

99
20j

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica



RESPUESTA INELASTICA DE UN EDIFICIO
CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCION
SUELO - ESTRUCTURA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :

SERGIO M. MORENO RUBIN DE CELIS

CELIS CON
FALLA DE ORIGEN





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 está 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.

RESPUESTA INELASTICA DE UN EDIFICIO
CONSIDERANDO EL EFECTO DE INTERACCION
SUELO-ESTRUCTURA

PROLOGO

1. INTRODUCCION.....	1
1.1. ANTECEDENTES.....	1
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	2
2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO.....	3
2.1. UBICACIÓN DEL EDIFICIO.....	3
2.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	3
2.3. DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	5
3. MODELO MATEMATICO.....	6
3.1. PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES.....	6
3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE ANÁLISIS.....	7
3.2.1. PROGRAMA SUPER-ETABS.....	8
3.2.2. PROGRAMA DRAIN-2D.....	9
3.3. MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO.....	10
3.3.1. MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA.....	10
3.3.2. MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE.....	12
3.4. MODELO MATEMÁTICO INELÁSTICO.....	14
3.4.1. CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS.....	14
3.5. PROPIEDADES DINÁMICAS CALCULADAS.....	19

4. RESPUESTA INELÁSTICA.....	22
4.1. CARACTERÍSTICAS DEL SISMO DE ANÁLISIS.....	23
4.2. RESPUESTA INELÁSTICA.....	24
4.2.1. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA.....	24
4.2.2. HISTORIA DE CORTANTE EN LA BASE.....	25
4.2.3. HISTORIA DE MOMENTOS DE VOLTEO EN LA BASE...26	
4.2.4. DAÑO.....	27
4.2.5. DEMANDAS DE DUCTILIDAD.....	28
4.3. COMPARACIONES Y COMENTARIOS.....	29
5. CONCLUSIONES.....	31
6. REFERENCIAS.....	33
7. TABLAS Y FIGURAS.....	36
8. APÉNDICES.....	A-1

PROLOGO

En este trabajo se analizó la respuesta sísmica teórica de un edificio de 20 niveles y en el cual se incluyó el efecto de interacción suelo-estructura. Se estudió la respuesta inelástica en función de desplazamientos en azotea, cortantes en la base, momentos de volteo en la base, formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad de entrepiso. Con fines comparativos se estudiaron modelos considerando base empotrada y flexible con comportamiento elástico e inelástico en dos direcciones.

Espero que el contenido de este trabajo sea de interés y se utilice como referencia para el desarrollo de estudios posteriores encaminados a una mejor comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras.

Deseo agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México la oportunidad que me brindó de realizar mis estudios profesionales, así como al Instituto de Ingeniería en las personas del Dr. David Muriá-Vila por su dirección y amistad y del M.I. Ricardo González Alcorta sin cuya colaboración y apoyo total no hubiera sido posible concluir este estudio. Un agradecimiento especial a Marcela y René por su ayuda y comprensión durante estos difíciles meses de trabajo.

Finalmente un agradecimiento a mi hermano Heibert compañero de siempre, fuente inagotable de sabios consejos, a Edgar y Doris su amor, apoyo constante y por ser un ejemplo de superación y tenacidad, a mi sobrina Paty estímulo para seguir en la lucha. Sea este trabajo dedicado en especial a mis padres Edgar y Celeste como un humilde homenaje a su amor, comprensión, confianza, apoyo moral y económico, a pesar de la distancia.

Sergio M. Moreno Rubín de Celis

Cd. Universitaria, México
Agosto 1991

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES.

Los sismos de septiembre de 1985, por ciertas de sus características únicas en el mundo, hacen reconocer que aún existen grandes deficiencias y limitaciones en la correcta comprensión y predicción del comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos de extraordinaria magnitud. Sin embargo, los estragos de estos sismos en la ciudad de México nos proporcionan una oportunidad para ampliar nuestros conocimientos y sacar provecho de estas amargas experiencias.

La mayoría de las edificios que fueron seriamente dañados durante los sismos se concentraron en una zona correspondiente al subsuelo del viejo lago de Texcoco, caracterizado por depósitos de arcilla altamente compresible, razón por la que el efecto de interacción suelo-estructura jugó un papel determinante en el comportamiento de las estructuras.

Las propiedades del subsuelo afectan a la respuesta sísmica de las estructuras modificando las características y contenidos de frecuencia del sismo de acuerdo al tipo y forma de la cimentación y alterando el periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura. Estas características hacen que las estructuras con propiedades dinámicas similares a las del terreno sean muy sensibles en su respuesta y en ocasiones incursionen en el rango inelástico.

El criterio actual de diseño sísmico acepta que las estructuras entren en etapas de comportamiento inelástico bajo el sismo de diseño, y se aproveche la capacidad de la estructura para disipar energía por medio de deformaciones inelásticas.

Para reproducir el comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos nos basamos en modelos matemáticos representativos del edificio los cuales nos permiten evaluar la resistencia de la estructura y detectar zonas potencialmente vulnerables.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES.

En este trabajo se analiza la respuesta sísmica teórica de un edificio de 20 niveles sometido al sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT.

- Se calibrará un modelo matemático representativo del edificio, basado en las propiedades dinámicas obtenidas de manera experimental y en el cual se incluya el efecto de interacción suelo-estructura.

- Se analizará la respuesta sísmica inelástica del edificio en función de desplazamientos en la azotea, cortantes en la base, momentos de volteo en la base, formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad de entrepiso.

CAPITULO 2

DESCRIPCION DEL EDIFICIO

2.1 UBICACION Y USO.

El edificio Alvaro Obregón se encuentra localizado en la colonia Roma de la ciudad de México, que corresponde según RDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Sismo [1] a la zona III con características de suelo de alta compresibilidad, figura 1.

El uso del edificio es de oficinas, consta de 20 niveles, incluyendo el sótano más un apéndice en la azotea destinado a casa de máquinas y servicios diversos. Los niveles 1 y 2 corresponden a estacionamientos.

2.2 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

El edificio fue construido en el año de 1979, con una estructuración a base de marcos de concreto reforzado.

Las dimensiones en planta son de 37.5 x 17.89 m y cuenta con áreas vacías en zonas de elevadores y ductos de servicio; como detalle estructural interesante, existe una reducción en área en el nivel 3, figura 2.

En el sentido longitudinal se dispone de 5 claros de 7.50 m en los ejes C y D ; 8 claros en el eje B y 7 claros en el eje A. En el sentido transversal se dispone de 3 claros de 6.17 m el interior y 5.86 m los exteriores.

Las alturas de entrepiso son de 2.90 m con excepción del sótano que es de 2.50 m. El sistema de piso es a base de vigueta y bovedilla, cuyas características no se especifican en los planos que se disponen.

Durante los sismos de 1985, el edificio presentó daños estructurales menores según versión de los propietarios del inmueble, razón por la que se realizaron trabajos de reestructuración consistentes en rigidización con muros de concreto y adición de columnas.

En la dirección longitudinal se rigidizó con muros de concreto reforzado de 25 cm de espesor, debidamente anclados a columnas existentes, figura 3. Los muros se localizan en los entrejes 1-2 y 5-6, correspondientes a los ejes A y D. En la dirección transversal los muros se ubican en los entrejes A-A' y A'-A'', correspondientes a los ejes 2', 3, 4' y eje 3' respectivamente; éstos muros son de 40 cm de espesor, ligados a una columna en un extremo y a un muro existente en el otro, figura 4. Se adicionaron tres líneas de columnas en el eje B, las cuales mantienen una sección constante de 40 x 80 cm a todo lo alto del edificio, figura 5.

Existen muros de mampostería en las crujeas centrales de los ejes A y D y muros de concreto perimetrales en el nivel de sótano (correspondientes al cajón de cimentación). Además de los muros descritos, existen pretilas de mampostería de 90 cm de altura localizados en el eje 6, excepto para el nivel 3, en el que éstos se encuentran en el eje 5. No hay muros interiores o divisorios.

Se tienen 5 tipos distintos de columnas por nivel, en cuanto a cambio de rigidez y resistencia la variación es cada 4 niveles, generalmente disminuyendo en 10 cm la dimensión mayor.

A raíz de un levantamiento geométrico, se detectaron diferencias en las dimensiones de algunas columnas con respecto a las especificadas en planos (tabla 1), ésta incongruencia podría deberse a que no todos los trabajos de reestructuración fueron debidamente asentados en planos estructurales. Por tal razón se desconoce de alguna modificación en el armado original de éstas columnas. Asimismo, se detectaron vigas metálicas de sección I a nivel de sótano.

Las vigas de los marcos exteriores presentan una sección constante de 30 x 75 cm. Las vigas de marcos interiores presentan tres cambios de secciones, inicia con 30 x 75 cm, se reduce a 30 x 45 cm, para cambiar nuevamente a 30 x 75 cm, figura 6.

2.3 DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN.

La cimentación es parcialmente compensada con un cajón de concreto armado desplantado a 2.50 m de profundidad, el cual se apoya sobre 74 pilotes de fricción de sección I de concreto postensado, trabajando en forma entrelazada con 44 pilotes de sección I de 40 x 35 cm apoyados en la capa dura. El cajón cuenta con una retícula de contratraves de 2.30 m de peralte.

Las resistencias nominales de los materiales son 250 kg/cm² como resistencia a la compresión del concreto y 6000 kg/cm² el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

CAPITULO 1.

MODELO MATEMATICO

El comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es un fenómeno complejo compuesto por muy diversas variables. Para lograr la calibración matemática de un edificio acudimos a modelos que simplifican la realidad; sin embargo, es importante comparar la veracidad de nuestras consideraciones teóricas con los resultados experimentales.

Una de las técnicas que contribuye a lograr una adecuada idealización de la estructura es la prueba de vibración ambiental, mediante la cual podemos conocer las propiedades dinámicas de la estructura y comparar con las que proponemos en el modelo matemático.

3.1. PROPIEDADES DINAMICAS EXPERIMENTALES

Para determinar las propiedades dinámicas de la estructura de manera experimental, se llevaron a cabo pruebas de vibración ambiental. La ubicación de los sensores se presenta en la figura 7.

El método consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por solicitaciones de carácter ambiental. Las señales captadas por los sensores se transmiten a unos acondicionadores donde se amplifican y se filtran las frecuencias superiores a 30 Hz. La señal acondicionada se envía a un analizador de espectros de dos canales, el cual procesa la señal emitida mediante la transformada rápida de Fourier y permite determinar los espectros de potencia, la función de transferencia (en fase y amplitud) y la coherencia correspondiente. La adquisición de la información procesada se realiza por medio de la tarjeta IEEE-488, la cual permite transferir los datos del analizador a una microcomputadora tipo PC [2]. La información se almacena en discos flexibles para analizarla y graficarla posteriormente, figura 8.

Con la información obtenida se pudo identificar varios modos de vibrar de la estructura. En la tabla 2 se presentan las frecuencias naturales del edificio, cuatro asociadas a la dirección transversal y tres a la dirección longitudinal y rotacional. En las figuras 9 a 11 se muestran los espectros de potencia obtenidos de las pruebas realizadas.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PROGRAMAS DE ANÁLISIS

Con el advenimiento de las computadoras, los ingeniosos métodos aproximados desarrollados para el análisis de estructuras fueron remplazados. Las razones son obvias si comparamos tiempo de resolución del problema, exactitud de los resultados y versatilidad de aplicación.

Los programas utilizados en el estudio son SUPER-ETABS [3] y DRAIN-2D [4].

3.2.1. PROGRAMA SUPER-ETABS.

El programa SUPER-ETABS (versión mejorada de programa ETABS, Extended Three-Dimensional Analysis of Building System) realiza el análisis estructural lineal de edificios sujetos a cargas estáticas y dinámicas. La solución del problema es llevada a cabo mediante la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se suponen infinitamente rígidos en su plano.

Se emplea una técnica de subestructuración para extraer tres grados de libertad para cada nivel : dos de traslación lateral y uno de rotación alrededor del eje vertical. Las masas de cada nivel se encuentran concentradas en sus respectivos centros de masas.

Los sistemas estructurales pueden estar compuestos por elementos tipo columna, viga, muro y diagonales. Las vigas pueden ser no prismáticas y las uniones viga-columna se consideran infinitamente rígidas.

El programa ofrece las opciones de análisis siguientes :

- a) Análisis bajo cargas estáticas.
- b) Obtención de las configuraciones modales y frecuencias.

- c) Análisis por carga estática más configuraciones modales y frecuencias.
- d) Análisis modal espectral ante sismo lateral para la solución de los desplazamientos individuales de los marcos y fuerzas en los miembros en adición al análisis b)
- e) Análisis paso a paso de la respuesta ante sismo lateral para la solución de los desplazamientos y fuerzas del miembro de los marcos individuales en adición al análisis b).
- f) Análisis modal espectral ante sismo lateral para la solución de todas las cantidades de respuesta.
- g) Análisis paso a paso de la respuesta ante sismo lateral para la solución de todas las cantidades de respuesta.
- h) Combinación de los análisis d) y f)
- i) Combinación de los análisis e) y g)

3.2.2 PROGRAMA DRAIN -2D.

El programa DRAIN-2D (Dynamic Response Analysis of Inelastic Plane Structures) realiza análisis dinámico inelástico de estructuras planas sometidas a una excitación de carácter sísmico. La estructura es idealizada por medio del ensamble plano de los elementos, con la masa concentrada en los nudos.

El análisis se realiza por medio del método directo de las rigideces. La excitación sísmica se define como una historia de aceleraciones en función del tiempo, las cuales pueden especificarse independientemente en dirección horizontal y vertical. La respuesta dinámica se determina por medio de la integración paso a paso. El paso de integración deberá ser lo suficientemente pequeño para que describa con

precisión la historia de aceleración usada como excitación.

Los sistemas estructurales pueden estar conformados por elementos tipo armadura, viga-columna, muro de cortante y conexión semirígida, cada cual con patrones de comportamiento y características de fluencia diferentes.

Los elementos tipo armadura solo transmiten carga axial, tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión. Los elementos tipo viga-columna pueden tener sección variable y reforzada, su falla es a través de articulaciones plásticas en los extremos. Los elementos muro de cortante sólo tienen rigidez a fuerza cortante y pueden ceder y/o fallar de manera frágil. Los elementos tipo conexión semirígida se introducen por medio de una relación bilineal de momento-rotación.

3.3 MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO.

3.3.1. MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA.

El edificio en estudio se modeló como una serie de marcos planos interconectados entre sí por diafragmas rígidos de piso. Se definieron 12 marcos de diferentes características de un total de 13. En la dirección transversal se disponen cuatro marcos tipo (M1,M2,M3,M4) y ocho en la dirección longitudinal (M5,M6,M7,M8,M9,M10,M11 y M12), figura 12.

Para cada nivel, la masa correspondiente a la mitad de los entrepisos superior e inferior inmediato fue concentrada. Como en los planos estructurales que se disponen no se especifica el sistema de piso, esto obligó a estimar las características de vigueta y bovedilla de acuerdo a la referencia 5 ; se seleccionó la vigueta tipo T-14 y la bovedilla tipo E-80, cuyas dimensiones se presentan en la figura 13.

En lo que se refiere a las vigas, se juzgó conveniente seguir el criterio recomendado por el RDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Concreto [6], que recomienda considerar un ancho efectivo de la losa igual a $C_2 \cdot 3h$, donde C_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección que se analiza y h es el espesor de la losa. Por ser las vigas interiores de sección variable, se calculó la inercia equivalente de una viga de sección constante y sus correspondientes modificaciones en los factores de rigidez.

Las columnas fueron modeladas siguiendo el criterio tradicional de idealización. Se asignó una zona rígida cero para el extremo inferior y el peralte de la trabe correspondiente como zona rígida superior.

En los muros de concreto se calculó el momento de inercia del sistema muro-columna, razón por la cual al definir éstas columnas, se les asignó inercia prácticamente nula.

Como se mencionó en la sección 2.2, existen pretilas de mampostería localizados fundamentalmente en el eje 6 (Marco tipo 12), los cuales se los idealizaron como parte de las vigas y se utilizó el artificio de la sección

transformada para reducir el problema de una sección compuesta de dos materiales (concreto y mampostería) al de una sección homogénea (concreto) [7]. La longitud efectiva de las columnas de este marco se redujo tomando en cuenta la altura de los pretiles.

Se utilizó un valor de $13000\sqrt{f'c}$ como módulo de elasticidad del concreto que corresponde a para bajos niveles de esfuerzos. Esta estimación es adecuada ya que pruebas experimentales con ultrasonido han comprobado valores muy cercanos al adoptado [8 y 9]. Para mampostería, el módulo de elasticidad se estimó en 9600 kg/cm^2 , de acuerdo a la referencia 10.

3.3.2 MODELO MATEMÁTICO ELÁSTICO CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE.

El efecto de la interacción suelo-estructura fue evaluado en primera instancia según las recomendaciones del RDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Sismo [11] y posteriormente incorporado al modelo matemático respetando ciertas consideraciones.

El Reglamento en cuestión acepta como una aproximación de los efectos de interacción suelo-estructura incrementar el periodo fundamental de la estructura según la expresión :

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura corregido por interacción con el suelo.

T_0 es el periodo fundamental de la estructura apoyada sobre una base rígida.

T_1 es el periodo fundamental de la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

T_2 es el periodo que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base solo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección de análisis.

Los valores de T_1 y T_2 se estimaron a partir de expresiones dadas en el mismo reglamento e involucran dos nuevas variables k_x y k_r , que a su vez se obtuvieron de la tabla A7.1 de la citada referencia y representan la rigidez a la traslación y rotación, respectivamente.

Un parámetro importante que interviene en el cálculo de éstas rigideces es el módulo de rigidez medio de suelo (G). Aún cuando se recomienda una expresión para su cálculo, se juzgó conveniente utilizar valores experimentales avalados en la referencia 8. El cálculo detallado de la aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura que propone el reglamento, se presenta en el apéndice A-1.

Retomando el modelo matemático y auxiliados de las rigideces a la traslación y rotación anteriormente calculadas, se idealizó el efecto de interacción en el modelo matemático con la incorporación de elementos que representen las propiedades del suelo.

En el programa SUPER-ETABS es posible definir una rigidez externa lateral en cualquier nivel y en dos direcciones. Se aprovechó esta opción para incorporar la rigidez a la traslación k_r , a nivel de la base del edificio.

La rigidez a la rotación se modeló mediante la adición de un piso ficticio. La rotación en la base queda en función de la rigidez axial de columnas de tal forma que la rigidez del conjunto fuese equivalente a k_r .

Las columnas equivalentes son una prolongación de las líneas de columna reales. Se definió por simplicidad un módulo de elasticidad de 1000000 T/m² y una altura de entrepiso de 1 m. La rigidez de las trabes de éste piso adicional se consideró infinita, para asegurar que el cajón de cimentación se desplace sin deformarse. El cálculo matemático se presenta en el apéndice A-2.

3.4 MODELO MATEMÁTICO INELÁSTICO

3.4.1. CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

El modelo matemático elástico elaborado en el programa SUPER-ETABS sirvió como punto de partida para la calibración del modelo matemático inelástico.

Una limitante severa del paquete de análisis DRAIN-2D es la imposibilidad de elaborar modelos tridimensionales. Esta restricción obligó a seleccionar dos marcos planos (uno en cada dirección) y ajustar sus propiedades dinámicas para poder considerarlos representativos del comportamiento tridimensional. Este paso aparentemente sencillo trae consigo simplificaciones

drásticas, una de ellas es aceptar que el nivel de degradación es el mismo para todos los marcos en una dirección.

Analizando el comportamiento de la estructura en una dirección se observa que el sistema de marcos trabaja conjuntamente para definir el periodo de vibrar en dicha dirección. La rigidez de cada marco está dada, por lo que para lograr aislar un marco, manteniendo las propiedades dinámicas del sistema, es necesario asignar un porcentaje de la masa total al marco que se pretende aislar, dicho porcentaje estará en función de la rigidez con la que el marco contribuye en la estructura.

Para determinar el factor de ajuste se aplicó a la estructura una carga lateral y se calculó el porcentaje de absorbe cada marco. La masa equivalente se obtuvo multiplicando tal porcentaje por la masa traslacional total del edificio.

Los resultados de este estudio fueron :

Dirección Longitudinal

Cortante total en la base = 3941.36 T

Marco	Cortante en la base (T)	Factor de ajuste
Eje A	1749.17	0.4438
Eje B	427.24	0.1084
Eje C	218.74	0.0555
Eje D	1545.97	0.3922

Dirección Transversal

Cortante total en la base - 3941.36 T

Marco	Cortante en la base (T)	Factor de ajuste
Eje 1	360.71	0.0916
Eje 2	448.93	0.1139
Eje 2'	338.41	0.0859
Eje 3	878.00	0.2228
Eje 3'	297.26	0.0754
Eje 4	345.53	0.0877
Eje 4'	351.11	0.0891
Eje 5	453.07	0.1150
Eje 6	468.34	0.1188

En la dirección transversal se seleccionó el marco correspondiente al eje 2 y en la dirección longitudinal el marco correspondiente al eje D .

Se verificó la validez de ésta consideración analizando las propiedades dinámicas de los marcos con la modificación en la masa. Con rigor, el porcentaje de fuerza cortante que absorbe el marco varía por nivel, ésto introdujo un error del 2 al 5 % del marco aislado con respecto al modelo tridimensional. Para efectos del estudio, se considera una aproximación aceptable.

Para la construcción del modelo matemático inelástico se dividieron los elementos estructurales en tres grupos: armadura, viga-columna y muro de cortante.

Los elementos tipo armadura se emplean para idealizar las propiedades del suelo. Se introdujo el piso ficticio y se definió el área de las armaduras infinita para garantizar el modelo en base empotrada.

Para considerar la rigidez a la rotación de la base (k_r) como parte del efecto de interacción suelo-estructura, se calcularon las áreas equivalentes para los elementos tipo armadura, con el mismo criterio utilizado en el modelo elástico. El efecto de traslación, a diferencia del modelo elástico, se idealizó como un elemento tipo armadura, asignando un área equivalente a la rigidez a la traslación k_x . Cabe aclarar que los valores de rigidez k_x y k_r también fueron multiplicados por el factor de ajuste de cada marco.

Las vigas y columnas se idealizaron como elementos tipo viga-columna. Para definir correctamente los elementos es necesario introducir un diagrama de interacción bilineal o trilineal, según sea el caso, figura 14. Si durante el análisis dinámico cualquiera de las combinaciones carga-momento (P , M) se encuentra sobre o fuera del diagrama se introducirá una articulación plástica en esta sección para el siguiente paso de integración.

Por razones de capacidad de cómputo, el marco analizado correspondiente a la dirección longitudinal fue modelado considerando las crujeas extremas como columnas anchas, reduciendo el marco original de cinco claros a un marco equivalente de tres claros [12], figura 15.

Los diagramas de interacción de las columnas anchas contemplaron el sistema muro-columna. Una incertidumbre en este marco radica en que un eje de columnas es el que

presenta incongruencias entre la información reportada en planos y la obtenida directamente del levantamiento geométrico. Conservadoramente, para el cálculo de los diagramas de interacción se distribuyó de manera simétrica el acero de refuerzo indicado en planos en la sección transversal medida.

Los diagramas de esfuerzo-deformación por cortante para muros de concreto fueron construidos a partir de expresiones recomendadas en la referencia 13. De manera similar para muros de mampostería se adoptaron las especificaciones de RDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Mampostería [14] y la referencia 15.

Los diagramas de esfuerzo-deformación por cortante para ambos casos se presentan en las figuras 16 y 17.

Algunas consideraciones adicionales en el modelo fueron :

- Se definieron desplazamientos horizontales iguales para nudos en un mismo nivel.
- Se tomó en cuenta las zonas rígidas en las uniones de viga y columna.
- Los coeficientes de amortiguamiento se estimaron en función de los dos modos principales de cada dirección.
- Se transformó las unidades del registro sísmico para obtener unidades congruentes en el análisis.
- Se utilizó un valor de $8000 \sqrt{f'_c}$ como módulo de elasticidad del concreto para altos niveles de esfuerzo.
- Se utilizó las resistencias nominales de los elementos sin introducir ningún factor de reducción.
- Al modelo histerético bilineal se asignó una pendiente positiva posterior al punto de fluencia igual al uno

por ciento de la rigidez inicial.

- Se verificó comportamiento elástico en todos los elementos ante cargas estáticas.
- Para el análisis dinámico se definieron 6000 pasos de integración.
- Para la descripción precisa de la historia tiempo-aceleración, se empleó un $\Delta t = 0.01$ s.
- Se obtuvo historia de desplazamiento en la azotea, cortante en la base y momentos de volteo en la base, así como desplazamientos y cortantes de entrepiso.

3.5 PROPIEDADES DINÁMICAS CALCULADAS.

Basados en todas las hipótesis descritas anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados :

- Modelo elástico.

Los resultados del análisis del modelo elástico se resumen en la tabla 3. La correlación con los valores experimentales es notoriamente mayor cuando se considera el efecto de interacción suelo-estructura, razón por la que queda ampliamente justificada la inclusión de éste efecto en el estudio.

Por otra parte, partiendo de los resultados del modelo con base empotrada y siguiendo las recomendaciones del RDF-87 para estimar el efecto de interacción, se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 4, mediante la cual se puede concluir que para éste caso en particular, la recomendación que propone el Reglamento representa una buena aproximación con los valores del modelo matemático y los obtenidos experimentalmente.

Del estudio en que se correlacionó las propiedades dinámicas de la estructura tridimensional con las de marco aislado en cada dirección, basado en las hipótesis expuestas en 1.4.1., se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 5.

- Modelo inelástico.

Debido a que DRAIN-2D, no proporciona las propiedades dinámicas de manera inmediata, fue necesario estimar el periodo de vibrar sometiendo a la estructura a vibración libre (figuras 18 a 21). Los resultados se presentan en la tabla 6.

Existen diferencia de éstos resultados comparados con los de un marco aislado cuando se introduce el efecto de interacción, la razón fundamental es que se varió el módulo de elasticidad del concreto (E_c) de $13000\sqrt{f'_c}$ a $8000\sqrt{f'_c}$, debido al nivel de esfuerzos a que iba a estar sometida la estructura en uno y otro análisis.

De manera teórica se sabe que ésta variación es lineal, porque E_c se involucra en el cálculo de la rigidez K y el periodo está dado por :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

entonces la diferencia dependerá de la relación siguiente :

$$f_1 = \sqrt{\frac{13000}{8000}} = 1.275$$

Los resultados obtenidos se resumen en la tabla 7, en la cual se aprecia que la variación lineal del periodo de vibración, se verifica para el modelo con base empotrada, existiendo diferencias para el modelo que considera base flexible.

Sin embargo, apoyados en la expresión que recomienda el reglamento, podemos estimar el periodo de vibrar del modelo tanto para T_{02} como para T'_{02} y comparar con el obtenido del modelo matemático, observándose una buena correlación (tabla 7).

Este hecho se explica al analizar la expresión del reglamento para estimar el efecto de interacción :

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

Se aprecia que los términos T_x y T_r , son independientes del módulo de elasticidad del concreto, es decir, que al variar éste, sólo T_0 se verá afectado. Si la participación de éstos valores (T_x y T_r) es mayor, que la de T_0 en la expresión del reglamento, una modificación en el valor de T_0 no afectará de manera drástica el valor final T_1 .

Este es el caso del edificio en estudio, donde las variables que toman en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura (T_x y T_r), tienen mayor participación con respecto al modelo ideal en base empotrada (T_0), los factores de participación se presentan en la tabla 8.

CAPITULO 4

RESPUESTA INELASTICA

Esperar que las estructuras sometidas a eventos sísmicos extraordinarios se comporten dentro del rango elástico, conlleva a consideraciones de carácter económico, es decir, ponderar el costo que implica proporcionar esta resistencia contra la importancia de la estructura y la probabilidad de ocurrencia de estos sismos.

El criterio de diseño que se acepta actualmente admite la posibilidad de daño estructural. Se persigue un comportamiento elástico de la estructura ante sismos moderados y un nivel aceptable de seguridad contra colapso bajo el sismo más importante que pudiese ocurrir durante la vida útil del edificio. Este nivel de seguridad se garantiza por la capacidad de las estructuras para disipar la energía inducida por el sismo mediante deformaciones inelásticas.

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL SISMO DE ANALISIS.

En este estudio se utilizó como excitación el acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), debido a que las características del subsuelo son similares a las del subsuelo del edificio en estudio en lo que se refiere a composición y profundidad de los estratos. Esta consideración es discutible, sin embargo para los fines que persigue el estudio se consideró como aceptable.

Del análisis del acelerograma registrado en SCT, figura 22.a, se puede apreciar que los movimientos intensos del terreno con aceleraciones mayores a 50 gales duraron más de 30 s, con nueve ciclos que exceden los 100 gales, la aceleración máxima registrada fue de 168 gales. Del espectro de respuesta obtenido para SCT con 5 % de amortiguamiento crítico, figura 22.b, se puede ver que la aceleración espectral alcanza valores de 1.0 g (983 gales) para estructuras con periodo natural de 2 segundos. El espectro de Fourier, figura 22.c, muestra frecuencias dominantes alrededor de 0.5 Hz (periodo de 2 s) y un contenido significativo de energía entre 0.36 y 0.46 Hz (periodos de 2.78 y 2.17 s respectivamente).

Para el edificio en estudio, el periodo natural en la dirección longitudinal se encuentra en la rama ascendente del espectro de respuesta ($T = 1.67$ s), mientras que para la dirección transversal el periodo natural se ubica en la rama descendente ($T = 2.5$ s), por lo que resulta interesante comparar la respuesta inelástica en una y otra dirección.

4.2 RESPUESTA INELÁSTICA

Se estudió la respuesta inelástica del edificio en función de los desplazamientos en azotea, cortantes en la base, momentos de volteo en la base, formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad lateral. Con fines comparativos se analizó la respuesta de cuatro modelos en cada dirección:

- Respuesta con base empotrada y comportamiento elástico
- Respuesta con base flexible y comportamiento elástico
- Respuesta con base empotrada y comportamiento inelástico
- Respuesta con base flexible y comportamiento inelástico

4.2.1 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN AZOTEA

Con los datos obtenidos del análisis se trazaron las gráficas de los desplazamientos en función del tiempo que se presentan en las figuras 23 y 24. La línea discontinua representa el comportamiento elástico ideal y la línea continua el comportamiento inelástico calculado.

El marco en la dirección transversal tuvo un comportamiento elástico durante los primeros 30 s aproximadamente, presentando un comportamiento inelástico significativo durante los 30 s restantes, lográndose abatir el desplazamiento máximo de 70.6 cm a 48.7 cm en el modelo con base empotrada y de 104.3 cm a 85.4 cm en el modelo con base flexible.

El modelo que considera el efecto de interacción suelo-estructura incrementa la respuesta máxima a casi el doble de su similar con base empotrada, tanto en comportamiento elástico como inelástico.

El marco en la dirección longitudinal tuvo un comportamiento sensiblemente elástico. No se aprecia un abatimiento importante de la respuesta por deformaciones inelásticas.

La magnitud de la respuesta máxima en el modelo con base empotrada es de 7.3 cm, la presencia del efecto de interacción suelo-estructura incrementa el desplazamiento máximo en 7.2 veces, alcanzando un valor de 52.3 cm.

4.2.2. HISTORIA DE CORTANTES EN LA BASE

Los cortantes en la base se obtuvieron del cálculo de la fuerza cortante que absorben las columnas y muros del sótano. Las historias de cortante en la base para cada dirección se presenta en las figuras 23 y 24.

Para el modelo con base empotrada de la dirección transversal se aprecia un comportamiento inelástico importante a partir del segundo 35, se logra abatir la respuesta máxima de 712 T a 325 T. La respuesta del modelo con base flexible es menor que su similar con base empotrada y su incursión en el rango inelástico es pequeña.

En la otra dirección la respuesta es mayor cuando se considera el efecto de interacción, logrando reducir el cortante en la base de 1669 T a 1200 T. La respuesta del modelo con base empotrada es inferior (770 T) y su comportamiento es prácticamente elástico.

4.2.3. HISTORIA DE MOMENTOS DE VOLTEO

Se obtuvieron los momentos de volteo a partir de las fuerzas axiales y momentos flexionantes en la base de las columnas del sótano. En las figuras 23 y 24 se presentan los momentos de volteo en la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

En la dirección transversal el comportamiento inelástico es importante en el modelo con base empotrada, se abate la respuesta de 14326 T-m a 6013 T-m. La magnitud de la respuesta del modelo que considera base flexible fue de 6214 T-m en comportamiento inelástico y de 8878 T-m en comportamiento elástico, se aprecia que la incursión en el rango inelástico es comparativamente menor que el modelo con base empotrada.

En la dirección longitudinal la respuesta máxima del modelo con base empotrada es de 20825 T-m, tanto para comportamiento elástico como inelástico. Al introducir el efecto de interacción la respuesta máxima crece a 25904 T-m para comportamiento inelástico y a 49636 T-m para comportamiento elástico.

4.2.4. DAÑO

En las secciones donde el análisis especifica que se rebazó la resistencia teórica, se introduce una articulación plástica. Se tomó éste parámetro para estimar el daño y las zonas potencialmente vulnerables en cada modelo.

La formación de articulaciones plásticas se presenta en las figuras 25 y 26 para la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

- Dirección transversal

El modelo con base empotrada presenta un mayor número de articulaciones plásticas que el modelo con base flexible, aún cuando la diferencia en número no es significativa, hay que mencionar que éstas se forman en columnas. La formación de articulaciones plásticas en vigas es similar para ambos modelos, concentrándose el daño entre los niveles 2 y 13 .

- Dirección longitudinal

Del análisis de la figura 26, es claro concluir que el modelo con base flexible presenta un nivel de daño mucho mayor que el modelo con base empotrada.

El modelo con base empotrada tiene un comportamiento prácticamente lineal, el número de articulaciones plásticas que se formaron no es importante, el daño en los muros de mampostería se localiza a partir del nivel 3. El efecto de interacción en este caso fue desfavorable, ya que las

articulaciones plásticas se forman en casi todas las vigas y se detecta daño en columnas centrales de los cuatro niveles superiores así como en todos los muros de mampostería.

4.2.5. DEMANDAS DE DUCTILIDAD

Para evaluar la demanda de ductilidad se obtuvo la historia de fuerza cortante y desplazamiento relativo para cada nivel. Se realizó el análisis sólo para el marco longitudinal, considerando base empotrada y base flexible, las gráficas que relacionan fuerza cortante y desplazamiento relativo para ambos casos, se presentan en las figuras 27 a 36.

De la observación de estas gráficas, se concluye que para el modelo que considera base empotrada el comportamiento es prácticamente lineal, ya que no se aprecia disipación de energía por deformaciones inelásticas, lo cual corrobora los resultados obtenidos en 4.2.4.

Las gráficas correspondientes al modelo con base flexible presentan ciclos histeréticos estables sin disminución apreciable de rigidez. Comparativamente con el modelo que considera base empotrada, la energía disipada por deformación inelástica es mayor, lo cual es congruente con el daño reportado en 4.2.4.

Para estimar la demanda de ductilidad de entrepiso, se recurrió a las historias de desplazamiento relativo que se presentan en las figuras 37 a 56, la línea continua representa el comportamiento elástico ideal y la línea discontinua el comportamiento inelástico calculado. Se obtuvo

para cada nivel el desplazamiento máximo δ_p y el desplazamiento de fluencia δ_y . El valor μ que define la demanda de ductilidad [16] se expresa como :

$$\mu = \frac{\delta_p}{\delta_y}$$

La demanda de ductilidad definida de ésta manera, supone un comportamiento elástico-lineal y perfectamente plástico, aún cuando tal consideración no se cumple en muchos casos, debido a que la deformación plástica del entrepiso ocurre gradualmente al formarse las articulaciones plásticas, el factor representa un indicador de la demanda de ductilidad de entrepiso de la estructura [17].

Los valores de ductilidad obtenidos se presentan en la tabla 9 y las demandas de ductilidad de entrepiso en la figura 57. Se observa que los valores varían de 1.53 a 2.37 con excepción de los dos niveles inferiores (correspondientes al nivel de contratraves y cajón de cimentación), los cuales tienen un comportamiento lineal. Las mayores demandas de ductilidad lateral se concentraron en los niveles inferiores y superiores los cuales también reportaron mayor daño.

4.3. COMPARACIONES Y COMENTARIOS

Con base en los resultados obtenidos, se puede apreciar que el efecto de interacción suelo-estructura puede ser benéfico o perjudicial dependiendo de las características dinámicas de las estructuras y del contenido de frecuencias del sismo.

Para explicar este fenómeno nos apoyamos en el espectro de respuesta del sismo utilizado como excitación, en el que se indican los periodos de vibrar de los modelos considerando base empotrada y base flexible.

En la dirección transversal el periodo de vibración del modelo que considera base empotrada fue de 1.13 s, con el incremento debido al efecto de interacción suelo-estructura el periodo llegó a 2.55 s, en este caso el efecto de interacción aleja al edificio del intervalo de máxima respuesta (alrededor de los 2 s); por otro lado, conforme transcurría el sismo, la estructura fue acumulando daño, deteriorando su rigidez y alargando su periodo haciendo más crítica la respuesta del modelo con base empotrada y menos severa la del modelo con base flexible.

En la dirección longitudinal el fenómeno es inverso; el periodo de vibrar del modelo con base empotrada es de 0.76 s y el del modelo con base flexible de 1.67 s. Se observa que el efecto de interacción aunado al alargamiento del periodo por deterioro de la rigidez, acercan el periodo del edificio al intervalo de máxima respuesta, razón por la cual el nivel de daño y demanda de ductilidad lateral es mayor.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES

En este trabajo se estudió la respuesta teórica de un edificio de 20 niveles sometido al sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación SCT y en el cual se incluyó el efecto de interacción suelo-estructura. Cabe aclarar que los resultados presentados tienen un carácter indicativo del comportamiento real de la estructura, tendrá una mayor correlación en la medida que los modelos representen fielmente las características intrínsecas de la estructura.

Los análisis realizados conllevan a las siguientes conclusiones :

- Se evidenció, una vez más, la utilidad de la pruebas de vibración ambiental en la comprensión del comportamiento sísmico de las estructuras, razón por la cual es importante impulsar las campañas de mediciones y ser complementadas con el desarrollo de modelos matemáticos que permitan identificar propiedades y evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras.

- Considerar el efecto de interacción suelo-estructura resultó, en éste caso en particular, determinante, tanto para correlacionar las propiedades dinámicas como para evaluar la magnitud de la respuesta.

- El efecto de interacción suelo-estructura puede resultar benéfico o perjudicial para una estructura sometida a excitación de carácter sísmico, ésto dependerá de las propiedades dinámicas de la estructura y del contenido de frecuencias del sismo.

- En los modelos que se considera base flexible, se demostró que una modificación en el módulo de elasticidad del concreto, tiene poca repercusión en el valor final del periodo de vibrar.

- Finalmente, es necesario continuar con los estudios de estructuras reales con el fin de mejorar la comprensión del comportamiento inelástico, detectar zonas potencialmente vulnerables y evaluar consideraciones de diseño.

REFERENCIAS

- [1] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
Noviembre 1987
- [2] Muriá-Vila D., Miranda A., Castillo E.
"Modificaciones del dispositivo experimental para la medición de las características dinámicas de los edificios", Proyecto 8711.
Instituto de Ingeniería, UNAM.
Agosto 1988
- [3] Mainson B. y Neuss C.
"SUPER-ETABS : An enhanced version of the ETABS program". Reporte de National Science Foundation.
J.B. Bouwkamp Inc., enero 1983
- [4] Kanaan A. y Powel G.
"DRAIN-2D : General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures"
Reporte UBC/EERC/73-6 .Universidad de California en Berkeley, USA, abril 1973
- [5] Viguetas y Bovedillas, S.A.
VIBOSA
Catálogo de Productos.

- [6] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
Noviembre 1987
- [7] Robles F., González Cuevas O.
"Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado"
Edit. LIMUSA
- [8] Muriá-Vila D., González Alcorta R., Miranda A.
"Propiedades Dinámicas de estructuras representativas de edificios de la ciudad de México. II. Características dinámicas de cuatro edificios obtenidos a partir de registros sísmicos de vibración ambiental".
Proyecto 8711, Instituto de Ingeniería, UNAM.
Abril 1989
- [9] Mendoza C.J., González H.C., González A.F.
"Comportamiento del Concreto en las Estructuras ante la acción de los sismos, 2^a parte: Deterioro de las propiedades del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión". Proyectos 6705 y 6706. Patrocinado por DDF y CONACYT, diciembre 1987
- [10] "Normas Técnicas Complementarias para Construcción de Estructuras de Mampostería"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
Noviembre 1987
- [11] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
Noviembre 1987

- [12] Meli Piralla R., Bazán E.
"Manual de Diseño Sísmico de Edificios"
Edit. LIMUSA
- [13] "Reglamento de Construcciones de Concreto Reforzado
(ACI 318-83) y comentarios"
IMCYC, Edit. LIMUSA
México 1988
- [14] Meli Piralla R.
"Comportamiento sísmico de muros de mampostería"
Informe No. 352, Instituto de Ingeniería, UNAM
Abril 1975.
- [15] Park R. y Paulay T.
"Estructuras de Concreto"
Edit. LIMUSA
- [16] Wakabayashi M., Martínez Romero E.
"Diseño de Estructuras Sismorresistentes"
Edit. McGraw Hill

TABLA 1 Modificación de dimensiones de algunas columnas

Nivel	COLUMNA					
	C1 (a)	C1 (b)	C1 (c)	C3 (a)	C1 (Pisos)	C3 (Pisos)
Sot	—	120x60	120x60	—	120x60	80x60
P.B.	130x100	130x100	120x60	100x65	120x60	80x60
1	130x80	130x100	125x75	125x65	120x60	80x60
2	125x80	120x95	125x75	125x65	120x60	80x60
3	120x60	130x100	125x75	130x65	110x60	70x60
4	120x80	130x100	120x70	120x65	110x60	70x60
5	120x80	120x95	120x70	120x65	110x60	70x60
6	120x80	120x95	120x70	120x65	110x60	70x60
7	120x80	120x95	120x70	110x60	100x60	60x60
8	125x80	125x95	120x70	115x60	100x60	60x60
9	120x80	120x95	120x70	110x65	100x60	60x60
10	120x80	120x95	120x70	120x65	100x60	60x60
11	120x80	120x95	120x70	115x65	90x50	60x50
12	120x70	120x85	120x60	105x65	90x50	60x50
13	120x70	120x85	120x60	100x65	90x50	60x50
14	120x70	120x85	120x60	105x65	90x50	60x50
15	120x70	120x85	120x60	110x65	50x50	50x50
16	120x70	120x85	120x60	105x65	50x50	50x50
17	120x70	120x85	120x60	100x65	50x50	50x50

C1 (a) corresponde a la columna 1-B.

C1 (b) corresponde a la columna 1-C.

C1 (c) corresponde a las columnas 6-B y 6-C.

C3 (a) corresponde a la columna 1-D.

TABLA 2 Periodos naturales obtenidos experimentalmente

COMPONENTE	PERIODO [s]			
	MODO			
	1	2	3	4
TRANSVERSAL	2.5	0.63	0.32	0.22
LONGITUDINAL	1.67-1.79	0.38	0.21	—
ROTACIONAL	1.39	0.45	0.24	—

TABLA 3 Periodos naturales obtenidos analíticamente

COMPONENTE	PERIODO [s]	
	CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA	CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE
TRANSVERSAL	1.08053	2.65359
LONGITUDINAL	0.72240	1.71894

Tabla 4 Estimación de los efectos de interacción
suelo-estructura según recomendación del RCDF-87

COMPONENTE	T_0 [s]	T_x [s]	T_r [s]	T_1 [s]
TRANSVERSAL	1.08053	0.88630	1.95600	2.40396
LONGITUDINAL	0.72240	0.88630	1.18855	1.64925

Tabla 5 Periodos obtenidos del modelo plano equivalente
(aislando un marco en cada dirección)

COMPONENTE	PERIODO MARCO AISLADO [s]	
	CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA	CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE
TRANSVERSAL	1.13221	2.55666
LONGITUDINAL	0.76620	1.67748

Tabla 6 Comparación de periodos obtenidos según
SUPER-ETABS y DRAIN-2D

MODELO	COMPONENTE	PERIODO [s]	
		SUPER-ETABS	DRAIN-2D
BASE	TRANSVERSAL	1.46	1.64
EMPOTRADA	LONGITUDINAL	1.00	0.92
BASE	TRANSVERSAL	2.74	2.84
FLEXIBLE	LONGITUDINAL	1.80	1.76

TABLA 7 Comparación de periodos obtenidos con distintos módulos de elasticidad

MODELO	COMPONENTE	T_{01}	T_{02}	T'_{02}	T''_{02}	T'''_{02}
BASE	T	1.13	1.46	1.44	—	—
EMPOTRADA	L	0.77	1.00	0.98	—	—
BASE	T	2.56	2.74	3.26	2.59	2.60
FLEXIBLE	L	1.68	1.80	2.14	1.78	1.78

$$E_{c1} = 13000 \sqrt{f'_c}$$

$$T'_{02} = T_{01} \times f_1$$

$$E_{c2} = 8000 \sqrt{f'_c}$$

$$T''_{02} = [T_{02}^2 + T_x^2 + T_r^2]^{1/2}$$

$$f_1 = \sqrt{\frac{13000}{8000}}$$

$$T'''_{02} = [T_{02}^2 + T_x^2 + T_r^2]^{1/2}$$

T_{01} - Periodo calculado con E_{c1} , en s.

T_{02} - Periodo calculado con E_{c2} , en s.

Tabla 8 Factores de participación de las variables que intervienen en el efecto de interacción suelo-estructura

COMPONENTE	T ₀ [s]	T _x [s]	T _r [s]	T ₁ [s]	C ₁ [s]	C ₂ [s]	C ₃ [s]
TRANSVERSAL	1.44	0.89	1.96	2.59	0.31	0.12	0.57
LONGITUDINAL	0.98	0.89	1.19	1.78	0.30	0.25	0.45

$$C_1 = \left[\frac{T_0}{T_1} \right]^2 \quad C_2 = \left[\frac{T_x}{T_1} \right]^2 \quad C_3 = \left[\frac{T_r}{T_1} \right]^2$$

$$\sum_{i=1}^3 C_i = 1$$

T₀ es el periodo fundamental de la estructura si se apoyara sobre una base rígida.

T_x es el periodo fundamental de la estructura si su base sólo pudiera trasladarse en dirección que se analiza.

T_r es el periodo fundamental de la estructura se su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de despiante.

T₁ es el periodo fundamental de la estructura corregido por interacción con el suelo.

Tabla 9 Demanadas de ductilidad por nivel

NIVEL	δ plastico	δ fluencia	Demanda de Ductilidad
Azotea	0.0287	0.0151	1.90
19	0.0288	0.0150	1.92
18	0.0289	0.0151	1.91
17	0.0289	0.0152	1.90
16	0.0289	0.0153	1.88
15	0.0288	0.0160	1.80
14	0.0286	0.0187	1.53
13	0.0283	0.0185	1.53
12	0.0279	0.0180	1.55
11	0.0276	0.0176	1.57
10	0.0272	0.0163	1.67
9	0.0267	0.0154	1.73
8	0.0262	0.0145	1.81
7	0.0255	0.0132	1.93
6	0.0247	0.0124	1.99
5	0.0238	0.0110	2.16
4	0.0227	0.0098	2.32
3	0.0209	0.0088	2.37
2	0.0066	0.0062	1.06
1	0.0061	0.0057	1.07

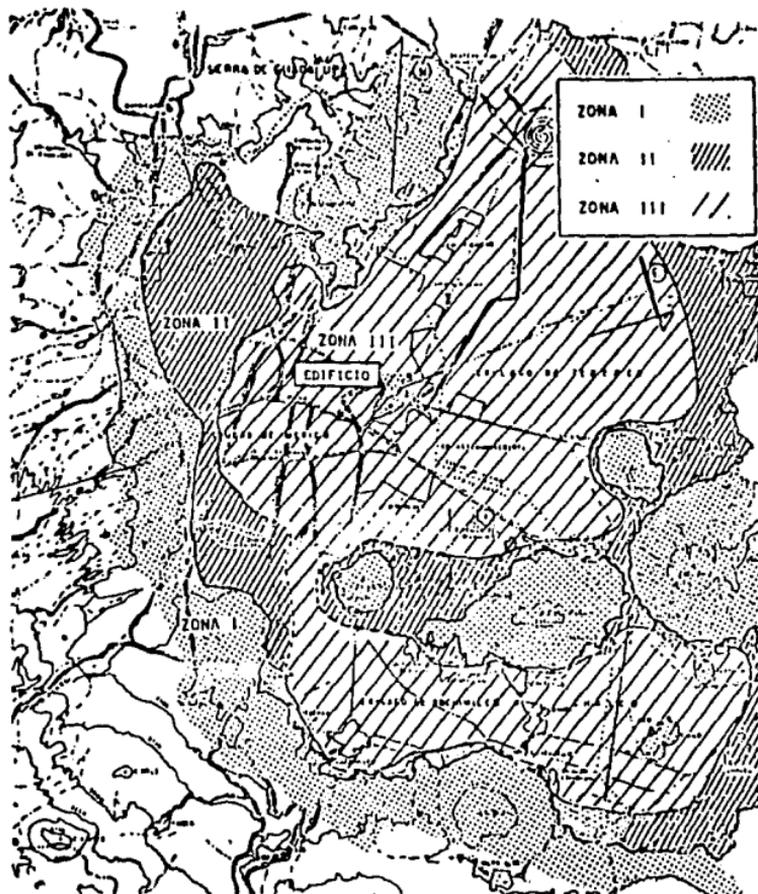
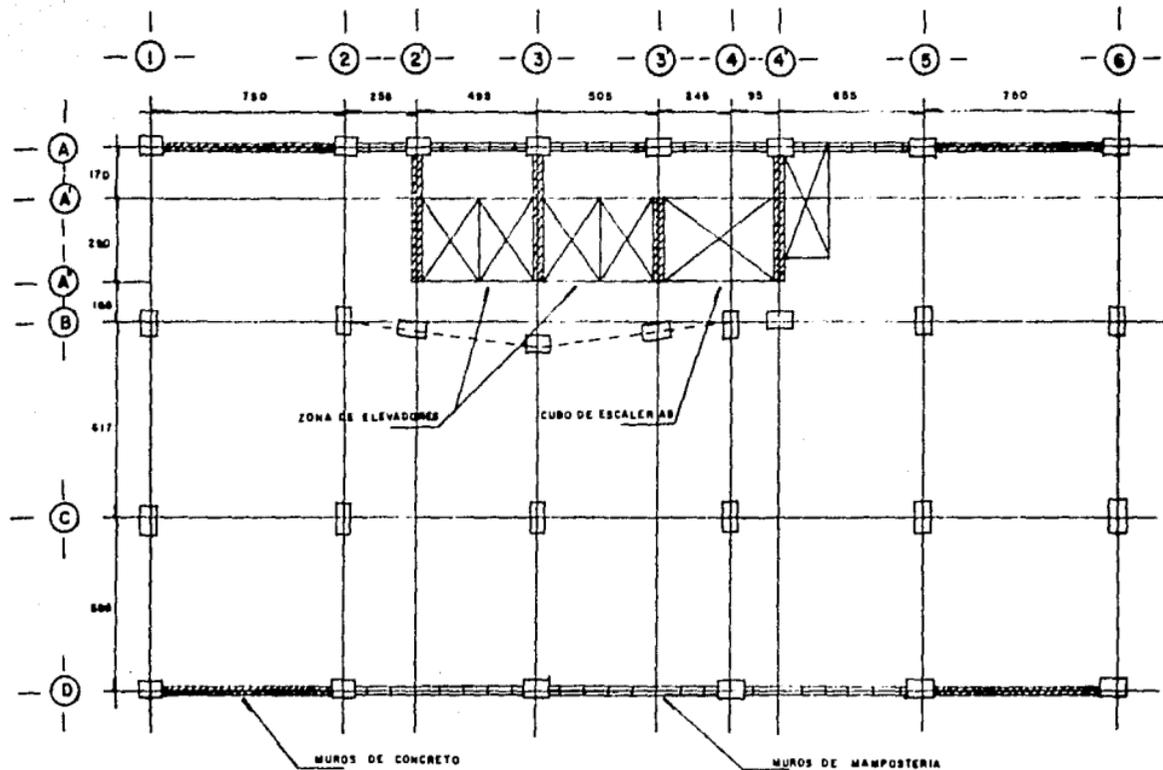


Figura 1 Ubicación del edificio



ACOT. Cm.

Figura 2 Planta tipo del edificio

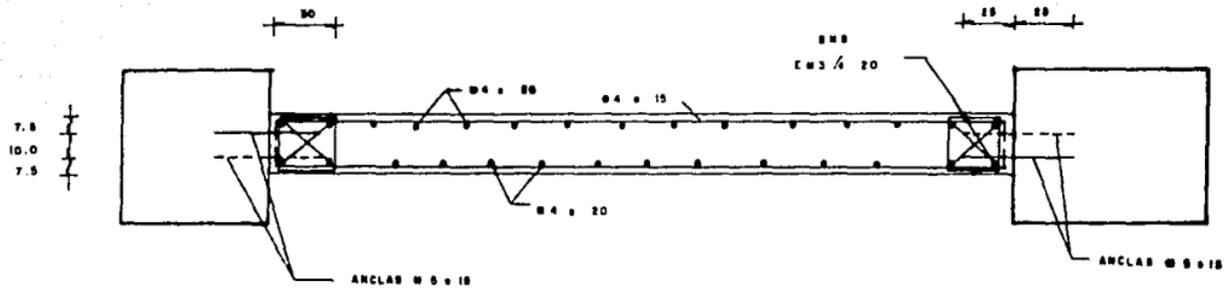


Figura 3 Detalle de armado de muros longitudinales

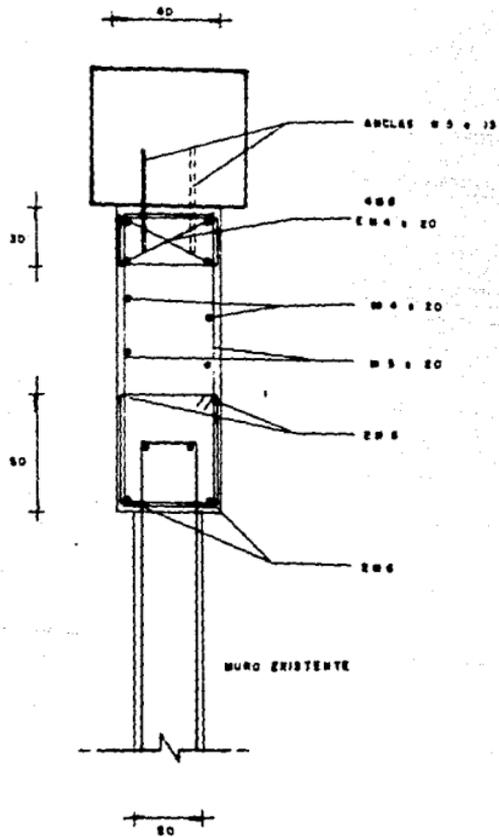
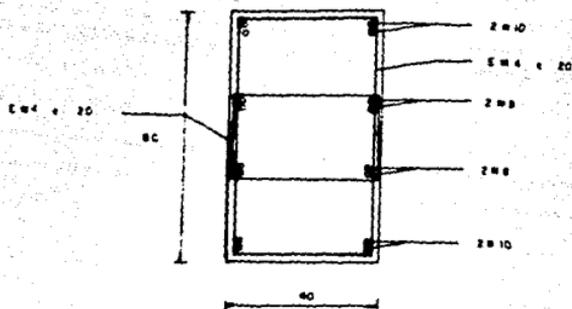
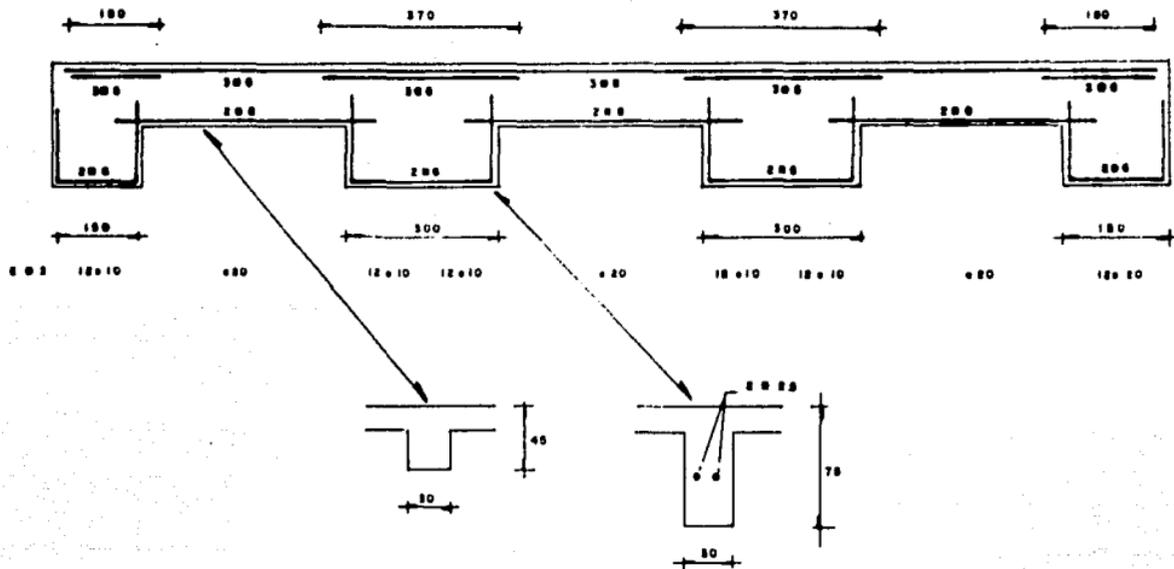


Figura 4 Detalle de armado de muros transversales



DETALLE DE ARMADO EN COLUMNAS C.N.

Figura 5 Columnas nuevas CN adicionadas en 1986



TRABE EJE - 5
 DETALLE DE ARMADO TIPICO

Figura 6 Detalle de armado tipico de trabe

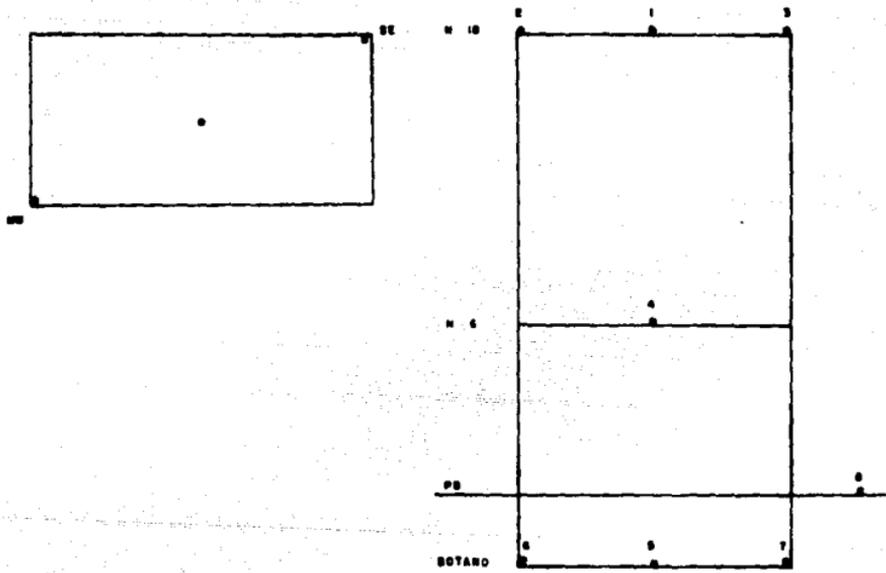


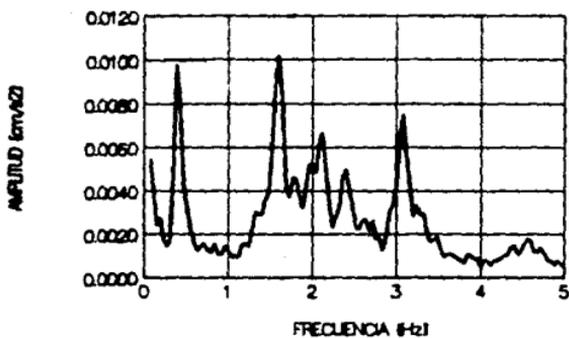
Figura 7 Ubicación de sensores para la medición de vibración ambiental



Figura 8 Diagrama esquemático del dispositivo experimental

ALVARO OBREGON

PRUEBA:01 N18 (T)



ALVARO OBREGON

PRUEBA:01 N6 (T)

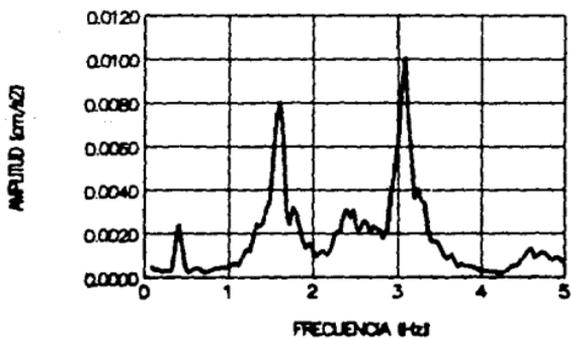
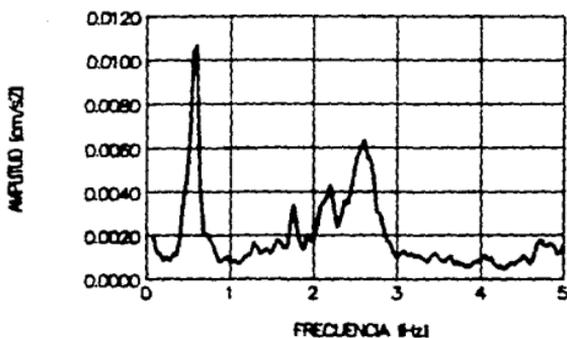


Figura 9 Espectros de potencia componente transversal

ALVARO OBREGON

PRUEBA:02 N18 (L)



ALVARO OBREGON

PRUEBA:02 N6 (L)

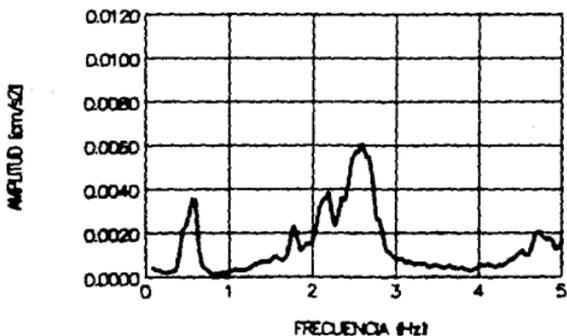
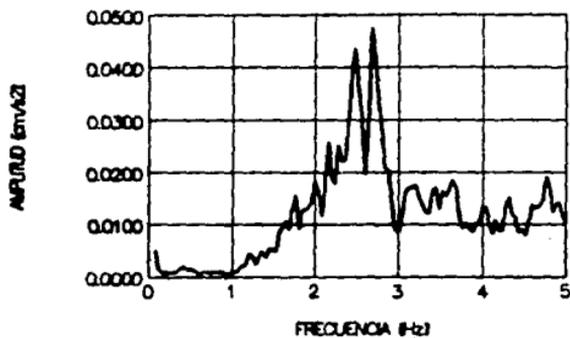


Figura 10 Espectros de potencia componente longitudinal

ALVARO OBREGON

PRUEBA:07 SUELO (V)



ALVARO OBREGON

PRUEBA:07 SOTANO (V)

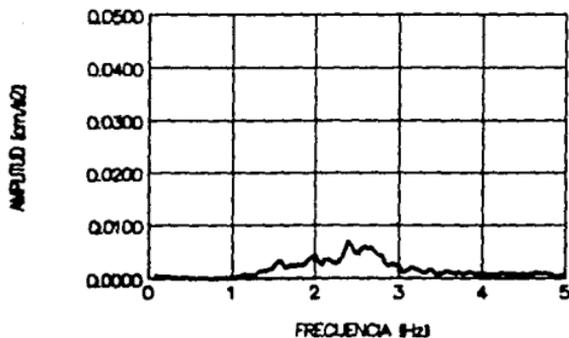


Figura 11 Espectros de potencia componente vertical

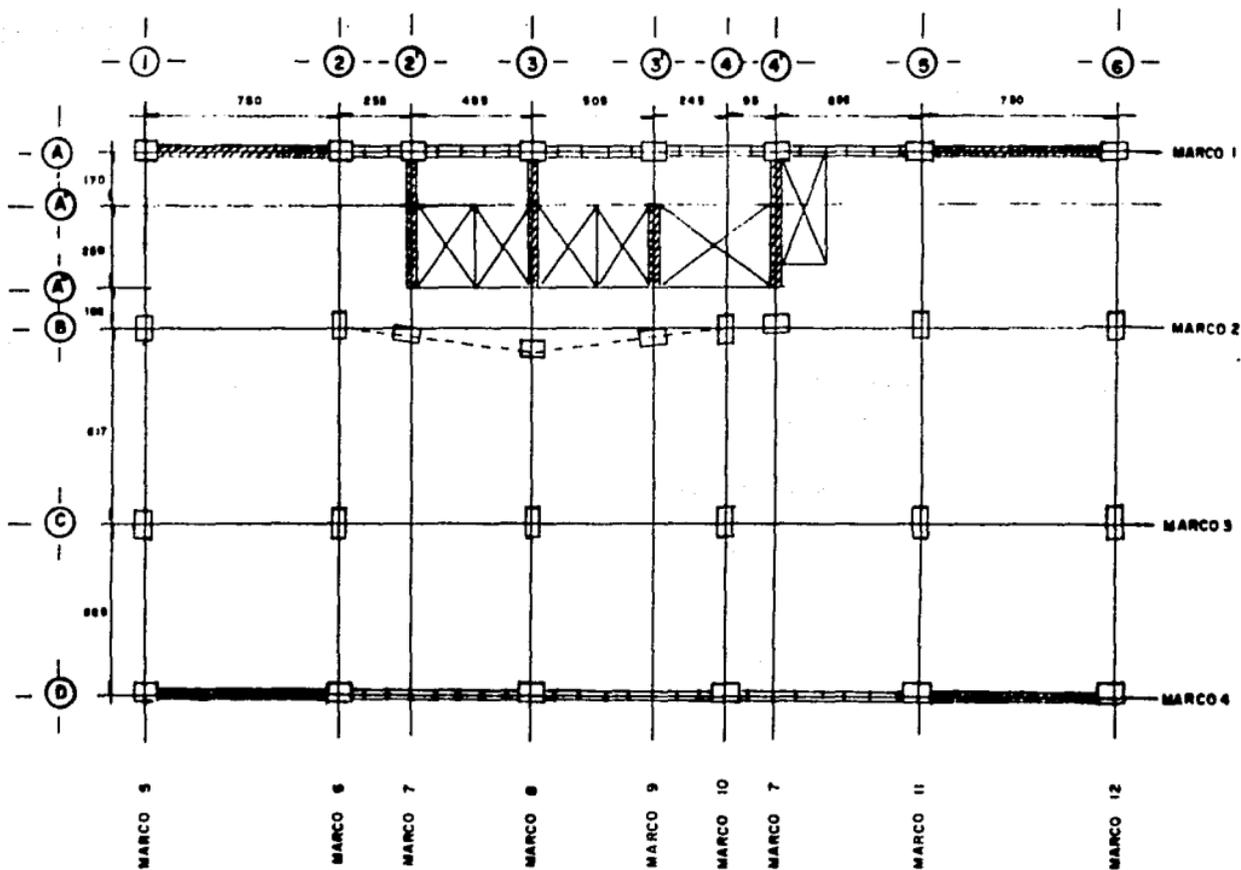
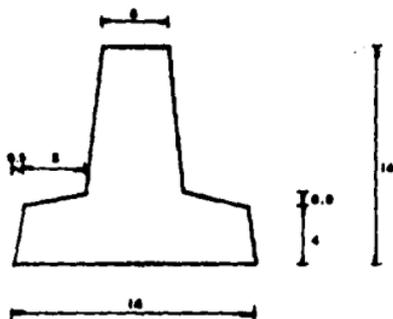


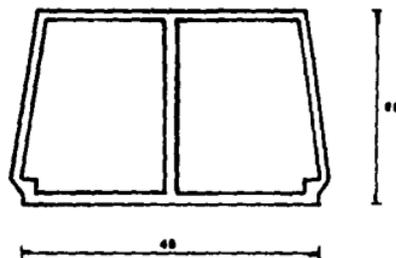
Figura 12 Clasificación de marcos tipo
para el análisis en SUPER-ETABS

VIGUETA TIPO T-14



PESO PROPIO • 20 Kg/ml

BOVEDILLA TIPO E - 60



PESO PROPIO • 18 Kg/placa
ANCHO • 20 mm

Figura 13 Características de vigueta y bovedilla

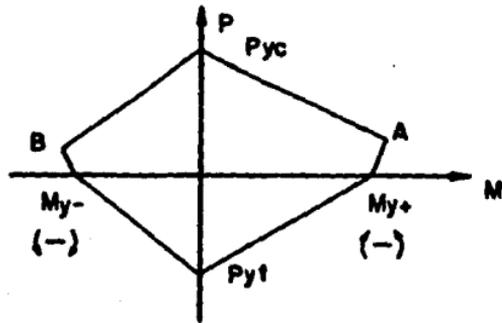
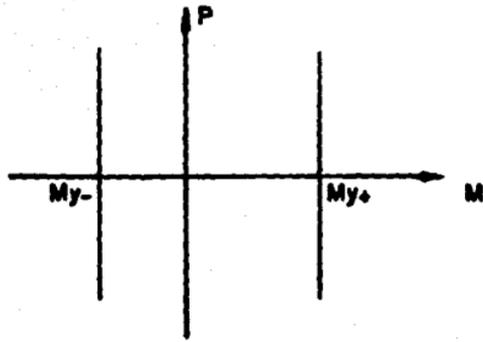


Figura 14 Diagramas de interacción para elementos viga-columna.

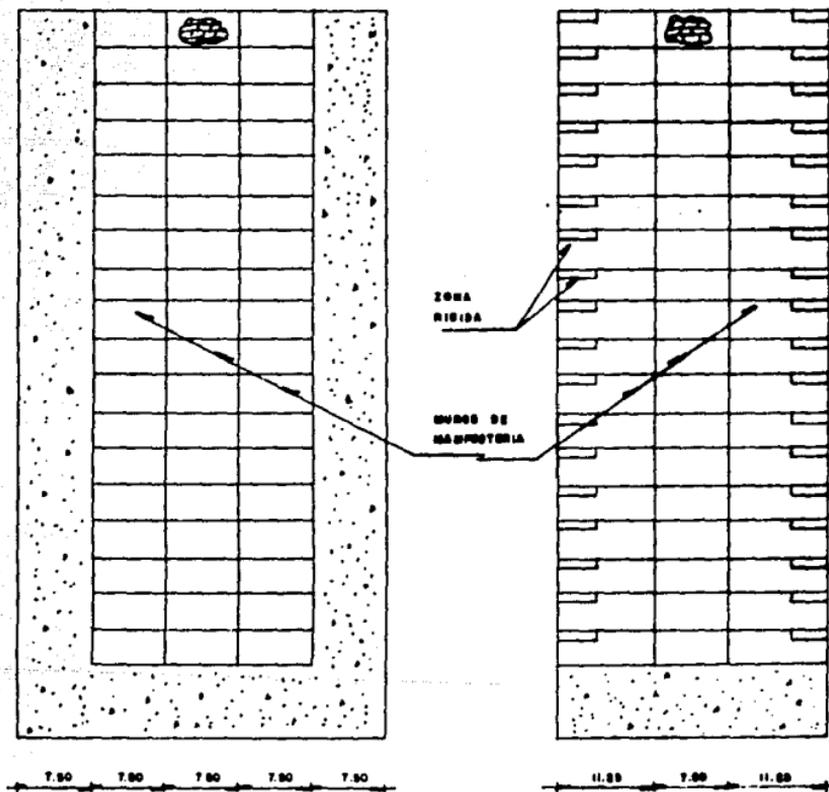


Figura 15 MARCO EQUIVALENTE CONSIDERANDO LAS CRUJIAS EXTREMAS COMO COLUMNAS ANCHAS

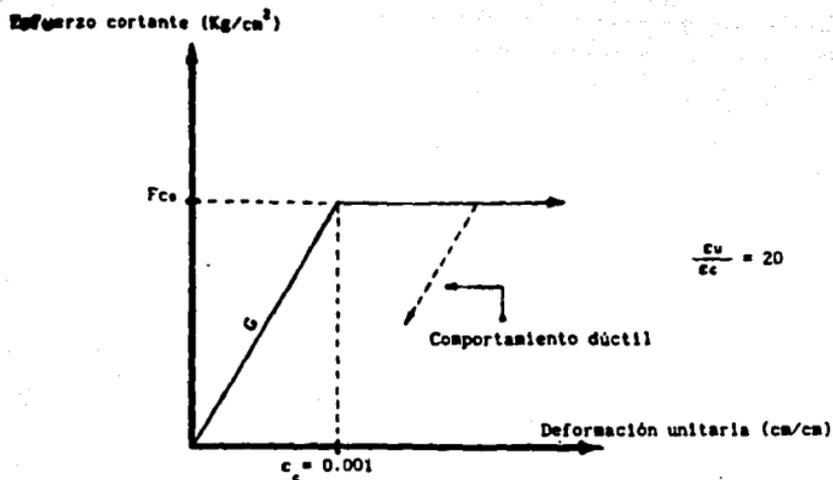


Figura 16 Relación esfuerzo-deformación por cortante para muros de concreto

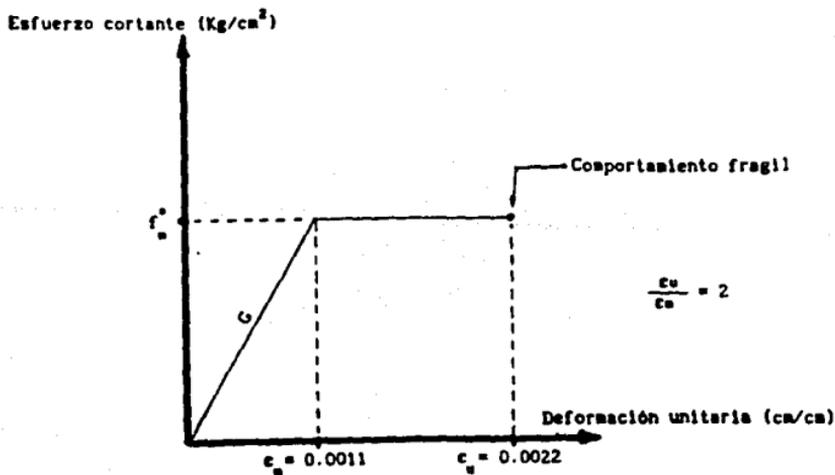


Figura 17 Relación esfuerzo-deformación por cortante para muros de mampostería

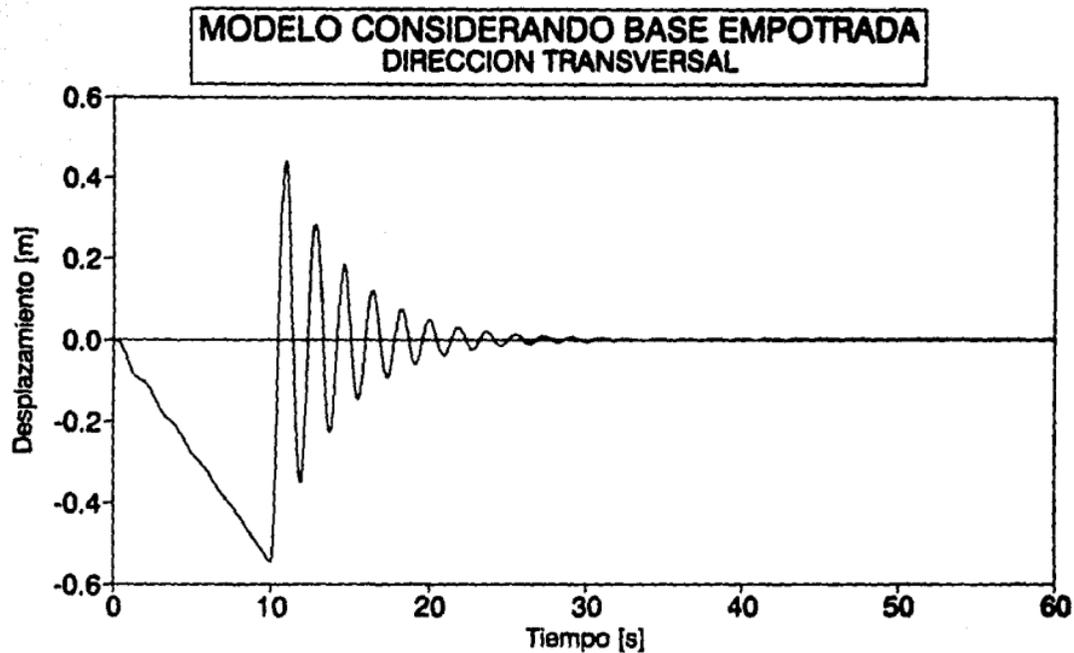


Figura 16 Prueba de vibración libre según DRAIN-2D

**MODELO CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE
DIRECCION TRANSVERSAL**

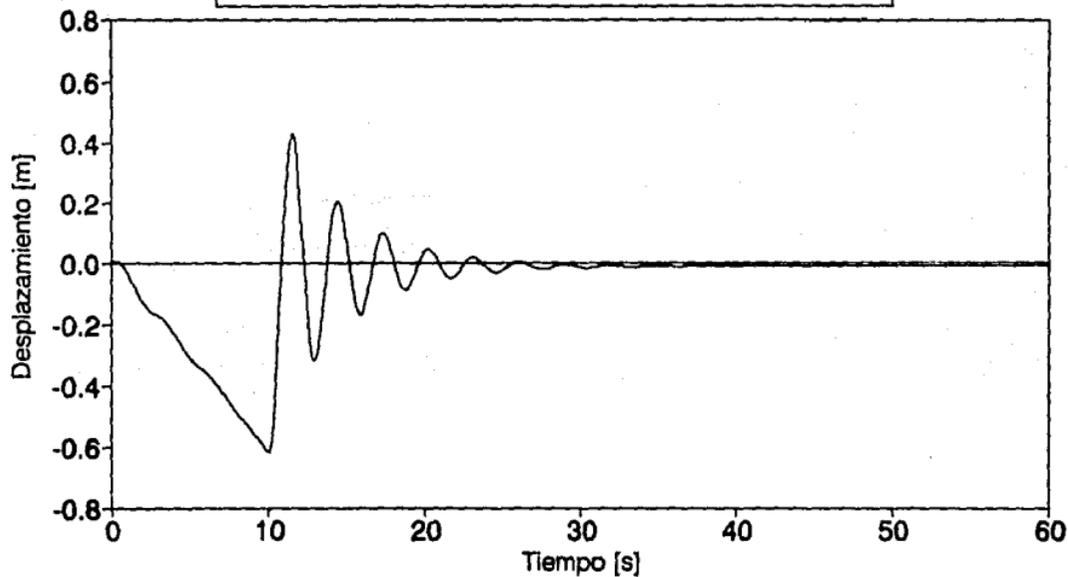


Figura 19 Prueba de vibración libre según DRAIN-2D

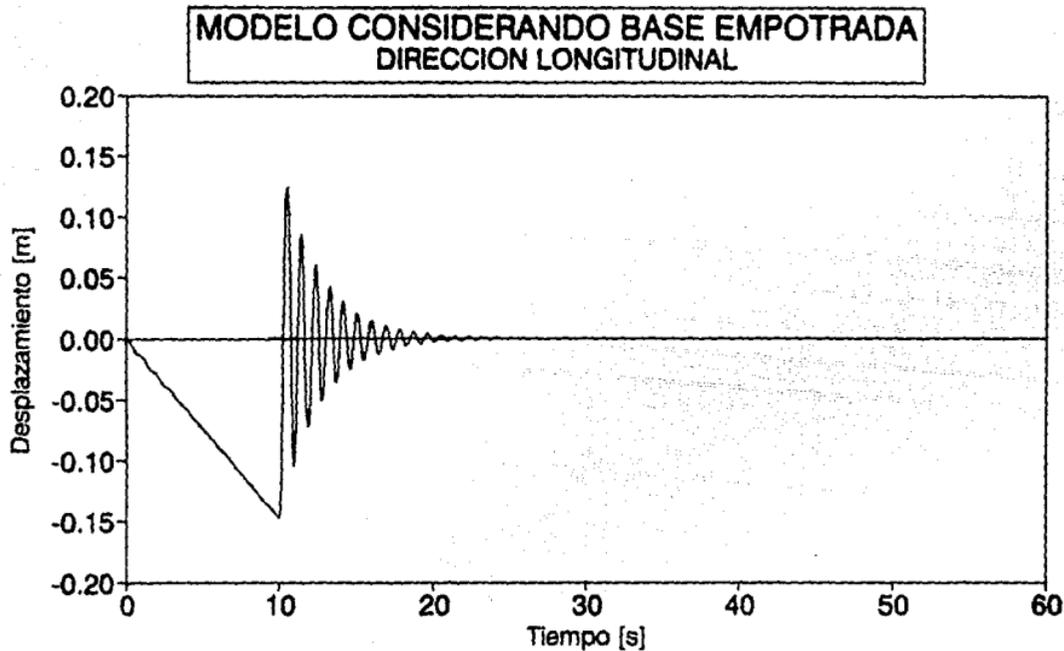


Figura 20 Prueba de vibración libre según DRAIN-2D

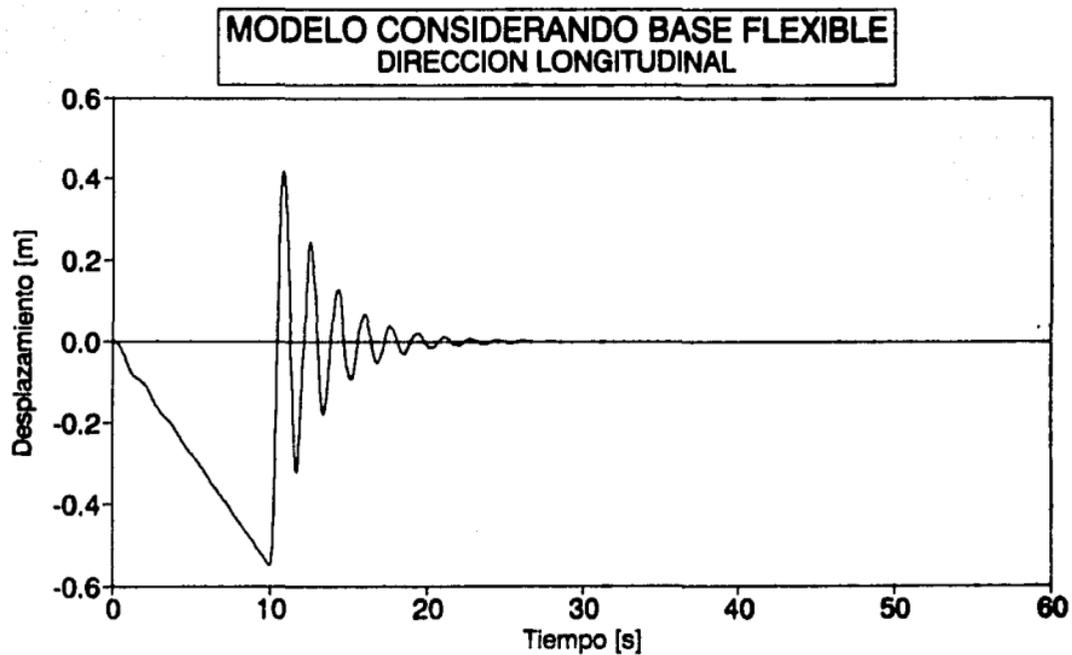


Figura 21 Prueba de vibración libre según DRAIN-2D

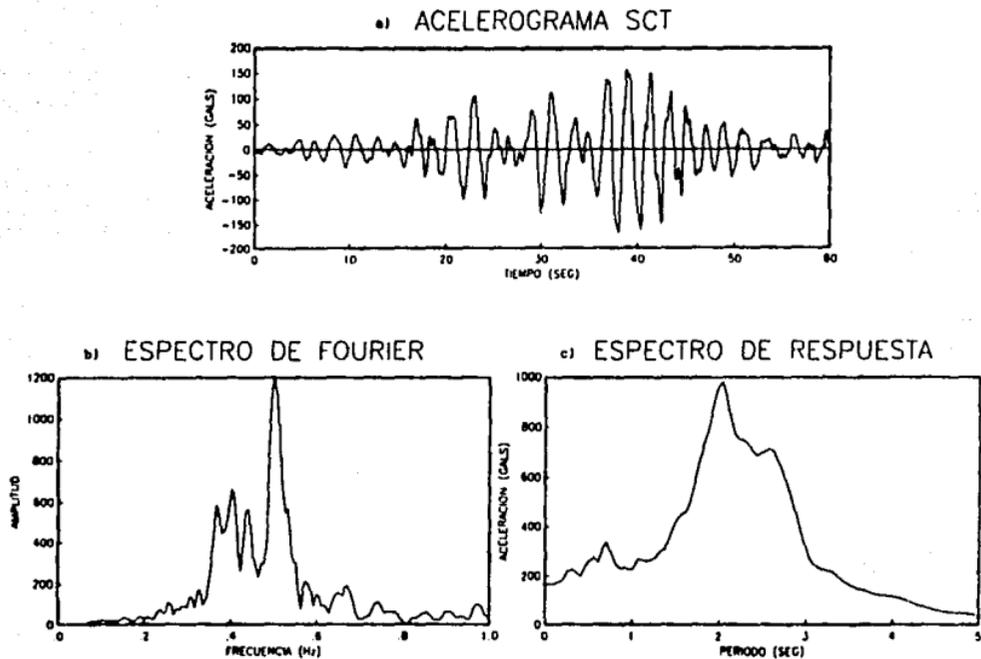
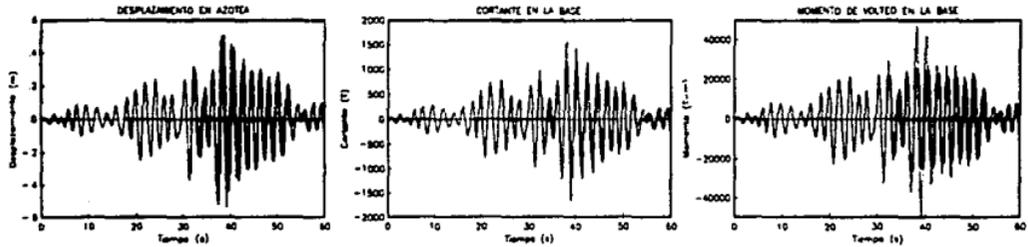


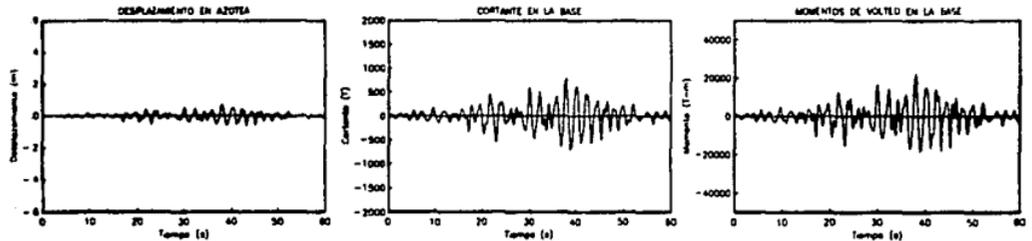
Figura 22

- a) Acelerograma del sismo registrado en la estación SCT en septiembre de 1985
- b) Espectro de Fourier para el sismo registrado en SCT
- c) Espectro de respuesta para el sismo registrado en SCT

CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE



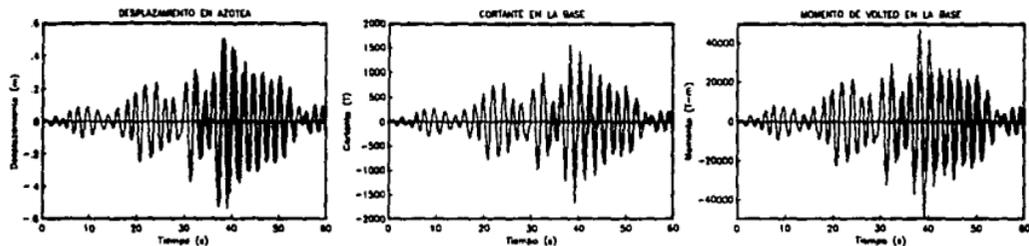
CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA



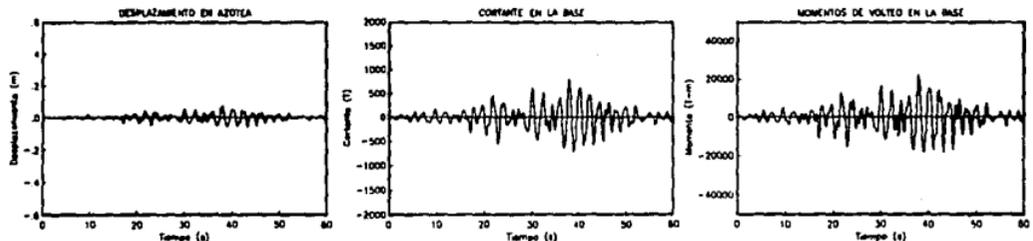
----- ELASTICO
———— INELASTICO

Figura 23 Gráficas de los resultados obtenidos del análisis para la dirección transversal (Marco tipo 6)

CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE



CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA



----- ELASTICO
 _____ INELASTICO

Figura 24 Gráficas de los resultados obtenidos del análisis para la dirección longitudinal (Marco tipo 4)

DIRECCION TRANSVERSAL
 MARCO TIPO 6
 MODELO CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA

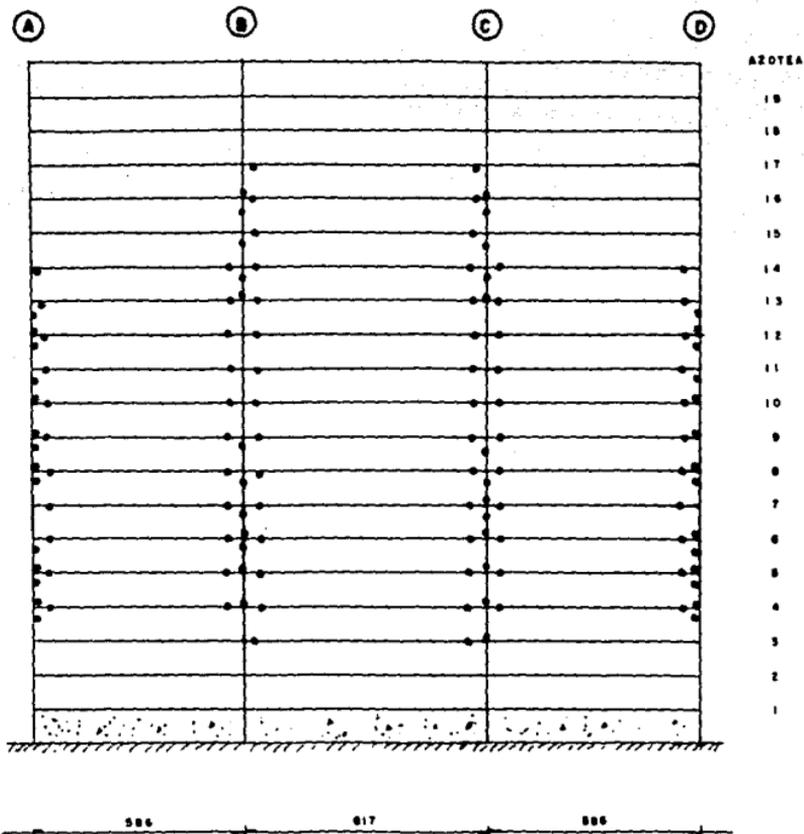


Figura 25.a Formación de articulaciones plásticas para el modelo con base empotrada de la dirección transversal

DIRECCION TRANSVERSAL

MARCO TIPO 6

MODELO CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE

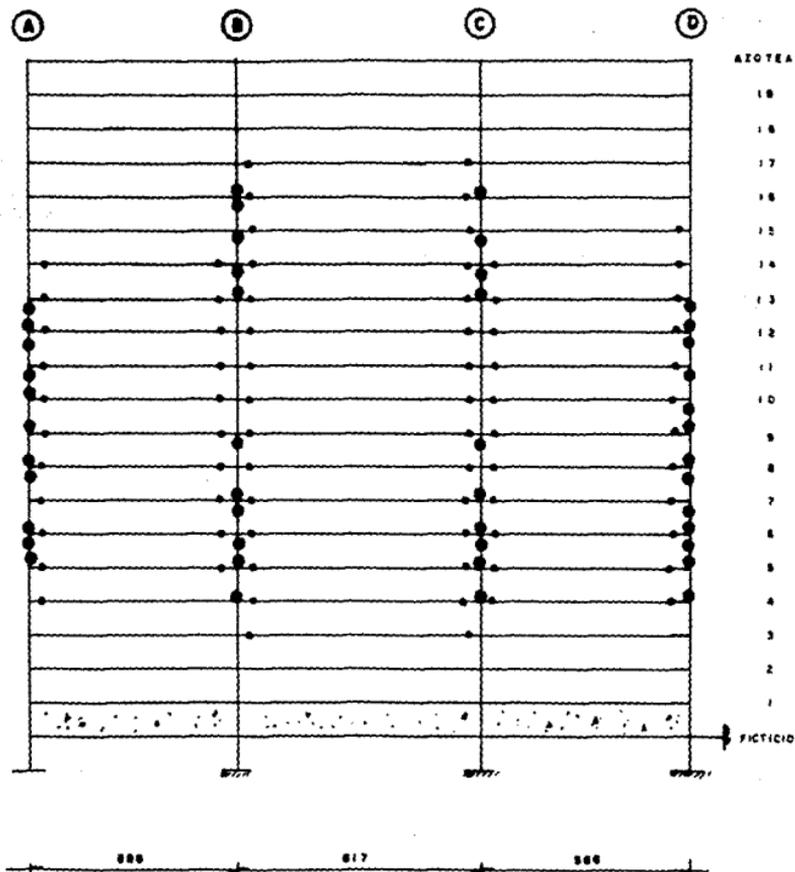


Figura 25.b Formación de articulaciones plásticas para el modelo con base flexible de la dirección transversal

DIRECCION LONGITUDINAL

MARCO TIPO 4

MODELO CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA

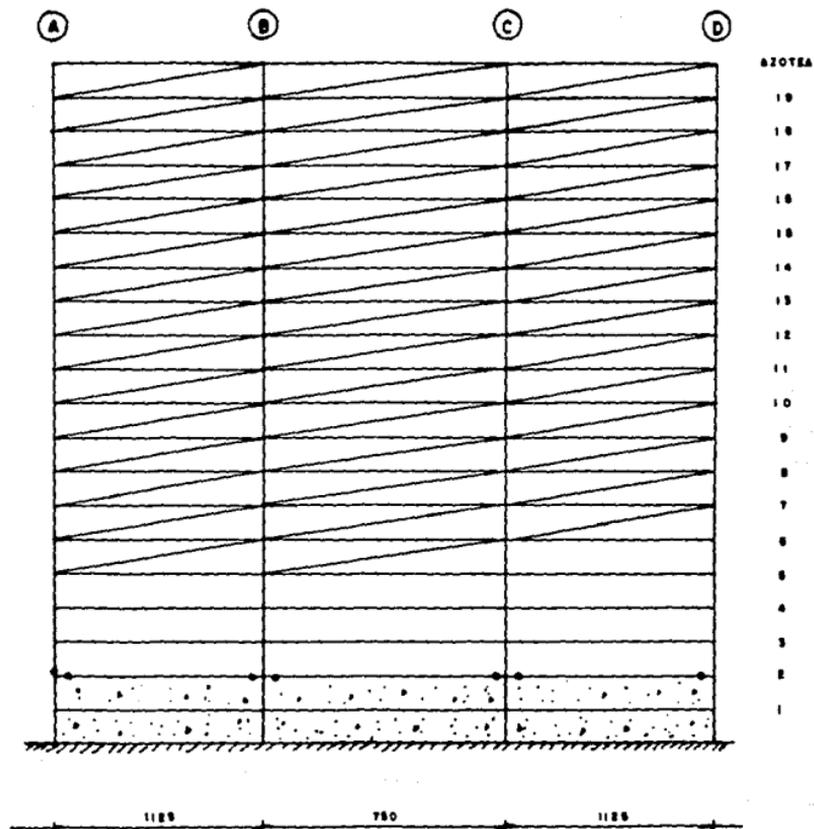


Figura 26.a Formación de articulaciones plásticas para el modelo con base empotrada de la dirección longitudinal

DIRECCION LONGITUDINAL
 MARCO TIPO 4
 CONSIDERANDO BASE FLEXIBLE

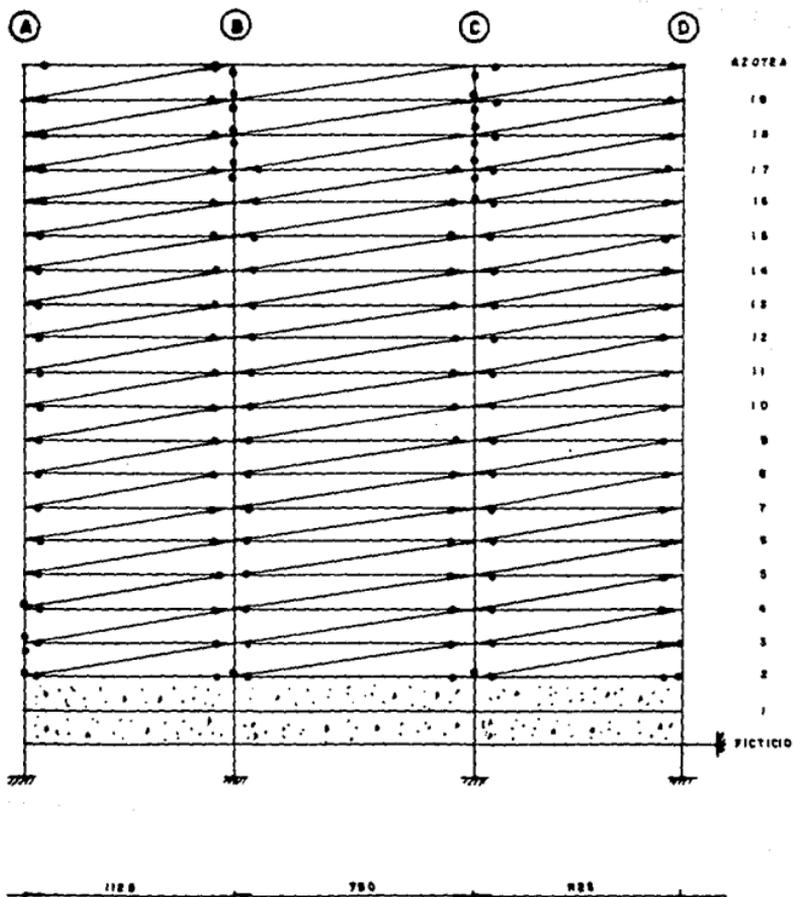


Figura 26.b Formación de articulaciones plásticas para el modelo con base flexible de la dirección longitudinal

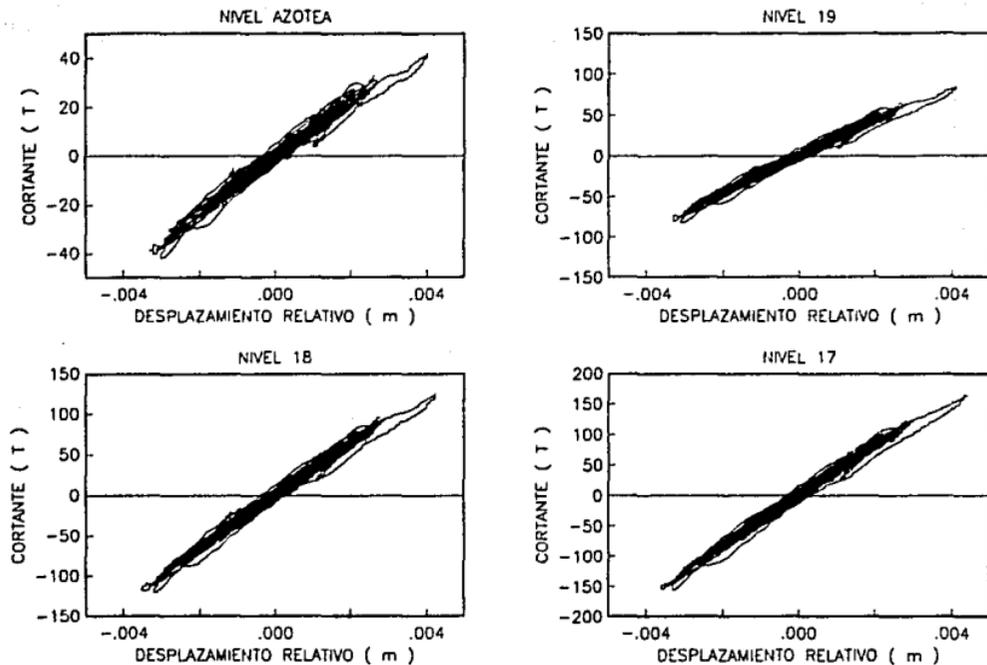


Figura 27 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
 Modelo con base empotrada. Niveles Azotea, 19, 18, 17

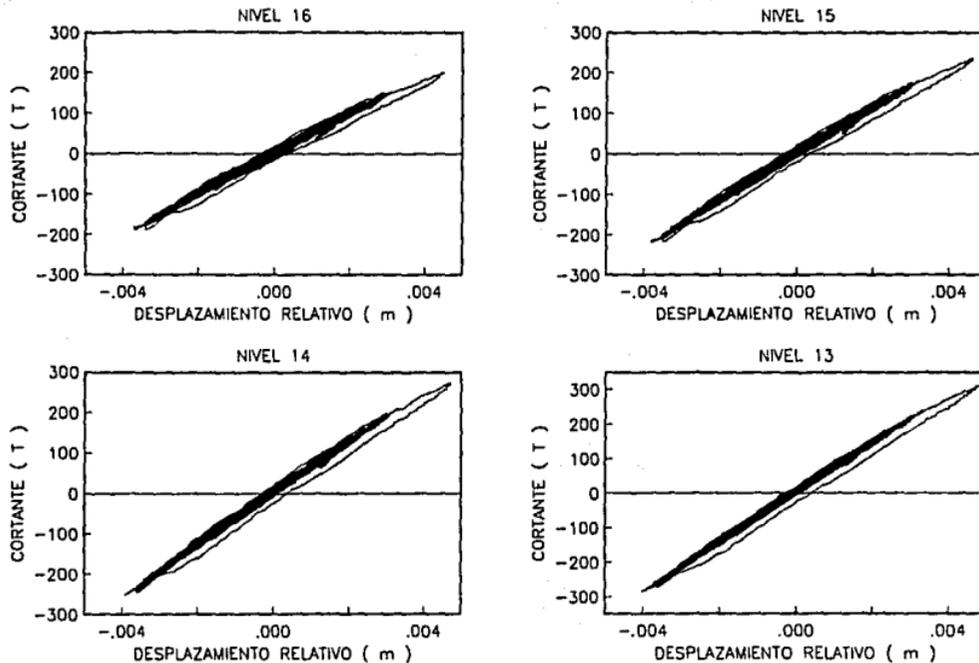
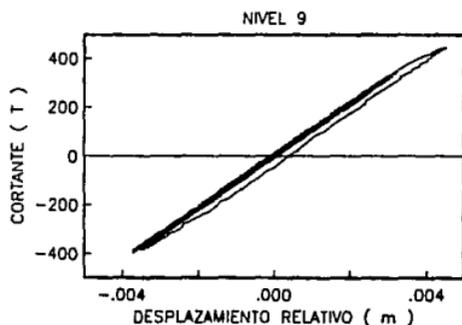
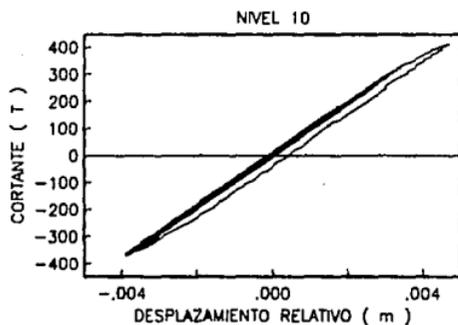
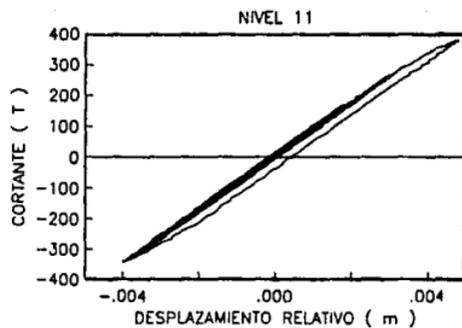
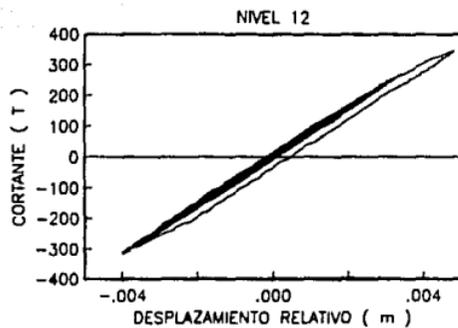
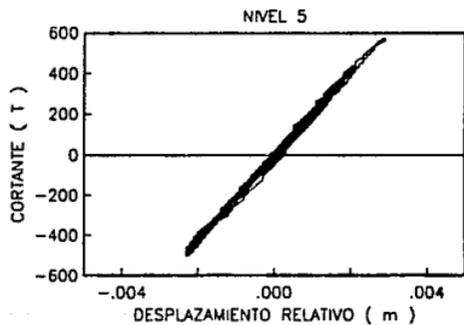
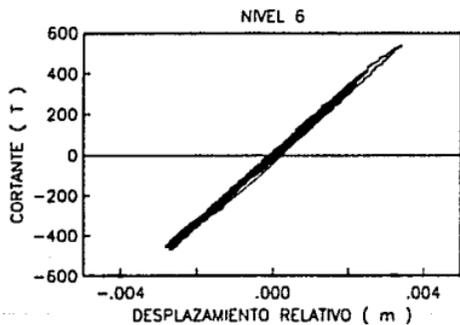
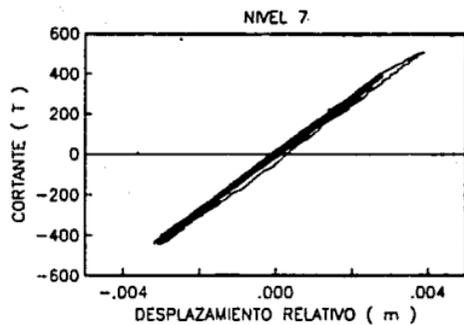
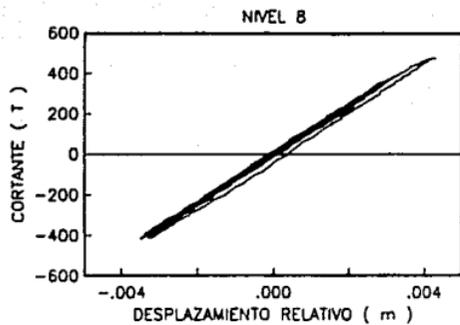


Figura 28 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
 Modelo con base empotrada. Niveles 16, 15, 14, 13



**Figura 29 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base empotrada. Niveles 12, 11, 10, 9**



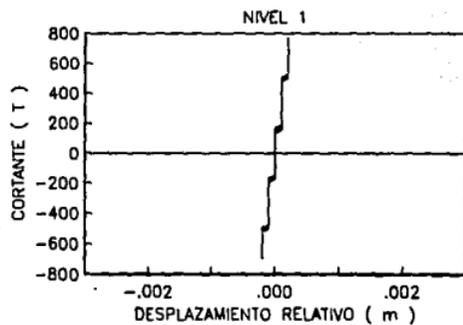
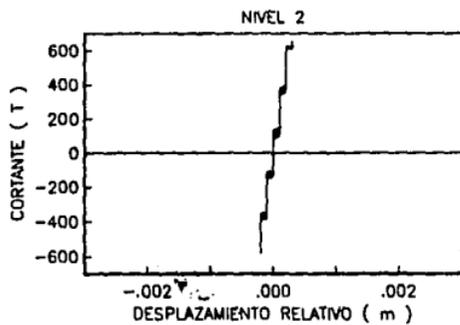
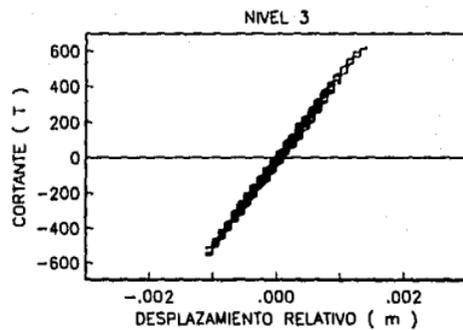
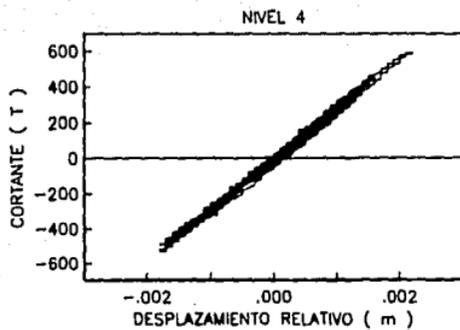


Figura 31 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base empotrada. Niveles 4, 3, 2, 1

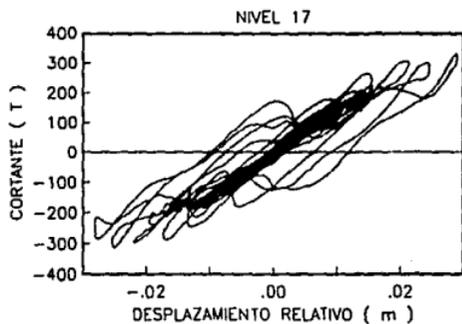
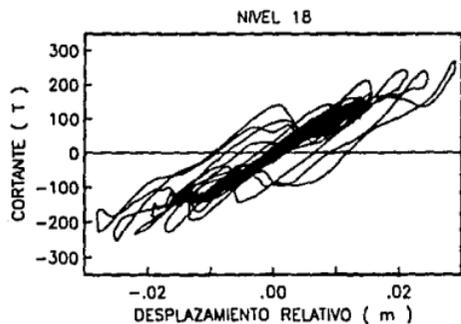
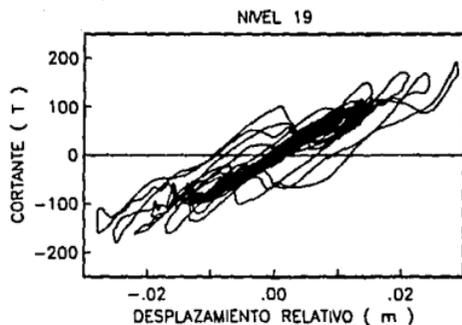
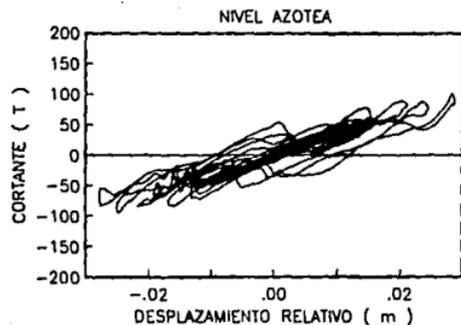
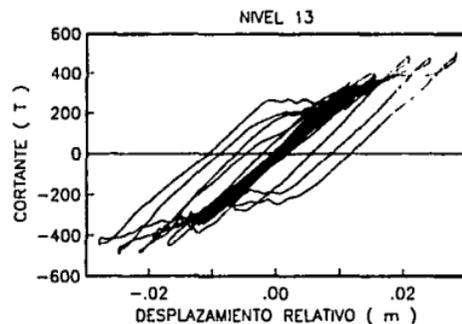
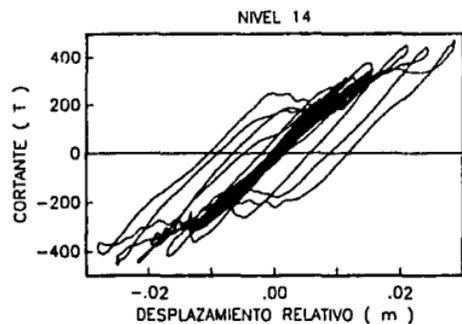
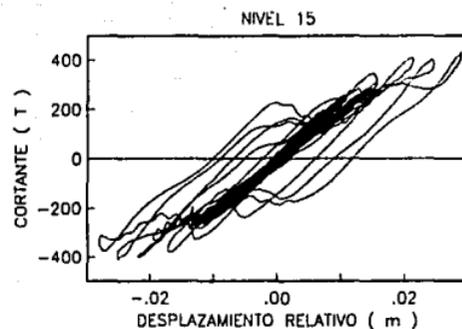
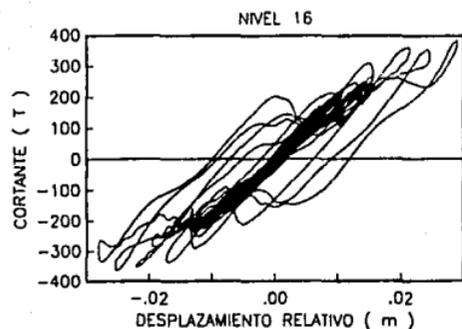


Figura 32 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base flexible. Niveles Azotea, 19, 18, 17



**Figura 33 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base flexible. Niveles 16, 15, 14, 13**

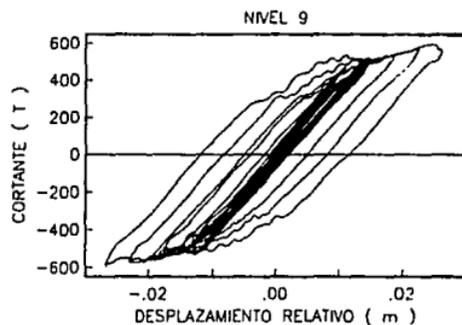
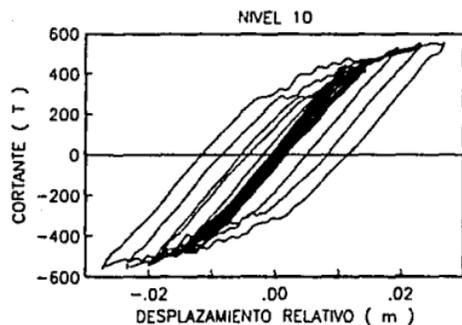
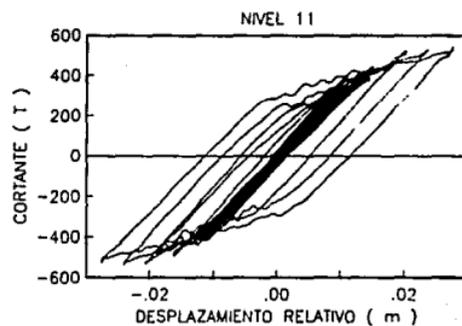
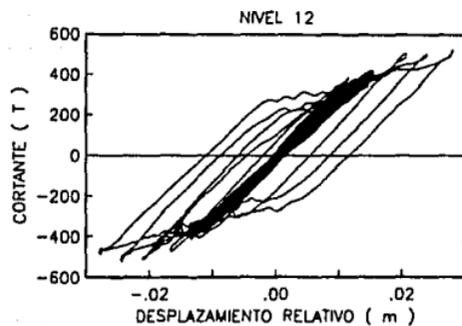


Figura 34 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base flexible. Niveles 12, 11, 10, 9

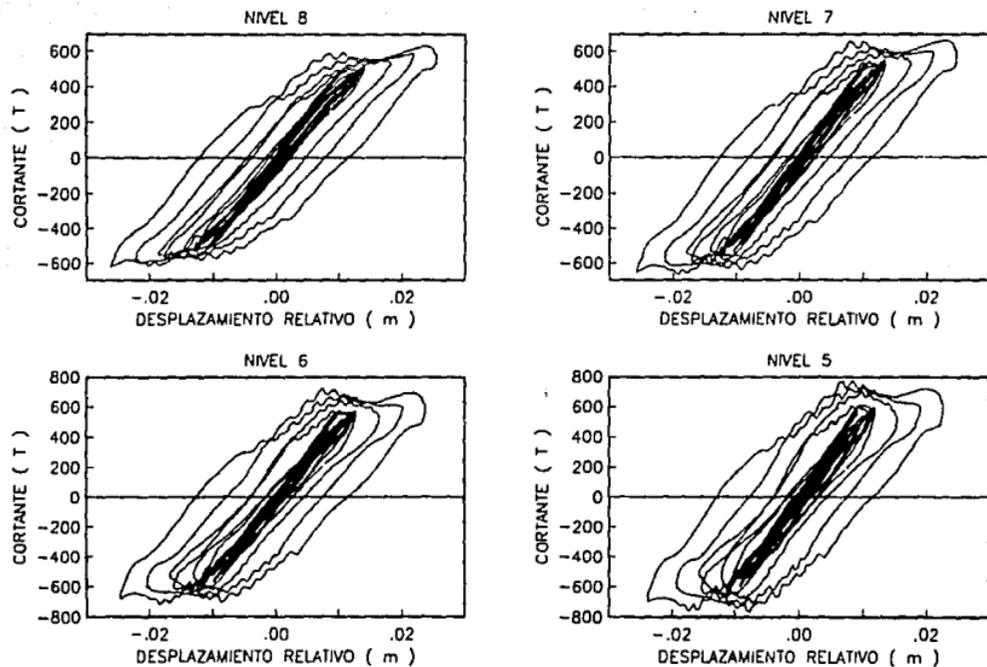
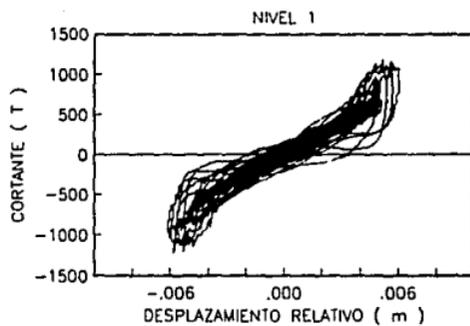
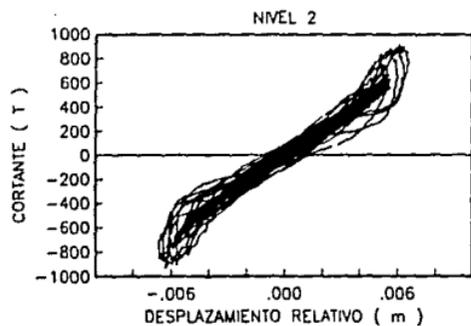
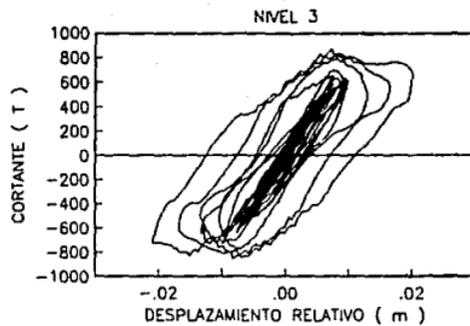
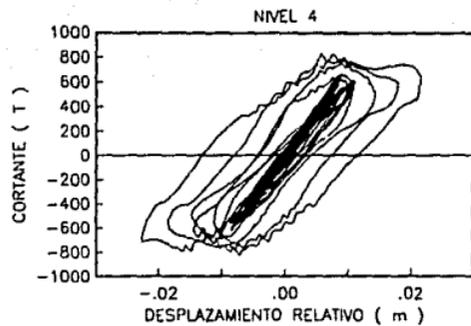


Figura 35 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base flexible. Niveles 8, 7, 6, 5



**Figura 36 Cortante contra Desplazamiento de Entrepiso
Modelo con base flexible. Niveles 4, 3, 2, 1**

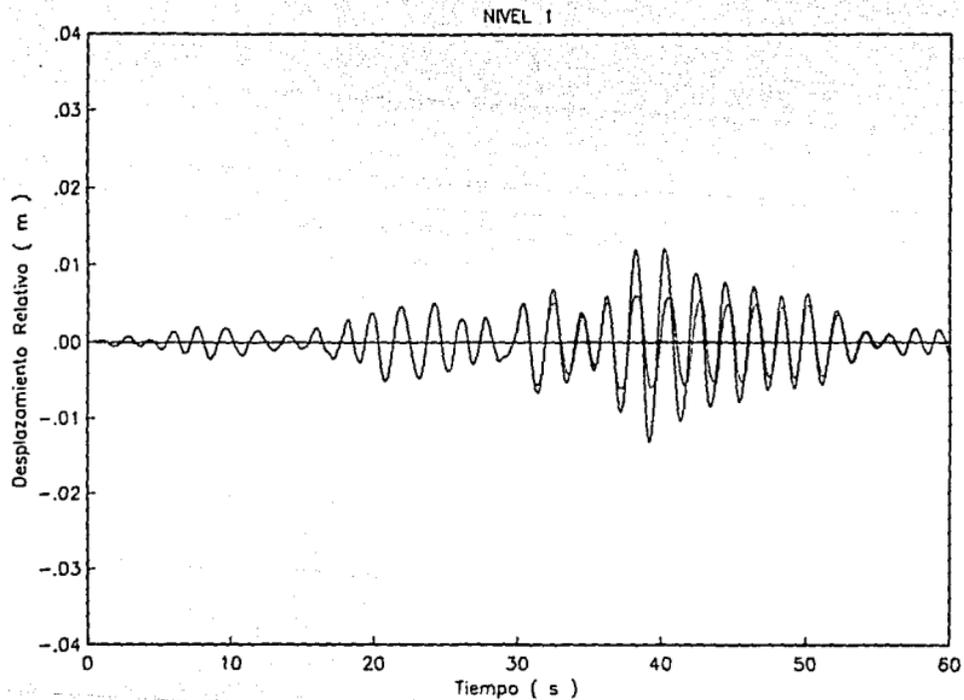


Figura 37 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 1

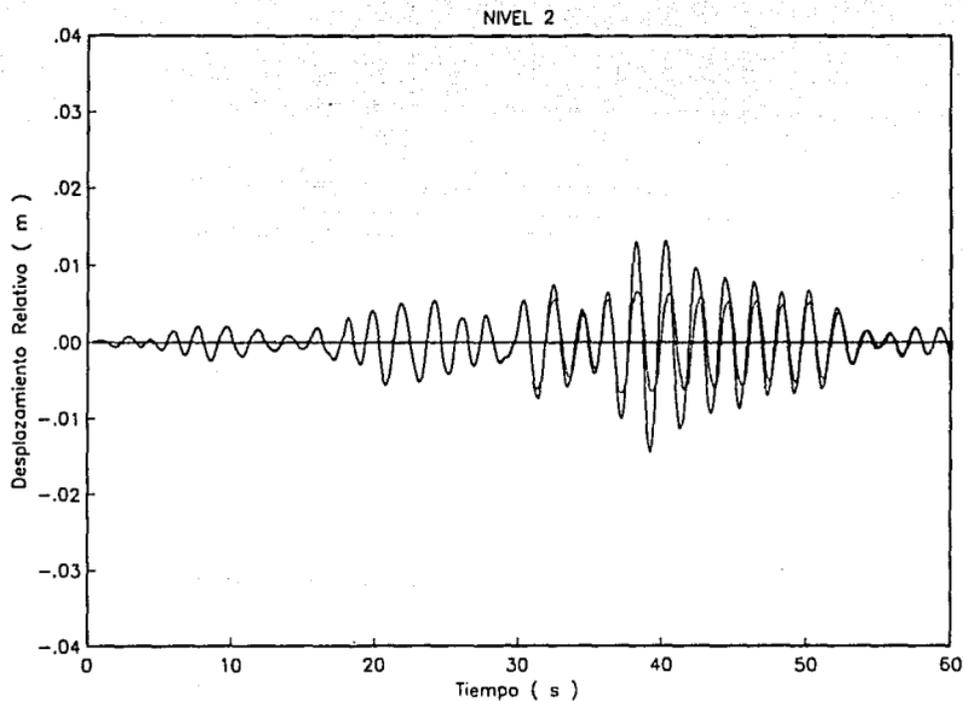


Figura 38 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 2

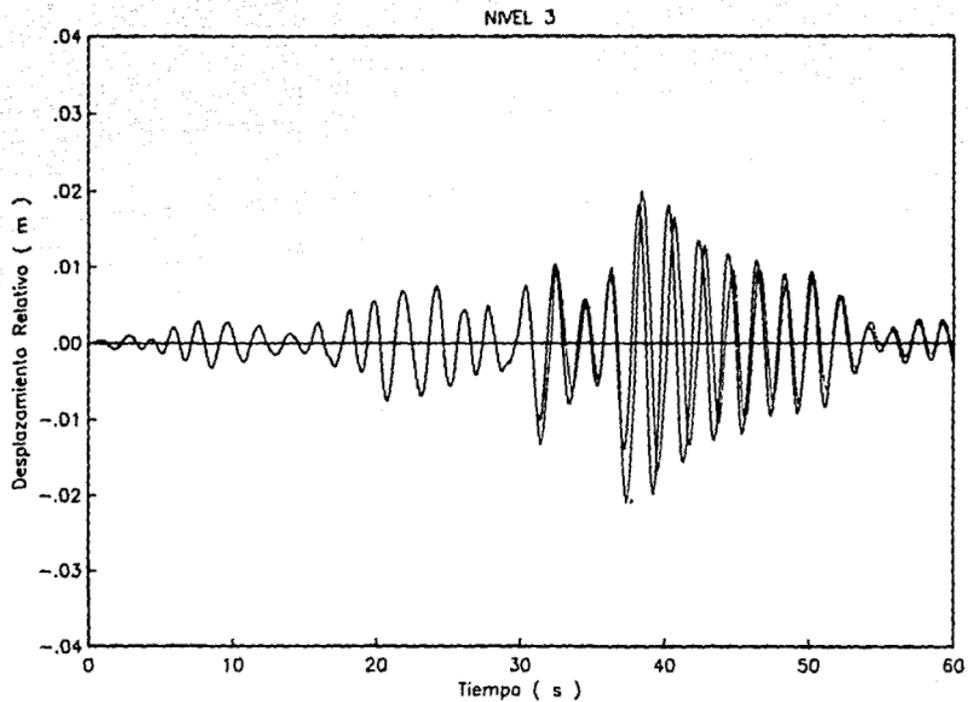


Figura 39 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 3

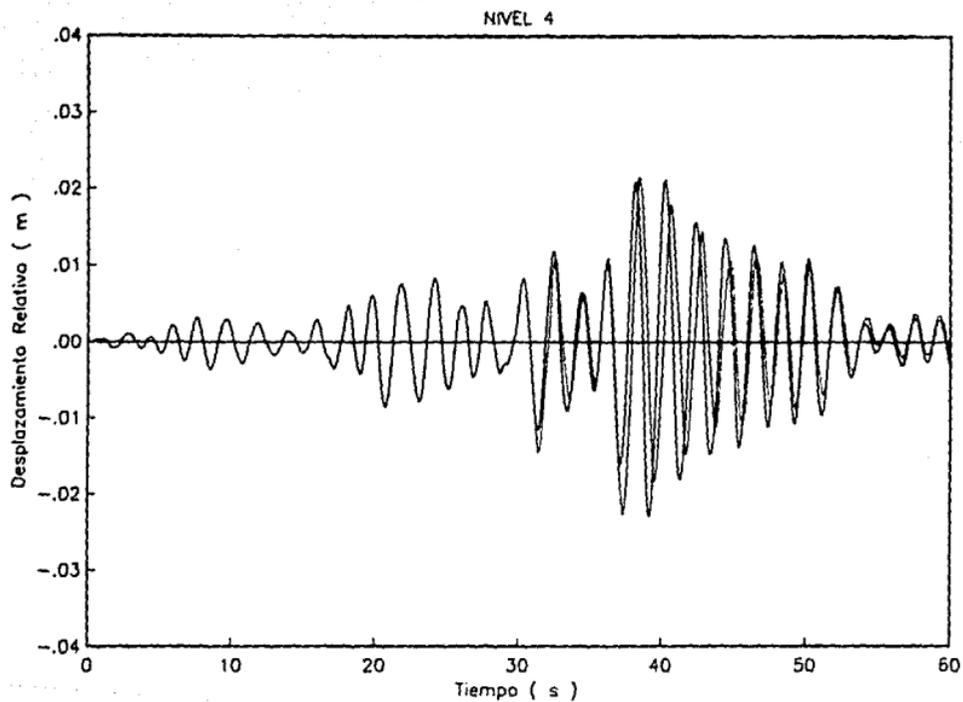


Figura 40 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 4

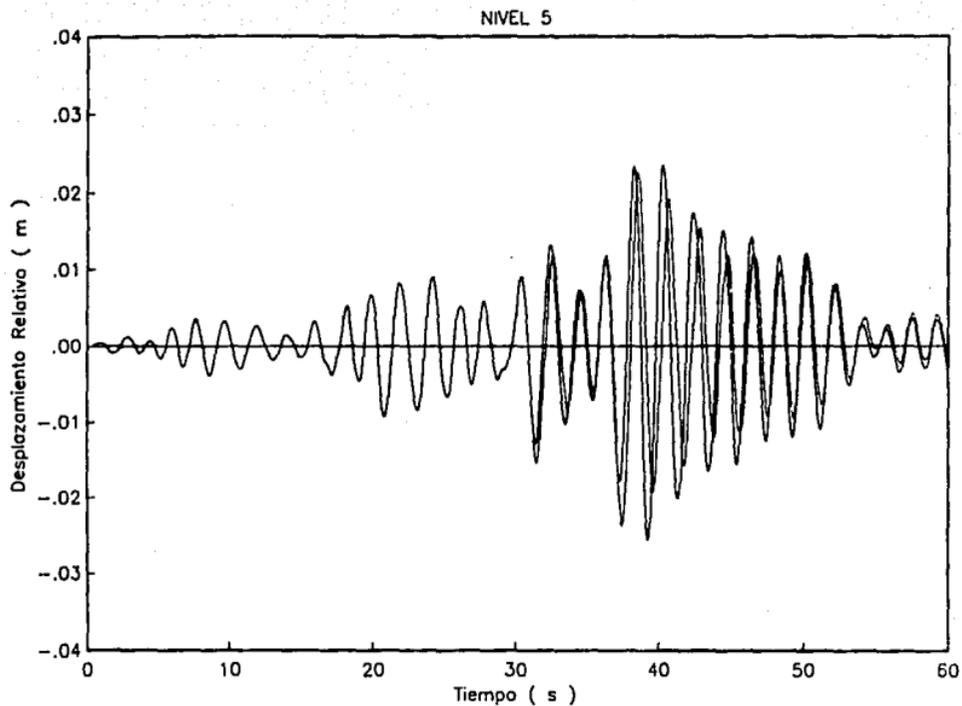


Figura 41. Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 5

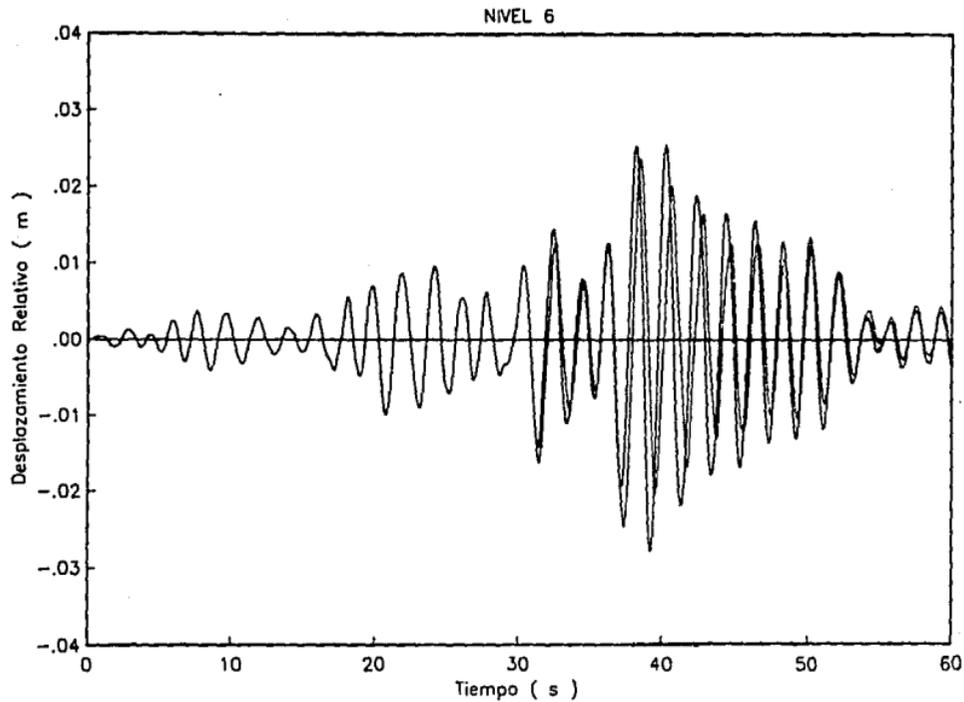


Figura 42 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 6

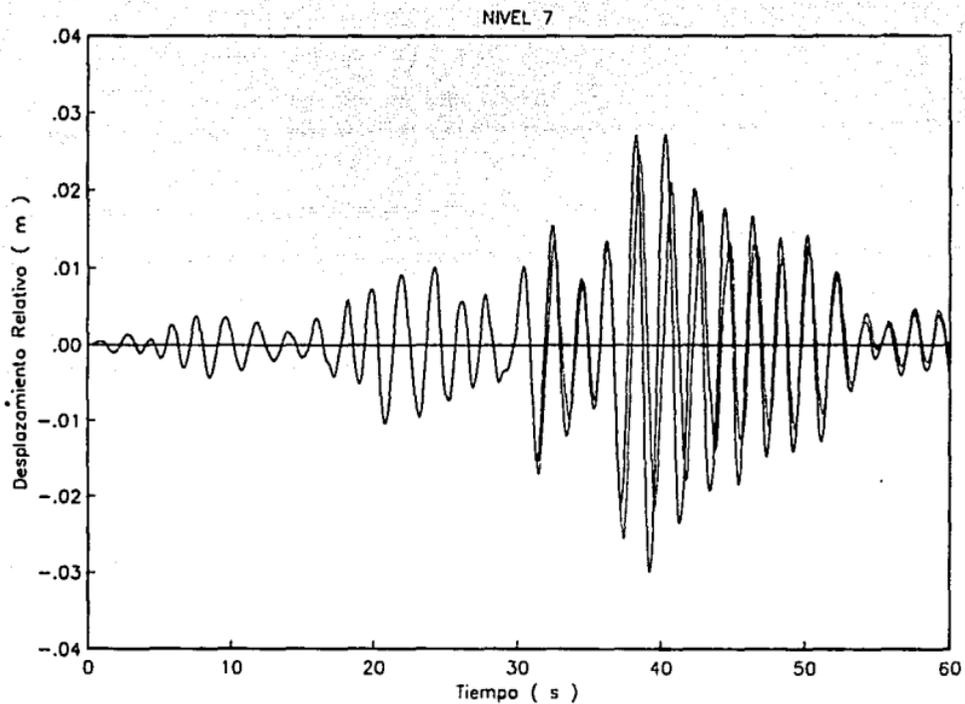


Figura 43 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 7

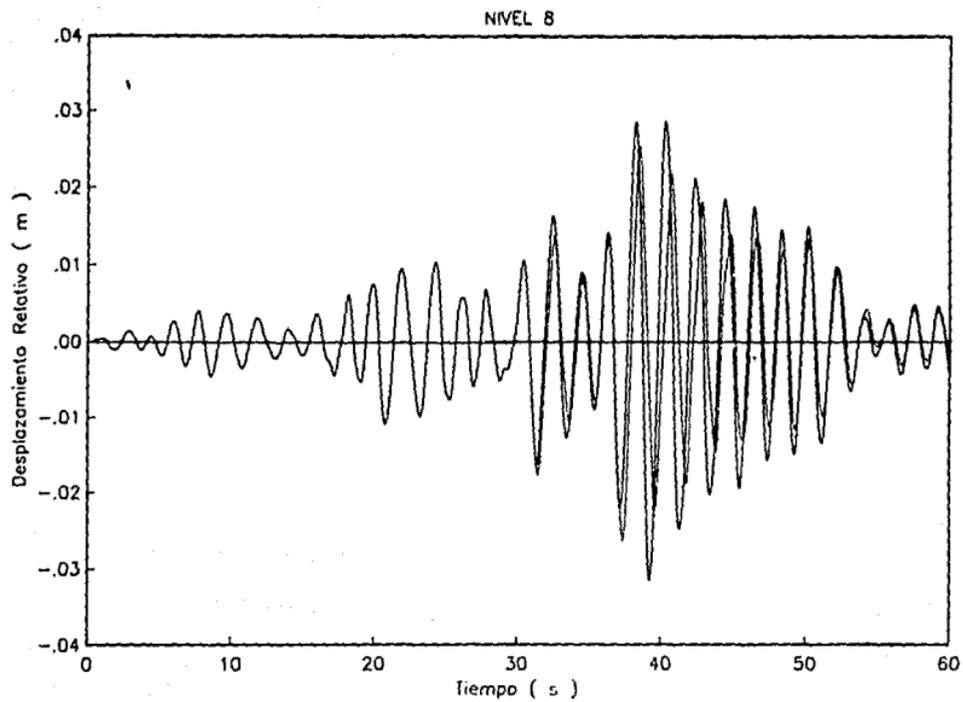


Figura 44 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 8

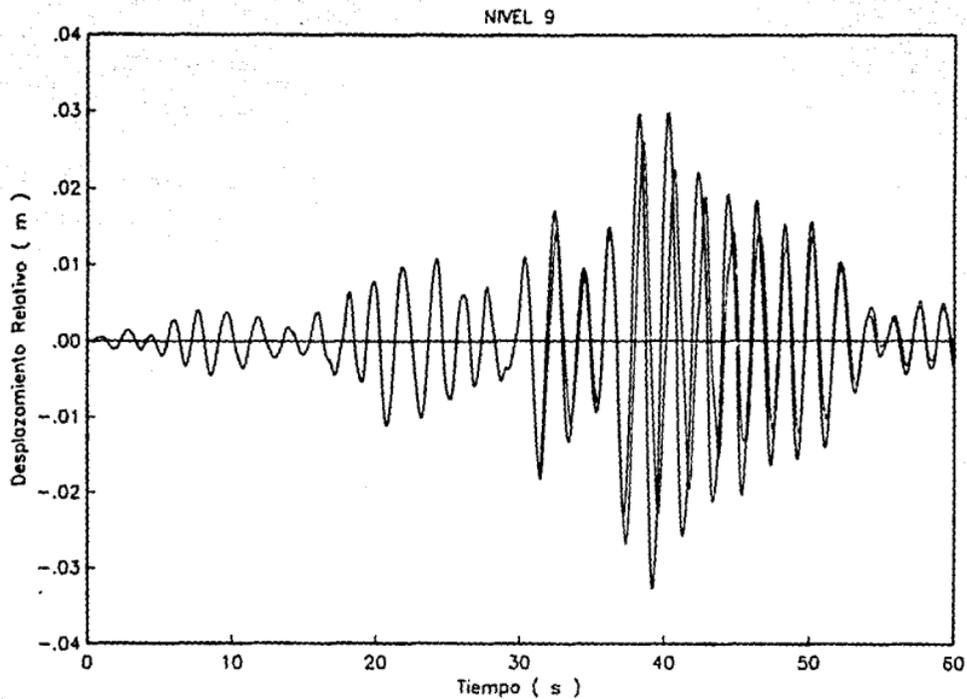


Figura 45 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 9

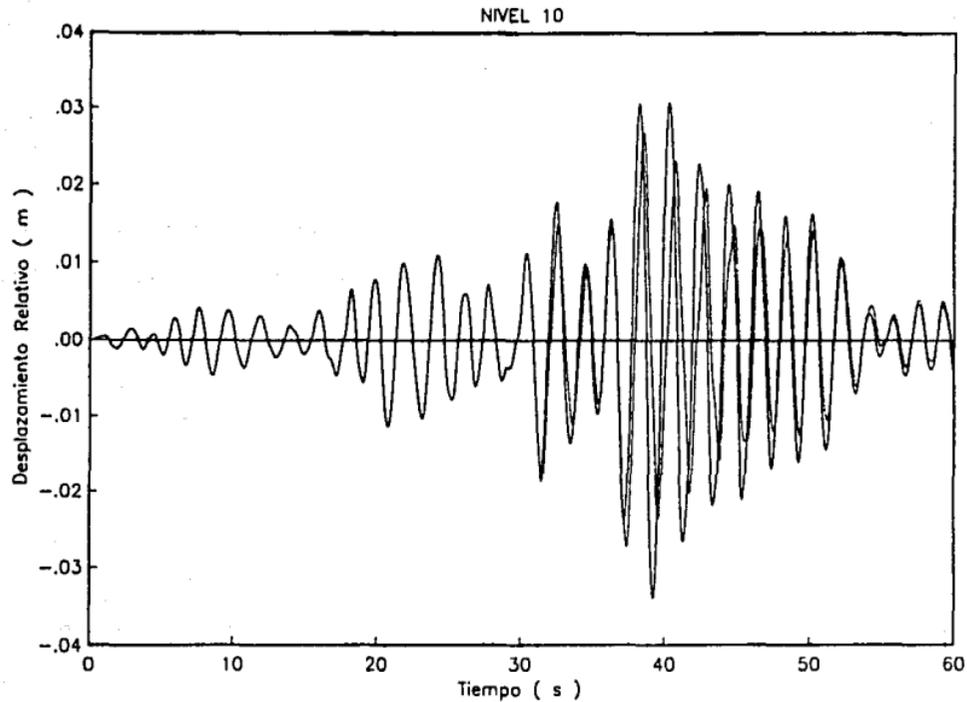


Figura 46 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 10

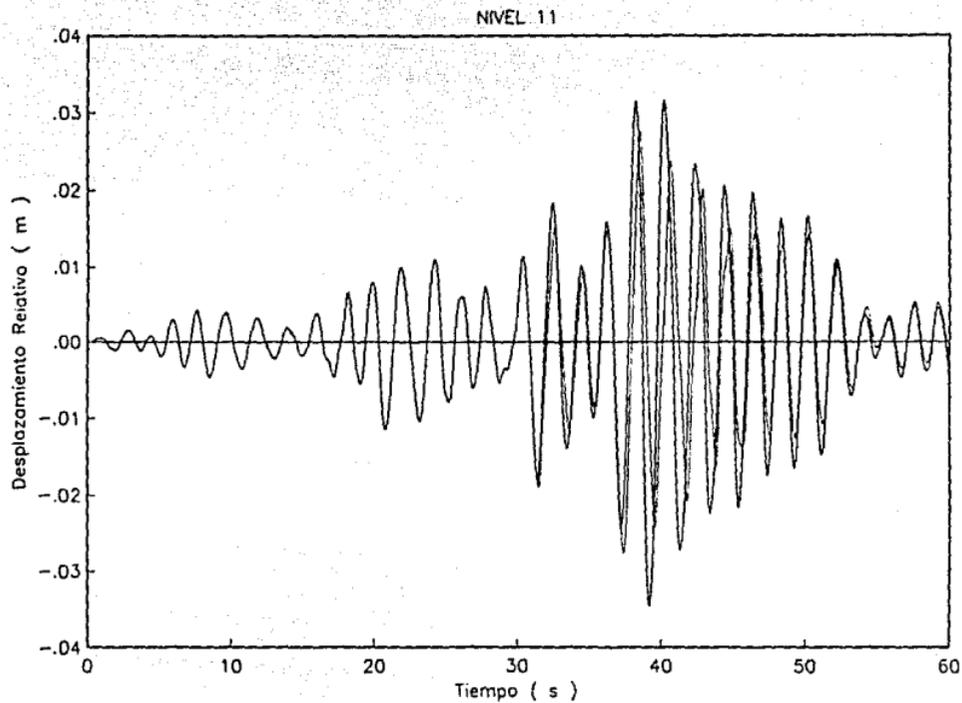


Figura 47 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 11

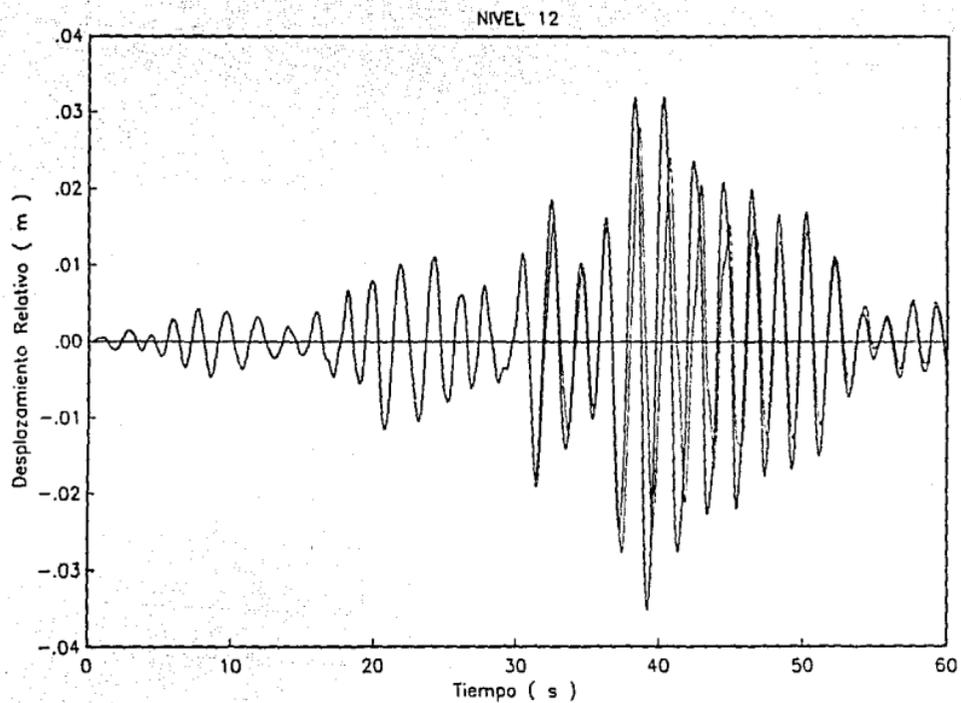


Figura 48 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 12

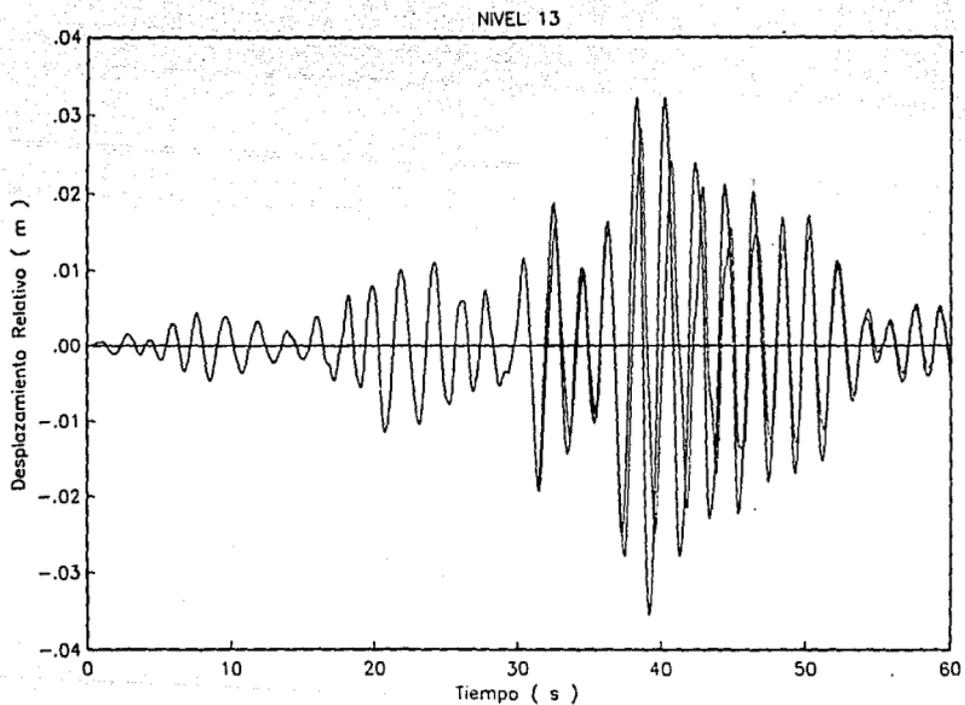


Figura 49 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 13

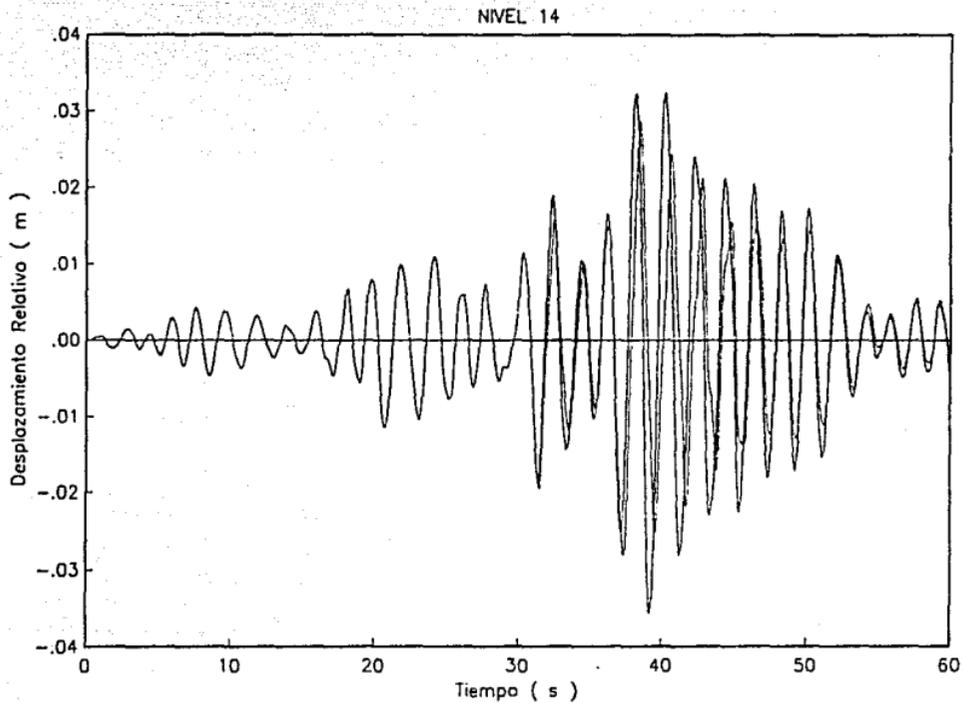


Figura 50 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 14

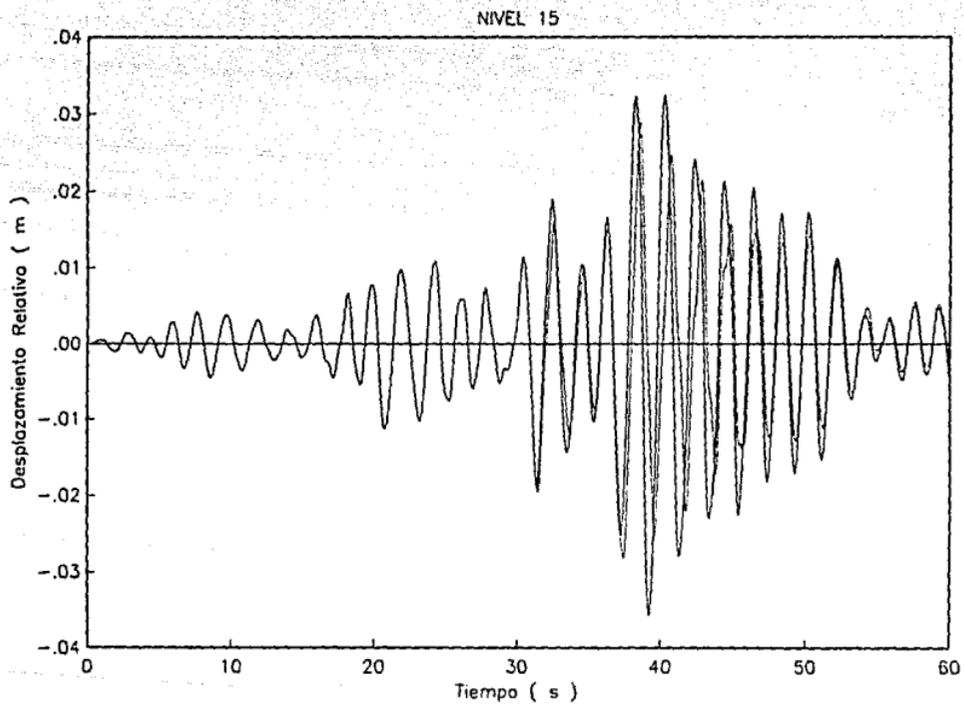


Figura 51 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 15

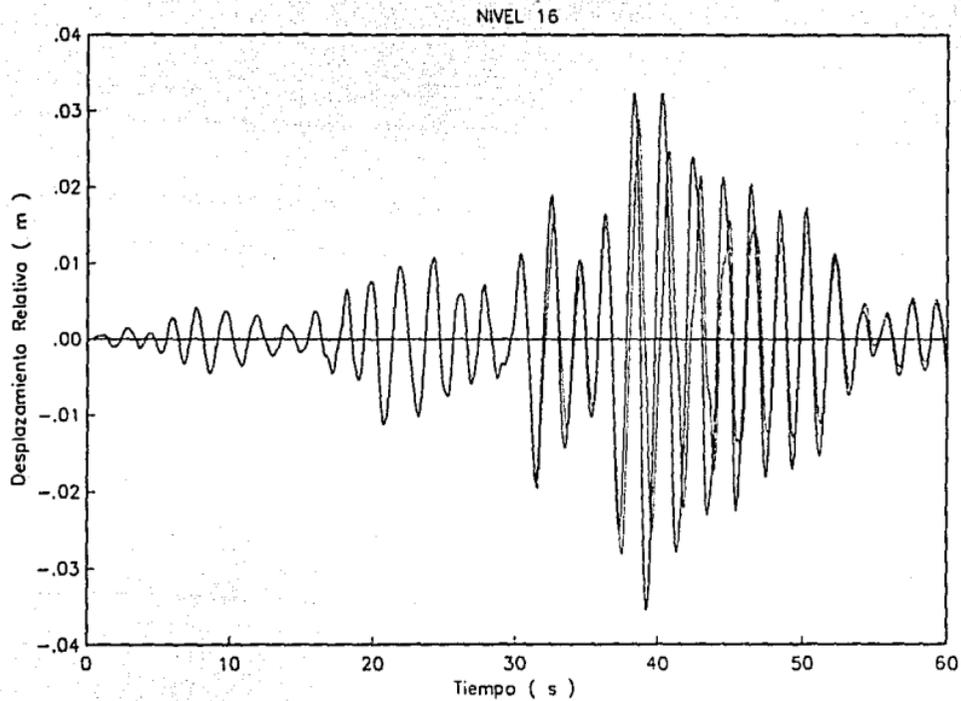


Figura 52 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 16

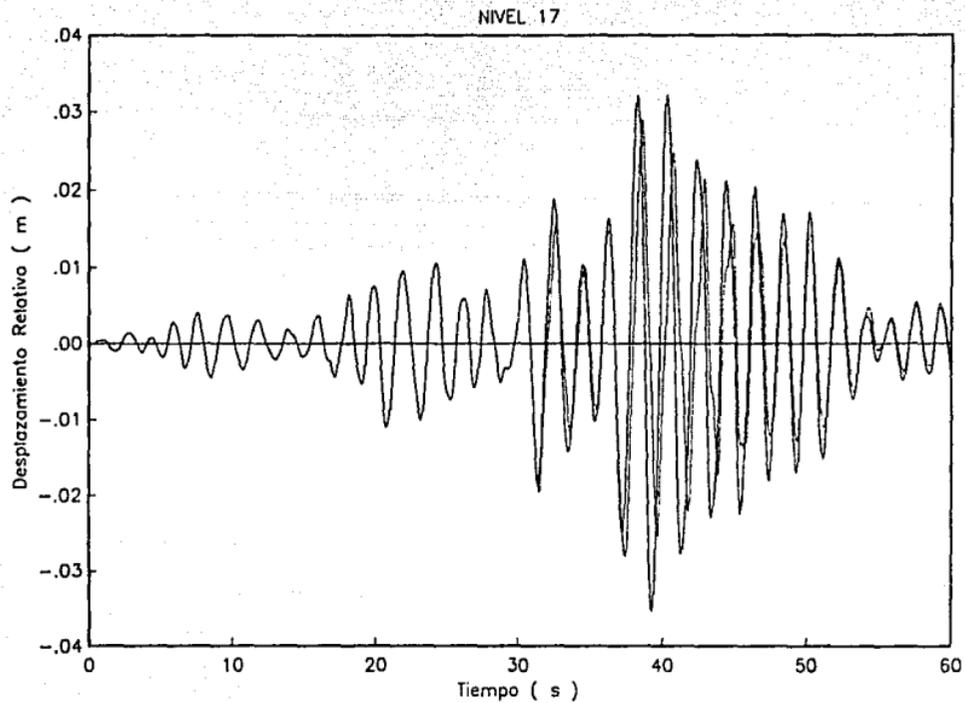


Figura 53 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 17

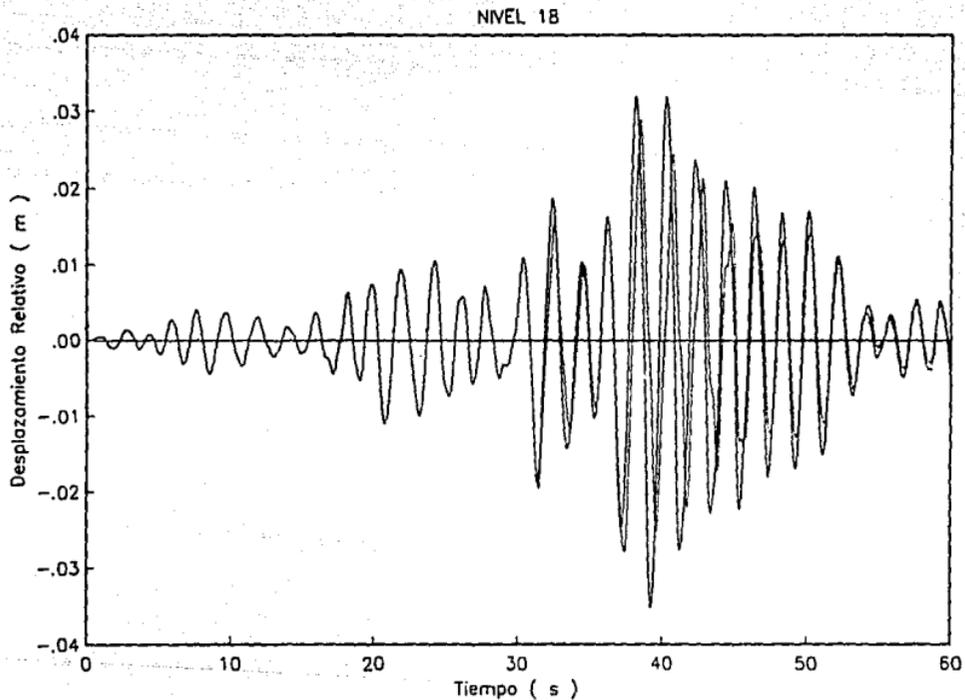


Figura 54 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 18

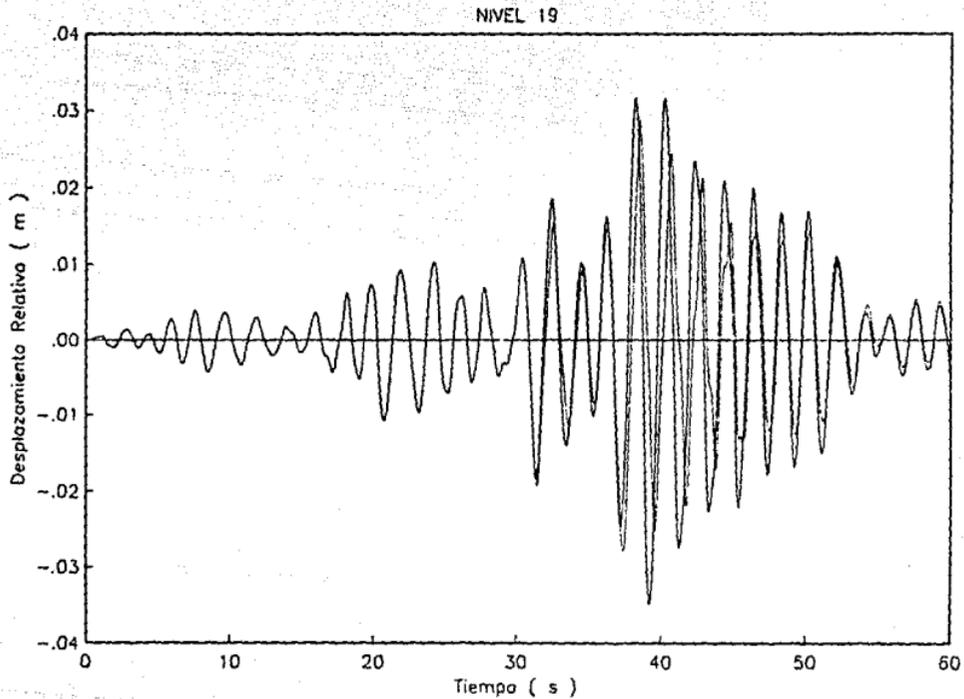


Figura 55 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel 19

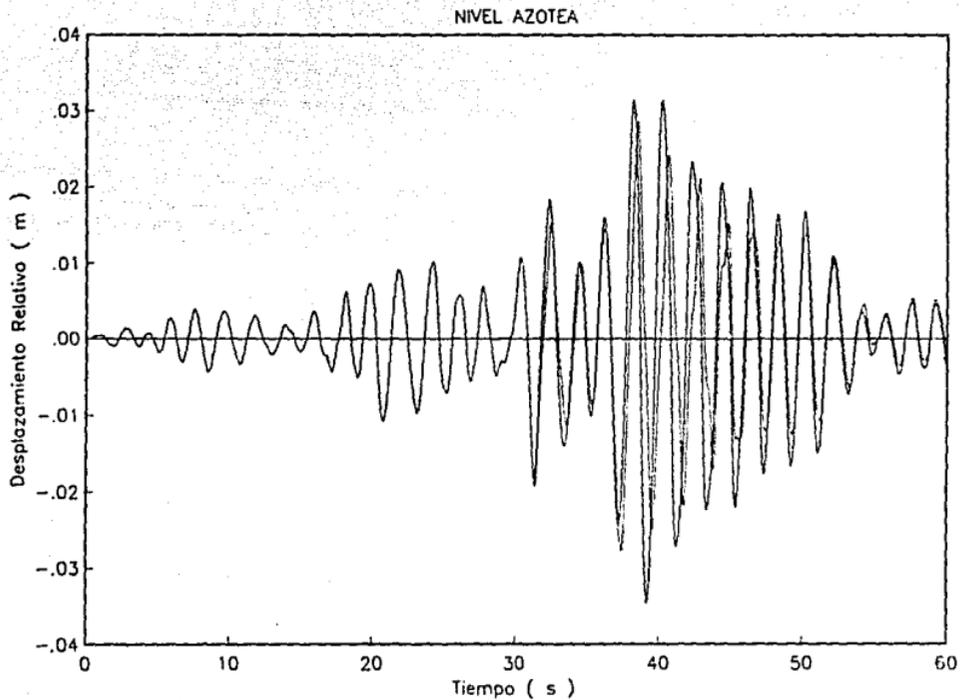


Figura 56 Historia de Desplazamiento relativo en función del tiempo. Nivel Azotea

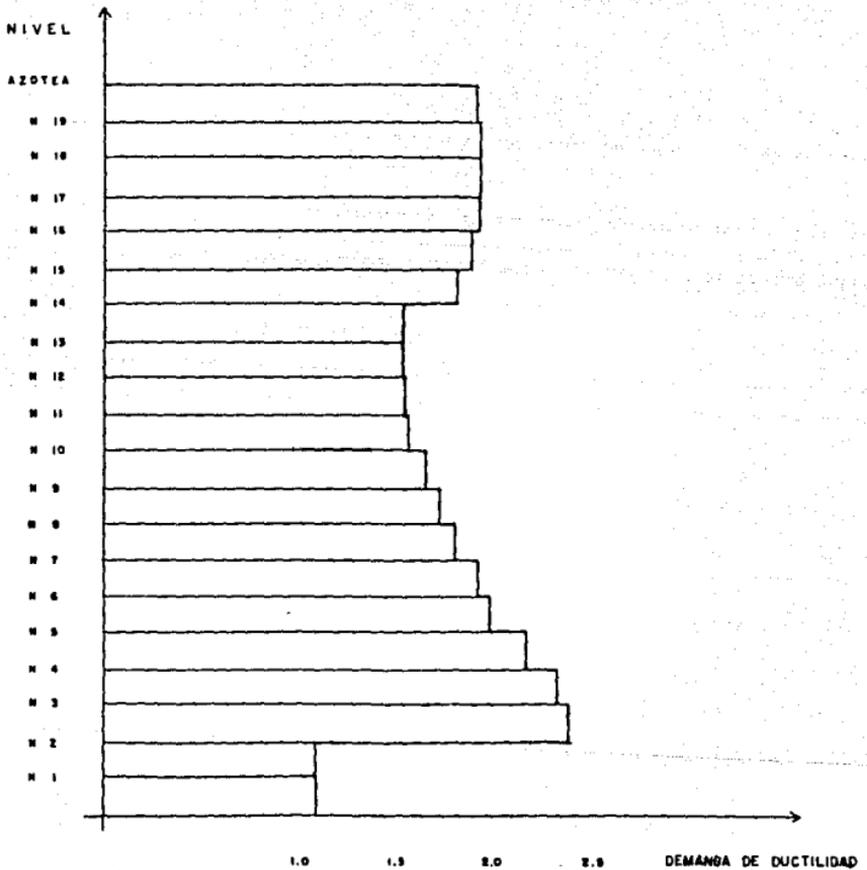


Figura 57 Diagrama esquemático de la demanda de ductilidad de entrepiso

APÉNDICE A-1.

ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

SEGUN RCDF-87

Como una aproximación válida a los efectos de interacción suelo-estructura, se puede incrementar el periodo fundamental de vibración, de acuerdo a la expresión :

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$$

donde :

T_1 , es el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza corregido por interacción con el suelo.

T_0 , es el periodo fundamental que tendrá la estructura si se apoyara sobre una base rígida.

T_x , es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

T_r , es el periodo natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura.

Para el cálculo de la T_x y T_r , se emplean las expresiones:

$$T_x = 2\pi (W_o / g k_x)^{1/2} \quad T_r = 2\pi (J / g k_r)^{1/2}$$

donde :

W_o , es el peso de la construcción al nivel de desplante (T).

J , es el momento neto de inercia del peso de la construcción ($T m^2$).

g , es la aceleración de la gravedad (m/s^2).

Para el caso del edificio en estudio, k_x y k_r se estimó con las expresiones :

$$k_x = 8 G R_x \quad y \quad k_r = 11 G R_r^3$$

donde :

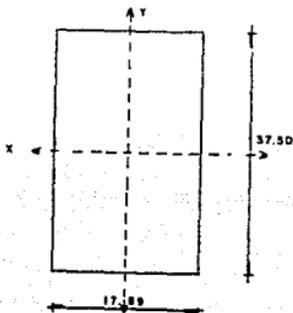
R_x y R_r son los radios equivalentes y están dados por:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2} \quad y \quad R_r = (4I / \pi)^{1/4}$$

G , es el módulo de rigidez medio (T/m).

Estimación de los Coeficientes de Rigidez.

Las dimensiones en planta de la cimentación son de 17.89 x 37.5 m, estando apoyado sobre terreno compresible, con pilotes de punta.



$$A = 17.89 \times 37.5 = 670.88 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = (17.89 \times 37.5^3) / 12 = 78\,618.16 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = (37.5 \times 17.89^3) / 12 = 17\,892.91 \text{ m}^4$$

a) Dirección Transversal.

$$A = 670.88 \text{ m}^2$$

$$I = 17892.91 \text{ m}^4$$

$$R_x = 14.61 \text{ m}$$

$$R_r = 12.29 \text{ m}$$

b) Dirección Longitudinal.

$$A = 670.88 \text{ m}^2$$

$$I = 78618.16 \text{ m}^4$$

$$R_x = 14.61 \text{ m}$$

$$R_r = 17.78 \text{ m}$$

Coefficiente de Rigidez de Traslación de la Base (k_x)

$$k_x = 8 G R_x$$

$$k_x = 8 \times 439 \times 14.61$$

$$k_x = 51\,310.32 \text{ T / m}$$

Coefficiente de Cabeceo (k_r)

$$k_{rx} = 11 G R_r^3$$

Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

$$k_{rx} = 11 \times 439 \times 12.29^3$$

$$k_{ry} = 11 \times 439 \times 17.78^3$$

$$k_{rx} = 8\,964\,227 \text{ T m/rad}$$

$$k_{ry} = 27\,142\,664 \text{ T m/rad}$$

Cálculo de J_x y J_y .

$$J = \sum_{i=1}^n \frac{W_i I_i}{A_i g} + m_i d_i^2$$

donde n es el número de niveles del edificio.

d es la distancia del nivel considerado a la base del edificio.

Del estudio se obtuvo :

$$J_x = 868\,746 \text{ T m}^2 \quad \text{y} \quad J_y = 966\,218 \text{ T m}^2$$

Cálculo de T_x .

$$T_x = 2\pi (W_o / g K_x)^{1/2}$$

$$T_x = 2\pi (1020.95 / 51310.32)^{1/2}$$

$$T_x = 0.88630 \text{ s}$$

Cálculo de T_{rx} y T_{ry} .

$$T_{rx} = 2\pi (J_x / K_{rx})^{1/2}$$

$$T_{rx} = 2\pi \left[\frac{868\,746.47}{8964227.17} \right]^{1/2}$$

$$T_{rx} = 1.95600 \text{ s}$$

$$T_{ry} = 2\pi (J_y / K_{ry})^{1/2}$$

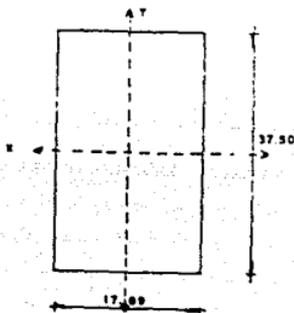
$$T_{ry} = 2\pi \left[\frac{966\,217.74}{27142664.29} \right]^{1/2}$$

$$T_{ry} = 1.18855 \text{ s}$$

APÉNDICE A-2.

MODELO MATEMÁTICO DEL EFECTO DE INTERACCIÓN

SUELO-ESTRUCTURA



PLANTA DE CIMENTACIÓN

De la estimación de los coeficientes de rigidez del sistema cimentación-suelo, según la propuesta del RCDF-87 se tiene :

$$A = 670.88 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 78\,618 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 17\,893 \text{ m}^4$$

$$R_x = 14.61 \text{ m}$$

$$R_{rx} = 12.29 \text{ m}$$

$$R_{ry} = 17.78 \text{ m}$$

$$k_x = 51\,310.32 \text{ T/m}$$

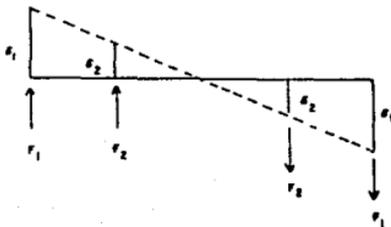
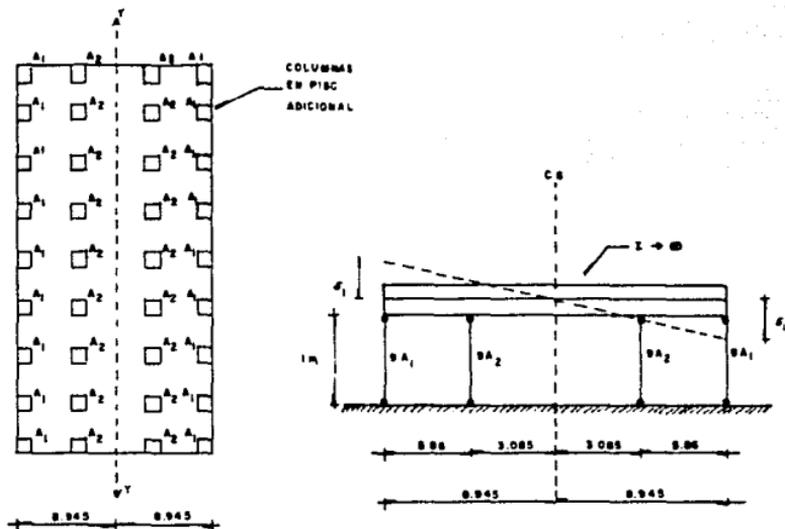
$$k_{rx} = 8\,964\,227.17 \text{ T m / rad}$$

$$k_{ry} = 27\,142\,664.29 \text{ T m / rad}$$

$$G = 439 \text{ T/m}^2$$

Cálculo de las áreas equivalentes de piso para la rigidez de rotación $k\phi$.

a) Análisis dirección transversal.



Considerando $\alpha = 1^\circ$

$$\delta_1 = 0.1561 \text{ m}$$

$$\delta_2 = 0.0538 \text{ m}$$

Partimos de $F = \left[\frac{E A_t}{L} \right] \delta$

además de la figura sabemos $A_t = 9A_1 + 9A_2$

proponemos por comodidad $E = 1000000 \text{ T/m}^2$ y $L = 1 \text{ m}$

sustituyendo se tiene:

$$F_1 = \frac{1000000 \times 9A_1 \times 0.1561}{1} = 1404900 A_1$$

$$F_2 = \frac{1000000 \times 9A_2 \times 0.0538}{1} = 484200 A_2$$

obteniendo momentos con respecto al eje geométrico:

$$M = 1404900 A_1 \times 17.89 + 484200 A_2 \times 6.17$$

$$M = 25133661 A_1 + 2987514 A_2$$

además sabemos que :

$$M = k_r (\alpha)$$

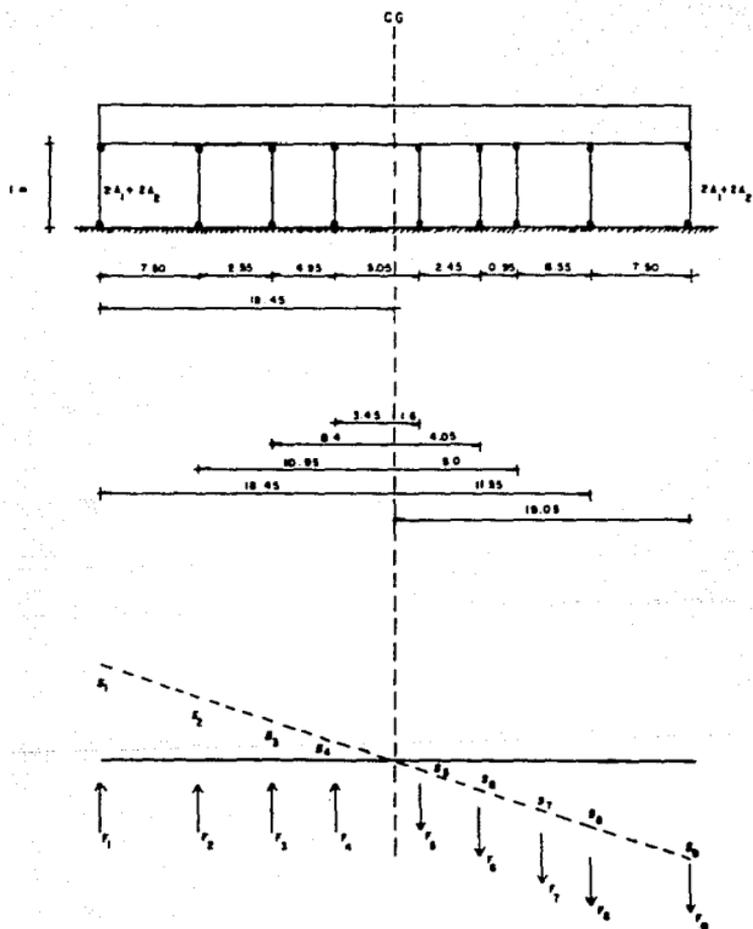
$$M = 8964227.17 (1/57.29)$$

$$M = 156455.28 \text{ T m}$$

Iguando momentos se obtiene la primera ecuación del sistema:

$$25133661 A_1 + 2987514 A_2 = 156455.28$$

b) Análisis dirección longitudinal.



De manera similar considerando un giro unitario :

$$\begin{aligned}\delta_1 &= 0.3220 \text{ m} & \delta_6 &= 0.0707 \text{ m} \\ \delta_2 &= 0.1911 \text{ m} & \delta_7 &= 0.0873 \text{ m} \\ \delta_3 &= 0.1466 \text{ m} & \delta_8 &= 0.2016 \text{ m} \\ \delta_4 &= 0.0602 \text{ m} & \delta_9 &= 0.3325 \text{ m} \\ \delta_5 &= 0.0279 \text{ m} & & \end{aligned}$$

Análogamente las fuerzas serán :

$$\begin{aligned}F_1 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.3220 = 644000 A_1 + 644000 A_2 \\ F_2 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.1911 = 382200 A_1 + 382200 A_2 \\ F_3 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.1466 = 293200 A_1 + 293200 A_2 \\ F_4 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.0602 = 120400 A_1 + 120400 A_2 \\ F_5 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.0279 = 55800 A_1 + 55800 A_2 \\ F_6 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.0707 = 141400 A_1 + 141400 A_2 \\ F_7 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.0873 = 174600 A_1 + 174600 A_2 \\ F_8 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.2016 = 403200 A_1 + 403200 A_2 \\ F_9 &= 1000000 (2A_1 + 2A_2) 0.3325 = 665000 A_1 + 665000 A_2\end{aligned}$$

Tomando momentos respecto al centro geométrico :

$$M = 37805310 (A_1 + A_2)$$

por otro lado

$$M = K_r (\alpha)$$

$$M = 27142664.29 (1/ 57.29)$$

$$M = 473728.86 \text{ T m}$$

la segunda ecuación del sistema será :

$$37805310 A_1 + 37805310 A_2 = 473728.86$$

Resolviendo el sistema se tiene :

$$A_1 = 0.00537 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.007156 \text{ m}^2$$