

**PERIODO PROPIO DE VIBRACION Y AMOR-
TIGUAMIENTO DE UN EDIFICIO DE HORMI-
GON ARMADO DE NUEVE PISOS EN OBRA
GRUESA Y EN SERVICIO**

Juan Cassis M. y Fortunato Yoma Y.

CONTENIDO

RESUMEN	85
ABSTRACT	85
INTRODUCCION	85
DESCRIPCION DEL EDIFICIO	86
DESCRIPCION DEL EQUIPO Y EXPERIENCIAS	86
DETERMINACION EXPERIMENTAL DEL PERIODO PROPIO Y DEL AMORTI- GUAMIENTO	87
DISCUSION DE LOS RESULTADOS	87
CONCLUSIONES	89
AGRADECIMIENTOS	89
BIBLIOGRAFIA	90
NOMENCLATURA	90

PERIODO PROPIO DE VIBRACION Y AMORTIGUAMIENTO DE UN EDIFICIO DE HORMIGON ARMADO DE NUEVE PISOS EN OBRA GRUESA Y EN SERVICIO

por

Juan Cassis M. y Fortunato Yoma Y.**

RESUMEN.

Se estudia la variación del período propio y amortiguamiento de un edificio de hormigón armado de nueve pisos con respecto al estado de obra gruesa.

Se miden los períodos y amortiguamientos según las dos direcciones principales en el nuevo edificio de la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, en las etapas de obra gruesa y en servicio.

Los métodos utilizados en la medida del período fueron de microtrepidaciones y vibraciones forzadas. El amortiguamiento se calcula por este último método.

Se encuentra que las variaciones de período son pequeñas y su efecto repercute aun menos en el esfuerzo de corte basal de la estructura. El amortiguamiento no presenta prácticamente variaciones.

ABSTRACT.

The variation of the natural period and damping of a nine-story reinforced concrete building with regard to the main structure state is studied.

Periods and dampings in the two main directions are measured in the new building of Engineering School, University of Chile, in both the main structure and finished stages.

The methods used in the measurements of period were microtremors and forced vibrations. Damping was calculated by the last method.

It is found that the variations of the natural period are small and its effect has even less influence in the base shear of the structure. Damping remained practically constant.

Introducción.

El período propio de vibración de edificios se calcula suponiendo la obra terminada. También se usan a veces fórmulas basadas en cifras estadísticas tomadas de edificios en servicio, como ocurre igualmente con los criterios para fijar amortiguamiento. La alteración del período y del amortiguamiento durante las etapas de construcción podría afectar los esfuerzos sísmicos, dejando al edificio en condiciones no previstas en el cálculo.

El propósito de conocer la influencia de las terminaciones y sobrecargas en el valor del período propio y del amortiguamiento en edificios de hormigón armado nos condujo a iniciar este estudio en el nuevo edificio de la Escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, el cual empezó a construirse en agosto

*Ingeniero Civil del Laboratorio de Estructuras, Departamento de Obras Civiles, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

de 1962. Se hizo un estudio de las características dinámicas en obra gruesa en junio de 1963 y en servicio en noviembre de 1965.

En este trabajo se compararon, respectivamente, períodos y amortiguamientos medidos en cada una de las dos etapas.

La determinación experimental del período propio fue hecha por dos métodos: mediante registros de microtrepidaciones producidas por el viento, tráfico, etc., y por excitaciones forzadas producidas por un vibrador. El amortiguamiento se determinó a través de la curva de resonancia de vibraciones forzadas en estados estacionarios.

Descripción del edificio.

La estructura estudiada está situada dentro de un conjunto de edificios pertenecientes a la Escuela de Ingeniería y a algunos Institutos de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, ubicado entre las calles Blanco Encalada, Beauchef, Tupper y Plaza Ercilla.

El terreno de fundación es ripio arcilloso (GC) y limoso (GM), interstratificados, con fuerte predominio de ripio y presencia abundante de piedra bolón; su densidad relativa máxima está comprendida entre 0,80 y 0,85 Kg/dm³ y su fatiga máxima admisible es de 5 a 6 Kg/cm². La fundación se proyectó con una fatiga de 4,5 Kg/cm², considerando carga estática más carga sísmica y es continua con una profundidad de 1,5 m. bajo el subterráneo.

La estructura es de hormigón armado, de 9 pisos con 2 subterráneos, con divisiones interiores no soportantes de albañilería. Su altura total, medida desde el suelo, es de 32,60 m. y su planta de 18,45 × 32,20 m². (Fig. 1). Se utilizó hormigón clase D-225 y acero revirado. El coeficiente sísmico adoptado se consideró con distribución trapecial de 9% en la base y 15% en el último piso.

La planta de los ocho primeros pisos no presenta mayores cambios estructurales, salvo las divisiones interiores que aumentan en los pisos superiores a excepción del 8º (Figs. 2, 3, 4). El 9º piso es diferente, presentando una terraza que ocupa 2/3 de su superficie, el resto está constituido por salas de clases, sala de máquinas de los ascensores y el estanque de agua de 50 m³. de capacidad.

Las mediciones de obra gruesa se efectuaron faltándole al edificio las terminaciones y algunos elementos que se instalaron posteriormente. Estas incorporaciones fueron principalmente: revestimiento de muros y relleno de losas y escaleras de mortero de cemento; tabiques de albañilería, terminaciones de pisos con baldosas plásticas; cielo falso hecho de enlucido de cemento, yeso y arena; 2 ascensores; conductos de calefacción con caja de protección de albañilería; marcos de puertas y ventanas; vidrios, etc.

Descripción del equipo y experiencias.

En la primera etapa, obra gruesa, se usó un sismógrafo portátil Sprengnether de tipo óptico-mecánico de 3 componentes, con período propio de 1,5 seg., amplificación igual a 300 veces y amortiguamiento igual a 0,55 del crítico (Fig. 5).

La máquina vibradora que se usó es de masas excéntricas y fue construida según planos de la U. S. Coast and Geodetic Survey. Se accionó con un motor eléctrico de corriente continua de 3,8 KW. Se dispuso de un entramado de madera

para su fijación a la estructura, que fue apoyado en muros y vigas de hormigón armado (Fig. 6). En esta ocasión se trabajó en condiciones más favorables que en la segunda etapa (obra en servicio), porque se pudo disponer de una máquina pesada y trabajar de día, ya que no existían los problemas de daños en terminaciones ni molestias a ocupantes.

En la segunda etapa los registros se tomaron con un equipo de mayor amplificación denominado microtrometer, que consta de un captor electromagnético de péndulo invertido para movimientos horizontales de 1 seg. de período propio, un amplificador de baja frecuencia y registro de pluma sobre papel ahumado (Fig. 7). La máxima amplificación para desplazamientos es alrededor de 10.000 veces, lo que permitió usar un vibrador mecánico de masas excéntricas, liviano y fácilmente portable, que fue diseñado y construido en el Laboratorio de Estructuras. Se trabajó con una fuerza perturbadora igual a 1/10 de la anterior. Para la fijación de este vibrador, se dispuso de un entramado de madera como en el caso anterior (Fig. 8).

Se efectuaron medidas de microtrepidaciones en las dos direcciones principales: longitudinal y transversal del edificio, situando el sismógrafo en los pisos 7º, 8º y 9º y en distintas posiciones sobre la losa de cada uno de ellos.

Las vibraciones forzadas se realizaron con los instrumentos ubicados en el 8º piso (Fig. 4).

Determinación experimental del período propio y del amortiguamiento.

Seleccionando intervalos de ondas regulares en los registros de microtrepidaciones se obtuvieron los períodos predominantes en las dos direcciones principales (Tabla 1). En la figura 9 se incluye una muestra de estos registros.

Con los registros de vibraciones forzadas, algunos de los cuales aparecen en figuras 10 y 11, se dibujaron las curvas de resonancia (Figs. 12, 13, 14 y 15). El período propio se consideró igual al de la máxima amplitud en las curvas de resonancia. El amortiguamiento relativo h se obtuvo de estas curvas utilizando la expresión

$$h = \frac{T_r}{2} \left(\frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2} \right)$$

en la cual T_r es el período de la máxima amplitud y T_1 y T_2 son los períodos correspondientes a la amplitud máxima dividida por $\sqrt{2}$; de esta manera la expresión es independiente de la escala de amplitudes, por lo que se adoptó una escala arbitraria de amplitudes. Los valores del amortiguamiento relativo así calculados aparecen en Tabla 1.

Discusión de los resultados.

En la Tabla 1 podemos observar que las mediciones de los períodos con vibraciones forzadas en ambas direcciones y en las dos etapas, presentan ciertas diferencias; así tenemos que en la dirección longitudinal el período aumentó de 0.272 seg a 0.308 seg, lo que representa un 11,7% respecto del último, y en la dirección transversal hubo una disminución de 0.305 seg a 0.281 seg equivalente a un 8,6% de variación.

Como se expuso anteriormente, las mediciones en la primera etapa se hicieron encontrándose el edificio desprovisto de terminaciones y sobrecargas, factores que podrían tener influencia en las características dinámicas de la obra en servicio, ya que la incorporación de masa tiende a aumentar el período propio y el aumento de rigidez tiende a disminuirlo.

En nuestro caso, aunque hubo un aumento de masa, el que afecta en igual forma al período en ambas direcciones, estimamos que la rigidez experimentó variaciones diferentes por concepto de las terminaciones. En efecto, como puede verse en figura 4, su aumento por incorporación de tabiques fue mayor en la dirección transversal que en la longitudinal, haciendo que el balance de aumento masa-rigidez afectara al período en diferente forma, aumentándolo en la dirección longitudinal y disminuyéndolo en la transversal.

Aunque las variaciones observadas en el período en ambas etapas tuvieron un cierto monto, su influencia en el coeficiente que interviene en la expresión del esfuerzo de corte basal de la estructura es prácticamente nula, como puede verse en la fórmula:

$$C = 0,10 \quad \text{para } T < T_s$$

$$C = 0,10 \cdot \frac{2 T_s T}{T^2 + T_s^2} \quad \text{para } T > T_s$$

que aparece en el proyecto de norma INDITECNOR de Cálculo Antisísmico de edificios (1) *. Donde T es el período fundamental en la dirección considerada y $T_s = 0,3$ seg para suelos duros. La expresión del esfuerzo de corte basal es:

$$Q_c = K_1 K_2 C P$$

en que K_1 y K_2 son coeficientes relativos, respectivamente, al uso y a la forma estructural del edificio y P es el peso total del edificio sobre el nivel basal.

Se hace notar que siendo P menor en obra gruesa, y para un mismo C , el esfuerzo de corte basal es menor, quedando la estructura en mejores condiciones de resistencia a los sismos.

Respecto al valor del período propio, éste resultó más bajo que los obtenidos experimentalmente en otros países en edificios de hormigón armado de igual número de pisos, los cuales siguen aproximadamente fórmulas como $T = 0,10 N$ en Estados Unidos (2) y $T = 0,07 \sim 0,09 N$ en Japón (3) **. En cambio, se ajusta con buena aproximación a la fórmula $T = 0,036 N$ basada en medidas de período propio hechas en edificios chilenos de hormigón armado (4). N representa el número de pisos.

El amortiguamiento no ha revelado cambios en las dos etapas. Su valor es bastante menor que los encontrados en Japón para edificios de hormigón armado, donde se ha obtenido un valor medio de 8% (3) y variaciones entre 4% y 21% (5).

Las medidas de períodos obtenidas por microtrepidaciones resultaron con buena aproximación respecto de las logradas por vibraciones forzadas, pero no dan suficiente precisión para variaciones del período del orden que se obtuvo en estas experiencias por el segundo método.

*Los números entre paréntesis indican las referencias puestas al final del artículo.

**Esta fórmula se debe a T. Taniguchi.

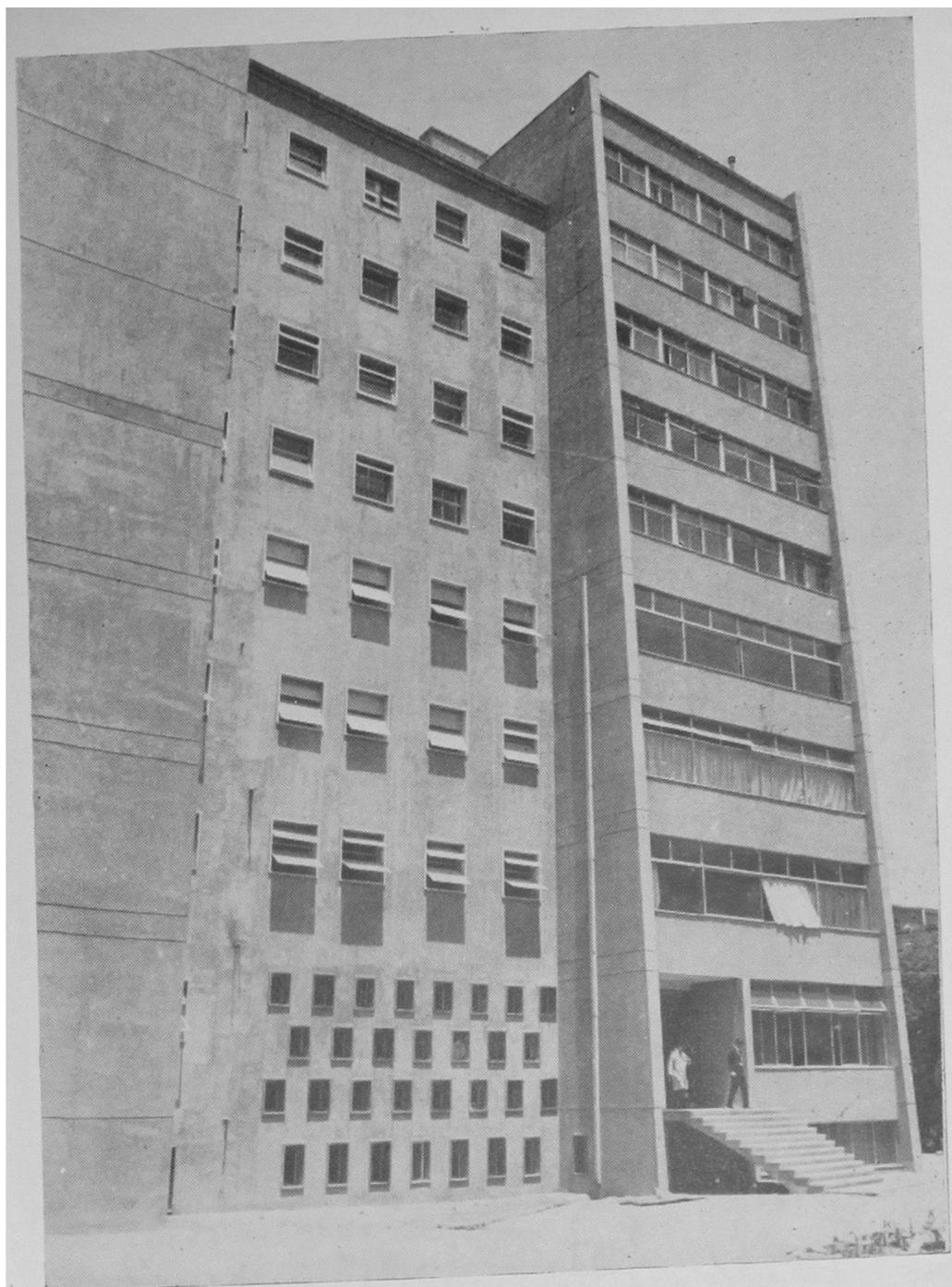


Figura 1

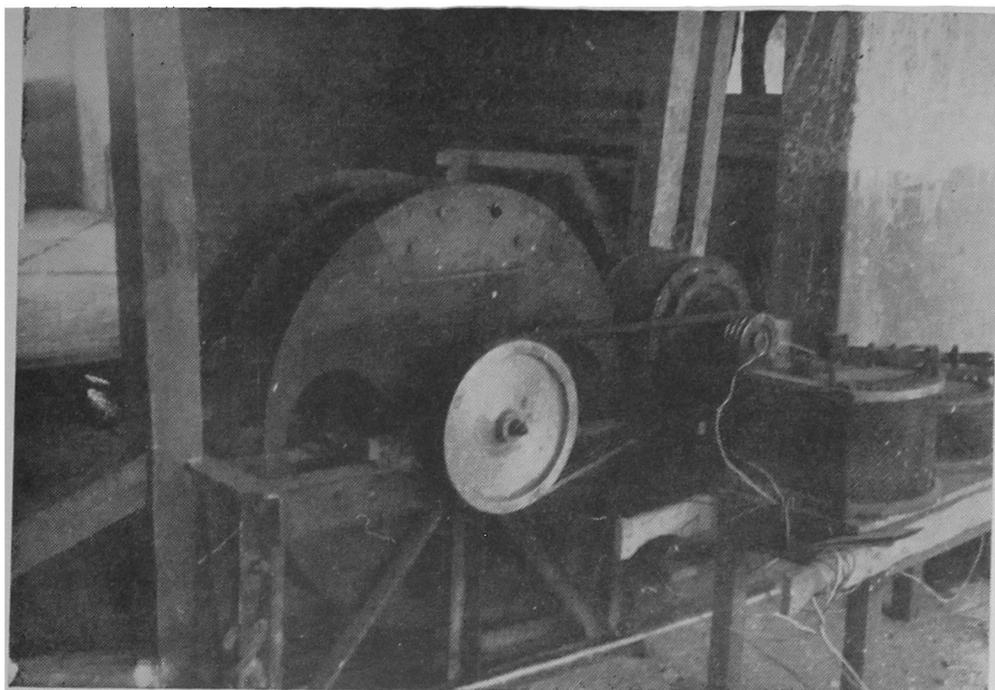


Figura 6

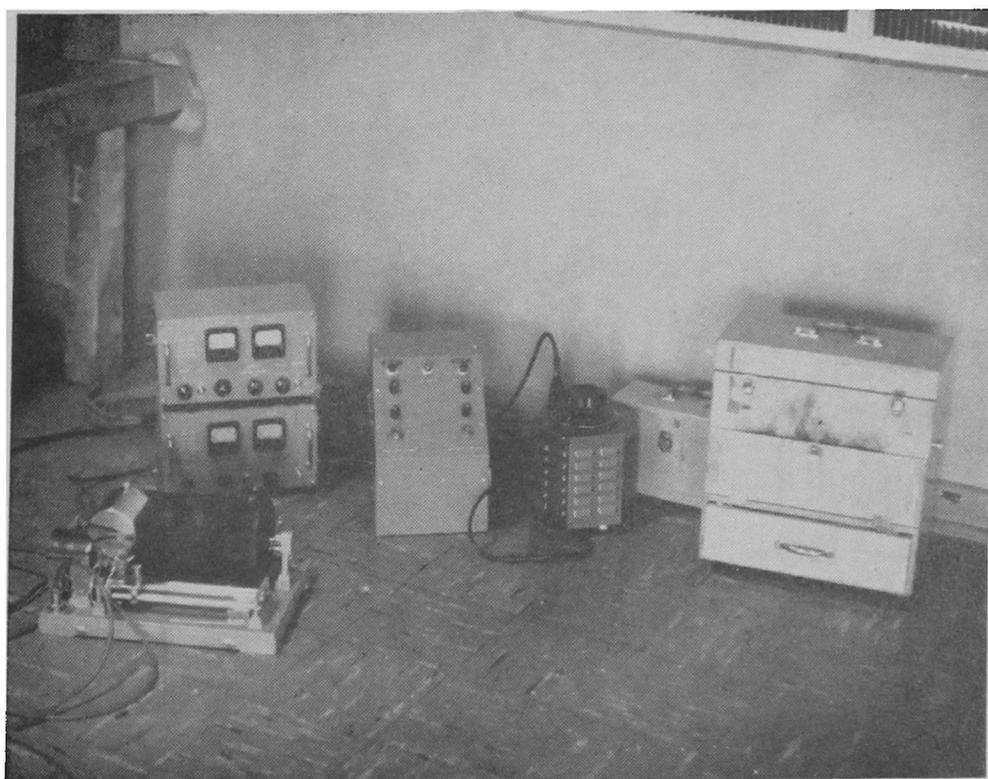


Figura 7

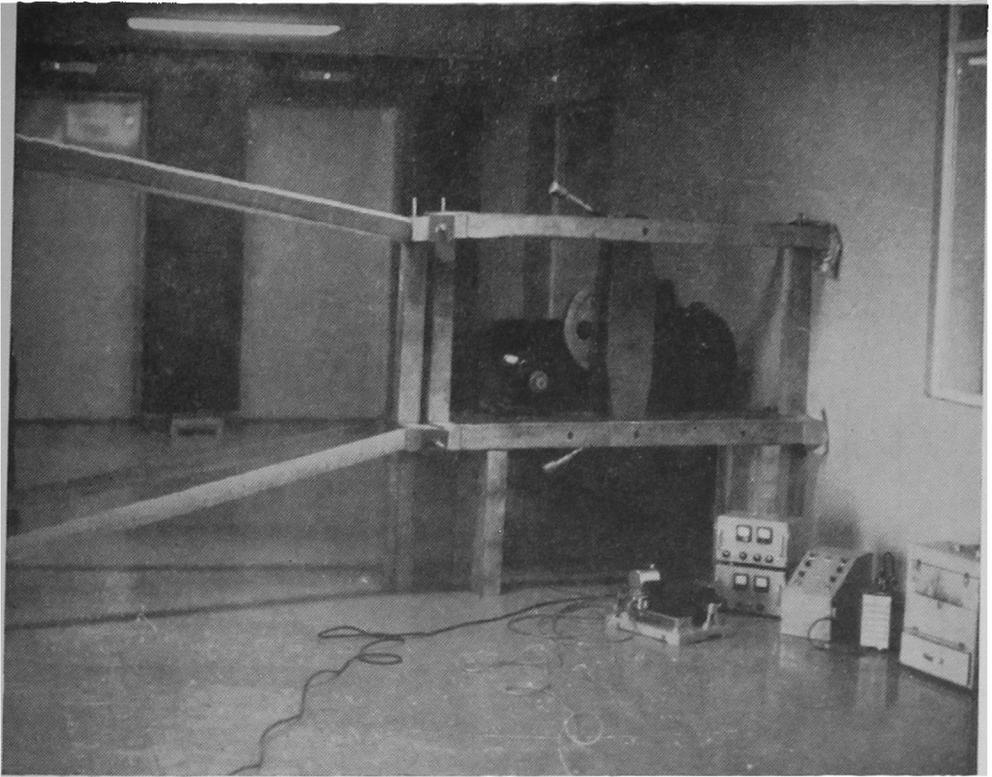
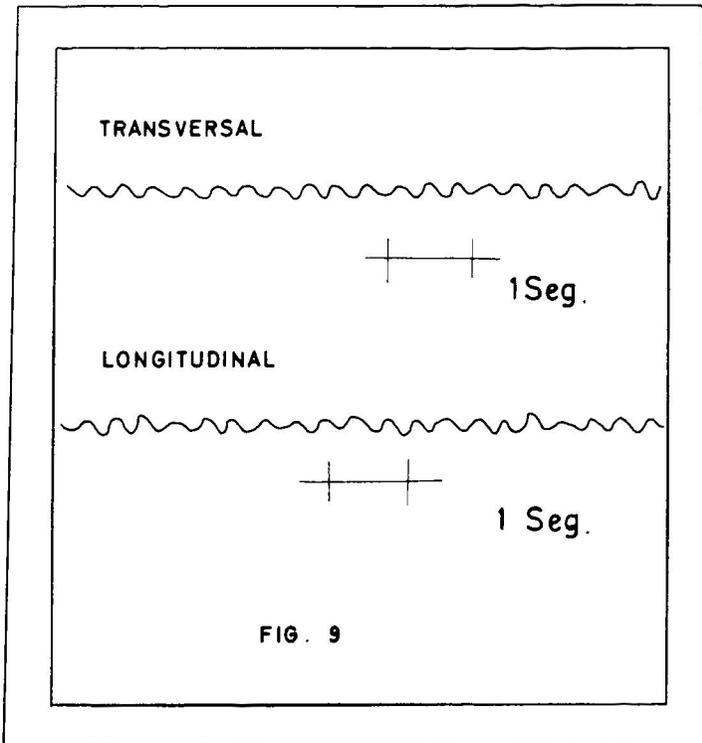


Figura 8



VIBRACIONES EN REGIMEN ESTABLE - DIRECCION LONGITUDINAL

UNIDADES AMP [cm] TIEMPO [seg]

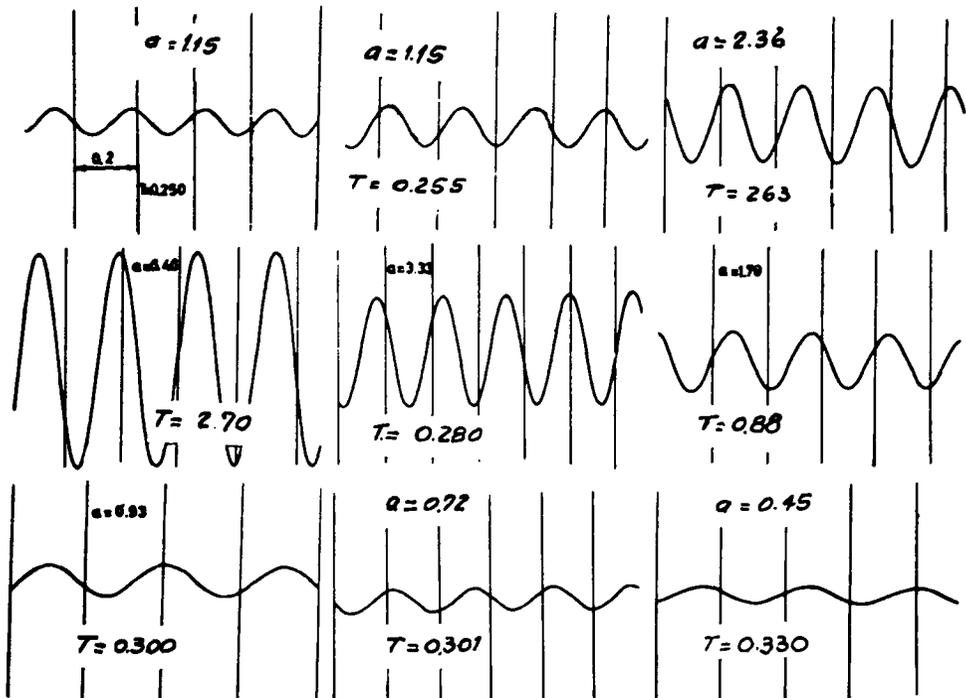


Figura 10

VIBRACIONES EN REGIMEN ESTABLE - DIRECCION TRANSVERSAL

UNIDADES: AMP [cm] TIEMPO [seg]

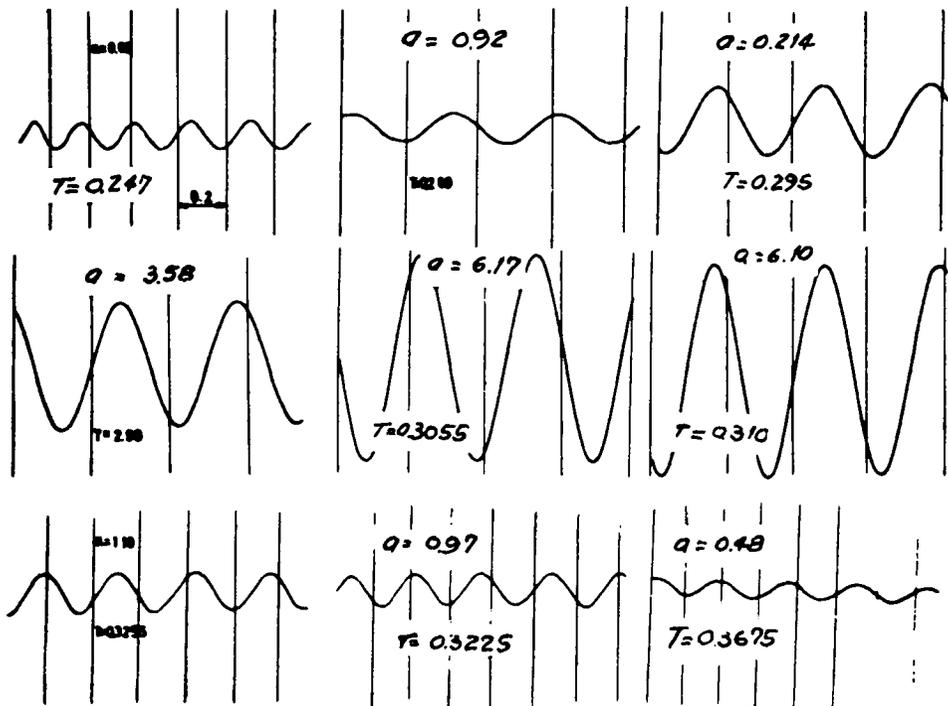


Figura 11

CURVA DE RESONANCIA
VIBRACIONES LONGITUDINALES
EDIFICIO EN OBRA GRUESA

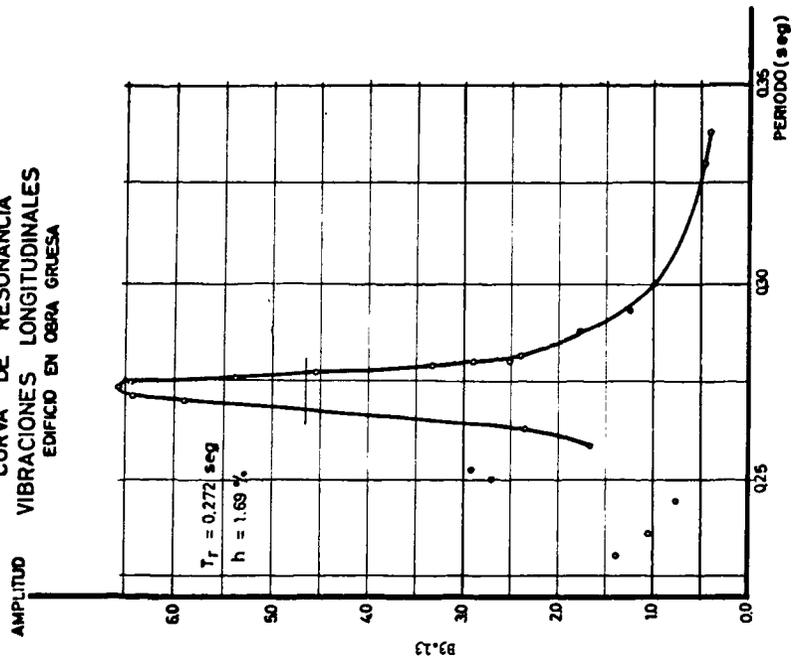


Figura 12

CURVA DE RESONANCIA
VIBRACIONES TRANSVERSALES
EDIFICIO EN OBRA GRUESA

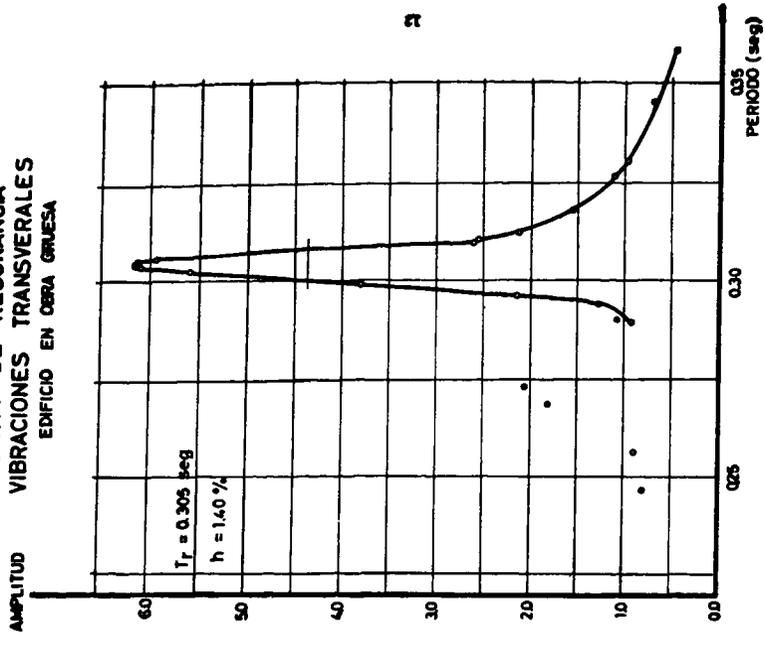
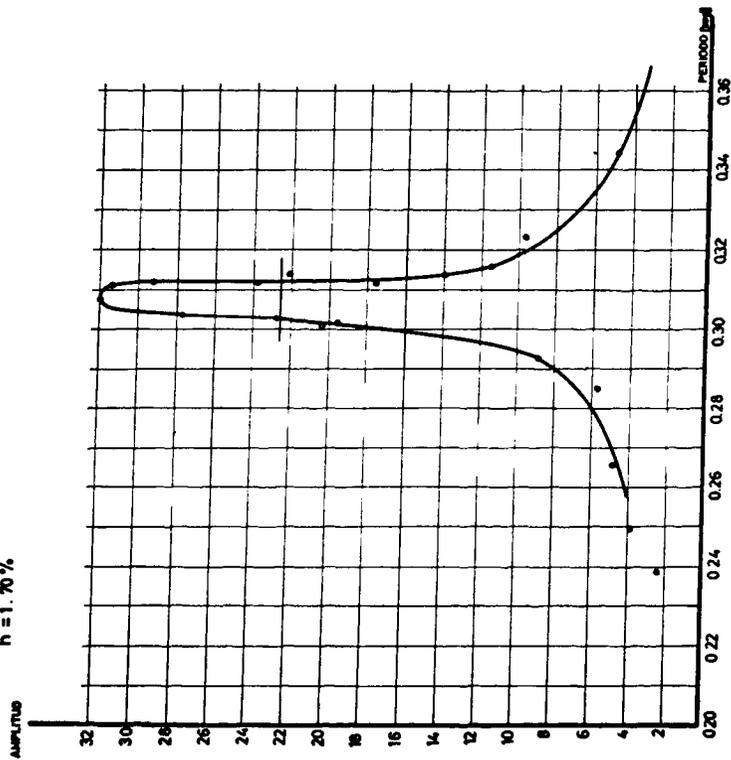


Figura 13

CURVA DE RESONANCIA
VIBRACIONES LONGITUDINALES
EDIFICIO EN SERVICIO

$T_r = 0.308 \text{ seg.}$
 $h = 1.70 \%$



CURVA DE RESONANCIA
VIBRACIONES TRANSVERSALES
EDIFICIO EN SERVICIO

$T_r = 0.281 \text{ seg.}$
 $h = 1.60 \%$

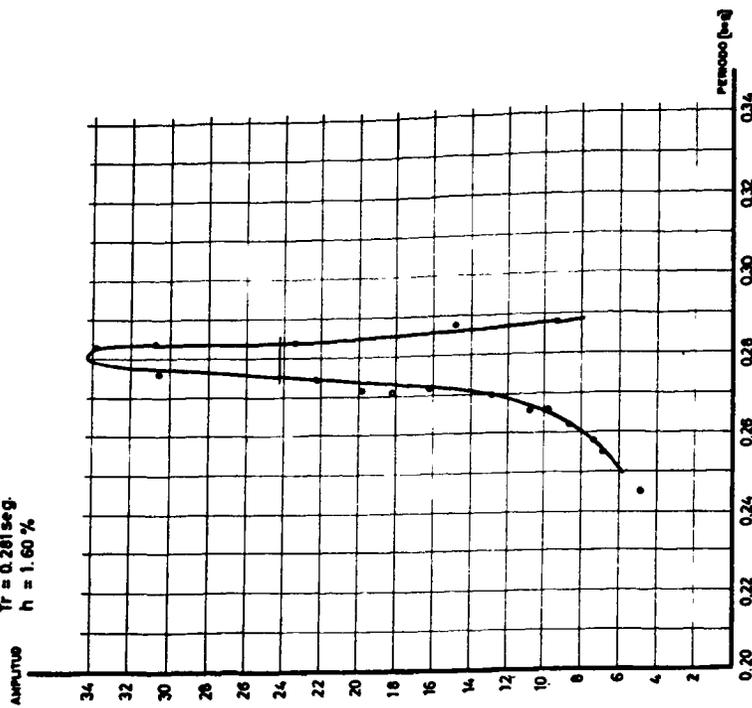


Figura 14

Conclusiones.

La tabiquería ejerce cierta influencia en el período propio en estructuras de hormigón armado y habría que considerar su efecto si se quiere calcularlo con una alta aproximación. Cabe mencionar que en estructuras de acero la influencia sobre el período de particiones interiores, terminaciones y elementos no estructurales en general es bastante mayor, como puede apreciarse en el estudio del edificio Bethlehem Steel Co. situado en San Francisco (6).

La variación del período entre las etapas de obra gruesa y de servicio no afecta mayormente las previsiones de cálculo de la obra en este tipo de estructuras.

El amortiguamiento no experimentó prácticamente cambios con las terminaciones y sobrecargas.

La estructura es mucho más rígida y con amortiguamiento bastante menor que estructuras de este tipo de otros países.

Los períodos predominantes obtenidos por medio de microtrepidaciones concuerdan aceptablemente con los de las curvas de resonancia, lo que permite prescindir de equipos pesados y ruidosos en trabajos de este tipo, tales como vibrador, motor, sistema de fijación a la estructura, etc. Pero si se trata de apreciar pequeñas variaciones en el período, menores de un 10%, el método no resulta adecuado.

Agradecimientos.

Los autores agradecen a la UNESCO por haber cedido al Laboratorio de Estructuras el sismógrafo portátil Sprengnether; al Instituto de Geofísica y Sismología* que facilitó una de las máquinas vibratoras y al Sr. Jorge Ledermann de este Instituto por su colaboración en estas experiencias; al Instituto de Investigaciones y Ensayes Eléctricos* que proporcionó la energía eléctrica en la primera etapa, y al Sr. Antonio Sabat de este Instituto, quien estuvo a cargo de la puesta en marcha del equipo. La Empresa Constructora de Viviendas Económicas Guillermo Ledermann y Cía. nos otorgó, por medio de su Jefe de Obras Sr. Juan Lucero, todas las facilidades para la realización de las experiencias.

El ingeniero civil Sr. Santiago Arias, quien realizó el cálculo estructural del edificio, nos proporcionó gentilmente información acerca del mismo.

BIBLIOGRAFIA

1. INDITECNOR 63-9 (c): "Cálculo Antisísmico de Edificios", pp. 4 y 5.
2. SEISMOLOGY COMMITTEE STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA: "Recommended lateral force requirements and commentary", 1960, p. 34.
3. NAKAGAWA, KYOJI: "Structural Dynamics". Notes on Lectures in International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, 1963, pp. 69 y 71.
4. BAEZA, MARCIAL: "Determinación experimental de períodos de oscilación de edificios de hormigón armado". Revista del IDIEM, vol. 2, N° 1, abril 1963.
5. TAKEUCHI M., NAKAGAWA K.: "Vibrational characteristics of Buildings", Part II. Proceedings 2 W.C.E.E., vol. 2, Japón, 1960, p. 978.
6. BLUME, J., BINDER, R.: "Periods of a modern multi-story office building during construction". Proceedings 2 W.C.E.E., vol. 2, Japón, 1960, pp. 1195-1205.

*Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

NOMENCLATURA

- h** = amortiguamiento relativo.
Tr = período de resonancia, seg.
T = período propio, seg.
N = número de pisos.
Q_s = esfuerzo sísmico de corte al nivel basal de la estructura.
K₁ = coeficiente relativo al uso del edificio.
K₂ = coeficiente relativo a la forma estructural.
P = peso total del edificio sobre el nivel basal.

Tabla Nº 1

	<i>Período (seg)</i>		<i>Amortiguamiento relativo (%)</i>	
	<i>Dirección</i>		<i>Dirección</i>	
	<i>Long.</i>	<i>Transv.</i>	<i>Long.</i>	<i>Transv.</i>
Microtrepidaciones				
En obra gruesa	0,26	0,30		
En servicio	0,30	0,30		
Vibraciones forzadas				
En obra gruesa	0,272	0,305	1,69	1,40
En servicio	0,308	0,281	1,70	1,60