

014#

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE ESTRUCTURAS

DISENO DE MUROS DE CONCRETO
CON FALLA POR CORTANTE

Tesis que presenta

OSCAR HERNANDEZ BASILIO

Para obtener el grado de

DOCTOR EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS SIN PAGINACION

01149
63

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
SECCION DE ESTRUCTURAS

DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO
CON FALLA POR CORTANTE

Tesis que presenta
OSCAR HERNANDEZ BASILIO

Para obtener el grado de
DOCTOR EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

JEFE DE LA SECCION

ING. JULIO DAMY R.

SECRETARIO ACADEMICO

DR. UBALDO BONILLA

JURADO

DR. LUIS ESTEVA MARAVOTO

DR. ROBERTO DEL PIRALLA

M. EN C. ENRIQUE DEL VALLE C.

ING. OSCAR DE BUEN L.

DR. SANTIAGO AYALA M.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS B.

ING. JULIO DAMY R.

Ciudad Universitaria, México, D.F., febrero de 1980

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

RECONOCIMIENTOS

Agradezco al Dr. Roberto Meli el apoyo brindado durante mi formación como investigador del Instituto de Ingenierfa, así como la supervisión que hizo al presente trabajo.

También deseo hacer patente mi agradecimiento a los ayudantes de investigador Marciano Padilla, Mario A. del Angel, Edgar Quezada, y en especial a Mario Zermeño, así como al Sr. Tomás Velázquez, por su entusiasta y valiosa colaboración.

Asimismo, agradezco al Instituto de Investigaciones Eléctricas las facilidades de tiempo e instalaciones concedidas durante mi estancia como Investigador Visitante para llevar a su término este trabajo, y a la Srita. Susana Avila la transcripción mecanográfica del mismo.

Finalmente, a la UNAM, cuya deuda profesional que he contraído con ella - es inmensa.

INDICE

RESUMEN

- 1.0 INTRODUCCION

- 2.0 ETAPA EXPERIMENTAL
 - 2.1 Alcance
 - 2.2 Descripción de los especímenes
 - 2.3 Procedimiento de ensaye
 - 2.4 Descripción del comportamiento observado
 - 2.5 Similitud de comportamiento con un prototipo
 - 2.6 Interpretación global de resultados

- 3.0 EVALUACION DE RESULTADOS
 - 3.1 Comportamiento de muros que fallan por cortante
 - 3.2 Predicción de resistencia
 - 3.3 Efecto de la alternación de cargas en la resistencia a cortante
 - 3.4 Muros con condiciones de refuerzo poco usuales
 - 3.5 Capacidad sostenida
 - 3.6 Modelo matemático para simular el comportamiento de muros de concreto con falla por cortante

- 4.0 ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD
 - 4.1 Solución de la ecuación de movimiento
 - 4.2 Análisis inelástico
 - 4.3 Tendencias generales de comportamiento
 - 4.4 Interpretación de resultados

- 5.0 RECOMENDACIONES DE DISEÑO
 - 5.1 Valor nominal de diseño de la resistencia a cortante
 - 5.2 Diseño sísmico
 - 5.3 Recomendaciones constructivas

- 6.0 ESTUDIOS POR REALIZAR
- 6.1 Estudios experimentales
- 6.2 Estudios analíticos

7.0 CONCLUSIONES

REFERENCIAS, TABLAS Y FIGURAS EN CADA CAPITULO

APENDICES

RESUMEN

Como resultado del ensaye de modelos de muros de concreto con falla por cortante se pudo establecer lo siguiente:

- 1) Su comportamiento ante cargas laterales.
- 2) Un procedimiento de predicción de resistencia.
- 3) El modelo matemático que describe su comportamiento ante cargas laterales.

Con respecto al primer aspecto, comportamiento ante cargas laterales, se observó que los muros diseñados para fallar por cortante tienen un comportamiento muy inadecuado por el daño progresivo que sufren, después de agrietarse, al repetir ciclos de alternación de carga. También se observó que es escasa la eficiencia de los elementos de confinamiento del muro, columnas o muros transversales, para mejorar su comportamiento.

Las expresiones propuestas para predecir la resistencia se calibraron -- con ensayes efectuados sobre prototipos, encontrándose buena aproxima--- ción entre valores calculados y medidos experimentalmente.

Con el modelo de comportamient propuesto se efectuaron análisis de sistemas de un grado de libertad que permitió determinar tendencias generales de comportamiento ante sismos reales.

1.0 INTRODUCCION

El comportamiento de estructuras durante algunos sismos intensos recientes (Managua, San Fernando) ha mostrado el buen funcionamiento de edificaciones rigidizadas mediante muros de concreto, cuya función es resistir cargas verticales y laterales evitando deformaciones excesivas de la estructura.

Para muros esbeltos con poco refuerzo longitudinal se ha comprobado experimentalmente que su comportamiento es similar al de elementos con flexión, aún cuando no se ha estudiado lo suficiente el efecto de la carga axial en el comportamiento cuando existen alternaciones de carga lateral, principalmente en cuanto a pérdida de resistencia, rigidez y deterioro del muro. En muros cortos los efectos de la fuerza cortante empiezan a predominar sobre los de flexión, y es en este caso cuando se tiene poco conocimiento de las propiedades de este tipo de muros.

Para aclarar un poco más el conocimiento de muros con falla por cortante, este trabajo reporta un programa de investigación que pretende establecer las características de resistencia, rigidez, deformación, deterioro y capacidad de absorción de energía teniendo como variables:

- a) Relación de aspecto del muro, $1/2 \leq M/Vt \leq 2$ (relación del momento flectante a la fuerza cortante y la longitud del muro)
- b) Distribución y cuantía del refuerzo horizontal y vertical
- c) Resistencia del concreto
- d) Estructuración del muro
- e) Nivel de carga axial
- f) Efecto del sistema de piso

El trabajo se desarrolló en cuatro etapas:

- 1) Ensaye de muros para observar el efecto de las variables mencionadas - en el comportamiento y resistencia.
- 2) Desarrollo, con base en los resultados de la etapa anterior, de un criterio para determinar la resistencia a cortante y de un modelo matemático que describe el comportamiento de muros de concreto con falla por cortante ante alternaciones de carga.
- 3) Análisis paso a paso de sistemas de un grado de libertad ante diferentes acelerogramas en donde se tomaron en cuenta las características de comportamiento observadas en la etapa experimental.
- 4) Presentación de recomendaciones de diseño.

En el capítulo 2 se describe con detalle la fase experimental, durante la cual se ensayaron 22 modelos de muros de concreto donde se estudiaron las variables antes mencionadas.

En el capítulo 3 se lleva a cabo la interpretación de los datos de la que se propone un procedimiento de cálculo de la resistencia de muros de concreto reforzado con falla por cortante, en el que se toman en cuenta las diversas variables; además, se establece un modelo matemático que describe aceptablemente el comportamiento ante carga lateral alternada.

En el capítulo 4 se trata la implementación de las expresiones que definen el comportamiento histerético en un programa estándar de análisis paso a paso con la finalidad de establecer las características de compor--tamiento ante sismo de muros de concreto donde rige la falla por cortante.

En el capítulo 5 se presentan recomendaciones preliminares de diseño, resultado de lo que se describe en los caps. 3 y 4.

En el capítulo 6 se mencionan algunos estudios que se cree necesario realizar para entender mejor el comportamiento de muros de concreto con falla por cortante. Finalmente en el capítulo 7 se presentan las conclusiones de este trabajo.

2.0 ETAPA EXPERIMENTAL

2.1 Alcance

Dentro del programa de investigación dedicado a establecer criterios de diseño sísmico para estructuras con muros de concreto, la etapa experimental incluyó el ensayo de 22 muros ante cargas laterales repetidas. - Los especímenes fueron de microconcreto y reproducían a escala muros de dimensiones típicas.

El objetivo de esta etapa del trabajo fue estudiar el comportamiento ante cargas repetidas en lo que se refiere a resistencia, rigidez, deformación y la variación de estas propiedades con la repetición de ciclos de carga alternada, en situaciones en que la falla es debida al efecto de fuerza cortante.

La variable principal cuyo efecto se quiso estudiar fue la estructura--ción del muro, o sea la disposición de elementos estructurales que lo -

refuerzan o confinan, como columnas o muros transversales en los extremos, así como el número de losas de piso que lo cruzan en su altura.

El efecto de esas variables se estudió para dos relaciones de aspecto, 2 y 0.50. En este trabajo se denomina relación de aspecto a la relación que existe entre el momento flexionante y la fuerza cortante por la longitud del muro en la sección considerada (M/Vt). Como en estos ensayos se aplicó una carga lateral concentrada a nivel de losa superior, la relación de aspecto es igual a H/t , siendo H la altura a la que se aplica la carga lateral concentrada.

En una primera etapa, muros 2 a 12, se mantuvieron constantes factores cuyo efecto se estudiaron posteriormente, como la carga vertical sobre el muro y la cuantía y disposición del refuerzo horizontal y vertical.

2.2 Descripción de los especímenes

Los especímenes ensayados eran de microconcreto y no intentaban ser representativos de diseños convencionales, pero reproducían a escala 1 a 4 un muro con relación de aspecto de 2 que se ensayó como parte del programa experimental, y cuya finalidad era comprobar que el comportamiento observado en los modelos era similar al de muros de dimensiones mayores.

Los materiales para los modelos se diseñaron de acuerdo con los procedimientos desarrollados en un estudio anterior, ref. 2.1. En este estudio se demostró que si se fabricaban modelos con los proporcionamientos convenientes, el comportamiento observado era cualitativamente comparable al de prototipos y los resultados cuantitativamente confiables; también se observó que se reproducía exactamente el tipo de falla de los prototipos y que era posible estudiar en modelos aspectos tan delicados como lo son los detalles de armado y el comportamiento ante fuerza cortante. El mortero para microconcreto se dosificó para una resistencia nominal de 300 kg/cm^2 y el refuerzo se obtuvo a partir de alambres comerciales sometidos a recocido para que presentaran una fluencia definida a un esfuerzo de aproxima

damente 3000 kg/cm^2 . Las corrugaciones para proporcionar la adherencia se lograron al someter los alambres a un "moleteado" (proceso de grabado al pasar a través de un dado).

Los muros se desplantaron sobre una base rígida y muy reforzada, fig. 2.1. En su extremo superior se reprodujo un tramo de losa de piso, a través de la cual se aplicaba la carga lateral. El armado de esta losa, que es el mismo que el de las losas intermedias que se colocaron en algunos muros, se aprecia en la fig. 2.1 y estaba anclado con el refuerzo vertical de los muros.

El refuerzo vertical y horizontal en el alma de los muros estuvo en casi todos los casos formado por alambres # 13 con esfuerzo nominal de fluencia de 3100 kg/cm^2 separados a una misma distancia. En los muros 1 a 15 este acero representaba una cuantía de refuerzo igual a 0.35 por ciento.

El muro 1 contaba solo con el refuerzo uniformemente distribuido que se acaba de describir; el resto de los especímenes tenía un refuerzo vertical adicional en los extremos para evitar la falla por flexión.

Este refuerzo adicional estaba constituido por alambres estirados en frío y corrugados (TEC-60) de 3/16 pulg. de diámetro y con esfuerzo de fluencia nominal de 6000 kg/cm^2 . Se colocaron 8 alambres en cada extremo del muro; cuando el espécimen tenía columnas en sus extremos, el refuerzo mencionado se colocaba en ellas, en caso contrario se armaba una pequeña columna en el interior del muro o en la T que se formaba con los muros transversales, cuando éstos existían. En los muros 1 a 12 este refuerzo solo tenía estribos de alambre que fijaban la posición de las barras verticales, pero no proporcionaban confinamiento ni resistencia al corte en los extremos. Las columnas de los muros 13 a 21 contaban con estribos suficientes para cumplir los requisitos establecidos por el Reglamento del D.D.F., ref. 2.2.

La fig. 2.1 muestra un armado típico y en la fig. 2.2 se aprecia la colocación del refuerzo en la cimbra.

La dosificación y elaboración del concreto se hizo de acuerdo con los procedimientos descritos en la ref. 2.1. Se colaba inicialmente la base y después el muro, en tramos según el número de losas existentes. - De cada mezcla se obtuvieron 12 cilindros de control de 2.5 x 5 cm. Tan to los muros como los cilindros se curaron con una membrana durante 5 días.

La fig. 2.3 muestra las características principales de los distintos - especímenes ensayados. Las propiedades de los mismos se consignan en la Tabla 2.1.

La fig. 2.4 muestra la disposición del refuerzo vertical en los extremos.

2.3 Procedimiento de ensaye

Para el ensaye, el muro se colocaba en un marco de acero, al que se suje taba su base mediante barras y ángulos de acero, y se acuñaba en ambos - lados para evitar el levantamiento de las esquinas.

La carga horizontal se aplicaba con un gato de doble acción al que esta ba acoplada una celda de carga; este dispositivo transmitía la carga al muro mediante un sistema de barras y placas que distribufan uniformemen te la carga sobre la losa.

La carga vertical se transmitía mediante un par de resortes que producían en el muro un esfuerzo axial aproximadamente uniforme. Este esfuerzo --- axial fue el mismo en todos los ensayos y su valor fue de 22 kg/cm^2 , lo - que representaba aproximadamente 7 por ciento de la resistencia nominal del concreto utilizado. El dispositivo de carga se muestra en la fig. 2.5.

Los desplazamientos laterales del muro se midieron mediante micrómetros - de carátula de 0.01 mm de aproximación, colocados al nivel de la losa supe rior y en los tercios de la altura del muro; para detectar posibles desli zamientos o giros en la base se colocaron también micrómetros en ese ni-- vel, fig. 2.5 .

La secuencia de carga en los ensayos fue igual para todos los especímenes; primero se aplicaba la carga vertical, después se daban ciclos de carga lateral alternada hasta una deformación prefijada (el número de ciclos para cada nivel de deformación fue el necesario para obtener curvas de histéresis estables en ciclos sucesivos; generalmente esto se obtenía con tres -- ciclos) y después se aumentaba progresivamente la deformación máxima en cada ciclo hasta llegar a la destrucción del espécimen.

2.4 Descripción del comportamiento observado

2.4.1 Muros con relación de aspecto igual a 2.

En la fig. 2.6 se muestran las configuraciones de agrietamiento de los modelos de muros con relación altura a longitud de 2 y en las figs. 2.7 a 2.21 se aprecian las curvas carga-deformación registradas en los ciclos de carga lateral; para mayor claridad solo se presentan los ciclos finales estables para cada deformación prefijada y algunos de los ciclos iniciales.

El muro 1, donde solo se colocó el refuerzo vertical y horizontal uniforme y sin refuerzo adicional en los extremos, tuvo una falla neta de flexión sin agrietamiento diagonal. Su modo de falla fue dúctil y se alcanzó la fluencia del refuerzo longitudinal en casi toda la sección; la falla se obtuvo después de la rotura de las barras extremas en tensión, por aplastamiento del concreto y pandeo del acero de refuerzo en el extremo de compresión. Las curvas histeréticas que aparecen en la fig. 2.7 muestran que se alcanzaron deformaciones angulares (también denominadas distorsiones, calculadas dividiendo el desplazamiento lateral en el extremo superior del muro entre su altura) de 0.03 sin disminución de la capacidad de carga; la disipación de energía en cada ciclo fue alta y el deterioro de resistencia y rigidez pequeño, aún para deformaciones muy grandes.

El muro 2 fue semejante al muro 1, pero con refuerzo suficiente para evitar la falla por flexión. Se presentó una falla frágil, por cortante, al aparecer una grieta diagonal repentina a lo largo de todo el muro como se muestra en la fig. 2.6. La resistencia fue casi tres veces la del muro 1 y la rigidez fue también mayor. La parte inferior de los extremos quedó muy deteriorada al final del ensayo, por la ausencia de refuerzo transversal que confinara --

al longitudinal. El muro alcanzó una deformación angular máxima promedio de 0.025 antes de la falla y, hasta esa deformación, los ciclos histeréticos mostraron poco deterioro de resistencia; sin embargo, el área incluida en los ciclos fue pequeña y con la forma típica de la falla de cortante en que la rama ascendente tiene una pendiente que crece continuamente, fig. - 2.8

En el muro 3 el refuerzo vertical estaba colocado en columnas relativamente robustas (4 x 5.5 cm). El comportamiento fue parecido al del muro 2; la resistencia semejante, pero la rigidez fue 2.5 veces mayor, y la deformación a la falla aproximadamente del doble de la alcanzada en el 2. Aparecieron muchas grietas horizontales en ambas columnas del muro, y la base sufrió mucho daño. En la fig. 2.6 se observa que el agrietamiento final del muro 3 fue muy parecido al del muro 2. El comportamiento histerético fue semejante excepto que el muro 3 alcanzó deformaciones mayores a las soportadas por el muro 2.

En el muro 4 el refuerzo extremo se colocó en "patines" que representaban porciones de muros transversales. En la mitad superior del muro casi no se presentaron grietas; pero en la inferior el agrietamiento fue semejante al del muro 3. Los patines proporcionaron rigidez y confinamiento al muro -- hasta que se separaron de él, para una distorsión de aproximadamente 0.01. La resistencia y rigidez fueron semejantes a las del muro 2; el comportamiento histerético fue inferior al del muro 3 y parecido al del 2, ya que -- después de la separación de los muros transversales la parte inferior de es tos se dañó en forma importante y el muro perdió rápidamente capacidad de carga.

El muro 6 fue semejante al muro 4, pero la sección de los muros transversales fue menor (15 x 1 cm). El comportamiento fue semejante al del muro 4, pero hubo un menor número de grietas, y las pocas que se presentaron fueron en la mitad inferior. La separación prematura de los patines provocó pérdida de capacidad para deformaciones inferiores a las del muro 4. Lo anterior confirma que debe existir un diseño cuidadoso de la unión entre muros, ya que de no ser así, el muro longitudinal se desligará de los transversales, como se muestra en la fig. 2.22, lo que perjudica su resistencia y rigidez.

El muro 5 tenfa una losa intermedia idéntica a la superior y su sección -- transversal fue la misma que la del muro 2. La carga horizontal se aplicó en la losa superior y en la etapa inicial este muro fue menos deformable que el muro 2. El agrietamiento fue casi independiente en los dos entrepisos hubo un gran número de grietas que no continuaban de uno a otro nivel por - la presencia de las losas; a la falla solo unas cuantas grietas pasaban a - través de la losa intermedia. En cuanto a capacidad de deformación y dete-- rioro, el comportamiento de este muro fue similar al del muro 2 hasta la -- carga máxima, después de la cual tuvo un mejor comportamiento. La base de este muro resultó muy dañada.

El muro 7 tenfa, al igual que el muro 5, una losa intermedia pero de espe-- sor menor (1.5 cm en lugar de 2.5 cm). Su comportamiento en cuanto a resis-- tencia fue muy similar al del muro 5; sin embargo, fue más deformable y tu-- vo menor agrietamiento que el muro 5; aquí también se observó que las grietas eran independientes entre un nivel y otro. En la fig. 2.6 se puede ob-- servar que al final del ensaye los extremos del muro sufrieron bastante da-- ño, por no contar el refuerzo longitudinal con adecuado confinamiento.

En el muro 8 se colaron dos losas intermedias, con espesor de 1.5 cm; fue - en general menos deformable que los muros 5 y 7, pero su resistencia fue muy similar a la de ambos. Como se muestra en la fig. 2.6, tuvo un gran agrieta-- miento en todos los entrepisos, sin continuación de grietas de un nivel a o-- tro; los extremos del muro en la parte inferior sufrieron un gran deterioro. Las losas intermedias aumentaron sustancialmente su rigidez inicial; el com-- portamiento histerético resultó muy parecido al del muro 5. La falla ocurrió en este caso en el entrepiso superior debido a una deficiente conexión del - refuerzo del muro con el de la losa, por lo cual posteriormente se aplicó -- carga lateral en la losa siguiente y finalmente en la losa inferior, deter-- minando la resistencia del muro para las tres relaciones de aspecto resultan-- tes ($M/Vt = 2, 1.3$ y 0.5).

2.4.1.1 Muros con refuerzo especial en sus extremos

En los muros 13 a 15 y 21 la variable en estudio fue el confinamiento de los elementos en sus extremos, columnas o muros transversales. Las caracterfsti-

cas de armado se muestran en la fig. 2.4b, los resultados de los ensayos se presentan en la tabla 2.1 y sus ciclos histeréticos de comportamiento en las figs. 2.14 a 2.17. Estos especímenes tenían las mismas características de refuerzo en el alma que los anteriormente mencionados.

En los extremos del muro 13, que fue de sección rectangular, se formaron columnas interiores; el confinamiento de estas columnas cumplía con los requisitos del Reglamento del D.F. Los estribos se colocaron a 1.25 cm en los tercios extremos y se duplicó esa distancia en el tercio medio de la columna.

El muro 14 se construyó con columnas exteriores en sus extremos (4.2 x 4.2 cm) siguiéndose las mismas condiciones de refuerzo del muro 13, tanto longitudinal como transversal en el alma del muro y en sus extremos.

En los extremos del muro 15 se construyeron columnas exteriores zunchadas, el paso del zuncho fue 0.9 cm en toda la altura de las columnas.

En el muro 21 se formó la columna sobre un muro transversal que tenía una longitud igual a la de la base del muro en estudio, y un espesor igual al de este; las características de armado fueron similares a las de los muros 13 y 14. Para evitar la separación entre los muros se dispuso la colocación de refuerzo adicional en su unión. Como la separación entre el refuerzo horizontal del muro era 5 cm, se colocó el refuerzo adicional (bastones) a la mitad de esta distancia. Este refuerzo demostró su eficiencia porque no se separaron los muros.

En términos generales puede decirse que ninguna de las formas de confinamiento proporcionada en los extremos de los muros logró aumentar sustancialmente la capacidad de deformación de los mismos para cargas menores a la capacidad máxima y que tampoco se alcanzó una reducción gradual de la resistencia después de aquella; esto es, después de la carga máxima se tuvo una pérdida brusca y significativa de la resistencia del muro. Cabe sin embargo mencionar que la capacidad de carga y deformación de estos muros después de la capacidad máxima fue mayor que aquellos en donde las columnas no contaban con confinamiento adecuado.

2.4.1.2 Muros con diferentes condiciones de refuerzo en el alma

En vista de que no se pudo lograr mejorar la capacidad de deformación mediante detalles especiales de armado en los extremos de los muros, se trató de observar si era posible lograrlo mediante refuerzo en el alma, tanto vertical como horizontal.

En los muros 16, 17, 19, y 20 se trató de estudiar lo anterior variando la cuantía de refuerzo en el alma; todos los muros contaban con columnas en sus extremos y presentaban el mismo detalle de confinamiento que el muro 14. Las características del refuerzo de estos muros se muestran en la fig. 2.4b, los resultados más interesantes se presentan en la tabla 2.1 y los ciclos histeréticos de comportamiento en las figs. 2.18 a 2.21.

El muro 16 tenía 0.7 por ciento de refuerzo tanto vertical como horizontal, la separación entre alambres fue 2.5 cm; los estribos de las columnas extremas se colocaron en igual forma que para el muro 14. El agrietamiento del alma de este muro fue bastante uniforme, debido principalmente a la distribución más uniforme del acero de refuerzo, que sin embargo, provocó que después de la capacidad máxima se deteriorara rápidamente el concreto colocado en el alma del muro provocando la pérdida del concreto y la adherencia del refuerzo, concentrándose la demanda de deformación y resistencia en las columnas extremas, pero la capacidad de éstas resultó mucho menor que la capacidad máxima. No se observó una mejora sustancial de la capacidad de deformación para la carga máxima, aunque sí para la carga máxima sostenida.

El muro 17 tenía un porcentaje de refuerzo horizontal igual a 0.7 mientras que el refuerzo vertical era solo la mitad de éste (0.35); el refuerzo de las columnas fue similar al del muro 16. La finalidad de este ensayo era observar lo mencionado por Barda et al, ref. 2.3, acerca del comportamiento de muros con relación de aspecto mayor que uno, donde el refuerzo vertical prácticamente no contribuye a la resistencia del muro (aunque es necesaria su presencia). Este muro mostró un comportamiento similar al del muro 16, confirmando lo mencionado con anterioridad; sin embargo, la distribución no uniforme de refuerzo vertical y horizontal provocó que la zona de falla de las columnas se concentrara en el tercio medio de las mismas (donde la separación de los estribos era el doble de los extremos).

En el muro 19 se trató de evitar los problemas observados en los muros 16 - y 17: desprendimiento del concreto en el alma y concentración de la falla - donde la separación de los estribos de la columna era mayor. Para lo ante-rior se colocó la malla en el alma del muro repartida en dos capas; la sepa ración del refuerzo fue $t/2$ (1.25 cm) en ambas direcciones, y 0.007 la cuan tia de refuerzo. Los estribos en la columna se espaciaron de manera unifor-me en toda la altura, con la distancia mínima empleada en los otros ensayos. Su comportamiento fue similar al del muro 16 antes de la capacidad máxima; es decir, no se logró el objetivo de mejorar su deformabilidad. Para defor-maciones mayores a la de la capacidad máxima sostuvo mayor carga que el mu-ro 16 pero sin transición gradual, sino instantánea.

El armado del muro número 20 fue similar al 16; tenía 0.7 por ciento de re-- fuerzo en ambas direcciones, pero la separación de los estribos en toda la altura de las columnas fue uniforme, 1.25 cm. La distribución uniforme de - los estribos condujo a que la falla se concentrara en los extremos de las - columnas. Su comportamiento fue similar al del muro 16.

2.4.2 Muros con relación de aspecto igual a 0.5

La configuración de agrietamiento de estos muros se muestra en la fig. 2.23 y las curvas histeréticas en las figs. 2.24 a 2.28.

El muro 9 fue idéntico al muro 6 en cuanto a sección transversal, con muros transversales, pero de altura menor. Se observa que sufrió un deterioro casi total ante la repetición de ciclos con deformaciones relativamente pequeñas. Al igual que en el muro 6, sus patines se separaron prematuramente. La resis-tencia y rigidez fueron mucho mayores que en los muros anteriores debido a - la relación de aspecto menor.

El muro 10 fue idéntico al 8, con relación altura a longitud de 2, dos losas intermedias y sin columnas o patines en los extremos. Este espécimen se ensa yó aplicando la carga en la losa inferior, de manera que la relación de as-- pecto en el tablero inferior era 0.5. El comportamiento fue totalmente simi-lar al del muro 9 observándose un deterioro muy pronunciado.

La sección transversal del muro 11 fue la misma que la del muro 3, con columnas en los extremos. Tuvo una resistencia comparable a la de los muros 9 y 10 y una rigidez ligeramente mayor; sufrió gran pérdida de material en una franja central horizontal y las columnas también sufrieron gran deterioro.

El muro 12 no tenía ningún elemento de refuerzo en los extremos, al igual que el muro 2. Aparecieron más grietas que en el muro 11; los extremos de este muro se deterioraron también notablemente para deformaciones grandes. La resistencia fue similar a la de los anteriores, pero la rigidez fue menor.

En el muro 18 se trató de comprobar lo afirmado por Barda et al en la ref. 2.3, que mencionan que la capacidad de muros donde $M/Vt < 1$ está proporcionada principalmente por el refuerzo vertical colocado en el alma (aunque cabe recalcar que también es necesaria la presencia de refuerzo horizontal). En este muro se colocó 0.7 por ciento de refuerzo en dirección vertical y la mitad en la horizontal; las columnas que lo confinaban fueron de 4.4 x 4.4 cm con estribos colocados uniformemente en toda la altura, con separación de 1.25 cm. El comportamiento de este muro fue similar a los anteriores, su resistencia mayor y como se verá en el próximo capítulo, resultó 100% eficiente el refuerzo vertical, lo que confirma la idea de que el refuerzo vertical es el que proporciona la resistencia en muros donde $M/Vt < 1$.

2.5 Similitud de comportamiento con un prototipo

Para confirmar la validez de los resultados de los modelos se construyó un espécimen de 2 m de altura, 1 m de longitud y 10 cm de espesor que se consideró como prototipo, y un modelo escala 1 a 4 con características similares. Las propiedades de ambos especímenes se muestran en la tabla 2.1; en las figs. 2.29 y 2.30 se muestran sus curvas de comportamiento y en la fig. 2.31 las envolventes de los ciclos histeréticos estables para ambos muros. Se observa de la tabla 2.1 y de las figs. 2.29 a 2.31 que el comportamiento general es muy similar, lo que confirma lo establecido en la ref. 2.1 respecto a la validez de emplear modelos para estudiar el comportamiento de elementos de concreto reforzado cuando se emplean los procedimientos de fabricación de los materiales que la misma referencia establece.

2.6 Interpretación global de resultados.

La tabla 2.1 resume los resultados de los 22 muros ensayados en cuanto a -- resistencia, rigidez y capacidad de deformación.

Se consignan tanto los esfuerzos cortantes promedio en los muros como las deformaciones angulares para tres etapas de comportamiento: cuando apareció la primera grieta inclinada en el alma del espécimen, cuando se alcanzó la máxima carga que se pudo aplicar al muro; y cuando se alcanzó la carga máxima que el muro fue capaz de sostener en ciclos histeréticos estables.

En muros con sección transversal rectangular, el esfuerzo cortante promedio se obtuvo dividiendo la fuerza lateral aplicada entre el área de la sección transversal del muro, o sea $v = V/bt$, donde b es el espesor del muro y t la longitud total del espécimen. La deformación angular es la que se calcula al dividir el desplazamiento lateral del extremo superior entre la altura del muro, como se había mencionado con anterioridad.

En los muros con columnas o muros transversales, la fuerza cortante se dividió entre un "área efectiva" para determinar el esfuerzo resistente del muro. En el siguiente capítulo se dan los lineamientos para calcular el "área efectiva".

Al analizar globalmente los resultados, se observa que la capacidad máxima y sostenida dependen principalmente de la calidad del concreto, de la cuantía de refuerzo, de la presencia de elementos de confinamiento en los extremos del muro y de la relación de aspecto del mismo M/Vt (H/t). Se excluye, naturalmente, el muro 1 cuya falla fue debida a flexión y cuya resistencia se predice con buena aproximación con la teoría usual de flexión para concreto.

La rigidez inicial, reportada en la misma tabla, corresponde a la secante de la curva inicial entre el origen y el punto correspondiente a una carga de 15% de la máxima. Se aprecia como los valores de este parámetro resultan --- irregulares, a pesar de lo cual es evidente el incremento apreciable de la -

rigidez inicial por la presencia de elementos extremos y de losa intermedias, y la diferencia entre la rigidez de muros cortos con la de los muros altos. - Los valores de las deformaciones de los primeros seis especímenes no se consideran confiables por deficiencias encontradas en su colocación y sujeción.

Las deformaciones angulares correspondientes al agrietamiento diagonal fueron muy irregulares (0.005 en promedio) mientras que a la carga máxima, la deformación angular fue más uniforme para una misma relación de aspecto, (0.027 para $M/Vt = 2$ y 0.014 para 0.5) sin que se aprecie influencia de alguna de las otras variables en el estudio, salvo la del refuerzo en el alma del muro.

En lo que respecta al comportamiento histerético y al deterioro, es evidente de la inspección de las curvas carga-deformación medidas, que en todos los casos en que la falla fue por cortante se tuvo un comportamiento poco favorable. Para deformaciones que excedían al agrietamiento diagonal las curvas tenían la forma típica (de huso, "spindle shaped") de los elementos con falla por -- cortante, caracterizada por una rama ascendente con pendiente que crece con-- tinuamente y con una rama descendente muy pronunciada, encerrando un área relativamente pequeña que indica un amortiguamiento histerético muy bajo.

Ante cargas laterales, el mecanismo de transferencia de la fuerza cortante en el muro se considera que es como a continuación se menciona: bajo la acción de la fuerza lateral, una parte de esa fuerza se transfiere directamente por el - concreto que está en compresión, otra parte se transfiere por el refuerzo en el alma del muro; otra porción de la fuerza cortante se transfiere por el alma -- del muro mediante la llamada acción de armadura. Una pequeña parte de la fuerza cortante se transfiere por la acción denominada "dowel" del refuerzo, esto - es, del doblado del acero en la zona agrietada del concreto.

Cuando disminuye la carga, las grietas no son capaces de cerrarse inmediatamente, transfiriéndose el cortante por medio del doblado del acero de re--- fuerzo y la fricción que se presenta en las grietas; por este motivo se presenta la forma de huso de los ciclos histeréticos. Al aplicar carga en sentido contrario se cierran las grietas que estaban anteriormente en la zona - de tensión aumentando la fricción en el concreto de estas zonas, que junta-- mente con la acción de armadura hace que aumente la pendiente de las curvas.

Según Bertero, ref. 2.4, la acción de armadura solo se presenta cuando se cierra una grieta diagonal abierta anteriormente, y el aumento en rigidez es debido en primera instancia a la fricción en las grietas y después a la acción de armadura.

Con la alternación de cargas se va perdiendo la resistencia por fricción, ya que se va alisando la superficie de contacto; además, la acción de doblado en el acero de refuerzo hace que se pierda la adherencia. Todo lo anterior deteriora la resistencia y rigidez y acelera la falla por cortante.

No obstante el daño observado por los especímenes, éstos fueron capaces de soportar la carga vertical que sobre ellos actuaba; aunque cabe repetir que solo era del orden del 7 por ciento de la capacidad a compresión del concreto.

En un intento inicial de establecer un parámetro que midiera la capacidad de disipación de energía de los muros, se definió un factor de ductilidad equivalente como la relación de áreas bajo la curva histerética obtenida experimentalmente para la carga máxima sostenida, y la de un muro de comportamiento lineal con la misma rigidez inicial del espécimen. Los valores calculados se consignan en la tabla 2.1. Se aprecia como dicho factor es mayor que 4 para el muro 1 con falla por flexión, y varía entre 1.5 y 3 para los muros con falla por cortante; en los muros con relación de aspecto de 2, los valores fueron mayores para muros con elementos robustos en sus extremos o con losas intermedias; en los muros cortos se tuvo un valor ligeramente mayor que en los altos similares; esto se debe seguramente a que la forma en que se determina este factor de ductilidad no es muy apropiada para el caso de muros con falla por cortante, por lo que en la tabla 2.1 solo se presenta ese parámetro para los muros 1 a 13, ensayados en la primera etapa.

Se considera que el criterio de igualación de energía para calcular el factor de reducción por ductilidad no conduce a resultados razonables.

REFERENCIAS

CAPITULO 2

- 2.1 Hernández O., "Tecnología del Microconcreto", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe 380, México 1976.
- 2.2 "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 401, México 1977.
- 2.3 Barda F., Hanson J.M. y Corley W.G., "An Investigation of the -- Design and Repair of Low-rise Shear Walls". 5a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma (1973).
- 2.4 Wang T.Y., Bertero V.V., Popov E.P., "Hysteretic Behavior of --- Reinforced Concrete Framed Wall", Report EERC75-23 University of California en Berkeley, USA (1975).

TABLA 2.1 CARACTERISTICAS DE LOS MUROS ENSAYADOS

Ident.	f' _c kg/cm ²	M/V _t	P _h %	P _v %	f _y kg/cm ²	K _i kg/cm ²	Agrietamiento		Sostenido		Máximo		Q ₁
							γ ¹	v ²	γ ¹	v ²	γ ¹	v ²	
1	269	1.95	0.35	0.35	3100		0.0020	5.4	0.016	8.8	0.028	9.3	4.3
2	306	1.95	0.35	0.35	3100	2400	0.0042	10.7	0.026	23.8	0.029	26.2	1.6
3	280	1.95	0.35	0.35	3100	6300	0.0034	11.9	0.024	21.8	0.029	26.4	2.8
4	290	1.95	0.35	0.35	3100	2800	0.0060	11.6	0.021	23.1	0.025	26.7	1.7
5	305	1.95	0.35	0.35	3100	4900	0.0025	9.9	0.024	24.6	0.025	29.2	2.4
6	345	1.95	0.35	0.35	3100			11.6		24.1		26.8	
7	296	1.95	0.35	0.35	3100	2800	0.0100	11.6	0.033	27.3	0.039	26.5	1.9
8	292	1.95	0.35	0.35	3100	4200	0.0036	11.6	0.015	24.2	0.015	27.0	2.1
9	360	0.50	0.35	0.35	3100	17800	0.0034	22.3	0.010	39.9	0.007	46.1	2.3
10	378	0.67	0.35	0.35	3100	19500	0.0045	22.4	0.011	42.7	0.014	55.1	2.4
11	300	0.50	0.35	0.35	3100	20000	0.0025	22.2	0.008	37.0	0.016	44.5	2.1
12	280	0.67	0.35	0.35	3100	7500	0.0055	22.0	0.018	38.0	0.017	44.0	1.9
13	292	2.0	0.35	0.35	3600	5744	0.0027	12.5	0.014	24.2	0.018	27.7	
14	247	2.0	0.35	0.35	3600	7225	0.0021	10.5	0.0125	21.7	0.024	26.6	
15	320	2.0	0.35	0.35	3600	4897	0.0030	12.4	0.016	25.0	0.017	28.9	
16	209	2.0	0.70	0.70	2586	5860	0.0031	15.7	0.0199	30.5	0.025	38.2	
17	176	2.0	0.70	0.35	2586	5064	0.0024	10.5	0.0201	27.0	0.031	33.0	
18	237	0.5	0.35	0.70	2586	9870	0.0016	12.8	0.0131	46.1	0.020	55.6	
19	187	2.0	0.70	0.70	3536	3680	0.0050	15.2	0.0285	35.1	0.028	38.2	
20	258	2.0	0.70	0.70	2586	3200	0.0034	12.3	0.0231	30.1	0.023	33.5	
21	212	2.0	0.35	0.35	3600	5620	0.0032	14.8	0.0119	23.1	0.014	29.0	
22M	375	2.0	0.35	0.35	3100								
Proto-tipo	501	2.0	0.35	0.35	3100								

1 Deformación angular, cm/cm

2 Esfuerzo cortante, kg/cm²

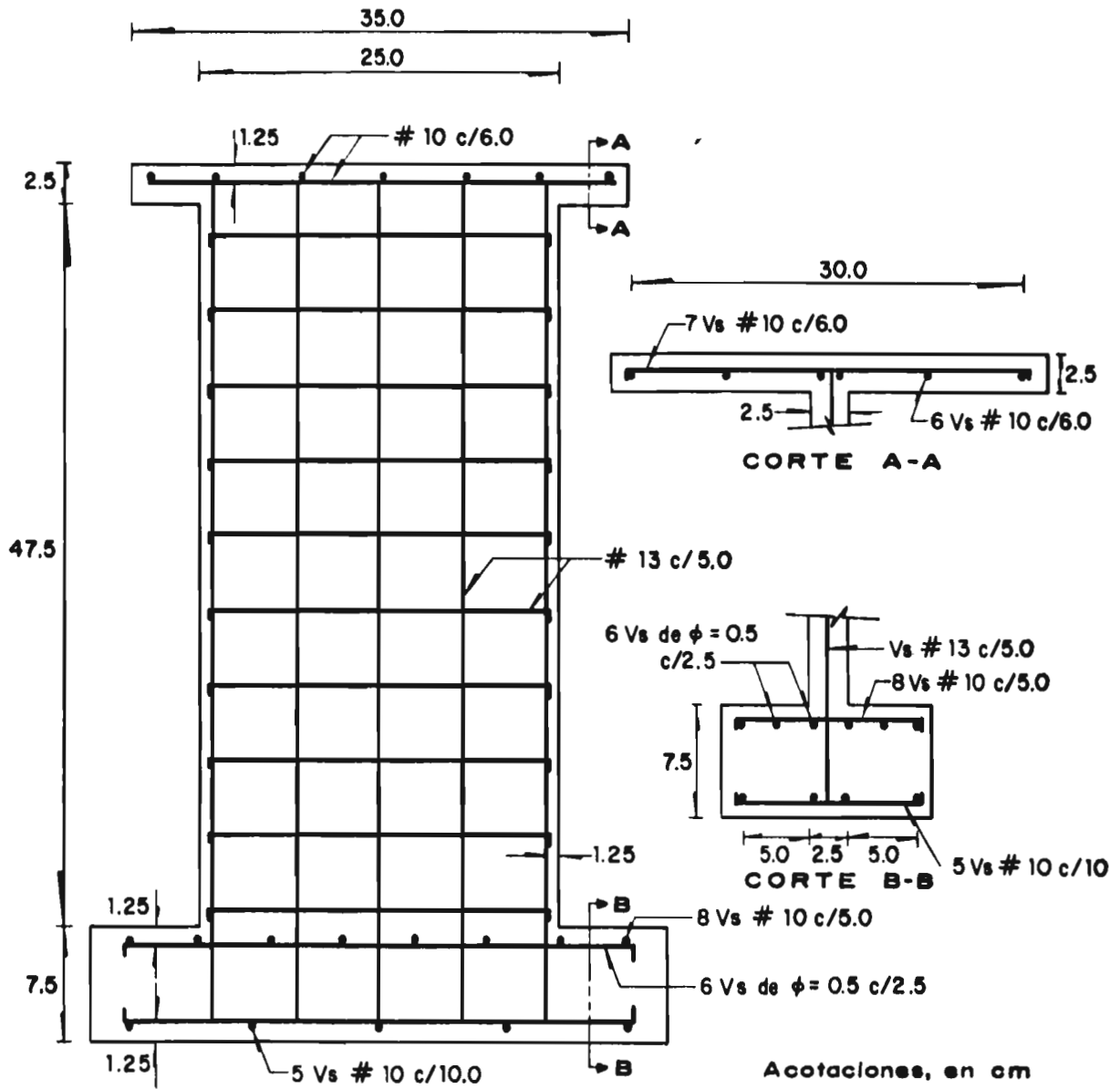


Fig 2.1. Características de un espécimen típico

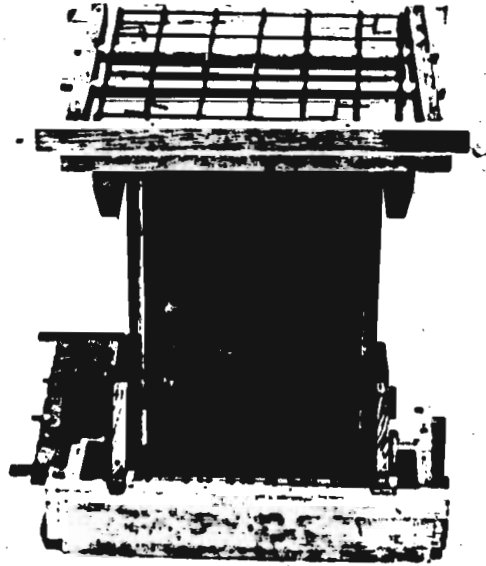
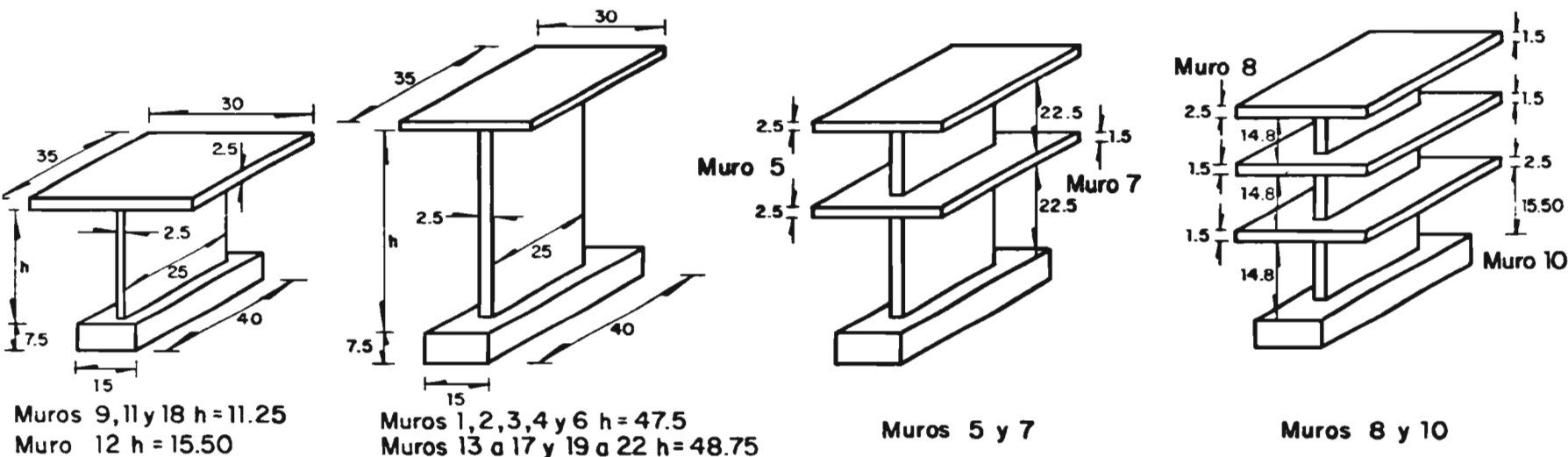
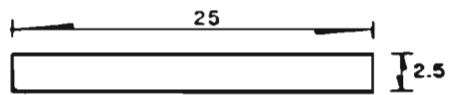


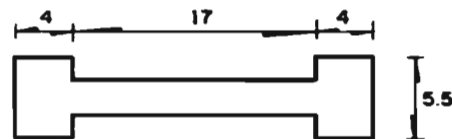
Fig 2.2 . Colocación del refuerzo en la cimbra .



a) Alturas y losas intermedias

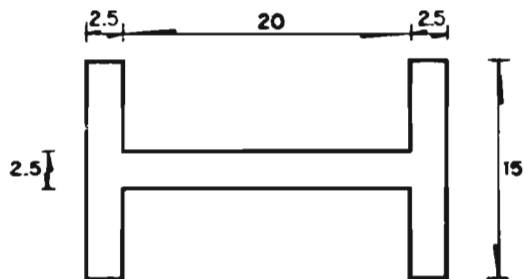


Muros 1, 2, 5, 7, 8, 10, 12, 13 y 22

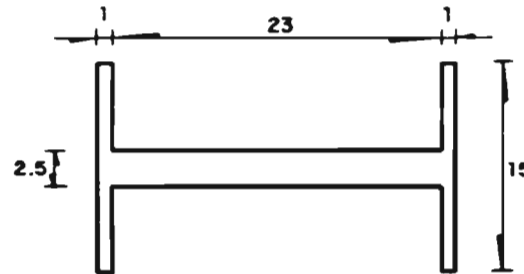


Muros 3, 11, 14, 15, 16, 17, 18, 19 y 20

Acotaciones, en cm



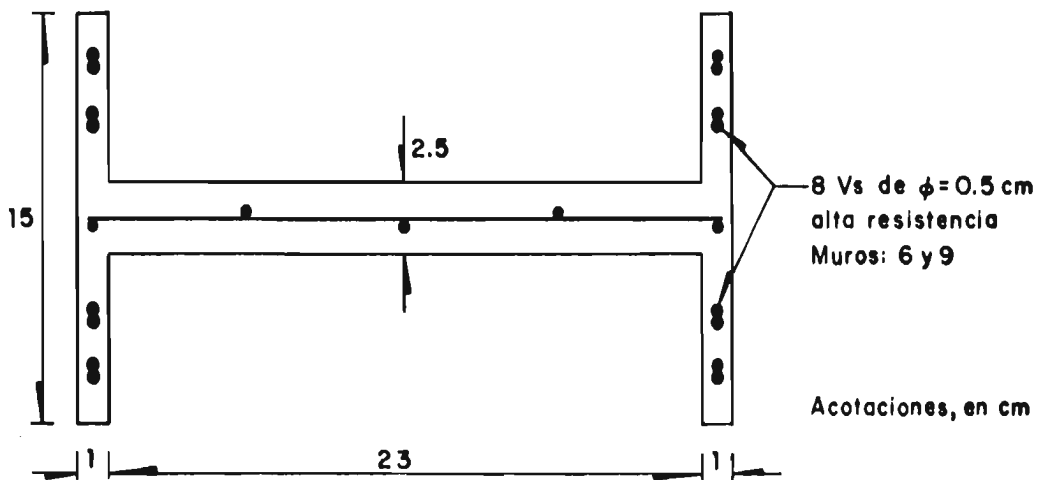
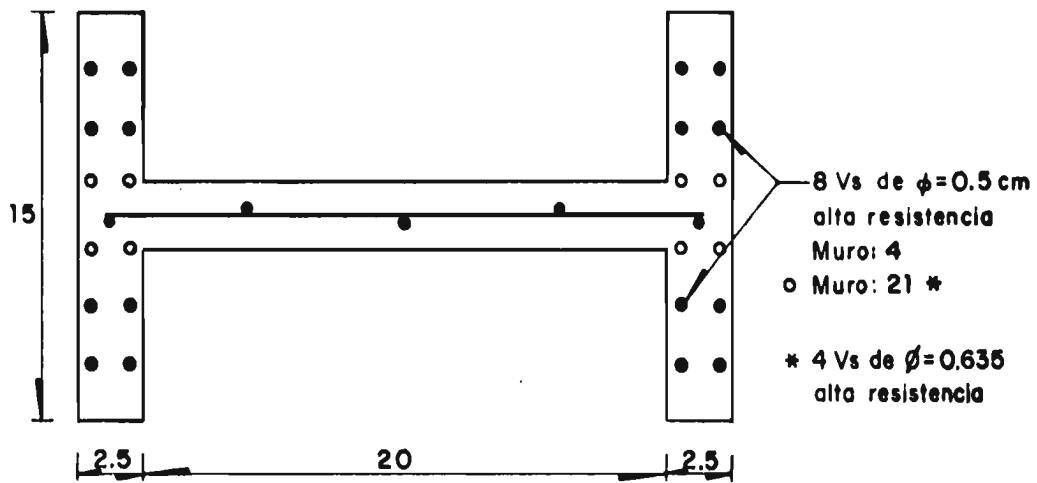
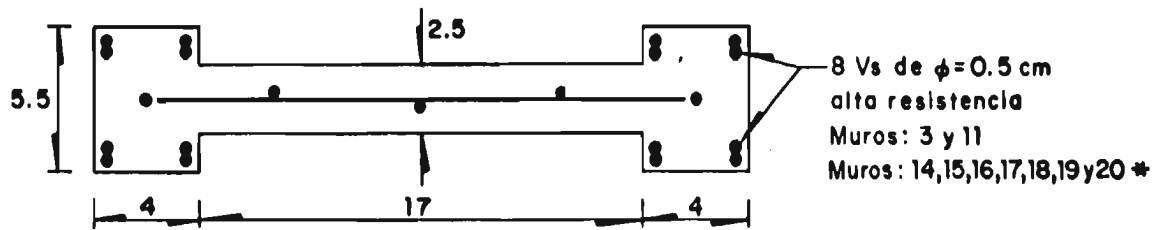
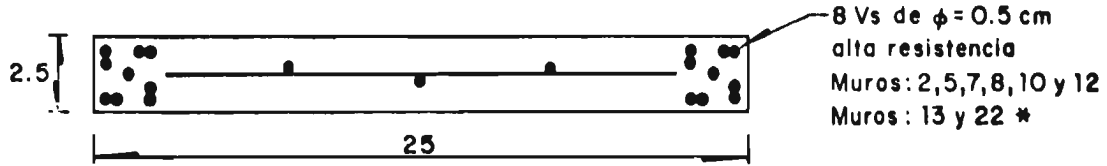
Muro 4 y 21



Muros 6 y 9

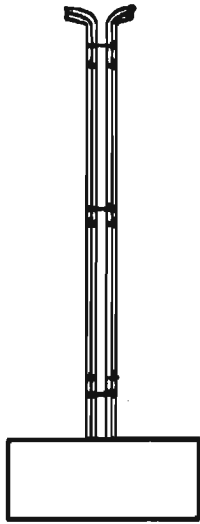
b) Secciones transversales

Fig 2.3. Geometría de los especímenes

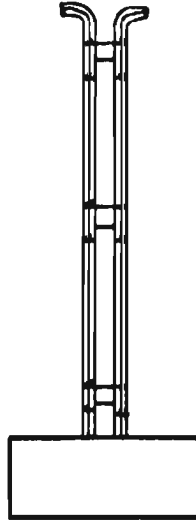


(a)

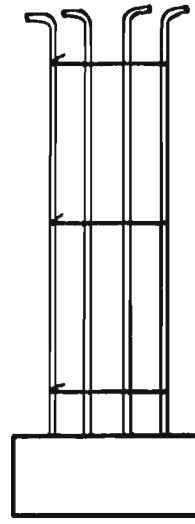
Fig 2.4.a Detalle del refuerzo vertical en los modelos



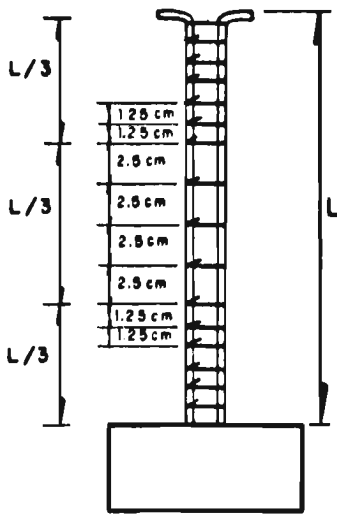
Muros 2,5,7,8,10 y 12



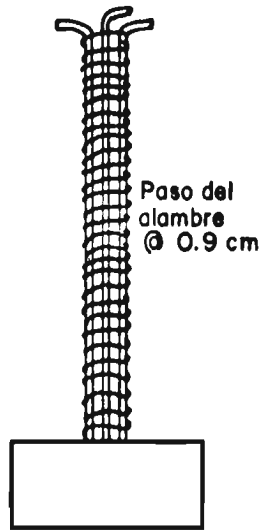
Muros 3 y 11



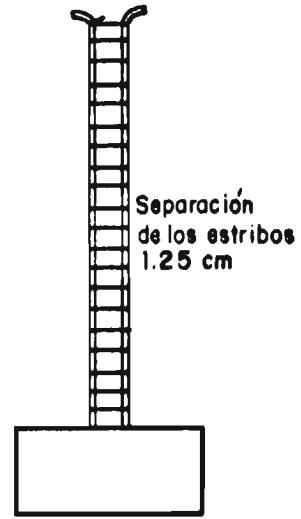
Muros 4, 6 y 9



Muro 13,14,16 y 17



Muro 15



Muro 18,19,20,21 y 22

Fig 2.4.b Detalle de refuerzo en columnas



Fig 2.5. Dispositivo de ensaye (carga y medición)



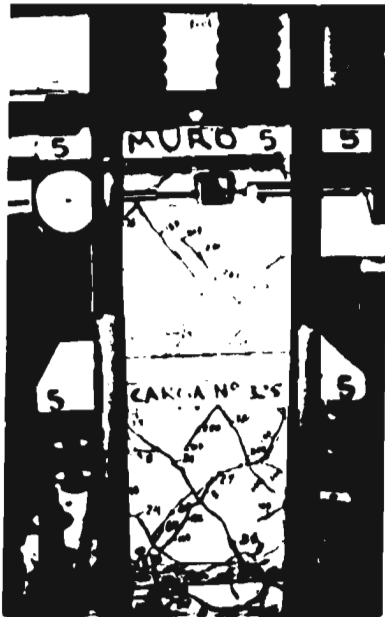
Muro 2



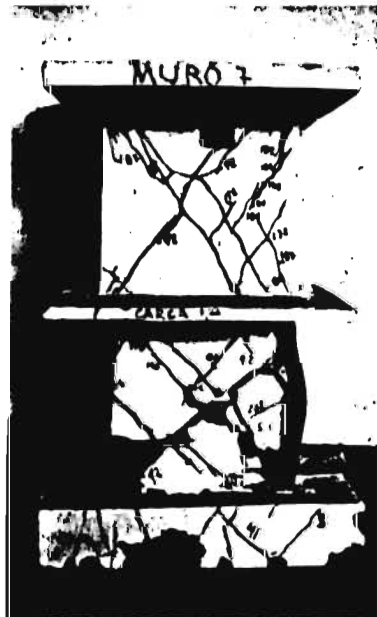
Muro 3



Muro 4



Muro 5



Muro 7



Muro 8

Fig 2.6.a Configuraciones de agrietamiento de los especímenes con relación de aspecto igual a 2



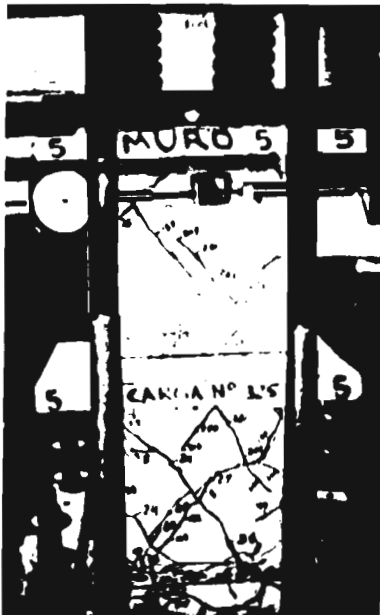
Muro 2



Muro 3



Muro 4



Muro 5



Muro 7



Muro 8

Fig 2.6.a Configuraciones de agrietamiento de los especímenes con relación de aspecto igual a 2



Muro 13



Muro 14



Muro 15



Muro 16



Muro 17



Muro 19



Muro 20



Muro 21

Fig 2.6.b Configuraciones de agrietamiento de los especímenes con relación de aspecto igual a 2

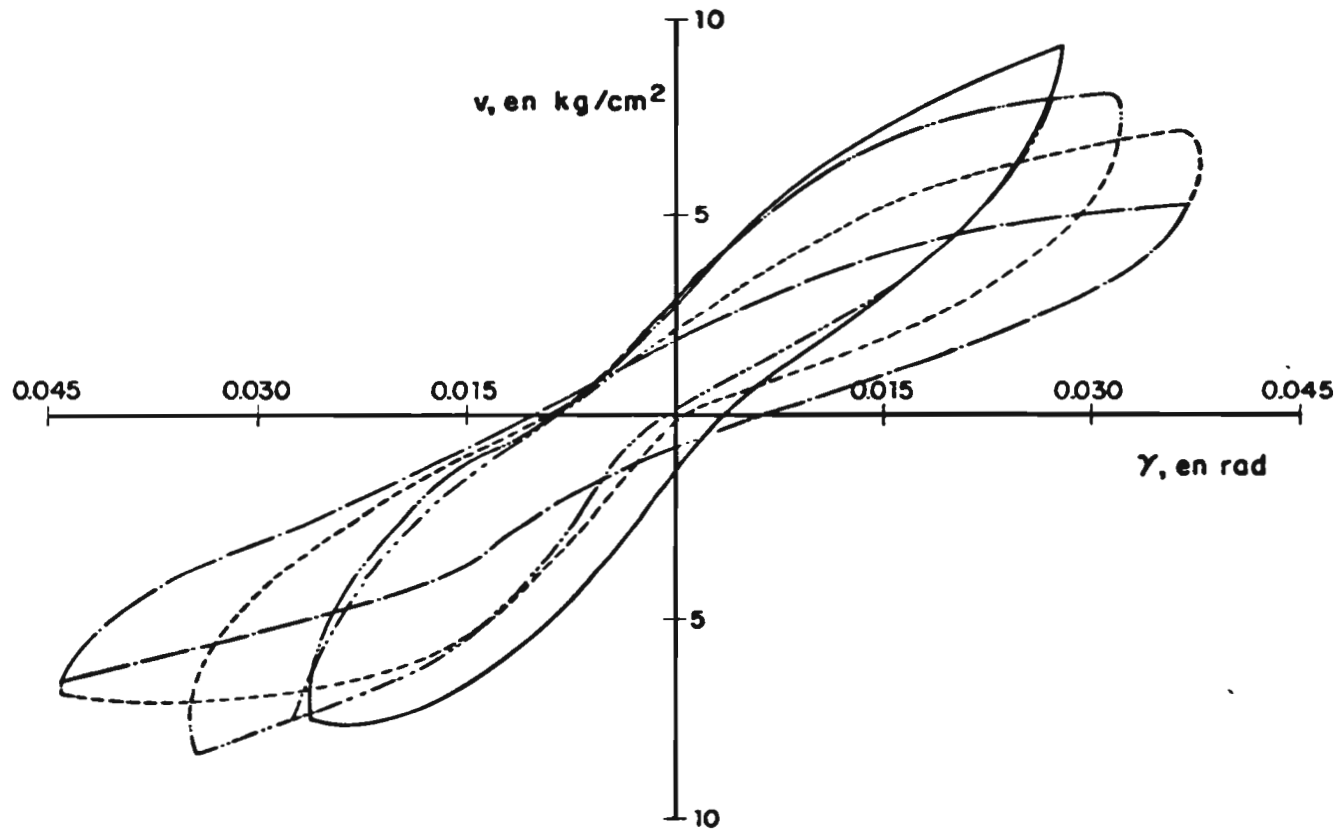


Fig 2.7. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 1 (después de agrietado)

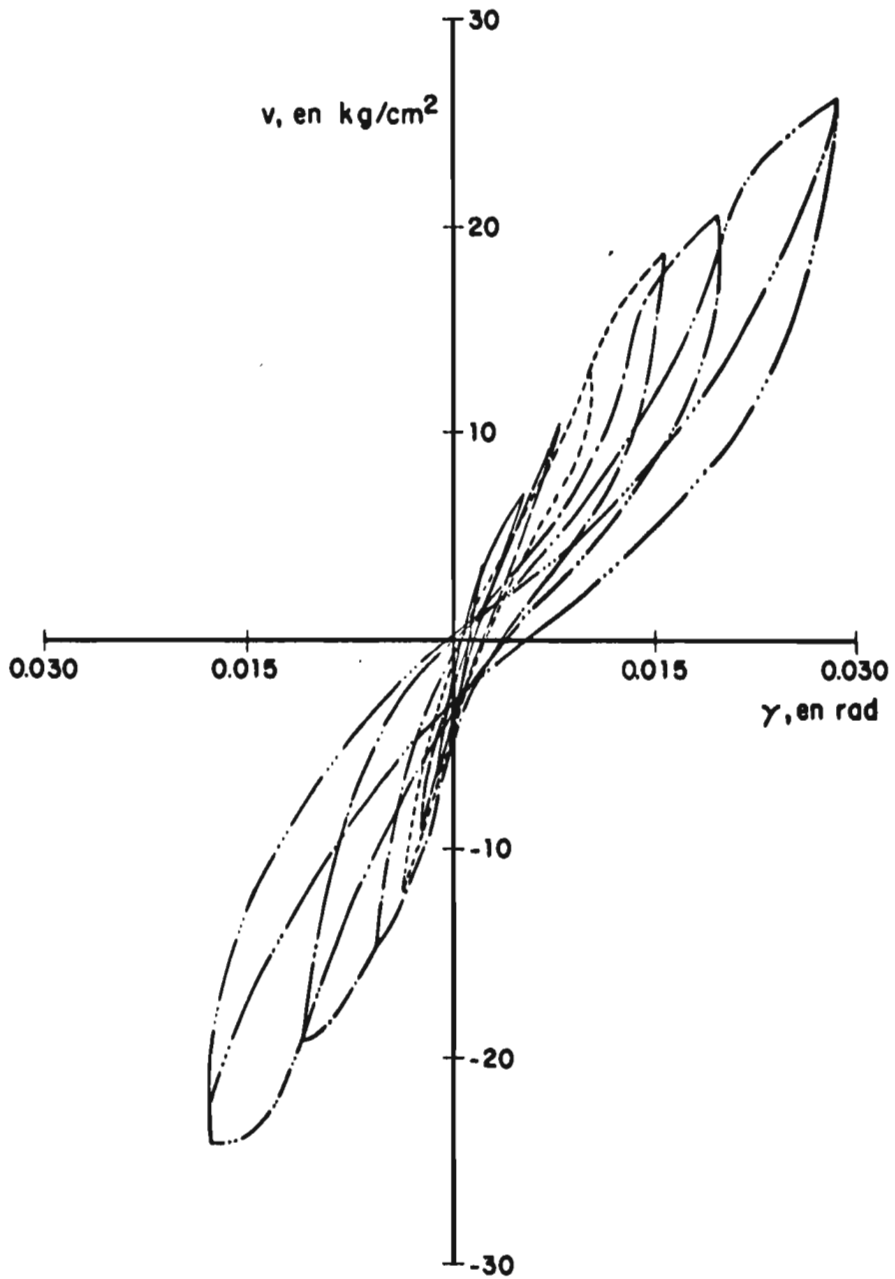


Fig 2.8. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 2

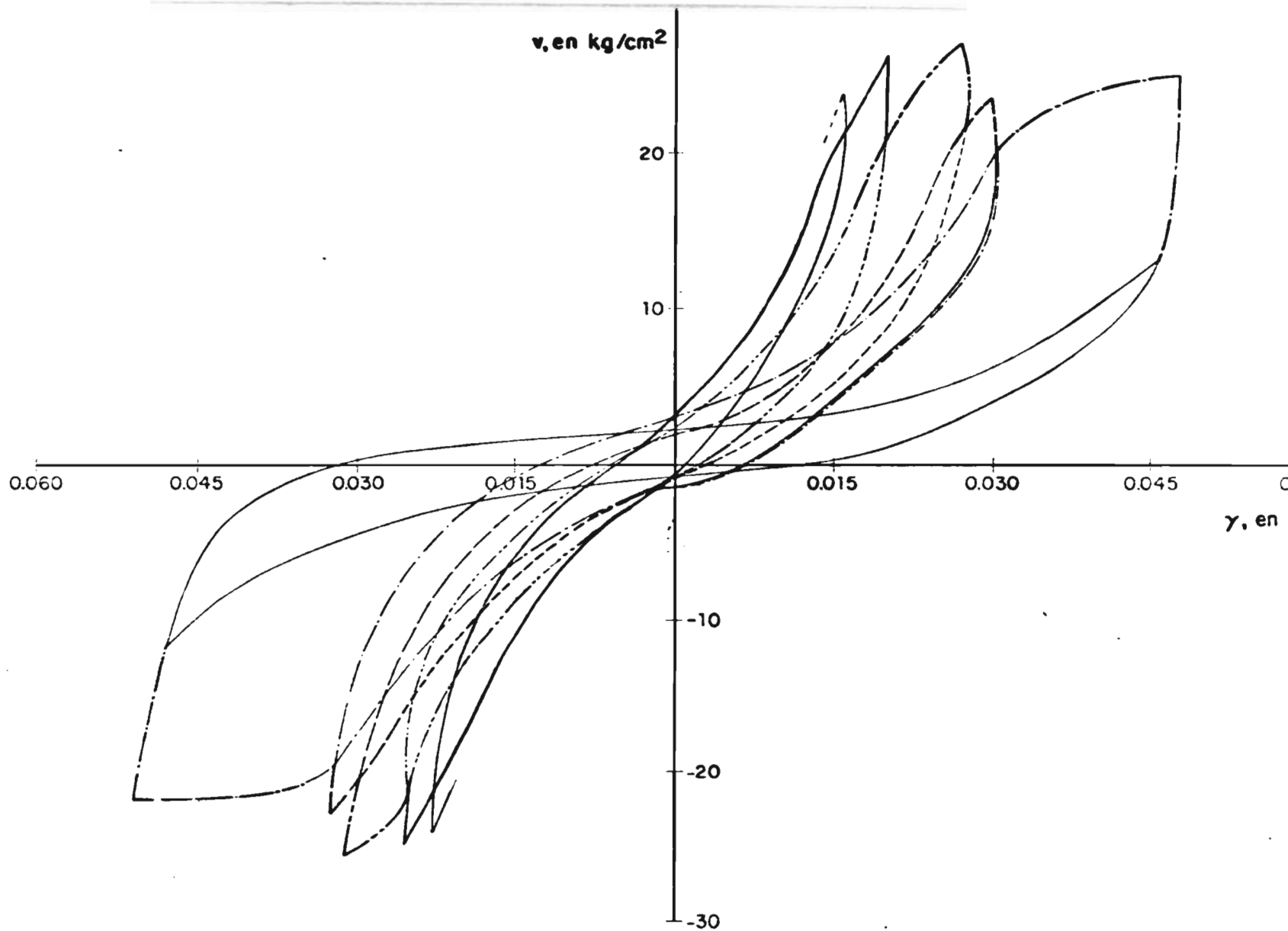


Fig 2.9. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 3 (después de agrietado)

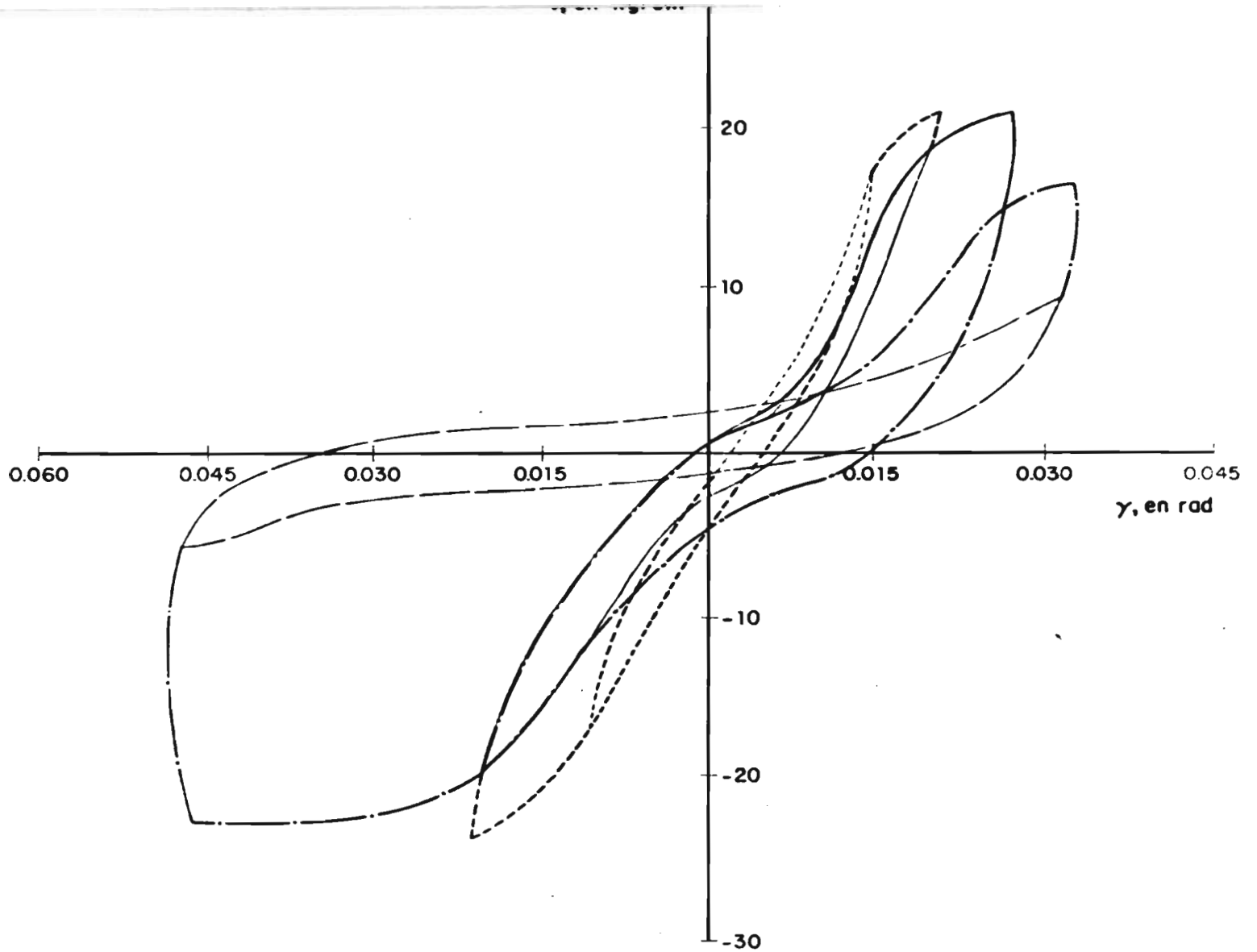


Fig 2.10. Ciclos histéricos de esfuerzo vs deformación angular del muro 4 (después de agrietado)

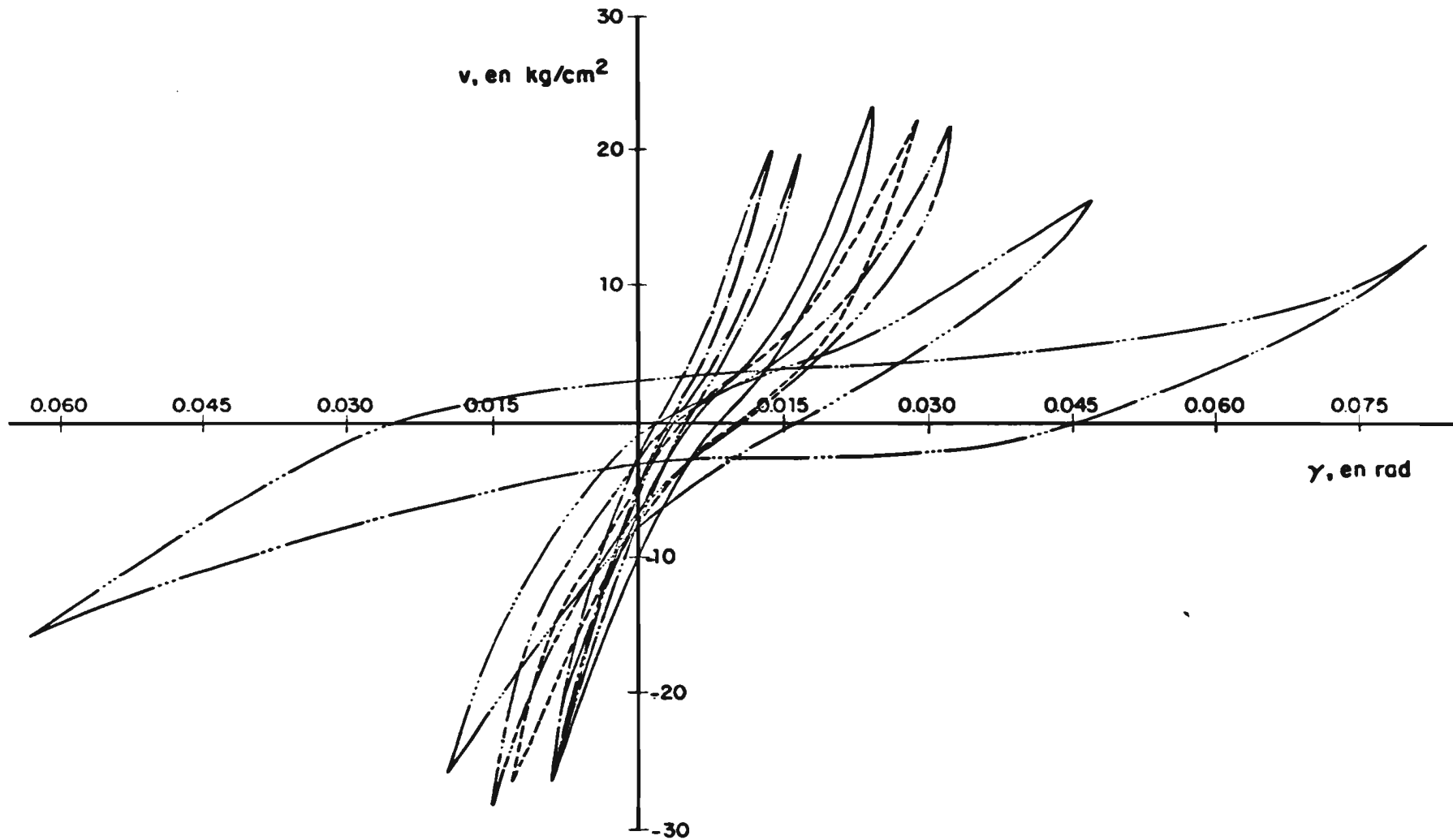


Fig 2.11. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 5 (después de agrietado)

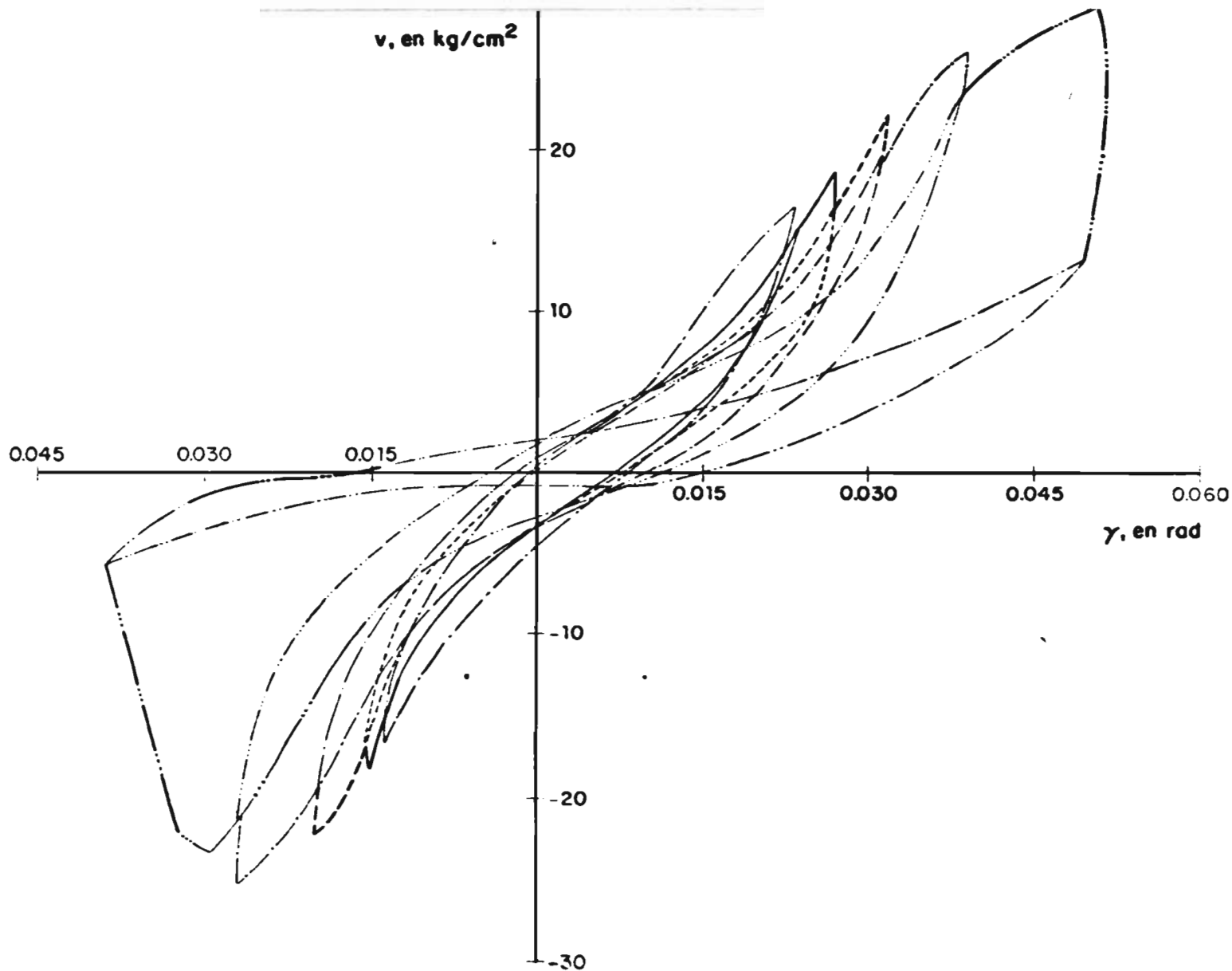


Fig 2.12. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 7.
(después de agrietado)

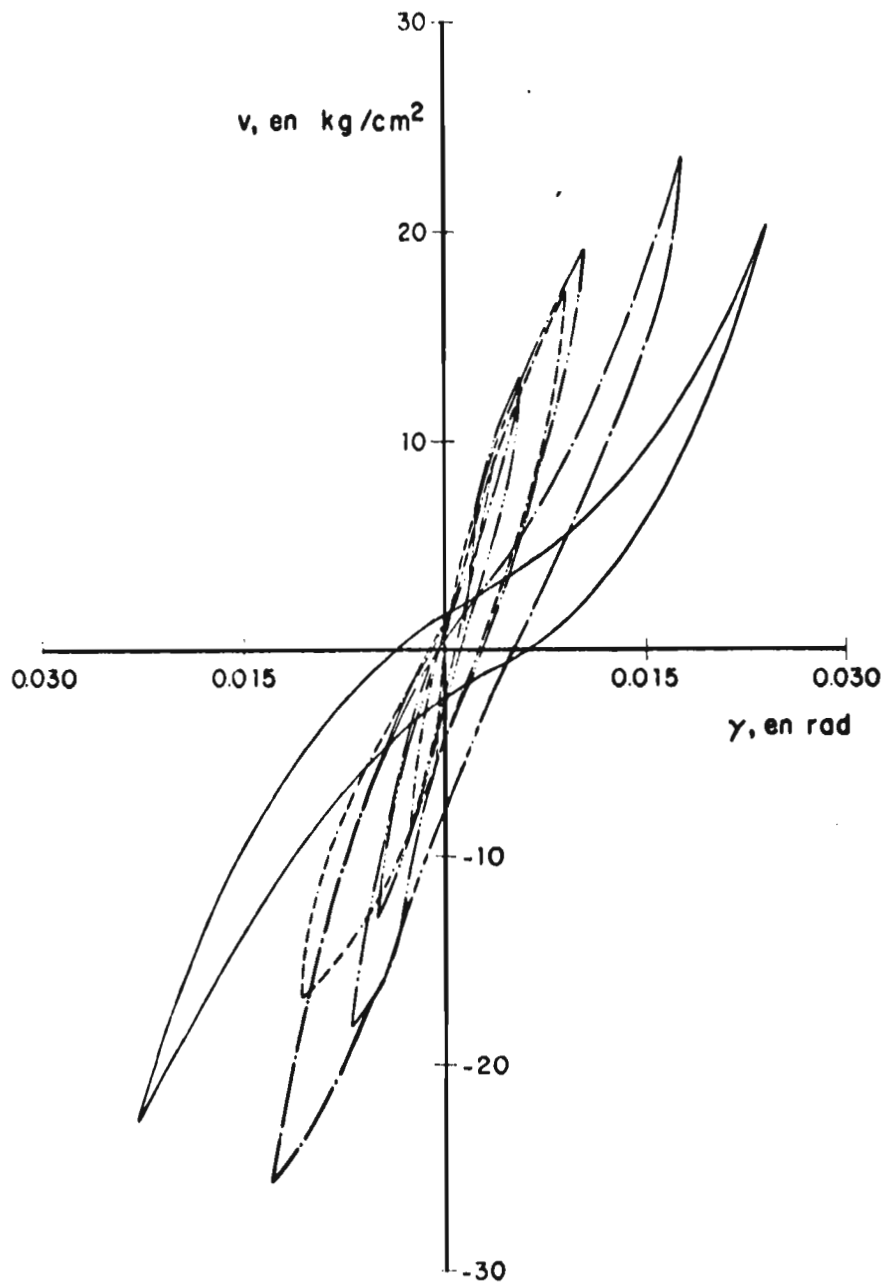


Fig 2.13. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 8

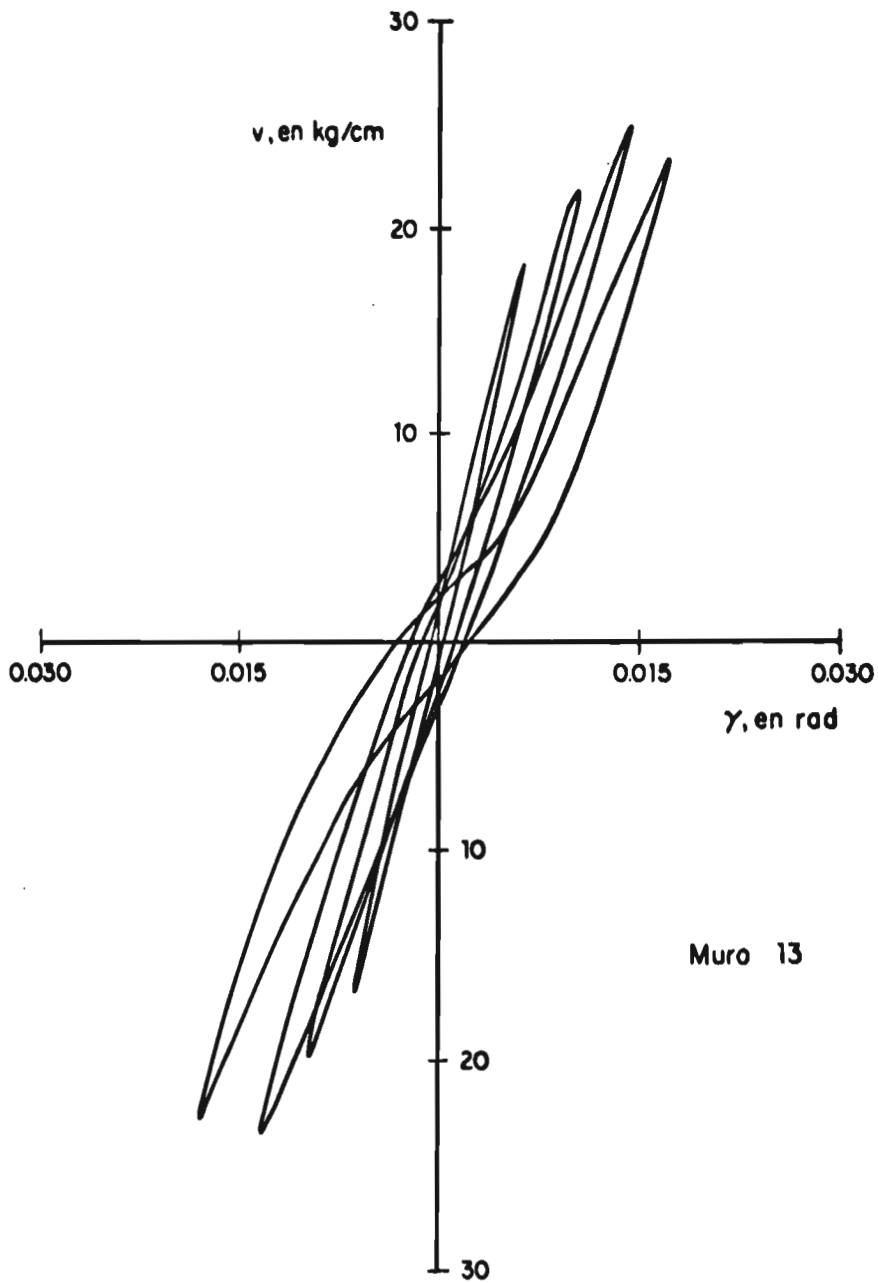


Fig 2.14. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

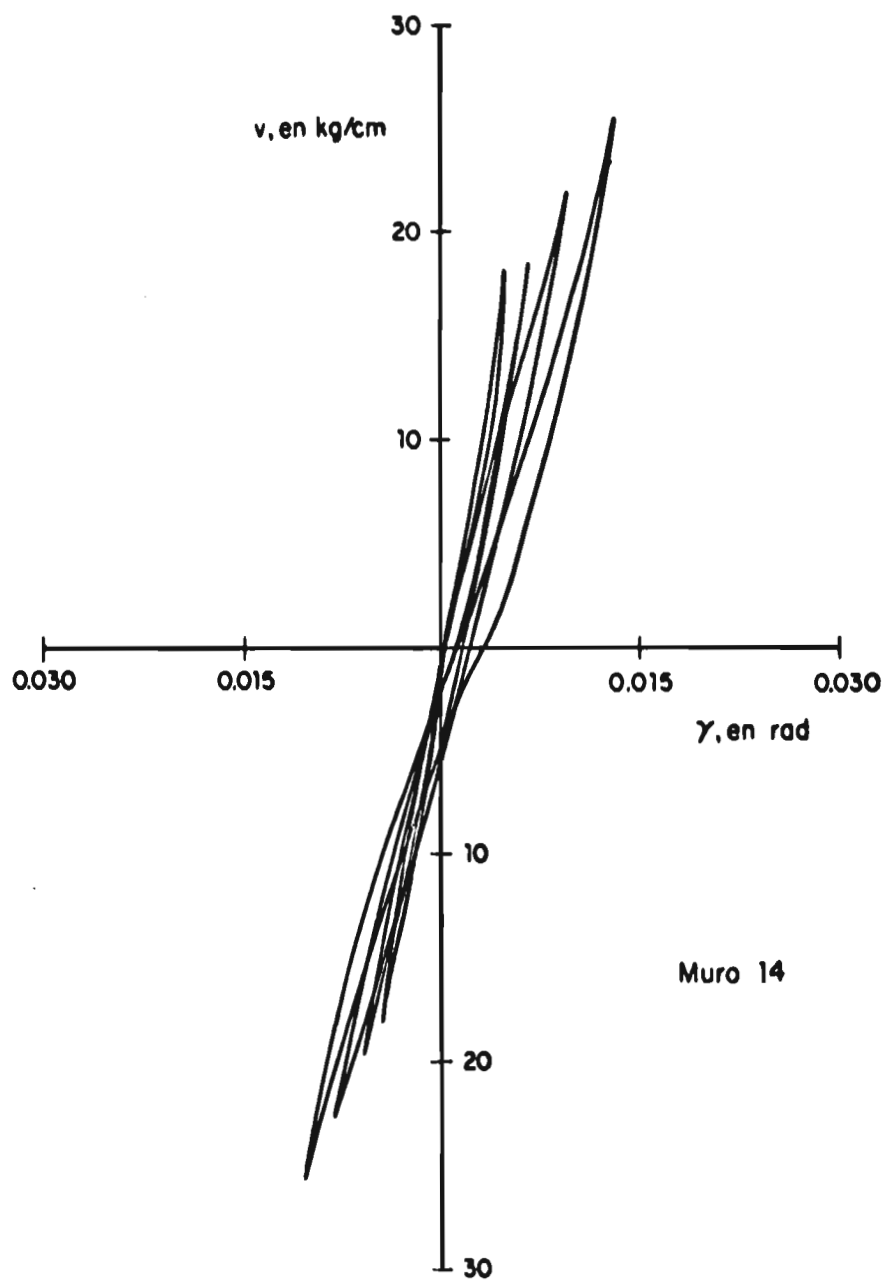


Fig 2.15. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

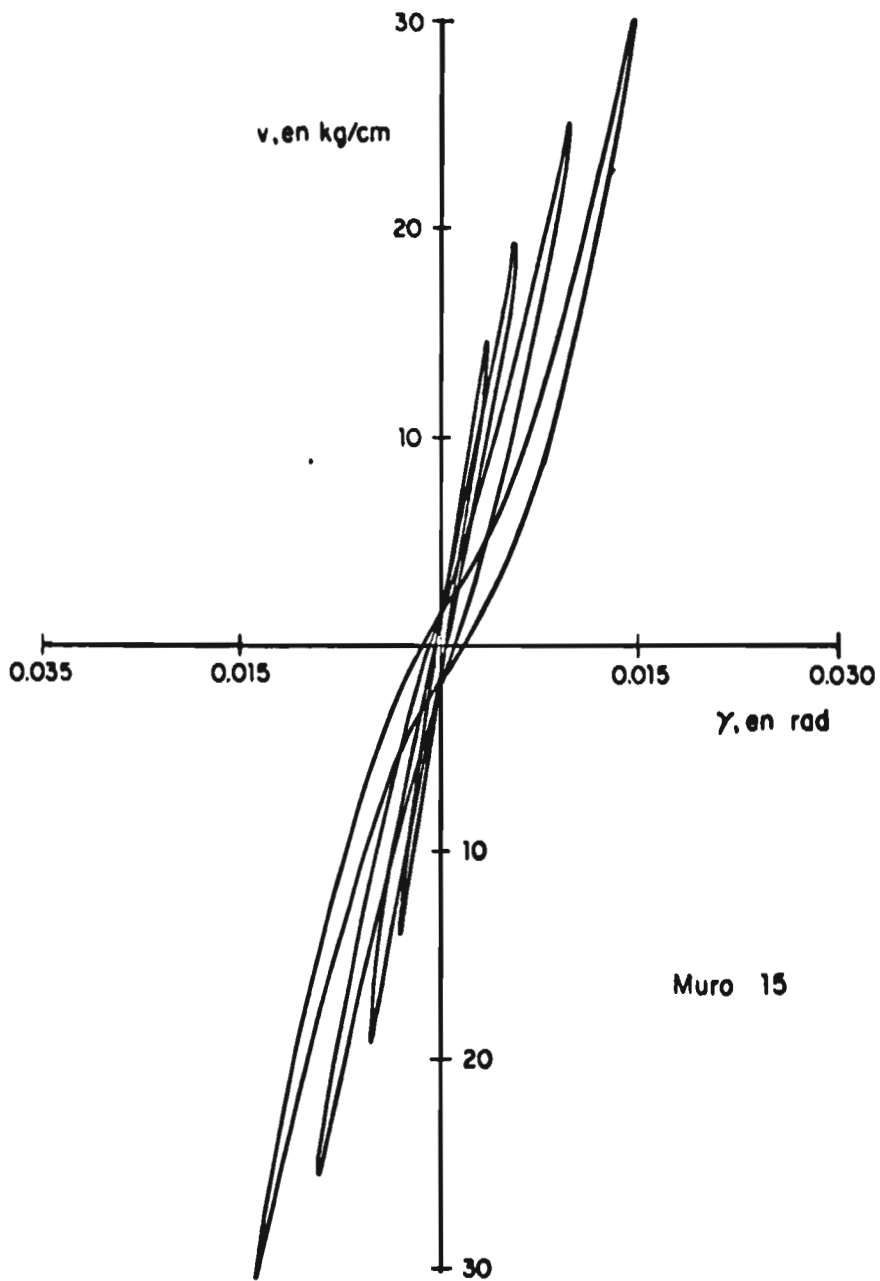


Fig 2.16. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

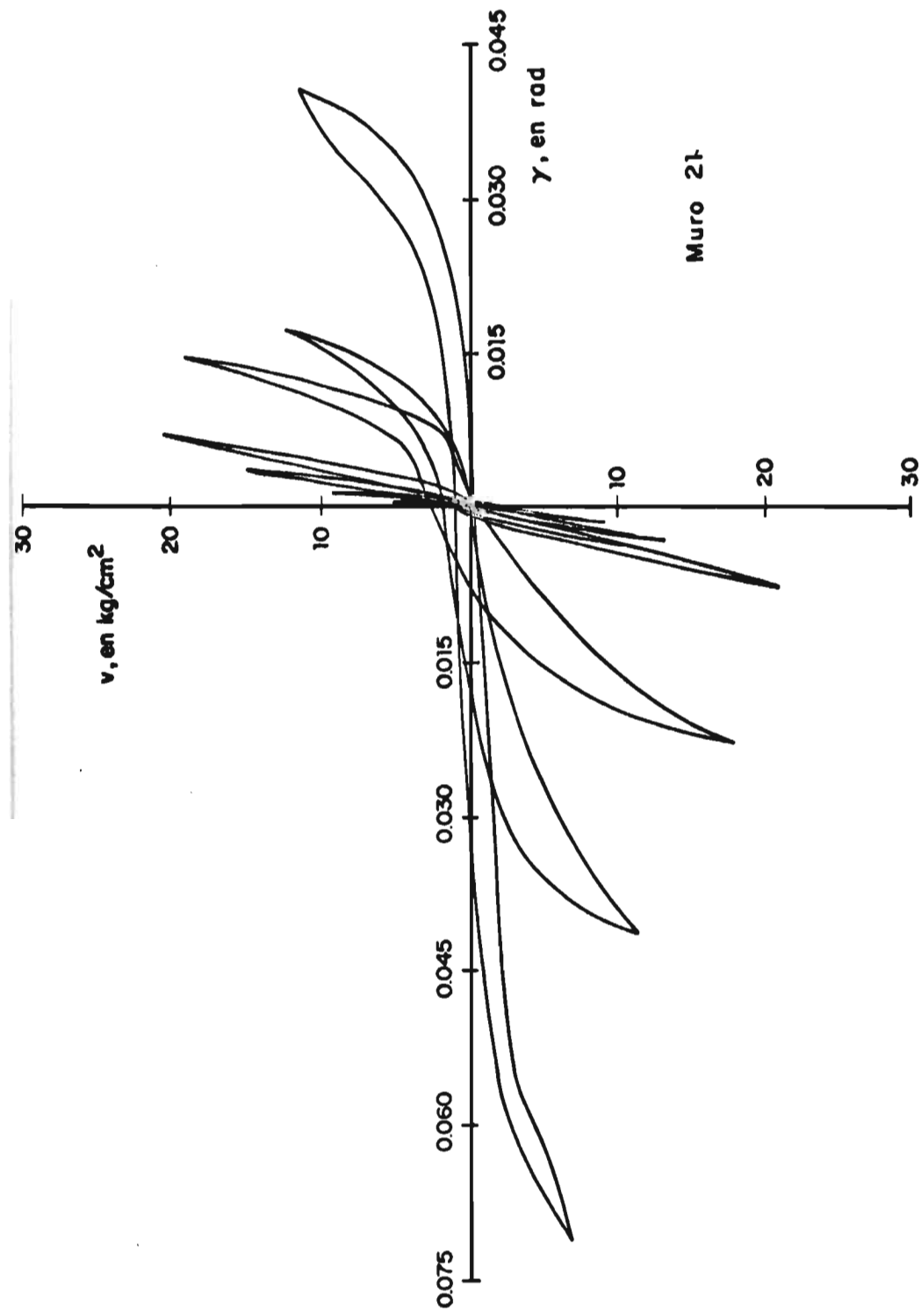


Fig 2.17. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

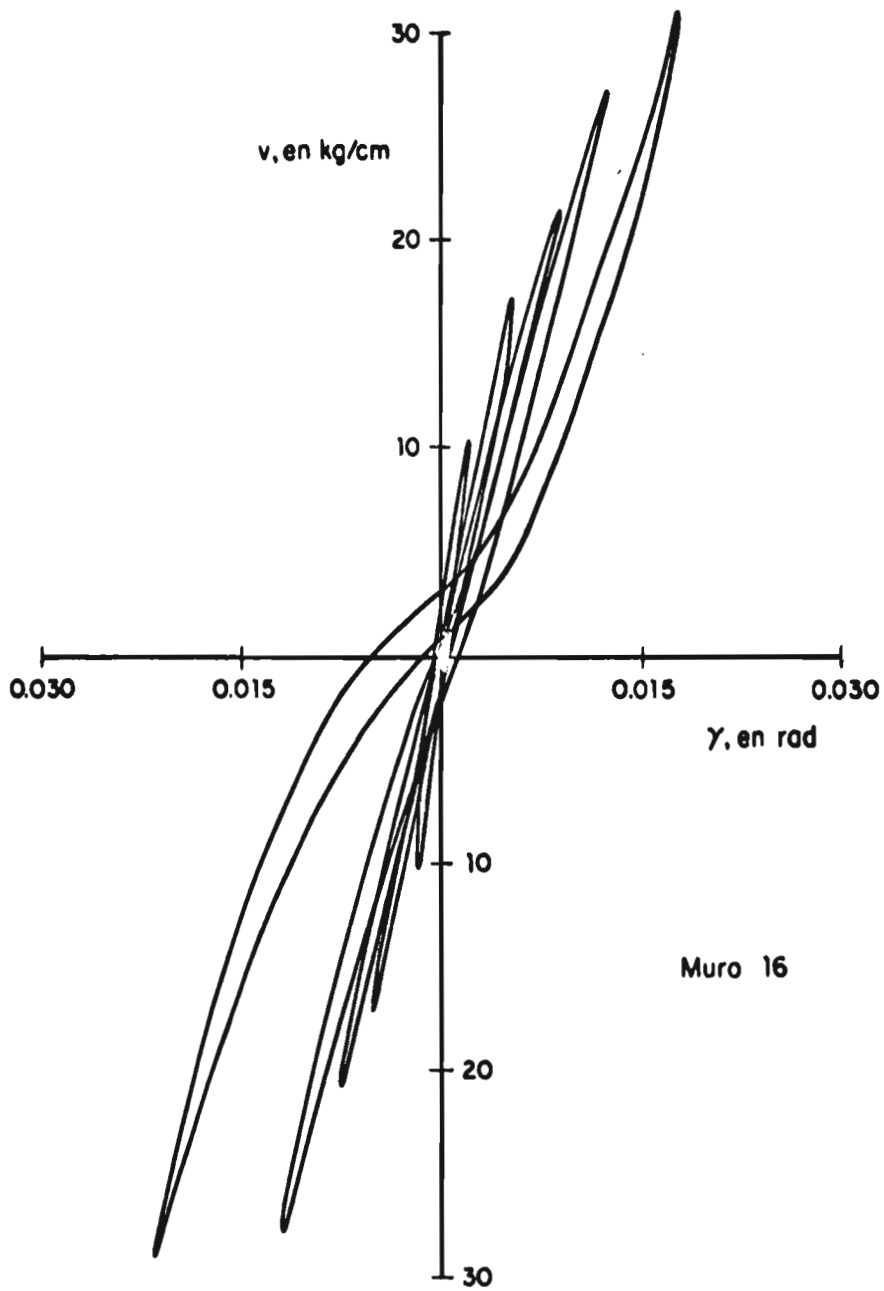


Fig 2.18. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

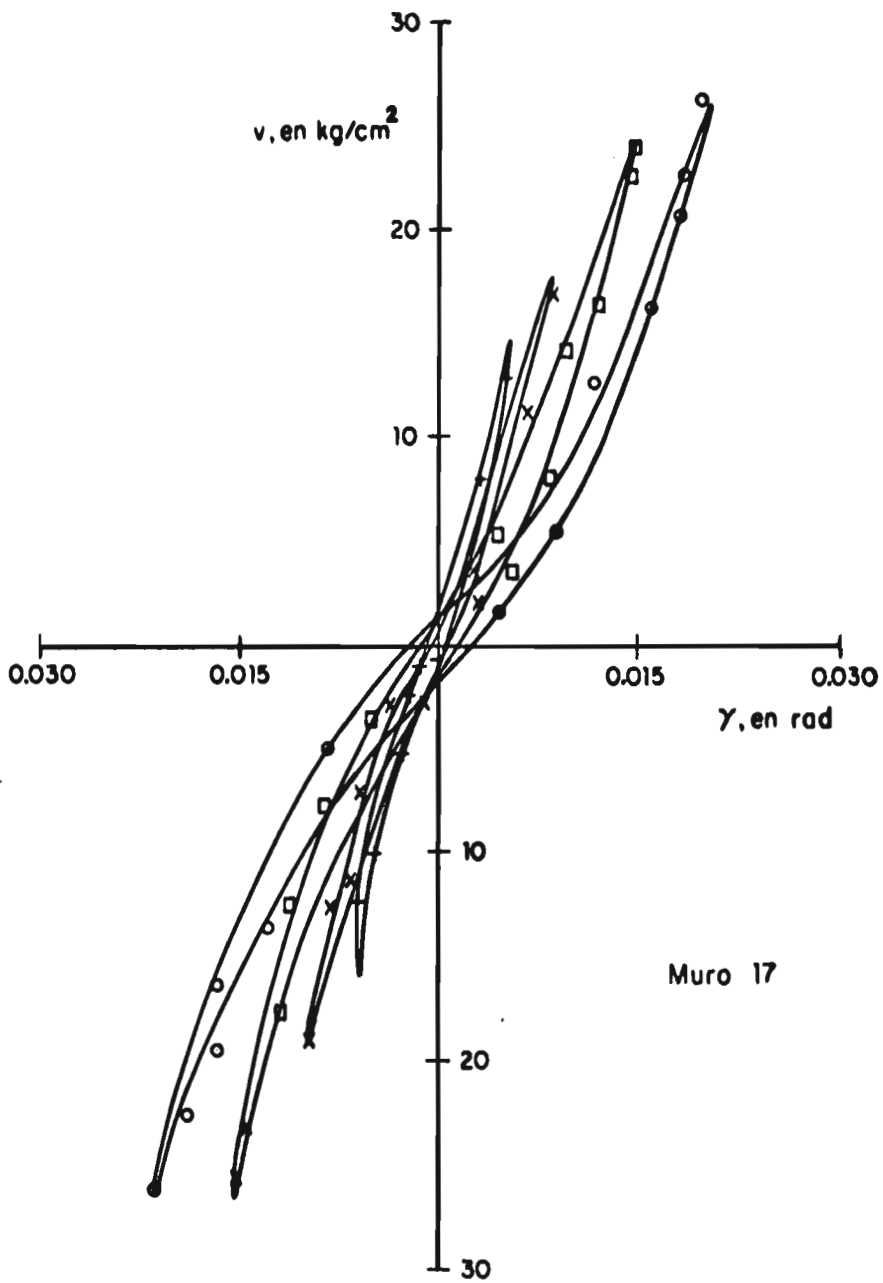


Fig 2.19. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

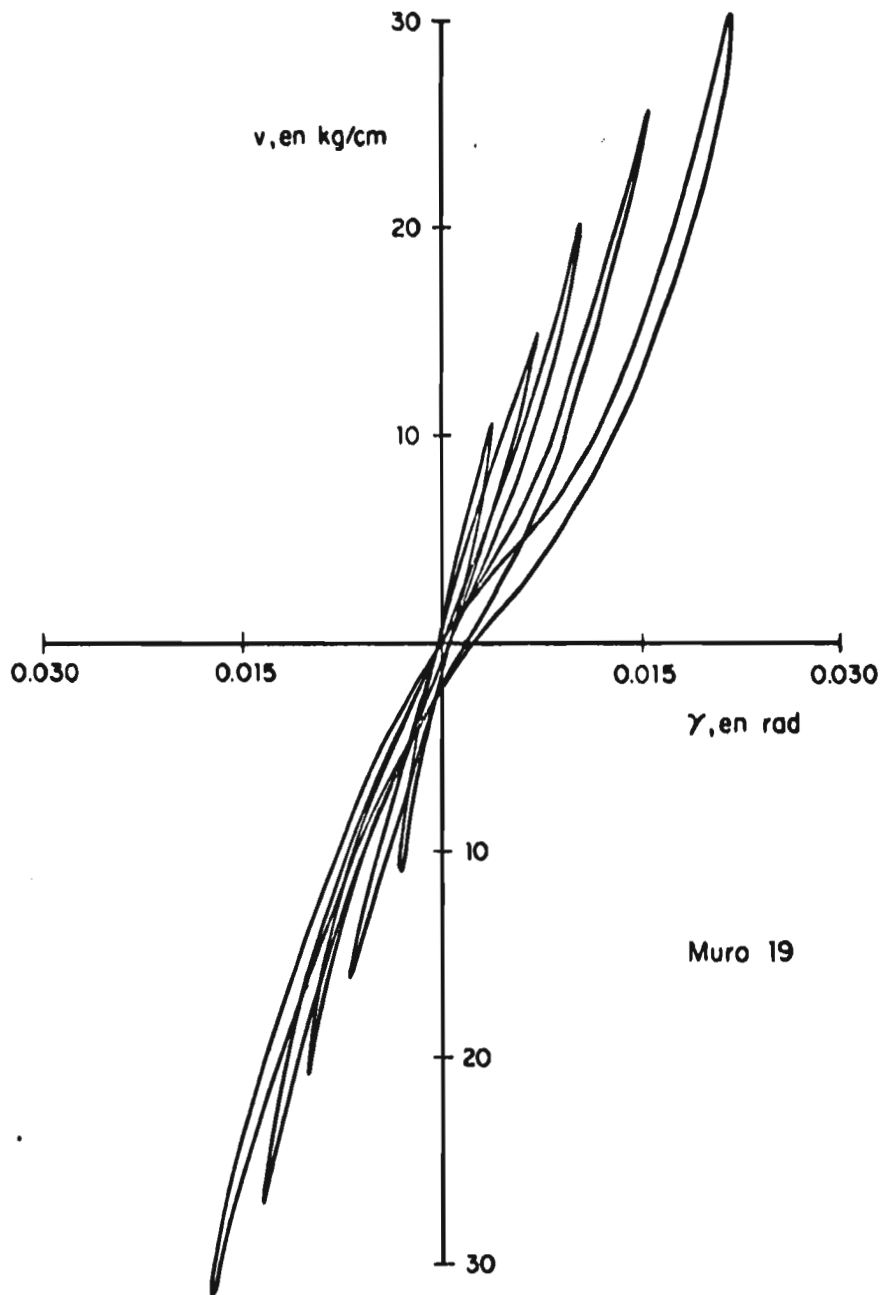


Fig 2.20. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

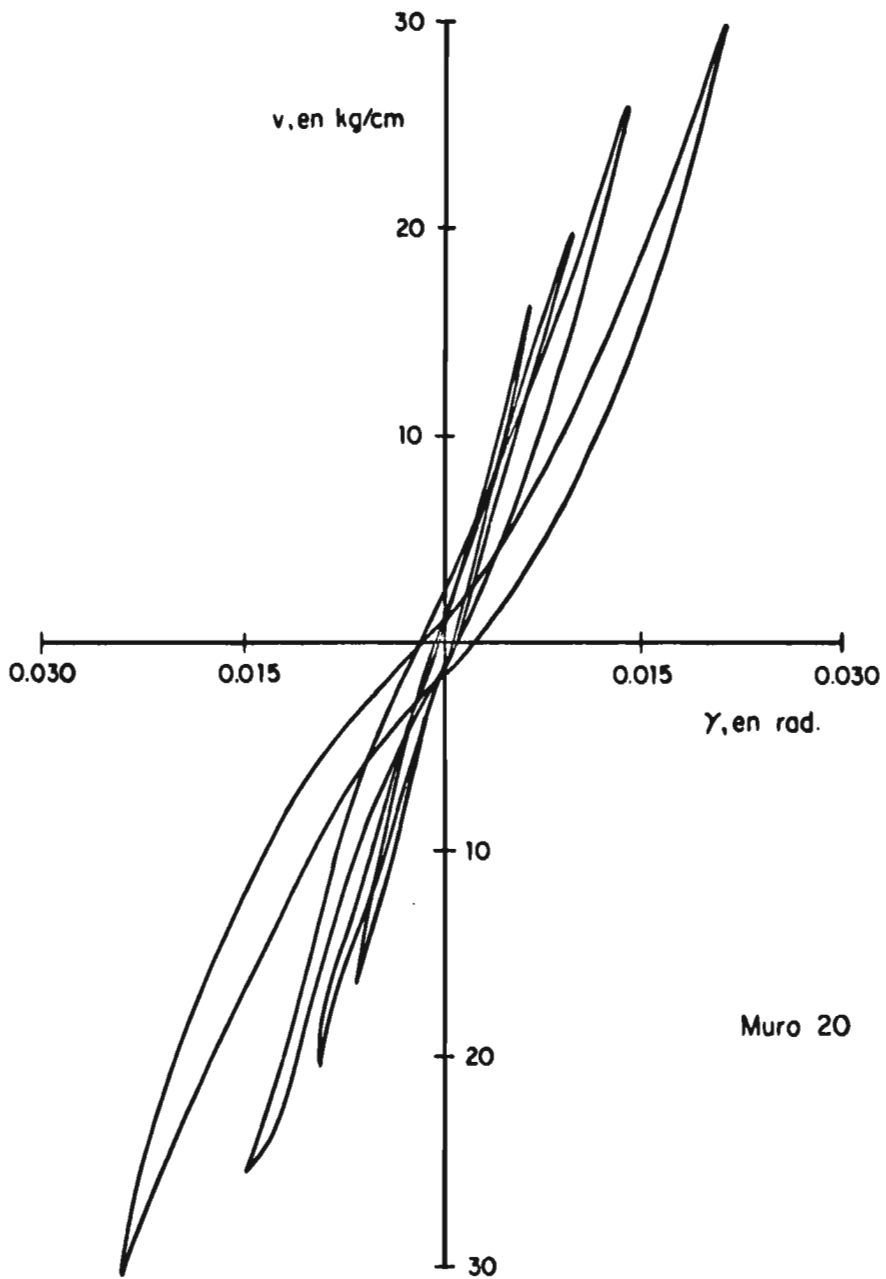


Fig 2.21. Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular



Fig 2.22. Separación entre el muro longitudinal y transversal



Muro 9

-MURO 10-



Muro 10



Muro 11



Muro 12



Muro 18

Fig 2.23. Configuraciones de agrietamiento para muros con relación de aspecto igual a 0.5

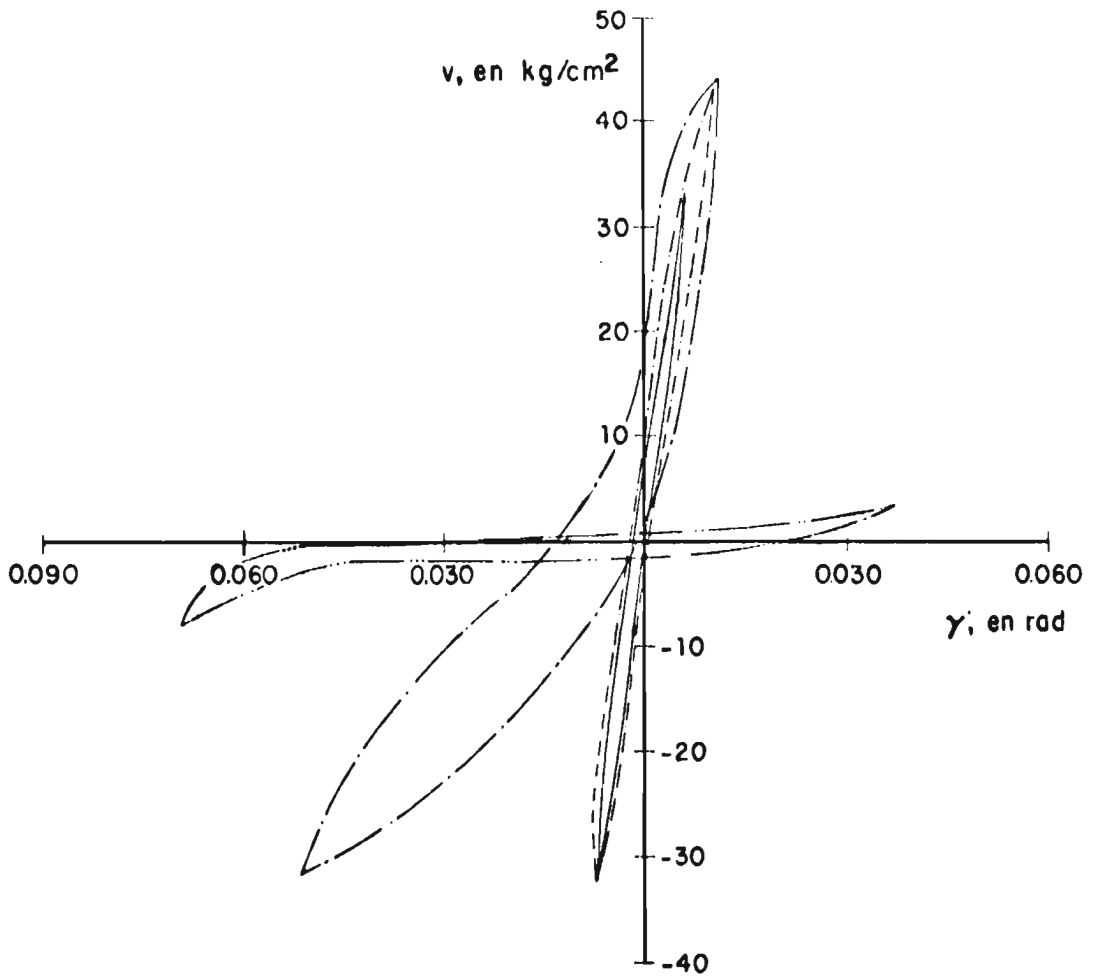


Fig 2.24 .Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 9

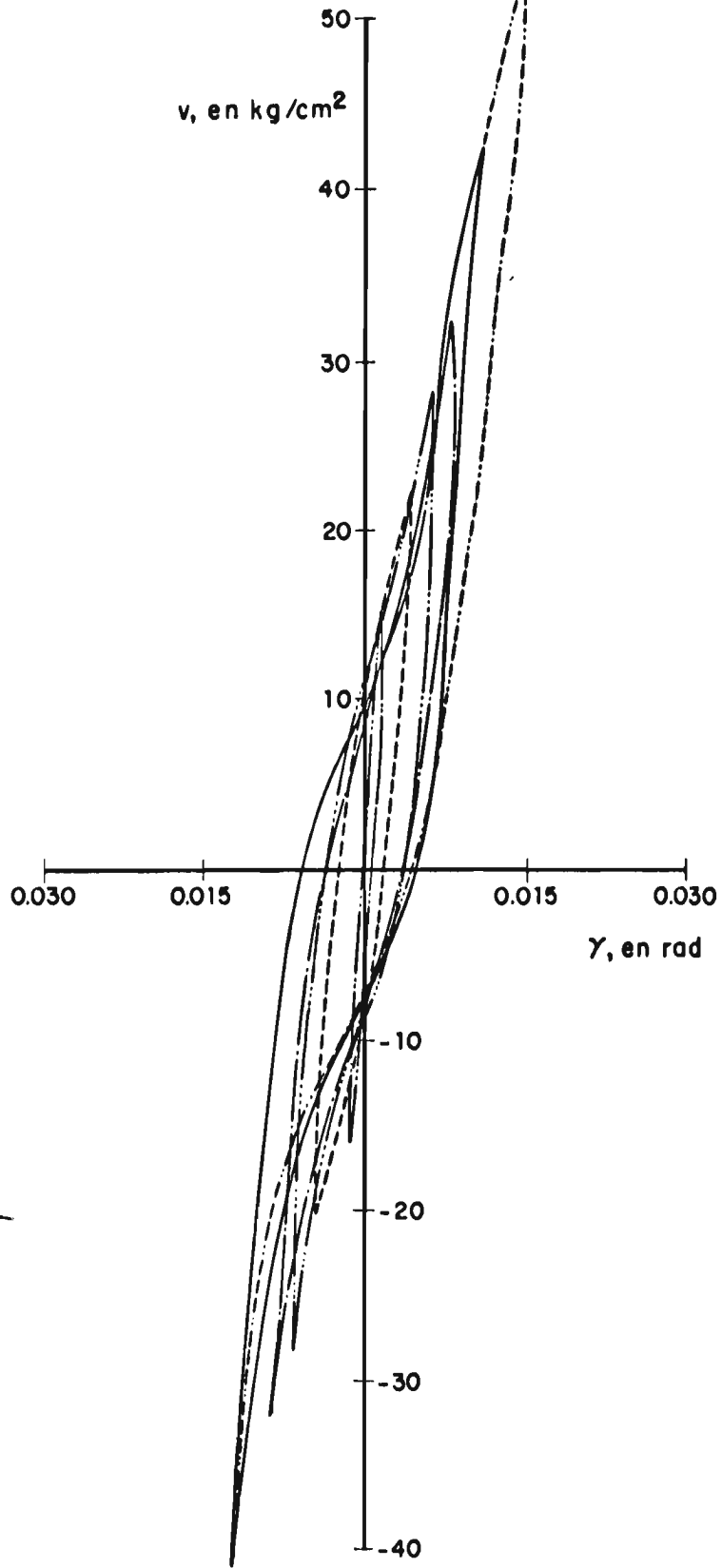


Fig 2.25. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 10

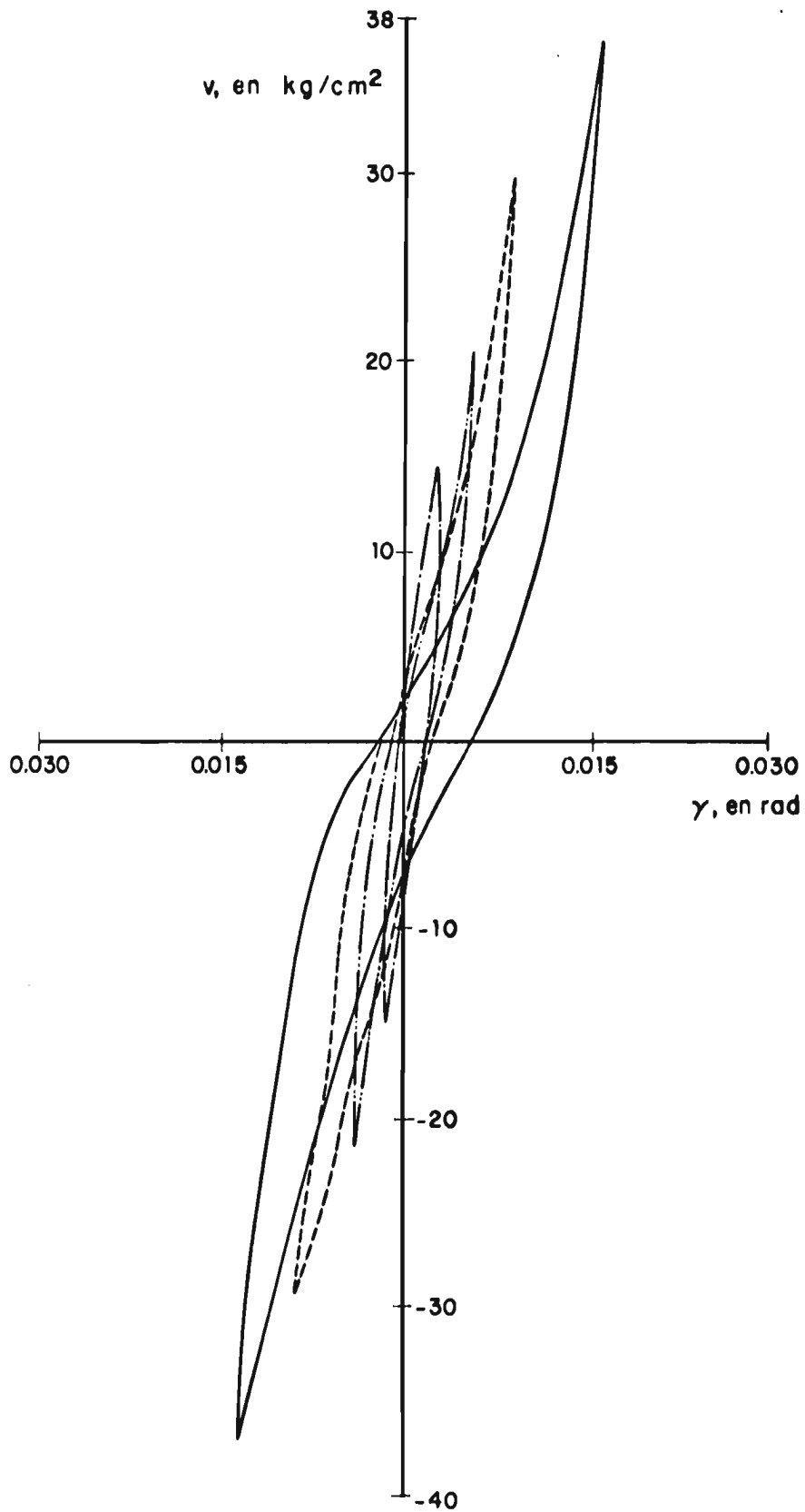


Fig 2.26. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro II

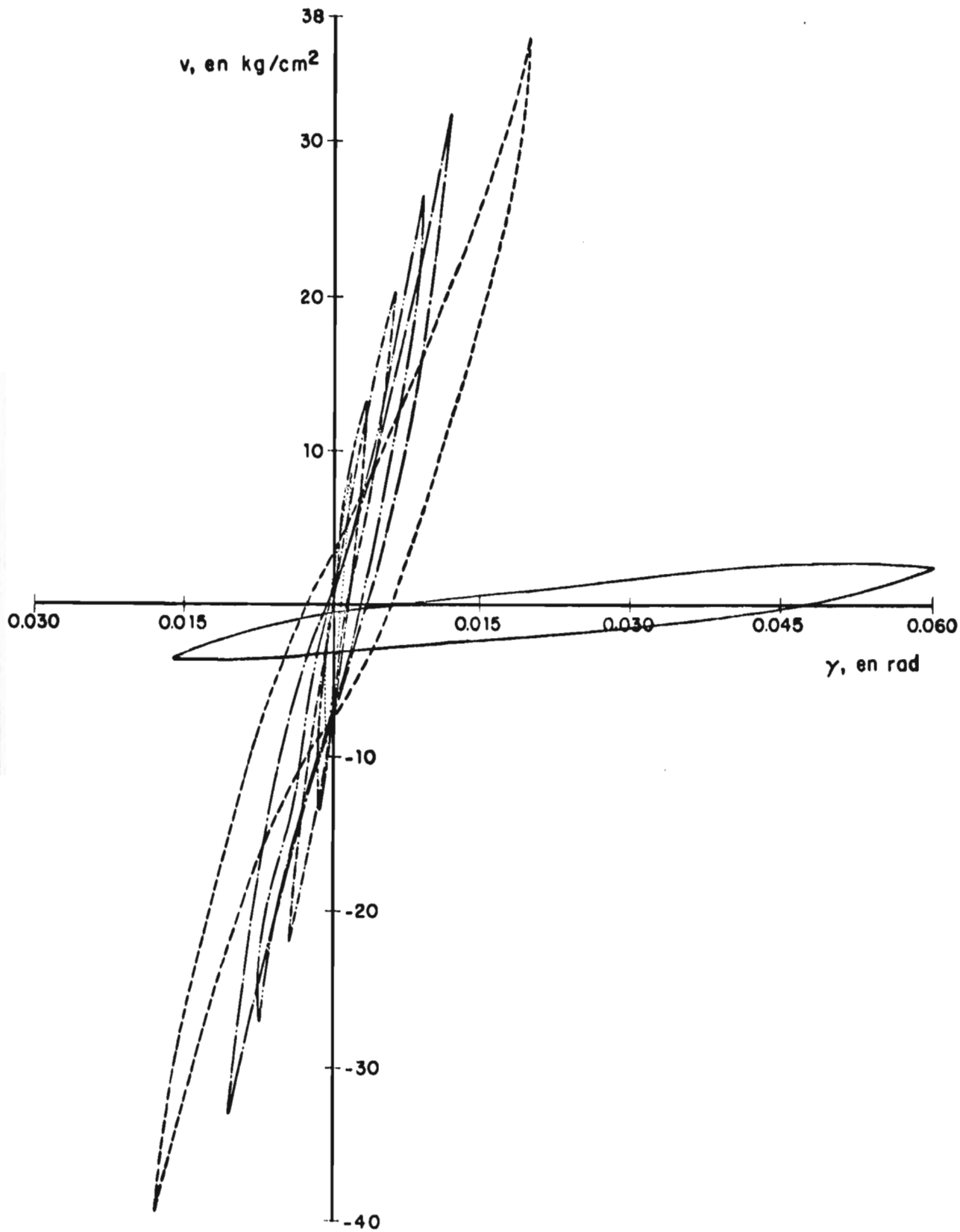


Fig 2.27. Ciclos histeréticos de esfuerzo vs deformación angular del muro 12

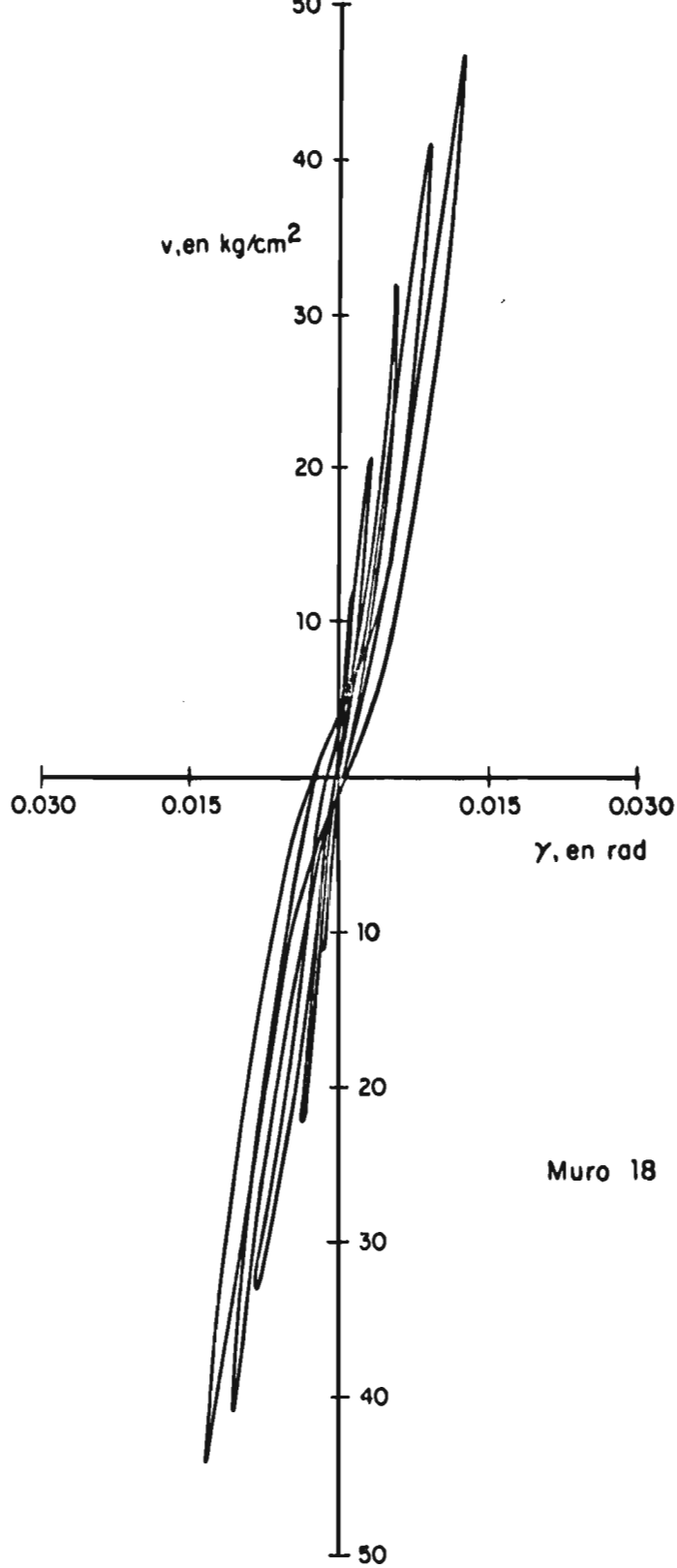


Fig 2.28 Ciclos histeréticos esfuerzo vs deformación angular

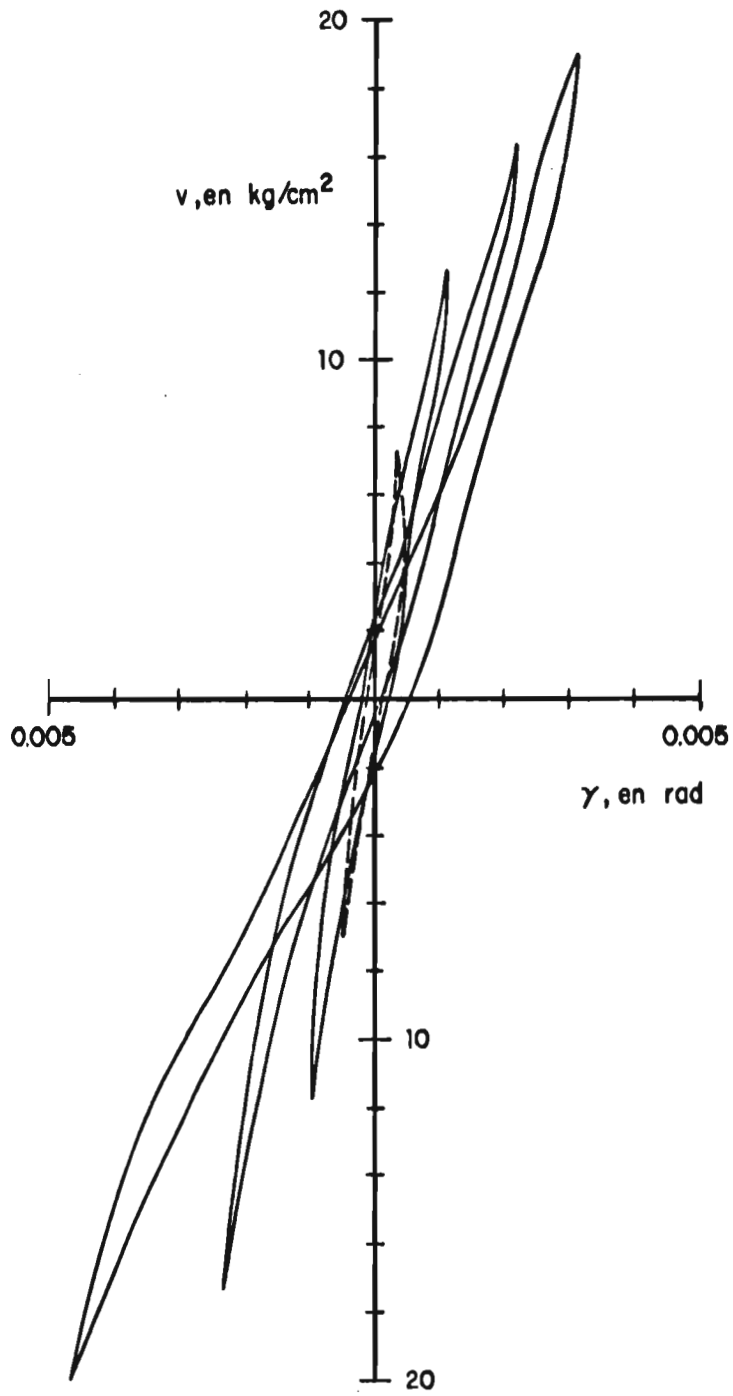


Fig 2.29. Ciclos histeréticos estables del muro prototipo

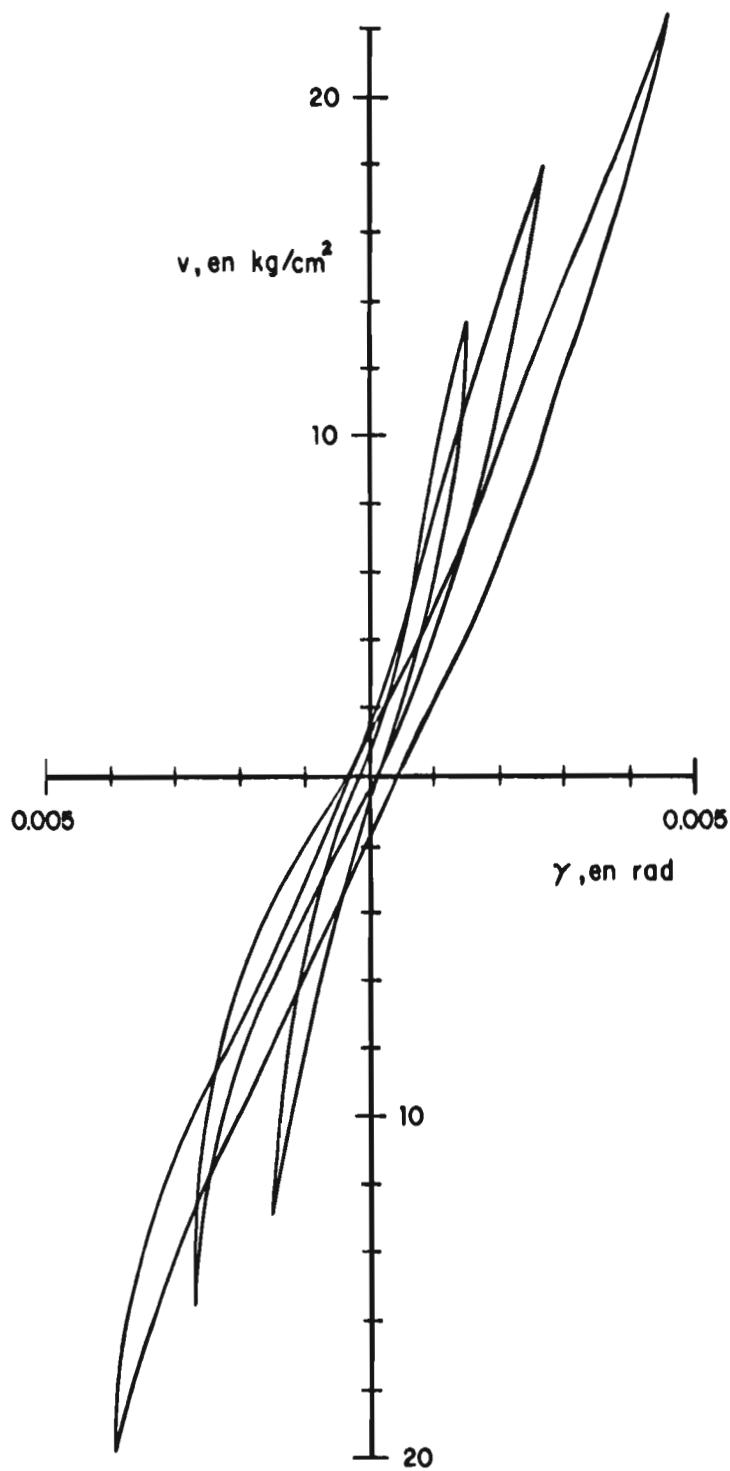


Fig 2.30. Ciclos histeréticos estables del muro 22 (modelo del prototipo)

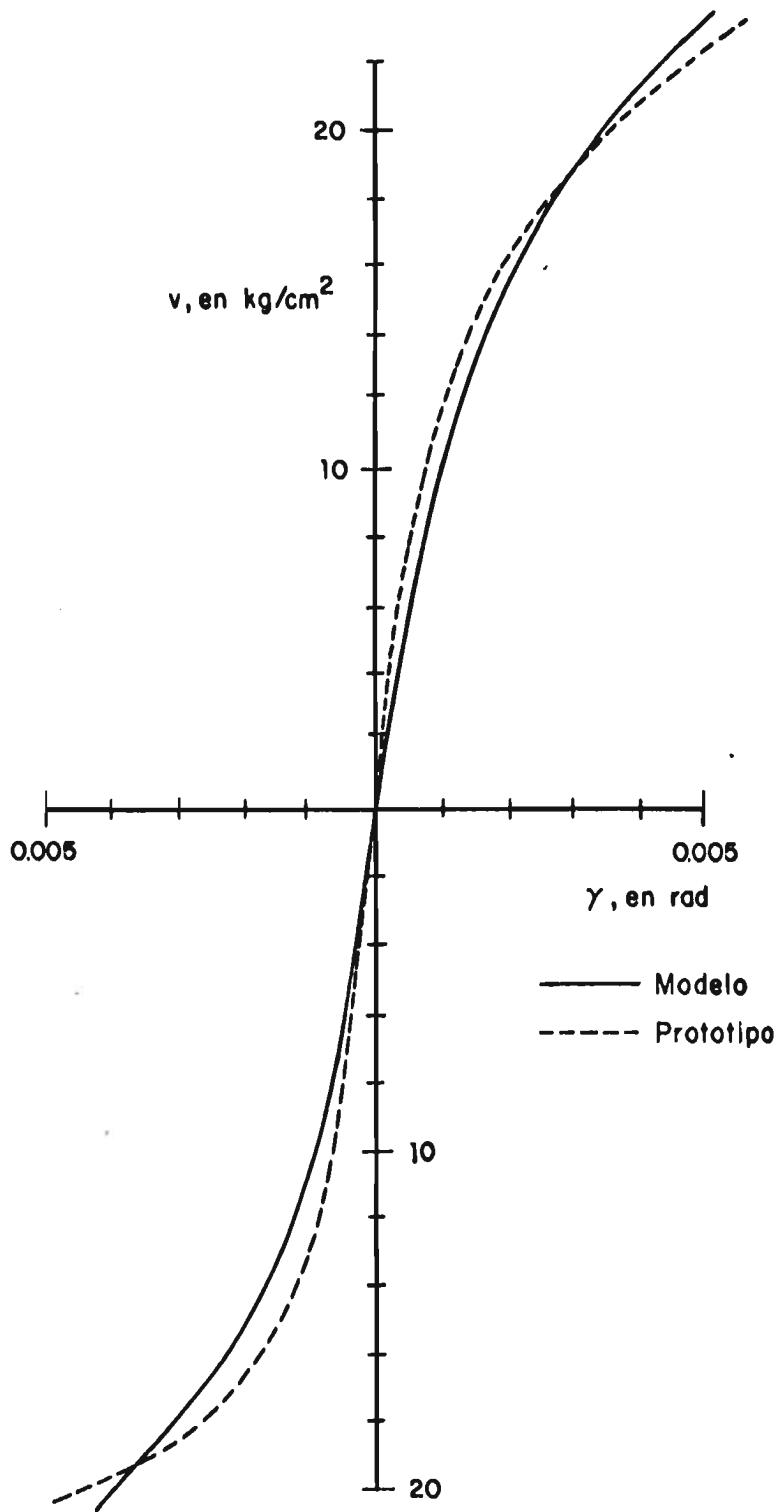


Fig 2.31. Envolventes de esfuerzos sostenidos

3. EVALUACION DE RESULTADOS

De la etapa experimental descrita en el capítulo anterior se observó que las variables que más afectan el comportamiento estructural de muros de concreto ante cargas laterales alternadas son:

- a) Relación de aspecto del muro; M/Vt (relación del momento flexionante -- respecto a la fuerza cortante y a la longitud del muro)
- b) Resistencia del concreto y cuantía del acero de refuerzo
- c) Columnas o muros transversales confinantes
- d) De otras investigaciones, refs. 3.1 a 3.8, se ha observado que también son variables importantes al nivel de carga axial y la alternación de cargas sobre el muro.

Estas variables no habfan sido suficientemente estudiadas y además, numero sas investigaciones, refs. 3.1 a 3.7 hacen mención que el método de diseño propuesto por el reglamento ACI-71, ref. 3.8, y conservado en el ACI 77, - proporciona valores conservadores de la capacidad a cortante de muros de - concreto reforzado. Lo anterior se hace evidente al observar la fig. 3.1,

donde se muestra sobre el eje horizontal la resistencia calculada y sobre el vertical la resistencia medida experimentalmente. Por otra parte, Bertero, ref. 3.9, hace mención que ningún Reglamento o Código de Diseño sugiere algún método para evaluar la capacidad a cortante de muros con columnas en sus extremos, y que también no existe una teoría más o menos -- precisa para calcular la capacidad cuando falla el muro. Por todo lo anterior, se realizó una cuidadosa interpretación de los resultados de diversos estudios, refs. 3.1 a 3.4 y 3.6 a 3.10, para desarrollar el método de diseño que se plantea en 3.2.2; la presentación de este método y del modelo matemático que permite determinar el comportamiento histerético de muros de concreto con falla por cortante son la finalidad de este capítulo.

3.1 Comportamiento de muros de concreto reforzado que fallan por cortante

En términos generales, los muros de concreto reforzado presentan dos tipos de comportamiento ante cargas laterales: dúctil, cuando predomina la flexión sobre el muro; y frágil, cuando es determinante la influencia de la fuerza cortante.

En el primer caso, flexión, el comportamiento de los muros es similar al de vigas, incluso se puede calcular con muy buena aproximación su capacidad a flexión con los mismos criterios que para vigas. No es el mismo caso para cortante, ya que difiere el comportamiento de muros y vigas para esta sollicitación.

El comportamiento observado de muros de concreto reforzado ante fuerza -- cortante puede idealizarse como se muestra en la fig. 3.2. Para cargas muy bajas, el comportamiento es prácticamente elástico lineal; después, el muro se va deteriorando, siendo entonces diferente la curva de carga que la de descarga, y el ciclo de carga histerético muestra la forma usual de -- elementos donde rige la falla por cortante. Al ir hacia un nuevo incremento de carga y deformación se obtiene el trazo histerético continuo de la -- fig. 3.2, y al efectuar alternaciones de carga para la misma deformación se observa que disminuye la capacidad, estabilizándose ésta aproximadamente en el tercer ciclo (trazo discontinuo). A este esfuerzo es al --

que se le denomina esfuerzo sostenido, y al máximo de éstos como resistencia sostenida. Después de que se alcanza ésta, el muro pierde resistencia brusca y continuamente. Por lo anterior durante un ensaye se pueden definir dos envolventes de esfuerzos; la correspondiente a los máximos y otra a los sostenidos, al unir todos los puntos asociados a los valores máximos de los ciclos histeréticos correspondientes.

Con base en los resultados obtenidos de los ensayos en modelos se han podido obtener formulaciones que permiten predecir:

- a) La capacidad máxima de muros de concreto reforzado ante fuerza cortante.
- b) La capacidad sostenida.
- c) El lugar geométrico de los puntos de capacidad máxima, o sostenida, para diversos valores de la distorsión (envolventes de esfuerzos máximos o sostenidos).
- d) Los ciclos histeréticos de comportamiento.

3.2 Predicción de resistencia

3.2.1 Capacidad máxima

Las expresiones básicas, obtenidas principalmente de ensayos en modelos de muros reforzados con cantidades similares de refuerzo horizontal y vertical, se desarrollaron tomando como base el criterio usual de sumar la contribución del concreto y la del acero de refuerzo.

3.2.1.1 Contribución del concreto

De diversos estudios experimentales, refs. 3.1 a 3.9, se ha observado que la principal variable que determina la resistencia de muros de concreto con falla por cortante es su relación de aspecto M/Vt . En la fig. 3.3 se muestra la variación de la contribución del concreto a la resistencia, para distintas relaciones de aspecto, de los muros reportados en las referencias antes mencionadas que poseían cantidades de refuerzo no muy altas y carga axial nula. En esa figura sobre el eje horizontal se representa la relación de aspecto y sobre el vertical la diferencia de la capacidad máxima observa

da y la contribución del acero, ver 3.2.1.2, dividida entre la raíz cuadrada de la resistencia del concreto; esto es, $(v_u - v_s) / \sqrt{f'_c}$. Ajustando -- por mínimos cuadrados una expresión para $M/Vt < 2$ se llegó a que la resistencia básica del concreto a cortante, cuando no actúa carga axial sobre el muro, está dada por

$$v_o = (1.6 - 0.3 (M/Vt)^2) \sqrt{f'_c} \geq 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

donde

- v_o resistencia del concreto a cortante para cierta relación de aspecto - M/Vt , en kg/cm^2
- M momento flexionante en la sección crítica considerada, en kg-cm
- V fuerza cortante en la sección crítica, en kg
- t longitud del muro, en cm
- f'_c resistencia a compresión del concreto, en kg/cm^2

El límite inferior para v_o , $0.5 \sqrt{f'_c}$, es para ser congruentes con la resistencia a cortante de vigas de concreto.

La carga axial hace que se incremente la capacidad a cortante del concreto; en el acero es de suponerse que para bajos niveles de carga axial mejora su adherencia con el concreto.

La contribución de la carga vertical se puede estimar en igual forma que para muros de mampostería (ref. 3.11). La ecuación se obtiene de igualar el esfuerzo de ruptura en tensión diagonal para las condiciones con y sin carga -- axial, resultando

$$v_c = v_o \sqrt{1 + \sigma/v_o} ; \quad \sigma/v_o \leq 5 \quad (3.2)$$

donde

- v_c esfuerzo cortante resistente del concreto bajo carga axial, en kg/cm^2
- σ esfuerzo axial actuante, en kg/cm^2
- v_o resistencia básica a cortante del concreto, en kg/cm^2

El límite de la relación σ/v_0 se fijó tomando en cuenta lo observado en mam-posterías, donde experimentalmente se ha visto que la capacidad a cortante - ya no aumenta, incluso comienza a decrecer, al incrementar la carga axial. - Es de suponerse que en el concreto sucederá lo mismo; aún cuando dicho límite puede ser mayor, se dejó el valor 5 porque no existe información al respecto y porque los niveles de carga axial en muros rara vez sobrepasan ese - valor.

En la fig. 3.4 se muestra la expresión anterior y los valores obtenidos de di versos ensayos, se observa buena aproximación.

3.2.1.2 Contribución del acero de refuerzo

La contribución del acero generalmente se expresa en la literatura como:

$$v_s = p f_y \quad (3.3a)$$

donde

$p = \frac{a_s}{sb}$ cuantía de refuerzo horizontal o vertical en el alma del muro

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, en kg/cm^2

a_s área del refuerzo del muro, en cm^2

s separación vertical u horizontal del refuerzo, en cm

b espesor del muro, en cm

Para el cálculo de la contribución del acero debe tomarse en consideración - que porción del refuerzo vertical y horizontal se tomará en cuenta. Con base en los resultados obtenidos de los ensayos y de lo observado por otros inves tigadores se proponen dos formas de calcular dicha contribución que conducen a resultados muy similares si las cuantías de refuerzo en las dos direcciones ortogonales no son muy diferentes.

- 1: Tomar el refuerzo horizontal y aplicar la expresión 3.3.a cuando M/Vt es mayor o igual que la unidad; mientras que se deberá emplear la cuantía de refuerzo vertical cuando la relación de aspecto es menor que uno.
- 2: En este método la contribución del acero se calculará con las siguientes - expresiones:

$$v_s = p_v f_{yv} \quad \text{si } \frac{M}{Vt} < 0.25 \quad (3.3b)$$

$$v_s = p_h f_{yh} \left(\frac{M}{Vt} - \frac{1}{4} \right) + p_v f_{yv} \left(\frac{5}{4} - \frac{M}{Vt} \right)$$

$$\text{si } 0.25 \leq \frac{M}{Vt} \leq 1.25 \quad (3.3c)$$

$$v_s = p_h f_{yh} \quad \text{si } \frac{M}{Vt} > 1.25 \quad (3.3d)$$

donde los subíndices h y v se refieren al refuerzo horizontal y vertical respectivamente.

Este último método es más racional que el primero; pero como se mencionó con anterioridad, ambos conducen a resultados muy similares cuando la -- cuantía de refuerzo en una dirección no es mayor del doble de la otra.

Debe también quedar claro que es necesaria la presencia de refuerzo en -- ambas direcciones en el alma del muro para que puedan aplicarse las ex-- presiones anteriores. También se considera conveniente la presencia de una cuantía mínima de refuerzo para evitar problemas de agrietamiento -- por contracción; a falta de mejor información se aconseja colocar el por-- centaje mínimo de refuerzo recomendado por el Reglamento ACI, ref. 3.13, que es 0.0025.

Como las cuantías y los esfuerzos de fluencia del refuerzo eran iguales para ambas direcciones en el alma de los muros ensayados para este estudio, las expresiones 3.3b-3.3d conducen a resultados idénticos a los --- calculados con la ec. 3.3a.

3.2.2 Método de diseño propuesto

Empleando el criterio usual de sumar las contribuciones del acero y del concreto para determinar la capacidad máxima, y considerando que estas contribuciones son variables aleatorias, se ajustó por mínimos cuadrados una expresión del tipo

$$v = A + Bv_c + Cv_s$$

donde

v resistencia total a cortante, kg/cm^2

v_c contribución del concreto a la resistencia, kg/cm^2

v_s contribución del acero a la resistencia, kg/cm^2

A,B,C parámetros a determinar del ajuste

Tomando los diversos muros reportados en la literatura, así como los descritos en el capítulo 2, se determinó que los mejores estimadores A, B y C, considerando a v_c y v_s como variables aleatorias, ref. 3.12, son

$$A = 1.522$$

$$B = 0.937$$

$$C = 0.948$$

El coeficiente de correlación múltiple resultó 0.98 para los parámetros antes mencionados, la relación de valores calculados a valores medidos experimentalmente resultó 1.0033, y el coeficiente de variación 0.05; por lo que la expresión que predice con mejor aproximación la resistencia a cortante de muros de concreto reforzado es

$$v = 1.5 + 0.94 v_c + 0.95 v_s \quad (3.4)$$

con esta expresión v_0 se modificó ligeramente para que se obtuvieran la mejor estimación de los parámetros A, B y C. La contribución básica del concreto para este caso es

$$v_0 = (1.75 - 0.33 (M/Vt)^2) \sqrt{f'_c} \geq 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (3.5)$$

El primer término de la ecuación 3.4 podría considerarse como un término no totalmente explicado; esto es, pueden dársele diversas interpretaciones:

a) el efecto de alguna variable no muy importante no considerada durante el ajuste; b) refleja los errores humanos en la apreciación de los datos experimentales; c) toma en cuenta que los diversos experimentos se realizaron con distintos sistemas de carga; d) representa un término correctivo que toma en cuenta la historia de carga del muro; e) es la fricción desarrollada entre las grietas; f) etc.

El que el acero de refuerzo no contribuyera en toda su capacidad ($p f_y$), podría explicarse en función del desarrollo del agrietamiento en el alma del muro, ya que el refuerzo que cruza las grietas sufre flexiones inducidas por el corrimiento relativo de las superficies de concreto. Este fenómeno tiende a disminuir la capacidad a carga axial del refuerzo, reducir la adherencia con el concreto, aumentar el deterioro del muro, e incrementar la posibilidad de pandeo del refuerzo en compresión.

A pesar de que con las expresiones 3.3 a 3.5 se puede calcular con gran precisión la capacidad a cortante, se consideró conveniente presentar una expresión más sencilla que permitiera calcular esa capacidad con aproximación suficiente; por lo que se consideró la ecuación alternativa siguiente

$$v = v_c + v_s \quad (3.6)$$

que es simplemente la suma de las capacidades del acero y del concreto; con esta expresión la relación de esfuerzos calculados a medidos resultó 0.996 y el coeficiente de variación .06, determinándose que no existe diferencia significativa de los valores calculados con la expresión 3.6 respecto a los calculados con la expresión 3.4, por lo que las expresiones que se proponen para calcular la resistencia a cortante de muros de concreto reforzado son las siguientes:

$$v_o = (1.6 - 0.3 (M/Vt)^2) \sqrt{f'_c} \geq 0.5 \sqrt{f'_c} \quad (3.7)$$

$$v_c = v_o \sqrt{1 + \sigma/v_o} ; \quad \sigma/v_o \leq 5 \quad (3.8)$$

$$v_s = pf_y \quad (\text{ver ecs. 3.3a - 3.3d}) \quad (3.9)$$

$$v = v_c + v_s \quad (3.10)$$

En la tabla 3.1 se aplican las expresiones anteriores a diversos muros de sección rectangular que cumplen las características siguientes: carga axial y sin ella, diferentes relaciones M/Vt , y cantidades de refuerzo no muy altas. Todos los muros presentaron falla por cortante. Como se observa, existe buena aproximación; la relación de esfuerzo calculado a medido es 0.985 y 5 por ciento el coeficiente de variación. Los esfuerzos fueron calculados -- sobre el área total del muro.

En la referencia 3.4, Barda menciona que la contribución del acero de refuerzo al esfuerzo resistente tiene un límite, igual a $1.65 \sqrt{f'_c}$. Para verificar lo anterior se procedió de la siguiente manera: se tomaron todos los muros -- que tenían condiciones de refuerzo normales (acero en ambas direcciones y en iguales cantidades), y se les aplicaron las expresiones 3.7 y 3.8 para determinar la contribución del concreto, restando este valor del esfuerzo resistente medido en el muro se obtuvo la "contribución del acero" que dividida entre f'_c se dibuja en la fig. 3.5 sobre el eje vertical; la cuantía de refuerzo dividida entre f'_c , pf_y/f'_c , aparece en las abscisas de la gráfica. En esta figura se observa que la contribución del acero a la resistencia es proporcional a pf_y , lo cual confirma el criterio de sumar la resistencia del acero y del concreto, y se puede inferir que no parece haber un límite a la contribución del refuerzo tal vez porque son bajos los porcentajes de refuerzo considerados. En la ref. 3.4 se llegó a una conclusión contraria debido tal vez a que se tomaron en cuenta para la interpretación algunos muros con condiciones de refuerzo poco usuales; esto último se verá en 3.4. Sin embargo, se considera conveniente que se limite el esfuerzo cortante total sobre el muro, por ejemplo al valor $2.15 \sqrt{f'_c}$ establecido por el Reglamento ACI; también se recomienda que el porcentaje de refuerzo en cualquier dirección no sea mayor de 0.01.

3.2.4 Contribución de los elementos de confinamiento del muro

Al aplicar las fórmulas anteriores a muros confinados por columnas o muros -- transversales se observó que el esfuerzo calculado resultaba inferior al obtenido en el ensaye, si este se calculaba considerando solo el área del muro, -- ver tabla 3.6; esto confirmó la idea de que estos apéndices ayudan en alguna forma a resistir la fuerza cortante; para determinar el "ancho efectivo" con

el cual contribuyen los elementos de confinamiento se procedió en la siguiente forma: para algunos de los muros reportados en la literatura se calculó -- la contribución del acero y del concreto con las fórmulas 3.7 a 3.10, y se -- sustrajeron estas contribuciones del esfuerzo último del muro; la diferencia de ambas cantidades era la contribución de los elementos de confinamiento. De esta manera, y de forma muy consistente, se determinó que el área de los elementos de confinamiento, columnas o muros transversales, que contribuye a resistir la fuerza cortante es la limitada por un ancho total igual a $2b$, siendo b el espesor del muro. En las tablas 3.2 y 3.6 se aplica este criterio a diversos muros, observando una aproximación aceptable. La relación promedio de valores calculados a medidos para la tabla 3.2 es 1.00, y el coeficiente de variación 0.06.

Cabe hacer notar que los esfuerzos calculados con las fórmulas 3.7 a 3.10 se compararon con esfuerzos promedio calculados al dividir la fuerza cortante entre el área efectiva de los muros; esto es, se consideró que los esfuerzos cortantes se distribuyen aproximadamente de manera uniforme en el muro. Lo anterior es justificable si se acepta que el concreto no es un material de comportamiento lineal y que la distribución de las deformaciones unitarias sobre la sección transversal de elementos peraltados ante niveles altos de fuerza cortante no es lineal. La primera suposición está fuera de toda discusión, y en lo referente a la distribución no lineal de las deformaciones unitarias, en la referencia 3.4 se demuestra experimentalmente que para el caso de muros de concreto se cumple este aspecto y que aumenta la no linealidad con el nivel de fuerza cortante. El comportamiento experimental también comprueba lo anterior; se mencionó en el capítulo 2 que el agrietamiento de los muros comenzaba en uno de sus extremos y se propagaba casi instantáneamente sobre el alma. Lo anterior hace pensar que si bien donde se inicia la grieta existe un esfuerzo de tensión diagonal algo mayor (en un elemento de comportamiento lineal ese esfuerzo de tensión diagonal máximo estaría en el centro del alma), la propagación inmediata de la grieta parece indicar que el esfuerzo en el alma del muro es casi uniforme.

3.2.4 Validación del método de diseño propuesto

En términos generales puede verse una semejanza aceptable entre los valores calculados con las fórmulas propuestas con los medidos en los diferentes ensayos; debe, sin embargo quedar claro que muchos de los ensayos se ejecuta-

ron con condiciones de carga muy diferentes de aquellas para las que fueron deducidas las fórmulas, ver fig. 3.6. Sin embargo, se obtuvo buena aproximación para predecir la resistencia a cortante de muros de concreto cuando la relación de aspecto (M/Vt , o H/t en el caso que la fuerza cortante esté concentrada a una altura H) está entre 2.5 y 0.25.

Tomando como una sola muestra las relaciones v_{calc}/v_m de las tablas 3.1 y 3.2 se obtiene que la relación de resistencia calculada a medida es 0.996 y el coeficiente de variación 0.06.

3.3 Efecto de la alternación de cargas en la resistencia a cortante

Barda et al y Shiga, refs. 3.4 y 3.10, mencionan que la resistencia de un muro ante alternaciones de carga es aproximadamente 90 por ciento de la obtenida de un ensaye bajo carga monotónica; se trató de confirmar lo anterior al aplicar las expresiones 3.7 a 3.10, deducidas para muros bajo alternaciones de carga, en muros bajo cargas monotónicas, tabla 3.3. Se observa de esta tabla que hay disparidad en los resultados. Estadísticamente se ve -- que es significativa la diferencia de valores medidos a calculados (media - 1.04 y 19 por ciento de coeficiente de variación); además al comparar en la tabla 3.7 parejas de muros, ensayado uno bajo carga monotónica y el otro ante alternaciones de carga, se observa que la resistencia bajo carga alternada es aproximadamente 15% menor que bajo carga monotónica.

En la misma tabla 3.7 se encuentran 3 muros supuestamente idénticos ensayados bajo diferentes historias de carga (muros de la referencia 3.10). Se observa que aparentemente no existe mucha diferencia en la resistencia, por lo que casi se puede asegurar que la resistencia del muro es independiente de la historia de carga, pero sí importa si la carga es monotónica o alternada. Lo anterior puede reafirmarse con lo observado en la etapa experimental, durante la cual se sometieron los muros a distintas historias de carga a pesar de lo cual, como se verá en 3.6.1, la envolvente unitaria de esfuerzos no -- mostró mucha variación. Aún más, se observó tanto en el muro prototipo que se ensayó, como en varios modelos, ver fig. 3.7, que dentro de un ciclo estable no importa la trayectoria de carga que se tenga dentro de él, y que al querer salir de los límites del ciclo histerético, ésto solo es posible por los puntos extremos (puntos A y A'). Este hecho resultó muy importante para poder con base en él formular el modelo matemático que se describe en 3.6.

3.4 Muros con condiciones de refuerzo poco usuales

Al aplicar las fórmulas de diseño propuestas a muros reforzados de manera no convencional, esto es, cantidades de refuerzo muy diferentes en sentido vertical y horizontal, ver tabla 3.4, es de esperarse que no se prediga con exactitud la resistencia; como se ve en la tabla 3.4, el error promedio es 26 por ciento del lado de la inseguridad. El error máximo fue 64 por ciento. Una explicación a lo anterior la da Paulay en la ref. 3.14, donde demuestra la necesidad de utilizar cantidades no muy diferentes de refuerzo vertical y horizontal en el alma de muros sujetos a altos niveles de fuerza cortante con la finalidad de mantener en equilibrio la grieta que se desarrolla en el concreto; si no se tienen cantidades iguales de refuerzo, no puede sostenerse el equilibrio y la grieta se propaga rápidamente.

En la tabla 3.5 se presentan los resultados de aplicar las fórmulas propuestas a diversos muros ensayados por Fiorato et al, ref. 3.7. Estos muros se diseñaron con las expresiones recomendadas en el código ACI-77, ref. 3.13, para que al mismo tiempo que fluyera el refuerzo por flexión se alcanzara la resistencia a cortante. Como se expresó anteriormente, y como lo confirma el autor del trabajo a que se hace referencia, las fórmulas ACI-77 para cortante son muy conservadoras, lo que condujo en estos ensayos a que primero se presentara preponderantemente la fluencia antes que se alcanzara la falla por cortante. Esto se confirma de las curvas carga-deflexión que se presentan en la mencionada referencia, donde son similares las curvas para lo que denomina falla por flexión, fig. 3.8a, y falla por cortante en el alma (web crushing), fig. 3.8b, sin que se presentara preponderantemente en este último caso el fenómeno de adelgazamiento de la curva histerética, típico de elementos con falla neta por cortante. Por lo anterior es de esperarse que la resistencia calculada con las expresiones propuestas, obtenidas para falla neta en cortante, no proporcione una buena aproximación de la capacidad máxi

ma de estos muros. Como se observa en la tabla 3.6 la diferencia es del orden del 55 por ciento del lado de la inseguridad (140% en el caso más desfavorable). Si para determinar el esfuerzo con el método propuesto se tomara la cuantía de refuerzo menor (en este caso el acero vertical), se llega a que en promedio el valor calculado es solo el 90 por ciento del esfuerzo medido experimentalmente; esto es, se predice una resistencia menor; lo que confirma lo mencionado previamente para muros en los que $M/Vt > 1$, de que la contribución del acero a la resistencia está dada principalmente por el refuerzo horizontal.

3.5 Capacidad sostenida

En vista de que la resistencia de los muros disminuye con la alternación de cargas, se considera que la capacidad sostenida es un parámetro importante para el diseño ante sollicitación sísmica.

Las fórmulas para determinar la capacidad sostenida máxima, que son similares a las obtenidas para la capacidad máxima, se presentan a continuación:

1) Resistencia básica a cortante del concreto

$$v_{os} = (1.2 - 0.23 (M/Vt)^2) \sqrt{f'_c} \geq 0.3 \sqrt{f'_c}$$

2) Resistencia a cortante tomando en cuenta la carga axial sobre el muro

$$v_{cs} = v_{os} \sqrt{1 + \sigma/v_{os}} \quad ; \quad \sigma/v_{os} \leq 5$$

σ = esfuerzo axial actuante

3) Contribución del acero de refuerzo

$$v_s = pf_y \quad (\text{ver ecs 3.3a - 3.3d})$$

4) Esfuerzo cortante sostenido

$$v_{so} = v_{cs} + v_s$$

En el caso de muros de sección I o con columnas en sus extremos, el ancho efectivo en que contribuyen se tomará, al igual que para la capacidad máxima, como $b/2$ a cada lado del paño del alma del muro ($2b$ en total), siendo b el espesor del muro

Aplicando estas fórmulas a diversos muros reportados en la literatura, ver tabla 3.8, o en algunos casos a muros en los que se realizó la interpretación de las curvas experimentales para obtener el esfuerzo sostenido máximo, se ve que existe aceptable aproximación entre los valores calculados y los medidos experimentalmente, el valor medio de la relación entre los esfuerzos resultó igual a 1.02 y el coeficiente de variación 0.08.

En el capítulo 5, se propondrán valores de diseño, tanto para la capacidad sostenida como para la máxima.

3.6 Modelo matemático para simular el comportamiento de muros de concreto con falla por cortante

Con base en el comportamiento observado durante la etapa experimental de muros con falla por cortante, donde se comprueba que prácticamente no tienen gran capacidad de deformación, se consideró necesario efectuar estudios para llegar a establecer, aún cuando con carácter preliminar, el factor de reducción por ductilidad en muros que tuvieran este tipo de comportamiento.

Estos estudios deben tomar en cuenta las características determinadas durante la fase experimental; debiéndose realizar análisis paso a paso de sistemas de un grado de libertad para determinar su respuesta bajo la acción de diversos sismos. Dichos sistemas deberán mostrar características de deterioro de rigidez y resistencia similares a las determinadas experimentalmente. Por lo anterior, es necesario establecer el modelo matemático que describe el comportamiento de estos muros; para ello, se determinaron las expresiones de las envolventes de esfuerzos, máximos y sostenidos, así como también las de los ciclos histeréticos.

3.6.1 Envolventes de esfuerzos

Para determinar las envolventes de esfuerzos máximos y sostenidos se procedió a normalizar los valores experimentales observados, ver figs. 3.9 y 3.10. En el eje horizontal está la relación γ/γ_u , donde γ_u es la deformación angular correspondiente a la capacidad máxima y γ es la deformación que se tiene para un cierto nivel de carga v . En el eje vertical se tiene v/v_u donde v_u es el esfuerzo máximo, o sostenido máximo, y v es el esfuerzo correspondiente a una cierta deformación γ . Tanto γ y γ_u como v y v_u , son valores promedio de los valores absolutos medidos para ambas direcciones de carga.

En las figs. 3.9 y 3.10 se muestran las curvas determinadas por mínimos cuadrados; las expresiones para las envolventes resultaron:

para la capacidad máxima

$$y = - (1 + 2x) + \sqrt{3x^2 + 12x + 1} \quad (3.11)$$

para la capacidad sostenida

$$y = \{ - (1 + 2x) + \sqrt{4x^2 + 20x + 1} \} / 2 \quad (3.12)$$

donde

$$x = \gamma/\gamma_u \quad ; \quad y = v/v_u$$

Estas ecuaciones varían con γ_U y v_U ; este último puede calcularse confiablemente de las ecuaciones 3.7 a 3.10; que como se observa de las tablas 3.1 y 3.2, proporcionan una muy buena aproximación respecto a los valores experimentales medidos. La aparente dificultad está en determinar γ_U ; sin embargo, y como se observa de la fig. 3.11, la distorsión γ_U parece ser función de la cuantía de refuerzo y de la relación de aspecto del muro; esto confirma la idea expresada por Wang, ref. 3.9, que menciona que la ductilidad y --resistencia a cortante de muros de concreto reforzado es extremadamente sensible a la relación M/V. Si se supone que la distorsión varía con la relación de aspecto (M/Vt) en igual forma que lo hace la resistencia, y que al mismo tiempo varía linealmente con la cantidad de acero de refuerzo, ajustando una expresión con esas características a los resultados experimentales se llega a que

$$\gamma_U = 0.00025 (20.5 + v_s + (M/Vt)^2 (0.7v_s - 2.1))$$

Esta expresión proporciona buena aproximación para las dos relaciones de aspecto estudiadas, pero se cree necesario realizar ensayos para otras relaciones de M/Vt.

3.6.2 Consideraciones adicionales sobre las envolventes de esfuerzos

Como se dijo en un principio, la envolvente de esfuerzos máximos representa el lugar geométrico de los esfuerzos máximos que el muro de concreto puede soportar ante alternaciones de carga, debe quedar claro que esta envolvente no es la curva virgen, es decir, no representa la trayectoria de carga monotónica del muro.

Como también se mencionó con anterioridad, la envolvente de esfuerzos máximos es una curva promedio de todos los ensayos, y por lo mismo podría pensarse que toma en cuenta la trayectoria de carga; esto es, como los muros se ensayaron bajo diferentes historias de carga, parte de la dispersión de datos alrededor de la curva media representa la influencia de la historia de carga sobre la resistencia del muro. Aún cuando su efecto no puede valorarse directamente debido a que está influida por otros parámetros: cuantía de refuerzo, elementos confinantes, carga axial, errores de medición, etc., su influencia no se considera importante debido a que la variación de los valores cal--

culados con la curva media respecto a los observados experimentalmente resultó en promedio 17 por ciento; además, de un estudio de T. Shiga (ref. 3.10), donde ensayó muros aparentemente similares ante distintas historias de carga, se observa que la resistencia máxima es semejante en todos los casos, por lo que casi puede asegurarse que ante cargas laterales alternadas la capacidad máxima de muros de concreto no se ve mayormente influida por la historia de carga, aunque debe quedar claro que esta capacidad es menor que cuando la carga es monotónica.

Otro efecto que no se estudió, y que se considera necesario hacerlo, es el de las cargas dinámicas. Las cargas inducidas durante la etapa experimental, aunque alternadas, se aplicaron lentamente, y el comportamiento podría ser diferente si se aplicaran en forma dinámica, con lo que se tendría una condición de carga más cercana a la producida por un temblor; sin embargo, por lo observado por Williams, ref. 3.15, puede decirse que desde el punto de vista de resistencia, en elementos con falla por cortante es más desfavorable aplicar altos niveles de carga lentamente, que en forma dinámica, ya que la velocidad de respuesta es menor.

La envolvente de esfuerzos sostenidos se definió como la envolvente de los puntos máximos de las curvas histeréticas estables; es decir, de aquellos ciclos que no sufran deterioro en su capacidad de carga y de deformación ante alternaciones de esfuerzos. Sin embargo, debe tenerse presente que las repeticiones de carga en estos ciclos nunca fue mayor de 6 veces para los distintos niveles de carga (en promedio 4), por lo que se considera factible, principalmente para altos niveles de esfuerzo, que se pueda presentar al fenómeno de fatiga de bajo ciclaje en el acero de refuerzo ante un número mayor de alternaciones de carga. Aún cuando se considera poco probable que esto ocurra porque el concreto que rodea al refuerzo ya estaría completamente desprendido, y por tanto agotada la capacidad del muro, se cree necesario estudiar este fenómeno.

Para la programación del modelo matemático se hizo la suposición que el esfuerzo máximo y el sostenido máximo se alcanzaban para la misma deformación. Desde el punto de vista experimental esto no es totalmente cierto, pero tenderá a serlo si los intervalos de carga cercanos a la capacidad máxima se hacen pequeños, de tal manera que se pudiera tender a dicha condición, aunque nunca se alcance.

3.6.3 Ciclos histeréticos

Se encontró que si todos los ciclos histeréticos se normalizan respecto al esfuerzo y deformación que los acotan, la expresión que los define es, ref. 3.10.

$$y_I^S = \pm A + Bx \pm Cx^2 + Dx^3 \mp (A + C)x^4 + (1 - B - D)x^5 \quad (3.13)$$

donde

$$A = 0.05$$

$$C = 0.125$$

$$y = v/v_u$$

$$B = 0.55$$

$$D = 0.66$$

$$x = \gamma/\gamma_u$$

Cuando aparecen signos \pm , el primero define la curva superior del ciclo y el segundo a la curva inferior, ver. fig. 3.12.

Los valores calculados con esta expresión tienen un coeficiente de variación del ocho por ciento cuando $x \geq 0.2$ y del 25 por ciento para $x < 0.2$ respecto a los valores medidos en diferentes ciclos histeréticos.

Las constantes del modelo matemático son valores medios de todos los ensayos, dos de ellas tienen significado físico preciso: A, que representa la ordenada de la intersección del ciclo histerético con el eje vertical, y B que es la pendiente de la curva cuando el esfuerzo es nulo; A y C definen el área dentro de la curva histerética como a continuación se muestra

$$\text{Area} = \int_{-1}^1 \int_{y_I}^{y^S} dy dx = \int_{-1}^1 (y^S - y_I) dx$$

sustituyendo la ec. 3.13 en la expresión anterior

$$\begin{aligned} \text{Area} &= \int_{-1}^1 (A + Bx + Cx^2 + Dx^3 - (A + C)x^4 + (1 - B - D)x^5 + \\ &\quad - (-A + Bx - Cx^2 + Dx^3 + (A + C)x^4 + (1 - B - D)x^5)) dx \\ &= \int_{-1}^1 (2A + 2Cx^2 - 2(A + C)x^4) dx = \left\{ 2Ax + \frac{2}{3} Cx^3 - \frac{2}{5} (A + C)x^5 \right\}_{-1}^1 \end{aligned}$$

$$\text{Area} = \frac{8}{15} (6A + C)$$

Como se mencionó en 3.3 y puede observarse en la figura 3.7, dentro de un ciclo histerético estable prácticamente se puede seguir cualquier trayectoria de carga sin salirse de las fronteras que limitan al ciclo (y^S o y_I), pero - al tratar de salir, solo se puede hacer por los puntos A o A' (ver fig. 3.7); este hecho observado experimentalmente fue de gran importancia para la programación del modelo matemático.

3.6.4 Programación en computadora del modelo matemático

Para la programación en computadora del modelo matemático se idealizó el comportamiento del muro como si estuviera compuesto de cinco partes: dos envolventes de esfuerzos, dos curvas que definen los ciclos histeréticos (y^S y y_I) y una ecuación auxiliar que describe el comportamiento dentro del ciclo histerético, ver fig. 3.13.

A continuación se describe, en términos generales, la secuencia general programada; inicialmente el comportamiento está descrito por la envolvente de esfuerzos máximos, ecuación 3.11 y curva A de la fig. 3.13, al haber un cambio en la dirección de la carga en el punto a, se forma un ciclo histerético cuyos extremos están sobre la envolvente sostenida, curva B de la misma figura. Cabe mencionar en este momento que para la programación del modelo matemático se descargó instantáneamente del esfuerzo máximo al sostenido (del punto a al a'), lo que está muy apegado a lo observado en los ensayos, en los que para pequeños de crementos de deformación los esfuerzos máximos disminuyen en forma notable (por ejemplo, ver figs. 2.25 a 2.28). Estando sobre el ciclo histerético, por ejemplo en la curva y_i de la fig. 3.13, puede presentarse un estado de carga de sen

tido contrario, punto b de la misma figura. Para este efecto, en la programación del modelo se instrumentaron ecuaciones auxiliares de quinto grado - que deben cumplir las siguientes condiciones aproximadas observadas durante la etapa experimental, ver fig. 3.7: pasar por los puntos a' y b, llegar a a' con la pendiente de la curva y^S saliendo de b con el mismo ángulo θ del ciclo histerético; se necesitaron además dos condiciones adicionales que se determinaron para puntos intermedios entre a' y b; estos puntos (c y d) se localizaron a una distancia a partir de b igual a 0.5 y 0.75 de la distancia horizontal $\overline{a'b}$; la ordenada de estos puntos se localiza a 0.85 de la distancia vertical $(y^S - y_i)$, fig. 3.13; esta condición se aplicó tomando en cuenta lo observado durante la etapa experimental.

Estando sobre la primera curva auxiliar ba', el movimiento inducido al modelo puede hacer que el desplazamiento sobrepase al del punto a', o que tienda a regresar hacia b; en este último caso se formaría otra curva auxiliar, -- que cumpliría con condiciones similares a las que se necesitaron para la obtención de la curva a'b. El modelo programado forma hasta 11 curvas auxiliares interiores, la última es una recta, ya que se considera que cuando se presente esta condición la amplitud del movimiento será muy reducida. Si la deformación sobrepasa el punto a' (correspondiente al esfuerzo sostenido) la trayectoria de carga es una línea recta con la pendiente de la curva y^S en el punto a'; si alcanza, o sobrepasa, la envolvente de esfuerzos máximos, seguirá esta curva; si desciende antes de alcanzarlo, se localizará un nuevo ciclo histerético, ya que al sobrepasarse el esfuerzo sostenido anterior se tienen deformaciones adicionales. En este último caso se presentan dos alternativas: a) el esfuerzo calculado es menor al nuevo esfuerzo sostenido máximo, punto 2 fig. 3.13, (en esta alternativa se itera hasta localizar al punto sobre la curva histerética correspondiente); y b) cuando el esfuerzo calculado resulta mayor al nuevo esfuerzo sostenido, punto 3 misma figura (aquí se decidió dejar como punto calculado el correspondiente al nuevo esfuerzo sostenido máximo, punto y_{sost}). Lo anterior se hizo tomando en cuenta el comportamiento experimental observado. Para la programación del modelo matemático el mayor problema se tuvo precisamente en la zona mencionada anteriormente.

Con la metodología explicada en los párrafos anteriores, se procedió a programar el modelo matemático, y con base en éste se realizaron análisis paso a pa

so de sistemas de un grado de libertad que tenían las características de -- comportamiento observadas.

En el capítulo siguiente se presentarán los resultados obtenidos de dichos análisis que se realizaron al implementar junto al modelo matemático un -- procedimiento de integración paso a paso para analizar estos sistemas de -- un grado de libertad ante sismos reales (método de Newmark).

En el Apéndice A se presenta el diagrama de flujo del programa de computadora y se detalla su estructura y se muestra una copia de un listado del mismo. En términos generales el programa consta de un programa principal y 6 subrutinas auxiliares.

En la parte principal del programa se leen los datos de entrada, se determina el movimiento del sistema mediante el método de Newmark, se llama a la - subrutina CICLIN donde se determina el desplazamiento del modelo matemático, y se itera hasta llegar a la solución buscada. Esto se realiza para todos los impulsos de entrada. Finalmente se imprimen los resultados.

La subrutina CICLIN está estructurada en dos partes para trabajar separadamente todo lo relacionado con las envolventes de esfuerzos, máximos y sostenidos, cuando estos son positivos o negativos. Cada una de estas partes -- llaman dos subrutinas que son las que forman las curvas auxiliares que describen el comportamiento dentro de los ciclos histeréticos (una es para curvas auxiliares de subida y otra de bajada), y a otra subrutina que forma la recta cuando el número de curvas auxiliares sobrepasa a 10. Las subrutinas que forman las curvas auxiliares, excepto la recta, llaman a su vez a una - subrutina denominada SOLVE que es la que determina los coeficientes de las ecuaciones interiores de quinto grado.

REFERENCIAS

CAPITULO 3

- 3.1 Hernández O., Meli R., "Diseño Sísmico de Muros de Concreto. Resultados de la Primera Etapa de un Estudio Experimental", Ingeniería Sísmica 16, Sept.-Dic 1976, México.
- 3.2 Hernández O., Zermeño M., "Resistencia a Cortante de Muros de -- Concreto Reforzado", V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, México (1979).
- 3.3 Bärda F., Hanson J.M. y Corley W.G. "An Investigation of the --- Design and Repair of Low-rise Shear Walls". 5a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma (1973).
- 3.4 Bärda F., et al, "Shear Strength of Low-rise Walls with Boundary Elements", Publicación ACI SP-53, 1977.
- 3.5 Bertero V.V., et al, "Seismic Design Implications of Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Elements Under High Shear".
- 3.6 Fiorato A.E., et al, "Ductility of Structural Walls for Design of Earthquake Resistant Buildings", 6a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, India (1977).
- 3.7 Fiorato A.E., et al, "Test of Structural Walls Under Reversing-Loads", 1a. Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica,- El Salvador (1978).
- 3.8 Cárdenas et al, "Design provisions for shear walls", ACI Journal, V70 No. 3, Marzo 1973.

- 3.9 Wang T.Y., Bertero V.V., Popov E.P., "Hysteretic Behavior of -- Reinforced concrete Framed Wall", Reporte EERC 75-23 University of California en Berkeley, USA (1975)
- 3.10 Shiga T. et al, "Experimental Study on Dynamic Properties of -- Reinforced Concrete Shear Walls", 5a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma (1973).
- 3.11 Meli R., Hernández O., "Efectos de Hundimientos Diferenciales en Construcciones a Base de Muros de Mampostería", Informe No. 350, Instituto de Ingeniería, UNAM, Marzo 1975.
- 3.12 Johnston J., "Econometric Methods", Int. Stud. Ed. Mc-Graw Hill (1960)
- 3.13 "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado", (ACI -- 318-71), México, D.F., Publicación IMCYC (1978)
- 3.14 Paulay T., "Some Aspects of Shear Wall Design", Bulletin of New Zealand Soc. of Earth. Engineering, V5 No. 3, (sept. 1972)
- 3.15 Williams D. "Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls", tesis Doctoral, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Ze-landa (1971).

TABLA 3.1 COMPARACION DE RESISTENCIAS DE MUROS DE SECCION RECTANGULAR BAJO ALTERNACIONES DE CARGA

IDENT.	REF.	H/e δ M/Vt	f _c **	P _h	f _{yh} **	P _v	f _{yv} **	σ **	v _o **	v _c **	v _s **	v _{calc} **	v _m **	v _{calc} v _m
2	3.1	1.95	306	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.7+	16.4	10.9	27.3	26.2	1.04
5	3.1	1.95	305	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.7+	16.4	10.9	27.3	29.2	0.93
7	3.1	1.95	296	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.6+	16.2	10.9	27.1	26.5	1.02
8	3.1	1.95	292	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.5+	16.2	10.9	27.1	27.0	1.00
10	3.1	0.67	378	0.0035	3100	0.0035	3100	22	28.5	37.9	10.9	48.8	55.1	0.89
12	3.1	0.67	280	0.0035	3100	0.0035	3100	22	24.5	33.8	10.9	44.7	44.0	1.02
13	3.2	2.00	293	0.0035	3350	0.0035	3350	22	8.6+	16.2	11.7	27.9	27.7	1.01
21	3.2	2.00	250	0.0035	3630	0.0035	3630	22	8.6+	15.4	12.7	28.1	29.0	0.97

TABLA 3.2 COMPARACION DE RESISTENCIAS DE MUROS CON ELEMENTOS CONFINANTES EN SUS EXTREMOS BAJO ALTERNACIONES DE CARGA

3	3.1	1.95	280	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.4+	16.0	10.9	26.9	26.4	1.02
4	3.1	1.95	290	0.0035	3100	0.0035	3100	22	8.5+	16.1	10.9	27.0	26.0	1.01
6	3.1	1.95	345	0.0035	3100	0.0035	3100	22	9.3+	17.1	10.9	28.0	26.8	1.04
9	3.1	0.50	360	0.0035	3100	0.0035	3100	22	28.9	38.4	10.9	49.3	46.1	1.07
11	3.1	0.50	300	0.0035	3100	0.0035	3100	22	26.4	35.8	10.9	46.7	44.5	1.05
14	3.2	2.00	247	0.0035	3800	0.0035	3800	22	7.9+	15.4	13.3	28.7	26.9	1.07
15	3.2	2.00	320	0.0035	3575	0.0035	3575	22	8.9+	16.6	12.5	29.1	29.2	1.00
16	3.2	2.00	209	0.0070	3100	0.0070	3100	22	7.2+	14.5	21.7	36.2	39.2	0.95
17	3.2	2.00	175	0.0070	3100	0.0035	3100	22	6.6+	13.7	21.7	35.4	33.0	1.06
18	3.2	0.50	230	0.0035	3100	0.0070	3100	22	23.1	32.3	21.7	54.0	55.6	0.97
19	3.2	2.00	197	0.0070	3500	0.0070	3500	22	6.9+	14.2	24.6	38.8	38.2	1.01
20	3.2	2.00	258	0.0070	2650	0.0070	2650	22	8.0+	15.5	18.6	34.1	33.5	1.02
WB-1	3.10	0.54	160++	0.0025	3000	0.0025	3000	0	19.1	19.1	7.5	26.6	26.0	1.02
WB-2	3.10	0.54	160++	0.0025	3000	0.0025	3000	0	19.1	19.1	7.5	26.6	27.6	0.97
WB-3	3.10	0.54	160++	0.0025	3000	0.0025	3000	0	19.1	19.1	7.5	26.6	31.0	0.86
WB-6	3.10	0.54	160++	0.0050	3000	0.0050	3000	0	19.1	19.1	15.0	34.1	35.3	0.97
WB-7	3.10	0.54	160++	0.0050	3000	0.0050	3000	25	19.1	29.1	15.0	44.1	45.6	0.97
2	3.9	1.85	373	0.0033	5160	0.0033	5160	27	11.1	20.6	17.1	37.7	37.3	1.01
1	3.9	1.85	378	0.0033	5160	0.0033	5160	27	11.1	20.6	17.1	37.7	37.8	1.00
B3-2	3.4	0.50	276	0.0050	5230	0.0050	5554	0	25.3	25.3	27.8	53.1	52.8	1.00
B6-4	3.4	0.50	216	0.0050	5062	0.0025	5062	0	22.4	22.4	12.7	35.1	41.7	0.84
B7-5	3.4	0.25	262	0.0050	5111	0.0050	5413	0	25.6	25.6	27.1	52.7	52.3	1.00
B8-5	3.4	1.00	240	0.0050	5050	0.0050	5378	0	20.1	20.1	25.2	45.4	42.2	1.08

TABLA 3.3 COMPARACION DE RESISTENCIAS DE MUROS BAJO CARGA MONOTONICA

SW-5	3.8	1.32	416	0.0027	4200	0.0100	4200	30	22.0	33.8	11.3	45.1	*41.7	1.08
SW-7	3.8	1.00	440	0.0027	4200	0.0100	4200	0	27.3	27.3	11.3	38.6	*36.9	1.05
SW-8	3.8	1.00	436	0.0027	4725	0.0300	4725	0	27.1	27.1	12.8	39.9	*40.5	0.99
SW-9	3.8	1.00	440	0.0100	4200	0.0300	4200	0	27.3	27.3	42.0	69.3	*48.2	1.44
WB-4	3.10	0.54	160	0.0025	3000	0.0025	3000	0	19.1	19.1	7.5	26.6	34.0	0.78
B1-1	3.4	0.50	296	0.0050	5055	0.0050	5540	0	26.2	26.2	27.7	53.9	58.0	0.93
B2-1	3.4	0.50	166	0.0050	5090	0.0050	5624	0	19.6	19.6	29.1	47.7	46.6	1.02

TABLA 3.4 APLICACION DE LAS FORMULAS A MUROS CON CONDICIONES DE REFUERZO POCO USUALES

B 4-3	3.4	0.5	193	0.0000	0000	0.0050	5455	0	21.2	21.2	27.2	48.5	48.4	1.00
B 5-4	3.4	0.5	296	0.0050	5045	0.0000	0000	0	26.2	26.2	0	26.2	33.3	0.79
SW-10	3.8	1.0	412	0.0000	0000	0.0000	0000	0	26.4	26.4	0	26.4	*21.9	1.20
SW-11	3.8	1.0	392	0.0075	4550	0.0000	0000	0	25.7	25.7	34.1	59.8	*43.3	1.38
SW-12	3.8	1.0	392	0.0100	4550	0.0000	0000	0	25.7	25.7	45.5	71.2	*46.7	1.53
SW-13	3.8	1.0	445	0.0100	4620	0.0300	4620	0	27.4	27.4	46.2	73.6	*45.0	1.64

TABLA 3.5 MUROS DISEÑADOS PARA FALLAR POR FLEXION Y CORTANTE AL MISMO TIEMPO

F1	3.7	2.44	392	0.0071	5355	0.0030	5355	0	9.9+	9.9	38.0	47.9	40.1	1.20
F2	3.7	2.44	465	0.0063	5355	0.0031	5355	34	10.8+	21.9	33.7	55.6	42.0	1.32
B2	3.7	2.44	546	0.0063	5425	0.0029	5425	0	11.7+	11.7	34.1	45.9	28.0	1.64
B5	3.7	2.44	462	0.0063	5310	0.0029	5310	0	10.7+	10.7	33.5	44.2	31.4	1.41
B7	3.7	2.44	503	0.0063	5310	0.0029	5310	38	11.2+	23.5	33.5	57.0	40.4	1.41
B9	3.7	2.44	428	0.0138	5310	0.0029	5310	38	10.3+	22.3	73.3	95.4	39.1	2.44
B6	3.7	2.44	223	0.0063	5310	0.0029	5310	30	7.5+	16.8	33.5	50.2	34.0	1.47

* 0.5 √f_c

++ † Dato general tomado de la referencia y no especificado en particular

TABLA 3.6 ESFUERZOS SOBRE AREA DEL MURO Y EFECTIVA

MURO	ESFUERZO CORTANTE		
	medido		calculado
	área efectiva	área del muro (bt)	
B3-2	52.8	57.3	53.1
B4-3	48.4	52.4	48.4
B6-4	41.7	44.4	35.1
B7-5	52.3	57.8	52.7
B8-5	42.2	45.7	45.4
WB-1	26.0	31.6	26.6
WB-2	27.6	33.6	26.6
WB-3	31.0	37.7	26.6
WB-6	35.3	42.9	34.1
WB-7	45.6	55.4	44.1
2	37.3	45.6	36.7
1	37.8	46.1	36.7
14	26.9	32.0	28.7
15	29.2	34.8	29.1
16	38.2	44.1	35.5
17	33.0	39.7	35.4
18	55.6	67.4	54.0
19	38.2	46.7	38.8
20	33.5	41.0	34.1

TABLA 3.7 EFECTO DE LA CONDICION DE CARGA EN LA CAPACIDAD DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

CONDICION DE CARGA

Monotónica	48.2	34.0	34.0	34.0	58.0
Alternada	45.0	26.0+	27.6+	31.0+	52.8
Altern/mon	0.93	0.76	0.81	0.91	0.91

+Para diferentes historias de carga

Prom. 0.87

TABLA 3.8 COMPARACION DE RESULTADOS MEDIDOS Y CALCULADOS PARA EL ESFUERZO MAXIMO SOSTENIDO.

Muro	Ref.	H/L		f'_c **	V_{CS} **	V_s **	V_m **	V_{SO} **	$\frac{V_{SO}}{V_m}$
		δ M/VL							
2	3.1	1.95		306	13.4	10.9	23.8	24.3	1.02
3		1.95		280	13.1	10.9	21.8	24.0	1.10
4		1.95		290	13.2	10.9	23.1	24.1	1.04
5		1.95		305	13.4	10.9	24.6	24.3	0.99
6		1.95		345	13.9	10.9	24.1	24.8	1.03
7		1.95		296	13.3	10.9	22.3	24.2	1.08
8		1.95		292	13.2	10.9	24.2	24.1	1.00
9		0.50		360	30.8	10.9	39.9	41.7	1.05
10		0.67		378	30.7	10.9	42.7	41.6	0.97
11		0.50		300	28.8	10.9	37.0	39.7	1.07
12		0.67		280	27.5	10.9	38.0	38.4	1.01
13	3.2	2.00		293	11.8	11.7	24.2	23.5	0.97
14		2.00		247	11.2	12.6	21.7	23.8	1.10
15		2.00		320	12.1	12.6	25.0	24.7	0.99
16		2.00		209	10.6	21.7	30.5	32.3	1.06
17		2.00		176	10.2	21.7	27.0	31.9	1.18
18		0.50		237	26.4	21.7	46.1	48.1	1.04
19		2.00		187	10.1	25.2	35.1	35.3	1.01
20		2.00		258	11.4	18.2	30.1	29.6	0.98
21		2.00		212	10.7	12.6	23.1	23.3	1.01
<hr/>									
B3-2	3.4	0.50		276	19.0	27.8	*49.2	46.8	0.95
B4-3		0.50		193	15.9	27.2	*44.6	43.2	0.97
B6-4		0.50		216	16.8	12.7	*38.4	29.5	0.77
B7-5		0.25		262	19.2	27.1	*49.4	46.6	0.94
B8-5		1.00		240	15.0	25.2	*39.8	40.2	1.01

** kg/cm²

* Obtenida de la interpretación de las curvas experimentales.

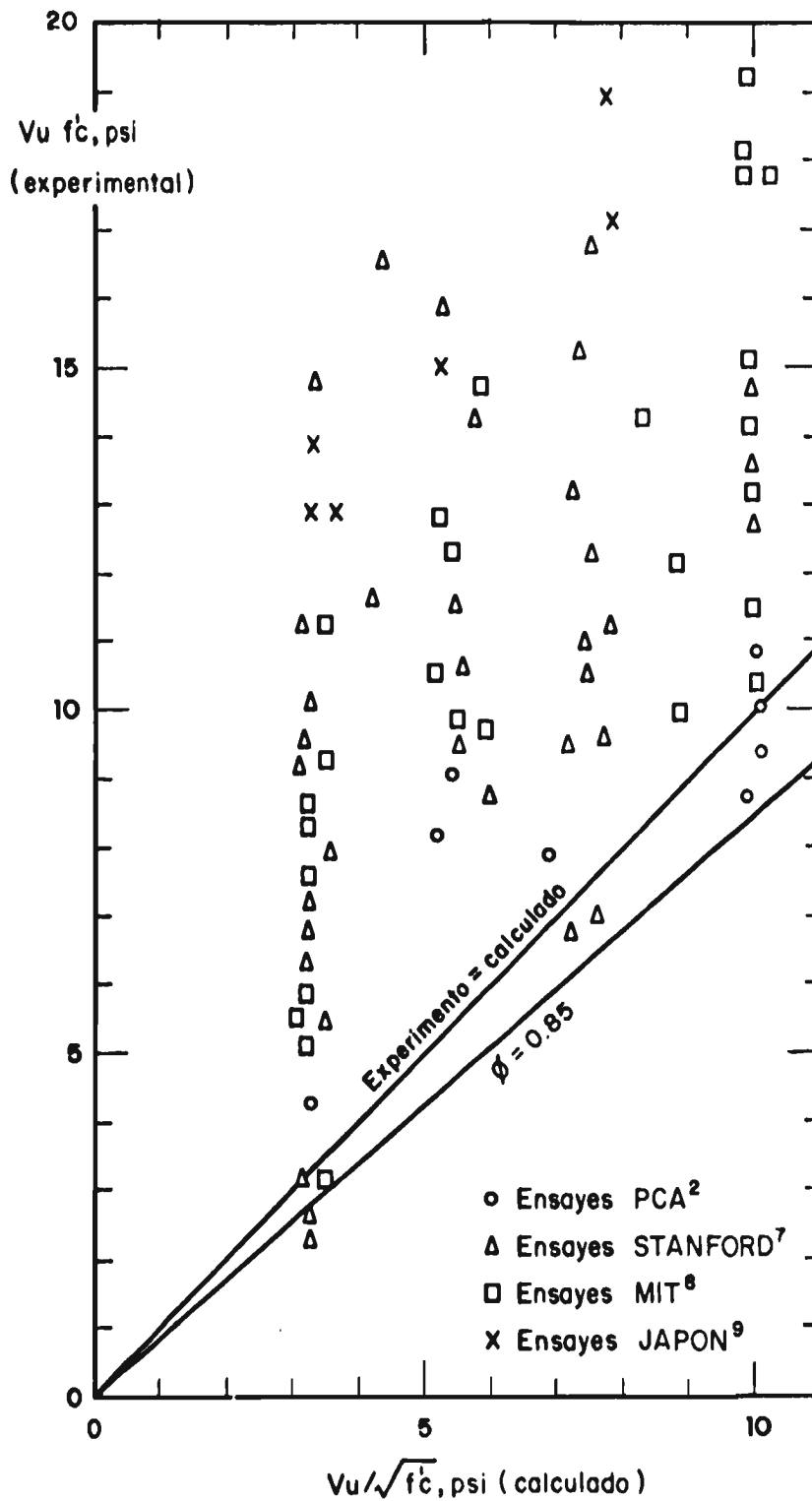


Fig 3.1. Comparación del procedimiento ACI-77 para calculo de resistencia al cortante de muro con valores experimentales (ref 3.8)

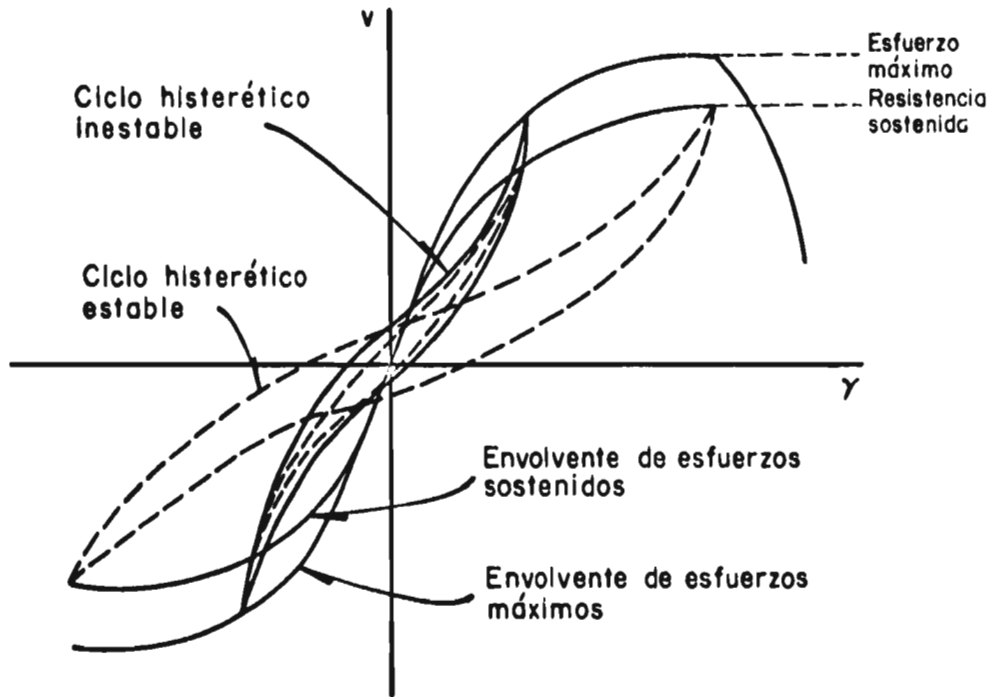


Fig 3.2. Comportamiento ante alternaciones de carga de un muro de concreto con falla por cortante

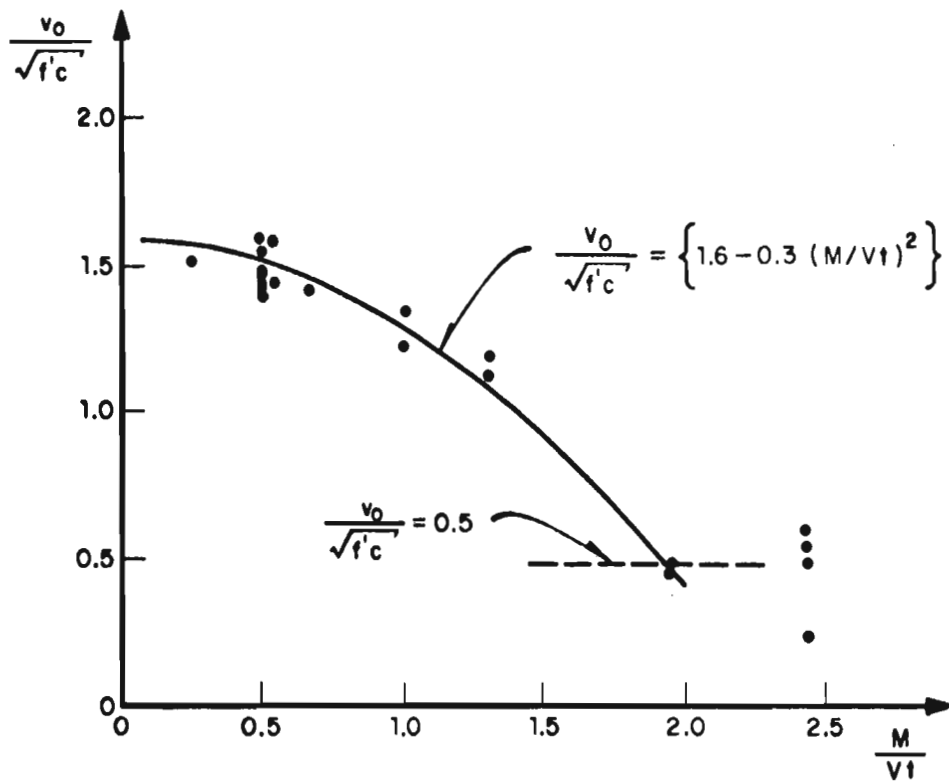


Fig 3.3. Variación de la resistencia de muros de concreto con la relación de aspecto del muro

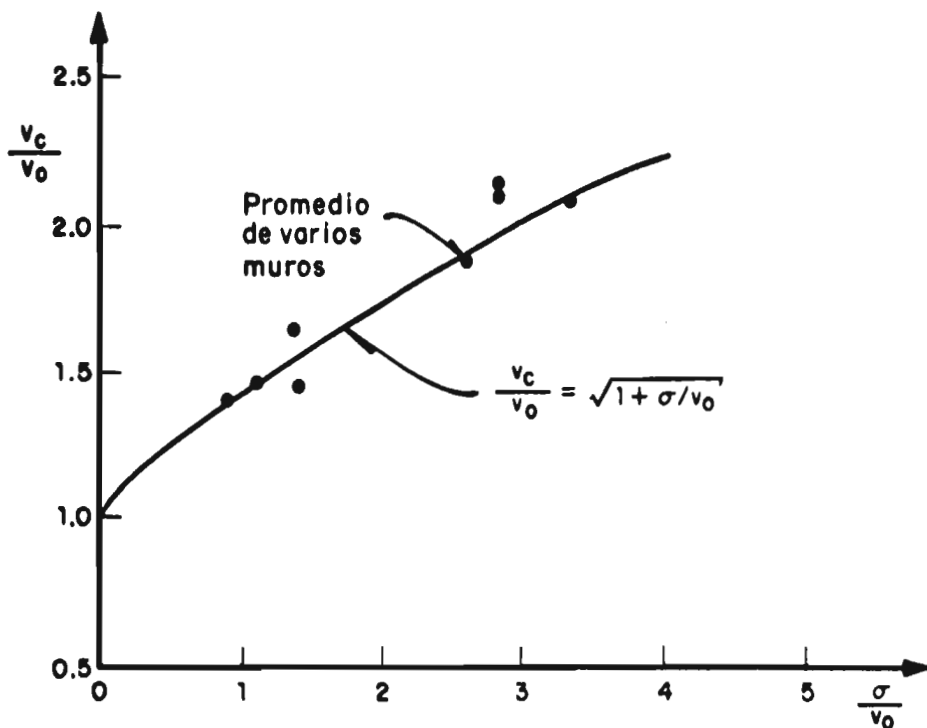


Fig 3.4. Variación de la resistencia de muros de concreto con el nivel de carga axial

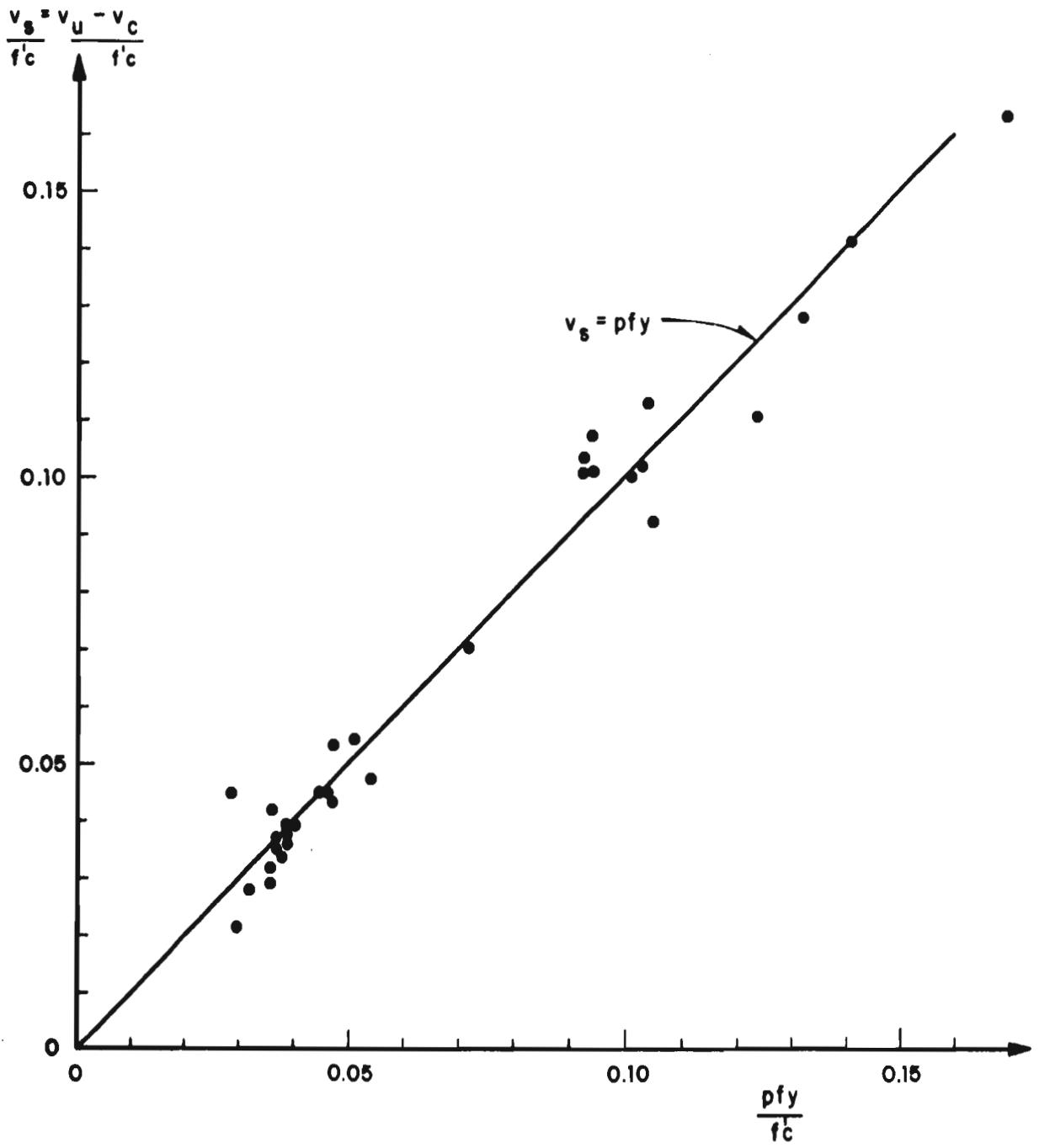
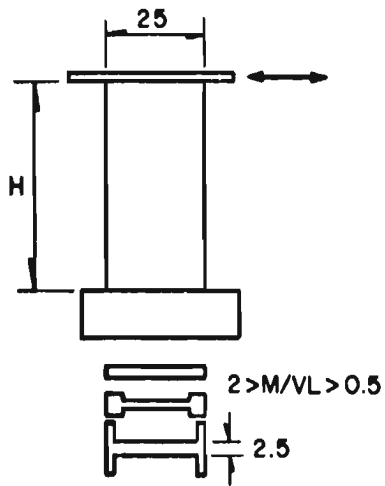
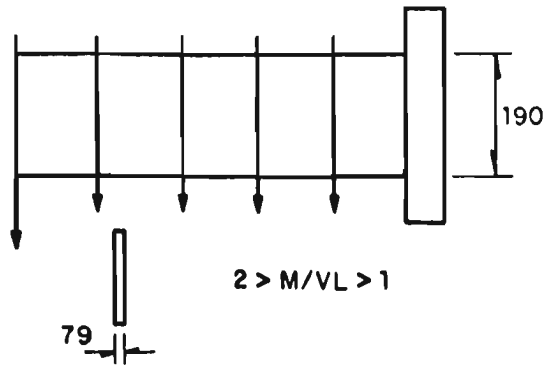


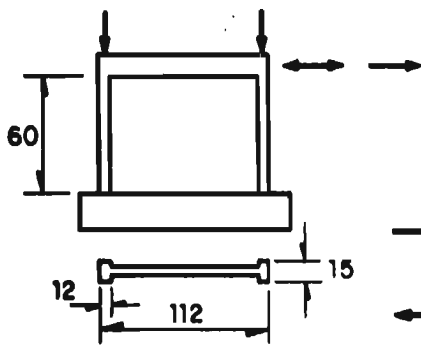
Fig 3.5 Contribución del acero de refuerzo a la resistencia



Referencias 3.1 y 3.2



Referencia 3.8

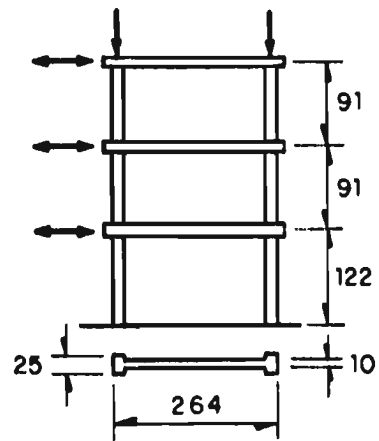


Referencia 3.10

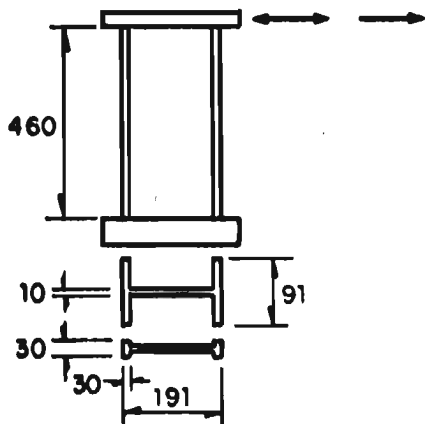
→ Carga lateral
monotónica

↔ Carga lateral
alternada

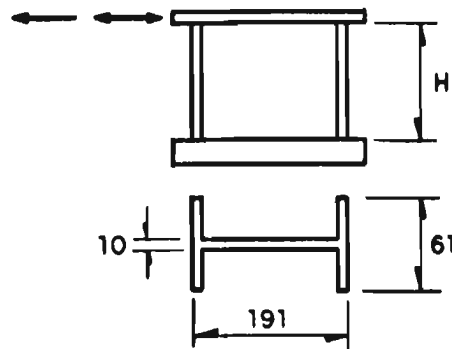
Acotaciones en cm



Referencia 3.9



Referencia 3.6



Referencia 3.4

Fig 3.6. Geometría y condición de carga de los muros

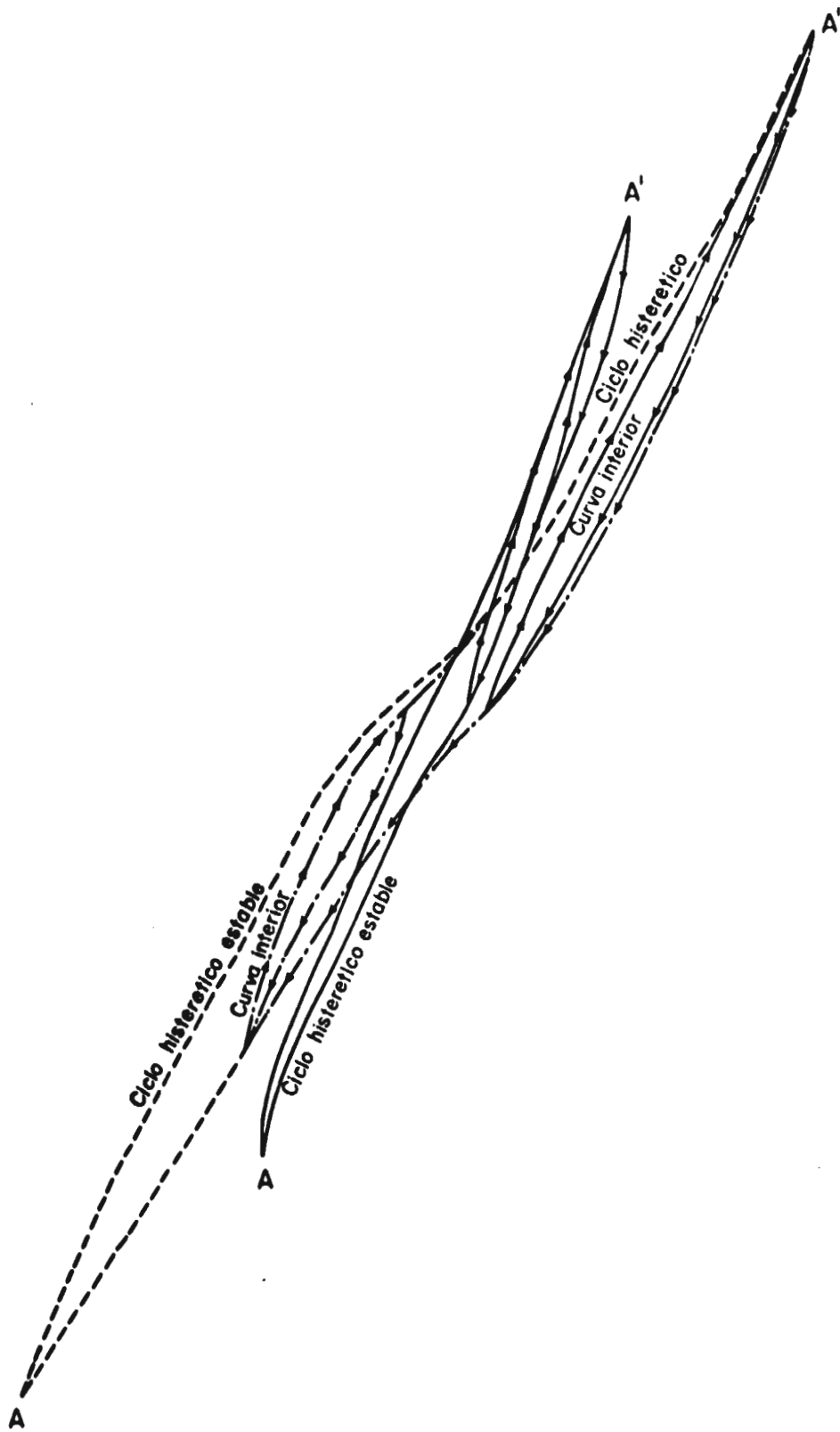


Fig 3.7.a Trayectorias de carga dentro de un ciclo histérico estable de un modelo

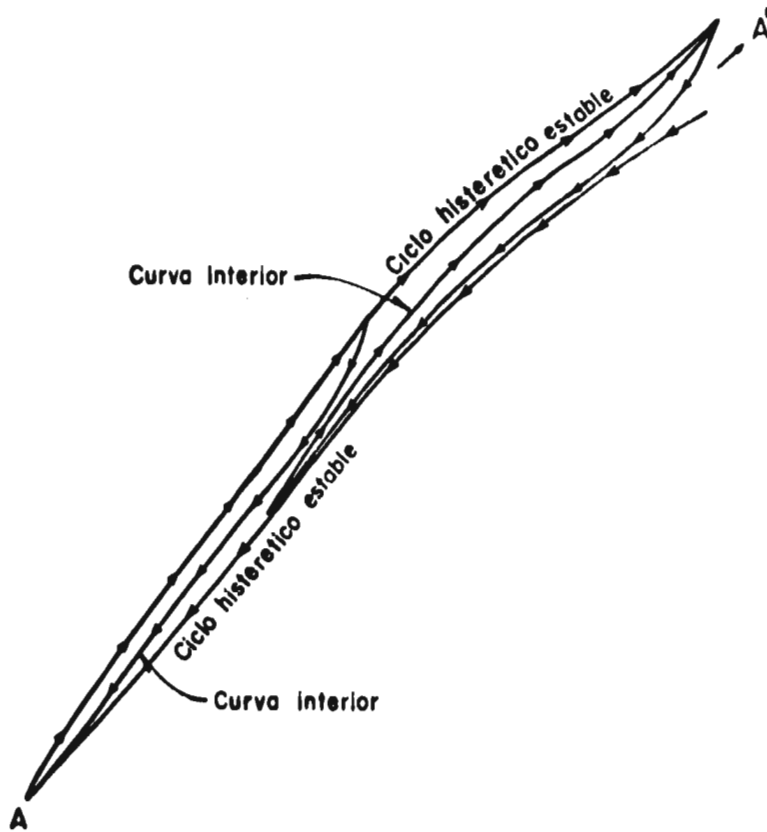
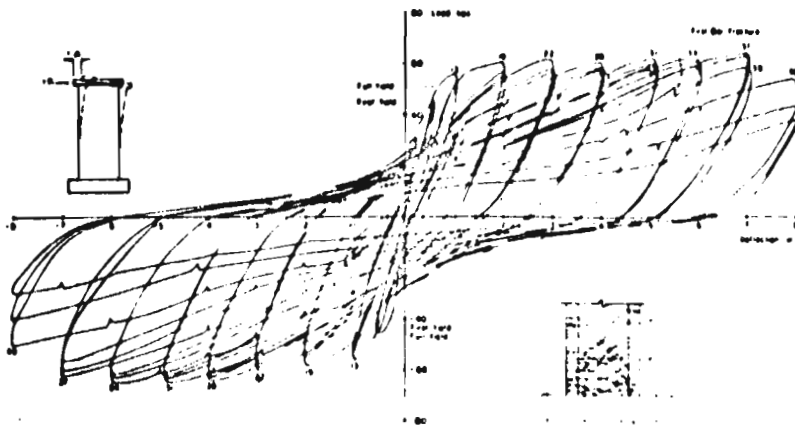
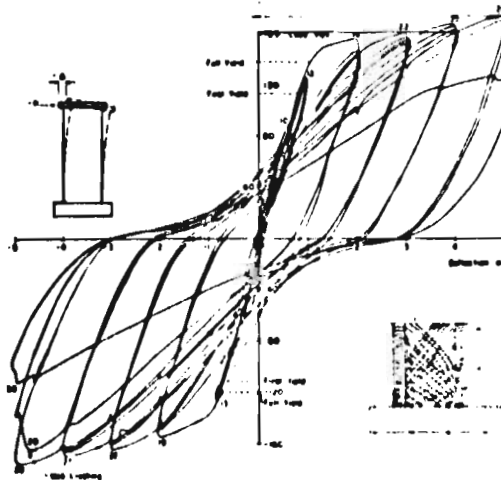


Fig 3.7 b Trayectorias de carga dentro de un ciclo histereico estable del muro Prototipo



a) Falla por flexión



b) Falla por cortante (web crushing)

Fig 3.8 . Gráficas carga - deflexión de muros de la ref. 3.7

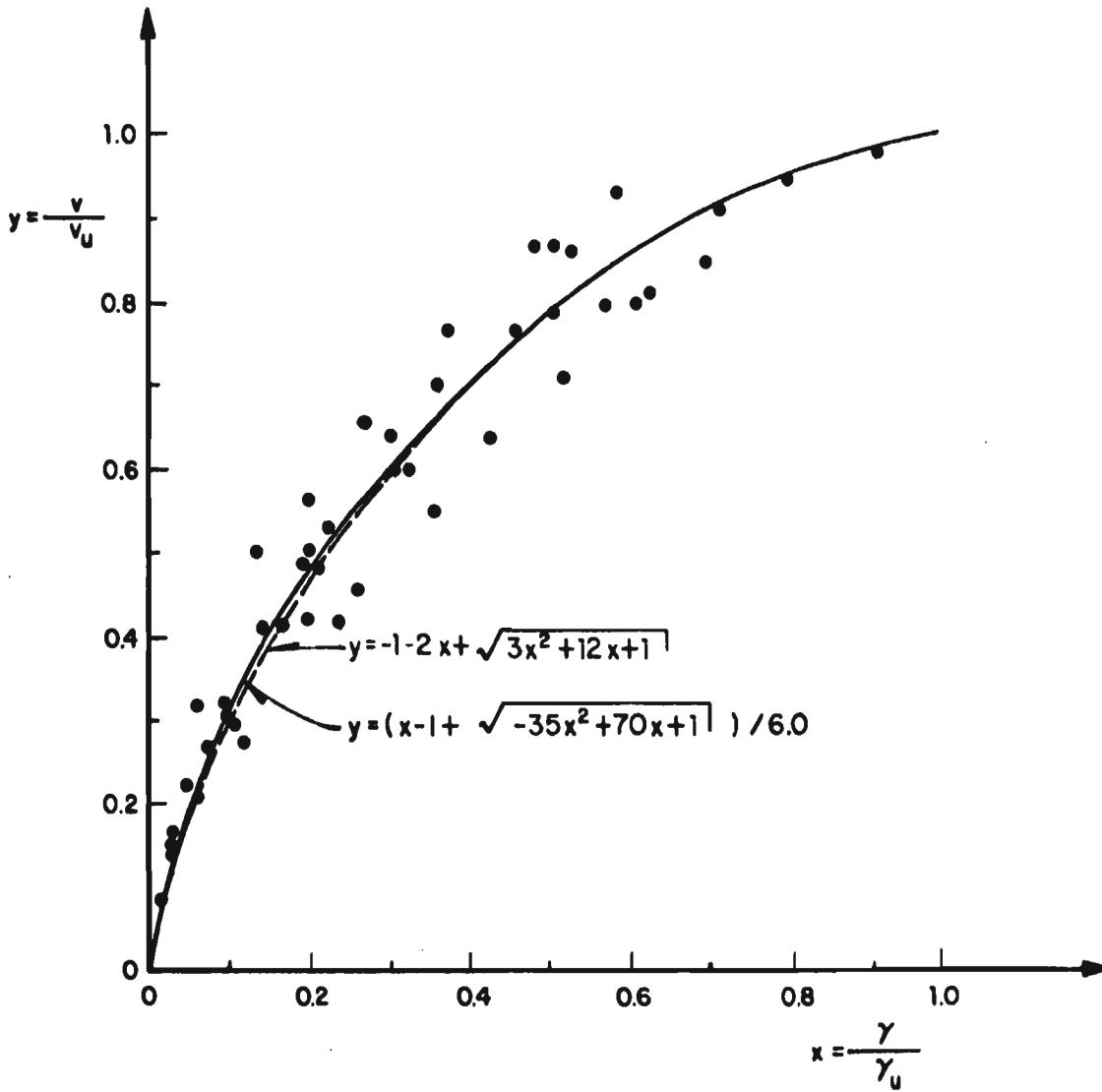


Fig 3.9. Envolvente de esfuerzos máximos

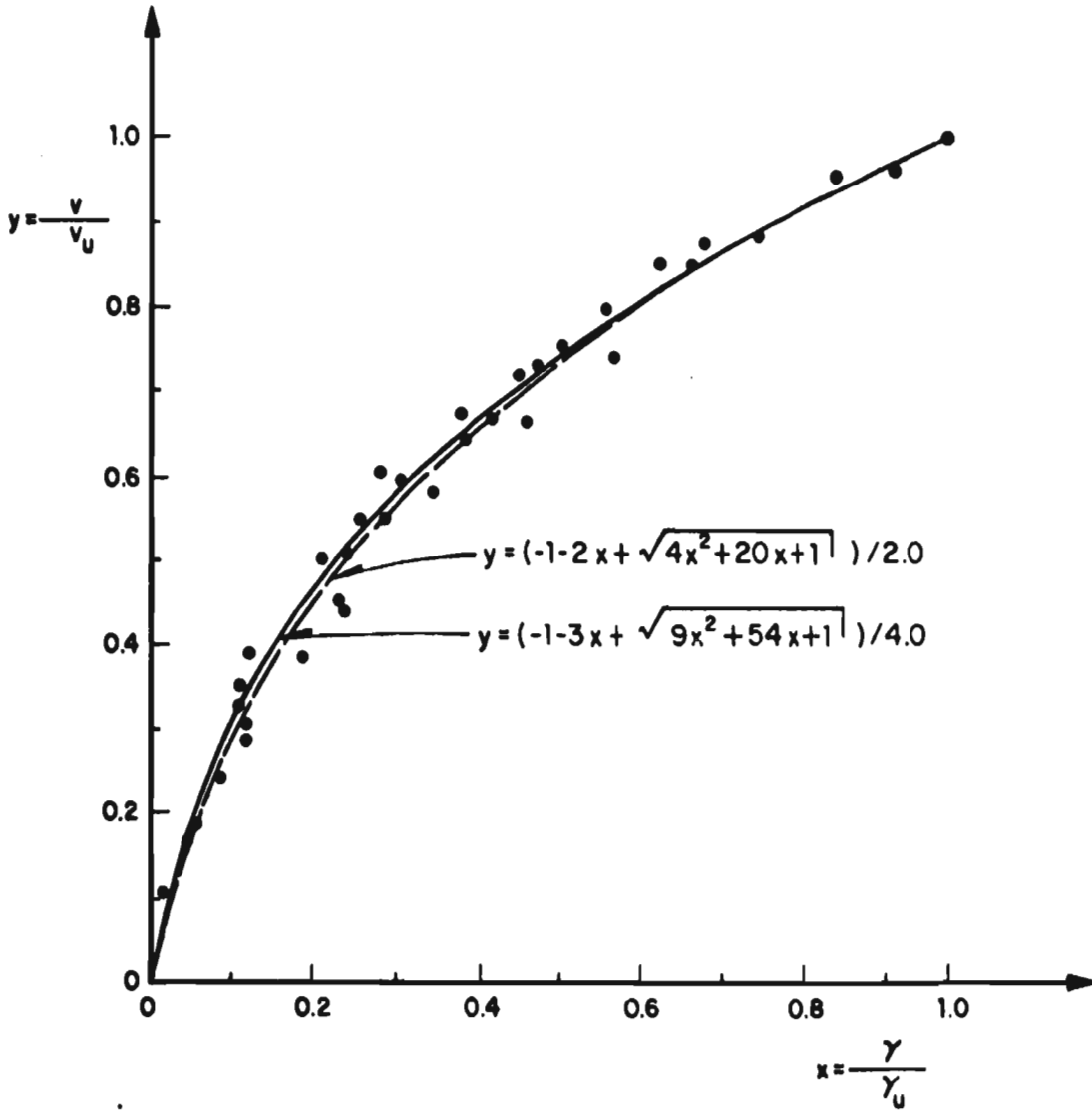


Fig 3.10 Envolvente de esfuerzos sostenidos

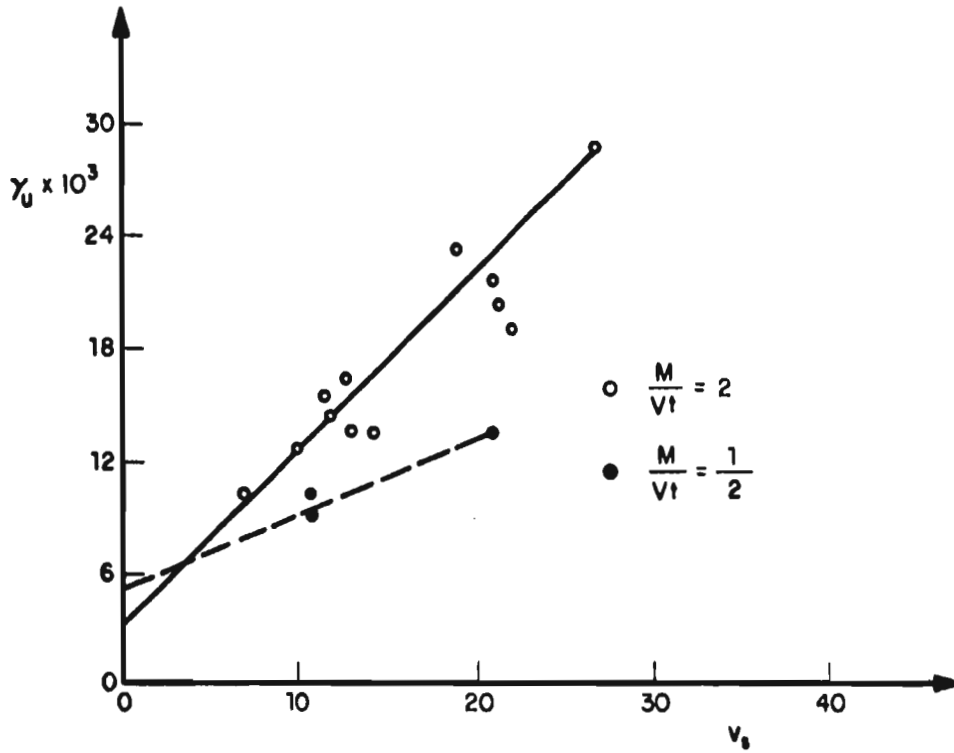


Fig 3.11. Deformación angular para el esfuerzo máximo sostenido versus resistencia del acero

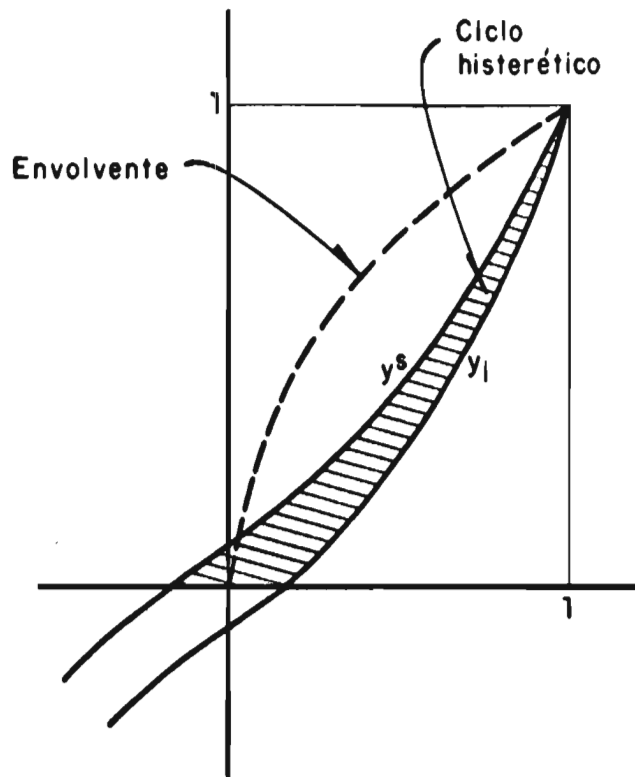


Fig 3.12. Curva histerética unitaria

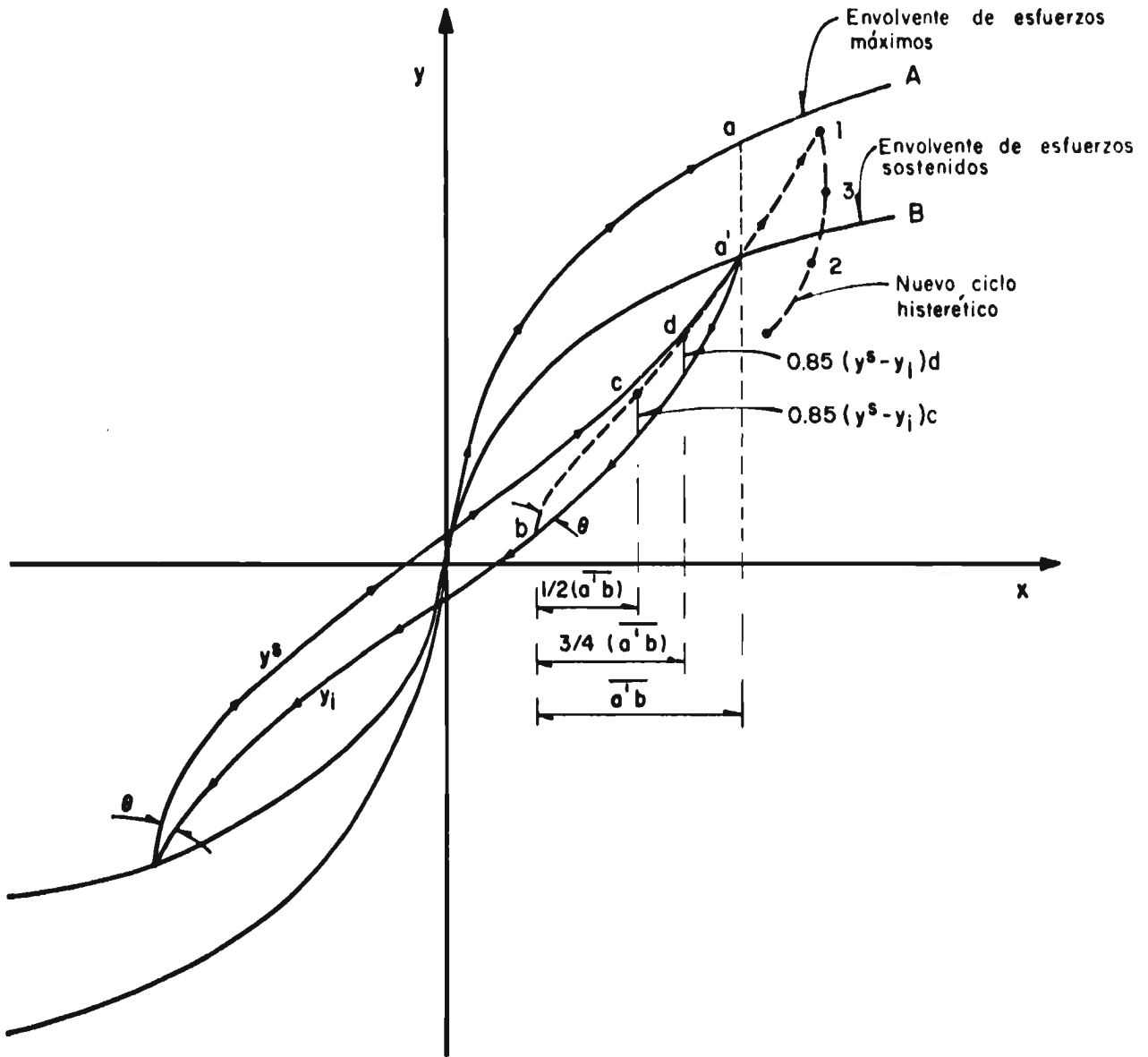


Fig 3.13. Características necesarias del modelo matemático para su programación en computadora

4.0 ANALISIS DINAMICO DE SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Bajo la acción de un sismo la mayoría de las estructuras presentan algún grado de inelasticidad, que es mayor a medida que la excitación es más intensa. Cuando se incursiona en rangos de desplazamientos amplios, tanto la rigidez como la resistencia de la estructura se deterioran; esto es común en estructuras de concreto reforzado, y en especial en los muros de concreto con falla por cortante, que como se hizo ver en el capítulo 2, presentan ambos tipos de deterioro.

Los cambios de rigidez debidos al deterioro del material ocasionan que cambien el período y amortiguamiento de la estructura, y por lo tanto su capacidad de absorción de energía. Estos cambios pueden ser favorables o desfavorables dependiendo de diversos factores, como se verá más adelante.

La única forma viable y eficiente que se ha encontrado para tomar en cuenta en el análisis lo anterior es resolver en forma incremental la ecuación de equilibrio dinámico; esto es, mediante alguna técnica de análisis paso a paso.

Los métodos de análisis paso a paso dividen la historia de carga en intervalos de tiempo pequeños, y suponen que las propiedades de la estructura permanecen constantes durante cada intervalo, pero cambian de acuerdo con el estado de deformación existente al final del intervalo. Es decir, son una secuencia de análisis lineales de una estructura cuyas propiedades cambian continuamente. Estos métodos puede emplearse para el análisis de sistemas de uno o varios grados de libertad, pero en este último caso el análisis resulta mucho más complejo y costoso por el tiempo excesivo de cálculo requerido, por lo que en muchas investigaciones se ha optado por resolver sistemas de un grado de libertad, como se hace en este trabajo. Lo anterior se considera aceptable porque se ha observado, al realizar análisis inelásticos, que en sistemas de varios grados de libertad el amortiguamiento causa considerable reducción en la contribución de modos altos a la respuesta; esto es, la energía de las vibraciones de alta frecuencia es absorbida por el amortiguamiento del material, por lo que aquella puede despreciarse, -- Veletsos, ref. 4.1, también menciona que la contribución de modos altos de sistemas inelásticos de varios grados de libertad puede ser insignificante y que la respuesta de un sistema de un grado de libertad es una buena aproximación, aún para estructuras rígidas. No obstante lo anterior, se considera que es necesario mayor investigación al respecto sobre todo para estudiar las distribuciones de ductilidad en los diferentes entrepisos.

4.1 Solución de la ecuación de movimiento

Los análisis paso a paso han probado ser la técnica más adecuada para determinar la respuesta ante sismo de sistemas inelásticos; con esta técnica se evalúa la respuesta para ciertos intervalos de tiempo, que pueden ser iguales o diferentes, en este trabajo por razones de programación se convino la primera opción.

La ecuación de movimiento de un sistema inelástico de un grado de libertad puede escribirse en la siguiente forma:

$$m \ddot{x}(t) + c(t) \dot{x}(t) + K_0 f(K,t) x(t) = -m a_g(t) \quad (4.1)$$

donde:

- m masa asociada al sistema
x(t) desplazamiento relativo del sistema, los puntos sobre la x indican derivación con respecto al tiempo
c(t) función que describe el amortiguamiento viscoso del sistema

K₀ rigidez inicial del sistema de un grado de libertad
f(K,t) función que describe las propiedades no lineales del sistema
a_g(t) excitación externa

puesta la ecuación de movimiento en esta forma puede incluirse en aquella -- cualquier tipo de no linealidad del material, inclusive comportamiento histéretico.

Para un intervalo de tiempo Δt más adelante

$$m (\ddot{x}(t) + \Delta \ddot{x}) + c(t) (\dot{x}(t) + \Delta \dot{x}) + K_0 f(K, t + \Delta t)(x(t) + \Delta x) = -ma_g(t + \Delta t) \quad (4.2)$$

Si se conociera la variación del amortiguamiento viscoso y el estado de deformación se tendría resuelto completamente el problema; sin embargo, ésta es la parte débil al extrapolar la ecuación de movimiento a un análisis no lineal, principalmente porque en este caso ya no es tan claro el concepto de amortiguamiento viscoso. Aún cuando físicamente en una estructura cambia el amortiguamiento en función de la intensidad de los esfuerzos inducidos, la mayoría de los que realizan análisis paso a paso de sistemas inelásticos suponen que c(t) tiene un valor constante, que se asocia a un valor fijo del coeficiente de amortiguamiento ξ . Otros, suponen que éste varía en pocas ocasiones durante el análisis; ésta variación se hace sin ninguna base.

Se considera que existen grandes incertidumbres en la selección de valores apropiados del amortiguamiento viscoso lineal equivalente usado para análisis dinámicos. Es necesario realizar experimentos confiables para valuar ξ en elementos estructurales y estructuras completas. Existen algunos datos de ξ pa-

ra desplazamientos pequeños, pero prácticamente ninguno para vibraciones de gran amplitud. Es necesaria mayor investigación analítica y experimental en esta área.

Durante este trabajo se supondrá un valor constante para el coeficiente de amortiguamiento $c(t)$, para lo cual se asociará un valor $\xi = 0.05$; este puede representar un promedio de valores medidos para desplazamientos de poca amplitud.

La ecuación de equilibrio dinámico 4.2 puede escribirse también de la siguiente manera:

$$\ddot{x}(t + \Delta t) + \frac{c}{m} \dot{x}(t + \Delta t) + \frac{K_0}{m} f(K, t + \Delta t) x(t + \Delta t) = -a_g(t + \Delta t) \quad (4.3)$$

Si como es común al emplearse esta técnica incremental, se consideran constantes los términos c/m y K_0/m durante todo el análisis, y se considera al sistema como lineal durante el incremento de tiempo, la ecuación se transforma en

$$\ddot{x}(t + \Delta t) + 2\xi\omega_0 \dot{x}(t + \Delta t) + \omega_0^2 f(K, t + \Delta t) x(t + \Delta t) = -a_g(t + \Delta t) \quad (4.4)$$

en esta expresión

ξ relación de amortiguamiento

ω_0 frecuencia natural inicial del sistema, igual a $\sqrt{K_0/m}$

Para resolver la ecuación se empleó la técnica numérica propuesta por Newmark; que supone una cierta variación de la aceleración en el intervalo de tiempo en estudio. Para calcular la velocidad y el desplazamiento en el tiempo $t + \Delta t$ como función de la aceleración, velocidad y desplazamiento calculados en el tiempo inmediato anterior t , se tienen las siguientes expresiones (refs. 4.2 a 4.4)

$$\begin{aligned} \dot{x}(t + \Delta t) &= \dot{x}(t) + \left\{ (1 - \gamma) \ddot{x}(t) + \gamma \ddot{x}(t + \Delta t) \right\} \Delta t \\ x(t + \Delta t) &= x(t) + \dot{x}(t) \Delta t + \left\{ \left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{x}(t) + \beta \ddot{x}(t + \Delta t) \right\} \Delta t^2 \end{aligned} \quad (4.5)$$

donde

γ y β son parámetros de cuyo valor depende la estabilidad del método, para $\gamma = 1/2$ y $\beta = 1/4$ se asegura que el método es incondicionalmente estable. Estos valores se emplearon en este trabajo.

Δt es el intervalo de integración de la ecuación de movimientos; mientras más pequeño sea, mayor será la aproximación a la solución exacta.

Sustituyendo las ecs. 4.5 en la ec. 4.4 se determina el valor de la aceleración en el tiempo $t + \Delta t$

$$\begin{aligned} & \ddot{x}(t + \Delta t) + 2 \gamma w_0 \{ \dot{x}(t) + \{ (1 - \gamma) \ddot{x}(t) + \gamma \ddot{x}(t + \Delta t) \} \Delta t \} + \\ & + w_0^2 f(K, t + \Delta t) \{ x(t) + \dot{x}(t) \Delta t + \{ (\frac{1}{2} - \beta) \ddot{x}(t) + \gamma \ddot{x}(t + \Delta t) \} \Delta t^2 \} = \\ & = -\{ f(K, t + \Delta t) - f(K, t) \} \frac{x(t)}{m} - a_g(t + \Delta t) \end{aligned} \quad (4.6)$$

En esta expresión, se introduce un término correctivo, el primero después del signo de igualdad; su numerador representa lo que se denomina "fuerza restauradora", que toma en cuenta características de rigidez diferentes en dos intervalos consecutivos de tiempo. El no considerar esta fuerza puede traer como consecuencia que se obtengan resultados erróneos, sobre todo de sistemas de periodo largo.

El único valor no conocido en la ec. 4.6 es el de la aceleración en el tiempo $t + \Delta t$. Una vez que éste se determina, se sustituye en 4.5 para calcular la velocidad y el desplazamiento en el tiempo $t + \Delta t$. Estos valores pasan a ser las condiciones iniciales del problema cuando se resuelve el equilibrio dinámico para el incremento de tiempo siguiente.

4.2 Análisis inelástico

Se han hecho numerosos estudios acerca de la respuesta sísmica de modelos lineales o elastoplásticos cuyos resultados se han incorporado a diversos reglamentos o códigos de diseño. Sin embargo, se ha puesto poca atención al estudio de sistemas más complejos donde se considere el deterioro tanto de la rigidez como de la resistencia, aspectos que se ha observado existen en los

elementos estructurales. Hay algunos modelos que representan este tipo de comportamiento, pero hasta el momento no existe ninguno que represente un comportamiento histerético universalmente aceptado.

Para determinar la respuesta ante sismo de sistemas con comportamiento como el descrito en el cap. 3, se procedió a modelarlo matemáticamente para calcular la respuesta del sistema utilizando el procedimiento de integración - descrito en 4.1. Por lo general solo interesa la respuesta máxima, que representada en función del periodo del sistema permite obtener espectros de respuesta inelásticos. Estos espectros son herramientas útiles porque de ellos se pueden observar algunas tendencias generales de comportamiento y - generar de ahí conclusiones.

4.2.1 Descripción general de la estructura del programa de análisis inelástico y comprobación de su funcionalidad.

En el apéndice A se presenta con detalle la estructura del programa para el análisis inelástico de sistemas de un grado de libertad; a continuación solo se mencionan las partes principales que componen el programa de computadora para el análisis bajo excitación sísmica del modelo propuesto.

a) Programa principal: aquí se manejan la lectura de datos y las ordenes de ejecución y de impresión. Como parte de este cuerpo del programa está - la integración numérica de la ecuación de movimiento del sistema; que -- se hace mediante el método de Newmark, la precisión de la respuesta obtenida por este método queda supeditada al tamaño del intervalo de integración: mientras más pequeño, mejor será la aproximación a la respuesta correcta; tres factores deben considerarse para la elección del intervalo de integración: 1) Contenido de frecuencias del sismo; 2) La complejidad del amortiguamiento no lineal y de las propiedades de rigidez; y 3) El - periodo de vibración de la estructura. Se considera que los dos últimos aspectos son los más importantes, y de ellos, el periodo de la estructura tiene una influencia preponderante en la respuesta del sistema. En este trabajo se empleó un intervalo de integración de 0.02 segundos para - periodos de 0.5 seg. ó mayores, y de 0.00125 seg. para sistemas con pe-- ríodos menores. Solo se presentan los resultados de análisis para siste-

mas con periodos de 0.1 seg. y mayores debido a que periodos menores no son muy importantes desde el punto de vista práctico. El método de integración de Newmark fue probado para un sistema elástico con diferentes tipos de excitación y para diferentes intervalos de integración; estos resultados no se presentan porque solamente se ejecutaron para comprobar la correcta programación del método.

- b) Subrutina principal CICLIN; en esta subrutina se determina el estado de carga del sistema a partir de la deformación calculada en el programa principal. En ella se identifica en qué estado de comportamiento se encuentra el sistema: 1) sobre la envolvente de esfuerzos, sostenidos o máximos, y la dirección de la carga; 2) sobre los ciclos histeréticos - en carga o descarga; o 3) en las curvas interiores a los ciclos histeréticos. En esta subrutina se manejan todos estos cambios, así como la formulación de las ecuaciones que describen el comportamiento del sistema. El buen funcionamiento de esta subrutina se comprobó comparando su respuesta con algunos de los ensayos realizados durante la etapa experimental. En la fig. 2.19 se muestra contrazo continuo el comportamiento experimental medido durante el ensayo del muro 17, mientras que los puntos calculados con el modelo matemático descrito por la subrutina se identifican con los símbolos x, □, o. Se observa que se describe el comportamiento detectado durante la etapa experimental con buena aproximación. Cabe aquí mencionar que las comparaciones se hicieron para los valores medios de los constantes del modelo matemático y no para los valores específicos determinados para el muro que se quería comparar.
- c) Cinco subrutinas secundarias denominadas CALCSI, CALCIS, CALSS, CALII y CALREC ayudan a formar las curvas dentro de los ciclos histeréticos; y
- d) La subrutina SOLVE donde se determinan las constantes de las ecuaciones que se forman en las cuatro primeras subrutinas.

El funcionamiento adecuado de las partes c) y d) se comprobó por separado y en conjunto, como se describe en el punto b).

Una vez comprobado el buen funcionamiento por separado de cada una de las partes del programa, se procedió a probarlo en conjunto. Como no era posible -- hacerlo exactamente con resultados determinados por otros investigadores, por no haber un modelo similar, o que pudiera simular exactamente al propuesto, -- se optó por comprobar el programa de computadora haciéndolo que funcionara para un sistema elástico. Para esto, las envolventes, los ciclos histeréticos y las curvas interiores se programaron como líneas rectas que pasaban por el origen y tenían la misma pendiente; esto es, se dejó que el programa recorriera todas las etapas del modelo inelástico original pero su comportamiento sería elástico lineal; obviamente, la respuesta tendría que ser similar a la de un sistema de este tipo. En la tabla 4.1 se muestran los resultados obtenidos al someter el modelo linealizado al sismo ocurrido en Acapulco en diciembre de 1963; se observa que los resultados son casi idénticos. En la fig. 4.1 se muestra el listado del programa de computadora; se subraya la respuesta máxima y se enmarca en la parte izquierda los cambios de curvas que se produjeron el número 1 indica que es la envolvente máxima, el 2 un ciclo histerético y -- del número 3 en adelante se trata de curvas interiores al ciclo histerético. Con esto se quiere hacer ver que el programa funciona adecuadamente ya que recorre todas las etapas.

Una vez comprobada la adecuada programación y funcionamiento del modelo matemático, se comparó su respuesta al sismo de El Centro, Calif., en cierto intervalo de periodos, con la respuesta de un sistema bilineal sometido a sismos simulados, ref. 4.5, que tenían características similares a las de dicho sismo; en la fig. 4.2 se muestra con línea continua la respuesta calculada con el modelo propuesto, y con línea discontinua la respuesta media de un sistema bilineal histerético con características que lo hacen parecido al -- propuesto. Se observa que la tendencia de comportamiento de ambos modelos es la misma.

Otra forma de comprobar el buen funcionamiento del modelo es mediante el siguiente razonamiento; la ecuación de movimiento para el sistema inelástico, su poniendo el amortiguamiento constante es:

$$m \ddot{x}(t) + 2\xi m \omega_0 \dot{x}(t) + K_0 f(K,t) x(t) = -m a_g(t)$$

donde las características de inelasticidad están dadas por la variación de la función $f(K,t)$.

Si en esta ecuación se multiplica cada término por un valor constante e igual, la respuesta del sistema obviamente es la misma, independientemente de si dicha ecuación se resuelve en forma cerrada, o como en nuestro caso, mediante una integración paso a paso. Otro enfoque de lo expresado en este párrafo es que dos estructuras con el mismo período y tipo de comportamiento, dado por la función $f(K,t)$, aunque con distinta masa y rigidez inicial (K_0), tienen igual respuesta ante la misma excitación. Lo anterior se comprobó para el modelo propuesto donde para diversos sismos y para ciertos períodos, ver tabla 4.2; las respuestas del modelo para diferentes características de masa y rigidez inicial resultaron casi idénticas; las diferencias observadas se deben principalmente a las características propias del modelo en los ciclos histé--réticos, como se comentó en el capítulo respectivo.

El modelo presenta aparentemente una debilidad: las ecuaciones que describen las envolventes de esfuerzos, máximos y sostenidos, así como los ciclos histé--réticos, fueron obtenidos mediante un análisis por mínimos cuadrados, por lo que puede decirse que el modelo propuesto representa una media estadística del comportamiento general de muros de concreto con falla por cortante. Este ajuste por mínimos cuadrados dió como resultado que las ecuaciones de las envolventes de esfuerzos máximos y sostenidos tengan en el origen una --rigidez tangente igual a

$$K_0 = 4 V_1/\delta_1 = 4 K_f$$

esto es, cuatro veces la rigidez secante a la falla; aquí es donde el modelo matemático propuesto aparentemente es restrictivo, por que solo sería aplicable a aquellos sistemas cuya rigidez inicial fuera cuatro veces la correspondiente a la falla. Sin embargo, esto parece no ser cierto, porque como se muestra en la fig. 3.10, no cambia notablemente la envolvente unitaria aún cuando la rigidez inicial es 50 por ciento mayor de la propuesta para el modelo. Lo anterior permite decir que para un sistema cuyo comportamiento puede ser descrito por dos envolventes normalizadas similares, con rigideces iniciales diferentes,

las respuestas para dichas envolventes serán aproximadamente las mismas para una misma excitación. No serán exactamente iguales por las siguientes razones: a) difieren ligeramente las envolventes unitarias, como se hizo notar anteriormente; y b) por la discontinuidad existente cuando se trabaja en o dentro de los ciclos histeréticos. Para comprobar lo anterior se hará referencia a la fig. 4.3; la fig. 4.3a. muestra la envolvente máxima no normalizada de un sistema con rigidez inicial $\alpha_1 K_{f1}$, y la figura 4.3b la correspondiente al otro sistema con rigidez inicial $\alpha_2 K_{f2}$, donde α_1 representa cuantas veces es mayor la rigidez inicial que la correspondiente a la falla, K_{f1} . Si estas dos envolventes representan a la misma estructura, su masa es la misma, pero no su rigidez inicial ni por tanto su periodo nominal, por que se está representando con dos envolventes diferentes. Ante la misma excitación el modelo 1 presentará un desplazamiento a la falla igual a δ_1 , al que corresponderá una capacidad V_1 ; para el sistema 2 serán δ_2 y V_2 , respectivamente. Con el planteamiento anterior, la fuerza inelástica para cada sistema es:

$$V_1 = K_{f1} \delta_1, \text{ pero como } K_1 = \alpha_1 K_{f1} \quad \rightarrow \quad V_1 = \frac{K_1 \delta_1}{\alpha_1}$$

$$V_2 = K_{f2} \delta_2, \text{ pero como } K_2 = \alpha_2 K_{f2} \quad \rightarrow \quad V_2 = \frac{K_2 \delta_2}{\alpha_2}$$

Como las envolventes normalizadas no son muy diferentes, sus respuestas deben ser aproximadamente iguales:

$$V_1 \approx V_2 \quad \text{y} \quad \delta_1 \approx \delta_2$$

por lo que, para que se cumpla lo anterior

$$\frac{\alpha_2}{\alpha_1} = \frac{K_2}{K_1} \quad (4.7)$$

Por lo consiguiente, las respuestas de dos sistemas que tienen la misma masa, - aproximadamente la misma envolvente unitaria, un mismo tipo de comportamiento histerético y sometidos a la misma excitación, serán aproximadamente iguales si la relación de rigideces iniciales de las envolventes cumplen con la ec. - 4.7. Para comprobar lo anterior, la parte del programa que contenía las expresiones correspondientes a las envolventes, máxima y sostenida, fueron cambiadas por las expresiones siguientes:

envolvente máxima $y = (x - 1 + \sqrt{-35x^2 + 70x + 1})/6 \quad (4.8)$

envolvente sostenida $y = (-1 - 3x + \sqrt{9x^2 + 54x + 1})/4$

En las figs. 3.9 y 3.10 se muestran estas expresiones y las correspondientes al ajuste por mínimos cuadrados que se presentaron en el capítulo 3. Se observa que no son muy diferentes las curvas envolventes unitarias descritas por las ecuaciones.

Con estas nuevas envolventes se procedió a realizar los análisis ante varias excitaciones; los resultados se muestran en la tabla 4.3 donde también se presentan los resultados de los análisis de sistemas con las envolventes iniciales (se identifican con el número 1). Se observa que se cumple en forma bastante aproximada lo mencionado con anterioridad.

Todo lo anterior dió la pauta para realizar numerosos análisis con el modelo propuesto ante diversos sismos que presentaban diferentes características; la validez de los resultados de dichos análisis queda avalada por las comprobaciones realizadas y mencionadas en párrafos precedentes.

4.2.2 Movimientos sísmicos utilizados en los análisis

Los sismos empleados para los análisis son aquellos cuyas características se muestran en la tabla 4.4; se utilizaron 3 sismos registrados en terreno blando y cuatro en terreno duro. Los primeros son representativos de los sismos que se presentan en la Ciudad de México en terreno arcilloso. Los sismos en terreno duro son de diversas características: el sismo de Acapulco es de corta duración y cercano al origen; el registrado en Ciudad Universitaria es de duración intermedia pero el epicentro se encuentra a gran distancia; el sismo que destruyó la ciudad de Managua fue de duración media; pero el registro se realizó casi sobre el epifoco; finalmente el sismo de El Centro, Calif., tiene una duración mayor a la de los anteriores y el epicentro se encontraba cercano. Como se verá posteriormente, si se hace una representación adecuada de los resultados de los análisis, éstos quedan en general distribuidos en una banda muy estrecha, y solo reflejan localmente, y en un rango de periodos muy restringido, las características propias de cada sismo.

En las figs. 4.4 a 4.10 se presentan los espectros elásticos de respuesta de aceleraciones, para el cinco por ciento de amortiguamiento viscoso, de los sismos mencionados arriba.

4.2.3 Criterio para determinar la respuesta máxima; parámetros para representarla.

El criterio para definir la falla del sistema fue que la excitación inducida llevar al modelo a presentar su capacidad máxima, V_1 en la fig. 4.3a. Para lo anterior se suponía un valor al desplazamiento, y si bajo la excitación se tenía una respuesta mayor o menor a la propuesta, se modificaba ésta de tal manera de irse acercando a la condición propuesta como falla; se acotaba la respuesta por abajo y por arriba, cerrando lo más posible la amplitud de la variación, tomándose finalmente el valor promedio de las cotas más cercanas, cuando entre ellas no había diferencia mayor de dos por ciento.

Al quedar valuado el desplazamiento que lleva a la falla al sistema, automáticamente se conoce el valor de la fuerza cortante mediante la expresión $V_U = \delta_U K_i / \alpha_i$, donde V_U , δ_U , K_i y α_i representan, respectivamente, la fuerza última en el sistema inelástico, el desplazamiento de falla, la rigidez inicial del sistema y un parámetro que relaciona la rigidez a la falla con la rigidez inicial. Estos dos últimos parámetros son también conocidos, ya que K_i es un dato del sistema y α_i es un constante del modelo (toma un valor igual a 4).

A continuación se presentarán los resultados de los análisis de manera que sea lo más clara posible su interpretación. La naturaleza de la respuesta de sistemas fuertemente inelásticos no ha sido aún totalmente entendida. -- Una de las razones para esto ha sido la falta de una técnica rigurosa y --- práctica para comparar la respuesta de un sistema inelástico con la de uno elástico. Por lo anterior, se tratará de presentar los resultados de los -- análisis en función de parámetros que relacionen la respuesta inelástica -- con la de sistemas elásticos.

En 4.4 se presenta la interpretación de los resultados de los análisis llevados a cabo con el modelo matemático propuesto. Para realizar dicha interpretación, los resultados se presentaron en forma adimensional tomando como base a la respuesta, en términos de fuerza o desplazamiento, de sistemas lineales ante la misma excitación; es obvio que esta representación será diferente según sea el sistema elástico lineal de referencia, esto es, ante una misma excitación un sistema lineal tiene diferente respuesta al cambiar el periodo (rigidez), lo cual conducirá a que sea posible representar los resultados del modelo inelástico en infinitud de formas. En este trabajo se analizará la respuesta respecto a dos sistemas lineales con las siguientes características:

- 1) El periodo del sistema lineal es el calculado con la rigidez secante a la falla del sistema inelástico; esto es

$$K_e = K_f = V_u / \delta_u$$

La fuerza que necesita un sistema elástico lineal para llegar a la falla con la misma excitación es $V_e = m a_e$, donde V_e , m y a_e son, respectivamente, la fuerza del sistema elástico, la masa del mismo, y la aceleración espectral correspondiente a un sistema lineal con un periodo que corresponde a la rigidez K_f . El desplazamiento del sistema lineal será $\delta_e = V_e / K_f$.

Se decidió tomar las anteriores características del sistema elástico por los resultados encontrados al trabajar con distintas envolventes de esfuerzos, - ver párrafos finales de 4.2.1. En ellos se menciona que a pesar de emplear en los análisis dos envolventes distintas, la respuesta del sistema, fuerza y desplazamiento, es casi la misma; esto es, no es muy útil como medida de -- comparación la rigidez inicial porque la respuesta elástica del sistema será diferente para cada envolvente y la inelástica es la misma para ambos casos. Pero si se escoge la rigidez a la falla, el sistema elástico es el mismo para distintas envolventes. Rosenblueth, ref. 4.3, también sugiere tomar como sistema elástico equivalente uno con rigidez a la falla, pero lo hace por otras consideraciones.

2) El periodo del sistema lineal es el calculado con la tangente inicial de la curva envolvente. En la mayoría de los estudios sobre análisis inelásticos la presentación de los resultados se hace respecto al periodo del sistema calculado con su rigidez inicial. No obstante que no es muy general esta representación, por lo comentado en el párrafo anterior, se presentarán así los resultados para tener mayor información.

4.2.4 Presentación de resultados en función del "coeficiente sísmico inelástico"

La forma más sencilla de presentar los resultados de los análisis inelásticos es en función de un "coeficiente sísmico inelástico" calculado de la siguiente manera: la fuerza resistente del sistema inelástico es V_u y es igual al cortante que induce el sismo, por lo que si a se define como una "aceleración" en estado estacionario del sistema inelástico,

$$V_u = m a \quad (4.9)$$

donde m y a son la masa y aceleración del sistema; pero como $m = W/g$, donde W es el peso de la masa asociada al sistema de un grado de libertad y g la aceleración de la gravedad, la ec. 4.9 se reduce a

$$V_u = \frac{a}{g} W = c_i W$$

c_i representa el valor de un "coeficiente sísmico inelástico" que lleva al sistema a la falla. En la fig. 4.11 se muestra el valor calculado de c_i y su variación con el periodo para las condiciones: a) periodo correspondiente a la rigidez tangente inicial; y b) periodo correspondiente a la rigidez secante a la falla. Lo anterior se hace para los sismos de terreno blando, y para el de Acapulco y Cdad. Universitaria.

4.2.5 Presentación de resultados en función de la fuerza máxima del sistema inelástico (V_u)

En las tablas 4.5 y 4.6 se muestran las respuestas normalizadas V_u/V_e para los distintos sismos en un intervalo de periodos comprendidos entre 0.1 y 3

segundos. En las figs. 4.12 y 4.13 se muestra gráficamente la variación de dicha relación con el periodo. El periodo que se representa en la tabla 4.5 y en la figura 4.12 corresponde a la rigidez secante a la falla del sistema, mientras que los de la tabla 4.6 y figura 4.13 corresponden a los calculados con la rigidez tangente inicial. V_e es la fuerza elástica calculada de los espectros de respuesta de cada sismo para el periodo en cuestión.

4.2.6 Presentación de resultados en función de la "fuerza" de la excitación (V_{re})

Otra posible presentación de los resultados es con base en la relación entre la fuerza inelástica máxima del sistema y una fuerza elástica representativa del sismo; en la ref. 4.6, Iwan propone la relación $V_u/m a_g^*$, donde m es la masa del sistema y a_g^* es una aceleración representativa del sismo que puede ser la aceleración máxima, la aceleración de la respuesta media cuadrática, o cualquier otra medida razonable de la "fuerza" de la excitación. Esta relación entre la fuerza resistente del sistema respecto a la fuerza inducida por la excitación puede ponerse en la siguiente forma:

$$\frac{V_u}{V_{re}} = \frac{V_u}{m a_g^*} = \frac{V_u/m}{a_g^*}$$

Puede interpretarse como la relación entre una "aceleración" en estado estacionario del sistema inelástico y la aceleración característica de la excitación que causa un estado límite. Aún cuando la aceleración máxima no siempre es el mejor indicador de la "fuerza" de un sismo, e incluso no existe correlación alguna, por ejemplo, con la respuesta media cuadrática, se tomó aquella para representar a_g^* . En las mismas tablas 4.5 y 4.6 se presenta el parámetro V_u/V_{re} para los distintos sismos empleados y para los periodos calculados con la rigidez secante a la falla y tangente inicial. En las figs. 4.14 y 4.15 se muestra gráficamente la variación de V_u/V_{re} .

4.2.7 Presentación de resultados en función de la "ductilidad" del sistema

La representación más comunmente empleada para los resultados de análisis inelásticos es mediante el parámetro denominado "ductilidad", que se define como la relación entre la deformación máxima del sistema y una deformación donde ocurre un cambio significativo de la respuesta, agrietamiento o fluen

cia. Para el modelo propuesto el término ductilidad no tiene significado alguno por ser un sistema que presenta comportamiento no lineal desde un principio, y por tanto resultaría ilusorio suponer como punto de referencia alguno sobre la envolvente de esfuerzos, porque al variarlo cambiaría la "ductilidad" del sistema. Una forma de relacionar la respuesta inelástica, en términos de desplazamientos, sería en función de la de un sistema elástico con el mismo periodo y amortiguamiento viscoso. Esto es, la ductilidad podría definirse como el desplazamiento del modelo propuesto respecto al desplazamiento máximo ante la misma acción de un sistema elástico. Lo anterior se hace en las tablas 4.5 y 4.6 y en las figs. 4.12 y 4.16 para los periodos calculados con las rigideces definidas en 1 y 2 de 4.2.3.

En la mayoría de los estudios sobre sistemas inelásticos la interpretación de resultados se hace con base en la ductilidad desarrollada por el sistema; sin embargo, como lo afirma Iwan, ref. 4.6, la ductilidad para ciertos modelos matemáticos no es una función simplemente valuada, por lo que no es totalmente válido considerarla como parámetro fundamental de la respuesta de un sistema.

Por las consideraciones planteadas, la respuesta del modelo propuesto se tratará de analizar en función de los parámetros antes mencionados.

4.3 Tendencias generales de comportamiento

Es difícil la comparación directa de los resultados del modelo propuesto con los presentados por otros autores (refs. 4.5 a 4.14) debido principalmente a que: 1) Generalmente todos los modelos reportados en la literatura presentan un tramo bastante amplio de comportamiento elástico lineal después del cual se les asocian características de inelasticidad e histéresis; 2) No existe un criterio generalmente aceptado para la presentación de resultados; por lo que se tendrían que presentar éstos de formas muy diversas para una posible comparación.

La combinación de estos factores hace que sea prácticamente imposible comparar directamente el modelo propuesto con algún otro, por lo que solamente -

hayan detectado en el modelo propuesto.

Es bien conocido que para periodos muy bajos la aceleración máxima de cualquier sistema tiende a ser la del terreno, y que para periodos altos el desplazamiento máximo tiende a igualar al desplazamiento máximo del terreno; la explicación de lo anterior puede encontrarse en cualquier libro que trate sobre dinámica estructural, refs. 4.3, 4.4, 4.15 y 4.16. Este tipo de comportamiento también fue observado en el modelo propuesto y es evidente si se observan las figs. 4.12 a 4.16; en las cuatro primeras, para cuando el periodo tiende a cero las ordenadas de las figuras tienden a la unidad, esto es, al comportamiento elástico. En las figs. 4.12 y 4.16 para periodos altos, la relación de desplazamientos δ_u/δ_e toma valores cercanos a la unidad.

Desde el punto de vista del diseñador la principal duda es determinar la capacidad de deformación inelástica de la estructura para que soporte un sismo severo con cierto daño; esto es, "¿cuáles son los requerimientos de ductilidad de la estructura para un sismo severo?", Williams, ref. 4.11, menciona que las estructuras rígidas que presentan degradación en su rigidez son más sensitivas a la excitación sísmica, corroborando lo mencionado por Bielak, ref. 4.10, y además tiene requisitos grandes de ductilidad. Esto también fue confirmado por Clough, ref. 4.17, que demostró que una pequeña degradación de resistencia en el sistema puede ser desastrosa en estructuras rígidas. Además de observar que las estructuras de periodo corto tienen mayores requerimientos de ductilidad que los de periodo largo, Williams, ref. 4.11, menciona que estos requerimientos no son uniformes y aumentan al disminuir el periodo. Por lo anterior, Williams considera que es conveniente tener una distribución uniforme de la ductilidad en todo el intervalo de periodos para estructuras de cierto tipo: para ello el coeficiente sísmico debería tener la forma:

$$c = F(\mu, \xi) \frac{1}{T^a(\mu, \xi)}$$

donde F y a serían funciones de la ductilidad y el amortiguamiento, que podrían obtenerse mediante una idealización razonable del espectro inelástico de respuesta.

En resumen, los análisis inelásticos realizados sobre distintos tipos de sistemas han hecho ver que las estructuras de periodo corto con degradación de rigidez, como son las que tienen muros de cortante de baja relación de aspecto, tienen grandes demandas de deformación. Esto también se observó en el modelo propuesto donde, como se observa en las figs. 4.13 y 4.16, se requieren de mayores deformaciones para periodos bajos, disminuyendo al aumentar éstos. Este comportamiento pone en evidencia que los reglamentos donde se dan coeficientes sísmicos que ya "toman en cuenta" en forma general y uniforme la ductilidad para todo tipo de estructuras, dan por resultado que las fuerzas sísmicas que se les asigna a estructuras rígidas sean subestimadas.

Se sabe también que estructuras con rigidez deteriorable de comportamiento frágil tienen mejor comportamiento sobre terreno firme que sobre blando; lo anterior también se hace evidente en este modelo si se observan las figs. 4.12 a 4.16; donde para terreno blando se tienen en general mayores requerimientos de resistencia y deformabilidad que para terreno duro.

4.4 Interpretación de resultados

Como se hizo mención en 4.3, la interpretación de los resultados depende del sistema elástico que se tome como referencia; ahí también se dijo que en este trabajo la comparación se realizará con respecto a dos sistemas elásticos, el primero con periodo calculado con la rigidez tangente inicial de la envolvente de esfuerzos máximos; y el segundo corresponde a aquel con periodo calculado con la rigidez secante a la falla del sistema.

Con estos sistemas elásticos de comparación se interpretarán los resultados en función de los parámetros:

- 1) Coeficiente sísmico inelástico, c_1 , descrito en 4.2.4
- 2) Fuerza máxima del sistema inelástico, V_u , descrito en 4.2.5
- 3) Fuerza de la excitación, V_{re} , descrito en 4.2.6, y
- 4) Ductilidad del sistema, δ_u/δ_e , descrito en 4.2.7

4.4.1 Coeficiente sísmico inelástico

En la fig. 4.11 se presenta la variación del "coeficiente sísmico inelástico" calculado como se menciona en 4.2.4. En la misma figura se muestran los espectros elásticos de diseño para las zonas sísmicas y tipos de terreno, ref. 4.18, a los que corresponden los sismos para los que se determinó el coeficiente sísmico inelástico.

Del análisis de la figura antes mencionada pueden hacerse los siguientes comentarios, aunque deben tomarse con reserva en vista de que los sismos empleados no constituyen, por su número ni por sus características, una muestra representativa; además, por diversas razones no son directamente comparables ambos espectros.

- 1) Como era de esperarse, solo existe un desplazamiento de la respuesta -- respecto a los periodos cuando se emplean las condiciones mencionadas -- en el primer párrafo de 4.4; esto es, los valores de c_i son iguales para el periodo T calculado con la rigidez secante a la falla; y el periodo $T/2$ correspondiente a la rigidez tangente inicial.
- 2) Se observa que los espectros elásticos de diseño parecen envolver mejor las respuestas inelásticas cuando éstas están en función del periodo -- correspondiente a la rigidez secante a la falla. Si se hubieran obtenido los datos con una envolvente unitaria diferente, como se vió en --- 4.2.1, la fuerza y el desplazamiento de falla no hubieran variado prácticamente, pero sí la rigidez inicial, y por tanto, el periodo; esto -- daría lugar a que se agruparan de manera diferente los datos siendo que las respuestas son iguales. Lo anterior no sucedería si la respuesta se pone en función de las características a la falla con lo cual los coeficientes inelásticos prácticamente coincidirían.

4.4.2 Interpretación de resultados con respecto a sistemas elásticos cuyo periodo se calcula con la rigidez tangente inicial

A continuación se mencionarán los aspectos más importante que se observaron al analizar los resultados de la tabla 4.6, las figs. 4.13, 4.15 y -- 4.16 y los espectros elásticos de los sismos utilizados, figs. 4.4 a 4.10.

- 1) El modelo es altamente sensible a los periodos dominantes del terreno.
- 2) Los periodos de respuesta máxima del modelo inelástico son menores que los correspondientes a los espectros elásticos, en promedio $T_i/T_e=1/1.44$.
- 3) La respuesta del modelo ante diferentes sismos en un mismo tipo de terreno, blando o duro, varía en una banda no muy amplia a pesar de que las características de los sismos son muy diferentes.
- 4) Se observa un cambio brusco de la respuesta cuando $T > 0.4$ en el caso de sismo en terreno duro y cuando $T > 1.4$ en terreno blando.
- 5) Para sismos de terreno firme la envolvente de la relación V_u/V_e tiene el valor 1.3 para $T < 0.4$, baja bruscamente y permanece aproximadamente estable, con un valor de 0.6, para $0.4 < T < 0.8$, y después, todos los sismos llevan al modelo a presentar otro valor máximo para $0.8 < T < 1.2$. La cota máxima de la relación V_u/V_e en esta zona sería igual a 0.7; después disminuye la respuesta del sistema.
- 6) Si la respuesta está en función de la "potencia" del sismo, esto es --- V_u/V_{re} , para terreno firme este parámetro toma el valor 2 para $T < 0.45$ seg., decrece continuamente y para $T > 1.4$ siempre es menor de 0.4.
- 7) Para sismos en terreno blando se amplía el intervalo de periodos para los que se amplifica la respuesta del sistema debido a que para los -- periodos dominantes de los sismos representativos en ese tipo de terreno la respuesta máxima espectral se presenta entre 1.6 y 2.4 seg.
- 8) Para sismos en terreno blando, para $0.2 < T < 1.4$ la envolvente de la - relación V_u/V_e toma un valor igual a 2; se nota que para $T < 0.2$ seg. - decrece la respuesta. Después de $T = 1.4$ seg. la respuesta decrece continuamente, y toma un valor menor de 0.2 para $T > 2.2$ seg.
- 9) Si la respuesta se mide ahora para la "fuerza" del sismo, V_u/V_{re} , se no ta también que disminuye para $T < 0.2$; para $T \leq 1.4$ la envolvente toma un valor aproximado de 4.4, decreciendo brusca y continuamente para periodos mayores.
- 10) Si la respuesta se mide en términos de "ductilidad", definida ésta como la relación de la deformación máxima no lineal respecto a la deforma--- ción máxima, ante la misma excitación, de un sistema lineal, se observa de la fig. 4.16, que presenta aproximadamente la misma tendencia de com portamiento que para cuando la representación se hace en función de las fuerzas desarrolladas, V_u/V_e , fig. 4.13. Se observa que al igual que en otros estudios, se tienen mayores demandas de deformación para periodos

cortos, $T < 0.4$ seg.; lo mismo sucede para terreno blando cuando $T < 1.45$ seg. Es evidente la distribución no uniforme de las demandas de deformación de sistemas con el comportamiento definido por el modelo propuesto.

- 11) La demanda de deformación requerida para terreno firme es aproximadamente 5 para $T < 0.4$ seg. y 3 para $0.4 < T < 1.6$; mientras que para $T > 1.6$ -- seg. se requiere de aproximadamente 2, ver fig. 4.16.
- 12) Para sismos en terreno blando se requieren mayores demandas de deformación, y por tanto de resistencia, en comparación con el sistema elástico y respecto al mismo sistema no lineal en terreno firme. Para $T \leq 0.2$ seg. se observa de la fig. 4.16 una reducción en la demanda de deformación, -- aspecto que no es tan evidente para terreno firme; si $0.2 < T < 1.4$ la envolvente de ductilidad toma el valor 7.5; después de $T = 1.4$ la demanda -- decrece bruscamente, manteniendo un valor menor a la unidad para $T > 2$ -- seg.

4.4.3 Interpretación de resultados respecto a sistemas elásticos cuyo periodo se calcula con la rigidez secante a la falla

Al comparar los resultados del sistema inelástico propuesto con un sistema elástico cuya rigidez corresponde a la secante a la falla, la relación V_u/V_e resulta igual que la "ductilidad" del sistema; esto es, como la fuerza del sistema es

$$V_u = \delta_u K_f$$

para el sistema elástico, $V_e = \delta_e K_f$

por lo que

$$\frac{V_u}{V_e} = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

En la tabla 4.5 y figs. 4.12 y 4.14 se muestran los resultados normalizados, de donde se pueden obtener, con ayuda de los espectros de respuesta de las figs. 4.4 a 4.10, las tendencias de comportamiento más importantes, que se mencionan a continuación:

- 1) Cuando la representación se hace en función de $V_u/V_e (\delta_u/\delta_e)$, en terreno firme se presenta una fuerte amplificación de la respuesta cuando -----
 $1.0 < T < 1.6$ seg.; en terreno blando sucede lo mismo cuando $T < 1.2$ seg. y $T > 2$ seg. Para esta representación no parece haber una tendencia definida en ambos tipos de terreno.
- 2) Si se presentan los resultados en función de la "fuerza" del sismo, ----
 V_u/V_{re} , éstos acusan la misma tendencia que en el caso de rigidez inicial pero desplazada sobre el eje de los periodos.
- 3) Las respuestas máximas del modelo inelástico casi coinciden con las del -
elástico para sismos de terreno duro, para terreno blando parece no haber correspondencia alguna.

REFERENCIAS

CAPITULO 4

- 4.1 Veletsos, A.S. y Vann W.P., "Response of Ground - Excited Elasto-Plastic Systems", Proc. ASCE, V97, No. STA, Abril (1971).
- 4.2 Bathe K.J., y Wilson E.L. "Numerical Methods in Finite Element -- Analysis", Prentice Hall, USA (1976).
- 4.3 Rosenblueth E., Newmark N.M., "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", Edit. Diana, México (1976).
- 4.4 Clough R.W., Penzien J., "Dynamics of Structures", Mc Graw Hill, (1975).
- 4.5 Murakami M., Penzien J., "Nonlinear Response Spectra for Probabi--listic Seismic Design and Damage Assesment of Reinforced Concrete Structures", Reporte EERC 75-38, University of California en Berkeley, USA (1975).
- 4.6 Iwan W.D., Gates N.C., "The Effective Period and Damping of a Class of Hysteretic Structures", Eartquake Engineering and Structural -- Dynamics. V7, pp 199-211 USA (1979).
- 4.7 Iwan W.D., "The Response of Simple Stiffness Degrading Structures", 6a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, India (1977).
- 4.8 Anagnostopoulos S.A. y Roesset J.M., "Ductility Requirements for -- Some Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes", 5a. Conferencia - Mundial de Ingeniería Sísmica, Roma (1973).

- 4.9 Anagnostopoulos S.A., "NonLinear Dynamic Response and Ductility - Requirements of Building Structures Subjected to Earthquake", --- Tesis Doctoral, Department of Civil Engineering, Research Report R72-17, M.I.T. (1972).
- 4.10 Bielak J.R., "Dynamic Response of Single Degree of Freedom Bilinear Systems", Tesis de Maestría, Rice University, USA (1966).
- 4.11 Williams D. "Seismic Behaviour of Reinforced Masonry Shear Walls", Tesis Doctoral, University of Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda (1971).
- 4.12 Nishikawa T., "Relation Between Yield Strengths and Response Displacements of Structures", 6a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, India (1977).
- 4.13 Goto H., e Iemura H., "Earthquake Response Characteristics of Deteriorating Hysteretic Structures". 6a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, India (1977).
- 4.14 Freeman S.A., "Approximating Inelastic Response of Structures to Ground Shaking", 6a. Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, - India (1977).
- 4.15 Blume, Newmark y Corning, "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions". Portland Cement Association, 1961.
- 4.16 Blume J.A., "Design of Earthquake-Resistant Poured in Place Concrete Structures". Capítulo 18 Earthquake Engineering, Prentice Hall 1970
- 4.17 Clough R.W., "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements", Reporte No. 66-16. Department of Civil Engineering University of California, Berkeley (1966).
- 4.18 "Diseño por Sismo", Versión preliminar elaborada por el Instituto de Investigaciones Eléctricas para Comisión Federal de Electricidad, México (1979).

TABLA 4.1 DESPLAZAMIENTOS PARA EL SISMO DE ACAPULCO

	PERIODO, SEG.		
	0.3	1.3	2.6
Modelo linealizado	0.891	2.884	8.097
Espectro Elástico	0.902	2.885	8.100

TABLA 4.2 DESPLAZAMIENTOS PARA SISTEMAS CON DISTINTA MASA Y RIGIDEZ

SISMO	PERIODO	RIGIDEZ	MASA	DESPLAZAMIENTO
	seg.	kg-cm	kg/cm/seg ²	cm
ACAPULCO	0.3	630 000	1436	2.82
		100 000	228	2.84
	2.0	630 000	63832	9.25
		100 000	10132	9.08
ATIZAPAN	0.3	630 000	1436	0.70
		100 000	228	0.63
	2.0	630 000	63832	16.5
		100 000	10132	16.5

TABLA 4.3 DESPLAZAMIENTOS PARA DISTINTAS ENVOLVENTES

ENVOLVENTE	SISMO	MASA kg/cm/seg ²	RIGIDEZ INICIAL. kg - cm	DESPLAZAMIENTO cm
1	SAHOP	228	100 000	0.48
2			150 000	0.45
1		2533	100 000	9.9
2			150 000	9.0
1		14590	100 000	8.65
2			150 000	8.67
1	C. UNIVERS.	228	100 000	0.30
2			150 000	0.27
1		2533	100 000	1.29
2			150 000	1.10
1		14590	100 000	2.24
2			150 000	2.25
1	M. GONZALEZ	405	100 000	0.80
2			150 000	0.76
1		2533	100 000	6.15
2			150 000	6.25
1		14590	100 000	5.40
2			150 000	5.60
1	ACAPULCO	405	100 000	3.62
2			150 000	3.55
1		2533	100 000	5.55
2			150 000	5.10

TABLA 4.4 CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS

SISMO	FECHA	ACEL. MAX.	VEL. MAX.	DESPL. MAX.	COMPONEN TE
		cm [*] /seg. ²	cm [*] /seg.	cm [*]	
El Centro	18/5/1940	322	35.0	21.0	N-S
Managua	23/12/1972	365		33.0	E-W
Acapulco	9/12/1965	227	20.0	5.0	N-S
Cd. Universitaria	6/7/1964	20.5	5.0	10.5	N-S
Ed. Atizapan	2/8/1968	40.0	14.1	12.8	E-W
Ed. M. González	6/7/1964	28.3	7.5	3.6	N-S
SAHOP	14/3/1979	33.2			N-S

* Correspondiente al terreno

TABLA 4.5 RESULTADOS DE LOS ANALISIS DINAMICOS PARA SISTEMAS CUYO PERIODO SE CALCULA CON LA RIGIDEZ A LA FALLA

Periodo seg.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.6	2.9	3.2	3.6	20	
SMO REGISTRADO EN ACAPULCO TERRENO FIRME																								
V/V_{re}	0.69	1.02	0.80	0.65	1.04	0.93	0.90	0.94	1.02	1.57	1.98	1.82	1.73	0.82	0.76	0.73	0.70	0.75	0.94	0.80	0.90	1.02	1.02	
V/V_{re}^e	1.95	1.39	1.40	1.28	1.78	1.36	1.13	0.99	0.78	0.77	0.73	0.58	0.51	0.25	0.24	0.25	0.24	0.23	0.20	0.14	0.12	0.12	0.02	
SMO REGISTRADO EN CIUDAD UNIVERSITARIA TERRENO FIRME																								
V/V_{re}	0.78	0.77	0.87	0.93	0.67	0.70	0.78	0.73	0.75	0.77	1.01	0.69	1.05	0.88	0.74	0.99	0.87	0.77	0.96	0.83	1.04	0.95	0.81	
V/V_{re}^e	1.27	1.11	2.36	1.97	1.37	1.61	1.38	1.23	0.98	0.78	1.14	0.74	0.99	0.78	0.60	0.75	0.62	0.56	0.38	0.32	0.31	0.30	0.10	
SMO REGISTRADO EN MANAGUA TERRENO FIRME																								
V/V_{re}	0.92	0.65	0.67	1.18	0.72	1.07	0.96	0.95	0.70	0.97	1.42	1.40	1.09	1.18	1.17	0.77	0.88	0.79	0.73	0.85	1.26	1.63		
V/V_{re}^e	1.47	1.83	1.68	2.07	1.37	1.63	1.47	0.98	0.79	0.84	0.99	0.80	0.61	0.58	0.49	0.37	0.39	0.34	0.26	0.23	0.21	0.21		
SMO REGISTRADO EN EL CENTRO CALIFORNIA TERRENO FIRME																								
V/V_{re}	1.03	0.91	0.90	0.89	0.57	0.73	1.09	1.15	0.87	0.88	1.11	0.89	1.23	1.05	0.87	0.89	0.89	0.53	0.75		1.07	1.25		
V/V_{re}^e	1.74	1.79		1.65	1.43	1.90	2.05	1.92	1.42	1.38	1.30	1.04	0.88	0.75	0.52	0.48	0.48	0.30	0.37		0.22	0.25		
SMO REGISTRADO EN EDIF. M. GONZALEZ TERRENO BLANDO																								
V/V_{re}	1.03	1.01	1.60	1.51	0.75	0.72	0.71	0.67	0.65	1.11		1.20		0.95	0.87	0.42	0.59	0.64	1.12	1.85	1.63	1.45		
V/V_{re}^e	1.07	1.02	1.66	1.97	1.33	1.55	1.53	1.75	1.68	2.97		2.67		1.92	2.27	1.61	2.15	2.54	2.48	2.28	1.23	0.78		
SMO REGISTRADO EN EDIF. ATIZAPAN TERRENO BLANDO																								
V/V_{re}	1.49	1.04	1.68	1.74	1.64	1.45	1.18	1.14	1.08	1.06		0.84		0.78	0.82	0.84	0.77	0.41	0.76	1.74	1.02	0.91	0.91	
V/V_{re}^e	1.53	1.20	1.72	2.03	1.87	1.91	1.79	1.60	1.67	1.68		1.31		1.90	2.10	2.05	2.73	2.04	2.61	3.12	1.56	1.10	0.04	
SMO REGISTRADO EN SAHOP TERRENO BLANDO																								
V/V_{re}	1.49	1.16	1.10	0.95	0.73	1.13	0.93	0.68	0.67	1.21		1.05		0.69	0.80	0.60	0.59	1.12	1.22		0.98			
V/V_{re}^e	1.49	1.23	1.34	1.44	1.31	1.90	1.74	1.68	1.84	2.32		2.75		2.25	3.05	2.74	2.95	3.59	2.87	1.86	1.60			

TABLA 4.6 RESULTADOS DE LOS ANALISIS DINAMICOS PARA SISTEMAS CUYO PERIODO SE CALCULA CON LA RIGIDEZ INICIAL

Periodo seg.	0.1	0.15	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	2.9	3.1	3.2	3.3	10	
SISMO REGISTRADO EN ACAPULCO TERRENO DURO																										
δ_u/δ	1.96	3.03	3.76	3.15	2.02	1.79	1.58	0.80	0.92	1.29	1.97	2.54	2.65	1.54	1.39	1.14	1.05	-	1.19	-	1.15	0.81	-	-	0.99	
V_u^u/V^e	0.49	0.75	0.94	0.79	0.51	0.45	0.39	0.20	0.23	0.32	0.49	0.64	0.66	0.39	0.35	0.29	0.26	-	0.30	-	0.29	0.20	-	-	0.25	
V_u^u/V_{re}^e	1.39	1.40	1.28	1.36	0.98	0.77	0.58	0.25	0.24	0.25	0.24	0.23	0.20	0.12	0.12	0.10	0.08	-	0.06	-	0.05	.03	-	-	.002	
SISMO REGISTRADO EN CD. UNIVERSITARIA TERRENO DURO																										
δ_u/δ	4.31	4.96	3.26	2.38	2.41	1.54	1.28	1.78	1.41	2.28	2.44	2.03	1.61	1.55	1.58	1.71	-	1.50	-	1.56	-	2.34	-	-	1.86	
V_u^u/V^e	1.08	1.24	0.82	0.59	0.60	0.39	0.32	0.44	0.35	0.57	0.61	0.51	0.40	0.39	0.40	0.43	-	0.38	-	0.39	-	0.55	-	-	0.465	
V_u^u/V_{re}^e	1.76	2.35	1.87	1.61	1.32	0.78	0.74	0.78	0.6	0.75	0.62	0.56	0.38	0.31	0.30	0.31	-	0.19	-	0.18	-	0.18	-	-	.07	
SISMO REGISTRADO EN MANAGUA TERRENO DURO																										
δ_u/δ	4.56	2.74	2.93	2.59	2.35	1.76	2.21	1.52	1.90	1.33	1.78	2.22	2.18	1.98	1.70	1.91	1.20	0.85	0.82	0.86	-	-	-	-	-	
V_u^u/V^e	1.14	0.69	0.73	0.65	0.59	0.44	0.55	0.38	0.48	0.33	0.45	0.56	0.55	0.49	0.42	0.48	0.25	0.21	0.20	0.22	-	-	-	-	-	
V_u^u/V_{re}^e	1.83	1.68	2.06	1.63	1.04	0.84	0.86	0.58	0.49	0.38	0.39	0.34	0.27	0.20	0.21	0.21	0.11	0.09	.07	0.07	-	-	-	-	-	
SISMO REGISTRADO EN EL CENTRO CALIF. TERRENO DURO																										
δ_u/δ	4.24	4.66	3.34	3.40	4.10	2.21	1.61	1.59	1.24	1.18	1.55	1.04	2.05	2.72	1.88	1.73	1.30	0.86	0.78	0.86	-	0.64	-	0.65	-	
V_u^u/V^e	1.06	1.17	0.84	.88	1.02	0.55	.40	0.40	0.31	0.30	.39	0.26	0.51	0.54	0.47	0.43	0.32	0.21	0.19	0.21	-	0.16	-	0.16	-	
V_u^u/V_{re}^e	1.79	1.94	1.65	1.90	1.91	1.38	1.04	0.75	0.52	0.48	0.48	0.30	0.37	0.32	0.25	0.23	0.19	0.12	.10	0.09	-	.05	-	0.05	-	
SISMO REGISTRADO EN EDIF. ATIZAPAN TERRENO BLANDO																										
δ_u/δ	4.68	6.55	7.03	7.45	5.53	5.92	3.97	5.01	5.99	5.30	6.90	4.94	5.67	2.44	1.79	1.13	0.58	-	0.60	-	0.80	-	-	0.44	1.59	
V_u^u/V^e	1.17	1.63	1.76	1.85	1.38	1.48	0.99	1.25	1.50	1.32	1.72	1.23	1.42	0.84	0.45	0.28	0.15	-	0.15	-	0.20	-	-	0.11	0.40	
V_u^u/V_{re}^e	1.20	1.72	2.03	1.91	1.60	1.68	1.31	1.90	2.10	2.05	2.73	2.04	2.61	1.56	1.10	1.01	0.74	-	0.51	-	0.36	-	-	0.17	.05	
SISMO REGISTRADO EN EDIF. M. GONZALEZ TERRENO BLANDO																										
δ_u/δ	3.95	6.56	7.57	4.74	5.69	6.40	4.93	3.56	3.50	2.49	3.21	4.55	4.41	1.88	0.82	0.50	0.37	0.40	0.59	0.50	-	-	-	0.59	-	
V_u^u/V^e	0.99	1.64	1.89	1.19	1.42	1.60	1.23	0.89	0.88	0.62	0.80	1.14	1.10	0.47	0.20	0.12	0.09	0.10	0.15	0.13	-	-	-	0.15	-	
V_u^u/V_{re}^e	1.02	1.66	1.96	1.55	2.51	2.97	2.67	1.92	2.27	1.60	2.15	2.53	2.48	1.23	0.78	0.45	0.37	0.33	0.33	0.21	-	-	-	0.11	-	
SISMO REGISTRADO EN SAHOP TERRENO BLANDO																										
δ_u/δ	4.89	5.22	5.42	6.22	4.44	5.13	6.53	4.89	4.98	3.97	6.15	6.18	4.30	1.69	1.24	1.08	0.80	0.58	0.80	-	0.45	0.59	-	0.72	-	
V_u^u/V^e	1.22	1.31	1.36	1.56	1.11	1.28	1.63	1.20	1.24	1.00	1.54	1.54	1.08	0.42	0.31	0.27	0.20	0.15	0.20	-	0.11	0.15	-	0.18	-	
V_u^u/V_{re}^e	1.23	1.34	1.43	1.90	1.67	2.32	2.75	2.25	3.05	2.74	2.95	3.59	2.87	1.61	1.42	1.35	0.65	0.45	0.47	-	0.27	0.27	-	0.26	-	

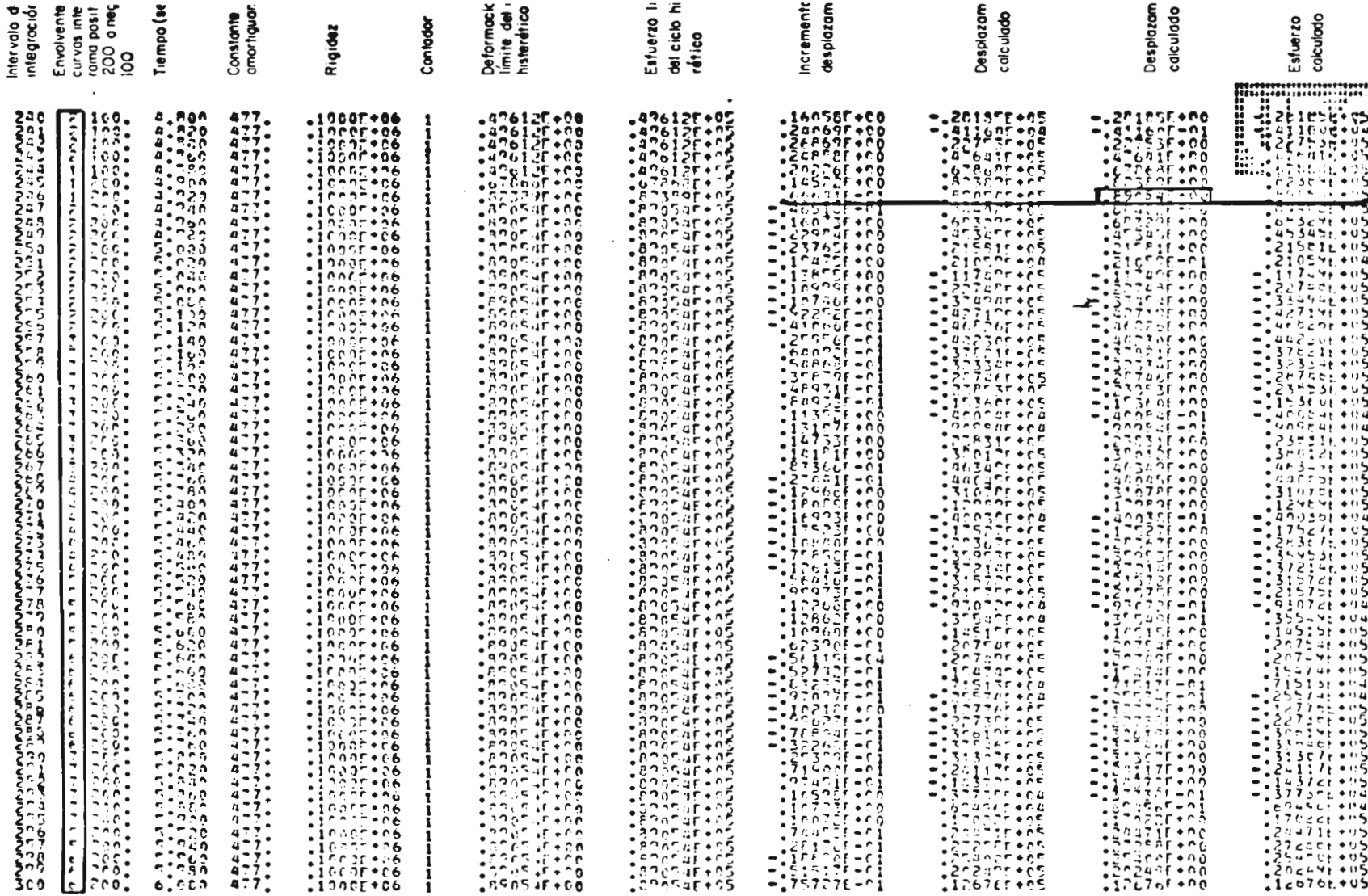


Fig 4.1 Modelo linealizado, recorrido del modelo por las etapas programadas

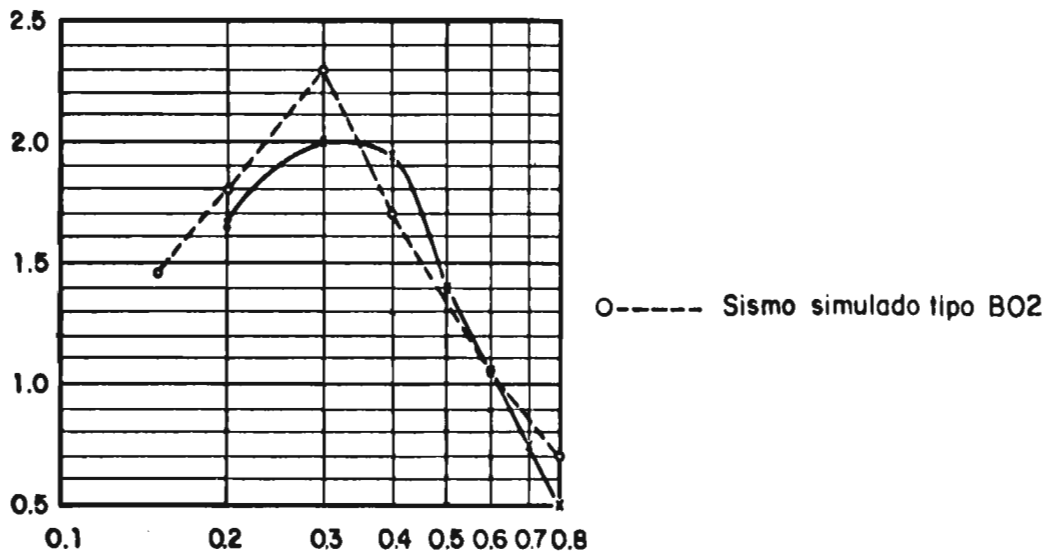
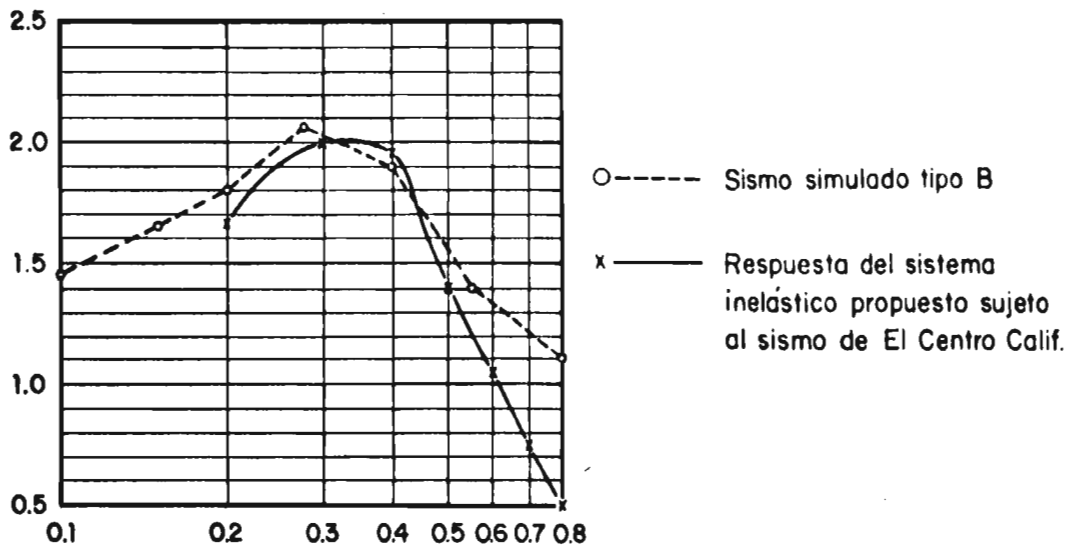
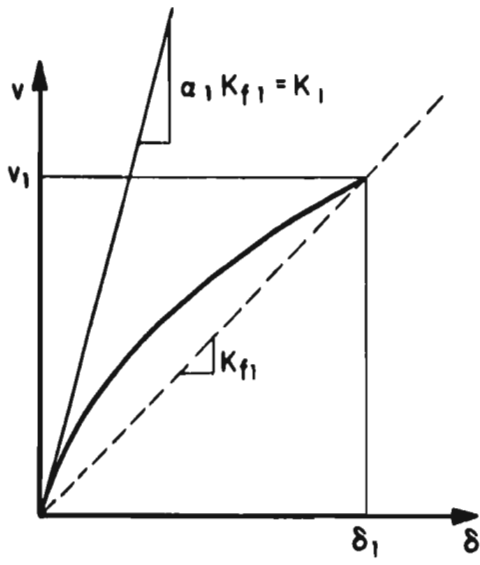
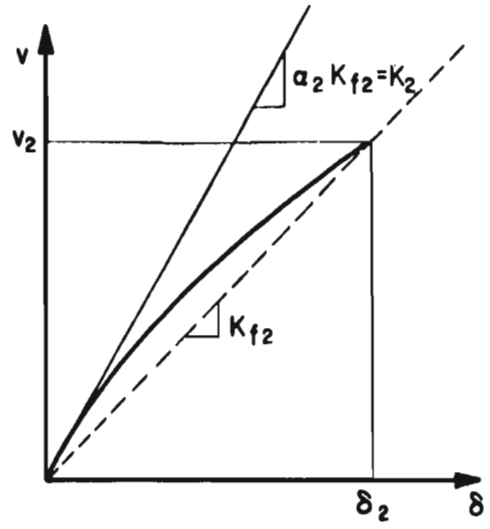


Fig 4.2. Comparación de respuestas del sistema propuesto con un sistema bilineal ante sismos simulados



(a)



(b)

Fig 4.3. Envolventes de esfuerzos

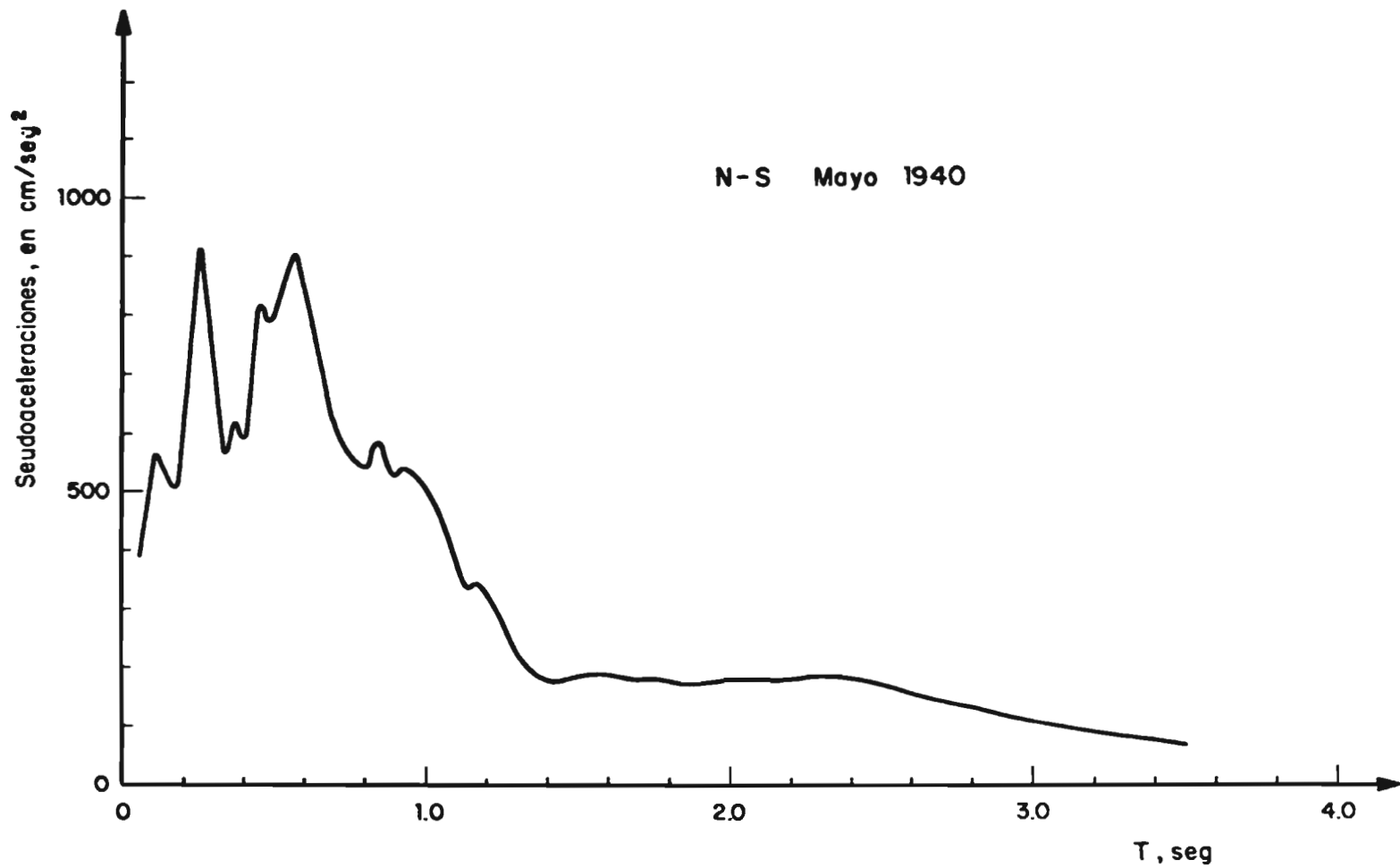


Fig 4.4. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en El Centro, Calif.

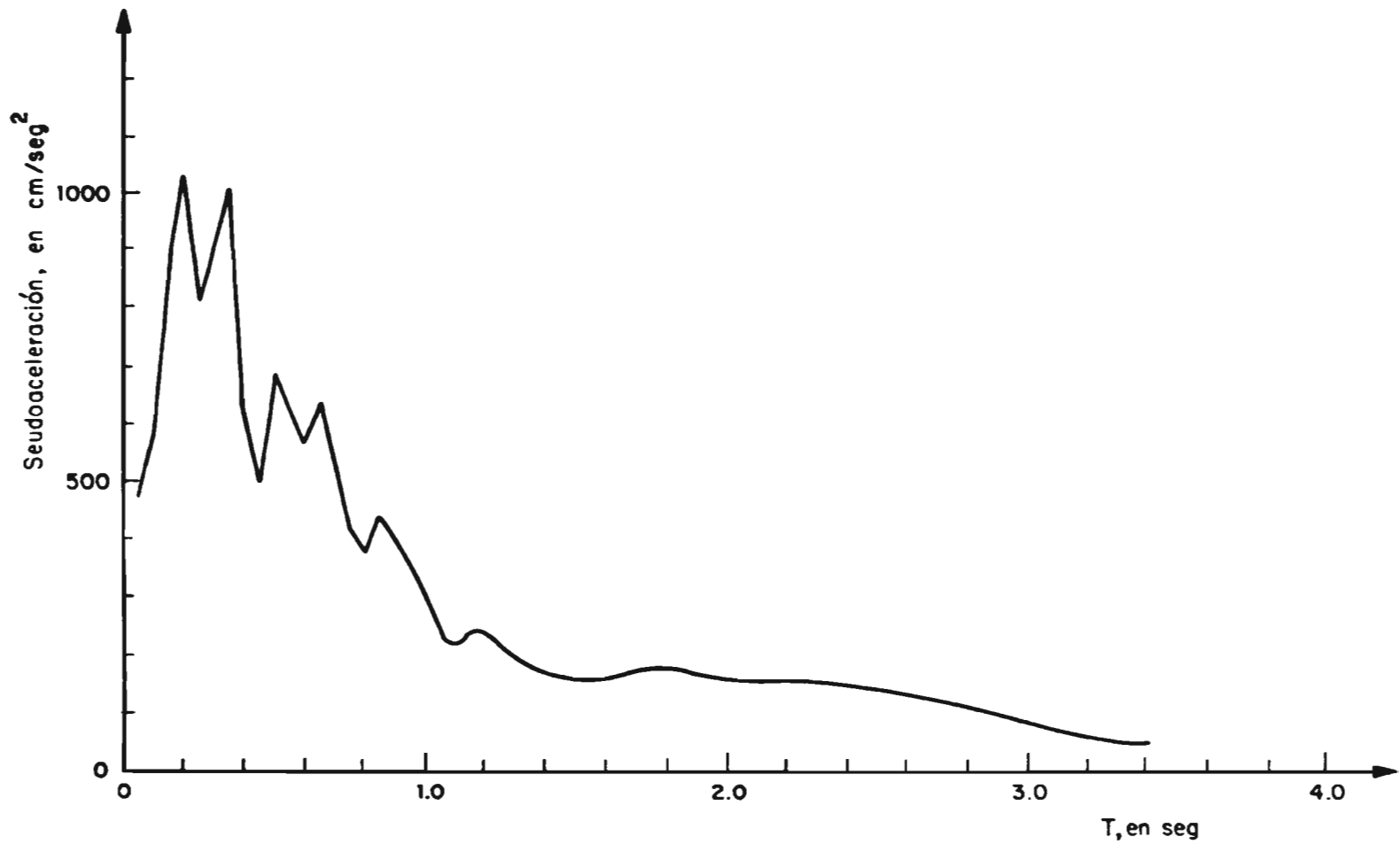


Fig 4.5. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en Managua

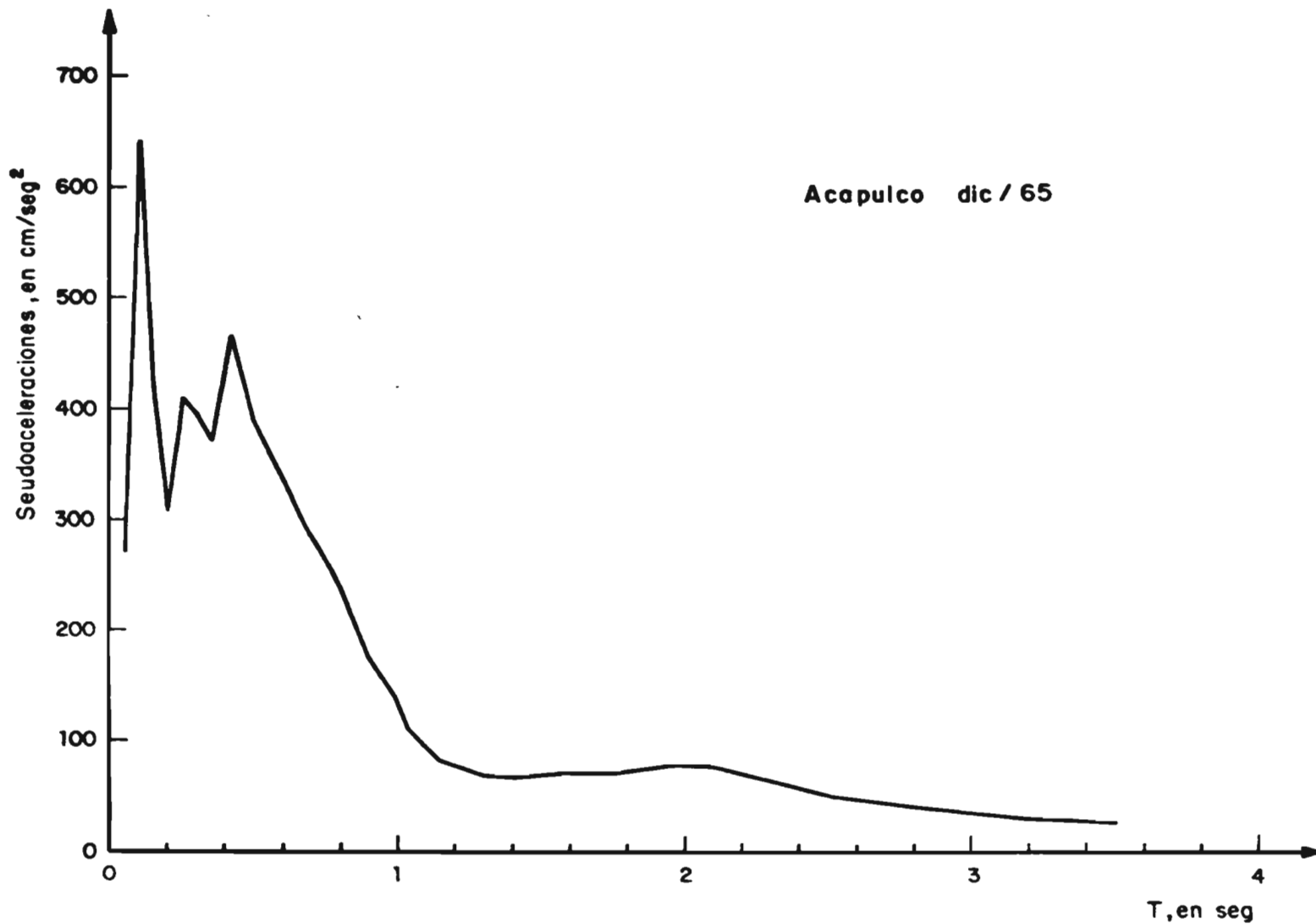


Fig 4.6. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en Acapulco

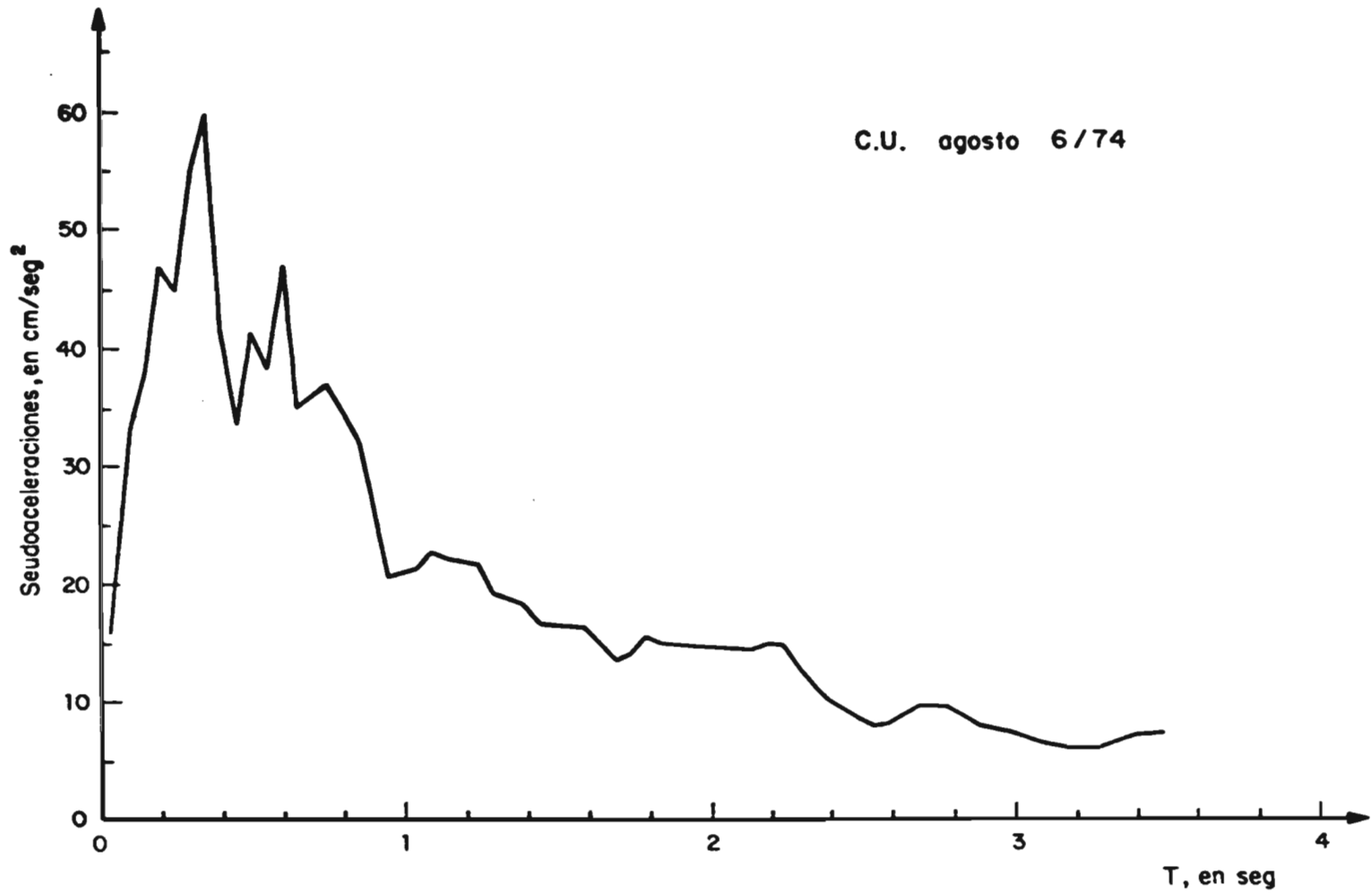


Fig 4.7. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en Cdad. Universitaria

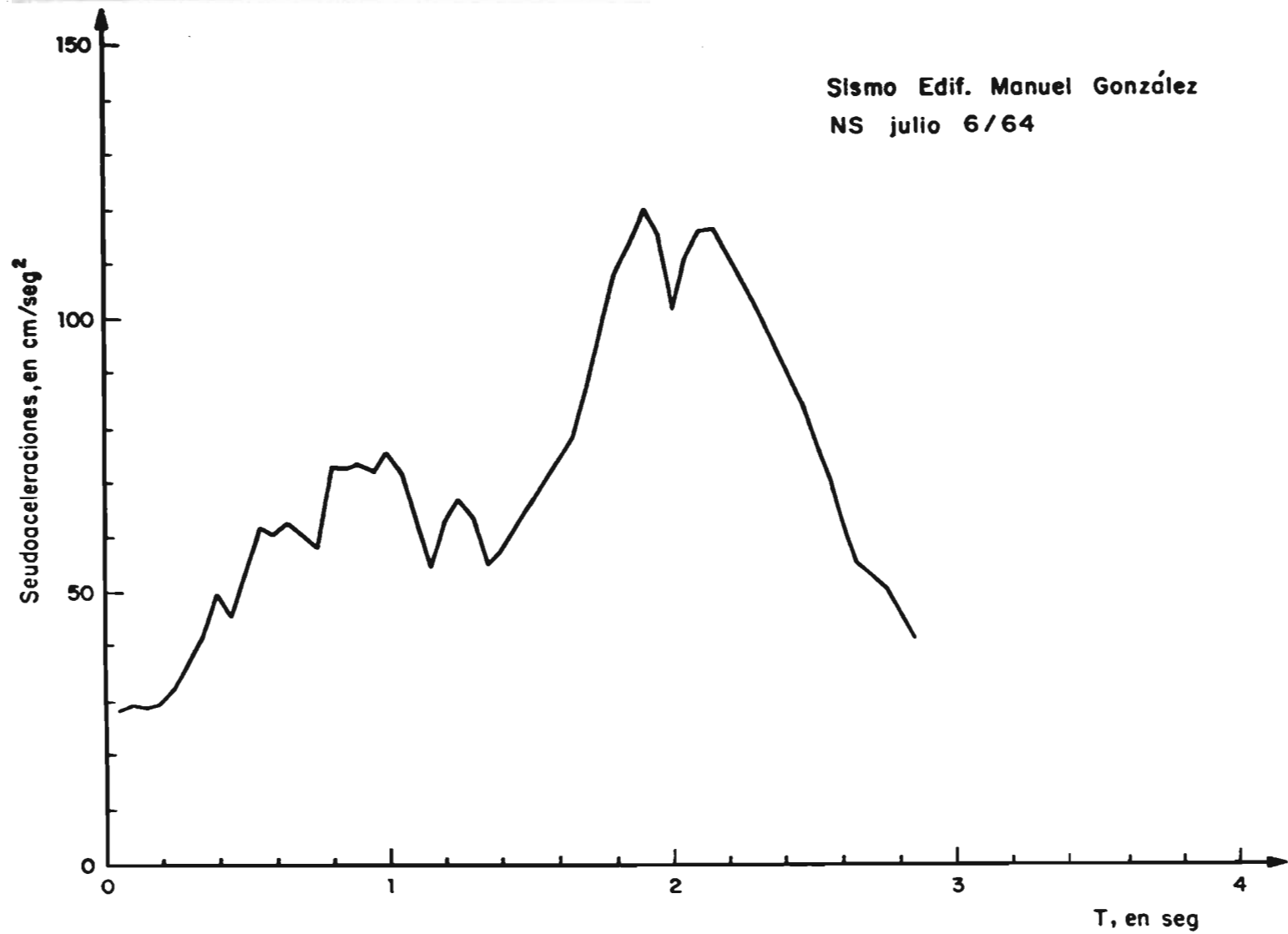


Fig 4.8. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en el Edif. Manuel González

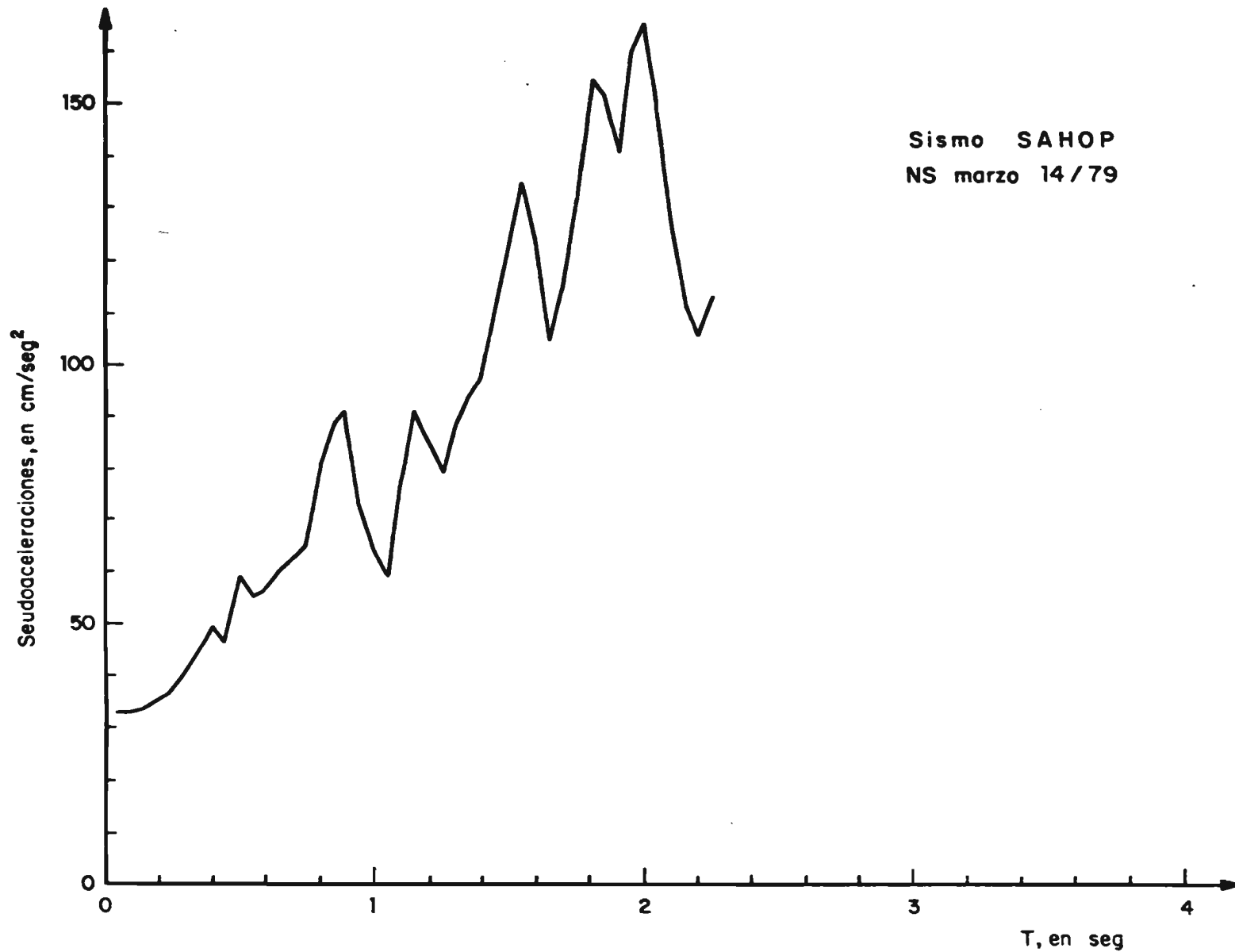


Fig 4.9. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en SAHOP

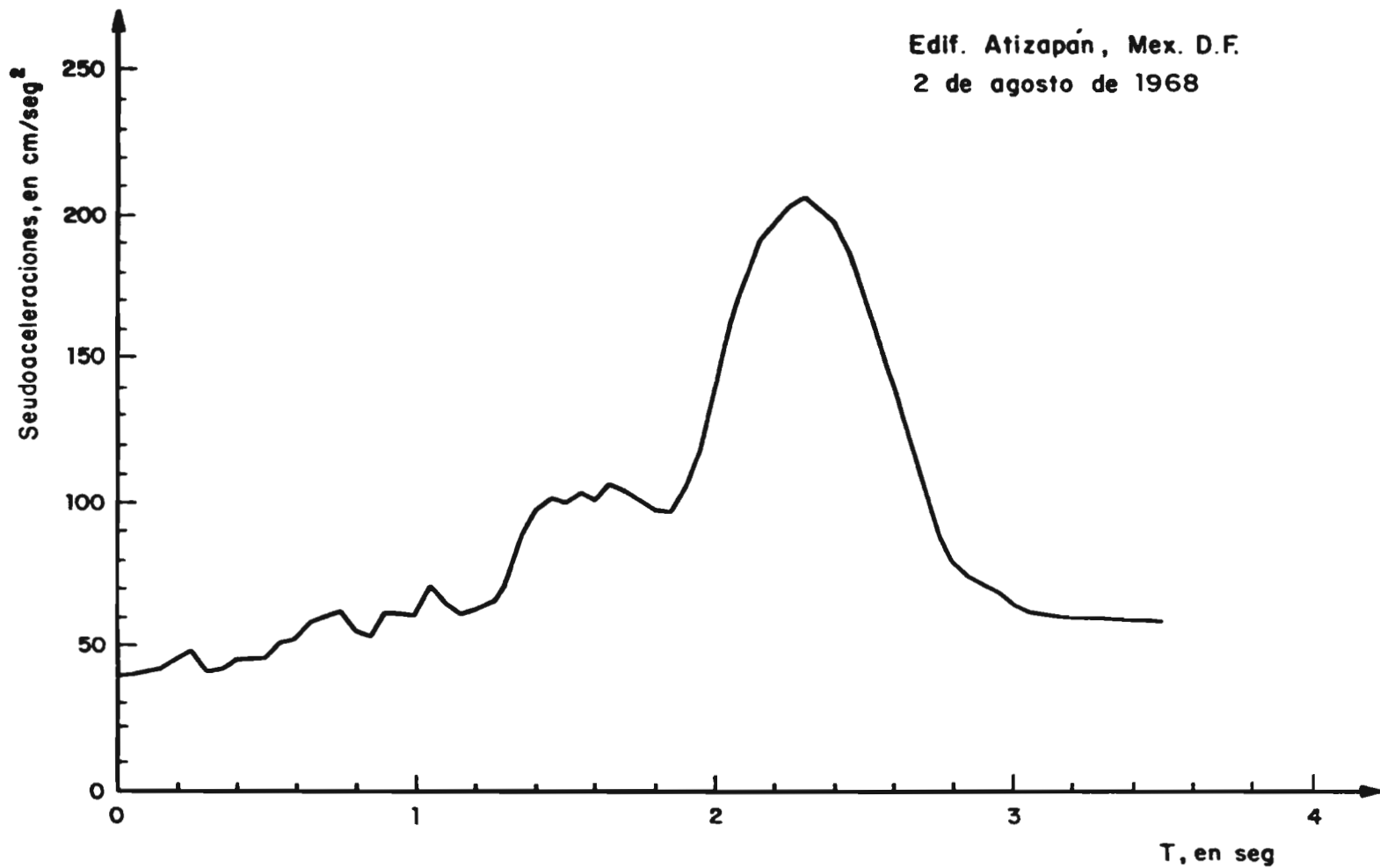
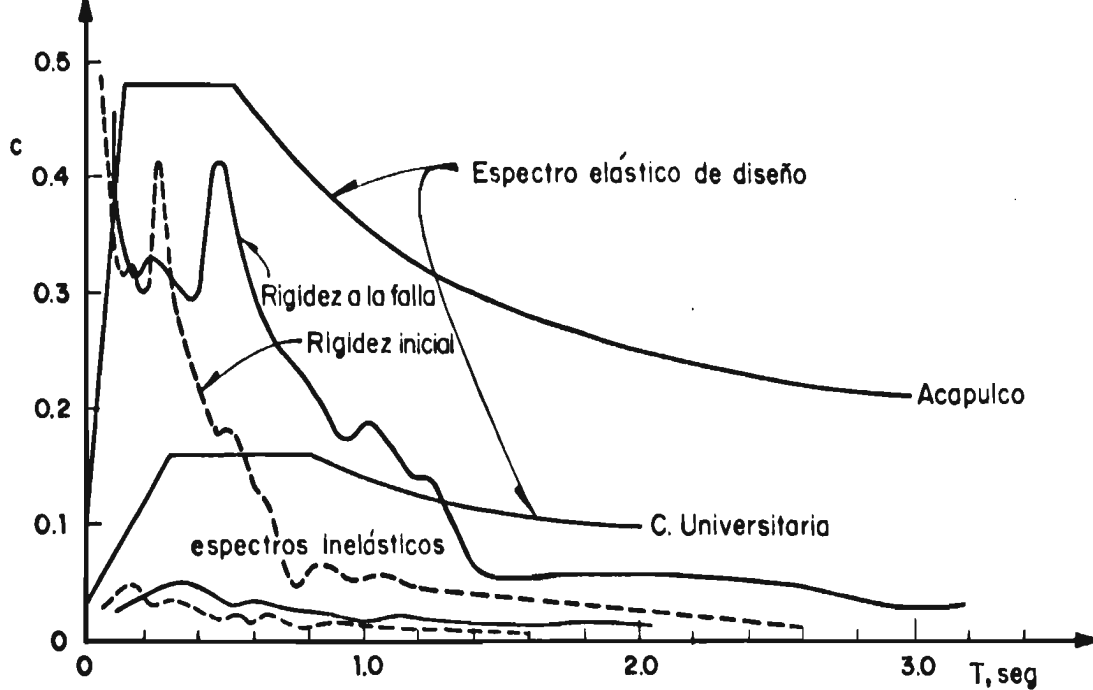
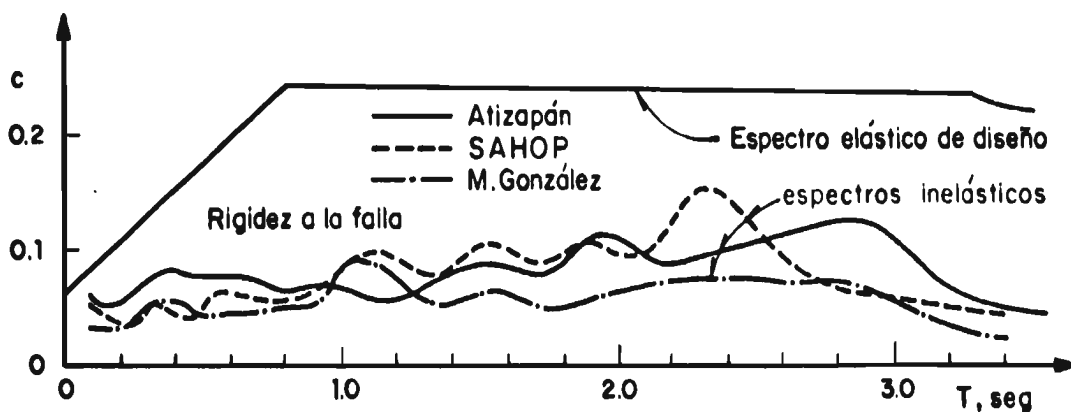


Fig 4.10. Espectro elástico de respuesta del sismo registrado en el edificio Atizapán



a) Espectros para sismos en terreno firme



b) Espectros para sismos en terreno blando

Fig 4.11. Espectros elásticos e inelásticos

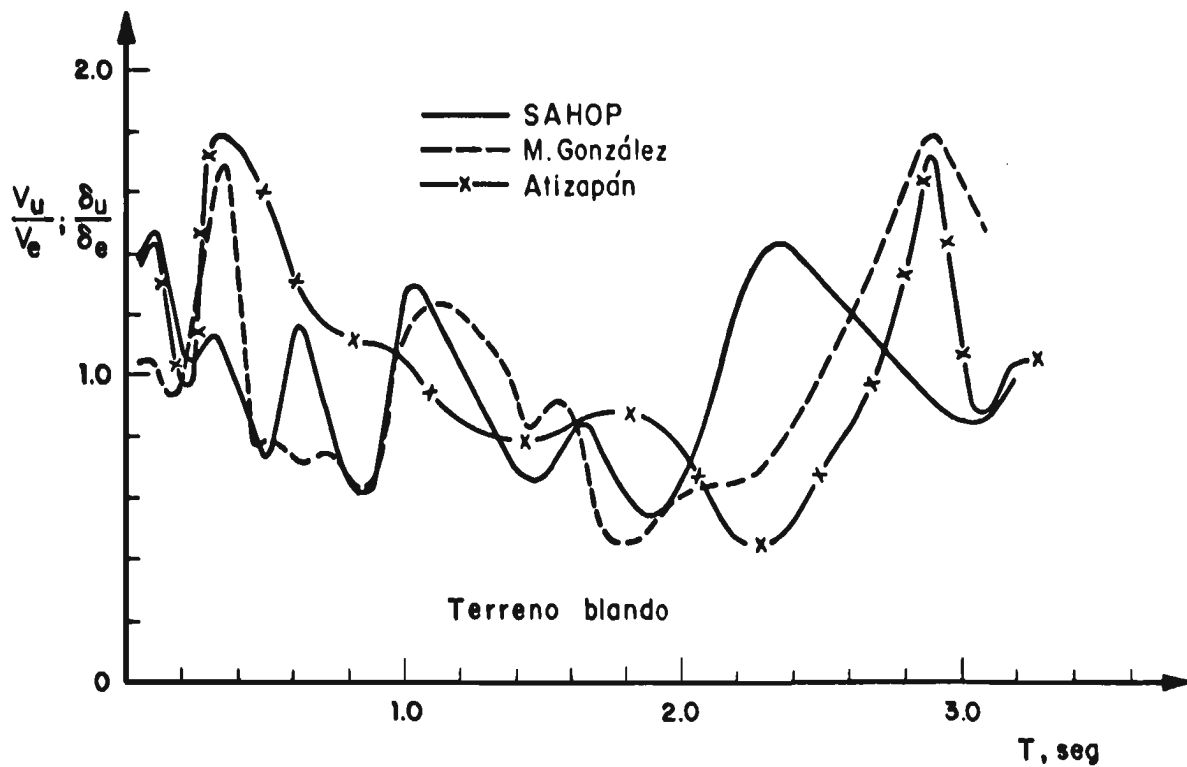
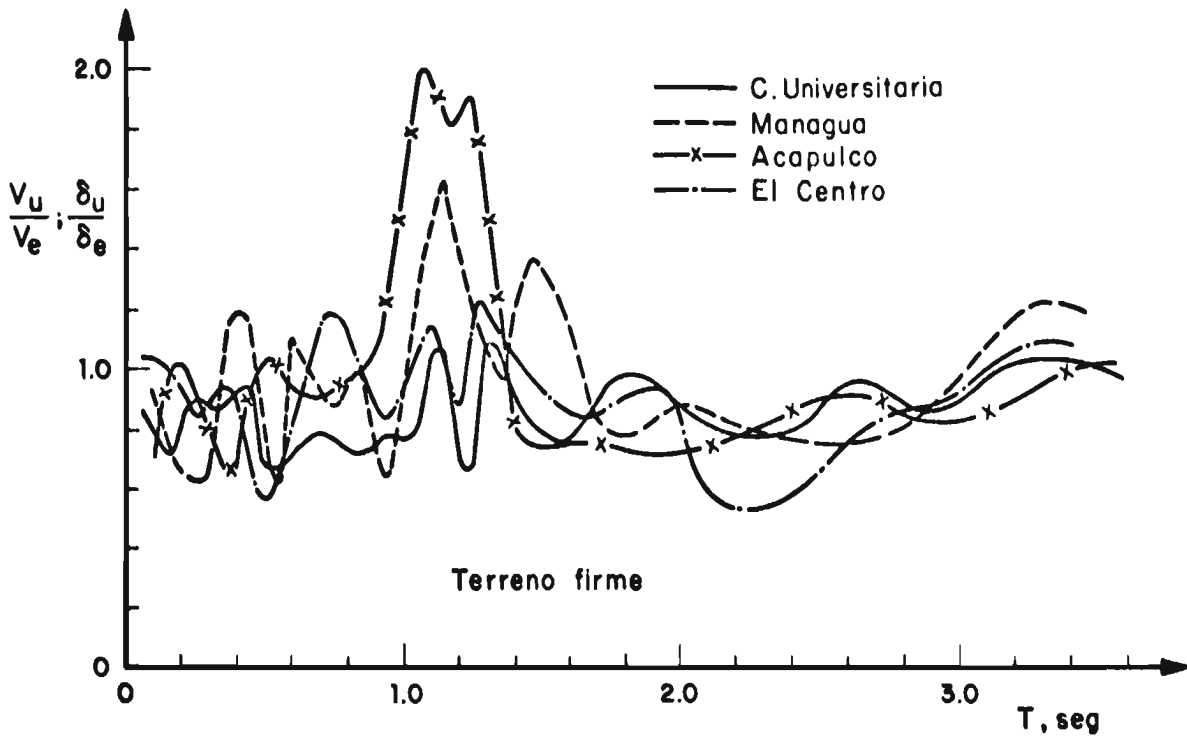


Fig 4.12. Respuesta en función de un sistema elástico cuyo periodo es el calculado con la rigidez a la falla del sistema inelástico

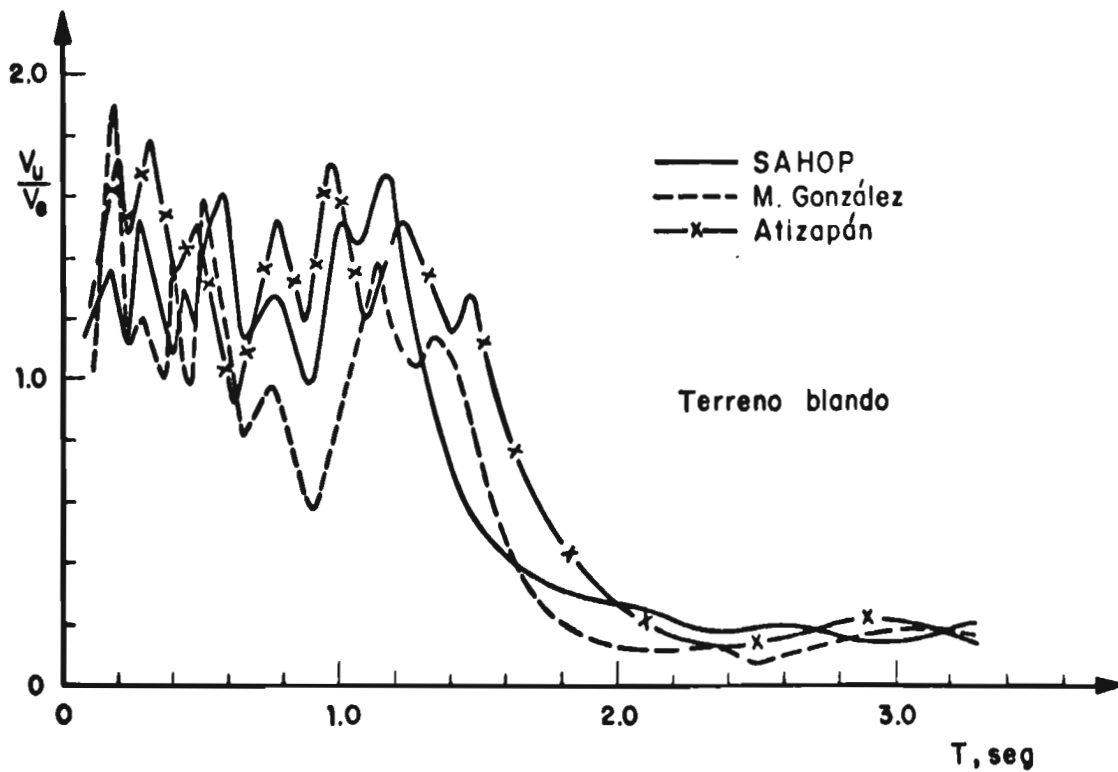
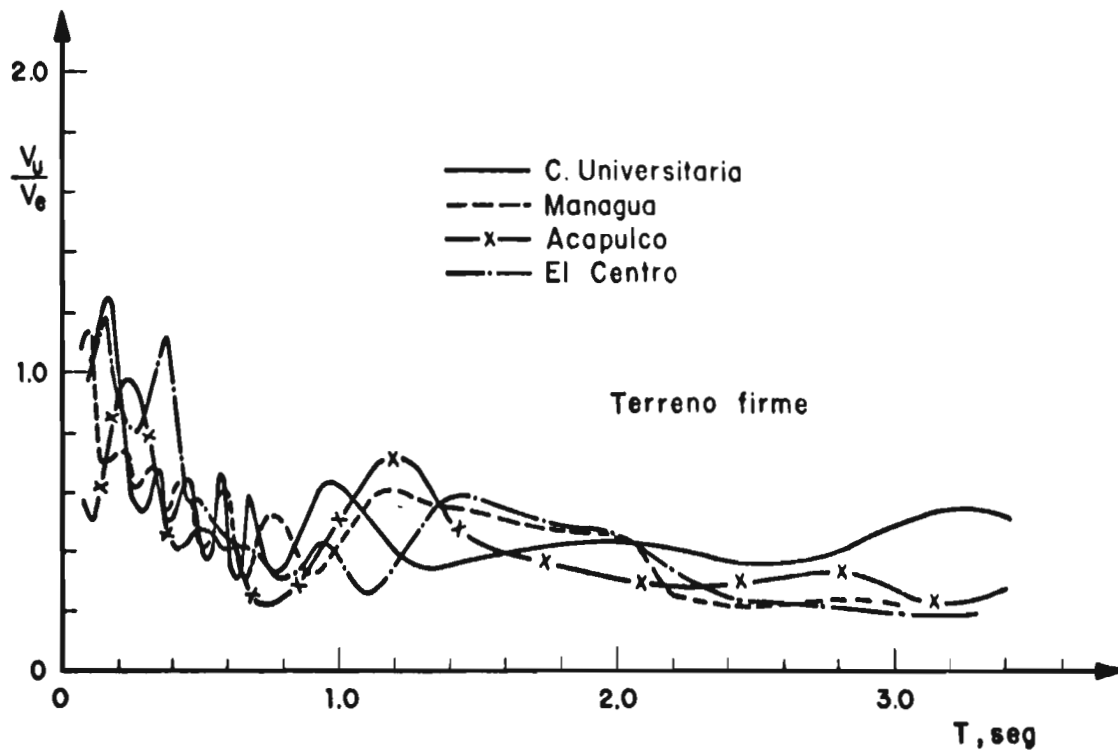


Fig 4.13. Respuesta en función de un sistema elástico cuyo periodo es el calculado con la rigidez inicial de la envolvente inelástica

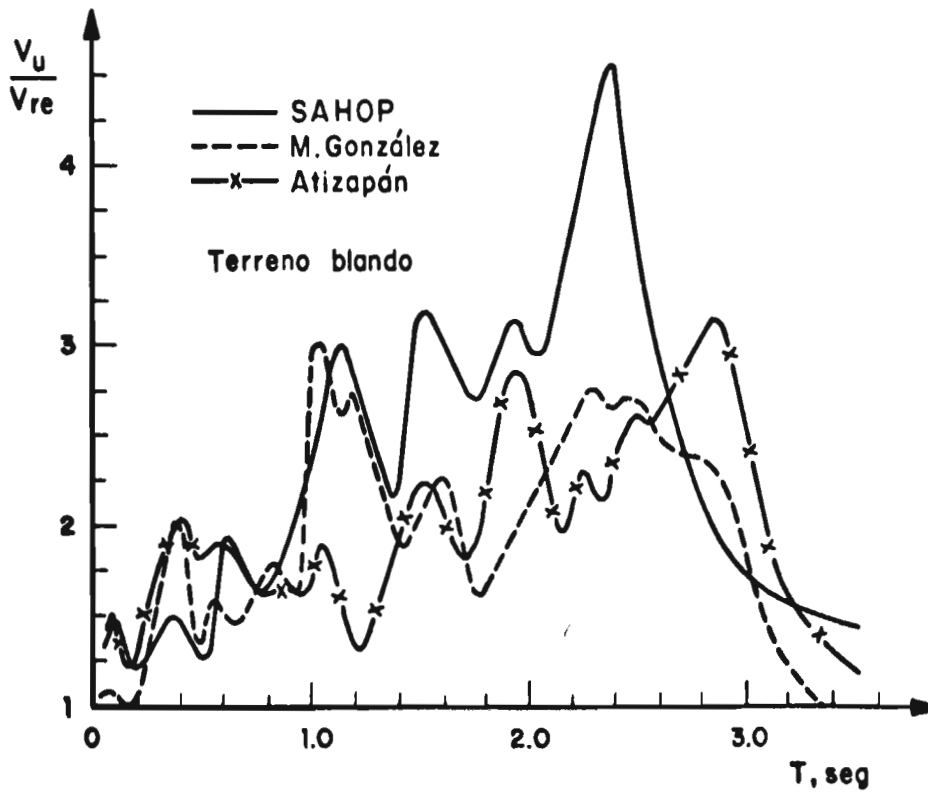
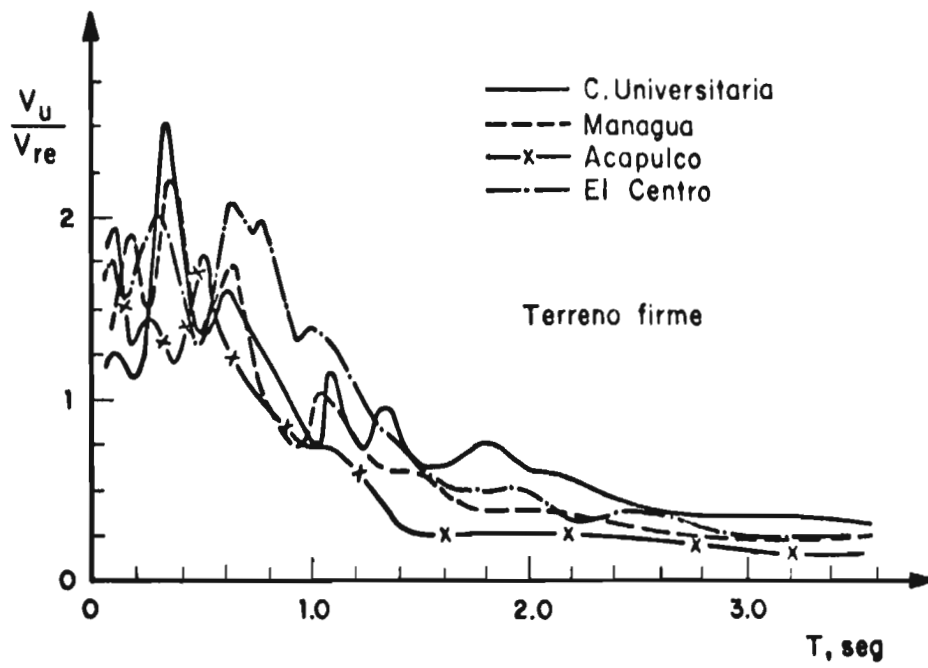


Fig 4.14. Respuesta en función de un sistema elástico cuyo periodo es el calculado con la rigidez a la falla del sistema inelástico

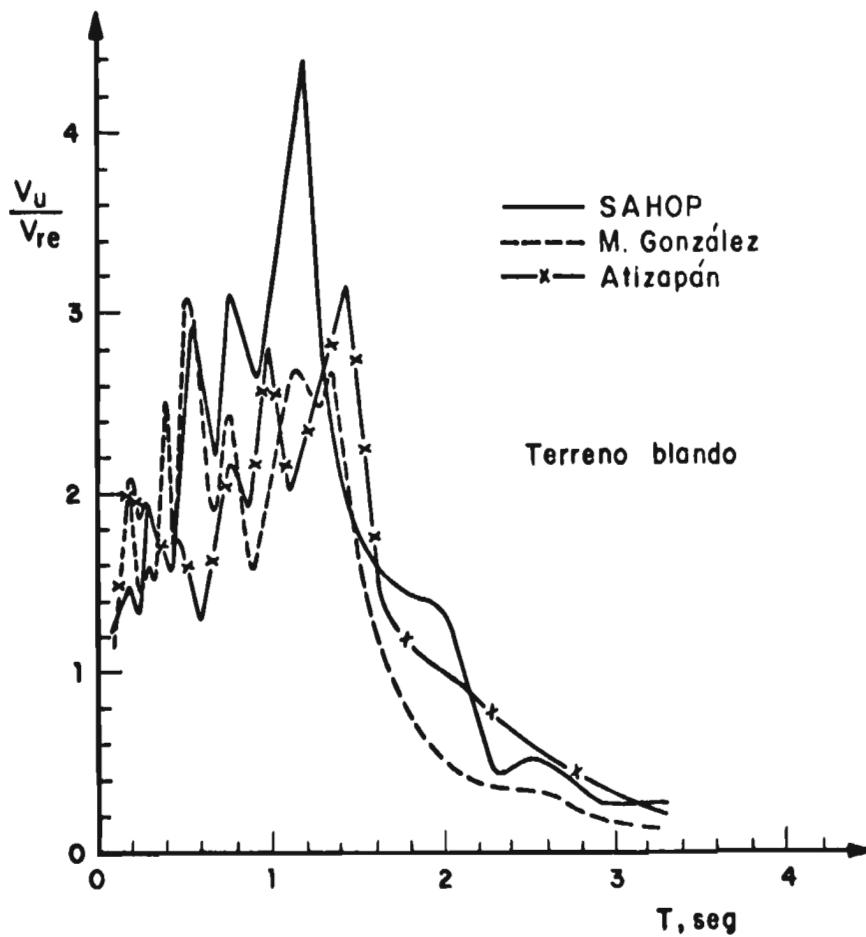
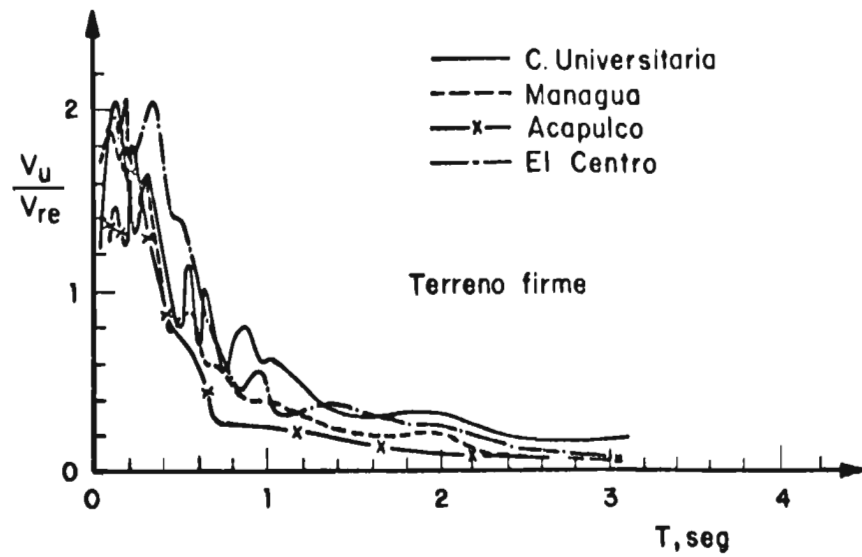


Fig 4.15. Respuesta en función de un sistema elástico cuyo periodo es el calculado con la rigidez inicial de la envolvente inelástica

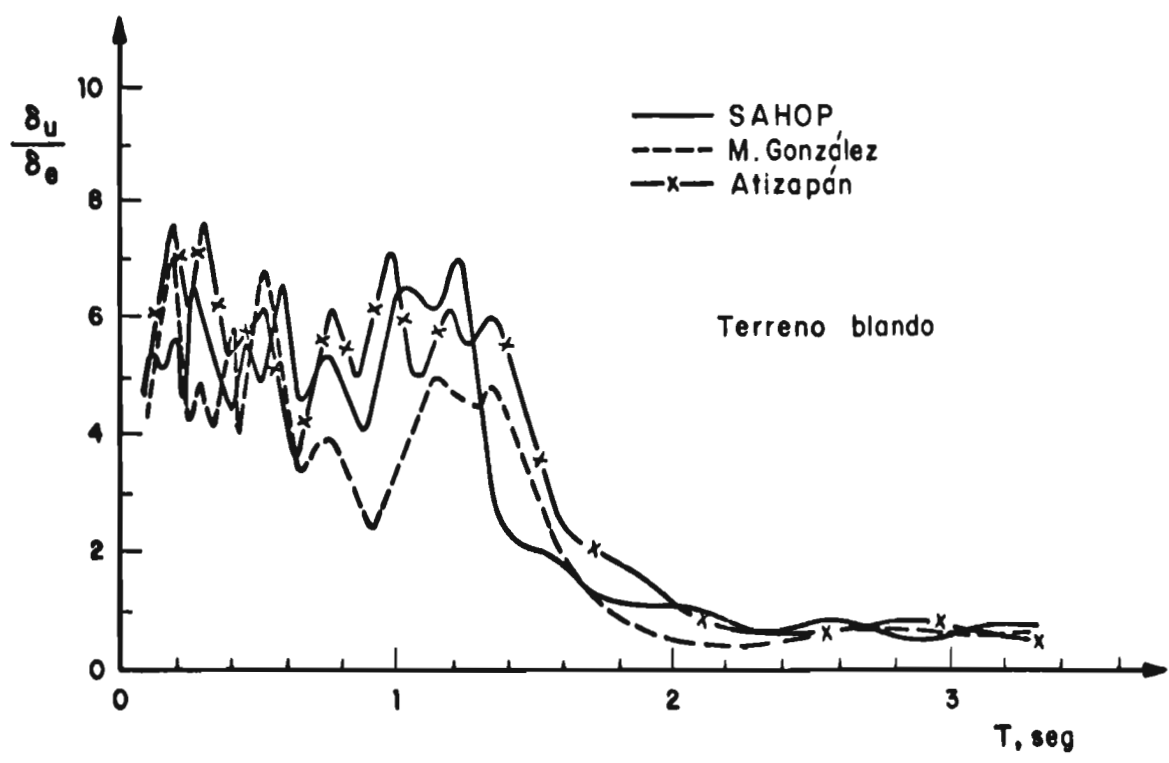
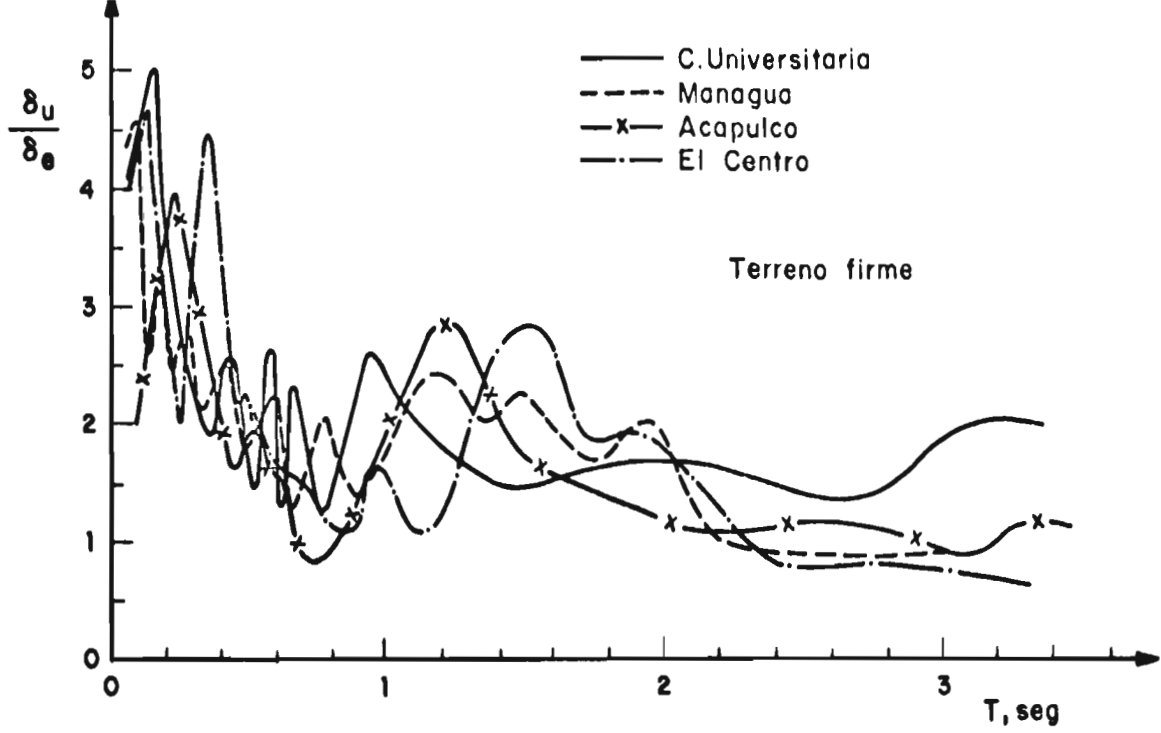


Fig 4.16. Respuesta en función de un sistema elástico cuyo periodo en el calculado con la rigidez inicial de la envolvente inelástica

5.0 RECOMENDACIONES DE DISEÑO

5.1 Valor nominal de diseño de la resistencia a cortante

Como se mencionó en el Cap. 3, con el método propuesto para calcular la resistencia de muros de concreto con falla por cortante se tiene buena aproximación respecto a la resistencia medida experimentalmente; sin embargo, el método predice un valor medio de la resistencia, hay que tomar en cuenta la variabilidad de los parámetros que intervienen en las expresiones para el cálculo, tales como M , V , t , f'_c , p , f_y , etc., y hacer que la confiabilidad sea similar a la que presentan otros elementos de concreto con falla por cortante. En lo que sigue, se aplicarán los conceptos establecidos en las refs. 5.1 y 5.2.

En los diversos códigos nacionales (estatales y del Distrito Federal) se pide que se cumpla la siguiente condición, ref. 5.1

$$F_c \Sigma S_d \leq F_R R_d \quad (5.1)$$

donde:

F_C factor de carga
 ΣS_d efecto de las cargas con su valor nominal
 F_R factor de reducción de resistencia
 R_d resistencia nominal de diseño

En estos Reglamentos se especifican los diversos valores nominales de las cargas muertas, vivas y accidentales (viento y sismo) que deben tomarse en cuenta para el diseño, y que tengan una probabilidad del 2 por ciento de ser excedidas. Los factores de carga toman en cuenta la importancia de la estructura y varían de acuerdo a la combinación de diversas acciones; para diseños bajo cargas verticales se ha establecido un valor de $F_C = 1.4$, mientras que para cargas verticales más accidentales, $F_C = 1.1$. En algunas ocasiones estos factores se incrementan por diversas consideraciones.

En el caso de la resistencia nominal, los Reglamentos especifican en sus secciones respectivas los procedimientos a seguir para obtenerla y se pide que para casos no cubiertos, como lo es el de muros de concreto con falla por cortante, la resistencia de diseño (su valor nominal multiplicado por el factor de reducción F_R), se determine por métodos analíticos o experimentales. Este es entonces el aspecto que se quiere cubrir en esta parte del trabajo: determinar el valor nominal de la resistencia y el factor de reducción, tal que la confiabilidad sea similar a la de otros elementos de concreto con falla por cortante; esto se hará siguiendo los criterios con los que fueron desarrollados los Reglamentos Nacionales.

5.1.1 Consideraciones teóricas

Gran parte de esta sección se apoya en lo desarrollado por Meli en la ref. 5.1 donde se establecen los criterios de diseño estructural del Reglamento para construcciones del Distrito Federal. En ese trabajo, con la finalidad de llegar a soluciones generales de amplia aplicación, se sacrifica la complejidad de los desarrollos teóricos por aproximaciones de primer orden que serán lo suficientemente buenas dependiendo principalmente de la distribución de probabilidades que se le asocie a las variables; por ejemplo, Meli

muestra que tan amplia puede ser la variación del valor nominal de diseño en función del valor medio y coeficiente de variación de la variable para cuando a ésta se le asocian distintas funciones de probabilidad, fig. 5.1. Estas funciones tienen la ventaja que quedan descritas si se conoce su valor medio (m_x) y su variancia (σ_x^2), también denominados primero y segundo momento de la distribución de probabilidades, por la forma de la expresión matemática que los define.

En el cap. 3 se había obtenido la siguiente expresión para calcular la capacidad a cortante de muros de concreto con falla por cortante para el caso de carga axial nula

$$v = (1.6 - 0.3 (M/Vt)^2) \sqrt{f'_c} + p f_y \quad (5.2a)$$

la que puede escribirse en la forma

$$R = \psi \{ (1.6 - 0.3 u^2) \sqrt{f'_c} + p f_y \} \quad (5.2b)$$

donde $\mu = M/Vt$ y ψ es una variable aleatoria que toma en cuenta la aproximación de la fórmula. La expresión 5.2b se modificará más adelante para que proporcione el mismo nivel de seguridad (igual índice de confiabilidad) que la de cualquier otro miembro que falle por cortante.

Se observa que la capacidad a cortante es función de diversas variables aleatorias, por lo que aplicando un desarrollo de series de Taylor, ref. 5.3, de la función alrededor de la media de cada variable y tomando aproximaciones de primer orden (esto es, tomando solo en cuenta los términos hasta la primera derivación), se llega a la siguiente expresión que se ha simplificado tomando en cuenta que el coeficiente de variación es pequeño (6 por ciento, ver cap. 3), y que las variables son no correlacionados

$$m_R = m_v = m_\psi \{ (1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c} + m_p m_y \} \quad (5.2c)$$

La variancia de la variable dependiente será, considerando a las variables que la definen como independientes entre si

$$\sigma_R^2 = \sigma_v^2 = \sum_{i=1}^m \left[\left. \frac{\partial g(x_i)}{\partial x_i} \right|_{m x_i} \right]^2 \sigma_{x_i}^2$$

donde:

$$g(x_i) = \{ (1.6 - 0.3 u^2) \sqrt{f'_c} + p f_y \}$$

$$x_1 = \psi \quad mx_1 = m_\psi$$

$$x_2 = u \quad mx_2 = m_u$$

$$x_3 = f'_c \quad mx_3 = m_c$$

$$x_4 = p \quad mx_4 = m_p$$

$$x_5 = f_y \quad mx_5 = m_y$$

$\sigma_{x_i}^2$ variancia de la variable x_i

m_ψ es el valor medio de la relación del valor real al calculado, m_u el valor medio con que puede calcularse la relación M/Vt (es una variable aleatoria ya que depende de la precisión con que se realice el análisis y del cálculo de las rigideces relativas de los diversos miembros que componen la estructura, además de otros factores), m_c es el valor medio de la resistencia del concreto, m_p es el de la cuantía de refuerzo y m_y el valor medio del esfuerzo de fluencia. En el apéndice B se desarrollan con amplitud las operaciones realizadas, determinándose que el coeficiente de variación de la resistencia es

$$C_R = C_\psi^2 + K_1 C_u^2 + K_2 C_c^2 + K_3 (C_p^2 + C_y^2) \quad (5.3)$$

donde

C_{x_i} coeficiente de variación de la variable x_i

$$K_1 = 0.36 m_u^4 m_c / A^2$$

$$K_2 = (1.6 - 0.3 m_u^2)^2 m_c / 4A^2$$

$$K_3 = m_y^2 m_p^2 / A^2$$

$$A = \{ (1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c} + m_p m_y \}$$

Mas adelante se obtendrán los valores que puede tomar el coeficiente de variación de la variable v ; por el momento se determinará la relación que hay entre la resistencia, obtenida con la resistencia nominal y el factor de resistencia, con la acción, determinada por el factor de carga y la acción nominal.

Para lo anterior se tomará como condición de falla cuando la acción es mayor que la resistencia ($S > R$); si se conocieran sus distribuciones de probabilidad, la probabilidad de falla, ver fig. 5.2, se calcularía como

$$P_F = \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ 1 - F_S(r) \right\} f_R(r) dr$$

Recurriendo, con base en lo mencionado por Rosenblueth y Esteva, ref. 5.2, a un planteamiento de segundos momentos y aproximaciones de primer orden para una nueva variable v definida como

$$v = L_n (R/S)$$

se calcula que su valor medio y coeficiente de variación son

$$m_v = L_n (m_R/m_S)$$

$$C_v^2 = (C_R^2 + C_S^2)/m_v^2 \quad (A)$$

Para esta variable se producirá la falla si $v < 0$, y la confiabilidad se mide en función del número de desviaciones estándar que dista la media del valor crítico $v = 0$; a ese número se le llama índice de confiabilidad y se le identifica con la letra griega β . Para la condición de inicio de falla

$$\begin{aligned} R &= S \\ v &= 0 \\ 0 &= m_v - \beta \sigma_v \\ \rightarrow \beta &= \frac{m_v}{\sigma_v} = \frac{1}{C_v} \end{aligned}$$

sustituyendo la ec. A.

$$\beta = \frac{L_n (m_R/m_S)}{\sqrt{C_R^2 + C_S^2}}$$

tomando logaritmos naturales

$$\frac{m_R}{m_S} = \exp (\beta \sqrt{C_R^2 + C_S^2}) \quad (5.4)$$

Por otra parte, en el caso límite la ecuación 5.1 puede escribirse como

$$F_C S = F_R R$$

Despejando el factor de resistencia, se tiene

$$F_R = \frac{S}{R} F_C$$

Esta expresión no se altera si se multiplica el segundo miembro por m_R/m_R y m_S/m_S , donde m_R y m_S son respectivamente el valor medio de la resistencia y de la sollicitación (acción)

$$F_R = F_C \frac{S}{m_S} \frac{m_R}{R} \frac{m_S}{m_R}$$

Sustituyendo la ecuación 5.4 se tiene

$$F_R = F_C \frac{S}{m_S} \frac{m_R}{R} \exp (-\beta \sqrt{C_R^2 + C_S^2}) \quad (5.5)$$

El segundo término de la derecha y C_S representan la acción de las sollicitaciones, que puede valuarse de la fig. 5.4 para un valor representativo de la relación carga viva a carga total (en este caso se tomará 0.6).

Por otra parte, m_R/R vale, de la ec. 5.2

$$\frac{m_R}{R} = \frac{m_\psi ((1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c} + m_p m_y)}{((1.6 - 0.3 u^2) \sqrt{f_c} + p f_y) K} \quad (5.6)$$

donde se ha modificado ligeramente el denominador (ec. 5.2a) para ser congruente con los Reglamentos Estatales y del Distrito Federal, y hacer que los muros de concreto con falla por cortante tengan el mismo valor del factor de carga, del factor de reducción, y del índice de confiabilidad que otros miembros con falla por cortante.

Para deducir el valor K se hará uso de las ecs. 5.3 a 5.6, tomando los siguientes valores de las relaciones que a continuación se mencionan:

F_R = 0.8; valor asociado a elementos de concreto con falla por cortante

F_c = 1.4; valor de carga

$\frac{S}{m_c}$ = 1.33; el valor 1.33 se obtiene de la gráfica de la fig. 5.4 para la relación de carga viva o total de 0.6.

β = 4.5; este índice de confiabilidad se ha asociado a los elementos cuya falla tiene consecuencias excepcionalmente graves y a los estados límite de falla frágil. Ambos conceptos son aplicables a muros de concreto con falla por cortante, por lo que se toma este valor del índice de confiabilidad.

C_s = 0.20; obtenido de la fig. 5.4, para las mismas condiciones que S/m_c

C_R = C_v ; el coeficiente de variación de la variable v se calcula de la ec. 5.3.

Como primer paso para determinar el valor K es necesario calcular cuanto debería valer la relación m_R/R ; despejando ésta de la ec. 5.5.

$$\frac{m_R}{R} = \frac{F_R}{F_C} \frac{m_S}{S} \exp(\beta \sqrt{C_R^2 + C_S^2}) \quad (5.7)$$

sustituyendo los valores antes mencionados (en el Apéndice B se detallan los pasos seguidos para valuar m_R que es función de C_R , ec. 5.3, que a su vez lo es de m_c , m_p , m_y y m_ψ), se llegó a que $C_R = 0.15$ y $M_R/R = 1.32$ cuando $u \leq 1.5$ y a que $C_R = 0.11$ y $M_R/R = 1.23$ cuando $u > 1.5$.

Para estos valores de M_R/R y diversas combinaciones de u , m_c , m_y y m_p , se -- determinó de la ec. 5.6 los posibles valores de K , ver Apéndice B, resultan-- do:

si $u \leq 1.5$, K varía entre 0.87 y 0.79, mientras que

si $u > 1.5$, K varía entre 0.85 y 0.92

se propone tomar $K = 0.85$ para cualquier valor de u (M/Vt)

Los resultados obtenidos no difieren mucho del calculado si se aplica el cri-- terio aproximado de la ref. 5.4 para determinar el valor nominal mínimo pro-- bable de una respuesta en función de la media y coeficiente de variación de -- una muestra representativa, suponiendo que la variable tiene una distribución -- logarítmico normal; este valor aproximado se calcula con la siguiente expresión

$$X^* = \frac{X_m}{1 + 2.5 \text{ C.V.}} \quad (5.8)$$

donde X_m y C.V. son la media y coeficiente de variación de la variable en es-- tudio; si X_m está dado por la ec. 5.2a y C.V. = 0.06 (obtenido experimenal-- mente)

$$X^* = 0.87 X_m \quad (5.9)$$

esta buena aproximación se debe principalmente a que es bajo el coeficiente -- de variación, ver fig. 5.1.

Por todo lo anterior, se propone calcular la resistencia a cortante como:

a) Resistencia básica del concreto a cortante

$$v_0 = \{1.6 - 0.3 (M/Vt)^2\} \sqrt{f_c^*} \geq 0.5 \sqrt{f_c^*} \quad (5.10)$$

b) Contribución del concreto tomando en cuenta el esfuerzo axial

$$v_c = v_0 \sqrt{1 + \sigma/v_0} \quad \sigma/v_0 < 5 \quad (5.11)$$

c) Contribución del acero de refuerzo

$$v_s = p f_y \quad (\text{ver ecs. 3.3a - 3.3d}) \quad (5.12)$$

d) Resistencia a cortante

$$v_u^* = 0.85 (v_c + v_s) \quad (5.13)$$

e) Resistencia de diseño a cortante

$$v_u = F_R v_u^* \quad (5.14)$$
$$F_R = 0.80$$

El significado de los términos anteriores ya se ha mencionado con anterioridad, pero se considera conveniente repetirlo en este momento

M momento flexionante, en kg-cm

V fuerza cortante, en kg

t longitud total del muro, en cm

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

f_c' resistencia del concreto a compresión, en kg/cm²

σ esfuerzo axial en el muro, en kg/cm²

p porcentaje de refuerzo en el alma del muro; se calculará con el criterio establecido en 3.2.1.2

f_y esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en el alma del muro
 F_R factor de reducción de resistencia

Para calcular la resistencia sostenida se cambiará la expresión 5.10 por la 5.15 y se seguirán empleando las fórmulas 5.11 a 5.14

$$v_o = \{1.2 - 0.23(M/Vt)^2\} \sqrt{f'_c} \geq 0.3 \sqrt{f'_c} \quad (5.15)$$

5.2 Diseño Sismico

Los espectros de diseño elásticos que presentan los Reglamentos Estatales y del Distrito Federal fueron obtenidos con base en criterios probabilísticos, sería por lo tanto deseable hacer lo mismo con los resultados obtenidos de análisis inelásticos de sistemas de un grado de libertad. En los aquí realizados se determinó la respuesta de un modelo inelástico ante temblores específicos, donde no se consideró la variación de las respuestas debidas a la variabilidad de las propiedades del modelo matemático, ni las debidas a la aleatoriedad de los sismos.

Con referencia a los sismos, la dificultad anterior se salva si se cuenta con suficientes acelerogramas para tratar estadísticamente la información o se cuenta con un sismo estocástico que cumpla con el requisito mencionado; ésto junto con una presentación adecuada de los resultados, por ejemplo normalizándolos, conducirá a reducir esta fuente de incertidumbre. Lo referente al cálculo de la respuesta inelástica considerando que los parámetros que definen el comportamiento de los modelos matemáticos son variables aleatorias no ha sido resuelto hasta el momento por falta de un planteamiento teórico satisfactorio. En el capítulo 6

se harán más comentarios al respecto.

Los resultados obtenidos de los análisis inelásticos sobre el modelo propuesto en este trabajo estrictamente no pueden ser aplicados directamente para determinar las fuerzas de diseño por las siguientes razones:

a) La aceleración máxima del terreno de los sismos empleados no corresponde a la de diseño. Esto parece que puede soslayarse cuando la respuesta se normaliza, ver figs 4.12 a 4.16, donde se observa que a pesar que los sismos utilizados están asociados a distintos periodos de recurrencia las respuestas normalizadas varían dentro de un rango relativamente estrecho, cuando se comparan sismos para similares condiciones de terreno; incluso, no siempre la respuesta más grande corresponde al sismo de mayor periodo de recurrencia. En las figs 5.5 y 5.6 se muestran las envolventes para las distintas respuestas; las envolventes cubren conservadoramente la amplitud de la respuesta hasta un periodo de 0.8 seg, ésta limitación se establece en vista de que las construcciones estructuradas con muros de cortante con relación de aspecto no mayor que dos, objeto de este estudio, serán estructuras rígidas cuyo periodo seguramente no será mayor al mencionado con anterioridad.

b) No se ha optimado la respuesta estructural respecto al costo que implicaría proporcionar cierta seguridad.

No obstante lo anterior se considera que los resultados obtenidos pueden ser utilizados de la manera como se verá más adelante; de proceder en esa forma, se considera que no se cometerán errores fuertes porque

se estarían tomando en cuenta, aunque indirectamente, los factores a) y b) antes mencionados. Esto es, la normalización de la respuesta, figs 4.12 a 4.16, hace que se engloben para un mismo tipo de terreno las características; respecto a la no optimización de los resultados, ésta puede considerarse que se realizará indirectamente si la fuerza elástica se calcula del espectro de diseño elástico, ya que en la determinación de los coeficientes sísmicos de diseño se tienen implícitos criterios de optimización que toman en cuenta, aparte de los datos sísmicos, relaciones entre intensidad y respuesta estructural (comportamiento, daños, costos).

Por lo anterior se propone la siguiente manera de proceder para emplear en forma preliminar los resultados de este trabajo.

- 1) Determinar para la estructura en estudio su periodo fundamental de vibración
- 2) Con base en ese periodo se calculará la fuerza elástica de los espectros de diseño
- 3) Con las envolventes propuestas para la respuesta inelástica, fig 5.5, se determinaría la fuerza "real" del sistema
- 4) Con las envolventes de desplazamiento se calcularía la deformabilidad que deberá tener la estructura

5.3 Recomendaciones Constructivas

Se considera^e que una recomendación adicional a las empleadas ^{en} la práctica usual, ref 5.5, es la referente a la unión entre muros transversales. En el cap 2 se describió que ocurriría la separación entre ellos

cuando no se colocaba refuerzo suficiente que lo evitara. Aunque el estudio fue limitado, se observó que si se colocaba refuerzo adicional en forma de bastones tal que la separación del refuerzo en la unión no fuera mayor que el ancho del muro más delgado de los que se cruzan, la separación no ocurriría y los muros trabajaban en conjunto.

REFERENCIAS

CAPITULO 5

- 5.1 Meli R., "Bases para los Criterios de Diseño Estructural del Proyecto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Revista Ingenieria, Vol. XLVI, No. 2, México, Abr-Jun (1976).
- 5.2 Rosenblueth E. y Esteva L, "Reliability Basis for Some Mexican - Codes", en Probabilistic Design of Reinforced Concrete Buildings, ACI, SP-31, Detroit (1973).
- 5.3 Benjamin J.R. y Cornell C.A., "Probability, Statistics and Decisions for Civil Engineers". Mc Graw Hill Book Co., New York (1970).
- 5.4 "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras", título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingenieria UNAM, Informe No. 400, México (1977).
- 5.5 "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingenieria, UNAM, Informe No. 401, México -- (1977).

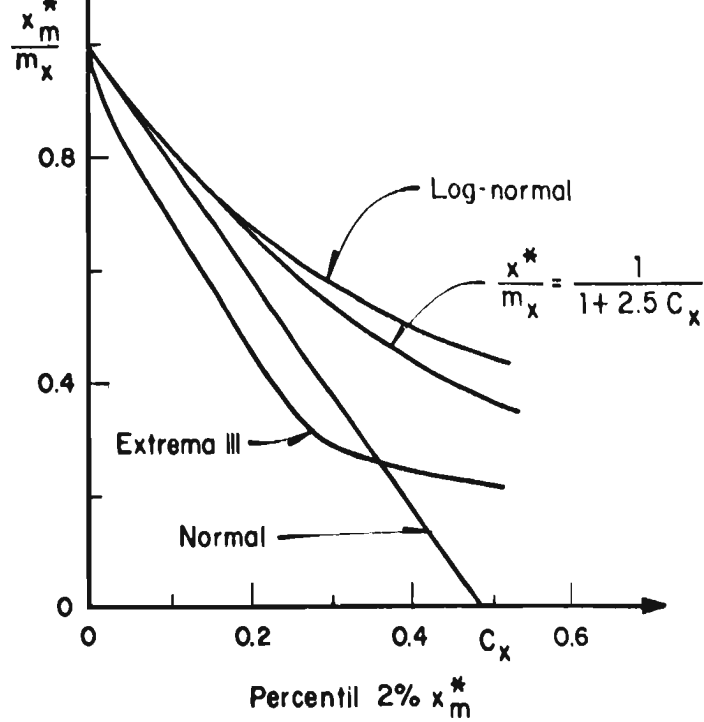


Fig 5.1 Valor probable de una variable para distintas distribuciones de probabilidad (ref. 5.1)

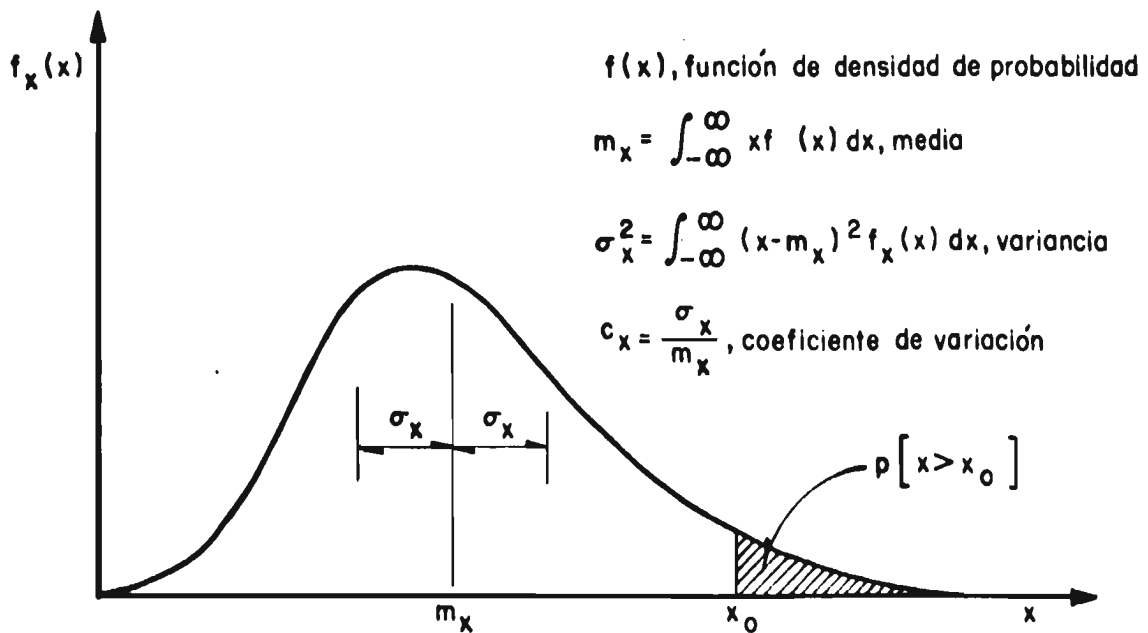


Fig 5.2 Descripción probabilista de una variable (ref. 5.1)

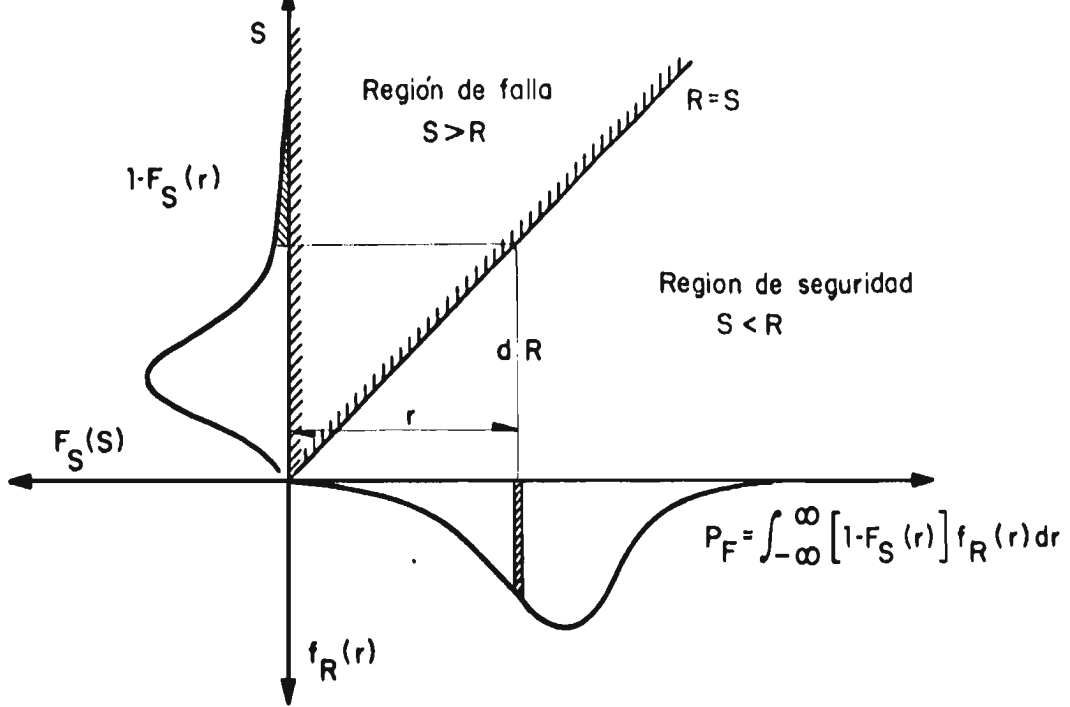
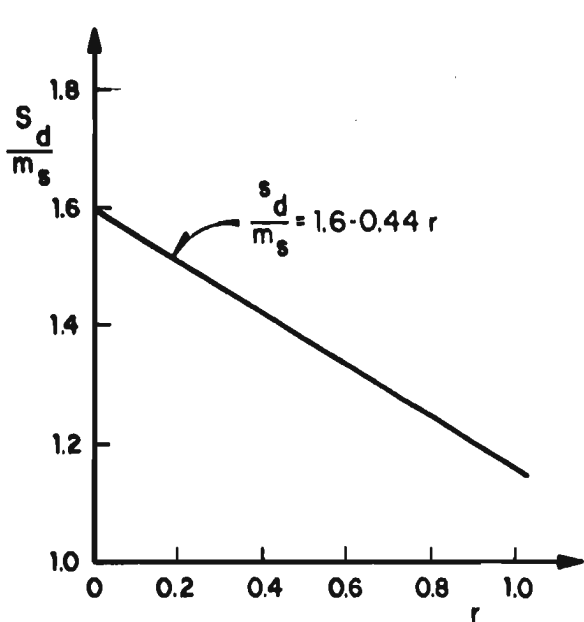
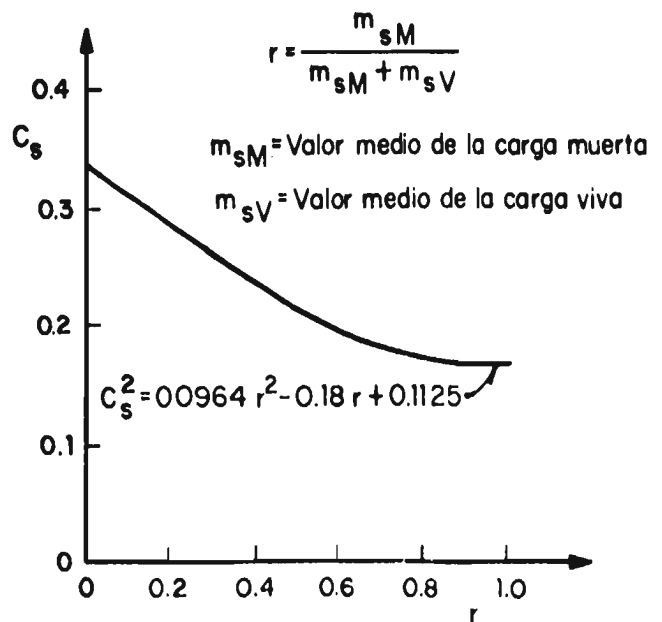


Fig 5.3 Representación de la region de falla y calculo de la probabilidad de falla (ref. 5.1)



a) Variación de la media de la carga

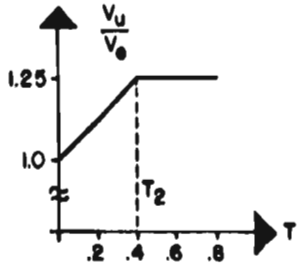


b) Variación del coeficiente de variación de la carga

Fig 5.4 Parametros de la carga variación con la relación de carga muerta a carga total (ref. 5.1)

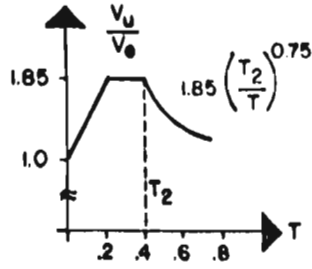
PARA PERIODO CALCULADO CON LA RIGIDEZ SECANTE A LA FALLA

TERRENO FIRME

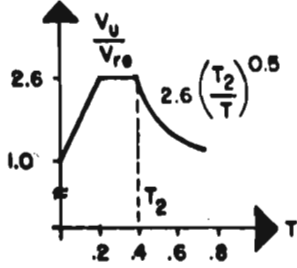


(a)

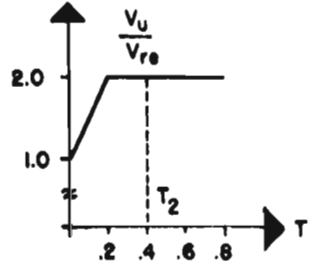
TERRENO BLANDO



(b)

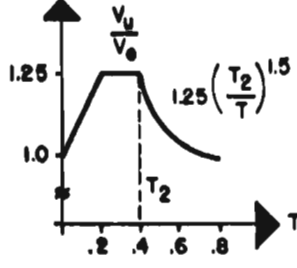


(c)

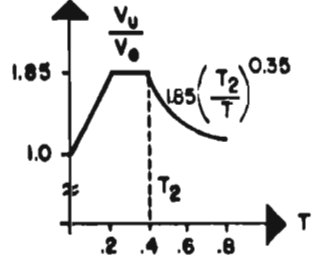


(d)

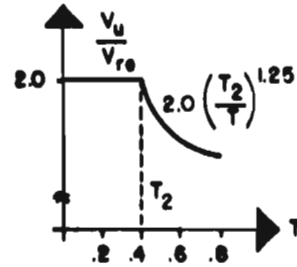
PARA PERIODO CALCULADO CON RIGIDEZ TANGENTE INICIAL



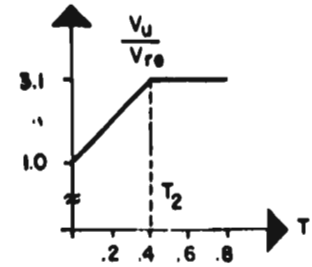
(e)



(f)



(g)

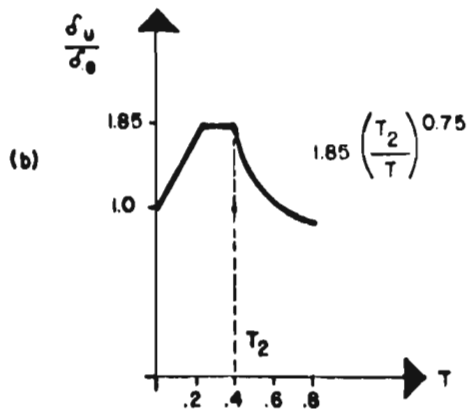
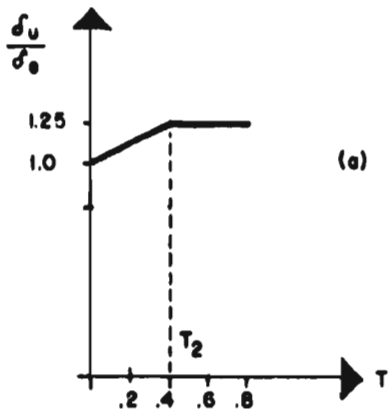


(h)

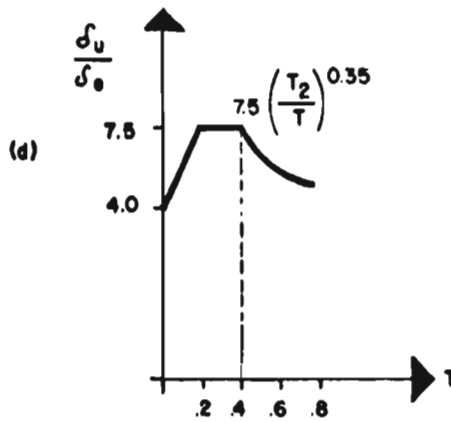
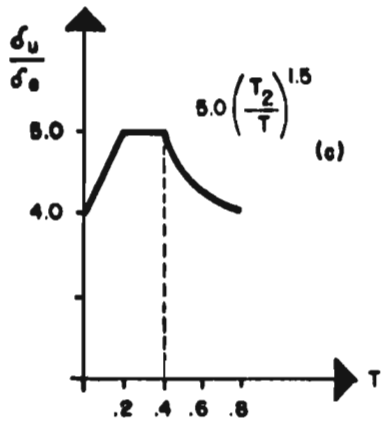
Fig 5.5 Envolventes de respuesta inelástica

TERRENO FIRME

TERRENO BLANDO



PARA PERIODO CALCULADO CON LA RIGIDEZ TANGENTE INICIAL



ENVOLVENTE INFERIOR - - - - -

ENVOLVENTE SUPERIOR - - - - -

Fig 5.6 Envoltentes para ductilidad

6.0 ESTUDIOS POR REALIZAR

A continuación se mencionarán una serie de estudios, tanto experimentales - como analíticos, que se cree necesario llevar a cabo para entender mejor el comportamiento de muros con falla por cortante.

6.1 Estudios experimentales

6.1.1 Deformaciones a la falla

En 3.6 se mencionó que para definir el modelo matemático de los muros era -- necesario establecer tanto el esfuerzo como la deformación máxima del muro; también se dijo que el esfuerzo podía calcularse aceptablemente con las expresiones propuestas en 3.2 y 3.5. Sin embargo, y aún cuando en 3.6 se proponen expresiones para calcular la deformación angular que produce la falla, se considera necesario efectuar experimentos adicionales para establecer --- aquella de manera más confiable.

6.1.2 Efecto de las losas intermedias en la deformación a la falla

De lo observado en la etapa experimental se llegó a la conclusión que las losas que forman el sistema de piso sirven como atiesadores del muro, incrementando su rigidez inicial y su deformación a la falla, aun cuando no aumentan su resistencia. Como el incremento de la capacidad de deformación de los muros es de los aspectos que se consideran más importantes alcanzar, se cree conveniente realizar ensayos para determinar las envolventes de esfuerzos para muros que cuenten con varias losas intermedias.

6.1.3 Cantidades de refuerzo diferentes en el alma del muro

En el programa experimental se observó que para muros con relación de aspecto menor o igual a la unidad el refuerzo vertical en el alma del muro era el que contribuía preponderantemente a la resistencia; y el refuerzo horizontal para otras relaciones de aspecto. Sin embargo, de otras investigaciones se ha hecho evidente que cuando las cuantías de refuerzo en las dos direcciones no son las mismas, la fluencia del acero para resistir flexión acelera la falla; por lo que se considera necesario establecer experimentalmente la relación que debe haber entre el refuerzo principal por cortante y el normal al mismo para evitar lo anterior.

6.1.4 Efecto de la historia de carga y de la fatiga de bajo ciclaje.

Aún cuando los efectos de la historia de carga y de fatiga de bajo ciclaje no se consideran que pueden alterar sustancialmente los resultados de este trabajo, se cree necesario realizar algunos estudios al respecto.

6.2 Estudios analíticos

6.2.1 Rigidez de muros de concreto reforzado

Para aplicar los resultados de los análisis dinámicos de este trabajo es necesario determinar el periodo de un sistema elástico equivalente que puede -

ser el calculado con la rigidez tangente inicial del sistema, para carga lateral nula, o el correspondiente a la rigidez a la falla, calculado con el esfuerzo y deformación a la falla. En este ultimo caso, en el Cap. 3 - se dan expresiones para calcular dicho esfuerzo y deformación, pero no -- existe un procedimiento confiable para determinar la rigidez para el estado virgen del muro porque no son confiables las expresiones elásticas usuales, donde no se toma en cuenta el nivel de flexocompresión del muro ni el refuerzo del mismo. En las refs. 6.1 a 6.4 se hacen intentos por establecer valores confiables del parámetro (EI) para elementos de concreto reforzado.

6.2.2 Sistemas lineales equivalentes.

Existe actualmente la tendencia de simplificar los análisis de sistemas inelásticos mediante análisis de sistemas elásticos equivalentes. Iwan, ref. 6.5, menciona que es posible definir una familia de sistemas lineales equivalentes que den aproximadamente la misma respuesta espectral que un tipo particular de sistemas histeréticos no lineales en cierto rango de periodos.

Por otra parte, Rosenblueth, ref. 6.6, hace ver que el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente es útil pero peligroso y que para determinar ξ_e de una estructura no lineal puede ejecutarse una prueba de resonancia igualando la energía de disipación por ciclo de la estructura no lineal y su equivalente lineal; además, como este caso $\xi \approx 1/K_e$, la elección del K_e del sistema lineal equivalente está restringido por el hecho de que sus respuestas esperadas, sin amortiguamiento, deben exceder a la del sistema no lineal; esto con la finalidad de que ξ sea mayor que cero. Esta restricción no se cumple estrictamente cuando se elige K_e igual a K_i en un sistema elastoplástico sin amortiguamiento viscoso, ya que en un rango limitado de periodos iniciales las respuestas esperadas son menores que las de la estructura elastoplástica.

Para salvar la dificultad mencionada en el párrafo anterior, Iwan^{6.5} sugiere determinar el amortiguamiento y periodo efectivo (ξ_{ef} y T_{ef}) del sistema lineal trasladando el espectro de respuesta no lineal hasta que la diferencia media cuadrática entre este espectro y el lineal interpolado, sea mínima. La cantidad de traslación requerida será el corrimiento del periodo, y el amortiguamiento del espectro lineal interpolado es el amortiguamiento efectivo.

Lo anterior, es un aspecto importante que podría ser aplicado al diseño si los reglamentos presentaran espectros elásticos de respuesta para díferentes valores del amortiguamiento, porque de esta manera se obtendría directamente, y en forma más real, la fuerza cortante de diseño de una estructura.

6.2.3 Deformabilidad de sistemas de varios grados de libertad

Como se ha observado que en sistema histeréticos de varios grados de libertad hay variaciones en la distribución de ductilidades en los distintos entresijos, en comparación con los que resultan para sistemas de un grado de libertad, es necesario realizar estudios sobre este tema para acotar dichas variaciones.

6.2.4 Respuesta probabilista del modelo propuesto

Cuando se realizan análisis inelásticos ante sismos específicos de cierto tipo especial de estructura, los resultados de estos análisis no pueden ser extrapolados porque la respuesta solo es válida para el movimiento inducido y tipo específico de estructura; cualquier cambio de parámetros requiere de otro análisis.

Estas formas de análisis no toman en cuenta las características aleatorias de los movimientos sísmicos. Si hubiese mucha información al respecto, sólo sería necesario analizar estadísticamente la información, pero de no ser así, es necesario establecer un modelo estocástico apropiado para definir el sismo esperado. Lo anterior es evidente porque los registros de acelerogramas difieren ampliamente tanto en forma como en magnitud, aún para un mismo sitio. Es también obvio que cualquier acelerograma registrado no puede ser usado directamente para análisis y diseño ya que las aceleraciones que se registrarán en un futuro son impredecibles. Esto ha conducido a emplear métodos estadísticos y procesos estocásticos para comprender mejor la respuesta de sistemas a aceleraciones aleatorias del terreno.

Otro aspecto importante que se considera debe atacarse con criterios probabilistas es el referente a la aleatoriedad de los parámetros que definen al modelo matemático propuesto. El planteamiento establecido en 3.6 implica el uso de ciertas variables para definir al modelo las cuales son consideradas como deterministas, un criterio más realista es considerar a las mismas como aleatorias y que poseen una cierta distribución de probabilidad de ocurrencia, que puede determinarse de los resultados de la etapa experimental. Las variables cuya incertidumbre se considera que más pueden afectar la respuesta sísmica son, en orden de importancia, el área encerrada dentro de los ciclos de histéresis y el valor del esfuerzo máximo (V_u).

REFERENCIAS

CAPITULO 6

- 6.1 Hernández O., et al, "Rigidez Efectiva de Miembros de Concreto Reforzado en Flexocompresión Uniaxial", Reporte de Investigación, -- Instituto de Investigaciones Eléctricas, México (1979).
- 6.2 Hernández O., "Nuevos Criterios de Diseño de Muros de Concreto Reforzado", Reporte de Investigación, Instituto de Investigaciones - Eléctricas, México (1979).
- 6.3 Berwanger C., "Effect of Axial Loads on the Moment-Curvature Relationship of Reinforced Concrete Members", Publicación ACI SP-50 -- (1975).
- 6.4 Mac Gregor J.G. et al, "A Re-Examination of the EI Value for Slender Columns", Publicación ACI SP-50 (1975).
- 6.5 Iwan W.D., Gates N.C., "The Effective Period and Damping of a Class - of Hysteretic Structures", Earthquake Engineering and Structural ---- Dynamics, V7, pp 199-211, (1979)
- 6.6 Rosenblueth E., Newmark N. M., "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", - Editorial Diana, México (1976).

7.0 CONCLUSIONES

De la etapa experimental, descrita en el Cap. 2, se observó que los muros con falla por cortante tienen un comportamiento inelástico muy inadecuado desde el punto de vista sísmico, por el deterioro progresivo de rigidez y resistencia que sufren después del agrietamiento al repetirse ciclos de carga. En los muros esbeltos esto puede evitarse dimensionándolos de manera que rija la falla de flexión; no así en los muros cortos, en los que es difícil evitar que rija el cortante.

La eficiencia de los elementos de refuerzo en los extremos para mejorar el comportamiento más allá del intervalo inicial es muy baja, aún cuando cuentan con confinamiento mediante refuerzo transversal. Es necesario unir adecuadamente muros transversales para evitar que se separen durante la acción de fuerzas laterales alternadas; un procedimiento eficiente consiste en colocar bastones a una separación aproximadamente igual al espesor mínimo de los muros que se unan.

Con el objeto de que la flexión no acelere la falla por cortante, es conveniente que la relación de cuantía de refuerzo máxima a mínima en el alma del muro y en dos direcciones ortogonales, sea menor que 2.

Las losas actúan como atiesadores de los muros dándoles mayor rigidez inicial y capacidad de deformación en la falla; sin embargo, y a pesar de lo limitado de esta investigación, puede asegurarse que no hacen que aumente su resistencia.

El confinamiento con estribos del refuerzo en los extremos de los muro aumenta la rigidez de los mismos pero no mejora su resistencia ni su capacidad de deformación. Estos elementos en los extremos no sufren daño alguno hasta que el muro presenta profuso agrietamiento, pero no son capaces por sí solos de soportar la fuerza lateral máxima.

Los parámetros que se observó influían en la resistencia fueron: a) la resistencia del concreto; b) la cuantía de refuerzo; c) la presencia de elementos de confinamiento en los extremos del muro, columnas o muros transversales; y d) la relación de aspecto de los muros, M/Vt (H/t). Aunque no se estudió en la etapa experimental se ha observado en otras investigaciones que la resistencia también aumenta con la presencia de carga axial y que difiere la capacidad si el ensaye se hace bajo alternaciones de carga o bajo carga monotónica.

En función de los parámetros mencionados en el párrafo anterior, se establecieron en el Cap. 3 formulaciones que permiten predecir la capacidad máxima de un muro ante fuerza cortante y la resistencia sostenida (capacidad del máximo ciclo histerético estable).

Las expresiones obtenidas para calcular la resistencia se calibraron con ensayos efectuados sobre prototipos, encontrándose excelente concordancia entre valores calculados y medidos cuando la relación de aspecto de los muros está comprendida entre 0.5 y 2.5 y la falla es por cortante.

En la etapa experimental también fue posible establecer un modelo matemático que describe el comportamiento de los muros con falla por cortante. Con este modelo se realizaron en el Cap. 4 análisis paso a paso de sistemas de un grado de libertad sometidos a temblores específicos, estableciéndose tendencias generales de comportamiento. Se observó en estos análisis que, en general, sistemas con el comportamiento propuesto requieren que se les proporcione mayor resistencia y capacidad de deformación que sus elásticos equivalentes.

En el Cap. 5 se presentaron recomendaciones para el diseño de muros con falla por cortante, estas recomendaciones abarcan: fórmulas de predicción de resistencia, presentados en el mismo formato que lo hace el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y los Reglamentos Estatales; recomendaciones preliminares de diseño sísmico; y algunos aspectos constructivos que deben ser considerados.

En el Cap. 6 se propusieron una serie de estudios a realizar, tanto analíticos como experimentales, para entender aún más el comportamiento sísmico de muros de concreto con falla por cortante.

Dieses Ziel das Resultat des akademischen Unterrichts und der menschlichen Erreichung, die mir von mehren Personen erteilt wurde. Ich möchte hiermit diejenigen erwähnen die an meiner Bildung außerordentlich beigetragen haben.

Roberto Meli P.

Oscar de Buen L. de H.: Den ich aus verschiedene Gründen - als einen der Lehrer, den man in seinem Tun nachfolgen soll.

Enrique del Valle C.: Erwählter als Zeuge meiner akademischen Erfolge, Staatsexamen, Magister und Dokortitel, denn er hat mir außer seiner Kenntnisse auch Vertrauen und Sicherheit -- gegeben.

Javier Salazar R.: Der mir den Weg wies.

Claudia, Oscar, Angélica und Mónica: Für die ich Liebe empfinde.

APENDICE A

En este Apéndice se describe el diagrama de flujo del programa de computadora que determina la respuesta, ante solicitaciones predeterminadas, del modelo matemático propuesto en el capítulo 3.

El programa principal contiene la integración numérica de la ecuación de movimiento (que se resuelve con el método de Newmark) y se hacen las llamadas hacia la subrutina CICLIN.

Como se menciona en el capítulo 4 la subrutina CICLIN es donde se programa el comportamiento histerético. Esta subrutina llama a su vez a 6 subrutinas cuya función se describe más adelante.

Los diagramas de flujo de las figs. A1 y A2 muestran la estructura del programa principal. Las figuras A3 a A14 describen el diagrama de flujo de la subrutina CICLIN. Los diagramas de flujo de las subrutinas auxiliares CALCIS, - CALCSS, CALCII, CALCSI, SOLVE se muestran en las figuras A15 a A20.

La subrutina CICLIN forma: los envolventes de esfuerzos, máximos y sostenidos; los ciclos histeréticos de comportamiento; así como las curvas interiores. Lo anterior lo hace mediante subrutinas auxiliares cuya función se describe a continuación:

SUBROUTINA	FUNCION
CALCIS	Forma las curvas interiores superiores que tienen - como origen la rama inferior del ciclo histerético, ver en la fig. A15 su diagrama de flujo.
CALCII	Forma las curvas interiores inferiores que tienen - su origen en la rama inferior del ciclo histerético, ver diagrama en la fig. A.16.

CALCSS Forma las curvas interiores superiores que tienen - como origen la rama superior del ciclo histerético, en la fig. A.17 está el diagrama de flujo de esta - subrutina.

CALCSI Forma las curvas interiores inferiores que tienen - como origen la rama superior del ciclo histerético, la fig. A.18 muestra el diagrama de flujo.

CALCREC Forma una recta cuando existen más de once curvas - interiores.

Estas subrutinas a su vez llaman a otra denominada SOLVE que determina el valor de las constantes de las ecuaciones de quinto orden que describen a las curvas interiores, su diagrama de flujo se muestra en la fig. A.19.

El significado de las variables más importantes del programa se escribe a -- continuación:

ACELTE (I)	Aceleración del terreno
ALFA	Parámetro para el método Newmark = 0.25
AMORT1 = AMORT2	Porcentaje de amortiguamiento crítico
COCIEN	cociente entre YECALC y el esfuerzo último calculado como condición para que el equilibrio se cumpla.
COCO	cociente entre ESF1 y ESF3 como condición para que el equilibrio se cumpla.
DELTA	Parámetro para el método de Newmark = 0.50
DESINC	Incremento de desplazamiento calculado al integrar - la ecuación de movimiento
DESMAX	Desplazamiento máximo (DATO)
DESPLA	Desplazamiento en un intervalo de tiempo anterior.
ESFMAS	Esfuerzo sostenido máximo (DATO)
ESFMAX	Esfuerzo máximo (DATO)
ESF1	Esfuerzo calculado del modelo en la subrutina CICLIN
FACESC	Factor de escala del sismo

e inferior de deformaciones y esfuerzos del ciclo histerético.

HSUPXX, HSUPYY, HINFX, y HINFY - Valores de deformaciones y esfuerzos que se calculan cuando se rebasan las envolventes sostenidas.

KKK - Solo puede tomar el valor de 0 ó de 1; el primer caso es cuando el esfuerzo no es leído entre las envolventes de esfuerzos máximos y sostenidos. -- Tomará el valor de 1 en caso contrario.

KKKK - Tomará valor diferente cuando se calcula un esfuerzo entre las envolventes de esfuerzo máximo y sostenido y se descarga.

KL - Contador del número de iteraciones necesarias para lograr el equilibrio - en un incremento de tiempo.

L - Número de problemas por resolver con un mismo acelerograma.

N - Es para numerar las curvas interiores, puede tomar valores desde 2 hasta 11. Si vale 1 quiere decir que se está sobre las envolventes de esfuerzos máximos.

NNNN - Número de puntos del acelerograma

PRIG I(I) - PRIGS (I) Valor de la rigidez en los puntos superior e inferior de las curvas que definen la trayectoria de carga.

PSUP (I) - PINF (I) Identificación de los puntos extremos de las trayectorias de carga.

RIGCTE - Valor de la tangente del ángulo formado por las dos ramas del ciclo histerético en el punto donde se unen.

RIGI - Rigidez inicial del sistema (DATO)

TIEMPO - Intervalo de integración (DATO)

w - Puede tomar valores de 100 ó 200 según esté respectivamente, en la envolvente de esfuerzos máximos negativos ó positivos.

WSGE - Masa del sistema de un grado de libertad que se está analizando.

YECALC - Es una aproximación lineal entre dos niveles de esfuerzos correspondientes a un intervalo de tiempo.

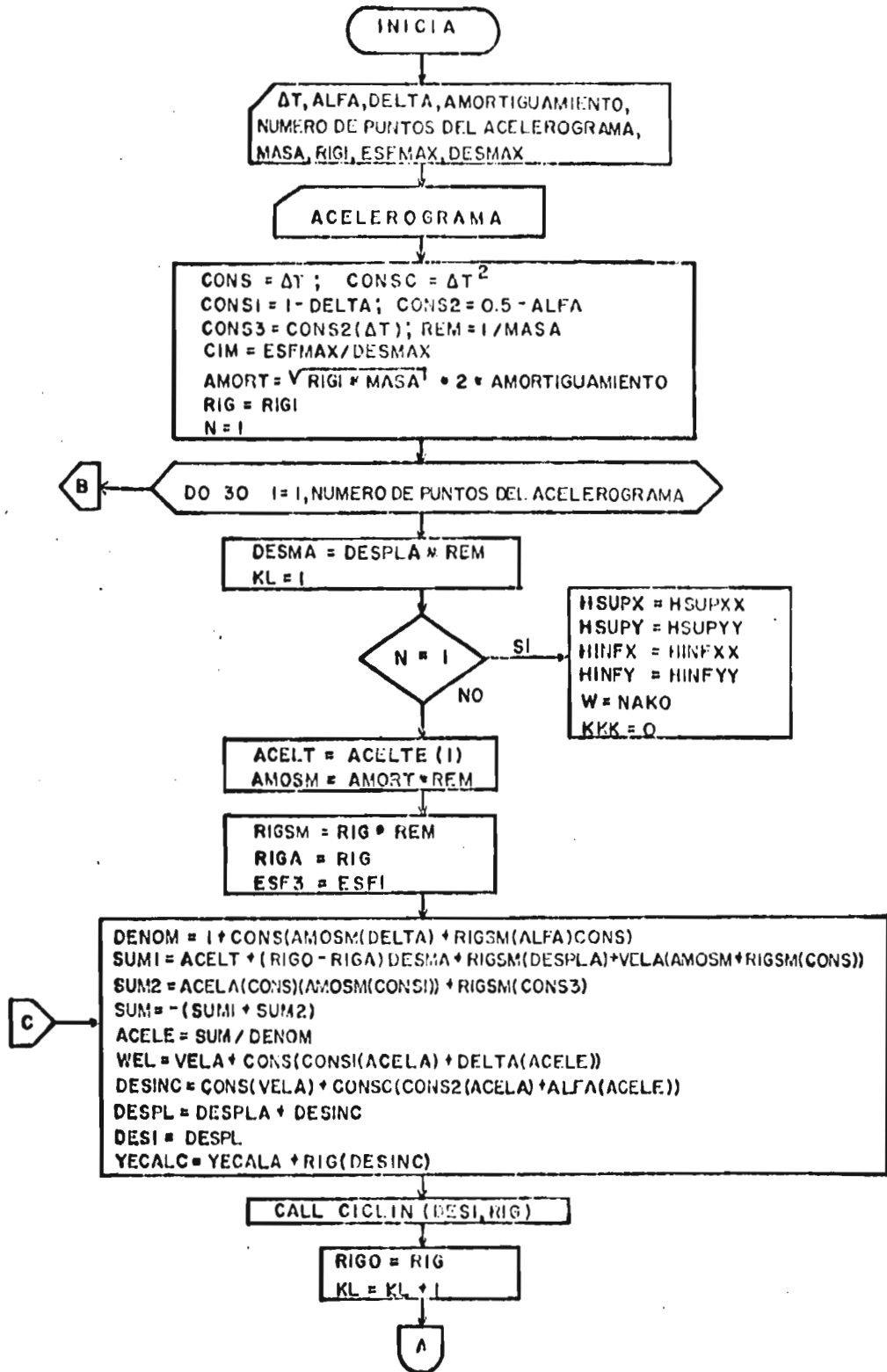


Fig A1 Diagrama de flujo del programa principal

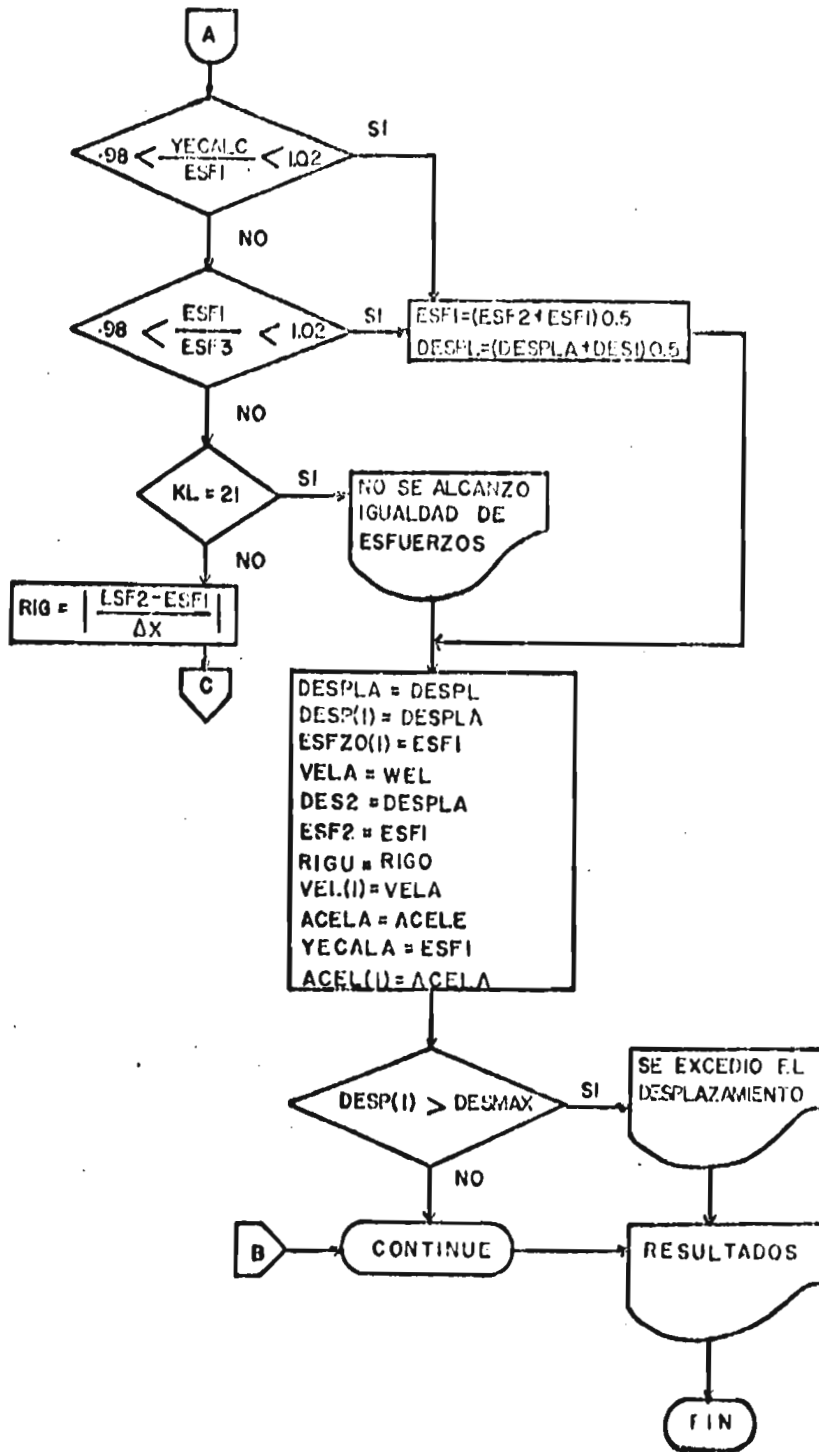


Fig A2 Diagrama de flujo del programa principal

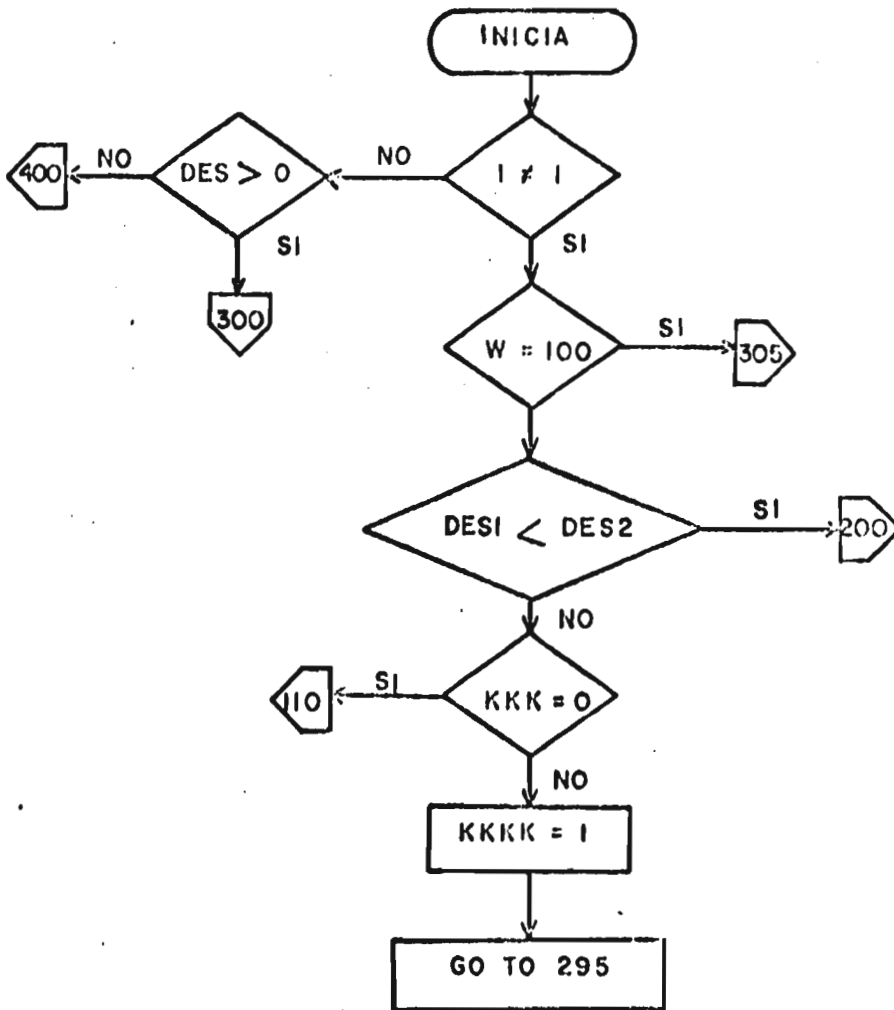


Fig A3 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN

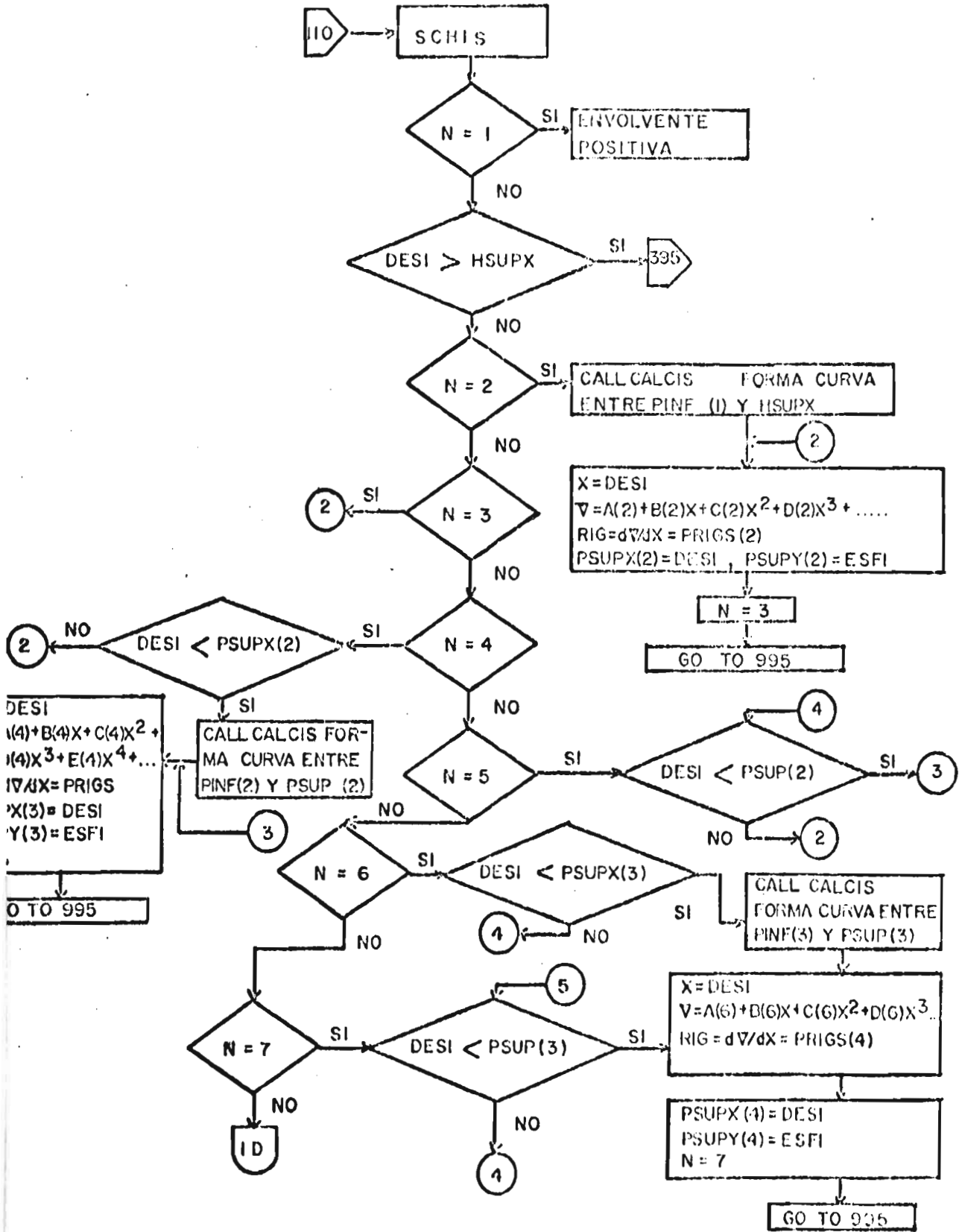


Fig A4 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

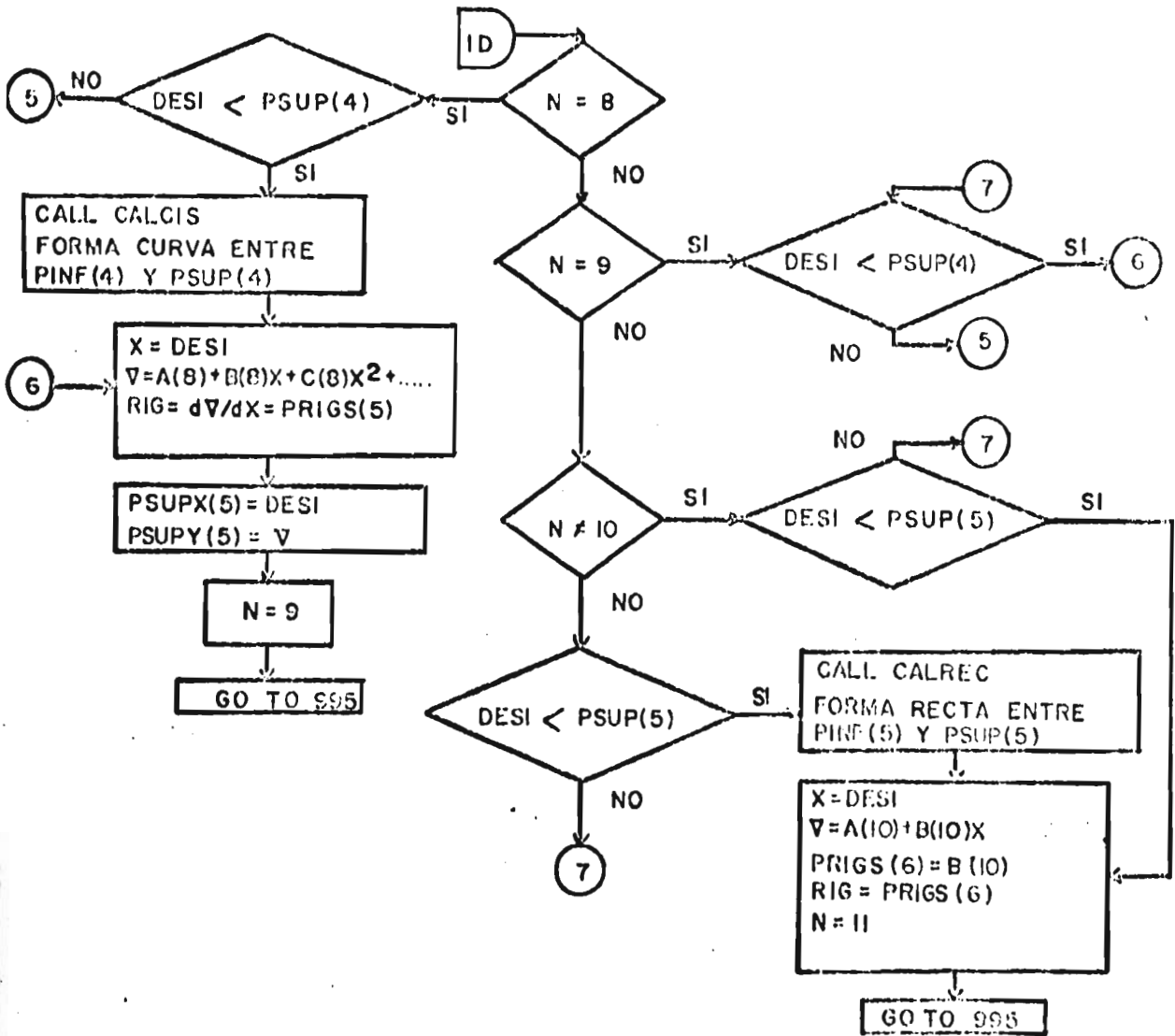


Fig A5 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN ,continuación

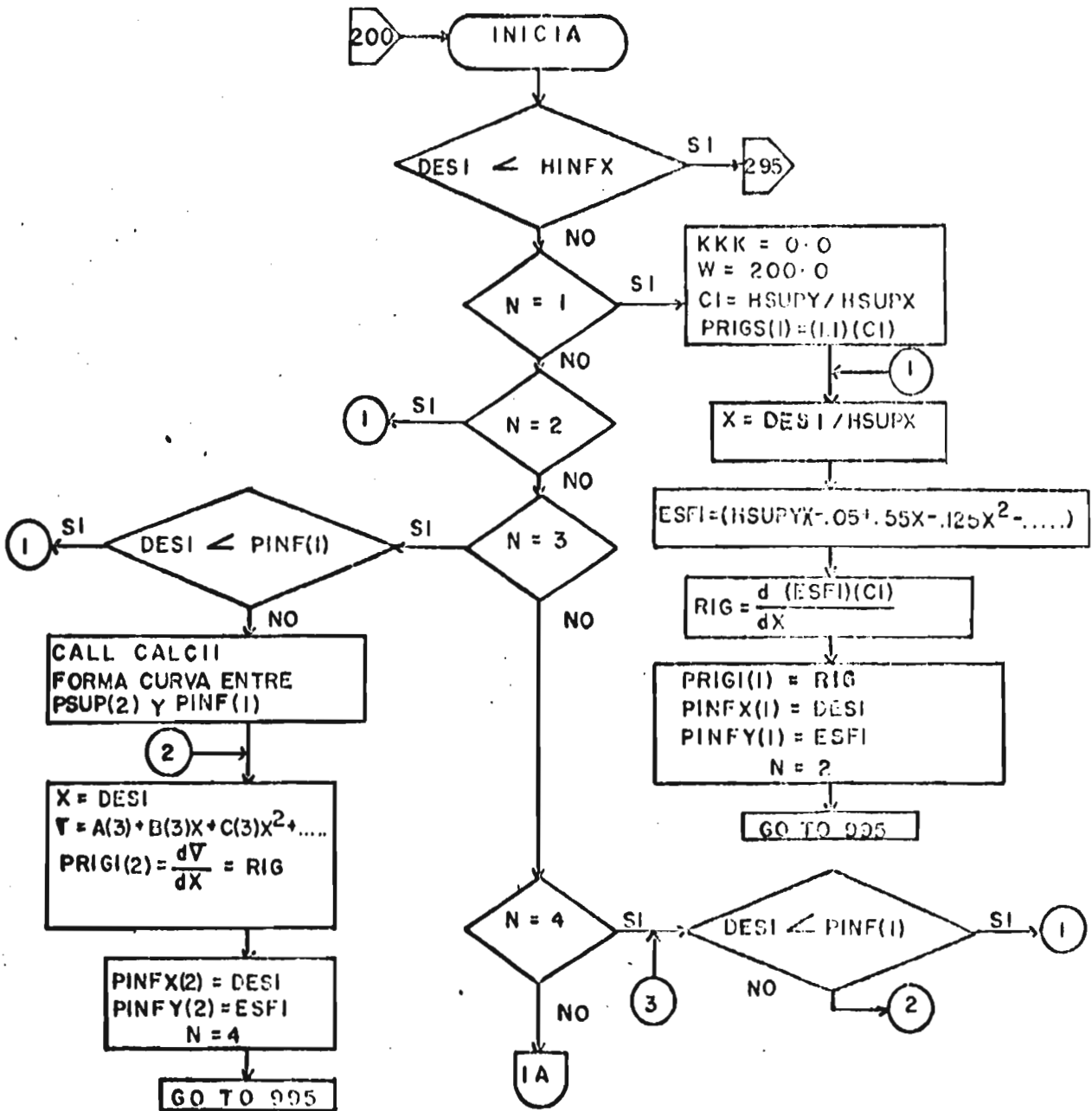


Fig A6 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

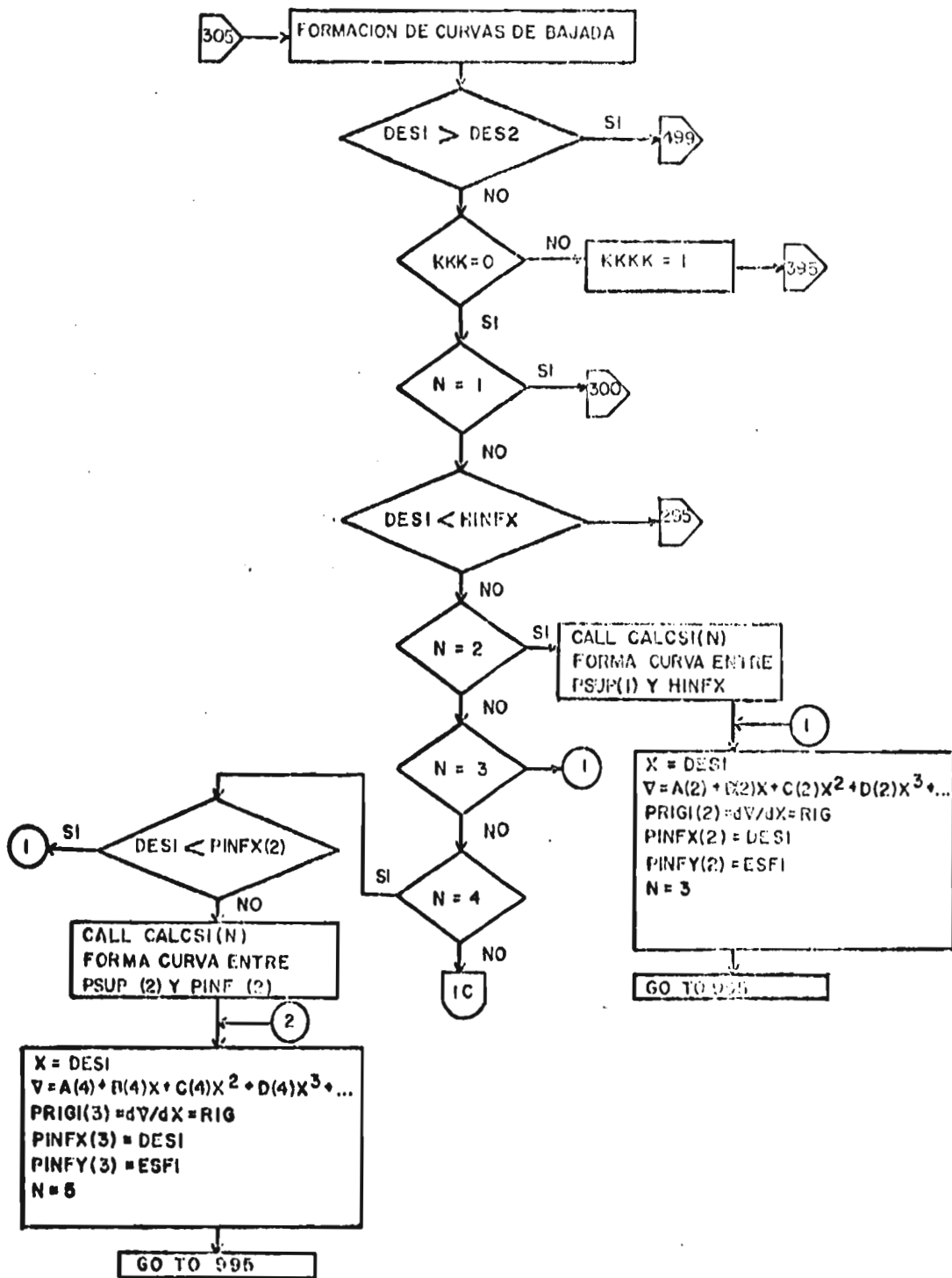


Fig A8 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

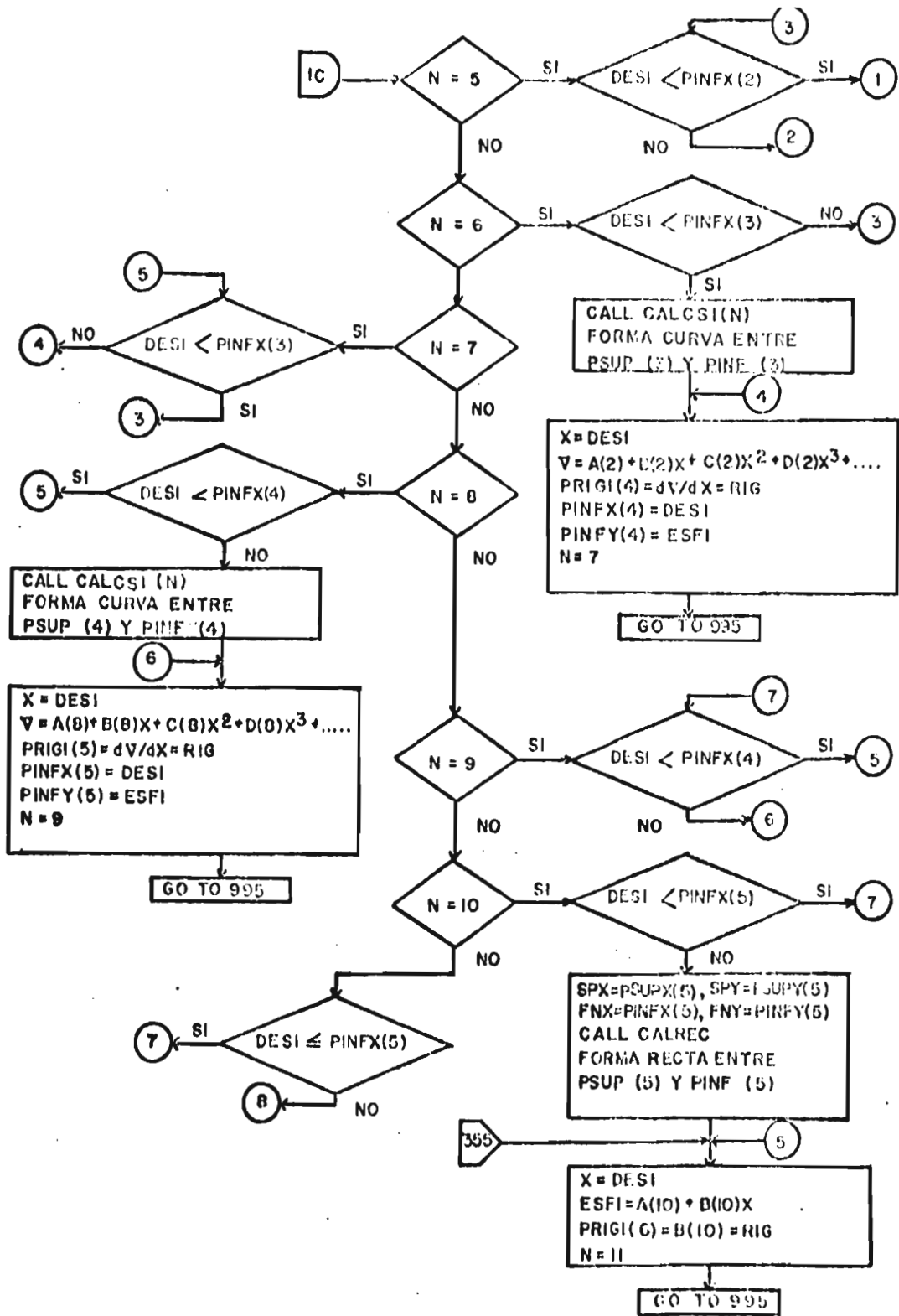


Fig A9 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

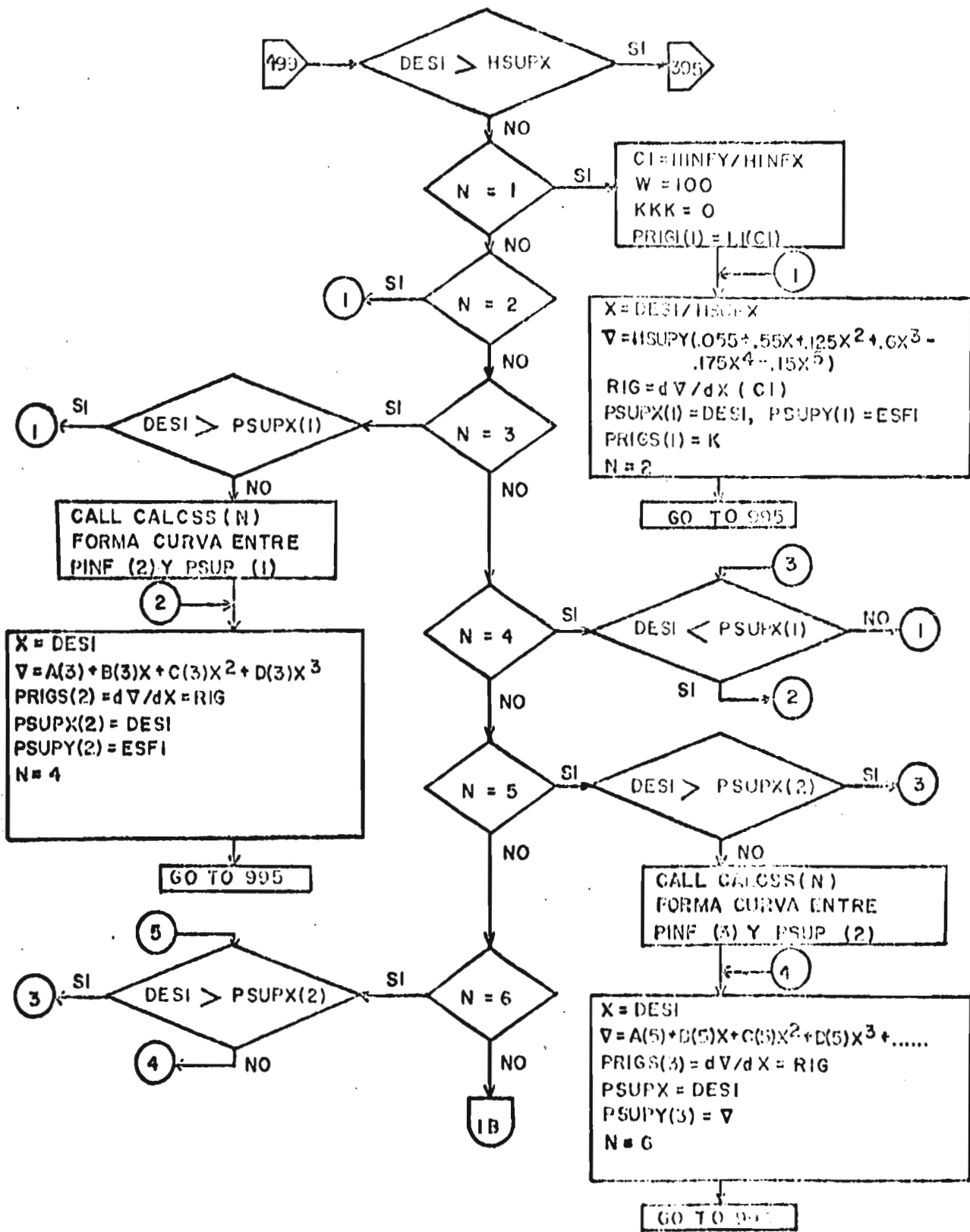


Fig A10 Diagrama de flujo de la subrutina C ICLIN, continuación

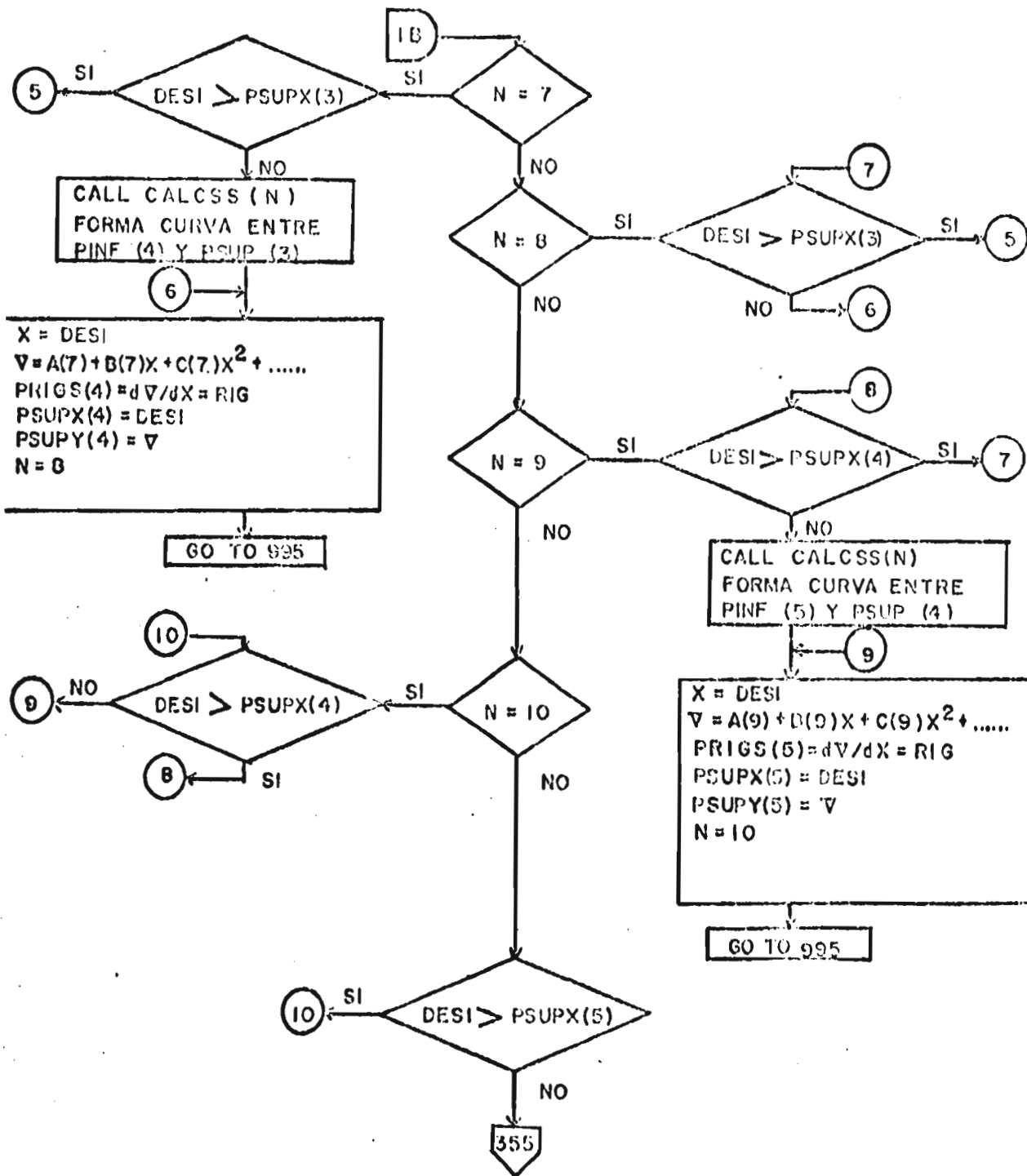


Fig All Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

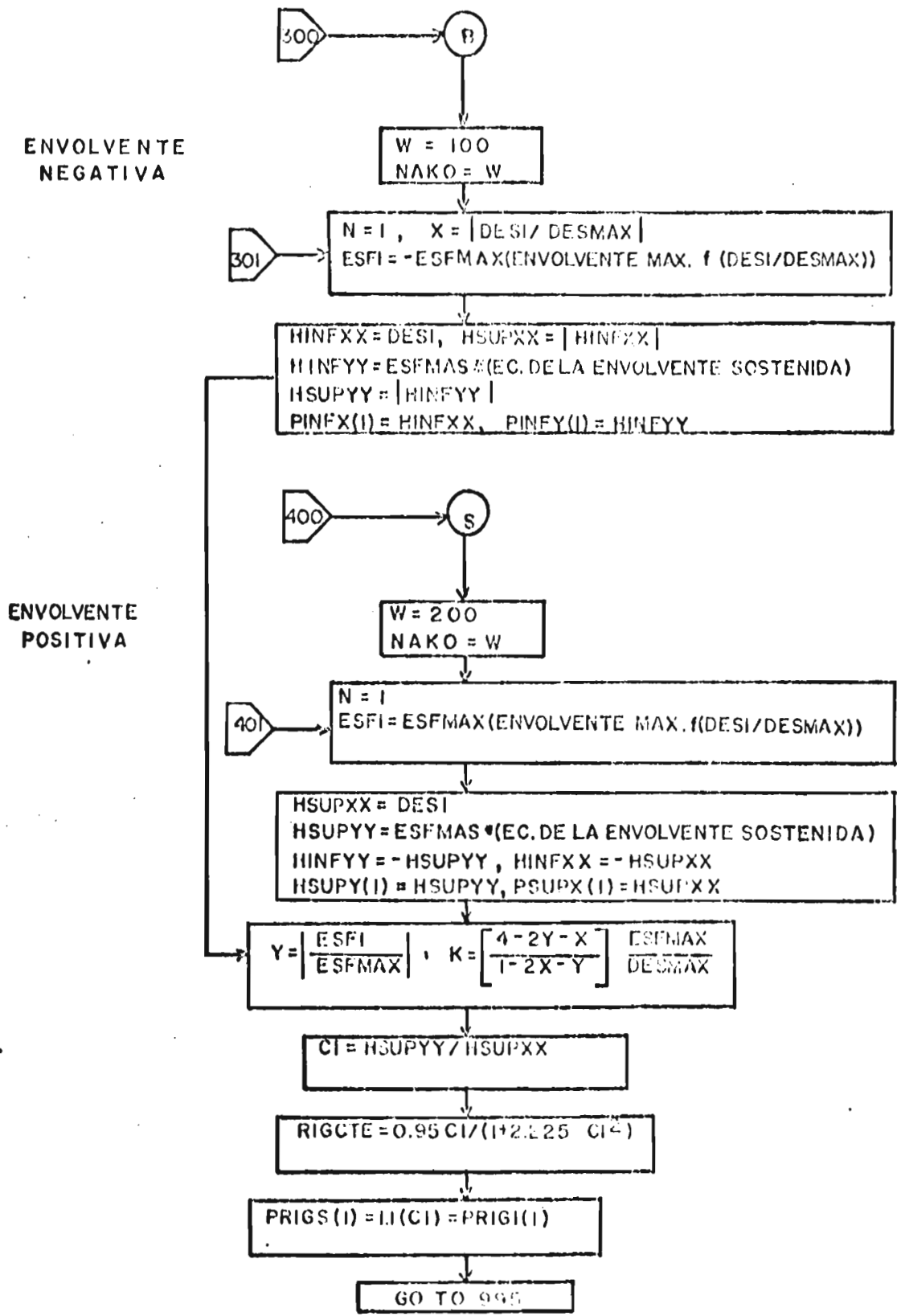


Fig A12 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

ZONA DE TRANSICION

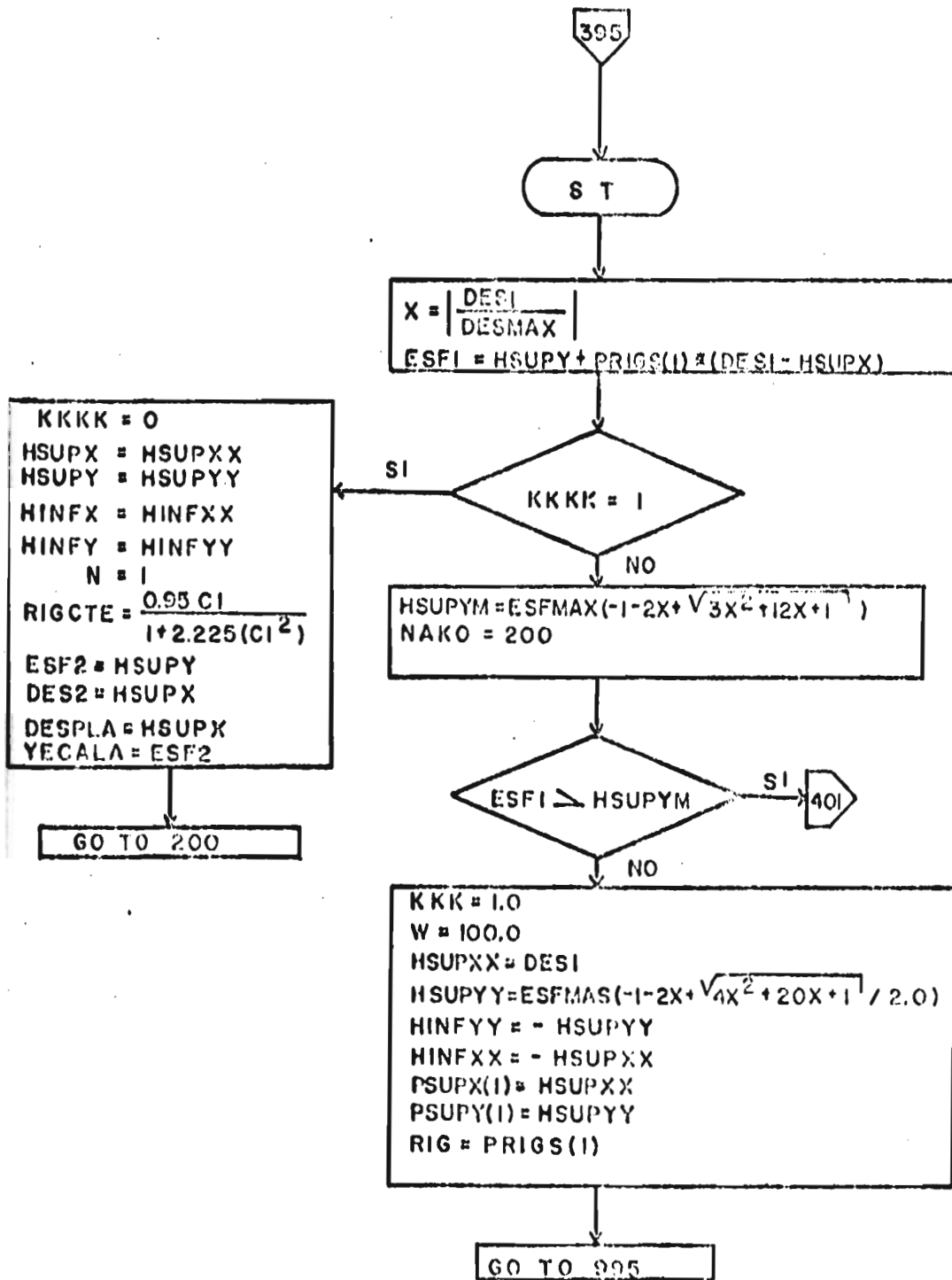


Fig A13 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

ZONA DE TRANSICION

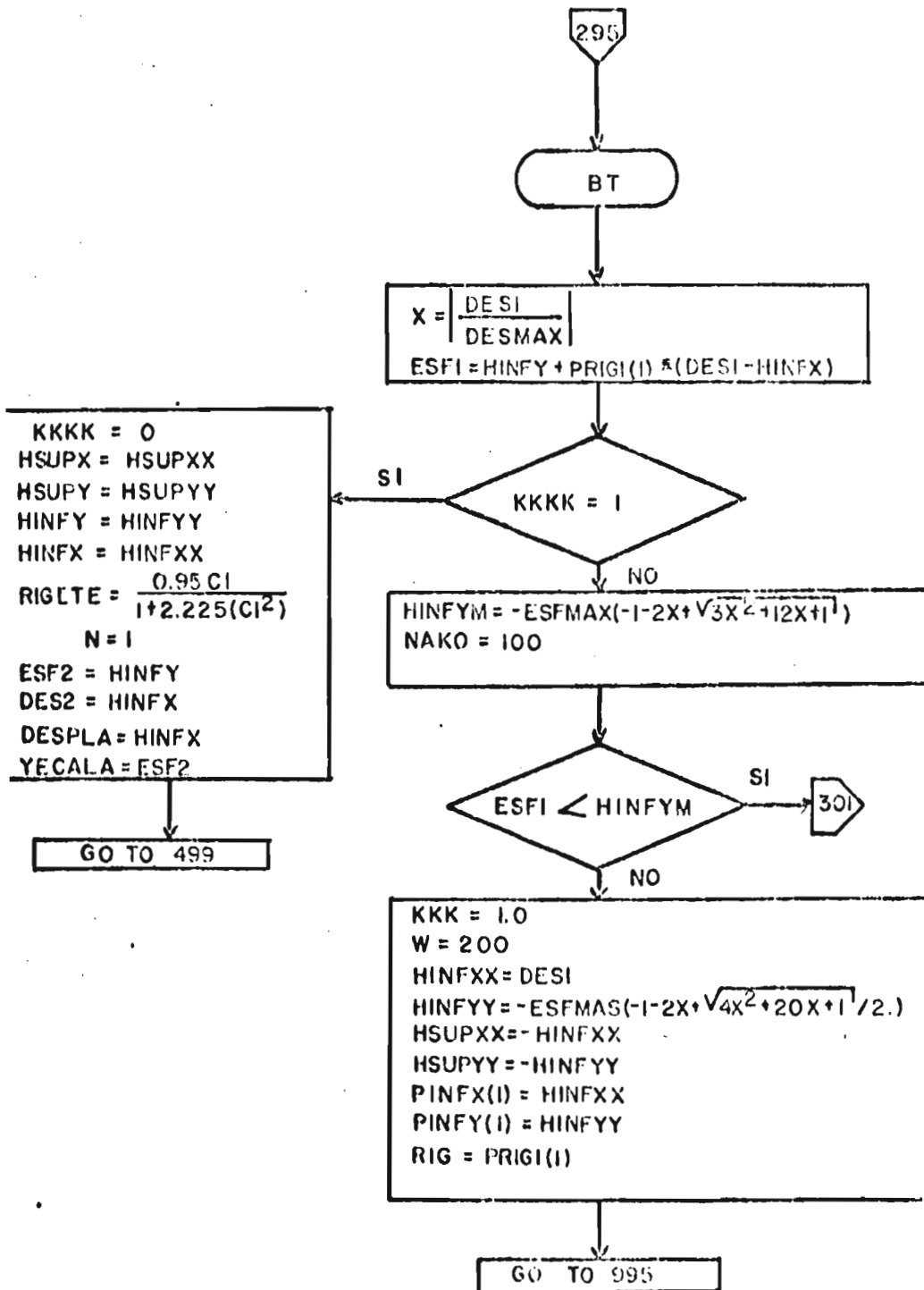


Fig A14 Diagrama de flujo de la subrutina CICLIN, continuación

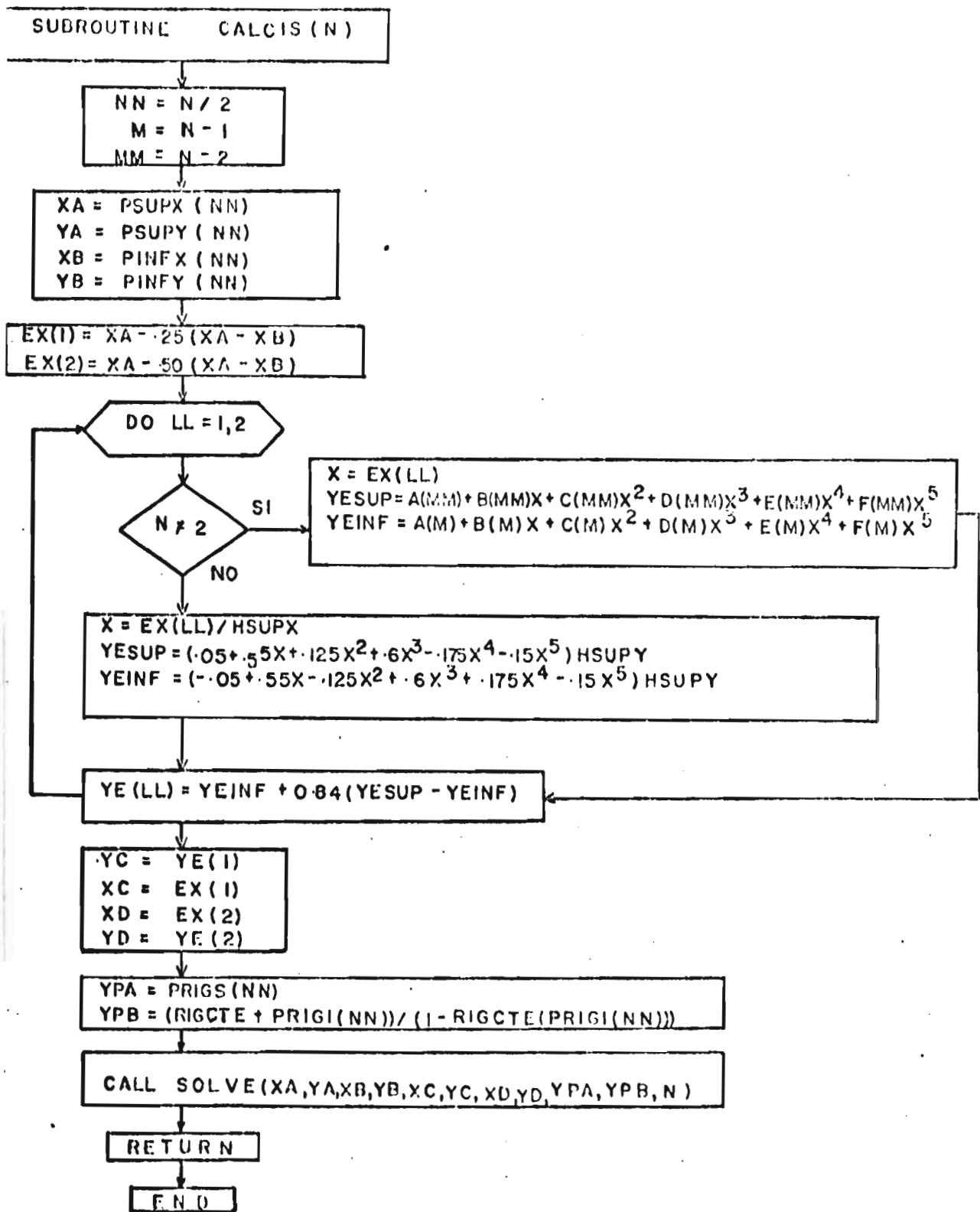


Fig A15 Diagrama de flujo de la subrutina CALCIS

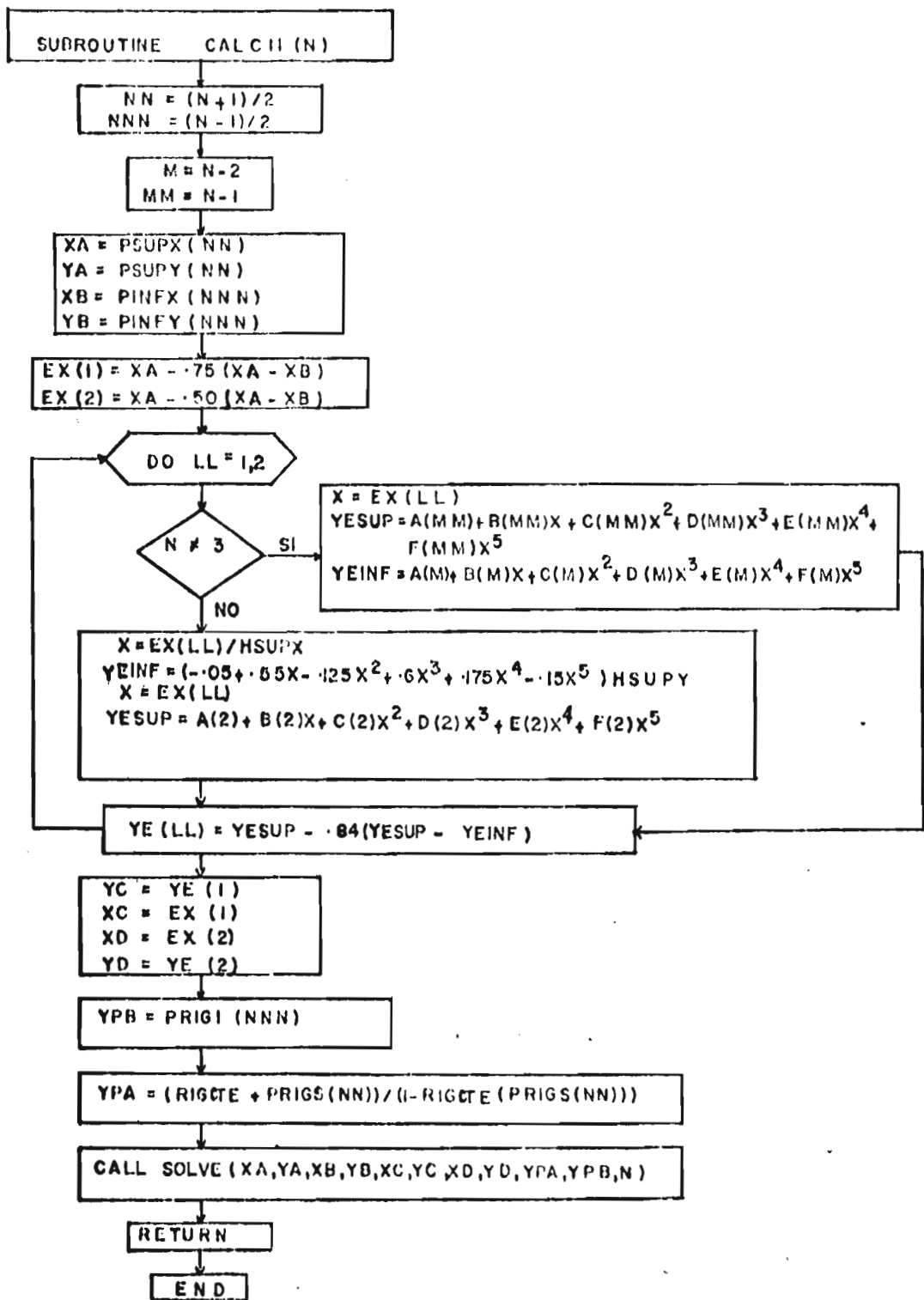


Fig A16 Diagrama de flujo de la subrutina CALCII

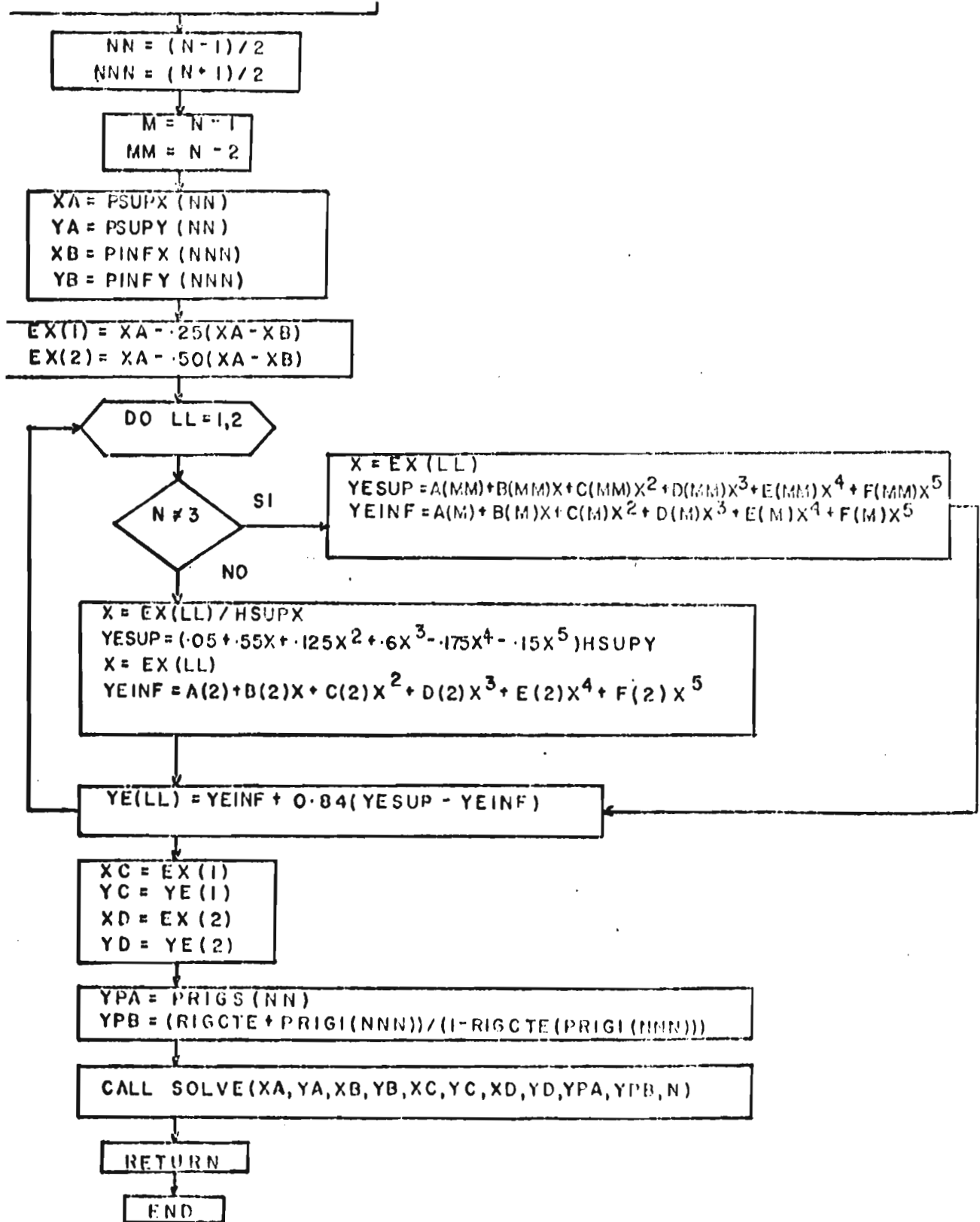


Fig A17 Diagrama de flujo de la subrutina CALCSS

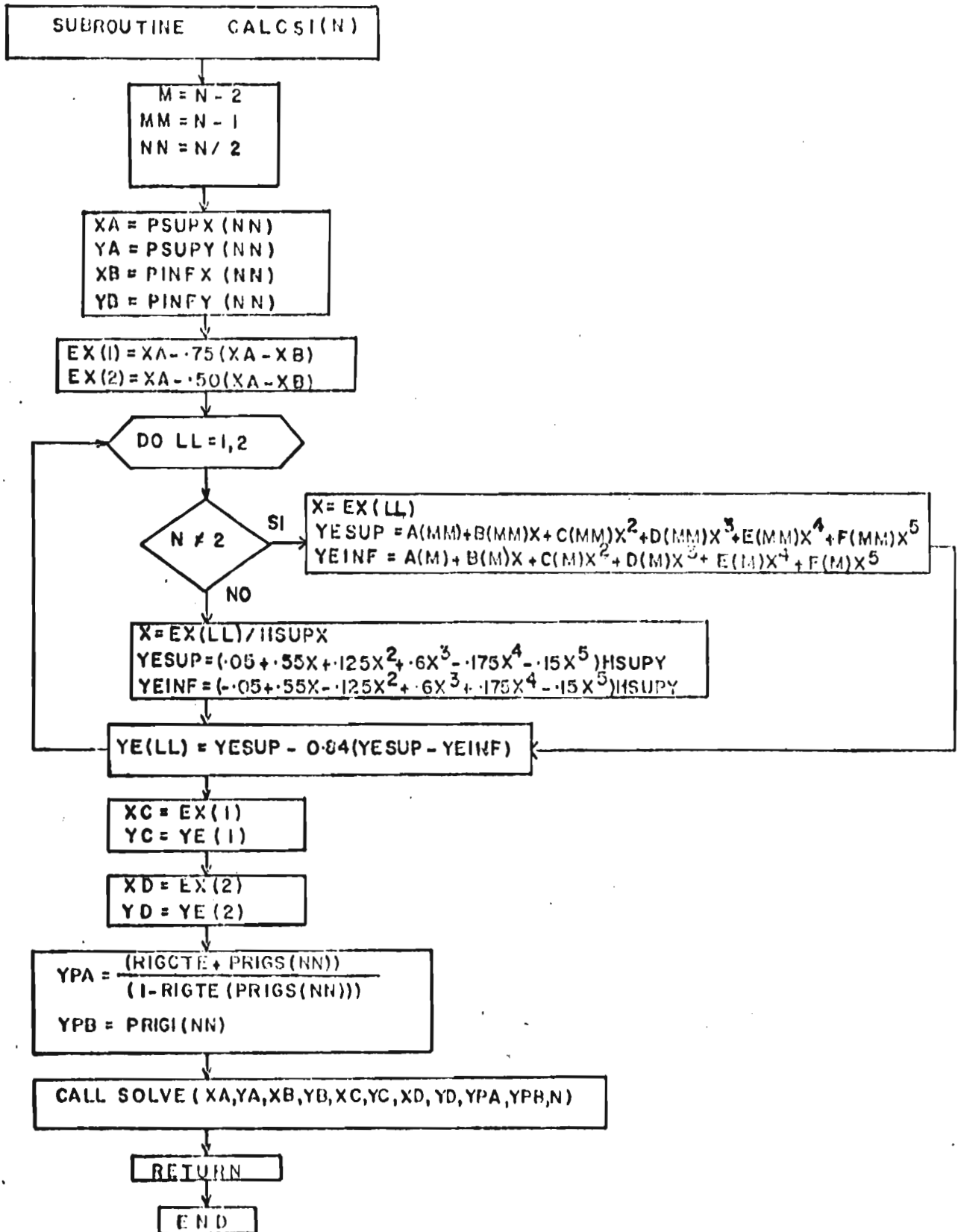


Fig A18 Diagrama de flujo de la subrutina CALCSI

SUBROUTINA SOLVE
(ELIMINACION GAUSSIANA)

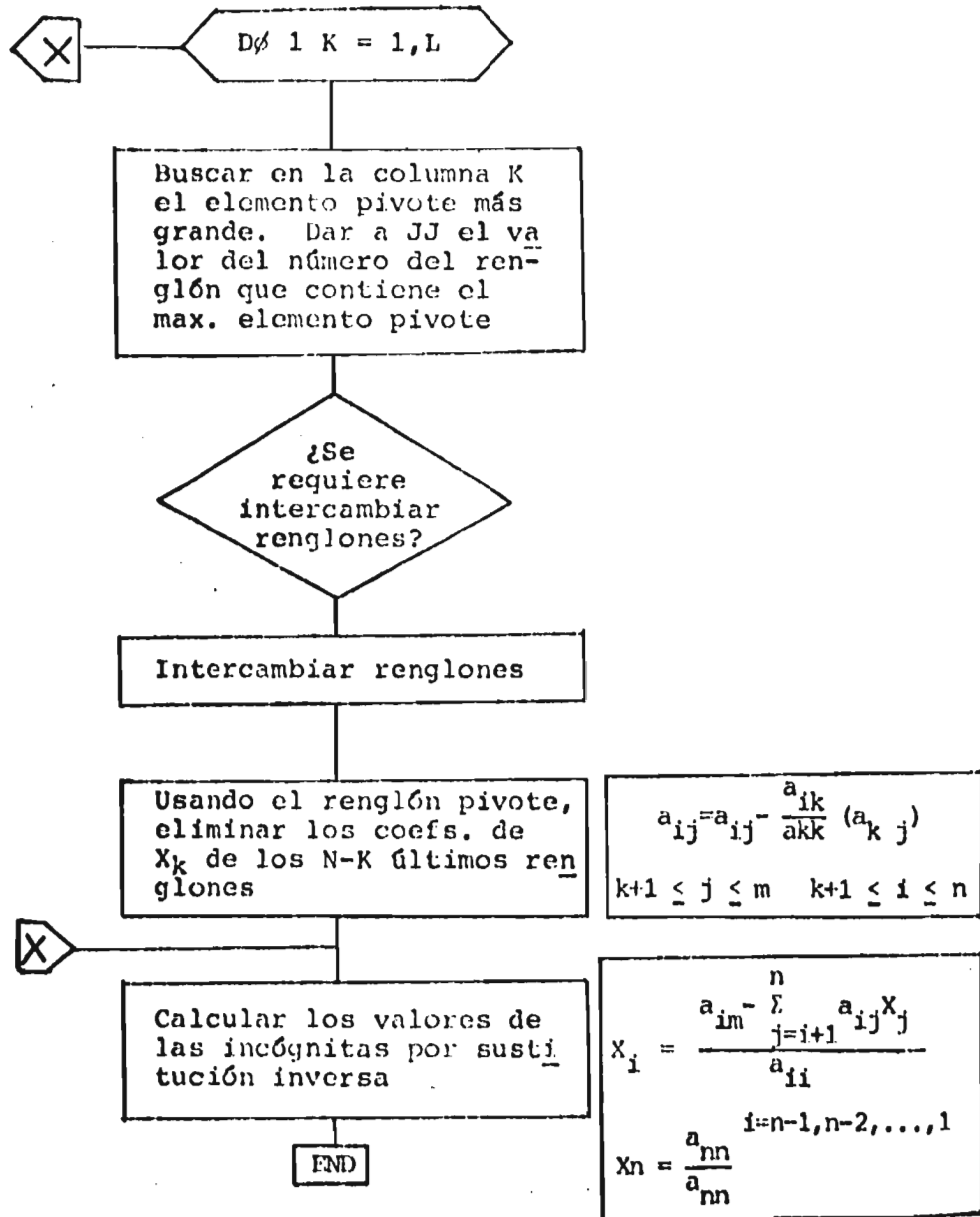


Fig A19 Diagrama de flujo de la subrutina SOLVE

N = Número de ecuaciones
M = Matriz ampliado
L = N-1
I = Número de renglón
J = Número de columna
JJ = Valores de los números de renglones pivotes posibles, iden
tifica el renglón con el elemento pivotal más grande

$1 \leq k \leq N-1$ identifica columna con elementos pivotaes

KP \downarrow = $K + 1$

QUOT = a_{ik}/a_{kk}

SUM = $\sum_{j=1+1}^n a_{ij} X_j$

$1 \leq NN \leq N-1$

IP1 = I+1

APENDICE B

La ecuación de la que quiere determinarse su valor nominal de diseño es:

$$v = (1.6 - 0.3(M/Vt)^2) \sqrt{f'_c + p f_y} \quad (\text{B.1a})$$

esta ecuación puede ponerse en la siguiente forma:

$$R = \psi \{ (1.6 - 0.3(u^2)) \sqrt{f'_c + p f_y} \} \quad (\text{B.1b})$$

donde $u = M/Vt$ y ψ es una variable aleatoria que toma en cuenta la aproximación de la fórmula; el significado de las variables se ha establecido con anterioridad, ver caps 3 y 5.

B.1 Cálculo del coeficiente de variación de la resistencia

Aplicando el criterio de segundos momentos y aproximaciones de primer orden, el valor de la media y la variancia de la resistencia, son:

$$m_R = m_\psi \{ (1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c + m_p m_y} \} \quad (\text{B.2})$$

$$\sigma_R^2 = \sum_{i=1}^n \left\{ \left| \frac{\partial g(x)}{\partial x_i} \right| \right\}_{m_{x_i}}^2 \sigma^2 x_i \quad (\text{B.3})$$

donde

$$g(x) = R$$

$$m_{x_1} = m_\psi \quad x_1 = \psi$$

$$m_{x_2} = m_u \quad x_2 = u$$

$$m_{x_3} = m_c \quad x_3 = f'_c$$

$$m_{x_4} = m_p \quad x_4 = p$$

$$m_{x_5} = m_y \quad x_5 = f_y$$

$\sigma^2 x_i$ variancia de la variable x_i

m_ψ representa el valor medio determinado por la expresión respecto a lo observado experimentalmente

Para determinar σ_R^2

$$A = \frac{\partial g(x)}{\partial x_1} \Big|_{m_{x_1}} = \{(1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c} + m_p m_y\}$$

$$B = \frac{\partial g(x)}{\partial x_2} \Big|_{m_{x_2}} = m_\psi \sqrt{m_c} (-0.6 m_u)$$

$$C = \frac{\partial g(x)}{\partial x_3} \Big|_{m_{x_3}} = \frac{1}{2\sqrt{m_c}} m_\psi (1.6 - 0.3 m_u^2)$$

$$D = \frac{\partial g(x)}{\partial x_4} \Big|_{m_{x_4}} = m_\psi m_p$$

$$E = \frac{\partial g(x)}{\partial x_5} \Big|_{m_{x_5}} = m_\psi m_y$$

La variancia de la resistencia vale entonces, ec B.3.

$$\sigma_R^2 = A^2 \sigma_\psi^2 + B^2 \sigma_u^2 + C^2 \sigma_c^2 + D^2 \sigma_p^2 + E^2 \sigma_y^2 \quad (\text{B.4})$$

Dividiendo σ_R^2/m_R^2 tenemos el coeficiente de variación de la resistencia elevado al cuadrado; por lo que de B.4 y B.2

$$C_R^2 = \frac{1}{m_R^2} \{ A^2 \sigma_\psi^2 + B^2 \sigma_u^2 + C^2 \sigma_c^2 + D^2 \sigma_p^2 + E^2 \sigma_y^2 \} \quad (\text{B.5})$$

en esta ecuación

$$\frac{A^2}{m_R^2} \sigma_\psi^2 = C_\psi^2$$

$$\frac{B^2}{m_R^2} \sigma_u^2 = 0.36 m_u^4 m_c \frac{m^2}{m_R^2} C_u^2 = K_1 C_u^2$$

$$\frac{C^2}{m_R^2} \sigma_c^2 = m_y^2 (1.6 - 0.3 m_u^2)^2 / 4 \} \frac{m^2}{m_R^2} C_c^2 = K_2 C_c^2$$

$$\frac{D^2}{m_R^2} \sigma_p^2 = m_y^2 m_p^2 \frac{m^2}{m_R^2} C_p^2 = K_3 C_p^2$$

$$\frac{E^2}{m_R^2} \sigma_y^2 = m_y^2 m_p^2 \frac{m^2}{m_R^2} C_y^2 = K_3 C_y^2$$

donde C_{x_i} es coeficiente de variación de la variable x_i

Por lo que la ec B.5 queda

$$C_R^2 = C_\psi^2 + K_1 C_u^2 + K_2 C_c^2 + K_3 (C_p^2 + C_y^2) \quad (\text{B.6})$$

para calcular C_R es necesario contar con los valores de C_ψ , C_u , C_c , C_p y C_y a los que se les asignará los siguientes:

$C_\psi = 0.06$ determinado de los ensayos experimentales

$C_u = 0.15$ tomado de la ref 5.1

$C_c = 0.20$ tomado de la ref 5.1

$C_p = 0.05$ tomado de la ref 5.1

$C_y = 0.11$ tomado de la ref 5.1

quedando la ec B.6 como

$$C_R^2 = 0.0036 + 0.0225 K_1 + 0.04 K_2 + 0.0146 K_3$$

K_1 , K_2 y K_3 son función de m_u , m_c , m_p y m_y ; para valuarlos se supondrá que el valor medio de p puede tomar valores entre .002 y .010, el esfuerzo de fluencia valores entre 3000 y 4000 kg/cm², la resistencia del concreto entre 150 y 300 kg/cm² y m_u entre 0.25 y 1.9. Para las distintas combinaciones de estos parámetros, en la tabla B1 se muestran los valores calculados de C_R ; se observa que para cuando $m_u < 1.5$, $C_R \approx 0.15$, mientras que para $m_u > 1.5$, C_R es muy variable. Esto último es debido a que cerca de esta relación existe un cambio brusco motivado por el límite que tiene la resistencia a cortante; esto es, en el capítulo 3 el término $(1.6 - 0.3 (M/Vt)^2)$ de la ec B.1a tiene como límite el valor 0.5; con lo desarrollado aquí no es posible determinar el valor C_R cercano a esta zona, por lo que se recurrirá a trabajar suponiendo que se ha llegado a ese límite. Por lo tanto, se determinará cuando vale C_R para cuando la anterior relación toma el valor límite 0.5.

La ecuación con la que se trabajará ahora será:

$$v = (0.5\sqrt{f'_c} + pf_y)$$

6

$$R = \psi(0.5\sqrt{f'_c} + pf_y)$$

El valor medio se determina ahora como

$$m_R = m_\psi m_c (0.5\sqrt{m_c} + m_p m_y)$$

procediendo de igual forma que para la ec B.2, se llega a:

$$C_R^2 = C_\psi^2 + K_1 C_c^2 + K_2 (C_p^2 + C_y^2) \quad (B.7)$$

donde

$$K_1 = 0.0625 m_c m_\psi^2 / m_R^2$$

$$K_2 = m_y^2 m_p^2 m_y^2 / m_R^2$$

Suponiendo los mismos valores de C_ψ , C_c y C_p y C_y que para el caso anterior:

$$C_R^2 = 0.0036 + (0.0025 m_c + 0.0146 m_y^2 m_p^2) / (0.5\sqrt{m_c} + m_p m_y)^2$$

En la tabla B.2 se muestra para distintas combinaciones de m_c , m_p y m_y los valores de C_R .

Se tiene entonces que en general puede tomarse $C_R = 0.11$, en cuyo caso será un valor ligeramente menor que para cuando $u < 1.5$.

Con este valor de C_R se va a la ec 5.7 y de ésta se calcula que m_R/R es igual a 1.23, mientras que si $u < 1.5$, $M_R/R = 1.32$.

Con estos valores de m_R/R , de la ecuación 5.6 se puede determinar el valor de K para que estos muros tengan la misma confiabilidad de los elementos de concreto en falla por cortante. Para el caso que $u < 1.5$

$$\frac{m_R}{R} = \frac{m_\psi \{ (1.6 - 0.3 m_u^2) \sqrt{m_c} + m_p m_y \}}{\{ (1.6 - 0.3 u^2) \sqrt{f_c^*} + p f_y \} K}$$

donde f'_c ha sido sustituido por f_c^* , tal como lo pide el reglamento del Distrito Federal en vigor.

Despejando K y arreglando términos se llega a

$$K = \frac{m_\psi \{ (1.6/m_u^2 - 0.3) / \sqrt{m_c} + m_q / m_u^2 \}}{m_R / R \sqrt{f_c^*} / m_c \{ (1.6/m_u^2 - 0.3 (u/m_u)^2) / \sqrt{m_c} + m_q (f_y/m_y) (p/m_p) / m_u^2 \}}$$

para esta ecuación

$$m_q = m_p m_y / m_c$$

$$m_\psi = 1.004; \text{ determinada de la etapa experimental (1/0.996)}$$

$$m_R / R = 1.32; \text{ valor anteriormente calculado}$$

$$f_c^* / m_c = \text{se tomará igual a } 1 / (0.94 + 94 / f'_c)$$

$$u / m_u = 1.0$$

$$\frac{p}{m_p} = \frac{A_s}{b_t} \frac{m_b m_t}{A_s} = \frac{m_b}{b} \frac{m_t}{t} = \frac{38}{28} \frac{300}{298} = 1.08$$

$$\frac{f_y}{m_y} = 1 / 1.11 = 0.90$$

En la tabla B.3 se calculan los diversos valores de K para los anteriores parámetros y para diversas combinaciones representativas de las variables; los últimos tres renglones de dicha tabla corresponden al caso cuando $(1.6 - 0.3 u^2) = 0.5$, para el que

$$K = \frac{m_\psi}{m_R / R} \frac{0.5 / \sqrt{m_c} + m_q}{\sqrt{f_c^*} / m_c \{ 0.5 / \sqrt{m_c} \} + m_q (f_y / m_y) (p / m_p)}$$

Se observa de la tabla B.3 que el valor K varía entre 0.79 y 0.92, por lo que se recomienda tomar el valor 0.85.

TABLA B.1 CALCULO DEL COEFICIENTE DE VARIACION, C_R , DE LA RESISTENCIA

m_u	m_p	m_y	m_c	C_R
0.25	.002	3000	150	0.17
		4000	150	0.16
		3000	300	0.18
		4000	300	0.17
	.01	4000	150	0.12
		4000	300	0.12
		$C_R \pm 0.15$		
1.50	.002	4000	150	0.19
		4000	300	0.20
	.010	4000	300	0.14
		4000	150	0.13

TABLA B.2 CALCULO DEL COEFICIENTE DE VARIACION, C_R , DE LA RESISTENCIA

m_p	m_y	m_c	C_R
0.002	3000	150	0.10
		300	0.10
	4000	150	0.10
		300	0.11
0.010	4000	150	0.12
		300	0.12
		$C_R \pm 0.11$	

TABLA B.3 CALCULO DE LA CONSTANTE K

m_u	m_q	m_c	K
0.25	0.05	150	0.81
	0.05	300	0.82
	0.25	150	0.83
	0.25	300	0.80
1.50	0.05	150	0.87
	0.05	300	0.86
	0.25	150	0.81
	0.25	300	0.79
	0.05	150	0.93
	0.05	300	0.87
> 1.5	0.25	300	0.85

m_u valor medio de la relación M/Vt , adimensional

m_p valor medio del índice de refuerzo, adimensional

m_c valor medio de la resistencia del concreto, kg/cm^2

m_y valor medio del esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm^2