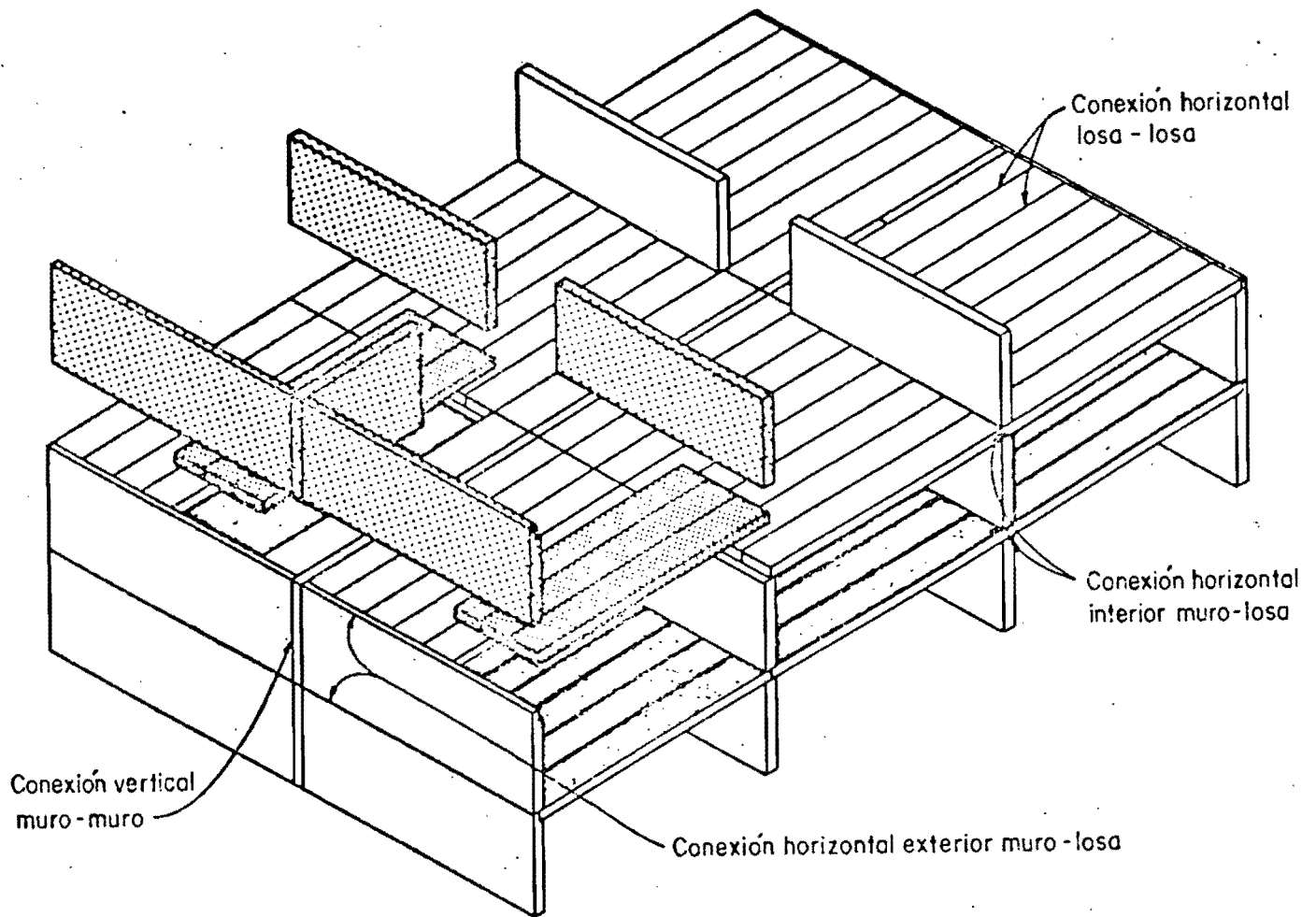
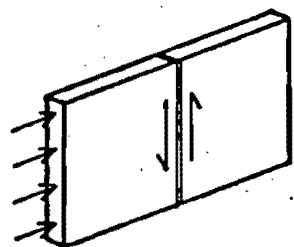
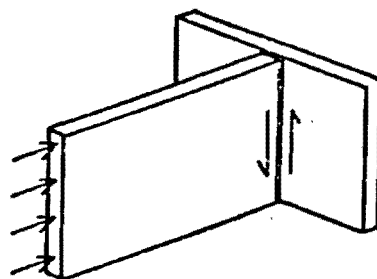


Fig 2.1 Localización de las conexiones (ref 8)

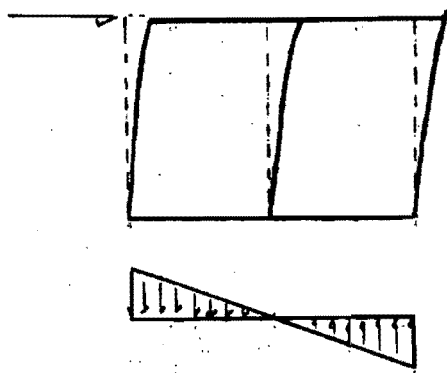


a) Carga lateral (en el plano)

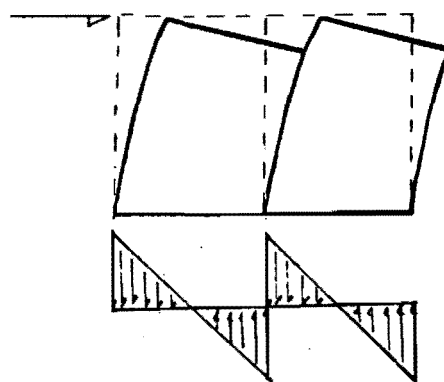


b) Carga lateral (fuera del plano)

Fig 2.2 Cortante longitudinal en una conexión vertical



a. Conexión vertical rígida



b. Conexión vertical flexible

Fig 2.3 Diferencia de comportamiento debido a la variación en rigidez de la conexión vertical

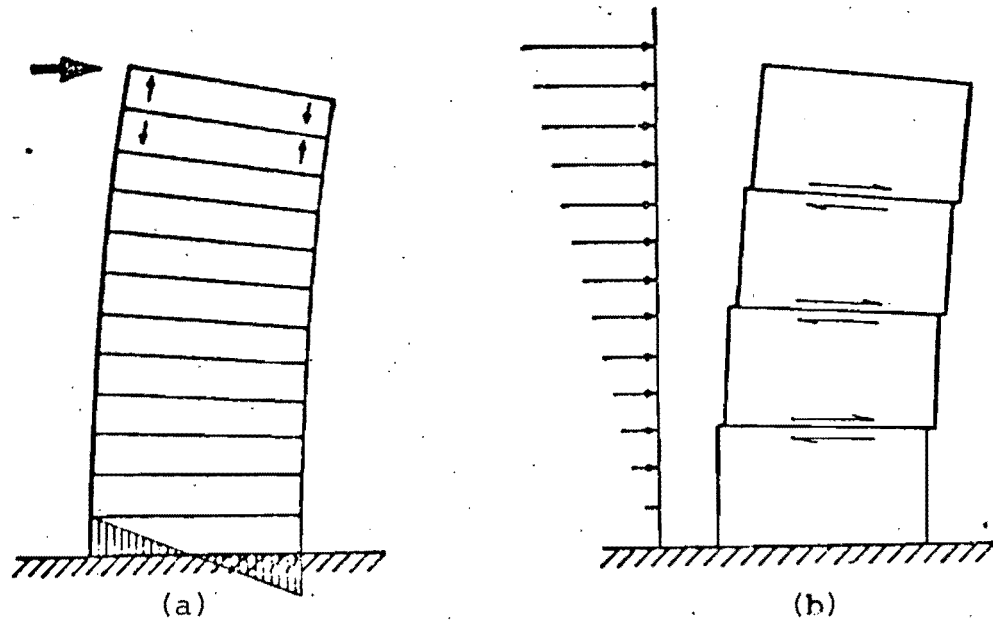


Fig 2.4 Tensión vertical v deslizamientos en las conexiones horizontales

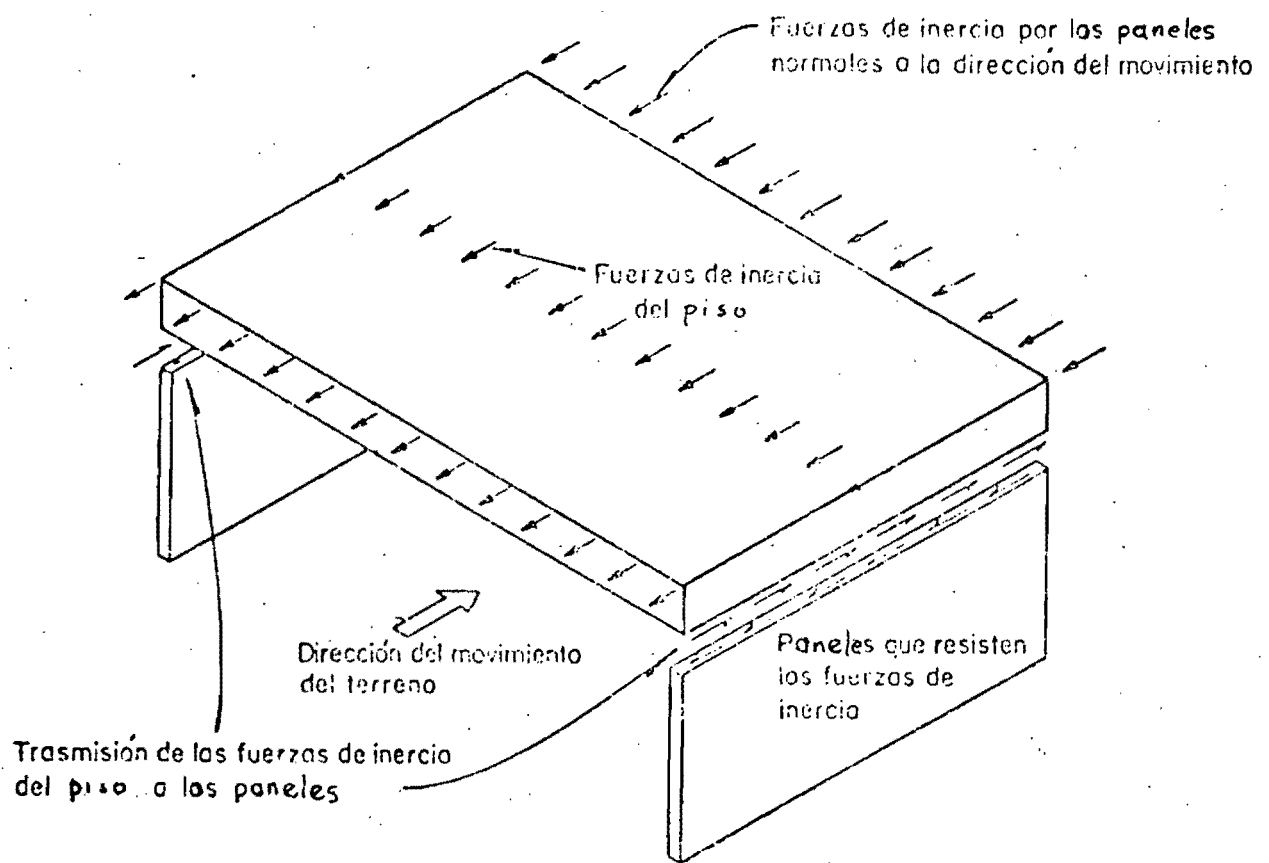
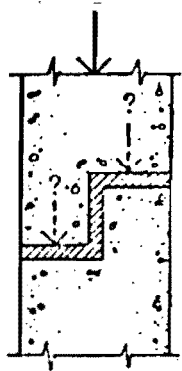
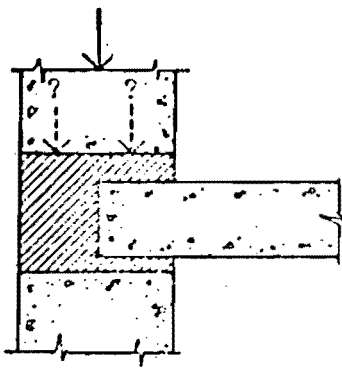


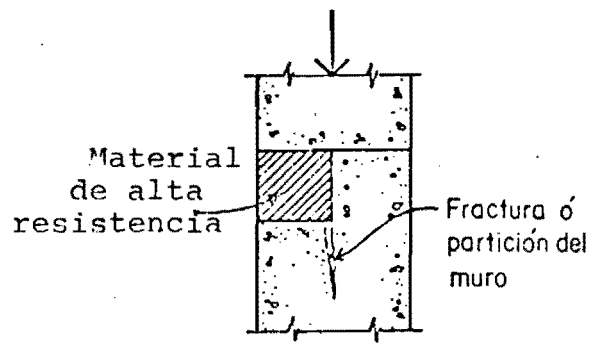
Fig 2.5 Acción de diafragma



a) Conexión de varios niveles



b) Compresibilidad variable



c) Material con alta resistencia

Fig 2.6 Diseños indeseables de conexiones horizontales (ref 1)

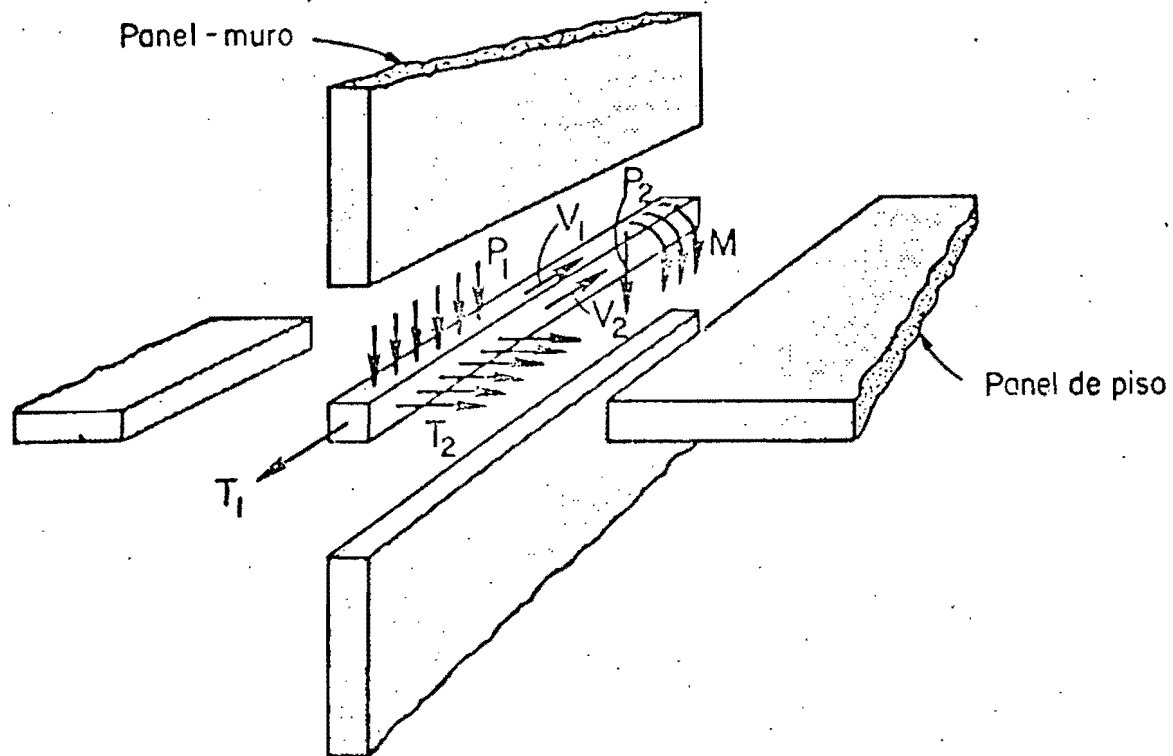


Fig 2.7 Fuerzas sobre una conexión horizontal muro-losa-muro (ref 8)

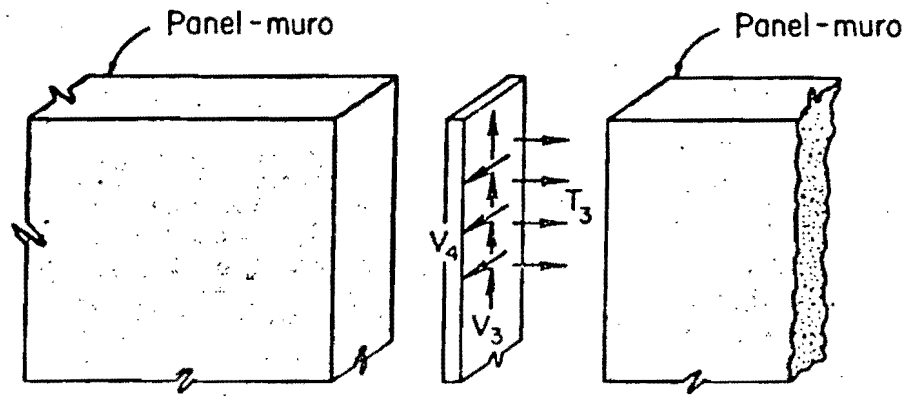


Fig 2.8 Fuerzas sobre una conexión vertical muro-muro (ref 8)

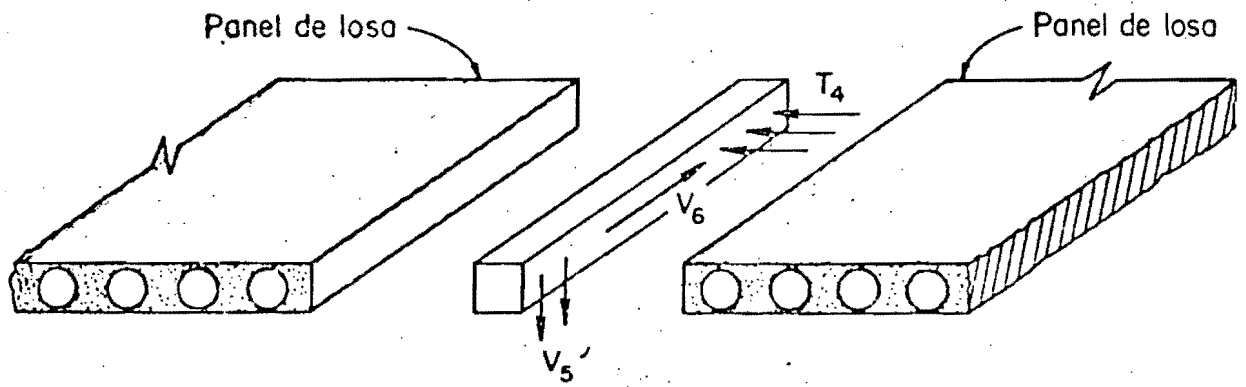
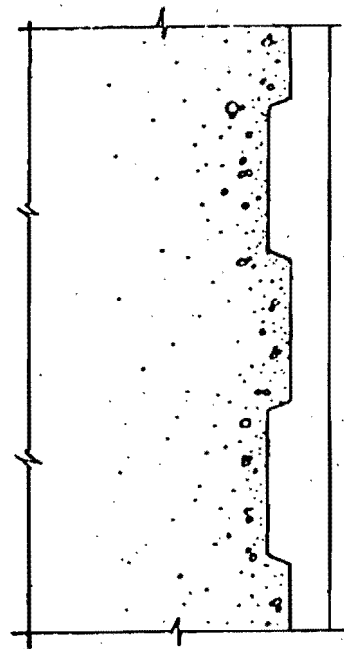


Fig 2.9 Fuerzas sobre una conexión horizontal losa-losa (ref 8)



Vista A



Vista B

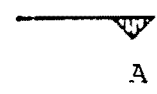
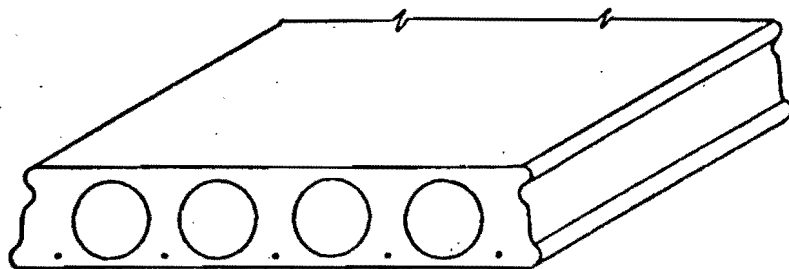
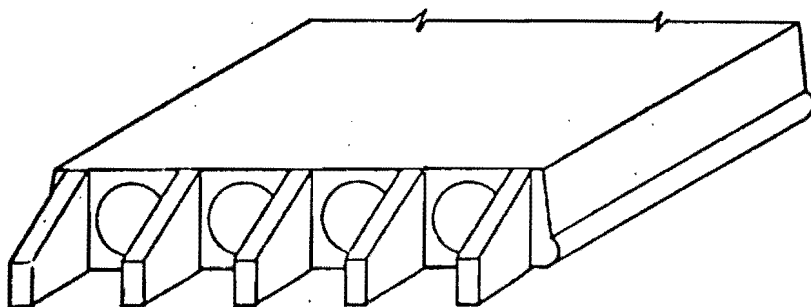


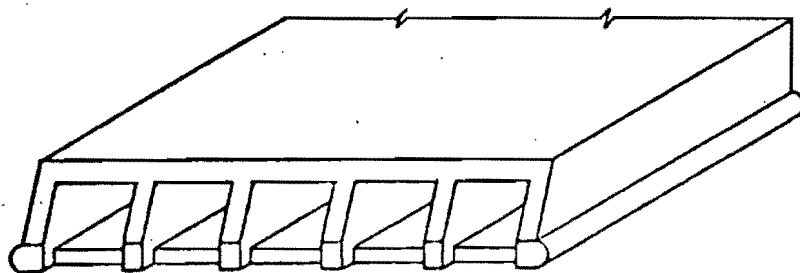
Fig 2.10a Detalle del borde de un panel-muro (ref 3)



(I)

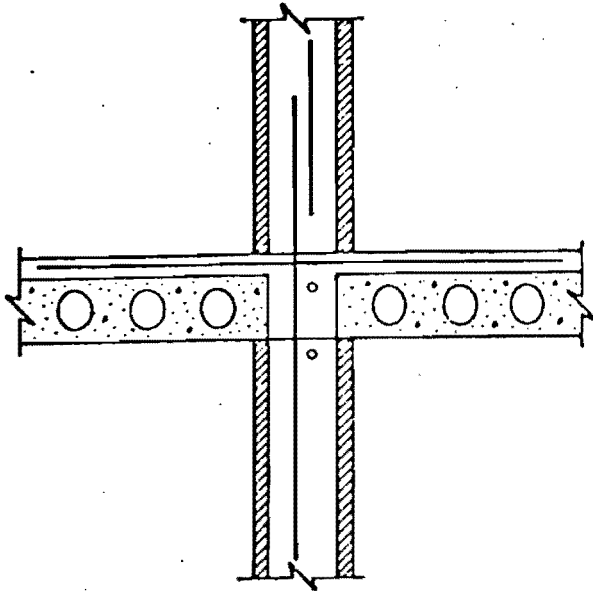


(II)

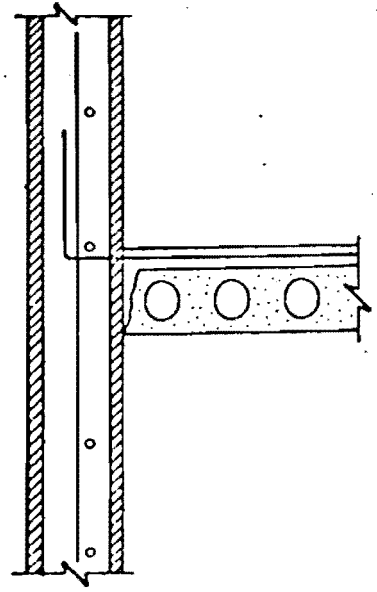


(III)

Fig 2.10b Configuraciones de los bordes de un panel de piso (ref 3)



a) Conexión interior



b) Conexión exterior

Fig 2.11 Conexión horizontal empleada en E.U. (ref 2)

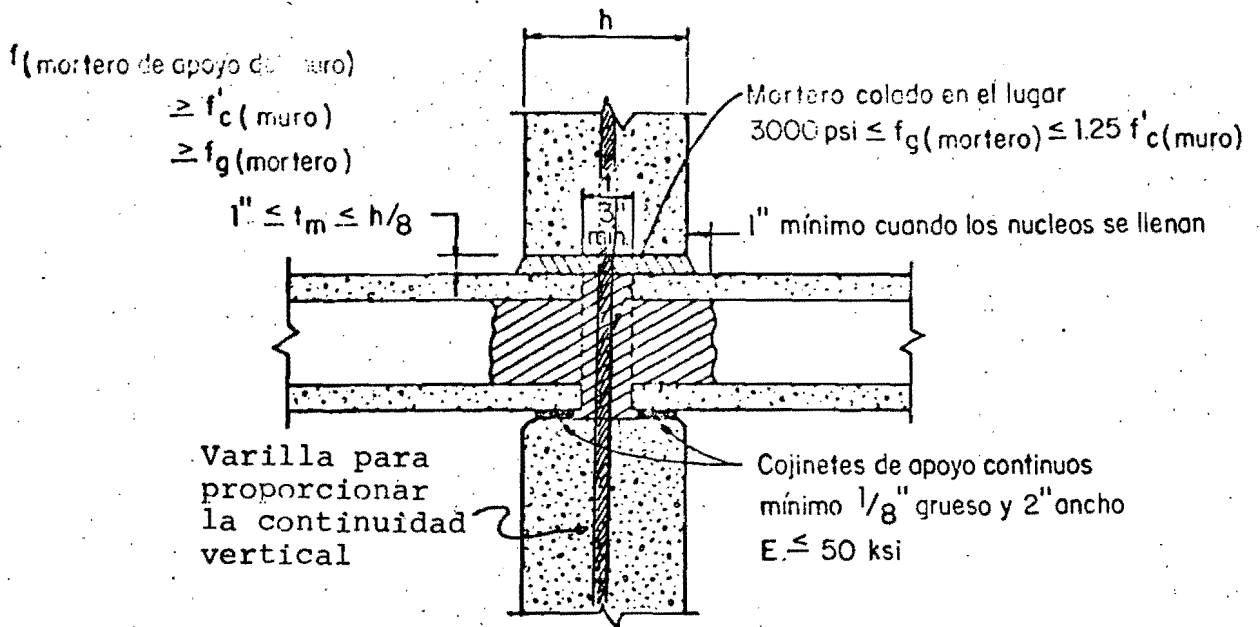


Fig 2.12 Detalles de una conexión horizontal interior muro-losa-muro típica de E.U. con mortero (ref 8)

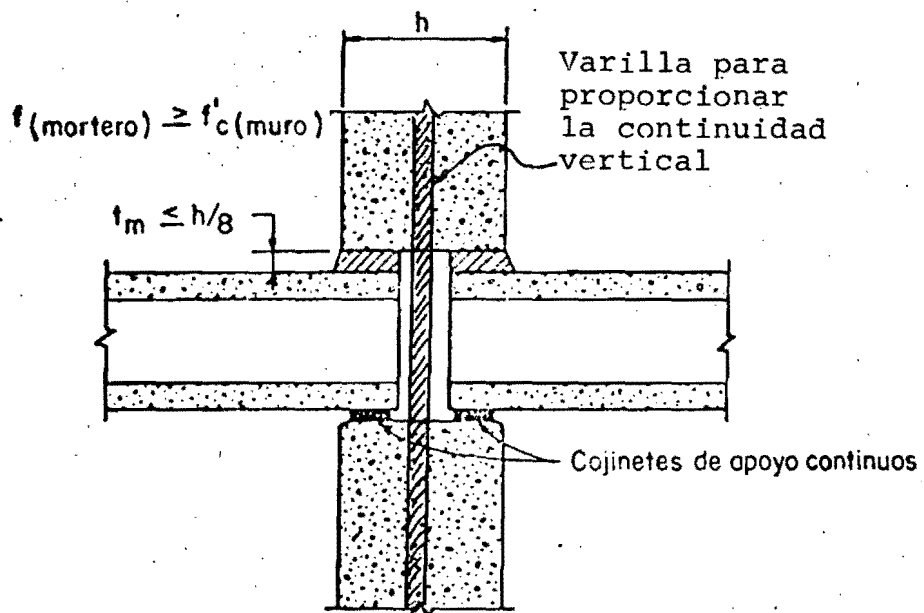


Fig 2.13 Detalles de una conexión horizontal interior muro-losa-muro típica de E.U. sin mortero (ref 8)

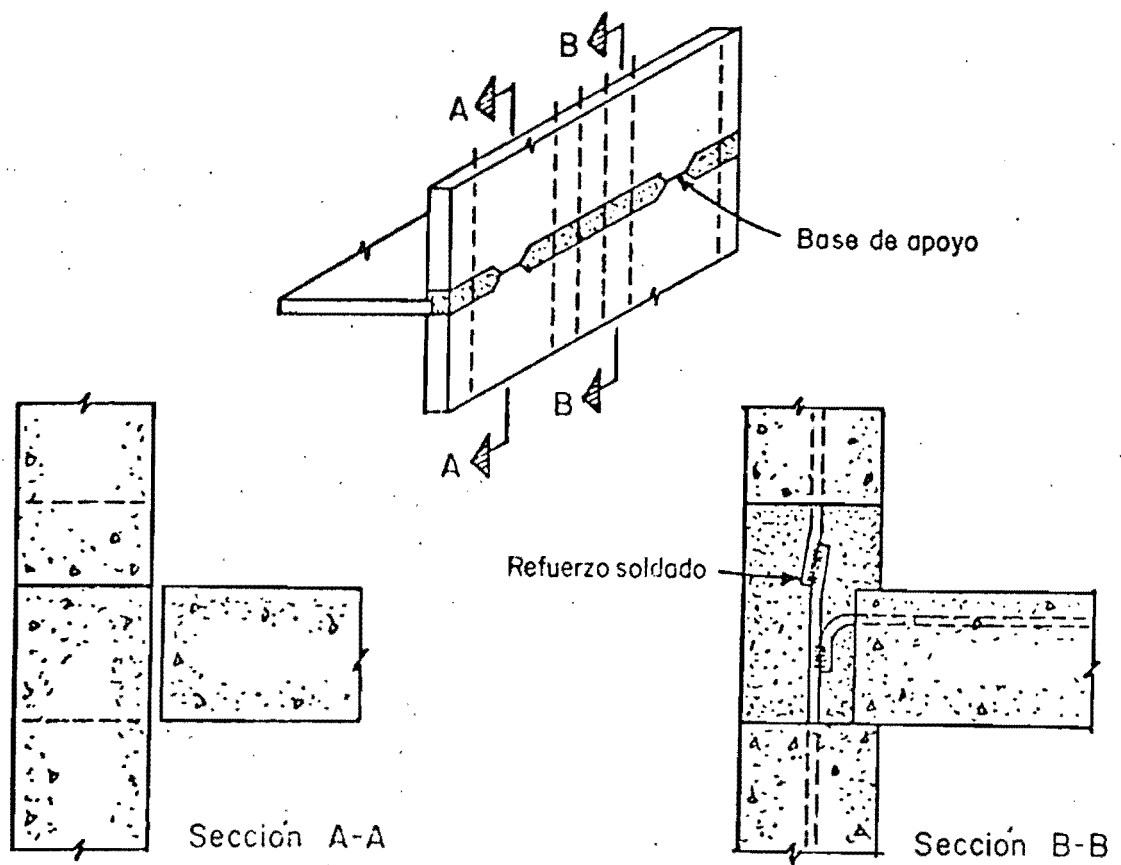


Fig 2.14 Conexiones con mortero y acero empleadas en Europa del Este (ref 10)

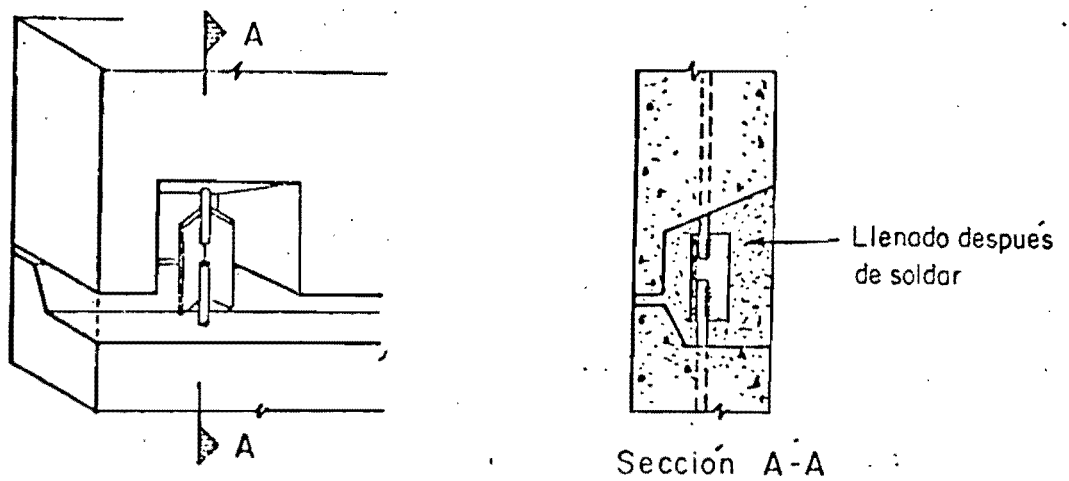
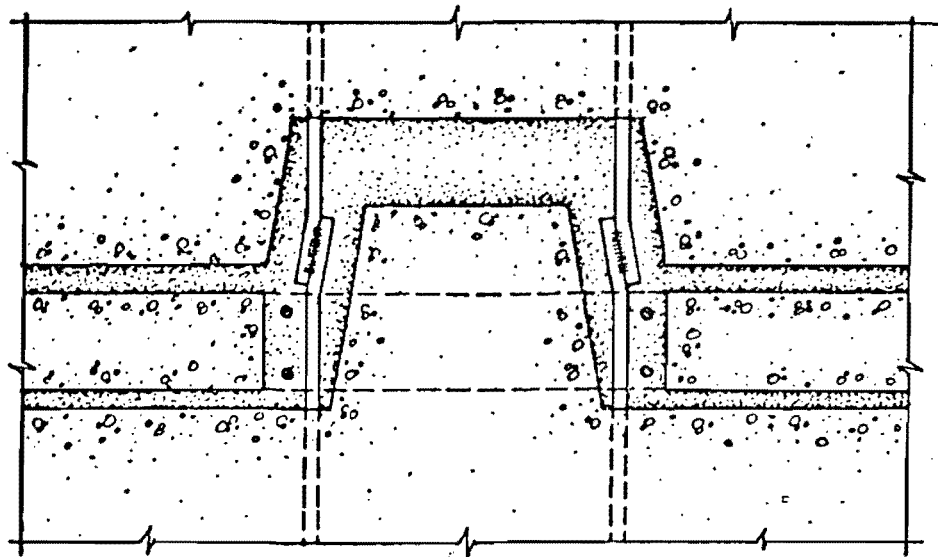
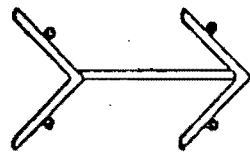
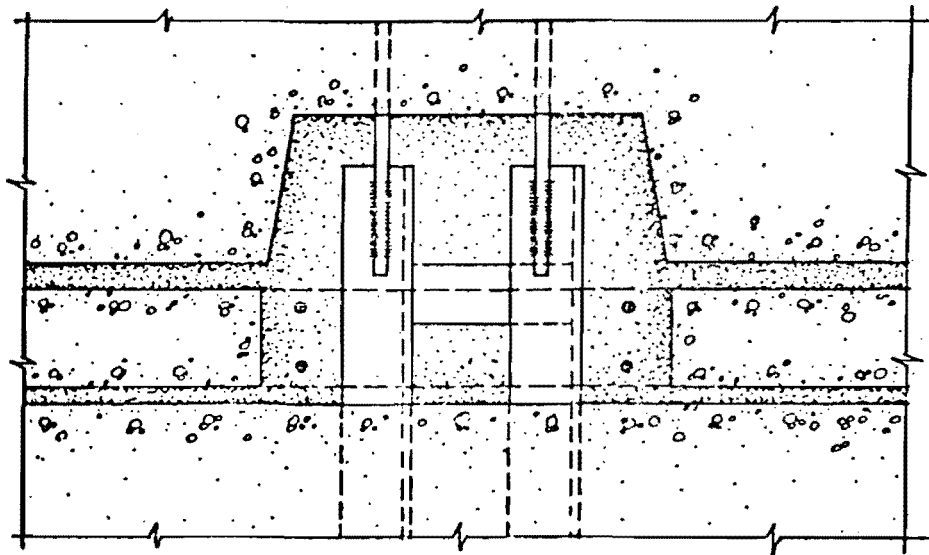


Fig 2.15 Conexiones usadas en Japón (ref 11)



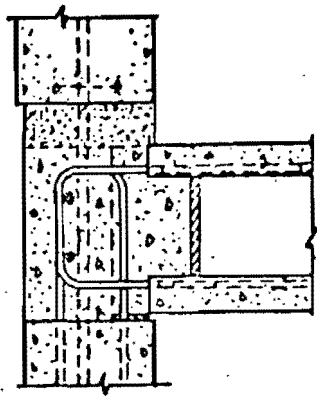
a)



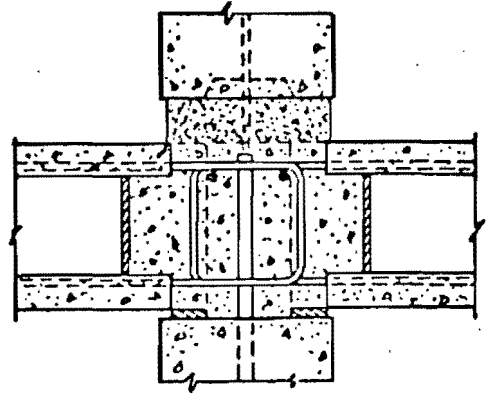
En planta

b)

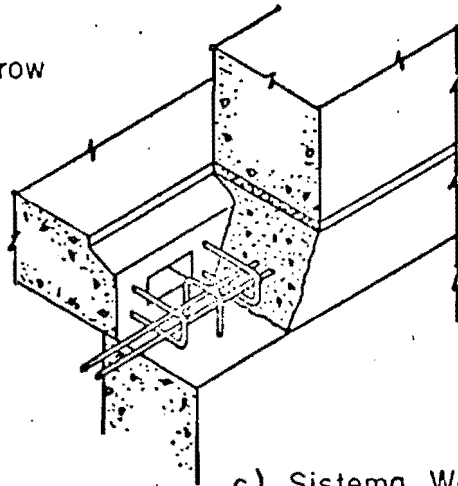
Fig 2.16 Conexiones horizontales con llaves de cortante (ref 12)



a) Taylor-Woodrow
Anglican Ltd
(ref 13)



b) Taylor - Woodrow
Anglican Ltd
(ref 13)



c) Sistema Wates (ref 14)

Fig 2.17 Conexiones horizontales en las que se emplea la acción de viga perimetral.

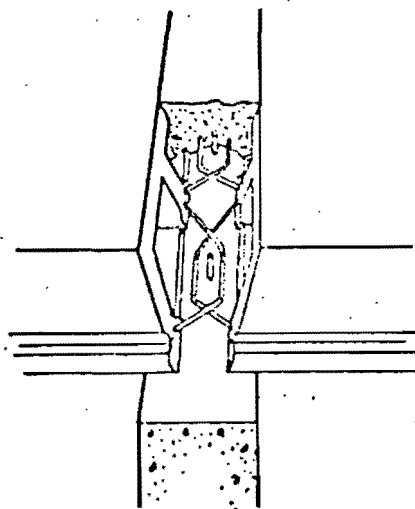
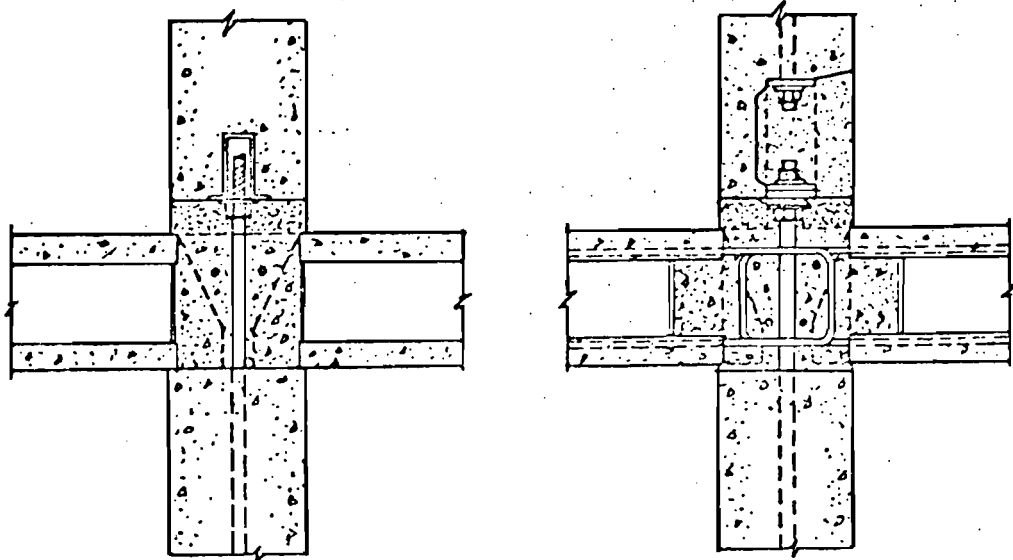
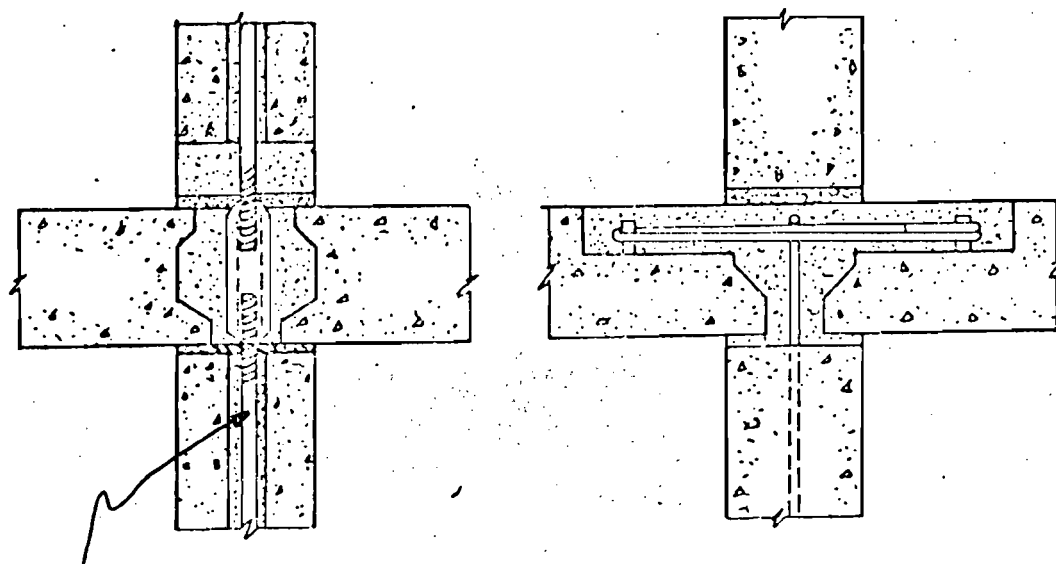


Fig 2.18 Conexión horizontal con gancho, sistema Bison (ref 15)



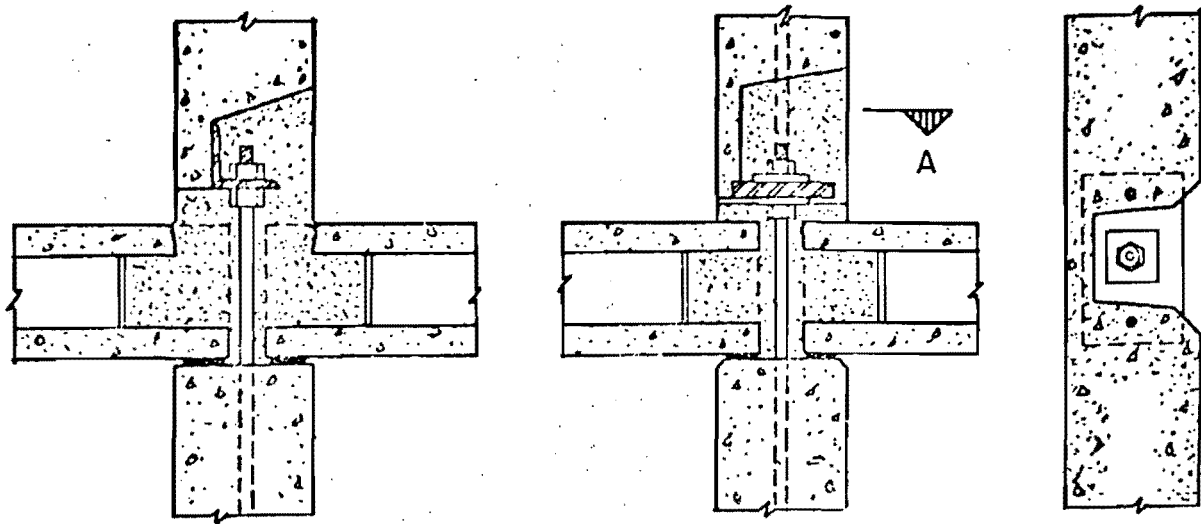
a) Sistema Jespersion (ref 16) b) Detalle similar con viga perimetral (ref 17)

Fig 2.19 Conexión horizontal empleada en la Práctica Danesa.



a) Continuidad vertical (2 por panel) b) Liga entre losas

Fig 2.20 Sistema Tersons (ref 16)



Tornillo empleado para nivelación y erección

Tornillo empleado para proporcionar continuidad vertical

Fig 2.21 Conexiones atornilladas y con mortero (ref 3)

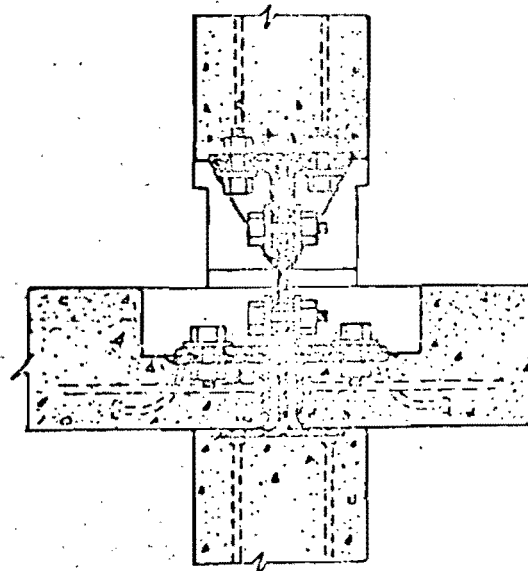
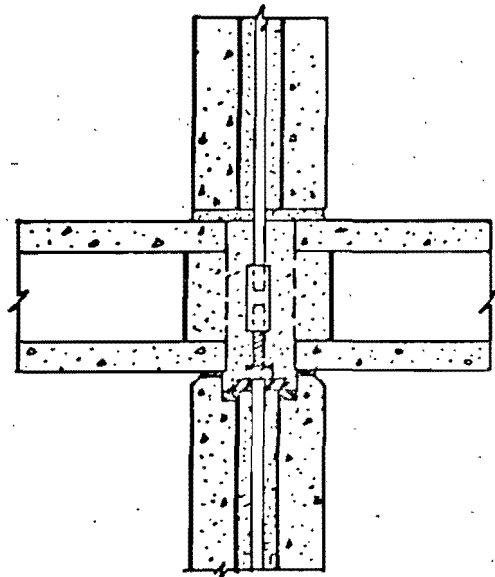
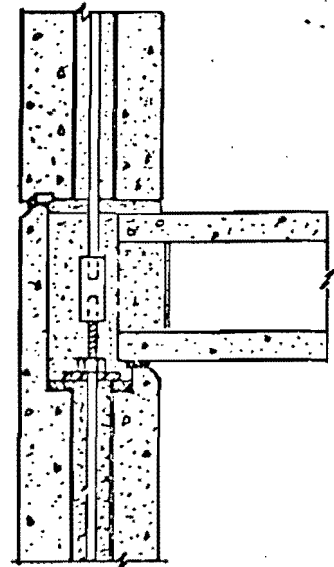


Fig 2.22 Conexiones atornilladas y sin mortero (dos por panel) (ref 18)

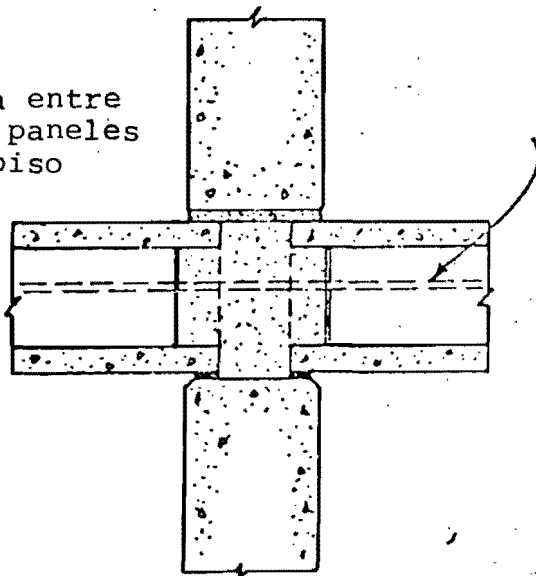


a) Conexión interior

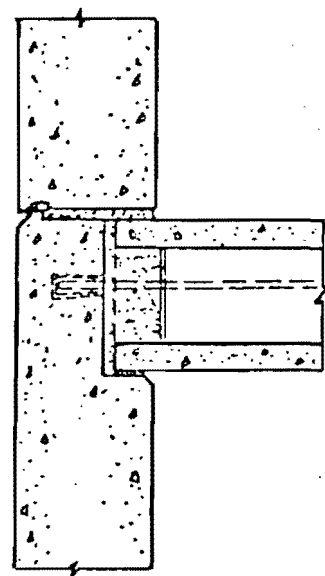


c) Conexión exterior

liga entre
los paneles
de piso



b) Resto de la conexión interior



d) Resto de la conexión exterior

Fig 2.23 Conexiones postensadas (ref 3)

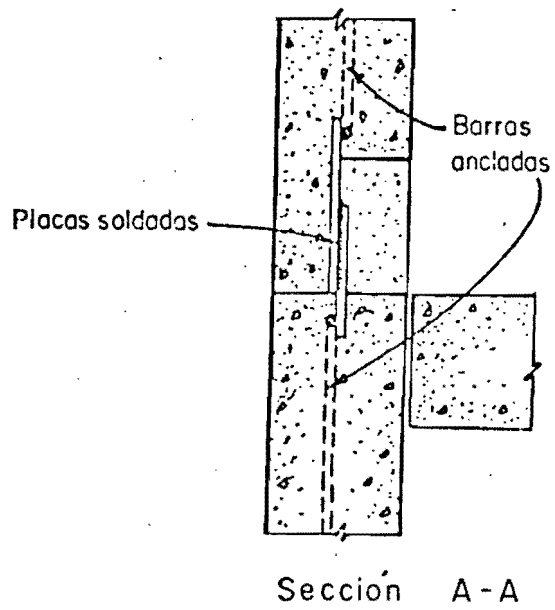
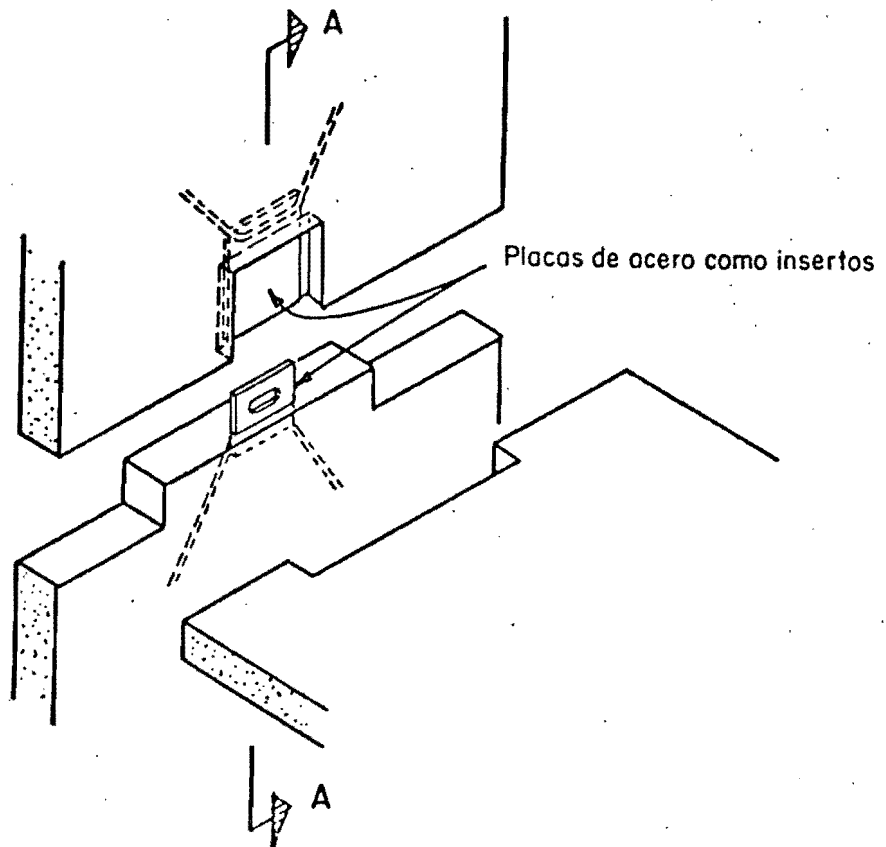


Fig 2.24 Conexiones soldadas (ref 10)

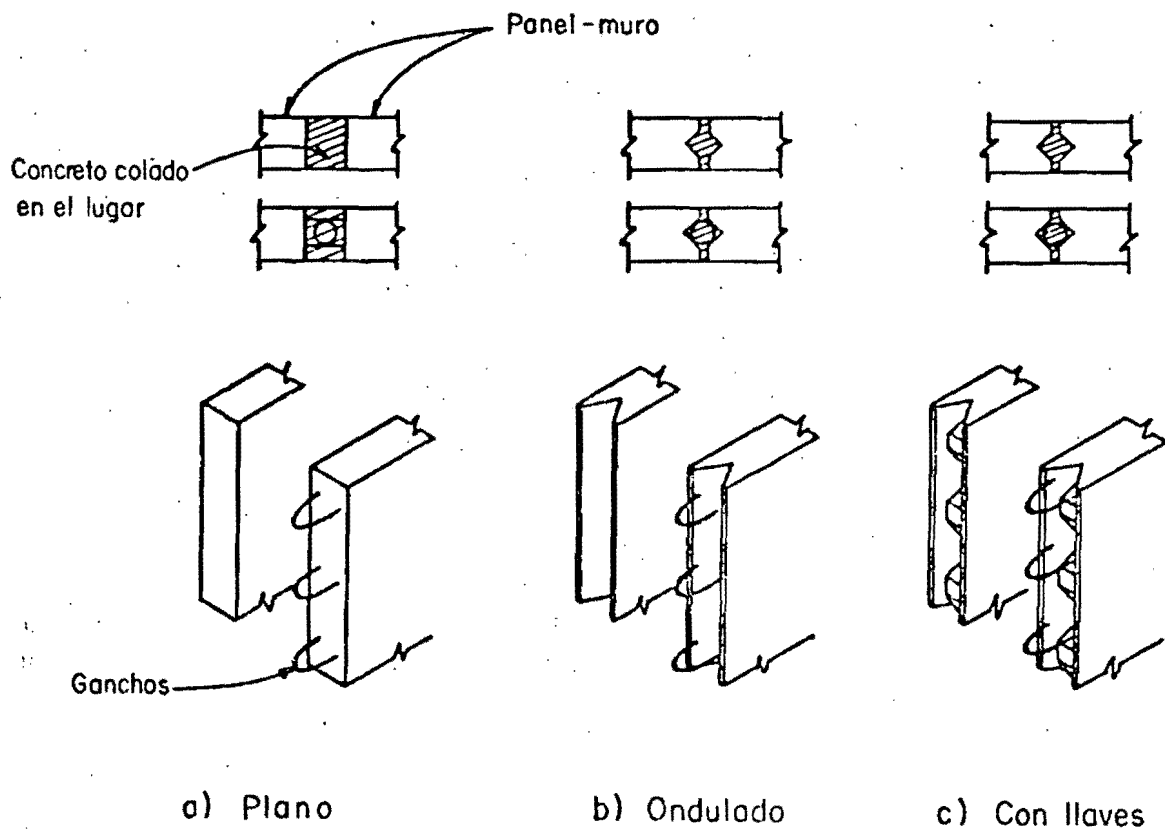
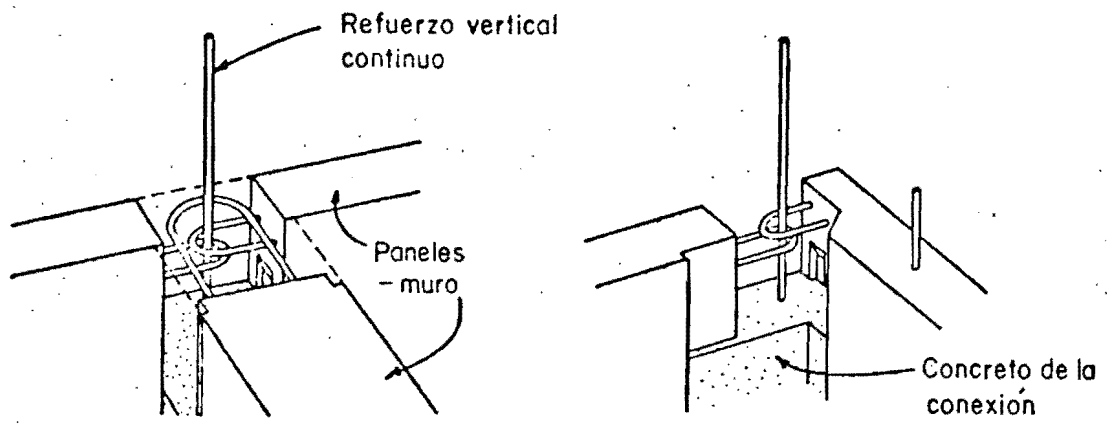
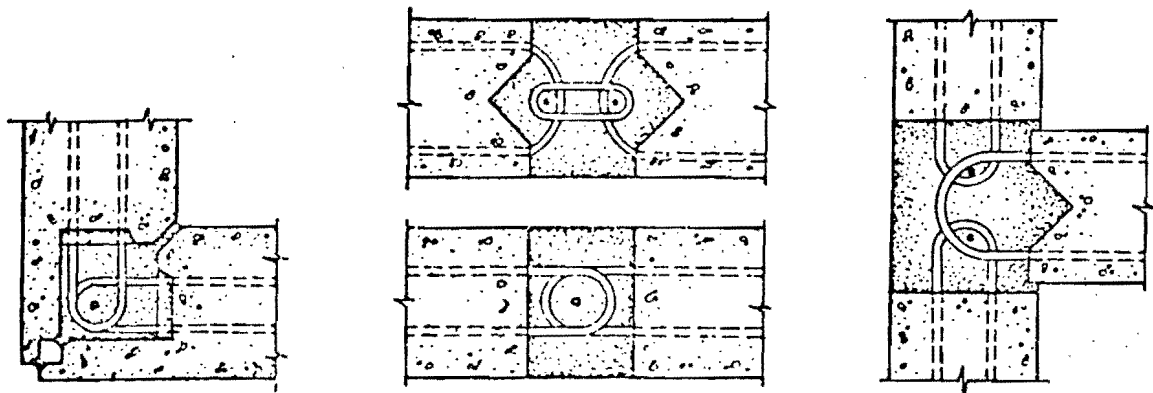


Fig 2.25 Detalles de conexiones verticales muro-muro con mortero (ref 8)



a) Detalles del sistema Bison (ref 15)



b) Conexión de esquina (ref 18)

c) Alternativas en las configuraciones (ref 1)

d) Practica polaca (ref 1)

Fig 2.26 Conexiones verticales con ganchos

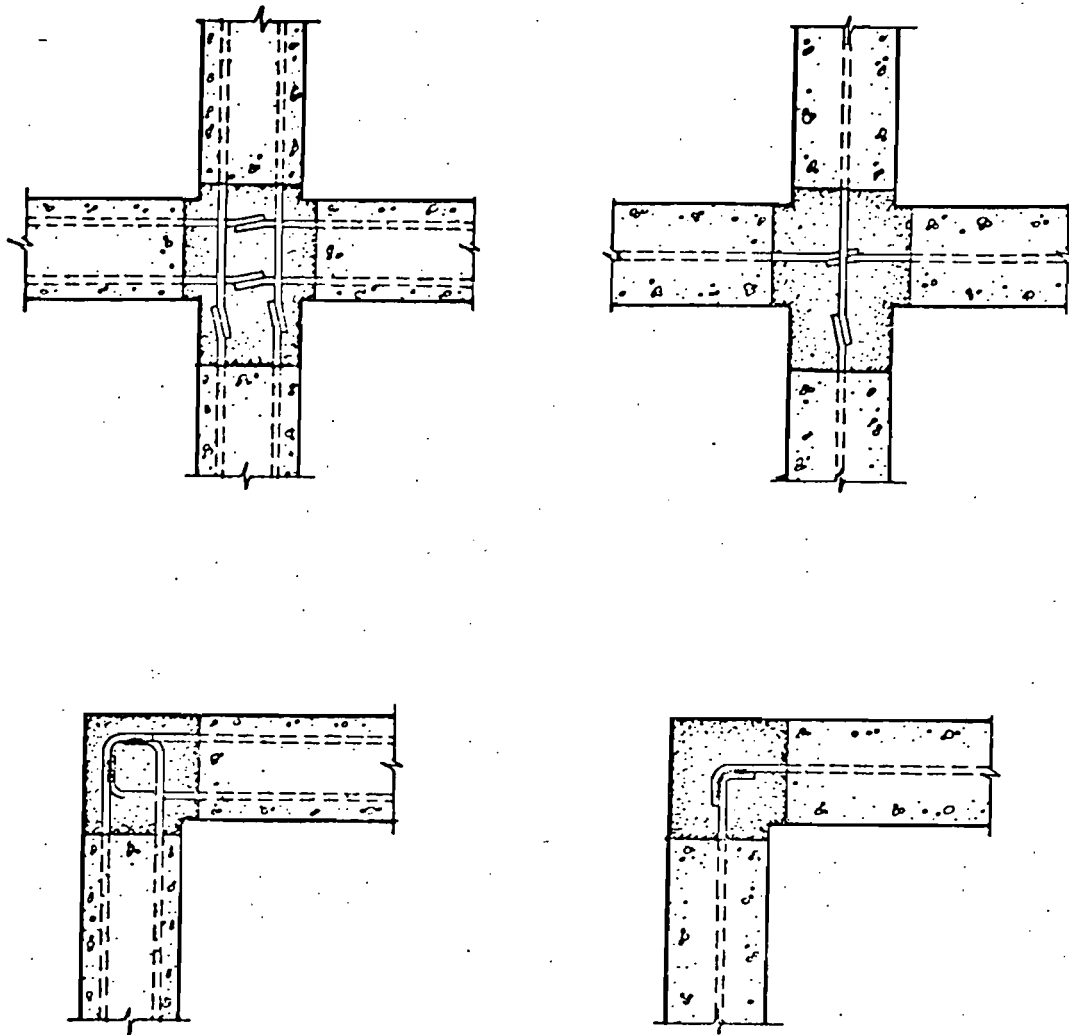
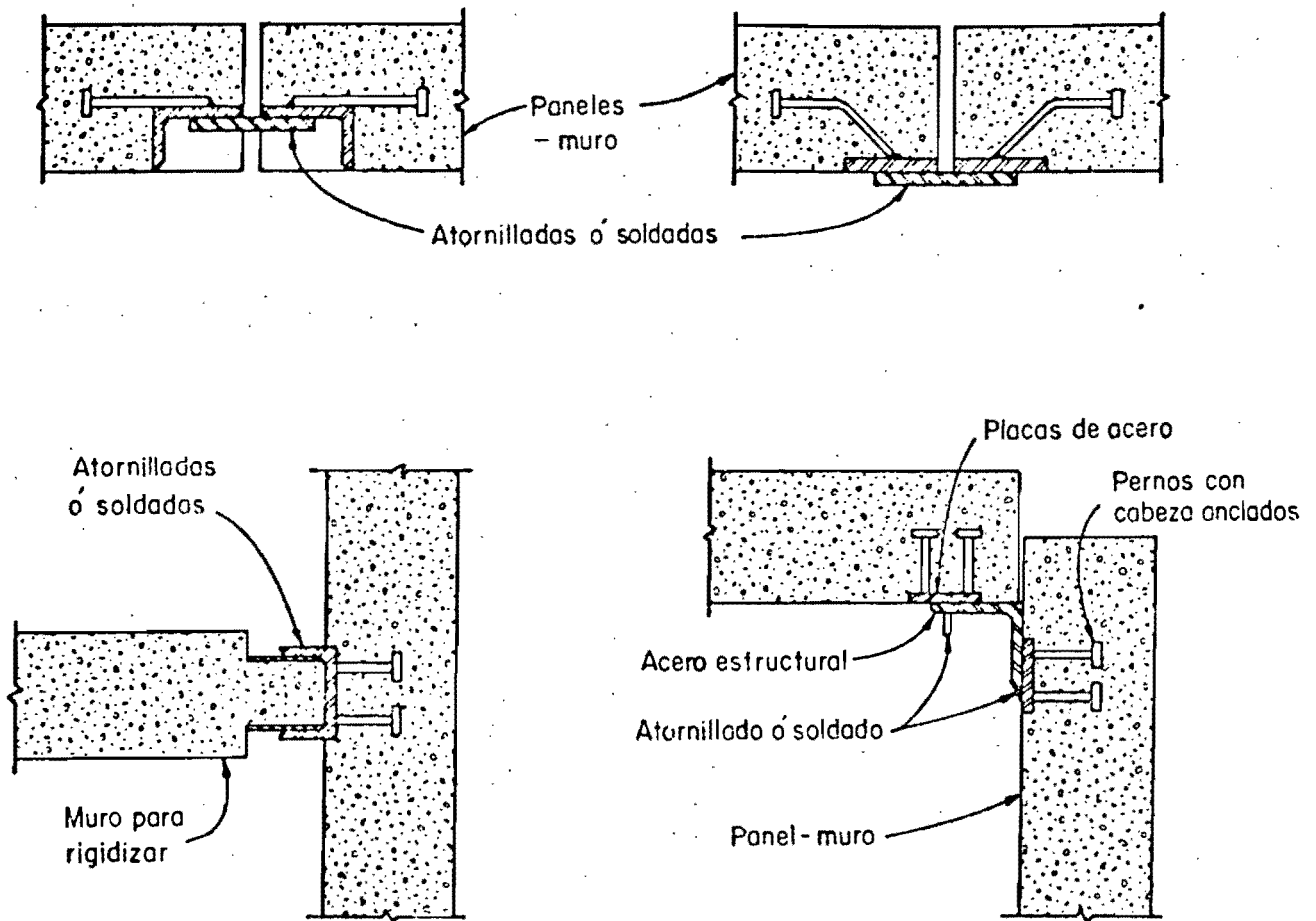
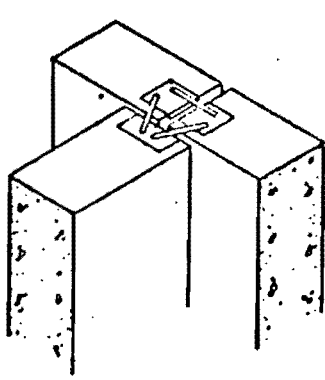


Fig 2.27 Conexiones verticales con varillas soldadas (ref 10)

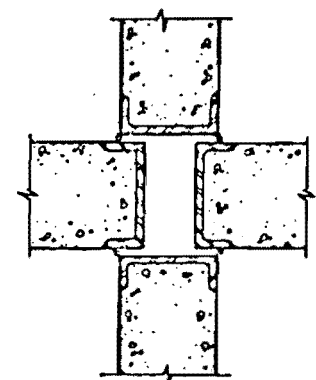
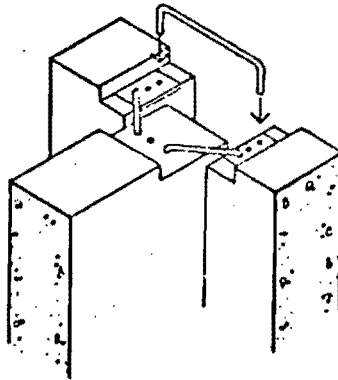


Nota: Las conexiones atornilladas pueden requerir ranuras horizontales para permitir movimientos

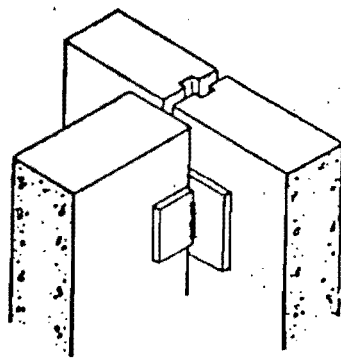
Fig 2.28 Conexiones verticales soldadas o atornilladas (ref 8)



a) Barras de liga soldadas a placas chogadas
(ref 1)

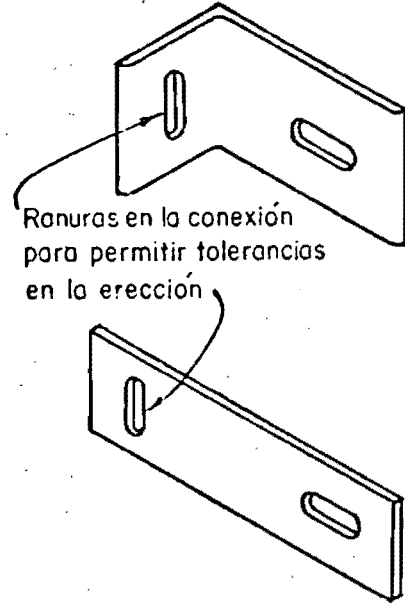
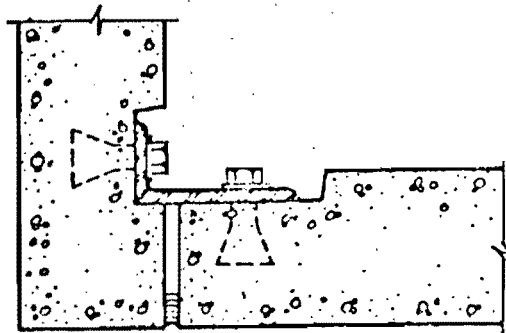
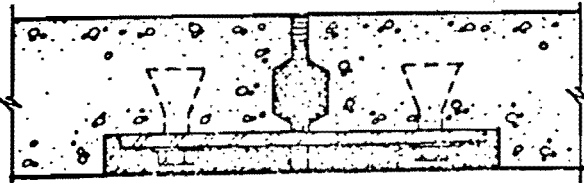
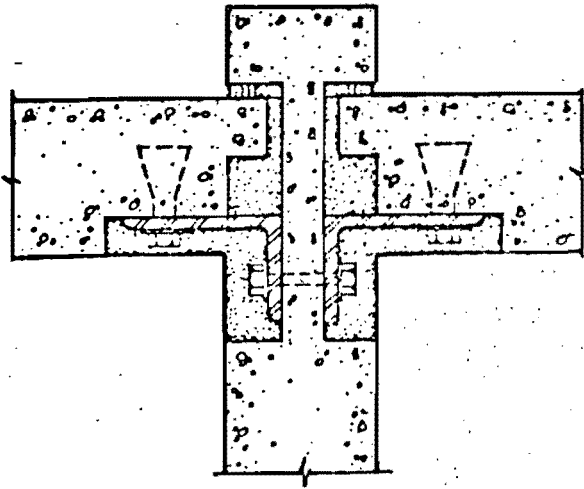


b) Canales soldados
(ref 12)



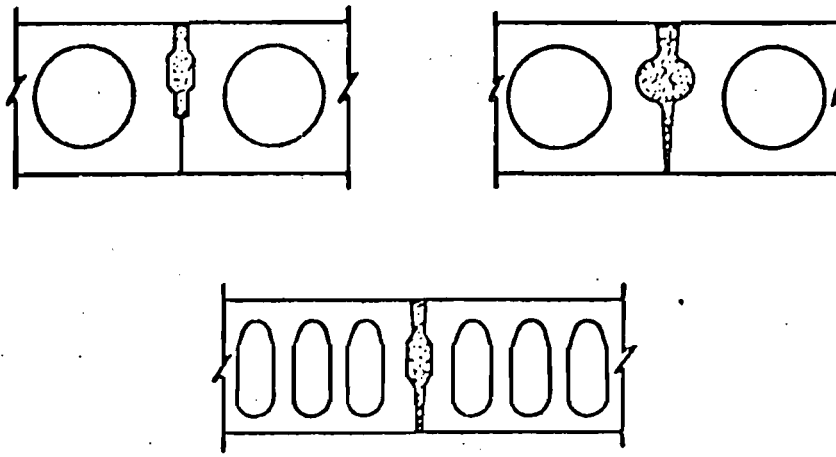
c) Placas de acero soldadas
(ref 1)

Fig 2.29 Conexiones verticales soldadas



Ranuras en la conexión
para permitir tolerancias
en la erección

Fig 2.30 Conexiones verticales atornilladas (ref 3)




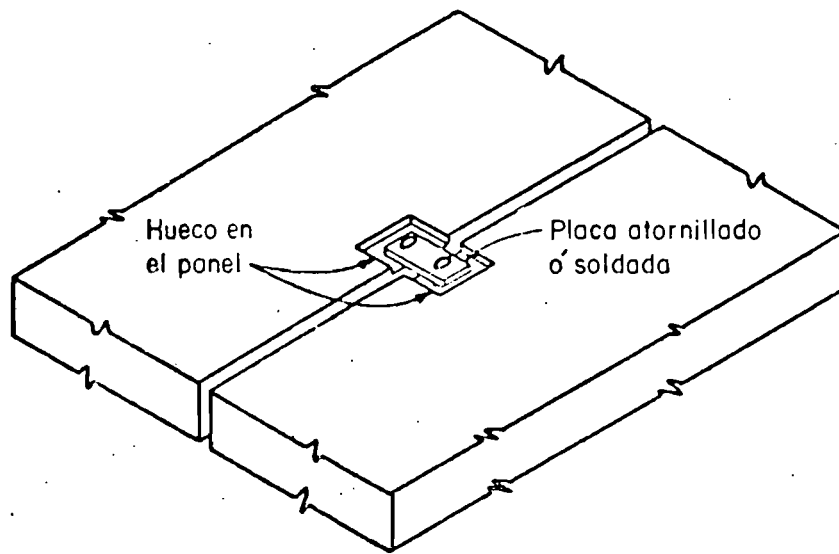
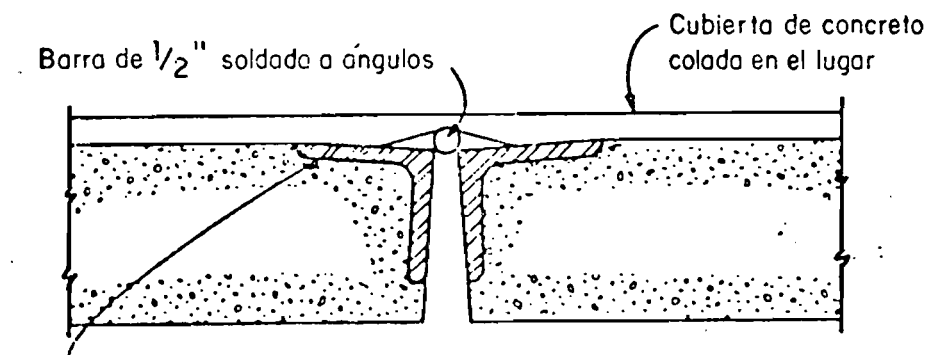
 Indica mortero colado en el lugar

Fig 2.31 Conexión losa-loša con mortero (ref 8)



Placa atornillada



pequeñas longitudes de ángulo coladas en las unidades de piso

Barra soldada

Fig 2.32 Unión losa-loša empleando tornillos o barras soldadas (ref 8)

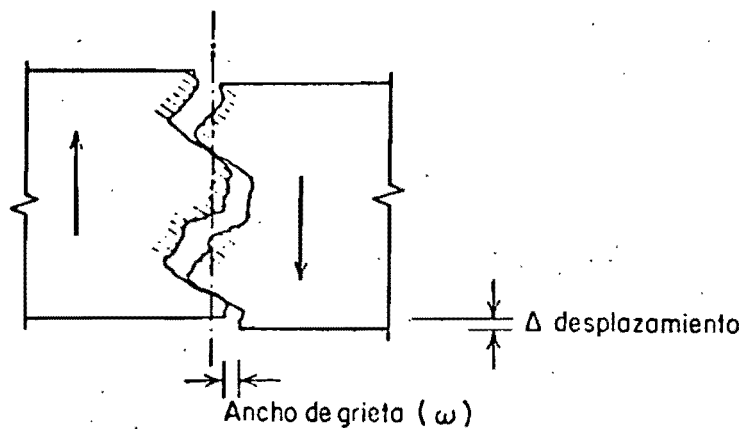


Fig 3.1 Rugosidades entre superficies de concreto

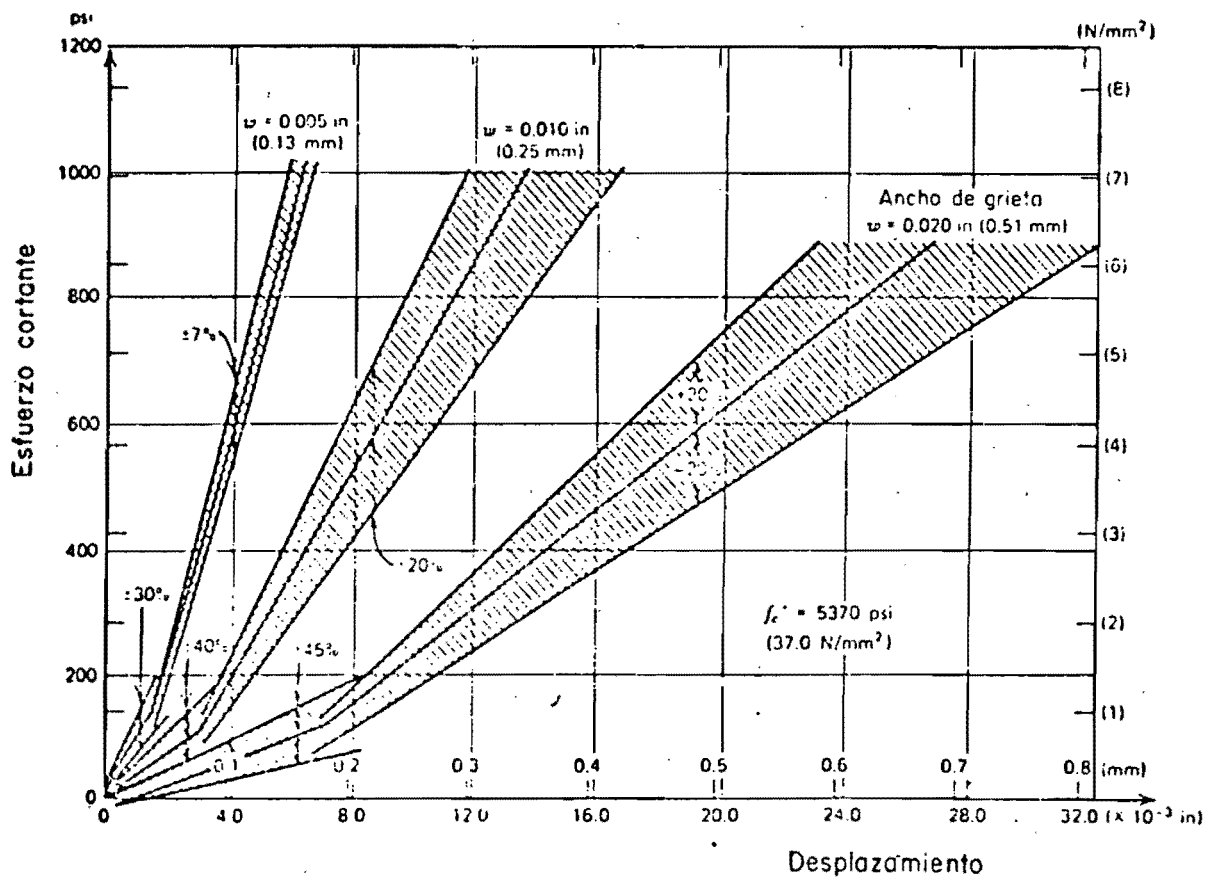
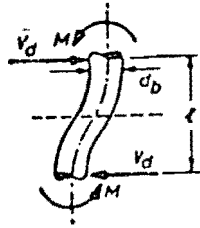


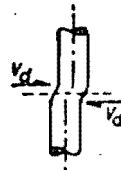
Fig 3.2 Relaciones esfuerzo cortante-desplazamiento producidas por dos superficies rugosas (ref 27)



Flexión

$$V_d = \frac{2M}{l} = \frac{4d_b}{3\pi} \frac{A_s f_y}{l}$$

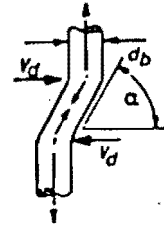
a)



Cortante

$$V_d = \frac{A_s f_y}{\sqrt{3}}$$

b)

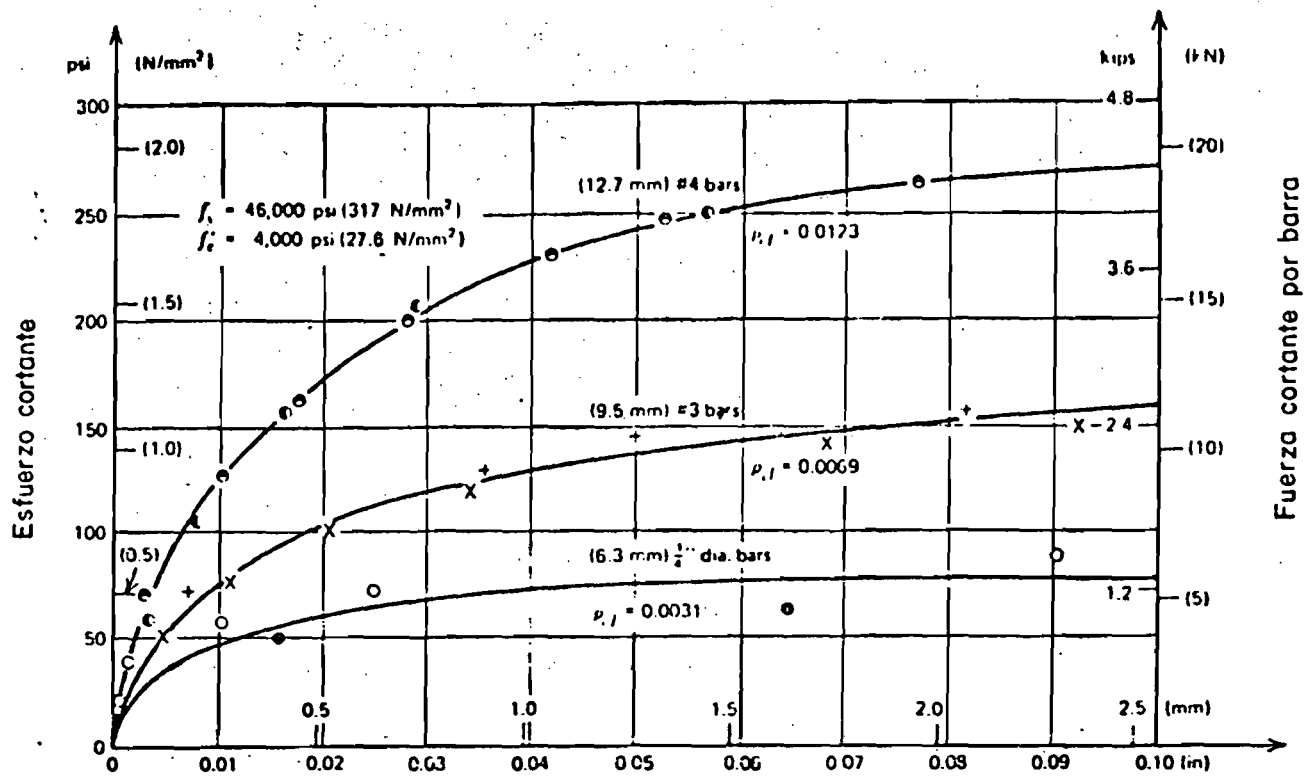


Kinking

$$V_d = A_s f_y \cos \alpha$$

c)

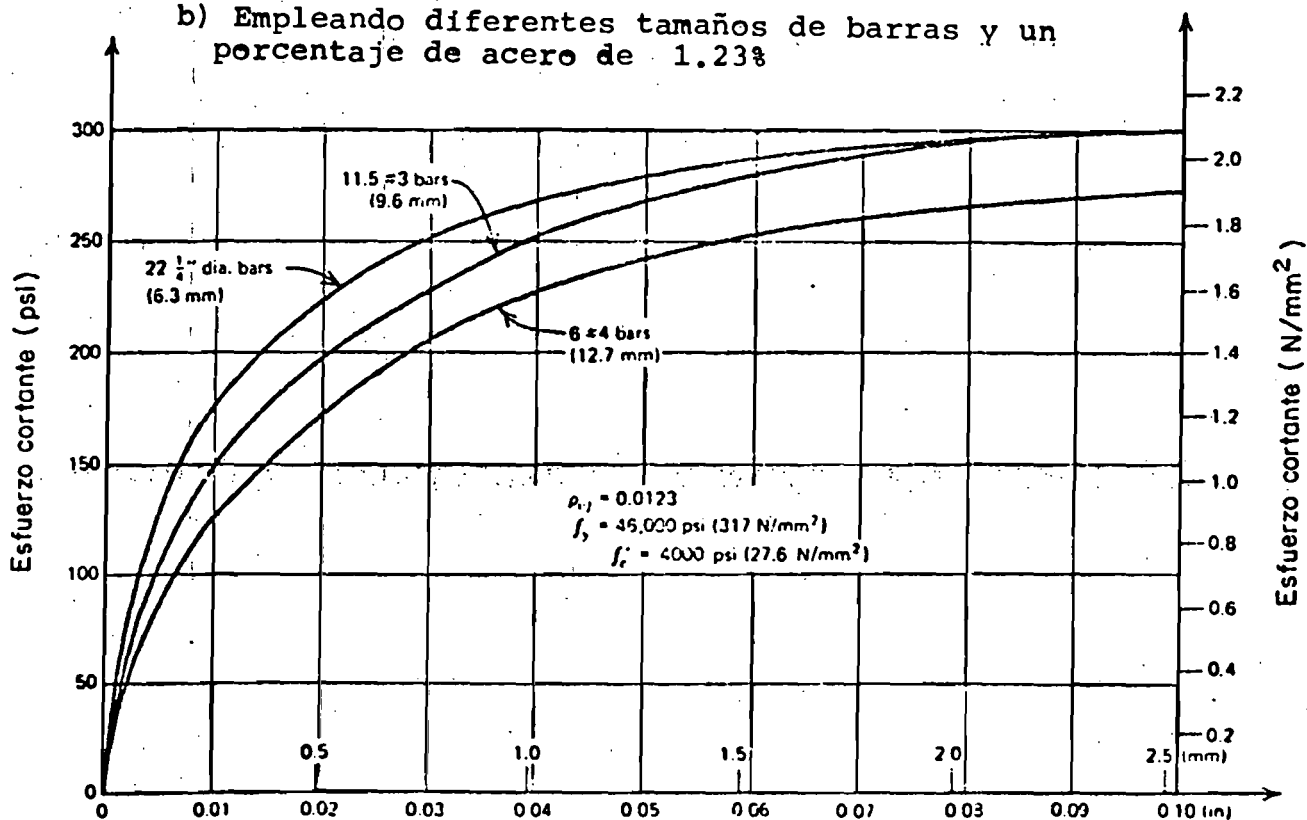
Fig 3.3 Participación de la varilla en la acción "dowel" (ref 28)



a) Variando el porcentaje de acero

Deslizamiento

b) Empleando diferentes tamaños de barras y un porcentaje de acero de 1.23%



Deslizamiento

Fig 3.4 Relaciones esfuerzo cortante-deslizamiento debidas a la acción "dowel" (ref 29)

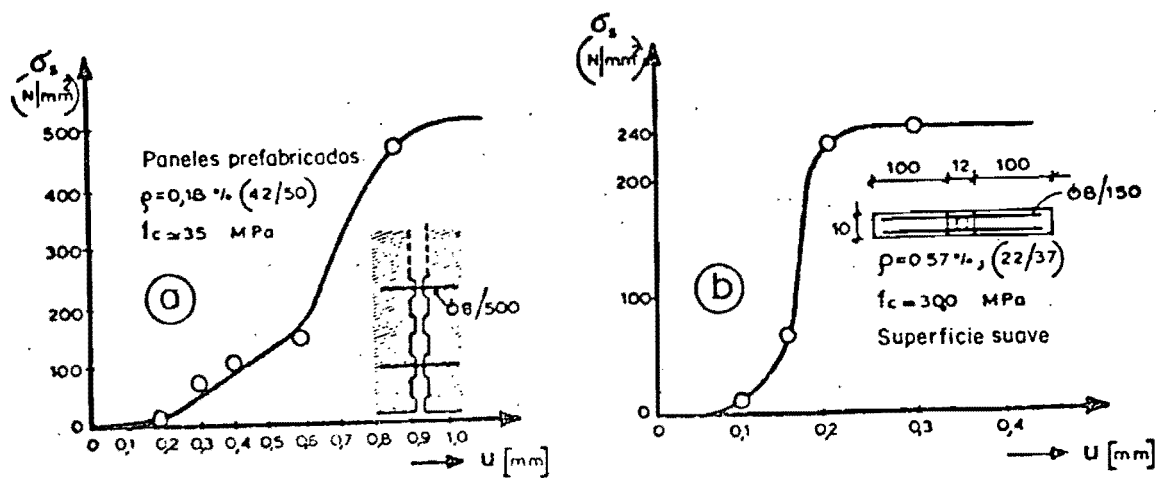


Fig 3.5 Relaciones, esfuerzo en el acero transversal-deslizamiento, variando el porcentaje de acero (ref 30)

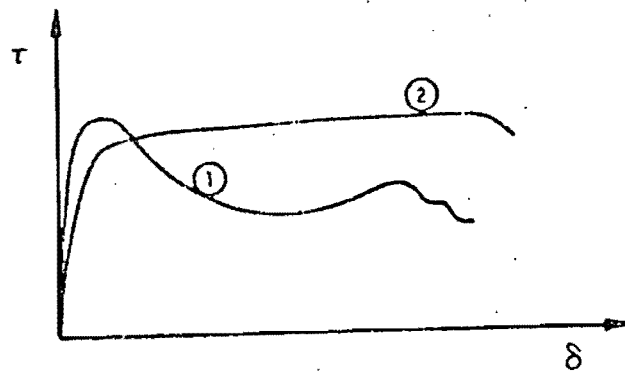


Fig 3.6 1 Curva típica para paneles con llaves de cortante
 2 Curva típica para paneles con bordes planos (ref 4)

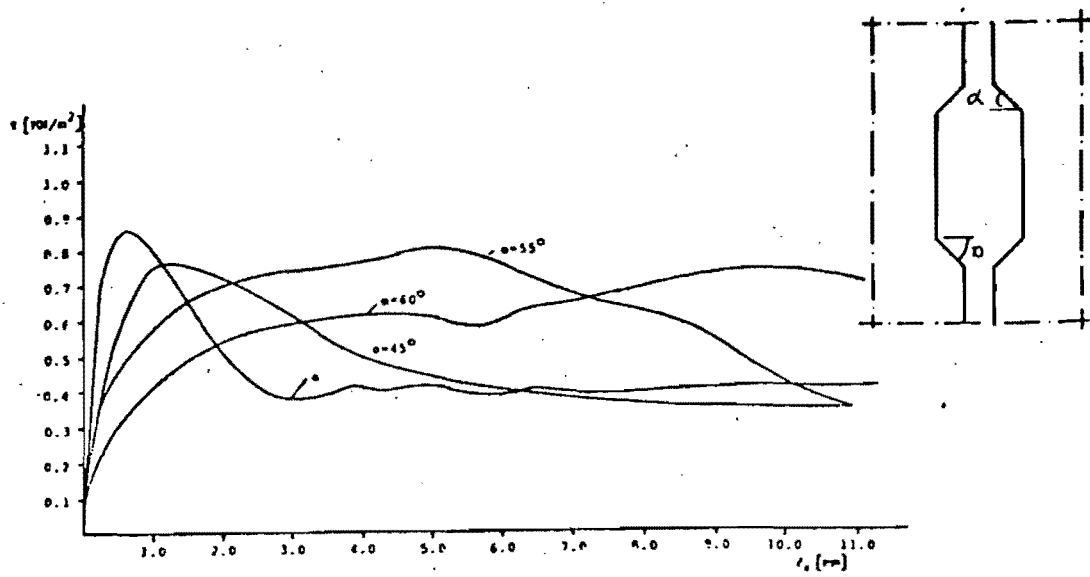


Fig 3.7 Efecto del cambio de ángulo α en el comportamiento ante carga monótonica de una conexión con llaves de cortante (ref 33)

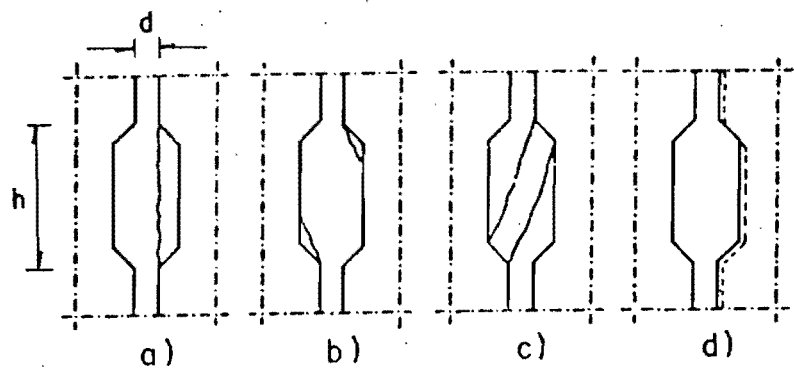


Fig 3.8 Modos de falla del mortero de una conexión con llaves de cortante

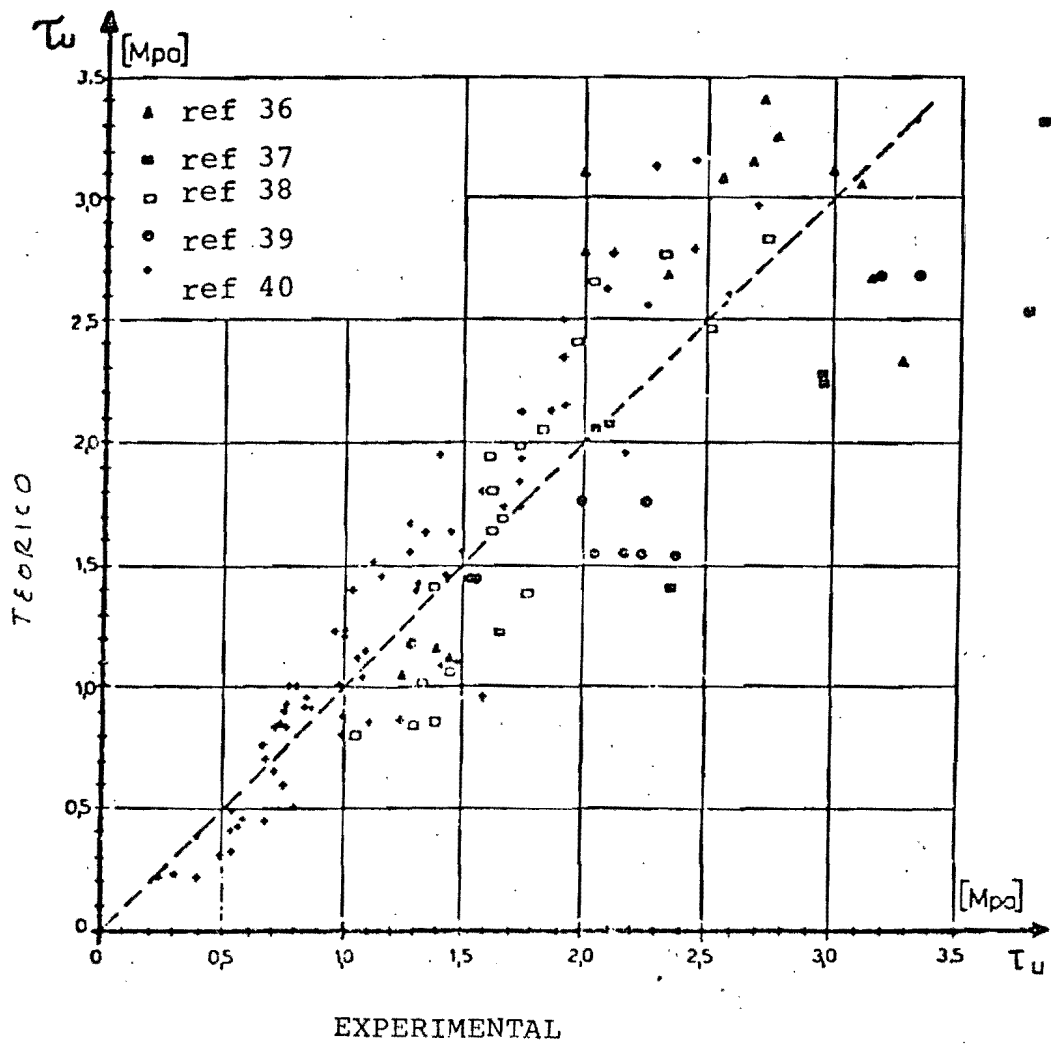


Fig 3.9 Aproximación de la ecuación que se presenta en la sección 3.5 para el cálculo de la resistencia a cortante de conexiones con llaves de cortante (ref 36)

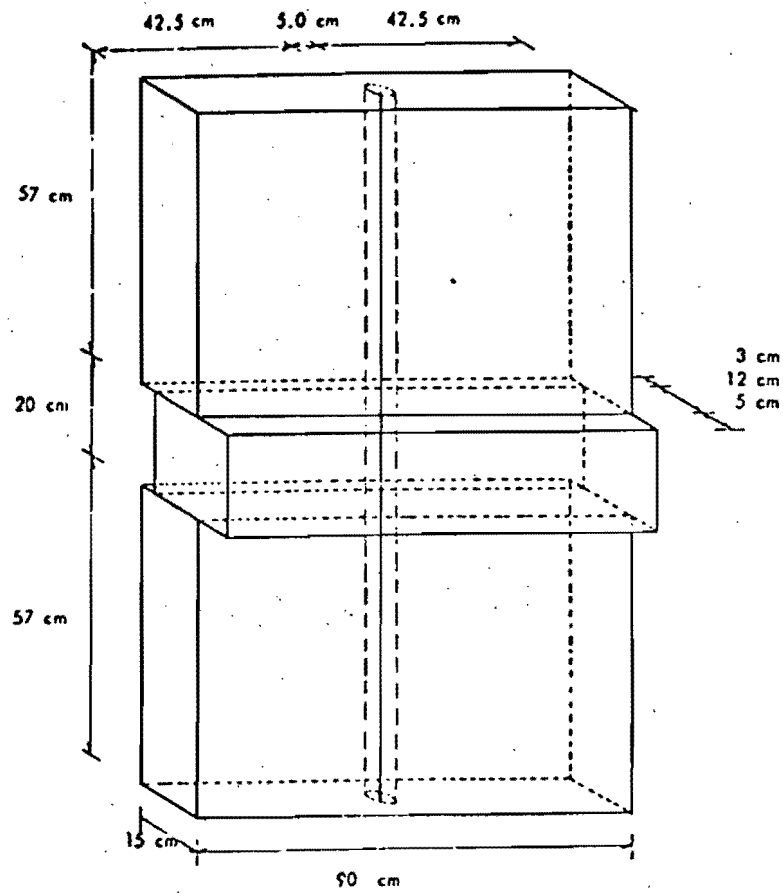


Fig 3.10 Espécimen de ensaye de la ref 46

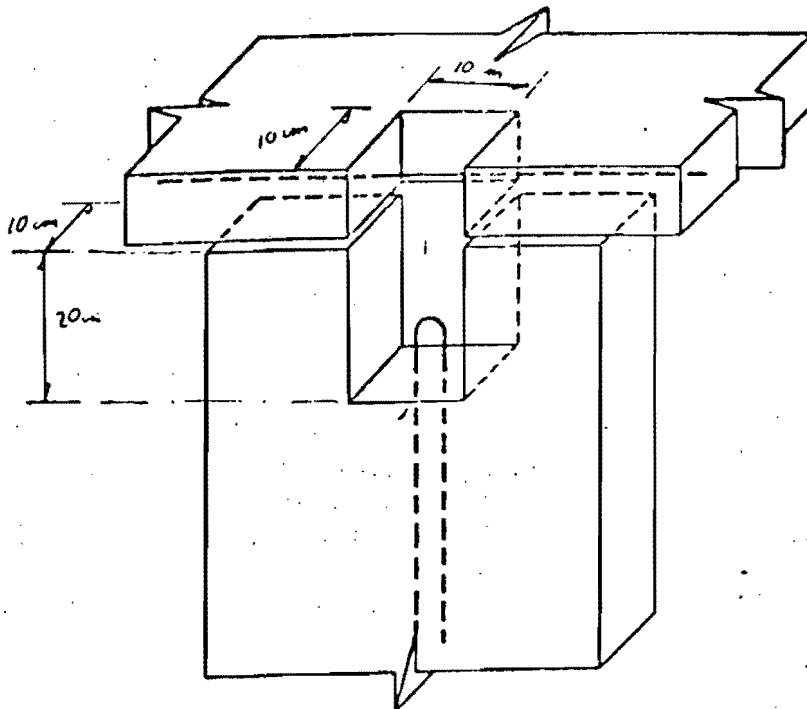


Fig 3.11 Croquis de la conexión de la ref 47

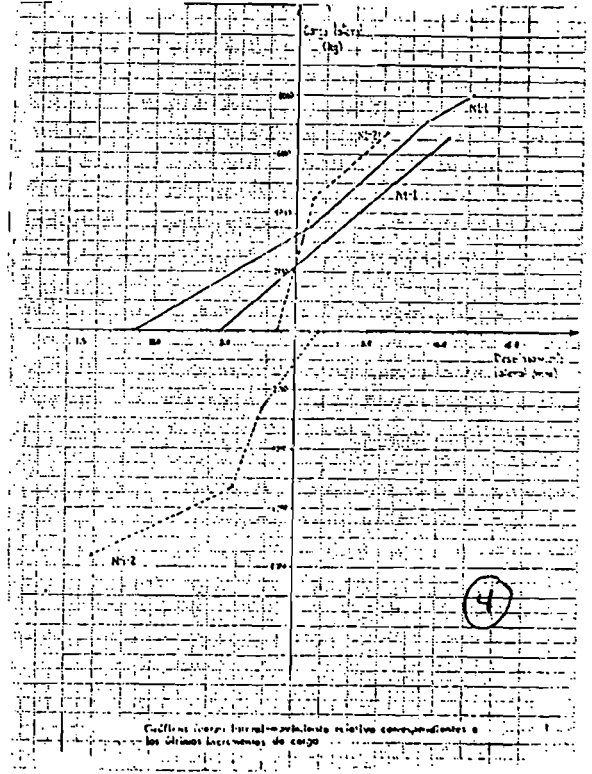
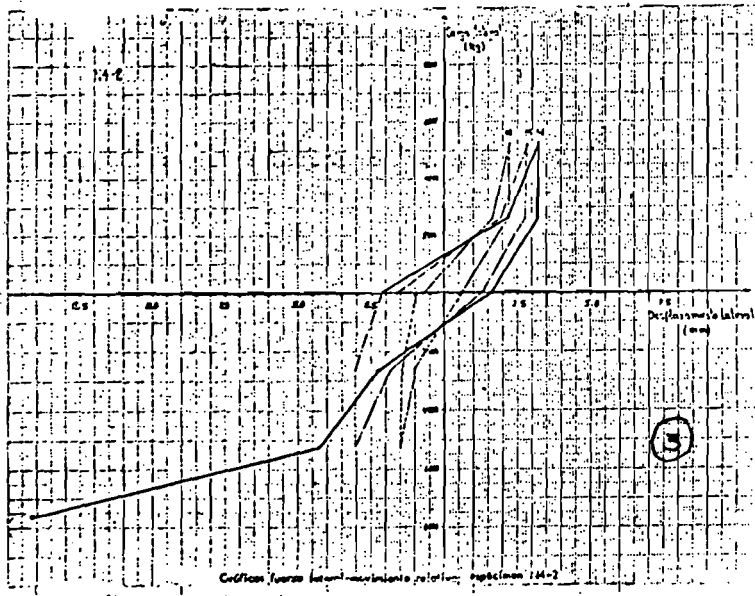
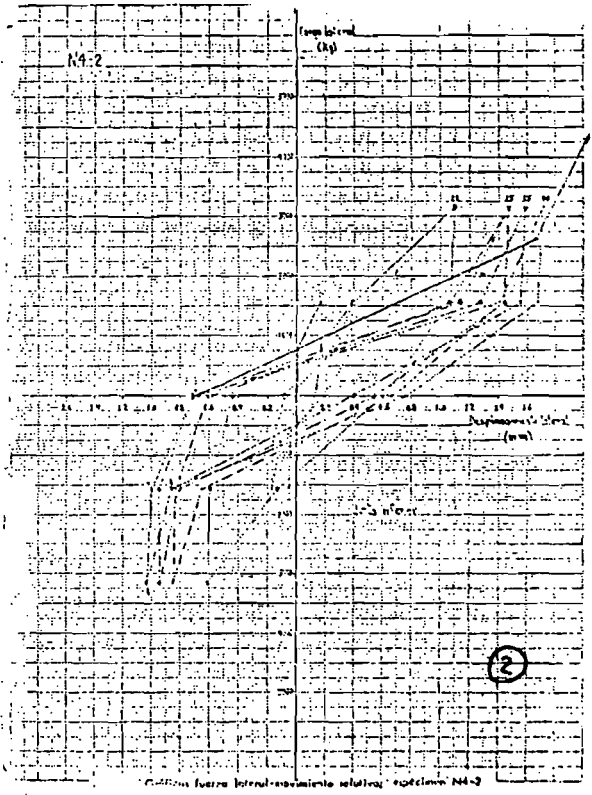
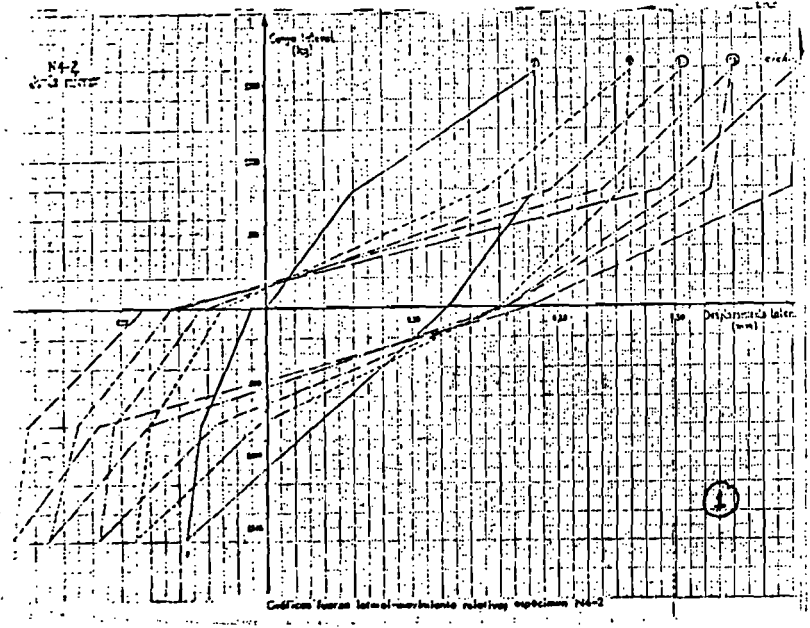


Fig 3.12 Comportamiento observado del espécimen N4-2 ,reportado en la referencia 46

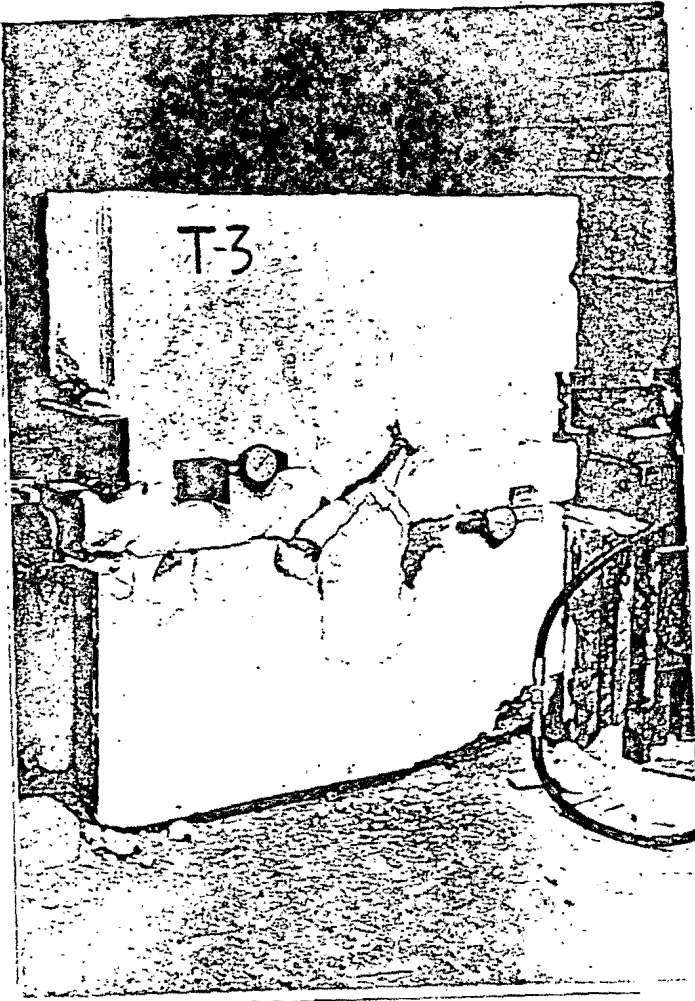


FIG. 3.13

FALLA POR TENSION DIAGONAL

(REF. 47)

FIG. 3.14

FALLA POR CORTANTE DIRECTO

(REF. 47)



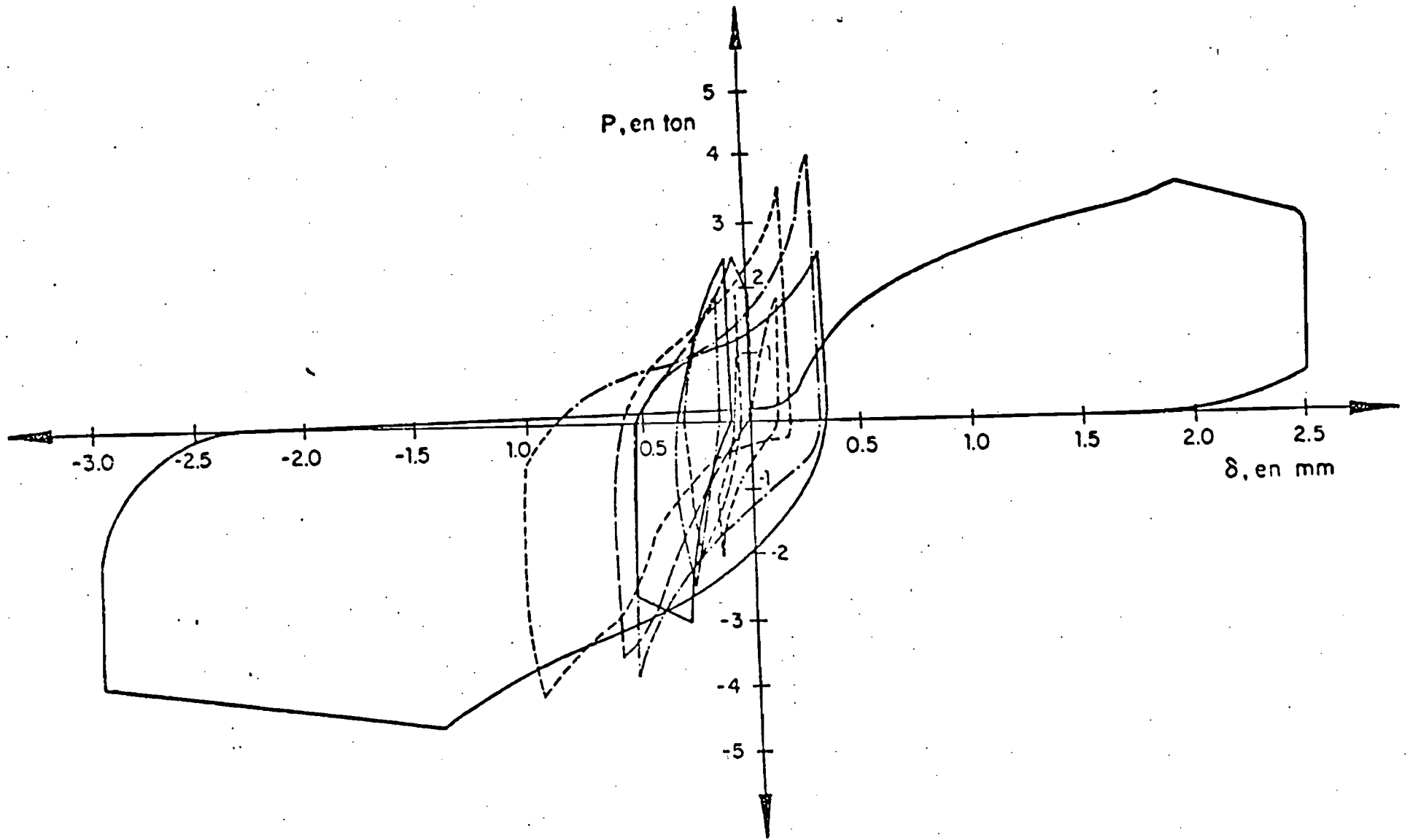


Fig 3.15 Gráfica P- δ del espécimen L-2 (ref 47).

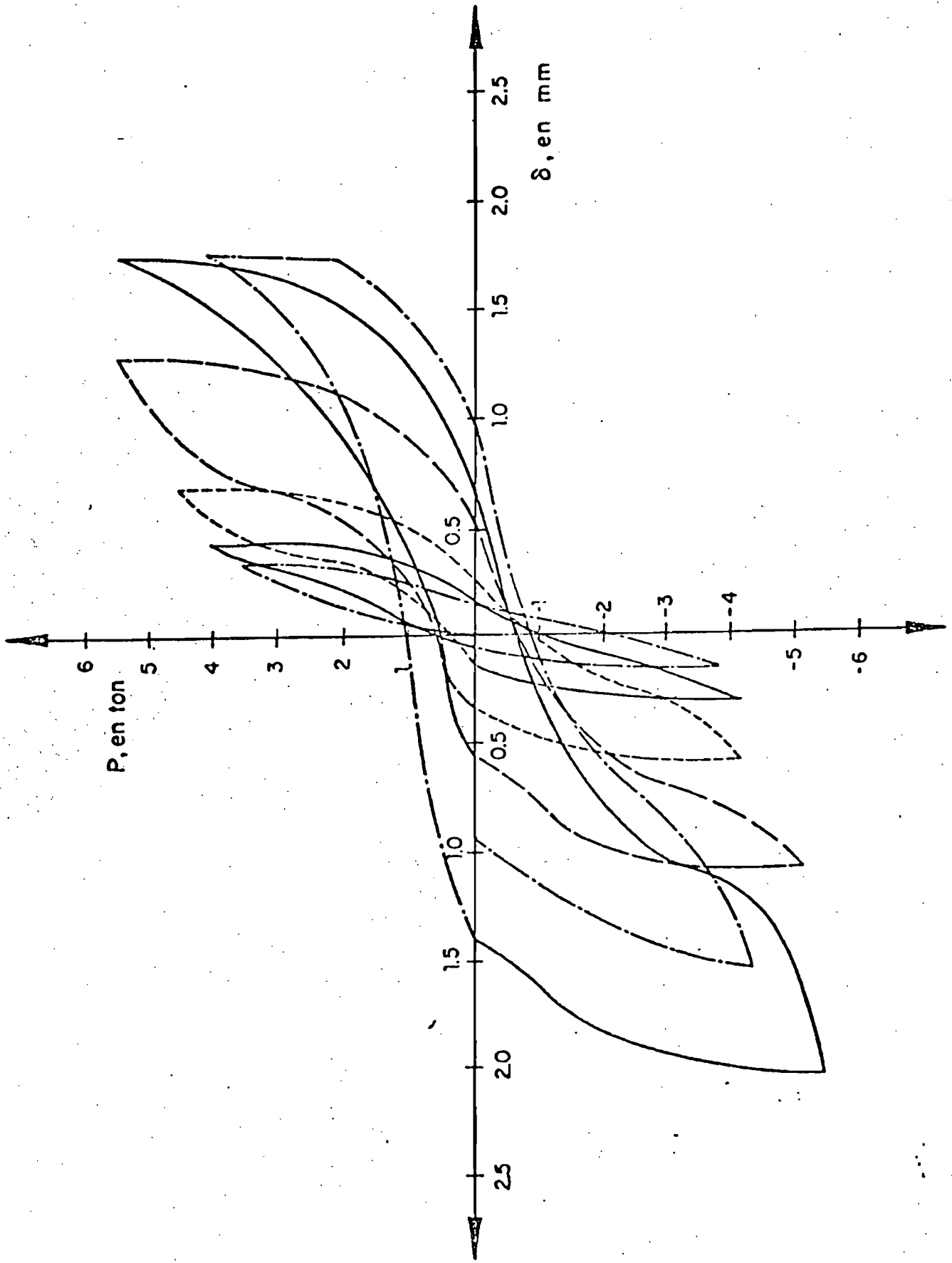


Fig 3.16 Gráfica P- δ del espécimen T-3 (ref 47).

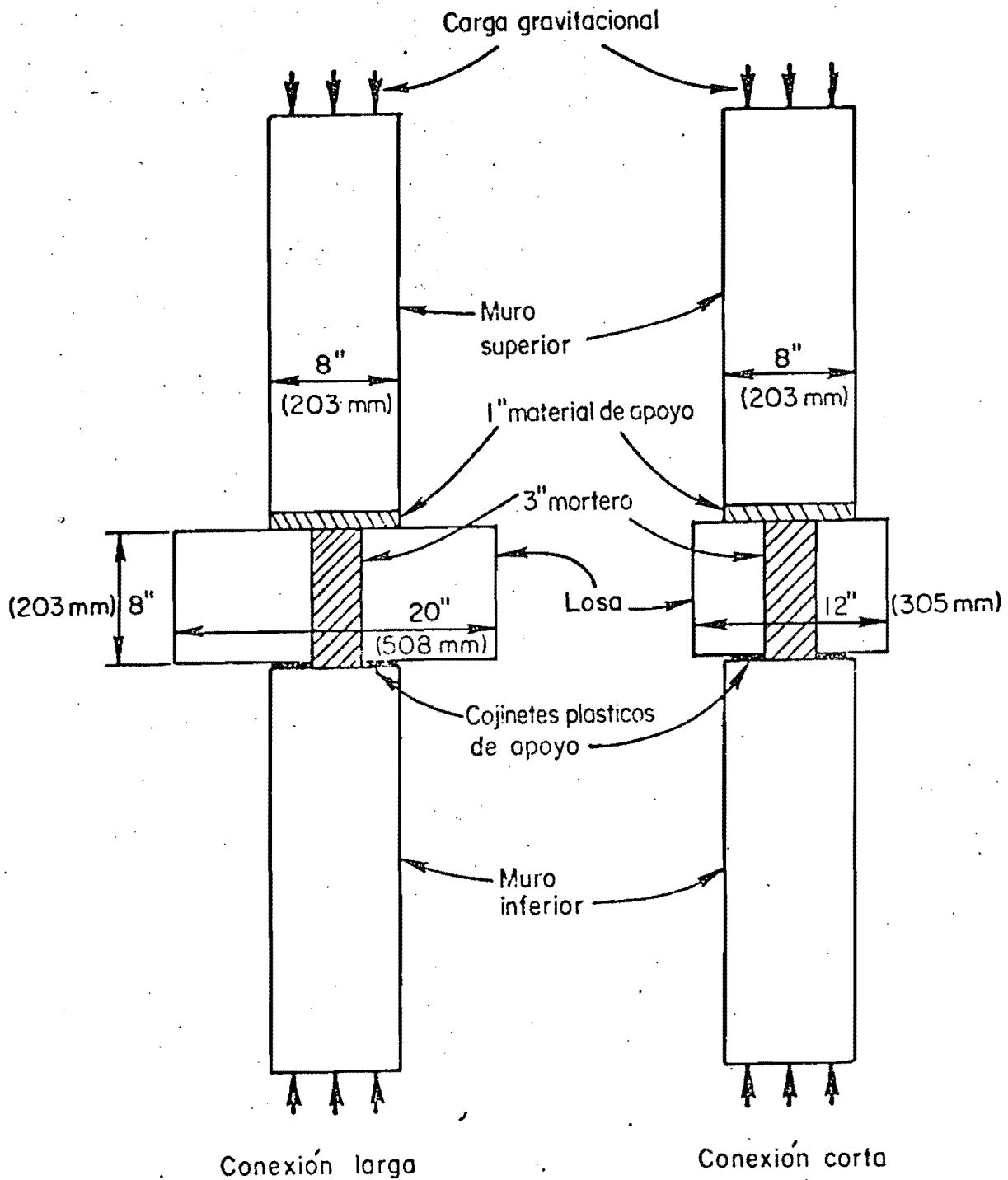


Fig 3.17 Sección transversal de los espécimenes de la ref 48

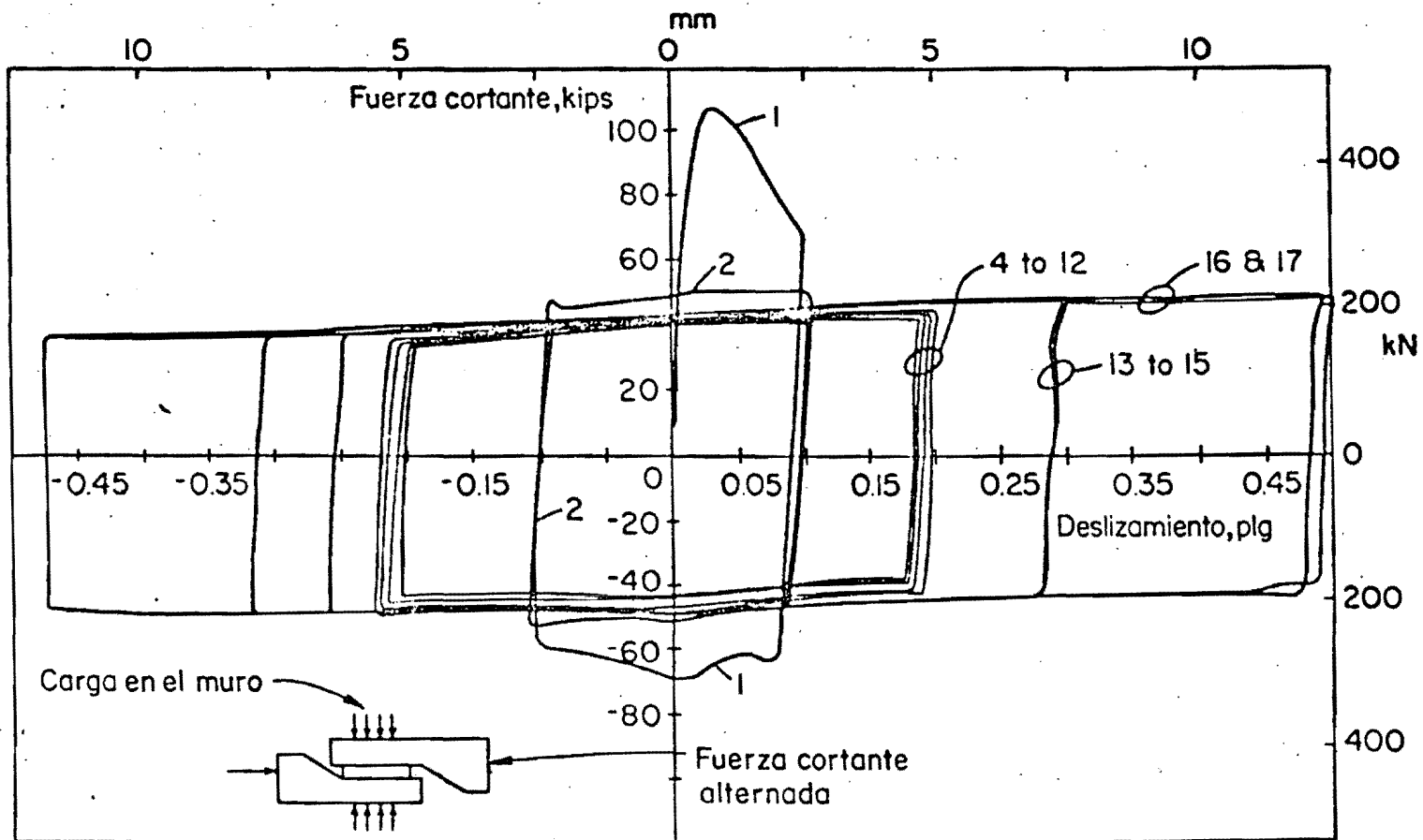


Fig 3.18 Ciclos, fuerza - deslizamiento, para el espécimen con la conexión de mayor longitud de la ref 48

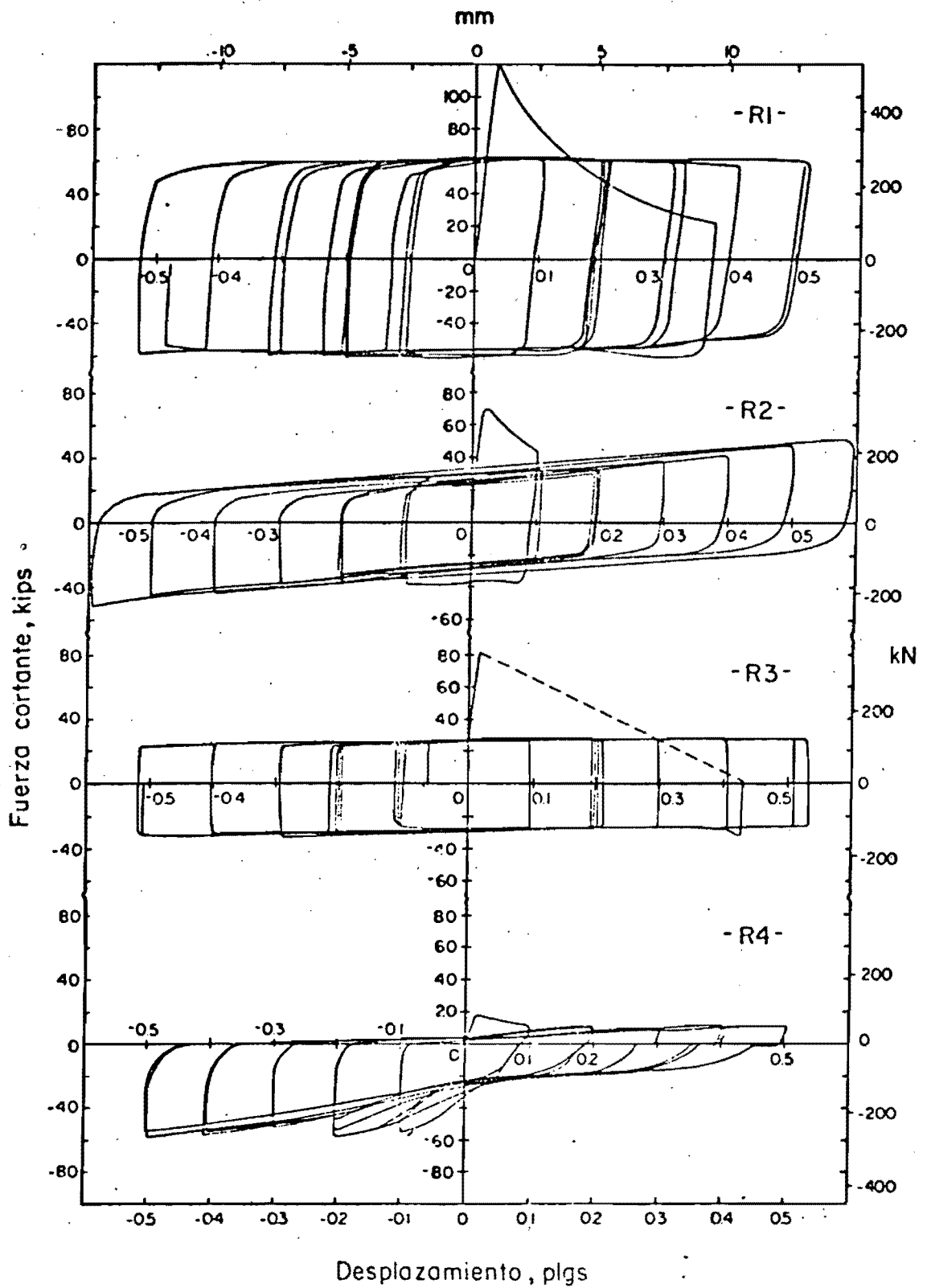


Fig 3.19 Ciclos, fuerza - deslizamiento, para los especímenes con conexiones cortas (ref 48)

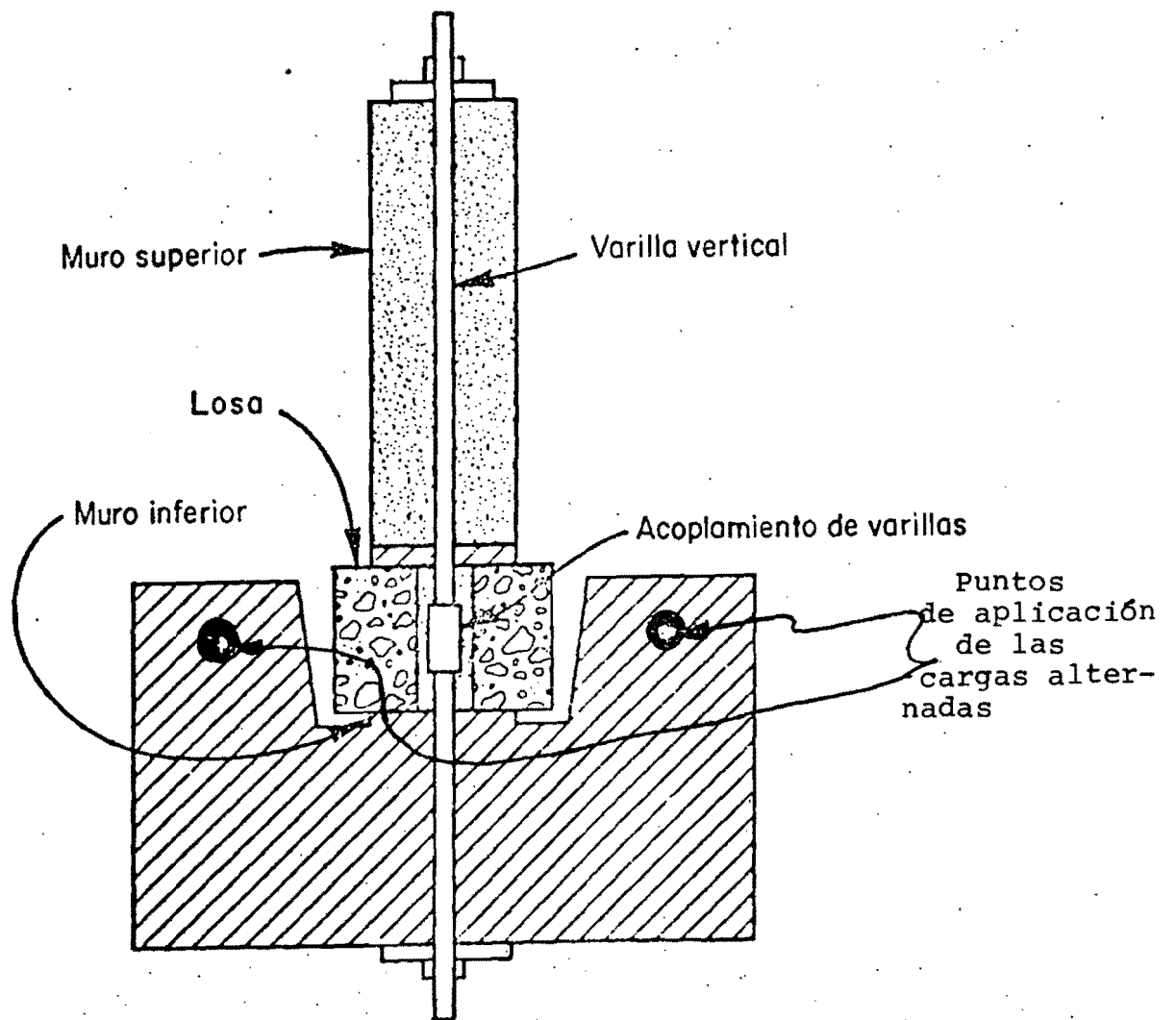


Fig 3.20 Especímenes con conexiones cortas de la ref 48

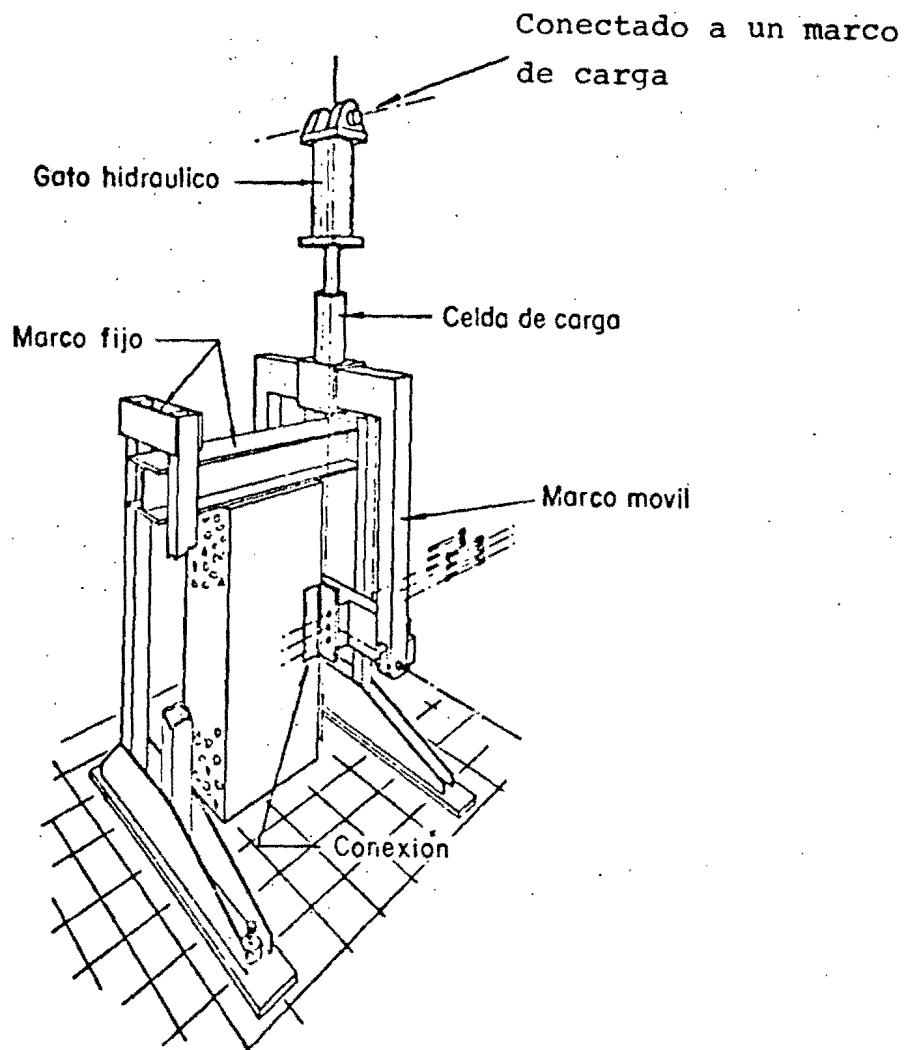


Fig 3.22 Sistema de ensaye para conexiones soldadas reportado en la ref 52

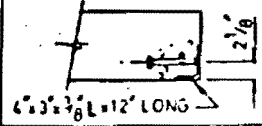
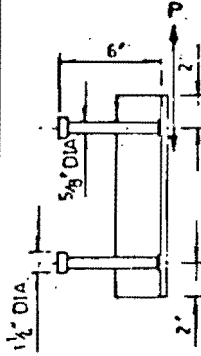
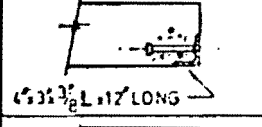
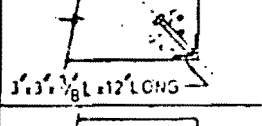
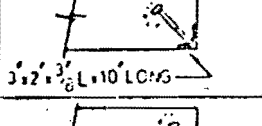
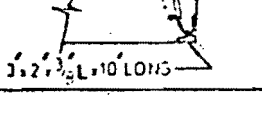
CONEXION	DETALLES DEL ANCLAJE DE LOS PERNOS EN EL PANEL	
A1		
A2, A3		
B1		
B2		
B3		

Fig 3.23 Detalles de anclaje para los especímenes de la ref 52

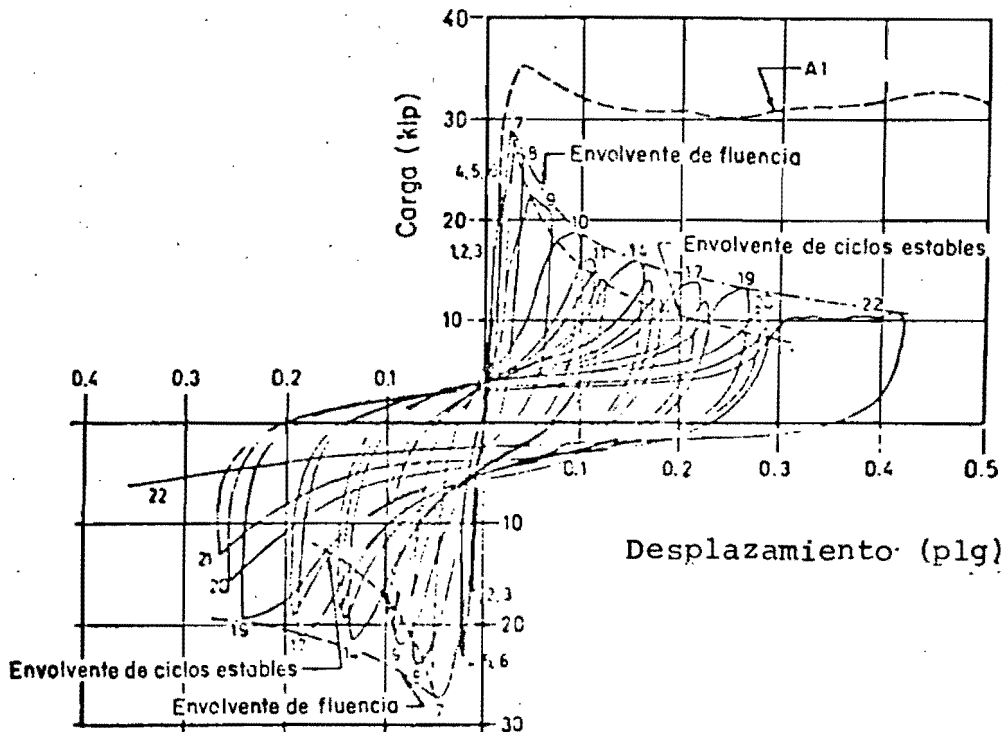


Fig 3.24 Especímenes A1 y A3 de la ref 52

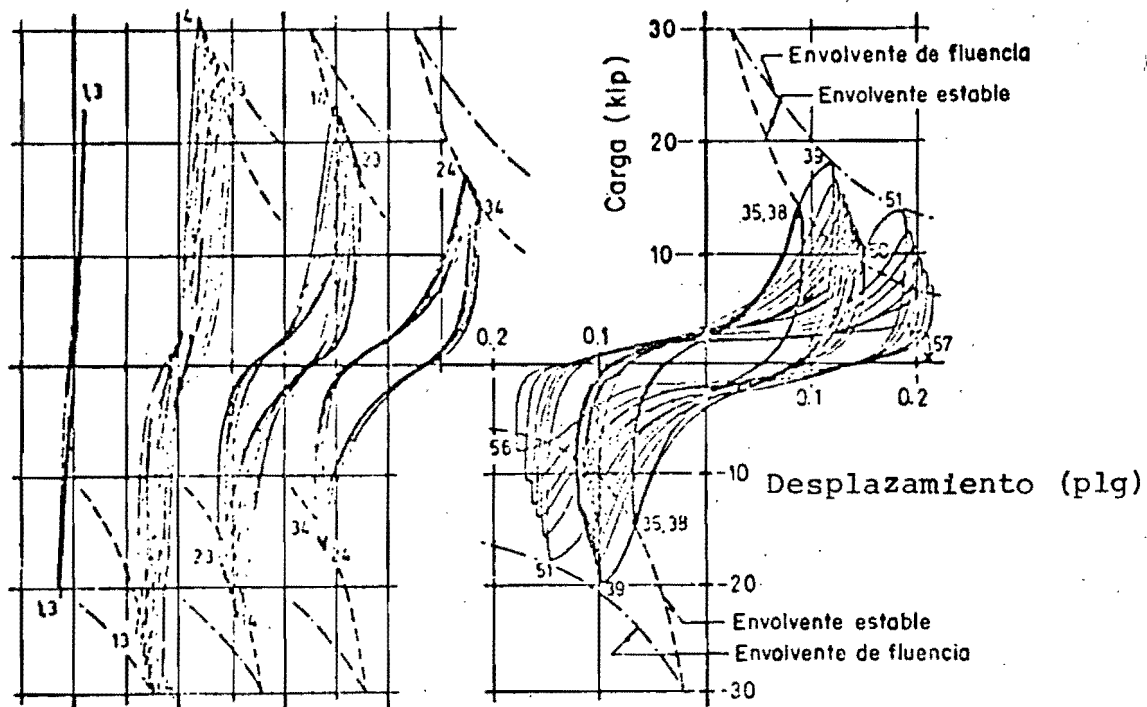


Fig 3.25 Ciclos, carga-deplazamiento, del espécimen A2 de la ref 52

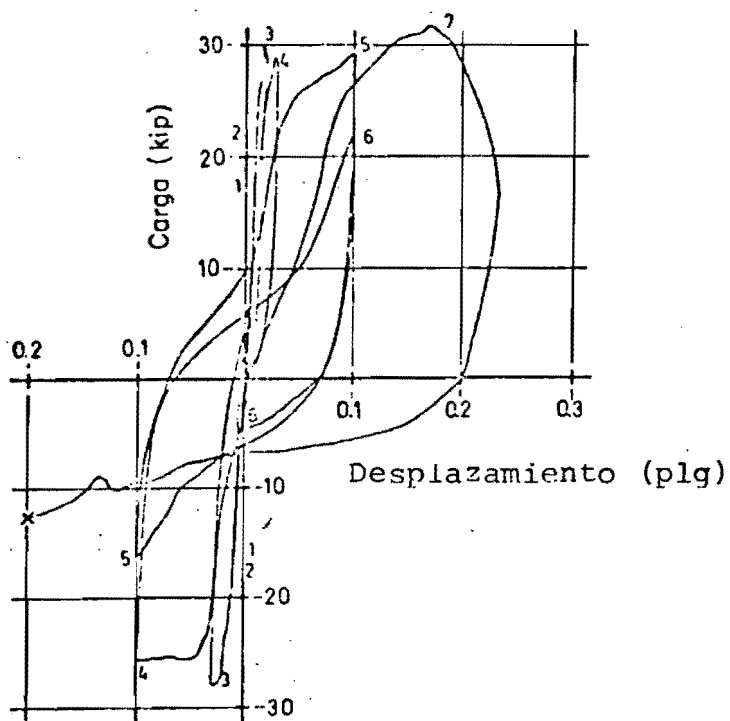


Fig 3.26 Ciclos, carga-desplazamiento, del espécimen B1 (ref 52)

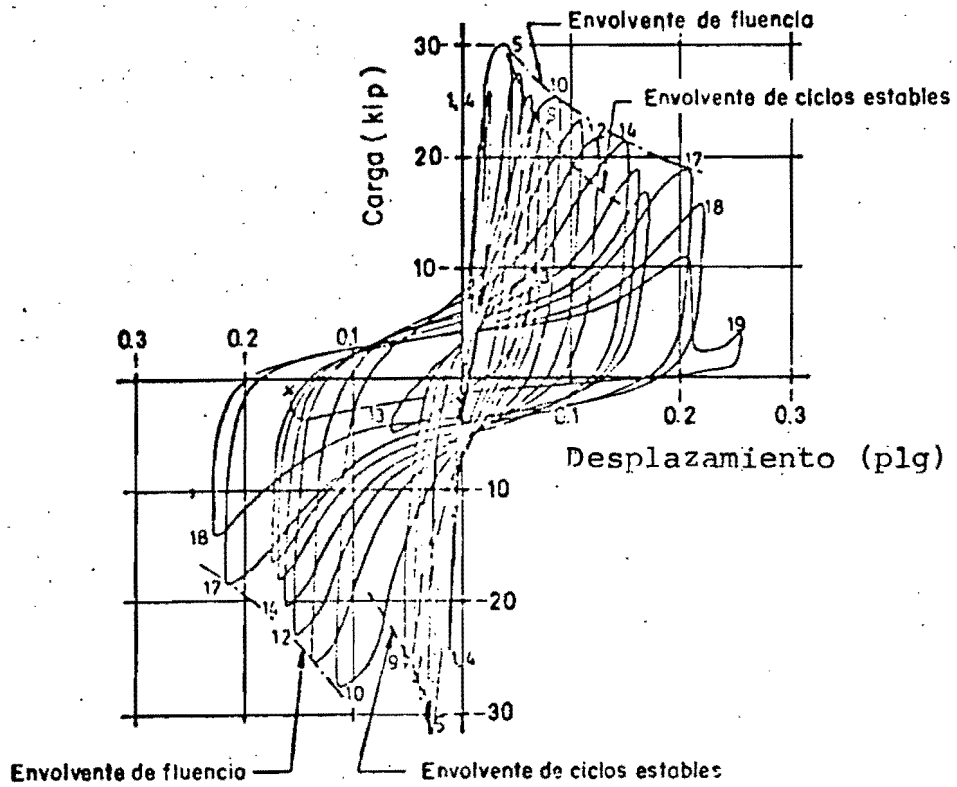


Fig 3.27 Ciclos, carga- desplazamiento, del espécimen B2 (ref 52)

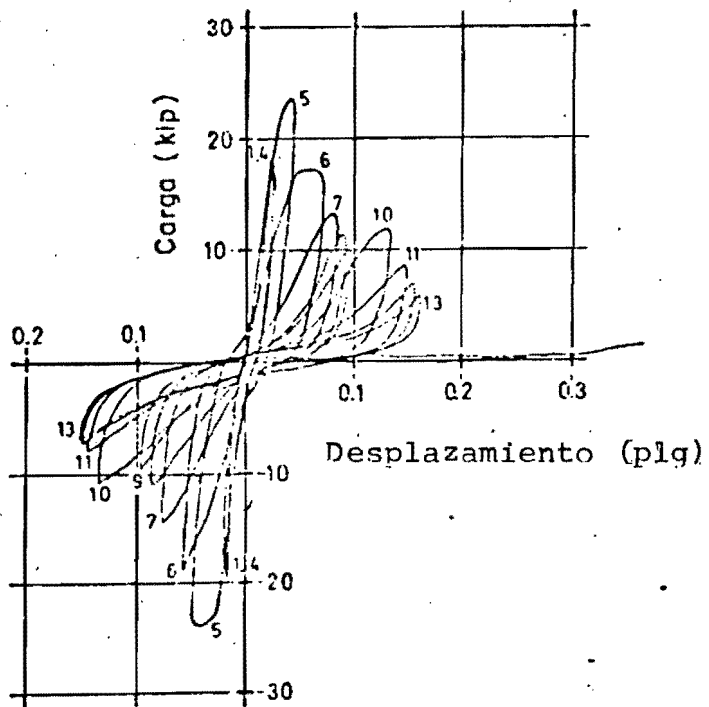


Fig 3.28 Ciclos, carga- desplazamiento, del espécimen B3 (ref 52)

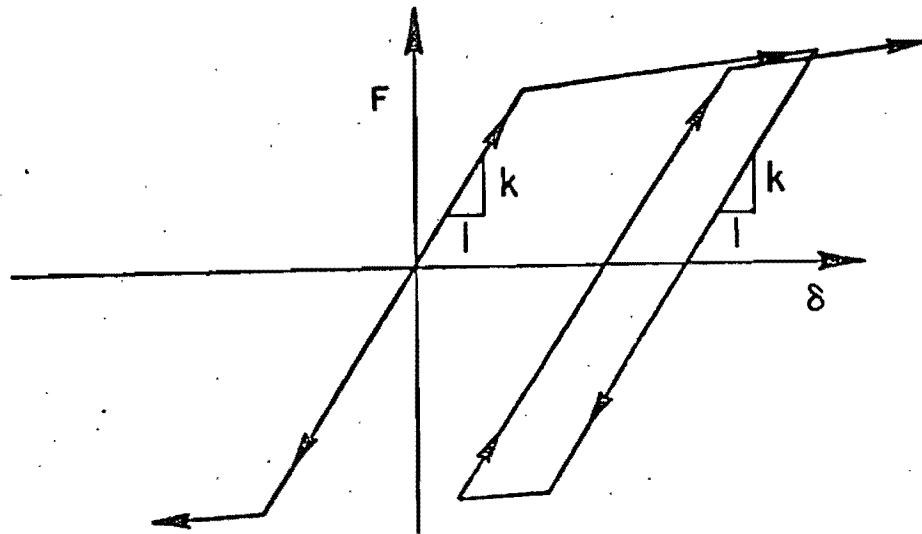


Fig 3.29 Relaciones, fuerza-deslizamiento, de los conectores empleados en el análisis llevado a cabo en la ref 8.

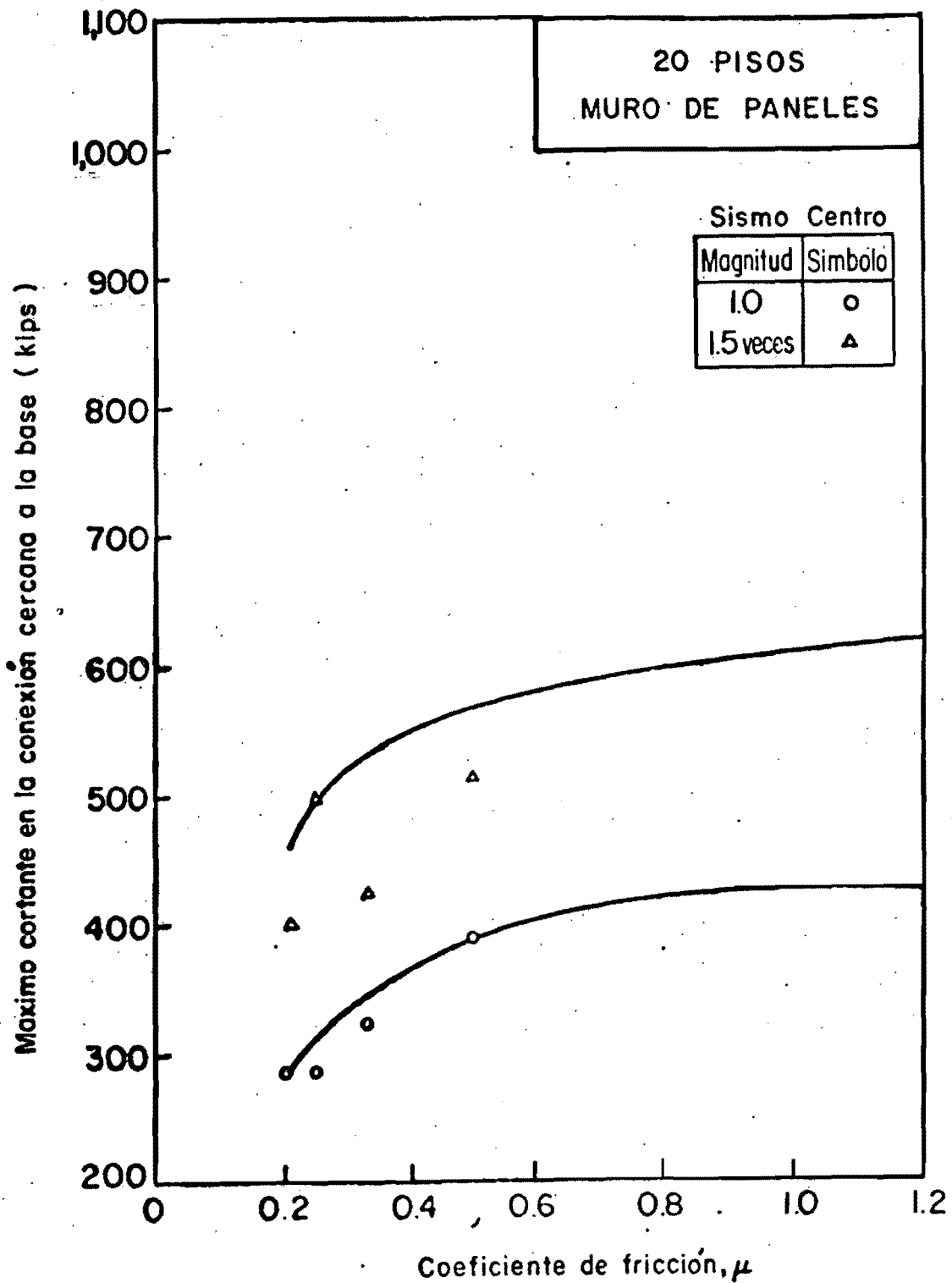


Fig 3.30a Variación del máximo cortante en la conexión más cercana a la base con respecto del coeficiente de fricción μ , para dos intensidades de sismo (ref 8).

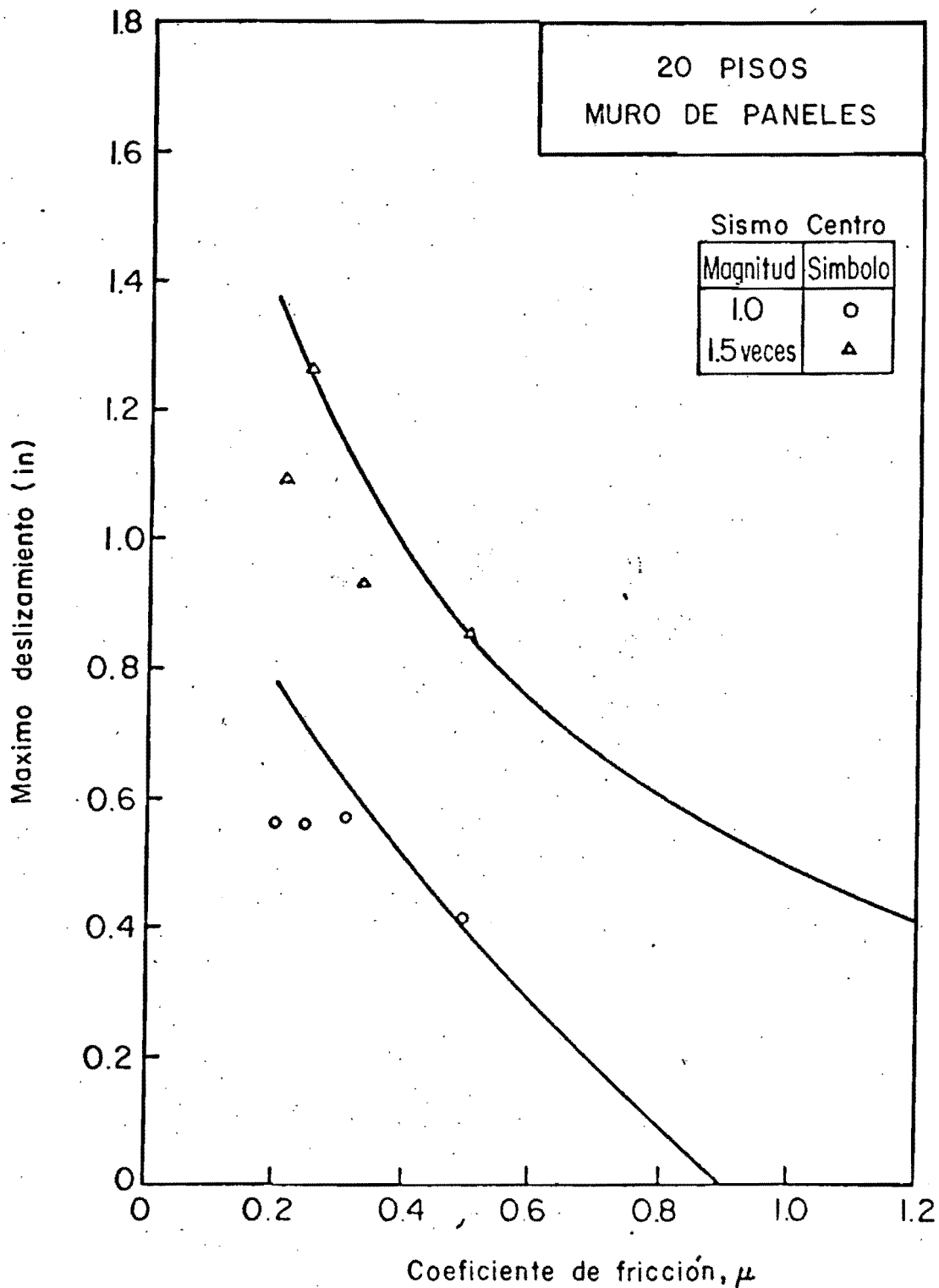


Fig 3.30b Variación del máximo deslizamiento horizontal con respecto del valor del coeficiente de fricción μ , para dos intensidades de sismo (ref 8)

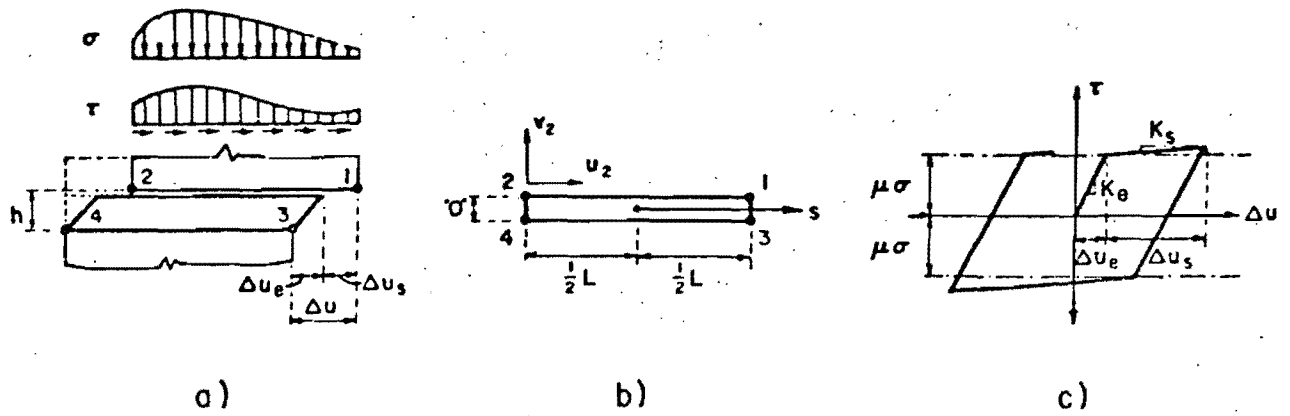
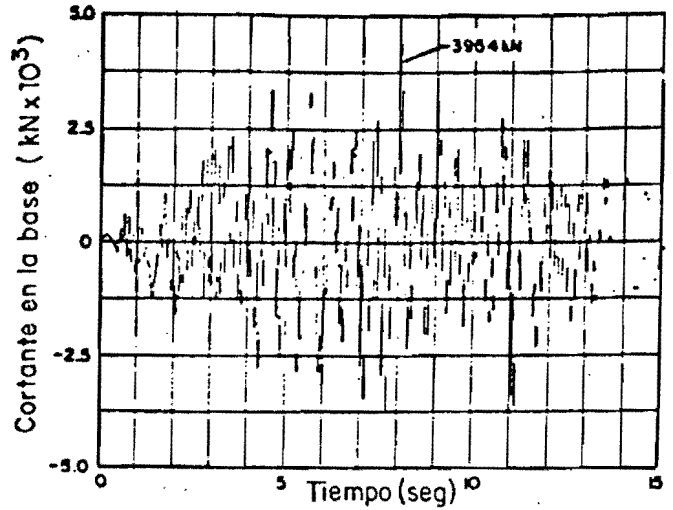
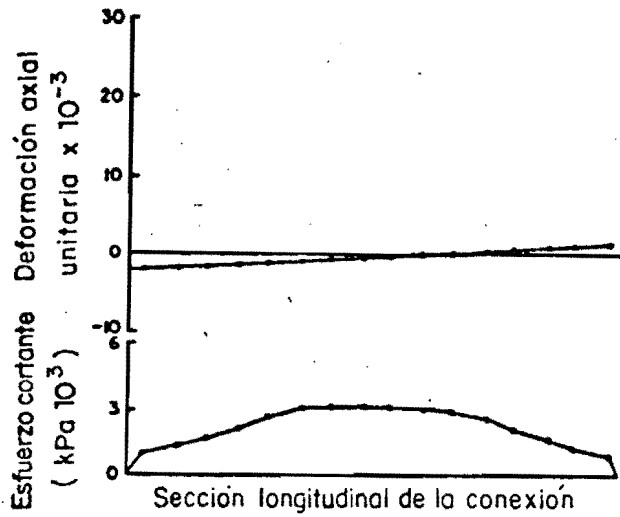
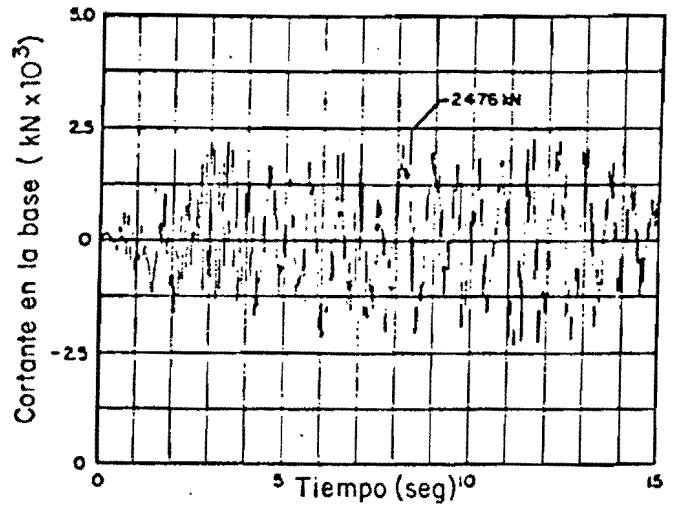
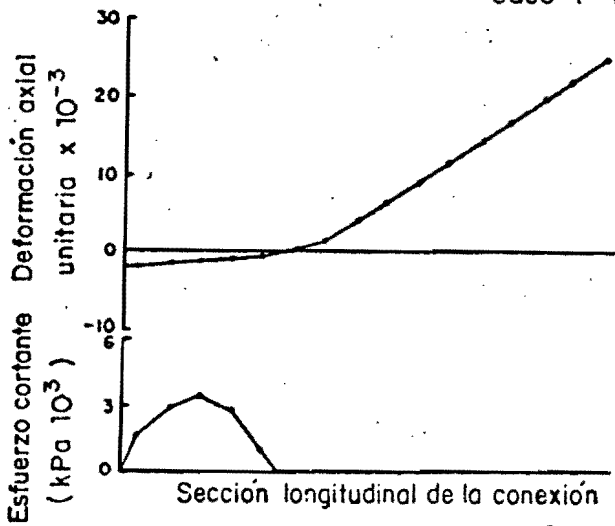


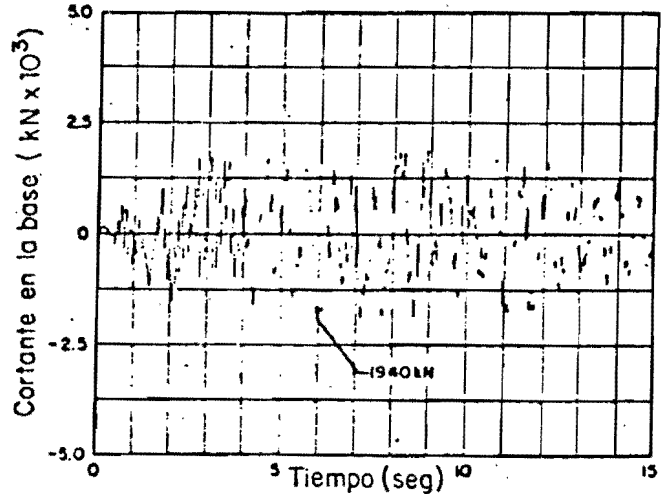
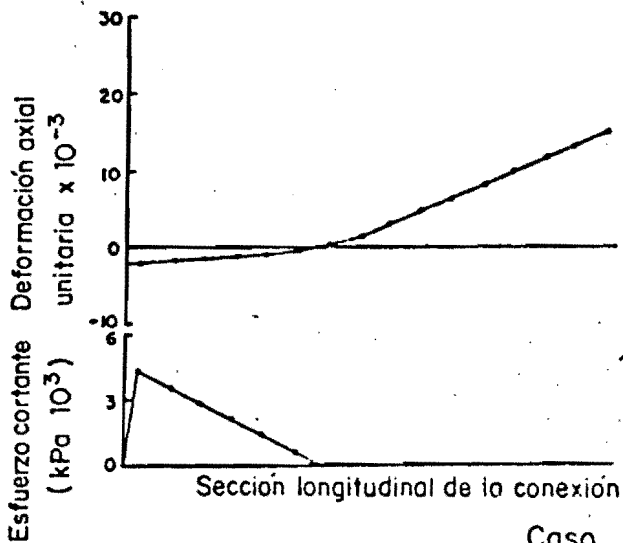
Fig 3.31 Elementos de contacto o de interfase para conexiones horizontales (ref 56)



Caso 1 (elástico lineal)



Caso 2 $\mu = 0.4$



Caso 3 $\mu = 0.2$

Fig 3.32 Comparación de deformaciones unitarias axiales y esfuerzos cortantes cuando ocurre el máximo cortante en la base. También se muestra la historia del cortante en la base para un muro de diez pisos y un sismo artificial de $0.30g$ (ref 55)

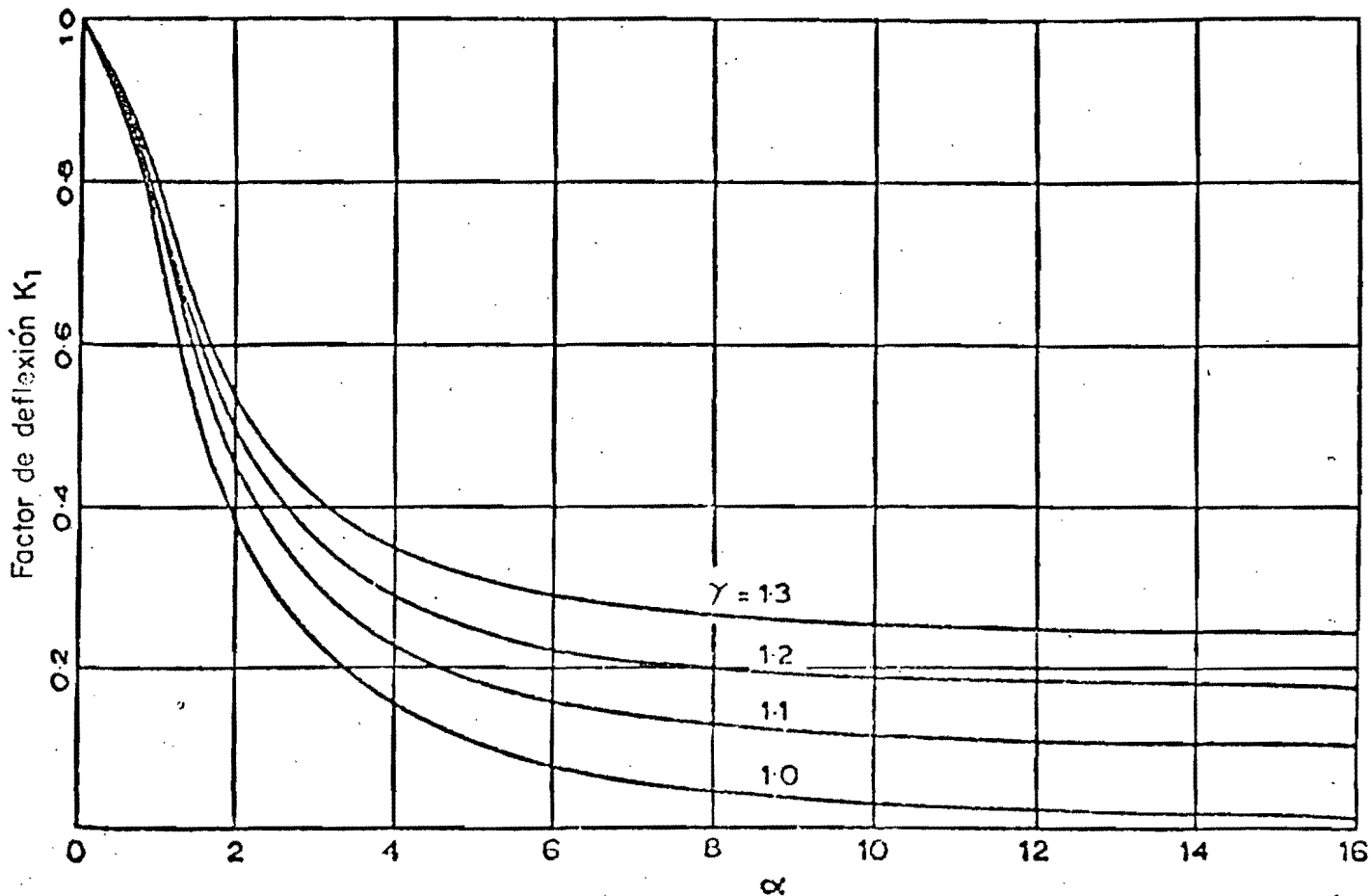


Fig 3.36 Variación del factor de deflexión K_1 para una carga lateral distribuida triangularmente (ref 60)

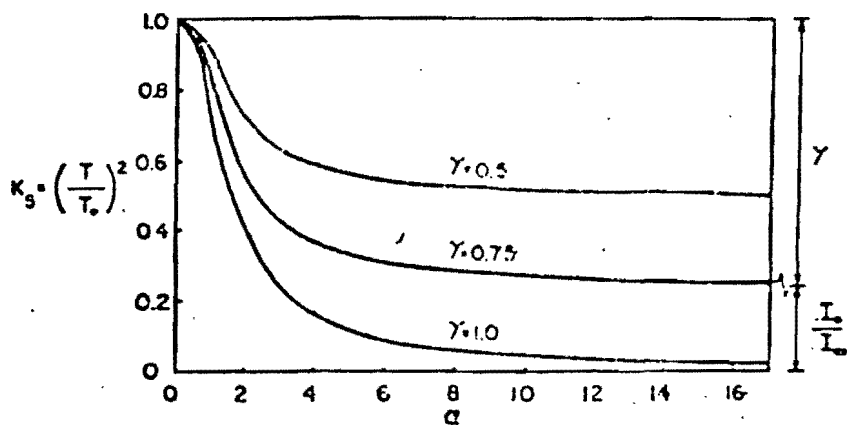


Fig 3.37 Variación del factor K_s , referente al periodo de muros acoplados (ref 57)

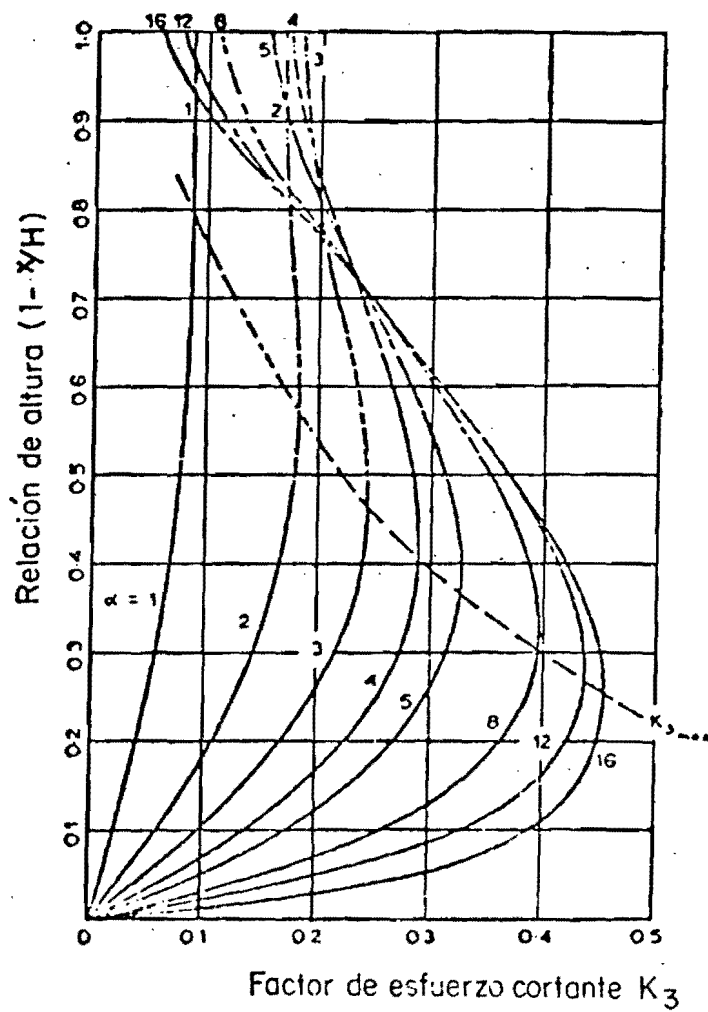


Fig 3.38 Variación del factor K_3 para una carga lateral distribuida triangularmente (ref 60)

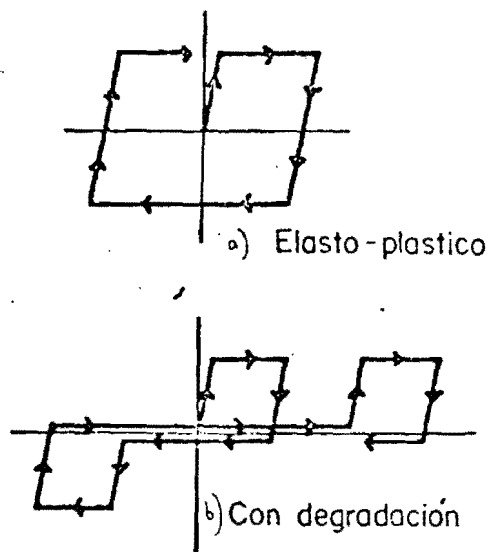


Fig 3.39 Comportamiento de conectores estudiados en la ref 59

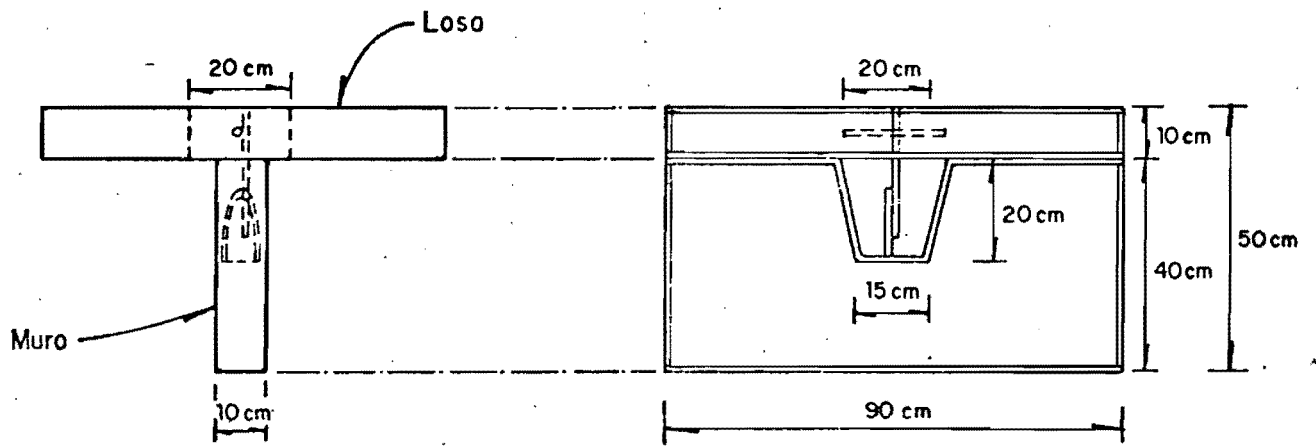


Fig 4.1

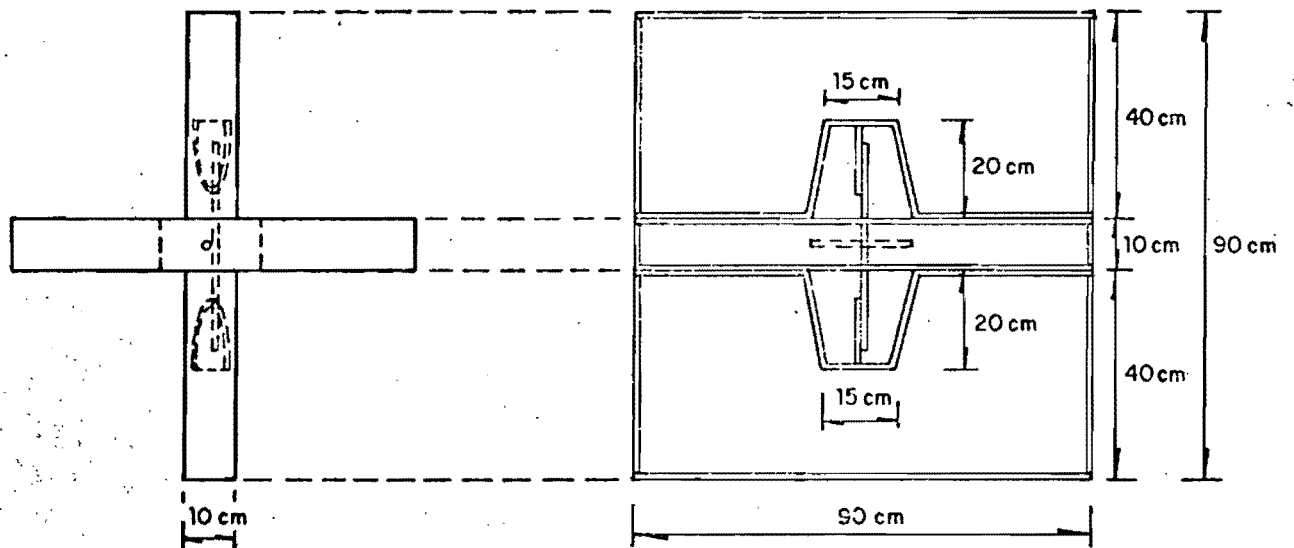


Fig 4.2

Tipo de conexiones estudiadas en este trabajo

A)

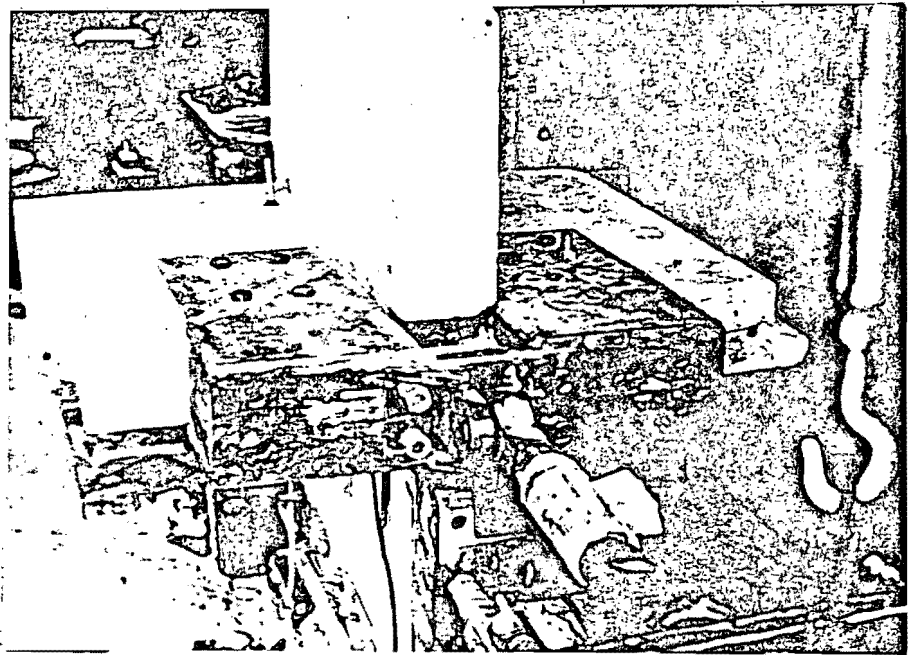
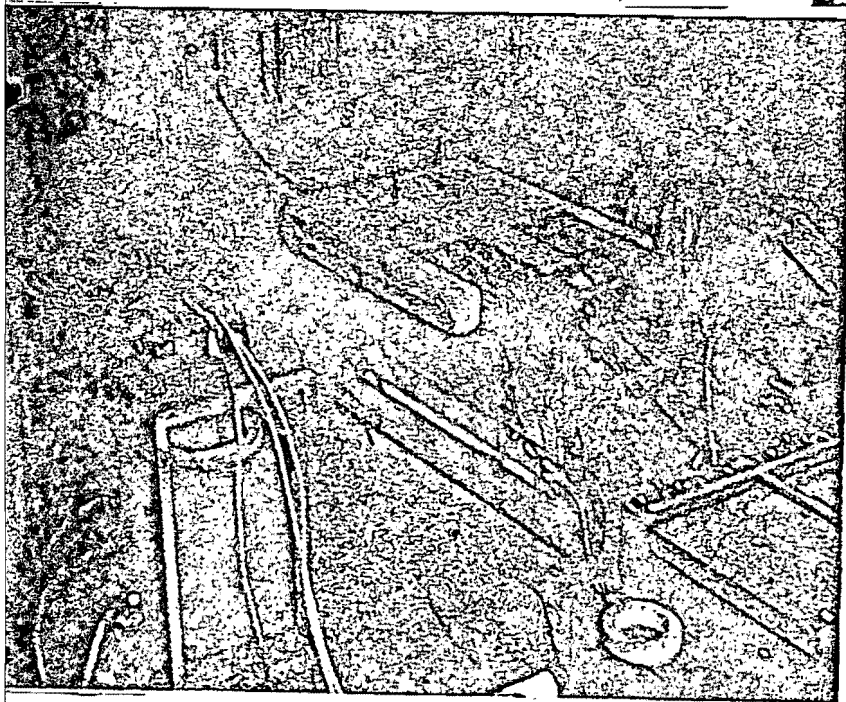


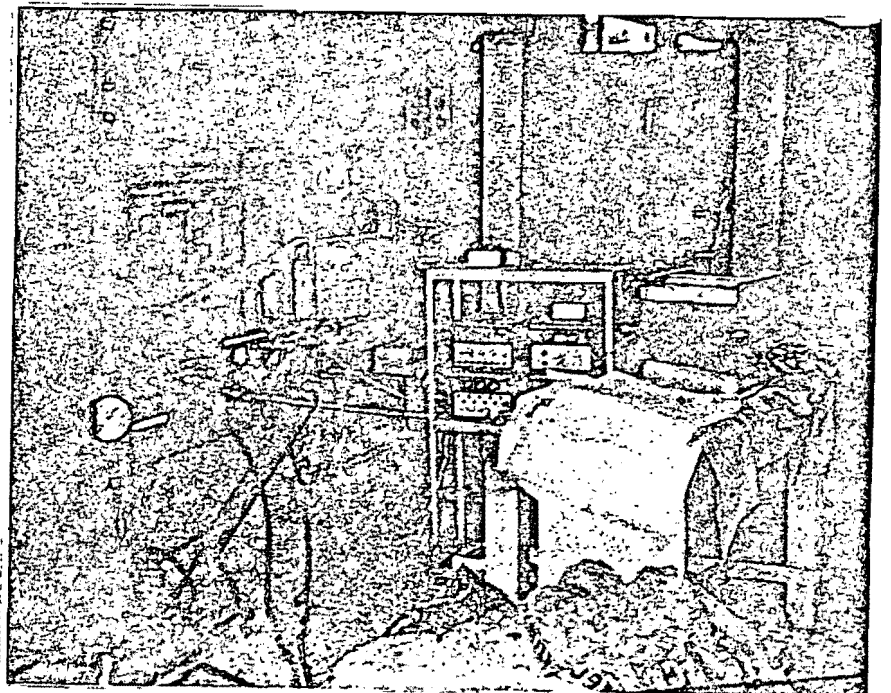
FIG. 4.3

FORMA DE ENSAYE E
INSTRUMENTOS PARA
TOMA DE DATOS



B)

C)



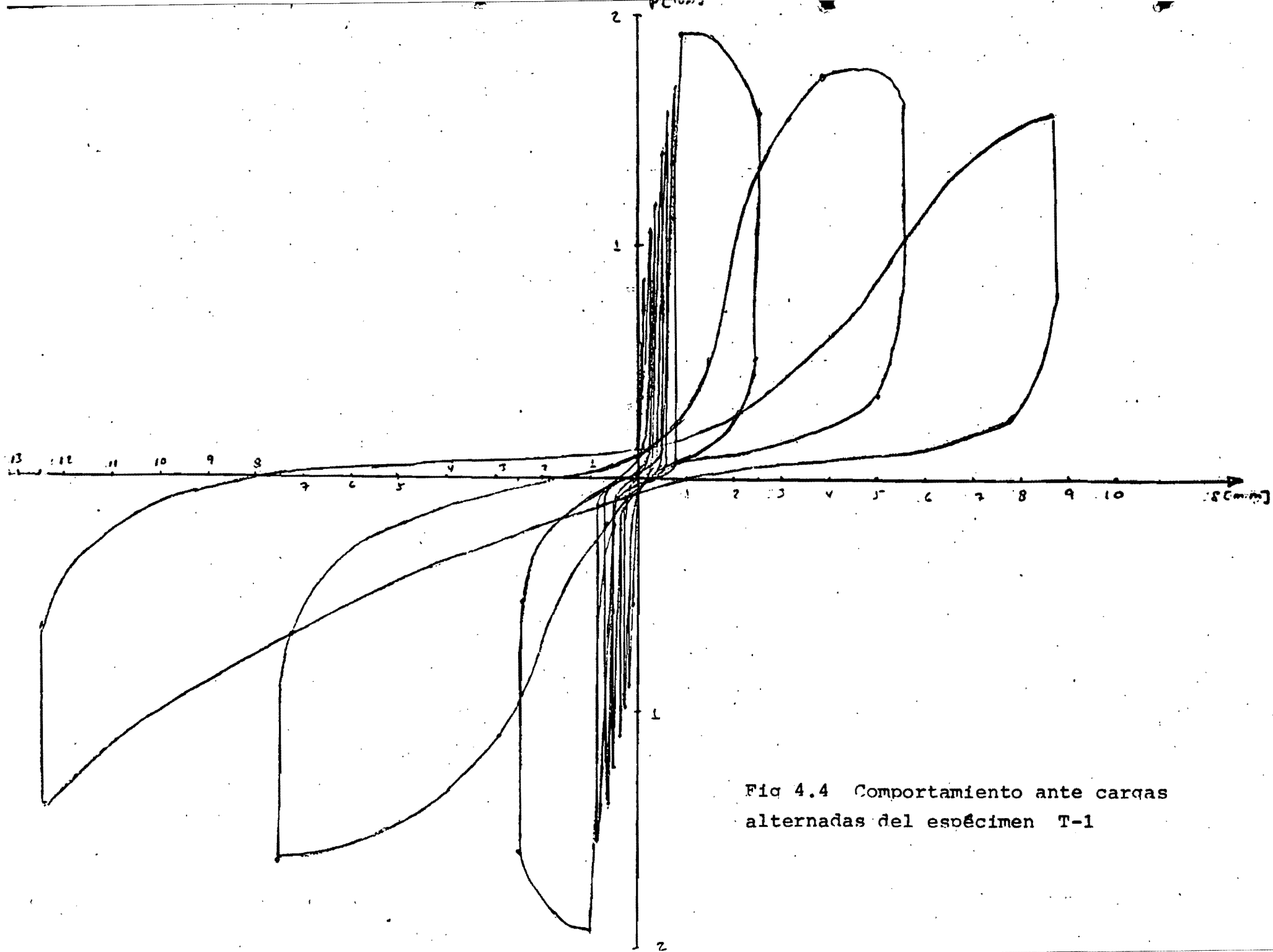


Fig 4.4 Comportamiento ante cargas alternadas del espécimen T-1

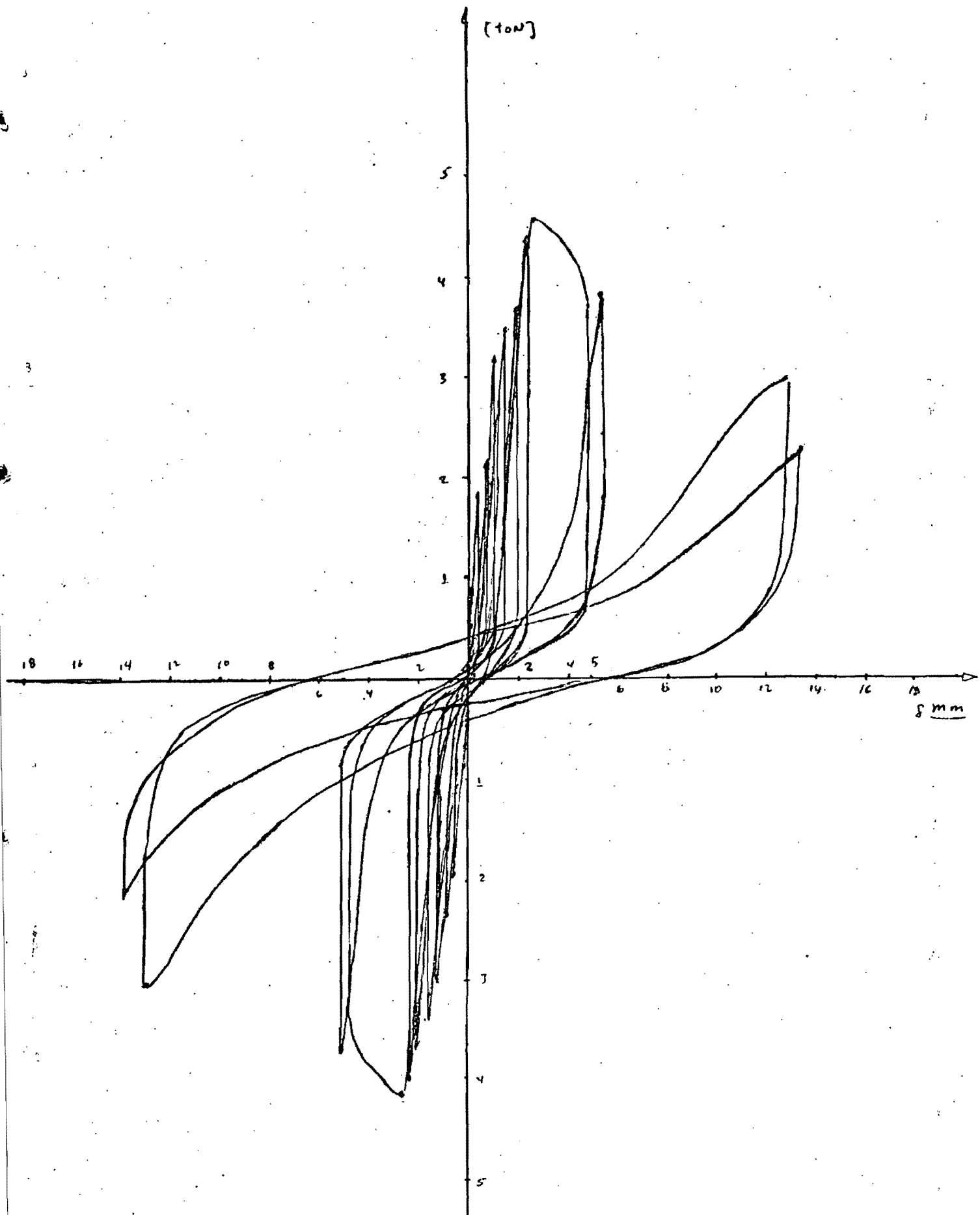


Fig 4.5 Comportamiento histerético del espécimen T-2

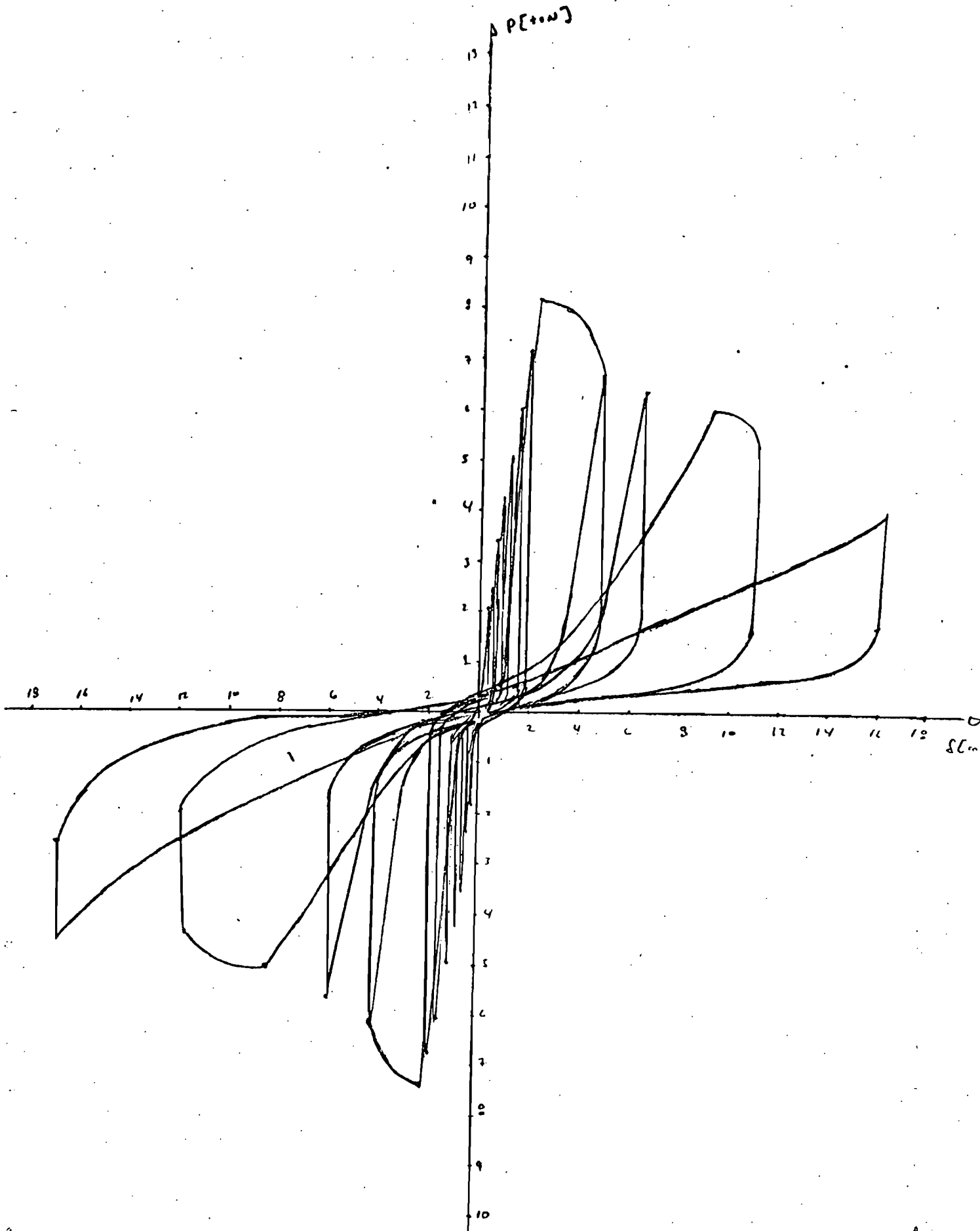


Fig 4.6 Comportamiento histerético del espécimen T-3

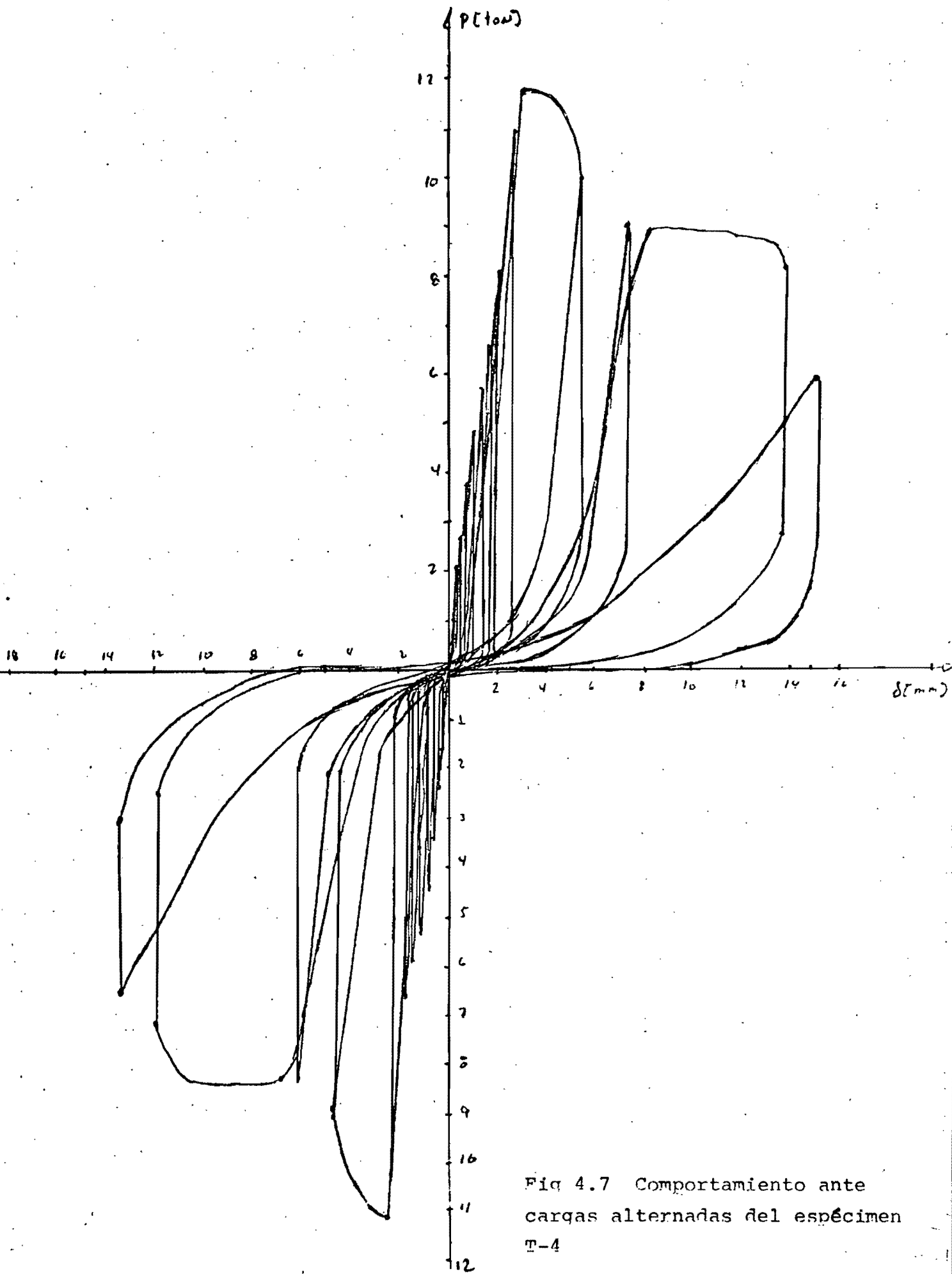


Fig 4.7 Comportamiento ante cargas alternadas del espécimen T-4

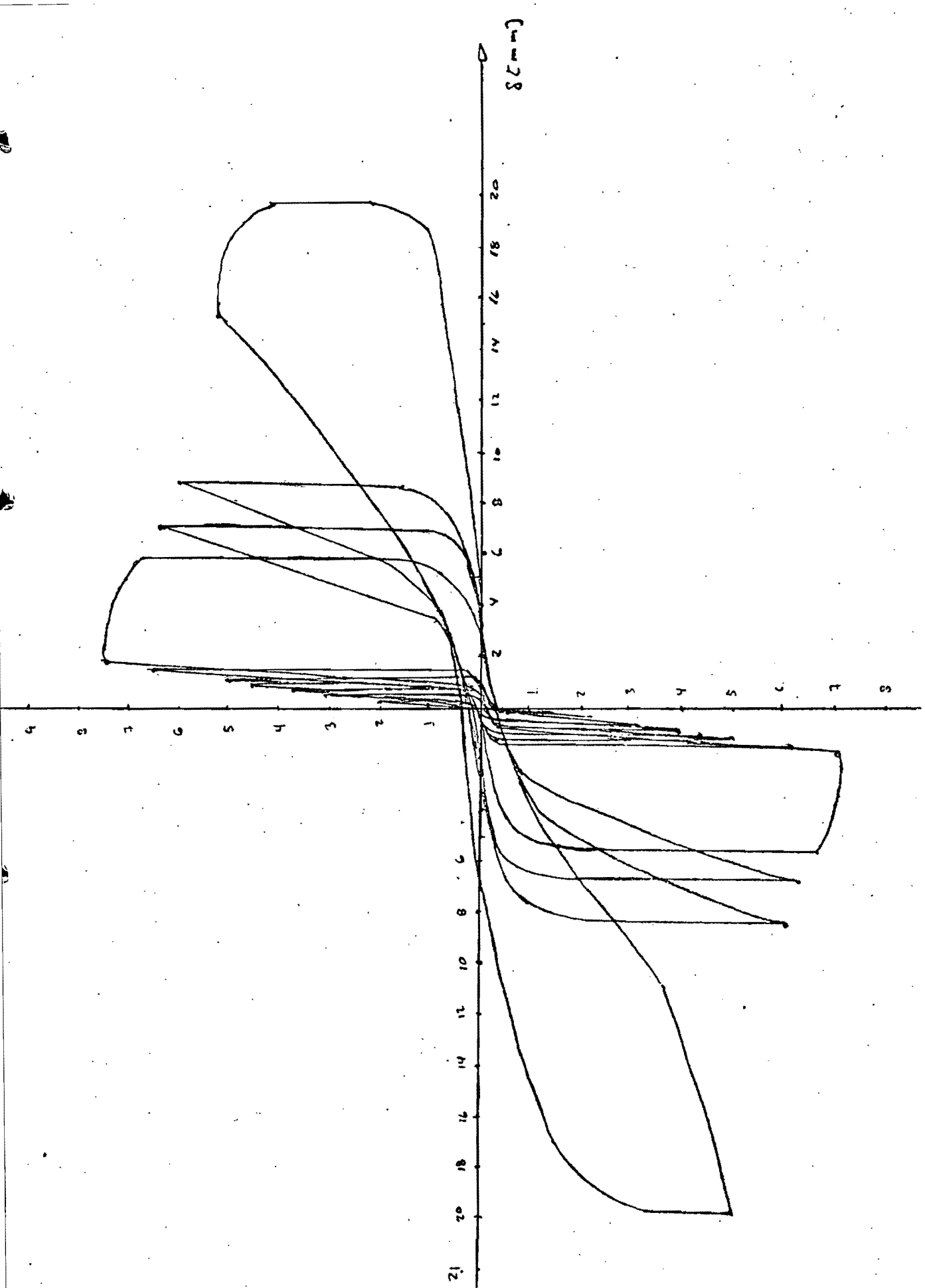
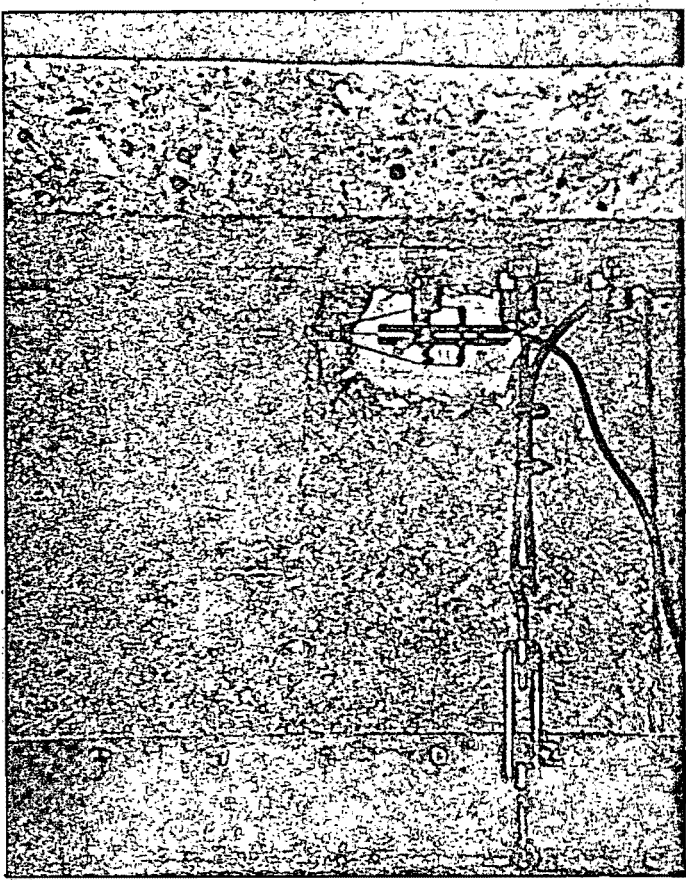
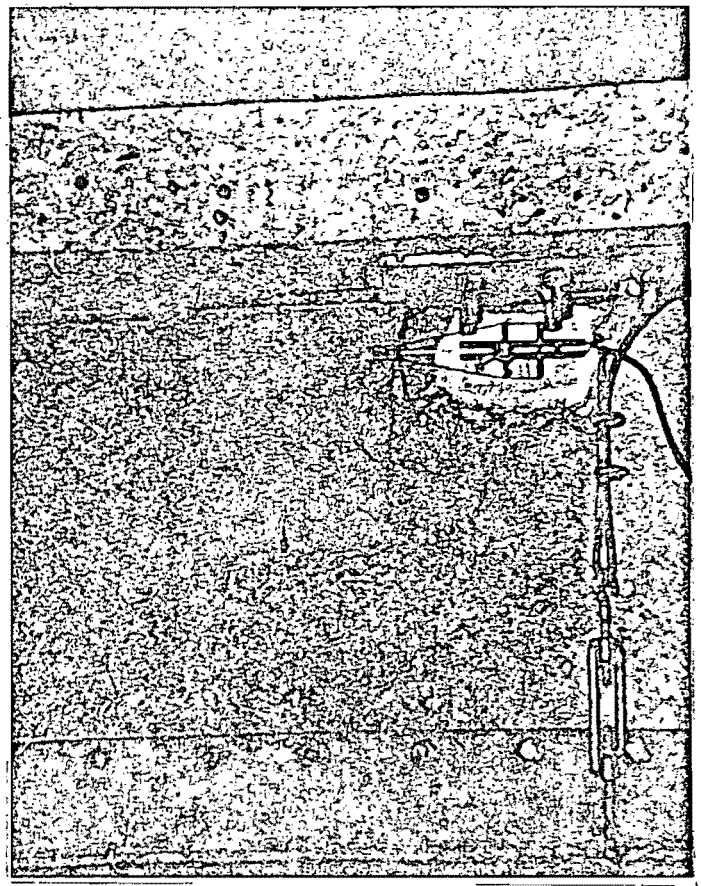


Fig 4.8 Comportamiento ante cargas alternadas del espécimen C-1

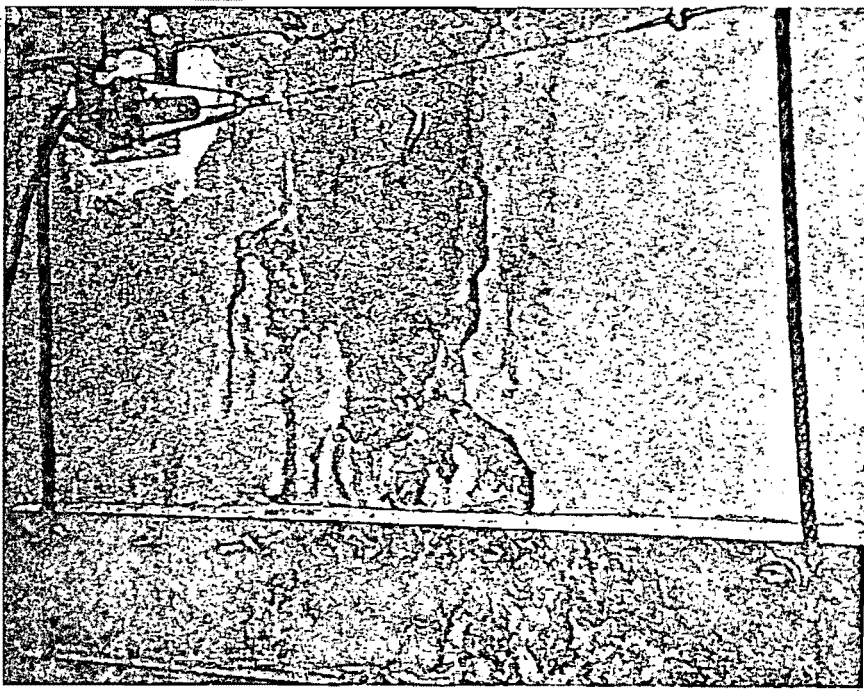


A)



B)

FIG. 4.9 ESPECIMEN T-1



A)



B)

FIG. 4.10 ESPECIMEN T-2

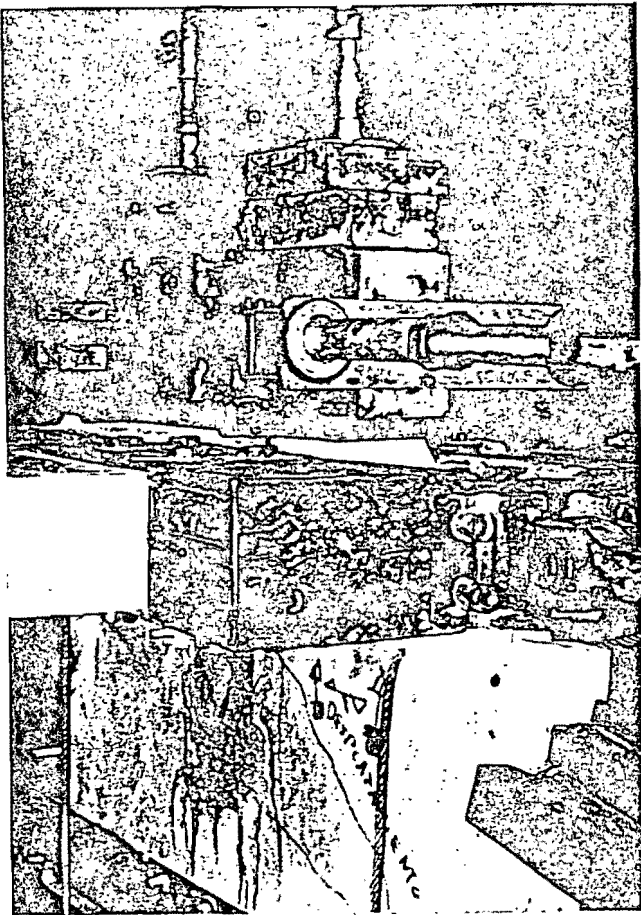
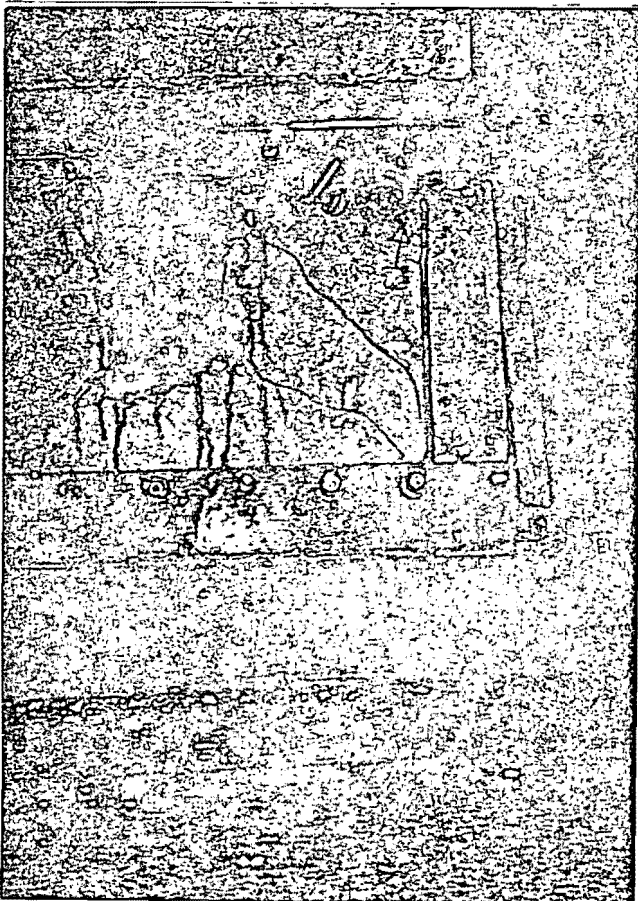
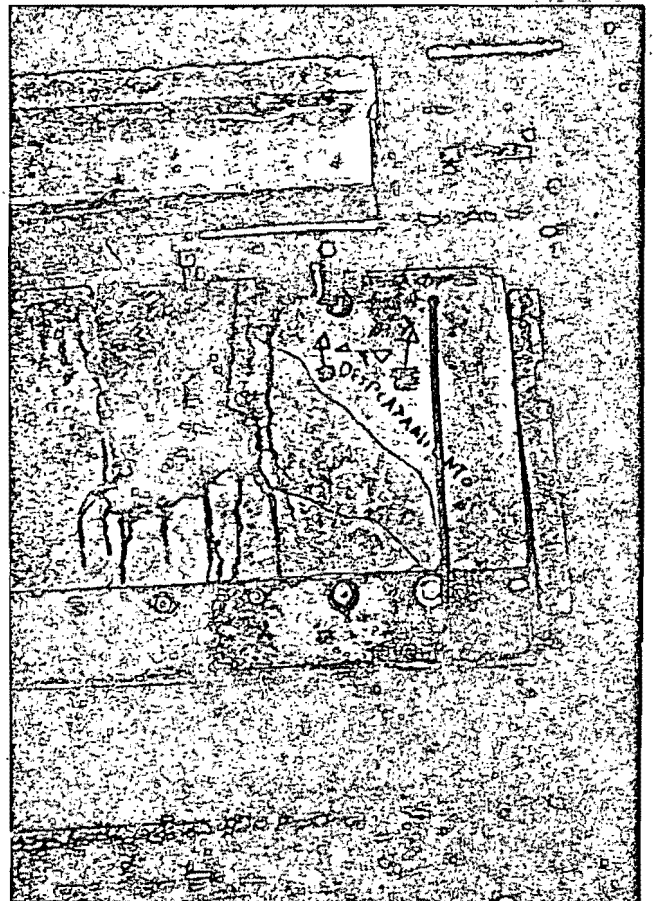


FIG. 4.II. ESPECIMEN T-3

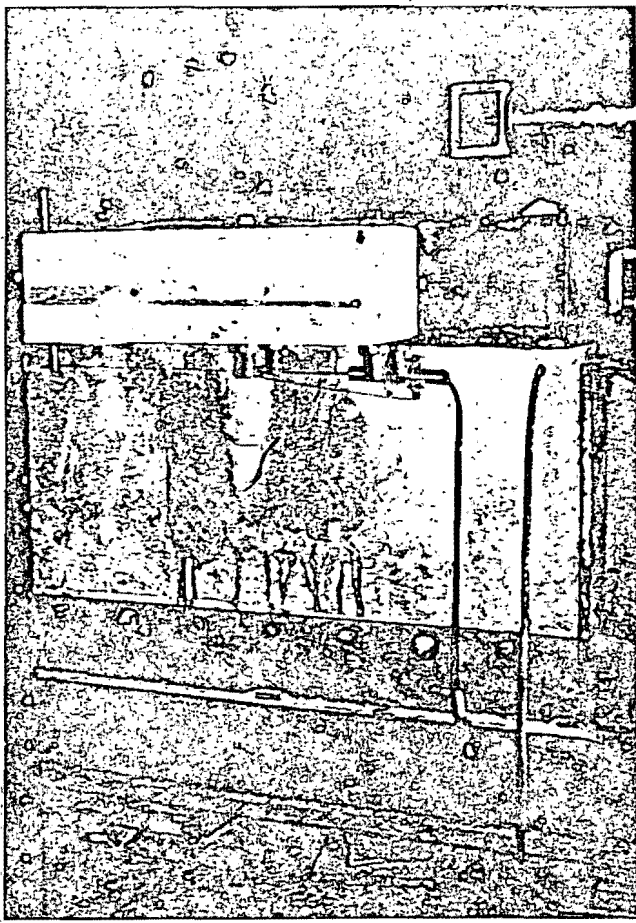
A)



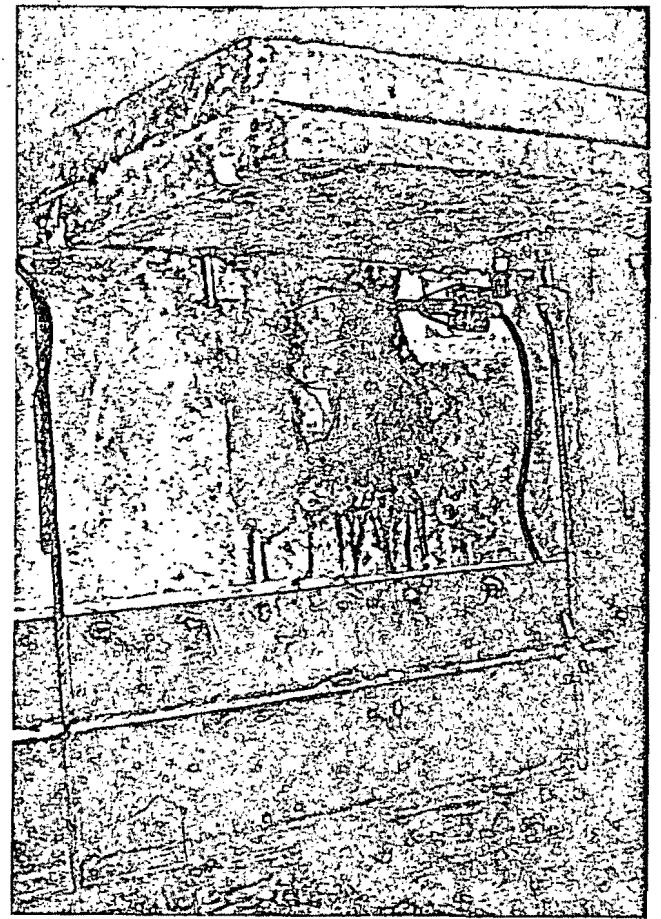
B)



C)

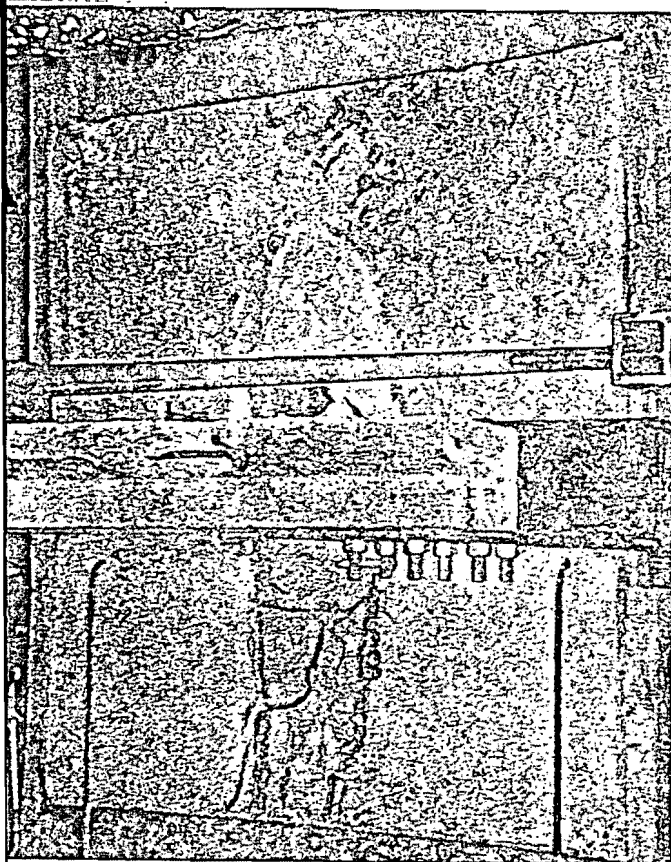


A)

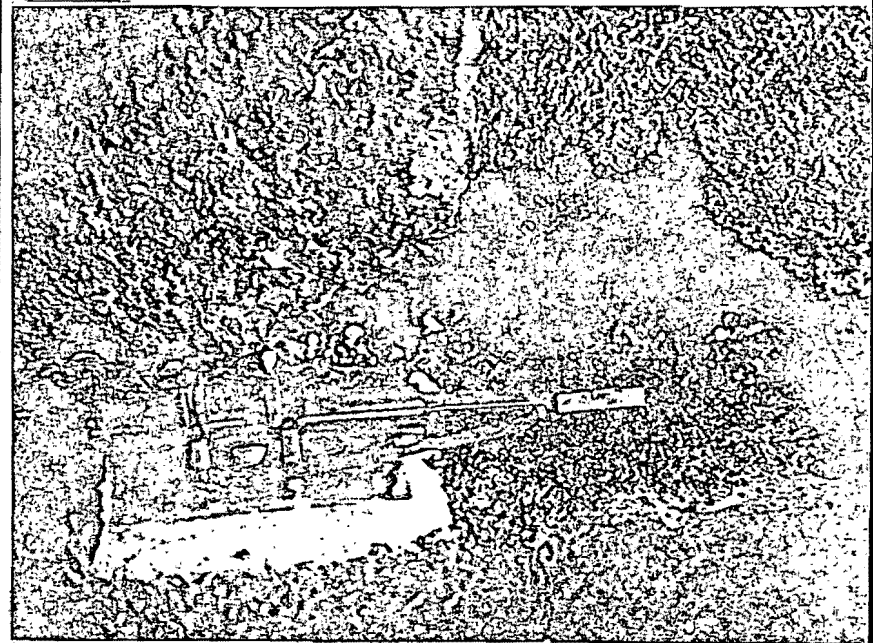


B)

FIG. 4.12 ESPECIMEN T-4

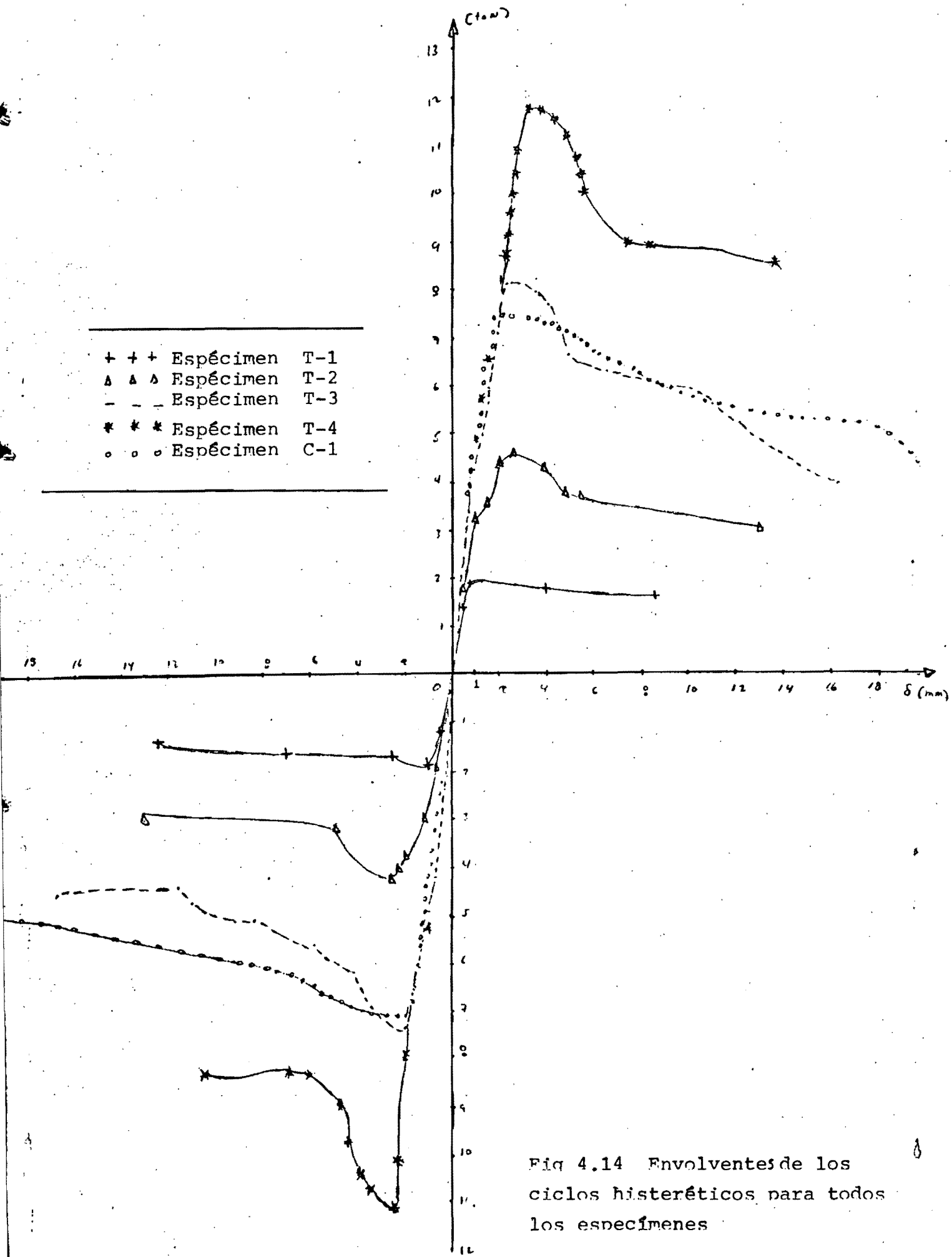


A)



B)

FIG. 4.13 ESPECIMEN C-1



-
- + + + Espécimen T-1
 - Δ Δ Δ Espécimen T-2
 - - - Espécimen T-3
 - * * * Espécimen T-4
 - o o o Espécimen C-1
-

Fig 4.14 Envolventes de los ciclos histeréticos para todos los especímenes

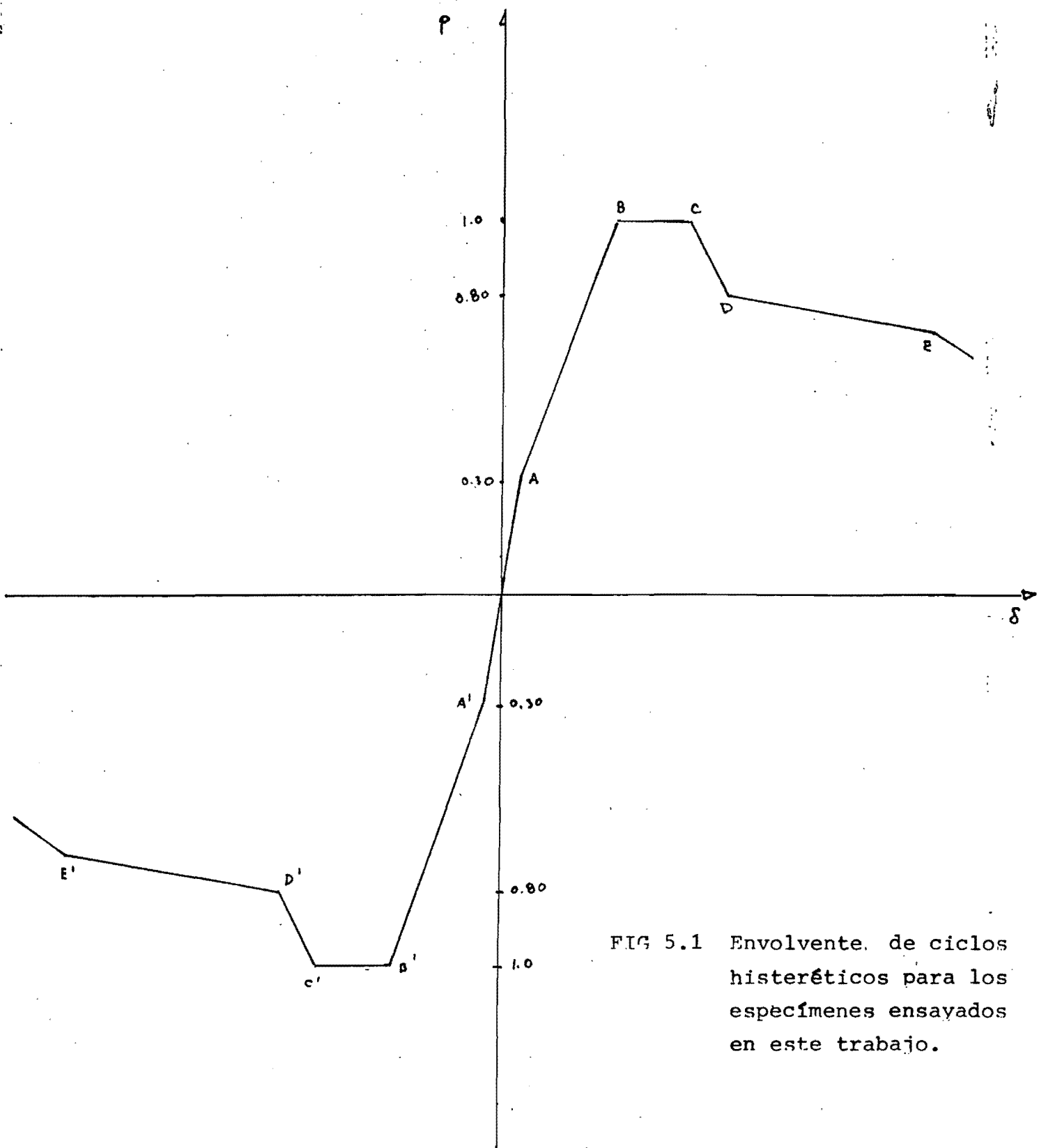


FIG 5.1 Envolvente de ciclos histeréticos para los especímenes ensayados en este trabajo.

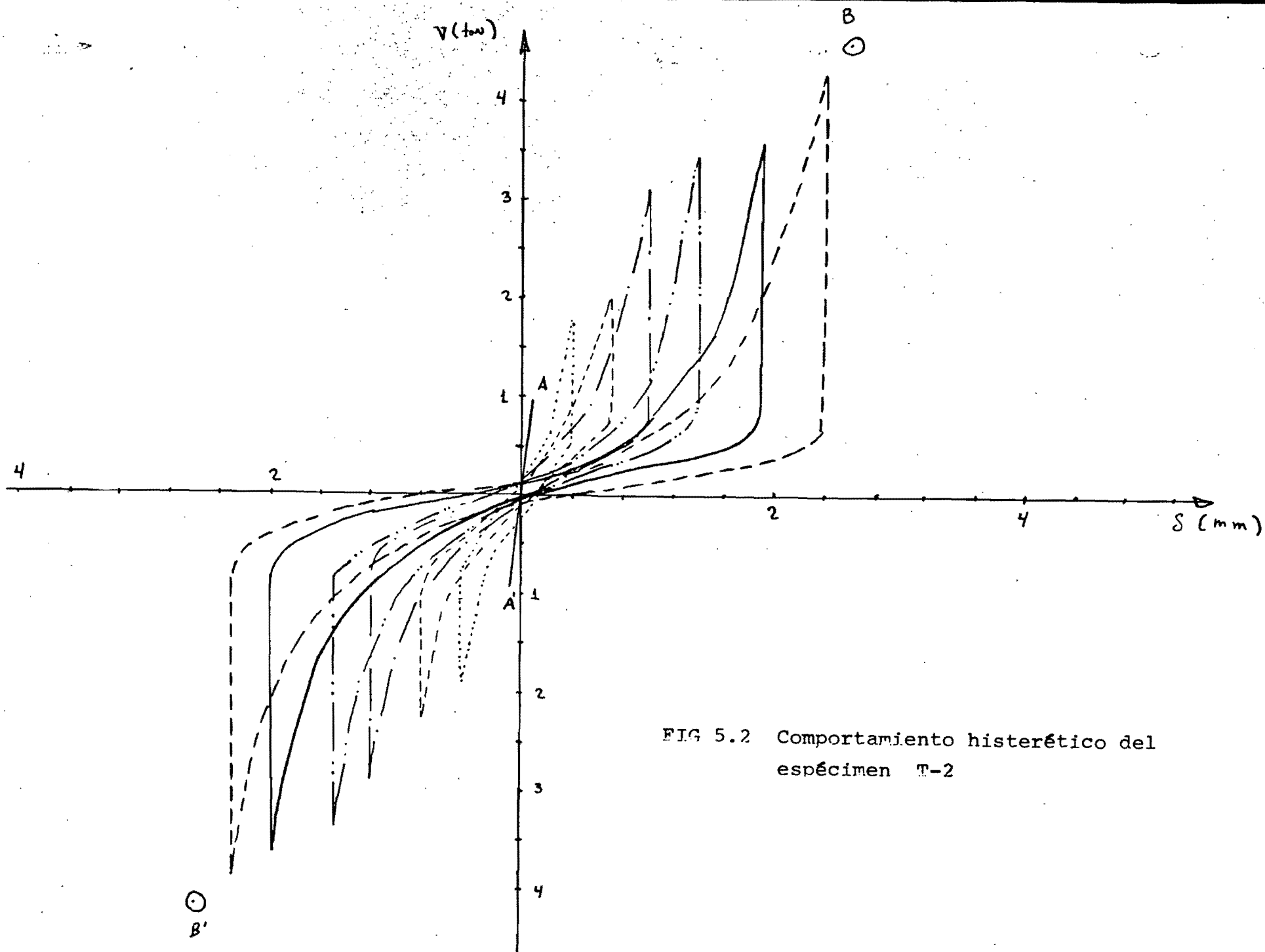


FIG 5.2 Comportamiento histerético del espécimen T-2

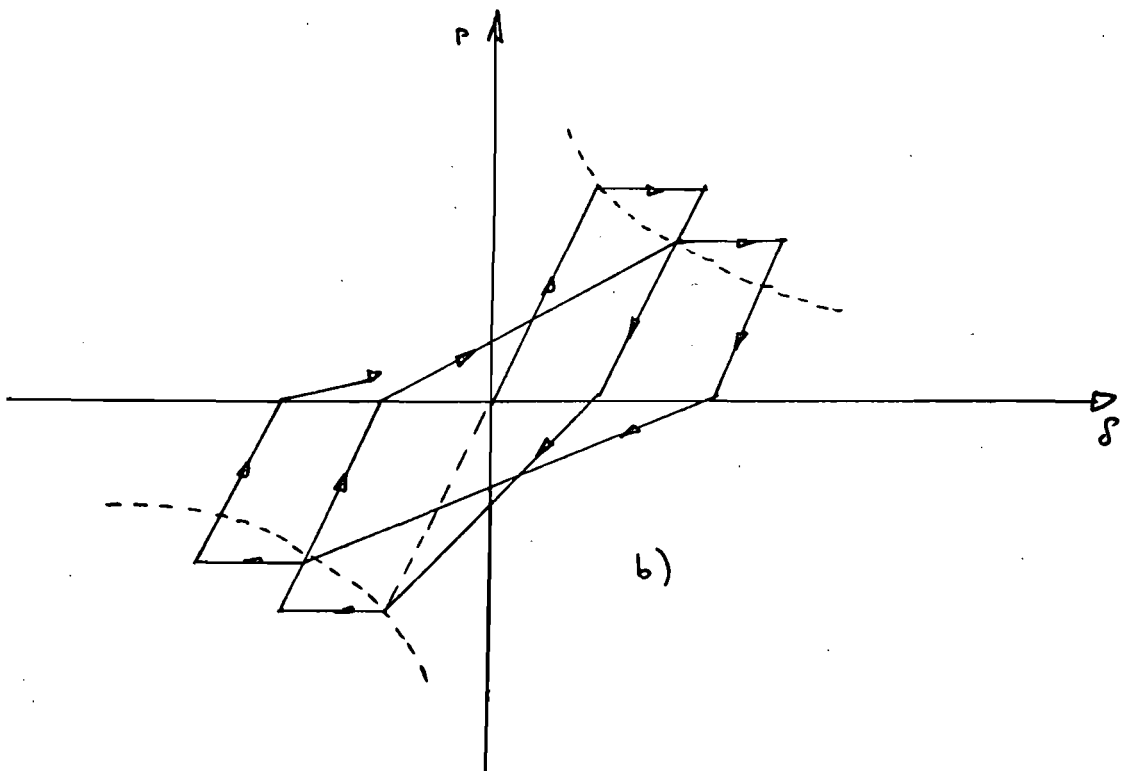
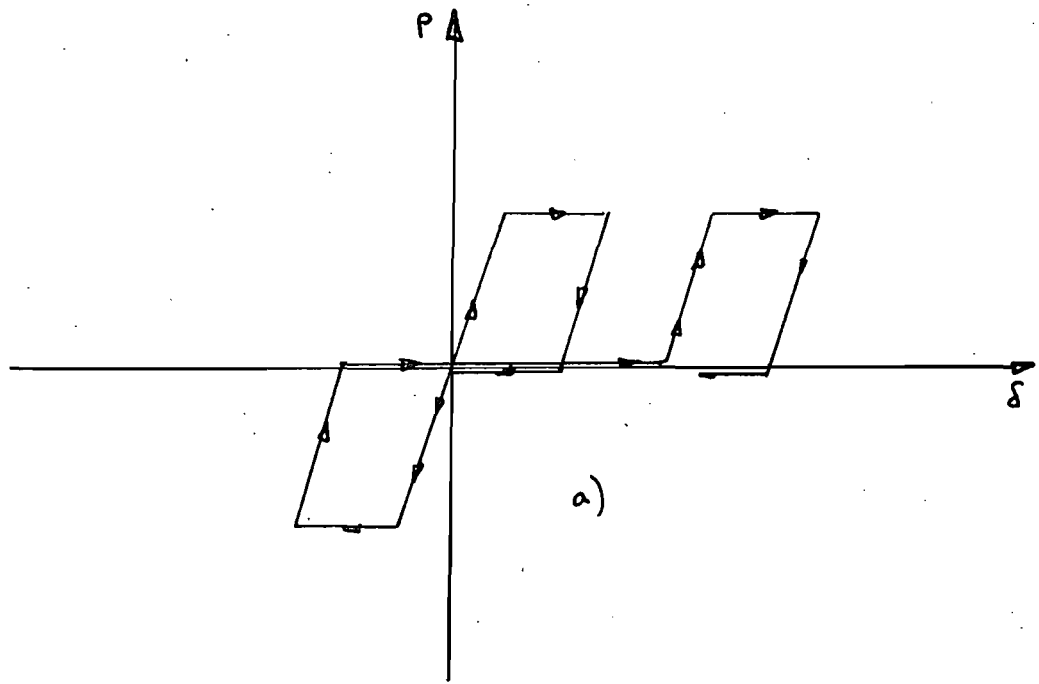
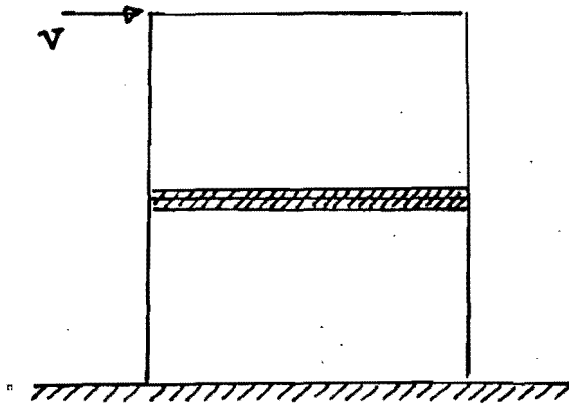


FIG 5.3 Modelos de comportamiento histeréticos para conexiones en estructuras a base dede paneles.



Modelo del muro

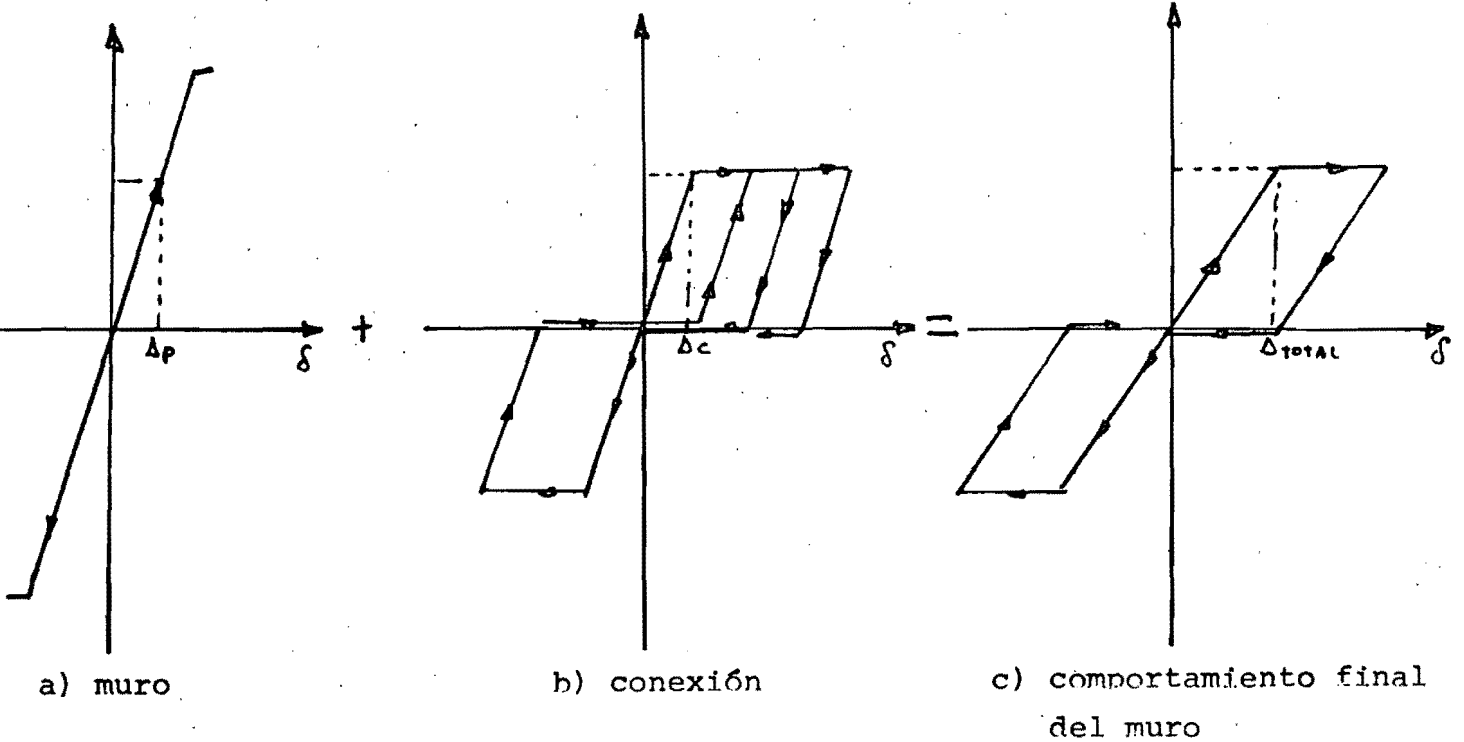
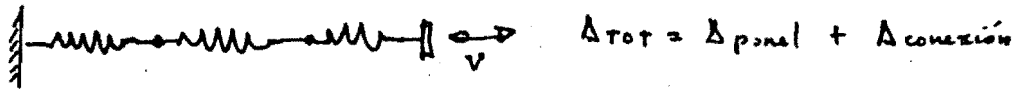


FIG 5.4 Modelo y comportamiento histerético de un muro a base de paneles.