

COMPUTACION : CALCULO DINAMICO DE PUENTES

Modelos de cargas y de estructuras

por

Ing. Leonel F. Requena

1. PROGRAMACION Y PROGRAMAS

El primer punto a considerar al abordar el uso de la computadora en el cálculo de estructuras es si vale la pena desarrollar programas o hay que utilizar programas (alquilar su uso, adquirirlos).

A este respecto no hay ninguna duda de que, si bien puede ser útil desarrollar programas para aplicaciones restringidas y con fines de aprendizaje, es altamente recomendable utilizar programas de uso general. En los ejemplos de aplicaciones que hemos de presentar haremos mención de algunas de las ventajas realmente espectaculares de estos programas (como son las facilidades gráficas).

Los programas de cálculo de estructuras se dividen en dos grupos : los programas para modelos estructurales consistentes en barras y los consistentes en elementos finitos (de barras, placas, tubos, etc.). De los primeros es universalmente conocido el llamado STRESS y de los segundos, de los cuales hay una buena variedad, el más antiguo y muy conocido es el STRUDL. El STRESS permite sólo cálculos estáticos y el STRUDL también cálculos dinámicos.

Los modelos "de barras" son estructuras bi o tridimensionales compuestas de elementos lineales alargados, que pueden representarse por sus propiedades a lo largo de sus ejes centroidales. Están constituidas por nudos, incluidos los nudos de apoyo, y por barras que conectan esos nudos. Una variedad de condiciones se puede imponer en los nudos de un modo implícito por medio de tipos estructurales (reticulados o pórticos, por ej.) o explícitamente para un nudo o una barra.

Los modelos "de elementos finitos" permiten el tratamiento de los problemas de la mecánica del continuo. En este método el dominio del problema se subdivide en elementos uni, bi o tridimensionales de distinto aspecto, conectados en un número finitos de nudos. Algunos programas permiten la mezcla de elementos diferentes, otros, como ICES STRUDL-II, por ej. sólo permiten la mezcla de elementos con igual número de grados de libertad en los nudos coincidentes en tipo y dirección.

2. EQUIPOS

Aquellos programas exigían equipos relativamente importantes, minicomputadoras o mainframes, hasta la aparición de la PC. Con ella aparecen programas muy poderosos desarrollados para una memoria de unos 640 Kb y que exigen una capacidad de almacenamiento libre en disco del orden de 20 Mb y el agregado de un coprocesador matemático. La capacidad gráfica en pantalla se ve muy bien aprovechada con un monitor color y una plaqueta EGA (Enhanced Graphic Adapter), aunque también funcionan a menudo con una CGA (Color Graphic Adapter). Hay, por lo tanto, obviamente equipos que pueden correr el programa que se desea, otros no. En cuanto a la impresión de datos y resultados también se obtienen muy útiles representaciones gráficas, en color, con impresoras que son hoy día de uso corriente entre usuarios de PC's. Este es un punto muy importante: los modelos se definen por medio de números (números de nudos y elementos y coordenadas de nudos), en instrucciones a veces muy sintéticas. Obviamente el modo más rápido de controlar estas definiciones (y tal vez el único) es poder ver el modelo en la pantalla y/o en el papel.

3. MODELOS

Podemos hablar de modelos de :

- a) terreno
- b) estructura
- c) cargas

A menudo el terreno y la estructura se representan en un mismo modelo estructural de elasticidad lineal, sin embargo hoy día es posible representar en ambos casos elementos de elasticidad no lineal. Terreno y fundación, por otra parte, pueden ser representados en un solo modelo asentado sobre una base rígida. Se estudia este conjunto por separado, previamente, y se reemplaza por algún elemento (u elementos) elástico(s) equivalente(s).

La modelización del terreno como parte de la estructura se hace considerando al terreno como una estructura, o como elementos estructurales anclados en una base rígida.

Los modelos de cargas están definidos en principio por el Reglamento, salvo casos especiales que exigen a veces una investigación, como ser, entre otros:

- a) modelo de cargas producidas por un tornado sobre el puente Posadas-Encarnación (un problema meteorológico-aerodinámico). (Referencia 1).
- b) modelo de cargas producidas sobre las pilas de los puentes del río Uruguay en el caso de un choque de una embarcación sobre las mismas (un problema dinámico elasto-plástico de dos cuerpos, siendo cada uno de estos cuerpos, a su vez, una estructura). Este problema incluye además definir el tamaño y

tipo de la embarcación, la actitud de la misma en el choque, la probabilidad del evento, siendo el objetivo determinar la esperanza matemática del costo de este tipo de siniestros durante un cierto período de tiempo. (Referencia 2).

3.1 COEFICIENTE DE AMPLIFICACION DINAMICA

Caso del puente sobre el río MOJOTORO (Salta)

El puente sobre el río MOJOTORO tiene siete tramos de 33.50 m de luz y dos tramos extremos de 20.00 m. Cada tramo se construye con cuatro vigas prefabricadas y una losa. La losa es continua en grupos de tres tramos cada uno, las vigas no son continuas. El diseño tiene de particular que el puente no lleva vigas transversales, confiándose la repartición transversal de cargas a la losa superior. Por este motivo se realizó una investigación dinámica orientada a poner de manifiesto el comportamiento dinámico del puente bajo cargas móviles. Para ello se inspeccionan los modos propios de vibración de la estructura (en este caso se ha tomado un tramo simplemente apoyado), se toma nota de las frecuencias propias correspondientes y se trata de imaginar una combinación de cargas móviles que pueda producir flechas o esfuerzos en la losa o las vigas mayores que las que se deducen de la aplicación del Reglamento.

En primer lugar (Referencia 3) consideremos una viga de sección constante, de momento de inercia constante J , módulo de elasticidad E , simplemente apoyada de luz l , de masa por unidad de longitud m ; con los datos del puente sobre el río MOJOTORO se tiene :

$$J = 2.6836 \text{ m}^4$$

$$E = 3e6 \text{ t/m}^2$$

$$l = 32.7 \text{ m (entre apoyos)}$$

$$m = 1.61 \text{ t s}^2/\text{m}^2$$

definiendo :

$$\alpha = \sqrt{(EJ/m)} = \sqrt{(3e6 \cdot 2.6836 / 1.61)} = 2236.18 \text{ m}^2/\text{s}$$

se tiene que el periodo fundamental es :

$$T = 2l^2 / (\pi \alpha) = 2 \cdot 32.7^2 / (\pi \cdot 2236.18) = 0.3 \text{ s}$$

Suponemos ahora que sobre la viga se desplaza una carga concentrada P a una velocidad constante v . Si la viga se encuentra inmóvil en el instante inicial $t=0$ en el cual la carga P parte del extremo A hacia el extremo B, se tiene que la resonancia se produce para la velocidad :

$$vR = \pi \alpha / l = \pi \cdot 2236.18 / 32.7 = 214.84 \text{ m/s} = 773 \text{ km/h}$$

que implica que el tiempo que demora la carga P en alcanzar el apoyo B es :

$$t_R = l/v_R = l^2/(\pi a) = T/2$$

o sea que la velocidad de resonancia es tal que la carga recorre dos veces la luz en un período de vibración transversal de la viga. El coeficiente de amplificación dinámica es la relación entre la flecha dinámica en el centro de la luz f_d y la flecha estática f_s para la carga en el mismo lugar, se tiene :

$$f_d/f_s \approx \pi/2 = 1.57$$

Como en este caso la velocidad v_R de resonancia es inalcanzable, se define :

$$\beta = vl/\pi a$$

y se demuestra que si β es bastante pequeño con respecto a 1

$$\beta \ll 1$$

el coeficiente de amplificación dinámica es :

$$f_d/f_s \approx 1/(1-\beta)$$

Para una velocidad $v = 20 \text{ m/s} = 72 \text{ km/h}$ se tiene :

$$\beta = 20 \cdot 32.7 / (\pi \cdot 2236.18) = 0.093$$

$$f_d/f_s \approx 1/(1-0.093) = 1.1 \quad (*)$$

Esta teoría no tiene en cuenta :

- a) los movimientos de torsión del tablero,
- b) el hecho de que los vehículos transitan sobre las vigas centrales,
- c) las irregularidades del pavimento,
- d) el hecho de que los vehículos no son cuerpos rígidos, sino cuerpos elásticos que, en particular, poseen una caja de carga suspendida sobre las ruedas por una suspensión elástica, con una frecuencia propia fundamental de vibración que es función del vehículo y la carga. Se puede presentar resonancia del vehículo y el puente, llevando el coeficiente de amplificación dinámica a un valor del orden de 2. Estas mediciones tienden a resolver los puntos c) y d). (Referencias 5 y 6).

En cuanto a los puntos a) y b), fueron investigados en este caso por medio de un programa de elementos finitos. El modelo de un tramo de puente está constituido por 80 elementos de placa (Figura A-1) que representan la losa y por 40 elementos de viga (Figura A-2).

El programa calcula las frecuencias de vibración para un número de modos de vibración deseado, aquí presentamos los diez primeros periodos propios y los modos propios de vibración correspondientes en las Figuras A-3 a A12 :

MODO	PERIODO S
1	0.3
2	0.25
3	0.13
4	0.084
5	0.082
6	0.079
7	0.078
8	0.062
9	0.054
10	0.051

Los modos propios de dichas figuras (en perspectiva) son representación fiel por impresora de lo que se ve en una "ventana" (window) de pantalla, ; donde además se pueden ver las figuras en movimiento !.

Con estas formas propias el programa permite calcular la respuesta de la estructura, es decir desplazamientos , esfuerzos y tensiones en función del tiempo para un sistema dado de cargas en función del tiempo. En la Figura A-13 se presenta, por ejemplo, un diagrama de la flecha en el centro de la luz en función del tiempo cuando dos cargas concentradas de 44t c/u se desplazan a lo largo de las vigas centrales, una sobre cada viga, simultáneamente, a una velocidad de 20 m/s, con un amortiguamiento estructural nulo. En otro caso se desdobló cada carga de 44t en cuatro cargas de 11t separadas por una distancia entre ejes de 6 m (nótese que en tal caso el periodo de aparición de las cargas sobre el tablero es de 6m dividido 20 m/s = 0.3 s ,igual al periodo fundamental del tablero). En ambos casos el coeficiente de amplificación dinámica no supera el valor (*).

Finalmente podemos concluir que los periodos de los modos propios son suficientemente pequeños (frecuencias suficientemente altas) como para que no pueda presentarse en general coeficientes de amplificación superiores a los fijados por el Reglamento.

3.2 SISMO LONGITUDINAL

Caso del puente sobre el río MEDINAS (Salta)

Se trata de un puente de 8 tramos de 25,2 m de luz, con un diseño similar al anterior, con losa de continuidad interrumpida en el centro. Se estudia el comportamiento longitudinal del puente por medio de un modelo estructural plano (pórtico plano formado por barras). La estructura se apoya, al nivel del terreno, sobre apoyos verticales y barras perpendiculares al plano de la estructura que representan la rigidez a los desplazamientos horizontales y giros de la fundación en esos puntos.

En la Figura B-1 se tiene una visión general del modelo, donde no se aprecian los detalles, que desaparecen frente a la gran longitud relativa de los tramos. Sin embargo el programa permite "acercarse" (zoom) para ver los detalles. Así en la Figura B-2 se observa el detalle del apoyo extremo de un tramo sobre el estribo. En la Figura B-3 se observa el detalle del apoyo sobre una pila genérica : recorriendo la figura de abajo hacia arriba se ve la pila (barra vertical), una barra horizontal que representa su cabezal, dos barritas verticales que representan a los apoyos de neopreno, y la barra superior representa la serie tablero-losa de continuidad tablero. En la Figura B-4 se observa el detalle de los apoyos sobre la pila central, donde la losa de continuidad está interrumpida por una junta.

En la Figura B-5 se observa el primer modo de vibración, correspondiente a un movimiento pendular invertido de conjunto del puente.

En la Figura B-6 se observa el segundo modo, movimiento de las dos mitades simétricas del puente en sentidos inversos (los dos hacia afuera, luego los dos hacia adentro). En las Figuras B-7 y B-8 los dos modos siguientes son movimientos independientes de las pilas, el resto de los modos hasta el décimo también (no representados). Un método de verificación al sismo consiste en determinar la respuesta del puente al movimiento en la base (terreno) definido por una ley de movimiento conocida, obtenida a partir de un acelerograma de un sismo real. Se puede imponer aceleración, velocidad o desplazamiento de la base en función del tiempo. Aquí se aplicó en la base la ley de desplazamiento del terreno vs tiempo del terremoto de Kern County (California, U.S.A), (Referencia 7) dada por los puntos siguientes :

TIEMPO s	DESPLAZAMIENTO m
0.0	0.000
2.5	-0.057
3.2	-0.121
5.0	-0.049
7.5	0.170
9.0	0.246
10.0	0.191
12.5	0.087
15.0	0.017
17.5	-0.087
20.0	-0.125
22.5	-0.054
25.0	0.058
26.5	0.117
27.5	0.108
30.0	0.025

En la Figura B-9 se representa el desplazamiento del tablero en función del tiempo para este sismo, con un intervalo de integración de 0.05 s y un amortiguamiento estructural nulo, lo mismo en la Figura B-10 para la parte superior del estribo. Se obtiene, de modo similar, los desplazamientos en función del

tiempo de todos los nudos, así como esfuerzos y tensiones.

Se verifica que los tableros no chocan entre sí, ni los tableros con los estribos, los esfuerzos en las pilas, el comportamiento de los apoyos de neopreno, etc.

Finalmente se recuerda que la intensidad del sismo está definida para cada zona sísmica como una aceleración máxima del terreno en función del período de retorno del sismo. Sabiendo que el sismo de Kern County tuvo una aceleración máxima de 0.16 g y que, para la zona del puente sobre el río Medinas la aceleración máxima en un período de 50 años es de 0.042 g, se tiene que los resultados se pueden atenuar (o la ley de desplazamientos del terreno) por medio de un factor de atenuación de $0.042/0.16 = 0.2625$.

REFERENCIAS

- 1) COPPEN (Consortio para Proyecto del Puente Posadas-Encarnación). Investigación Aerodinámica.
- 2) Leonel F. Requena. Dynamical Determination of de Collision's Transient Load. IABSE Colloquium : Ship Collision with Bridges and Offshore Structures. Copenhagen. 1983.
- 3) Leonel F. Requena y Andrés M. Juan. Faisabilité économique des protections des piles de pont. IABSE Colloquium . Idem anterior.
- 4) Henry Favre. Cours de Mécanique. Dunod. 1949.
- 5) T. I. Campbell et al. Frequency Matching in Continuous Post-Tensioned Concrete Highway Bridges.
- 6) Angel C. Aparicio. Resultados y conclusiones de las pruebas efectuadas en el paso superior de Alfonso X, en el Cinturón de Ronda de Barcelona: Una fuente de enseñanza. Hormigón y Acero. No. 162.
- 7) Demeter G. Fertis. Dynamics and Vibration of Structures. Wiley. 1973.

71	72	73	74	75	76	77	78	79	80
61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Y
X

FIGURA A-1

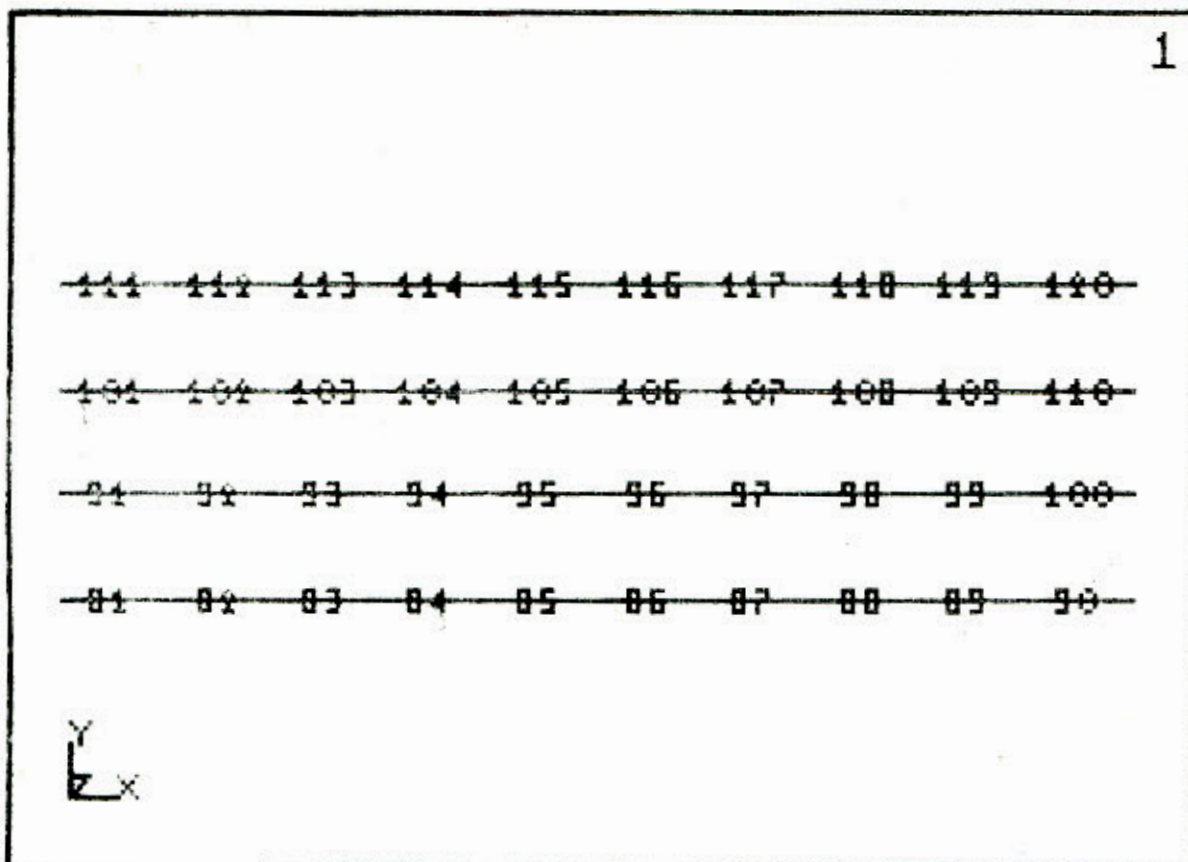


FIGURA A-2

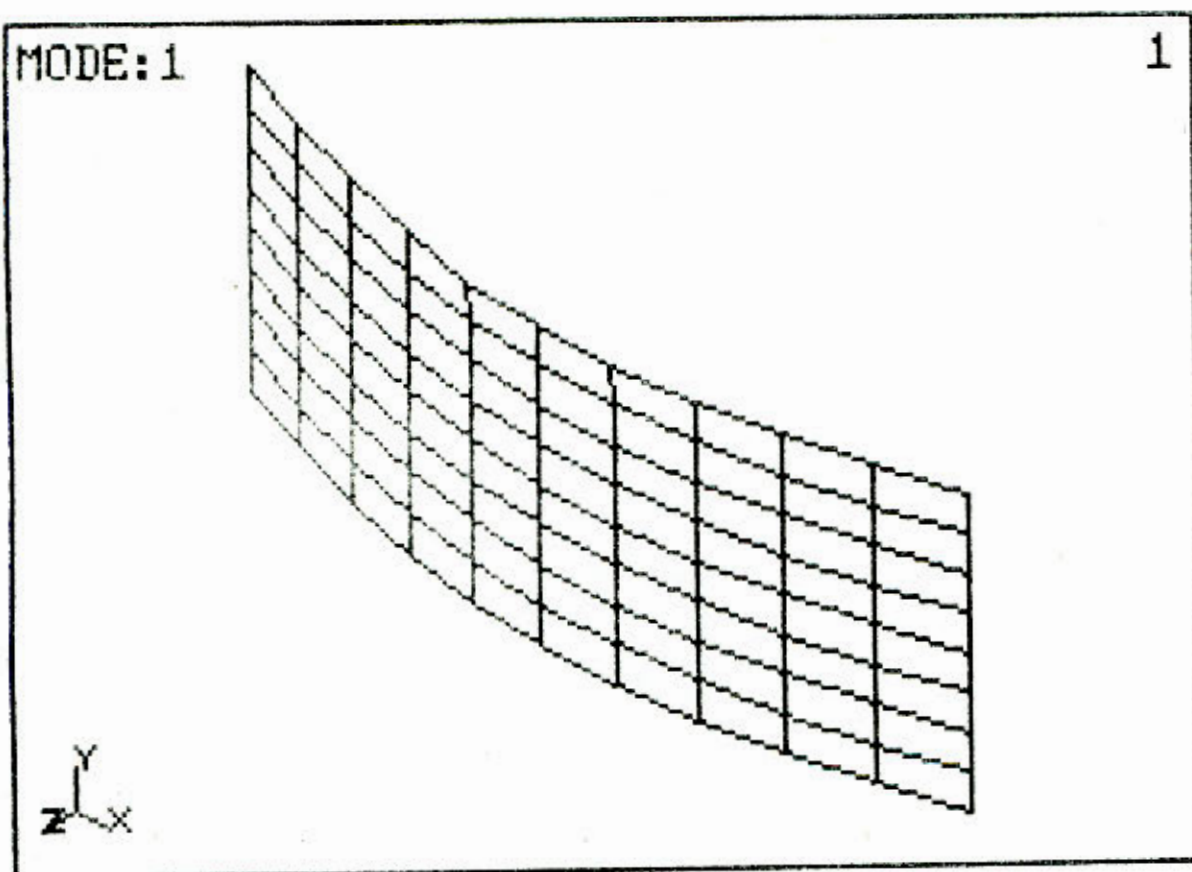


FIGURA A-3

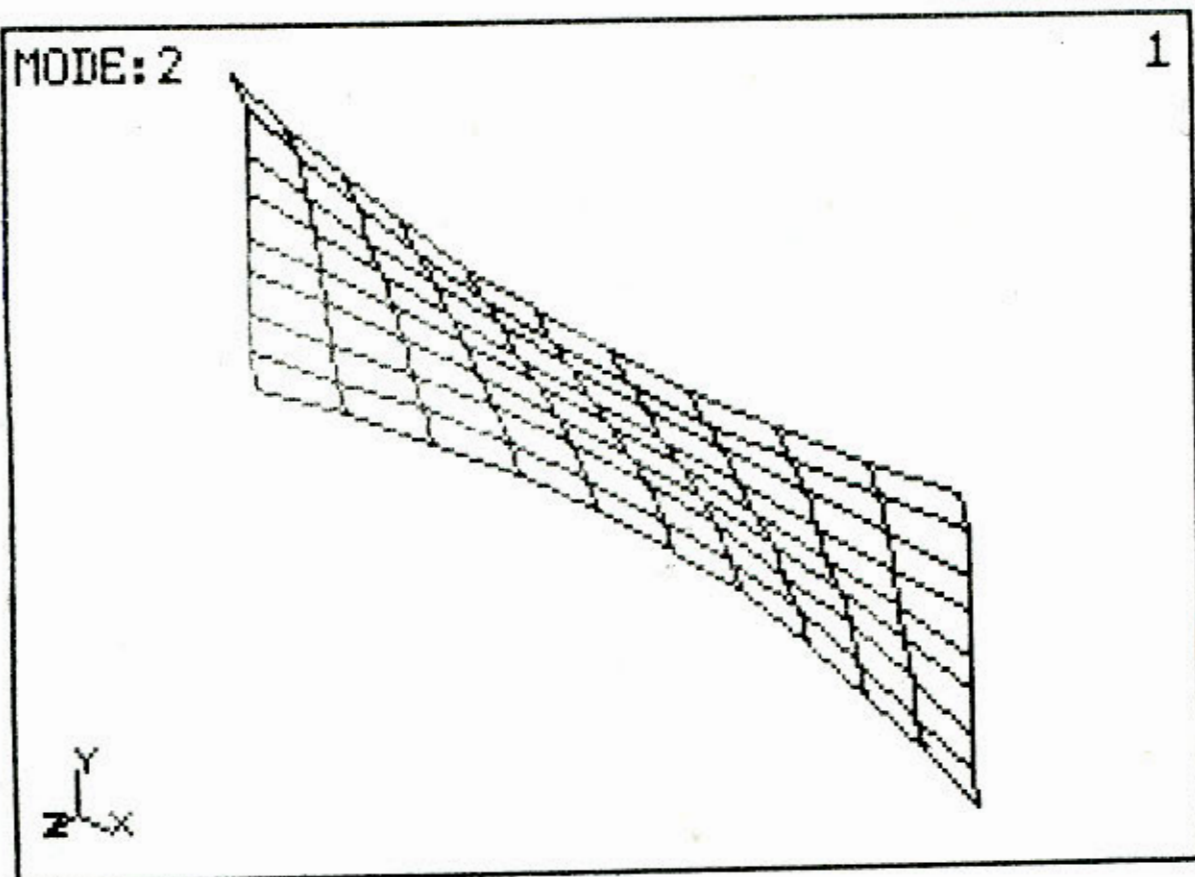


FIGURA A-4

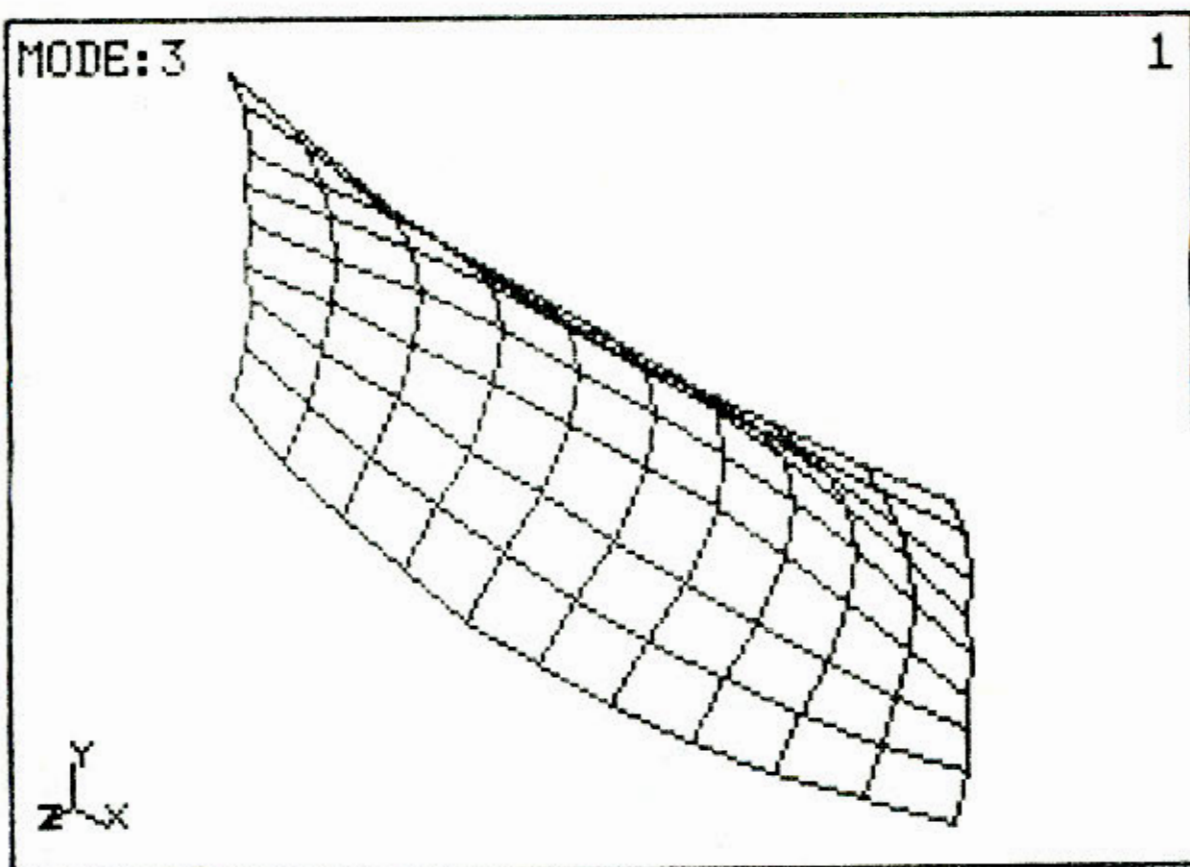


FIGURA A-5

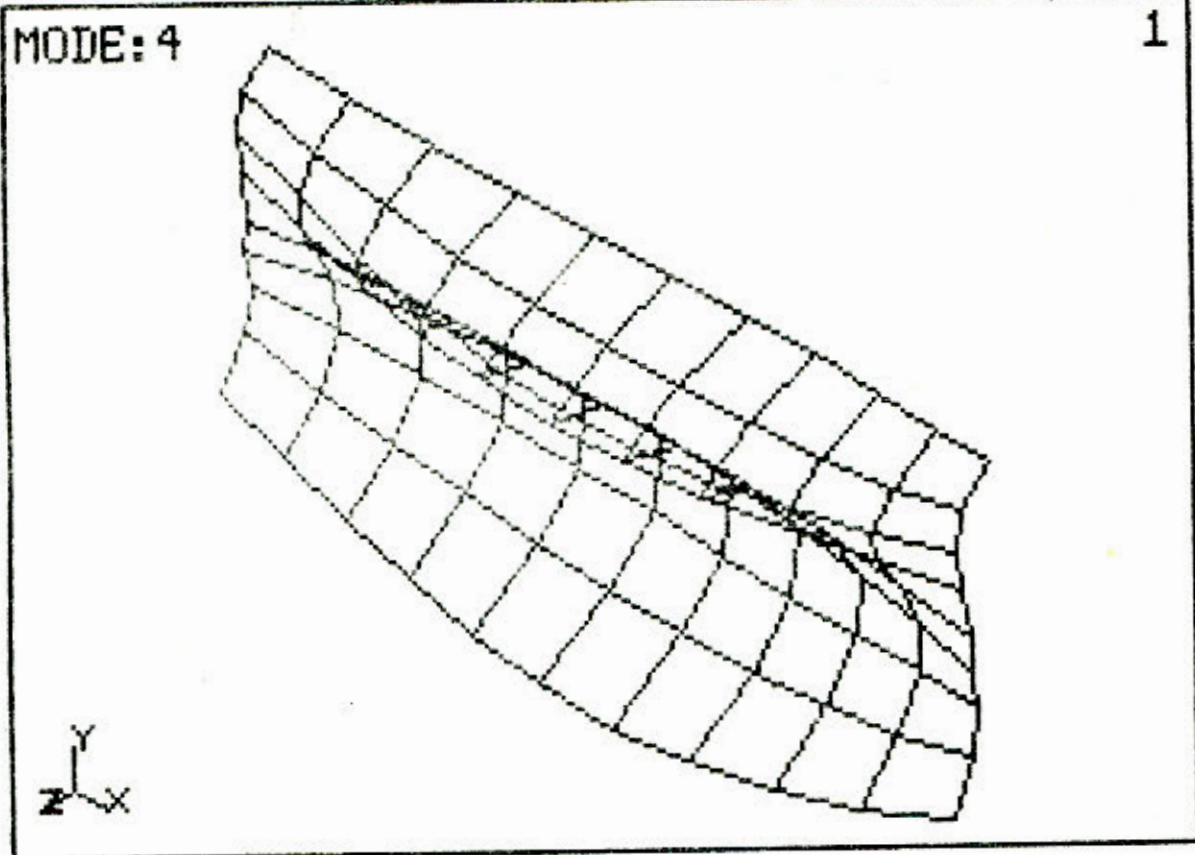


FIGURA A-6

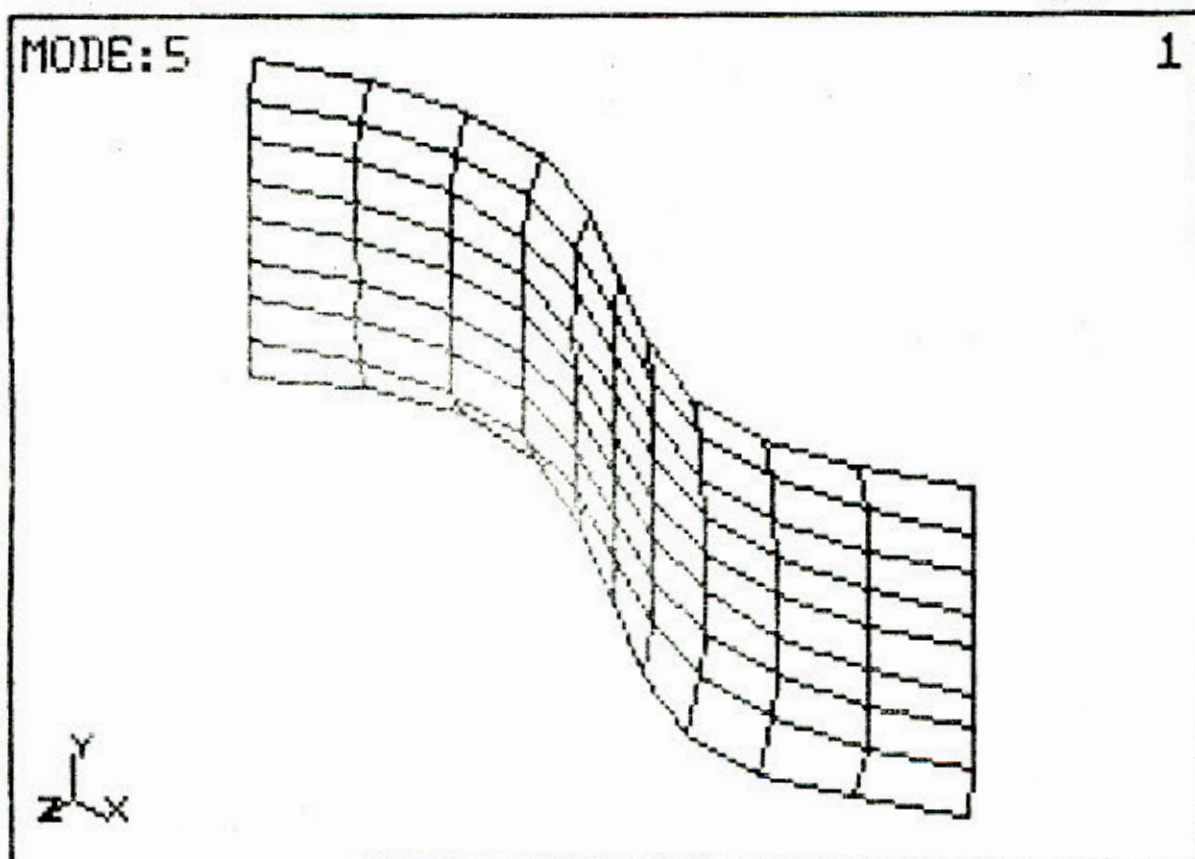


FIGURA A-7

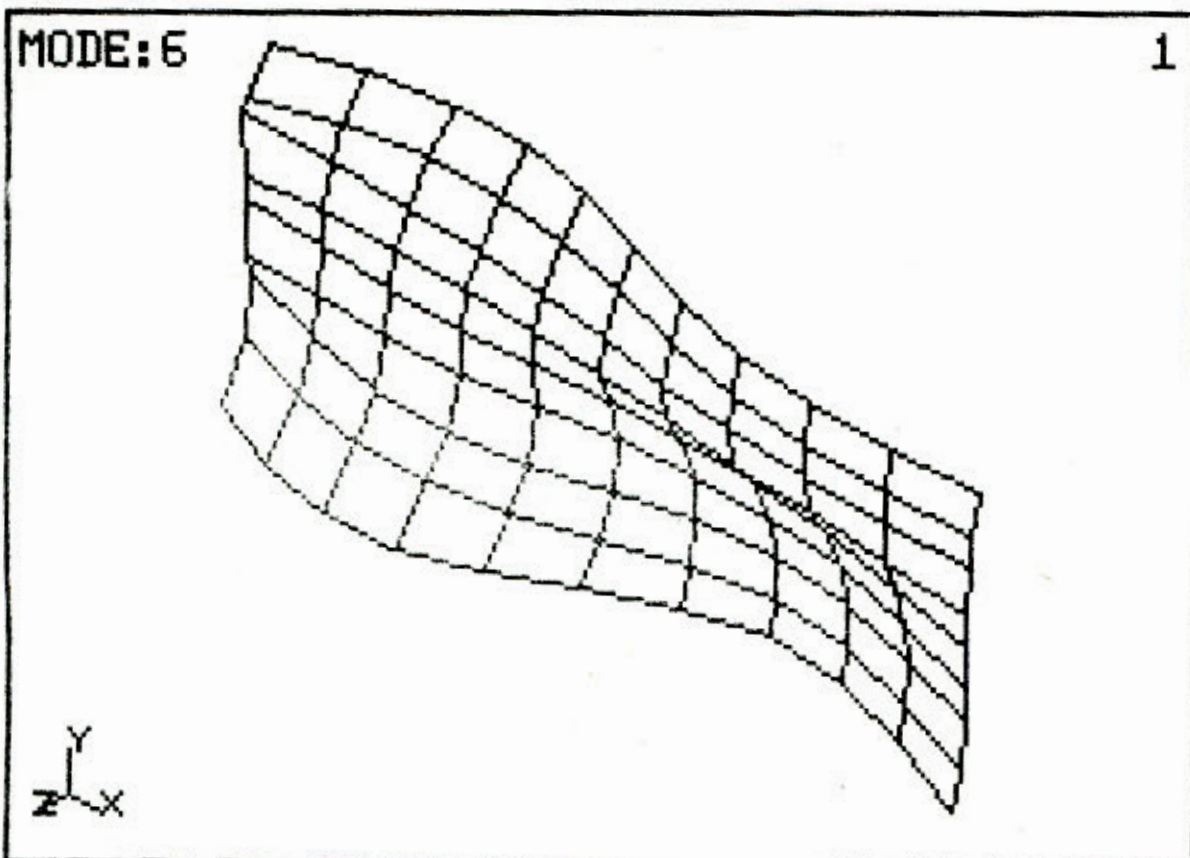


FIGURA A-8

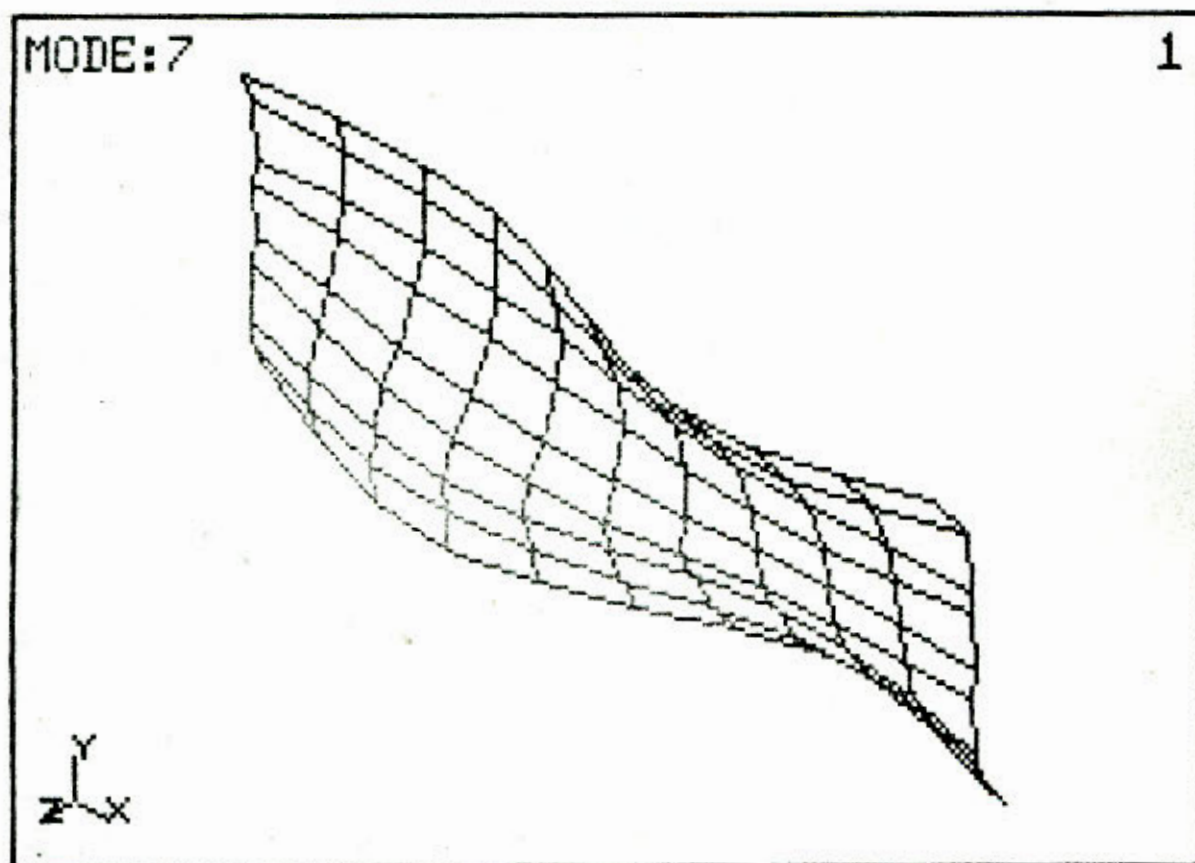


FIGURA A-9

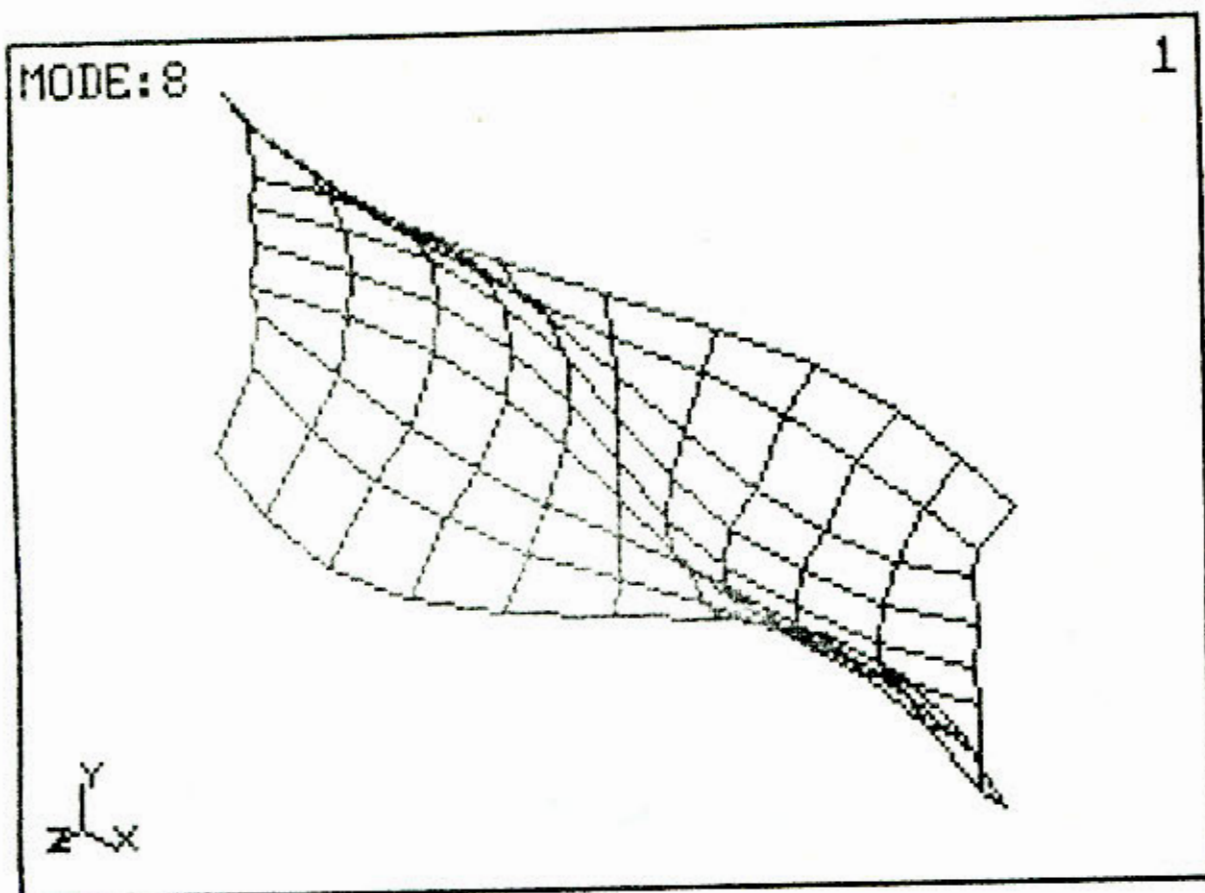


FIGURA A-10

MODE: 9

1

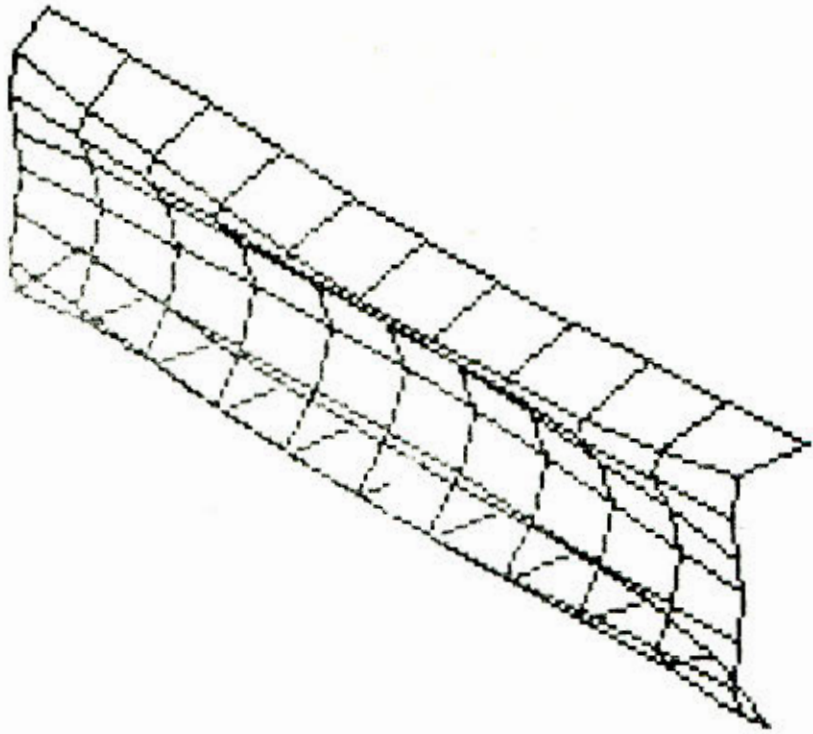


FIGURA A-11

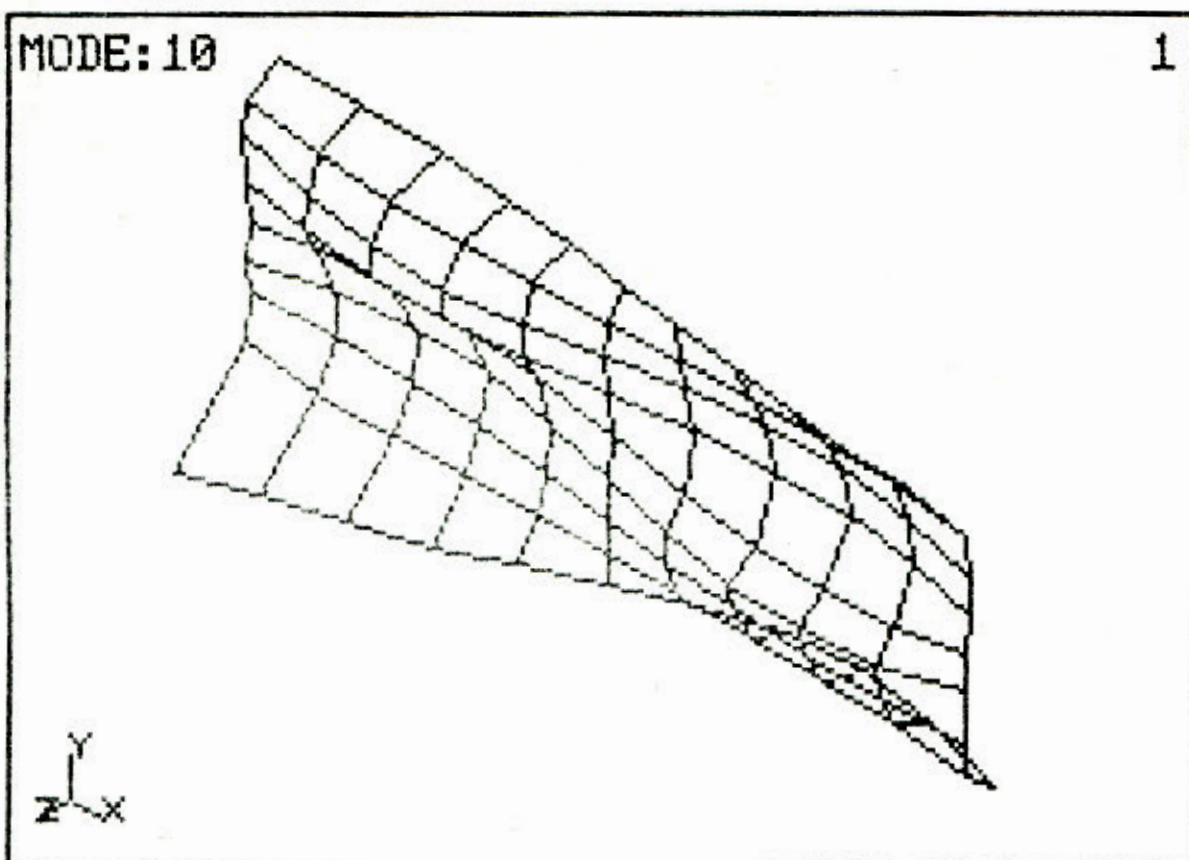


FIGURA A-12

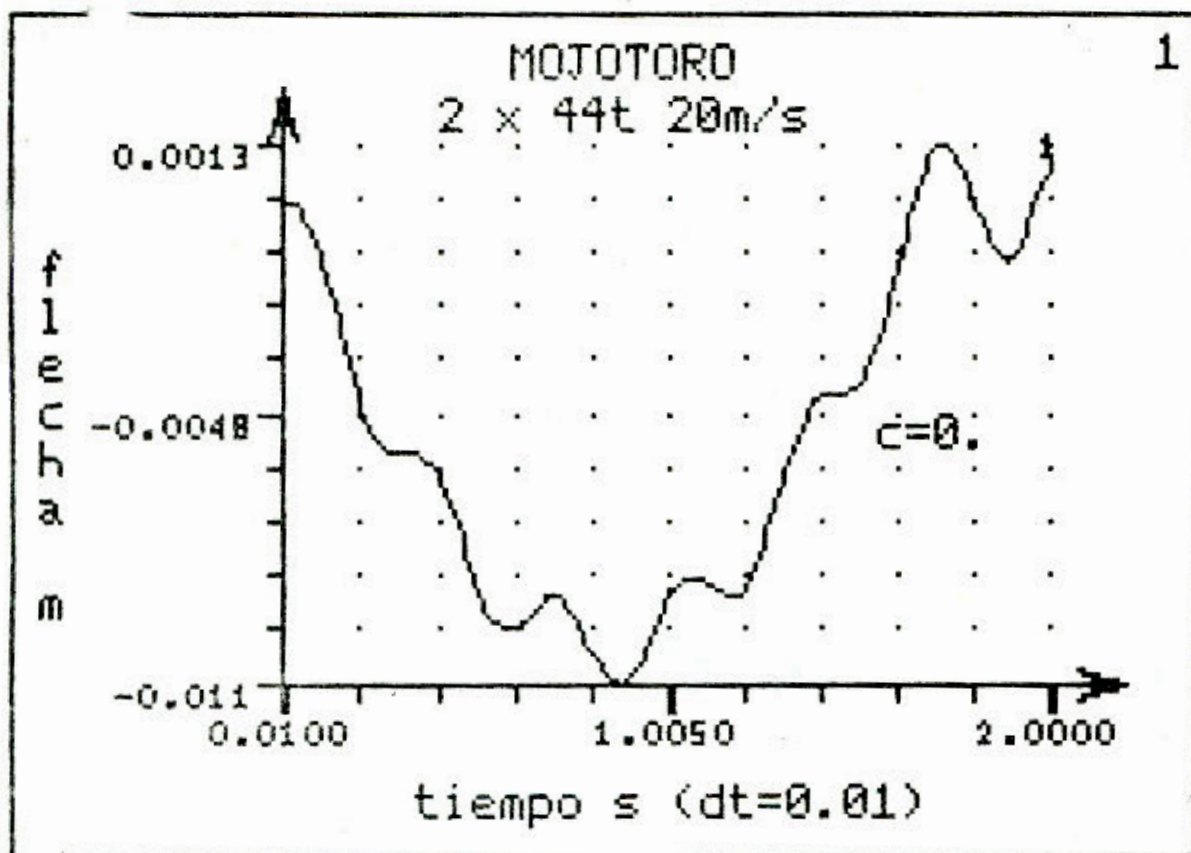


FIGURA A-13

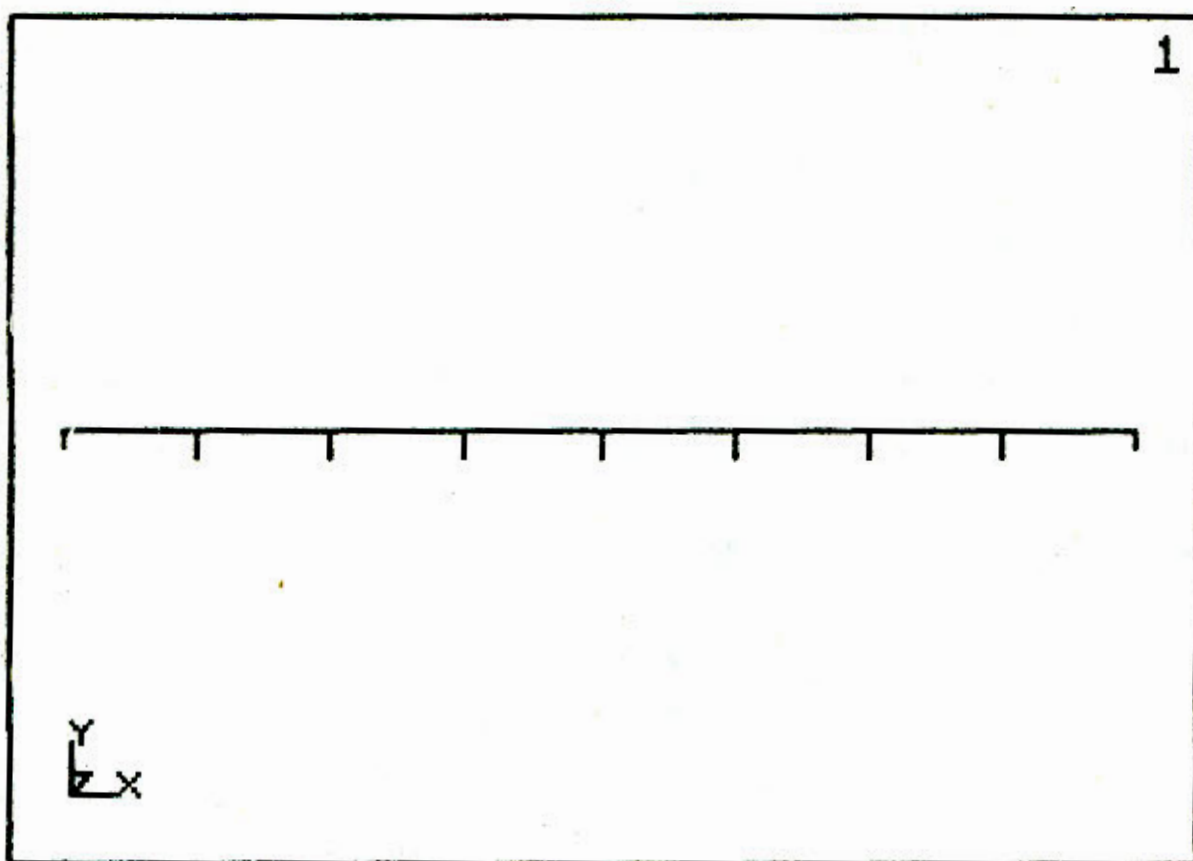


FIGURA B-1

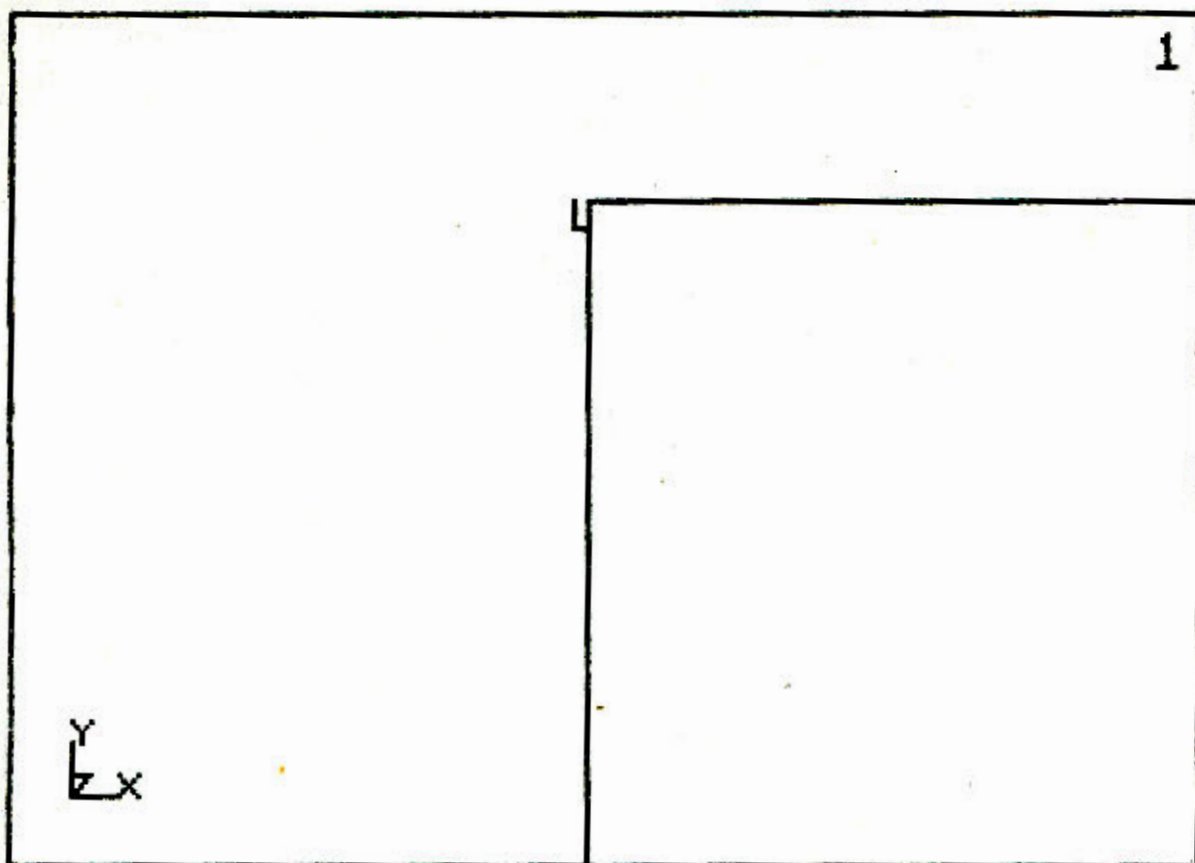


FIGURA B-2

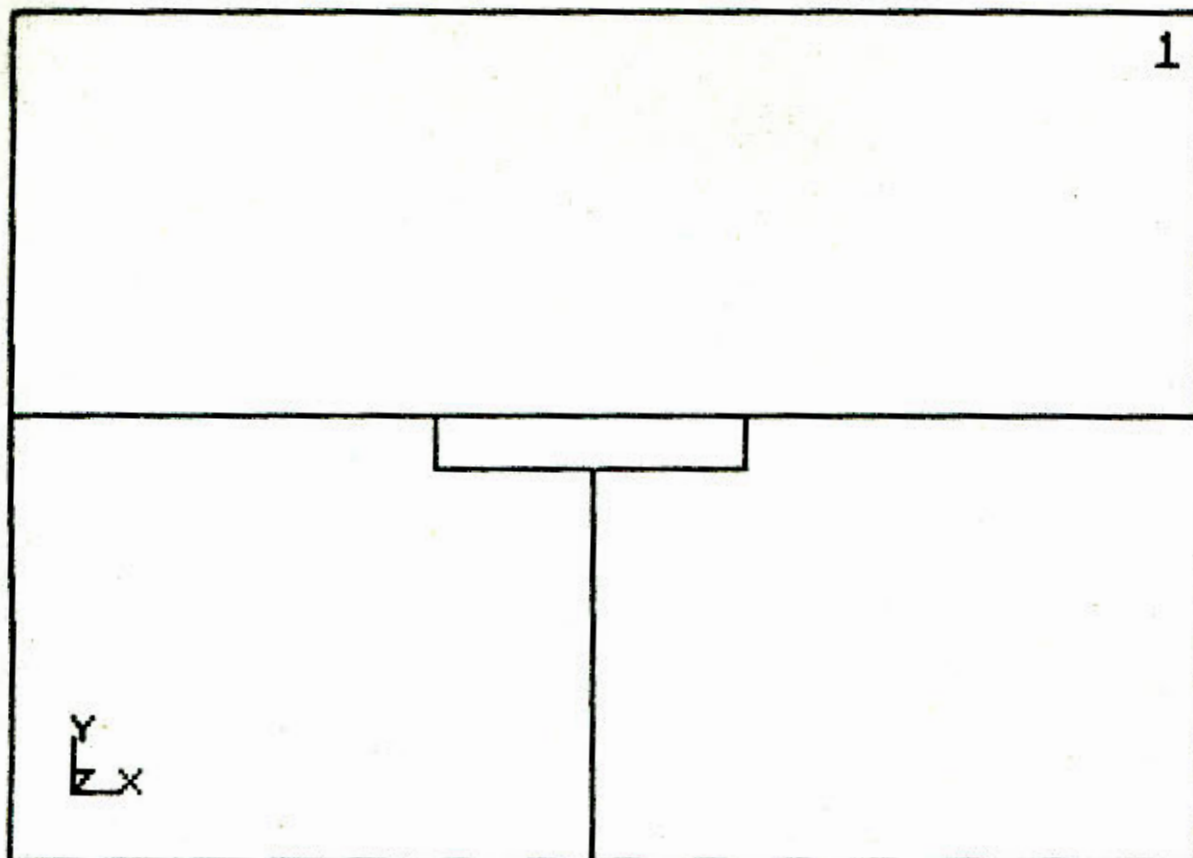


FIGURA B-3

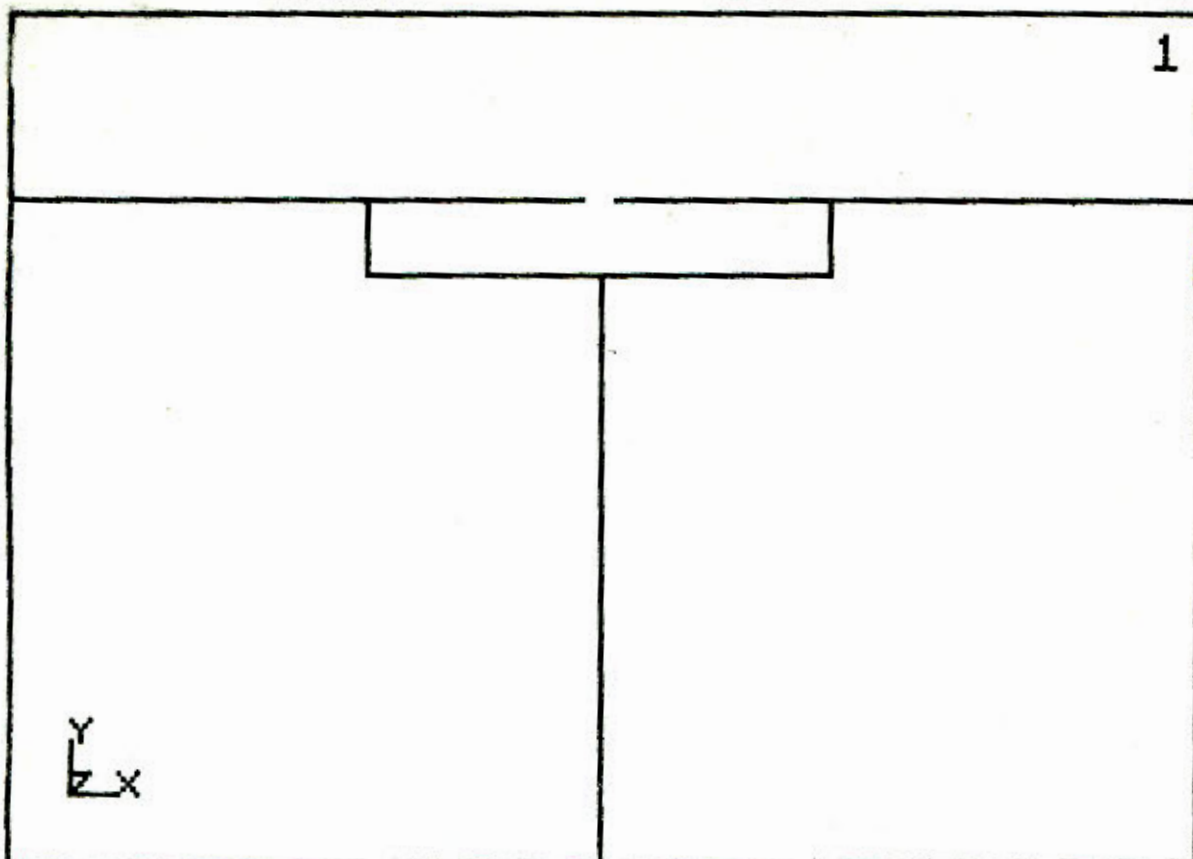


FIGURA B-4

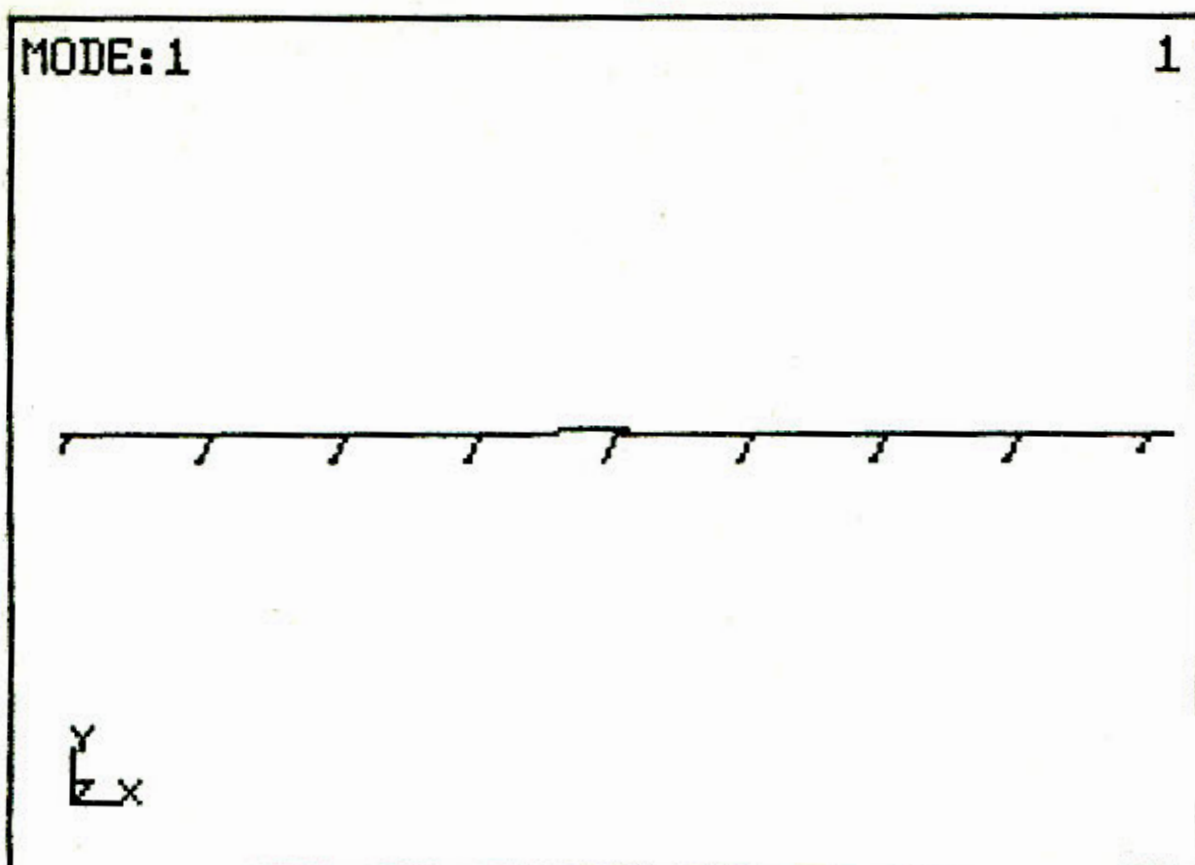


FIGURA B-5

MODE: 2

1



Y
└─X

FIGURA B-6

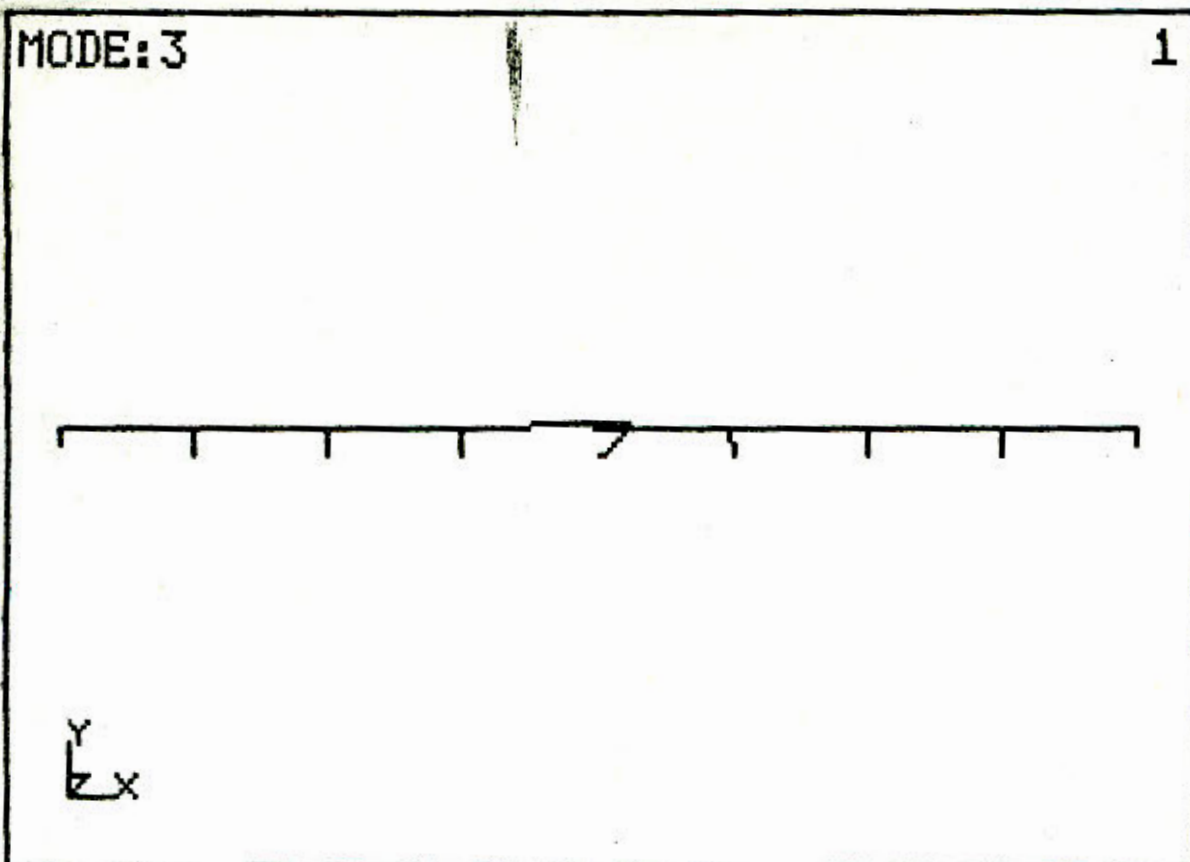


FIGURA B-7

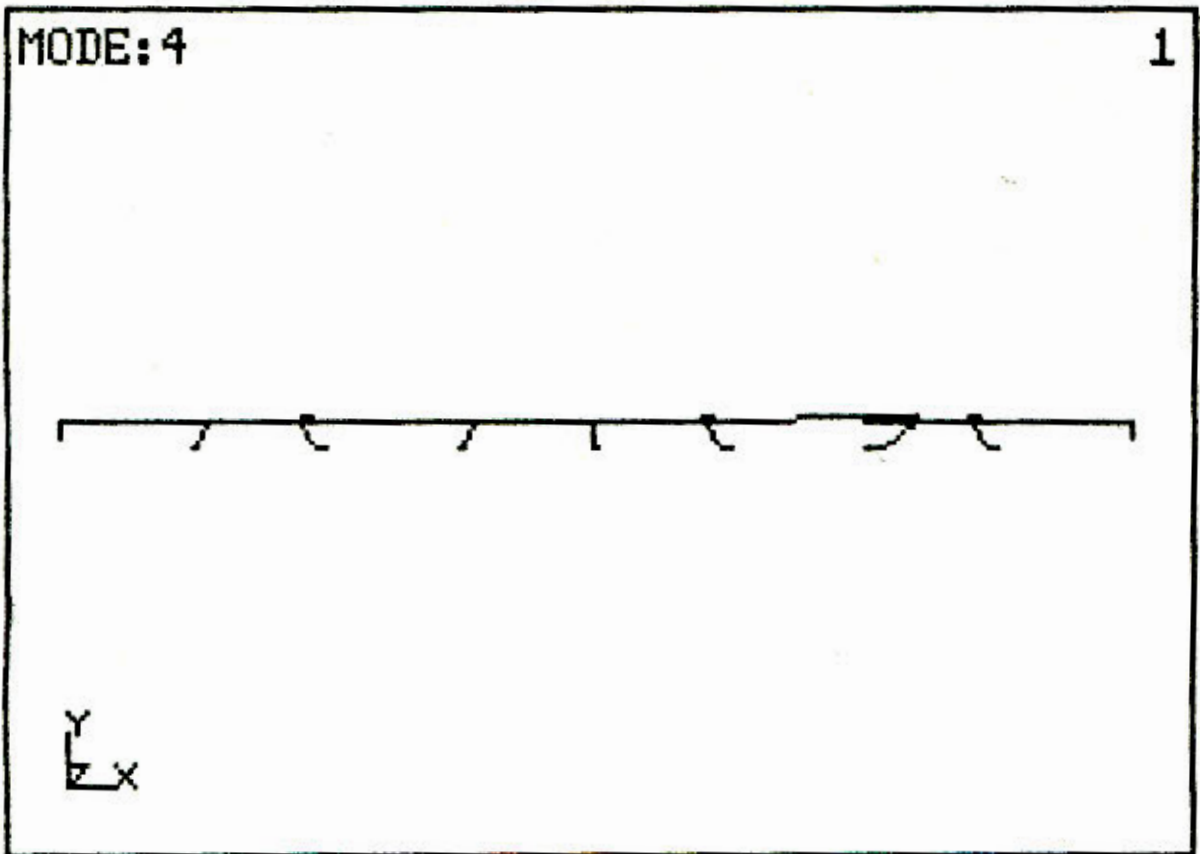


FIGURA B-8

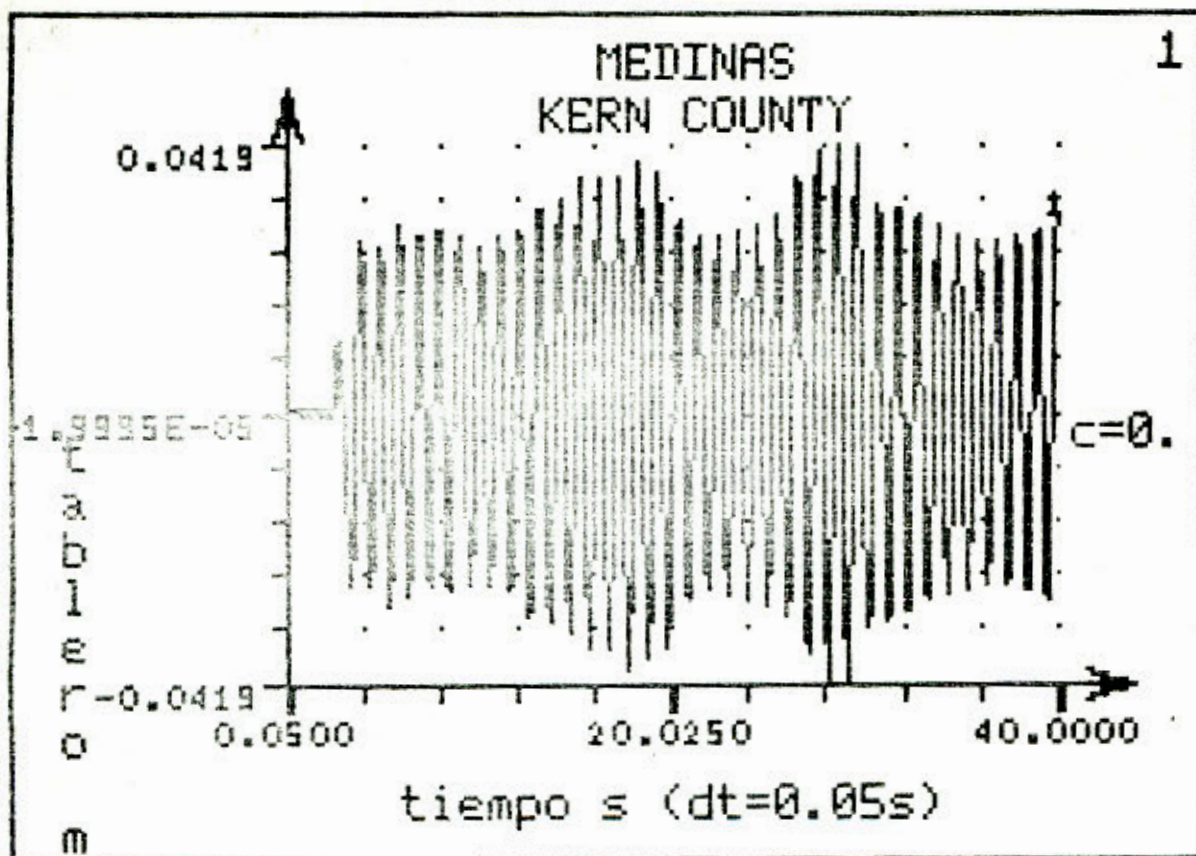


FIGURA B-9

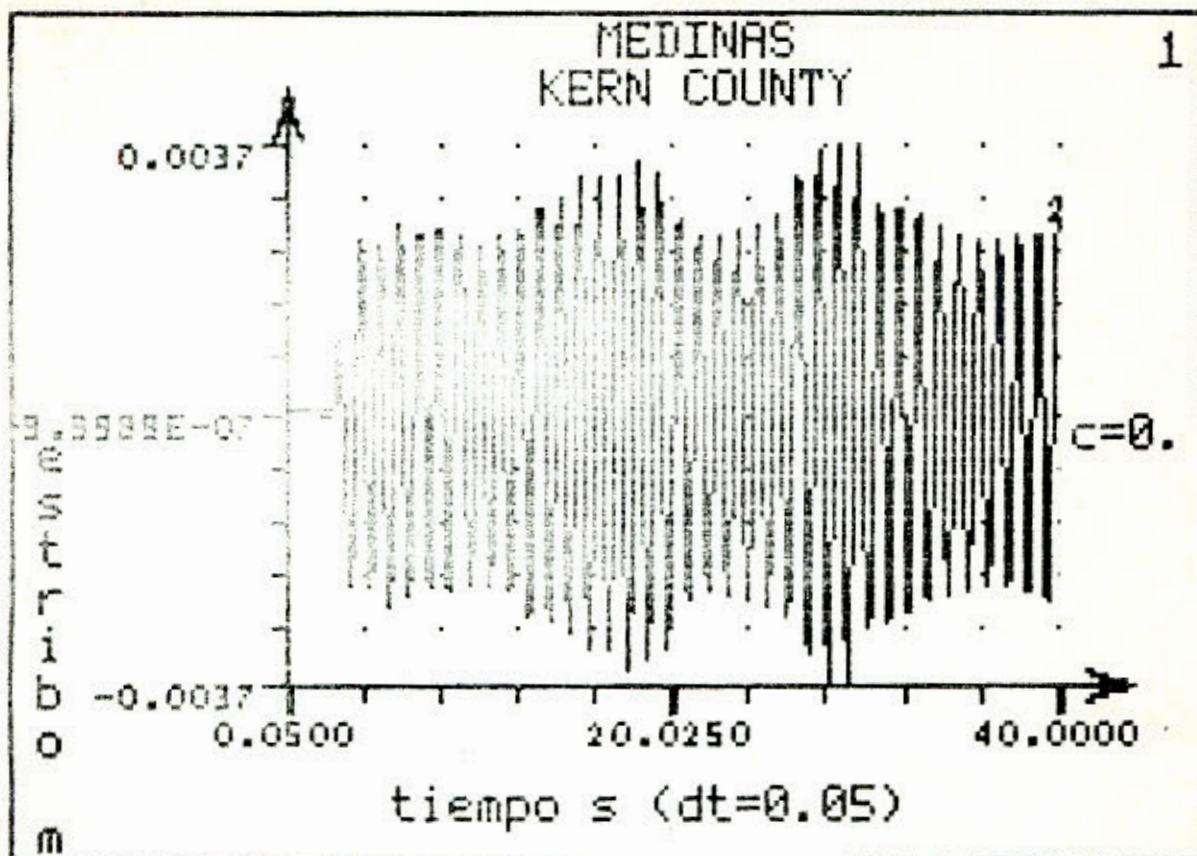


FIGURA B-10