

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



**INFLUENCIA DE LA ROTACION DE LA BASE
EN EL COMPORTAMIENTO DINAMICO
DE PORTICOS CON PLACAS**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

LUIS MIGUEL VARGAS LOLI

PROMOCION 1977 - II

LIMA - PERU - 1981

A MI MADRE

AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento a los Drs. Javier Piqué y Hugo Scaletti por su orientación y colaboración en la elaboración del presente trabajo.

De igual manera, al Centro de Cómputo - UNI por las facilidades prestadas.

R E S U M E N

Se presenta un estudio de la influencia del suelo en la respuesta dinámica de estructuras aporticadas con placas. Con este fin se diseñaron seis pórticos planos de concreto armado de 4, 8 y 15 pisos, con 2 y 4 crujeas. Se consideraron zapatas aisladas para cada placa o columna.

El estudio se basó en análisis dinámicos espectrales, considerando el espectro de las Normas Peruanas de Diseño Sísmo-Resistente. Para la combinación modal se usó el criterio de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

La rotación de la cimentación produce incrementos importantes en desplazamientos y distorsiones de entrepiso, observándose un incremento del período, aunque no necesariamente reducción del cortante total en la base. El efecto global más importante es el incremento del cortante para la parte aporticada, que puede llegar a ser varias veces el que se obtendría con una cimentación rígida. Estos efectos son notorios solamente en los primeros pisos. A nivel local, los momentos y cortantes en las vigas adyacentes a la placa sufren magnificaciones sustanciales. En estos elementos la rotación de la cimentación de la placa podría producir deformaciones inelásticas considerables.

Se desarrollaron expresiones semi-empíricas para la estimación del período de vibración y cortante en la base, en función de los datos del análisis de la estructura con cimentación rígida, la rigidez rotacional y el tipo de suelo.

I N D I C E

RESUMEN	i
INDICE	ii
LISTA DE TABLAS	iv
LISTA DE FIGURAS	iv
CAPITULO 1 INTRODUCCION	1
CAPITULO 2 ANALISIS DINAMICO ELASTICO DE PORTICOS PLANOS CON PLACAS	5
2.1 MODELAJE DE LA ESTRUCTURA - GRADOS DE LIBERTAD	5
2.2 MATRICES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS	5
2.2.1 ELEMENTO VIGA - PLACA	7
2.2.2 ELEMENTO COLUMNA	8
2.3 ENSAMBLAJE DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA	9
2.4 MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL Y DE MASAS	10
2.5 ANALISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL	14
2.5.1 ECUACION DE MOVIMIENTO - OBTEN CION DE PERIODOS Y FORMAS DE - MODO	14
2.5.2 METODO ESPECTRAL	17
2.5.3 EFECTOS DINAMICOS EN ELEMENTOS	20

	2.6 ESPECTRO DE DISEÑO	20
CAPITULO 3	MODELO PARA LA INCLUSION DE LA ROTACION DE LA BASE	22
	3.1 MODELAJE DE LA BASE	22
	3.2 MODIFICACION DE LAS ECUACIONES DE MOVIMIENTO	24
	3.3 RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA CIMENTACION	26
	3.4 EFECTO DE AMORTIGUAMIENTO EN LA RESPUESTA DEL SISTEMA SUELO-ESTRUCTURA	29
	3.5 EFECTOS NO-LINEALES Y OTROS	31
CAPITULO 4	ESTUDIO PARAMETRICO DE LOS EFECTOS EN LOS PORTICOS PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION	34
	4.1 TIPOS DE PORTICOS CONSIDERADOS	34
	4.2 GRADOS DE FIJACION DE LA BASE	37
	4.3 EFECTOS EN LOS PORTICOS DEBIDOS A LA VARIACION DEL GRADO DE FIJACION	41
	4.3.1 EFECTOS GLOBALES	41
	4.3.2 EFECTOS LOCALES	47
	4.4 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION	76
	4.5 ESTIMACION DEL CORTANTE EN LA BASE PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION	78
CAPITULO 5	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
BIBLIOGRAFIA		85

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1	Módulos de Rigidez al Corte y Velocidades de Ondas de Corte para diferentes Grados de Fijación.	39
Tabla 4.2	Rigideces Rotacionales para diferentes Grados de Fijación.	40
Tabla 4.3	Efectos Globales (Elásticos) - Resumen	70
Tabla 4.4	Efectos Locales (Elásticos) - Resumen Momentos en Vigas	72
Tabla 4.5	Efectos Locales (Elásticos) - Resumen Carga Axial y Corte en Columnas	74
Tabla 4.6	Valores Recomendados de n para diferentes Tipos de Suelos.	78

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1	Estructura Real	6
Fig. 2.2	Estructura Idealizada	6
Fig. 2.3	Elemento Viga - Placa	7
Fig. 2.4	Elemento Columna	8
Fig. 3.1	Modelo Estructural considerando Rotación de la Base.	33
Fig. 3.2	Disminución de G según la Aceleración Efectiva de la Base (Referencia 22)	33
Fig. 4.1	Primer Grupo de Pórticos: 4, 8 y 15 pisos con 4 vanos.	35

Fig. 4.2	Segundo Grupo de Pórticos : 4, 8 y 15 pisos con 2 vanos	36
Fig. 4.3	4P-4V Desplazamiento Lateral (RSC)	52
Fig. 4.4	4P-4V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	52
Fig. 4.5	4P-4V Relaciones en altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte de Entrepiso.	52
Fig. 4.6	4P-4V Relaciones en altura entre Momentos - en Vigas, Carga Axial y Corte en Columnas	53
Fig. 4.7	4P-2V Desplazamiento Lateral (RSC)	54
Fig. 4.8	4P-2V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	54
Fig. 4.9	4P-2V Relaciones en Altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte en el Pórtico	54
Fig. 4.10	4P-2V Relaciones en Altura entre Momentos - en Vigas, Carga Axial y Corte en Columnas	55
Fig. 4.11	8P-4V Desplazamiento Lateral (RSC)	56
Fig. 4.12	8P-4V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	56
Fig. 4.13	8P-4V Relaciones en Altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte en el Pórtico	57
Fig. 4.14	8P-4V Relaciones en Altura entre Momentos - en Vigas	58
Fig. 4.15	8P-4V Relaciones en Altura entre Carga Axial y Corte en Columnas	59
Fig. 4.16	8P-2V Desplazamiento Lateral (RSC)	60
Fig. 4.17	8P-2V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	60
Fig. 4.18	8P-2V Relaciones en Altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte en el Pórtico	61
Fig. 4.19	8P-2V Relaciones en Altura entre Momentos - en Vigas, Carga Axial y Corte en Columnas	62

Fig. 4.20	15P-4P Desplazamiento Lateral (RSC)	63
Fig. 4.21	15P-4V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	63
Fig. 4.22	15P-4V Relaciones en Altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte en el Pórtico	64
Fig. 4.23	15P-4V Relaciones en la Altura entre Momentos en Vigas	65
Fig. 4.24	15P-4V Relaciones en Altura entre Carga Axial y Corte en Columnas	66
Fig. 4.25	15P-2V Desplazamiento Lateral (RSC)	67
Fig. 4.26	15P-2V Cortante Elástico de Entrepiso (RSC)	67
Fig. 4.27	15P-2V Relaciones en Altura entre Desplazamientos, Distorsiones y Corte en el Pórtico	68
Fig. 4.28	15P-2V Relaciones en Altura entre Momentos en Vigas, Carga Axial y Corte en Columnas	69
Fig. 4.29	Valores de n vs. V_{50}	80
Fig. 4.30	Correlación entre el Período Natural por Análisis Dinámico y por la Fórmula Propuesta.	80

C A P Í T U L O 1

INTRODUCCION

La práctica habitual del análisis dinámico de edificios sujetos a movimiento sísmico considera a éstos empotrados en su cimentación. Aunque esta hipótesis conduce a resultados precisos para estructuras apoyadas sobre roca, su validez para estructuras sobre suelos flexibles es cuestionable (19) (*).

Numerosos estudios teóricos indican que la flexibilidad del suelo puede ser importante para estructuras rígidas y/o elevadas (26, 30, 31). En el Japón, donde predominan estructuras rígidas de concreto, se tienen algunos casos bien documentados de daños estructurales que demuestran el efecto de la interacción suelo-estructura. En cambio, no se tiene evidencia similar en los Estados Unidos, donde predominan estructuras flexibles de acero.

La interacción afecta principalmente los movimientos de traslación y rotación en la base de la estructura. Sin embargo, para el caso de edificios de muchos pisos, materia de este estudio, los efectos de la traslación de la cimentación

(*) Los números entre paréntesis indican referencia, listada al final de la tesis.

son despreciable en comparación a los producidos por rotación. Particularmente importante es la rotación de la cimentación de las placas, que en el análisis convencional no se considera, pero que puede significar una reducción importante en la rigidez del sistema y por lo tanto una alteración significativa del comportamiento dinámico con relación al previsto con la hipótesis de suelo rígido.

Los modelos más simples, como los utilizados por Parmelee (26), Chackravorty (30) y Sarrazin (31) para estudiar la influencia de la flexibilidad del suelo en la respuesta dinámica de edificios, consideran tres grados de libertad. Dos grados de libertad representan la traslación y rotación de la cimentación, supuesta como un disco rígido; el tercero, permite modelar la estructura propiamente dicha. El suelo se representa por resortes y amortiguadores equivalentes para efectos de rigidez, disipación de energía y radiación. Estos estudios paramétricos muestran incremento del período, cambio en la respuesta y evidencias de la importancia relativa de la flexibilidad del suelo en rotación y traslación. Foutch (24) y Unemori (25), entre otros, presentan resultados experimentales y analíticos respectivamente, de edificios de muchos pisos con cimentación tipo platea. En su análisis dinámico inelástico no-lineal, Unemori hace una discusión acerca de la elección de los grados de libertad del movimiento de la base, concluyendo que solamente la rotación es importante.

Recientemente se han dado recomendaciones ingenieriles, Veletsos (22) y ATC-3 (23), para tomar en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura en la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño. Estas están basadas en la respuesta de los modelos de tres grados de libertad. Al igual que en los estudios mencionados, solo se considera el caso de cimentaciones tipo platea.

La presente investigación tiene como objetivos principales : El estudio de la influencia de la rotación de la cimentación en el comportamiento global y local de la estructura , la identificación de los parámetros de mayor incidencia y el desarrollo de expresiones semi-empíricas para corregir los efectos globales en base al análisis de la estructura empotrada y de las características del suelo.

Se diseñaron seis tipos de pórticos planos de concreto con muros de corte (placa) en el centro. Se mantuvo una configuración uniforme a lo largo de la altura y en la cimentación se consideraron zapatas aisladas. Para los análisis dinámicos espectrales se desarrolló un programa de computadora en el que se incluye la deformación axial y por corte de las placas y la rotación de la cimentación. Se usó el espectro de las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente (13) y para la combinación modal se usó el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RSC).

En el Capítulo 2 se hace una descripción del procedimiento seguido en los análisis dinámicos espectrales y su re-

lación con el programa de computadora. En la primera parte del Capítulo 3 se presenta la modificación de las ecuaciones de movimiento a fin de considerar el grado de libertad de rotación de la cimentación. Seguidamente se describe la forma de la elección de la rigidez rotacional así como la justificación de haber dejado de lado la componente traslacional de movimiento de la base. En el Capítulo 4 se presentan los resultados del estudio paramétrico de los edificios estudiados, así como el desarrollo de las expresiones semi-empíricas propuestas para la estimación del período fundamental de vibración y el corte en la base para cualquier grado de fijación. Finalmente en el Capítulo 5 se dan las conclusiones y recomendaciones de este estudio.

C A P I T U L O 2

ANALISIS DINAMICO ELASTICO DE PORTICOS PLANOS CON PLACAS

2.1 MODELAJE DE LA ESTRUCTURA.- GRADOS DE LIBERTAD

El análisis estructural requiere la formulación de un modelo suficientemente simple y a la vez representativo de la estructura real.

En este trabajo el análisis ha sido realizado por el método de rigideces. Los pórticos planos se han modelado considerando vigas, columnas y placas como elementos lineales y sus intersecciones como nudos, con tres grados de libertad por nudo. Las placas (muros de corte) conectadas a un pórtico se consideran como otras columnas - en las que se incluye el efecto de la deformación por corte - ligando su eje a los extremos de la viga por uniones rígidas. En las Figs. 2.1 y 2.2 se muestran la estructura real y su idealización estructural.

2.2 MATRICES DE RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS

Se presentan las expresiones de las matrices de rigidez de los elementos viga-placa y columna.

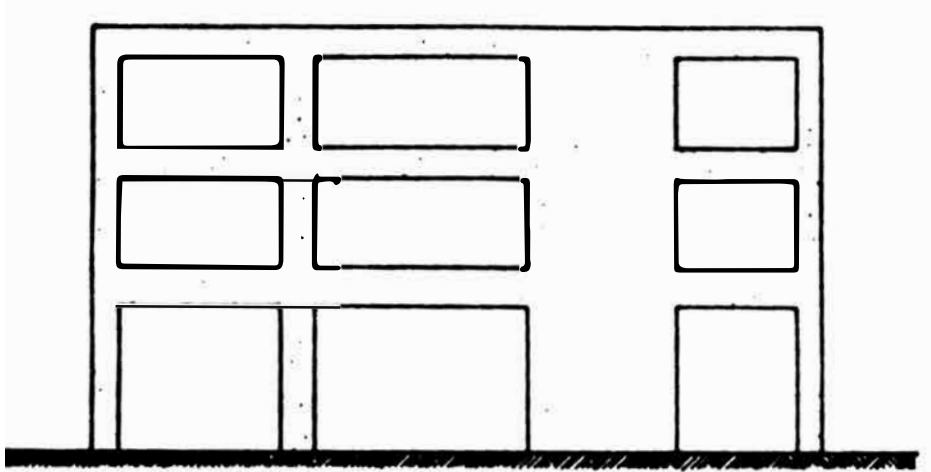


Fig. 2.1 ESTRUCTURA REAL

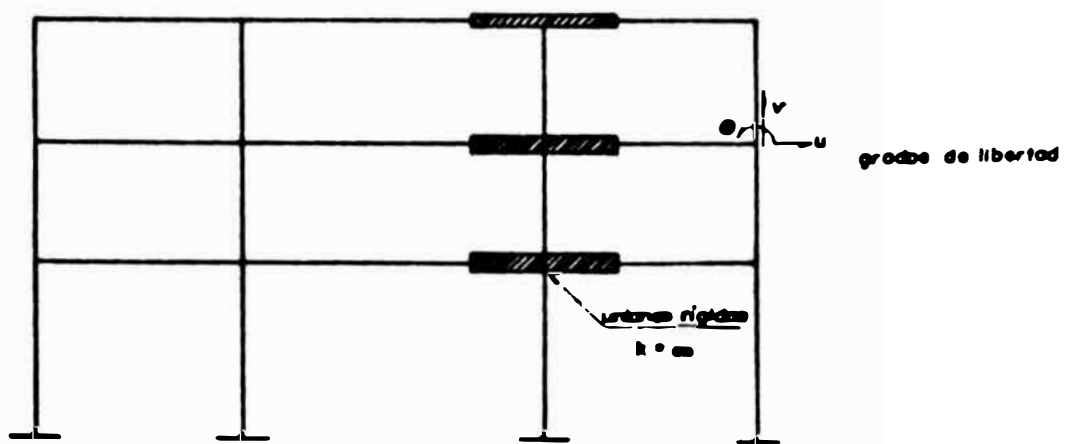


Fig. 2.2 ESTRUCTURA IDEALIZADA

2.2.1 ELEMENTO VIGA - PLACA

Para el análisis de este elemento estructural se considera un segmento deformable que representa la viga y segmentos infinitamente rígidos que modelan la acción de las placas. La matriz de rigidez puede obtenerse por diversos métodos (1,2), v.g. considerando las fuerzas requeridas para conseguir desplazamientos unitarios o haciendo condensaciones cinemáticas con la matriz de rigidez del segmento deformable. Para la numeración de los grados de libertad que se muestran en la Fig. 2.3, la matriz de rigidez resulta

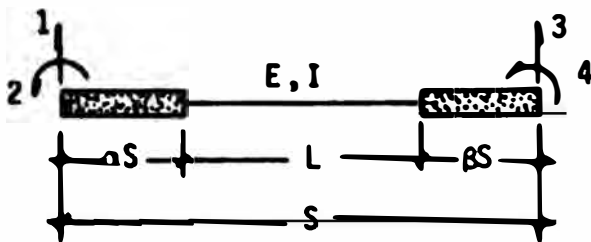


Fig. 2.3 ELEMENTO VIGA-PLACA

$$K = \begin{pmatrix} A & & & \\ B+A(\alpha S) & C+A(\alpha S)L+A(\alpha S)^2 & & \\ -A & -B-A(\alpha S) & A & \\ B+A(\beta S) & D+B(\alpha+\beta)S+A(\alpha\beta S^2) & -B-A(\beta S) & C+A(\beta S)L+A(\beta S)^2 \end{pmatrix} \begin{matrix} \\ \\ \\ \text{SIM.} \end{matrix}$$

(2.1)

donde, $A = 12 \frac{EI}{L^3}$ $C = 4 \frac{EI}{L}$ E, módulo de elasticidad

$B = 6 \frac{EI}{L^2}$ $D = 2 \frac{EI}{L}$ I, momento de inercia

(2.2)

Los grados de libertad asociados con la deformación axial no han sido considerados, puesto que se anulan al hacer condensación cinemática (sección 2.4).

2.2.2 ELEMENTO COLUMNA

Las expresiones en esta sección son igualmente aplicables para columnas propiamente dichas y placas. Las deformaciones por corte, por lo general muy importantes en placas, se incluyen considerando

$$\phi = \frac{12 EI}{G A_y L^2} \quad (2.3)$$

en donde;

A_y , es el área efectiva de corte. Para secciones rectangulares es igual a 5/6 el área de la sección transversal,

$A_x(2)$, y

G , es el módulo de rigidez al corte.

La matriz de rigidez para la numeración de los grados de libertad de la Fig. 2.4, resulta

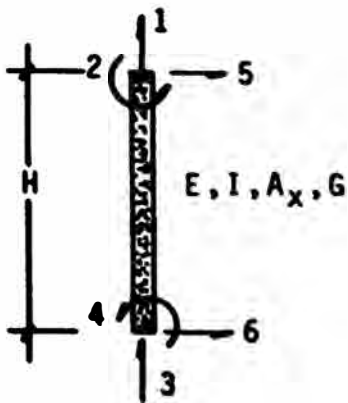


Fig. 2.4 ELEMENTO COLUMNA

$$\underline{K} = \begin{pmatrix} P & & & & & \\ 0 & C' & & & & \\ -F & 0 & F & & & \\ 0 & D' & 0 & C' & & \\ 0 & B' & 0 & B' & A' & \\ 0 & -B' & 0 & -B' & -A' & A' \end{pmatrix} \quad \text{SIM.} \quad (2.4)$$

donde,

$$A' = \frac{12 EI}{(1+\phi) H^3} \quad C' = \frac{(4+\phi)}{(1+\phi)} \frac{EI}{H} \quad F = \frac{EA_x}{H}$$

$$B' = \frac{6 EI}{(1+\phi) H^2} \quad D' = \frac{(2-\phi)}{(1+\phi)} \frac{EI}{H} \quad (2.5)$$

2.3 ENSAMBLAJE DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA

La matriz de rigidez de la estructura se obtiene sumando las contribuciones de cada elemento, teniendo en cuenta las equivalencias entre los grados de libertad del elemento y los considerados para la estructura como un conjunto.

Para facilitar el proceso de condensación estática, descrito en la sección 2.4, los grados de libertad del pórtico se separaron en dos grupos, correspondiendo el primero de éstos a giros y desplazamientos verticales en los nudos y el segundo grupo a los desplazamientos laterales de los pisos. Como consecuencia, la matriz de rigidez del pórtico puede considerarse particionada en la forma

$$\begin{pmatrix} \underline{K}_{\phi\phi} & \underline{K}_{\phi u} \\ \underline{K}_{u\phi} & \underline{K}_{uu} \end{pmatrix} \quad (2.6)$$

en donde en sub-índice ψ indica grados de libertad asociados a desplazamientos verticales y giros de los nudos, mientras que u indica grados de libertad asociados a desplazamientos laterales. Las sub-matrices $K_{\psi\psi}$ y K_{uu} son simétricas y con estructura banda. No es necesario ensamblar $K_{u\psi}$, puesto que es la transpuesta de $K_{\psi u}$.

La rigidez de paneles de mampostería y otros elementos no estructurales no se incluyó en el análisis.

2.4 MATRICES DE RIGIDEZ LATERAL Y DE MASAS

En el modelo estructural para el análisis dinámico se consideran algunas simplificaciones para masas y rigideces, que permiten reducir notablemente la complejidad del problema sin sacrificar la representación adecuada del comportamiento global de la estructura.

Las losas pueden considerarse como diafragmas muy rígidas en su plano, lo cual impone una relación de compatibilidad entre los desplazamientos horizontales en cada piso. Si se considera un pórtico plano, todos los nudos del piso tienen el mismo desplazamiento horizontal, el cual puede referirse entonces por un único grado de libertad. Esto es consistente con no considerar la deformación axial de las vigas. Debe anotarse que estas hipótesis podrían no ser válidas para pórticos muy largos y con aberturas importantes en las losas de piso.

Dada la poca rigidez de las losas para acciones fuera de su plano, las fuerzas de inercia asociadas a los grados de libertad verticales son relativamente pequeñas, más aún si las componentes verticales de la aceleración sísmica en la base de la estructura no se incluyen en el análisis. La práctica habitual no considera estas componentes verticales, ya que éstas solo producen esfuerzos de naturaleza similar a los efectos estáticos de las cargas verticales, pero de muy corta duración

Con respecto a los grados de libertad rotacionales, las inercias y aceleraciones respectivas resultan ser muy pequeñas, lo cual producirá fuerzas de inercia despreciables. (4)

Estas hipótesis permiten la condensación, o eliminación de grados de libertad, para obtener la matriz de rigidez lateral del pórtico. Las condensaciones son de dos tipos

Condensación Cinemática (3,4)

Este tipo de condensación se basa en hipótesis de compatibilidad. Para el problema en estudio, la hipótesis simplificatoria es la igualdad de los desplazamientos horizontales en todos los nudos del piso. Si la matriz de rigidez del pórtico plano se ensamblara considerando 3 grados de libertad por nudo, esta condensación debería ejecutarse suman

do las columnas de la matriz de rigidez asociadas a los grados de libertad horizontales en cada piso (lo que significaría la consideración de un solo grado de libertad por piso) y sumando luego las correspondientes filas (lo que equivale a sumar fuerzas). Sin embargo, esta sumación puede realizarse directamente durante el ensamblaje, considerando un único grado de libertad por piso, lo que reduce apreciablemente los requisitos de memoria para el programa de computadora.

Condensación Estática (3,4)

En este proceso se considera que las fuerzas de inercia asociadas a algunos grados de libertad (verticales y rotacionales) son despreciables, y las ecuaciones correspondientes son ecuaciones de equilibrio estático. Esto permite la eliminación de algunas incógnitas antes de efectuar el análisis dinámico. Considerando los desplazamientos verticales y giros agrupados en $\underline{\psi}$ y los desplazamientos laterales en \underline{U} , se tiene

$$\begin{pmatrix} \underline{K}_{\psi\psi} & \underline{K}_{\psi U} \\ \underline{K}_{U\psi} & \underline{K}_{UU} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \underline{\psi} \\ \underline{U} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{0} \\ \underline{H} \end{pmatrix} \quad (2.7)$$

donde $\underline{K}_{\psi\psi}$ corresponde a los grados de libertad verticales y de giro; \underline{K}_{UU} a los desplazamientos horizontales (laterales). \underline{H} son las fuerzas laterales. Nótese que no se consideran momentos ni fuerzas verticales de inercia aplicados en los nu-

dos. De (2.7) se obtienen

$$\underline{\psi} = - \underline{K}_{\psi\psi}^{-1} \underline{K}_{\psi u} \underline{U} \quad (2.8)$$

y

$$(\underline{K}_{uu} - \underline{K}_{u\psi} \underline{K}_{\psi\psi}^{-1} \underline{K}_{\psi u}) \underline{U} = \underline{H} \quad (2.9)$$

Esta expresión relaciona los desplazamientos y fuerzas horizontales. La matriz

$$\underline{K}_L = \underline{K}_{uu} - \underline{K}_{u\psi} \underline{K}_{\psi\psi}^{-1} \underline{K}_{\psi u} \quad (2.10)$$

es la Matriz de Rigidez Lateral.

Aunque la condensación estática para obtener la matriz de rigidez lateral puede hacerse como se indica en (2.8) y (2.9), ésto en general no es práctico. Mucho más eficiente es hacer reducciones de Gauss con las primeras ecuaciones del sistema (2.7), para transformarlo en

$$\begin{pmatrix} \underline{T} & \underline{B} \\ \underline{0} & \underline{K}_L \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \underline{\psi} \\ \underline{U} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \underline{0} \\ \underline{H} \end{pmatrix} \quad (2.11)$$

donde \underline{T} es una matriz triangular superior y \underline{K}_L resulta idéntica a la que se obtendría mediante (2.10)

Las mismas hipótesis utilizadas para la condensación de la matriz de rigidez pueden ser aplicadas para las masas. Sin embargo, en este caso es más simple determinar directamente una matriz de masas concentradas, diagonal, con una masa por piso, lo cual es consistente con estas hipótesis. La

masa asignada a cada nivel se obtiene sumando la masa total del piso mas la mitad de la masa de los muros y columnas de los pisos adyacentes. También se debe incluir una fracción de la carga viva que se espera esté actuando sobre la edificación al momento del evento sísmico.

2.5 ANALISIS DINAMICO MODAL - ESPECTRAL

Los efectos sísmicos se transmiten a la estructura por el movimiento de su base. En este trabajo se considera solo la componente horizontal del movimiento sísmico, dado que ésta produce los efectos más significativos en la estructura (3,4,6).

2.5.1 ECUACION DE MOVIMIENTO.- OBTENCION DE PERIODOS Y FORMAS DE MODO

La ecuación de movimiento que resulta de aplicar el Principio de D'Alembert a un sistema estructural de varios grados de libertad se puede escribir como (5,6,7,8,9)

$$M \ddot{X} + C \dot{X} + K X = Q \quad (2.12)$$

donde X es la matriz de desplazamiento laterales absolutos ; M y K son las matrices de masa y rigidez lateral respectivamente, de las cuales se trató en los párrafos anteriores. C es la matriz de amortiguamiento viscoso que representa la disipación de energía. Escribiendo X en términos de los desplazamientos laterales relativos, U , y el desplazamiento de la ba

se, U_G , se tiene

$$\underline{\dot{X}} = \underline{\dot{U}} + \underline{J} \underline{U}_G \quad (2.13)$$

en donde J es un vector unitario. Reemplazando (2.13) en (2.12) conduce a

$$\underline{M} \underline{\ddot{U}} + \underline{C} \underline{\dot{U}} + \underline{K} \underline{U} = - \underline{M} \underline{J} \underline{\ddot{U}}_G \quad (2.14)$$

el término $\underline{K} \underline{J} \underline{U}_G$ representa las fuerzas que se deben aplicar a la estructura para tener movimientos de cuerpo rígido, que obviamente son iguales a cero. Puede suponerse también que $\underline{C} \underline{J} \underline{U}_G$ es nulo.

Para la obtención de los períodos de vibración y formas de modo se resuelve el caso de vibración libre

$$\underline{M} \underline{\ddot{U}} + \underline{K} \underline{U} = \underline{0} \quad (2.15)$$

suponiendo que la estructura vibrará armónicamente, es decir

$$\underline{U} = \underline{\phi} \text{ sen}(\omega t + \alpha) \quad (2.16)$$

reemplazando (2.16) en (2.15) y simplificando resulta

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{\phi} = \underline{0} \quad (2.17)$$

la ec. (2.17) define un problema de valores y vectores característicos. Resolviendo este problema se obtiene la frecuencia y formas de modo del sistema. En el presente estudio se utilizó el Método de Jacobi para resolver la ecuación característica (2.17) (10,11,12).

Dado que \underline{K} y \underline{M} son simétricas, los vectores modales, $\underline{\phi}_t$, cumplen relaciones de ortogonalidad respecto a estas matrices

$$\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_t = \delta_{tj} \quad (2.18)$$

$$\underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_t = \omega_t^2 \delta_{tj}$$

donde δ_{tj} es la función Delta de Kronecker.

En la ec. (2.14), \underline{U} , puede escribirse como una combinación lineal de modos naturales, $\underline{\phi}_t$, y ciertas amplitudes modales, $a_t(t)$, entonces

$$\underline{U} = \sum a_t(t) \underline{\phi}_t \quad (2.19)$$

sustituyendo (2.19) en (2.14), resulta

$$\underline{M} \sum \ddot{a}_t \underline{\phi}_t + \underline{C} \sum \dot{a}_t \underline{\phi}_t + \underline{K} \sum a_t \underline{\phi}_t = - \underline{M} \underline{J} \ddot{\underline{U}}_G \quad (2.20)$$

premultiplicando por $\underline{\phi}_j^T$

$$\sum \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_t \ddot{a}_t + \sum \underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\phi}_t \dot{a}_t + \sum \underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_t a_t = - \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{J} \ddot{\underline{U}}_G \quad (2.21)$$

los productos $\underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{\phi}_t$ y $\underline{\phi}_j^T \underline{K} \underline{\phi}_t$ son cero, excepto para el caso $t = j$ (en las que se obtienen 1 y ω_j^2 respectivamente). La matriz \underline{C} no necesariamente satisface relaciones de ortogonalidad similares a las (2.18); sin embargo, si \underline{C} fuera diagonalizable con los mismos vectores característicos $\underline{\phi}$, la ec. (2.21) se escribiría como

$$\ddot{a}_j + 2B_j \omega_j \dot{a}_j + \omega_j^2 a_j = - \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{J} \ddot{\underline{U}}_G \quad (2.22)$$

donde $\underline{\phi}_j^T \underline{C} \underline{\phi}_j = 2 \beta_j \omega_j$ representa la disipación de energía. β_j es la fracción de amortiguamiento crítico para el modo j . El suponer que \underline{C} puede diagonalizarse con los vectores $\underline{\phi}_j$ permite desacoplar las ecuaciones diferenciales. Por otro lado, esta hipótesis no es muy restrictiva, puesto que la matriz es tan solo una forma matemáticamente conveniente de introducir la disipación en las ecuaciones diferenciales. La disipación de energía es más histerética que viscosa; por lo tanto su aproximación considerando β_j en la ec. (2.22) es más simple que con \underline{C} en la ec. (2.14).

El término

$$r_j = \underline{\phi}_j^T \underline{M} \underline{u} \quad (2.23)$$

es llamado Factor de Participación Modal. Definiendo $d_j(t) = a_j(t)/r_j$ se puede escribir

$$\ddot{d}_j + 2 \beta_j \omega_j \dot{d}_j + \omega_j^2 d_j = - \ddot{U}_G \quad (2.24)$$

de donde se obtienen los desplazamientos $d_j(t)$ y

$$\underline{u} = \sum r_t d_t(t) \underline{\phi}_t \quad (2.25)$$

Es conveniente señalar que sólo los modos asociados a las frecuencias más bajas son importantes en el movimiento.

2.5.2 METODO ESPECTRAL

Los desplazamientos laterales resultantes de una excitación sísmica pueden determinarse mediante la ec. (2.25), es -

decir, sumando las contribuciones de cada modo. Conocidos los desplazamientos pueden obtenerse todos los efectos en la estructura.

Como para el diseño se requieren generalmente los máximos, resulta conveniente utilizar el método espectral en vez del tiempo-historia. El primero suministra respuestas bastante cercanas a las esperadas, en cambio el análisis en tiempo depende particularmente del sismo (o sismos) de diseño elegido(s) y requiere de mucho más trabajo computacional.

El método espectral evalúa los máximos efectos (desplazamientos, aceleraciones, fuerzas, etc.) como combinación de los valores máximos de las contribuciones correspondientes a cada modo. Estos valores se obtienen del Espectro de Respuesta.

Espectro de Respuesta

Se define como el lugar geométrico de todas las máximas respuestas (desplazamiento, velocidad o aceleración), de un oscilador de un grado de libertad sujeto a una aceleración \ddot{U}_G en su base, para distintas combinaciones de amortiguamiento y frecuencia. La ecuación a resolver es

$$\ddot{v} + 2 \beta \omega \dot{v} + \omega^2 v = - \ddot{U}_G \quad (2.26)$$

la aceleración \ddot{U}_G se obtiene del registro del sismo.

Se define el Espectro de Respuesta de Desplazamientos Relativos $S_d(\omega, \beta)$ como

$$S_d(\omega, \beta) = \max_{\text{sobre } t} |v(t)| \quad (2.27)$$

el Espectro de Respuesta de Pseudo-Velocidades

$$S_v(\omega, \beta) = \omega S_d(\omega, \beta) \quad (2.28)$$

y el Espectro de Respuesta de Pseudo-Aceleraciones

$$S_a(\omega, \beta) = \omega^2 S_d(\omega, \beta) \quad (2.29)$$

La contribución del modo i en los desplazamientos laterales y las fuerzas sísmicas puede obtenerse según la ec. (2.25),

como

$$\underline{U}_i = \Gamma_i S_d \underline{\phi}_i \quad (2.30)$$

o

$$\underline{U}_i = \Gamma_i (S_a / \omega^2) \underline{\phi}_i \quad (2.30a)$$

y

$$\underline{H}_i = \underline{K}_L \underline{U}_i \quad (2.31)$$

Los resultados finales se obtienen combinando los valores modales según algunos criterios, como los siguientes

. Suma de Valores Absolutos (ABS)

$$Q = |Q_1| + |Q_2| + \dots + |Q_n| \quad (2.32)$$

. Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RSC)

$$Q = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2 + \dots + Q_n^2} \quad (2.33)$$

en donde Q es un efecto específico (momentos, cortes, despla-

mientos, etc.)

2.5.3 EFECTOS DINAMICOS EN ELEMENTOS

Una vez determinados los máximos desplazamientos laterales para cada modo, U_j , los otros desplazamientos, verticales y giros, que fueron eliminados por condensación estática, pueden obtenerse de la ec. (2.8)

$$\psi_j = - K_{\psi\psi}^{-1} K_{\psi u} U_j \quad (2.8a)$$

Una vez conocidas las tres componentes de desplazamiento para cada modo, para cada uno de los modos que resultan importantes en el análisis, se pueden obtener fácilmente otros efectos tales como cortes, momentos y fuerzas axiales en los elementos. Los resultados obtenidos para cada modo se combinan según algunos de los criterios mencionados anteriormente.

2.6 ESPECTRO DE DISEÑO

En este estudio se ha utilizado el Espectro de las Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente (13). En dicha Norma se da el espectro de diseño de aceleraciones, como

$$C = \frac{0.8}{1 + \frac{T}{T_s}} \quad , \quad .16 \leq C \leq .40 \quad (2.34)$$

en donde T es el periodo de vibración de la estructura, T_s es el periodo predominante del suelo, supuesto en 0.2 seg. El

factor C considera implícitamente la disipación de energía vibracional (amortiguamiento estructural) y la amplificación dinámica de la estructura. La aceleración espectral sería

$$S_a = Z U S C g \quad (2.35)$$

en donde el producto $Z U S$ (definidos en la Norma) se ha tomado igual a 1.0; y g es la aceleración de la gravedad.

Los efectos dinámicos, a excepción de los desplazamientos laterales, se han reducido por R_d , factor de ductilidad, suponiendo que se suministra refuerzo adecuado para permitir que la estructura desarrolle grandes deformaciones en el rango inelástico.

C A P I T U L O 3

MODELO PARA LA INCLUSION DE LA ROTACION DE LA BASE

3.1 MODELAJE DE LA BASE

Para considerar la interacción entre suelo y estructura en el análisis dinámico debe tomarse en cuenta las características de rigidez de la cimentación, la disipación de energía por radiación y el amortiguamiento histerético en el suelo, - así como las modificaciones a las fuerzas de inercia resultantes de una cierta región del suelo afectada por el movimiento.

Para efectos del análisis estas características pueden ser representadas mediante resortes y amortiguadores viscosos conectados a la cimentación. Las rigideces de los resortes deberían ser funciones complejas dependientes de la frecuencia de excitación; igualmente los amortiguadores viscosos, necesarios para representar la radiación, deberían tener características dependientes de frecuencia. Sin embargo, se ha demostrado que la consideración de parámetros constantes, independientes de frecuencia, provee resultados aceptables desde el punto de vista de ingeniería, más aún teniendo presente la incertidumbre existente en las características del suelo (19,31). La rigidez es importante sobre todo a bajas frecuencias; por lo tanto, si se usa un valor constante para la rigidez del suelo

Ésta debe corresponder a las condiciones estáticas. Las fuerzas de inercia son predominantes a altas frecuencias, por lo que la masa de suelo efectiva en el movimiento debería evaluarse para las condiciones existentes con excitaciones de alta frecuencia. Algunos estudios demuestran que la masa efectiva del suelo puede desprejarse (19). Por otro lado, el amortiguamiento es la característica más importante a frecuencias en el rango de la frecuencia fundamental del sistema y es en estas condiciones que debe evaluarse. Para frecuencias similares a la fundamental es indiferente definir el amortiguamiento como histerético o como viscoso, lo que permite simplificar adicionalmente el problema, considerando solo amortiguamiento viscoso, con valores reales para las rigideces. Todas estas simplificaciones permiten un análisis en dominio de tiempo y, dado que el problema es lineal, un análisis con descomposición modal.

En este estudio se modela al suelo mediante resortes independientes en la cimentación de cada columna o placa. Solo se consideran los grados de libertad rotacionales, que son los más importantes para la interacción en estructuras con placas. Los grados de libertad horizontales y verticales no se incluyen, suponiendo que los desplazamientos correspondientes son iguales a los de la superficie del terreno en el cam-

po libre (*). La hipótesis para los desplazamientos horizontales es válida para estructuras relativamente livianas, como las estructuras aporticadas estudiadas. En cambio, la hipótesis relativa a los desplazamientos verticales podría no ser válida para edificios muy esbeltos; esto está fuera de los alcances de este estudio. En la Fig. 3.1 se muestra la estructura idealizada, considerando la cimentación flexible.

3.2 MODIFICACION DE LAS ECUACIONES DE MOVIMIENTO

Las ecuaciones de movimiento considerando suelo rígido pueden escribirse como (sección 2.5)

$$\underline{M} \ddot{\underline{X}} + \underline{K} \underline{X} = \underline{0} \quad (2.12)$$

donde \underline{X} indica desplazamientos absolutos. Por simplicidad se ha omitido el término de amortiguamiento. Incluyendo la flexibilidad del suelo las ecuaciones (2.12) se transforman en

$$\begin{bmatrix} \underline{M}_{ee} \\ \underline{M}_{bb} + \underline{M}_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\underline{X}}_e \\ \ddot{\underline{X}}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_{ee} & \underline{K}_{eb} \\ \underline{K}_{be} & \underline{K}_{bb} + \underline{K}_s \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{X}_e \\ \underline{X}_b \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ \underline{K}_s \underline{U}_G \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

(*) Se define como movimiento del terreno en el campo libre - al que ocurriría en la superficie del terreno si la estructura no estuviera presente. Para suelos muy rígidos - la deformación del suelo debida al movimiento mismo de la estructura es despreciable en comparación con la deformación inducida por las ondas sísmicas, entonces la estructura puede analizarse correctamente considerando el movimiento de la cimentación como igual al del campo libre. Para estructuras masivas soportadas sobre suelos flexibles esta suposición no es válida.

donde los sub-índices b indican grados de libertad asociados a la base. \underline{M}_s es la masa efectiva del suelo y \underline{K}_s su contribución a la rigidez del sistema. \underline{j}_1 es un vector que incluye unos en correspondencia a grados de libertad horizontales en la base y ceros para los otros grados de libertad. Efectuando las condensaciones cinemáticas y estáticas descritas en la sección (2.4) se obtiene

$$\begin{bmatrix} \underline{M} \\ m_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\underline{U}} + \underline{j} \ddot{U}_G \\ \ddot{U}_b + \ddot{U}_G \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K}_L & \underline{K}_{Lb} \\ \underline{K}_{bL} & \underline{K}_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{U} + \underline{j} U_G \\ U_b + U_G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{0} \\ F \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

donde \underline{U} indica desplazamientos laterales relativos a la superficie libre del terreno, cuyo desplazamiento horizontal es U_G . \underline{j} es en este caso un vector de unos. \underline{M} es la matriz de masas para la superestructura y \underline{K}_L es su matriz de rigidez lateral.

En el Capítulo 1 se supuso que el desplazamiento de la base respecto del suelo era despreciable - una justificación más detallada se presenta en la sección 3.4 - es decir, $U_b=0$ (lo que implica $\ddot{U}_b=0$), y dado que los desplazamientos como cuerpo rígido $\underline{j}U_G$ no generan fuerzas, puede finalmente escribirse

$$\underline{M} \ddot{\underline{U}} + \underline{K}_L \underline{U} = - \underline{M} \underline{j} \ddot{U}_G \quad (3.3)$$

que es la expresión utilizada para el análisis dinámico modal.

Esta alternativa de solución implica considerar el efecto de la interacción suelo-estructura modificando las propiedades dinámicas del sistema y evaluando la respuesta para una

excitación igual al que se consideraría para el caso de suelo rígido.

3.3 RIGIDEZ ROTACIONAL DE LA CIMENTACION

La evaluación de la rigidez de los resortes rotacionales equivalentes al suelo debería considerar su no homogeneidad, anisotropía y no linealidad; sin embargo, esto haría el problema tremendamente complicado. En la práctica se obtienen resultados adecuados considerando al suelo como un medio semi infinito homogéneo e isotrópico, cuyas propiedades se evalúan en un punto característico. En este estudio se ha supuesto además que la cimentación es superficial y con zapatas aisladas, entre las que no existe acoplamiento a través del suelo.

Con estas hipótesis, puede determinarse la rigidez rotacional correspondiente al estado estacionario con una excitación armónica

$$K_{\text{dinámico}} = \chi_1 K_{\phi} \quad (3.4)$$

donde K_{ϕ} es la rigidez rotacional para cargas estáticas y χ_1 , función de rigidez dinámica para rotación (15), es función de la frecuencia de excitación y las características del suelo.

Bycroft (1965) y Gladwell (1967) desarrollaron una expresión para la rigidez rotacional estática de un disco circular rígido apoyado sobre un semiespacio elástico, homogéneo e isotrópico

$$K_{\phi} = \frac{8 G r^3}{3(1-\nu)} \quad (3.5)$$

en donde

G , es el módulo de rigidez al corte del suelo;

ν , es el módulo de Poisson del suelo; y

r , es el radio de la cimentación circular cargada

Para cimentaciones de forma rectangular, la rigidez rotacional puede calcularse usando un radio equivalente, r , en la ec.(3.5); la cual se obtiene igualando los momentos de inercia de la cimentación circular y rectangular, en la dirección en la que se evalúa la respuesta. Para una zapata de dimensiones $C \times B$, r será

$$r = \sqrt[4]{\frac{C B^3}{3\pi}} \quad (3.6)$$

en esta expresión la respuesta se evalúa en el sentido de la dimensión B de la zapata.

Diversas expresiones empíricas han sido planteadas para corregir la ec. (3.5) a fin de considerar cimentaciones no superficiales y estratos de dimensión finita sobre un medio infinitamente rígido (21, 33).

La función $\chi_1 = f_1 + i f_2$ puede expresarse en función del módulo de Poisson, ν , y la frecuencia adimensional, c_0 ,

$$c_0 = \Omega r / V_s \quad (3.7)$$

$$V_s = (G/\rho)^{1/2} \quad (3.7a)$$

donde

V_s , es la velocidad de ondas de corte;

Ω , es la frecuencia de excitación; y
 ρ , es la densidad de masa del suelo.

La consideración de χ_1 como variable compleja permite incluir la disipación histerética. En términos de fracción del amortiguamiento crítico

$$2\beta = f_2/f_1 \quad (3.8)$$

Sin embargo, tener la rigidez como función compleja de Ω obliga a una solución en el dominio de frecuencias, utilizando transformadas de Fourier. En general, resulta más conveniente aproximar la función χ_1 por un valor real constante, representativo del rango de frecuencias de interés (19). Según este criterio, se tiene que para bajas frecuencias-zona de interés, puesto que de este orden son las excitaciones sísmicas - la frecuencia adimensional, c_0 , se encuentra entre 0 y 1. En este intervalo, para una distribución de esfuerzos correspondiente a una cimentación rígida y relaciones de Poisson del orden de 0.3 a 0.5, la función de rigidez dinámica para rotación, χ_1 , está entre 0.85 y 1. Por otro lado, a bajas frecuencias la respuesta del sistema está básicamente gobernada por rigidez, por consiguiente, para lograr una respuesta apropiada es suficientemente aproximado tomar $\chi_1 = 1$. Es decir, puede usarse la rigidez estática, K_ϕ , con buena precisión para cimentaciones cuyas excitaciones dinámicas sean de origen sísmico (6, 19).

3.4 EFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO EN LA RESPUESTA DEL SISTEMA SUELO - ESTRUCTURA

La disipación de energía en un sistema vibratorio está representada por el amortiguamiento, el cual puede ser de varios tipos. Para una estructura cimentada en suelo flexible, además de considerar el amortiguamiento estructural (véase - sección 2.5.1), se debe tomar en cuenta la disipación de e - nergía en el sistema suelo-cimentación.

Para el sistema discreto equivalente (suelo + cimenta - ción) de un grado de libertad, se tienen dos tipos de amortiguamiento :

. El amortiguamiento por radiación, que representa la pérdida de energía a través de la propagación de ondas elás - ticas, de la cimentación hacia el infinito.

. El amortiguamiento interno, que representa la pérdi - da de energía interna dentro del suelo debido a efectos vis - cosos y de histéresis.

En este estudio, caso plano, las vibraciones más impor - tantes son la traslación horizontal y la rotación alrededor del eje perpendicular al plano.

La característica del movimiento traslacional es tal , que el amortiguamiento interno para suelos típicos es del or - den del 5%, mientras que la radiación varía entre 12% y 40% (16). Este amortiguamiento tan alto asociado a una rigidez - traslacional también alta, hace que los movimientos de tras -

lación relativos entre zapatas resulten despreciables. Es razonable, entonces, suponer que el desplazamiento lateral relativo entre la cimentación y el suelo sea nulo ($U_b = 0$).

Para la vibración rotacional, por el contrario, se irradia poca energía. La radiación resulta ser pequeña, entre 2% y 7%; entonces el amortiguamiento interno sí es de importancia puesto que es del mismo orden de magnitud, 5%. Teniendo, además, la rigidez rotacional, K_ϕ , cualquier valor dependiendo de la flexibilidad del suelo; resulta evidente la importancia de la rotación de la cimentación, sobre todo para estructuras elevadas, ante la ocurrencia de excitaciones sísmicas.

La contribución del amortiguamiento del sistema suelo-cimentación en la respuesta de la estructura solo tiene influencia en el primer modo de vibración, ya que se ha reportado (19) que la interacción suelo-estructura incide principalmente en este modo. Además, la contribución del primer modo en la respuesta de edificios (de altura moderada) es del orden del 90%; es decir, cualquier influencia pequeña del amortiguamiento en los otros modos tendrá una contribución insignificante en la respuesta global.

Si bien existen expresiones para determinar el amortiguamiento del sistema suelo-estructura considerando la contribución del amortiguamiento del conjunto suelo-cimentación (22, 23), no es posible aplicar estas a un conjunto de zapatas aisladas. Se ha optado, por lo tanto, utilizar en el primer modo el mismo espectro de aceleraciones que se tendría para un sue-

lo rígido. La respuesta de la estructura resultará algo sobreestimada.

En caso que fuera posible utilizar las expresiones mencionadas, las aceleraciones espectrales deberán modificarse según los criterios mencionados en las referencias (22, 23, 27 y 28).

3.6 EFECTOS NO LINEALES Y OTROS

Como se mencionó en la sección (3.3), los parámetros que definen la contribución del suelo en la rigidez rotacional son el módulo de rigidez al corte, G , y la relación de Poisson, ν . Para propósitos de diseño se recomienda un valor de la relación de Poisson de 0.3 para suelos no-cohesivos y 0.4 para suelos cohesivos (16).

El módulo de rigidez al corte es el factor más importante, ya que su magnitud describe en forma aproximada el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos. Debido a que la no linealidad en las relaciones esfuerzo-deformación es más pronunciada ante la presencia de movimien-tos vibratorios, G se verá directamente afectado por la severidad del movimiento. Esto implica que en la determinación de G se considere el nivel de deformaciones predominantes asociados con el movimiento esperado.

El valor de G se degrada según se incrementa el nivel de aceleraciones que tiene lugar a nivel de la base. En el presente estudio se sigue las recomendaciones de la referencia (22) y que se grafica en la Fig. 3.2, en la cual se presentan valo-

res de G/G_0 en función de la aceleración efectiva de la base - (22). G_0 , es el módulo de rigidez al corte para pequeñas deformaciones, del orden de 10^{-5} o menores.

La constante de resorte para rotación considerando la no linealidad del suelo se obtiene directamente por medio de la ec. (3.5), en la cual el valor de G ha sido reducido según la aceleración efectiva de la base. La velocidad de ondas de corte, V_s , de acuerdo a la ec. (3.7a) se reducirá según la raíz cuadrada del factor de reducción para G .

Otra variable que afecta la rigidez rotacional es la profundidad de la cimentación. Aunque este factor incrementa la rigidez del suelo, no ha sido considerado, ya que es función del cociente $r/6H$ (H , profundidad del estrato subyacente). Este cociente es pequeño para cimentaciones superficiales y es estrato medianamente profundo, típico en la zona central de Lima.

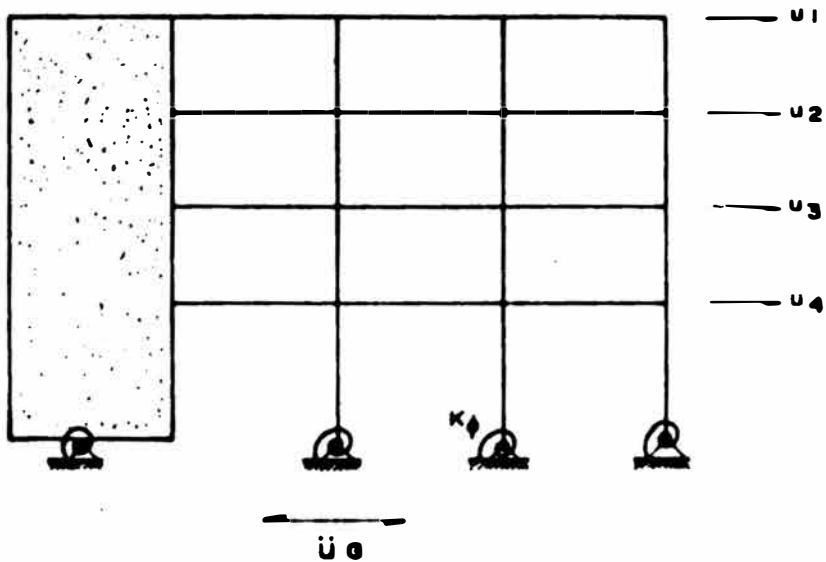


Fig. 3.1 MODELO ESTRUCTURAL CONSIDERANDO ROTACION DE LA BASE

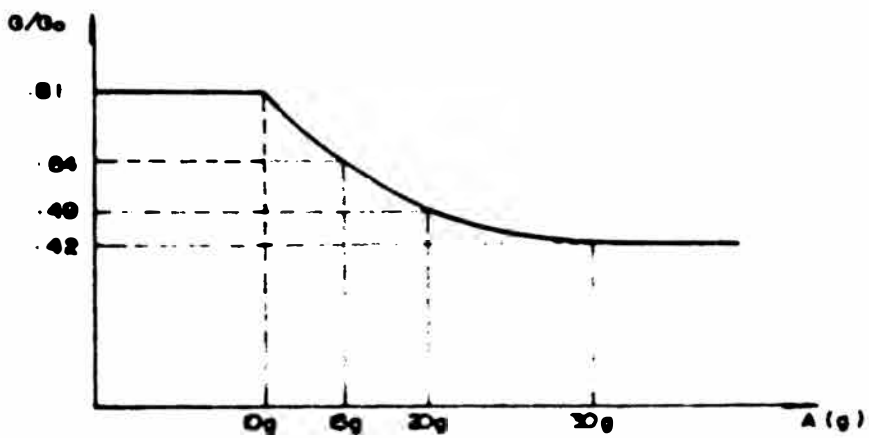


Fig. 3.2 DISMINUCION DE a SEGUN LA ACELERACION EFECTIVA DE LA BASE (REFERENCIA 22)

C A P I T U L O 4

ESTUDIO PARAMETRICO DE LOS EFECTOS EN LOS PORTICOS DE DIFERENTES GRADOS DE FIJACION

4.1 TIPOS DE PORTICOS CONSIDERADOS

En el presente trabajo se consideraron pórticos con 4, 8 y 15 pisos. Las variables principales fueron la altura y el número de vanos. La geometría de los pórticos y sus alturas (bajos, 4 pisos; intermedios, 8 pisos y altos, 15 pisos) son representativos de los edificios del medio local. El máximo número de pisos considerado es 15, ya que hay poca incidencia de la rotación de la base en los pisos superiores de edificios más altos.

Un primer grupo de pórticos, ver Fig. 4.1, de 4 vanos con placa al centro y luces de vigas adyacentes pequeñas, con una relación de rigidez pórtico-placa intermedia.

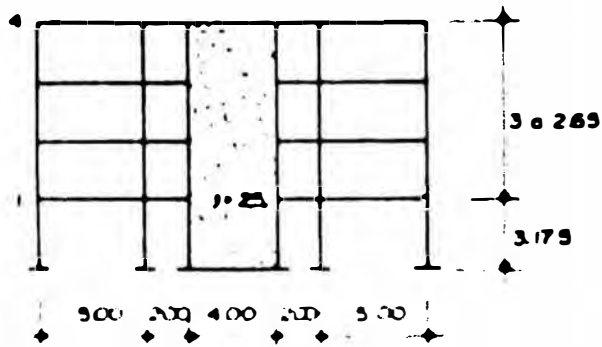
En un segundo grupo, ver Fig. 4.2, de 2 vanos con placa centrada, representativos de edificios esbeltos, se tiene una relación de rigidez pórtico-placa relativamente baja.

Los pórticos diseñados corresponden a edificios de concreto armado con losas aligeradas armadas en una dirección. Las sobrecargas consideradas corresponden a un uso para ofici-

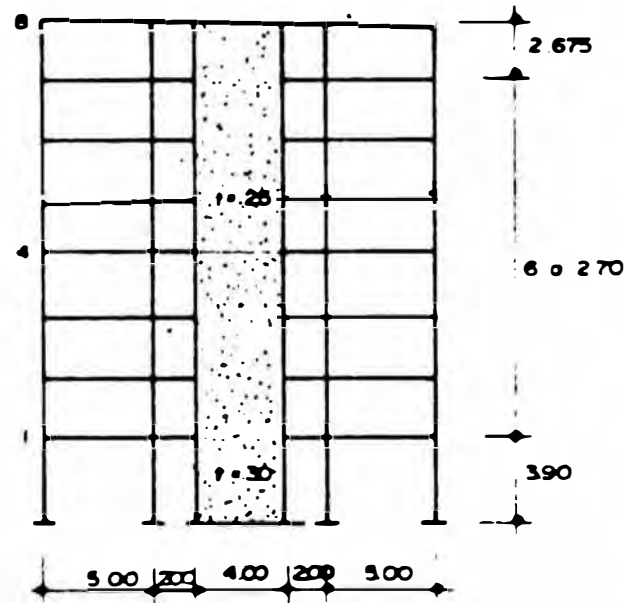
4 PISOS CON PLACA CENTRADA (4P-4V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
4	28 x 28	28 x 28	7.693
3-4	28 x 28	28 x 28	8.328
1	28 x 28	28 x 28	8.328

8 PISOS CON PLACA CENTRADA (8P-4V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
8	28 x 28	30 x 28	7.748
7-8	28 x 28	30 x 28	8.728
4-8	28 x 28	30 x 28	8.728
1	28 x 28	30 x 28	8.118

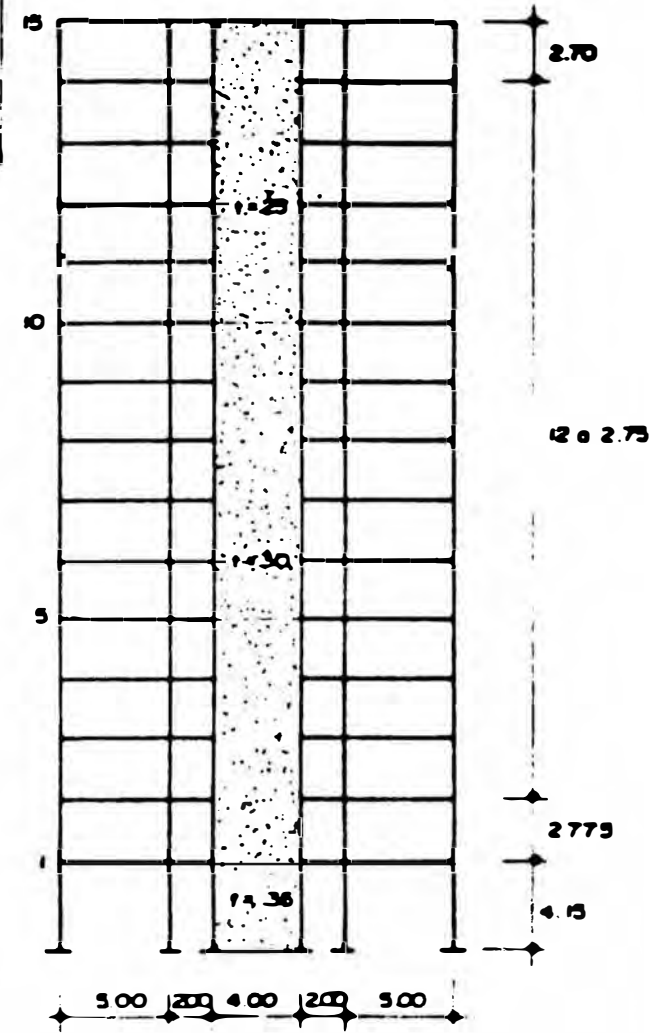
15 PISOS CON PLACA CENTRADA (15P-4V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
15	28 x 28	38 x 28	8.048
14-15	28 x 28	38 x 28	8.067
10-15	28 x 28	38 x 70	8.067
8-15	28 x 28	38 x 78	8.067
1	28 x 70	38 x 78	8.779



4 PISOS CON PLACA CENTRADA (4P-4V)



8 PISOS CON PLACA CENTRADA (8P-4V)



15 PISOS CON PLACA CENTRADA (15P-4V)

FIG. 4.1 PRIMER GRUPO DE PORTICOS: 4, 8 Y 15 PISOS CON 4 VANOS

4 PISOS - 2 VANOS (4P-2V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
4	28 x 25	28 x 30	8.788
3-2	28 x 25	28 x 30	8.381
1	28 x 25	28 x 30	8.812

8 PISOS - 2 VANOS (8P-2V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
8	28 x 28	30 x 38	8.088
7-6	28 x 28	30 x 38	8.877
4-3	28 x 28	30 x 38	8.877
1	28 x 70	30 x 28	7.340

15 PISOS - 2 VANOS (15P-2V)			
n	VIGAS	COLUMNAS	MASAS m ² /m
15	28 x 28	38 x 60	8.088
14-8	28 x 28	38 x 60	8.877
10-6	28 x 28	38 x 70	8.877
8-2	28 x 28	38 x 78	8.877
1	28 x 70	38 x 78	7.440

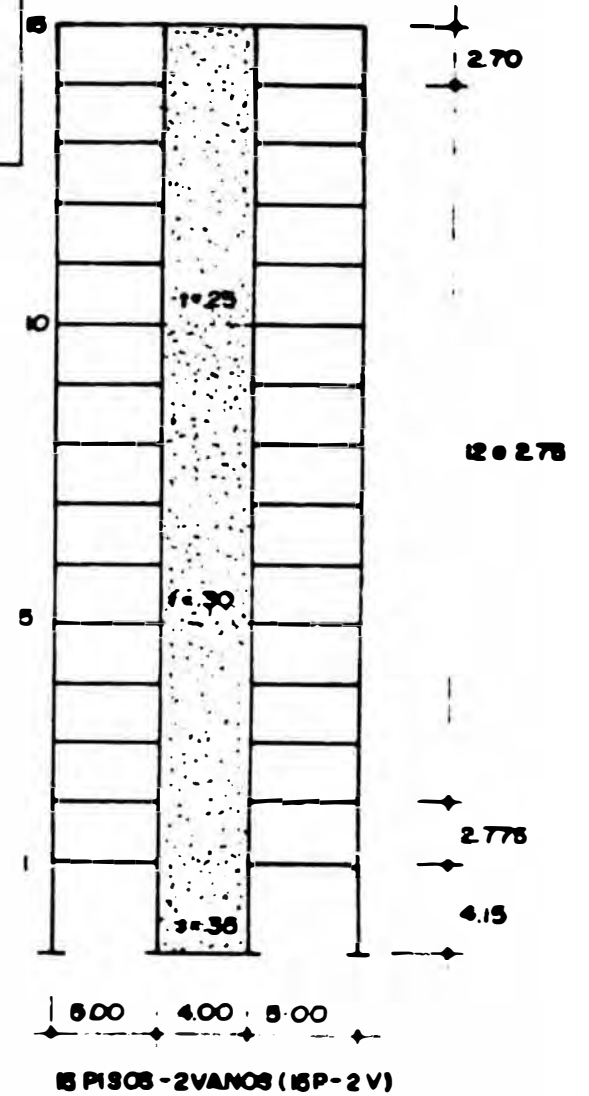
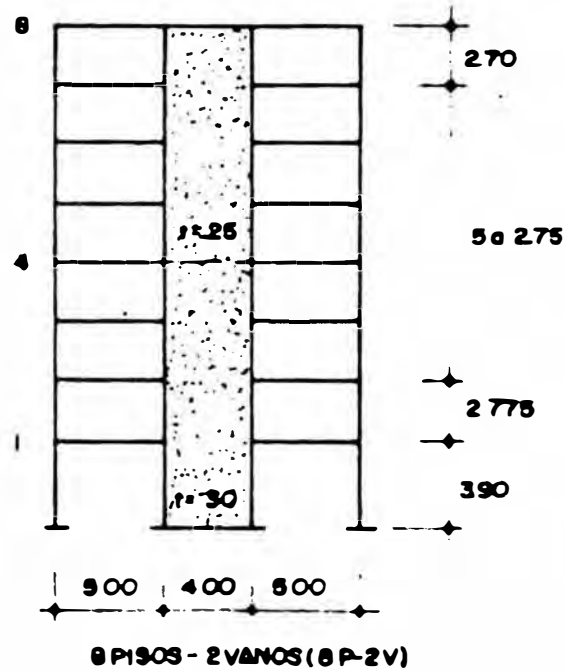
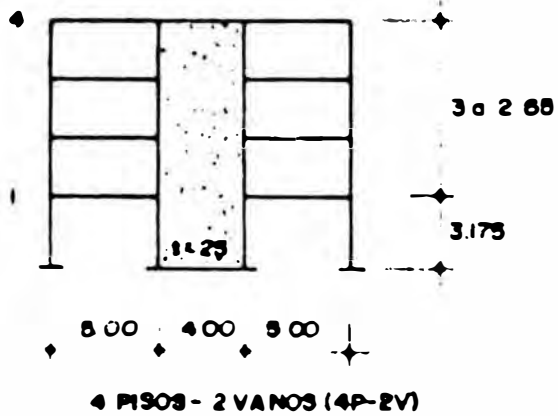


Fig 4.2 SEGUNDO GRUPO DE PORTICOS: 4, 8, y 15 PISOS CON 2 VANOS.

nas. La resistencia cilíndrica del concreto es de 210 kg/cm^2 . Los módulos de elasticidad y de corte se evaluaron según las recomendaciones del ACI 318-77 (32). La geometría y las masas para cada nivel, se muestran en las Figs. 4.1 y 4.2.

Se compararon también 2 pórticos de 8 pisos con 4 vanos iguales y placa al centro y al extremo. Los análisis considerando la base empotrada y articulada mostraron mayor rigidez del pórtico con placa al centro y disminución de los efectos locales en vigas para secciones más alejadas de la placa.

4.2 GRADOS DE FIJACION DE LA BASE

Se considera primeramente el caso de empotramiento perfecto, forma habitual de analizar edificios, siendo además el parámetro básico de comparación para diferentes grados de flexibilidad. Este grado de empotramiento perfecto corresponde a un suelo muy rígido, tipo roca.

Como se mencionó en el capítulo anterior, en la evaluación de la rigidez rotacional de una cimentación, el suelo interviene mediante su módulo de rigidez al corte, G , y la relación de Poisson, ν . Un valor de ν igual a $1/3$ es representativo de los suelos de Lima. El módulo de rigidez al corte para una roca con una velocidad de ondas de corte, a bajos niveles de deformación, de $1,500 \text{ m/seg.}$ y un peso específico de 2.6 tn/m^3 , según (3.7a), resulta aproximadamente $60,000 \text{ kg/cm}^2$. Para suelos flexibles es posible definir G como una fracción del correspondiente a una roca.

Para el presente estudio, se ha supuesto un sismo severo hipotético con aceleración en la base del orden de 0.3g, por lo tanto habrá que considerar efectos no-lineales debidos a grandes deformaciones que se generan. Según la sección (3.5) las reducciones del módulo de rigidez y la velocidad de ondas de corte son 42 % y 65 % respectivamente. Esto se incluye directamente en las fracciones del módulo consideradas para los análisis.

Las fracciones consideradas, incluyendo el efecto no lineal fueron : G/20, G/40, G/60, G/100 y G/200 del G correspondiente a una roca. Estos valores se asignaron a las rigideces de las zapatas de los pórticos, acercándose en lo posible a suelos muy flexibles. De esta forma se tienen para un mismo edificio diferentes grados de fijación que van de cimentación rígida a cimentación flexible.

Por otro lado como la cimentación de los edificios está constituida por zapatas aisladas, no es posible elegir fracciones inferiores a G/100 o G/200, ya que para suelos muy flexibles y edificios medianamente altos, la cimentación con zapatas aisladas no sería adecuada.

En la Tabla 4.1 se muestran los módulos de corte y velocidades de onda de corte para diferentes grados de fijación. Los pesos específicos promedio se tomaron iguales a 2.0, 1.9 y 1.8 ton/m³ correspondientes a los grados de fijación 1/20 a 1/40, 1/60 y 1/100 a 1/200 respectivamente.

En la Tabla 4.2 se presentan las rigideces rotacio -

nales, K_{ϕ} , de las zapatas aisladas para los dos grupos de pórticos estudiados. Estas se evaluaron de acuerdo a las expresiones (3.5) y (3.6) :

$$K_{\phi} = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \quad (3.5)$$

$$r = \sqrt[4]{\frac{CB^3}{3\pi}} \quad (3.6)$$

Desde que la rigidez rotacional es proporcional al módulo de rigidez al corte, se puede escribir

$$\frac{K_{\phi}}{K_{\phi e}} = \frac{G}{G_{roca}} = F \quad (4.1)$$

donde
$$K_{\phi e} = \frac{8 G_{roca} r^3}{3 (1-\nu)} \quad (4.2)$$

Por lo tanto la relación $F = G/G_{roca}$ puede usarse directamente como una medida del grado de fijación de una cimentación.

Tabla 4.1 MODULOS DE RIGIDEZ AL CORTE Y VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION (*)

Grados de Fijación $F = G/G_{roca}$	G_0 (Kg/cm ²)	G (Kg/cm ²)	V_{so} (m/seg)	V_s (m/seg)
1	60,000	60,000	1,500	
1/20	7,140	3,000	590	384
1/40	3,570	1,500	416	271
1/60	2,380	1,000	350	227
1/100	1,430	600	278	181
1/200	715	300	197	128

(*) Se incluye reducción del 42 % y 65 % para G_0 y V_{so} respectivamente, por no linealidad (22).

Tabla 4.2 RIGIDECES ROTACIONALES PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION

<u>Tipo de Pórtico</u>	<u>Zapata-Columna</u>		<u>Zapata-Placa</u>	
	<u>BxC(m²)</u>	<u>r(m)</u>	<u>BxC(m²)</u>	<u>r(m)</u>
4P-4V	1.50x1.25	0.818	4.00x0.90	1.572
8P-4V	2.10x1.75	1.145	4.30x1.55	1.902
15P-4V	2.90x2.50	1.595	5.10x2.50	2.436
4P-2V	1.50x1.25	0.818	4.00x0.90	1.572
8P-2V	2.15x1.80	1.174	4.35x1.60	1.933
15P-2V	2.90x2.50	1.595	5.20x2.55	2.484

<u>Tipo de Pórtico</u>	<u>Grado de Fijación</u>	<u>Rigidez Rotacional de la Cimentación (tn-m/rad)</u>	
	<u>F</u>	<u>Columna</u>	<u>Placa</u>
	4P-4V	1 1/20 1/60	13.136x10 ⁵ 6.570x10 ⁴ 2.190x10 ⁴
8P-4V	1 1/20 1/100	36.027x10 ⁵ 18.014x10 ⁴ 36.027x10 ³	165.136x10 ⁵ 82.568x10 ⁴ 165.136x10 ³
15P-4V	1 1/40 1/200	97.385x10 ⁵ 24.346x10 ⁴ 48.693x10 ³	346.931x10 ⁵ 86.733x10 ⁴ 173.460x10 ³
4P-2V	1 1/20 1/60	13.136x10 ⁵ 6.570x10 ⁴ 2.190x10 ⁴	93.233x10 ⁵ 46.617x10 ⁴ 15.539x10 ⁴
8P-2V	1 1/20 1/100	38.636x10 ⁵ 19.318x10 ⁴ 38.636x10 ³	173.343x10 ⁵ 86.672x10 ⁴ 173.343x10 ³
15P-2V	1 1/40 1/200	97.385x10 ⁵ 24.346x10 ⁴ 48.693x10 ³	367.846x10 ⁵ 91.962x10 ⁴ 183.923x10 ³

4.3 EFECTOS EN LOS PORTICOS DEBIDOS A LA VARIACION DEL GRADO DE FIJACION.

Para el estudio paramétrico de los efectos en cada pórtico se toman como parámetros de comparación los valores correspondientes a la estructura apoyada sobre un suelo muy rígido (roca). Los resultados se analizan en función de la relación entre los valores obtenidos para el edificio sobre cimentación flexible y los del edificio sobre roca.

Se consideran dos tipos de efectos para cada pórtico :

- . Efectos Globales; desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso y fuerza cortante.
- . Efectos Locales; momentos en vigas, carga axial y fuerza cortante en columnas.

4.3.1 EFECTOS GLOBALES

a) Edificios de 4 pisos (4P-4V y 4P-2V)

Desplazamientos Laterales

Al disminuir la rigidez de la cimentación, la estructura se hace más flexible, lo que trae como consecuencia un incremento de los desplazamientos laterales. En las Figs. 4.3 y 4.7 se aprecia este fenómeno. Los desplazamientos para diferentes grados de fijación de la cimentación son amplificados en altura, variando desde 1.5 (4P-4V) a 1.8 (4P-2V) veces en promedio en el 4° piso, incrementándose en los pisos inferio-

res hasta llegar a 2.25 (4P-4V) y 2.90 (4P-2V) veces en el 1er. piso. En las Figs. 4.5 y 4.9 se puede notar además, que mayor será el incremento de desplazamientos conforme sea menor el grado de fijación. También puede observarse que a menor relación de rigidez pórtico-placa mayor será la amplificación mencionada.

Distorsiones de Entrepiso

Los incrementos de las distorsiones de entrepiso son algo menores que las correspondientes a desplazamientos. Las relaciones varían desde 1.25 (4P-4V) a 1.50 (4P-2V) en promedio en el 4º entrepiso, magnificándose hasta llegar a 2.25 (4P-4V) y 2.90 (4P-2V) en el primer entrepiso. En este caso también ocurre el mismo fenómeno que en desplazamientos respecto del grado de fijación y relación de rigidez pórtico-placa, sin embargo las proporciones son algo menores.

Fuerza Cortante

Se hace referencia a tres fuerzas cortantes: Cortante de entrepiso (V), cortante en la placa (V_w) y la diferencia de estos, que llamaremos cortante del pórtico ($V_p = V - V_w$).

Primeramente se observa (Figs. 4.4 y 4.8) que el corte de entrepiso disminuye con aumento del período, cuando se disminuye el grado de fijación de la base. Para el pórtico 4P-2V, que es más esbelto, el incremento del período es

mayor. El corte de entrepiso disminuye aproximadamente a 85% (en promedio) con relación a la cimentación rígida, manteniéndose esta relación constante en toda la altura.

El corte en la placa, también disminuye de manera constante en la altura, a valores de 80% y 60% del caso rígido, para grados de fijación de 1/20 y 1/60 respectivamente.

Para el pórtico sucede lo contrario. Mientras el entrepiso y la placa toma menos corte para diferentes grados de fijación, éstos lo hacen en diferentes proporciones, de tal forma que la placa resulta ser la más aliviada con la disminución de rigidez de la base. Esta diferencia, sustancial en los pisos inferiores, es absorbida por el pórtico. Los valores magnificados del cortante en el pórtico varían desde 1.2 (4P-4V) y 1.40 (4P-2V) para el 4° entrepiso hasta 2.15 (4P-4V) y 2.85 (4P-2V) en el 1er. entrepiso. Obsérvese además, que el cortante del pórtico es consistente con la distorsión de entrepiso, Figs. 4.5 y 4.9.

Nuevamente se presenta el mismo fenómeno que en desplazamientos y distorsiones de entrepiso, es decir a menor grado de fijación y/o relación de rigidez pórtico-placa mayor es el incremento de cortante en el pórtico.

b) Edificios de 8 pisos (8P-4V y 8P-2V)

Desplazamientos Laterales

La flexibilización de la estructura, con el consiguiente aumento del período fundamental y desplazamientos la

terales, puede verse claramente en las Figs. 4.11 y 4.16. La magnificación de desplazamientos empieza a ser importante como fenómeno incrementador de esfuerzos en los 4 entrepisos inferiores. Los incrementos de desplazamientos, varían desde 1.35 (8P-4V) y 1.50 (8P-2V) a 2.00 (8P-4V) y 2.50 (8P-2V) en promedio en el 4° y 1er. piso respectivamente. En las Figs. 4.13 y 4.18 puede observarse que mayor será la magnificación de desplazamientos conforme sea menor el grado de fijación y/o la relación de rigidez pórtico-placa.

Distorsiones de Entrepiso

Las distorsiones de entrepiso incrementadas (véase - Figs. 4.13 y 4.18) son algo menores que las correspondientes a desplazamientos, siendo importantes y aumentando a partir del 4° entrepiso - 1.10 (8P-4V) y 1.20 (8P-2V) - hacia los pisos inferiores - 2.00 (8P-4V) y 2.50 (8P-2V) en el 1er. entrepiso.

Fuerza Cortante

Se observa en las Figs. 4.12 y 4.17 que el corte de entrepiso disminuye en todos los pisos, con aumento del período, cuando se disminuye el grado de fijación. En el edificio 8P-2V, estructura más esbelta que 8P-4V, el incremento del período es mayor.

El corte de entrepiso disminuye aproximadamente a 90% (en promedio) con relación a la cimentación rígida y de mane

ra uniforme en toda la altura. El corte de la placa baja a un 90% y 87% en forma constante con relación al caso rígido para 1/20 y 1/100 de grado fijación respectivamente.

Para el pórtico, el corte se incrementa de manera importante, sobre todo en los entrepisos inferiores; presentándose el mismo fenómeno que en los pórticos de 4 pisos. Estos valores magnificados varían desde 1.15 (8P-4V) y 1.20 (8P-2V) en promedio en el 4° entrepiso, hasta aproximadamente 2.00 (8P-4V) y 2.50 (8P-2V) en el 1er. entrepiso. En las Figs. 4.13 y 4.18, además, puede notarse que el incremento de corte en el pórtico es consistente con la distorsión de entrepiso.

c) Edificios de 15 pisos (15P-4V y 15P-2V)

Desplazamientos Laterales

En los gráficos de las Figs. 4.20 y 4.25 puede observarse el fenómeno de flexibilización, consecuencia de la rotación de la base. Para un suelo tipo roca la deformada es básicamente la de una viga en flexión, mientras que para un suelo muy flexible (1/200 de grado de fijación) la deformada es principalmente la de una viga de corte, lo que evidencia la menor influencia de la placa en este caso.

El incremento de desplazamiento es casi constante desde el 8° al 15° piso, con relaciones magnificadas de 1.20 (15P-4V) y 1.40 (15P-2V) en promedio. Este incremento es realmente importante en los pisos inferiores; por ejemplo se tiene para

el 1er. piso 2.10 (15P-4V) y 3.00 (15P-2V).

En las Figs. 4.22 y 4.27 puede observarse el mismo fenómeno de incrementos de desplazamientos por disminución de grado de fijación y/o disminución de la relación de rigidez pórtico-placa; al igual que en los edificios de 4 y 8 pisos.

Distorsiones de Entrepiso

Los incrementos relativos en las distorsiones de entrepiso resultan algo menores que las correspondientes a desplazamientos, siendo más importante a partir del 4º entrepiso - 1.13 (15P-4V) y 1.30 (15P-2V) - hacia el 1er. entrepiso - 2.10 (15P-4V) y 3.00 (15P-2V).

Fuerza Cortante

Para este tipo de edificios sucede algo diferente que en los otros casos. El corte de entrepiso es menor conforme disminuye el grado de fijación desde el 15º al 11º piso; sin embargo, desde el 11º al 1er. entrepiso se invierte la tendencia (véase Figs. 4.21 y 4.26) : El corte es mayor a menor grado de fijación. Esto se debe a la influencia del cambio de la forma modal en la respuesta, permaneciendo la influencia del espectro constante. En la sección 4.5 se hace un análisis más detallado de este fenómeno.

El corte de entrepiso (véase Figs. 4.22 y 4.27) disminuye a 95% en los cuatro últimos pisos y en los primeros once aumenta no más de un 5% con relación a la cimentación rígida.

El cruce de curvas en los pisos 14° y 15° de la Fig. 4.22 se debe probablemente a la influencia de los modos altos.

El corte en la placa disminuye hasta un 90% y 83% del caso rígido para 1/40 y 1/200 de grado de fijación respectivamente. En el pórtico, como en todos los otros casos, el corte se amplifica de manera importante en los pisos bajos - llegando en el 1er. entrepiso a valores de 2.40 (15P-4V) y 4.00 (15P-2V) veces las correspondientes al caso empotrado.

4.3.2 EFECTOS LOCALES

a) Edificios de 4 pisos (4P-4V y 4P-2V)

Momentos en Vigas

En el vano adyacente a la placa se aprecia (Figs. 4.6 y 4.10) el incremento de momentos, consecuencia de la flexibilización de la cimentación. La magnificación de momentos es del orden de 1.25 (4P-4V) y 1.50 (4P-2V) en el 4° piso y 2.00 (4P-4V) y 2.30 (4P-2V) en el 1er. piso (valores promedios). Del análisis de estos resultados y de los gráficos mencionados, se pueden señalar dos hechos importantes: Primero, la magnificación de momentos en ambos extremos de la viga adyacente a la placa es prácticamente la misma, para un determinado grado de fijación. Cabe acotar que el cortante de vigas tendrá la misma distribución que para momentos. Segundo, a menor relación de rigidez pórtico-placa mayor será el incremento de esfuerzos en el vano adyacente a la placa.

Para el vano exterior (4P-4V) la propagación resulta ser menor.

Carga Axial y Corte en Columnas

En las Figs. 4.6 y 4.10 se puede observar que el efecto de la interacción en las cargas axiales es menos importante que para otras solicitaciones; sin embargo, la tendencia amplificatoria en los pisos inferiores es la misma que para efectos globales. Por ejemplo, hay mayor incremento a menor grado de fijación y/o relación de rigidez pórtico-placa, y menor incremento cuando se está más alejado de la placa (vano extremo 4P-4V).

El corte en las columnas se incrementa desde 1.25 (4P-4V) y 1.60 (4P-2V) en el 4° entrepiso, hasta 2.00 (4P-4V) y 3.00 (4P-2V) en el 1er. entrepiso. En las Figs. 4.6 y 4.10 puede observarse que la forma de magnificación del corte es semejante a la del corte de entrepiso en el pórtico. Se nota también (4P-2V) el gran incremento que ocurre en el corte de la columna, así como el momento en vigas y el corte del pórtico, del 2° al 1er. piso. En el caso de grado de fijación de $1/60$, el corte aumenta hasta 3.3 veces con relación al caso rígido (roca). Para el vano exterior mientras el incremento del corte es casi el mismo que para carga axial (incluso llega a disminuir en el 2° piso) crece bruscamente para el 1er. piso, alcanzando valores de 2.00 y 2.40.

b) Edificios de 8 pisos (8P-4V y 8P-2V)

Momentos en Vigas

Al igual que en los edificios de 4 pisos, las Figs. 4.14 y 4.19 muestran incrementos en efectos locales. En este caso la magnificación de momentos en el 1er. piso llega a ser igual en los 2 edificios; 1.50 y 2.10 para 1/20 y 1/100 de grado de fijación. Nótese en las figuras mencionadas la superposición de los gráficos para momentos, en los extremos del vano adyacente a la placa; es decir, ocurre el mismo efecto que en el edificio de 4 pisos para los pisos inferiores - los más afectados por la rotación de la base.

Para el vano exterior, 8P-4V, el incremento de momentos resulta de menor magnitud, siendo el valor máximo de 1.60 para el 1er. piso.

Carga Axial y Corte en Columnas

En general, la variación de la carga axial por influencia de la rotación de la cimentación resulta de poca importancia. Un pequeño incremento tiene lugar en los pisos inferiores, siendo para este caso 1.25 el valor máximo (1er. entrepiso).

La relación de corte en columnas, de la misma forma que en los edificios de 4 pisos, es aproximadamente igual al corte en el pórtico a nivel de los pisos inferiores. El corte se incrementa desde 1.10 (8P-4V) y 1.15 (8P-2V) en prome-

dio en el 4° entrepiso, hasta 1.90 (8P-4V) y 2.40 (8P-2V) para el 1er. entrepiso. Estas magnificaciones pueden observarse en las Figs. 4.15 y 4.19.

Respecto al vano exterior del 8P-4V, el incremento del corte para los pisos superiores es poco importante, mientras que del 2° al 1er. entrepiso ocurre un incremento brusco que va desde 1.10 a 2.35 para 1/100 de grado de fijación.

c) Edificios de 15 pisos (15P-4V y 15P-2V)

Momentos en Vigas

Al igual que en todos los casos anteriores, los 4 primeros pisos son los más afectados por rotación de la base. Para este edificio las relaciones de momento varían desde 1.10 (15P-4V) y 1.30 (15P-2V) para el 4° piso, hasta 2.00 (15P-4V) y 2.25 (15P-2V) en el 1er. piso. Analizando estos resultados y observando las Figs. 4.23 y 4.28 se pueden señalar algunos aspectos coincidentes con los edificios de 4 y 8 pisos.

En primer lugar, el gran incremento de efectos locales en los pisos inferiores de la estructura y en el vano adyacente a la placa. Segundo, la magnificación de momentos en ambos extremos de la viga adyacente a la placa que es prácticamente la misma (véase los trazos punteados y continuos) para un grado de fijación específico de la base. Por lo tanto, el corte tendrá la misma magnificación.

En último término, al igual que en efectos globales,

se presenta la misma tendencia respecto al grado de fijación y relación de rigidez pórtico-placa, es decir, a disminución de éstos se tienen mayores incrementos de momentos.

Carga Axial y Corte en Columnas

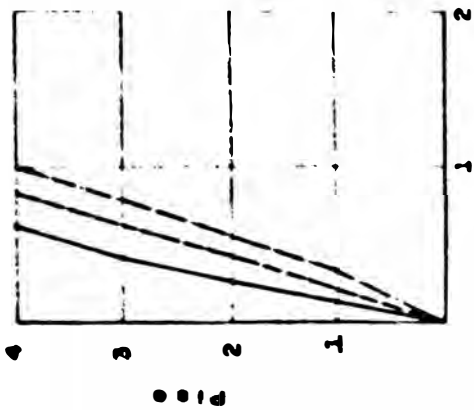
Como se mencionó anteriormente, la carga axial en columnas se amplifica en no más de un 30% en relación al caso rígido. Como consecuencia, su influencia en el comportamiento dinámico de estructuras altas es de poca importancia.

La amplificación del cortante en columnas, al igual que en los edificios de 4 y 8 pisos, es consistente con las distorsiones de entrepisos y prácticamente igual al corte en el pórtico en los pisos inferiores. Observando las Figs. 4.24 y 4.28, se tienen relaciones de corte significativas en los 4 primeros entrepisos; siendo la variación desde 1.15 (15P-4V) y 1.36 (15P-2V) en el 4° entrepiso, hasta 2.15 (15P-4V) y 3.25 (15P-2V) en el 1er. entrepiso (valores promedios). Otro aspecto importante es el incremento brusco del cortante del 2° al 1er. entrepiso, sobre todo en la estructura más esbelta y con mayor relación de rigidez pórtico-placa (15P-2V).

De los gráficos se puede notar también que en los pisos altos se presentan ciertas perturbaciones, debidas probablemente a la influencia de los modos altos.

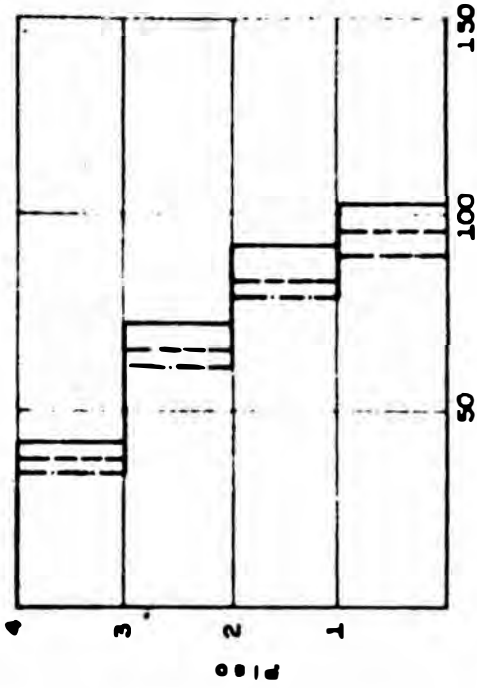
En las Tablas 4.3, 4.4 y 4.5 se presentan algunos valores de efectos globales y locales (elásticos) a lo largo de la altura y de las cruñas de los edificios estudiados.

F	T _i (seg)
—	.21
- - -	.27
- - -	.30



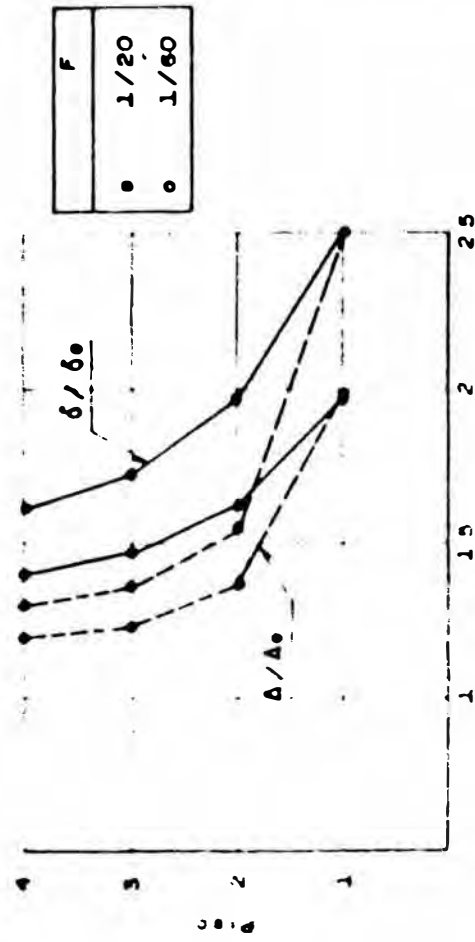
δ (cms)

FIG 4.3 4P-4V DESPLAZAMIENTO LATERAL (MSC)



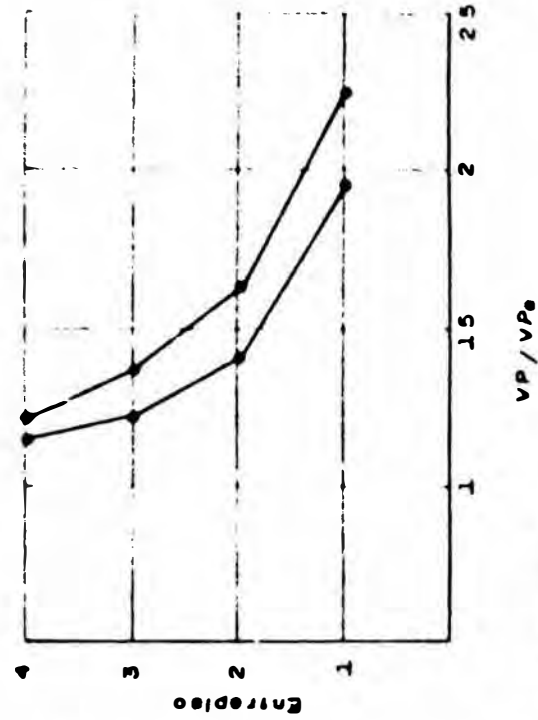
V (Tn)

FIG 4.4 4P-4V CORTANTE ELASTICO DE ENTRESO (MSC)

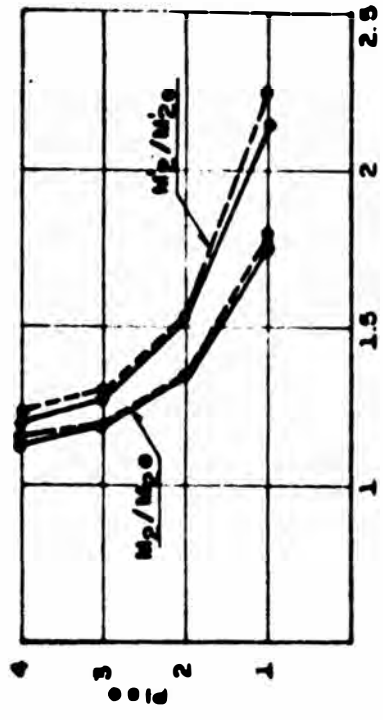
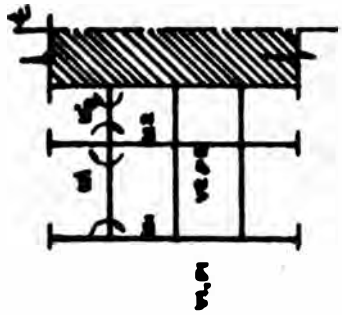


δ / δ_0 , Δ / Δ_0

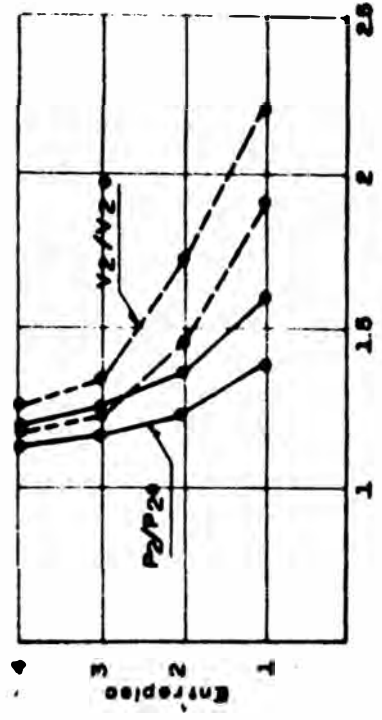
FIG 4.5 4P-4V RELACIONES EN ALTIMA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ / δ_0) , DISTORSIONES (Δ / Δ_0) Y CORTE EN EL PORTO (V_P / V_{P_0})



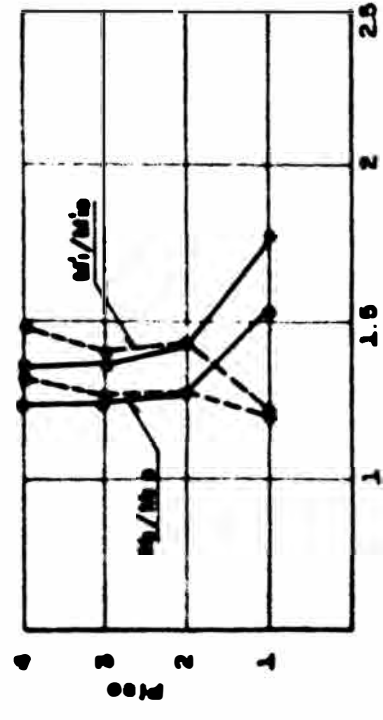
V_P / V_{P_0}



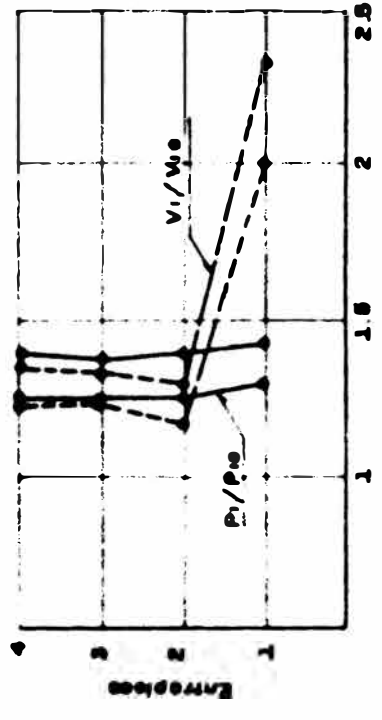
M/Mo - VANO 2



P/Pe, V/Vo - EJE 2



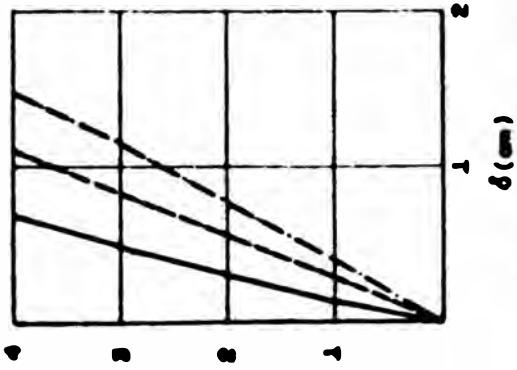
M/Mo - VANO 1



P/Pe, V/Vo - EJE 1

F
● 1/20
○ 1/60

Fig 40 +P-4V RELACIONES ALTIMA ENTRE MOMENTOS EN VIGAS (M/Mo), CARGA AXIAL (P/Pe) Y CORTE EN COLUMNAS (V/Vo)



f	T_1 (seg)
—	.23
- - -	.33
· · ·	.41

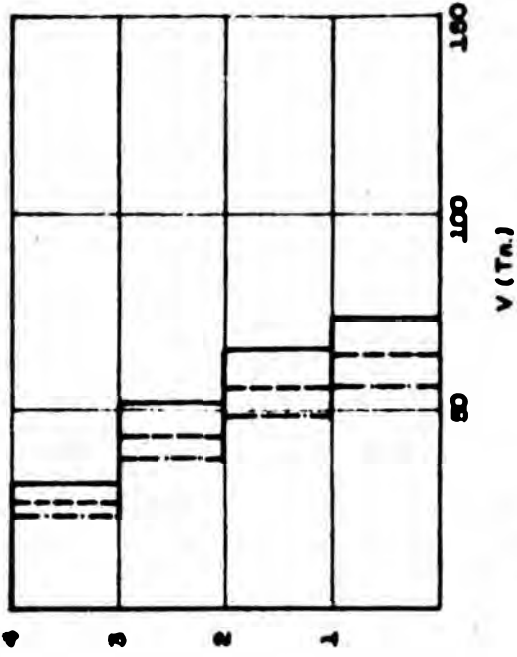


FIG. 4.7 4P-2V DESPLAZAMIENTO LATERAL (RSC)

FIG. 4.8 4P-2V CORRIENTE ELASTICO DE ENTRENADO (RSC)

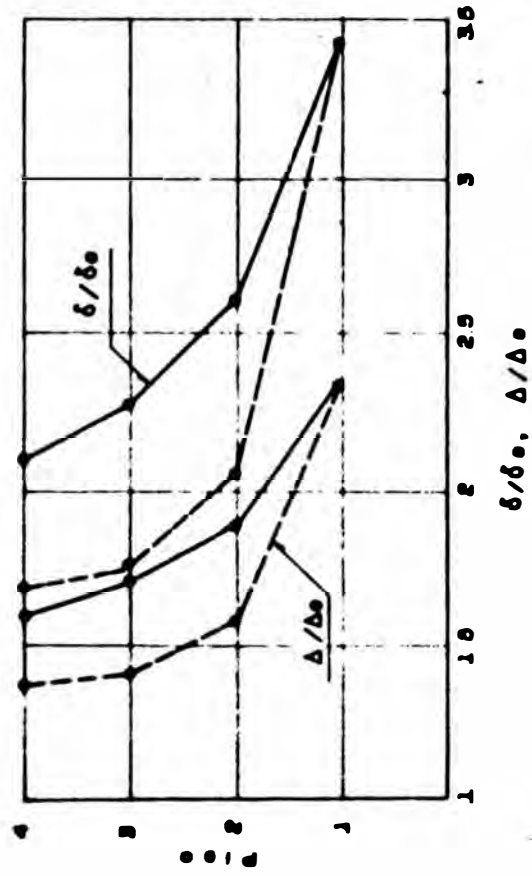


FIG. 4.9 4P-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ/δ_0), DISTORSIONES (Δ/Δ_0) Y CORTE EN EL RIGIDO (V_P/V_{P_0})

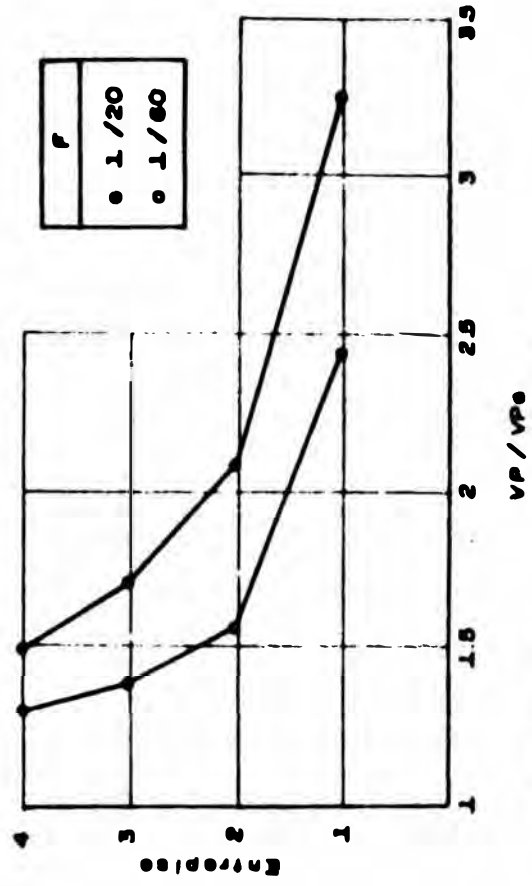
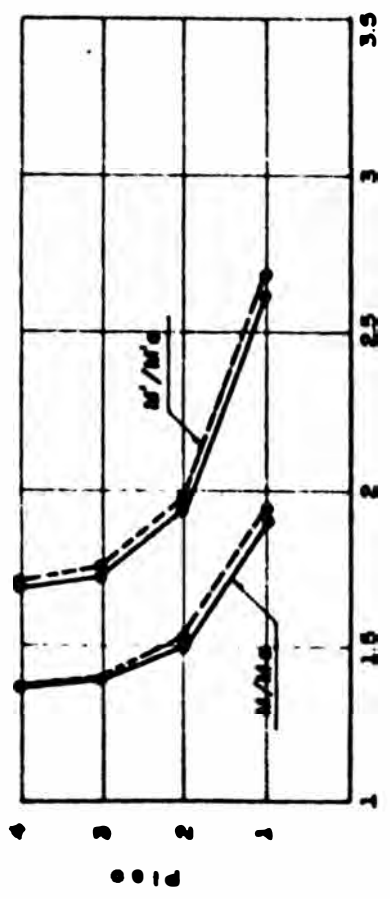
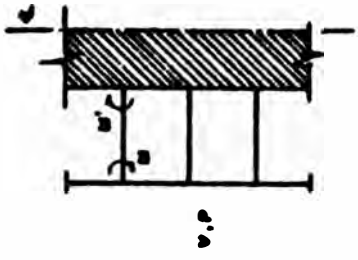
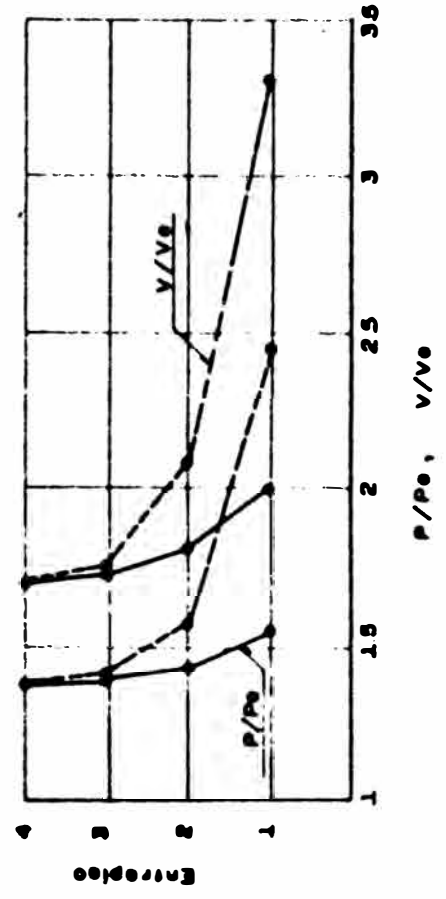


FIG. 4.9 4P-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ/δ_0), DISTORSIONES (Δ/Δ_0) Y CORTE EN EL RIGIDO (V_P/V_{P_0})



M / M_o



P / P_o, V / V_o

F
• 1 / 20
• 1 / 60

Fig. 4.10 4P-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE MOMENTOS EN VIGAS (M/M_o), CARGA AXIAL (P/P_o) Y CORTE EN COLUMNAS (V/V_o)

F	T _h (cmq)
—	.48
—	.82
—	.57

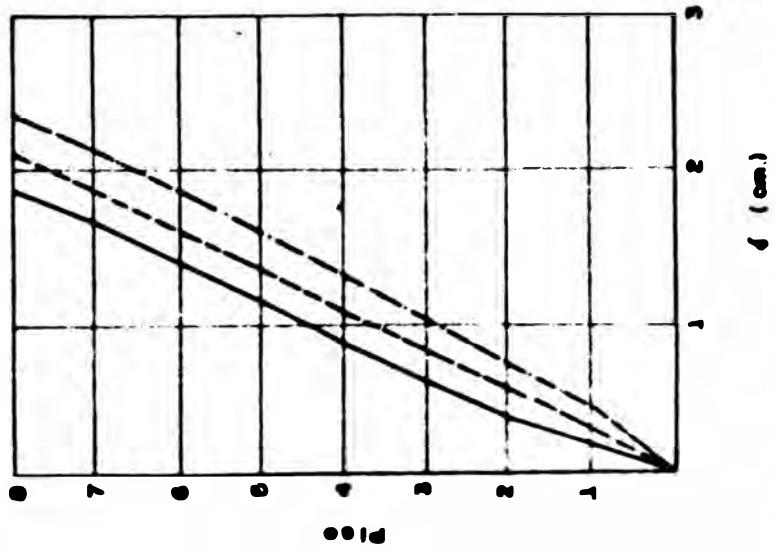


Fig 4 H SP-4V DESPLAZAMIENTO LATERAL-RSC.

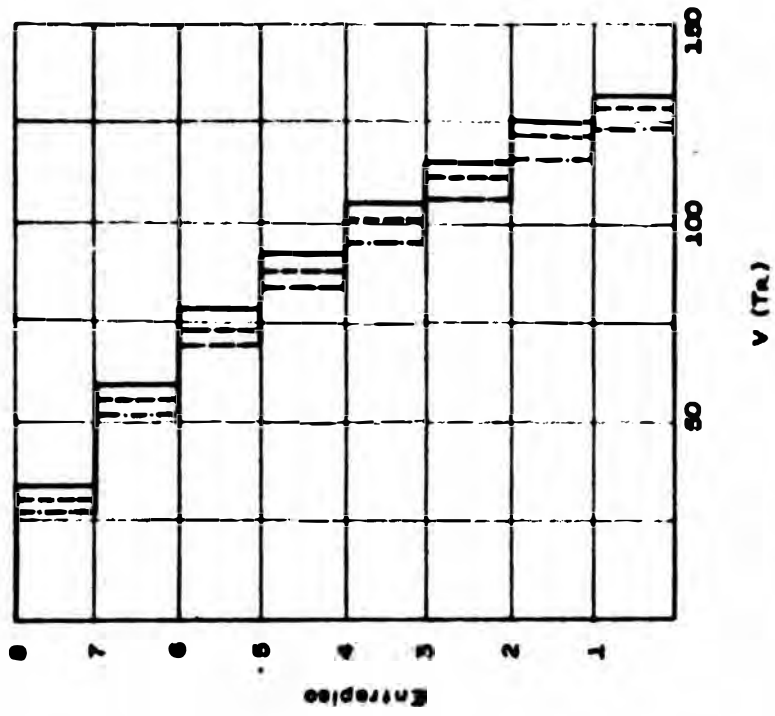
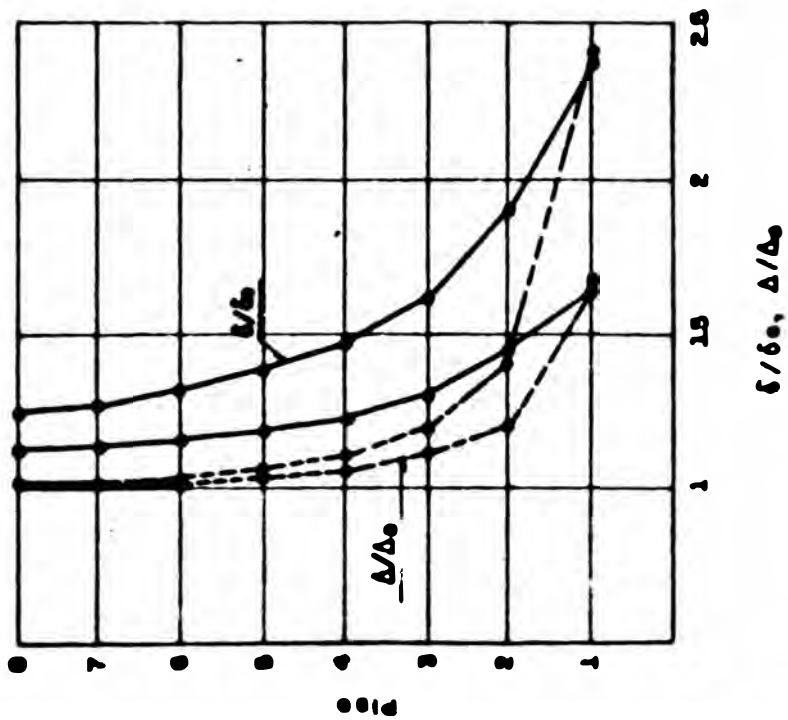


Fig 4 E SP-4V CONTRASTE ELASTICO DE ENTREPISO-RSC.



F

●	1/20
●	1/100

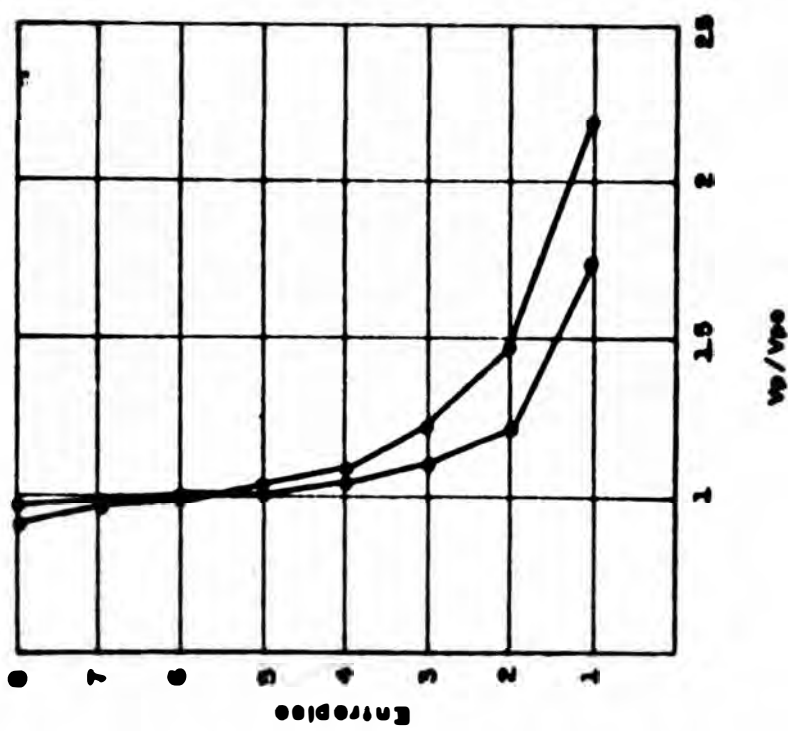
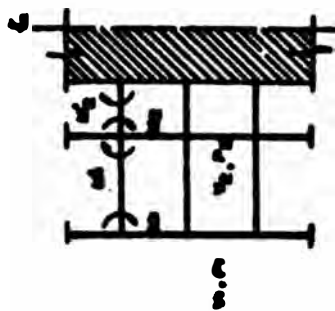
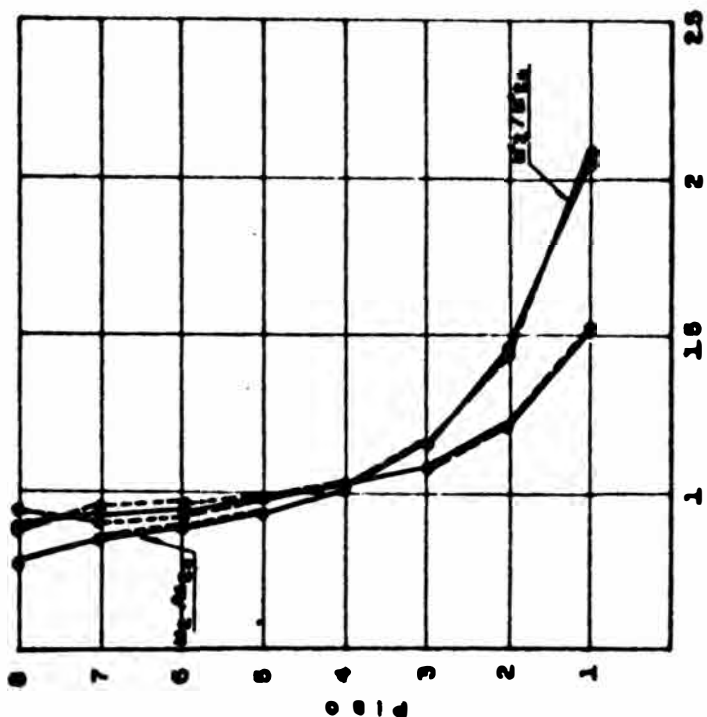


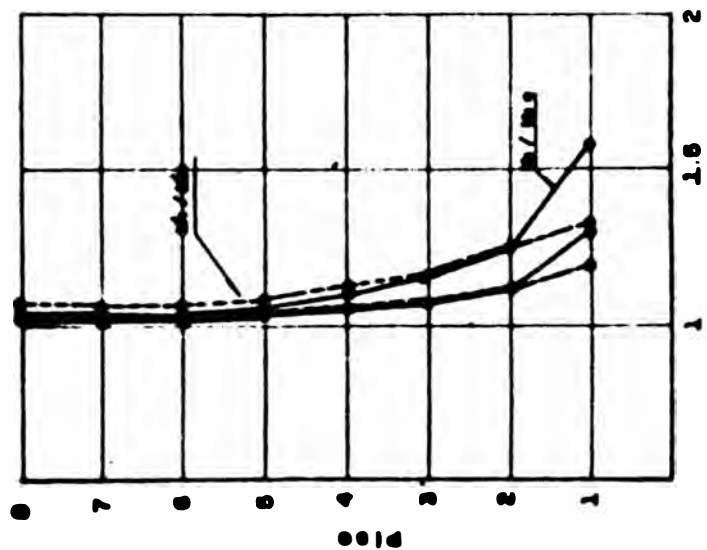
Fig. 4.13 0P-0V SEDACIONES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ/δ_0) Y DISTORSIONES (Δ/Δ_0) CONTE EN EL MOMENTO (v/v_{pe})



●	1/20
●	1/10



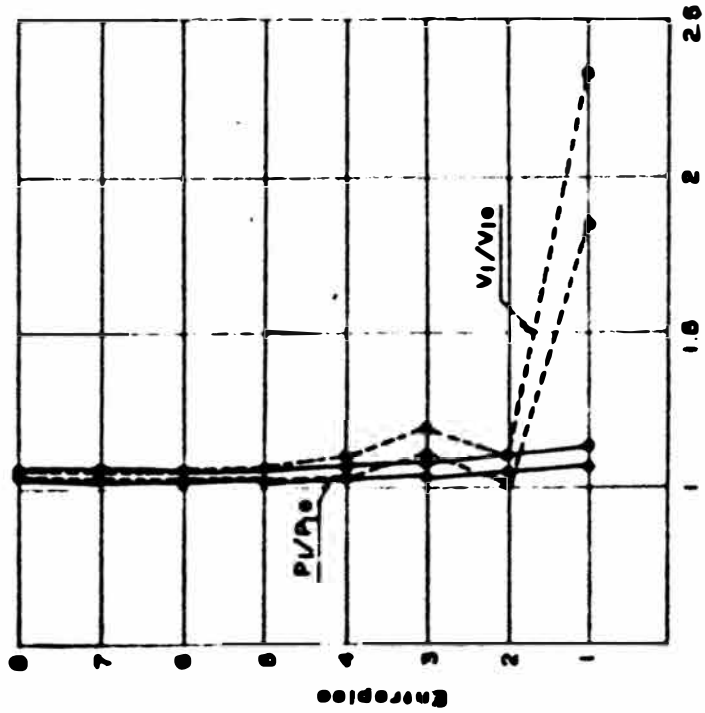
M/Mo - Vane 2



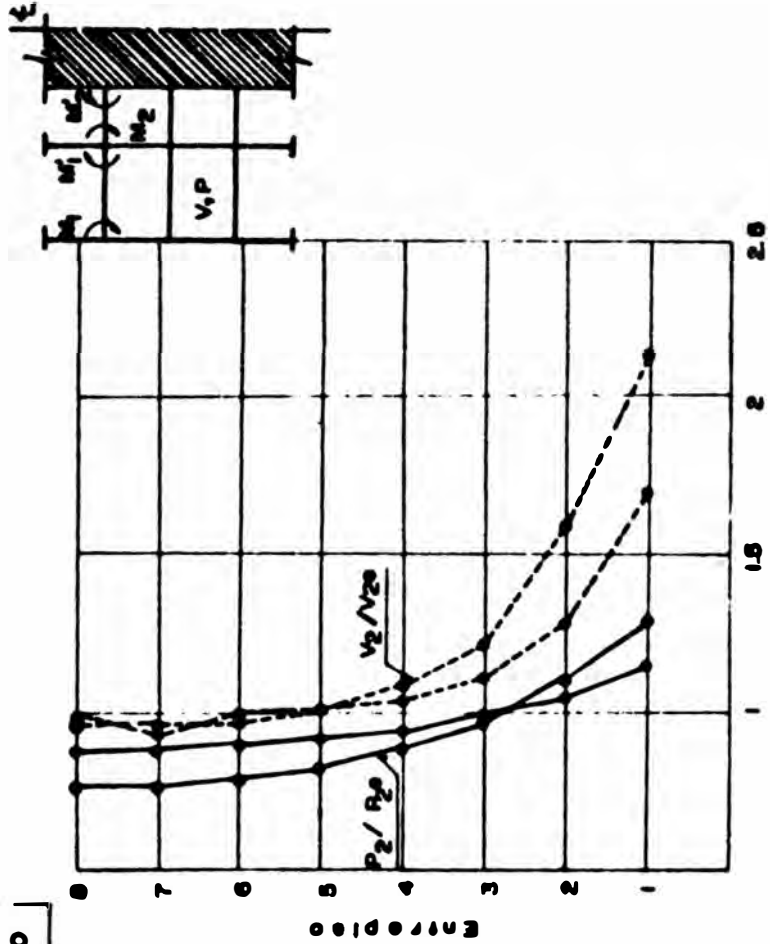
M/Mo - Vane 1

FIG. 4.14 SP-4V REDUCED EN ALTURA ENTRE CORRENTES EN VIGAS (M/Mo)

F	
●	1/20
○	1/100



P/P₀, V/V₀ - EJE 1



P/P₀, V/V₀ - EJE 2

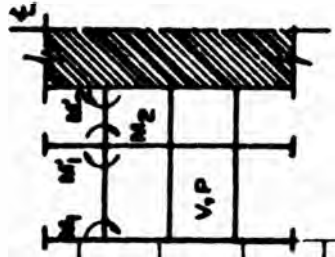


FIG. 4.15 8P-4V RELACIONES EN ALTURA ENTRE CARGA AXIAL (P/P₀) Y CORTE EN COLUMNAS (V/V₀)

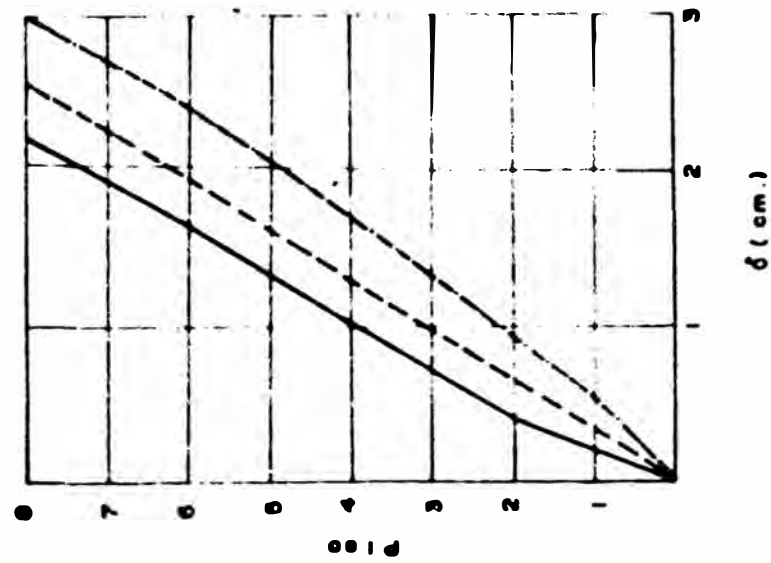


FIG 4.16 OP-2V DESPLAZAMIENTO LATERAL - RSC

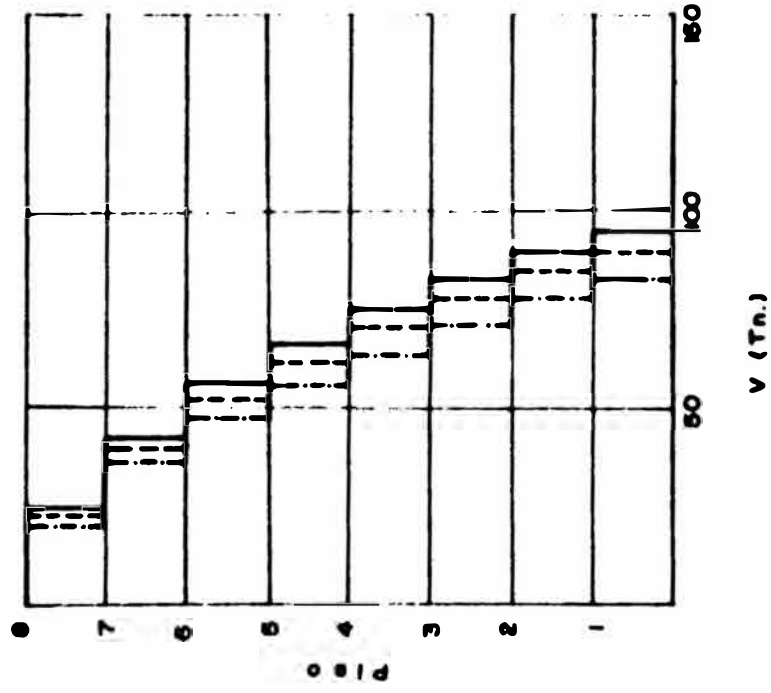


FIG 4.17 OP-2V CORTANTE ELASTICO DE ENTREMISO - RSC

F	
●	1/20
○	1/100

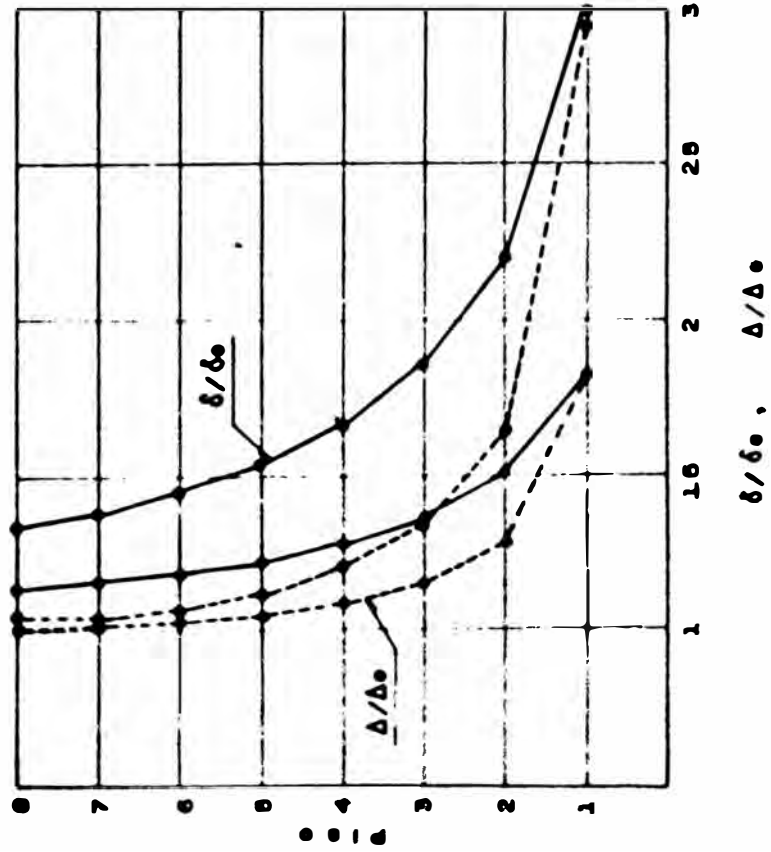
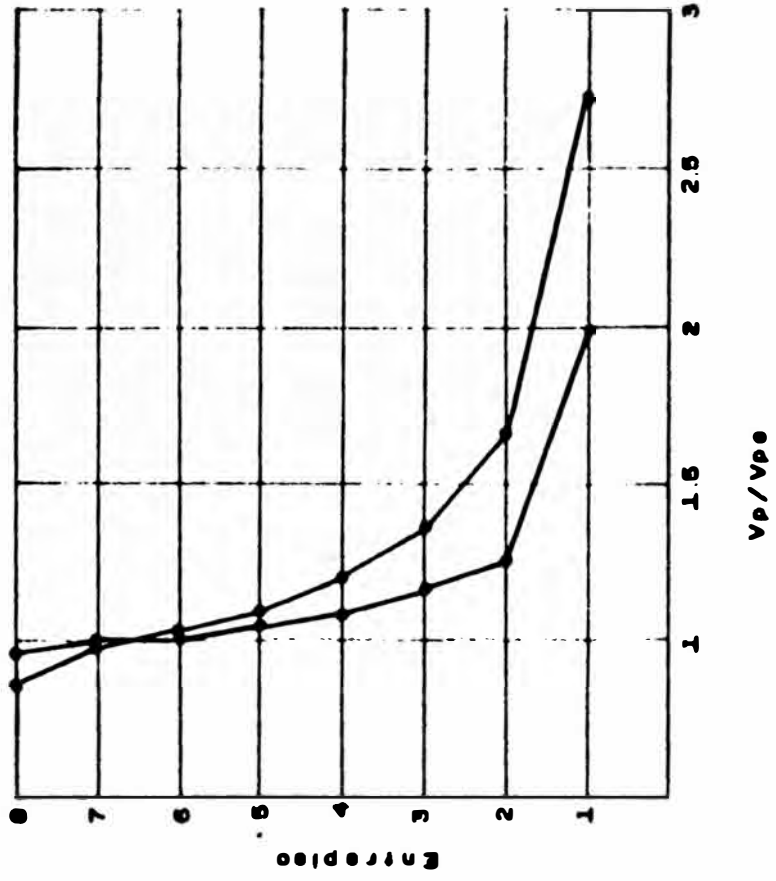
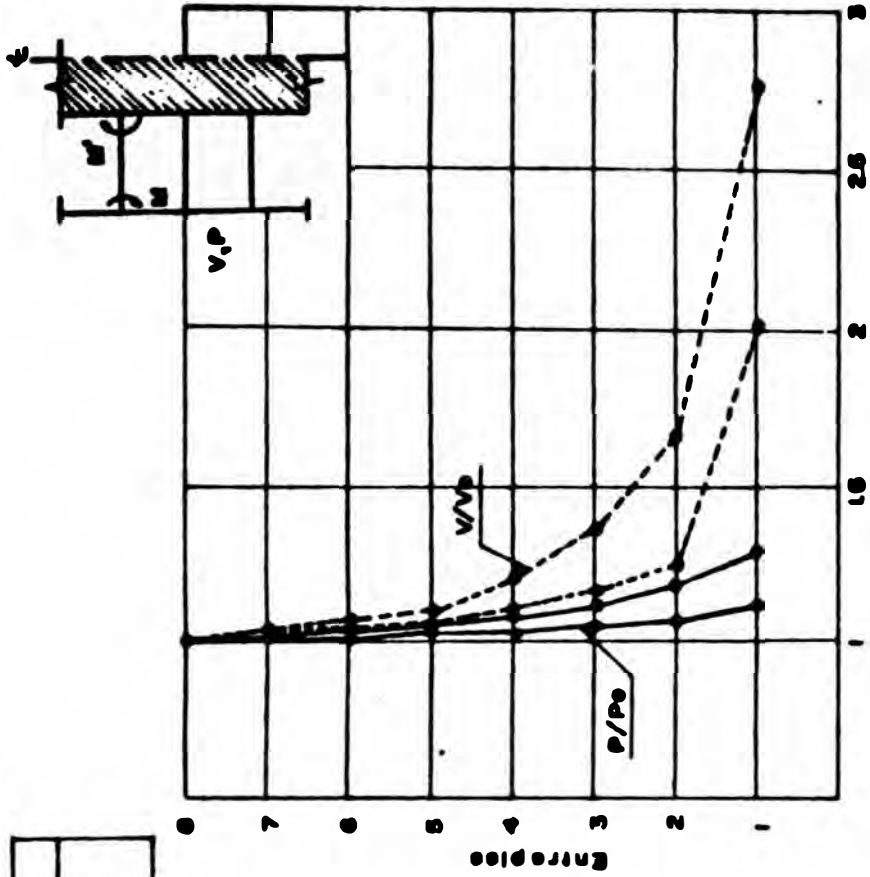
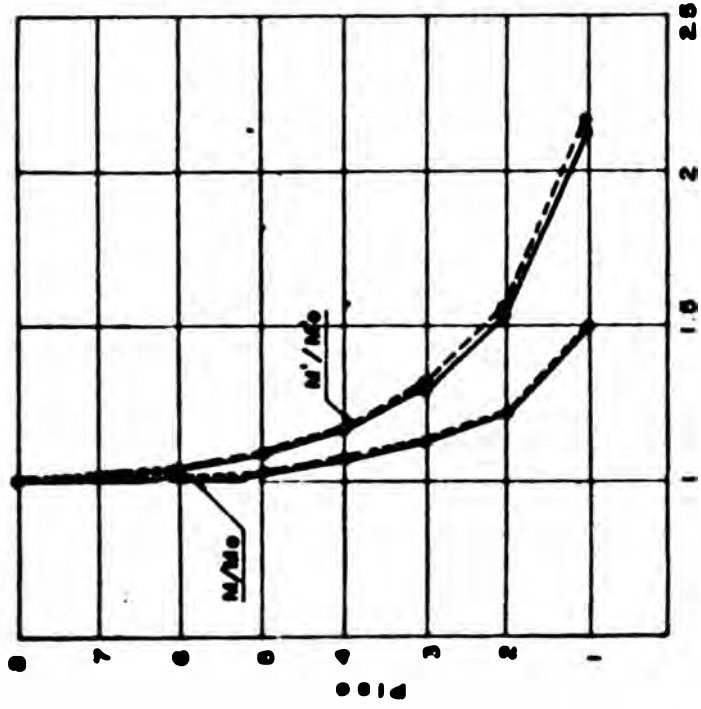


FIG. 4.10 OP-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ/δ_0) Y DISTORSIONES (Δ/Δ_0) Y CORTE EN EL PORTICO (V_p/V_{pe})



F
● 1/20
○ 1/100



P/Po, V/Vo

M/Mo

Fig. 8P-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE MOMENTOS EN VIGAS (M/Mo), CARGA AXIAL (P/Po) Y CORTE EN COLUMNAS (V/Vo)

P	T _i (seg)
—	1
---	1/40
---	1/200

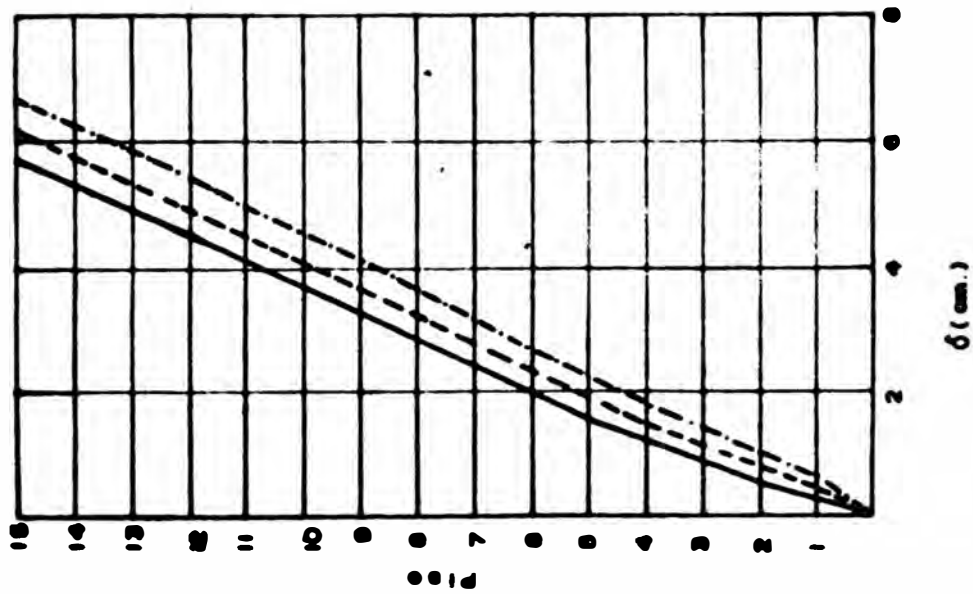


Fig. 4.20 10P-4V DESPLAZAMIENTO LATERAL-RSC

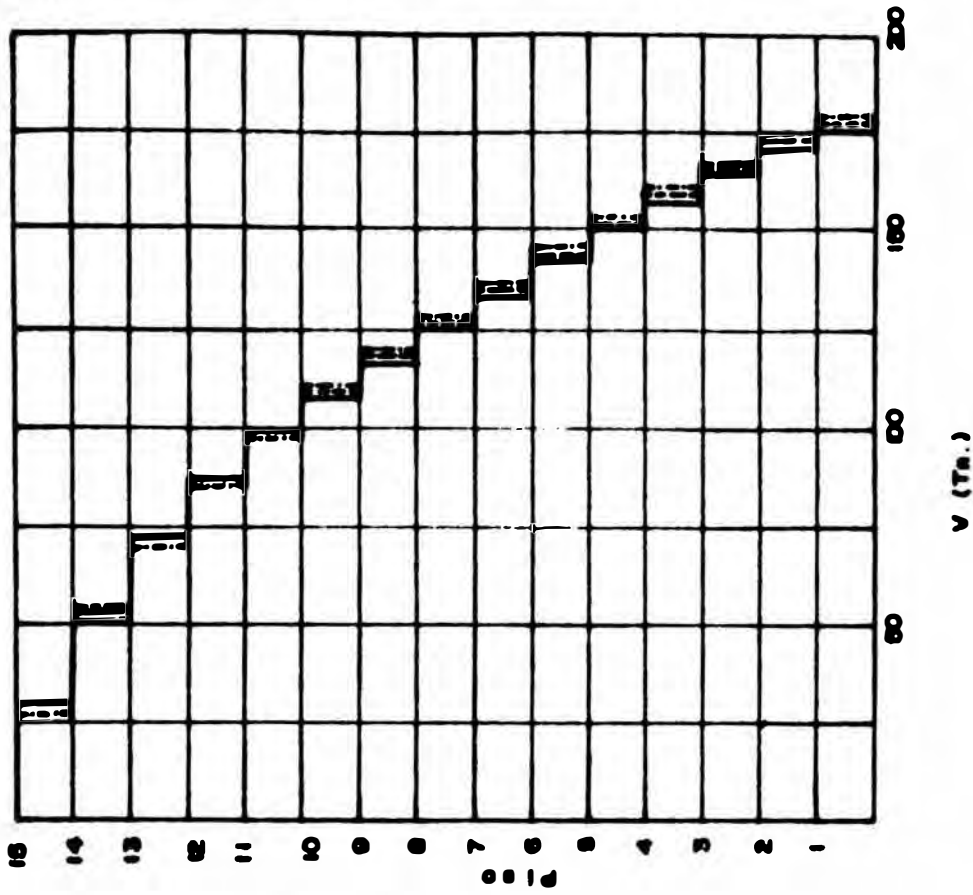
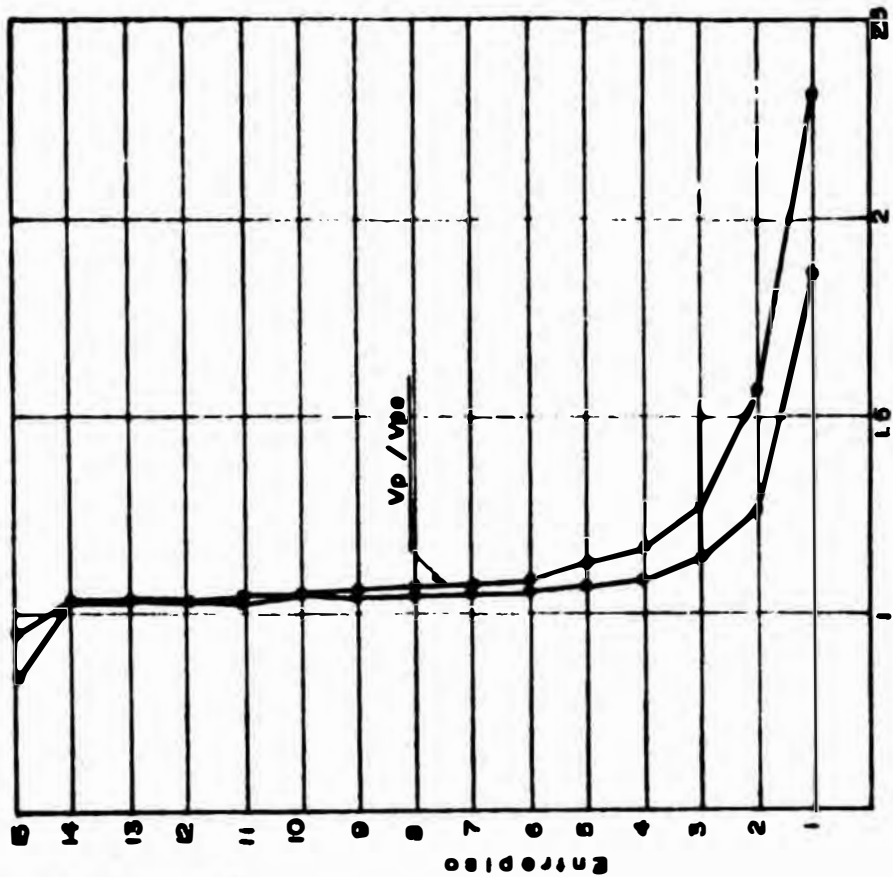


Fig. 4.21 10P-4V CORRIENTE ELEMENTO DE ENTRE P190-RSC



F	
●	1/40
○	1/200

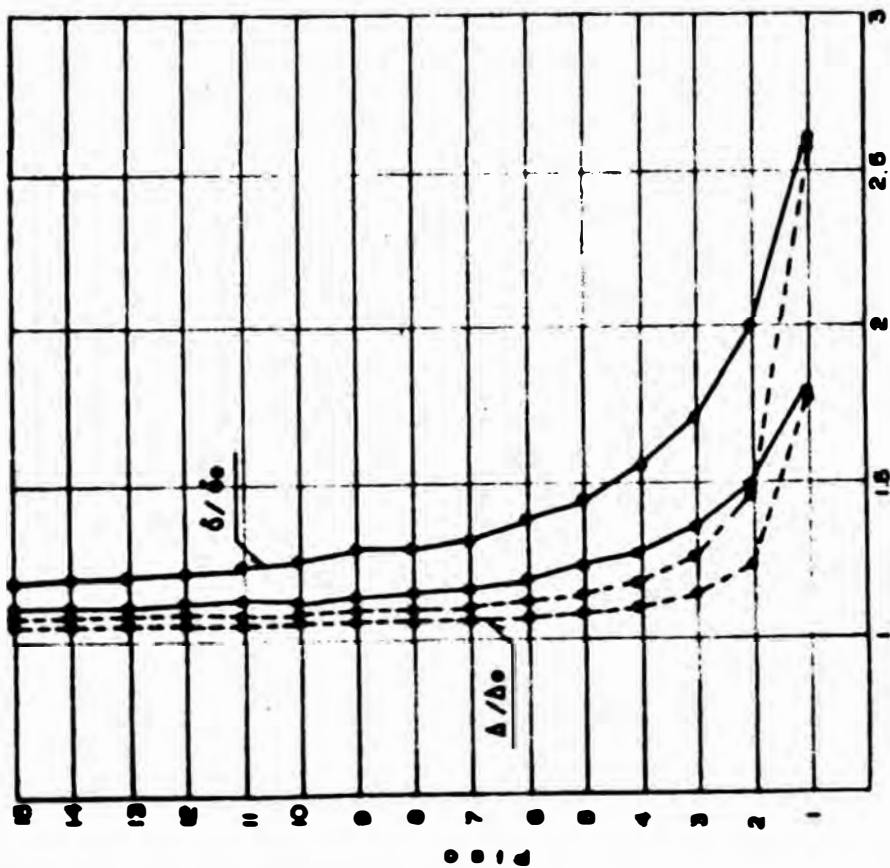
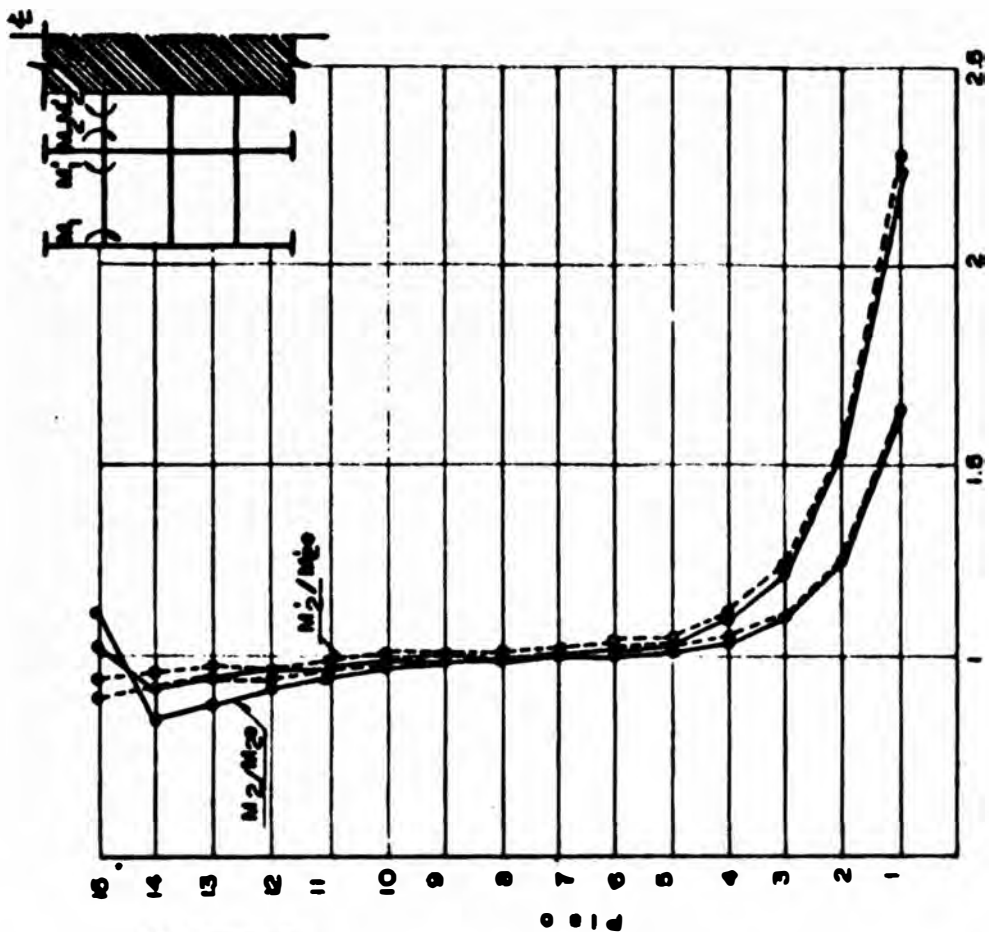
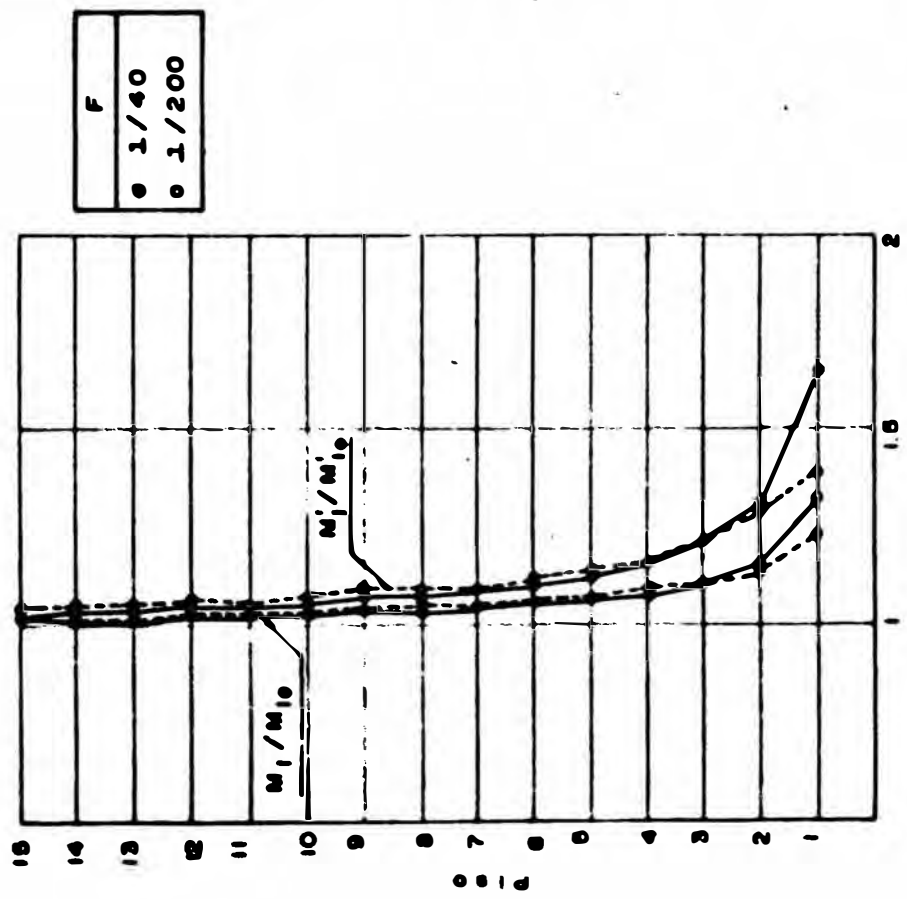


FIG. 4.22 10P-4V RELACIONES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ/δ_0) Y DISTORSIONES (Δ/Δ_0) Y CORTE EN EL PORTICO (V_p/V_{p0})



M/M₀ - VANO 2



M/M₀ - VANO 1

F
○ 1/40
□ 1/200

FIG. 4.23 NSP - 4V RELACIONES EN ALTURA ENTRE MOMENTOS EN VIGAS (M/M₀)

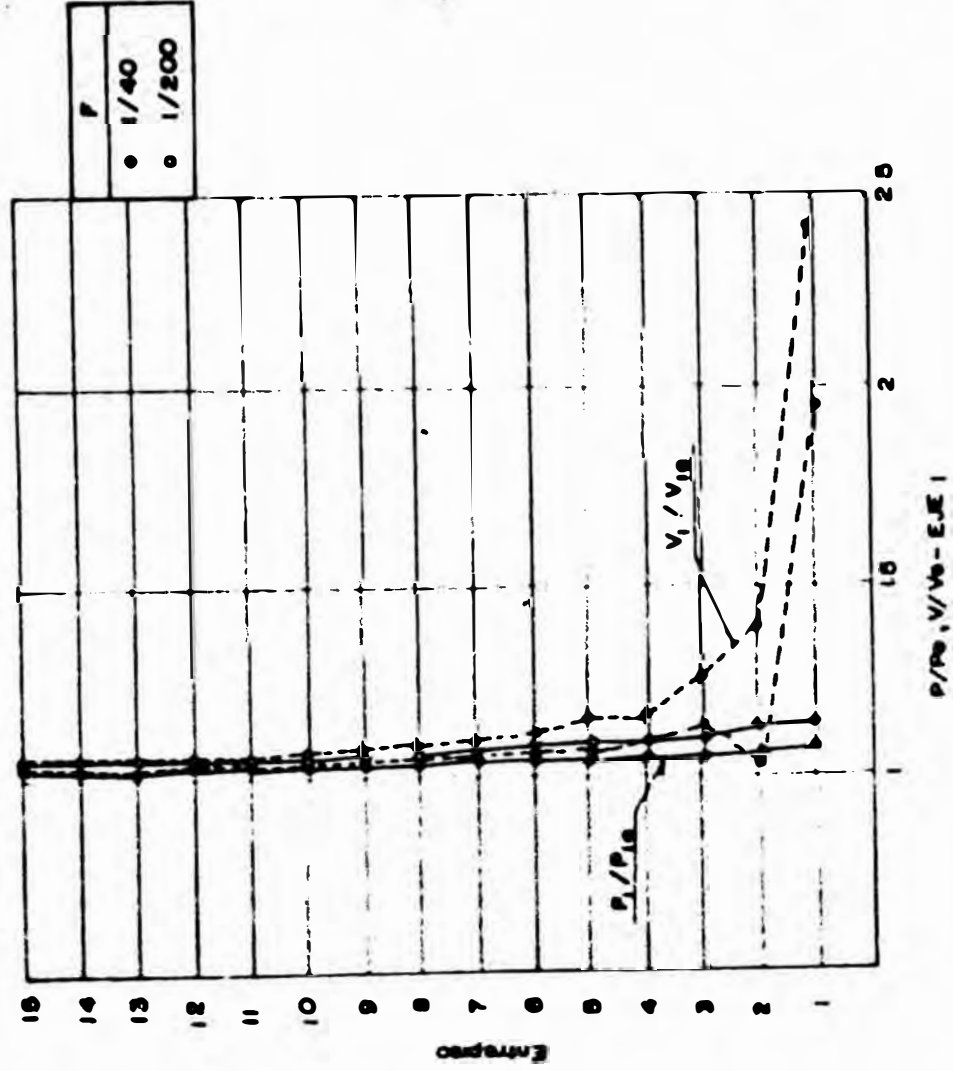
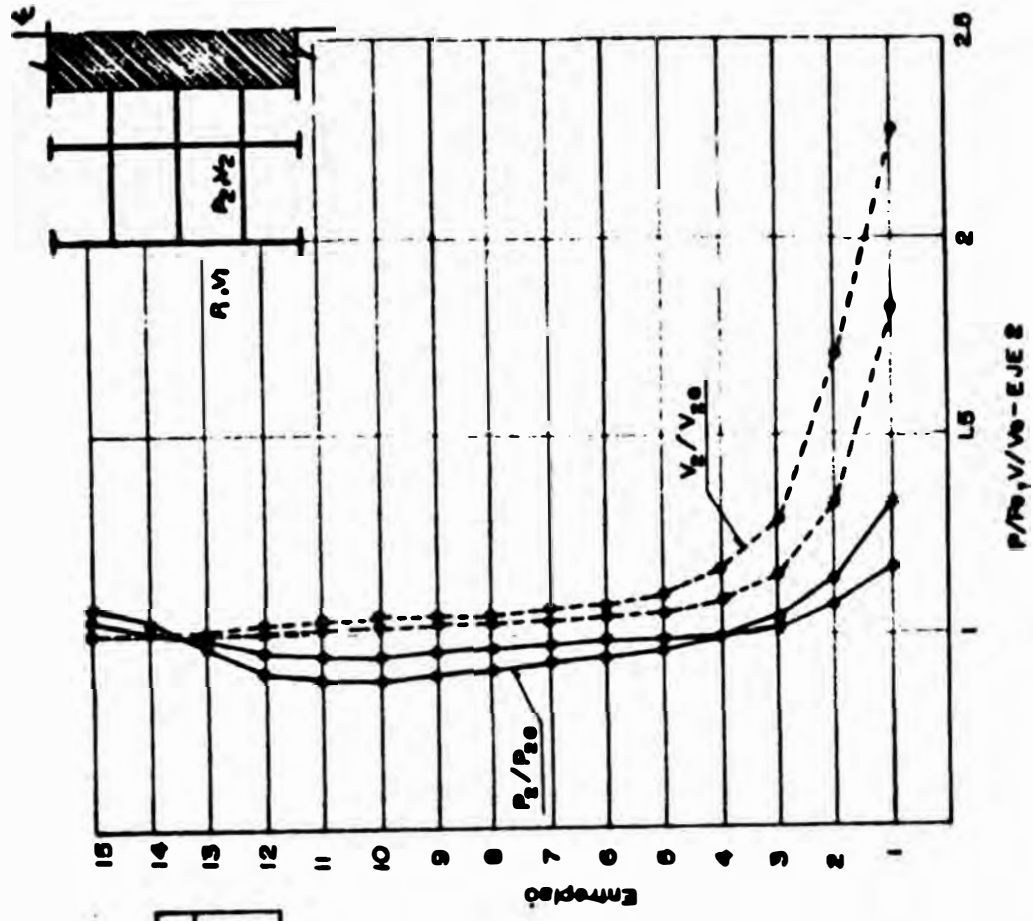


Fig. 424 15P-4V RELACIONES EN ALTURA ENTRE CARGA AXIAL (P/P_0) Y CORTE EN COLUMNAS (V/V_0)

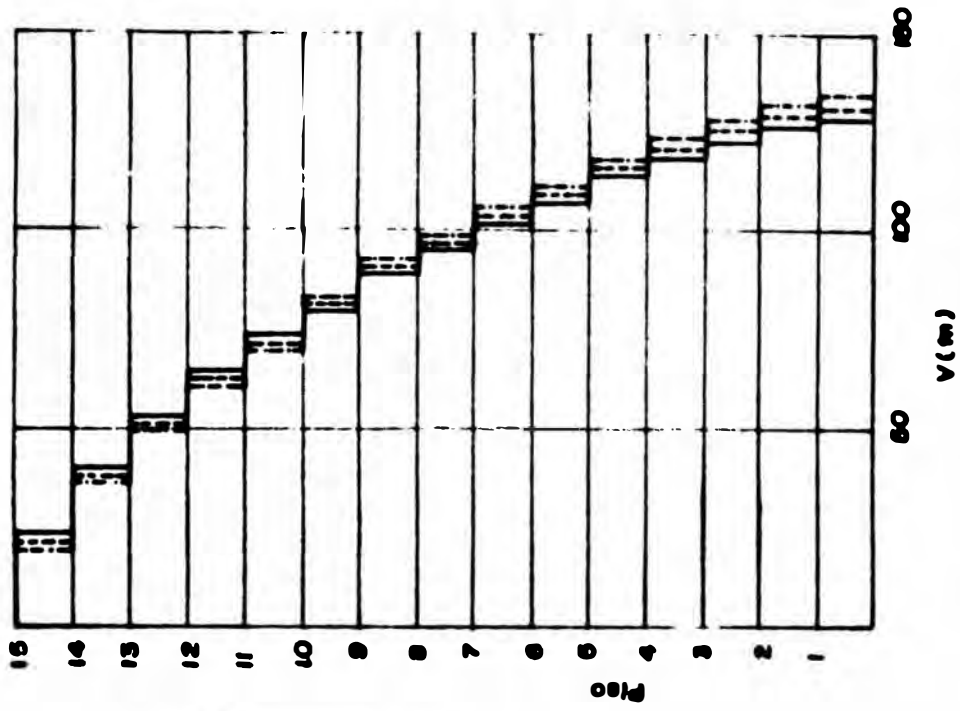


FIG. 4.28 ELEV CONSTANT ELASTICO DE ENTORNO (RSC)

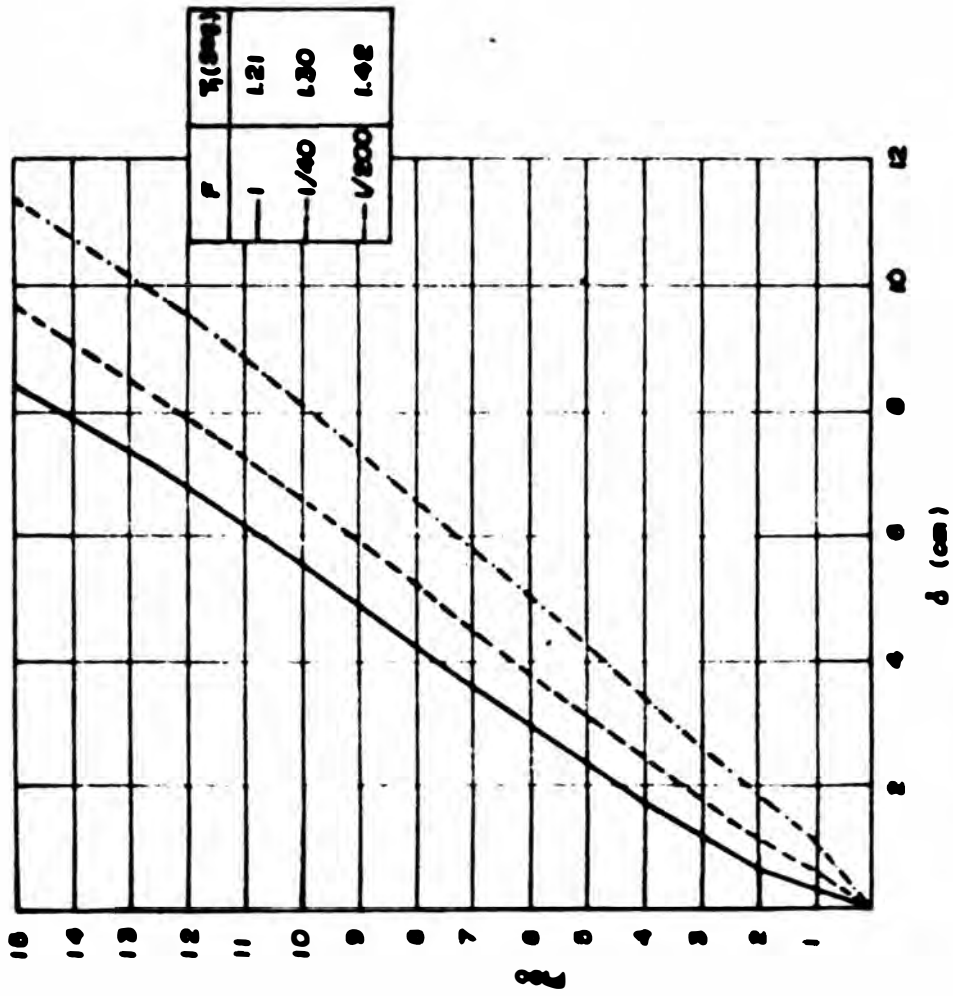


FIG. 4.29 15P-2V DESPLAZAMIENTO LATERAL (RSC)

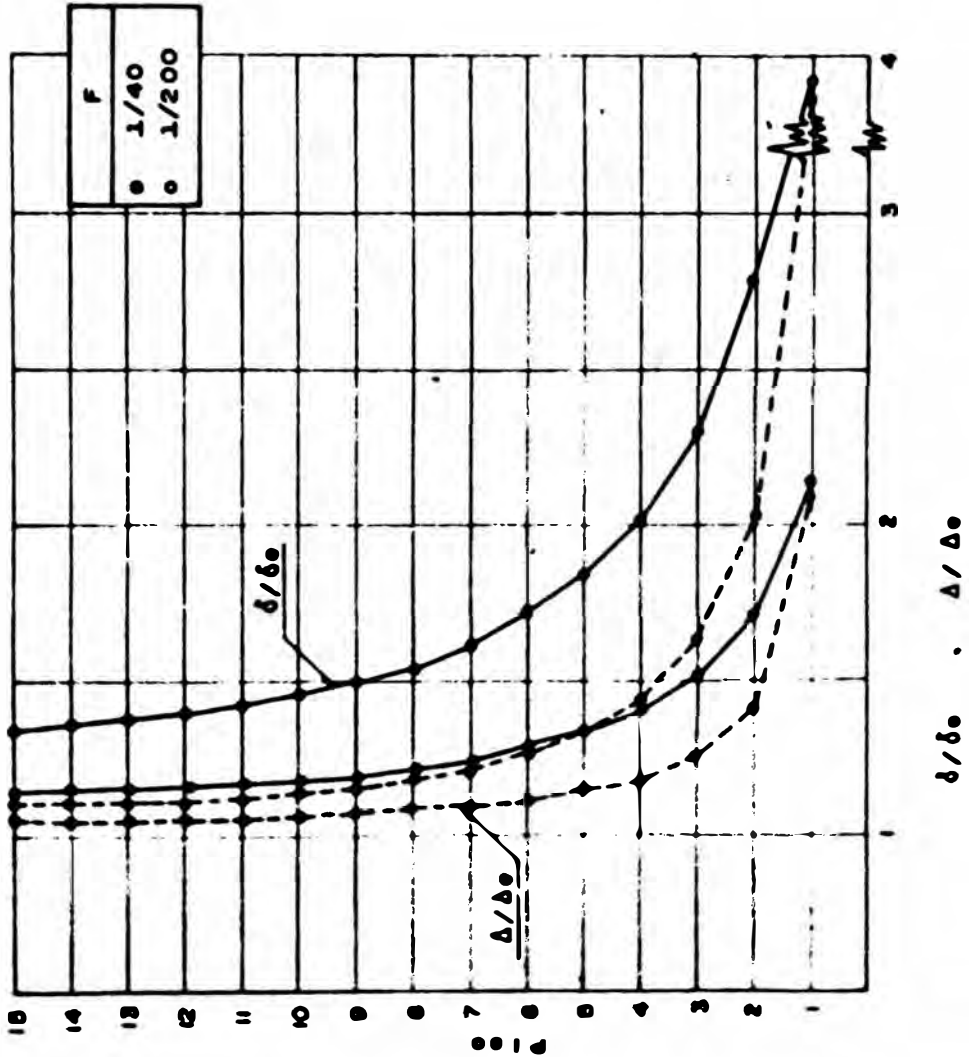
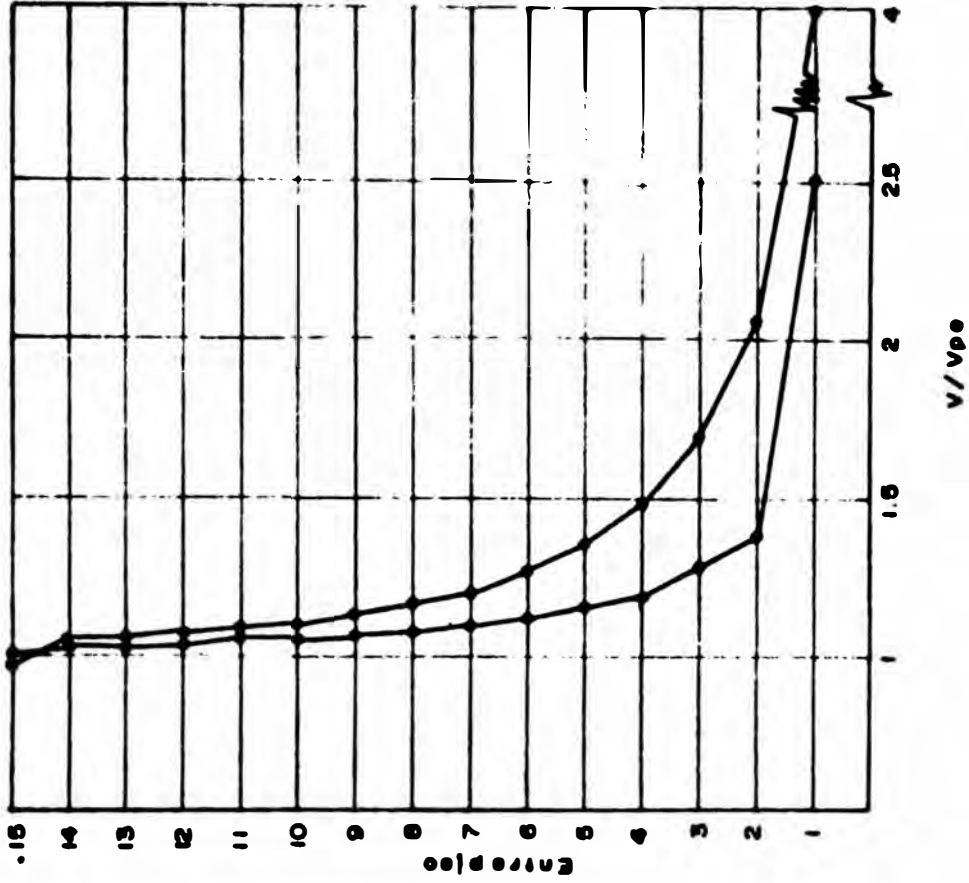


FIG. 4 27 15P-2V EN ALMORCES EN ALTURA ENTRE DESPLAZAMIENTOS (δ / δ_0), DISTORSIONES (Δ / Δ_0) Y CORTE EN EL PORTICO (V / V_{pe})

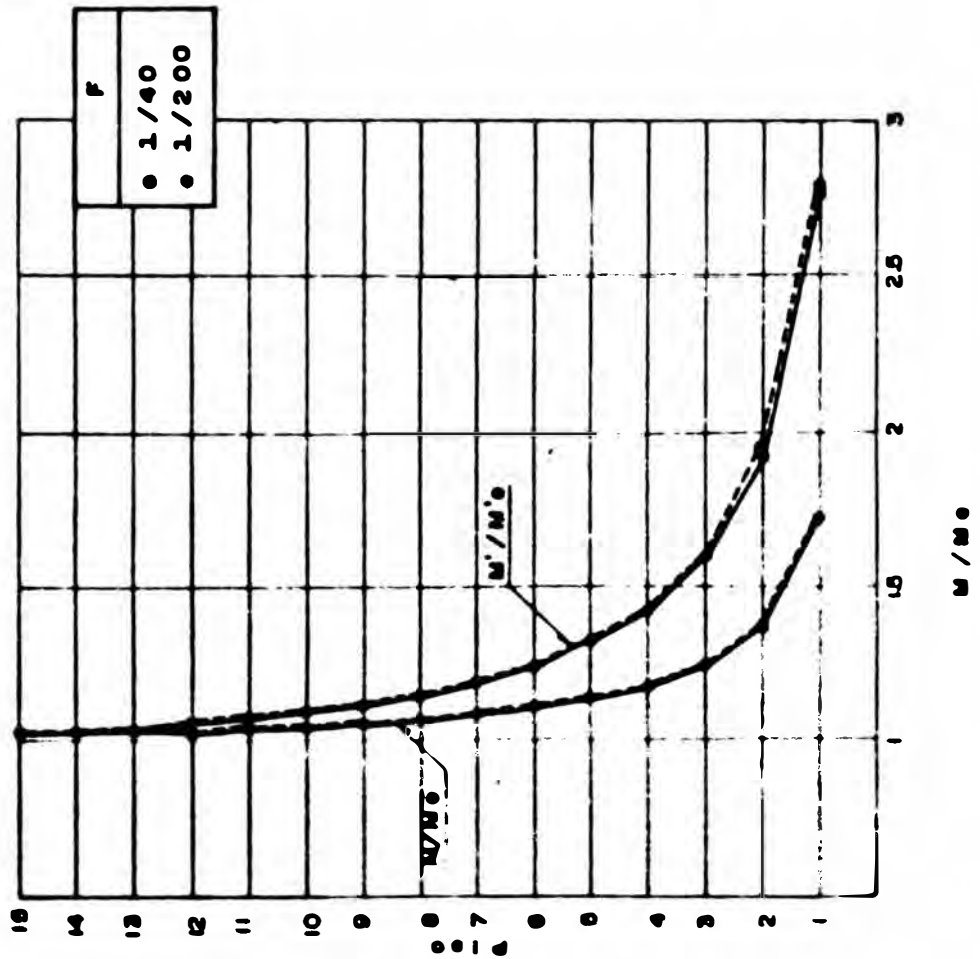
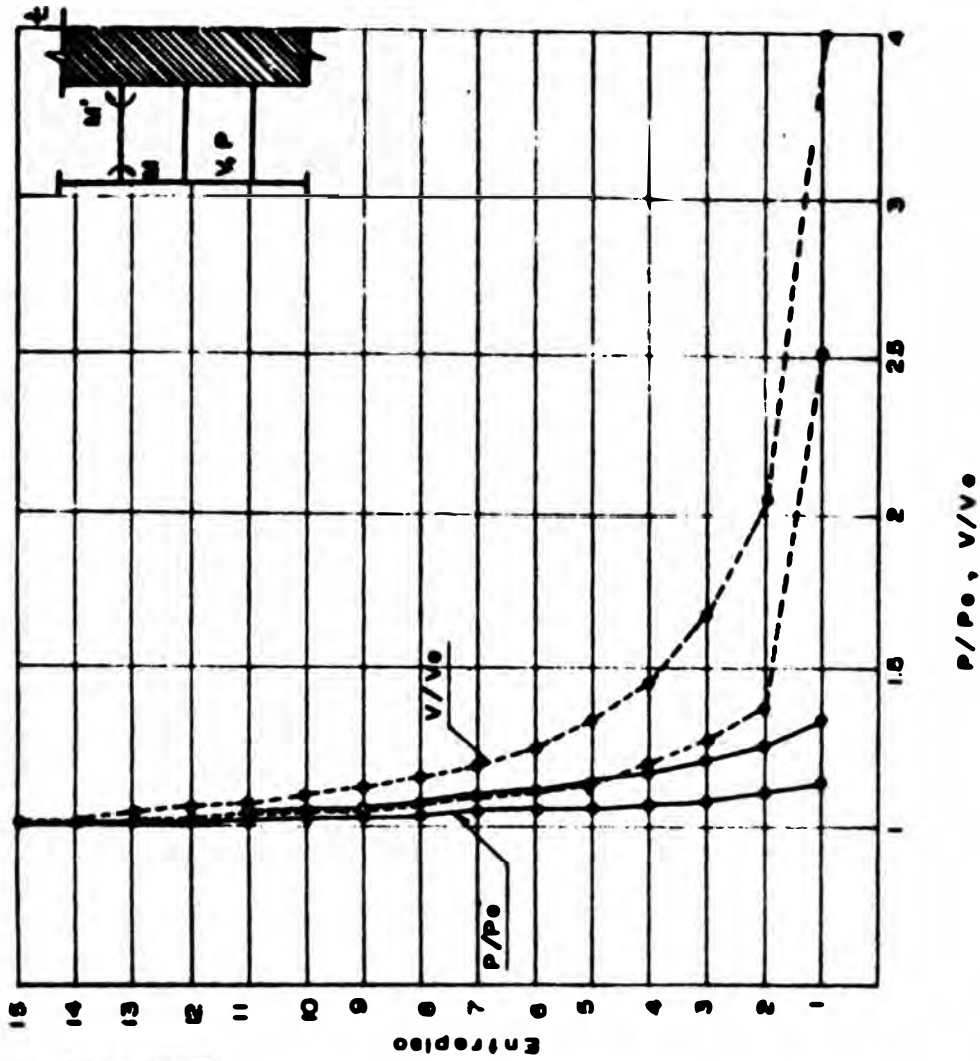


FIG. 4 20 EP-2V RELACIONES EN ALTURA ENTRE MOMENTOS EN VIENTOS (M/M₀) CARGA AXIAL (P/P_e) Y CORTE EN COLUMNAS (V/V_e)

Tabla 4.3 EFECTOS GLOBALES (ELASTICOS) - RESUMEN

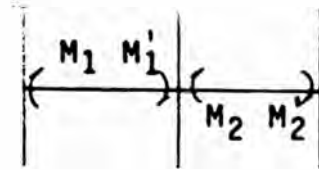
<u>Edificio</u>	<u>F</u>	<u>Piso</u>	<u>Desplaz. (cm)</u>	<u>Distorsión (cm)</u>	<u>Corte (Tn)</u>
4P-4V	1	4	0.59	0.16	41.89
		1	0.11	0.11	100.80
	1/20	4	0.82	0.19	36.97
		1	0.21	0.21	94.87
	1/60	4	0.94	0.20	34.22
		1	0.27	0.27	89.51
4P-2V	1	4	0.70	0.20	30.90
		1	0.12	0.12	72.70
	1/20	4	1.11	0.28	25.50
		1	0.28	0.28	63.49
	1/60	4	1.46	0.34	22.42
		1	0.41	0.41	56.32
8P-4V	1	8	1.90	0.23	32.94
		4	0.89	0.26	104.50
		1	0.19	0.19	131.20
	1/20	8	2.12	0.23	30.48
		4	1.09	0.27	100.10
		1	0.31	0.31	127.90
1/100	8	2.35	0.24	28.16	
	4	1.31	0.29	95.07	
	1	0.45	0.45	122.90	
8P-2V	1	8	2.22	0.27	24.88
		4	1.02	0.31	75.24
		1	0.18	0.18	94.79
	1/20	8	2.54	0.28	22.71
		4	1.31	0.34	70.40
		1	0.33	0.33	90.43
1/100	8	2.98	0.29	20.36	
	4	1.70	0.38	64.35	
	1	0.54	0.54	83.66	

Tabla 4.3 (Continuación)

<u>Edificio</u>	<u>F</u>	<u>Piso</u>	<u>Desplaz. (cm)</u>	<u>Distorsión (cm)</u>	<u>Corte (Tn)</u>
15-4V	1	15	5.66	0.37	29.62
		5	1.54	0.39	150.20
		2	0.49	0.26	170.90
		1	0.23	0.23	174.80
	1/40	15	6.15	0.38	28.14
		5	1.87	0.41	151.80
		2	0.73	0.32	172.90
		1	0.41	0.41	177.60
	1/200	15	6.64	0.39	26.88
		5	2.22	0.43	153.30
		2	0.98	0.38	174.50
		1	0.60	0.60	179.50
15P-2V	1	15	8.39	0.51	21.91
		5	2.29	0.60	112.80
		2	0.66	0.38	125.90
		1	0.28	0.29	128.40
	1/40	15	9.57	0.54	20.61
		5	3.06	0.69	115.20
		2	1.13	0.53	128.70
		1	0.60	0.60	131.60
	1/200	15	11.28	0.57	19.25
		5	4.22	0.81	117.70
		2	1.84	0.76	131.70
		1	1.08	1.10	134.70

Tabla 4.4 EFECTOS LOCALES (ELASTICOS) - RESUMEN

MOMENTOS EN VIGAS (Tn-m)



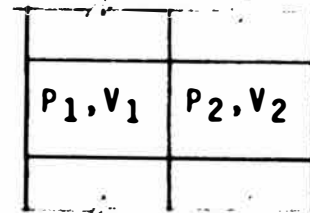
<u>Edificio</u>	<u>F</u>	<u>Piso</u>	<u>M₁</u>	<u>M₁'</u>	<u>M₂</u>	<u>M₂'</u>
4P-4V	1	4	2.47	1.41	4.09	8.32
		1	3.00	1.54	7.05	10.93
	1/20	4	3.02	1.84	4.59	9.58
		1	4.55	1.82	12.33	19.70
	1/60	4	3.31	2.07	4.85	10.25
		1	5.24	1.81	15.07	24.49
4P-2V	1	4			4.52	5.71
		1			4.82	5.39
	1/20	4			6.18	7.85
		1			9.17	10.41
	1/60	4			7.66	9.75
		1			12.62	14.50
8P-4V	1	8	6.60	6.23	2.08	6.82
		4	11.72	9.94	13.25	20.31
		1	7.24	5.32	13.72	19.08
	1/20	8	6.73	6.43	1.82	6.44
		4	12.28	10.49	13.39	20.69
		1	9.45	6.34	20.86	29.21
1/100	8	6.86	6.64	1.57	6.03	
	4	12.86	11.06	13.50	21.07	
	1	11.41	7.05	28.00	39.87	
8P-2V	1	8			11.06	13.99
		4			18.71	20.12
		1			14.28	15.36
	1/20	8			11.09	14.04
		4			20.07	21.63
		1			21.47	23.14
1/100	8			11.18	14.17	
	4			21.96	23.73	
	1			30.47	33.27	

Tabla 4.4 (Continuación)

<u>Edificio</u>	<u>F</u>	<u>Piso</u>	<u>M₁</u>	<u>M₁'</u>	<u>M₂</u>	<u>M₂'</u>
15P-4V	1	15	11.69	12.40	3.03	5.78
		5	22.87	20.85	21.04	29.56
		2	16.83	14.72	25.18	32.04
		1	13.85	10.65	21.85	31.36
	1/40	15	11.97	12.74	3.40	5.48
		5	24.41	22.33	21.49	30.47
		2	19.45	16.95	31.68	40.30
		1	18.79	13.18	35.74	51.34
	1/200	15	12.20	13.03	3.52	5.19
		5	25.95	23.82	21.94	31.37
		2	22.26	19.33	38.61	49.03
		1	22.98	14.93	49.05	71.65
15P-2V	1	15			12.70	16.10
		5			33.29	35.21
		2			25.43	26.47
		1			21.40	22.91
	1/40	15			12.86	16.32
		5			37.62	39.85
		2			34.72	36.39
		1			36.86	39.32
	1/200	15			12.99	16.49
		5			43.85	46.53
		2			45.85	51.38
		1			58.98	63.50

Tabla 4.5 EFECTOS LOCALES (ELASTICOS) - RESUMEN

CARGA AXIAL - P(tn) Y CORTANTE - V(tn)
EN COLUMNAS



<u>Edificio</u>	<u>P</u>	<u>Entrepiso</u>	<u>P₁</u>	<u>P₂</u>	<u>V₁</u>	<u>V₂</u>
	1	4	0.86	6.23	1.79	5.37
		1	4.54	34.30	1.29	2.85
4P-4V	1/20	4	1.08	7.02	2.17	6.26
		1	5.83	47.78	2.62	5.42
	1/60	4	1.20	7.43	2.39	6.75
		1	6.47	55.11	3.00	6.26
	1	4		2.16		3.34
		1		9.30		1.43
4P-2V	1/20	4		2.96		4.56
		1		14.32		3.50
	1/60	4		3.66		5.65
		1		18.58		4.71
	1	8	2.88	2.63	5.03	7.35
		4	21.81	42.00	5.44	13.62
		1	33.62	93.05	2.26	4.61
8P-4V	1/20	8	2.96	2.29	5.14	7.20
		4	22.53	39.79	5.70	14.19
		1	35.92	106.22	4.18	7.83
	1/100	8	3.03	1.99	5.24	7.03
		4	23.27	37.29	5.98	14.78
		1	38.19	120.12	5.27	9.90
	1	8		5.33		8.09
		4		35.60		8.77
		1		56.90		3.59
8P-2V	1/20	8		5.35		8.11
		4		36.69		9.50
		1		63.88		7.18
	1/100	8		5.39		8.17
		4		38.28		10.53
		1		73.34		9.90

Tabla 4.5 (Continuación)

<u>Edificio</u>	<u>F</u>	<u>Entrepiso</u>	<u>P₁</u>	<u>P₂</u>	<u>V₁</u>	<u>V₂</u>
15P-4V	1	15	5.47	5.41	8.61	8.65
		5	97.90	91.42	9.92	22.10
		2	122.60	159.01	6.85	20.71
		1	127.98	183.74	4.07	7.86
	1/40	15	5.61	5.58	8.82	8.66
		5	102.11	90.00	10.63	23.22
		2	129.80	169.50	7.05	27.63
		1	136.88	213.20	7.98	14.30
	1/200	15	5.73	5.79	8.99	8.64
		5	106.07	87.85	11.43	24.36
		2	136.89	180.16	7.78	35.30
		1	145.38	243.23	9.86	17.84
15P-2V	1	15		6.13		9.28
		5		125.03		14.69
		2		161.76		11.14
		1		170.77		4.82
	1/40	15		6.21		9.40
		5		132.96		16.77
		2		179.60		15.35
		1		195.42		12.20
	1/200	15		6.27		9.49
		5		143.33		19.80
		2		204.87		22.87
		1		230.74		19.32

4.4 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION

Se ha desarrollado una expresi3n para la estimaci3n del periodo fundamental de vibraci3n cuando se presenta rotaci3n de la cimentaci3n, en base a los resultados del an3lisis para el caso de la cimentaci3n r3gida, es decir con las hip3tesis habituales en an3lisis din3mico.

Esta aproximaci3n resulta conveniente porque el periodo en el modo fundamental es uno de los par3metros m3s importantes que describen el comportamiento din3mico global de toda estructura.

La expresi3n semi-emp3rica propuesta es una modificaci3n de la f3rmula de Southwell - Dunkerley (16).

$$T_{\phi}^2 = T_0^2 + T_r^2 \quad (4.3)$$

en donde

T_{ϕ} , es el periodo fundamental de vibraci3n en seg. considerando el efecto de rotaci3n de la base.

T_0 , es el periodo fundamental de vibraci3n en seg. para la estructura sobre un suelo infinitamente r3gido.

$T_r = 2.54 \sqrt{MH^2/K_{\phi}}$, es el periodo de vibraci3n de la estructura como un conjunto, en seg., considerando que rota alrededor de un eje perpendicular a su cimentaci3n, supuesta como una platea r3gida.

Para este estudio se tiene como cimentaci3n zapatas ais

ladas, siendo necesario entonces modificar la expresión para T_r . De los análisis desarrollados se ha encontrado

$$T_r^2 = \eta \frac{M H^2}{a_0 K_\phi^{1+a_0}} \quad (4.4)$$

con lo que se tiene

$$T_\phi^2 = T_0^2 + \eta \frac{M H^2}{a_0 K_\phi^{1+a_0}} \quad (4.5)$$

donde

M , es la masa total de la estructura; en tn-seg²/m.

H , es la altura total de la estructura; en m.

K_ϕ , es la rigidez rotacional de la cimentación de la placa; - en tn-m/rad.

a_0 , fracción de corte en la base que toma la parte aporticada de la estructura cuando esta se considera cimentada sobre un suelo infinitamente rígido.

η , factor de reducción asociado a diferentes condiciones de - suelo., Fig. 4.29.

La Fig. 4.29 muestra los valores de η para diferentes - grados de fijación de la cimentación, estando estos relaciona dos directamente a las velocidades de onda de corte y por tan to a diferentes tipos de suelo (véase la sección 4.2).

Por otro lado, es importante señalar que T_ϕ es poco sen sible a variaciones en η . Nótese sin embargo que las caracte rísticas del suelo afectan el valor de K_ϕ . La aseveración de

lo dicho puede verse claramente en la Fig. 4.30.

Sabiendo que resulta difícil establecer con precisión el tipo de suelo sobre el que se va a cimentar, en la Tabla 4.6 se presentan los valores de η recomendados para diferentes tipos de suelos. En forma conservadora, para un tipo de suelo específico, puede tomarse el mayor de η para estimar los desplazamientos laterales y el menor valor de η para determinar fuerzas.

Tabla 4.6 VALORES RECOMENDADOS DE η PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO.

<u>TIPO DE SUELO</u>	<u>η</u>
Suelos Rígidos	0.90 a 0.60
Suelos Intermedios	0.60 a 0.30
Suelos Blandos	0.30 a 0.15
Suelos muy Blandos	0.15 a 0.05

4.5 ESTIMACION DEL CORTANTE EN LA BASE PARA DIFERENTES GRADOS DE FIJACION.

La variación del cortante elástico como consecuencia de la rotación de la cimentación se debe principalmente a la alteración del período fundamental y amortiguamiento, lo que implica un cambio en el valor del espectro, y a cambios en la forma de los modos.

La influencia del espectro es obviamente determinante. Para los edificios analizados se ha encontrado que la relación

del cortante para un grado de fijación F al cortante del análisis para un suelo muy rígido es aproximadamente igual a la relación de las aceleraciones espectrales para el primer modo. De esta forma se tiene

$$\frac{V_{\phi}}{V_0} \approx \frac{S_{a\phi}}{S_{a0}} \quad (4.6)$$

en donde V_{ϕ} es el cortante elástico (RSC) en la base para un grado de fijación F , S_{a0} y V_0 son la aceleración espectral y el corte elástico en la base cuando la estructura se analiza sobre un suelo rígido, respectivamente; $S_{a\phi}$ es la aceleración espectral para un grado de fijación F , obtenida mediante T_{ϕ} - (Ver sección 4.4) y el espectro del primer modo (sección 3.4).

Se ha encontrado que la alteración de la forma del primer modo, representado por el factor de participación modal (Γ_1) tiene una influencia creciente a medida que el suelo es más flexible, pudiendo el cortante incrementarse hasta en un 10% por este concepto.

Por otro lado, para estructuras muy altas, la variación del cortante se debe básicamente a la forma del modo, puesto que el valor espectral permanece constante por ubicarse el período en la rama plana inferior del espectro.

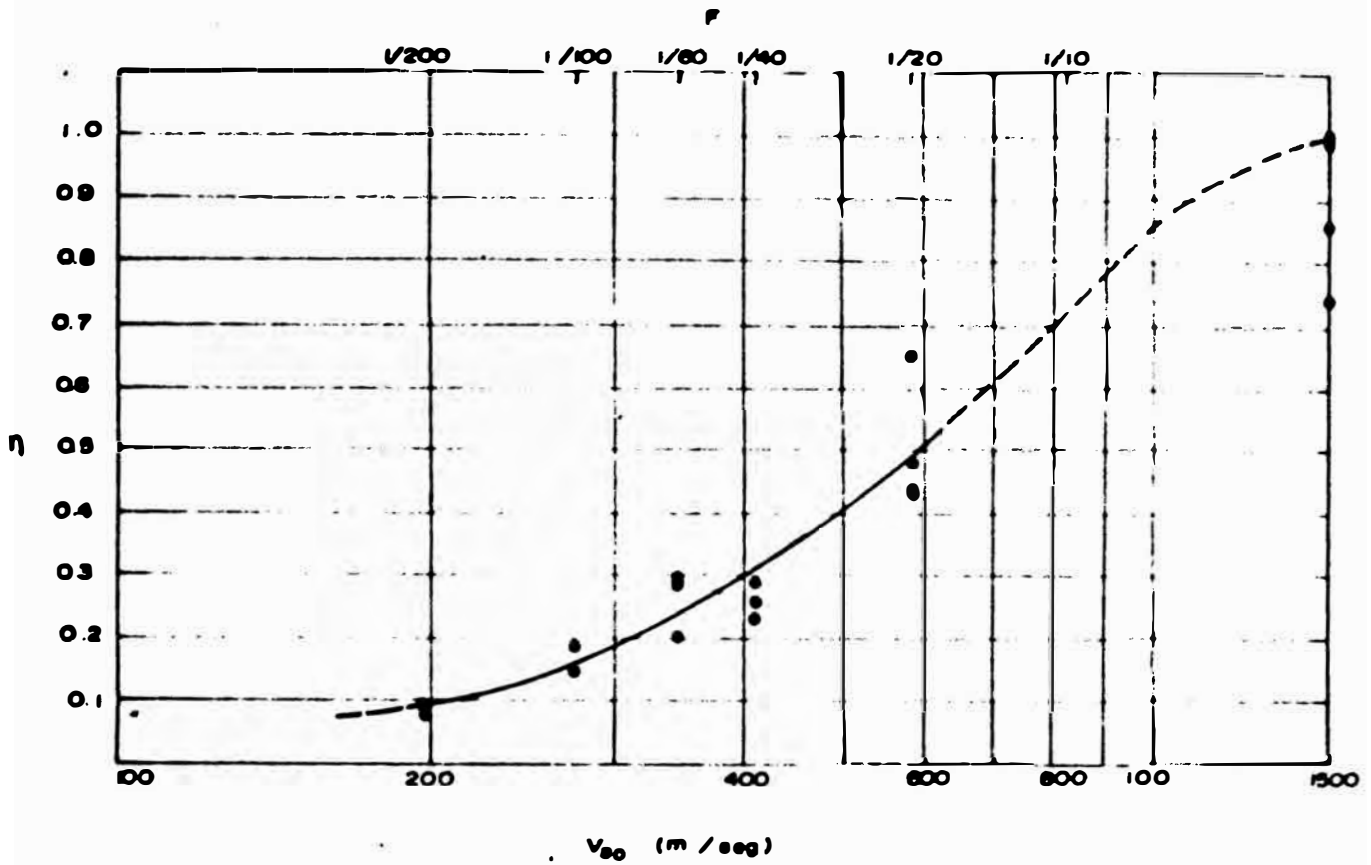


Fig. 4.29 VALORES DE η vs. V_{so}

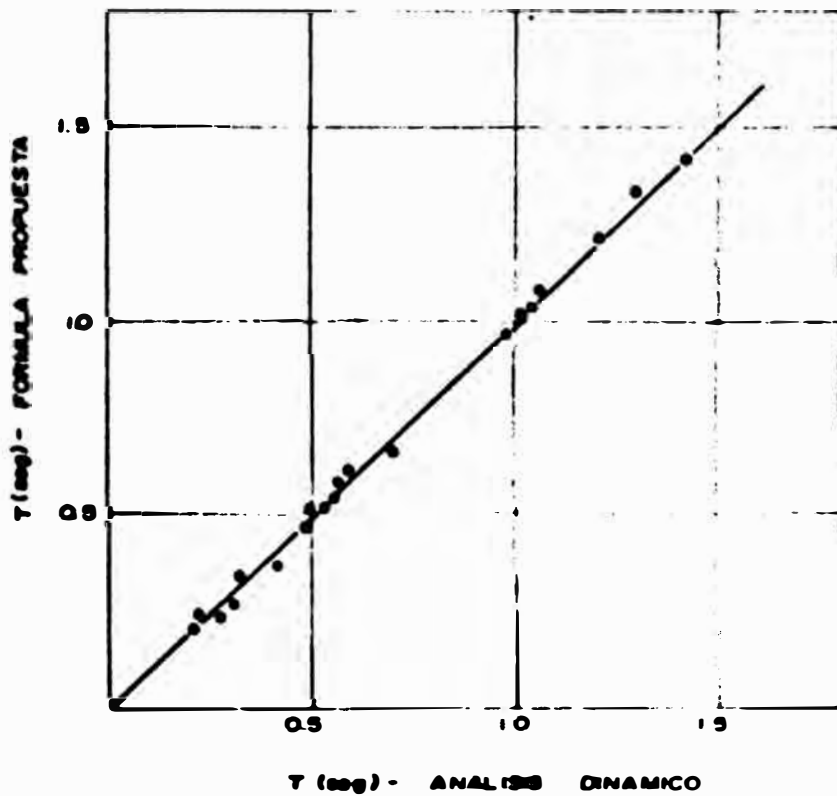


Fig. 4.30 CORRELACION ENTRE EL PERIODO NATURAL POR ANALISIS DINAMICO Y POR LA FORMULA PROPUESTA

C A P I T U L O 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Uno de los objetivos de este trabajo fue el de identificar las variables de mayor incidencia en el problema. Es así como del análisis de los edificios estudiados, la relación de rigideces entre la parte aporticada y la placa y la rigidez rotacional de la cimentación resultaron ser los parámetros más importantes en la respuesta de la estructura como consecuencia de la rotación de la base. Sin embargo, para el criterio de la elección de las variables, la evaluación de la rigidez rotacional carece de uniformidad; ya que siendo función de las dimensiones de la cimentación, éstas dependen del diseñador que las proporcione.

Se ha encontrado que la rotación de la cimentación tiene marcada influencia solamente en los 4 entrepisos inferiores; esto implica que los incrementos en los efectos del sismo son independientes de la altura del edificio. Para efectos globales (desplazamientos laterales, distorsiones y cortantes de entrepiso) se presentan incrementos hasta de un 200 % por disminución del grado de fijación y/o disminución de la relación de rigideces pórtico-placa. Los desplazamientos laterales y distorsiones llegan a ser en algunos casos 3 veces aque

llos obtenidos con la cimentación rígida, en el primer entrepiso.

La relación entre el corte de entrepiso considerando suelo flexible al corte para el caso de cimentación rígida (suelo tipo roca) es aproximadamente igual a la relación de sus aceleraciones espectrales para el primer modo (Ec. 4.6). La variación de la forma del modo modifica el corte del entrepiso hasta un máximo de 10 % a medida que el suelo es más flexible.

El corte en la placa siempre decrece cuando aumenta la flexibilidad del suelo y su variación a lo largo de la altura es pequeña.

Para el corte en la parte aporticada sucede lo contrario a lo que se tiene a nivel conjunto y para la placa considerada aisladamente. La rotación de la cimentación de la placa altera de manera significativa la distribución interna de rigideces entre la parte aporticada y la placa, de tal forma que mientras la fuerza cortante es mayor en los edificios de 15 pisos y menor en los de 4 y 8 pisos, la placa toma siempre menos corte. La proporción en que lo hacen es tal, que la placa resulta siempre grandemente aliviada. Esta diferencia, sustancial en los entrepisos inferiores, es absorbida por la parte aporticada, pudiendo estos incrementos llegar a ser hasta 3 veces el corte que se obtendría con la hipótesis de cimentación rígida.

Se ha desarrollado una expresión semi-empírica para la

estimación del período de vibración (Ec. 4.5) en función de los datos del análisis de la estructura sobre roca. Esto se lleva a cabo considerando los diferentes grado de fijación, la rigidez rotacional y el tipo de suelo.

En efectos locales se ha encontrado que la magnificación de momentos y cortantes en ambos extremos de las vigas adyacentes a la placa son prácticamente iguales. Esto quiere decir que la posición del punto de inflexión en las vigas es independiente del grado de fijación. Los incrementos varían desde 25 % a 125 % de aquellos con la estructura cimentada sobre roca.

En los edificios de 8 pisos con 4 vanos de luces iguales se observó que la propagación horizontal disminuye a medida que se está más lejos de la placa. Aunque esto corresponde a los análisis empotrado y articulado, se requiere más investigación en este aspecto para cuantificar los cambios que tienen lugar con diferentes grados de fijación.

La influencia de la flexibilidad del suelo en el cambio de la carga axial resultó ser el efecto de menor importancia, ya que su variación es pequeña. El corte en columnas tiene una magnificación y distribución en altura similar al corte en la parte aporticada como en conjunto.

Con el objeto de ajustar las expresiones propuestas, así como tener un conocimiento más amplio del problema, se recomienda estudiar la respuesta de otros tipos de estructuras teniendo como variable principal la relación de rigideces entre

el pórtico y la placa.

Por otro lado, se requiere desarrollar parámetros apropiados para la evaluación de rigideces, lo que permitirá establecer expresiones para el cambio de la distribución interna de rigideces debido a la rotación de la cimentación de las placas. Esto tendría como finalidad estimar cambios en los efectos locales.

Como una segunda etapa sería recomendable realizar análisis inelásticos, puesto que ante incrementos tan altos de los momentos y cortes, ciertas secciones de la estructura - las más cercanas a la placa - incursionarán en el rango inelástico, alterando de esta forma la respuesta.

BIBLIOGRAFIA

1. Beaufait, F.W. et al., Computer Methods of Structural Analysis, Prentice - Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970.
2. Pzremieniecki, J.S., Theory of Matrix Structural Analysis, Mc-Graw Hill, N.Y., 1968.
3. Roesset, J.M., Computer Solution of Dynamic Problems. Seminar on Earthquake Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass., 1972.
4. Biggs, J.M., Multi-Degree Dynamic Systems and Modeling of Building Structures. Seminar on Earthquake Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass., 1972.
5. Roesset, J.M., Modal Analysis. Seminar on Earthquake Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass., 1972.
6. Newmark, N.M. and Rosenblueth, E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., 1971.
7. Biggs, J.M., Introduction to Structural Dynamics, Mc-Graw - Hill, N.Y., 1964.
8. Hurty, W.C. and Rubinstein, M.F., Dynamics of Structures, - Prentice Hall, Inc., 1964.
9. Clough, R.W. y Penzien, J., Dynamics of Structures, Mc-Graw Hill, N.Y., 1975.
10. Hildebrand, F.B., Methods of Applied Mathematics, Prentice-Hall, Inc., 1952.
11. Crandall, S.H., Engineering Analysis, Mc-Graw-Hill, N.Y., 1956.

12. Bathe, K.J. and Wilson, E.L., Numerical Methods in Finite Element Analysis, Prentice-Hall, Inc., 1976.
13. Normas Peruanas de Diseño Sismo-Resistente, RNC, Ministerio de Vivienda y Construcción, Lima, 1977.
14. Borges, J.F. and Ravara, A., Earthquake Engineering, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1969.
15. Whitman, R.V., Theory of Foundation Vibrations - Chap. 25, Notas de Clase, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., 1978.
16. Richart, F.E., Jr., Woods, R.D., and Hall, J.R., Vibrations of Soils and Foundation, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
17. Lambe, T.N., y Whitman, R.V., Mecánica de Suelos, Editorial Limusa-Wiley S.A., México, 1972.
18. Barkan, D.D., Dynamics of Bases and Foundations, Mc-Graw-Hill, Inc., N.Y., 1962.
19. Whitman, R.V., Analysis of Soil-Structure Interaction, A State-of-Art Review, Seminar on Earthquake Engineering, - M.I.T., 1972.
20. Jakub, M., Nonlinear Stiffness of Foundations, Research Report R77-35, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., September 1977.
21. Jakub, M., Dynamic Stiffness of Foundations : 2-D vs. 3-D Solution, Research Report R77-36, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., October 1977.
22. Veletsos, A.S., Soil-Structure Interaction for Buildings During Earthquakes, Proceedings, Seminario de Microzonificación Sísmica Urbana, Lima, Perú, 1978.

23. Applied Technology Council, Working Draft of Recommended Comprehensive Seismic Design Provisions for Buildings, ATC-3-04, San Francisco, California, 1976.
24. Foutch, D.A., A Study of the Vibrational Characteristics of Two Multistory Buildings, EERL76-03, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1976.
25. Unemori, A.L., Nonlinear Inelastic Dynamic Analysis with Soil Flexibility in Rocking, Research Report R76-13, Dept. of Civil Engineering, February 1976.
26. Parmelee, R.A., Perelman, D.S., and Lee, S.L., Seismic Response of Multiple Story Structures on Flexible Foundations, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 59, No. 3, June, 1969.
27. Arias, A. y Husid, R., Influencia del Amortiguamiento sobre la Respuesta de Estructuras Sometidas a Temblor, Revista del IDIEM, Vol. 1, No. 3, Diciembre 1962.
28. Rosenblueth, E., Discusión del Artículo de A. Arias y R. Husid, Influencia del Amortiguamiento sobre la Respuesta de Estructuras Sometidas a Temblor. Revista del IDIEM, Vol. 3, No. 1, Marzo 1964.
29. Dominguez, J., Dynamic Stiffness of Rectangular Foundations, Research Report R78-20, Dept. of Civil Engineering, August 1978.
30. Chakravorty, M., Nelson, M., and Whitman, R.V., Approximate Analysis of 3-DOF Model for Soil-Structure Interaction, Research Report R71-11, Dept. of Civil Engineering, June 1971.

31. Sarrazin, M., Roesset, J., and Whitman, R., Dynamic Soil-Structure Interaction, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST7, July 1972.
32. Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI - 318 - 77), American Concrete Institute, Detroit, 1977.
33. Kausel, E., Forced Vibrations of Circular Foundations on Layered Media, Research Report R74-11, Dept. of Civil Engineering, M.I.T., January 1974. .