



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES SOBRE TOPICOS DIVERSOS  
DE CODIGOS SISMO - RESISTENTES

JULIO VARGAS NEUMANN

Trabajo presentado en el Seminario Latinoamericano de Ingeniería  
Sismo - Resistente, Caracas - Venezuela (enero 1979)  
Publicación DI - 79 - 01.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU  
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA

CONSIDERACIONES SOBRE TOPICOS DIVERSOS  
DE CODIGOS SISMO - RESISTENTES

JULIO VARGAS NEUMANN

Trabajo presentado en el Seminario Latinoamericano de Ingeniería  
Sismo - Resistente, Caracas - Venezuela (enero 1979)

Publicación DI - 79 - 01.

SEMINARIO LATINOAMERICANO DE INGENIERIA  
SISMO - RESISTENTE  
ENERO 1979  
Caracas - Venezuela

---

CONSIDERACIONES SOBRE TOPICOS DIVERSOS DE  
CODIGOS SISMO-RESISTENTES

Julio Vargas Neumann \*

\* Profesor Principal de la Pontificia Universidad Católica del Perú.



## C O N T E N I D O

### P r i m e r a P a r t e

1. La sollicitación sísmica y los códigos sismo-resistentes
2. La respuesta estructural frente a una sollicitación integral.
3. La componente vertical.
4. Propiedades dinámicas de las estructuras de edificios, en la dirección vertical.

### S e g u n d a P a r t e

5. Espectros de la Norma Peruana
6. Fórmulas empíricas de países latinoamericanos para evaluar el período fundamental frente a excitación horizontal.
7. Recomendaciones para las construcciones de adobe.

-.-.-.-.-

PRIMERA PARTE

## CONSIDERACIONES SOBRE TOPICOS DIVERSOS DE CODIGOS SISMO RESISTENTES

### 1.- La sollicitación sísmica y los códigos sismo-resistentes. -

En los últimos años se ha venido observando que los terremotos han provocado fallas en edificios que, por lo general, habían sido diseñados únicamente bajo la acción de una componente horizontal del sismo, tal como se realiza en la práctica utilizando espectros de diseño y de acuerdo a los códigos sismo-resistentes vigentes en la mayoría de nuestros países.

La sollicitación sísmica es un fenómeno no determinístico, cuya aleatoriedad es una concepción basada en el macrotipo de falla, los detalles del mecanismo focal, la complejidad de las trayectorias, las condiciones locales, etc.

Sin embargo, J. Penzien y M. Watabe (Ref. 1) han logrado definir en la sollicitación, 3 ejes principales. El mayor principal, orientado hacia el epicentro. El menor principal, casi vertical. El tercero correspondiente a valores intermedios, ortogonal con los anteriores. De lo anterior deducimos y comprobamos en la observación de acelerogramas de terremotos, que en general las dos componentes horizontales ortogonales no son de la misma intensidad, y están parcialmente correlacionadas entre sí. Si relacionamos por cociente sus respectivas intensidades espectrales (Housner) para amortiguamientos pequeños o nulos, obtendremos valores cercanos a la unidad con errores normalmente menores que el 5%, dentro del rango de aplicación práctica y en ningún caso mayores del 10%. Esto nos induce a considerar, teniendo en cuenta que el pequeño error que cometemos está más bien al lado de la seguridad, que el movimiento horizontal es "isotrópico", es decir, que la

intensidad del movimiento horizontal es independiente de la dirección en su plano.

Por razones de simplicidad estamos definiendo que las componentes horizontales ortogonales son muestras de procesos gaussianos estacionarios de igual intensidad, no correlacionados.

Admitiremos también que la componente vertical es un proceso gaussiano estacionario no correlacionado ( aunque estrictamente es también parcialmente correlacionado con las componentes horizontales).

Como E. Rosenblueth menciona ( Ref. 2) en la mayoría de los casos de interés práctico no es siquiera necesaria la hipótesis de independencia estocástica entre las componentes , ya que las correlaciones entre componentes del movimiento del suelo prácticamente se pierden cuando consideramos los efectos de dichas componentes en la estructura, calculadas éstas como la convolución de una función de transferencia y el acelerograma de cada componente:

$$R(t) = \int_0^t \ddot{x}(\tau) \psi(t - \tau) d\tau$$

Los códigos para construcciones sismo-resistentes, orientados básicamente al análisis de edificios, por lo general recogen la simplificación mencionada y por tanto trabajan sobre la base de componentes no correlacionados. Una lectura atenta de algunos códigos nos conduce a la conclusión de que están escritos considerando casi únicamente los movimientos horizontales del suelo. Se llega a confundir como sinónimo de acción sísmica o actuación de fuerzas de inercia, a un conjunto de fuerzas horizontales. Este hecho puede conducir a graves errores de diseño. Debe entenderse a la sollicitación como una composición de varias componentes.

## 2.- La respuesta estructural frente a una sollicitación integral.-

Una manera de estudiar la respuesta frente a esta concepción de sollicitación integral, puede ser la de analizar la respuesta estructural frente a cada tipo de componente y luego considerar alguna combinación de los efectos producidos, o mejor aún, hacer el análisis frente a cada tipo de onda y posteriormente superponer los efectos. Esta preferencia está basada en que, mientras que para la consideración de la sollicitación a través de componentes se suponen éstas no correlacionadas, en el estudio por tipos de ondas, si podríamos considerar correlaciones. Así por ejemplo, en la onda tipo Rayleigh, podemos asegurar que hay correlación total entre los movimientos verticales, horizontales y rotacionales con respecto a un eje perpendicular al plano de actuación de la onda, y en este caso se debe calcular las respuestas en cada modo frente a la combinación de movimientos y superponer respuestas como si se tratara de una sola componente del movimiento del suelo. Respecto a los principales efectos de los diferentes tipos de ondas, adicionales a los efectos de las ondas de corte que producen traslaciones horizontales en la base de los edificios, es posible afirmar ( Ref.3) que el corte basal originado por las ondas Rayleigh, excede al producto de la masa total de los edificios por la aceleración espectral correspondiente; que rotaciones de la base con respecto a ejes horizontales, originadas también por ondas Rayleigh, producen en la zona superior del edificio momentos de volteo superiores a la integral de la envolvente de corte de entrepiso; y que las ondas Love, producen torsiones respecto al eje vertical de los edificios, que en la parte superior de los mismos pueden ser mayores a las calculadas como proporcionales a las fuerzas cortantes de entrepiso. ( Las torsiones que provocan las ondas Love se distribuyen en forma más o menos uniforme a lo largo de la altura de los edificios).

Resulta imprescindible desarrollar instrumentación sísmica que permita definir mejor la sollicitación, sin embargo, mientras sólo se cuenta con la información de los acelerógrafos actuales o no se perfeccionen métodos garantizados que nos permitan, a partir de los acelerogramas, separar los contenidos de los principales tipos de ondas que componen al movimiento del suelo ( Ref. 4) , debemos dedicarnos a estudiar detenidamente los efectos de las tres componentes traslacionales cuyos registros conozcamos, pero teniendo permanentemente en cuenta su acción simultánea. Esto último se puede alcanzar considerando la variación en el tiempo ( detalle de la variación histórica de cada componente), o simplemente el empleo de técnicas espectrales y probabilísticas, lo cual está más de acuerdo con el diseño cotidiano o la aplicación de normas sismo-resistentes.

Se puede suponer ( Ref. 2) que dicha combinación de efectos da origen a un elipsoide en el espacio de estados. Sobre la base de una combinación lineal de los efectos de la gravedad con los producidos por cada componente, los cuales son cuantificados suponiendo que la envolvente es convexa, se propone:

$$R \text{ combinado} = \bar{R}_0 + 0.3 \sum_{j \neq i} (\pm \bar{R}_j), \text{ donde:}$$

$\bar{R}_0$  = Vector estado ante cargas gravitacionales

$\bar{R}_i$  = Vector estado ante el  $i$ ésimo componente del movimiento del suelo.

$i, j$  toman los valores que corresponden a cada componente y la suma es vectorial con los signos más desfavorables.

Las recomendaciones ATC-3 ( 1976-USA) exponen este criterio para combinar las componentes ortogonales horizontales. Para tener en cuenta el efecto vertical, consideran variaciones hasta de 30% del peso muerto,

antes de combinar este efecto con las otras fuerzas actuantes. Un proyecto de norma para México ( 1976 ) en cambio propone , para las dos zonas más activas del país, considerar los efectos de las componentes horizontales y la vertical simultáneamente, combinados de acuerdo al criterio mencionado. La norma de Perú ( 1977 ) recomienda considerar la acción simultánea de la componente vertical con una componente horizontal, empleando un criterio semejante al del ATC-3, pero no prescribe aún el análisis frente a los tres efectos ortogonales.

### 3.- La componente vertical. -

La respuesta frente a movimientos horizontales ha sido ampliamente estudiada, no ha ocurrido lo mismo con los efectos de la componente vertical. Han habido dos razones principales para que se tienda a despreciar la influencia de dicha componente. La primera es la idea de que la consideración de las fuerzas gravitacionales en el diseño, cubre con comodidad los efectos de esta componente. La segunda , no muy independiente de la anterior, es la impresión de un exceso de rigidez vertical que los libraría de los problemas vibratorios. Sin embargo, en vista de que algunos casos particulares de colapsos o fallas ocurridas en terremotos recientes, deban atribuirse a una inesperada influencia de la componente vertical de los mismos, los códigos más modernos ya prescriben la consideración de aceleraciones verticales aunque sólo sea para el análisis de elementos especiales ( voladizos, elementos verticales, puentes, vigas postensadas, etc.).

Vamos entonces a concentrarnos en analizar especialmente los movimientos verticales del suelo. Estos movimientos son producidos básicamente por ondas P y ondas Rayleigh . Se conoce también que la aceleración vertical máxima del terreno ( considerada como porcentaje de la aceleración máxima horizontal ), crece en la medida en que nos aproximamos

al epicentro, hasta valores que puedan sobrepasar el 100%. Luego de analizar 75 acelerogramas de terremotos ocurridos en Estados Unidos y Japón, H. Umemura, J. Panzian y otros ( Ref. 5) sugieren la siguiente expresión para evaluar el cociente entre las aceleraciones máximas vertical y horizontal:

$$\bar{R} (d) = a - 0.0022 \left( \frac{x}{x_0} + 300 \right), \text{ donde}$$

$x$  = distancia epicentral ( Km.)

$x_0$  = unidad ( Km.)

Sin embargo, parecería que este concepto debe ser considerado paralelamente con la influencia de otras variables que pudieran ser también significativas, tal es el caso de la magnitud del sismo, la profundidad del foco, el mecanismo focal ( secuencia de los desplazamientos relativos a lo largo de la falla), o la complejidad de la trayectoria. Así por ejemplo, el análisis de 10 registros de sismos peruanos, indica que el mayor porcentaje de aceleración vertical ( 70 - 75%) fue registrado en el sismo más lejano ( 372 Km. , con profundidad focal de 54 km.), pero por otro lado, fue el de mayor magnitud ( 7 3/4 Richter) Muchos esfuerzos se han realizado para relacionar y evaluar las variables asociadas a la fuente, sin que todavía se pueda obtener conclusiones precisas por falta de información . Un intento reciente realizado por Hudson ( Ref. 6) confirma lo expresado.

Teniendo en cuenta el mayor contenido de ondas de altas frecuencias que normalmente muestran las componentes verticales, y que este tipo de ondas se disipa más rápidamente con la distancia, podría decirse, en términos muy simplistas, que si consideramos a la sollicitación como un elipsoide con eje principal hacia el epicentro, éste va sufriendo paulatinamente un " aplastamiento" vertical ( también disminuyendo sus dimensiones generales), en la medida que la distancia epicentral aumen

ta. Cerca del epicentro, podría ocurrir que el eje principal sea el vertical. El caso de los terremotos peruanos (captados en Lima) es posible que sean una excepción, por cuanto es conocido el hecho de que los espectros exhiben formas con máximas amplitudes en la zona de frecuencias muy altas (de 3 a 30 hz.) y estas formas no varían significativamente con la distancia epicentral. Si calculamos el cociente  $v/a$  para la mencionada muestra de 10 registros (7 sismos) y relacionamos por cociente el promedio asociado a las componentes verticales, con el promedio de las horizontales (indistintamente consideradas), obtendremos un valor de 1.3, mayor que los valores esperados para suelos aluviales = 0.90 - y mayor aún que los valores promedio calculados por B. Mohraz (Ref. 7) para suelo rocoso = 1.09 -

#### 4.- Propiedades dinámicas de las estructuras de edificios en la dirección vertical.

Para resolver el problema de los valores propios, se considerará un comportamiento elástico de las estructuras. Mas bien, en el análisis sísmico se considera un aspecto de diseño reducido por ductilidad. Analizaremos varios modelos de complejidad creciente.

##### a) Modelo continuo . Pisos rígidos.

Empezaremos por considerar una viga continua en voladizo, como representativa de un edificio de masas semejantes en cada nivel, y rigidez uniforme (edificios aporticados). En este modelo consideramos que los pisos son rígidos. La solución de las ecuaciones diferenciales del modelo en vibración libre, permiten deducir :

$$\omega_1 = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{EA}{mh^2}} \quad \text{ó} \quad T_1 = 4h \sqrt{\frac{m}{EA}} \quad (1)$$

donde : h es la altura total y m la masa por unidad de longitud.

Haciendo  $h = 3N$ , donde N es el número de pisos, podemos esti

mar el valor de la masa  $m$  unitaria ( de cada piso)

$$m = \frac{A \sigma}{3N_g}, \text{ siendo } \sigma \text{ el esfuerzo unitario de compresión.}$$

Esto implica considerar que la rigidez vertical es linealmente proporcional al área transversal de las columnas, la que a su vez depende de la carga ( o masa) que recae en ellas. Reemplazando en ( 1 ) se obtiene un valor preliminar de :

$$T = 2.2 \sqrt{\frac{N \sigma}{E}} \quad (2)$$

En lo que sigue vamos a considerar edificios de concreto armado, por ser éstos los más usuales en latinoamérica. En la fig. 1, se muestra gráficamente la variación de  $T$  para el caso de  $\sigma = 80 \text{ Kg./cm}^2$  ( recordar que se trata de área transformada) y para tres valores de  $E$ . La incertidumbre en la selección de un valor adecuado de  $E$ , se reflejará así en incertidumbre en cuanto al valor para el período fundamental. Los períodos naturales de los modos superiores, están relacionados con el fundamental por el cociente  $\frac{1}{2n-1}$  donde  $n$  es el modo considerado. Debe observarse que el rango del período fundamental de los edificios corrientes coincide peligrosamente con el de mayores amplitudes espectrales.

- b) Modelos de masas concentradas iguales y rigidez de entrepiso constante o linealmente variable. Pisos rígidos.

En términos generales se puede calcular el período fundamental de edificios idealizados con masas concentradas semejantes y rigidez de entrepiso constante, con las mismas expresiones deducidas para el modelo "a" . Los errores son difícilmente mayores del 15% y disminuyen cuando el número de pisos aumenta.

Para estimar la influencia de la variación de la rigidez axial en el período fundamental, se analizó dos series de modelos desde 4 a 50 pisos. Una serie con rigidez constante y la otra con una variación lineal desde una rigidez máxima en la base, hasta el 30% de la misma en el tope superior de la estructura. Esta variación ha sido seleccionada tratando de adecuarse a las costumbres de diseño en Perú. Salvo los edificios bajos, donde la reducción supuesta es inadecuada, se cumple que el período fundamental de la serie de rigidez variable es entre 15 a 16% mayor que el de la de rigidez constante. Si la reducción es hasta el 20% de la rigidez de la base, los incrementos del período fundamental son de alrededor del 20%.

Los modos de vibrar no sufren variaciones sustanciales y en general pueden visualizarse fácilmente con el caso de la viga continua.

La figura 2 permite comparar la distribución de la fuerza normal acumulada a lo largo del edificio idealizado como viga continua, bajo diferentes simplificaciones usuales en el análisis sísmico. La figura 3, muestra la comparación entre la más representativa de las consideraciones sobre modelo continuo (análisis modal,

$$Y = \sqrt{\sum_i Y_i^2} ) \quad \text{y algunos modelos discretos, en cuanto}$$

a la distribución de la fuerza normal acumulada. Debe observarse que en los pisos superiores, especialmente en los edificios altos (o modelos continuos), hay una subestimación en las fuerzas normales calculadas por los métodos estáticos, similarmente a lo que ocurre con los edificios aperticados sometidos a movimiento horizontal de la base, lo que motiva que las diversas normas recomiendan la consideración de fuerzas concentradas en el extremo superior del edificio, cuando se distribuya en altura el corte ba-

sal del método estático.

El número de modos a considerar, para obtener el 90 y 95% de la suma de masas efectivas en este modelo "b" pueda ser calculado por las expresiones siguientes :

Modelo de rigidez constante :

$$N_{0.95} = 2 + \frac{N}{15} \quad \text{y} \quad N_{0.90} = 2$$

Modelo de rigidez variable :

$$N_{0.95} = 3 + \frac{N}{10} \quad \text{y} \quad N_{0.90} = 1 + \frac{N}{10}, \text{ donde } N$$

es el número de pisos

En la figura 7, se pueda observar la variación de la amplificación de las aceleraciones en modelos de masa constante y pisos rígidos, con rigidez axial constante y variable, para edificios de 8 y 35 pisos. Para el cálculo de las aceleraciones se consideró un espectro plano con factor de amplificación por respuesta elástica igual a 3 y factor de reducción por ductilidad igual a 2. Lo que significa que de haber considerado  $\mu = 1$  se duplicarían los valores obtenidos para las amplificaciones de la aceleración del suelo. Como era de esperar, la amplificación aumenta con la distancia a la base del edificio, es un poco mayor en los edificios altos y más pronunciada aún en los pisos superiores de los edificios de rigidez decreciente con la altura. Nótese que también en los edificios bajos se presentan amplificaciones de importancia.

Las curvas de la figura 7, han sido modificadas en su tercio inferior, para ajustar la máxima aceleración en la base del edificio con la máxima aceleración del suelo.

c.- Modelo de masas concentradas iguales en cada piso, rigidez de columnas constante y uniformemente distribuida en la planta del edificio teniendo adicionalmente en cuenta la flexibilidad del sistema de pisos.

El modelo consta de 3 masas concentradas por piso, tal como se observa en la figura 4. La rigidez de piso ha sido deducida de manera de obtener el mismo período fundamental que un sistema de vigas y losas con masas distribuidas ( deflexión estática de 2 cms ).

Este modelo es una variante del presentado por E, Rosenblueth. ( Ref. 8), que nos permite visualizar mejor el problema dinámico, especialmente en lo referente a la amplificación de aceleraciones para las columnas.

A pesar de mantenerse la masa en cada nivel del modelo anterior, así como la misma rigidez, los períodos y modos naturales cambian sustancialmente de acuerdo a las siguientes características:

1.- El modo fundamental es definido como el que presenta desplazamiento de todas las masas en la misma dirección y un mayor porcentaje de "masa efectiva" respecto a la suma de "masas efectivas" \* ( no corresponde al de menor frecuencia). Dicho modo tiene un período tanto más cercano (por exceso) al período del sistema de pisos ( $T_p$ ) independientemente considerado, cuanto mayor sea la diferencia de este último y el período fundamental del edificio considerando pisos rígidos ( $T_c$ ).

\* Nota : La "masa efectiva" estrictamente es definida para modelos tipo péndulo invertido de múltiples masas concentradas . Sólo en ellos se cumple que la suma de las masas efectivas es igual a la masa total. En el modelo utilizado la diferencia es menor del 2%.

Un valor aproximado (límite superior) del período fundamental puede calcularse como  $T_1 = \sqrt{T_p^2 + T_c^2}$  (Aproximación de Southwell-Dunkerley)

2.- Dos tercios de los modos tienen períodos muy similares entre sí, semejantes al período del sistema de piso ( $T_p$ ) definido en el acápite anterior. De ellos, la mitad (un tercio) corresponden a modos similares a aquellos considerando el sistema como de pisos rígidos, donde las 3 masas de cada nivel tienen desplazamientos de igual signo. Las masas efectivas asociadas son significativas y sus valores decrecen a un ritmo semejante al caso de las columnas con pisos rígidos. La otra mitad, corresponde a desplazamientos antisimétricos del sistema de pisos exclusivamente (las masas de las columnas no se desplazan). Las masas efectivas asociadas a estos modos son despreciables. Finalmente, el último tercio de modos podría decirse que está dominado por el sistema de columnas y tiene períodos naturales del orden de los dos tercios de los correspondientes al modelo de pisos rígidos, que guardan con el fundamental la relación 1:3, 1:5, 1:7, etc. Sus masas efectivas son de magnitud muy semejante al primer tercio mencionado y los modos corresponden a los del sistema de pisos rígidos, pero donde las masas de los sistemas de piso tienen desplazamientos simétricos de signo contrario a las masas de las columnas.

En resumen, considerar un modelo de pisos flexibles, como el empleado en esta ocasión, respecto a uno de pisos rígidos, significa:

- Mayor número de modos significativos ( $\pm$  el doble) pero de importancia relativa menor (masas efectivas del orden

de la mitad) dentro del movimiento general. Esto se debe al desdoblamiento de la masa de cada piso, en más de una masa ( de igual orden de magnitud ).

- Los períodos naturales correspondientes a modos significativos puedan dividirse en dos grupos : El fundamental más  $N-1$  períodos semejantes a  $T_p$  y  $N$  períodos del orden de  $2/3$  los del modelo de pisos rígidos (Relacionados con el mayor por la serie  $1/3$  ,  $1/5$  , etc).
- Amplificación de aceleraciones verticales en las masas asociadas a las columnas , menores que en el modelo de pisos rígidos ( ver figura 8 ).
- Que en la superposición modal debe tenerse en cuenta , la gran cantidad de modos con períodos prácticamente coincidentes ( En este trabajo se utilizó el mismo criterio que el Profesor E. Rosenblueth emplea en la referencia 8)

d.- Modelo de masas concentradas constantes en cada piso, rigidez de columnas constantes, pero desuniformemente distribuidas en la planta del edificio. Pisos rígidos.

Los detalles del modelo pueden apreciarse en la figura 5. La rigidez de la vigas fue elegida de tal suerte de poseer una rigidez equivalente a los sistemas de losa aligerada - viga, que se usa en el Perú. Se eligió una rigidez para los ejes externos, de cinco veces la del eje central, simulando edificios con 2 muros perimetrales paralelos y un eje central de columnas aisladas. La distribución de masas obedeció a un criterio de masas o cargas tributarias el mismo que se empleó en el modelo c.

El período fundamental del modelo, es semejante al del modelo ti

po "b" de rigidez constante, a pesar de que teniendo una misma masa por piso, tiene una rigidez axial total de entrepiso once veces mayor. Esto revela que el período fundamental está más bien dominado por el subsistema de la columna central que es más flexible.

Los modos de este modelo también pueden dividirse en tres grupos . Un tercio de los modos, tiene masas efectivas nulas y correspondería a desplazamiento antisimétrico de las masas extremas de cada nivel, sin movimiento de la masa de la columna central.

Otro tercio tiene períodos muy semejantes a los del modelo tipo "b" y masas efectivas del orden de la mitad, tal como ocurría en el modelo c. Se trata de los modos en los que los desplazamientos de las masas de un mismo nivel tienen el mismo signo, aunque puedan variar de un nivel a otro tal como sucede en los distintos modos de una viga continua. El último tercio, tiene períodos del orden de la tercera parte y masas efectivas muy semejantes al tercio anterior. Se trata de los modos en los que los desplazamientos de las masas de la columna central tienen distinto signo que los de las columnas extremas. Entre los períodos de un mismo tercio podría también decirse que aproximadamente guardan la relación  $1/3$ ,  $1/5$ , etc. respecto al mayor.

La ampliación de aceleraciones en la columna central sigue una ley levemente mayor que para las columnas extremas y ambas semejantes al modelo "b" ( ver figura 8 ).

Tal vez lo más importante de destacar en este modelo es que el segundo modo , es decir aquel en el que los desplazamiento

tos de las masas de las columnas extremas (teniendo todas el mismo signo), son de signo contrario al de las masas de las columnas centrales, ocurre que en los últimos pisos se producirían fuertes desniveles entre los extremos de las vigas que unen las columnas extremas y central, que vendrían acompañados de esfuerzos de corte y momentos flectores, normalmente no previstos y que pudieran ser críticos. Esto sería especialmente grave, dado que la masa efectiva asociada a este segundo modo es de alrededor del 90 a 95% de la masa efectiva del modo fundamental (aunque disminuye ligeramente con el número de pisos), es decir, casi tan importante relativamente como el fundamental.

e.- Variación del modelo "d" considerando la flexibilidad del sistema de pisos.

Este modelo consta de 5 masas por cada nivel. Las 2 masas extremas son menores aplicando un concepto semejante al modelo anterior. La rigidez de las columnas y de las vigas es la misma que en el modelo "d". La variación consiste en haber repartido en un mayor número de masas puntuales la correspondiente a cada nivel, que es constante de un modelo a otro. En la figura 6 se aprecia las características del modelo.

El período fundamental resulta alrededor de 15% mayor que en el modelo "d", pero ya no es posible establecer deducciones genéricas para los otros períodos naturales a sus modos de vibrar.

En este modelo, aunque no se observan modos significativos con desplazamientos de masas de columnas extremas de diferentes signos que en la central, tanto en el primer como en el

segundo modo, se aprecian desplazamientos relativos importantes que se acumulan hacia la parte superior del edificio, de manera que podría esperarse también esfuerzos especiales de corte y momento flector en las vigas.

Las amplificaciones de la aceleración vertical en la columna central son aún menores que en el modelo c ( ver fig. 8 ).

## C O N C L U S I O N E S

Las conclusiones que se presentan a continuación están basadas en las consideraciones expuestas en esta primera parte:

- 1.- Los códigos sismo-resistentes deben propender a considerar en general la acción simultánea de por lo menos tres componentes sísmicas y la acción gravitacional, pudiendo presentarse criterios que simplifiquen los casos corrientes ya estudiados.
- 2.- La acumulación de efectos no previstos en el análisis convencional, que se presenta en los últimos pisos de los edificios, se traduce en una mayor ductilidad requerida en los elementos de dichos niveles o en una raducción del coeficiente de seguridad frente a efectos como el momento volcante, corta, etc.
- 3.- Es necesario profundizar estudios sobre la selección de modelos representativos del comportamiento de edificios frente a vibración vertical y detectar ordenamientos críticos ( discontinuidades en la distribución en planta de la rigidez vertical o de la masa, etc.) o limitaciones para evitarlos.

SEGUNDA PARTE

## 5.- Espectros de la Norma Peruana.-

### a) Espectro para las componentes horizontales:

Las discusiones previas a la adopción del espectro de la norma peruana ( Normas de Diseño Sismo-resistente, 1977), pueden ayudar a comprender dicho espectro.

Distinguiremos dos aspectos de la solución, la forma del espectro y la determinación de sus amplitudes.

Respecto a la forma, la norma anterior ( 1971 ) optaba por un espectro de forma  $\frac{a}{g} = T^{-1/3}$ , tomada del código de California ( 1960 ), que proporcionaba valores exageradamente altos para estructuras con períodos cortos y muy bajos para estructuras con períodos largos.

El sismo de 1974 ocurrido frente a la costa central del país, dejó claras enseñanzas de la influencia del subsuelo en la evaluación de las aceleraciones máximas. En 1975, ( Ref. 9 ) se realizó un análisis crítico, que proponía entre otros aspectos un espectro que considerara de alguna manera las características dinámicas del suelo, a través de los que podría llamarse el período predominante

$$T_s : \frac{a}{g} = \frac{T \cdot T_s}{T^2 + T_s^2}, \text{ expresión adoptada por la norma}$$

chilena en 1969, pero que más tarde se verificó que especificaba valores conservadores (Caída muy lenta hacia la zona de períodos largos, resultando aceleraciones espectrales más altas que los promedios de terremotos detectados, según presentara Seed en 1974).

Durante las discusiones de 1976 se propusieron varios espectros, dentro de los que prevalecieron las siguientes formas:

- Proyecto de actualización de normas de diseño sísmico.  
Colagio de Ingenieros.

$$T < T_s : \frac{a}{g} = \text{Constante}$$

$$T \geq T_s : \frac{a}{g} = \alpha + \frac{\beta}{T - \gamma} \quad \text{donde } \alpha, \beta \text{ y } \gamma$$

dependían de las condiciones del suelo y estaban definidas para 3 tipos de suelo representativos, asociados a tres valores de  $T_s$  (0.25, 0.6 y 1.2 segs.).

- Proyecto de un grupo de Profesores de la Universidad Nacional de Ingeniería.

$$T < T_s : \frac{a}{g} = \text{Constante}$$

$$T \geq T_s : \frac{a}{g} = \frac{1}{T/T_s + \gamma} \quad \text{que más tarde es adoptada}$$

en la norma bajo la forma  $\frac{a}{g} = \frac{1}{T/T_s + 1}$ , debido a que

además de su adecuación a las formas espectrales de terremotos reales (aunque con amplitudes algo conservadoras) resultaba muy simple y aparentemente simétrica respecto a las influencias de  $T$  y  $T_s$ , cosa que es deseable mientras no conozcamos el predominio de una variable sobre la otra. Pero si escribimos esta expresión

de otra manera (multiplicando numerador y denominador por  $T$ )  $\frac{a}{g} = \frac{T T_s}{T^2 + T T_s}$  se observa que realmente no es simétrica

respecto a  $T$  y  $T_s$ , como si lo es la propuesta (más conservadora) de R. Husid,  $\frac{a}{g} = \frac{T T_s}{T^2 + T_s^2}$

- Proyecto de un grupo de profesores de la Universidad Católica del Perú (PUC)

$$T \leq T_s : \frac{a}{g} = \text{Constante}$$

$$T \geq T_s : \frac{a}{g} = \frac{T T_s}{T^2 - T T_s + T_s^2} \quad \text{expresión que adi}$$

cionalmente a su mejor coincidencia con los espectros promedios deducidos de terremotos reales por diversos autores (ver figuras 9 y 10), y a su simetría respecto a  $T$  y  $T_s$  (tal como podríamos deducir si consideramos el sistema subsuelo - estructura como un modelo de dos grados de libertad, asentado en la roca basal donde se produciría la excitación), representa una familia de curvas cuya suavidad está garantizada por cumplirse que  $\frac{d(a/g)}{dT} = 0$ , para  $T = T_s$  y por la concordante asintoticidad respecto al eje  $T$ , en relación a los sismos registrados. Dos presentaciones de más simple ejecución para esta misma propuesta son  $\frac{a}{g} = \frac{T T_s}{(T - T_s)^2 + T T_s}$

$$\text{ó } \frac{a}{g} = \frac{1}{T/T_s + T_s/T - 1}$$

(en esta última expresión se nota más claramente por comparación con la adoptada en la norma, la ya mencionada falta de simetría de esta última).

Respecto a la determinación de amplitudes las tres propuestas consideraban un parámetro de amplificación relativa  $S$  (tanto mayor mientras más blando sea el suelo), factor que puede considerarse ligado al valor de  $T_s$ . Mientras que las dos primeras consideraban valores puntuales de esta amplificación, la tercera propuesta (PUC) presentaba una función continua de  $T_s$ , (Ref. 9):  $S = \frac{1 + 2 T_s}{1 + T_s}$

(ver figura 11) que de acuerdo a la experiencia, proporciona desde amplificaciones nulas ( $S=1$ ) para estructuras cimentadas sobre suelo infinitamente rígido, hasta valores que tienden a  $S=2$  considerado un límite superior, sin tener en cuenta efectos locales especiales. Esta expresión se ha comparado con algunos valores empíricos obtenidos en Perú observándose una coincidencia razonable.

La ventaja de utilizar funciones de  $T_s$  en vez de valores puntuales

estriba en que permiten ser aplicadas directamente cuando se ha determinado experimentalmente el valor de  $T_s$ , considerando adecuadamente los coeficientes de seguridad. Esto sin perjuicio de que se pueda prescribir valores de  $T_s$  para suelos típicos, que orienten el diseño en ausencia de valores experimentales específicos. Finalmente, la cota de la aceleración máxima del suelo firme, base referencial para la definición de las familias de espectros descritas, fue definida por comparación con la estimada en estudios y normas de otros países con sismicidad semejante a la del Perú, ya que al momento de definirse la norma, no se había realizado en el país una evaluación probabilística del riesgo sísmico que permita definir dicha cota para las diferentes macro regiones sísmicas que han sido seleccionadas. Desafortunadamente esta comparación resultó inadecuada, fijándose cotas extremadamente conservadoras, especialmente para edificios con períodos cortos, rango en el que precisamente caen la mayor parte de las construcciones que se realizan en el Perú. ( Más del 90% ).

A la fecha, ha sido realizado un estudio probabilístico que permite definir curvas de aceleraciones máximas esperadas, ( Ref. 10 ) para el departamento de Lima, con un período de retorno de 50 años, a partir del cual es posible definir espectros válidos probablemente para toda la zona 1, paralela a la costa y de mayor actividad sísmica. El resultado de dicho estudio ( aceleración máx.  $\approx 0.18 g$  ), a juicio del autor permitiría reducir las cotas estimadas en la norma actual entre un 30 a un 40% (  $C$  máx.  $\approx 0.24$  para suelo firme en vez de  $C$  máx.  $\approx 0.40$  ).

b) Espectro para la componente vertical.

La norma vigente especifica un espectro plano para la componen

te vertical, de aceleración máxima 0.3 g ( zona 1 ) y 0.2 g ( zona 2 ). Así mismo no considera reducciones por ductilidad.

La consideración de un espectro plano para el caso peruano, es está justificada por el hecho de que el rango de períodos fundamentales de los edificios ( y con mayor razón los períodos asociados a modos superiores ), es menor que el de las amplificaciones máximas de los espectros de movimiento vertical, tal como se vió en el ordinal 4 .

Lo que sí debe ser modificado, es la cota de aceleración máxima, por cuanto en primer lugar ésta podría considerarse del orden de los  $\frac{2}{3}$  de la máxima aceleración espectral horizontal, tal como se realiza en la práctica. ( Ref. 7 ) y esto podría conducirnos, según lo expuesto en el acápite anterior, a valores de aceleraciones espectrales elásticas del orden de  $C_v = 0.16$  . En segundo lugar sobre esta cota, debe permitirse reducciones por ductilidad , al menos del orden del 50% de las estimadas para el movimiento horizontal y no nulas como especifica la norma actual.

A efectos de definir un espectro de diseño para el movimiento vertical en el Perú, podría considerarse valores de  $\frac{v}{a} = 0.076$  segs. y  $\frac{ad}{\sqrt{2}} = 8.5$  ( ancho del espectro trilineal ), valores promedio obtenidos de los datos de la referencia 11. Para definir  $a$ , se puede partir de los datos de la referencia 10.

#### 6.- Fórmulas empíricas de países latinoamericanos para evaluar el período fundamental frente a excitación horizontal.-

Es bien conocida la utilidad de las fórmulas empíricas para evaluar el período fundamental de edificios, a pesar de que existen expresiones

basadas en métodos aparentemente más precisos pero que tienen dificultades en la evaluación de las rigideces de entrapiso, o de la participación de los elementos no estructurales, o del módulo de elasticidad, etc, que pueden introducir errores importantes del orden de 50% o más, habiéndose constatado errores mayores del 100%. Diversos estudios concluyen en que el período fundamental depende principalmente del número de pisos (N) o de la altura total (H), de una manera casi proporcional. La utilización de otras variables o combinación de las mismas, han producido en general menores correlaciones, o en todo caso correlaciones similares pero con expresiones más complejas. Por este motivo, parece recomendable incluir en los códigos expresiones del tipo  $T = \alpha N$  ó mejor  $T = \beta H$ .

La expresión empírica  $T = 0.1 N$  para edificios con estructuras metálicas, fue planteada inicialmente en Estados Unidos (Código de California) logrando gran difusión en otros países. Posteriormente rectificaron la expresión a  $T = 0.08 N$ , en virtud de que la original daba valores excesivos. En Japón el Dr. T. Hisada propone las expresiones  $T = 0.03 H$  para edificios metálicos y  $T = 0.02 H$  para edificios de concreto armado.

Sin embargo, es importante destacar que la experiencia en base a valores experimentales captada en Latinoamérica, indica que en la mayoría de nuestros países se construyen edificios algo más rígidos y que esta tendencia debe reflejarse en las fórmulas empíricas de nuestras normas.

A continuación se presenta una relación de expresiones para el período fundamental de edificios, propuestas en varios países de la región:

a) COLOMBIA

( Mediciones incluidas en las tesis de grado de dos alumnos de

la Universidad de los Andes, presentados por el Ing. Alberto Sarria en el " Seminario de Microzonificación Sísmica Urbana" Lima, 1978. El ajuste de las expresiones fue realizado por el autor).

$T = 0.2 + 0.04 N$  ó  $T = 0.056 N$  para edificios hasta de 20 pisos.

$T = 0.19 + 0.026 N$  ó  $T = 0.023 N$  para edificios mayores de 20 pisos.

Llama la atención la notoria diferencia en los períodos de los edificios altos, probablemente de un tipo estructural especialmente rígido.

#### b) CHILE

La norma chilena de 1969, incluye en un informe anexo la estimación del período fundamental utilizando la expresión :

$T = 0.1 N$  y la expresión  $T = 0.012 H$  . La primera tomada del código de California y la segunda de un trabajo presentado por Arias, Husid, Baeza en 1963, en base a la medición de 34 edificios hecha el año anterior. En este último estudio también se recomienda la expresión  $T = 0.035 N$ , que comparada con la primera, refleja claramente la mayor rigidez de los edificios chilenos frente a los de Estados Unidos.

#### c) PERU

La norma de 1971, recomendaba la expresión  $T = 0.1 N$ , así como tres expresiones del tipo  $T = \alpha H / \sqrt{D}$ . La norma de 1977, rectifica la primera fórmula recomendando  $T = 0.08 N$ , expresión que sigue siendo muy exagerada y que produce evaluaciones al lado de la inseguridad, dada las formas espectra-

les. La norma vigente, mantiene las 3 expresiones del tipo

$$T = \alpha H / \sqrt{D}$$

En la referencia 9 se recomienda para edificios de concreto armado las expresiones :  $T = N/24$  ó  $T \approx 0.042 N$

$$T = H/75 \quad \text{ó} \quad T \approx 0.0133 H \quad (H \text{ en mts.})$$

Nótese que estos valores son de vez y media, a dos veces menores que los que se recomiendan para Japón y Estados Unidos. Así mismo se demuestra que se producen mayores dispersiones en la regresión sobre  $H/\sqrt{D}$ , que al usar sólo la altura. La inconveniencia del uso de este parámetro ya había sido demostrada para los edificios de Estados Unidos por R. Husid.

En la referencia 12, se recomienda las expresiones:

$$T = N/28 \quad \text{ó} \quad T \approx 0.036 N$$

$$T = H/88 \quad \text{ó} \quad T \approx 0.0114 H$$

asociadas a un nivel de confianza del 85%, en vez del 50% que conllevan las expresiones de la Ref. 9. La regresión sobre la variable H resulta también mejor que sobre N.

#### d) VENEZUELA

En la referencia 13 se muestra los resultados de un estudio experimental realizado para la zona de los Palos Grandes, en el que se distingue dos clases o grupos de edificios, ajustando por mínimos cuadrados las expresiones  $T = 0.05 N$  y  $T = 0.09 N$ . Estudios similares realizados por Whitman (1969) y Seed et al. (1970) dan resultados ligeramente diferentes. En general podría decirse que una relación promedio  $T = 0.07 N$  sería representativa para los edificios mayores de 5 pisos, construídos antes del sismo de 1967. Es probable que los edificios construí

dos en la última década, tengan períodos semejantes al resto de los países latinoamericanos con problemas sísmicos, dada la mayor rigidez que tiende a concederse a los edificios sismo-resistentes.

#### 7.- Recomendaciones para las construcciones de adobe.-

La vivienda de adobe, tanto de tipo urbano como rural, es una realidad en el Perú y otros países de Latinoamérica. Los fuertes daños ocurridos en este tipo de construcción durante los terremotos, han persuadido a la mayoría de los países de la Región a no incluir en sus normas recomendaciones para este tipo de construcciones. Sin embargo, en el Perú, la tradición, la insuficiencia de recursos económicos, la inaccesibilidad a los sistemas de crédito para más del 99% de la población, dados sus bajos ingresos y los costos de construcción, la influencia geográfica, etc., se ha generado la necesidad de difundir recomendaciones para incrementar la estabilidad de las viviendas de adobe. La norma de 1977, tiene un capítulo sobre construcciones de adobe. Desde el año 1973, la Universidad Católica del Perú viene desarrollando un programa de investigaciones sobre vivienda rural, en base a una mesa inclinable de modo que una componente de la gravedad actúa lateralmente sobre el espécimen ensayado, del cual pueden extraerse algunas recomendaciones para casas de un piso.

##### a) Sistema estructural.

En general, las casas de adobe deben ser compactas, de muros colaborantes (portando el peso del techo), de habitaciones tendientes a plantas cuadradas, con vanos pequeños y centrados al medio de las paredes.

El diseño pueda basarse en la consideración de que las paredes longitudinales ( paralelas a la acción **sísmica** en estudio ) resistan al corte y las paredes transversales, resistan por flexión las fuerzas perpendiculares a su plano.

Los techos deben ser rígidos en su plano y ligeros tendiendo a uniformizar la vibración de los diferentes muros.

b) Propiedades elásticas.

A través de ensayos de compresión axial, compresión diagonal, tracción y corte, tanto de bloques como de muretes ha sido posible determinar una serie de propiedades elásticas y resistencias unitarias, para un adobe típico de la costa peruana (  $E$ ,  $G$ ,  $\nu$ ,  $\gamma$ ,  $\tau$ , etc ). En la referencia 14 se puede encontrar estos valores y en la referencia 15 el detalle de la ejecución de los ensayos. Estos valores han sido corroborados en ensayos a escala natural.

c) Propiedades dinámicas.

Se propone calcular el período fundamental, utilizando la aproximación de Southwell y Dunkerley aplicada a dos subsistemas: El de las paredes longitudinales  $T_l$  y el de las paredes transversales  $T_s$ , de tal forma que  $T_f = ( T_l^2 + T_s^2 )^{1/2}$ . La estimación de  $T_l$  y  $T_s$  puede obtenerse fácilmente por el método de la deflexión estática, tanto mejor si se poseen algunos datos experimentales de dichas deflexiones a través de los ensayos de la mesa inclinable.

Evaluaciones utilizando esta aproximación han dado resultados coherentes en la interpretación de un ensayo de impacto de 3° de descenso en la mesa inclinable ( Entre 23° y 20° de inclinación )

en el que en base a un impulso triangular de lapso  $t = 0.2$  seg.,  $t/T \approx 1.0$  se estimó la amplificación dinámica, y la fisuración del espécimen se produjo a niveles semejantes de resistencia frente a aplicaciones estáticas de la carga.

d) Diseño de muros longitudinales.

Dada la compleja distribución del esfuerzo cortante en las habitaciones conformadas por paredes con o sin vanos y ensambladas ortogonalmente, se ha preferido al menos para propósitos de una norma, proponer la utilización de fórmulas empíricas de fácil aplicación.

El corte actuante ( $Q$ ) se calcula en base a la norma y se distribuye entre los muros longitudinales según sea rígido o no el sistema de techos.

El esfuerzo cortante resistente de fisuración, a efectos de diseño práctico se ha estimado en:  $\tau = 0.09 + 0.55\sigma$  (Kg./cm<sup>2</sup>), donde  $\tau$  es calculado como  $Q/A_0$  y  $\sigma$  es el esfuerzo unitario de compresión incluyendo el peso propio de medio muro.  $A_0$  debe considerarse como el área de la sección transversal del muro (descontado el vano si fuera el caso), incluyendo el área de una fracción del muro perpendicular (si lo hay en los dos extremos), igual al 25% de su longitud, pero nunca mayor de 5 veces el espesor del muro longitudinal.

Debe tenerse en cuenta la reducción del valor de  $\sigma$  ocasionada por las aceleraciones verticales.

e) Diseño de muros transversales.

El diseño de muros bajo cargas perpendiculares a su plano, que pueden calcularse en base a los coeficientes sísmicos de la norma

es posible **realizarlo** utilizando el método de líneas de **rotura** descrito en la referencia 16, o bien aplicando las fórmulas **ajus** **tadas empíricamente** que se definen en dicha referencia. Así mismo, las distancias entre arriostres en habitaciones de planta rectangular, pueden calcularse utilizando esas mismas expresio=  
nes, dependiendo del tipo de cadena superior empleada, es decir de si el muro tiene 3 o 4 apoyos.

$$\text{Cadena poco rígida} : d = \frac{7b}{c\gamma} < \frac{5h}{3}$$

$$\text{Cadena rígida} : d = \frac{c \gamma h^2}{3 (c\gamma h - 3b)} \leq 2h$$

Donde  $d$  = distancia entre arriostres

$b$  = espesor del muro

$c$  = coeficiente sísmico de diseño

$\gamma$  = coeficiente de seguridad

$h$  = altura del muro

Se recomienda tomar  $\gamma = 2.5$ , mientras no se realice un mayor número de ensayos dinámicos sobre construcciones de adobe. La longitud de la pared de arriostres, de igual espesor que la principal, no deberá ser menor que  $\frac{\gamma ch}{5}$ , siendo "l" la longitud del muro principal por arriostar.

#### f) Refuerzos y ductilidad.

Se ha observado en las construcciones de adobe dañadas por los terremotos y comprobado experimentalmente, que las fallas más frecuentes son la del desplome de los muros perimetrales y la separación de los muros perpendiculares a través de fisuras verticales. Otras fallas frecuentes son las fisuras diagonales de corte y todas aquellas que son productos de concentraciones de as

fuerzos (esquinas de vanos, encuentros, etc.).

Los refuerzos más económicos estudiados y que pueden ser adquiridos en las áreas rurales a pesar de proceder de las zonas urbanas, están basados en el uso de clavos y alambre, sumados a materiales locales como la caña y la madera rústica (en troncos, macheteada y sin cepillar). Obviamente en las zonas urbanas y sobre la base de las soluciones estudiadas es posible mejorarlas y modificarlas con mejores resultados.

Refuerzos mínimos recomendados:

- Colocación de refuerzo horizontal de caña en tiras, cada 3 o 4 hiladas, a lo largo de todos los muros de la construcción. La cantidad exacta de caña, así como su espaciamiento, será calculada en función de la resistencia de la caña del lugar y en cantidad suficiente como para impedir el desplome de los muros transversales bajo la acción uniforme del coeficiente sísmico  $c$ . Se despreciará la resistencia del adobe para este efecto, (del orden de  $0.15 \text{ Kg/cm}^2$ ). Las cañas deben ser cocidas en los encuentros ya sea con soguillas o alambres, dependiendo del tipo de mortero de junta utilizado (para impedir la oxidación del alambre).
- Colocación de alambres verticales, o mejor, en diagonales cruzadas, que unan la cadena superior con los cimientos, ambos elementos indispensables. La necesidad de sujetar de esta manera la cadena superior fue detectada en el ensayo de impacto mencionado. No es suficiente el clavado de la misma a los muros. Si el refuerzo de alambre es tensado para proporcionar una precompresión vertical a los

muros, se conseguirá incrementar la resistencia al corte de los mismos y pueda ser considerado este efecto en el diseño. La cantidad de acero mínima a emplearse en la sujeción de la cadena, puede ser calculada en función de la máxima aceleración vertical esperada en el suelo, multiplicada por un factor de amplificación del orden de 3 para la respuesta.

- Utilización de refuerzos de madera tanto para la cadena superior, que deberá tener la mayor rigidez posible, como para dinteles y zonas de concentración de esfuerzos. La solución de colocar dos piezas de madera, una sobre y otra bajo la abertura de las ventanas, cosidas con alambre entre sí, a ambos lados de la abertura, resultó muy recomendable. Lo mismo si se fija el dintel de la puerta a la cadena superior, o al piso, en forma semejante a la mencionada para las ventanas.

Los refuerzos descritos anteriormente considerados conjuntamente, proporcionan a la vivienda ductilidades del orden de 1.5 a 2, pero bajo cargas estáticamente aplicadas. En la actualidad se están planificando para los próximos años varias series de ensayos en la mesa inclinable. La primera es de ensayos cíclicos estáticos, la segunda es de acción acoplada de dos componentes horizontales estáticas (girando el espécimen habitación entre 0 y 45°) y finalmente una serie que se ensayará sobre una mesa vibradora (actualmente en diseño).

En proyectos masivos no necesariamente urbanos, puede ser conveniente el uso de "adobe estabilizado" para mejorar



R E F E R E N C I A S

- 1.- J. Penzien y M. Watabe. Simulation of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions. Bulletin of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering. Vol ( 1974 ) pp. 103-115.
- 2.- Rosenblueth, E. Criterio aproximado de diseño ante sismos de varias componentes. IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca, 1975, México.
- 3.- Rosenblueth, E. Respuestas de Edificios altos a tamblores con 5 componentes. Revista Ingeniería Sísmica, 17, enero -abril 1977. México.
- 4.- Tiang, G. and Duke, M. Separation of body and surface waves in strong ground motions records. VI World Conference on Earthquake Engineering. 1977 .
- 5.- H. Umemura, J. Penzien, Y. Ohsabi and M. Watabe. An approach to the modeling of 3-Dimensional strong motions. Proceedings. VI World Conference on Earthquake Engineering 1977.
- 6.- Hudson, D.E. Strong motion Earthquake Measurements in epicentral regions. VI World Conference on Earthquake Engineering 1977.
- 7.- Mohraz, B. A study of earthquake response spectra for different geological conditions, BSSA, Vol. 66, N°3, June 1976.
- 8.- Rosenblueth, E. Efectos del componente sísmico vertical en edificios altos. IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Oaxaca, 1975.
- 9.- R. Husid, J. Vargas y otros. Análisis crítico del Capítulo IV, Título V del Reglamento Nacional de Construcciones: Seguridad contra el efecto destructivo de los Sismos. Universidad Católica del Perú, 1975.

- 10.- Riesgo Sísmico para el Departamento de Lima. Tesis de grado (Universidad Católica del Perú) de Lucía Casaverde. Asesores: J. Bario la y D. Huaco, Diciembre 1978.
- 11.- A.G. Brady and V. Pérez. U.S. Geological Survey. Open-file report 77.587, April, 1977.
- 12.- A. Delpiano. Análisis de las medidas de períodos de vibración de edificios peruanos, Universidad Católica del Perú, 1977.
- 13.- A.F. Espinosa, S.T. Algermissen. A study of soil amplification factors in earthquake damage areas, Caracas, Venezuela, 1972.
- 14.- J. Vargas N. Vivienda Rural en Adobe. Memorias XIX Jornadas Sudamericanas en Ingeniería Estructural, Santiago, 1978.
- 15.- M. Blondet, J. Vargas y otros. Investigación sobre vivienda rural. Universidad Católica del Perú, 1978.
- 16.- J. Vargas N. Análisis de muros verticales de adobe. Memorias Simposio Internacional sobre el terremoto de Guatemala de 1976, y el Proceso de Reconstrucción. Guatemala, 1978.
- 17.- Programa COBE Adobe Estabilizado. Ministerio de Vivienda y Construcción. O.I.N., 1977.

.....

$$T = 2.2 \sqrt{\frac{N \sigma}{E}}$$

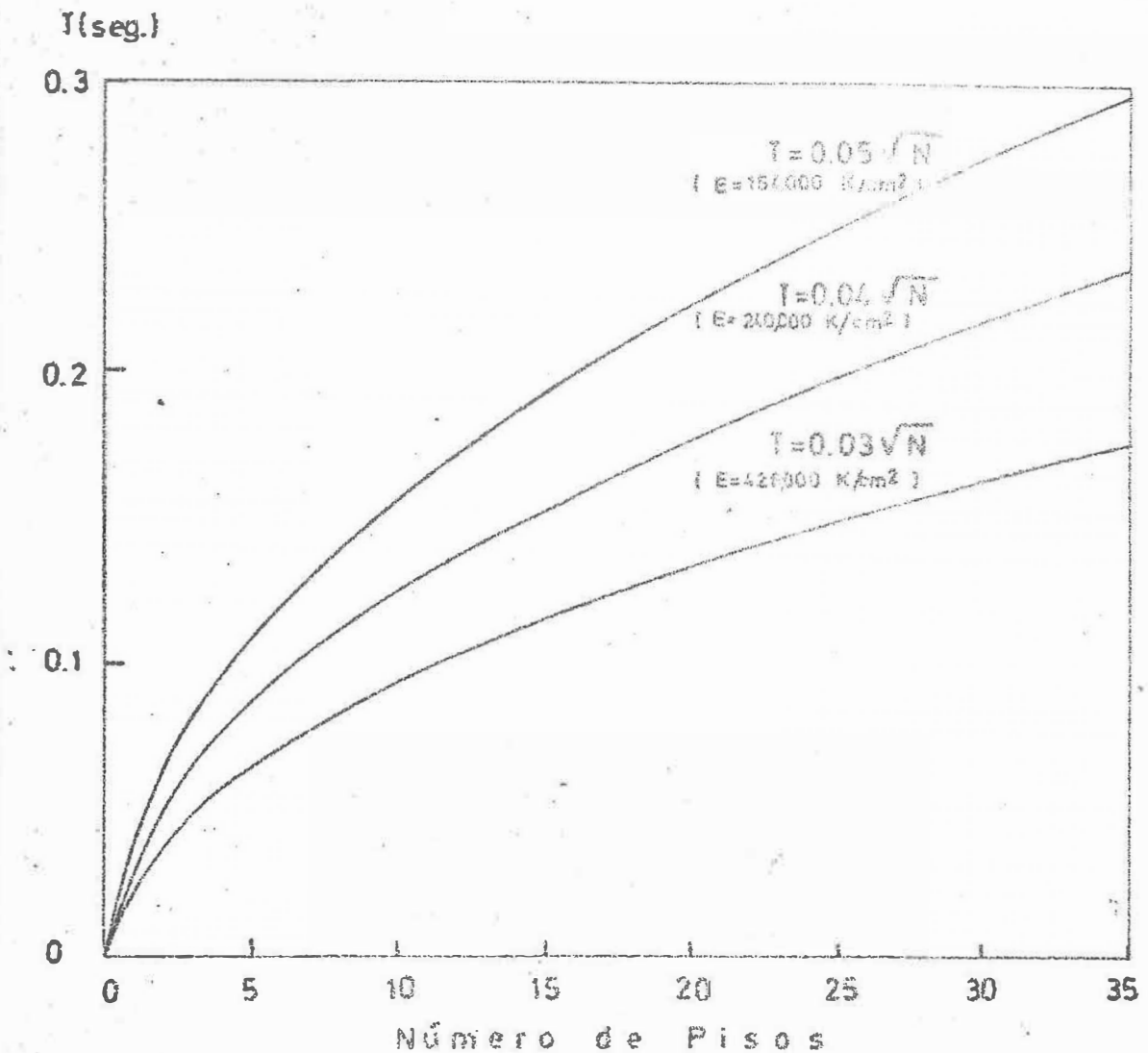
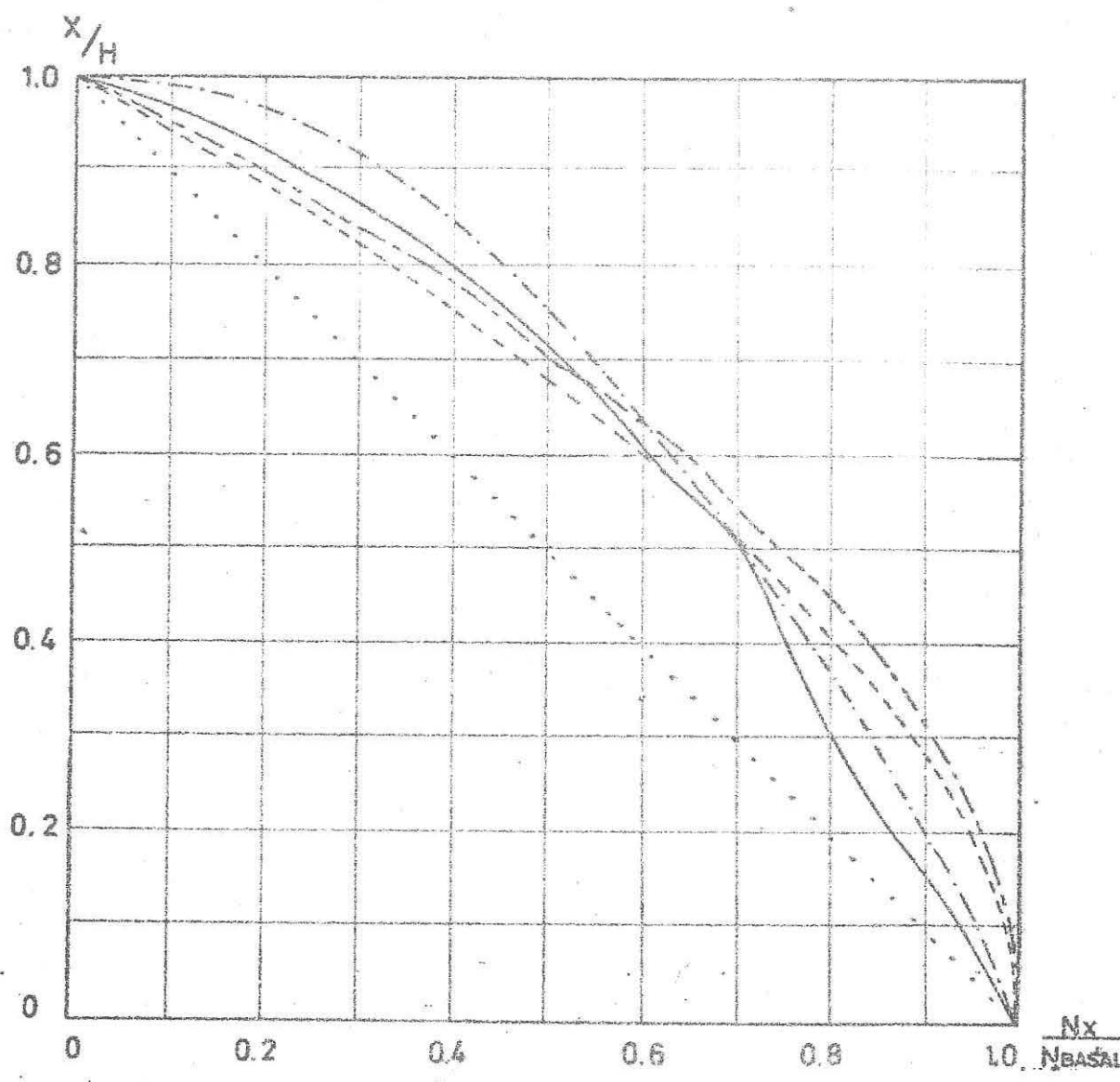
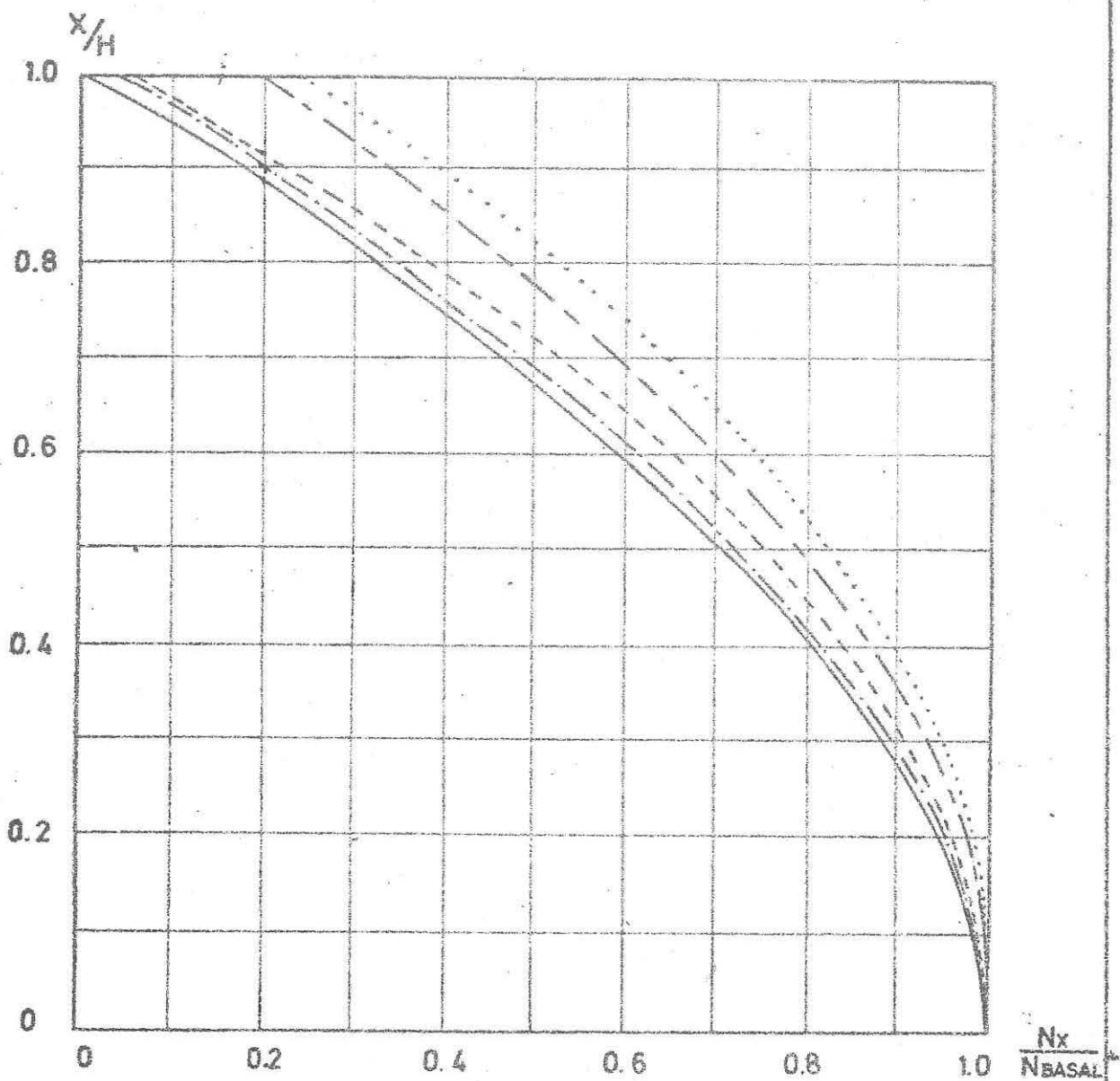


FIG 1 Relación entre el Período Fundamental (Sentido Vertical) y el Número de Pisos para Edificios Aporticados de Concreto Armado (Masas y Rigideces relativamente Constantes — Esfuerzo Unitario  $\sigma = 80 \text{ K/cm}^2$ )



- Espectro Plano. (  $Y = |Y_i|$  )
- - - Espectro Plano. (  $Y = \sqrt{\sum Y_i^2}$  )
- · - · - Espectro Hiperbólico (  $Y = \sqrt{\sum Y_i^2}$  )
- - - - Estático, Coeficiente linealmente variable.
- · · · · Estático, Coeficiente constante.

FIG. 2 Comparación de Fuerza Normal Acumulada entre Modelos Continuos



- Modelo de Masas Discretas Constantes, K linealmente variable. ( 35 pisos )
- Modelo de Masas Discretas Constantes, K constante. ( 35 pisos )
- ..... Modelo de Masas Discretas Constantes, K linealmente variable. ( 8 pisos )
- Modelo de Masas Discretas Constantes, K constante. ( 8 pisos )
- Espectro Plano (  $Y = \sqrt{\sum Y_i^2}$  ) Modelo Continuo.

FIG. 3 Comparación de Fuerza Normal Acumulada entre Modelos Discretizados y Continuo. (  $Y = \sqrt{\sum Y_i^2}$  )

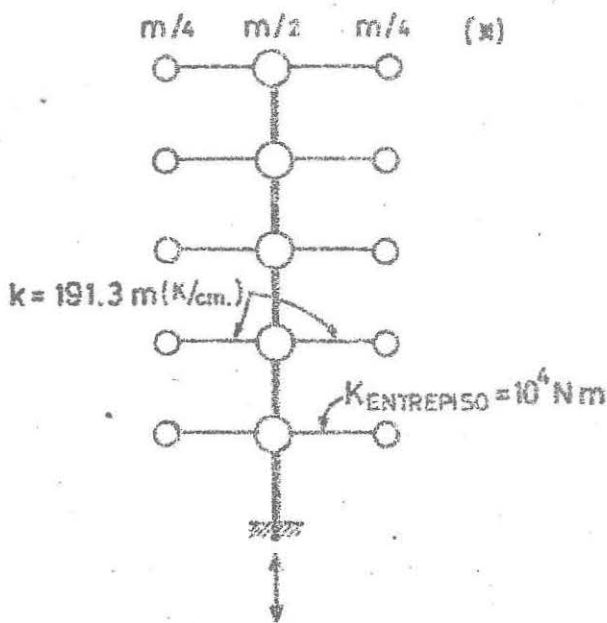


FIG. 4 Modelo c

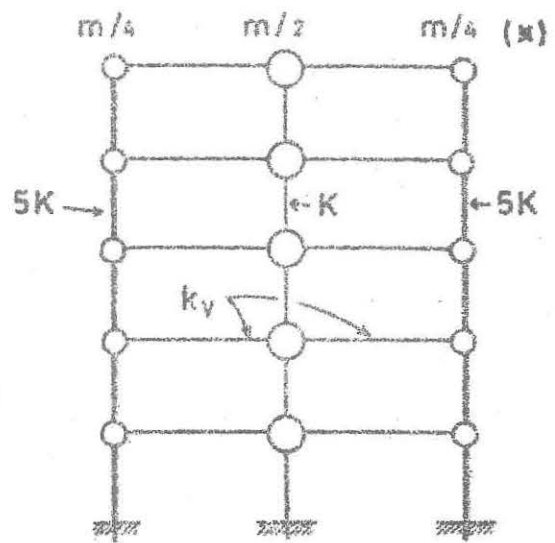


FIG. 5 Modelo d

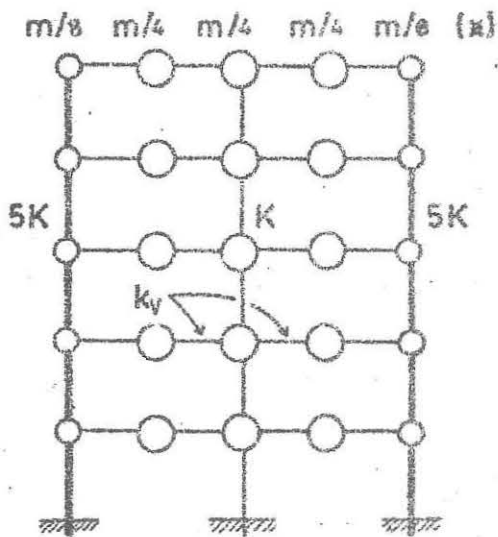


FIG. 6 Modelo e

(x) La distribución de las masas, es la misma en cada piso.

$m$  : en  $\frac{Kg. seg^2}{cm.}$

$K = 10^4 Nm/2 (K/cm.)$

$N =$  Número de pisos.

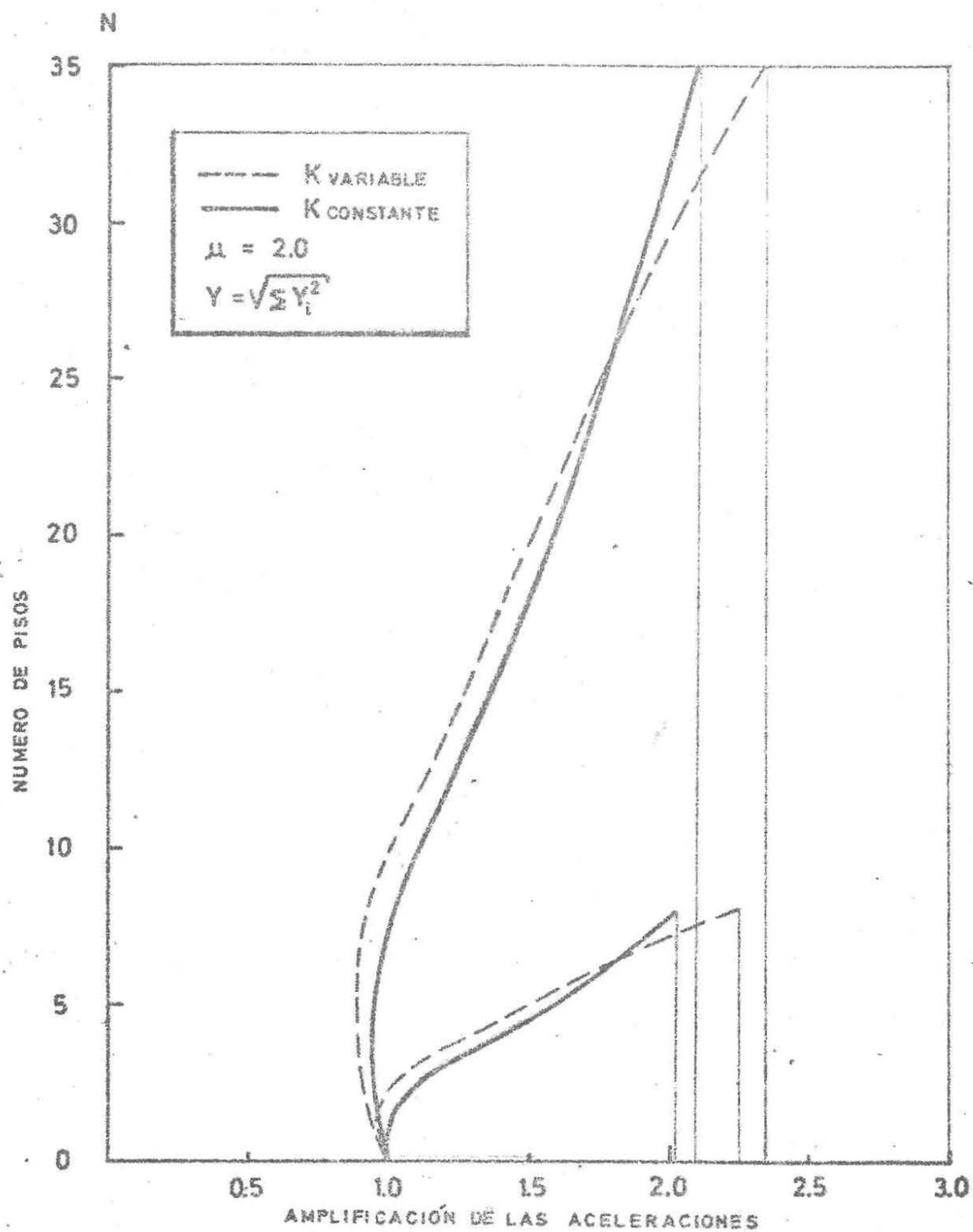
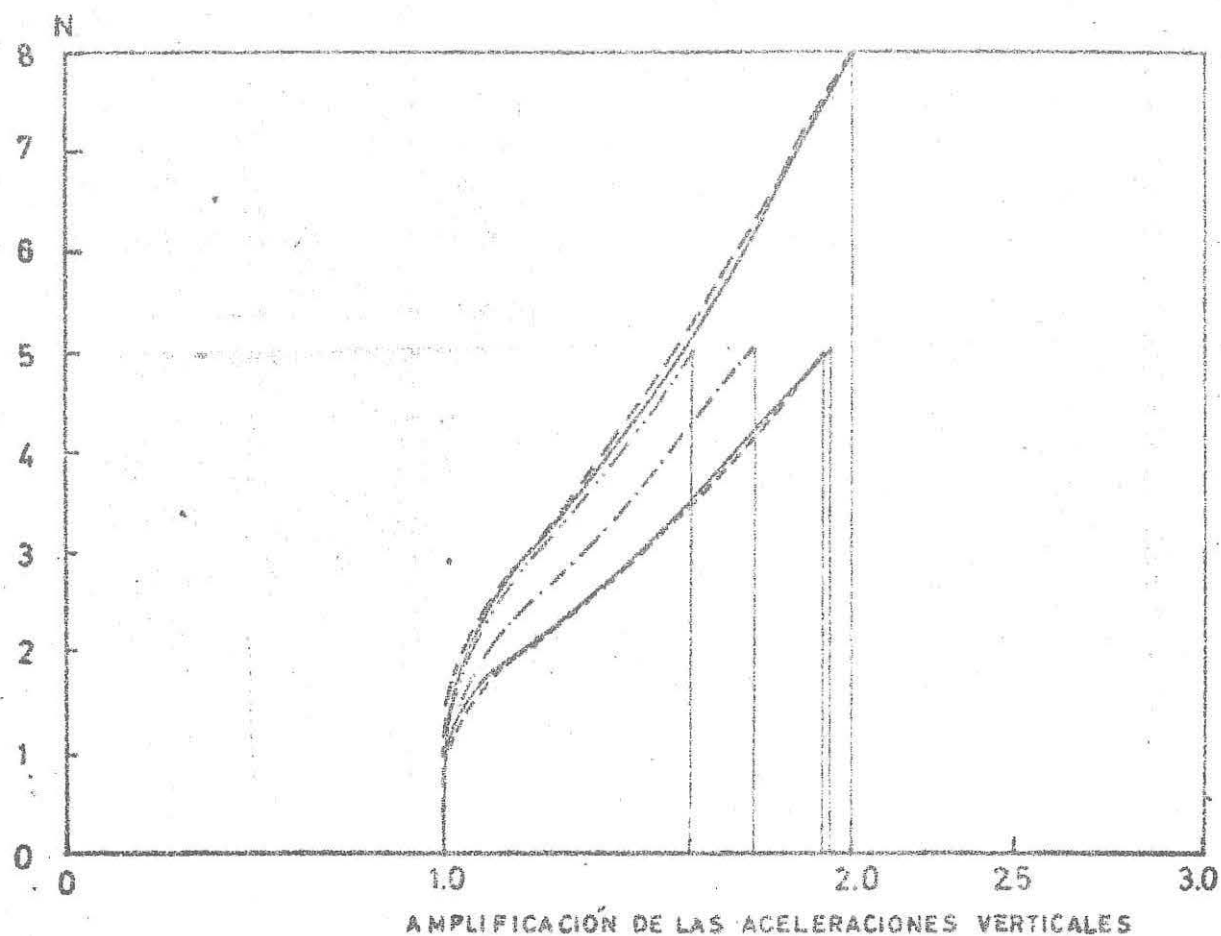


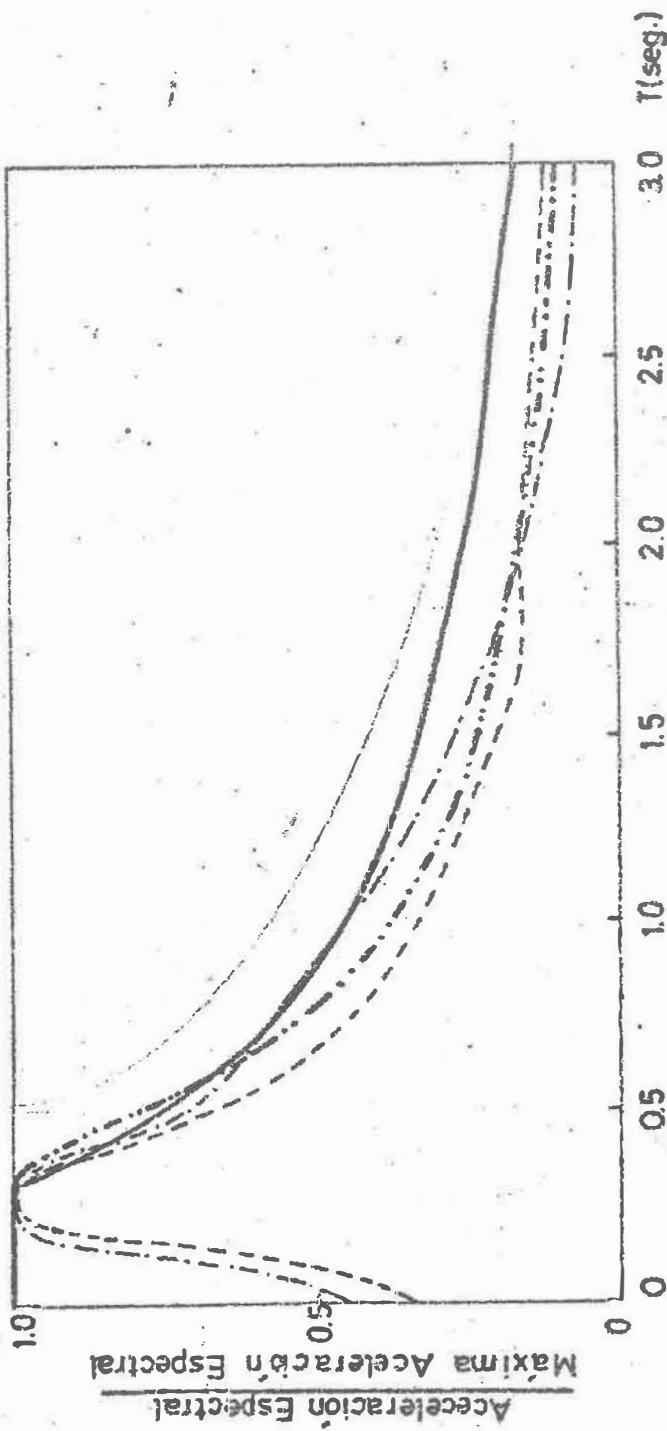
FIG. 7 Variación de la Amplificación de las Aceleraciones  
 Modelos de Masa constante y Pisos rígidos



- Modelo b
- . - . - . Modelo c
- Modelo d
- ..... Modelo e

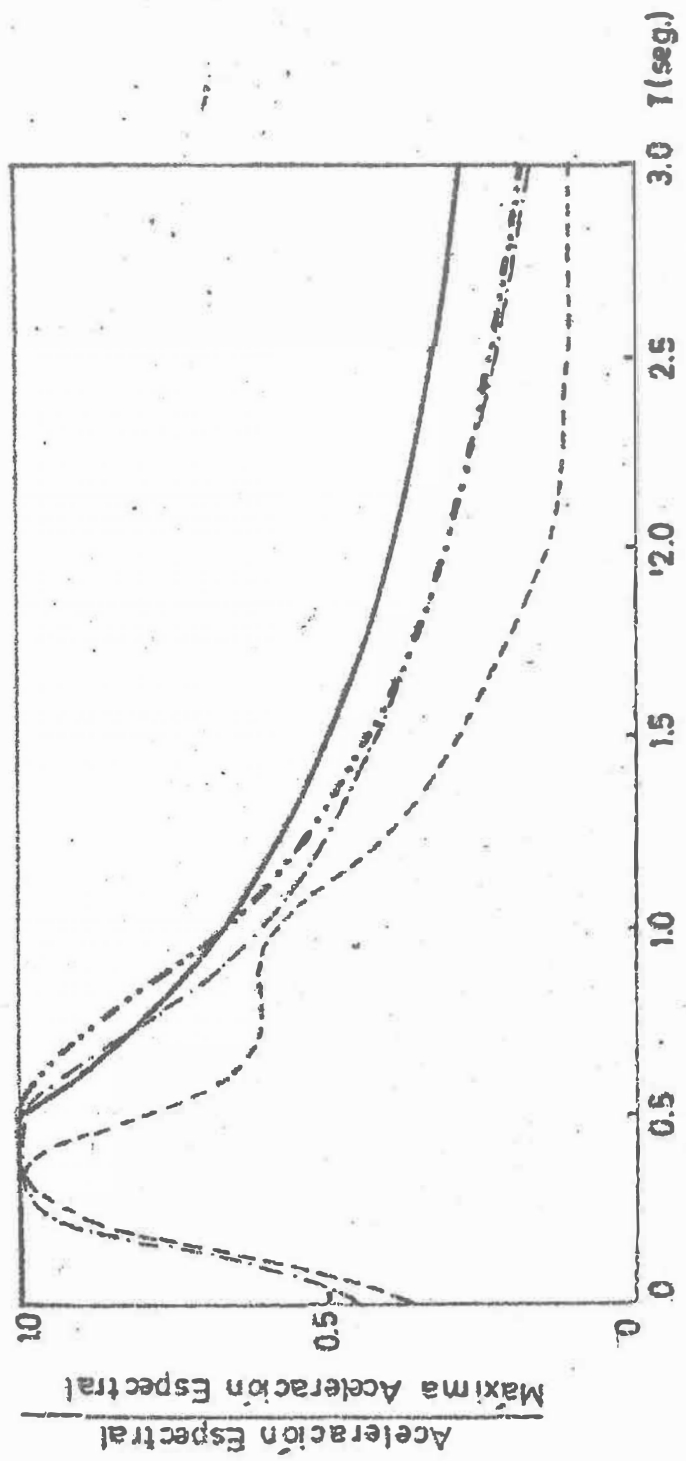
NOTA.- En los modelos: d y e, las amplificaciones se refieren a la columna central.

FIG. 6 Comparación de la variación de la Amplificación de las Aceleraciones - Modelos: b, c, d y e. (5 y 6 Pisos)



- Espectro promedio según Seed.
- · - · - Espectro promedio según Newmark.
- Espectro Norma Peruana, 1977 (I<sub>s</sub>=0.3)
- · · · - Propuesta PUC, 1977 (I<sub>s</sub>=0.3)

FIG. 9 Comparación de Formas Espectrales ( $\eta = 5\%$ )  
Suelo Firme



- Espectro promedio según Seed
- · - · - Espectro promedio según Newmark
- Espectro Norma Peruana, 1977 ( $I_s = 0.5$ )
- Propuesta PUC, 1977 ( $I_s = 0.5$ )

FIG. 10 Comparación de Formas Espectrales ( $\eta = 5\%$ )  
Suelo Aluvional

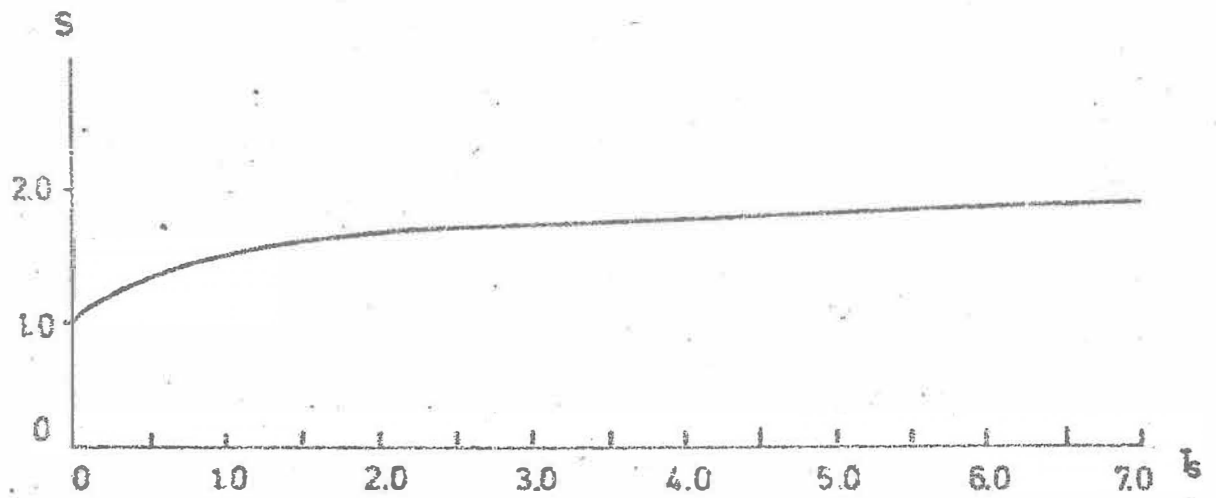


FIG. II Factor de Amplificación Relativa  $S$ , propuesto para la Norma Peruana (PUC)