

N.º 94
2E.V.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

RESPUESTA INELASTICA DE UN EDIFICIO
CONSIDERANDO FUENTES DE
SOBRERRESISTENCIA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ROGER ANTONIO QUANT RODRIGUEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D.F.

JULIO DE 1992



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.

INDICE

1.- INTRODUCCION

1.1 Objetivos.....	2
--------------------	---

2.- DESCRIPCION DEL EDIFICIO.....4

3.- EFECTOS DE SOBRERRESISTENCIA

3.1 Contribución de la losa en el patin de la trabe.....	7
3.2 Esfuerzo promedio del concreto.....	8
3.3 Valor promedio de la resistencia del acero.....	8
3.4 Esfuerzos adicionales del acero.....	9
3.5 Influencia de la velocidad de aplicación de carga en la relación esfuerzo deformación del concreto.....	10
3.6 Confinamiento del concreto.....	11
3.7 Efectos de sobrerresistencia considerados.....	13

4.- MODELO MATEMATICO

4.1 Introducción.....	15
4.2 Programa de análisis.....	15
4.3 Implementación del programa a la supercomputadora Cray.....	20
4.4 Consideraciones de análisis.....	21
Consideraciones geométricas.....	22
Consideraciones mecánicas.....	23
Acciones sobre el modelo.....	25

5.- ANALISIS DE LA RESPUESTA

5.1 Propiedades dinámicas.....	26
5.2 Resultados de la respuesta estructural	
Historias de desplazamientos en la azotea	27
Historias de cortante en la base.....	28
Historias de momentos de volteo en la base.....	28
5.3 Respuesta inelástica	
Envolvente de cortante y desplazamiento de entrepiso.....	29
Articulaciones plásticas.....	29
Demandas de ductilidad.....	30

5.4 Comparaciones con un marco equivalente.....	32
6.- <u>COMENTARIOS Y CONCLUSIONES</u>	33
REFERENCIAS.....	35
TABLAS Y GRAFICAS	
APENDICE A	36

CAPITULO 1

INTRODUCCION

Muchas inquietudes surgieron a partir de los sismos ocurridos en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985, dadas sus características únicas en el mundo. Estructuralmente estas se basan en la deficiente predicción del comportamiento dinámico de las estructuras, ante eventos de gran magnitud. No obstante los daños sufridos por estos eventos proporcionan una oportunidad para ampliar nuestros conocimientos y sacar provecho a estas amargas experiencias.

La mayoría de los edificios que fueron seriamente dañados durante estos sismos se concentran en una zona que corresponde al viejo lago de Texcoco, caracterizado por arcillas altamente compresibles. Esto hace que el efecto de interacción suelo-estructura sea significativo en el comportamiento dinámico de las mismas.

Las propiedades del subsuelo afectan el comportamiento de la estructura, de manera que si sus propiedades dinámicas son similares, la respuesta será significativa con posibles incursiones en el rango inelástico del comportamiento.

Para reproducir el comportamiento de las estructuras, es necesario basarse en modelos matemáticos, los cuales permitan evaluar su comportamiento sísmico.

Investigaciones anteriores han mostrado que para tratar de reproducir mejor el comportamiento de las estructuras, es necesario tomar en cuenta las fuentes de sobrerresistencia y los efectos de interacción suelo-estructura [1].

1.1 OBJETIVOS

Se estudia el comportamiento dinámico de un edificio de concreto reforzado de 14 niveles desplantado sobre arcilla de alta compresibilidad. Este edificio ha sido seleccionado para instrumentarse con aparatos de registro sísmico.

Los objetivos del estudio son :

Evaluar los efectos de interacción suelo-estructura teniendo en cuenta además de la flexibilidad del suelo, su capacidad de disipación de energía.

Estudiar la contribución de las fuentes de sobrerresistencia en el comportamiento estructural.

Comparar las respuestas obtenidas de un modelo analítico que abarca todos los marcos de la estructura en una dirección, con aquel que considera un marco equivalente.

El modelo matemático representativo del edificio se calibrará con las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente. Se analizará la respuesta sísmica del edificio, en función de desplazamientos en la azotea, cortantes y momentos de volteo en la base, formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad de entrepiso.

CAPITULO 2

DESCRIPCION DEL EDIFICIO

Ubicado en la calle Jalapa 15 de la colonia Roma (fig 1), la estructura está formada por dos cuerpos, ambos de concreto reforzado de 14 y 3 niveles incluyendo sótano, separados por una junta constructiva de 15 cm en todos los niveles excepto en la base de la cimentación. Los tres primeros niveles son destinados al uso de estacionamientos, mientras que la planta baja y los restantes niveles se utilizan como oficinas; en la azotea se encuentra un apéndice destinado a cuarto de máquinas (fig 2).

El cuerpo principal tiene forma rectangular en planta de 20.0 por 32.45 m (fig 3), dado esto y la poca variación que existe entre niveles hace que cumpla con las condiciones de regularidad especificadas por las Normas Técnicas Complementarias para Sismo [2]. El cuerpo secundario es también de forma rectangular de 20.0 por 7.80 m (fig 4), que sumado a las dimensiones del otro cuerpo y la junta constructiva hacen una planta rectangular de 20 por 40 m para los cuatro primeros niveles. La altura de los últimos diez entrepisos es de 3.15 m y los estacionamientos de 3.45 m, excepto el estacionamiento 4, el cual tiene doble altura. Los

estacionamientos están en forma escalonada como se muestra en la fig 2 y comunicados entre si por rampas.

La estructuración del edificio es a base de marcos formados por columnas y losa reticular como sistema de piso, cuenta con muros de mampostería y de concreto reforzado en la dirección longitudinal, en esta dirección existen cuatro marcos paralelos y seis en la otra. La losa reticular es de un peralte de 45 cm, del cual 5 cm corresponden a la capa de compresión.

El edificio es de concreto reforzado y las resistencias nominales son de 200 kg/cm² para los últimos 3 niveles, 250 kg/cm² para los cuatro siguientes y 300 kg/cm² para los primeros. El acero de refuerzo son varillas AE-TOR-60 de 6000 kg/cm² como límite de fluencia.

El edificio fue reestructurado por los daños que sufrió durante los sismos de 1985, los cuales no se hicieron presente en la cimentación, en las columnas de los niveles 4, 5, 6 y en ninguna trabe. Los daños se presentaron con fisuras de longitud menor de 1 mm en las columnas B2, B3, B4, C2, D4 Y F3 de manera general, llegando a desprendimiento de material en las columnas A4, E3, B1, B3 de los niveles superiores, del 7 a 13. La reestructuración consistió en reforzar las columnas interiores, el cual es un encamizado de concreto reforzado de 10 cm de espesor (figs 6 y 7) y la construcción de muros de concreto reforzado en la dirección

longitudinal, ubicados en las crujías extremas de los marcos 1 y 4 (fig 3).

Su cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado constituido de una losa reticular de 80 cm de peralte y desplantado a una profundidad de 3 m, la cual se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección rectangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud distribuidos como se muestra en la fig 5. Además hay diez pilotes de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, los cuales no se encuentran en contacto con el cajón de cimentación, con cabezas que se encuentran a una profundidad de 9 m y su función es reforzar el suelo. El suelo donde está desplantado es arcilloso de alta compresibilidad, con un espesor aproximado de 35 m.

CAPITULO 3

EFFECTOS DE SOBRESRESISTENCIA

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado estudios de algunas estructuras de edificios que han manifestado comportamiento sísmico inelástico [13], cuyos resultados indican que para reproducir el comportamiento real es necesario considerar los márgenes de sobrerresistencia que no se consideran en el diseño.

Existen varias fuentes de sobrerresistencias, las más comúnmente estudiadas son la contribución de la losa en el patín de la trabe, esfuerzo promedio del concreto, valor promedio de la resistencia del acero, influencia de la velocidad de carga en la relación esfuerzo deformación del concreto, confinamiento del concreto.

3.1 Contribución de la losa en el patín de la trabe

La losa contribuye significativamente en el incremento de la rigidez y la resistencia de la trabe, notándose más su participación en el momento resistente negativo. Estudios realizados [3, 22], demuestran que esta contribución es función del nivel de deformación a que esté sometida la trabe, el cual es variable a lo largo de la misma. En niveles de esfuerzos altos esta

contribución llega a ser hasta la mitad del claro en la participación del acero y mientras que el concreto tiene escasa contribución debido a la presencia de grietas.

3.2 Esfuerzo promedio del concreto

El valor especificado en proyectos es un valor nominal, menor al valor promedio. Estudios estadísticos realizados sobre los concretos comúnmente empleados en la ciudad de México [4], demuestran que este valor tiende a una distribución normal con una desviación estándar de 35 kg/cm². El valor promedio debe de ser igual al mayor de los valores propuestos en las ecuaciones siguientes [4] :

$$\bar{F} = f'_c + 0.5 \sigma_c$$

$$\bar{F} = f'_c + 2.33 \sigma_c - 50 \text{ kg /cm}^2$$

3.3 Valor promedio de la resistencia del acero

Igual al del concreto, el valor de fluencia del acero es un valor nominal menor que el valor promedio. Estudios estadísticos han mostrado que este incremento existe, como por ejemplo el valor promedio del acero de 4200 kg/cm² es un 20 % mayor.

3.4 Esfuerzos adicionales en el acero

La curva de esfuerzo deformación del acero se caracteriza por tener una zona elástica, una plástica y la presencia de esfuerzos adicionales. Los esfuerzos adicionales en aceros laminados en caliente aparece después de la zona plástica, bien definida, a este esfuerzo adicional se le nombra endurecimiento por deformación. En aceros laminados en frío, los esfuerzos adicionales se presentan antes de que se defina la zona plástica (fig 8).

El límite elástico en aceros laminados en frío no está bien definido. En la grafica esfuerzo-deformación se puede apreciar una zona de comportamiento lineal, el final de ella se toma como un límite elástico mínimo, el cual se asume para diseñar. La zona elástica no queda definida por este valor y se determina uno mayor, al cual se le denomina límite elástico mayor. Su valor se determina trazando una paralela a la parte recta de la curva, desde una deformación unitaria de 0.002, la intersección de esta paralela con la curva define este punto.

Para aceros laminados en caliente la curva la definen los puntos:

σ_f = Esfuerzo de fluencia.

σ_u = Esfuerzo último (adicional).

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia.

ϵ_{sh} = Deformación unitaria máxima plástica.

ϵ_u = Deformación unitaria última.

para aceros laminados en frío la definen los puntos siguientes:

σ_y = Esfuerzo del límite de fluencia mínimo.

σ_m = Esfuerzo del límite de fluencia máximo.

σ_u = Esfuerzo adicional.

ϵ_y = Deformación unitaria del límite de fluencia mínimo.

ϵ_m = Deformación unitaria del límite de fluencia máximo.

ϵ_u = Deformación unitaria última.

3.5 Influencia de la velocidad de aplicación de carga en la relación esfuerzo-deformación del concreto

Muchos estudios se han realizado acerca del comportamiento dinámico del concreto [6-8], los cuales muestran que este valor depende de la relación agua-cemento, edad del concreto, de las características intrínsecas del material (granulometría, composición y la porosidad), la velocidad de deformación y aplicación de carga. Los resultados que obtienen indican que este fenómeno es más significativo para concretos con relación agua-cemento baja. Es

importante notar que la distribución de esfuerzo no es uniforme debido a la velocidad de propagación de ondas y que el concreto no se deforma de manera uniforme debido a su heterogeneidad.

3.6 Confinamiento del núcleo de concreto

Muchos estudios se han realizado acerca del comportamiento del concreto confinado, y se ha observado que aumenta su capacidad de deformación y su resistencia a la compresión; este incremento es función del confinamiento que le proporciona el acero de refuerzo transversal. Una propuesta que toma en cuenta esta variable es el modelo simplificado de Kent y Park [20].

Este modelo propone una curva de esfuerzo deformación del concreto confinado, como se muestra en la fig 9, donde se pueden distinguir dos zonas, la primera corresponde a deformación unitaria menor o igual 0.002k y está definida por la ecuación :

$$f_c = Kf'_c(2\epsilon_c/0.002k - (\epsilon_c/0.002k)^2)$$

donde

$$k = 1 + \rho_s f_{yh}/f'_c$$

parámetro que toma en cuenta el efecto de confinamiento.

La segunda zona es para deformaciones unitarias superiores a $0.002k$, definida por la ecuación:

$$f_c = kf'_c(1 - z_m(\epsilon_c - 0.002k)) > 0.2kf'_c$$

donde

$$z_m = \frac{0.5}{(3+0.29f'_c)/(14.23f'_c-1000) + 3/4\rho_s(h'/s_h)^{1/2} - 0.002k}$$

parámetro que toma en cuenta la disminución lineal gradual del concreto por efecto del confinamiento.

ρ_s = Relación entre el volumen de acero de refuerzo transversal y el volumen de concreto medido fuera del perímetro de los estribos.

f_{yh} = Valor del esfuerzo de fluencia de los estribos en kg/cm^2

f'_c = Valor del esfuerzo a compresión del concreto en kg/cm^2 .

h' = Ancho del elemento estructural medido fuera del refuerzo transversal.

s_b = Espaciamiento centro a centro de los estribos.

3.7 Efectos de sobrerresistencia considerados

En el presente estudio, se incluyen tres efectos de sobrerresistencia: El valor promedio de la resistencia a compresión del concreto, el incremento en la resistencia a compresión del concreto por confinamiento y los esfuerzos adicionales en el acero.

La participación de la losa se toma de manera conservadora, con la propuesta hecha por Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RCDF-87) (9). Para el valor promedio del acero no se encontró información, por lo que su efecto no fue considerado. El incremento del f'_c por la velocidad de aplicación de carga y deformación no se toma en cuenta, ya que los autores mencionados llegan a resultados con una dispersión muy grande.

En columnas, los efectos de sobrerresistencia que se consideraron fueron: el esfuerzo promedio del concreto, incremento en la resistencia a la compresión por confinamiento y esfuerzos adicionales en el acero. De igual manera en vigas despreciando

Únicamente el incremento en la resistencia del concreto por confinamiento.

En columnas los incrementos son notorios; en las tablas 6 a 9 se presentan los valores que definen un diagrama de interacción, coconsiderando y sin considerar efectos de sobrerresistencia. En resistencia a la compresión estos incrementos varían de 60 a 95 %, 20 % en resistencia a la tensión, de 36 a 130 % en cargas balanceadas y de 54 a 74 % en momentos resistentes. Para ilustrar esto se presentan los diagramas de interacción del nivel 6. La sección transversal y armado de las columnas se presentan en las tablas 2 a 5.

En trabes el incremento no fue tan notorio como en columnas, lo cual indica que el incremento en la resistencia a la compresión por confinamiento es importante. El incremento en momento positivo varía de un 15 a 22 % y el negativo de 6 a 22 %. Los resultados obtenidos se muestran en las tablas 10 a 14.

CAPITULO 4

MODELO MATEMATICO

4.1 Introducción

Para la modelación de un edificio es importante un buen criterio ingenieril, pues de una adecuada selección de hipótesis, se puede obtener un modelo simplificado con resultados bastante cercanos a los reales.

El procesar los datos puede ser tan laborioso como complejo sea el modelo. Hoy en día esto se facilita y se hace de forma más eficiente gracias a los grandes avances en informática.

4.2 Programa de análisis

En este estudio se trabajó básicamente con el programa DRAINER [10], el cual es una modificación del programa DRAIN-2D (23), este programa permite realizar análisis dinámico elástico e inelástico de estructuras planas, sujetas a movimientos sísmicos.

La estructura es idealizada como el ensamble de un conjunto de elementos discretos en un plano. El análisis es llevado a cabo por el método directo de las rigideces, con los desplazamientos nodales como incógnitas y cada uno posee tres grados de libertad. Cualquier

grado de libertad puede ser especificado para ser completamente restringido, esto significa tener desplazamientos nulos con respecto al suelo. Alternativamente los desplazamientos traslacionales o rotacionales de cualquier grupo de nudos estructurales puede ser especificado para tener valores idénticos, en tal caso el mismo número de grado de libertad es asignado a estos desplazamientos.

La excitación sísmica es definida por historias de aceleraciones en función del tiempo, las cuales pueden ser diferentes tanto en la dirección horizontal como en la vertical. Se considera que todos los puntos de apoyos se mueven mueven en fase.

La modificación al programa DRAIN-2D es basada en el modelo para incluir la interacción suelo-estructura considerando los grados de libertad adicionales como se ilustra en la fig 10, los cuales son:

- 1) Un modo de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso, referidos al grado de libertad horizontal de la base de la estructura.
- 2) Un modo de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referido al grado de libertad de rotación de la base de la estructura.

Las ecuaciones de equilibrio dinámico del programa DRAIN-2D, toman

el sistema de referencia con origen en el centro de la base de la estructura, alrededor del cual ocurre la rotación de la base y pueden escribirse de manera simplificada como:

$$[\bar{M}]\{\ddot{U}\} + [\bar{C}]\{\dot{U}\} + [\bar{K}]\{U\} = -\{P\}\ddot{U}_g$$

donde

$[\bar{M}]$ Matriz de las masas del sistema suelo-estructura

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} M & M I_x & MR / h \\ I_x^T M & m_x^t & I_x^T \\ R^T M / h & I_x^T M R / h & I_b / h^2 \end{bmatrix}$$

h = Altura de la estructura.

M = Matriz de masa de la super-estructura

I_x = Término igual a uno si corresponden a un grado de libertad paralelo al eje x y 0 para otro caso.

R = Término igual a $-y$ si corresponde a un grado de libertad paralelo al eje x e igual $+x$ si es paralelo al eje y , uno si corresponde a un giro alrededor del eje z .

$$m'_i = mh + \sum m_{ai}$$

$$I_b = Imx + \sum m_{ai}y_i^2$$

[\bar{C}] Matriz de amortiguamiento del sistema suelo-estructura.

$$[\bar{C}] = \begin{bmatrix} C & 0 & 0 \\ 0 & C_b & 0 \\ 0 & 0 & c_m/h^2 \end{bmatrix}$$

C = Matriz de amortiguamiento de la superestructura

C_b = Amortiguamiento del suelo asociado al grado de libertad de traslación de la base.

c_m = Amortiguamiento del suelo asociado al grado de libertad rotación de la base.

$[\bar{K}]$ Matriz de Rigidez del sistema suelo-estructura

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} K & 0 & 0 \\ 0 & K_b & 0 \\ 0 & 0 & K_m/h^2 \end{bmatrix}$$

K = Matriz de rigidez de la superestructura .

K_b = Rigidez del suelo asociado al grado de libertad de traslación de la base.

K_m = Rigidez del suelo asociado al grado de libertad de rotación de la base.

$\{U\}$ Respuesta del sistema suelo-estructura en el tiempo

$$\{U\} = \begin{bmatrix} d \\ u_b \\ h_\theta \end{bmatrix}$$

d = Vector de desplazamiento relativos nodales.

u_b = Desplazamientos horizontales de la base.

h_θ = Rotación de la base.

$\{\bar{P}\}$ Vector de cargas efectiva

$$\{\bar{P}\} = \begin{bmatrix} M I_x \\ \hline m_x \\ I_x^T M R/h \end{bmatrix}$$

\ddot{U}_g = Acelerograma del sismo

4.3 Implementación del programa a la supercomputadora Cray

El modelo geoméricamente se definió por 367 nudos, que a su vez definen 343 columnas y 270 trabes. Para procesar esta información se requiere de una computadora de gran capacidad debido a que se necesita un COMMON (área común) de 715000, lo cual no se puede hacer en una computadora de tipo personal. Los datos se empezaron a procesar en la computadora A-12 la cual permite un COMMON de 100000. Sin embargo, los procesos eran demasiado tardados de hasta 30 hrs. Esto motivó a recurrir a la supercomputadora Cray, recientemente adquirida por el Centro de Computo de la UNAM, con ella se resolvió el problema de velocidad de proceso, en nuestro

caso de aproximadamente de 24 veces más rápida. Para poder trabajar en Cray se necesitó trasladar los archivos de datos del modelo matemático y el programa fuente (Drainter) el cual está codificado en Fortran. El Fortran utilizado por Cray y A-12 son diferentes, por lo que se tuvo que volver a codificar el programa al CF77 [11]. Las principales diferencias fueron la forma de abrir un archivo, la utilización de los comandos lectura, escritura e impresión de datos en un archivo.

La velocidad de proceso en Cray todavía puede ser mejorada, vectorizando el programa [12] para el interés del presente trabajo con lo anterior se solucionaba el problema.

4.4 Consideraciones de análisis

En un trabajo anterior [13] se escogió un marco de cada dirección, con masas equivalentes de tal forma que sus propiedades dinámicas fueran las del edificio en su conjunto. En el presente trabajo se ensamblan todos los marcos de la dirección transversal, con el objeto de comparar las respuestas máximas de desplazamiento en la azotea, momentos de volteo y cortantes en la base.

Consideraciones geométricas

Para la idealización de la sección transversal de las vigas se siguió el criterio de RCDF-87 [8], el cual recomienda considerar un ancho efectivo de la losa de $C_c + 3h$, donde C_c es la dirección transversal de la columna normal a la dirección que se está analizando y h es el espesor de la losa (fig 12). Los pretiles de concreto se consideran parte de la viga que los soporta (fig 12), estudios realizados han demostrado que su participación puede ser significativa [21].

Las vigas son de sección variable, debido a los capiteles, por lo que se calculó la inercia equivalente de una viga de sección constante y las correspondientes modificaciones de los factores de rigidez.

En los estacionamientos en los marcos C y D se encuentran las rampas, que fueron modeladas como travesaños asignándoles el ancho correspondiente y el nivel donde se intersectan con las columnas.

En columnas y travesaños se definieron zonas rígidas en sus uniones.

Los muros del cajón de cimentación al igual que los del cubo de elevadores (fig 13) fueron modelados como columnas anchas. Al hacer esta consideración se debe tomar en cuenta que los muros no

trabajan en forma desacoplada, lo que implicacalcular una inercia global y distribuirlas según las longitudes tributarias de cada columna idealizada. La longitud tributaria de cada columna depende de su ubicación en el eje que define el muro, si es extrema se considera la mitad del claro y si es interior la suma de la mitad de cada claro adyacente. Para calcular los diagramas de interacción se hace de acuerdo a la longitud tributaria que le corresponde a cada columna.

Consideraciones mecánicas de los materiales

Para calibrar el modelo analítico de la estructura con las propiedades dinámicas obtenidas experimentalmente, se supuso un módulo de elasticidad de $13000 (f'c)^{1/2}$, que corresponde a bajos niveles de esfuerzo [14].

El módulo de elasticidad empleado para análisis inelástico fue de $9000 (f'c)^{1/2}$, el cual corresponde a condiciones similares a niveles de esfuerzo de diseño [15].

Se tiene escasa información de los valores de rigides que deben asociarse a los grados de libertad del suelo, esto debido a que la estructura está cimentada sobre pilotes. Se encontraron los siguientes estudios: Kaina [16], Dobry y Gazetas [17, 18] y la propuesta por el RCDF-87 [2].

En cuanto a rigidez se utilizaron los propuestos por Kaina, en amortiguamiento los propuestos por Dobry y Gazetas para cimentaciones poco profundas. Los valores de amortiguamiento propuestos por Kaina toman en cuenta el número de pilotes y su ubicación, pero para nuestro caso estos valores sobreamortigan el modelo. Los valores obtenidos se muestran en la tabla 1.

Propuesta de Gazeta [17] para la obtención de los coeficientes de amortiguamiento:

$$C_t = \rho V_s A$$

$$C_r = \frac{3.4}{\pi \mu} \rho I V_s$$

C_t = coeficiente de amortiguamiento traslacional.

C_r = coeficiente de amortiguamiento rotacional.

A = área de la cimentación.

I = momento de inercia de de la cimentación con respecto a un eje centroidal normal a la dirección analizada.

V_s = velocidad de onda cortante del suelo.

ρ = densidad de masa del suelo .

ν = módulo de poisson del suelo.

La masa que se le atribuyó a estos grados de libertad, es la que corresponde a la cimentación.

El efecto del cuerpo secundario en el modelo se tomó como masa en la cimentación despreciando su geometría y propiedades mecánicas.

Acciones sobre el modelo

Las cargas estáticas fueron determinadas por el criterio de RCDF-87 [9], el 75 % del momento flexionante positivo y negativo en la zona crítica y el 75 % del cortante en las mismas zonas.

Se analiza el modelo de dos maneras: un impulso de forma triangular para la calibración del modelo (fig 14) y con el sismo registrado en la estación SCT, componente EO, el 19 de septiembre de 1985. Se utilizó el sismo de SCT debido a que el suelo de este sitio es de características similares al suelo donde se apoya el edificio en estudio ya que ambos son arcillas de alta compresibilidad con frecuencias fundamentales de vibración de 0.48 Hz.

CAPITULO 5

ANALISIS DE LA RESPUESTA

Se estudió la respuesta inelástica del edificio, en función de las propiedades dinámicas, desplazamientos en la azotea, cortantes y momentos de volteo en la base, formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad lateral de entrepiso. Con fines comparativos se estudio la respuesta con los modelos siguientes:

-Respuesta con base empotrada y comportamiento elástico.

-Respuesta con base flexible y comportamiento elástico, los amortiguamientos obtenidos por Dobry y Gazetas (17) y el 5% global, con el cual se diseña.

-Los análisis del párrafo anterior pero tomando en cuenta el comportamiento inelástico.

-Además se analizó la contribución de los efectos de sobrerresistencia en cada uno de estos modelos.

5.1 Propiedades dinámicas

Con el fin de calibrar el modelo analítico con las propiedades

dinámicas experimentales se determinó la frecuencia fundamental de vibrar y la fracción de amortiguamiento crítico correspondiente, con base en análisis de vibración libre. En la figs 15 y 16 se presentan resultados obtenidos en los modelos con base empotrada y flexible.

Los resultados obtenidos con la propuesta del RCDF-87 (apéndice A), los obtenidos analíticamente y los experimentales se presentan en la tabla 15.

Como puede apreciarse los resultados son bastante parecidos en frecuencia y diferentes en amortiguamiento.

5.2 Resultados de la respuesta estructural

Historias de desplazamientos en la azotea

Con los resultados obtenidos en el análisis se trazaron las gráficas de desplazamientos en función del tiempo, los cuales se presentan en las figs 17 y 18. La línea discontinua representa el comportamiento elástico y la línea continua el inelástico.

La historia de desplazamiento obtenida están referenciados a la base, para obtener el desplazamiento total hay que sumarle los efectos por rotación y traslación de la misma. Los desplazamientos máximos en la azotea se presentan en la tabla 18.

Los modelos tuvieron una respuesta inelástica a partir de los 21 segundos aproximadamente. El desplazamiento máximo elástico llega a ser hasta en un 78 % mayor que el inelástico.

Historias 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. La historia de cortantes se presentan en las figs 17 y 18. En ellas se puede apreciar su incursión en el rango inelástico a partir del segundo 22 aproximadamente, los resultados se presentan en la tabla 17.

El cortante máximo elástico llega a ser 168 % mayor que el inelástico.

Historia de momentos de volteo en la base

Se obtuvieron los momentos de volteos a partir de las fuerzas axiales y momentos flexionantes en la base de las columnas y muros del sótano. Las historias en el tiempo se presentan en la figs 17 y 18. Los momento máximos obtenidos para cada modelo se presentan en la tabla 16.

El momento de volteo elástico llega ser un 267 % mayor que el inelástico.

5.3 Respuesta inelástica

Envoltentes de cortantes y de desplazamientos de entrepiso

Los desplazamientos y los cortantes son mayores en el modelo que considera fuentes de sobrerresistencia (fig 40 y 41), debido a que su incursión en el rango inelástico es menor que el modelo que no toma en cuenta estos efectos. Esto obliga al modelo a disipar energía mediante desplazamientos.

Los desplazamientos de entrepiso mayores se presentan en los niveles centrales y el máximo en el estacionamiento 4, esto debido a que tiene doble altura.

El cortante de entrepiso se obtuvo sumando el cortante que se presenta en cada una de sus columnas. Los cortantes de entrepiso van decreciendo con la altura, en los estacionamiento la respuesta es menor debido a que ocupa aproximadamente la mitad de un entrepiso en planta. El cortante máximo se presenta en el sótano.

Articulaciones plásticas

El resultado del modelo que no considera fuentes de sobrerresistencia, muestra que los niveles centrales e inferiores excluyendo el sótano son donde se forman el mayor número de

articulaciones, además siendo mayor en los marcos laterales (figs 42 a 53).

El modelo que considera fuentes de sobrerresistencia presenta las mismas zonas de articulación, incrementándose el número de trabes y disminuyendo las columnas.

Demandas de ductilidad

Para determinar las demandas de ductilidad se obtuvo la historia de la fuerza cortante contra desplazamiento relativo en el rango inelástico y desplazamientos elásticos e inelásticos de entrepiso (figs 19 a 36).

De las gráficas se puede apreciar un claro incursionamiento en el rango inelástico, más acentuado en los niveles centrales y bajos excluyendo el sótano.

El efecto de sobrerresistencia puede apreciarse en la parte final de las figuras, el modelo se recupera más rápido que el que no considera estos efectos. Para ilustrar esto mejor se presentan las figs 37 y 38.

Para estimar la demanda de ductilidad de entrepiso, se recurrió a las historias de desplazamientos relativos que se presentan en las

figs 19 a la 27, en la cual la línea discontinua representa el comportamiento elástico lineal y la línea continua representa el comportamiento inelástico calculado. Se obtuvo para cada nivel el desplazamiento δ_p y el desplazamiento máximo δ_y . El valor que define la demanda de ductilidad [19], se expresa como:

$$\mu = \delta_p / \delta_y$$

La demanda de ductilidad definida de esta manera, supone un comportamiento elástico lineal y perfectamente plástico. Aunque esto no se cumpla, debido a que la formación de articulaciones plásticas del entrepiso va ocurriendo gradualmente.

Los valores de ductilidad se presentan en las tablas 19 y 20 y las demandas de ductilidad en la fig 39.

Los valores varían de 1.29 a 2.06 en el modelo que no considera efectos de sobrerresistencia y de 1.52 a 1.91 en el que los toma en cuenta.

Las mayores demandas de ductilidad se presentan en los niveles centrales, donde los modelos presentan mayor número de articulaciones.

5.4 Comparaciones con un marco equivalente

En un trabajo anterior se evaluó las respuestas máximas inelásticas en función de desplazamientos en la azotea, cortantes y momentos de volteo en la base, tomando en cuenta únicamente el comportamiento de un marco de cada dirección [13]. En el presente estudio se evalúan los mismos parámetros tomando en cuenta el comportamiento de todos los marcos de la dirección transversal.

Los desplazamientos máximos en la azotea para el modelo que considera todos los marcos resulta mayor en el rango elástico en un 7 % y menor en el rango inelástico en el mismo porcentaje. En cuanto a momento de volteo en la base la respuesta máxima de un marco es mayor en 12 % en el rango elástico y mayor en un 40 % en el rango inelástico. El cortante en la base cuando se considera un marco es mayor en 24 % en el rango elástico y 115 % en el rango inelástico. Los valores se muestran en la tabla 21.

Uno de los factores que influye en la diferencia de resultados, es la forma de calibrar el modelo de un marco equivalente, en este se obtiene un coeficiente el cual depende de la rigidez lateral de cada marco. Esta hipótesis no toma en cuenta que la incursión en el rango elástico puede ser diferente para cada marco, por lo tanto este coeficiente no permanecerá constante, como en el caso del edificio analizado.

CAPITULO 6

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La respuesta en desplazamientos de azotea, cortante y momento de volteo en la base, aumentan cuando se consideran los efectos de sobrerresistencia.

Las articulaciones plásticas en trabes aumentan cuando se consideran los efectos de sobrerresistencia, esto debido a que ellos son más importantes en columnas.

Las demandas de ductilidad en ambos modelos, el que considera fuentes de sobrerresistencia y el que no los considera no son mayores a dos, lo cual es congruente con la ductilidad que se consideró para la restauración del edificio. Con esto se considera un comportamiento aceptable de la estructura ante el sismo registrado en SCT. Sin embargo existen incertidumbre en ciertas consideraciones de análisis como el valor promedio del acero, la contribución de la losa en el patín de la trabe y la participación que tengan los muros de concretos ligados a la trabe. Se sugiere hacer análisis con mayor detalle.

Considerando el amortiguamiento del suelo para comportamiento

elástico las respuestas máximas en desplazamiento, momentos de volteo y cortantes disminuyeron en 27, 24 y 28 por ciento. En cambio cuando se incluye comportamiento inelástico disminuyen en 14, 2 y 7 por ciento. Mostrando esto que el efecto del amortiguamiento del suelo en este edificio es poco significativo.

Los análisis realizados conduce a las conclusiones siguientes:

Para tratar de reproducir el comportamiento de una estructura, ante eventos de gran magnitud como son los sismos, es necesario tomar en cuenta la posible incursión en el rango inelástico y las fuentes de sobrerresistencia.

Para tomar en cuenta el efecto de sobrerresistencia que proporciona la losa en el patín de la trabe, se sugiere llevar a cabo ensayos experimentales para evaluar su contribución en resistencia y rigidez.

El amortiguamiento del suelo es un parámetro bastante desconocido y dadas las características del suelo de la ciudad de México, se recomienda hacer estudios sobre las cimentaciones más comunes.

Se recomienda continuar con las pruebas de vibración ambiental y determinar el amortiguamiento global y el

correspondiente al suelo y a la estructura.

Las respuestas obtenidas de un modelo que considera un marco equivalente y otro que asume todos los marcos varían significativamente, esto debido a que en el edificio existen varios tipos de marcos. Se recomienda escoger un marco cuando exista un solo tipo y cuando existan varios trabajar con un grupo que incluya a uno de cada tipo.

REFERENCIAS

- 1.- Zurita F. y Meli R.
" Respuesta Sísmica medida y calculada de un edificio de concreto sometido al sismo de San Salvador de octubre 1986 ", revista de Ingeniería Sísmica, Enero-Abril 1991, No. 41.
- 2.- " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Nov. 1987.
- 3.- Joglekar M., Murry P., Jirsa J. and Klingner R.
" Full scale test of beam-column joint", ACI Earthquake effects on reinforced concrete structures .
- 4.- Meli R., Villanueva J.M.
" Estudio Estadístico de las propiedades de Materiales y Estructuras en el Distrito Federal ", Elaborado por la Dirección General de Administración y uso del Suelo, Departamento del Distrito Federal, Diciembre 1984.
- 5.- Aceros Ecatepec ., S.A. AE-TOR-60.
Catálogo de Productos.
- 6.- Hughes B.P., Watson A.J.
" Compressive strength and ultimate strain of concrete under impact loading ", Magazine of Concrete Research, vol 30, num. 105, Diciembre 1978.
- 7.- Scott, Park and Preisley.
" Stress-Strain Behavior of confined by overlapping hoop at low and high strain rates ". ACI Journal / January-February 1982.
- 8.- Muriá D.
" Efectos de las cargas de impacto en el concreto ". revista IMCYC, vol 25, num.199,Marzo 1987.
- 9.- " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ". Gaceta oficial del Departamento del Distrito Federal, Nov. 1987.
- 10.- Mendoza E.
" Programa de Computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura ", Proyec to 9767, dic 1991.
- 11.- CF77 Compiling System, Volume 1
Fortran Reference Manual. SR-3071 4.0

- 12.- CF77 Compiling System, volume 4
Parallel Processing Guide. SG-3074 4.0
- 13.- Vila D., Gonzalez R., Moreno S. y Romero V.
" Analisis de la Respuesta Estructural Dinámica
Inelástica de dos edificios por instrumentar
desplantados en suelo blando ". Proyecto 0718,
patrocinado por Centro Nacional de Prevención y
Desastres, Septiembre 1991.
- 14.- Mendoza C.J., Gonzalez A.C., Gonzalez A.C.
" Comportamiento del concreto en las estructuras ante la
acción de sismos, 2^a parte: Deterioro de las propiedades
del concreto sujeto a ciclos de carga de compresión ".
Proyecto 6705 y 6706, patrocinado por CONACYT, dic 1987.
- 15.- Mendoza C.J., Ferrer M.
" Influencia de los agregados en los concretos
estructurales del D.F. " IMCYC, vol 25, num. 192, mayo
1987.
- 16.- Kaina A.M. and Kausel E.
" Dinamic Behavior of Pile Groups ", 2do international
Conference Numerical Methods in off shore piling,
Austin, Tex, 1982
- 17.- Gazetas G. and Dobry R.
" Horizontal Response of Piles in Layered soils ".
Journal Geotechnical ingeineering, vol 110, No 1, january
1984.
- 18.- Dobry R. and Gazetas G.
" Dinamic Response of Arbitrarily Shaped foundation "
Journal Geotechnical, vol 112, No 2 february 1986.
- 19.- Wakabayashi M. Martinez E.
" Diseño de Estructuras Sismorresistentes " , Edit
Macgraw Hill.
- 20.- Park R. Prestley N.
" Ductility of square-confined concrete columns ",
revista ACI structural journal U.S.A, April 1982.
- 21.- Gonzales R.
" Cinemática del movimiento de edificios de la ciudad de
México ". Tesis de Maestría en Ingeniería
(Estructuras). DEPFI, junio 1989.
- 22.- Alcocer S.
" Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by
Jacketing ", The University of Texas Austin, May 1991.

- 23.- Kanaan A. and Powell 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.

TABLA 1 RIGIDEZ Y COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO

MODELO	Kh t/m	Kr t-m/rad	Ch t-s/m	Cr t-m/s
KAINA	23652	26323258	1892	52646651700
DOBRY GAZETAS PARA PILOTES	74801	-	225	13500
DOBRY GAZETAS PARA CAJONES	-	-	5499	381085
RCDF-87	73931	15311	-	-

TABLA 2 SECCION Y ARMADO DE COLUMNAS NIVELES 13, 12, 11

COLUMNAS	SECCION cmxcm	ARMADO	ESTRIBOS	f'c kg/cm ²
A1, A4, F1 y F4	40 x 40	12#6	#3 @ 30	200
B1, B4, E1 y E4	35 x 50	4#8 + 4#6		
C1, C4, D1 y D4	40 x 50	8#8		
A2, A3, F2 y F3	50 x 40	12#8		
B2, B3, E2 y E3	60 x 75	12#8 + 4#12 + 8#5	#3 @ 20	
C2 y D2	70 x 60	12#8 + 4#6 + 4#12 + 8#5		

TABLA 3 SECCION Y ARMADO DE COLUMNAS NIVELES 10, 9 Y 8

COLUMNAS	SECCION cm x cm	ARMADO	ESTRIBOS	f'c kg/cm ²
A1, A4 F1 Y F4	40 X 50	4#8 + 4#6	#3 @ 30	250
B1, B4 E1 Y E4	40 X 55	8#8		
C1, C4 D1 Y D4	40 X 60	12#8		
A2, A3 F2 Y F3	50 X 50	16#8		
B2, B3 E2 Y E3	65 X 80	16#8 + 4#12+ 8#5	#3 @ 20	
C2 Y D2	80 X 65	16#8 + 4#6 4#12 + 8#5		

TABLA 4 SECCION Y ARMADO DE COLUMNAS NIVELES 7, 6 Y 5

COLUMNAS	SECCION cm x cm	ARMADO	ESTRIBOS	f'c kg/cm ²
A1, A4, F1 Y F4	40 X 50	8#8 + 4#6	#3 @ 30	300
B1, B4 E1 Y E4	50 X 60	12#8 + 4#6		
C1, C4, D1 Y D4	50 X 60	16#8		
A2, A3, F2 Y F3	50 X 60	20#8		
B2, B3, E2 Y E3	70 X 90	20#8 4#12 + 8#5	#3 @ 20	
C2 Y D2	90 X 70	20#8 + 4#6 4#12 + 8#5		

TABLA 5 SECCION Y ARMADO DE COLUMNAS DEL NIVEL 4 AL SOTANO

COLUMNAS	SECCION cm x cm	ARMADO	ESTRIBOS	f'c kg/cm ²
A1, A4, F1 Y F4	40 X 60	12#8	#3 @ 30	300
B1, B4 E1 Y E4	50 X 70	16#8		
C1, C4 D1 Y D4	50 X 70	20#8		
A2, A3 F2 Y F3	50 X 70	24#8		
B2, B3, E2 Y E3	80 X 100	28#8 + 4#6 4#12 + 8#5	#3 @ 20	
C2 Y D2	100 X 70	24#8 + 4#12 + 8#5		

TABLA 6 VALORES DE DIAGRAMAS DE INTERACCION, NIVELES 13, 12 Y 11

COLUMNAS	M R ton-m		P B ton		M B ton-m		C P ton		T P ton	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
A1 A4 F1 F4	2643	4401	91	152	3679	6293	442	717	174	227
B1 B4 E1 E4	2129	3515	170	184	3115	5369	433	750	156	210
C1 C4 D1 D4	3150	5226	114	194	4441	7634	517	886	206	268
A2 A3 F2 F3	6027	10007	113	216	7523	13412	620	1119	328	404
B2 B3 E2 E3	13678	21090	256	608	16813	27358	1362	2598	722	811
C2 D2	14582	25177	255	551	17440	31123	1340	2242	616	861

SR = Sobreresistencia.

MR = Momento resistente, P^B = Carga balanceada, MB = Momento balanceado, CP = compresión pura

TP = Tensión pura.

TABLA 7 VALORES DE DIAGRAMAS DE INTERACCION, NIVELES 10, 9 Y 8

COLUMNAS	M R ton-m		C B ton		M B ton-m		C P ton		T P ton	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
A1 A4 F1 F4	2552	4108	147	307	4149	7087	546	919	163	210
B1 B4 E1 E4	3266	5240	160	306	5024	8453	630	1056	209	269
C1 C4 D1 D4	4725	7829	172	272	6664	11194	774	1276	310	404
A2 A3 F2 F3	8020	13353	177	316	10488	18352	896	1571	442	538
B2 B3 E2 E3	15246	23725	388	806	20455	36803	1765	3094	638	936
C2 D2	20293	34590	391	850	26485	46439	1790	2831	720	813

SR = Sobreresistencia.

MR = Momento resistente, PB = Carga balanceada, MB = Momento balanceado, CP = compresión pura

TP = Tensión pura.

TABLA 8 VALORES DE DIAGRAMAS DE INTERACCION, NIVEL 7, 6 Y 5

COLUMNAS	M R ton-m		C B ton		M B ton-m		C P ton		T P ton	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
A1 A4 F1 F4	4099	6686	174	259	6025	9918	727	1165	256	345
B1 B4 E1 E4	7333	11892	2109	384	10476	17282	1053	1907	294	479
C1 C4 D1 D4	8213	13312	274	374	10834	17969	1113	1956	434	538
A2 A3 F2 F3	10108	16643	259	421	12715	22024	1217	2333	543	673
B2 B3 E2 E3	21305	36324	592	1188	28058	49209	2435	3845	878	1215
C2 D2	27746	45308	543	1188	37326	64764	2334	3628	850	1130

SR = Sobrerresistencia.

MR = Momento resistente, PB = Carga balanceada, MB = Momento balanceado, CP compresión pura
TP = Tensión pura.

TABLA 9 VALORES DE DIAGRAMAS DE INTERACCION NIVELES, 4 Y RESTANTES

COLUMNAS	M R ton-m		C B ton		M B ton-m		C P ton		T P ton	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
A1 A4 F1 F4	4812	7833	309	313	7122	11794	864	1392	310	404
B1 B4 E1 E4	8274	13367	320	553	11578	19205	1227	2159	438	538
C1 C4 D1 D4	10154	16655	314	438	13460	22312	1331	2381	547	673
A2 A3 F2 F3	11893	19843	326	483	14303	24985	1443	2579	642	664
B2 B3 E2 E3	27983	49954	509	1509	32939	68706	2191	4601	1075	1172
C2 D2	31162	53912	424	1402	37913	78508	2026	3957	867	1189

SR = Sobrerresistencia.

MR = Momento resistente, PB = Carga balanceada, MB = Momento balanceado, CP compresión pura
TP = Tensión pura.

TABLA 10 MOMENTOS RESISTENTES (t-m) NIVELES 13, 12 Y 11

TRABES	SIN SR		CON SR		VARIACION %	
	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)
1, 2, 3, 16, 17 Y 18	3828	5942	4415	6389	15.35	7.52
4, 6, 13 Y 15	4170	5445	4801	5939	15.13	9.07
5 Y 14	3995	5341	4840	6479	21.15	21.30
7 Y 10 IZQ	4227	10864	4880	11522	15.44	6.06
7 Y 10 DER	4954	9147	5976	11084	20.62	21.17
8 Y 11	8434	8875	10186	10723	20.77	20.82
9 Y 12	6791	7199	7630	7767	21.35	7.89

SR = Sobrerresistencia.

TABLA 11 MOMENTOS RESISTENTES (t-m) NIVELES 10, 9 Y 8

TRABE	SIN SR		CON SR		VARIACION %	
	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)
1, 2, 3, 16, 17 Y 18	3995	5341	4840	6479	21.15	21.30
4, 6, 13 Y 15	4004	10680	4851	12957	21.15	21.32
5 Y 14	3619	7619	4361	9233	20.50	21.18
7 Y 10 IZQ	4964	14973	5987	18127	20.61	21.06
7 Y 10 DER	4032	8207	4953	9947	20.61	21.20
8 Y 11	11792	15143	14271	18340	21.02	21.11
9 Y 12	2465	2465	2953	2953	19.79	19.79

SR = Sobrerresistencia.

TABLA 12 MOMENTOS RESISTENTES (t-m) NIVELES 7, 6 Y 5

TRABE	SIN SR		CON SR		VARIACION %	
	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)
1,3,16,18	4004	10680	4851	12957	21.12	21.32
2, 17	3493	5550	4231	6740	21.13	21.44
4,6,13 Y 15	3631	13430	4373	16220	20.44	20.77
5 Y 14	3642	13494	4368	14354	19.93	6.37
7 Y 10 IZQ	4041	13890	4873	16772	20.59	20.74
7 Y 10 DER	12519	12401	15181	15030	21.26	21.19
8 Y 11	6747	8300	8142	10046	20.67	21.03
9 Y 12	12269	12269	14851	14851	21.04	21.04

SR = Sobrerresistencia.

TABLA 13 MOMENTOS RESISTENTES (t-m) NIVEL 4

TRABE	SIN SR		CON SR		VARIACION %	
	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)
1,2,3,16,17 Y 18	3501	11281	4240	13675	21.11	21.22
4,6,13 Y 15	2449	5343	2679	6483	21.15	21.33
5 Y 14	4258	6461	4901	6954	15.10	7.63
7 Y 10	2536	5018	3057	6083	20.54	21.22
8 Y 11	12104	13583	14659	14493	21.11	6.69
9 Y 12	6791	7194	7630	7741	12.35	7.60

SR = Sobrerresistencia.

TABLA 14 MOMENTOS RESISTENTES (t-m) NIVELES RESTANTES

TRABE	SIN SR		CON SR		VARIACION %	
	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)	M (+)	M (-)
1, 2, 3, 16, 17 Y 18	6791	7199	7630	7767	12.35	7.83
4, 6, 13 Y 15	IGUAL AL NIVEL 4					
5 Y 14	IGUAL AL NIVEL 4					
7 Y 10	2465	2465	2953	2953	19.79	19.79
8 Y 11	4230	9143	5077	11668	20.02	21.05
9 Y 12	12269	12269	14851	14851	21.04	21.04

SR = Sobrerresistencia.

TABLA 15 FRECUENCIAS Y AMORTIGUAMIENTOS

AMORTIGUAMIENTO DE MODELOS		SIN SOBRERESISTENCIA		CON SOBRERESISTENCIA		EXPERIMENTAL	
		FRECUENCIA (Hz)	$\xi \%$	FRECUENCIA (Hz)	$\xi \%$	FRECUENCIA (Hz)	$\xi \%$
B A S E F L E X I B L E	TOTAL DEL SUELO Y 1 % DEL CRITICO EN LA EST	0.51	9.18	0.52	9.98	0.49	
	TOTAL DEL SUELO Y 5 % DEL CRITICO EN LA EST	0.50	11.17	0.52	12.3	-	
	5 % DEL CRITICO EN EL SISTEMA	0.48	5.00	0.50	5.00	-	
	PROPUESTA DEL RCDF-87	0.483	-	0.505	-	-	
E M P	5 % DEL CRITICO DE LA EST	0.64	-	0.69	-	-	-

TABLA 16 MOMENTOS DE VOLTEO MAXIMO EN LA BASE ton - m

MODELO	AMORTIGUAMIENTO, % DEL CRITICO			
	$\xi = 11.7$	$\xi = 12.3$	$\xi = 5$	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
ELASTICO	88946.00	90735.00	109790.00	112178.00
INELASTICO	29556.00	34382.00	29900.00	35080.00

TABLA 17 CORTANTES MAXIMOS EN LA BASE ton

MODELO	AMORTIGUAMIENTO, % DEL CRITICO			
	$\xi = 11.7$	$\xi = 12.3$	$\xi = 5$	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
ELASTICO	3689.00	3836.00	4759.00	4854.00
INELASTICO	1660.00	1941.00	1773.00	2069.00

TABLA 18 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN AZOTEA cm

MODELO	AMORTIGUAMIENTO, % DEL CRITICO			
	$\xi = 11.7$	$\xi = 12.3$	$\xi = 5$	
	SIN SR	CON SR	SIN SR	CON SR
ELASTICO	110.57	108.44	140.07	138.01
INELASTICO	68.28	71.00	78.83	80.33

TABLA 19 DEMANDAS DE DUCTILIDAD SIN SOBRESISTENCIA

NIVEL	δ_v , cm	δ_p , cm	DUCTILIDAD
13	1.085	1.42	1.30
12	1.43	1.84	1.29
11	1.82	2.36	1.29
10	2.16	2.84	1.31
9	2.61	4.21	1.61
8	3.05	5.69	1.87
7	3.24	5.94	1.83
6	3.43	6.18	1.80
5	3.47	6.35	1.83
4	3.43	6.27	1.94
E1	2.42	4.67	1.92
E2	2.31	4.37	1.89
E3	2.38	4.73	1.99
SOTANO	0.06	0.07	1.16
E4	4.28	8.53	1.99
E5	1.71	3.32	1.94
E6	1.18	2.44	2.06

TABLA 20 DEMANDAS DE DUCTILIDAD CON SOBRESISTENCIA

NIVEL	δ , cm	δ_p , cm	DUCTILIDAD
13	1.27	2.06	1.62
12	1.60	2.43	1.52
11	1.97	3.30	1.67
10	2.29	3.60	1.57
9	2.70	4.90	1.81
8	3.07	5.75	1.87
7	3.19	6.12	1.91
6	3.29	6.29	1.91
5	3.38	6.23	1.84
4	3.56	5.65	1.58
E1	2.64	4.16	1.56
E2	2.37	3.61	1.57
E3	2.16	3.16	1.73
SOTANO	0.072	0.092	1.27
E4	3.72	6.91	1.86
E5	1.47	2.61	1.78
E6	1.10	1.50	1.64

TABLA 21 COMPARACION DE LAS RESPUESTAS MAXIMAS DE UN MARCO EQUIVALENTE (ME) Y TODOS LOS MARCOS (TM)

MODELO	DEZPLAZAMIENTO cm.		MOMENTO DE VOLTEO EM LA BASE t-m		CORTANTE EN LA BASE t.	
	TM	ME	TM	ME	TM	EM
ELASTICO	140.7	131	22770	25569	1006	812
INELASTICO	78.83	84.17	5367	7644	139	261

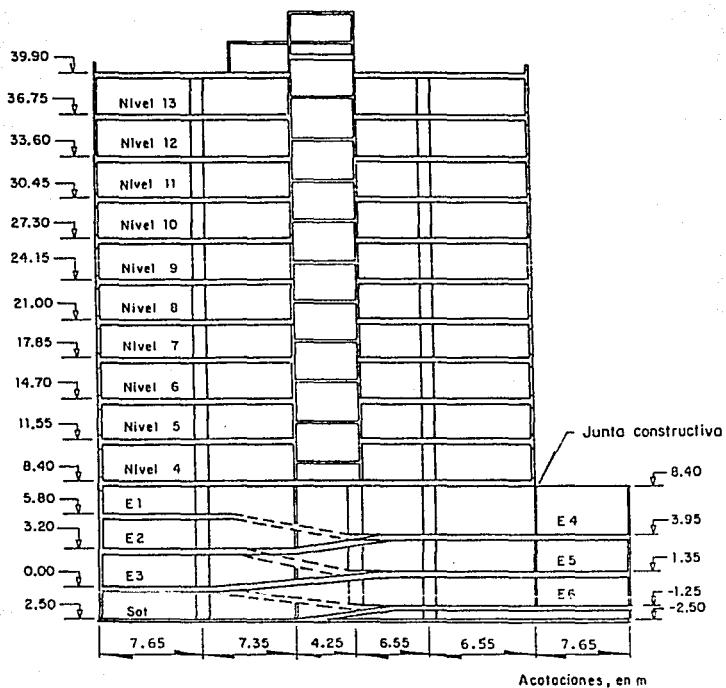
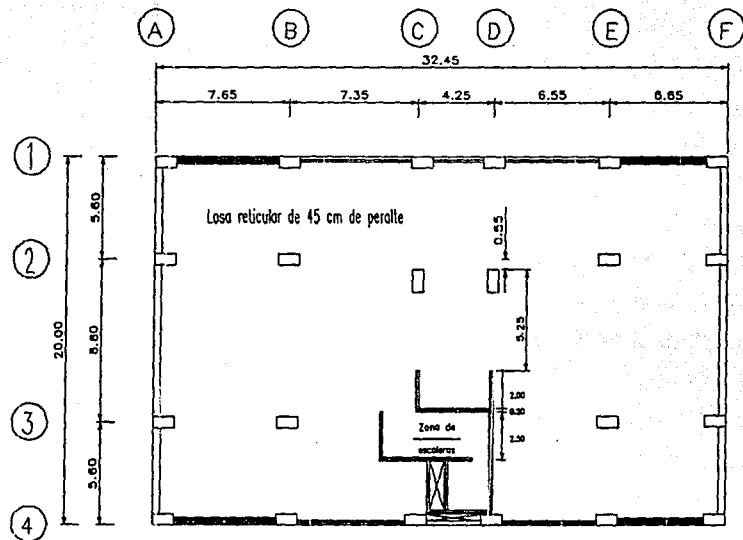


Fig. 2. CORTE LONGITUDINAL.



- Muro de concreto
- ▨ Muro de ladrillo
- Trabe

Acotaciones en m.

FIG 3. PLANTA TIPO

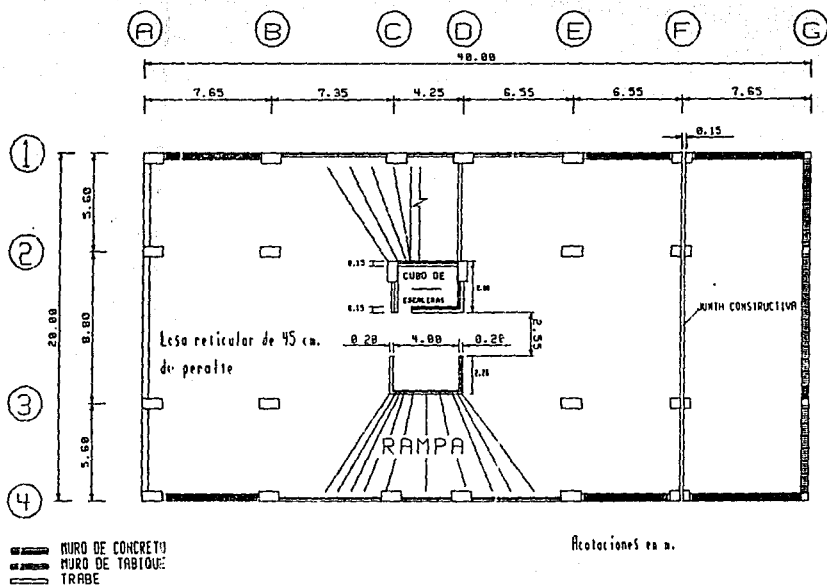
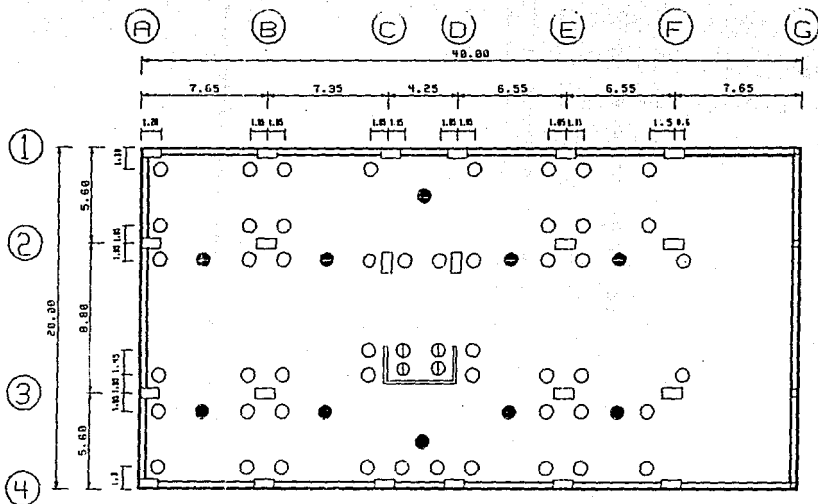


FIG 4. PLANTA DE ESTACIONAMIENTOS



- 50 pilotes de Secc. triangular, 60 cm de lado y 2800 de L. niv. -280 a -3030
- 18 pilotes de Secc. cuadrada de 40 cm de lado y 2600 de L. niv. -900 a -3500
- ⊕ 4 pilotes de Secc. triangular, 60 cm de lado y 2800 de L. niv. -280 a -3000

FIG 5. UBICACION DE PILOTES

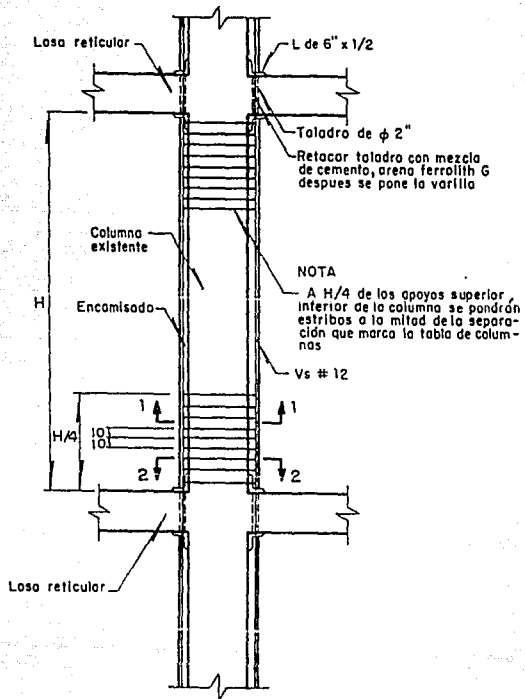
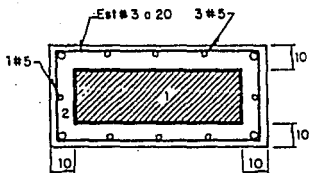
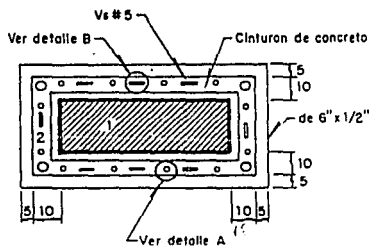


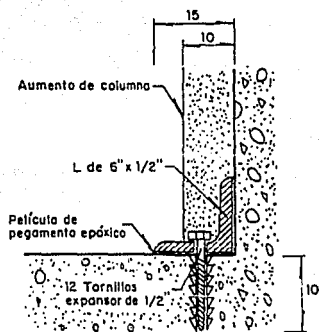
FIG 6. REPARACION TIPICA EN COLUMNAS



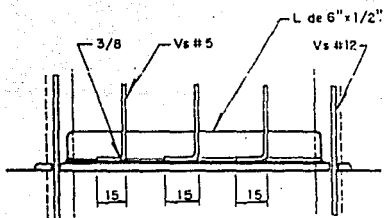
Corte 1-1



Corte 2-2



Detalle A



Detalle B

FIG 7. CORTES Y DETALLES DE LA REPARACION

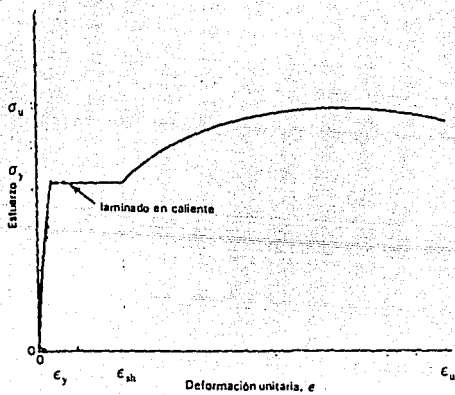
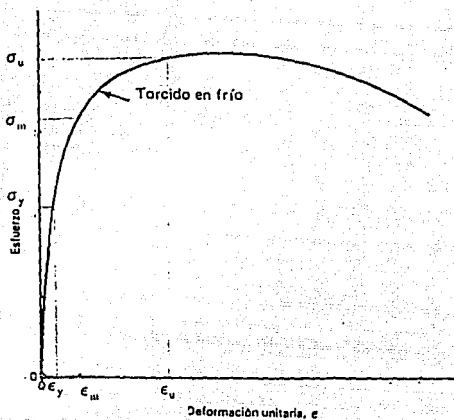


FIG 8. CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL ACERO.

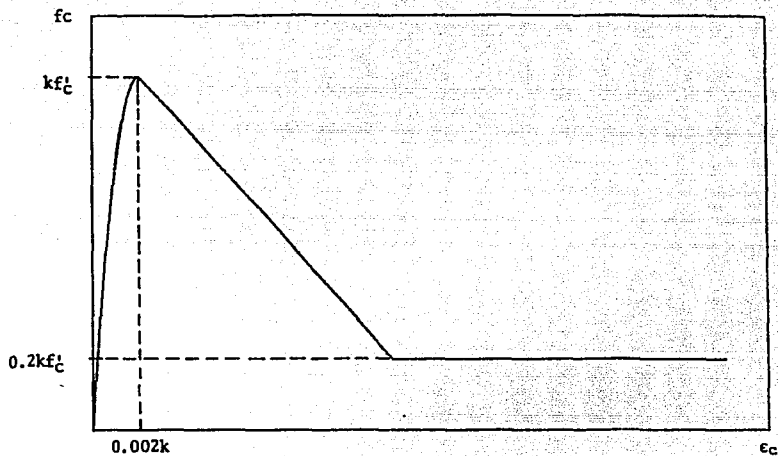
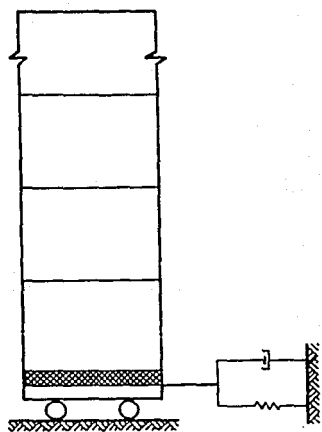
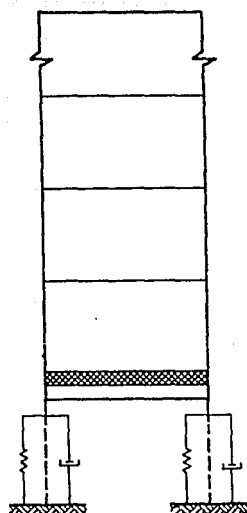


FIG 9. CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO
MODELO DE KENT Y PARK MODIFICADO



Vibración de traslación horizontal



Vibración de cabeceo

FIG 10. MODELOS MATEMATICOS PROPUESTOS PARA LOS DOS GRADOS DE LIBERTAD ADICIONALES CONSIDERADOS

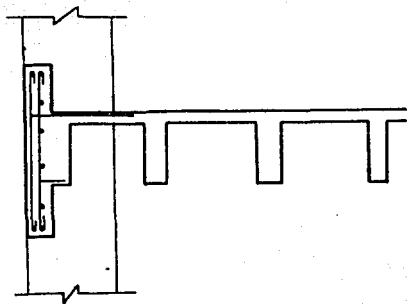


FIG 11. PRETILES

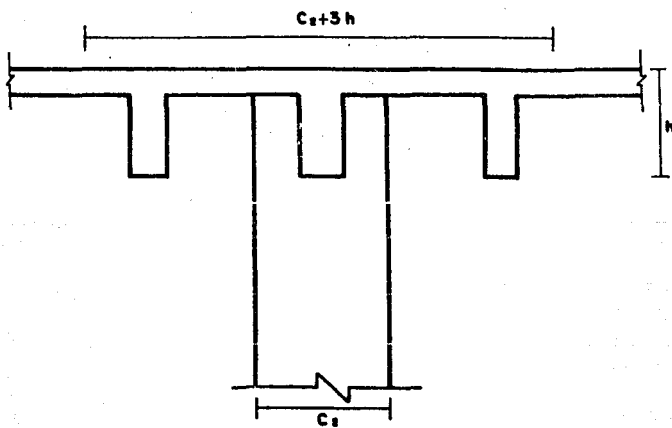
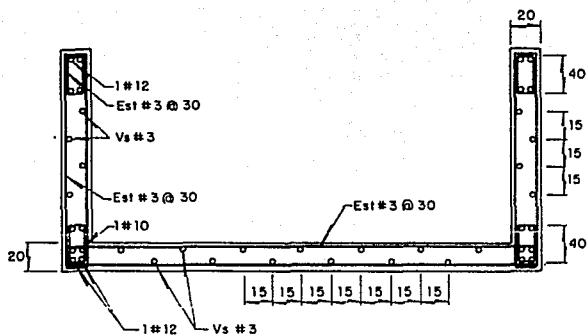
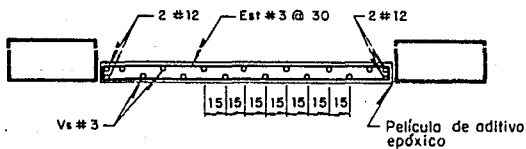


FIG 12. SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS



Muro de concreto M 1



Muro de concreto M-2

FIG 13. MUROS DE CONCRETO

IMPULSO

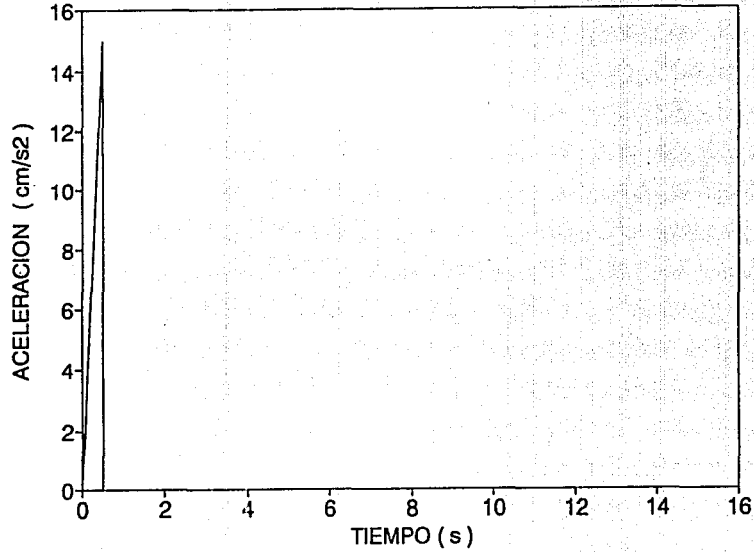


FIG 14. IMPULSO

SIN SOBRESRESISTENCIA

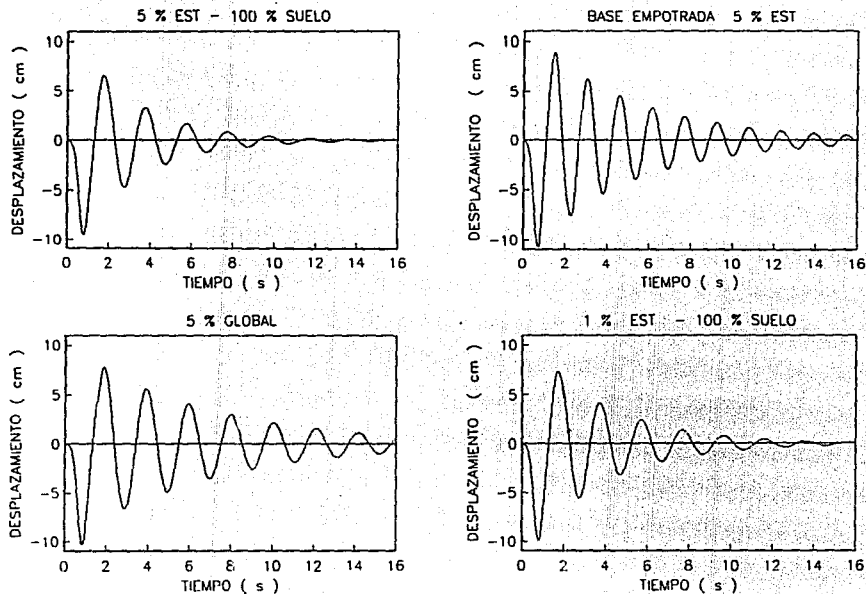


FIG 15. VIBRACION LIBRE SIN SOBRESRESISTENCIA

CON SOBRESRESISTENCIA

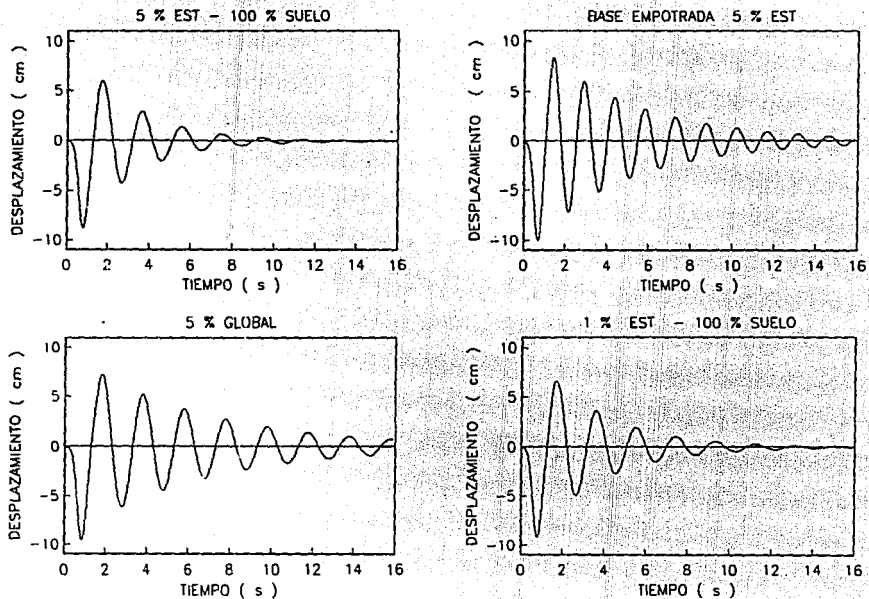
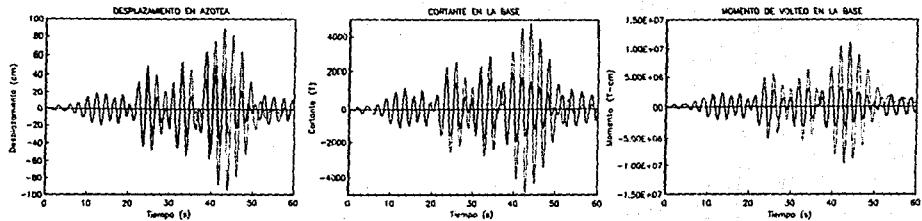


FIG 16. VIBRACION LIBRE CON SOBRESRESISTENCIA

CONSIDERANDO SOBRESISTENCIA



SIN CONSIDERAR SOBRESISTENCIA

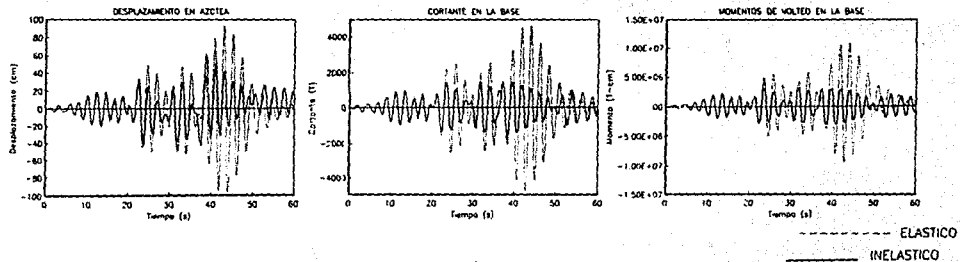
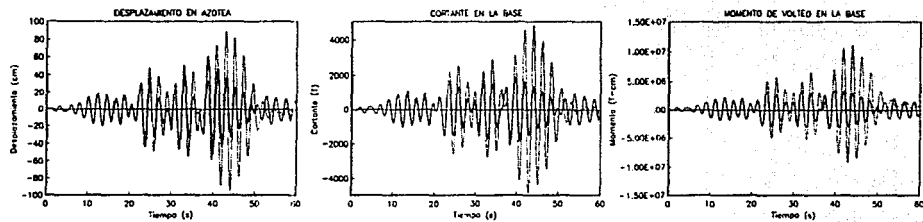
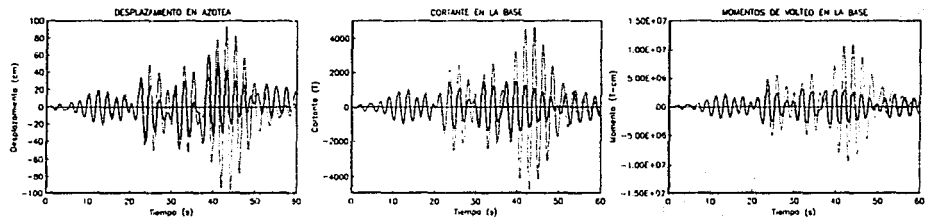


FIG 17. RESPUESTA DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EL AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO

CONSIDERANDO SOBRESRESISTENCIA



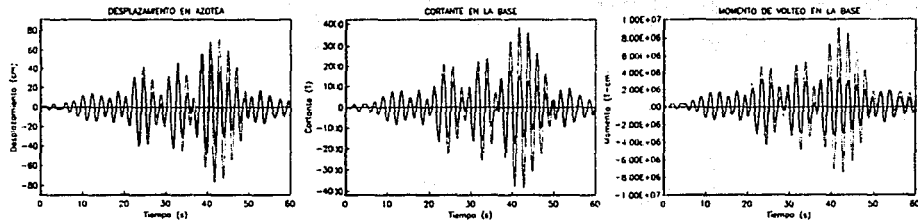
SIN CONSIDERAR SOBRESRESISTENCIA



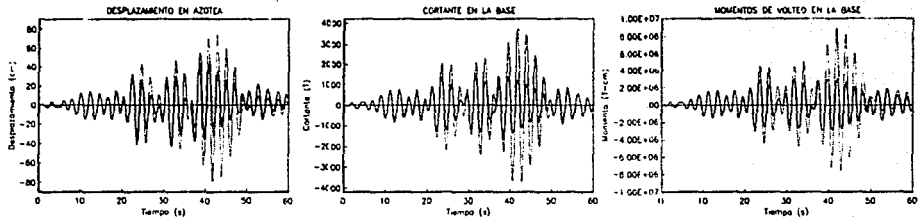
----- ELASTICO
 _____ INELASTICO

FIG 17. RESPUESTA DEL EDIFICIO CONSIDERANDO EL AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO

CONSIDERANDO SOBRESRESISTENCIA



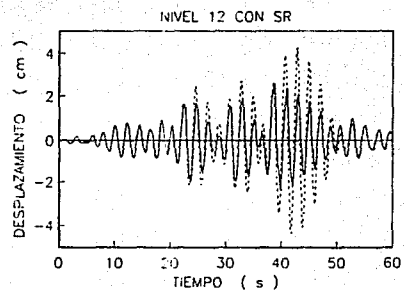
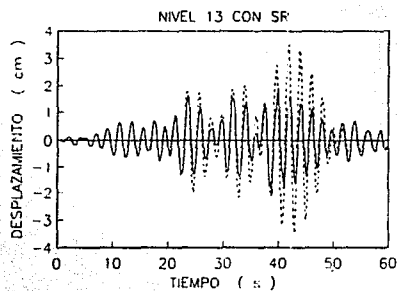
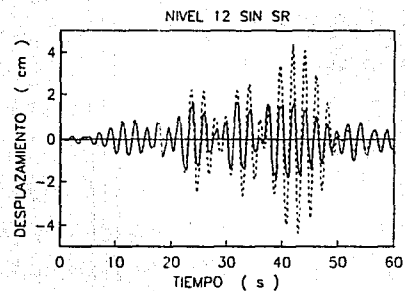
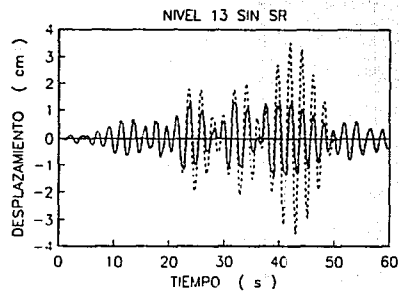
SIN CONSIDERAR SOBRESRESISTENCIA



----- ELASTICO

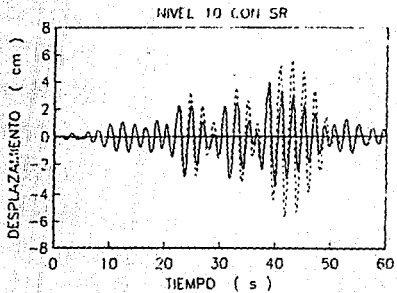
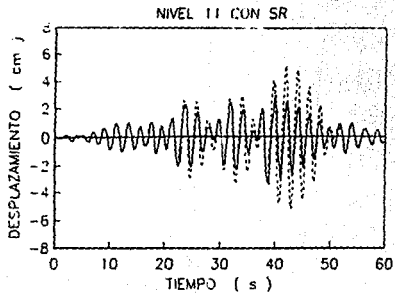
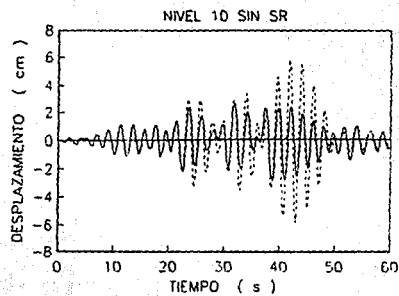
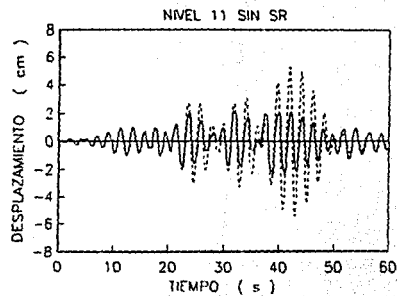
_____ INELASTICO

FIG 18. RESPUESTA DEL EDIFICIO CON AMORTIGUAMIENTO DEL 5% DEL CRITICO



-----ELASTICO
 ————INELASTICO

FIG 19. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO



-----ELASTICO
 ————INELASTICO

FIG 20. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

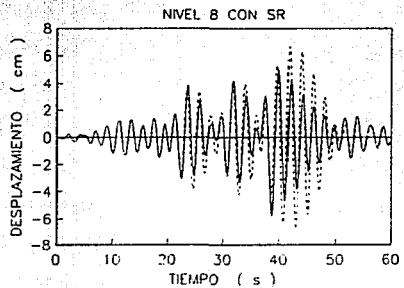
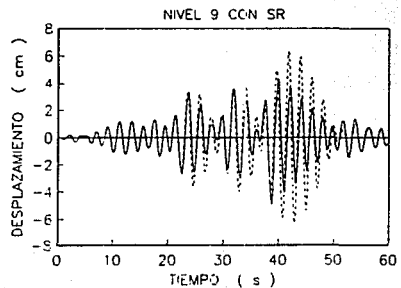
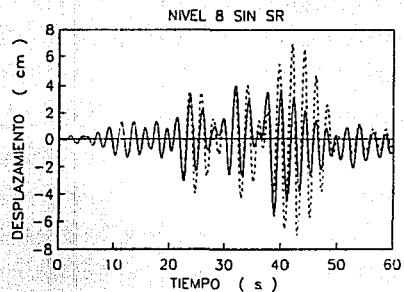
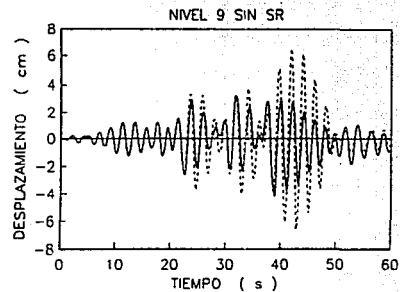


FIG 21. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

-----ELASTICO
 ————INELASTICO

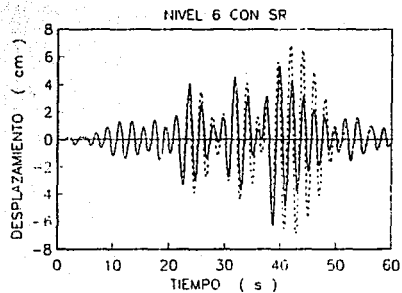
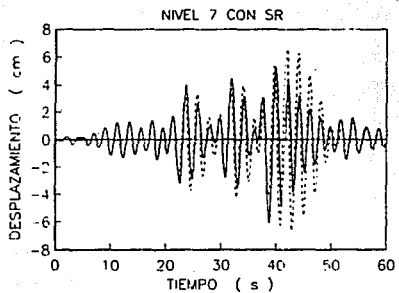
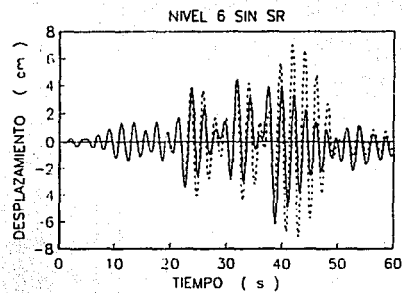
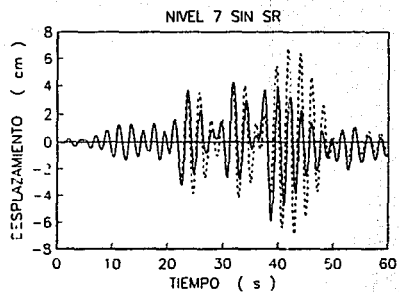


FIG 22. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

-----ELASTICO
 ————INELASTICO

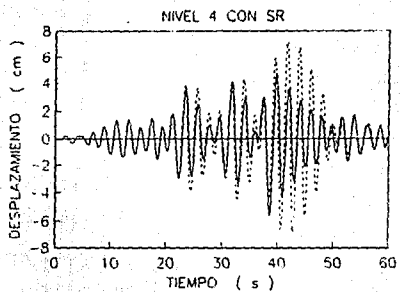
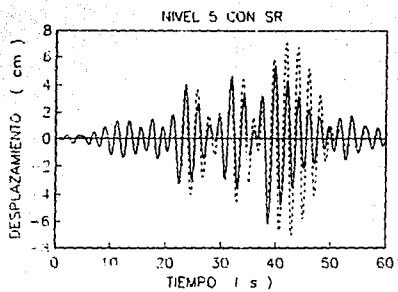
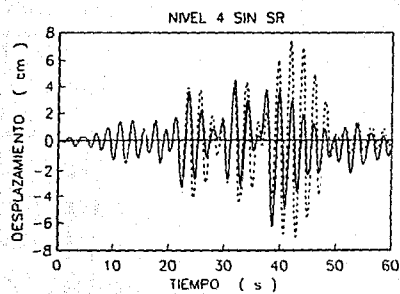
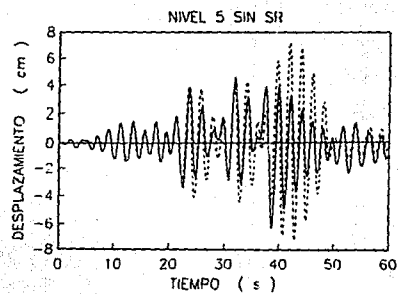


FIG 23. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

-----ELASTICO
 ————INELASTICO

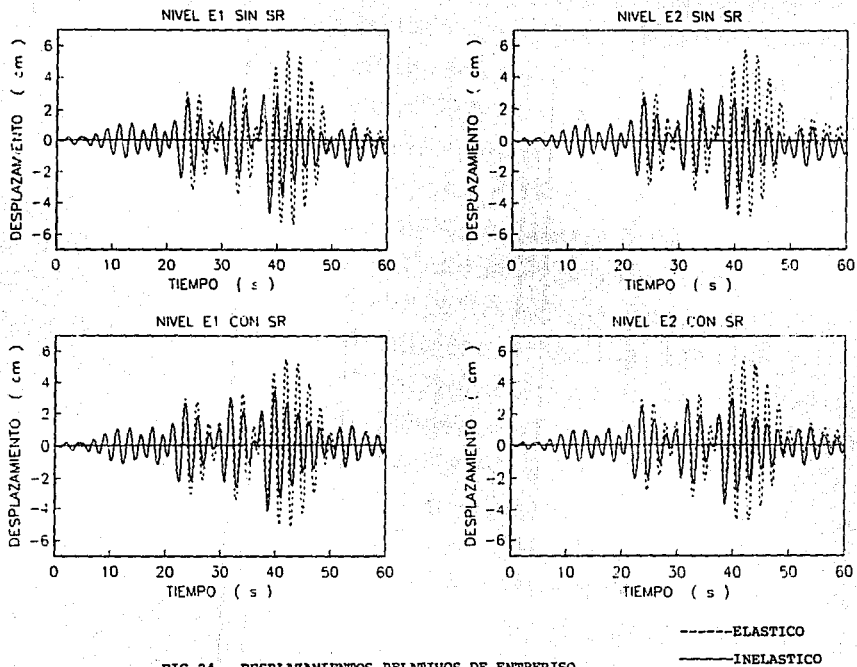
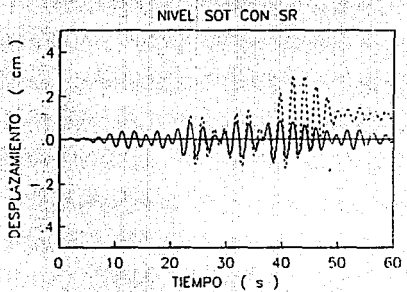
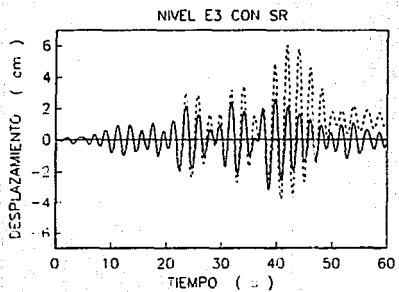
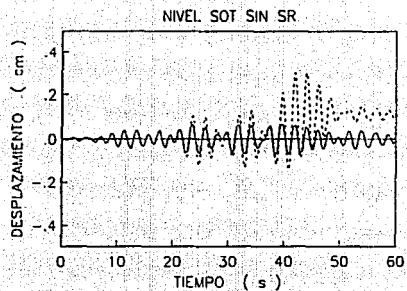
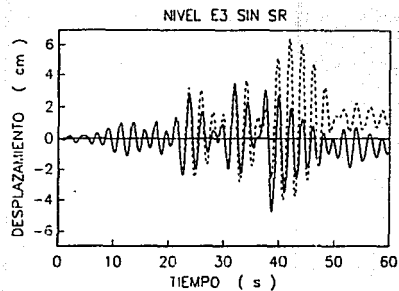


FIG 24. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO



-----ELASTICO
 ————INELASTICO

FIG 25. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

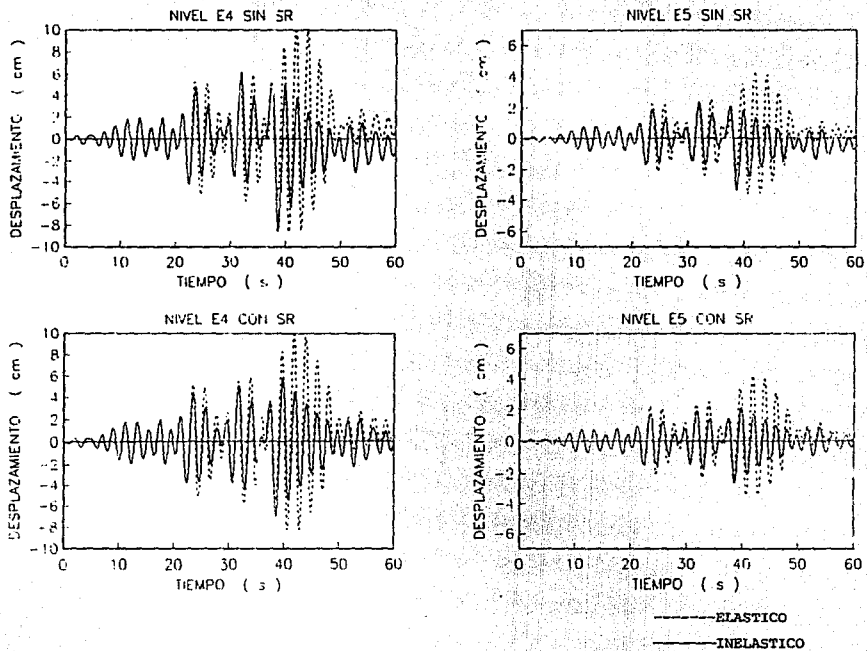
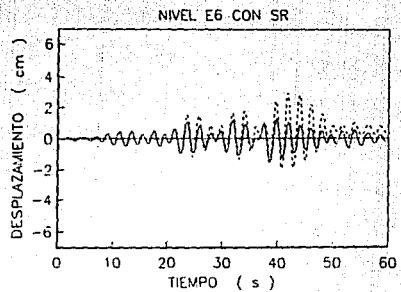
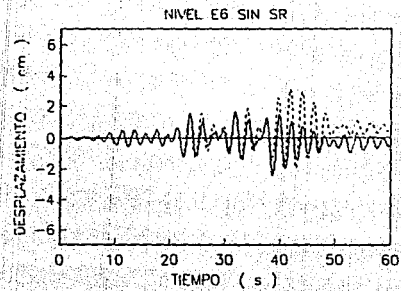


FIG 26. DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO



-----ELASTICO

—————INELASTICO

FIG 27. DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

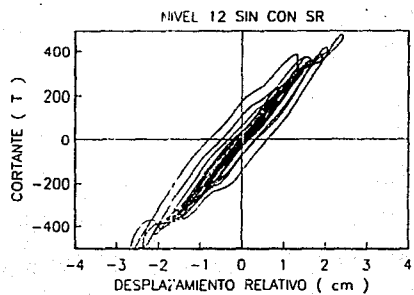
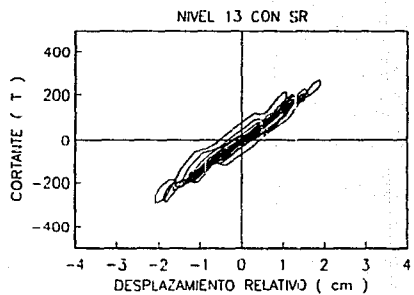
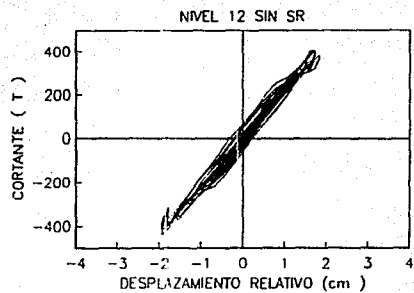
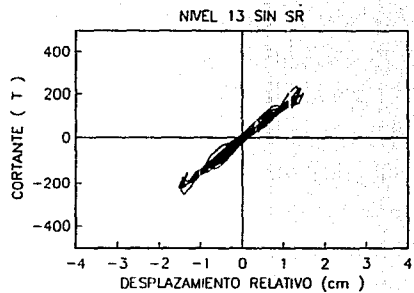


FIG 28. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

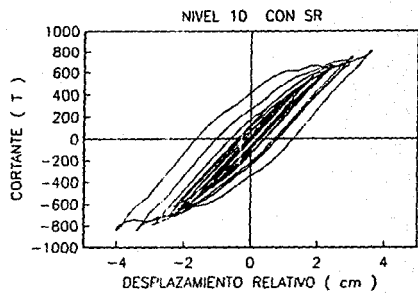
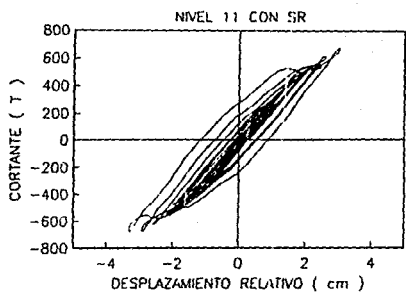
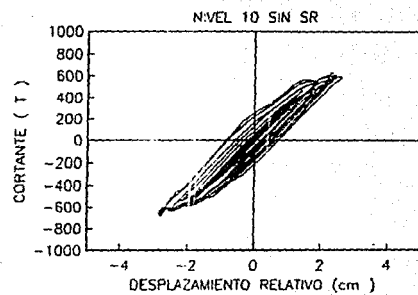
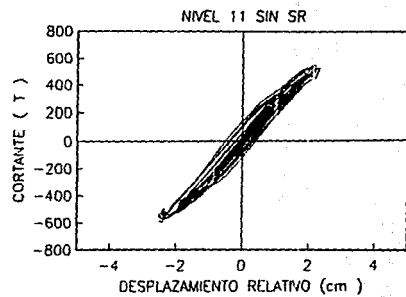


FIG 29. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

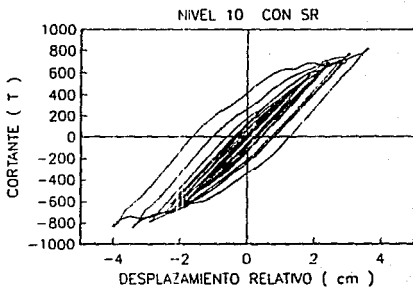
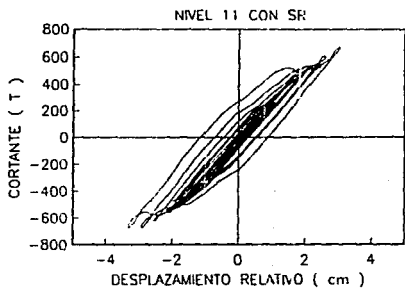
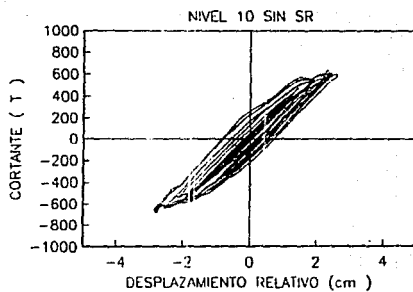
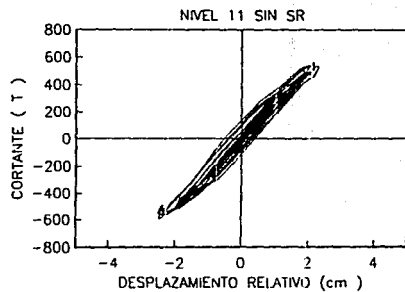


FIG 29. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

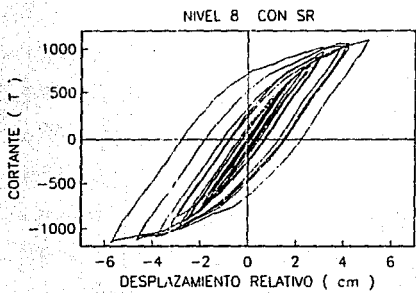
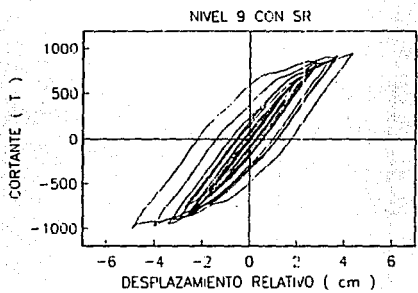
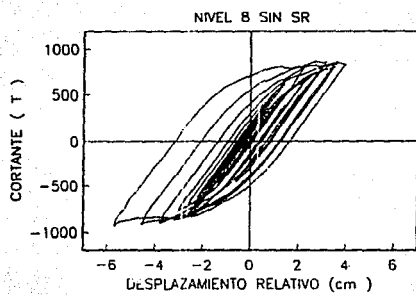
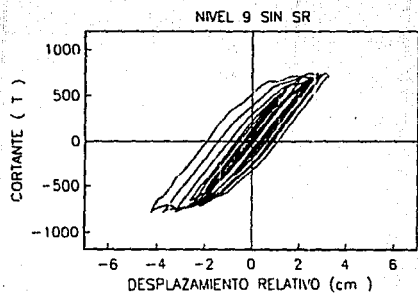


FIG 30. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

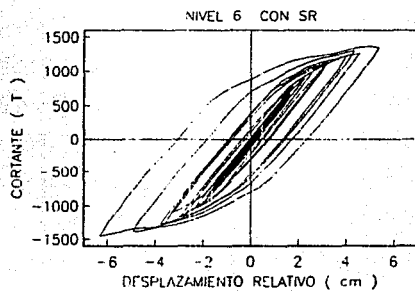
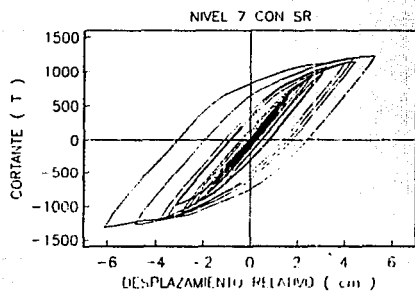
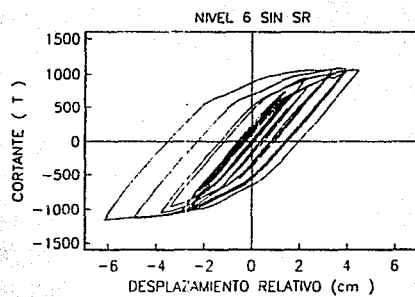
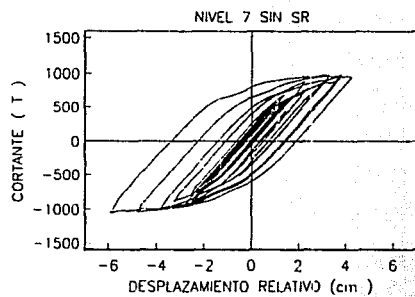


FIG 31. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

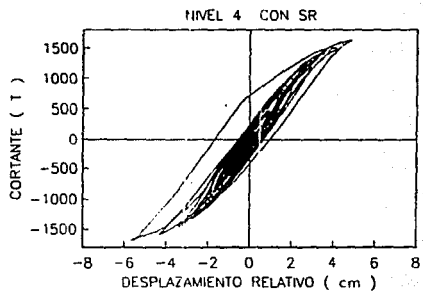
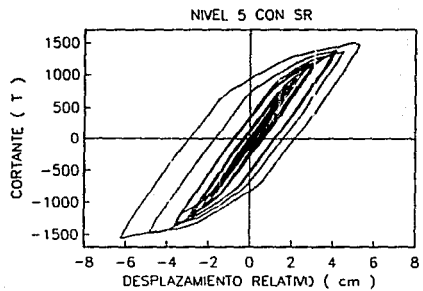
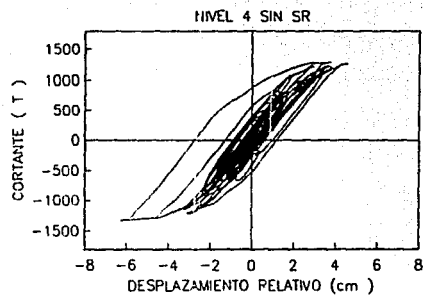
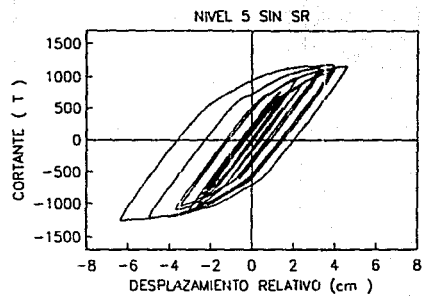


FIG 32. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

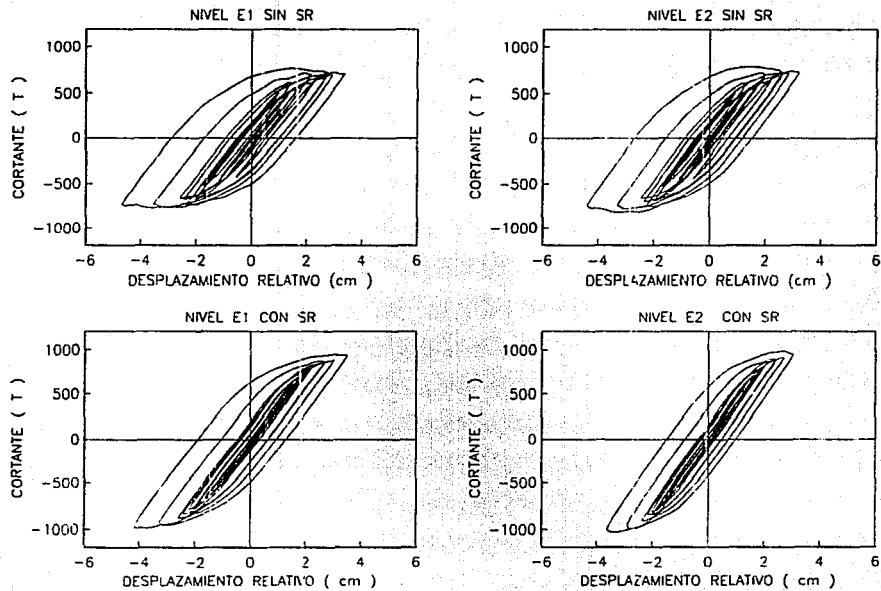


FIG 33. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

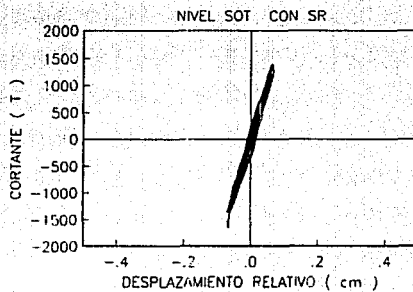
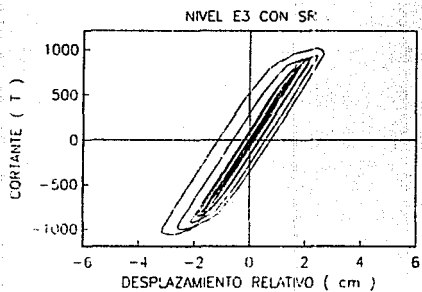
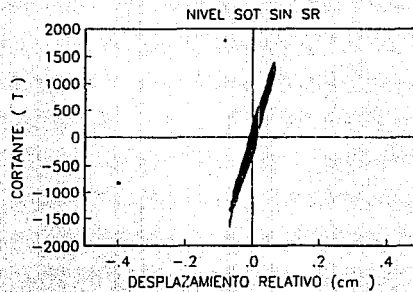
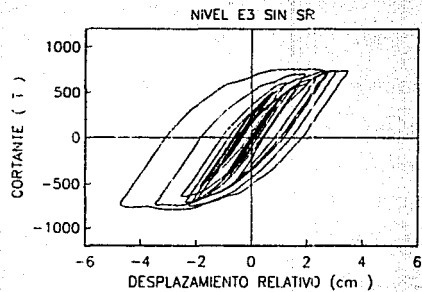


FIG 34. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

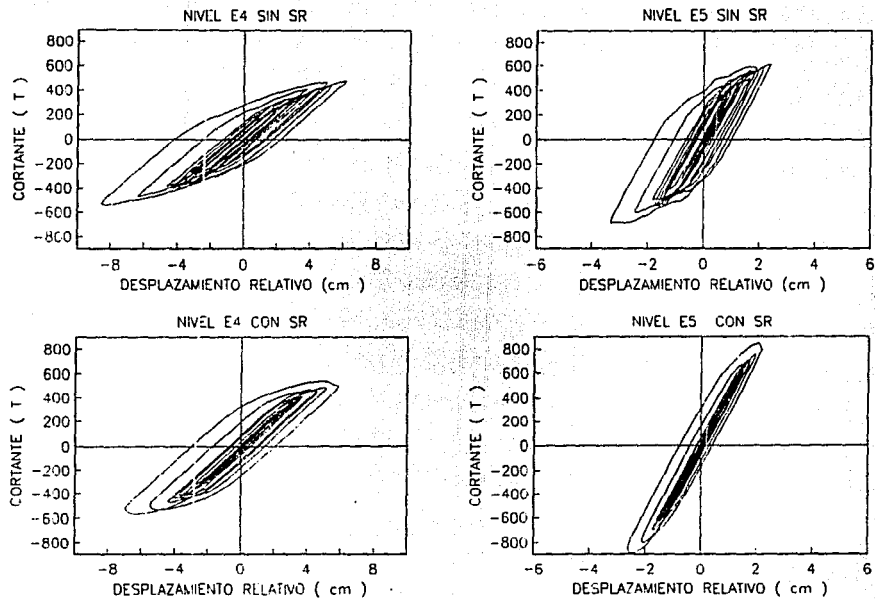


FIG 35. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

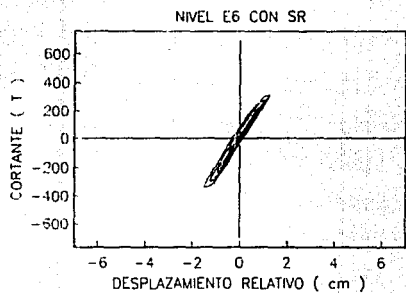
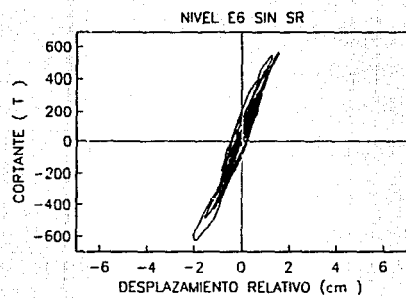


FIG 36. CORTANTE CONTRA DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

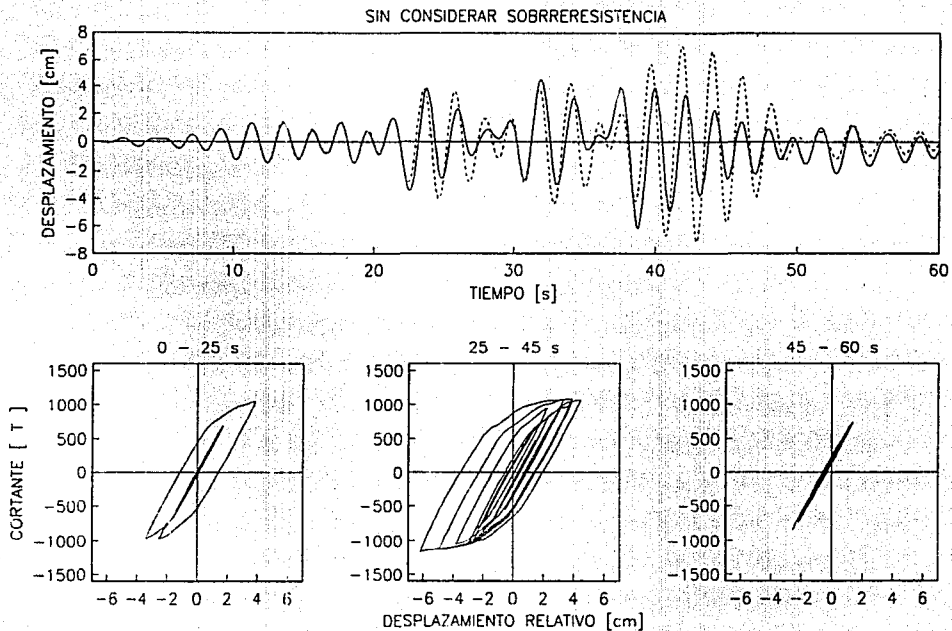


FIG 37. HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO Y COMPORTAMIENTO HISTERETICO NIV 6

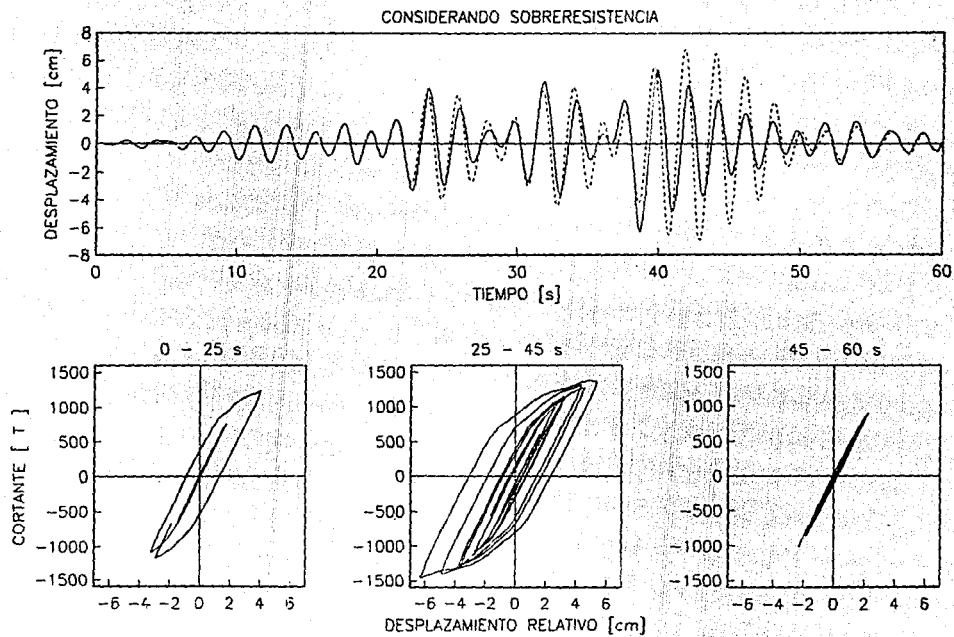
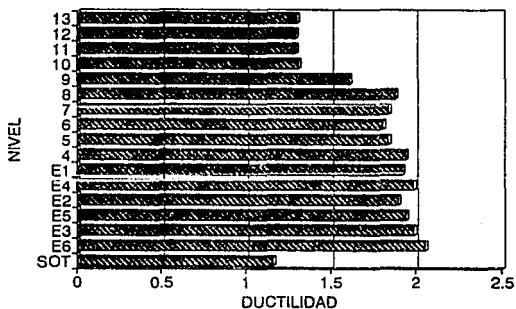


FIG 38. HISTORIA DE DESOLAZAMIENTO RELATIVO Y COMPORTAMIENTO HISTERETICO NIV 6

DEMANDA DE DUCTILIDAD
SIN CONSIDERAR SOBRESISTENCIA



DEMANDA DE DUCTILIDAD
CONSIDERANDO SOBRESISTENCIA

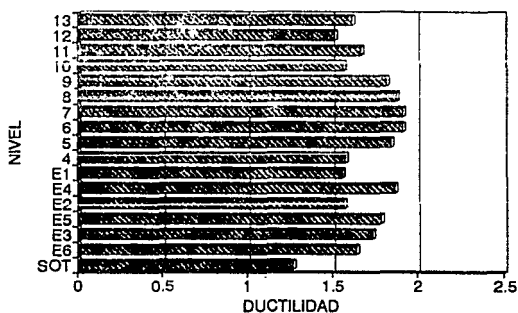
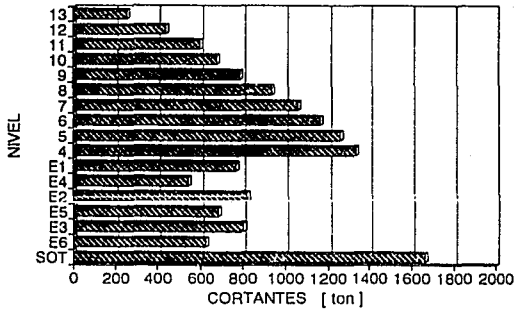


FIG 39. DUCTILIDAD

CORTANTES INELASTICOS
 SIN CONSIDERAR SOBRESISTENCIA



CORTANTES INELASTICO
 CONSIDERANDO SOBRESISTENCIA

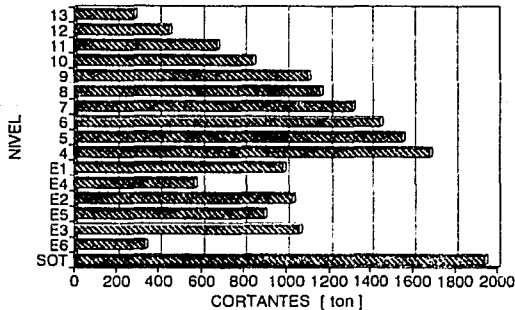
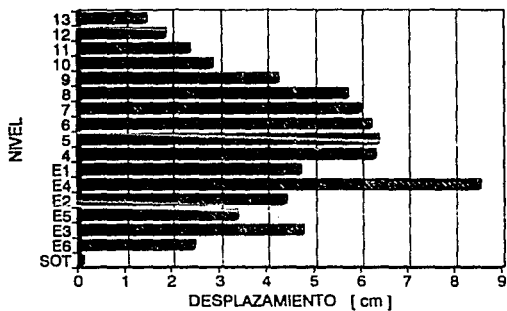


FIG 40 CORTANTES DE ENTREPISO

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS INEL.
SIN CONSIDERAR SOBRESISTENCIA



DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO INEL.
CONSIDERANDO SOBRESISTENCIA

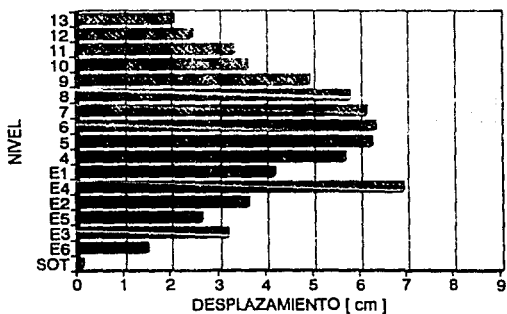


FIG 41 DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO

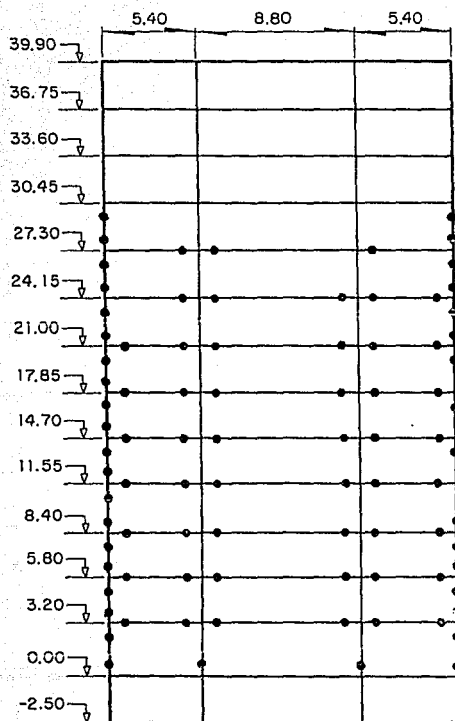


FIG 42. ARTICULACIONES EN EL MARCO A
SIN SOBRERRESISTENCIA

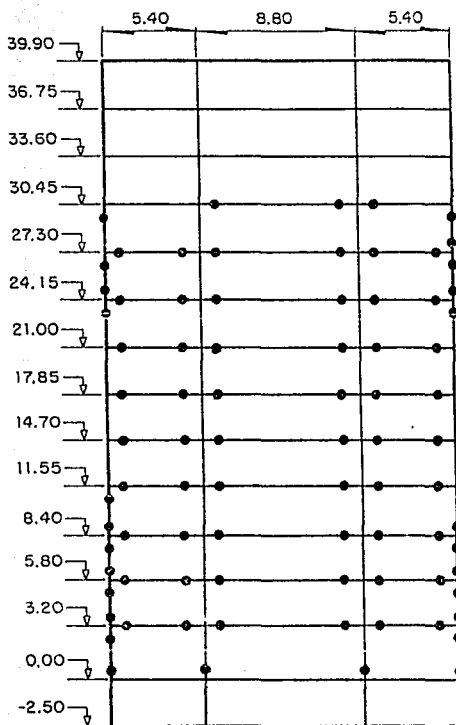


FIG 43. ARTICULACIONES EN EL MARCO B
SIN SOBRRRESISTENCIA.

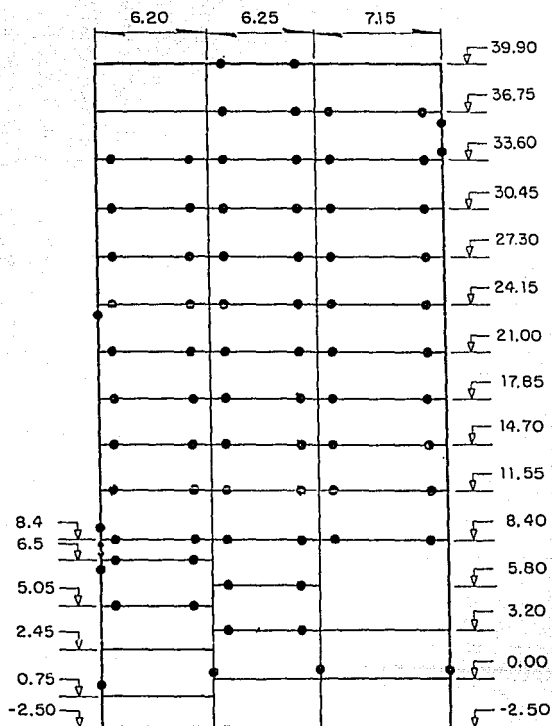


FIG 44. ARTICULACIONES EN EL MARCO C
SIN SOBRRRESISTENCIA.

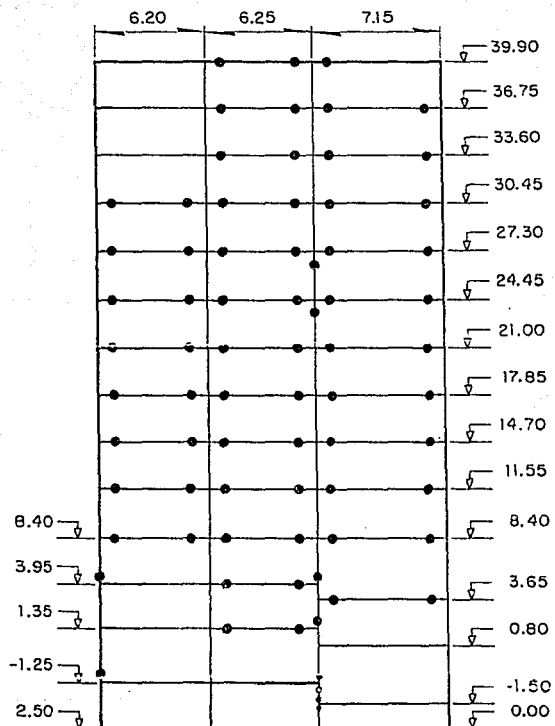


FIG 45. ARTICULACIONES EN EL MARCO D
SIN SOBRERRESISTENCIA.

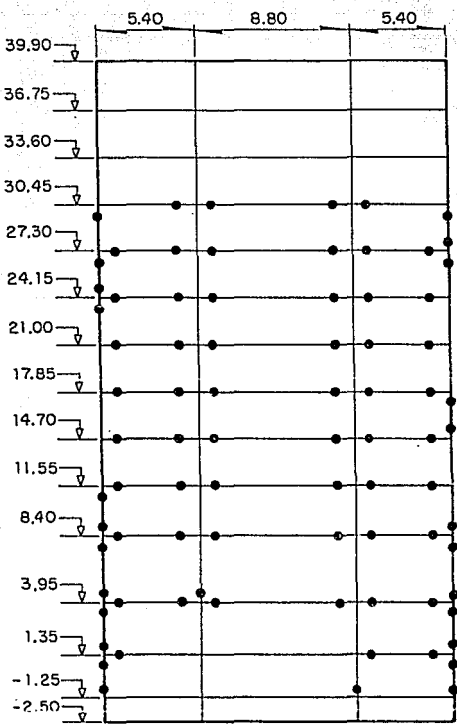


FIG 46. ARTICULACIONES EN EL MARCO E

SIN SOBRERRESISTENCIA.

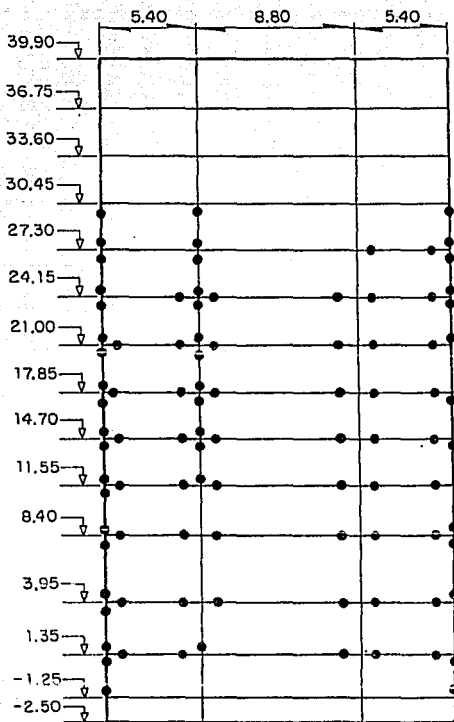


FIG 47. ARTICULACIONES EN EL MARCO F

SIN SOBRESISTENCIA.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

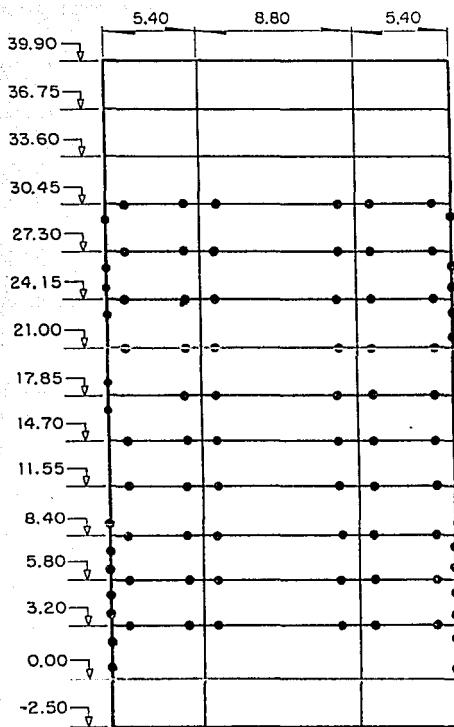


FIG 48. ARTICULACIONES EN EL MARCO A CON SOBRRRESISTENCIA

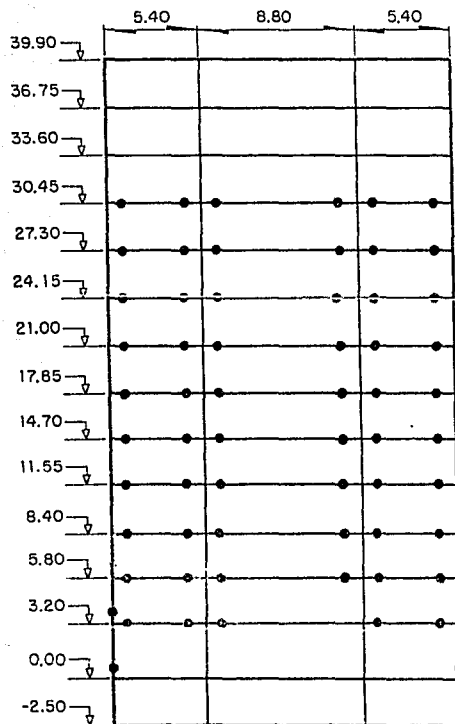


FIG 49. ARTICULACIONES EN EL MARCO B CON SOBRESRESISTENCIA

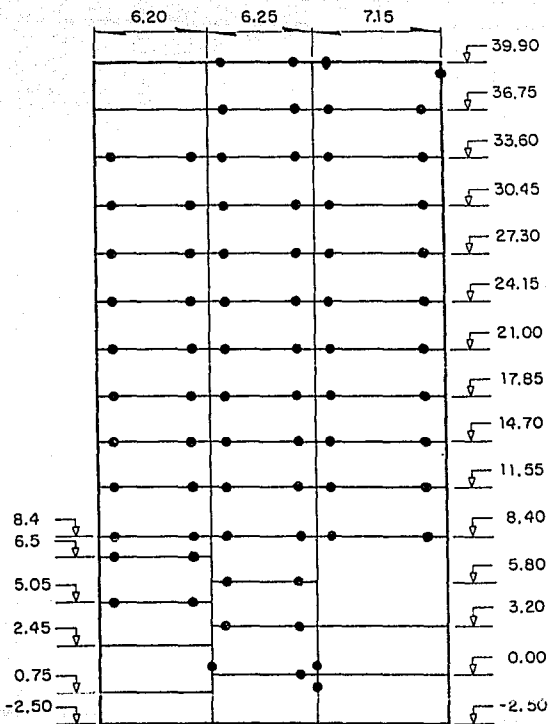


FIG 50. ARTICULACIONES EN EL MARCO C CON SOBRESRESISTENCIA

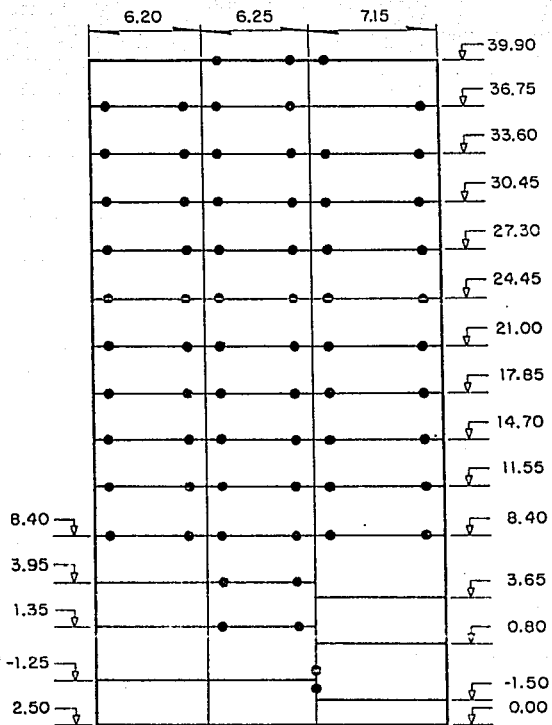


FIG 51. ARTICULACIONES EN EL MARCO D CON SOBRESRESISTENCIA

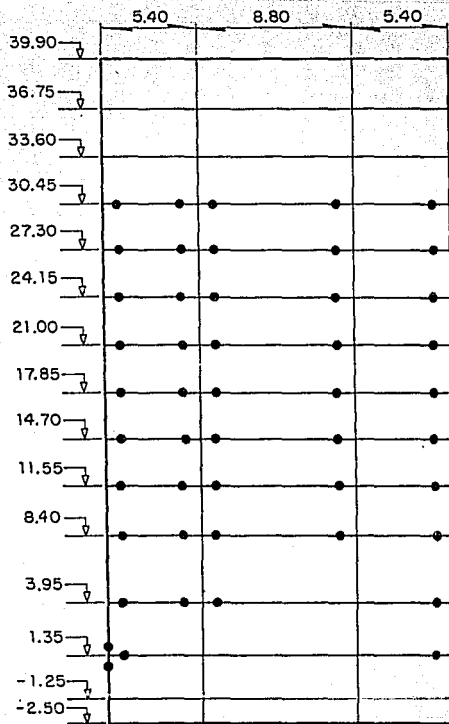


FIG 52. ARTICULACIONES EN EL MARCO E CON SOBRESRESISTENCIA

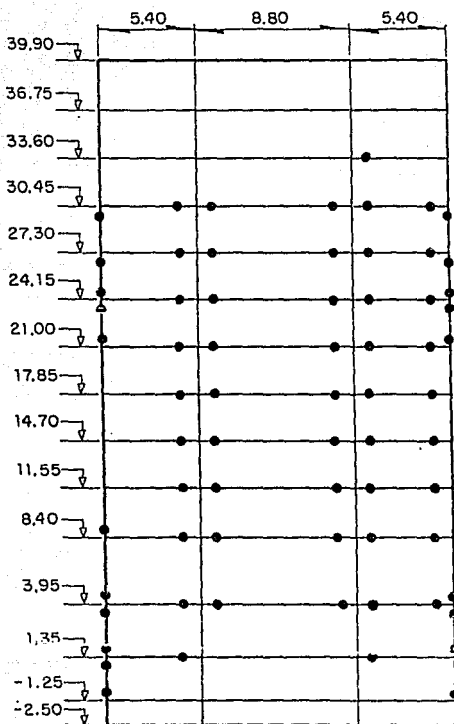


FIG 53. ARTICULACIONES EN EL MARCO F CON SOBRESRESISTENCIA

APENDICE A

El RCDF-87 acepta como una aproximación de los efectos de interacción suelo-estructura, incrementar el periodo fundamental de la estructura según la expresión siguiente:

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

donde

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

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

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

T_r 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 que se analiza.

Los valores T_1 y T_2 se estimaron a partir de expresiones dadas en el mismo reglamento e involucran dos nuevas variables K_1 y K_2 , que a su vez hacen intervenir el módulo de rigidez medio del suelo. obtenido a partir de las expresiones siguiente:

$$G = (T / H)$$

$$R_y = (A / \pi)^{1/2}$$

$$R_{xy} = \left(\frac{4 I}{12 \pi} \right)^{1/4}$$

$$K_h = 8 G R_y$$

$$K_x = 11 G R_y^3$$

donde

T período fundamental del suelo.

H profundidad del suelo hasta la capa dura.

G módulo de rigidez promedio del suelo.

T = 2.04 seg medido experimentalmente

H = 35 m

x = 40 distancia del lado x de la cimentación

y = 20 distancia del lado y de la cimentación

T = 2.04 seg, per

H = 35 m, profundidad de la capa de suelo duro.

m = 9.199 masa total del edificio

J = 53243994 inercia rotacional del edificio

$$G = 2 \left(\frac{35}{2.04} \right)^2 = 589 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$R_y = \left(\frac{40 * 20}{\pi} \right)^{1/2} = 15.95$$

$$R_R = \left(\frac{4 * 40 * 20^3}{12 * \pi} \right)^{1/4} = 13.57$$

$$K_h = 8 G R_y = 8 * 589 * 15.95 = 73931.3$$

$$K_y = 11 * 589 * 13.57^3 = 15311602.8$$

$$T_y = \left(\frac{9.1993}{739.31} \right)^{1/2} * 2 \pi = 0.70$$

$$T_{xy} = \left(\frac{53243994}{1531160280} \right)^{1/2} * 2 \pi = 1.17$$

$$T_0 \sin sr = 1.56 \quad T_0 \cos sr = 1.44$$

$$T_1 \sin sr = (1.56^2 + 0.70^2 + 1.17^2)^{1/2} = 2.07$$

$$T_1 \cos sr = (1.44^2 + 0.70^2 + 1.17^2)^{1/2} = 1.98$$