

# 大型冷却塔の1/30 模型実験

武田 寿一 小池 健仁  
竹本 靖 川口 彰久  
伊藤 雅保 本間 義教  
鈴木 哲夫

## Experimental Study on 1/30 Model of Cooling Tower

Toshikazu Takeda Kenji Koike  
Yasushi Takemoto Akihisa Kawaguchi  
Masayasu Ito Yoshinori Honma  
Tetsuo Suzuki

### Abstract

The object of this experimental study was to obtain information on linear and non-linear behaviors and the final failure mode of the hyperbolic concrete structure for a cooling tower under lateral loads such as seismic forces and wind forces.

The test results were the following: i) various modes and natural frequencies were obtained from forced vibration tests, and ii) flexural cracks and diagonal tension cracks were observed with increasing lateral load and horizontal shear failure at the throat occurred in the end.

Finally, in the elastic range, test results were compared with numerical results calculated by the finite element method.

### 概要

大型冷却塔構造物に、過大な地震力や風荷重が作用した場合を想定して、弾性範囲内の挙動のみでなく、ひびわれ発生後の挙動、さらには最終的な破壊性状を調べるために行われた、1/30模型実験についての報告である。

今回は、i)試験体の概略、ii)強制振動実験方法とその結果、iii)トーナメント方式による頂部水平加力実験方法とその結果、iv)それらの結果に対する若干の検討、等について述べている。

## 1. 序

大型冷却塔構造物として、回転H. P. シェルがよく用いられている。そして、回転H. P. シェルの理論的解析は弾性範囲内の問題に限れば、それ程困難ではない。しかしながら、大型冷却塔構造物は通常、鉄筋コンクリート造であり、過大な地震力や風荷重が作用したような場合を想定すれば、スロート下部でかなり大きな面内せん断力が生じるものと思われ弾性範囲内の性状を知るだけでは不十分であり、ひびわれ発生後のような非弾性域での挙動や最終的な破壊性状についても知る必要がある。ところが現状では、非弾性域についての理論的解析はかなり困難である。また、鉄筋コンクリート造の冷却塔構造物の非弾性域を含んだ実験的研究も行なわれておらず、最終的な破壊性状については予測も困難である。そこで、大型冷却塔構造物の弾性範囲内の挙動についてはもちろんであるが、それ

以上に、ひびわれ発生後の挙動や最終的な破壊性状を調べるために、今回の模型実験を行った。

## 2. 試験体

### 2.1. 試験体の形状

試験体の形状の概略を図-1に示したが、試験体は仮想の大型冷却塔の1/30の大きさとした。ただし、シェル厚のみは1/10とした。また、加力点近傍での局部

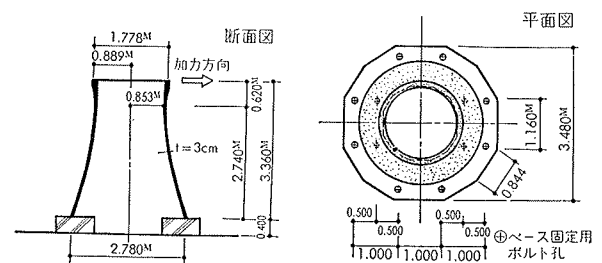


図-1 試験体の概略

的な破壊を防止するためにスロート部分より上の部分はさらにシェル厚を厚くしている。なお、実際の大型冷却塔構造物は大气吸入のために脚部に開口を必要とし、回転H. P. シェルが脚部で斜め柱で支持されているが、試験体形状を単純化するために全体をH. P. シェルとした。

### 2.2. 型枠・配筋

試験体の高さ、回転半径に比べて、シェル厚が薄いので、試験体の精度を確保するために型枠は鋼製とした。また、コンクリートの打設および脱型作業を容易にするために、型枠は高さ方向に11分割、円周方向に4～6分割した。

次に、試験体の配筋状況を写真一1に示した。ここで、シェル部分の縦筋はD-6、水平筋はφ-4、頂部リング水平筋はD-10である。

### 2.3. コンクリートの打設・養生

シェル部分のコンクリートは、シェル厚が薄いので、打ち継ぎ部分を作らないように、全体を連続的に1日で打設した。脱型後は大型実験棟内に放置し空中養生とした。写真一2に脱型後の試験体を示した。

### 2.4. 材料特性

試験体製作に使用した鉄筋の引張試験結果を表一1に示した。次に、コンクリートの調合を表一2に、圧縮試験結果を表一3に示した。骨材は2.5mm～5.0mmの豆砂利および2.5mm以下の砂を使用した。

### 2.5. 試験体の固定方法

試験体の試験床への固定は、図一1に示されている12ヶの固定用ボルト孔を用いて、各固定用ボルトに100tonの張力を与えることによって固定した。

## 3. 振動実験

### 3.1. 加振方法

写真一3に示したように、頂部リングビーム上の1端に小型起振機を設置して、水平方向に加振することによって強制振動実験を行った。ここで、加振振動

径	ヤング係数 ( $\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	引張強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	用途	備考
D-10	2.06	4 620	6 600	リング水平筋	—
D-6	2.08	3 820	6 220	縦筋	—
φ-4	1.96	5 580	5 700	水平筋	塔接金網用鉄線

表一1 鉄筋引張試験結果

水セメント比 ( $^{\circ}/\text{wt}$ )	スランプ (cm)	細骨材率 ( $^{\circ}/\text{v1}$ )	単位水量 ( $\text{kg/m}^3$ )	セメント ( $\text{kg/m}^3$ )	砂 ( $\text{kg/m}^3$ )	豆砂利 ( $\text{kg/m}^3$ )	AE剤 ( $\text{g/m}^3$ )
5 5	2 1	51.5	225	400	850	800	112

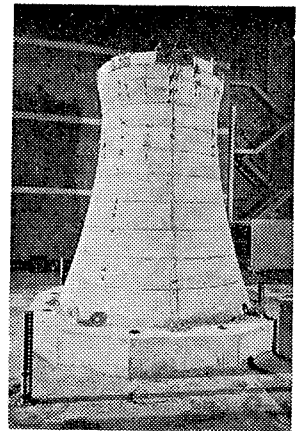
表一2 コンクリートの調合

圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )	比重
2 7 1	1.90	2.14

表一3 コンクリートの圧縮試験結果



写真一1 配筋状況

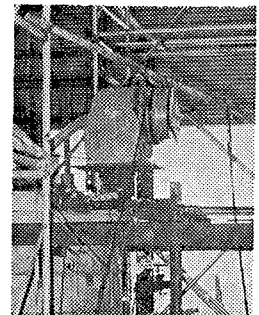


写真一2 試験体全景

数は50～150Hzの範囲内であり、加振力の大きさは約5galである。

### 3.2. 測定方法

測定はすべて加速度計 (AMS-1S および AMS-10 東京測器製) を用いて行った。

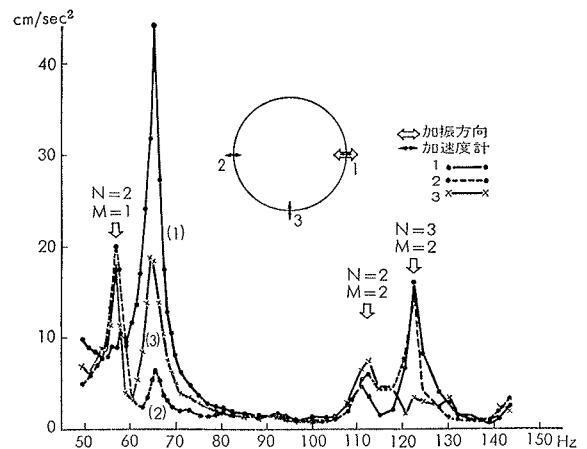


写真一3 起振機据付状況

## 4. 振動実験結果とその検討

### 4.1. 共振曲線と振動モード

図一2に頂部リングビームの3点についての加速度共振曲線を示し、明瞭な振動モードを示した点を(□)で示した。まず、高さ方向のモードが1次で円周方向のモードが2次であるような振動モードを示す点は共



図一2 加速度共振曲線

振曲線のピークではなくて若干ずれている。66Hz あたりのピークにおける振動モードは高さ方向が1次で円周方向が1次と2次とのモードを合成したような振動モードとなっている。高さ方向のモードが2次で、円周方向のモードが2次および3次となる振動モードは共振曲線のピークと一致している。ここで、高さ方向のモードが1次で、円周方向のモードが1次および3次となるような振動モードが明瞭に現われなかったことは加振方法に起因しているものと思われる。

4.2. 固有振動数および振動モード

明瞭な振動モードが得られたものについて、表-4に固有振動数の実験値と計算値(F. E. M. 解および行列級数法による解)とを示したが、両者はよく一致している。

*3 N	*4 M	実験値 (Hz)	計 算 値			
			*1 行列級数法 (Hz)	実験値	*2 F.E.M. (Hz)	実験値
1	1	—	77.6	—	75.4	—
	2	—	184.1	—	190.9	—
2	1	56.1	56.4	0.99	59.2	0.95
	2	110.6	106.0	1.04	109.5	1.01
3	1	—	70.7	—	82.7	—
	2	122.5	108.5	1.13	120.7	1.01

表-4 固有振動数の比較

- \*1 薄肉シェル理論に基づく解法
- \*2 (面内力+面外曲げ)の四辺形要素を用いた。
- \*3 Nは円周方向のモードの次数を示す。
- \*4 Mは高さ方向のモードの次数を示す。

次に、円周方向のモードが2次で、高さ方向のモードが1次および2次のものについて、実験値と計算値(F. E. M. 解)とを図-3、図-4に示したが、両者はかなりよく一致している。

5. 静的加力実験

5.1. 加力装置

加力装置の概略を写真-4、写真-5に示した。加力は頂部リングビーム部分において、トーナメント方式による水平方向正負繰り返しである。ここで、加力点は、試験体頂部リングビームの8等分点とし、加力方向の2点は曲げによる局部応力を緩和するため、さらに2点ずつに分割し、合計10点とした。

力の伝達はPC鋼棒を使用し、各加力点にバランスよく力が加わるように球面軸受を中央と両端に取りつけた加力ビームによって、順次2点の力を1点に集め、最終的に正負各1台のセンターホールジャッキで反力壁に固定したフレームに反力をとり引張った。加力ビームは試験体の外部に12台、内部に5台配置し、逆方向

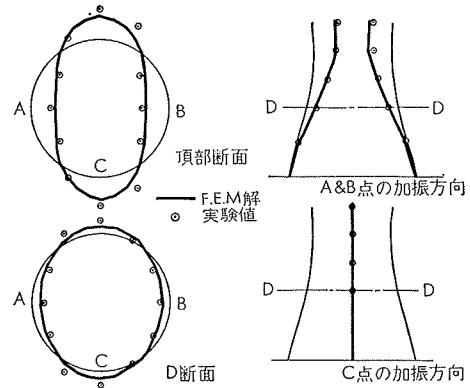


図-3 振動モード(N=2, M=1) f=56.1Hz

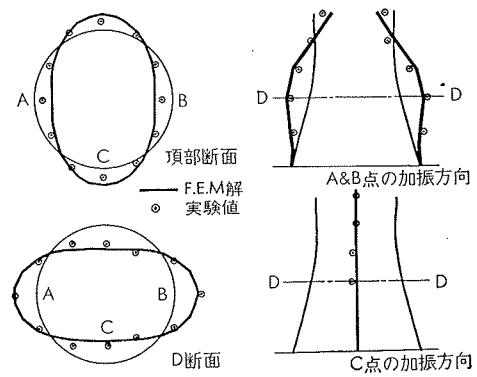


図-4 振動モード(N=2, M=2) f=110.6Hz

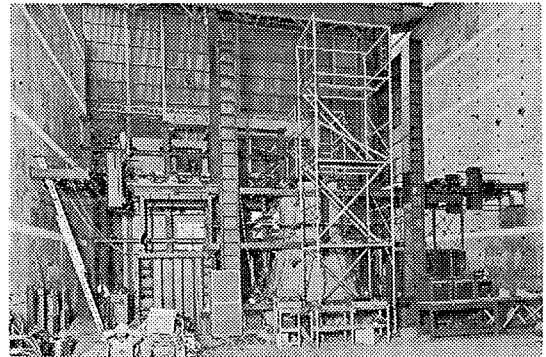


写真-4 加力装置(1)

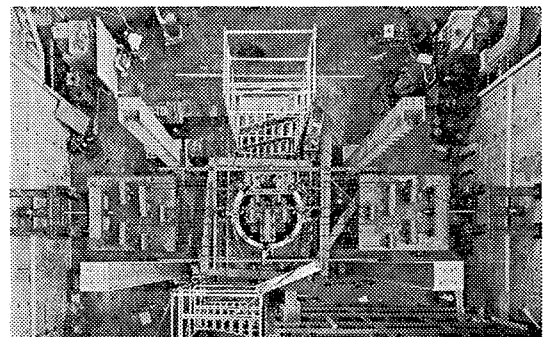


写真-5 加力装置(2)

載荷への切り替えを容易に行えるようにした。

## 5.2. 加力方法

荷重履歴を図-5に示した。まず、第1サイクルは加力装置が具合よく働いているかどうかを確認するために正負とも5tonとした。続いて、10、20、30、

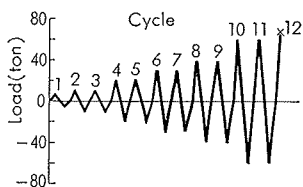


図-5 荷重履歴

40および60tonで正負2回の繰り返しを行い、その後破壊に至らした。ここで、同一荷重階における第1正荷重時は荷重制御とし、第1負荷重時および第2正負荷重時は第1正荷重時の変形で制御した。

## 5.3. 測定方法

**5.3.1. 荷重** 荷重はジャッキ取り付け部の荷重計(容量100ton)で測定した。また、各加力点での力のバランスは、PC鋼棒に貼り付けたW. S. G.の歪度を測定し、荷重に換算してチェックした。

**5.3.2. 変位** 変位はダイヤルゲージ(1/100mmおよび1/1000mm)、電気抵抗式ダイヤルゲージ(1mm=200μ)およびマグネスケールを使用し、試験体の周囲に組み立てられたフレームを不動点として測定した。

**5.3.3. 歪度** 鉄筋の歪度は縦筋・水平筋ともゲージ長3mmのW. S. G.を貼付し、コンクリートの歪度はゲージ長20mmのロゼットゲージを試験体外側および内側表面に貼付し測定した。

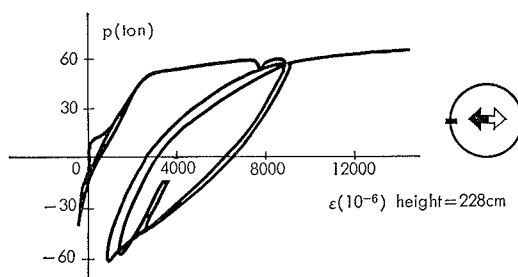


図-7 荷重-歪度曲線

歪度はゼロで、圧縮側と引張側とは点対称な分布を示している。+5ton時のコンクリート主歪分布は実験(図-10)の方がF. E. M.解(図-11)よりも大きな値を示しているが、主歪方向は良く一致している。また、最外縁縦筋歪度(図-9)も引張側・圧縮側ともに実験の方がF. E. M解よりも大きな値を示している。

## 6. 静的加力実験結果とその検討

### 6.1. 荷重-変形曲線および荷重-歪度曲線

頂部加力方向水平変位と荷重との関係を図-6に示した。なお、F. E. M.解による弾性線を破線で図の中に挿入した。次に、代表的な縦筋の歪度と荷重との関係を図-7に示した。

### 6.2. 第1サイクル時の歪度

図-8に示した縦筋歪度水平断面分布によると、+5tonまでは頂部加力点近傍を除くと、中央位置でほぼ

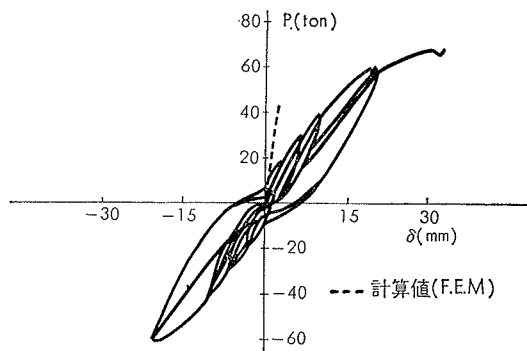


図-6 荷重-変形曲線

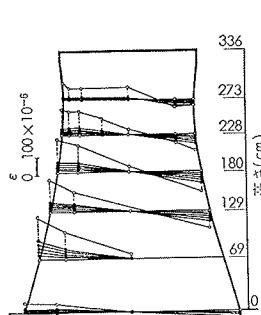


図-8 縦筋歪度分布 (P=1, 2, 3, 4, 5, 10ton)

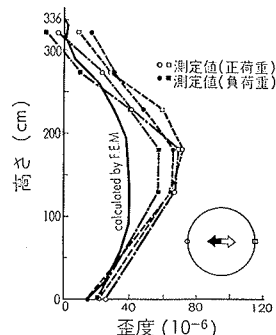


図-9 最外縁縦筋歪度分布 (P=5ton)

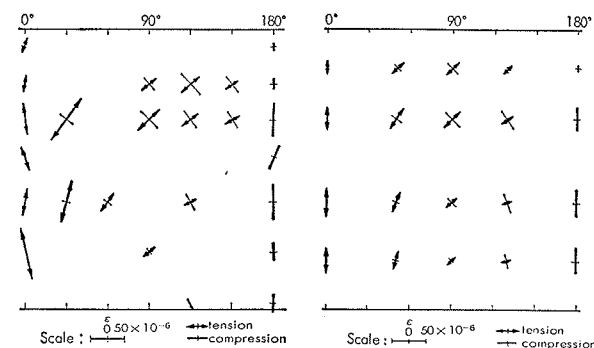


図-10 主歪分布(実験) 図-11 主歪分布(F. E. M.)

### 6.3. 初期剛性

曲げ初ひびわれが発生した第2サイクル +8ton直前の7ton時の剛性は、実験値がF. E. M.解の0.82倍と若干低かった。

### 6.4. 曲げひびわれ発生荷重

試験体の高さ方向各断面において次式により計算した曲げひびわれ発生荷重 (P<sub>c</sub>)

$$P_c = (k\sqrt{F_c} + N/A) \cdot Z/h$$

k : 1.2または1.8

$F_c$  : コンクリート圧縮強度 (271 kg/cm<sup>2</sup>)

N : 軸力

Z : 等価断面係数

h : 加力点から各断面までの垂直距離

と実験で観察された曲げひびわれ発生荷重との比較を図-12に示した。図中、白丸および黒丸はそれぞれ正荷重時および負荷重時に肉眼によって観察された曲げひびわれのうち、その付近で最初に発生したものを表わし、水平な破線は型枠の分割位置を表わす。同図によると、初ひびわれは、計算で予測された位置に  $k=1.2$  を用いた計算値と同程度の荷重で発生し、ひびわれ発生領域の拡がり方および各断面位置でのひびわれ発生荷重は計算値の傾向と一致している。

### 6.5. せん断ひびわれ発生荷重

第4サイクル +14ton で加力方向と直角方向のスロートより少し下の位置に斜めせん断ひびわれが発生した。この時の平均せん断応力度  $\tau_{av}=8.5 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\tau_{max} \doteq 2 \times \tau_{av} = 17.0 \text{ kg/cm}^2$  であり、F. E. M. による解析ではコンクリートの引張応力度は  $15.5 \text{ kg/cm}^2$  であった。斜めせん断ひびわれの発生によって剛性は急激に低下し(図-6参照)、水平筋歪度水平断面分布(図-13)によると、ひびわれ発生前ほどの測定点も  $100 \mu$  以下であったが、発生後はその周辺の鉄筋歪度が急激に増加している。

### 6.6. 破壊

e 関数法による最外縁鉄筋の降伏に相当する曲げ降伏荷重(図-14: 50年10月建築学会大会梗概集掲載論文では縦筋を等間隔配筋とした略算であり、今回は試験体の配筋状態での計算)の最小値は  $h=180 \text{ cm}$  における  $58 \text{ ton}$  である。同荷重時に実験では同位置の縦筋歪度は  $2000 \mu$  に達しており、曲げ降伏荷重は計算値とよく一致している。荷重-変形曲線(図-6)による

と、+50ton 前後で剛性低下が見うけられるが、これは斜めせん断ひびわれの発生が激しい部分での鉄筋が降伏したためである。最終的には、第12サイクル+69ton でスロート部分 ( $h=270 \text{ cm}$ ) で突然、衝撃音を発して水平せん断破壊した。最終破壊状況を写真-6に示した。このときの破壊面における平均せん断応力度は  $42.9 \text{ kg/cm}^2$  であった。なお、 $h=273 \text{ cm}$  の水平筋歪度水平断面分布(図-13)によると、斜せん断ひびわれ発生領域では  $3000 \mu$  に達しており、縦筋の歪度も  $5000 \mu$  以上になっていた。

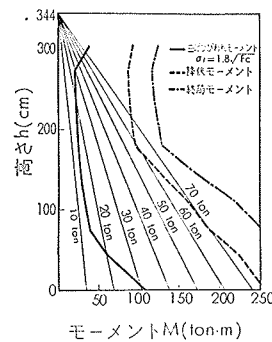


図-14 曲げひびわれ, 降伏, 終局モーメント

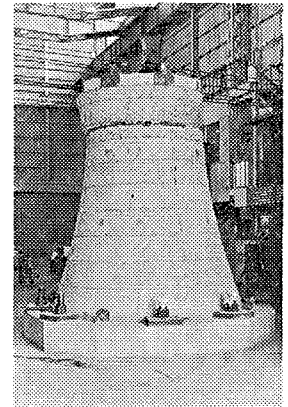


写真-6 最終破壊状況

### 結び

1. 回転体シェルでは、高さ方向のモードと円周方向のモードとの組み合わせによって、多くの振動モードが考えられる。しかも、それらのモードの固有振動数が比較的接近しているために、モード干渉が生じやすい。そのため、今回の加振方法では明瞭なモードが得られないものもあったが、明瞭な振動モードが得られたものについては、実験値と計算値とはよく一致した。
2. 静的加力実験結果については、i) 初期剛性が計算値より若干低い値であった。ii) 第1サイクル時の鉄筋およびコンクリート表面での歪度は計算値よりもやや大きかったが、コンクリートの主歪方向はよく一致した。iii) 曲げひびわれ発生荷重、せん断ひびわれ発生荷重についてはほぼ計算で予測された値であった。このことより、ほぼ弾性として取り扱える範囲内での挙動については、実験値と計算値との対応が得られた。今後はひびわれ発生後の挙動、さらには最終耐力および破壊性状について検討する予定である。

### 謝辞

本研究の遂行にあたり、東京大学梅村魁教授の御指導をいただきました。また本社建築本部設計部の清水職員の協力を得ました。ここに深く感謝いたします。

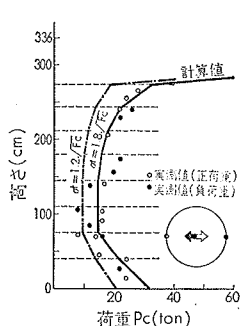


図-12 曲げひびわれ発生荷重分布

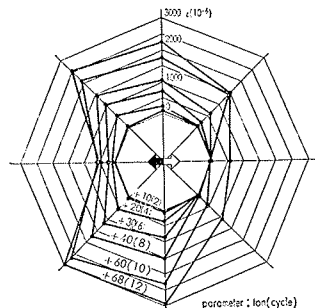


図-13 水平筋歪度水平断面分布