



Title	鉄筋コンクリート造観光タワーの振動性状に関する研究
Author(s)	大野, 和男; 小幡, 守; 城, 攻
Citation	北海道大學工學部研究報告, 51, 57-65
Issue Date	1968-12-25
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/40908
Type	bulletin (article)
File Information	51_57-66.pdf



[Instructions for use](#)

鉄筋コンクリート造観光タワーの 振動性状に関する研究

大野 和男*

小幡 守*

城 攻*

(昭和45年9月10日受理)

A Study on the Dynamic Behavior of a Sightseeing Tower of Reinforced Concrete

Kazuo OHNO

Mamoru OBATA

Osamu JOH

(Received September 10, 1968)

Abstract

The dynamic behavior of a reinforced concrete tower as shown in Fig. 1 is discussed. The proper value of this tower is theoretically analyzed and its natural period is compared with observed values of microtremour. Then, the elastic responses are computed by using records of four typical earthquakes. (EL-CENTRO 1940 NS, TAFT 1952 EW, OSAKA 205 1963 EW, SENDAI 501 1962 NS).

The results of the study may be summarized as follows :

- 1) The first natural period of this tower obtained by theoretical analysis is in good agreement with the results of observation by microtremour. The value is about 0.6 second.
- 2) The bearing capacity of a thin wall around the elevator shaft was neglected in the structural calculation. However, this wall has a comparatively large effect on the behavior of vibration.
- 3) The whipping phenomenon does not occur in the responses to any earthquake wave.
- 4) When the maximum acceleration of earthquake motion is less than about 180 gal, the stresses of the tower may not exceed the allowable stress.

1. 序

本論文では写真1及び第1図に示した鉄筋コンクリート造観光タワーの振動性状の検討を目的として、常時微動観測結果と固有周期の理論計算結果との比較、弾性応答計算結果の検討

* 建築構造学第二講座



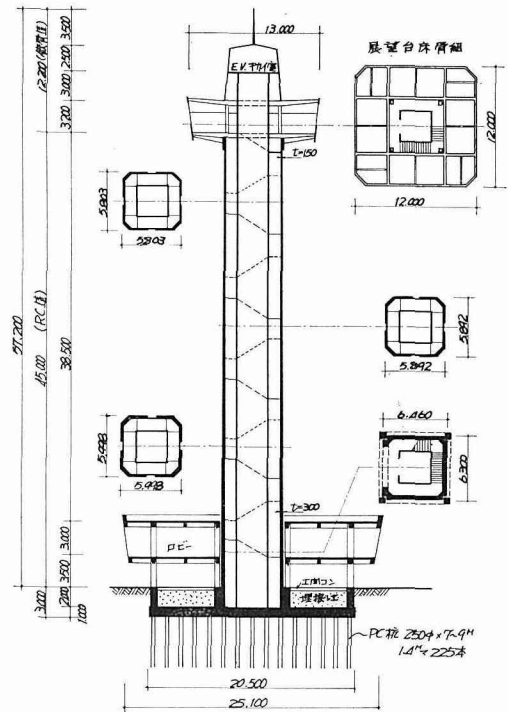
写真-1

を行なう。本タワーは当研究室が構造設計し昭和39年に建設されたもので、G.L. -3m～G.L.+45m(展望台下)まで鉄筋コンクリート造、G.L. 45mから上の部分はエレベーターシャフト壁が鉄筋コンクリート造の外は鉄骨造である。地盤は地表から G.L.-10m の砂礫層まで泥炭・粘土・火山灰等であるため、長さ7～9m 径250φのRC杭を1.4m 間隔に打ち砂礫層に到達せしめている。

梁成3m 梁幅0.6mの基礎梁を有する厚さ1mの基礎版には塔体の外に鉄筋コンクリートラーメン構造2階建建物がのっているが、1,2階部分では塔体と幅3cmのExpansion jointで縁が切られている。塔体内には2.73m×2.73mのエレベーターシャフトまわりに厚さ10cmの鉄筋コンクリート壁、又シャフトと塔体の間には、2階より塔頂まで隅角部に踊り場をもち塔体から片持梁形式で出ているラ線階段がある。

この塔の構造設計に当っては動的解析は行わず、従来の塔状構造物に関する建築基準法の規定及び日本建築学会鉄筋コンクリート計算規準に従い、基準震度0.3、高さ16mを越える部分は4m毎に0.01ずつを増し、頂部で0.4とした水平震度について応力を算出し、コンクリート強度 $F_c=180\text{ kg/cm}^2$ 、使用鉄筋SR24について鉄筋断面を計算した。この際エレベーターシャフトRC壁は構造体と考えなかった。

固有値の計算は第1表のように条件を変えた各々について行ない、一方応答計算は「b-1」の曲げ振動と剪断振動、「c」の曲げ振動について行なった。表中「M」は鉄骨骨組全体が第2図(a)の様に柱軸方向の伸縮による曲げ変形を起こすものとして、鉄骨骨組と等価な剛性を持つ連続的なコンクリート耐力壁に置換した場合、「S」は第2図(b)の様に鉄骨骨組全体が剪断形の変形を生ずるものとして置換した場合である。「c」以外は積載荷重を考えなかったが、



第1図

第 1 表

記号	固有値計算			耐力要素		荷重要素
	分割数	曲げ振動	剪断振動	外壁	Elev.	
a	15	M	—	有	有	鉄骨部外壁・床荷重を除いたもの
b-1 (5)	5	M	S	有	有	全固定荷重を算入 " " "
(10)	10	M	S	有	有	
(15)	15	M	S	有	有	
(20)	20	M	S	有	有	
b-2	15	M	S	有	無	"
b-3	15	S	—	有	有	"
c	15	M	S	有	有	固定荷重及び積載荷重を算入

「c」の積載荷重は建築基準法に従い地震時積載荷重 130 kg/m^2 、屋根積雪荷重 105 kg/m^2 を採用した。又、表中の分割数は、分割数による計算値の変動を検討するために行なった計算である。

固有振動周期と振動モードは、両者を同時に計算出来る Power method¹⁾ を用い、電子計算機

用 Program は所要の次数まで計算すれば直ちに周期、振動数、モード、刺激関数を打ち出すように作成した。

応答計算は最大加速度 319 gal に揃えた El-Centro 1940 年 NS, Taft 1952 年 EW, OSAKA 205 1963 年 EW, SENDAI 501 1962 年 NS の 4 種の地震波について、減衰定数を $h=0.05$ として行なった。数値計算は Runge-Kutta²⁾ 法に依り、Program は各時刻における応答変位、加速度を計算し、各点の最大転倒モーメント、最大加速度、最大剪断力、最大変位を選び得るように作成した。

2. 計算式について

曲げ振動の固有値及び応答計算は武藤研究室提案の偏微分方程式による塔状構造物の振動解析法³⁾ によった。これまでの研究によれば塔状構造物に関しては曲げ振動が卓越すると云われているが、本論文では今後あらゆる断面諸元を持つ同種構造物の検討を考え、上記の曲げ振動解析法に準じて剪断振動解析法を次の様に導いた。

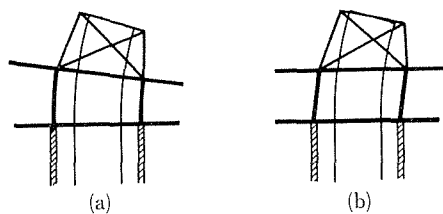
先ず変断面連続体の剪断振動方程式は次の様に表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ kA(x) G(x) \frac{\partial y}{\partial x} \left(1 + \gamma \frac{\partial}{\partial t} \right) \right\} - \rho(x) \frac{\partial^2 Y}{\partial t^2} = 0 \quad (1)$$

ここに x : 塔状構造物の基礎点からの高さ

y : 基礎点からの水平変位

Y : 静止点からの水平変位



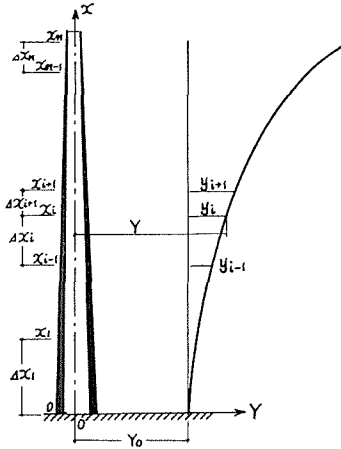
第 2 図

$G(x)$: x 点での剪断弾性係数

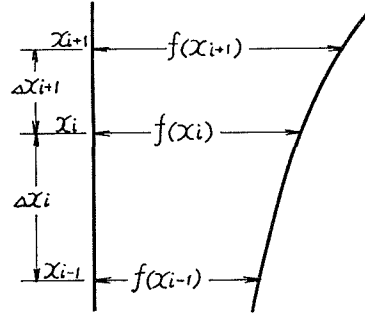
$A(x)$: x 点での断面積

γ : 固体粘性抵抗係数

$\rho(x)$: x 点の単位長さ質量



第 3 図



第 4 図

一方第 4 図に Lagrange の補間公式を適用して差分化し、更に x で 2 度微分すると次の様になる。

$$f(x) = \frac{(x-x_i)(x-x_{i+1})}{\Delta x_i(\Delta x_i + \Delta x_{i+1})} f(x_{i-1}) - \frac{(x-x_{i-1})(x-x_{i+1})}{\Delta x_i \cdot \Delta x_{i+1}} f(x_i) + \frac{(x-x_{i-1})(x-x_i)}{\Delta x_{i+1}(\Delta x_i + \Delta x_{i+1})} f(x_{i+1}) \quad (2)$$

$$f'(x) = \frac{2x - (x_i + x_{i+1})}{\Delta x_i(\Delta x_{i+1} + \Delta x_i)} f(x_{i-1}) - \frac{2x - (x_{i-1} + x_{i+1})}{\Delta x_i \cdot \Delta x_{i+1}} f(x_i) + \frac{2x - (x_{i-1} + x_i)}{\Delta x_{i+1} \cdot (\Delta x_i + \Delta x_{i+1})} f(x_{i+1}) \quad (3)$$

$$f''(x) = \frac{2}{(\Delta x_i + \Delta x_{i+1})} \left\{ \frac{f(x_{i+1}) - f(x_i)}{\Delta x_{i+1}} - \frac{f(x_i) - f(x_{i-1})}{\Delta x_i} \right\} \quad (4)$$

上式で $x = x_i$ において (1) 式に代入し整理すると

$$-M_i \frac{d^2 y_i}{dt^2} = Q_{1i} y_{i+1} + Q_{2i} y_i + Q_{3i} y_{i-1} \quad (5)$$

ここで

$$M_i = \frac{\Delta x_{i+1} + \Delta x_i}{2} \rho(x_i)$$

$$Q_{1i} = -\frac{1}{\Delta x_{i+1}} (A'_i + B_i \cdot \Delta x_i)$$

$$Q_{2i} = \frac{\Delta x_i + \Delta x_{i+1}}{\Delta x_i \cdot \Delta x_{i+1}} \{A'_i - B_i(\Delta x_{i+1} - \Delta x_i)\}$$

$$Q_{3i} = -\frac{1}{\Delta x_i} (A'_i - B_i \cdot \Delta x_{i+1})$$

ただし

$$A'_i = kG(x_i)A(x_i)$$

$$B_i = \frac{(\Delta x_{i+1})^2 (A'_i - A'_{i-1}) + (\Delta x_i)^2 (A'_{i+1} - A'_i)}{2 \Delta x_i \cdot \Delta x_{i+1} (\Delta x_i + \Delta x_{i+1})}$$

(5) 式で得られた式は多質点振動の運動方程式と同形である。(5) 式を解くにあたり次の様な境界条件を与える。

$$x=0 \quad (\text{塔脚}) \quad \text{で} \quad y=0 \quad \therefore y_0=0$$

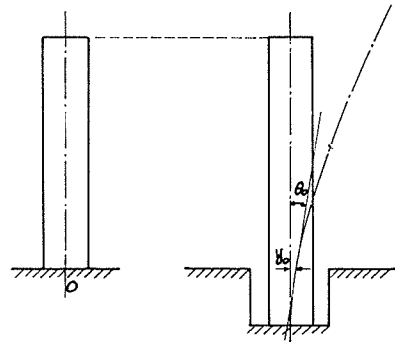
$$x=h \quad (\text{塔頂}) \quad \text{で} \quad \frac{dy}{dx}=0 \quad \therefore y_N=y_{N+1}$$

以上より影響係数は次の Matrix で表わされる。

$$\sum_{j=1}^3 Q_{ij} = Q = \begin{pmatrix} Q_{21} & Q_{11} & & & & & & 0 \\ Q_{32} & Q_{22} & Q_{12} & & & & & \\ & Q_{33} & Q_{23} & Q_{13} & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ & & & & & & & \\ 0 & & & & & & & Q_{3N} \quad (Q_{2N} - Q_{1N}) \end{pmatrix} \quad (6)$$

(6) 式が得られれば固有周期、固有モードは Matrix の固有値問題に帰し、強制振動は数値積分法を用いれば解く事が出来る。基礎部に生ずる Rocking 及び Sway については基礎部を第 5 図の如く model 化する事によって、その影響を入れることが出来る。

本タワーについては曲げ振動方程式に地盤係数 4 kg/cm^3 を代入して試算すると、固有周期 0.663 sec となりほとんど Rocking は起らない事になり、以下では基礎完全固定の条件で計算する。又、断面諸元の計算に際し鉄筋の影響を無視し、2階建部分は塔体の振動に影響しないものとし、剪断振動に於ける壁剪断力は断面に均等分布しているものとする。



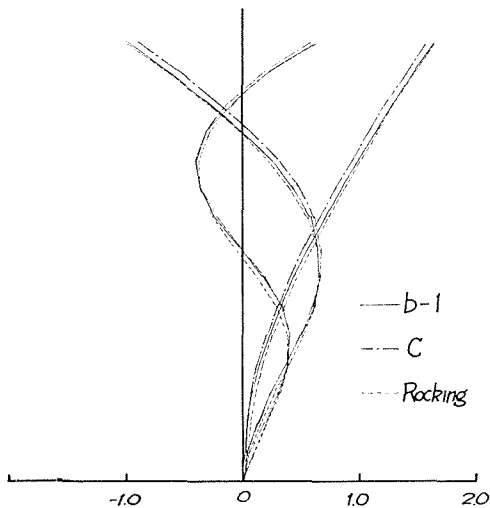
第 5 図

3. 理論計算結果

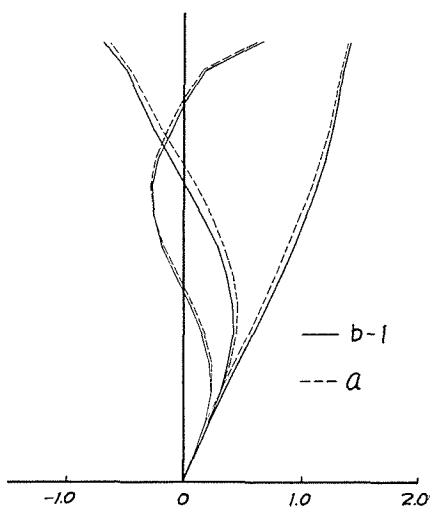
前項により得られた結果のうち固有周期を第 2 表に示し、振動モード (刺激関数) の一部を第 6 図、第 7 図に示す。又応答計算結果のうち第 8 図に「b-1」「c」の最大応答転倒モーメントを、第 9 図に「b-1」の応答最大加速度を掲げる。

第2表 固有周期計算値 (sec.)

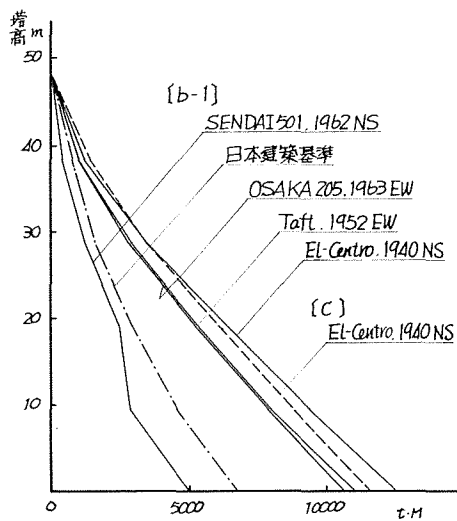
記 号	曲 げ 振 動			剪 断 振 動		
	1 次	2 次	3 次	1 次	2 次	3 次
a	0.544	0.114	0.045	—	—	—
b-1 (5)	0.634	0.131	0.055	0.106	0.043	0.027
(10)	0.627	0.124	0.049	0.099	0.041	0.027
(15)	0.629	0.123	0.048	0.098	0.037	0.024
(20)	0.628	0.122	0.047	0.098	0.038	0.025
b-2	0.642	0.126	0.049	0.107	0.041	0.026
b-3	0.629	0.123	0.048	—	—	—
c	0.688	0.126	0.048	0.104	0.039	0.024



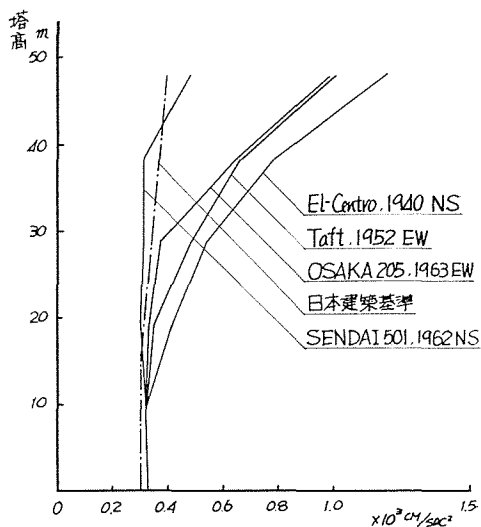
第6図 曲げ振動刺激関数



第7図 剪断振動刺激関数



第8図 曲げ振動応答最大転倒モーメント



第9図 曲げ振動応答最大加速度

4. 常時微動観測結果

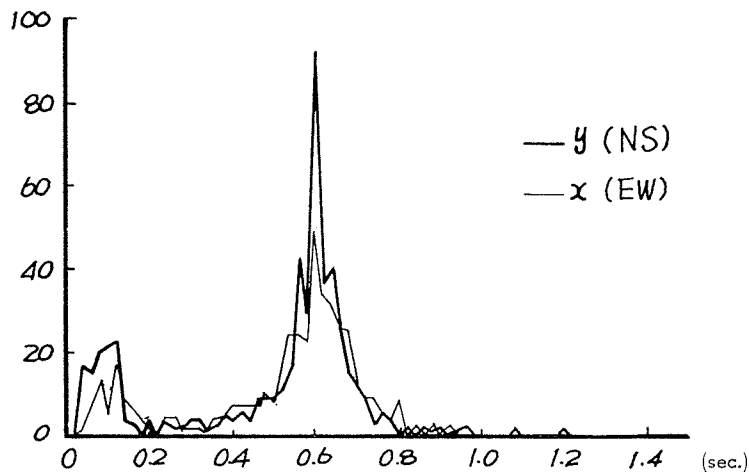
本タワーの施工期間中第3表のように常時微動を観測した。使用計器は Pickup MTKH 周期1秒保坂振動計器製作所, Galva ECG-1373 Watanabe, Meter 国際機械振動研究所 VMH である。観測は各点ごとに行ない、各観測点で得られた結果から第10図の様な周期頻度分布図を求め第4表に示した固有周期を得た。

第3表

記号	観測日	施工状況	観測点
No. 1	S39年 6月7日	杭打・ステコンクリート打完了時	ステコンクリート上6点
No. 2	10月2日	コンクリート躯体鉄骨建方完了時	展望台及中間階計6点
No. 3	11月26日	展望台内外装完了タワー竣工時	展望台・中間階・RC2階計5点

第4表 固有周期実測値 (sec.)

記号	1次	2次
No. 1	0.16	—
No. 2	0.52	0.09~0.2
No. 3	0.60	0.08~0.12



第10図 周期頻度分布図

5. 考 察

5-1) 塔体の分割数について

第1表 b-1 に示すように、曲げ及び剪断振動周期については、均一棒の場合と同様に、次数の低い程、又分割数が多い程分割数による周期の差はなくなる。

モードについては、10, 15, 20 分割で計算した1次, 2次のモードは一致する。剪断振動の場合は、曲げ振動と同じ傾向を示すが、分割数を変えたときに生ずる変動の割合は、曲げの場合よりも若干大きいようである。しかし両者とも15分割以上の分割数を採れば、分割数の違

いによる計算値の差は生じなくなると考えてよかろう。

又、本タワーの場合、3次以上の周期が極めて小さく、1次、2次の振動が支配的となると思われるので、電子計算機の演算時間をも考え合わせると、5分割ないしは、10分割でも実用的には十分な結果が得られると思われる。

5-2) 固有値について

第4表の常時微動観測結果によると、竣工時 No. 3 の1次固有周期は、展望台から上が未完成の No. 2 の1次固有周期よりも若干増大し、頂部重量増大の影響が現われているが、2次周期では、明瞭な変化は見られない。

第2表の計算値と実測値とを比較すれば、条件が相対応する No. 2 と **a**, No. 3 と **b-1** の1次及び2次周期は、比較的良く近似した。

曲げ及び剪断振動を別々に計算した第2表の結果を較べると、1次周期に関しては、後者は前者の1/6であるが、本タワーの場合、差分近似法による変断面連続体曲げ振動解は実測値に良く適合する事から曲げ振動の性状が極めて卓越している事が解る。又曲げ振動解が基礎完全固定の仮定で導かれている事から、常時微動の範囲では本タワーはほぼ基礎完全固定の状態にあると考えてよかろう。尚本論文では未だ満足すべき結果が得られないために省略した曲げ剪断振動を同時に考えた振動解析結果でも、本タワーでは、剪断振動の影響が小さい傾向が認められている。

条件を変えて求めた曲げ振動解と実測値を比較すると、エレベーターシャフト壁を耐力要素から除いた **b-2** と、実測値との差が僅かではあるが、**b-1** と実測値の差よりも大となっている事から変形量の小さい範囲では、エレベーターシャフト壁が耐力要素として働いていると考えられる。又、頂部鉄骨部の実際の変形状態は第2図(a)と(b)との中間であると思われるが、どちらに扱ってもタワー全体に対する影響は小さい。展望台地震用積載荷重を建築基準法に従って最大に採っても全重量に対する増加率は3.4%にすぎなく、高次の周期への影響はほとんど見られないが、1次周期は9.1%増大し設計に当ってはこの点に関し留意する必要がある。

尚前述のごとく、本タワーに関して剪断変形の影響はほとんどないが、曲げ剛性が大となった時には剪断振動が卓越する事が考えられるので、剪断振動の固有値と断面諸元との関係について述べると次の様である。エレベーターシャフト壁の有無は、その断面積が弾性範囲での剪断耐力に比例するため固有周期に与える影響は比較的大きい。又、頂部質量の増加による影響は大きくないが、低次より高次まで一様に影響を与える。振動モードについては、下層より上層までほぼ同等の変化を生ずる。

5-3) 応答結果について

曲げ振動応答結果によると鉄骨部には著しいホイッピング現象は現われなかった。これはRC部と鉄骨部の剛性 K はRC部の剛性よりも著しく減少するが、同時に鉄骨部の質量 m も減少するため、 K/m の値がRC部と余り変わらない値になるためと考える。一方積載(雪)荷重を

考えた場合と考えない場合とでは、積載荷重のない場合の方がより大きい応答値を得た。第8図には断面算定に用いた学会規準に従って求められる設計用モーメントを記してある。実際にはより大きなモーメントに耐えるように配筋が決められているが、設計用モーメントをもって弾性限界値とすれば、El-Centro 180 gal, Taft, OSAKA 200 gal 以内であれば、本タワーは概ね弾性範囲におさまる。最大加速度 319 gal に対する応答加速度は、従来の建築基準法に定められているものに比べ、上部で大きく現われ、G. L からの高さ 10~20 m では全て 300~400 gal となり、基準法に近い値となるが、50 m 付近では El-Centro で基準法の3倍、Taft, OSAKA で2.5倍の大きさになり、20 m~50 m 間では曲線分布を示した。曲げ振動応答変位は展望台下部で最大 9.9 cm, 各分割区間上下間の最大変位差 3.0 cm, 1/291 Radian で比較的小さい。一方剪断振動では夫々、0.2 cm, 0.098 cm, 1/8900 となり、剪断変形は曲げ変形に比べはるかに小さく、その影響の小さいことを示している。

以上とは別に塔高さ及び内径以外の諸元を変えた6種についてモーダルアナリシスによる応答計算を行なったが、そのうち現状とは逆に、エレベーターシャフトまわりの壁を耐力壁とし、その外側の壁は耐力を持たないと仮定し、頂部壁厚 30 cm, 底部壁厚 50 cm とした場合、1次固有周期が 1.08 sec とのび、応答計算で求められた応力は小さくなり、より好ましい結果を示した。但し同一鉄筋量とした場合断面の耐力は現状よりも小さくなるので、耐力性状をも考えに入れた場合については、更に検討の必要がある。

む す び

以上で本タワーの弾性域内の振動性状をほぼ明らかにする事が出来たと考える。論文の中では解析に当って、構造体をモデル化するときの問題にも触れているが、今後塑性域内の解析、曲げ剛性が大きくなって剪断振動の影響が大きくなったときに適用する曲げ剪断振動解析、更に実在構造物の振動観測を行ない、本タワーと同様の構造物の設計に資したいと考える。

終りに、本論文中の振動計測と整理は、柴田拓二助教授が主となり、本学科助手谷吉雄氏によって行なわれた事、理論解析に際しては技官青山久男氏、大学院生後藤康弘君、同千葉脩君の助力を得たことを記し、感謝の言葉にかえる次第です。

参 考 文 献

- 1) Franklin, J. N.: "Computation of Eigenvalues by the Method of Iteration".
- 2) 宇野利雄著「計算機のための数値計算」(朝倉書店).
- 3) 武藤 清・内田一義「偏微分方程式による塔状構造物の地震応答解析」(日本建築学会論文報告集第129号・昭和41年11月).