

0851

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

EFFECTOS DEL AGRIETAMIENTO EN LAS PROPIEDADES DINAMICAS
DE UN EDIFICIO DE SIETE NIVELES

TEMA DE EXAMEN SIN CREDITOS ACADEMICOS PARA OPTAR POR
EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA (ESTRUCTURAS)

FRANCISCO JAVIER ZURITA ERAÑA

MEXICO, D.F., MARZO DE 1985.

tesina



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.



DEPFI

T. UNAM

1 9 8 5

ZUR

ESTADÍSTICA DE LA UNAM

DE MEXICO

ESTADÍSTICA DE LA UNAM

DE MEXICO

AL TODO PODEROSO

A MIS PADRES

A MIS HERMANOS

A ANA LAURA

Tema para tesina propuesto al ING. FRANCISCO JAVIER ZURITA ERAÑA, para optar por el grado de Maestro en Ingeniería (Estructuras).

EFFECTOS DEL AGRIETAMIENTO EN LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE UN EDIFICIO DE 7 NIVELES.

Con objeto de comparar con los resultados presentados por Bertero et al sobre un modelo de edificio de 7 niveles con estructuración a base de marcos y un muro de rigidez, ensayado en la mesa vibradora de la Universidad de California, Berkeley a escala 1/5 y en Japón a escala natural, se propone que el Ing. Zurita analice, el mismo edificio empleando las hipótesis y método de análisis propuestos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas. Técnicas Complementarias, usando diferentes modelos matemáticos, considerando, para obtener el momento de inercia de las trabes.

- a) La sección de trabe sin contribución de losa, sin agrietar.
- b) La sección de trabe con contribución de losa, sin agrietar.
- c) La sección de trabe con contribución de losa y agrietadas.

Y para obtener los momentos de inercia de columnas y muro se supondrán también secciones sin agrietar o agrietadas, pero considerando que el muro se agrieta primero quedando los marcos sin agrietar y luego se considerará todo agrietado, comparando para cada caso la rigidez y propiedades dinámicas de la estructura.

El tiempo para desarrollar el tema es de 30 días.

Referencia: U.S. - Japan Cooperative Earthquake Research Program Earthquake simulation tests and associated studies of a 1/5 th scale model of a 7-story reinforced concrete test structure por V.V. Bertero, A.E. Aktan, F.A. Charney y R. Sause Report No. UCB/EERC-84/05, June 1984.



*Este tema fue
seleccionado por
el Ing. Zurita. Debe
ser entregado a más tardar el
día 25 de febrero de 1985.*



C O N T E N I D O

| | Página |
|--|--------|
| 1 INTRODUCCION. | 1 |
| 2 ANALISIS UTILIZANDO LAS HIPOTESIS DEL REGLA- MENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FE- DERAL Y SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS. | 3 |
| 2.1 CONSIDERACIONES GENERALES. | 4 |
| 2.2 RESULTADOS DE LOS DIFERENTES MODELOS MATEMATICOS. | 5 |
| 2.2.1 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA SIN AGRIETAR Y LAS SECCIONES DE LAS TRABES SIN CONTRIBUCION DE LA LOSA. | 5 |
| 2.2.2 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA SIN AGRIETAR Y LAS SECCIONES DE LAS TRABES CON CONTRIBUCION DE LA LOSA. | 7 |
| 2.2.3 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA CON- SIDERANDO EL AGRIETAMIENTO EN LAS TRA- BES CON CONTRIBUCION DE LA LOSA, COLUM- NAS Y MURO. | 9 |
| 2.2.4 COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE LOS - MODELOS ANTES DEL AGRIETAMIENTO. | 14 |
| 2.2.5 ANALISIS DE LOS RESULTADOS EN LA RIGI- DEZ Y PROPIEDADES DINAMICAS DE LA ES- TRUCTURA POR EFECTO DEL AGRIETAMIENTO. | 15 |

| | Página | |
|-------|---|----|
| 3 | COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN LOS MODELOS ESCALA 1/5 Y ESCALA NATURAL. | 17 |
| 3.1 | COMPARACION CON LOS RESULTADOS ANALITICOS. | 17 |
| 3.1.1 | PERIODOS DE LA ESTRUCTURA SEGUN UBC Y RCDF. | 18 |
| 3.1.2 | RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA SEGUN UBC Y RCDF. | 19 |
| 3.2 | COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN EL MODELO ESCALA NATURAL. | 20 |
| 3.3 | COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN EL MODELO ESCALA 1/5. | 28 |
| 4 | CONCLUSIONES. | 37 |
| 5 | BIBLIOGRAFIA. | 42 |
| | TABLAS. | 44 |
| | FIGURAS. | 50 |
| | APENDICE A. | 69 |
| | APENDICE B. | 71 |
| | APENDICE C. | 72 |

I INTRODUCCION

Se ha comprobado que las estructuras de concreto reforzado al ser sometidas a excitaciones sísmicas intensas provoca que estas tengan un comportamiento inelástico, lo cual ocasiona un deterioro en la rigidez de las mismas como causa del agrietamiento que sufren los elementos que la forman.

La aparición de grietas en tales estructuras es inevitable debido a la baja resistencia a tensión del concreto.

Cuando la estructura está sometida a cargas bajas, y sus elementos son de sección constante a lo largo de su longitud, la rigidez a flexión EI es constante a lo largo de los miembros, antes que el agrietamiento del concreto se presente. A cargas mayores los elementos se agrietan y la rigidez a flexión se reduce en las regiones agrietadas. La variación de la rigidez a flexión a lo largo de los miembros provoca que la distribución de momentos flexionantes, la rigidez y propiedades dinámicas de la estructura, cambien con respecto a las calculadas.

Estos cambios provocan que las estructuras que han sido dañadas después de un sismo, se alejen del comportamiento que inicialmente se había supuesto en el modelo matemático.

Por esta razón, el objetivo del presente trabajo es evaluar los efectos del agrietamiento en la rigidez y propiedades dinámicas de una estructura de siete niveles con estructuración a base de muro-marco, utilizando las hipótesis y método de análisis propuesto en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, empleando diferentes modelos matemáticos.

Los resultados se comparan con los obtenidos en el modelo ensayado en la mesa vibradora de la Universidad de California, Berkeley, a escala 1/5 y en Japón a escala natural (Referencias 4 y 5).

Se describen los principales fenómenos observados en los modelos experimentales, los cuales son importantes, ya que de no incluirlos en el modelo matemático, el comportamiento estructural es muy diferente al que se obtiene en el modelo analítico.

También se resaltan los principales trabajos, tanto analíticos como experimentales en la determinación de la rigidez y propiedades dinámicas que se realizaron en los modelos escala 1/5 y natural.

Finalmente se revisan los puntos fundamentales de este trabajo, los cuales se concluyen al término de éste.

2 ANALISIS UTILIZANDO LAS HIPOTESIS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y SUS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS.

Para fines de comparación con los resultados que se obtuvieron en la Universidad de California, Berkeley, sobre un modelo escala 1/5 ensayado en la mesa vibradora y en Japón a escala natural, se analizó la estructura mostrada en la Figura 1, empleando las hipótesis y método de análisis propuesto en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC). Se usaron diferentes modelos matemáticos para obtener el momento de inercia de las trabes, estos son:

- a) La sección de trabe sin contribución de la losa y sin agrietar.
- b) La sección de trabe con contribución de la losa y sin agrietar.
- c) La sección de trabe con contribución de la losa y con agrietamiento.

Para obtener los momentos de columnas y muro, se consideran también secciones sin agrietar o agrietadas, pero se supone que

el muro se agrieta primero, quedando los marcos sin agrietar, luego se considera todo agrietado y se comparan en cada caso la rigidez y propiedades dinámicas de la estructura.

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Debido a que el objetivo principal es comparar los resultados que se generan al emplear el RCDF y las NTC, se utilizaron las mismas propiedades mecánicas medidas en los materiales del modelo a escala natural, esto es, la resistencia a compresión del concreto; $f'c = 270 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de fluencia del acero; $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

El peso total de la estructura (1,133.00 ton.), la distribución del peso por nivel (Fig. 2a) y los armados de las secciones (Fig. 3), también son iguales a los determinados en el modelo a escala natural. Aunque el módulo de elasticidad del concreto (E_c) medido en el modelo a escala natural es igual a $15,000 \sqrt{f'c}$ (kg/cm^2), se utilizó el de $10,000 \sqrt{f'c}$, por ser el módulo elástico del concreto representativo del Distrito Federal. El módulo de elasticidad del acero (E_s) es igual a $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$; la resistencia a tensión por flexión o módulo de rotura (f_f) es igual a $2 \sqrt{f'c}$ (kg/cm^2), la relación de Poisson (ν) es igual a 0.2.

Para fines de análisis se utilizaron las disposiciones de la referencia 1, esto es, estructura catalogada como tipo B, un

factor de ductilidad de cuatro y desplantado en una zona de terreno compresible. Con estas disposiciones, se llevó al cabo un análisis estático y el conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada uno de los puntos donde se concentran las masas, se muestran en la Figura 2b.

Los diferentes modelos matemáticos fueron analizados utilizando el programa TABS-72, considerando que el sismo actúa en la dirección X (Fig. 1a).

Uno de los objetivos de este trabajo era observar la rigidez y propiedades dinámicas cuando el muro está agrietado y los marcos sin agrietar. Lo anterior no fué posible, ya que primero se alcanzan los momentos de agrietamiento en algunas trabes del marco B y después se sobrepasa el momento de agrietamiento del muro, como se podrá observar posteriormente (Tabla 6).

2.2 RESULTADOS DE LOS DIFERENTES MODELOS MATEMATICOS.

2.2.1 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA SIN AGRIETAR Y LAS SECCIONES DE LAS TRABES SIN CONTRIBUCION DE LA LOSA.

Debido a que en este estudio, se conocía el refuerzo en los diferentes elementos que componen la estructura, se utilizaron dos tipos de momentos de inercia diferentes, el de las secciones gruesas y el de las secciones transformadas no agrietadas.

La importancia de considerar estos modelos se debe a lo siguiente:

En los cálculos usuales, se desconoce la cantidad de refuerzo que tendrá la estructura y el diseño termina al verificar que los porcentajes de acero no sean excesivos, por lo que en la práctica, frecuentemente se ignora el agrietamiento en los cálculos de la rigidez, basados solamente en la sección gruesa del concreto. Sin embargo, dentro del estado límite de servicio, el momento de inercia que se debe de considerar es el que corresponde a la sección transformada no agrietada. Ante esta forma de realizar los cálculos, surgen las siguientes preguntas:

¿Es conveniente considerar los momentos de inercia de las secciones gruesas?

¿Son los resultados cercanos a los obtenidos experimentalmente?.

Para contestar estas preguntas, se utilizaron dos formas de modelar los momentos de inercia de las trabes, una en base a las secciones gruesas y la otra utilizando la sección transformada no agrietada, ambos modelos sin la contribución de la losa.

Se denomina modelo 1, al modelo matemático de la estructura sin agrietar, utilizando las secciones gruesas y las trabes sin contribución con la losa; como modelo 2, aquel que utiliza

los momentos de inercia de la sección transformada no agrietada y las trabes sin contribución con la losa.

En la Tabla 1, se muestran los momentos de inercia utilizando las secciones gruesas y las secciones transformadas no agrietadas de los elementos que componen la estructura.

De esta manera y utilizando el sistema de cargas de la Fig. 2b, se obtuvieron las tres primeras formas modales relativas, sus correspondientes períodos (Fig. 4) y los desplazamientos laterales (Fig. 5).

2.2.2 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA SIN AGRIETAR Y LAS TRABES CON CONTRIBUCION DE LA LOSA.

Para incluir la contribución de la losa a las trabes, se utilizan las disposiciones dadas en la sección 2.1.2c de la referencia 2. Los anchos equivalentes de la losa que contribuye a las trabes, están mostradas en la Tabla 2. Al igual que en 2.2.1, se consideran dos tipos de momentos de inercia: secciones gruesas y secciones transformadas no agrietadas. Ya que el ancho de la losa sólo contribuye en la zona de momento positivo (Sección T ó L) y no en aquellas de momento negativo, el momento de inercia de la trabe será variable a lo largo del claro, lo que modifica la rigidez angular. Para el cálculo de esta rigidez angular, se hizo uso de la ecuación de la

barra y el concepto de área elástica, cuyo procedimiento se describe en la referencia 3. Se obtiene de esta manera un momento de inercia equivalente para las trabes. En el apéndice A, se muestra un ejemplo, siguiendo estos conceptos.

En la Tabla 2, se pueden observar los momentos de inercia bajo los momentos positivos (Sección T ó L), negativos (Sección Rectangular) y su momento de inercia equivalente.

Se designan, como modelo 3, al modelo matemático de la estructura sin agrietar, utilizando las secciones gruesas y las trabes con contribución con la losa y como modelo 4, al modelo matemático de la estructura sin agrietar, empleando las secciones transformadas no agrietadas y las trabes con contribución con la losa.

Con los momentos de inercia equivalentes y el sistema de cargas de la Fig. 2b, se determinaron los desplazamientos laterales de la estructura (Fig. 5), las tres primeras formas modales relativas y sus correspondientes períodos (Fig. 4).

En estructuras en que las trabes son muy flexibles en comparación a las columnas o cuando las fuerzas laterales son resistidas por muros que trabajan a flexión (como en este caso), la rigidez de entrepiso no es independiente de la distribución de fuerzas a que esté sometida la estructura y no se puede suponer constante para el cálculo de los diferentes modos de vibrar.

Para observar esta variación, en la Tabla 3 se puede notar - -

las pseudorigideces del modelo 4, las cuales para el segundo y tercer modo se incrementan notablemente debido a que los efectos por flexión del conjunto se reducen en forma considerable al no tener todas las fuerzas actuando en el mismo sentido. En esta tabla se puede observar que la pseudorigidez del segundo modo fluctúa entre 230% a 100% con respecto a la pseudorigidez del primer modo. Sin embargo, se nota que existe un aumento del 55% en el entrepiso 1 y un decremento del 27% en el cuarto entrepiso. Para el tercer modo el aumento en la pseudorigidez fluctúa entre un 600% y 250% y sólo se observa un incremento del 84% en el primer entrepiso.

Sin embargo, el programa TABS-72 toma en cuenta internamente esta variación.

2.2.3 MODELO MATEMATICO DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO EL AGRIETAMIENTO EN LAS TRABES CON CONTRIBUCION DE LA LOSA, COLUMNAS Y MURO.

En esta sección se incluye el agrietamiento en los diferentes elementos que componen a la estructura. Se utiliza para tales fines el modelo matemático de la estructura, en el cual se tiene en cuenta la contribución de la losa a las trabes.

Para incluir el agrietamiento, se utilizó el siguiente procedimiento:

Debido a que el nivel de agrietamiento depende del nivel de cargas al cual la estructura es sometida, se aplicó una secuencia paso a paso, incrementando la carga de incremento en incremento. Se supone que los miembros no están agrietados para los incrementos iniciales de carga, (el agrietamiento debido a las cargas de gravedad es limitado) por lo que las deformaciones y propiedades dinámicas, se determinaron utilizando las rigideces a flexión de las secciones transformadas no agrietadas. En cada incremento de carga, se investigan los elementos mecánicos para asegurar si algunos de los elementos han alcanzado el momento de agrietamiento. Cuando se alcanza este momento, se vuelve a calcular la rigidez a flexión, ya que existen tramos en el miembro que se han agrietado. Para degradar la rigidez a flexión de los miembros, se efectúa un procedimiento similar al utilizado en la referencia 2, para la obtención del momento de inercia efectiva en el cálculo de deflexiones. Este procedimiento se puede resumir como sigue:

Cuando se ha excedido el momento de agrietamiento, se determina la porción o porciones de la trabe que han sobrepasado este momento (Fig. 6) y el momento de inercia de estas porciones será el basado en la sección transformada agrietada, por lo tanto, el momento de inercia será variable a lo largo de su claro.

Nuevamente, haciendo uso de la ecuación de barra y el concepto de área elástica, se determina el nuevo momento de inercia efectivo, de la misma manera como en el ejemplo descrito en el apéndice A.

Al degradar las rigideces de algunos miembros de la estructura, se deberán calcular de nuevo las acciones en el marco bajo el mismo sistema de cargas. Este procedimiento se repite hasta que todas las rigideces a flexión estén correctas, en este momento se vuelven a calcular los desplazamientos laterales de la estructura y sus propiedades dinámicas.

A cargas mayores, algunas secciones pueden alcanzar sus momentos resistentes, formándose articulaciones plásticas y eventualmente con incrementos adicionales, las articulaciones plásticas se extienden a través de todo el marco y se alcanza la carga última cuando se forma un mecanismo y no se puede transmitir carga adicional.

Así, para cada incremento de carga, pueden obtenerse los desplazamientos y formas dinámicas.

El momento resistente y de agrietamiento de las trabes dependen de la geometría y de las propiedades de los materiales; sin embargo, para las columnas y muro, el momento resistente y de agrietamiento no sólo dependen de las condiciones anteriores, sino también del nivel de fuerza axial. Por lo tanto, en cada incremento de carga se debe de investigar el momento de agrietamiento y resistente, este último utilizando un diagrama de interacción tomado de la referencia 2.

Los momentos resistentes de las trabes se determinaron según las disposiciones de la referencia 2, tanto para momento - -

positivo (Sección T ó L) ó momento negativo (Sección Rectangular).

Los momentos de agrietamiento para la sección de momentos positivos y negativos, se obtuvieron con la siguiente expresión:

$$M_{agr} = \frac{f_f I}{Y_{max}} ; \text{ donde } f_f = \text{Resistencia a tensión por flexión del concreto.}$$

I = Momento de inercia de la sección transformada no agrietada alrededor del eje neutro.

Y_{max} = Distancia desde el eje neutro a la fibra más alejada a tensión.

Para determinar los momentos de agrietamiento de las columnas y muro, en cada incremento de carga se utiliza la siguiente expresión:

$$M_{agr} = \left(\frac{P}{A} + f_f \right) \frac{I}{Y_{max}}$$

Aquí, P, es la carga en la columna o muro debida al sismo más la carga muerta debida a gravedad, estas últimas están mostradas en la Fig. 7. De esta manera bajo cada incremento de carga, se pueden conocer los momentos actuantes y los de agrietamiento. Si el momento actuante excede el de agrietamiento, se degrada la rigidez como se hizo para las trabes.

Para la degradación de la rigidez del muro de cortante, la secuencia aplicada fué la misma. Para cada incremento de carga se deberá de conocer la distribución de momentos flexionantes a lo largo de su altura. El programa TABS-72, proporciona los momentos flexionantes en cada nivel y en el centro del panel del muro como se muestra en la Fig. 8. Cuando el momento actuante excede el momento de agrietamiento, se determina la porción del muro que ha sobrepasado este momento y se obtiene la nueva inercia efectiva con la ayuda de la ecuación de la barra y área elástica. Debido a que es la base del muro la sección más esforzada a flexión, el agrietamiento comienza en la parte inferior del primer entrepiso, y a cada incremento de carga el agrietamiento también aumenta. Eventualmente, a cargas más altas, los entrepisos superiores del muro pueden alcanzar sus momentos de agrietamiento, y los paneles de estos entrepisos se degradan de la misma forma como se hizo para el primero.

De esta forma se puede obtener la rigidez y las propiedades dinámicas no sólo de la estructura totalmente agrietada, sino también para niveles intermedios de agrietamiento.

En la Tabla 4, se muestran los momentos resistentes y de agrietamiento para las trabes, en la dirección del sismo.

En la Tabla 5, se pueden observar los momentos de inercia de las secciones transformadas y agrietadas.

En la Tabla 6, se describen algunos de los resultados siguiendo el procedimiento antes mencionado. En esta tabla se puede observar que son algunas de las trabes del marco B, las primeras en agrietarse, por lo que no es posible agrietar antes el muro y después los marcos como era uno de los objetivos iniciales de este trabajo.

En la Figura 9, se ilustran las tres primeras formas modales relativas y sus correspondientes períodos cuando la estructura es sometida a incrementos de carga degradando su rigidez; en la Figura 10 se muestran los niveles de desplazamientos que sufre la estructura por efectos del agrietamiento.

2.2.4 COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE LOS MODELOS ANTES DEL AGRIETAMIENTO.

Se puede observar de la Fig. 4, que el período fundamental del modelo 4 disminuye en un 5% con respecto al período fundamental del modelo 3, en un 6% en relación al modelo 2 y en un 13% en comparación al modelo 1.

De la Figura 5 se pueden comparar las pseudorigideces del primer modo, las cuales tienden a decrecer con respecto al modelo 4 en un 9%, 12% y 22% en relación a los modelos 3, 2 y 1.

Por lo tanto en este estudio, el considerar en el prediseño las secciones gruesas en lugar de las secciones transformadas no agrietadas, no causa efectos importantes en la rigidez y

período fundamental de la estructura. Sin embargo, la contribución de la losa es un factor que debe incluirse en el modelo matemático.

2.2.5 ANALISIS DE LOS RESULTADOS EN LA RIGIDEZ Y PROPIEDADES DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA POR EL EFECTO DEL AGRIETAMIENTO.

En la Tabla 6 se describe el daño de la estructura y la forma como se comporta bajo incrementos de carga.

En esta tabla se aprecia que con respecto a su estado original el período fundamental aumenta en un 90% antes de la aparición de la formación de la articulación plástica en el muro. Después de que el acero por flexión alcanza la fluencia, el período fundamental se incrementa en un 200%. Poco antes de la formación del mecanismo de colapso, el período fundamental aumenta en un 535%.

La rigidez inicial global de la estructura se reduce en un 27% cuando la mayoría de las trabes y el muro del primer entrepiso se han agrietado, en un 73% antes de que se alcance la fluencia en la base del muro, en un 89% después de que esto ocurra y en un 98% antes de que se forme el mecanismo de colapso. Los resultados anteriores están basados en los cambios del período fundamental.

Ante este comportamiento se concluye que el muro de cortante es el elemento que más contribuye a la respuesta, rigidez y período fundamental.

3 COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN LOS MODELOS ESCALA 1/5 Y ESCALA NATURAL.

En las referencias 4 y 5 se contemplan los resultados que se obtuvieron en los modelos escala 1/5 ensayado en una mesa vibradora de la Universidad de California, Berkeley y a escala natural en Japón. En esta sección se analizan los resultados de esas pruebas con los obtenidos en el capítulo 2 al utilizar las recomendaciones del RCDF.

3.1 COMPARACION CON LOS RESULTADOS ANALITICOS

Para predecir la respuesta de los modelos escala 1/5 y natural se realizaron estudios analíticos, utilizando las disposiciones del UBC (Uniform Building Code). Los resultados de la respuesta y características dinámicas de la estructura, se presentan a continuación.

3.1.1 PERIODOS DE LA ESTRUCTURA SEGUN UBC Y RCDF.

En la Figura 11 se muestran las tres primeras formas modales y períodos con base en los modelos matemáticos de las secciones transformadas no agrietadas y las secciones transformadas agrietadas obtenidos de acuerdo al UBC.

El período fundamental de la estructura utilizando las secciones transformadas no agrietadas es de 0.474 según UBC contra 0.580 utilizando el RCDF. Este aumento obedece principalmente a los valores del módulo de elasticidad del concreto.

El módulo de elasticidad del concreto que se utiliza en el UBC es igual a $15,000 \sqrt{f'c}$ e igual a $10,000 \sqrt{f'c}$ según el RCDF.

Para poder hacer una comparación entre ambos reglamentos en la cual se relacionan ambos períodos con módulos elásticos iguales, se obtiene el siguiente factor de conversión:

$$\frac{T_{RCDF}}{T_{UBC}} = \sqrt{\frac{E_{UBC}}{E_{RCDF}}} = \sqrt{\frac{15,000 \sqrt{f'c}}{10,000 \sqrt{f'c}}} = \sqrt{1.5} = 1.2247$$

Por lo tanto $0.474 \times 1.2247 = 0.580$ seg. Se puede observar que este período es igual al obtenido según RCDF.

3.1.2 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA SEGUN UBC Y RCDF.

Utilizando las disposiciones del UBC, se analizó la estructura mostrada en la Fig. 1 bajo incrementos de carga laterales. Se utilizaron dos distribuciones de carga, una uniforme y otra triangular. La respuesta de la estructura bajo estos sistemas de carga junto con la respuesta de la estructura según RCDF y descrita en la Tabla 6 se ilustran en la Fig. 12.

De los resultados de esta figura se puede observar que:

- 1.- Según el modelo matemático empleando las disposiciones del RCDF el muro alcanza la fluencia a flexión bajo una carga lateral de 390 Kips (178 ton.) contra 410 Kips (186 ton), lo cual marca una discrepancia del 5%. Esta disparidad es debida a las diferencias en el módulo elástico del concreto e hipótesis para la determinación de los momentos resistentes entre ambos reglamentos.
- 2.- La resistencia de la estructura determinada con el UBC bajo un sistema de cargas triangulares es 19% mayor que la obtenida con el RCDF.- 664 Kips (301.5 ton.) contra 560 Kips (253 ton.) . Aparte de las razones expuestas en el inciso 1, la diferencia en las cargas de colapso son debidas a que en la respuesta de la estructura con el RCDF no se tuvo en cuenta el efecto de endurecimiento por deformación del acero, mientras que este efecto sí se tuvo en --

cuenta en la respuesta utilizando las disposiciones del UBC.

- 3.- Las diferencias anteriores son todavía mayores al utilizar una distribución de fuerzas uniformes. Estas diferencias son de 46% en las cargas de colapso y 21% en las cargas a las cuales el muro se articula en su base.

Se debe esperar que para los estados iniciales de carga la respuesta de la estructura disminuya si se tiene en cuenta el agrietamiento debido a cargas por gravedad. Sin embargo, este efecto no es de importancia cuando la estructura está sometida a grandes cargas laterales, donde los momentos por gravedad son despreciables comparados con los momentos por sismo.

3.2 COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON LOS OBTENIDOS EN EL MODELO ESCALA NATURAL.

El modelo escala natural fué sometido a una serie de pruebas, las cuales consistieron en pruebas de vibración libre, vibración forzada, estáticas y pseudodinámicas. La forma como se realizaron las pruebas se describen en el apéndice B.

En la Tabla 7 se muestran los períodos fundamentales obtenidos en las pruebas de vibración libre, vibración forzada y estáticas, las cuales fueron las primeras en realizarse. Se observa que en estas pruebas el período fundamental fué prácticamente el mismo e igual a 0.43 seg.

Después de esta serie de pruebas, el modelo se sujetó a una serie de cuatro pruebas designadas pseudodinámicas. Estas pruebas fueron llevadas al cabo bajo un sistema de fuerzas laterales, distribuídas triangularmente y cuya magnitud varía con el tiempo. Se designaron a estas pruebas como PSD-1, PSD-2, PSD-3 y PSD-4.

En la Tabla 8 se presentan estas series de pruebas. En ella se muestra la señal suministrada de entrada, el amortiguamiento y frecuencias fundamentales antes y después de cada prueba, el cortante basal, el máximo momento de volteo y el máximo desplazamiento en el séptimo nivel del edificio.

La frecuencia fundamental de la estructura cambia de 2.33 Hz al comienzo de las pruebas a 0.68 Hz al término de éstas, indicando una pérdida de 92% en la rigidez de la estructura.

En la prueba PSD-1, no se observa agrietamiento en la estructura, por lo cual el período fundamental no cambia al final de la misma.

En la prueba PSD-2 se observó agrietamiento en los dos primeros entresijos del muro y en los extremos de las trabes (Fig. 13). Al inicio de la prueba el período fundamental es igual a 0.43 seg. y al final de esta es igual a 0.55 seg. como consecuencia del agrietamiento.

Al término de la prueba PSD-3, el modelo exhibe un extenso agrietamiento a lo largo de los tres primeros entresijos del

muro y en los extremos de las trabes, además el refuerzo principal del muro ha alcanzado su fluencia (Fig. 14). El período fundamental al final de esta prueba es de 1.16 seg.

Al final de la prueba PSD-4 el modelo se ha agrietado completamente; los tres primeros niveles del muro y los extremos de las trabes presentan un daño severo. El período fundamental cuando concluye esta prueba es de 1.47 seg.

Con base en los períodos fundamentales, la pérdida de rigidez global de la estructura varía con respecto a su estado inicial de la siguiente forma: 39%, 86% y 92% al final de las pruebas PSD-2, PSD-3 y PSD-4, respectivamente.

En la etapa inicial antes de que ocurra el agrietamiento, el período fundamental de la estructura del modelo escala natural es igual a 0.43 seg. Con referencia a los períodos fundamentales obtenidos al aplicar las disposiciones del RCDF, existe una variación de 28%, 36%, 35% y 45% con los modelos 4, 3, 2 y 1, respectivamente. Estos aumentos son causados principalmente por las diferencias en el módulo de elasticidad del concreto.

Como se mencionó en 2.1, el módulo de elasticidad del concreto medido en el modelo escala natural fué aproximadamente - - - $15,000 \sqrt{f'c}$. Si se utiliza el factor de conversión dado en la sección 3.1.1, la diferencia entre los períodos fundamentales del modelo y los obtenidos según RCDF son de 4%, 11%, 10% y 18% con respecto a los modelos 4, 3, 2 y 1.

Se observa que el modelo que más se apega a la realidad es el modelo 4. La pequeña variación del 4% indica que las especificaciones del RCDF sobre el ancho que contribuye a la rigidez de las trabes son apropiadas.

Con base en las descripciones de daño al término de las pruebas pseudodinámicas y las dadas en la Tabla 6, los períodos fundamentales de 0.92, 1.66 y 3.49 seg. determinados con RCDF corresponden a los períodos fundamentales al final de las pruebas PSD-2, PSD-3 y PSD-4, respectivamente.

Con fundamento en estos períodos, el aumento en los períodos fundamentales al término de las pruebas PSD-2, PSD-3 y PSD-4 y los determinados con RCDF son de 65%, 45% y 137%, respectivamente.

Con base al cambio en los períodos fundamentales, la rigidez global del modelo se redujo al final de la prueba PSD-2 en un 39% contra 64% utilizando las disposiciones del RCDF. En un 86% contra 89% al término de la prueba PSD-3 y 92% contra 98% al concluir la prueba PSD-4.

La resistencia a fuerzas laterales del modelo al término de la prueba PSD-2 fué de 486 Kips (220 ton.) contra 326 Kips (148 ton.); esto es, existe un aumento del 49% entre el modelo escala natural y el valor determinado con las disposiciones del RCDF. Al finalizar la prueba PSD-3, la resistencia a cargas laterales del modelo, se incrementó hasta 870 Kips (395 ton.)

contra 392 Kips (178 ton.). El aumento es de 120%. Al concluir las pruebas, la resistencia del modelo fué de 930 Kips (422 ton.) contra 560 Kips (253 ton.), existiendo un incremento del 70% entre ambas cargas.

También se observaron cambios en lo que atañe a los desplazamientos. Comparando los desplazamientos en la parte superior de la estructura y corregidos por módulo de elasticidad, esto es, utilizando el módulo de elasticidad del concreto de $15,000 \sqrt{f'c}$, tanto para el modelo escala natural y el modelo analítico con las disposiciones del RCDF las diferencias son las siguientes:

Al final de la prueba PSD-2 los desplazamientos de ambos modelos fué el mismo e igual a 3.26 cm. Al término de la prueba PSD-3, el desplazamiento del modelo fué de 23.93 cm contra 4.26 cm según RCDF, esto es, existe una diferencia de 460%. Al concluir la prueba PSD-4, el desplazamiento del modelo fué de 33.93 cm contra 15 cm que se obtuvo sobre el modelo analítico con las disposiciones del RCDF. Se observa que existe un aumento del 126%.

Estas diferencias entre períodos, rigideces, resistencia a fuerzas laterales y desplazamientos, no sólo se deben a la diferencia en el módulo elástico del concreto. Existen otras dos razones que se describen a continuación:

- 1.- En los resultados obtenidos con las disposiciones del RCDF, no se consideró el endurecimiento por deformación en el refuerzo por flexión de los elementos.
- 2.- El programa TABS-72, no toma en cuenta un efecto tridimensional. Este efecto es el siguiente: El muro tiende a crecer axialmente a causa del agrietamiento y a la deformación permanente del refuerzo por flexión; sin embargo, los marcos en las direcciones longitudinal y transversal al muro tienden a restringir este movimiento. Debido al crecimiento del muro, existe un desplazamiento relativo entre el muro y los marcos, lo cual provoca un incremento en compresión axial en el muro como causa directa del aumento en los momentos flexionantes de las trabes alrededor del muro. Este incremento de compresión axial en el muro incrementa también la capacidad a flexión y cortante.

La rigidez dada al muro por la interacción tridimensional de los marcos no se afecta cuando las trabes alcanzan su fluencia, porque cuando se incrementa la fluencia de las trabes, la contribución del acero de la losa de ambos lados de la trabe también se incrementa.

Cuando se ha formado la articulación plástica en la base del muro, esto es, después de que el refuerzo principal alcanza la fluencia, el muro tiende a rotar en su base casi como cuerpo rígido y el centro de rotación cambia continuamente de posición.

A causa de este fenómeno, se incrementa el desplazamiento relativo y el efecto tridimensional es más importante, ya que la fuerza a compresión axial en el muro se incrementa.

Este fenómeno, causa además otros efectos muy importantes, que deben de ser incluidos en el modelo matemático para una mejor predicción de la respuesta estructural. Posteriormente, al describir las pruebas sobre el modelo escala 1/5, se explicarán con detalle las características y efectos que causan este fenómeno.

En la Figura 15 se ilustra el efecto tridimensional de los marcos sobre el muro debido al crecimiento axial y rotación en su base.

Después de conocer este fenómeno, se pueden comparar la forma en que evoluciona el daño en las estructuras al final de cada una de las pruebas pseudodinámicas con los resultados obtenidos al aplicar las hipótesis y método de análisis según RCDF.

Al término de la prueba PSD-2, la rigidez del modelo escala natural se ha degradado en un 39% contra 64% según RCDF. Lo anterior es debido a dos razones: primero, la diferencia entre los módulos elásticos del concreto y segundo, el muro crece axialmente a causa del agrietamiento, por lo que la acción tridimensional de los marcos sobre el muro restringe este movimiento, aumentando la capacidad a flexión y cortante de la estructura, lo cual provoca una diferencia entre los períodos fundamentales

(0.55 seg. contra 0.90 seg.) y resistencia a fuerzas laterales (220 ton. contra 148 ton.). Sin embargo, los desplazamientos laterales de la estructura en el séptimo nivel fueron iguales en ambos modelos (3.26 cm). Esto es debido a que en el modelo experimental existió una menor degradación en la rigidez, pero hubo un incremento en las fuerzas laterales, comparado con el modelo analítico.

Al final de la prueba PSD-3, la rigidez del modelo a escala natural se redujo en un 86% contra 89% utilizando las disposiciones del RCDF. Aunque la degradación de rigideces es prácticamente la misma, lo cual marca que la discrepancia entre los períodos fundamentales disminuya (1.16 seg. contra 1.66 seg.), la diferencia a resistencia a fuerzas laterales se incrementa notablemente a causa de que en esta prueba el muro tiende a rotar en su base y la acción tridimensional sobre el muro es todavía más importante. Si al efecto anterior se agrega la deformación por endurecimiento del refuerzo por flexión de las trabes y del muro, la carga lateral se incrementa hasta 395 ton. contra 178 ton. que resulta en el modelo analítico. La diferencia de 460% en los desplazamientos laterales del modelo a escala natural y el analítico (23.93 cm contra 4.26 cm) se debe como se mencionó anteriormente, a que existe una gran diferencia entre la resistencia a cargas laterales y la degradación de rigideces que sufre la estructura es prácticamente la misma.

Cuando concluye la prueba PSD-4, las degradaciones de rigideces son de 92% en el modelo escala natural y 98% en el modelo analítico. Sin embargo, la diferencia entre los dos períodos (1.47 seg. contra 3.49 seg.) fué de 137%. Esta diferencia es debida a que el período fundamental determinado analíticamente corresponde al obtenido un poco antes de la formación del mecanismo de colapso y el período fundamental del modelo a escala natural corresponde a una estructura totalmente dañada, pero no a un mecanismo de colapso. Por otra parte, el efecto tridimensional se sigue manifestando y la resistencia a fuerzas laterales llegó hasta 422 ton. contra 253 ton.

Se debe de resaltar que la estructura del modelo a escala natural podría resistir incrementos de carga adicional, sin embargo, otro de los objetivos era reparar la estructura para introducir elementos no estructurales y observar su comportamiento, por lo que la estructura no alcanza un mecanismo de colapso. La diferencia de los desplazamientos entre ambos modelos fué de 126% y se podría esperar un incremento mayor si como ya se dijo, el modelo a escala natural alcanzara un mecanismo de colapso. Esta última diferencia se debe a que existe una mayor resistencia a cargas laterales en el modelo a escala natural y por otro lado, la degradación de rigideces es prácticamente la misma.

3.3 COMPARACION CON LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL MODELO ESCALA 1/5.

El modelo escala 1/5 se sujetó a una serie de pruebas estáticas

y dinámicas, para determinar su rigidez inicial y período fundamental.

Estas pruebas se realizaron con el modelo no lastrado, después se lastró para darle los requerimientos de similitud de la carga por gravedad con respecto al modelo escala natural. Los resultados de estas pruebas se muestran en la Tabla 9. La descripción de estas pruebas se muestran en el apéndice C.

En esta tabla se observa que el período fundamental cambia dependiendo de la técnica usada para su evaluación. Cuando el modelo se ha lastrado, el período fundamental en la prueba de vibración libre es de 0.47 seg., con una variación del 5% con respecto a las otras pruebas.

Existe un incremento en este período con el medido en el modelo a escala natural (0.47 seg. contra 0.43 seg.) del 9%.

Con respecto a los períodos fundamentales obtenidos al aplicar las disposiciones del RCDF existe una variación de 32%, 23%, 25% y 17% con los correspondientes modelos 1, 2, 3 y 4.

El hecho de que en el microconcreto del modelo se mantiene la similitud del módulo elástico del concreto con respecto al modelo escala natural, esto es, $15,000 \sqrt{f'c}$, se puede utilizar el factor de conversión obtenido en la sección 3.1.1, para relacionar los períodos fundamentales con módulos elásticos iguales. De esta manera la variación de los períodos fundamentales son de 10.58%, 2.95%, 4.70% y 2.14% con los modelos 1, 2, 3 y 4, respectivamente.

Nuevamente se observa que es el modelo en base a las secciones transformadas y las trabes con contribución de la losa el que más se acerca a los resultados obtenidos experimentalmente. También estos resultados corroboran que las disposiciones que marca el RCDF sobre el ancho de la losa que contribuye a la rigidez de las trabes son apropiadas.

Después de estas pruebas, el modelo se sujetó a una serie de simulaciones de movimientos en la mesa vibradora. El modelo se sometió a un total de 62 pruebas, excitando la mesa vibradora con historias tiempo-desplazamiento correspondientes a dos registros de aceleraciones designados como Miyagi-Oki (MO) y Taft (T).

Posteriormente, al analizar los resultados obtenidos en todas las pruebas, se seleccionaron siete de ellas que representan los estados límites de servicio, daño sucesivo y colapso. Estas pruebas fueron designadas MO 5.0, MO 9.7, representando el estado límite de servicio, MO 14.7, MO 24.7, MO 28.3, las cuales representan el daño sucesivo, T 40.3 representando el estado límite de colapso y T 46.3 seleccionada a representar el estado límite de colapso después de que la estructura fué reparada.

Los períodos fundamentales al final de cada una de estas pruebas se muestran en la Tabla 10.

Se observó que el muro tiende alcanzar la fluencia total al término de la prueba MO 24.7.

Cuando se forma la articulación plástica en la base del muro, la rigidez del modelo con respecto a su estado original se degrada 68% contra 89% obtenido en el modelo analítico como se describió anteriormente.

Debido a las diferencias en rigidez entre el modelo experimental y el analítico según RCDF los períodos al alcanzar la fluencia en el muro y el colapso también cambian, esto es, en el primer caso, el período fundamental varía de 0.828 a 1.66 seg. (100% de diferencia) y en el segundo caso varía de 1.242 seg. a 3.49 seg. (180% de diferencia).

Estas diferencias son todavía mayores que las comparadas con el modelo a escala natural. Las razones de estas discrepancias, aparte de las expuestas en la sección 3.2 para el modelo escala natural, son debidas a que la resistencia a tensión del microconcreto del modelo escala 1/5 fué aproximadamente el doble que el del modelo a escala natural, por lo que el agrietamiento y la fluencia de los elementos casi se presentan simultáneamente, lo que disminuye el patrón de grietas y la rigidez de la estructura se incrementa.

En la Figura 16 se presenta la comparación de la respuesta de la estructura de los modelos escala 1/5, escala natural, y la determinada con las disposiciones del RCDF, en el cual no se incluye el efecto tridimensional.

Además en esta gráfica también se incluyen las respuestas de

la estructura, determinadas mediante un análisis utilizando - las disposiciones del UBC bajo dos distribuciones de cargas - diferentes: una uniforme y otra triangular, en las cuales se tiene en cuenta el efecto tridimensional de los marcos sobre el muro y el endurecimiento por deformación en el refuerzo de los elementos.

Comparando las Fig. 11 y 15, se puede observar la forma como se incrementa la resistencia a carga laterales de la estructura al tener en cuenta el efecto tridimensional, esto es, en la Fig. 11 no se tuvo en cuenta este efecto.

Se debe aclarar que los estudios analíticos y experimentales de los modelos escala 1/5 y escala natural se realizaron considerando el sismo en la dirección X, por lo que los resultados que se obtuvieron podrían ser diferentes a los que se podrían obtener en una estructura sometida a un sismo real, en la cual la acción sísmica se presenta en las direcciones - transversales, longitudinal y vertical simultáneamente.

Existe un fenómeno adicional observado en los modelos escala 1/5 y escala natural, el cual se presenta en las columnas interiores de los marcos perimetrales y en el muro principal. - Este fenómeno se puede resumir como sigue:

Cuando se forma la articulación plástica en la base del muro, este tiende a rotar casi como cuerpo rígido y el centro de - rotación cambia continuamente de posición, esto es, cuando -

el muro rota hacia el lado derecho, el centro de rotación se mueve también hacia ese lado y lo mismo sucede cuando el muro rota hacia el lado izquierdo. Debido al cambio en la posición del centro de rotación, las trabes que concurren en el lado de tensión del muro están sujetas a un mayor desplazamiento relativo comparado con el que sufren las trabes que concurren al muro en el lado de compresión, lo cual trae como consecuencia que se desarrollen fuerzas cortantes mayores en las trabes que están del lado de tensión del muro, que las que están del lado de compresión de éste. Estas fuerzas cortantes se transfieren como una fuerza de compresión axial en el muro y fuerzas de tensión axial en las columnas. Este fenómeno causa que la historia tiempo-fuerza axial sea antisimétrica en las columnas interiores de los marcos perimetrales y en el muro de cortante.

En las Figuras 17a hasta 17h, se pueden apreciar los cambios en las fuerzas de tensión y compresión que se presenta en la columna A-2 y en el muro de cortante, las cuales fueron medidas en las pruebas que se realizaron sobre el modelo escala 1/5. Se observa que las fuerzas de tensión que se presentan en dicha columna son mayores que las de compresión y sucede lo contrario para el muro de cortante, en donde las fuerzas de compresión son mayores que las de tensión.

Estos cambios en la fuerza axial son importantes, ya que cuando la fuerza axial en compresión se incrementa entre

cero y el valor correspondiente al punto de falla balanceada del diagrama M-P, la capacidad a flexión y cortante, también se incrementa y sucede lo contrario cuando la fuerza de tensión axial aumenta.

Los efectos observados en la fuerza axial de las columnas y muro, necesitan ser incluidos en los modelos matemáticos, particularmente en el rango inelástico (Ver Fig. 17a hasta 17h), ya que de no hacerlo, la predicción analítica de la respuesta estructural será diferente a la observada en los modelos experimentales.

Después de conocer el comportamiento, los cambios en rigidez y propiedades dinámicas de los modelos escala 1/5 y escala natural podrían surgir las siguientes preguntas:

¿Cómo es la variación en las fuerzas de inercia cuando el período aumenta debido al agrietamiento?

¿La falla que sufre la estructura es progresiva?

Estas preguntas se pueden contestar en base a un análisis dinámico modal espectral. Con fundamento en el espectro de diseño del artículo 236 de la referencia 1, se debe esperar un aumento en las fuerzas de inercia cuando el período T es menor que el primer período dominante del terreno (T_1) y debido al agrietamiento el período se incrementa. Cuando T se encuentra comprendido entre los dos períodos dominantes del terreno, las fuerzas de inercia permanecen prácticamente constantes.

Si el período T es menor que el segundo período dominante del terreno (T_2) y al agrietarse la estructura T excede a T_2 , las fuerzas de inercia de la estructura tienden a disminuir.

El primer caso es el más crítico, ya que al incrementarse las fuerzas de inercia en la estructura ya agrietada, el deterioro progresivo en la rigidez de la estructura a causa del agrietamiento se presenta más rápido comparado al último caso, en el cual al aumentar el período, las fuerzas de inercia disminuyen y el agrietamiento progresivo también tiende a disminuir.

Para el caso estudiado y en base al cambio en el período fundamental de la estructura (0.55 seg. a 3.47 seg.) se podría esperar lo siguiente:

- a).- Para el caso en que la estructura esté desplantada en la zona catalogada como Tipo 1 (Terreno firme) en la cual los períodos dominantes del suelo son $T_1 = 0.3$ y $T_2 = 0.8$; se debe esperar que al exceder el período T_2 , las fuerzas de inercia y el agrietamiento progresivo en la estructura tiendan a disminuir.

- b).- Para el caso en que la estructura esté desplantada en la zona catalogada como Tipo III (Terreno compresible) en la cual los períodos dominantes del suelo $T_1 = 0.8$ y $T_2 = 3.3$; se debe esperar que al agrietarse la estructura las fuerzas de inercia tiendan a incrementarse, puesto que el período es menor que T_1 . Cuando el período está -

comprendido entre los dos períodos dominantes del suelo, las fuerzas de inercia en la estructura son prácticamente iguales y cuando T excede a T_2 las fuerzas de inercia tienden a disminuir.

- c).- Si la estructura está desplantada en una zona catalogada como Tipo II (Zona de transición), la variación de las fuerzas de inercia se presentan de la misma forma como se explicó en el inciso b).

4 CONCLUSIONES.

Al término de las investigaciones realizadas en el desarrollo del presente trabajo, referente a los efectos del agrietamiento en el cambio de rigideces, propiedades dinámicas y respuesta de la estructura, de los diferentes modelos matemáticos en base a las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, y las comparaciones de los resultados tanto analíticos como experimentales de los modelos escala 1/5 y escala natural, se revisan los puntos más importantes sobre el contenido del mismo.

Las observaciones y conclusiones que se describen a continuación, son aplicables solamente a estructuras en base a una estructuración similar a la descrita en este trabajo (Fig.1) y sujeta a las mismas características tanto analíticas como experimentales.

Reiterando:

- a).- Los estudios se realizaron exclusivamente bajo una excitación horizontal actuando en la dirección X (Fig.1a).
- b).- El estudio analítico siguiendo las disposiciones del RCDF se llevó al cabo bajo incrementos sucesivos de carga lateral.
- c).- Los modelos escala 1/5 y natural fueron sometidos a unas series de pruebas cuyas intensidades variaban con el tiempo.

Bajo estas condiciones, se pueden hacer deducciones antes y después de que se alcance el estado límite de servicio.

- 1 Dentro del estado límite de servicio se concluye lo siguiente:
 - 1.1 El modelo que más se acerca a los resultados obtenidos en los modelos escala 1/5 y escala natural es el modelo con base a las secciones transformadas no agrietadas y las trabes con contribución de la losa, cuyos desplazamientos laterales, rigidez y período fundamental, fueron prácticamente iguales.
 - 1.2 La rigidez y períodos determinados siguiendo los requerimientos del UBC y RCDF fueron iguales.
- 2 Al exceder el estado límite de servicio se concluye lo siguiente:

2.1 Existen grandes cambios en la rigidez, propiedades dinámicas de la estructura debido al agrietamiento.

Se observó que la rigidez inicial global de la estructura se redujo en un 27% cuando la mayoría de las trabes y el muro del primer entrepiso se han agrietado, en un 73% antes de que se alcance la fluencia del acero por flexión en la base del muro, en un 89% después de que esto ocurra y en un 98% antes de que se forme el mecanismo de colapso.

El período fundamental varía desde 0.55 seg. hasta 3.49 seg., lo cual marca un aumento del 535%.

La resistencia máxima de la estructura a fuerzas laterales fué de 253 ton.

Sin embargo, estos resultados fueron muy diferentes a los observados en los modelos escala 1/5 y natural, debido principalmente al efecto benéfico sobre la contribución de capacidad a flexión y cortante que los marcos le proporcionan al muro y la deformación por endurecimiento del refuerzo de los elementos.

2.2 Los efectos tridimensionales, creados por el crecimiento axial debido al agrietamiento, la rotación del muro y los cambios en la posición del eje de rotación en el mismo, así como la variación en la fuerza axial de las columnas y muro, deben ser reconocidos en el análisis de estructuras muro-marco. Estos fenómenos inducen fuerzas

internas y demandas de deformación en los miembros de la estructura que no pueden ser visualizados considerando un comportamiento en el plano.

- 3 Es posible utilizar en el diseño el modelo con base en las secciones gruesas y trabes con contribución con la losa, ya que las diferencias en el período fundamental y rigidez con respecto al modelo con base en las secciones transformadas no agrietadas y las trabes con contribución de la losa fueron de 6% y 11%, respectivamente.
- 4 Las pequeñas variaciones en el período fundamental de los modelos en base a las secciones gruesas y transformadas no agrietadas, ambos con las trabes con contribución con la losa con respecto al determinado en los modelos escala 1/5 y natural, indican que las disposiciones sobre la contribución de la losa a las trabes que marca el Reglamento en sus Normas Técnicas Complementarias, son apropiadas.
- 5 El hecho de no considerar el efecto tridimensional, disminuye la capacidad de resistencia a fuerzas laterales de la estructura más de un 60%.
- 6 De no considerar el efecto tridimensional causa que las fuerzas laterales no alcancen a incrementarse cuatro veces su valor de diseño como era de esperarse al utilizar

un factor de ductilidad de cuatro. Sin embargo, esto no sucede para los desplazamientos, los cuales llegan a incrementarse hasta 18 veces el valor correspondiente al del estado elástico. (Ver Tabla 6).

5 B I B L I O G R A F I A.

1 Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras.

Título IV del Reglamento de Construcciones para el -
Distrito Federal.

Publicación No. 400 del Instituto de Ingeniería.

2 Diseño y construcción de estructuras de concreto.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de -
Construcciones para el Distrito Federal.

Publicación No. 401 del Instituto de Ingeniería.

3 Consideraciones sobre rigidez de estructuras ante -
fuerzas laterales.

Ing. Enrique del Valle C.

4 U.S.- Japan Cooperative Earthquake Reserarch Program
Earthquake simulation tests and associated studies -
of a 1/5 th scale model of a 7-story reinforced con-
crete test structure.

V.V. Bertero, A.E. Aktan, F.A. Charney y R. Sause.

Report No. UCB/EERC-84/05, June 1984.

- 5 A progress report on the full-scale seismic experiment
of a seven story reinforced concrete building.
Part of the U.S.-Japan cooperative program.

| SECCION | MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION GRUESA (CM ⁴) | MOMENTO DE INERCIA DE LAS SEC.TRANSF.NO AGRIETADAS. (CM ⁴) |
|-----------------------|--|--|
| TRABES G1, G2, G3 | 312,400.00 | 404,038.79 |
| TRABES G4, G5, G6, G7 | 227,812.50 | 280,378.45 |
| COLUMNAS | 520,833.33 | 639,908.53 |
| MURO W1 | 465,416,666.66 | 508,234,369.80 |

TABLA 1.- MOMENTOS DE INERCIA DE LAS SECCIONES (TRABES SIN CONTRIBUCION CON LA LOSA)

| SECCION | TIPO | ANCHO DEL PATIN (CM) | MOMENTO DE INERCIA SEC. GRUESA | | | MOM.DE INERCIA SEC.TRANSF.NO AGRIETADA | | |
|---------|------|----------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------|--|--------------------------------------|--------------------------------|
| | | | ZONA DE MOM(+) (CM ⁴) | ZONA DE MOM(-) (CM ⁴) | I efect. (CM ⁴) | ZONA DE MOM(+) (CM ⁴) | ZONA DE MOM(-) (CM ⁴) | I efect. (CM ⁴) |
| G1 | T | 150 | 595,000.0 | 312,500.0 | 440,625.0 | 665,801.0 | 404,039.0 | 525,250.5 |
| G2 | T | 126 | 561,500.0 | 312,500.0 | 428,125.0 | 630,686.0 | 404,039.0 | 515,149.5 |
| G3 | T | 150 | 595,000.0 | 312,500.0 | 440,625.0 | 665,801.0 | 404,039.0 | 525,250.0 |
| G4 | T | 150 | 434,800.0 | 227,812.5 | 325,772.0 | 489,568.0 | 280,378.0 | 378,510.9 |
| G5 | T | 90 | 364,300.0 | 227,812.5 | 293,878.0 | 557,401.0 | 280,378.0 | 407,950.7 |

TABLA 2.- MOMENTOS DE INERCIA EFECTIVOS AL CONSIDERAR LA CONTRIBUCION DE LA LOSA.

| ENTREPISO | P S E U D O R I G I D E C E S | | |
|-----------|-------------------------------|----------------------|----------------------|
| | 1er. MODO (TON/M) | 2do. MODO (TON/M) | 3er. MODO (TON/M) |
| 7 | 14,227.27 | 46,487.50 | 100,470.58 |
| 6 | 23,300.00 | 64,437.50 | 116,363.64 |
| 5 | 32,692.31 | 66,000.00 | 226,000.00 |
| 4 | 40,292.31 | 31,760.00 | 144,533.33 |
| 3 | 49,950.00 | 158,700.00 | 169,100.00 |
| 2 | 65,170.00 | 132,900.00 | 445,000.00 |
| 1 | 88,311.68 | 137,222.22 | 163,000.00 |

TABLA 3.- PSEUDORIGIDECE DE LOS TRES PRIMEROS MODOS DEL MODELO 4.

| SEC. | MOMENTO RESISTENTE | | MOMENTO DE AGRIETAMIENTO | |
|------|--------------------|----------------|--------------------------|----------------|
| | MOM(+) (KG-CM) | MOM(-) (KG-CM) | MOM(+) (KG-CM) | MOM(-) (KG-CM) |
| G1 | 1.056,476.9 | 1.346,488.86 | 619,013.20 | 519,548.86 |
| G2 | 1.043,363.7 | 1.346,488.86 | 604,311.85 | 519,548.86 |
| G3 | 1.056,476.9 | 1.346,488.86 | 619,013.20 | 519,548.86 |

TABLA 4.- MOMENTOS RESISTENTES Y DE AGRIETAMIENTO DE LAS TRABES EN LA DIRECCION DEL SISMO.

| SECCION | MOMENTO DE INERCIA DE LA SEC.TRANSF.Y AGRIETADA (CM ⁴). | |
|---------|--|---------------------|
| | ZONA DE MOMENTO (+) | ZONA DE MOMENTO (-) |
| G1 | 124,465.62 | 140,645.44 |
| G2 | 122,442.32 | 140,645.44 |
| G3 | 124,465.62 | 140,645.44 |

TABLA 5a.- MOMENTO DE INERCIA DE LAS SECCIONES TRANSFORMADAS Y AGRIETADAS PARA LAS TRABES EN LA DIRECCION DEL SISMO.

| SECCION | MOMENTO DE INERCIA SEC.TRANSF.Y AGRIETADA (CM ⁴) |
|---------|---|
| COLUMNA | 222,327.33 |
| MURO | 90.141,033.12 |

TABLA 5b.- MOMENTO DE INERCIA DE LAS SECCIONES TRANSFORMADAS Y AGRIETADAS PARA COLUMNAS Y MUROS.

TABLA 6.- DESCRIPCION DEL DAÑO EN LA ESTRUCTURA BAJO INCREMENTOS DE CARGA.

| CORTANTE BASAL (TON) | PERIODO FUNDAMENTAL (SEG.) | DESPLAZAMIENTO EN EL 7º NIVEL (CM) | OBSERVACIONES DEL DAÑO EN LA ESTRUCTURA |
|----------------------|----------------------------|------------------------------------|---|
| 68.0 | 0.55 | 0.80 | No existe agrietamiento en ningún elemento de la estructura. |
| 101.0 | 0.55 | 1.20 | Inicio del agrietamiento en algunas trahes del 3º y 4º nivel del marco B. |
| 108.0 | 0.67 | 1.95 | Algunas trahes del marco A y B y el muro en el 1er. entrepiso se han agrietado parcialmente. |
| 148.0 | 0.92 | 4.90 | Las trahes de los marcos A y B - han alcanzado sus momentos de - agrietamiento, el 1er. entrepiso del muro se ha agrietado totalmente y el 2º entrepiso parcialmente. |
| 168.0 | 1.05 | 5.50 | Aparición de articulaciones plásticas en algunas trahes del marco B. Las trahes y el 2º entrepiso - del muro han sufrido mayor deterioro en su rigidez. |
| 178.0 | 1.66 | 6.40 | Formación de articulación plástica en base del muro y nuevas trahes alcanzan sus momentos resistentes. Existe deterioro en la rigidez de algunas columnas del marco A y B. El muro del 2º entrepiso se - agrietó completamente y el 3er. entrepiso del muro se comienza agrietar. |
| 228.0 | 3.49 | 10.60 | Todas las trahes alcanzan sus momentos resistentes en ambos extremos.- Existe mayor deterioro en la rigidez de algunas columnas de los marcos A y B. |
| 253.0 | - | 22.55 | Formación del mecanismo de colapso. |

| TIPO DE PRUEBA | PERIODO FUNDAMENTAL (SEG) |
|-------------------|---------------------------|
| VIBRACION LIBRE | 0.43 |
| VIBRACION FORZADA | 0.43 |
| ESTATICAS | 0.448 |

TABLA 7.- PERIODOS FUNDAMENTALES DE PRUEBAS ESTATICAS Y DINAMICAS DE LA ESTRUCTURA A ESCALA NATURAL.

| PRUEBA | SEÑAL | AMORTIGUAMIENTO Y FRECUENCIA | | CORTANTE BASAL MAXIMO | MOMENTO MAXIMO TON-M. | DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN EL NIVEL 7 |
|--------|-------------------------------------|------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------------------------|
| | | ANTES DE LA PRUEBA | DESPUES DE LA PRUEBA | | | |
| PSD-1 | Miyagi-0ki (1.3 seg) 2.4% g | (2.1 %) 2.33 Hz | (1.2 %) 2.33 Hz | 30.0 ton. | 438.6 | 0.22 cm |
| PSD-2 | Miyagi-0ki (1.3 seg) 10.7% g. | 2.33 Hz | (2.0 %) 1.82 Hz | 217.4 ton. | 3144.4 | 3.26 cm |
| PSD-3 | Taft (10 seg) 32.7% g. | 1.82 Hz | (7.7 %) 0.86 Hz | 395.4 ton. | 5719.5 | 23.93 cm |
| PSD-4 | Hachinohe (6.5 seg) 35.7% g. | 0.86 Hz | (11.4 %) 0.68 Hz | 422.36 ton. | 6108.9 | 33.93 cm |

TABLA 8.- SERIE DE PRUEBAS PSEUDODINAMICAS SOBRE EL MODELO ESCALA NATURAL.

| TECNICA DE EVALUACION | * PERIODO FUNDAMENTAL ANTES DE LASTRARSE. | * PERIODO FUNDAMENTAL DESPUES DE LASTRARSE |
|-----------------------|---|--|
| VIBRACION AMBIENTAL | 0.23 seg. | 0.47 seg. |
| ANALISIS DINAMICO | 0.23 seg. | 0.47 seg. |
| VIBRACION FORZADA | 0.27 seg. | 0.49 seg. |
| VIBRACION LIBRE | 0.26 seg. | 0.47 seg. |
| ANALITICA PURA | 0.18 seg. | 0.44 seg. |
| SEMI-ANALITICA | 0.235 seg. | 0.47 seg. |

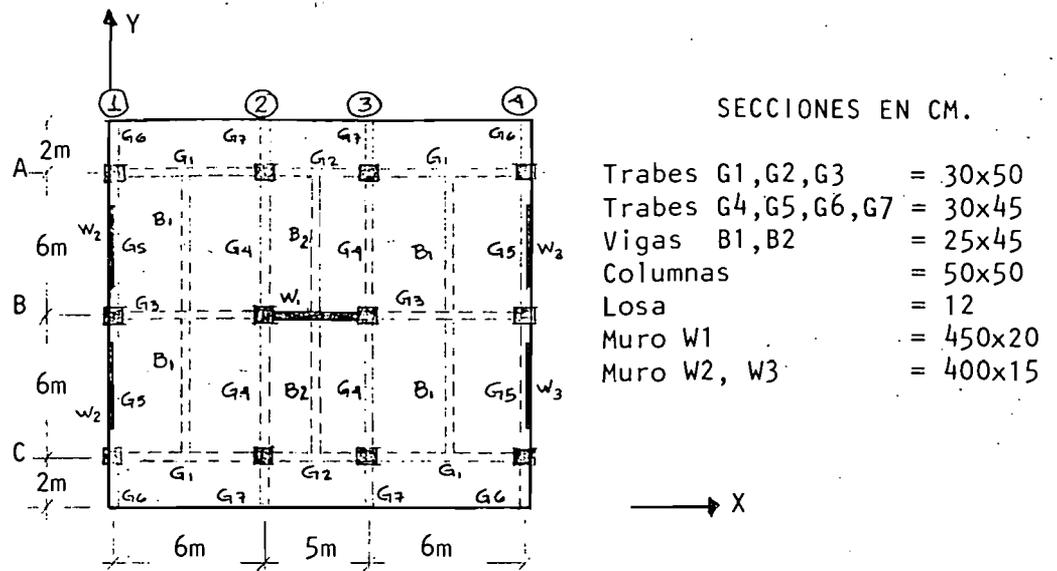
* PERIODOS CONVERTIDOS AL MODELO ESCALA NATURAL.

TABLA 9.- PERIODO FUNDAMENTAL EN DIFERENTES PRUEBAS DEL MODELO ESCALA 1/5 ANTES Y DESPUES DE SER LASTRADO.

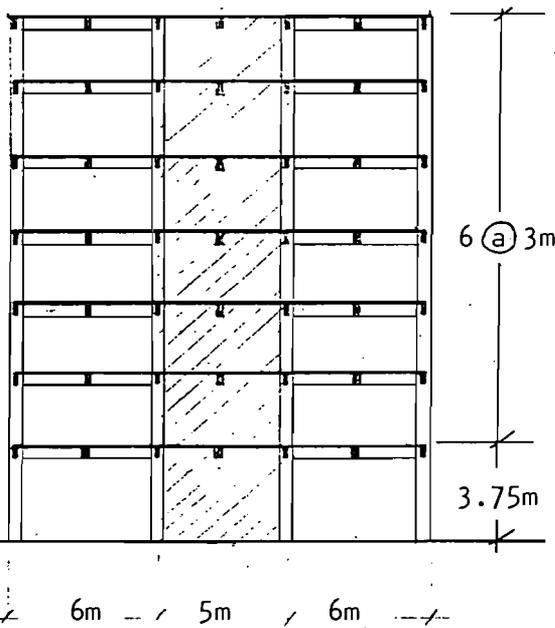
| PRUEBA | * PERIODO FUNDAMENTAL |
|---------|-----------------------|
| MO 5.0 | 0.532 seg. |
| MO 9.7 | 0.573 seg. |
| MO 14.7 | 0.771 seg. |
| MO 24.7 | 0.828 seg. |
| MO 28.3 | 1.065 seg. |
| T 40.3 | 1.242 seg. |
| T 46.3 | 1.491 seg. |

* PERIODOS CONVERTIDOS AL MODELO ESCALA NATURAL

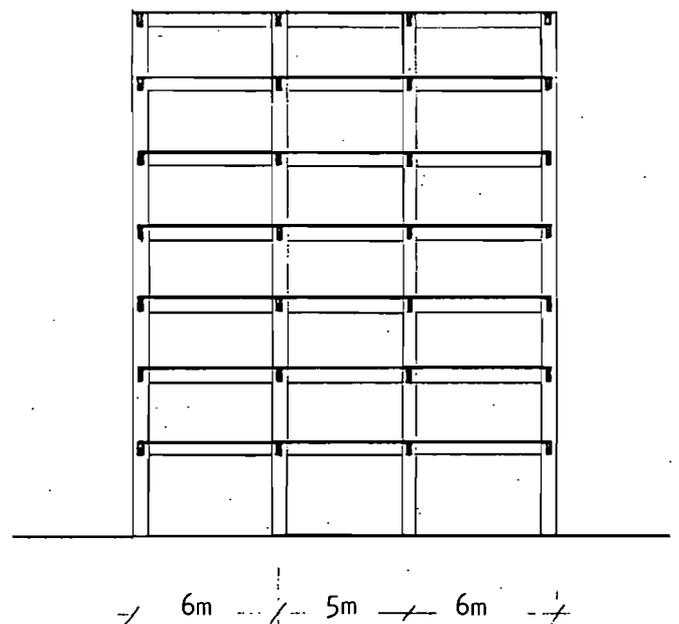
TABLA 10.- PERIODOS FUNDAMENTALES DE LAS PRUEBAS SOBRE EL MODELO ESCALA 1/5.



a) PLANTA.



b) ELEVACION MARCO B.



c) ELEVACION MARCO A Y C

FIG. 1.- PLANTA Y ELEVACION.

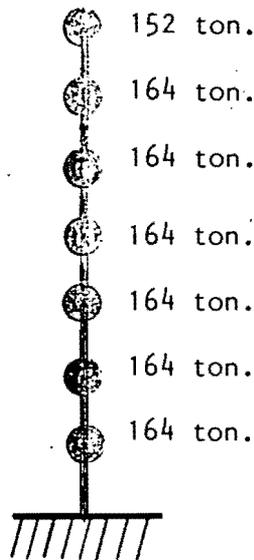


FIG. 2a.

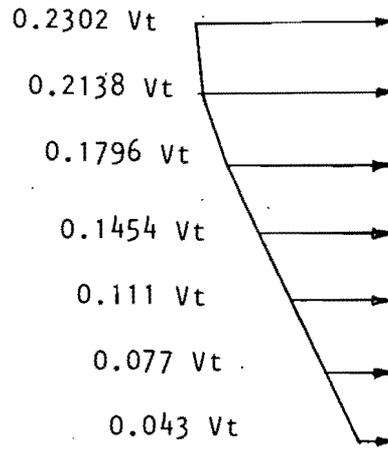
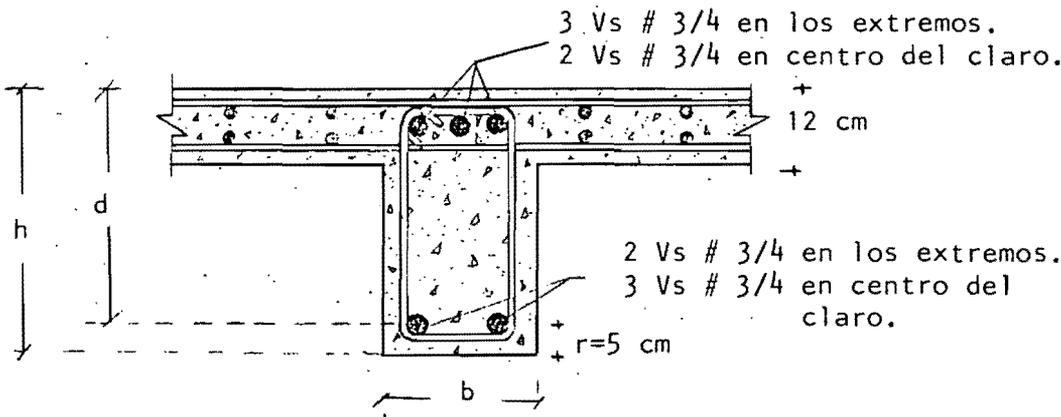


FIG. 2b Vt

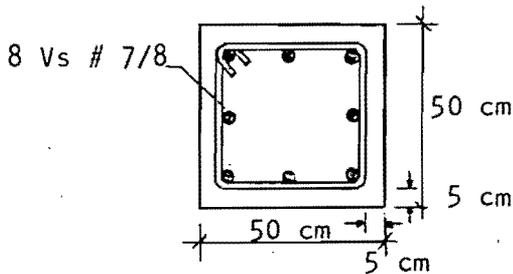
V Diseño = 68 ton.

FIGURA 2.- DISTRIBUCION DEL PESO POR NIVEL Y CARGAS LATERALES.

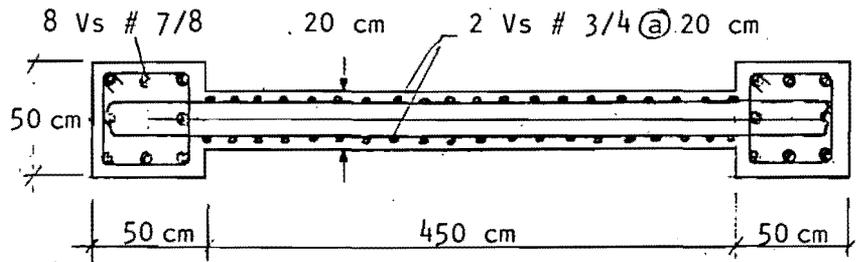


3a.- TRABES

| SECCION | h | b |
|----------------|----|----|
| G1, G2, G3 | 50 | 30 |
| G4, G5, G6, G7 | 45 | 30 |
| B1, B2 | 45 | 25 |



3b.- COLUMNA



3c.- MURO

FIGURA 3.- DETALLES DE REFUERZO EN TRABES, COLUMNA Y MURO.

FIGURA 4.- PRIMERA FORMA MODAL RELATIVA DE LOS DIF. MODELOS MATEMATICOS.

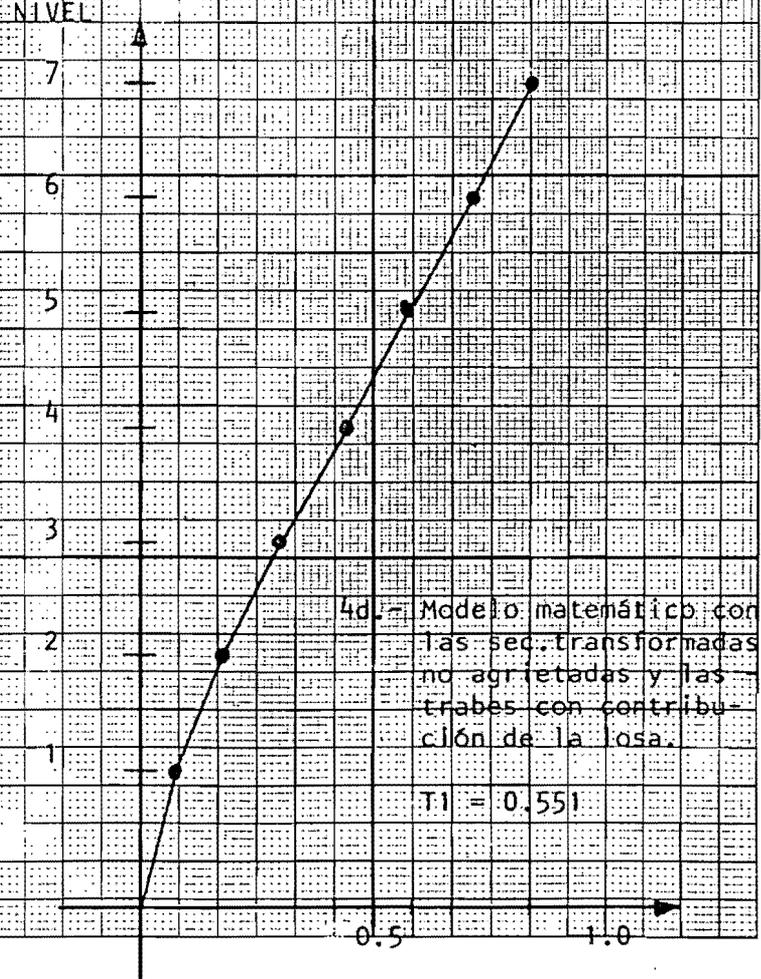
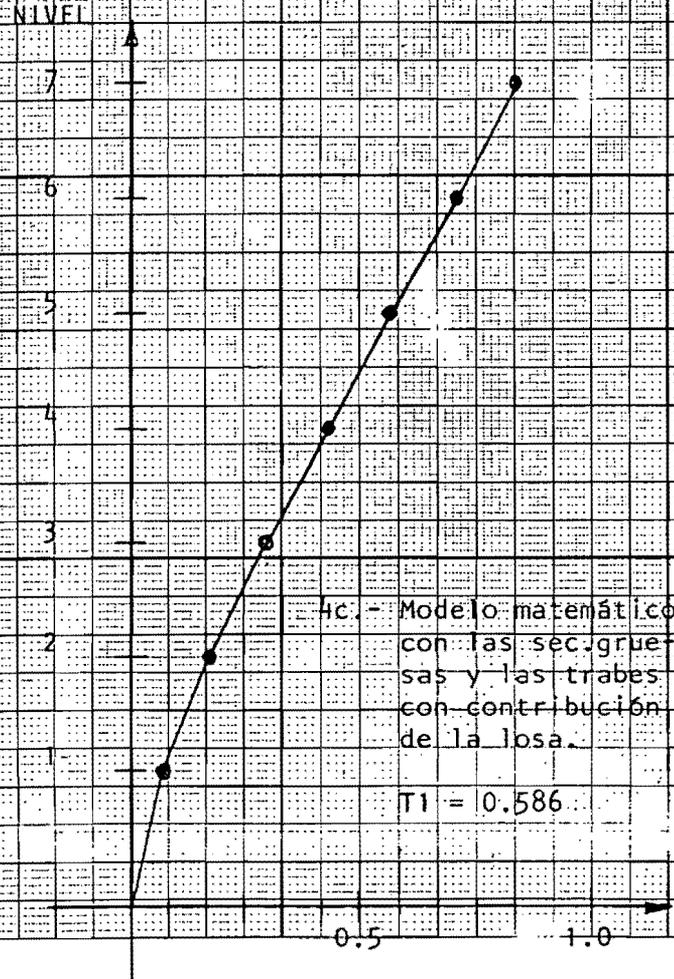
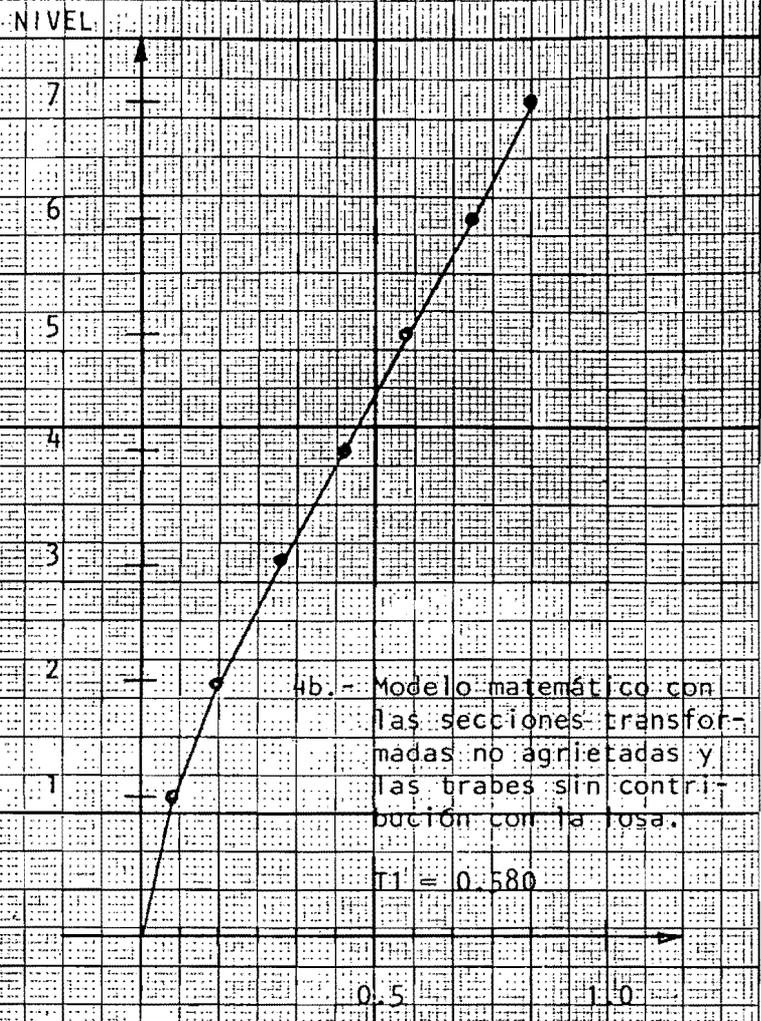
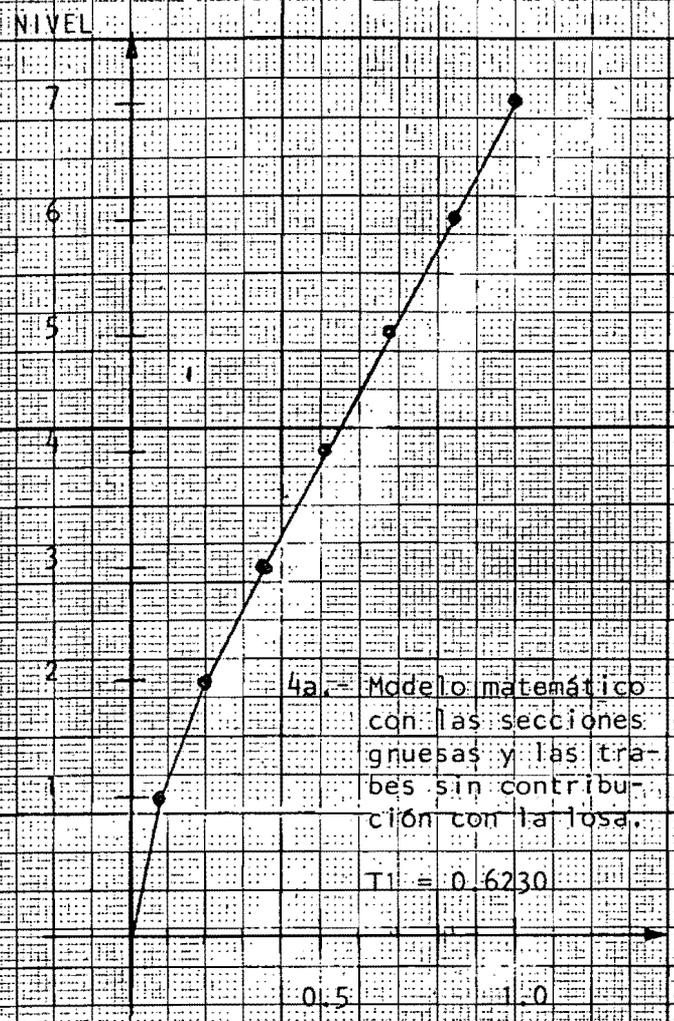
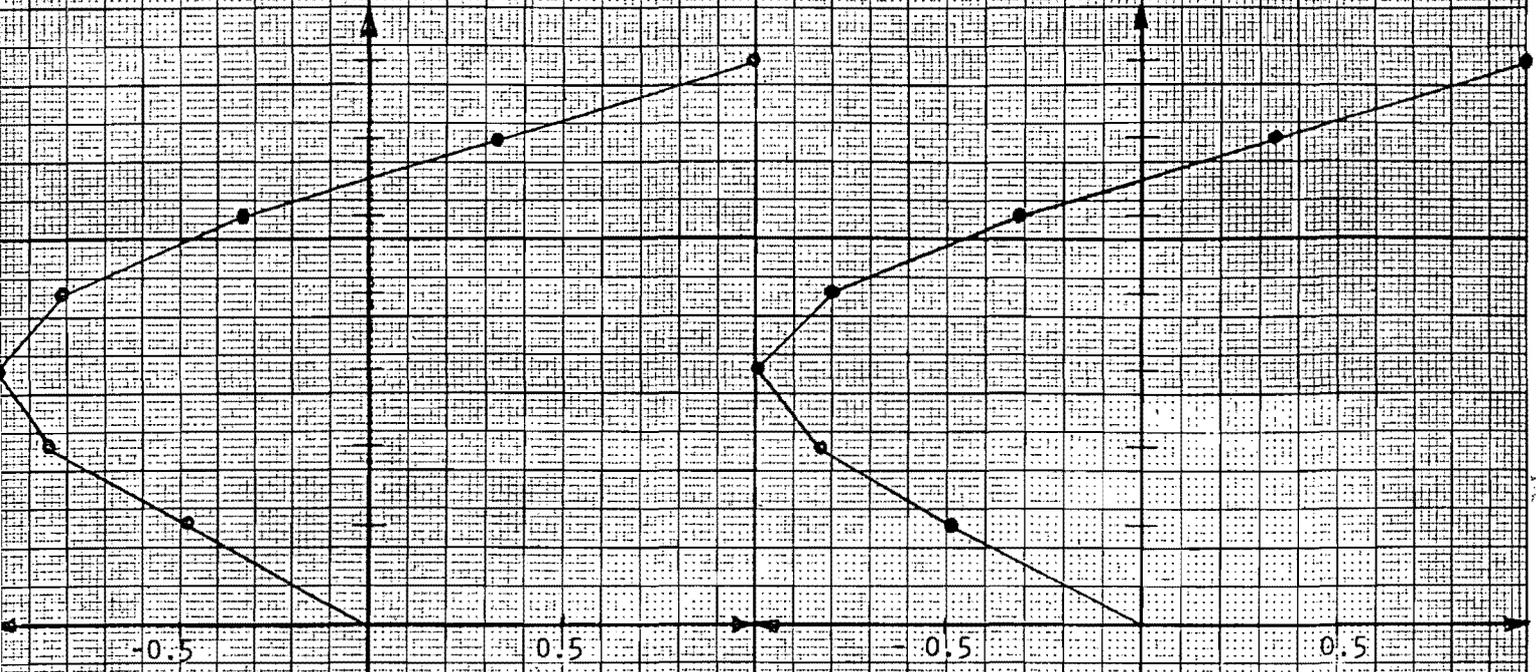
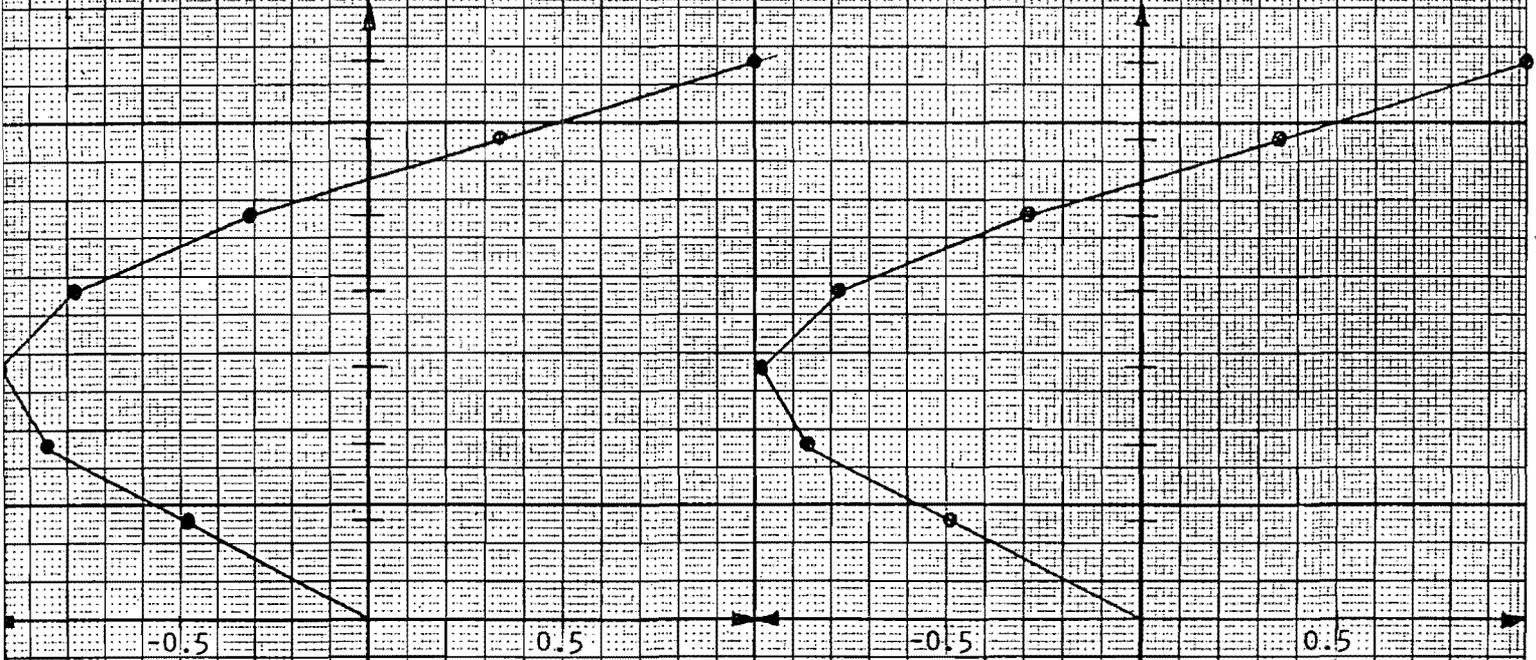


FIGURA 4.- SEGUNDA FORMA MODAL RELATIVA DE LOS DIF. MODELOS MATEMATICOS.



4e.- Modelo matemático con las secciones gruesas y las traveses sin contribución con la losa. $T_2 = 0.536$.

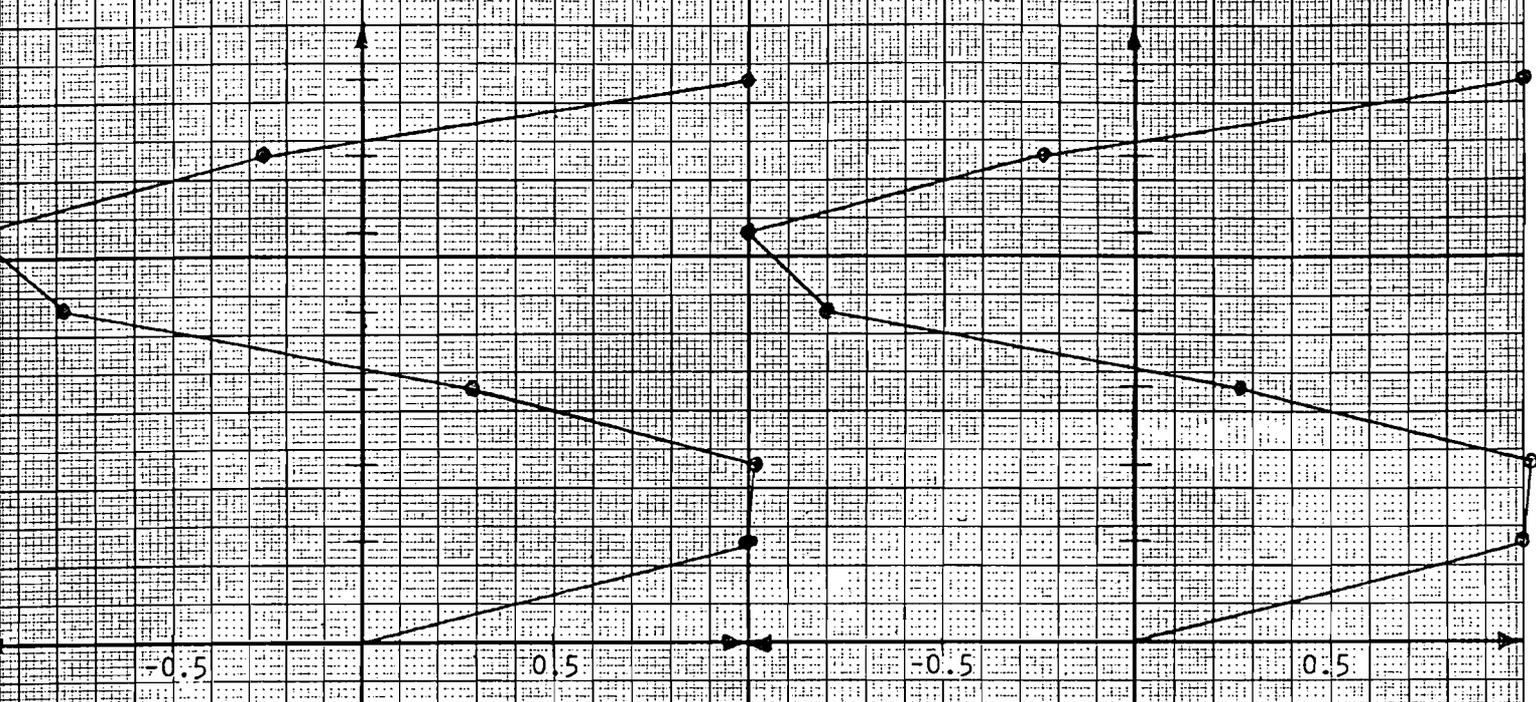
4f.- Modelo matemático con las secciones transformadas no agrietadas y las traveses sin contribución con la losa. $T_2 = 0.147$.



4g.- Modelo matemático con las secciones gruesas y las traveses con contribución con la losa. $T_2 = 0.149$.

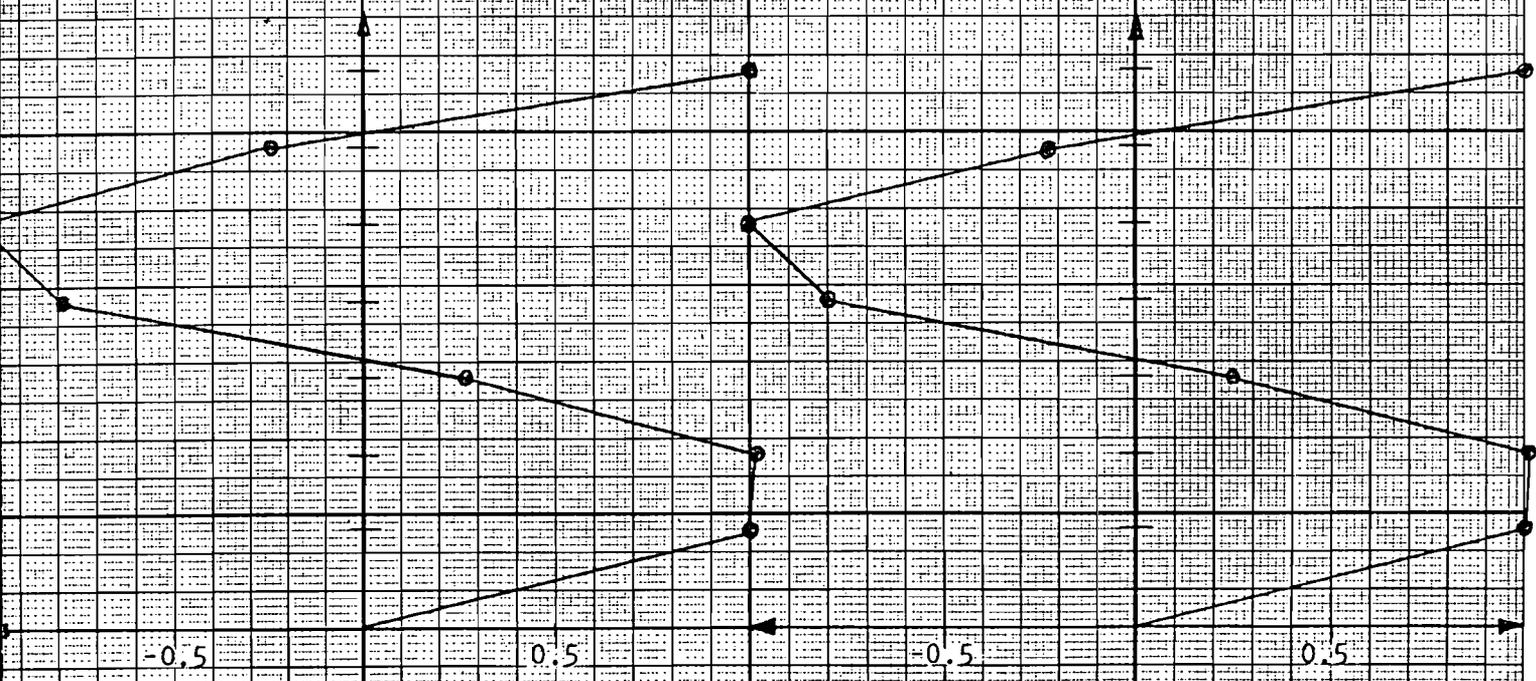
4h.- Modelo matemático con las secciones transformadas no agrietadas y las traveses con contribución con la losa. $T_2 = 0.144$.

FIGURA 4.- TERCERA FORMA MODAL RELATIVA DE LOS DIF. MODELOS MATEMATICOS.



4i.- Modelo matemático con las secciones gruesas y las trabes sin contribución con la losa. $T_3 = 0.724$

4j.- Modelo matemático con las secciones transf. no agrietadas y las trabes sin contribución con la losa. $T_3 = 0.070$

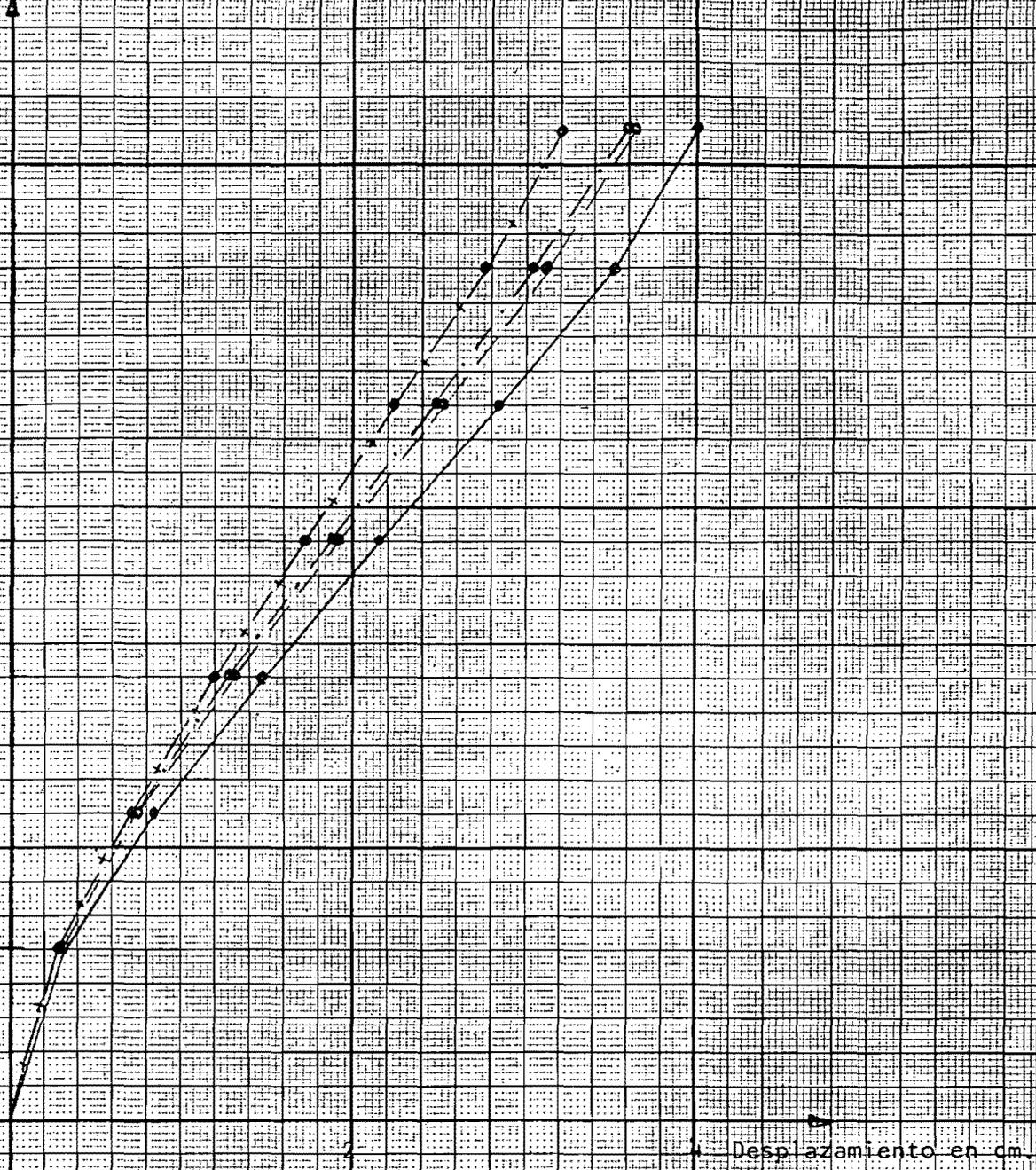


4k.- Modelo matemático con las secciones gruesas y las trabes con contribución con la losa. $T_3 = 0.071$

4l.- Modelo matemático con las secciones transf. no agrietadas y las trabes con contribución con la losa. $T_3 = 0.069$

NIVEL A

7
6
5
4
3
2
1



- Modelo con las secciones gruesas y las trabes sin contribución con la losa.
- Modelo con las secciones gruesas y las trabes con contribución con la losa.
- Modelo con las secciones transf. no agrietadas y las trabes sin cont. con la losa.
- Modelo con las sec. transf. no agrietadas y las trabes con contribución con la losa.

FIGURA 5.- DESPLAZAMIENTOS REALES DE LA ESTRUCTURA DE LOS CUATRO MODELOS.

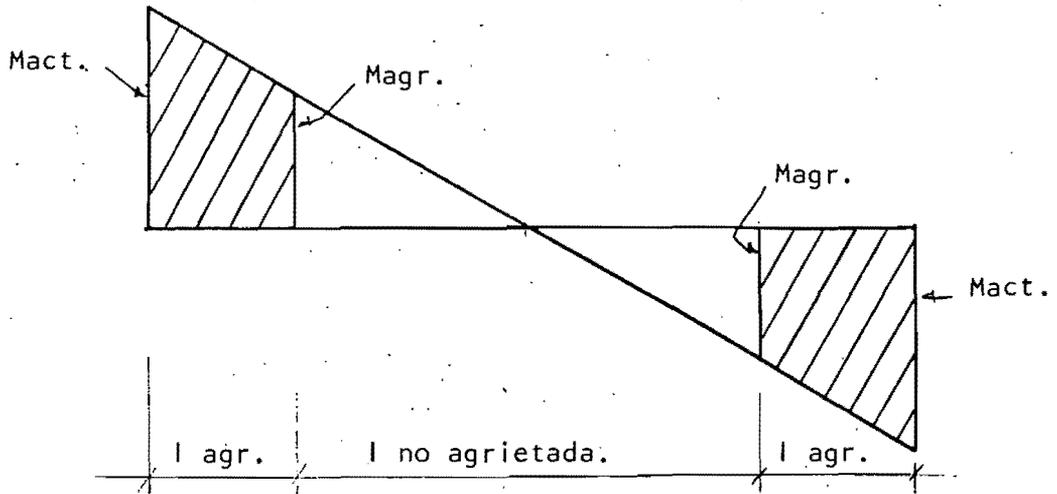


FIGURA 6.- ZONAS DE CAMBIO DE RIGIDEZ.

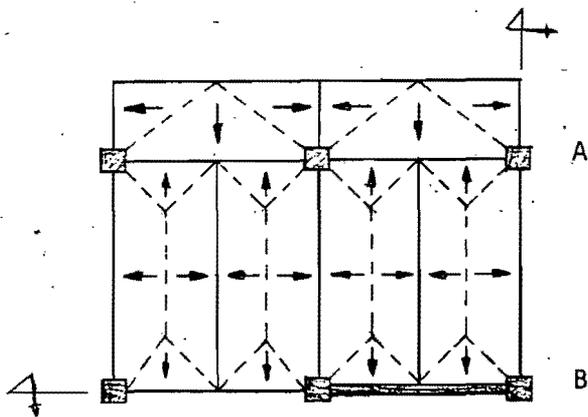


FIG. 7a.- AREAS TRIBUTARIAS.

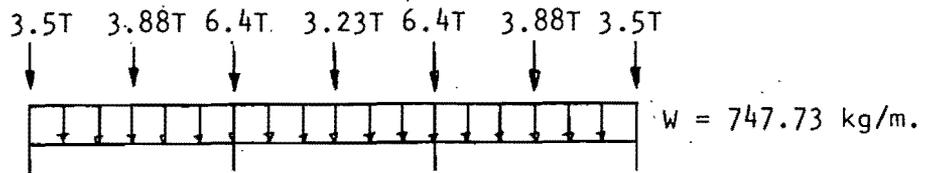


FIG. 7b.- CARGAS POR GRAVEDAD MARCO A.

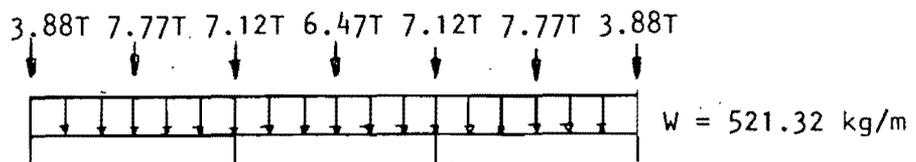


FIG. 7c.- CARGAS POR GRAVEDAD MARCO B.

FIGURA 7.- CARGAS POR GRAVEDAD.

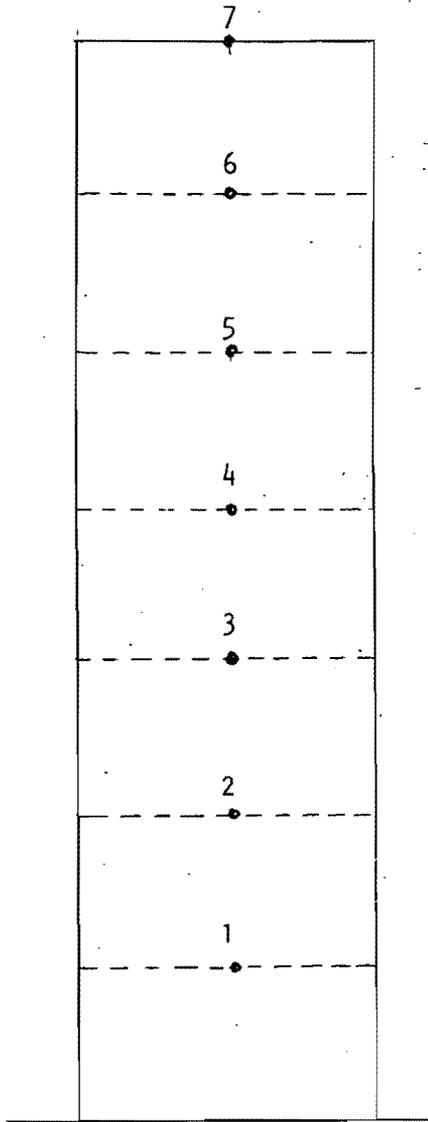


FIG. 8a.- MURO

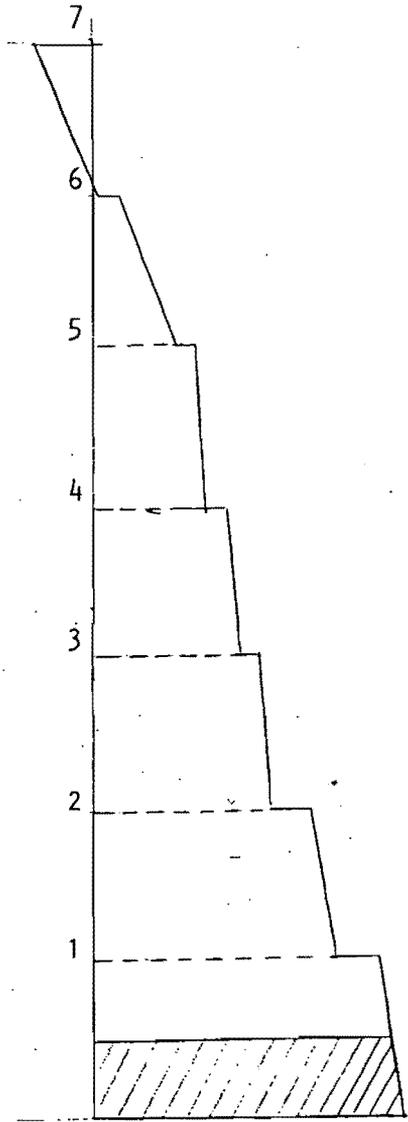


FIG. 8b.- DIAGRAMA DE MOMENTOS.

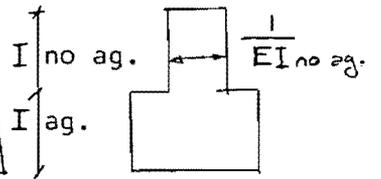


FIG. 8c.- DIAGRAMA DE AREAS ELASTICAS.

FIGURA 8.- ZONA DE DEGRADACION EN EL MURO DE CORTANTE.

NIVEL

7

6

5

4

3

2

1

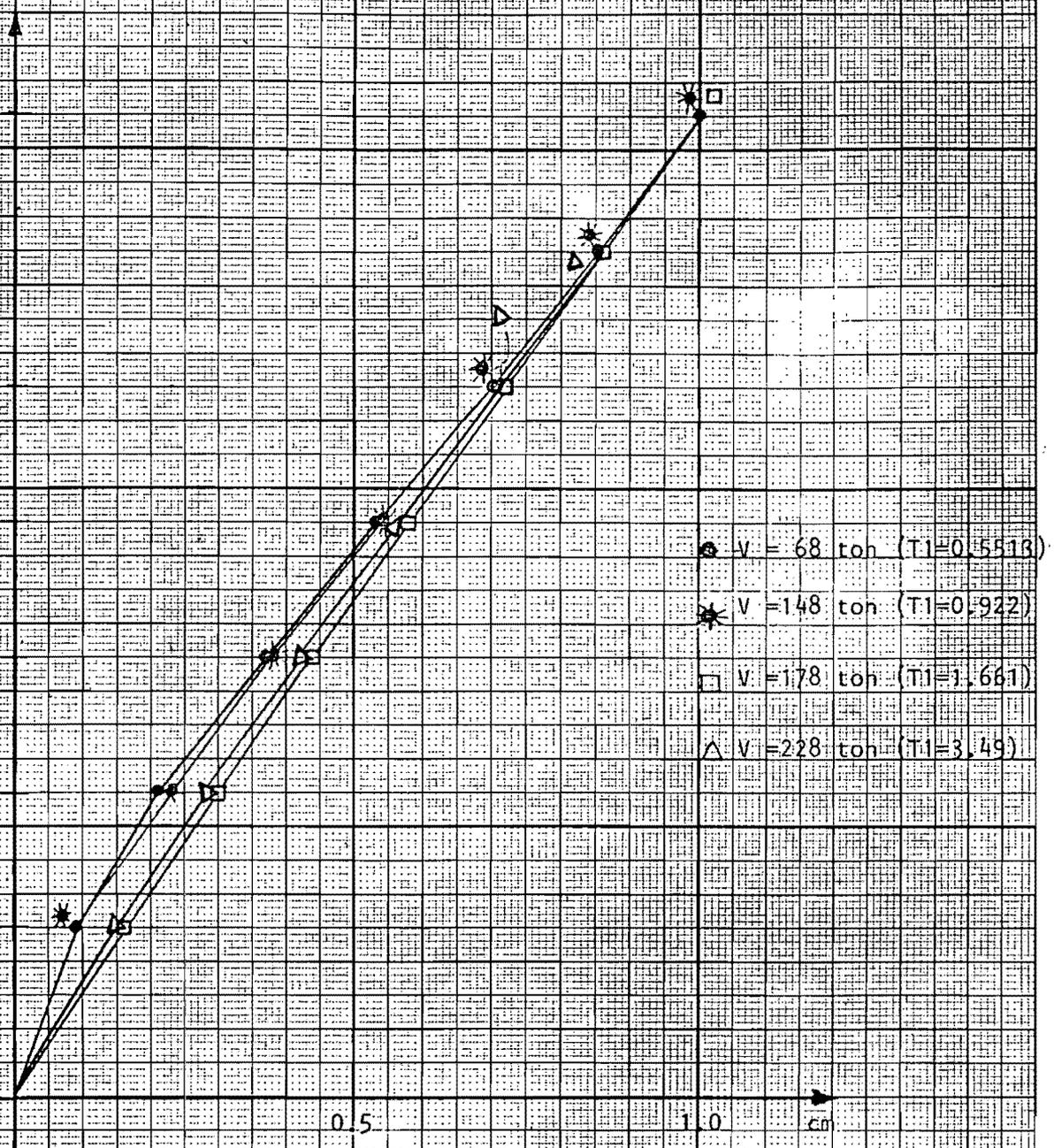


FIGURA 9a. PRIMERA FORMA MODAL RELATIVA DE LA ESTRUCTURA BAJO INCREMENTOS DE CARGA LATERAL.

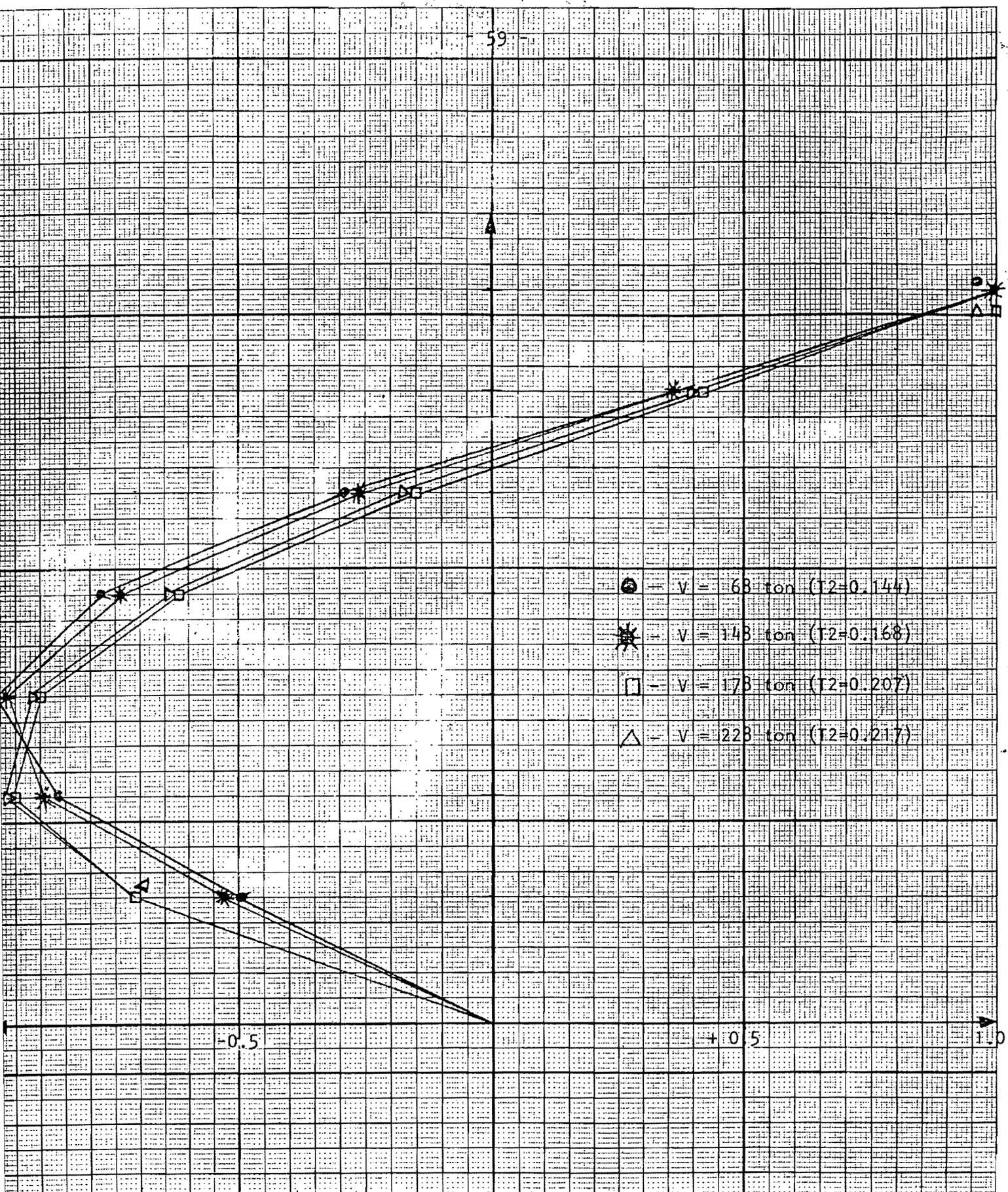


FIGURA 9b.- SEGUNDA FORMA MODAL RELATIVA DE LA ESTRUCTURA BAJO INCREMENTOS DE CARGA LATERAL.

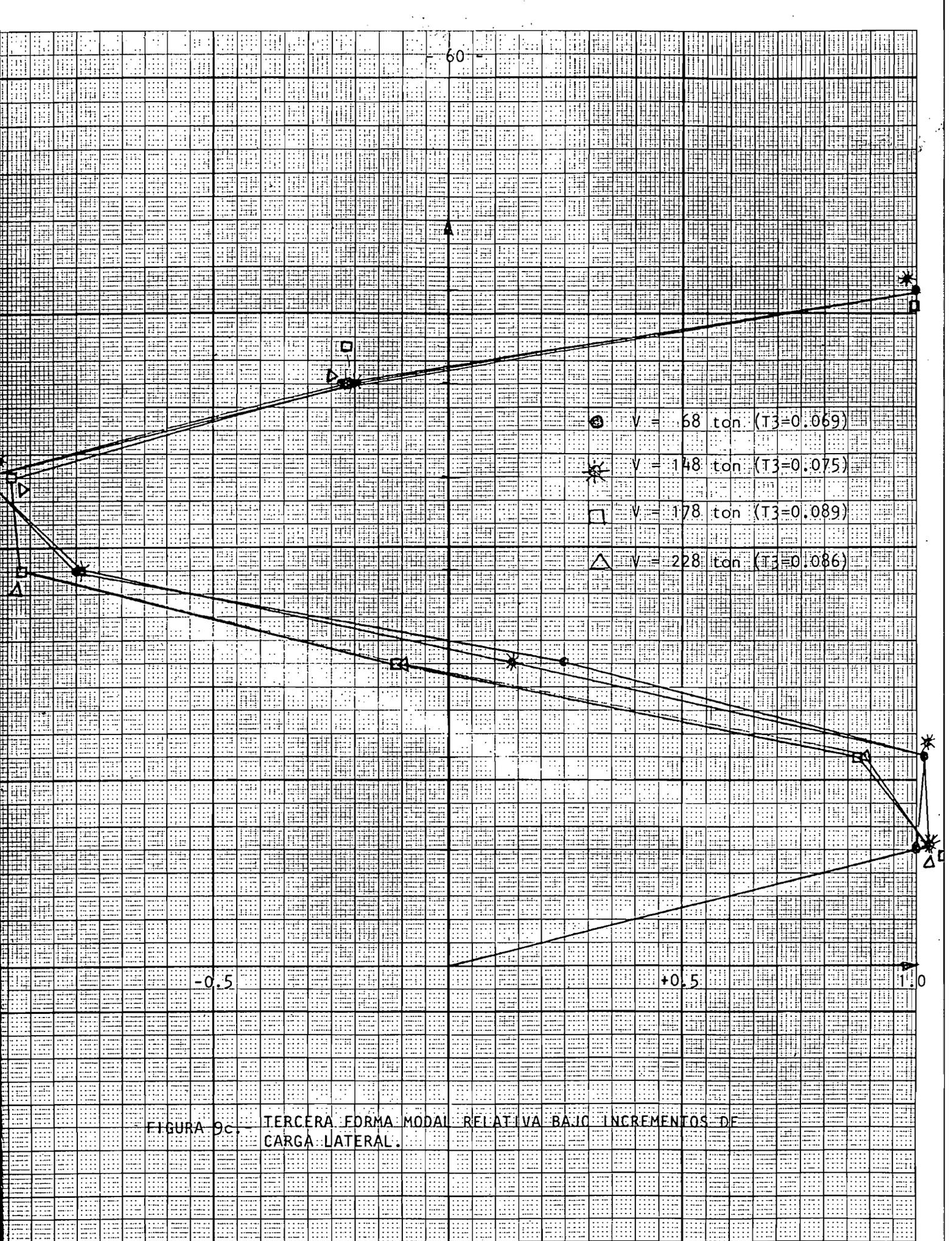


FIGURA 9c. TERCERA FORMA MODAL RELATIVA BAJO INCREMENTOS DE CARGA LATERAL.

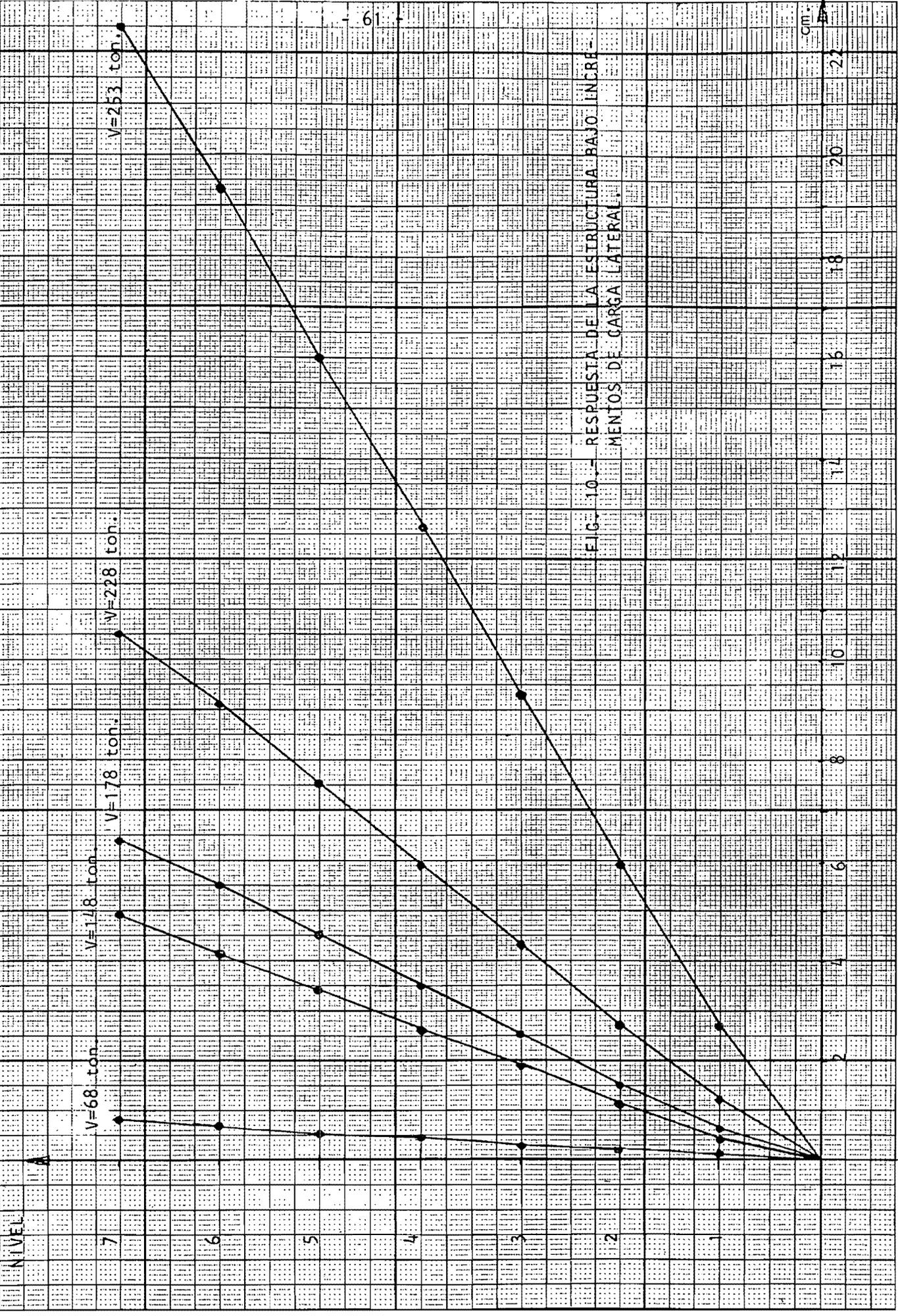
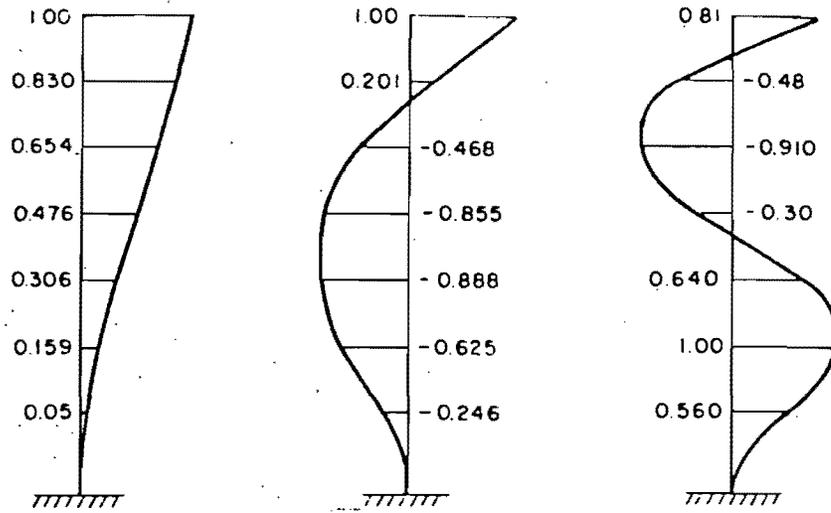


FIG. 10. — RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA BAJO INCREMENTOS DE CARGA LATERAL.

cm.

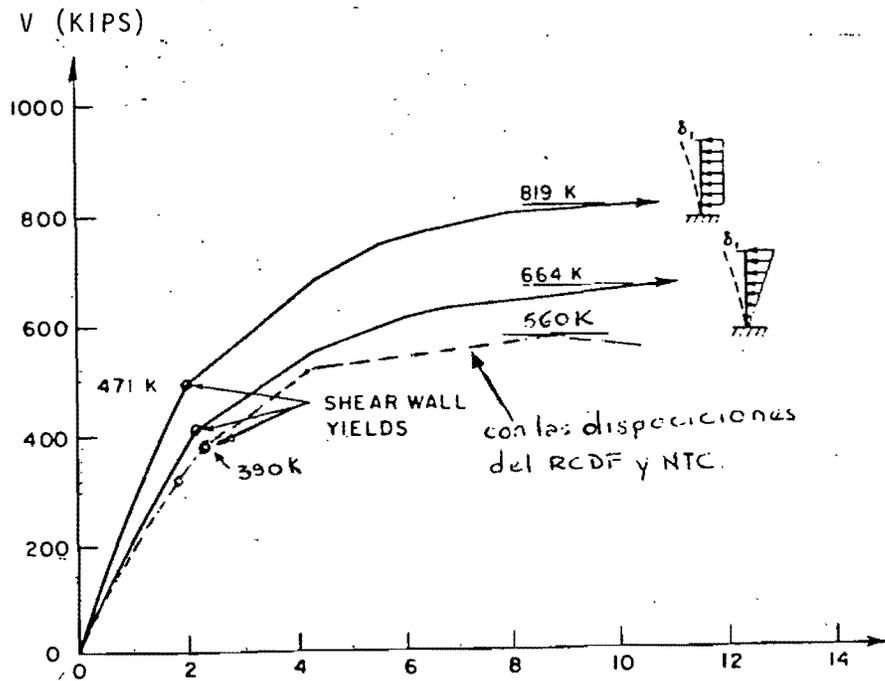
NIVEL



Agrietada* T1=0.850 seg. T2=0.189 seg. T3=0.0737 seg.
 No agriet. 0.474 seg. 0.113 seg. 0.052 seg.
 * Estas formas modales corresponden a la estructura agrietada.

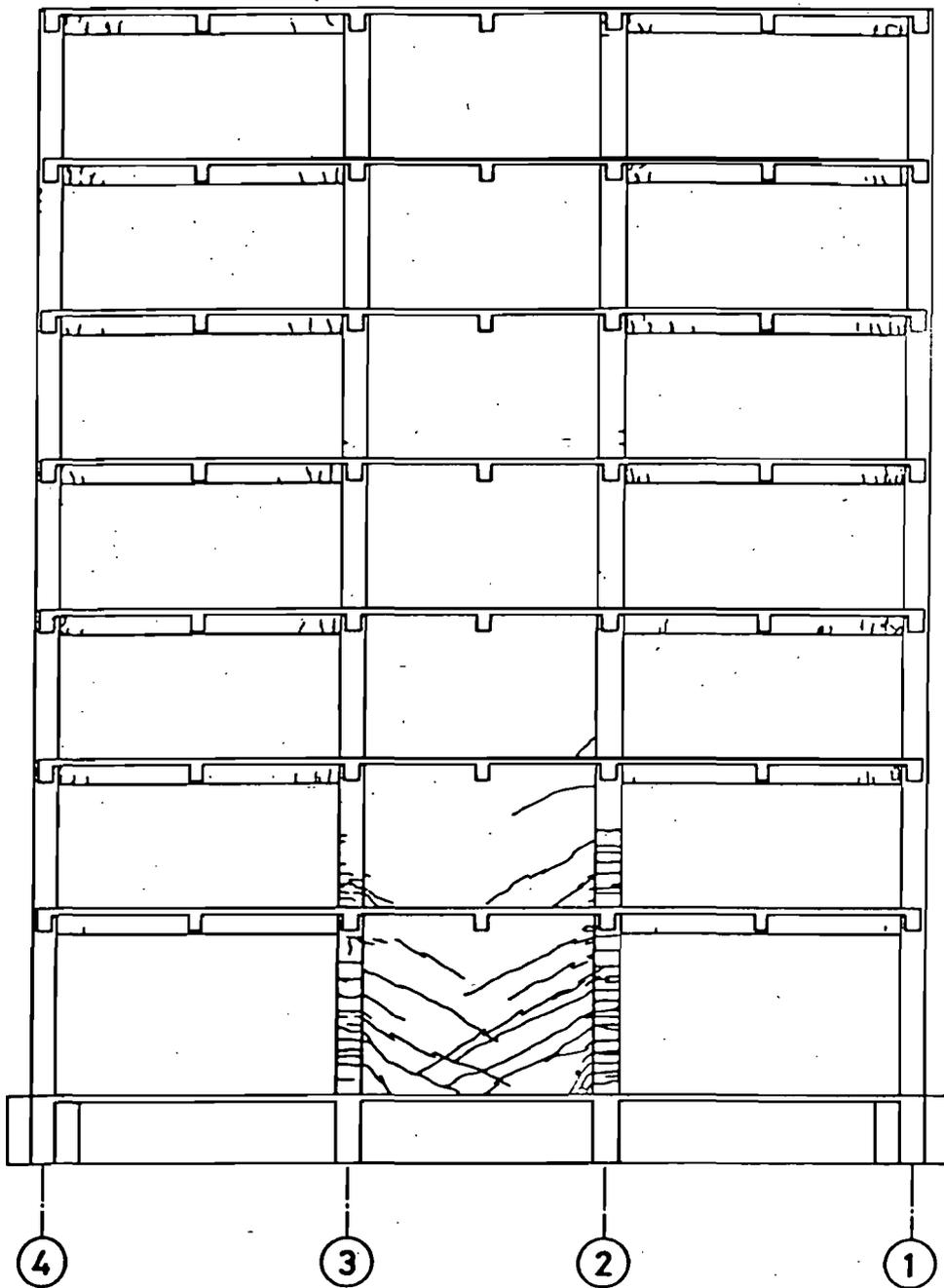
FIGURA 11.- PERIODOS Y FORMAS MODALES SEGUN UBC.

CORTANTE BASAL



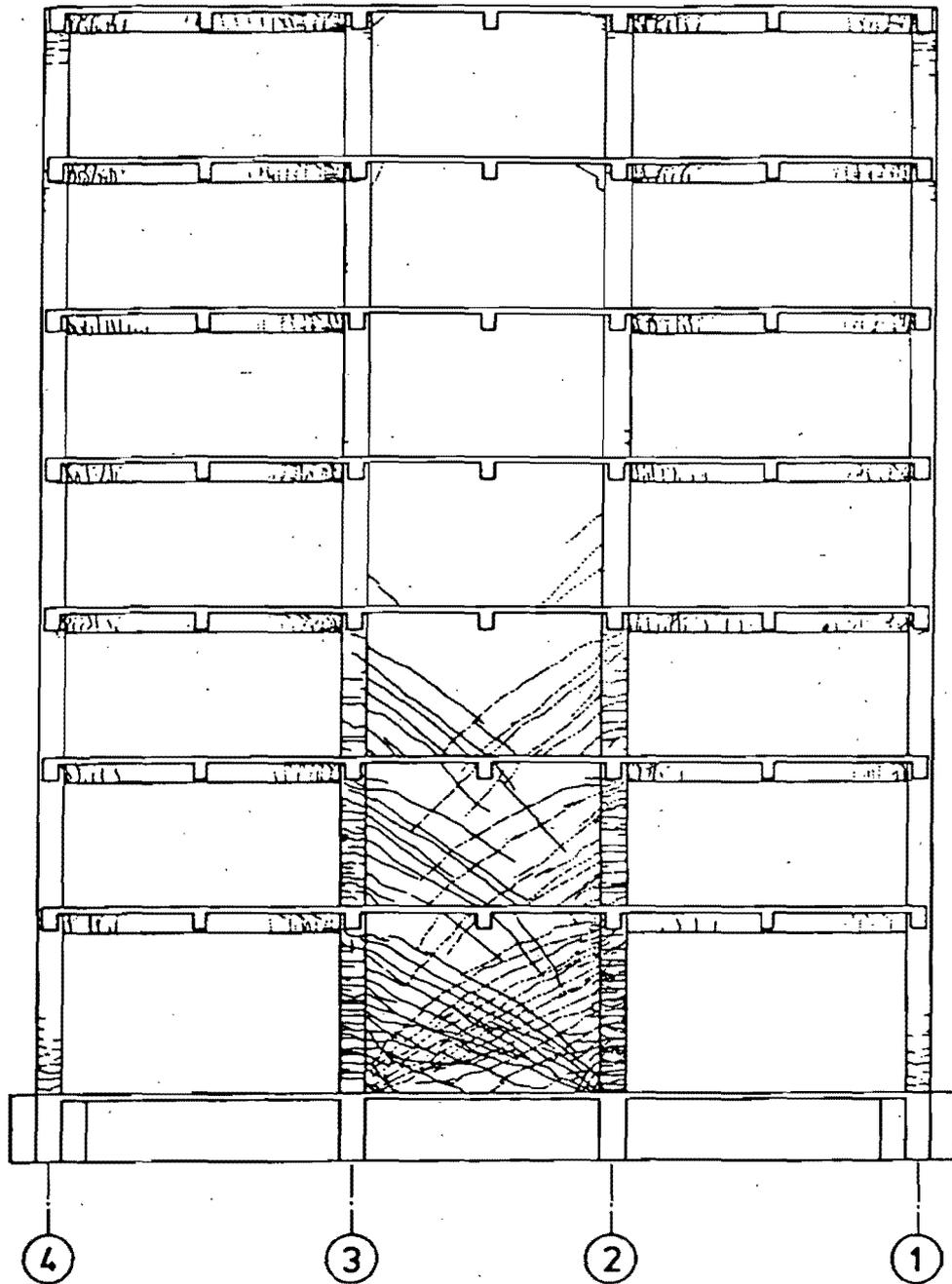
DESPLAZAMIENTO LATERAL EN EL 7º NIVEL (PULG.).

FIG. 12.- RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA SEGUN UBC Y RCDF.



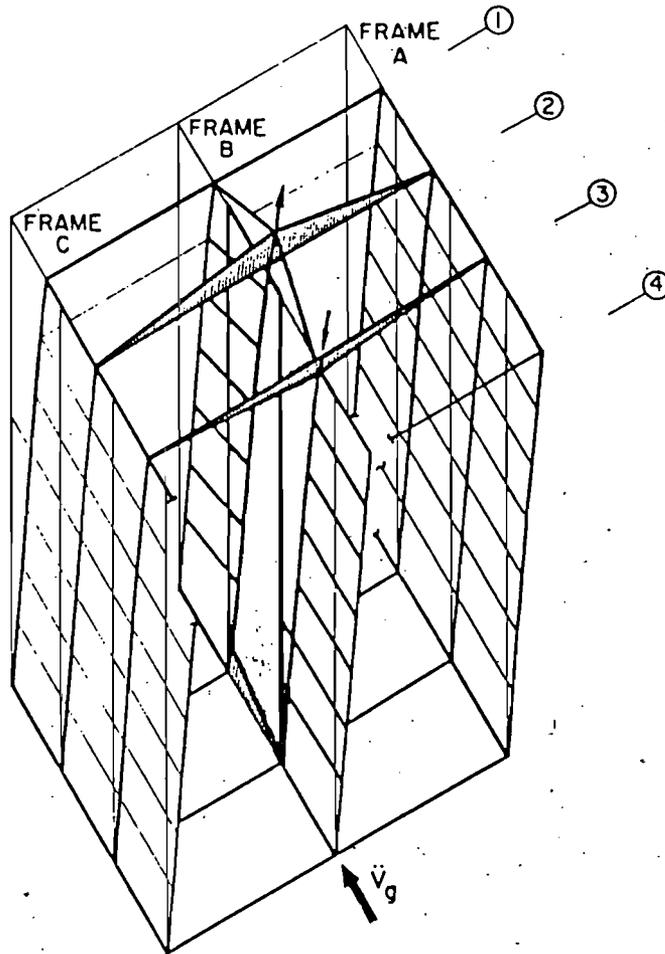
M A R C O B

FIG. 13.- PATRON DE GRIETAS DEL MURO Y TRABES (PSD-2)

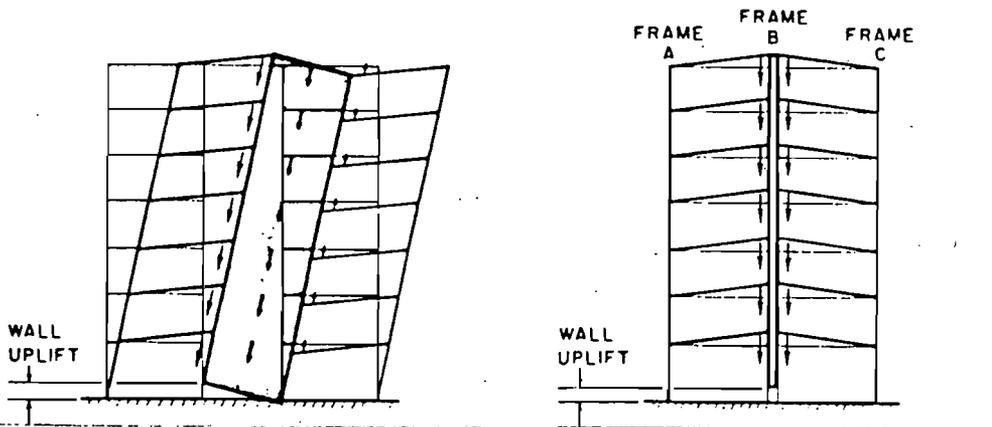


M A R C O B

FIGURA 14.- PATRON DE FRANJAS DEL MURO, TRABES Y COLUMNAS (PSD-3).



a).- VISTA ISOMETRICA DE LA ROTACION DEL MURO.

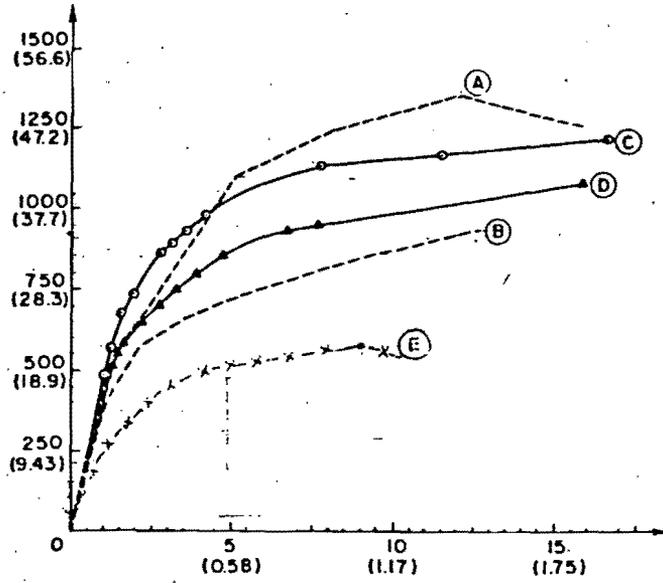


b).- EFECTO QUE CAUSA EL MURO DEBIDO A LA ROTACION.

c).- EFECTO QUE CAUSA EL MURO DEBIDO A LA ROTACION. VISTA PERPENDICULAR AL PLANO DEL MURO.

FIG.15.- EFECTO TRIDIMENSIONAL DE LOS MARCOS SOBRE EL MURO, DEBIDO AL CRECIMIENTO AXIAL Y ROTACION EN SU BASE.

CORTANTE BASAL
V (KIPS)
(En porcentaje del peso de la
estructura, % W).

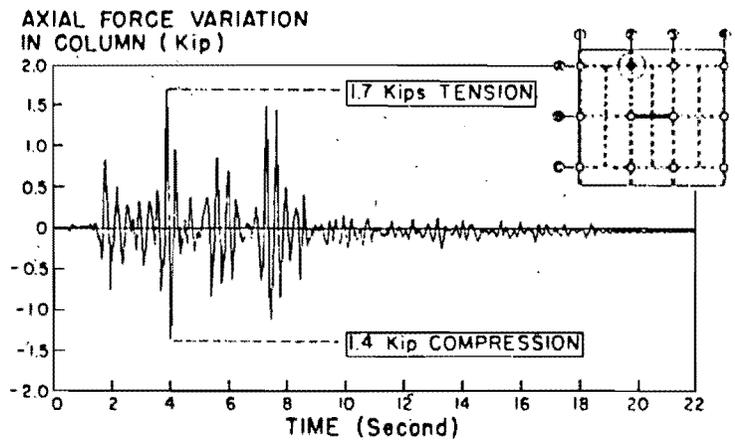


DESPLAZAMIENTO EN EL 7º NIVEL DEL EDIFICIO (PULG.).
(DESPLAZAMIENTO EN EL 7º NIVEL DEL EDIF. EN % DE LA ALTURA)

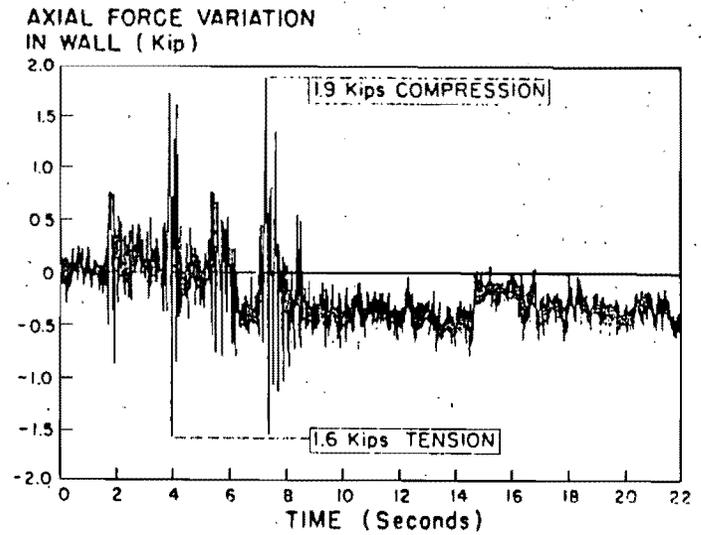
- A - - - - PRUEBAS DINAMICAS EN EL MODELO ESCALA 1/5 *
- B - - - - PRUEBAS PSEUDODINAMICAS EN EL MODELO ESCALA NATURAL
- C —○— ANALISIS CON CARGA UNIFORME (UBC)
- D —△— ANALISIS CON CARGA TRIANGULAR (UBC)
- E —×— ANALISIS CON CARGA TRIANGULAR (RCDF)

* MODIFICADO A ESCALA NATURAL.

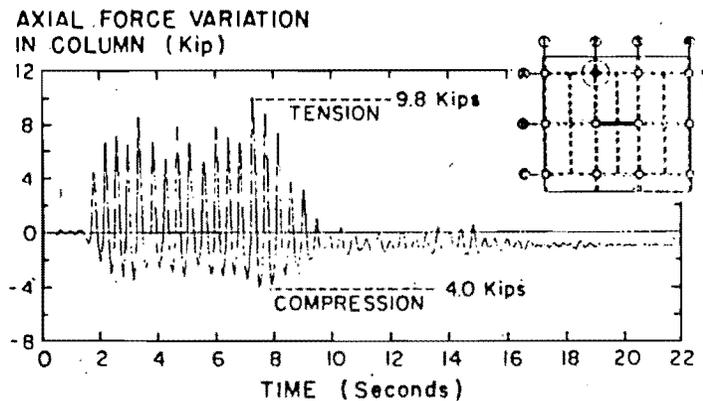
FIG. 16.- COMPARACION DE LAS RESPUESTAS ANALITICAS Y EXPERIMENTALES.



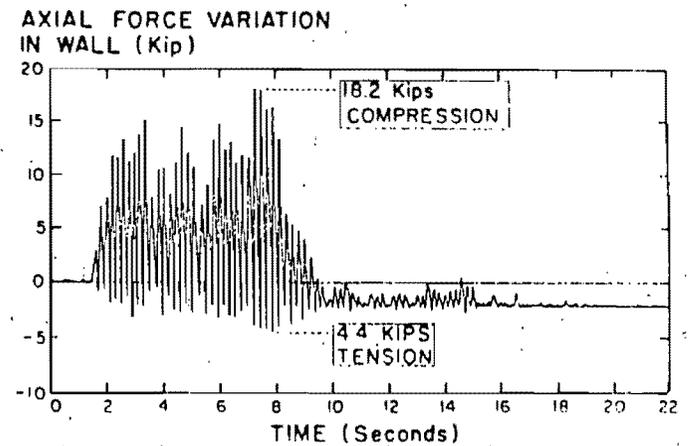
(a) COLUMN A2: MIYAGI-OKI 9.7



(e) SHEAR WALL: MIYAGI-OKI 9.7

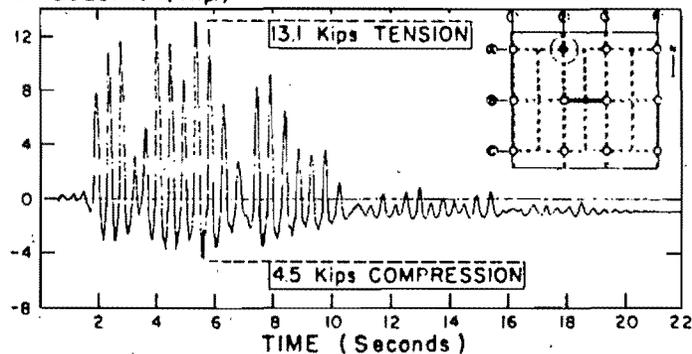


(b) COLUMN A2: MIYAGI-OKI 24.7



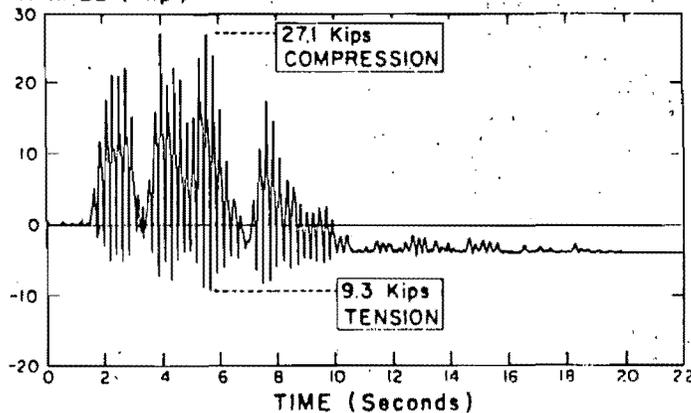
(f) SHEAR WALL: MIYAGI-OKI 24.7

AXIAL FORCE VARIATION
IN COLUMN (Kip)



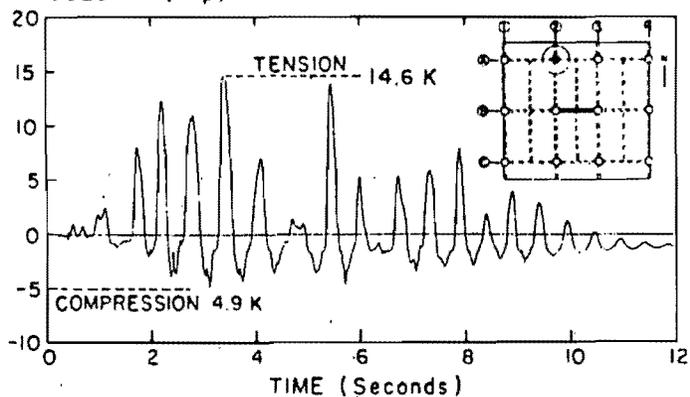
(c) COLUMN A2: MIYAGI-OKI 28.3

AXIAL FORCE VARIATION
IN WALL (Kip)



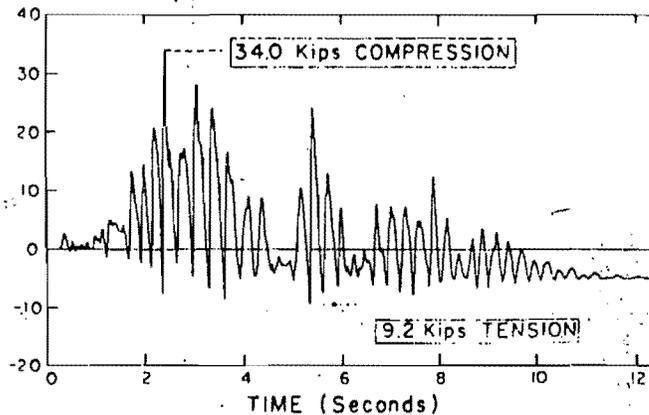
(g) SHEAR WALL: MIYAGI-OKI 28.3

AXIAL FORCE VARIATION
IN COLUMN (Kip)



(d) COLUMN A2: TAFT 40.3

AXIAL FORCE VARIATION
IN WALL (Kip)



(h) SHEAR WALL: TAFT 40.3

FIGURA 17.- VARIACION EXPERIMENTAL EN LA FUERZA AXIAL EN EL MURO CORTANTE
Y EN LA COLUMNA A2.

APENDICE A.

Debido a que el ancho de la losa, sólo contribuye en la zona de momento positivo, la inercia de la trabe será variable a lo largo de su claro, lo cual modifica la rigidez angular. Para el cálculo de esta rigidez, se hace uso de la ecuación de la barra y el concepto de área elástica.

A continuación se presenta un ejemplo utilizando este concepto.

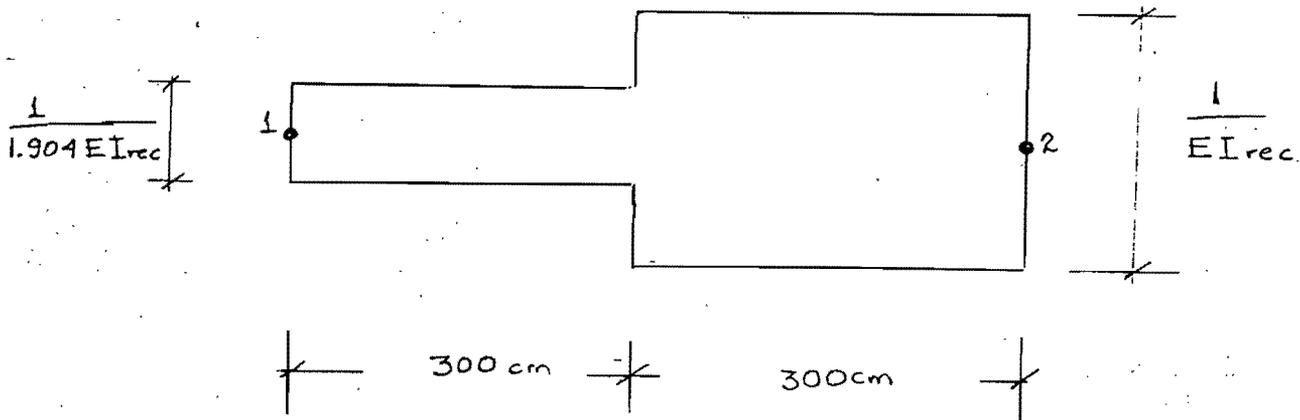
El ejemplo se desarrolla para la trabe G1 de la Figura 1, utilizando las secciones gruesas.

El momento de inercia de la sección rectangular es $I_{rec} = 312,500 \text{ cm}^4$.

El momento de inercia de la sección T es $I_T = 595,000 \text{ cm}^4$.

Por lo tanto $I_T = 1.904 I_{rec}$.

El área elástica es:



La rigidez angular para las barras de eje recto está dada por:

$$r_{a1} = \frac{1}{Ae + \frac{X1^2}{I_y}} ; \quad r_{a2} = \frac{1}{Ae + \frac{X2^2}{I_y}}$$

donde r_{a1} y r_{a2} , representan la rigidez angular en los extremos 1 y 2 de la barra; Ae es el área elástica; I_y el momento de inercia del área elástica con respecto a los ejes centroidales y principales; $X1$ y $X2$ (ejes de Levy) las distancias a cada uno de los extremos al centro de Levy.

Aquí:

$$Ae = 457.9 \text{ cm}^2$$
$$I_y = 12.74 \times 10^6 \text{ cm}^4$$
$$X1 = 346.6 \text{ cm}$$
$$X2 = 253.4 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores:

$$r_{a1} = 0.0116 \text{ Eirec}$$
$$r_{a2} = 0.0072 \text{ Eirec}$$
$$r_{prom} = \frac{r_{a1} + r_{a2}}{2} = 0.0094 \text{ Eirec}$$

Igualando:

$$\frac{4E_{ieq}}{L} = 0.0094 \text{ Eirec}$$

$$I_{eq} = 440,625.0 \text{ cm}^4$$

A P E N D I C E B.

Se describen a continuación las pruebas estáticas y dinámicas efectuadas en el modelo a escala natural.

PRUEBAS DE VIBRACION LIBRE.- Esta prueba se llevó al cabo, tirando de la estructura en el último nivel. Repentinamente se suspende la tensión en el cable y la estructura empieza a vibrar libremente y con base en un conjunto de acelerómetros colocados en cada nivel de la estructura se registran las vibraciones resultantes.

PRUEBAS DE VIBRACION FORZADA.- Estas pruebas se realizaron mediante un generador de excitaciones, el cual fué anclado en el séptimo nivel. De esta manera se logra excitar a la estructura y con base en acelerómetros se registran las respuestas en cada nivel.

PRUEBAS ESTATICAS.- La forma como se realizaron estas pruebas fué la siguiente:

Se aplicó una pequeña carga en uno de los niveles de la estructura. Esta prueba se repitió siete veces, cada una aplicando la carga en un nivel diferente de la estructura. Se puede obtener de esta manera una matriz de flexibilidades experimentales y con base en esta determinar las características dinámicas de la estructura.

PRUEBAS PSEUDODINAMICAS.- Estas pruebas se describen en sec.3.2

A P E N D I C E C.

Se describen a continuación las pruebas estáticas y dinámicas sobre el modelo escala 1/5.

PRUEBAS DE VIBRACION AMBIENTAL.- Las vibraciones registradas son debidas a la excitación ambiental exclusivamente.

PRUEBA DE ANALISIS DINAMICO.- Las características dinámicas se determinaron mediante un análisis dinámico utilizando las disposiciones del UBC.

Las pruebas de vibración libre y forzada, se llevaron al cabo de la misma forma como se describieron en el apéndice B para el modelo escala natural.

PRUEBA ANALITICA PURA.- Las características dinámicas se determinaron mediante un análisis basado en las secciones transformadas no agrietadas, con un módulo de secante elástico a un esfuerzo de aproximadamente el 15% de la resistencia última y un módulo de Poisson de 0.20.

PRUEBAS SEMI-ANALITICAS.- Al igual que las pruebas estáticas del modelo escala natural relatado en el apéndice B, se obtiene una matriz de flexibilidades experimentalmente y con base a ella, se determinan las características dinámicas de la estructura.