

振動実験による消防署建物の振動性状に関する調査

著者	那須 信治, 竹内 盛雄, 古藤田 喜久雄, 風間 了, 沢田 健吉
雑誌名	防災科学技術総合研究報告
号	31
ページ	31-55
発行年	1973-03-31
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002672/

振動実験による消防署建物の振動性状に関する調査

那須信治・竹内盛雄・古藤田喜久雄・風間 了

早稲田大学

沢田健吉

国立防災科学技術センター

Investigation of the Vibrational Characteristics of the Fire Station's Building by Means of the Vibration Tests

By

Nobuji Nasu, Morio Takeuchi, Kikuo Kotota and Satoru Kazama

Waseda University, Tokyo

and

Kenkichi Sawada*

National Research Center for Disaster Prevention, Tokyo

Abstract

The building of the fire station is desired to be safe against the earthquake, that is, to be earthquake-proof, in order that nothing can interfere the action of fire brigade at the time of an earthquake. The building, however, is somewhat of such complicated form that it has a high tower on its roof top. Therefore, its vibration may be thought not simple.

Forced and free vibration tests and earthquake response analyses were made in order to make clear the vibrational characteristics of the building of Takatsu Fire house in Kawasaki City. The house was consisted of two parts, i. e., a building and a watch tower thereon erected. The building is larger in area than the tower.

The results of the tests and analyses show that the response of the tower becomes larger than that of the building, and that the degree of earthquake response of the combined system of building and tower considerably varies according to types of earthquake vibrations employed in the analyses.

まえがき

消防署の建物は大地震時にも消防活動に支障をきたさないよう特に安全性、換言すれば耐震性が要望されている建物である。そして一般には、屋上に高い望楼を有する構造である。この種の建物の振動性状を把握するために、川崎市高津消防署の实在建物の振動実験を行なうとともに、今後建設される消防署の耐震設計に寄与する資料を得ようとするものである。

また高津消防署建物について地震応答解析を行ない、地震時の挙動についても検討を行なっている。

1. 振動実験

1.1 実験年月日

昭和46年11月10, 11日

1.2 建物概要

- (1) 場所 川崎市二子522
 (2) 建物 (図-1, 2) 建物部分は地上2階 (G. L. +8.07m), 平面18.0 (m) × 23.0 (m), の矩形であり、望楼部分は4階 (G. L. +23.57m), 平面3.0 (m) × 4.0 (m) である。また、構造はRC造で、基礎は独立直接基礎である。

1.3 起振機および測定計器

- (1) 起振機 (手動式) 偏心重量 60 (kg)
 偏心距離 21 (cm)
 最高回転数 420 (c/min)
 最大出力 2.46 (t)
- (2) 測定計器
 a) 換振器 水平動 MTKH-1c

* 現在、建設省土木研究所千葉支所

(The present address: Chiba Branch, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Chiba)

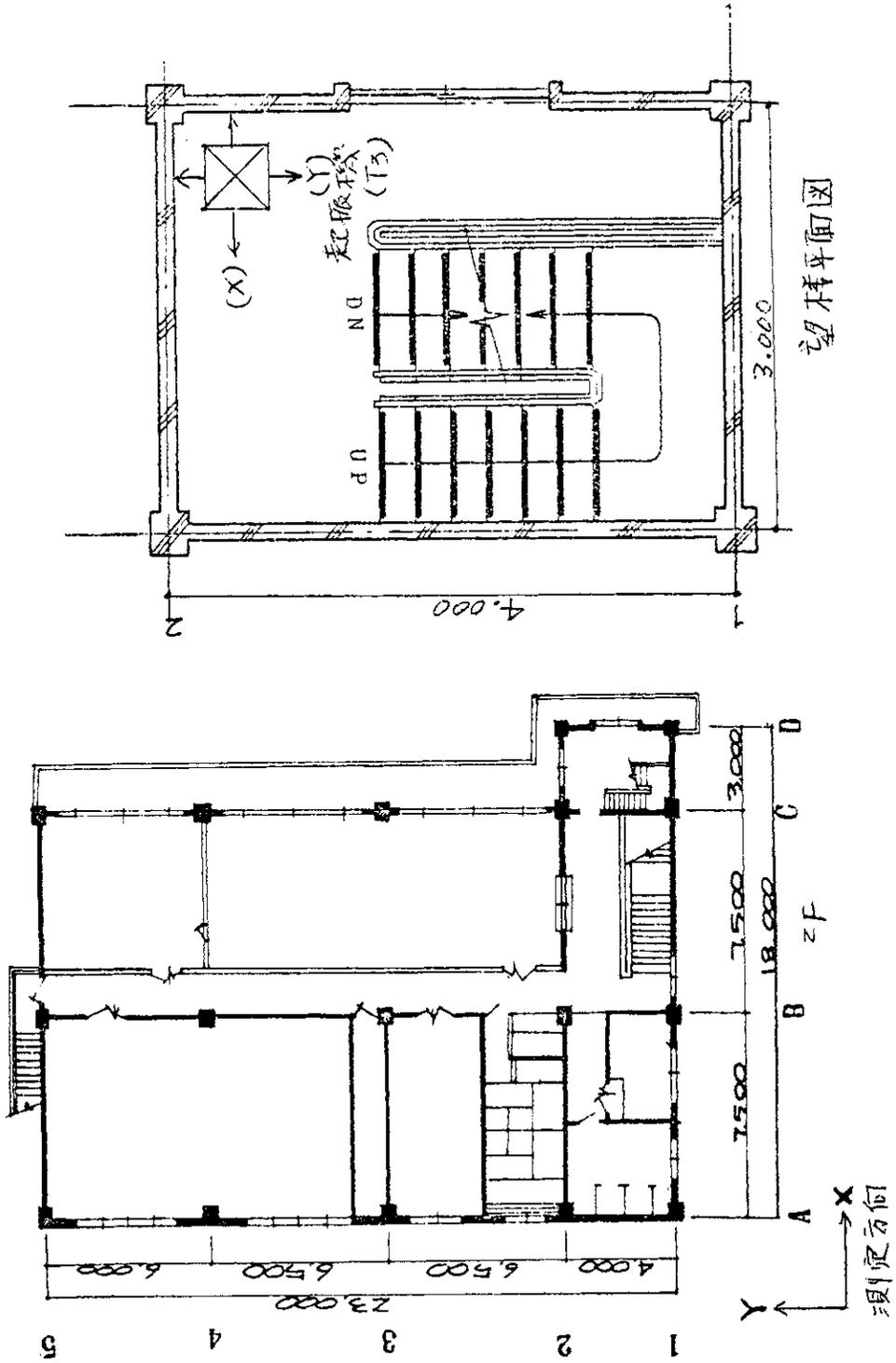


図-1 平面図
Fig-3 Plans of building and tower

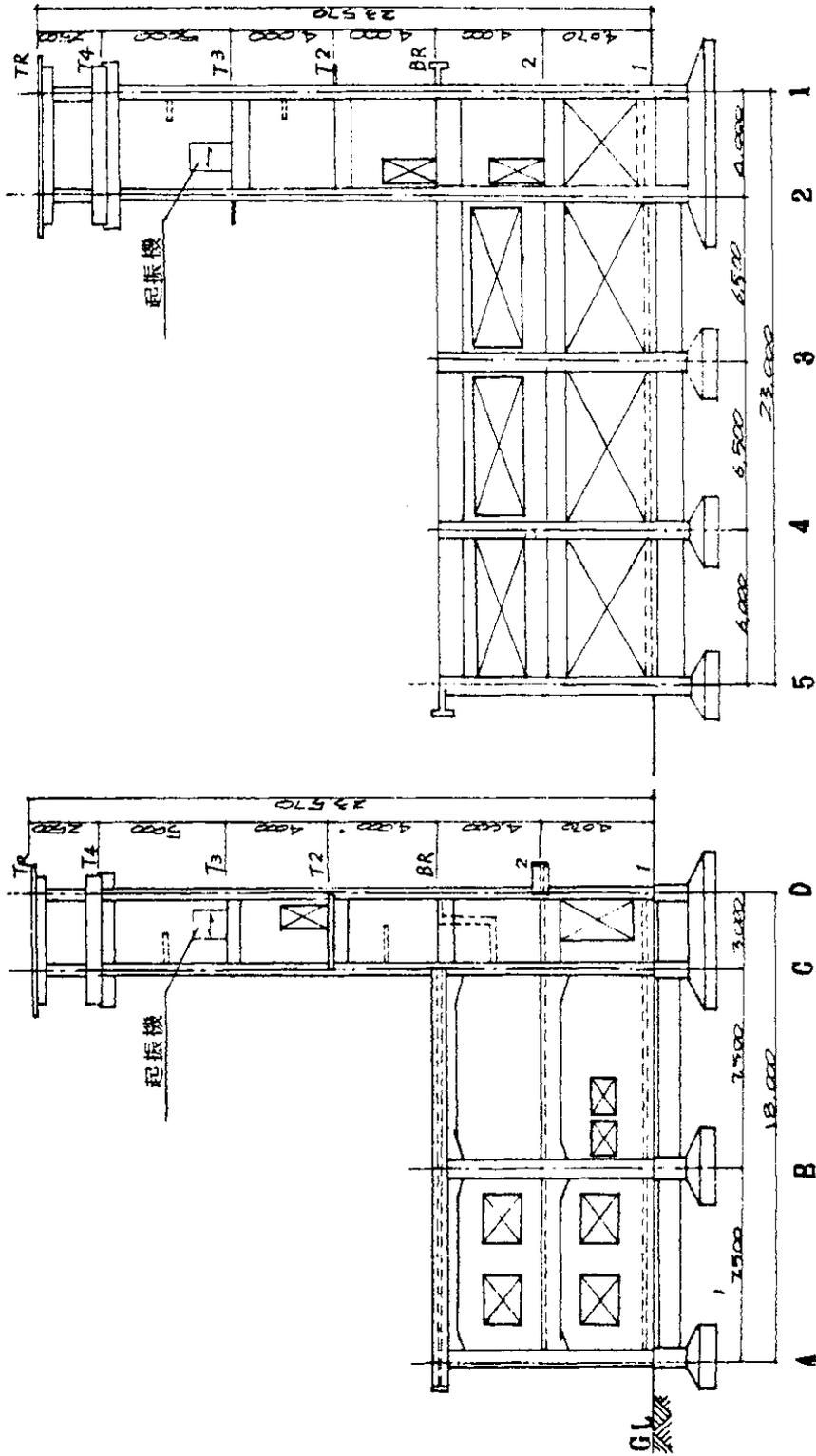


図-2 断面図

Fig-2 Vertical sections of bulding and tower

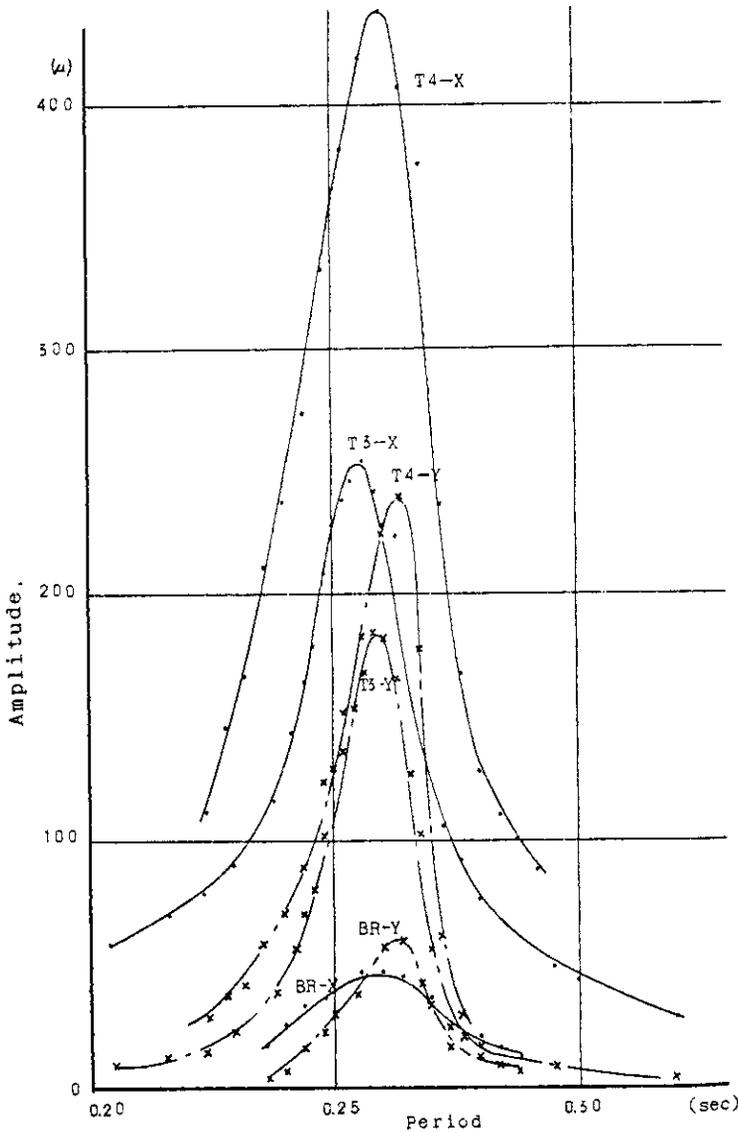


図-3 共振曲線 (X方向加振)
Fig-3 Response curves of vibration (X-forced vibration)

上下動 MTKV-1 c

動コイル型, $f_0 = 1.0 \text{ Hz}$ (保坂振動計器製)

b) 増巾器 6L1-PDY (三栄測器製)

c) 記録器 レクタグラフ 8S11-2-A
4S11-2-A (三栄測器製)

データーレコーダー R-200 (TEAC)

d) 周波数分析器 特注 (TEAC)

1.4 加振および測定方法

(1) 強制振動 起振機を最高回転数 420 c/min に達するまで手動により回転して手をはなす。その後回転数は自然に減少するがこの過程で測定を行なった。

(2) 自由振動 起振機の回転を共振時に急激に停止し、その後の自由振動測定を行なった。

(3) 測定方法 T_3 に換振器を加振方向に1台固定し、他の5台を各測定位置に順次移動し、計6台で同時測定を行なった。

なお、起振機設置位置、起振方向および測定方向は図-1に示した。

1.5 解析方法

(1) 減衰定数

a) 共振曲線 $1/\sqrt{2}$ 法

b) 自由振動 $h = \log(A_i/A_{i+n})/n\pi$ (対数減衰率より),

ここで A_i : i 番目の振巾, A_{i+n} : i 番目から $n/2$ 周期後の振巾

(2) 常時微動周期頻度曲線 周波数分析器により、 0.02 秒刻みで2分間周期を読みとり、全波数に対する各周期成分の個数の百分率(周期頻度)を求めた。

1.6 測定結果およびその考察

1.6.1 短辺 (X) 方向強制振動実験

図-3にC-2通りの共振曲線を示した。X方向の共振周期は各階により多少異なるが、短辺方向の1次固有周期は約0.26秒付近と考えられる。また、Y方向も各階により共振点が異なり、共振周期はX方向に比してわずかに長い。

図-4に1次固有周期、0.26秒時のC-2通りのX方向、Y方向およびX、Y方向合成の変形

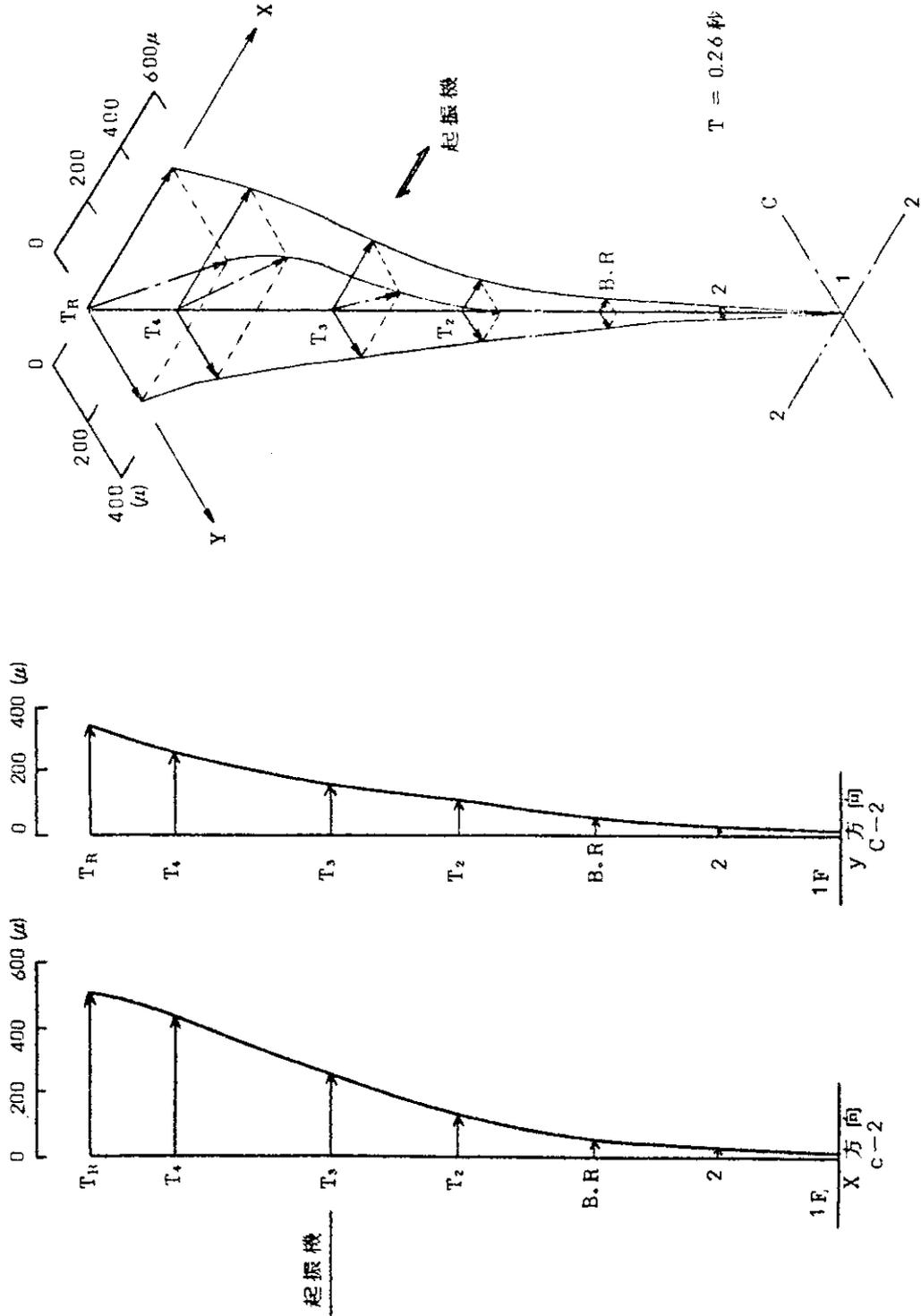


図-4 変形曲線
Fig-4 Deflection curves (X-forced vibration)

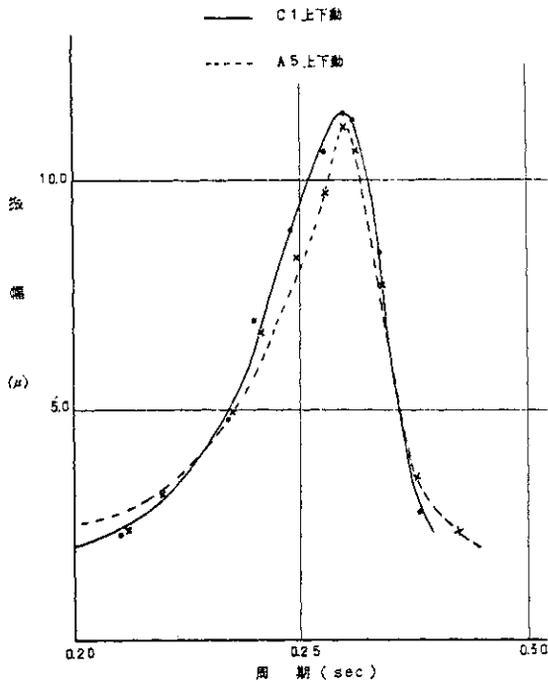


図-6 上下動共振曲線 (X方向加振)
Fig-6 Response curves, 1st floor (vert.)

曲線を示した。望楼部分の変形状態は、X方向がせん断的変形を、またY方向が曲げの変形を示している。

図-5に1次固有周期、0.26秒時の建物全体の变形曲線を示した。望楼部分はあたかも建物屋上で固定された如き状態で振動し、建物部分に比して变形が非常に大きい。

図-6に1階におけるA-5およびC-1通りの上下動の共振曲線を、図-7に0.26秒時の1階の上下方向の变形曲線を示したが、1, 2通りは比較的スムーズな变形状態を示しており、また全体的にみると、望楼部分の变形が大きい。この1通りの上下動の变形状態を水平動の变形曲線に図-8の如く示したが、建物に対するRocking + Sway(%)は4.5%程度となる。また、望楼に対しては1.1.8(%)となり非常に小さくなる。すなわち、望楼部分の弾性变形は建物部分に比して可成り大きくなることを示している。

図-9に共振曲線から、図-10に自由振動実験の波形から求めた減衰定数を示したが、減衰定数は $h = 4.0 \sim 4.5$ (%)程度であることが判明した。

1.6.2 長辺(Y)方向強制振動実験

図-11に共振曲線を示したが、Y方向の共振

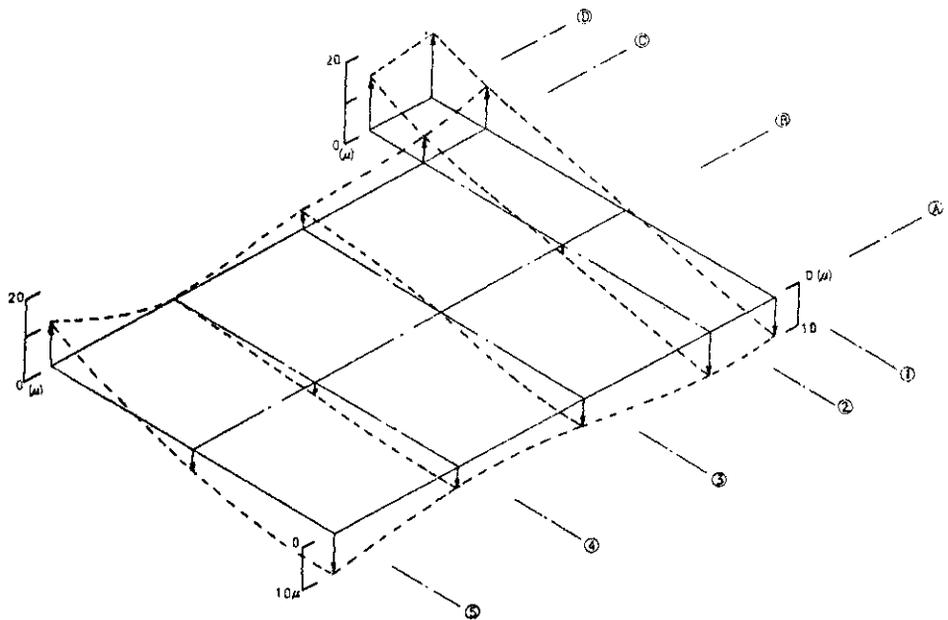


図-7 上下動变形曲線 (X方向加振)
Fig-7 Deformation (rotation), 1st floor (X - forced vibration)

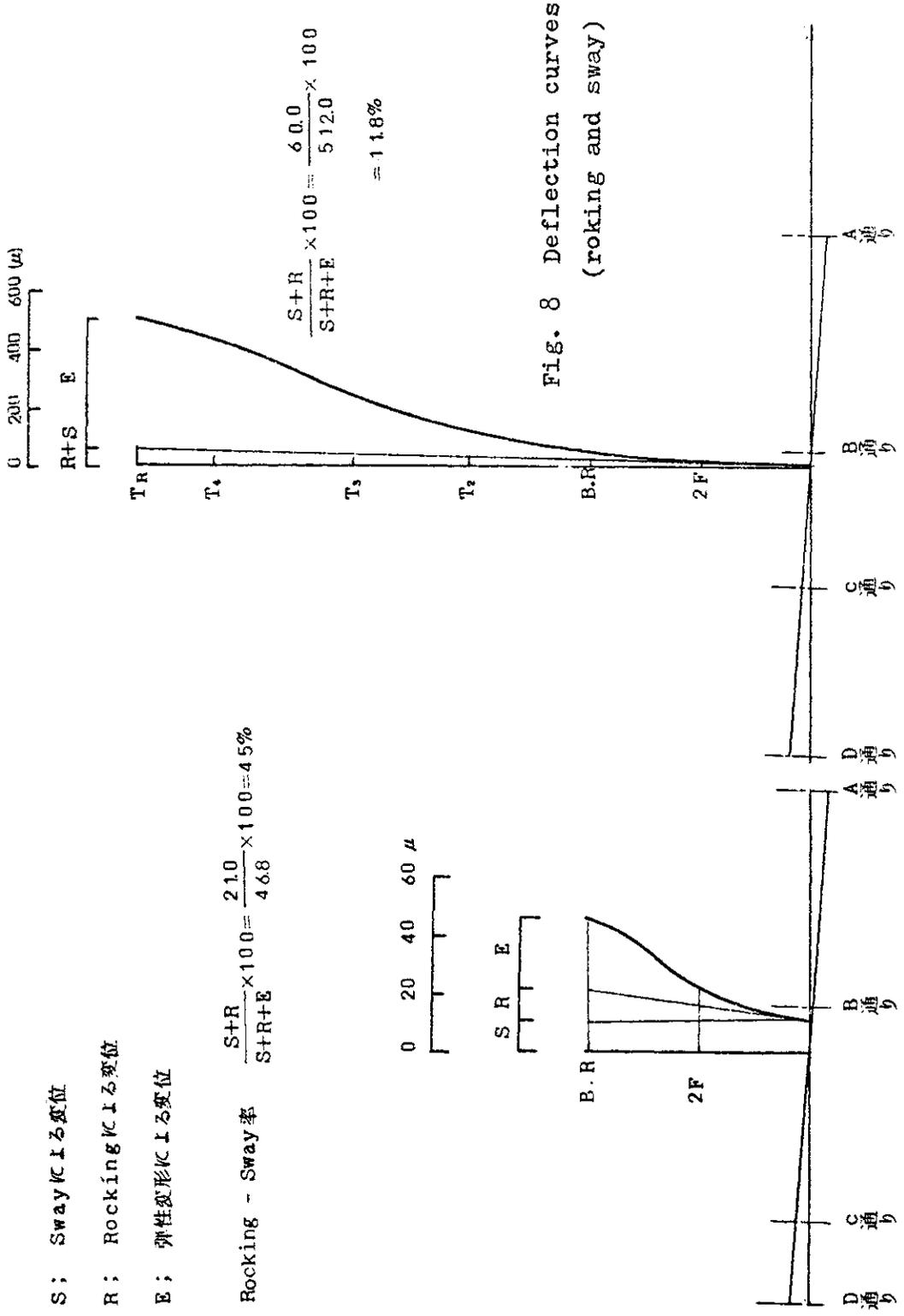


図-8 変形曲線 (Rocking, Sway)

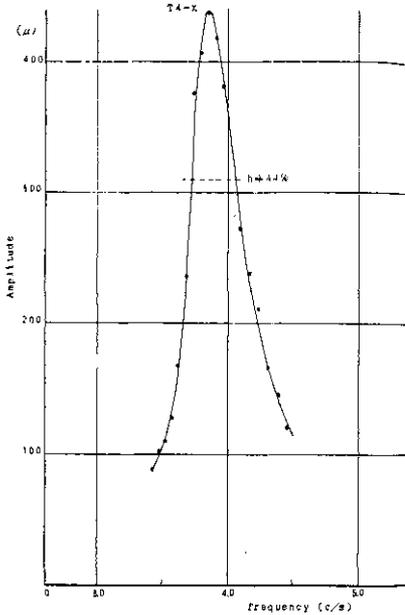


図-9 共振曲線 (減衰定数)
Fig-9 Response curve
(damping, h (%))

点は0.26秒, X方向は0.27秒となり, 短辺 (X)方向加振時と逆の傾向を示している. これらの理由として, 共振周期 (1次固有周期)は望楼部分のみの1次固有周期とほぼ一致すると考えられ¹⁾ また, 短辺方向と長辺方向の剛性が非常に近く, 望楼部分が建物の端部に接属されている故に建物との一体性が失われやすい等が考えられる.

また, 図-12の建物屋上の加振方向と直角(X)方向の共振曲線においても, 各通りで共振周期が異なっている. これらの各共振時の変形曲線を図-13(a)~(d)に示したが, 明らかに建物の変形は望楼の影響を大きく受けている.

図-14, 15にC-2通りの0.26秒および0.27秒時の変形曲線をそれぞれ示したが, 変形状態は短辺方向加振時とほぼ同じ傾向を示している. また, これらの変形状態 (X方向とY方向の変位の比)から, 0.26秒はY方向の, 0.27秒はX方向の1次固有周期とも考えられる.

図-16, 17は建物全体の変形曲線である.

図-18, 19は0.26秒および0.27秒時の1階の上下動変形曲線である. 同図において, 特に望楼部分のみが独自にRocking振動をしているため, 望楼のあるC通りがA通りに比して複

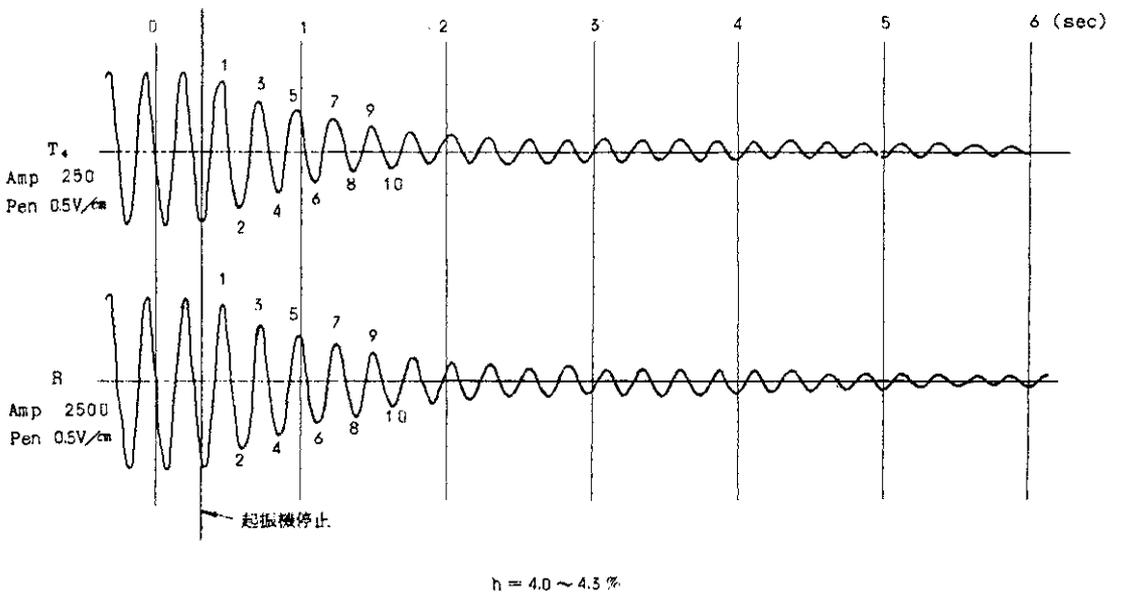


図-10 X方向自由振動測定波形
Fig-10 Records of free vibration (damping, h (%))

雑な変形状態を示している。また、0.26秒時と0.27秒時の変形状態はかなり異なっている。

図-20に共振曲線より求めた減衰定数を示したが、減衰定数は $h \approx 4\%$ となり、短辺方向とはほぼ同じ値を示した。

1.6.3 常時微動測定

測定波形の一例を図-21~24に示した。また、図-25, 26はX方向およびY方向の周期頻度曲線である。測定波形からも判かるごとく、望楼部分はX, Y方向とも約0.26秒が大きく卓越し、強制振動実験から求めた共振周期とよく一

致している。これに対し、建物部分では、0.26秒以外に0.15秒前後の短周期成分が現われている。

図-27はXおよびY方向の変形曲線であるが、変形状態は強制振動実験による結果と同様に塔部分の変形が建物部分に比して非常に大きい。また、図-28の建物屋上の平面的変形状態をみると、望楼の影響により、X方向は1, 2通りが、Y方向ではC, D通りがそれぞれ他の通りに比して変形が明らかに大きくなり、強制振動実験結果とほぼ同様な傾向を示している。

1.7 結論

振動の1次固有周期は、短辺および長辺方向とも0.26秒であり、この値は望楼部分の1次固有周期とほぼ一致すると考えられる。

1次の減衰定数は両方向とも約4%である。

変形状態を全体的にみると、望楼部分が建物部分に比して非常に大きく、地震時には一般に言われているホイッピング現象（むちうち現象）が生じ、望楼部分と建物屋上部分の接合部に応力集中が生じると考えられる。また望楼が建物の端部にあるため、平面的変形状態が偏心的になっている。このように望楼部分の位置が、建物の振動性状に大きく影響するから、設計時には望楼を含む建物全体の状態を十分考慮することが望まれる。

2. 地震応答解析

2.1 建物のモデル化

望楼部分を4質点に、また建物部分を2質点に置換し、建物全体を基礎固定の6質点系として解析した。

2.2 入力地震波

解析に使用した入力地震波は下記の2種類である。

- (a) EL-CENTRO 1940 NS 100gal (Max)
- (b) TAKATSU NS 100 gal (Max)

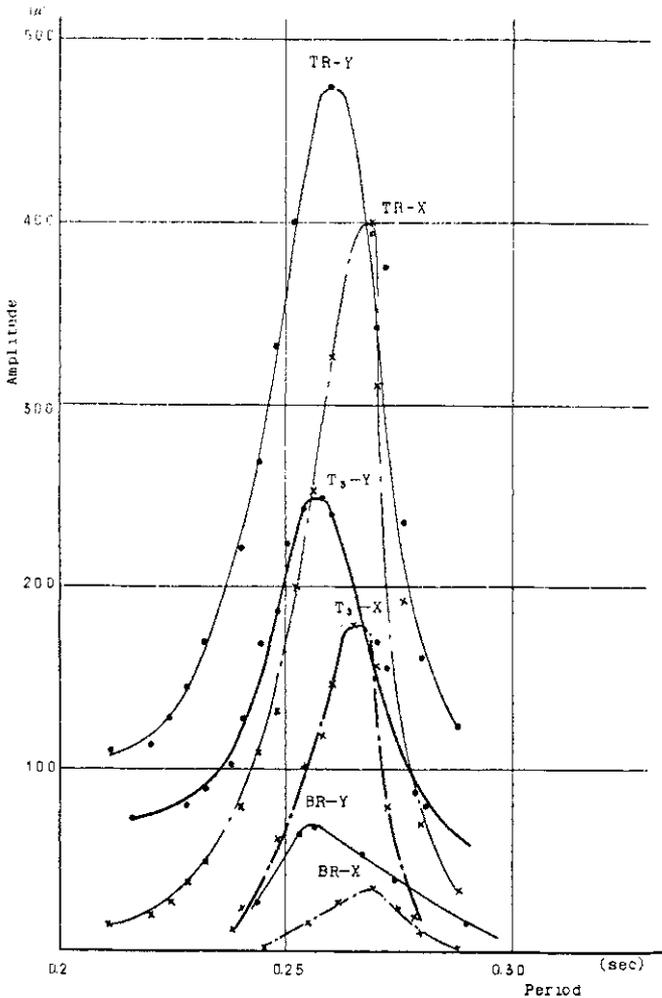


図-11 共振曲線 (Y方向加振)
Fig-11 Response curves of vibration (Y-forced vibration)

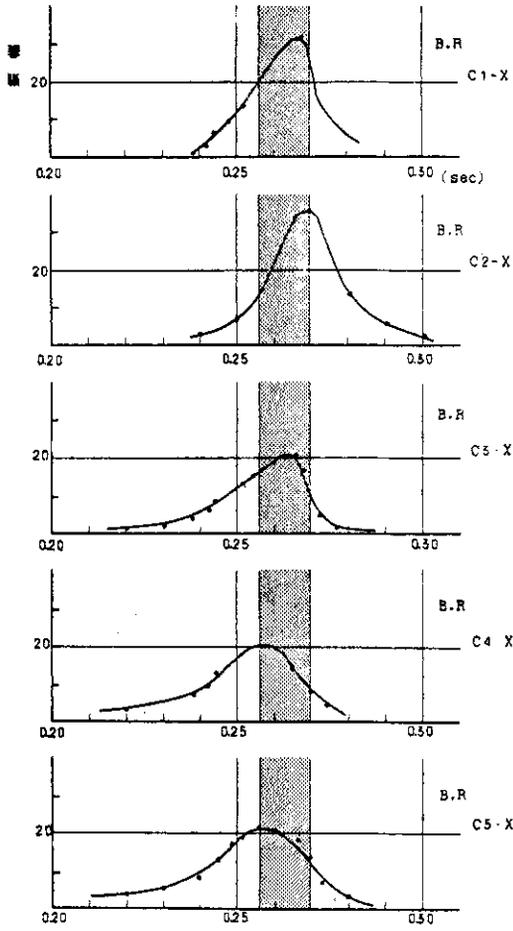


図-12 R階共振曲線(X方向)
Fig-12 Response curves of X-direction, RF(X-forced vibration)

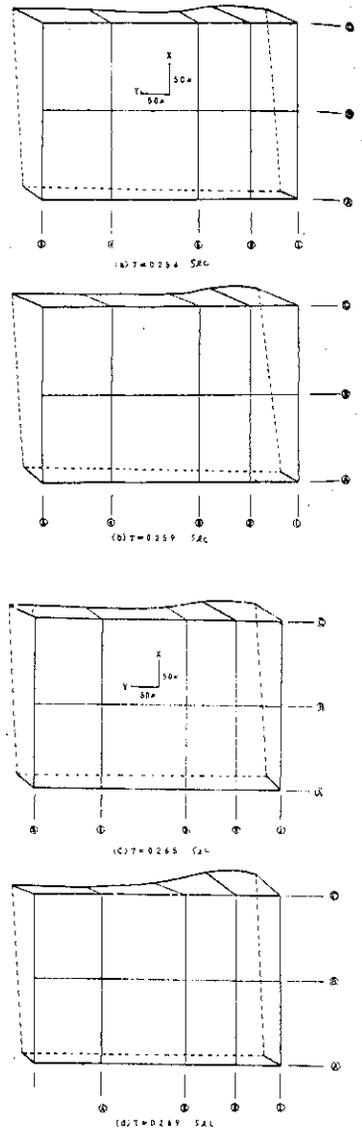


図-13 変形図(3階)
Fig-13 Deflections, 3rd floor (Y-forced vibration)

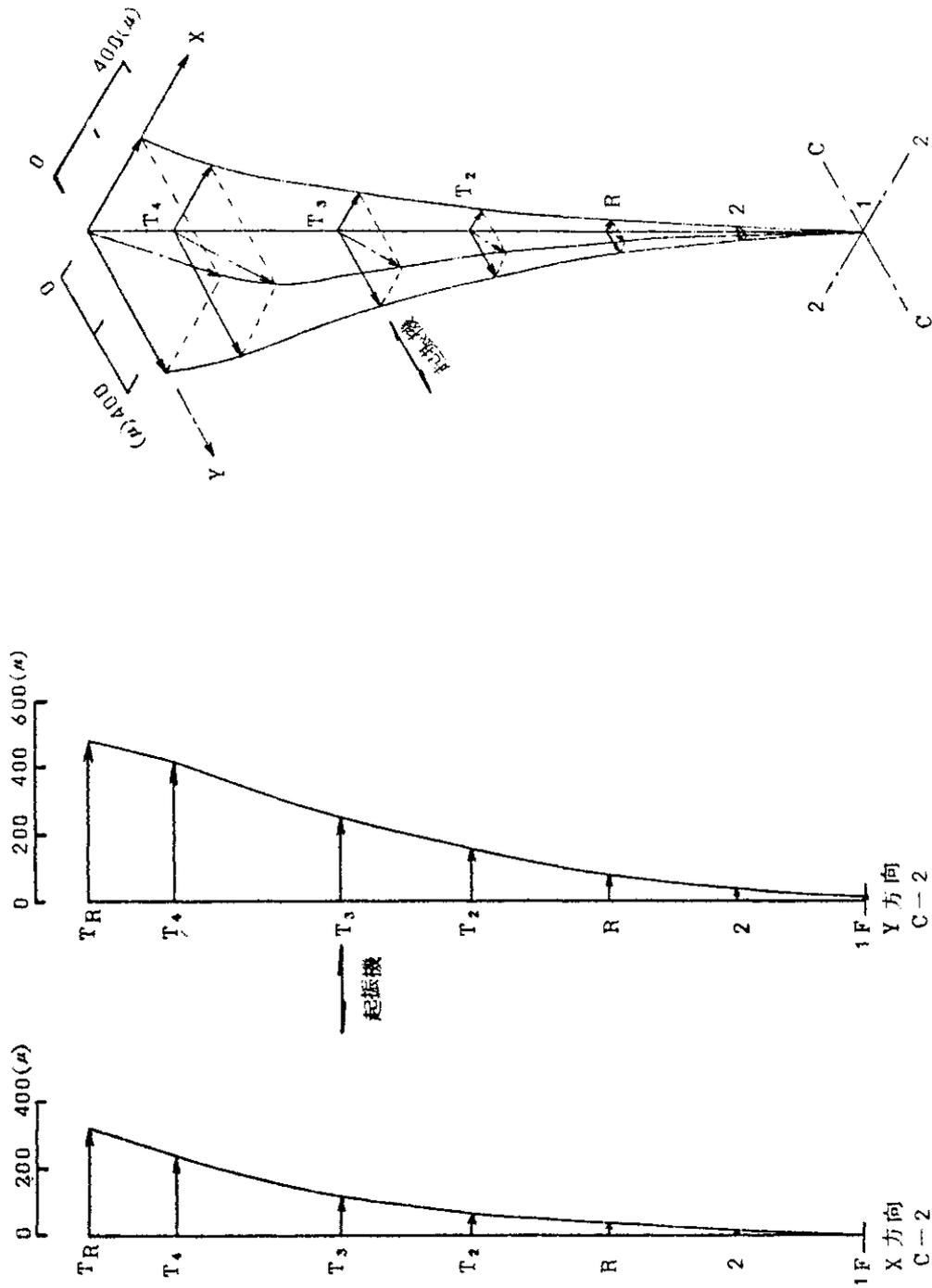


図-14 変形曲線 (Y方向加振, T=0.26秒)
 Fig-14 Deflection curves (Y-forced vibration, T=0.26 sec)

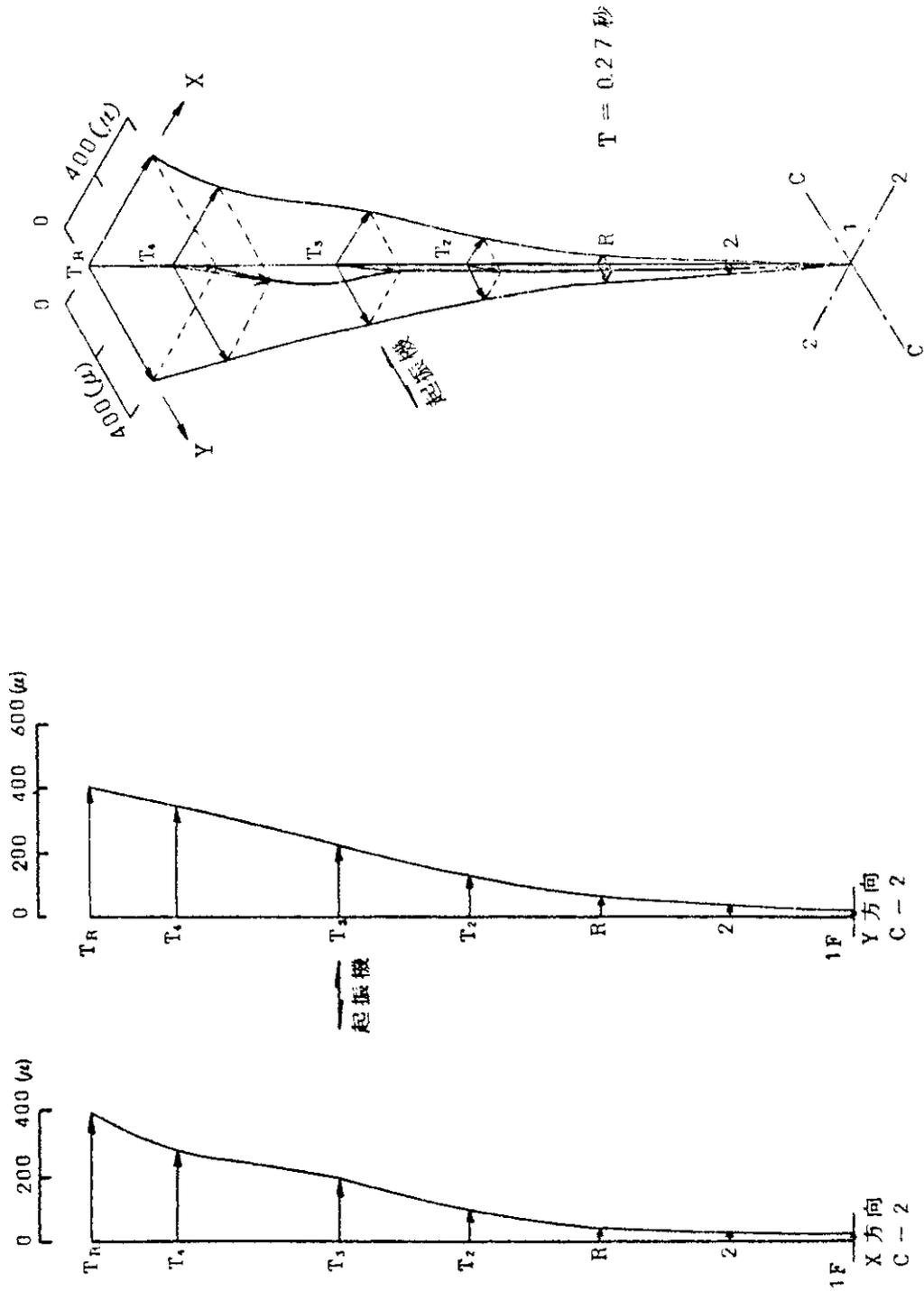


図-15 変形曲線 (Y方向加振, $T=0.27$ 秒)
 Fig-15 Deflection curves (Y-forced vibration, $T=0.27$ sec)

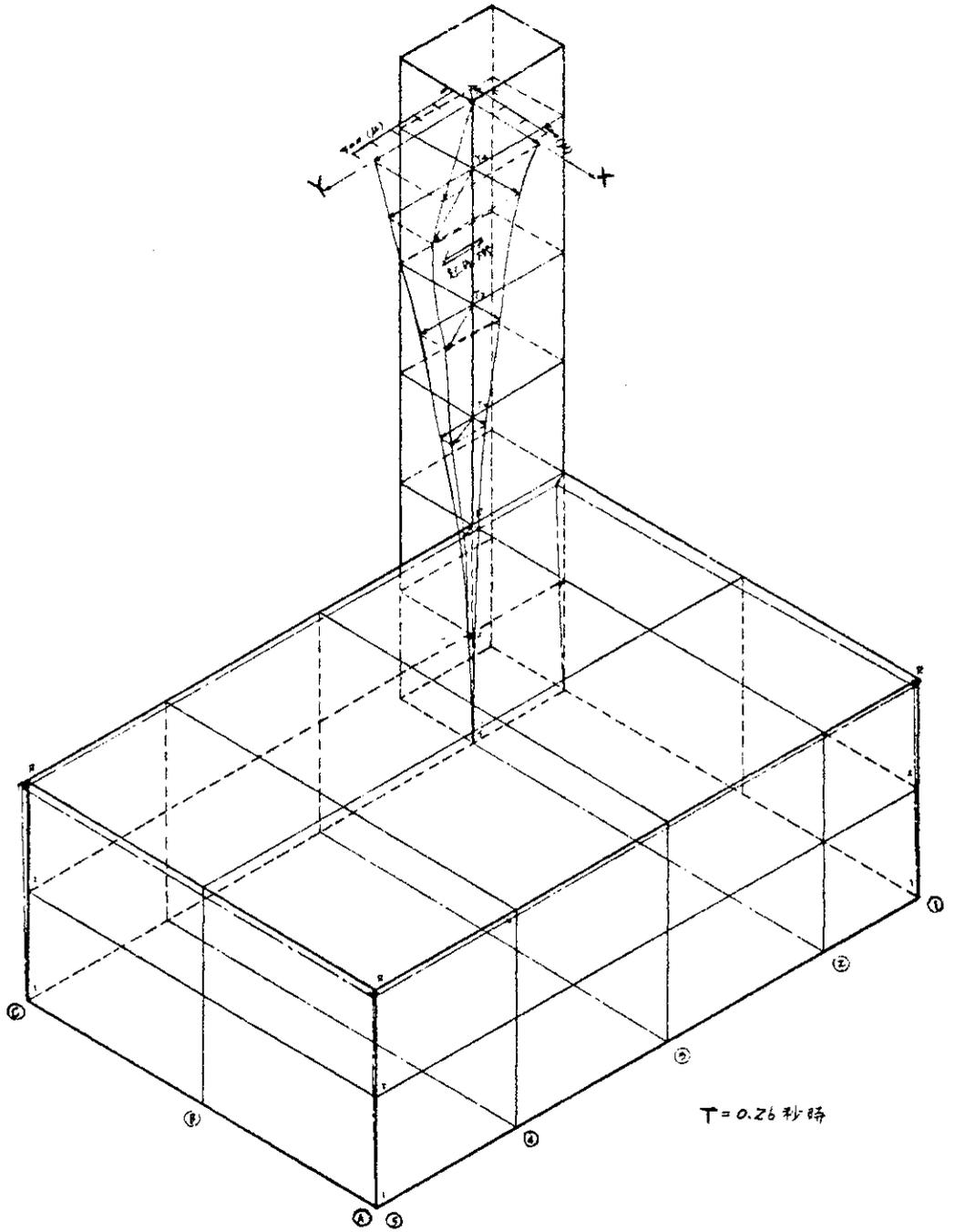


図-16 Y方面加振変形図 (T=0.26秒)
Fig-16 Deflection curves (Y-forced vibration, T=0.26 sec)

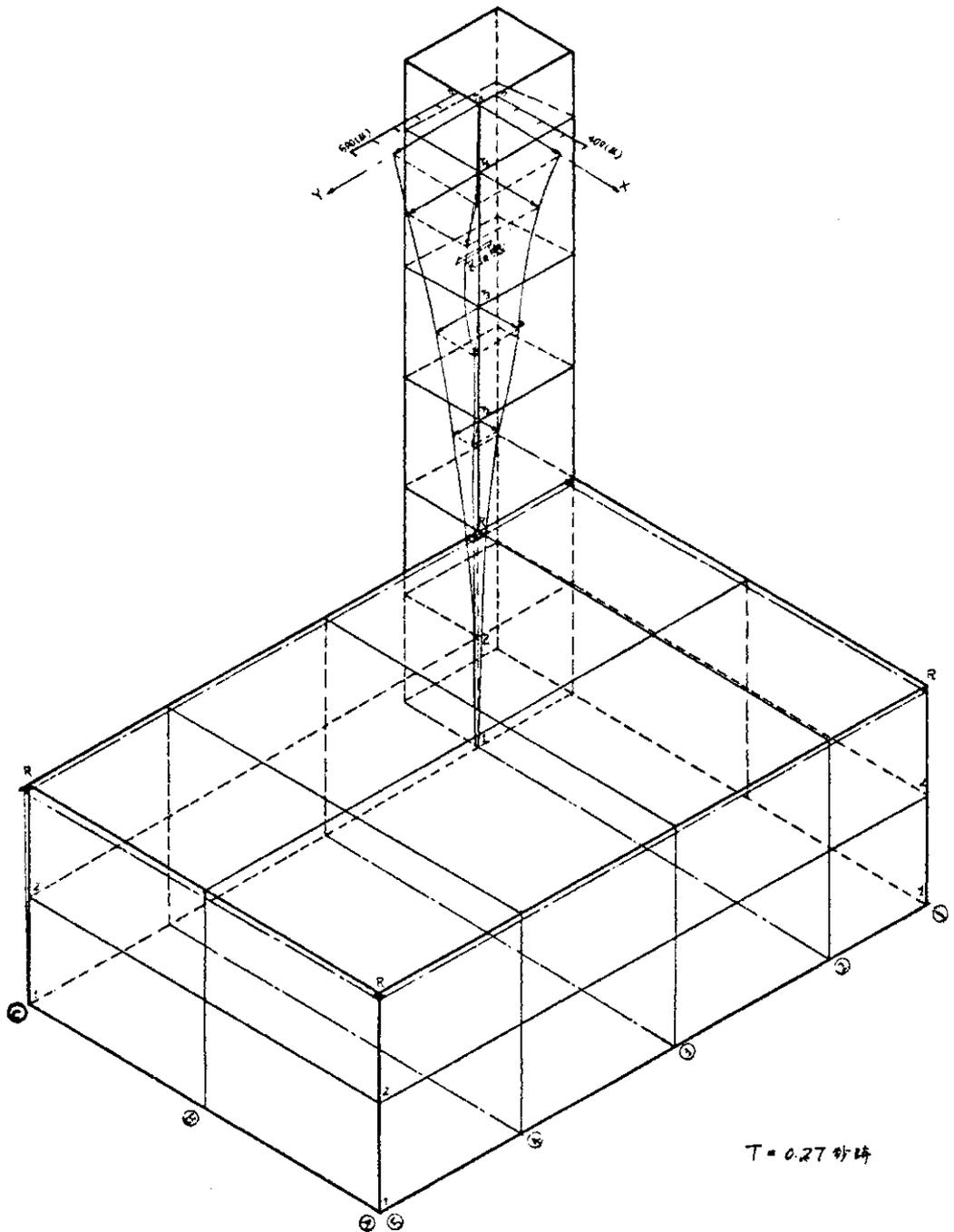


図-17 Y方面加振変形図 (T=0.27秒時)
 Fig-17 Deflection curves (Y-forced vibration, T=0.27 sec)

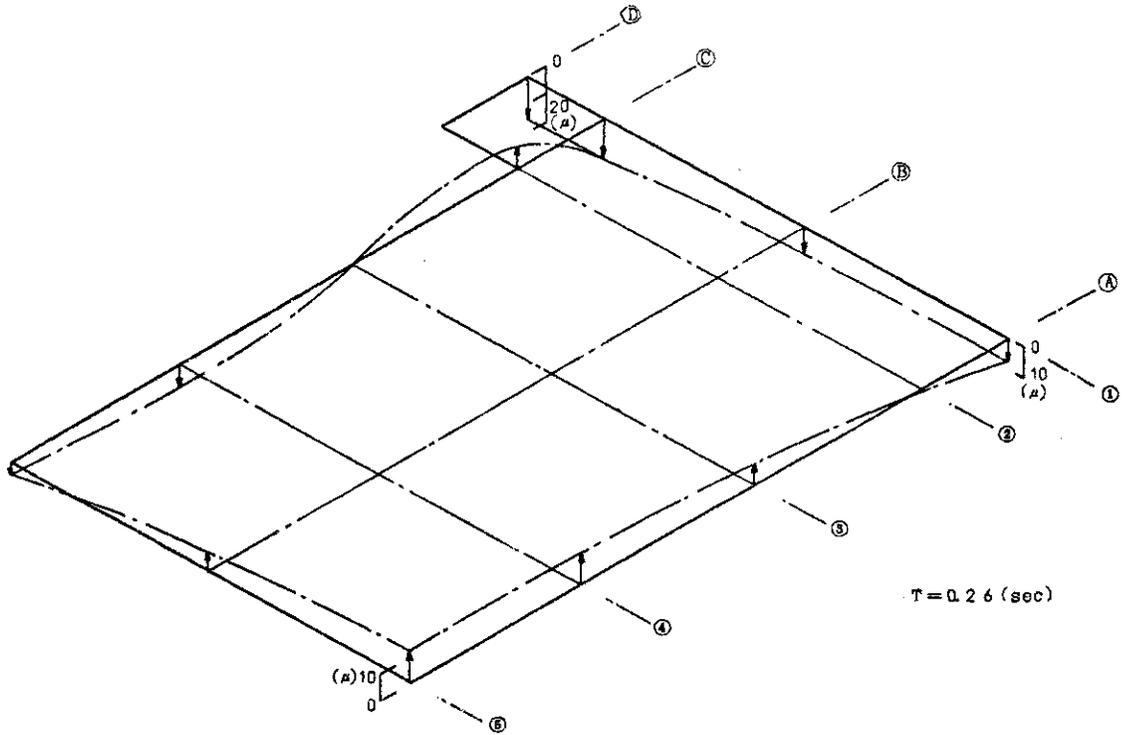


図-18 上下動変形曲線 (Y方向加振, T=0.26秒)
 Fig-18 Deformation (rotation), 1st floor (Y-forced vibration, T=0.26 sec)

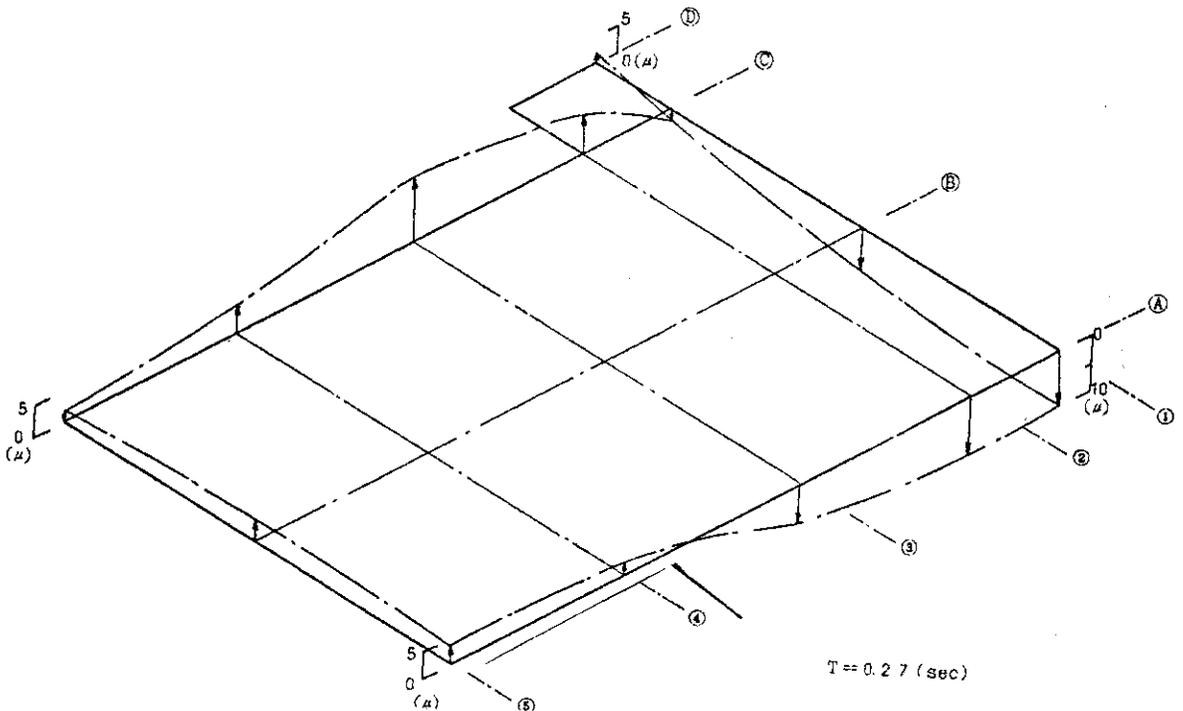


図-19 上下動変形曲線 (Y方向加振, T=0.27秒)
 Fig-19 Deformation (rotation), 1st floor (Y-forced vibration, T=0.27 sec)

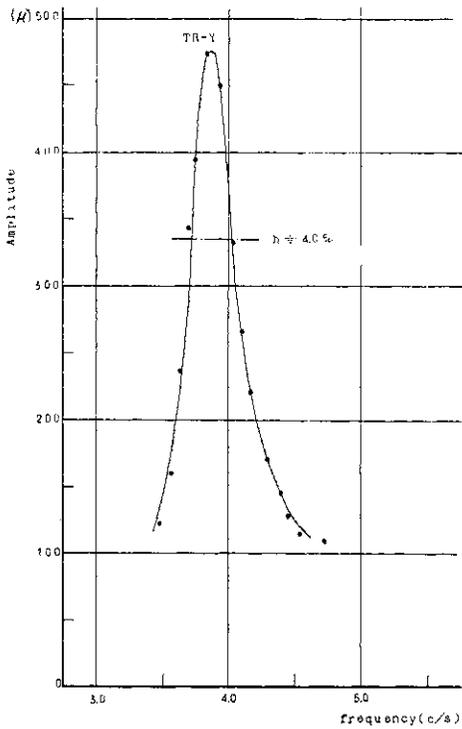


図-20 共振曲線(減衰定数)

Fig-20 Response curve (damping, h (%))

地震波TAKATSUは小林啓美(東京工業大学教授)が1968年十勝沖地震の際、HACHINOHEにおいて観測した地震波を重複反射理論により基盤層までもどし、この波形を高津の基盤層に入力し、G.L.-2mでの地震波を作製したものである。

なお、EL-CENTROおよびTAKATSUの地震派の特性を比較するために、図-29、30にそれぞれのRESPONSE SPECTRUM (VELOCITY)を示したが、両者のSPECTRUMの型は傾向的によく一致している。

2.3 解析方法

応答解析はRungés Kutta法により行なった。解析時間はEL-CENTROを入力波とするときは8秒間、TAKATSUの場合は60秒間であり、また解析時間の刻みは $\Delta t=0.01$ 秒である。

解析に用いたバネ定数、減衰係数は(1)、(2)式より求めた。

$$K_i = \omega_1^2 \cdot \sum_{i=1}^n (m_{i+1} \cdot X_{i+1}) / (X_{i+1} - X_i) \quad (1)$$

$$C_i = 2 \cdot h_1 \cdot K_i / \omega_1 \quad (2)$$

ここで

K_i : i 層のバネ定数

C_i : i 層の減衰係数

ω_1 : 1次の円振動数(実験値)

m_{i+1} ($i+1$)層の質量

X_i : i 層の変位(実験値)

h_1 : 1次の減衰定数(実験値)

なお、(1)、(2)式より求めて解析に用いた諸定数を下表に示した。

係数 (i)	1	2	3	4	5	6	R
m_i (質量) t-sec ² /cm	-	0.4187	0.4577	0.0311	0.0334	0.0409	0.0238
C_i (減衰係数) t-sec/cm	3.427	2.348	0.627	0.325	0.173	0.181	-
K_i (バネ定数) t/cm	2069.2	1416.27	378.84	196.32	104.43	109.39	-

2.4 解析結果およびその考察

入力波形および望楼、建物の応答波形をEL-CENTROの場合は図-31に、TAKATSUの場合は図-32に示した。

EL-CENTRO地震波を入力とした場合、望楼屋上では最大応答加速度は解析開始後約2.5秒の所で生じ、その時の振動周期は1次固有周期0.26秒である。これに対して、建物屋上は建物部分の1次固有周期約0.15秒で振動し、最大加速度の生じる時刻は望楼屋上の場合と異なっている。

TAKATSUを入力した場合は、EL-CENTROの場合と異なり、比較的応答が大きい振動が長時間継続し、また入力波に現われている長周期成分が特に建物屋上の応答波形に現われている。

また、望楼および建物の最大応答加速度を下表に示したが、いずれの地震に対しても塔屋上の最大応答加速度は建物屋上に比して2.6~3.0倍と大きくなる。また、EL-CENTROの応答値は建物および望楼屋上ともTAKATSUの場合の約2倍となる。

入力地震波	EL-CENTRO	TAKATSU
入力最大加速度	100 gal	100 gal
建物屋上(BR)	780	460
塔屋上(TR)	300	150

2.5 結論

入力波のEL-CENTROおよびTAKATSUのRESPONSE SPECTRUM (VELOCITY)の型はよく一致しているにもかかわらず、望楼、建物の応答波形はかなり傾向を異にし、また最大応答値も異なっている。これらの結果から、応答解析を行う際に、十分入力波の性質を種々の方面から検討を行なう必要がある。

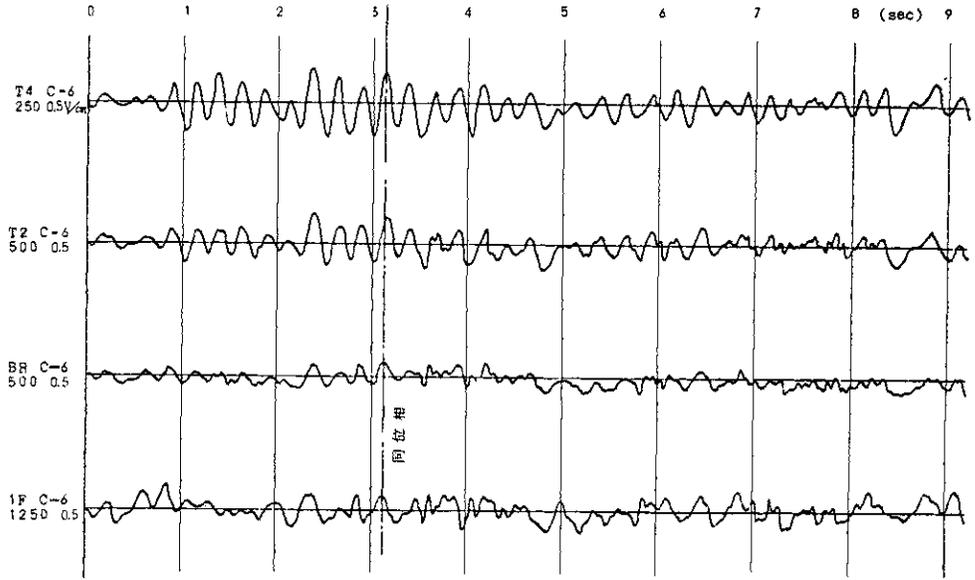


図-21 X方向常時微動測定波形
Fig-21 Records of micro-tremors (X-direction)

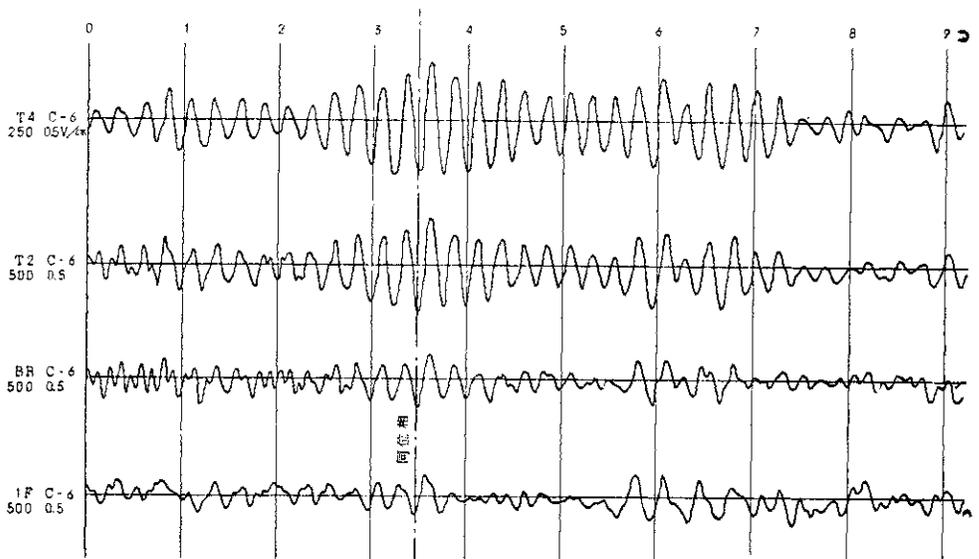


図-22 Y方向常時微動測定波形
Fig-22 Records of micro-tremors (Y-direction)

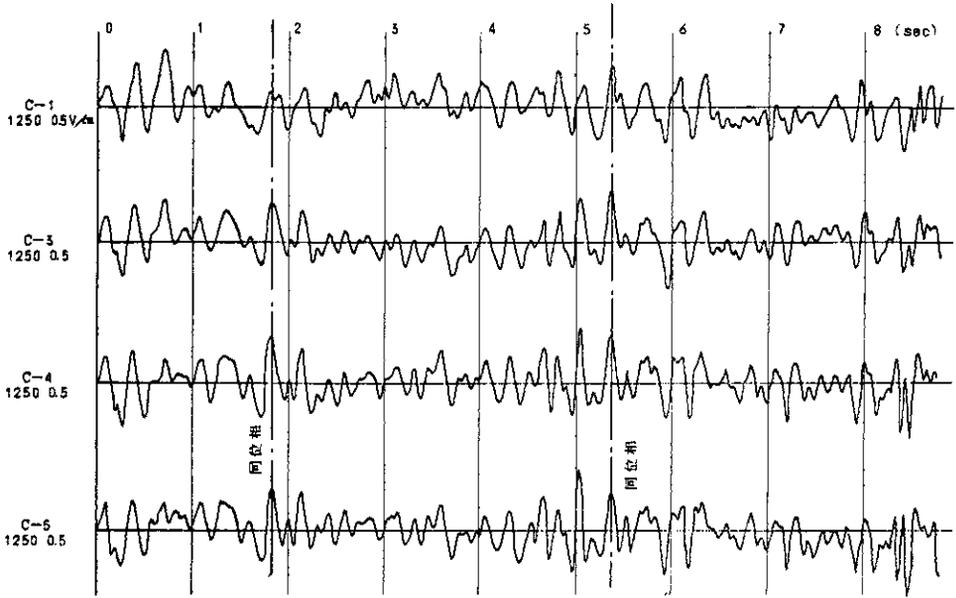


図-23 BR X方向常時微動測定波形

Fig-23 Records of micro-tremors, BR (X-direction)

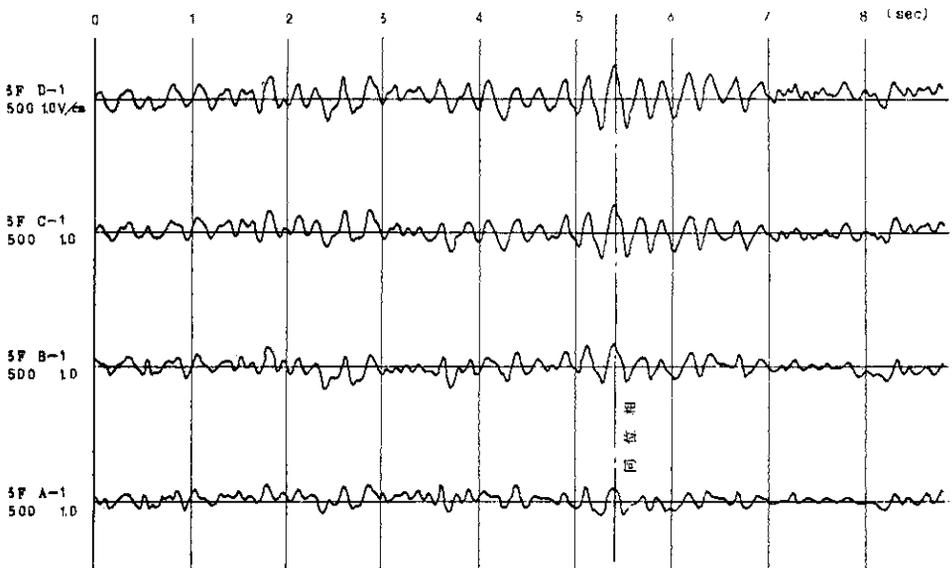


図-24 BR Y方向常時測定波形

Fig-24 Records of micro-tremors, BR (Y-direction)

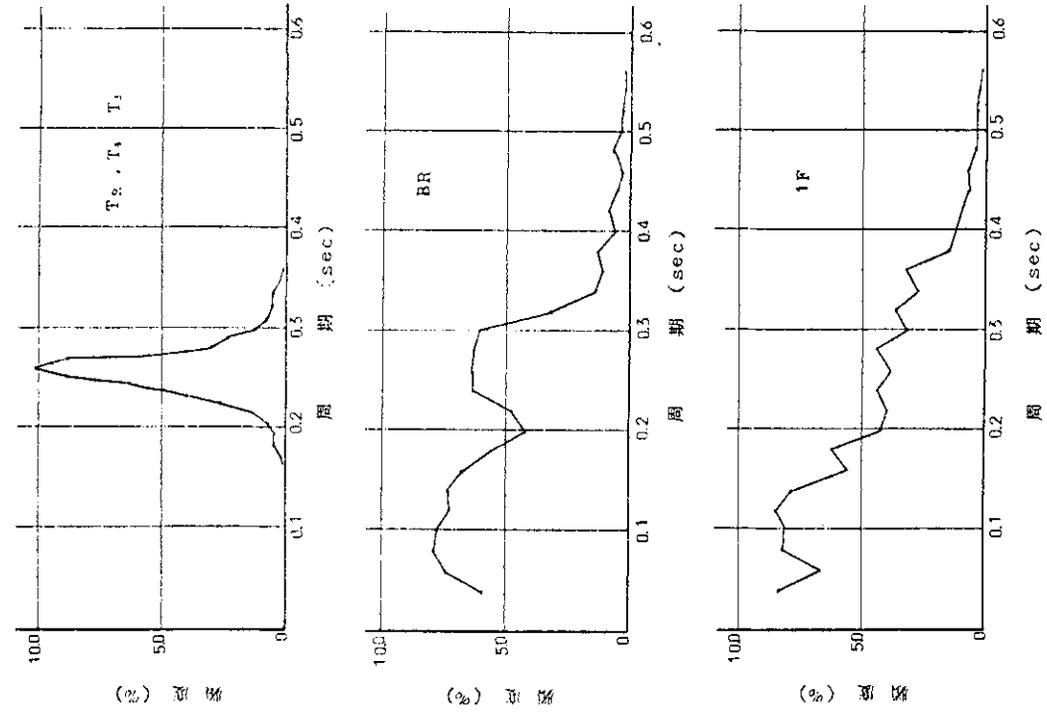


図-25 周期頻度曲線 (X方向, C-2)

Fig-25 Curves for frequency of occurrence vs. period of micro-tremors(X-direction)

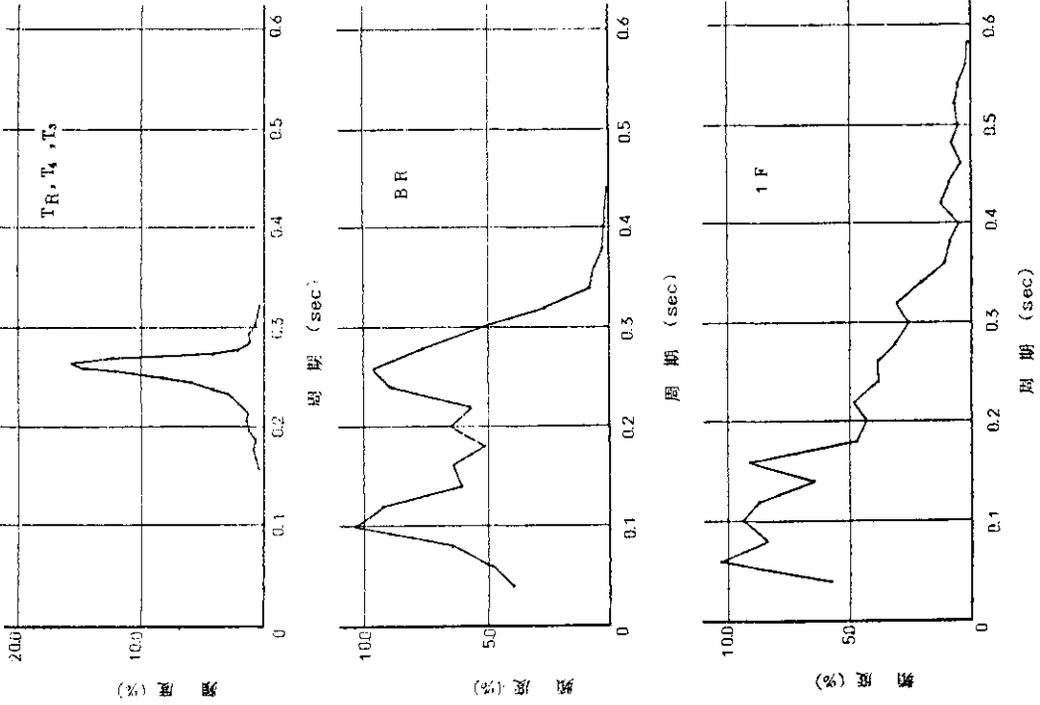


図-26 周期頻度曲線 (Y方向, C-2)

Fig-26 Curves for frequency of occurrence vs. period of micro-tremors(Y-direction)

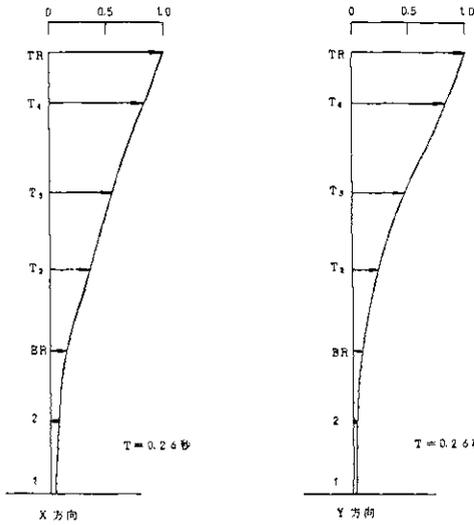


図-27 常時微動変形(相対)曲線 C-2通り
Fig-27 Deflection Curves (micro-tremors)

望楼部分の応答値は建物部分に比して大きくなり、また望楼部分は望楼部分の周期で、建物部分は建物部分の周期で個々に振動する傾向を示している。この傾向は常時微動測定結果にも現われている。

3. まとめ

振動実験結果および地震応答解析結果から、望楼部分の振動は建物部分に比して大きくなり、地震時には望楼と建物の接合部分に非常に大きな応力が生じることが予想される。また望楼の位置が、建物全体の変形状態に大きく影響を与えるため、設計時には望楼の位置およびその建物全体の変形に及ぼす影響を考慮する必要がある。

参考文献

- 1) Nobuji Nasu and Others "Vibrational Characteristics of the Building with a Tower on the Roof" 第3回日本地震工学シンポジウム(1970)

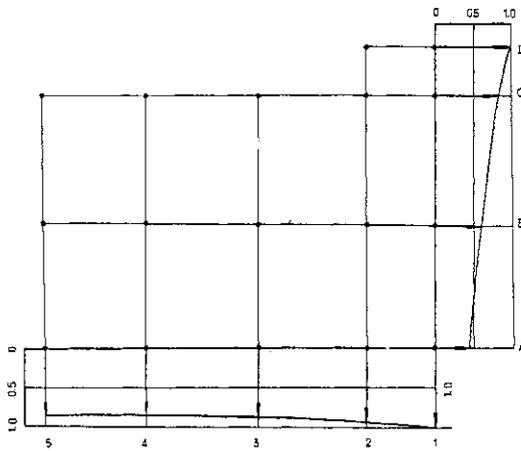


図-28 BR常時微動時変形(相対)図
(T=0.26秒)

Fig-28 Deformation, BR (micro-tremors, T=0.26 sec)

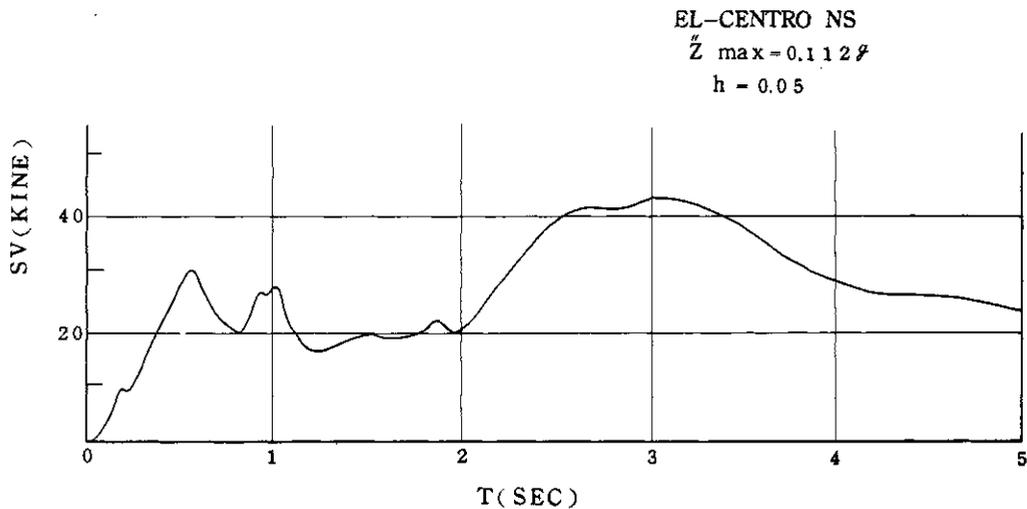


図-29 地震波応答スペクトル(速度), EL-CENTRO, NS
 Fig-29 Reponse spectrum(velocity) of EL-CENTRO, NS

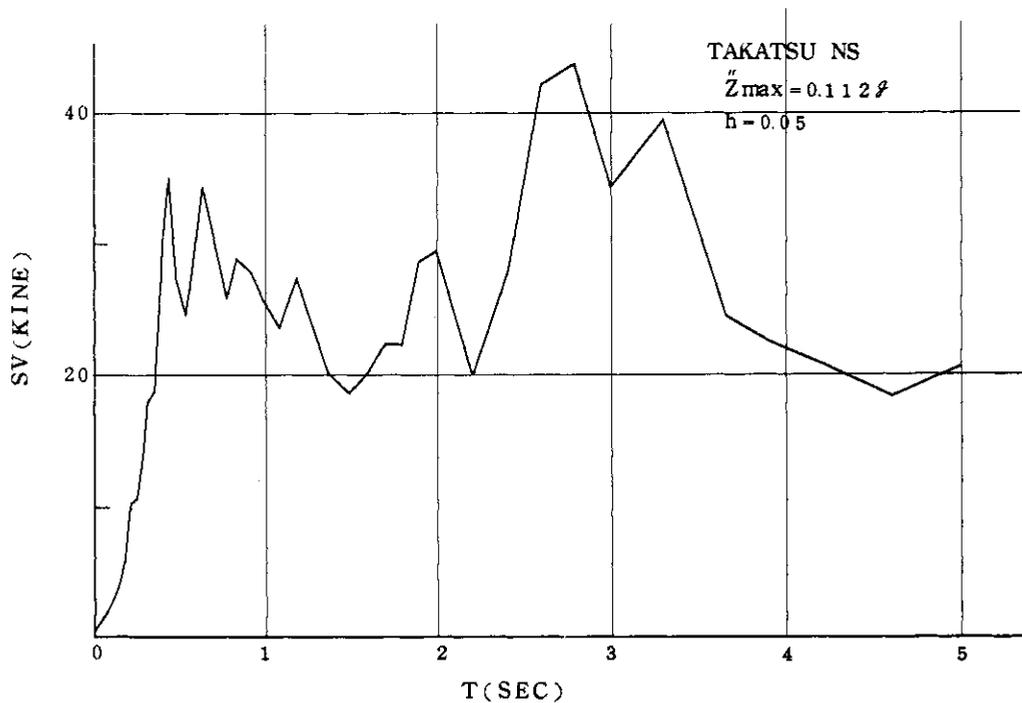


図-30 地震波応答スペクトル(速度), TAKATSU, NS
 Fig-30 Response spectrum (velocity) of TAKATSU, NS

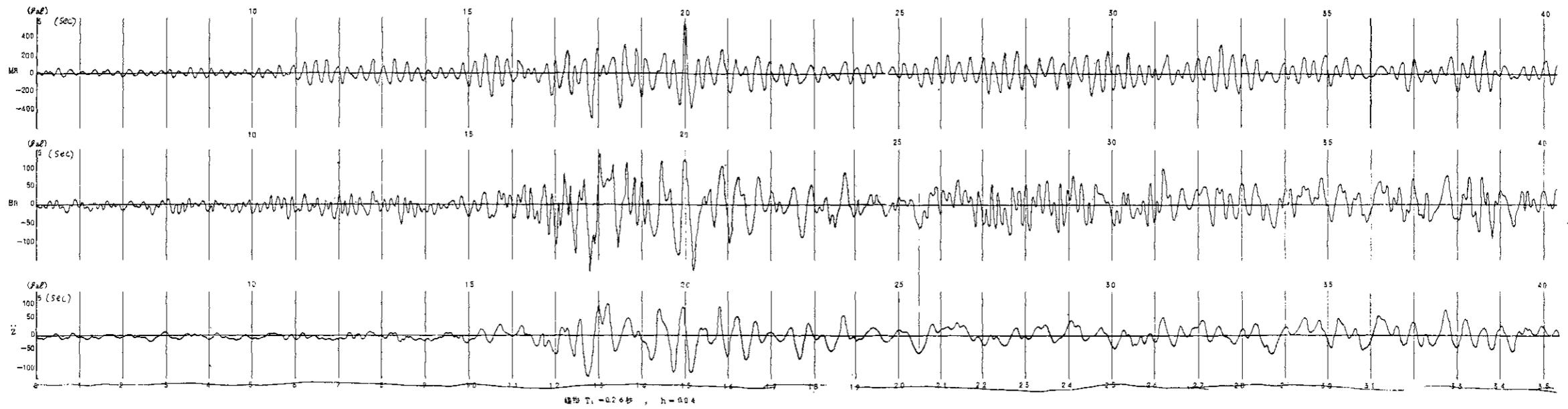
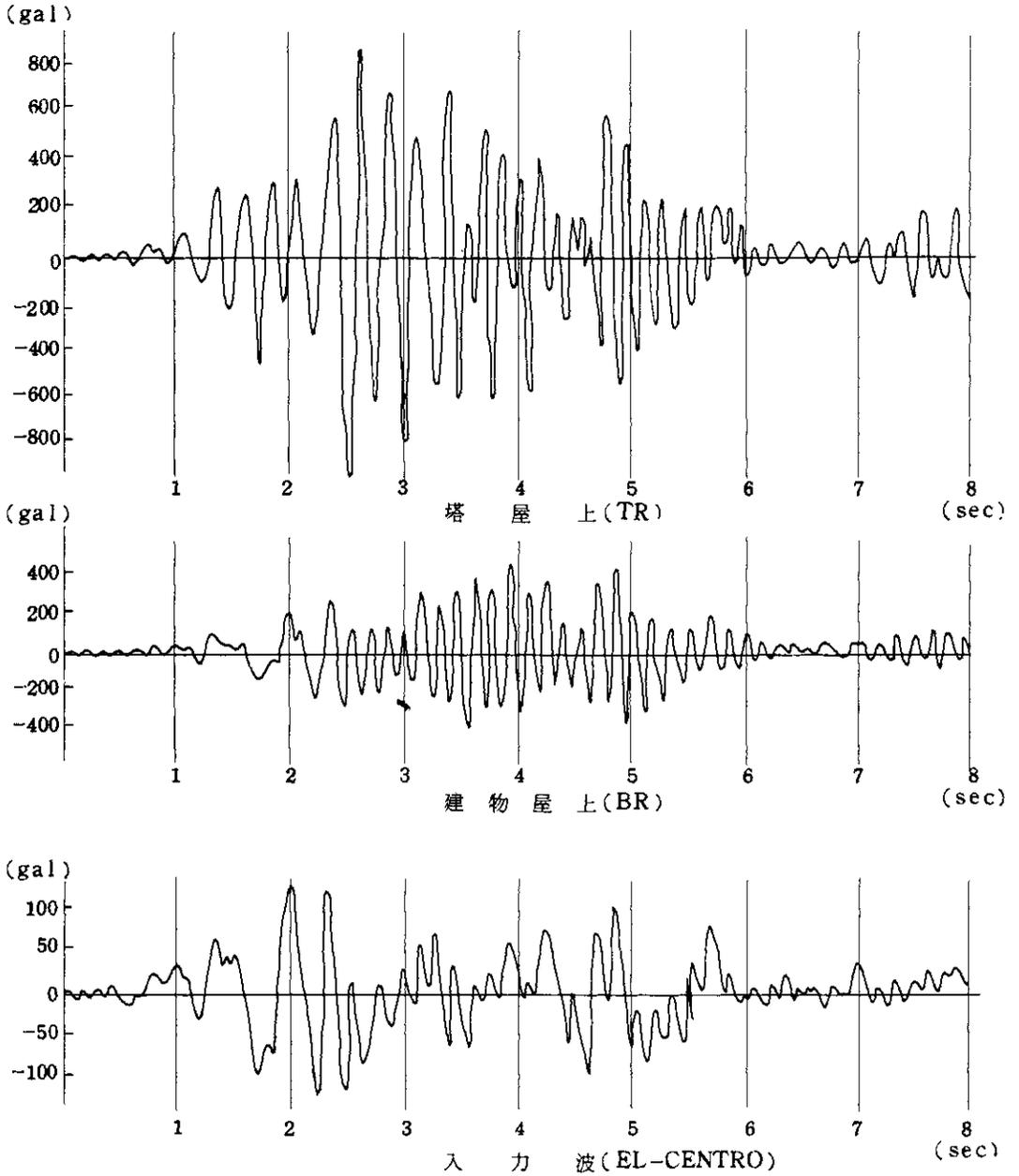


図-32 入力波および応答波形 (TAKATSU)
 Fig-32 Response waves (TAKATSU)



建物 $T_1 = 0.26$ 秒 , $h = 0.04$

図-31 入力波および応答波形 (EL-CENTRO)
Fig-31 Response waves (EL-CENTRO)