

北那須野浄水場・洗浄水槽載荷試験報告

Loading Test on Kita-Nasuno Elevated Water Tank

梅澤 宣雄*
Nobuo UMEZAWA

合津 尚**
Takashi GOHTSU

鴨野 一夫***
Kazuo KAMONO

1. まえがき

北那須野浄水場の洗浄水槽の設計にあたっては、まず上部構造については片持梁と仮定して、地震や風による外力を静的な外力に置換して応力の検討を行い、かつ、地震による影響を応答スペクトル解析、風による影響をうずによる振動と共振風速の計算により検照している。一方、水槽の設計にあたっては、板と梁の組合せによって、有限要素法汎用プログラム NASTRAN を用いて立体解析を行い、各部材の応力度の検討を行っているが、板と梁の複雑な組合せであり、その挙動も水による応力が9割前後を占めている。

そこで、水張試験時に水槽に水を注入する前後に各測定点にひずみゲージを貼付してひずみ測定を行い、水による応力を求めて水槽の安全性を確認すると同時に、設計々算の妥当性を検照することを目的とした。これと同時に、水槽が空水時と満水時に支柱頂部において起振機で水平方向に加振して、この構造物の固有周期、固有振動モード、減衰定数や水槽内の水の振動の影響を調べ、地震時の安全性の検討を行うことを目的とした。

2. 静的載荷試験

2-1 試験要領

洗浄水槽の水張試験時に、水槽の水が空水時、満水時および排水時に各測定点に貼付したひずみゲージにより静ひずみを測定して、水による応力を求めた。静ひずみの測定は電気抵抗ひずみゲージを用いたが、測定位置と用いたひずみゲージの関係を次に示す。

1) 底板・側板・屋根およびダイアフラム

主として板の応力を測定するために、3方向ひずみゲージを板の表と裏に貼付して主応力の検討を行った。

2) 底板・側板および屋根の支持部材

主として梁としての応力を測定するために、1方向のひずみゲージを梁の上下フランジに貼付した。

静ひずみの測定は図-1に示すように、水に接する測定点と水に接しない測定点で温度の影響をうけるため、ダミーゲージを配した2ゲージ法によって測定して、温度による影響を除去した。また、水槽内側の水没する部分に貼付したひずみゲージは防水型ゲージを用いると共にコーティングを施して、水によりひずみゲージの抵抗変化を受けないように注意した。

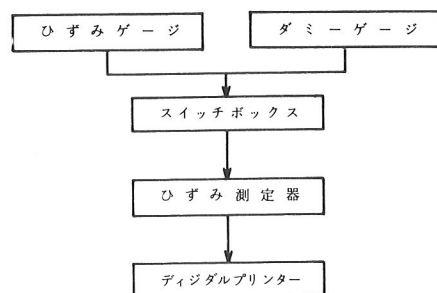


図-1 静ひずみ測定方法

2-2 測定結果

今回の測定にあたっては、注水前および注水中のひずみ測定も行ったが、注水が2日間にわたったことや日中の測定のため温度の影響をうけたことを考慮して、測定のデータ整理は夜間実施された排水時のみ対象とした。

測定されたひずみから測定点の応力は次のようにして求めることができる。まず、梁部の1方向ひずみから1方向の応力は次式で求めることができる。

$$\sigma = \epsilon \times E \quad (1)$$

ここで
 σ : 応力
 ϵ : 測定ひずみ
 E : ヤング係数

次に、今回した3方向ひずみゲージは図-2に示すように直角型である。この場合のひずみ測定方向を図のように定めると主応力と剪断応力は次式より求まる。

$$\left. \begin{aligned} A &= \frac{\varepsilon_t + \varepsilon_m}{2} \\ B &= \sqrt{(\varepsilon_t - A)^2 + (\varepsilon_m - A)^2} \\ r_{xy} &= A - \varepsilon_x \\ \varepsilon_x &= A + B, \quad \varepsilon_y = A - B \\ \tau_{xy} &= G \cdot r_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} r_{xy} \\ \sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_t + \nu \varepsilon_m), \quad \sigma_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_m + \nu \varepsilon_t) \\ \varphi &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{A - \varepsilon_x}{A - \varepsilon_y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで、

$\varepsilon_t, \varepsilon_x, \varepsilon_m$: 各々水平・斜め・鉛直方向の測定ひずみ

r_{xy}, τ_{xy} : 各々剪断ひずみと剪断応力

σ_1, σ_2 : 主応力

φ : 主応力の方向

E, G, ν : 各々弾性係数, 剪断弾性係数, ポアソン比

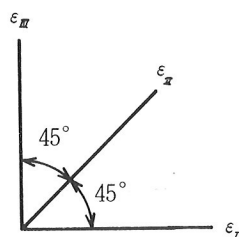


図-2 3方向ひずみゲージ

ところで、板については局部的な曲げモーメントの影響を非常に受けやすいので、板としての全体の挙動を把握するために、板の両面で測定したひずみの平均値について主応力を求めてみる。

今回の測定は水深3.02m(設計水深3.15m)、水槽水量351.5m³(設計水量368.0m³)から空水時まで行ったので、水量のみの応力が求まる。次に測定結果について調べてみる。

て調べてみる。

支持部材の応力分布を図-3に示す。この結果によれば、底板と側板の支持部材は圧縮部材、屋根支持部材は引張部材であることがわかる。これは水槽の全体的な変形が水圧によるブラケットの変形と側壁の水荷重による周辺方向の変形により仮定できるので、測定結果は予想通りと言える。

次に、各支持部材の測定結果をみると、底板支持部材の根元および根元より1.706mの両者はほぼ等しい応力分布を示しているが、これは根元については化粧板を取りつけるためのスティフナーがあり、このために応力がかなり軽減されたものと判断できる。また、根元より先端の測定点になるに従って測定値は小さくなり、ほぼ片持梁的な結果を示している。ただし、軸力の影響はみられる。側板支持部材は下方になるほど、軸力・曲げモーメントの影響が大きくなり、圧縮部材のためにすべての測定点で圧縮応力となっている。屋根支持部材については、根元および先端では隅角部の影響があらわれ、根元では圧縮応力、先端では引張応力がみられる。しかし、測定点の最大引張応力が屋根支持部材隅角部の243kg/cm²、最大圧縮応力が底板支持部材の下フランジの-283kg/cm²といずれも許容応力度よりかなり小さいので構造的になんら問題ないと考えられる。

板については初期ひずみや初期変形などにより局部的な板曲げの影響を非常にうけやすい。これは今回の測定結果からも水槽の内側と外側およびダイアフラムの上面と下面では応力に相当差がみられたことから判断できる。それゆえ、板としての全体の挙動を見るために、板の両面で測定した平均応力について調べてみる。屋根、側板および底板の内側と外側の平均応力を図-4、ダイアフラムの上面と下面の平均応力とスティフナーリングの応力を図-5に示す。底板および側板のように直接水圧の加わる板については、ほぼ円周方向の引張応力が支配的である。これは底板については梁で支持された板に上から水圧が加わり、側板については側板支持部材で支持された板に内側から水圧が加わったため周辺引張力として抵抗しているためと考えられる。測定応力は底板については最大170kg/cm²以下、側板については220kg/cm²以下である。また、屋根や側板の上端のように、直接水圧の加わらない板は40kg/cm²以下の非常に小さい応力しかあらわれていない。

幅の広いダイアフラムについては、直接水圧をうける

板と同程度の応力、幅の狭いダイアフラムについては、2倍以上の応力がみられる。幅の狭いダイアフラムとスティフナーリングはほぼ同じ応力がみられ、ダイアフラムの主応力の方向がスティフナーリングの軸方向とほぼ同じであることから、ダイアフラムとスティフナーリン

グが一体で働いていることがわかる。

水槽の自重が約45t、水量が351.5tであるので、本構造物は水による応力が89%を占めていると考えられることから測定値はすべて許容応力度以下である。

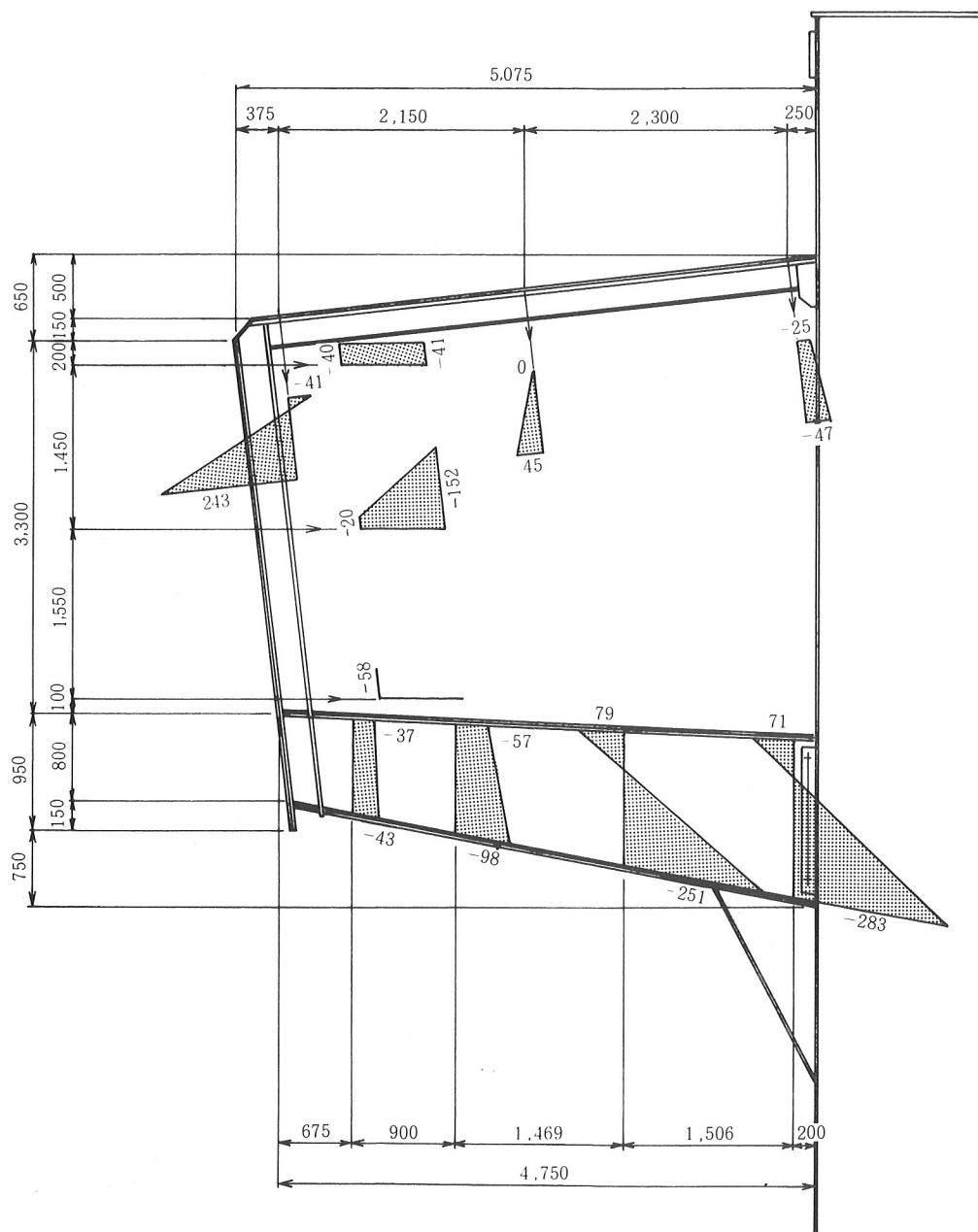


図-3 支持部材の測定応力

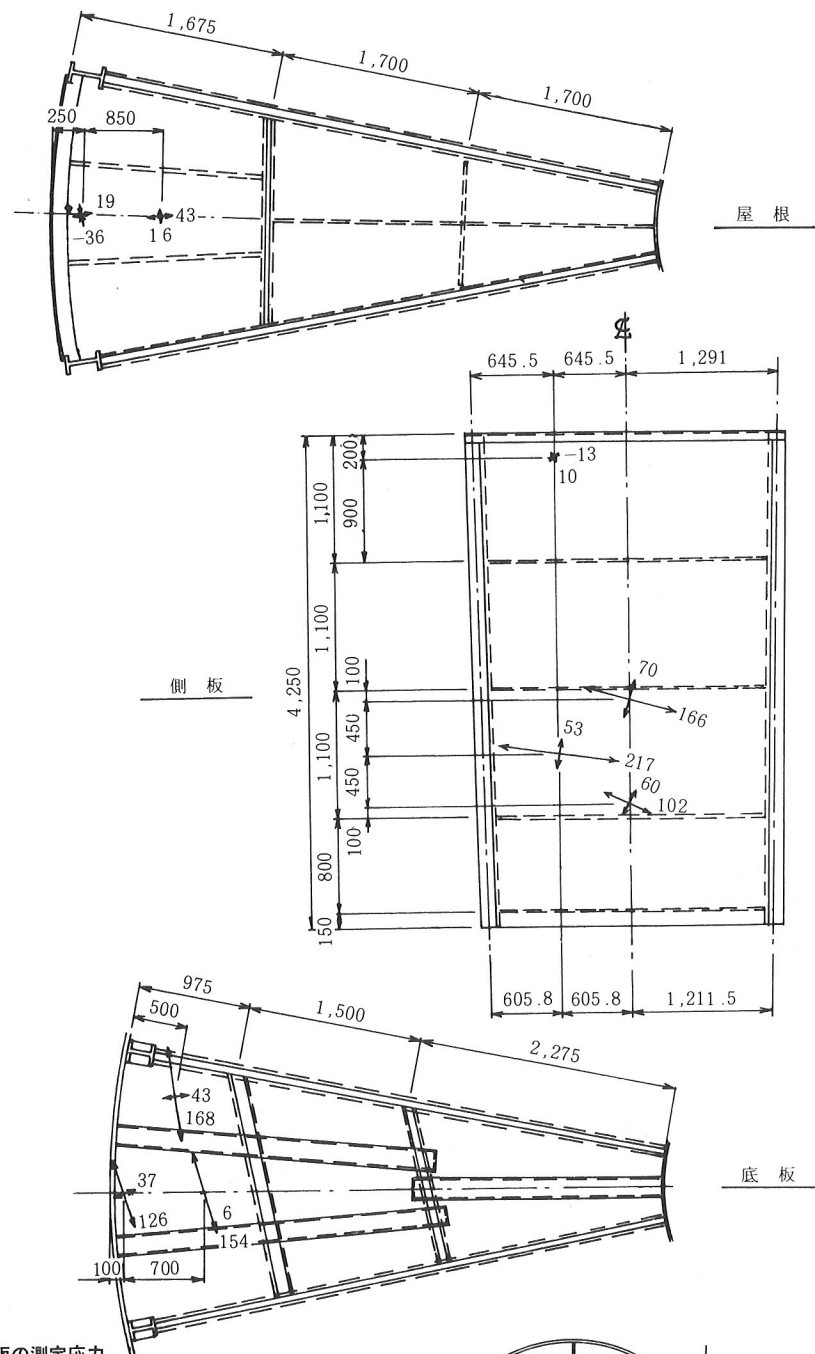


図-4 水槽の各板の測定応力

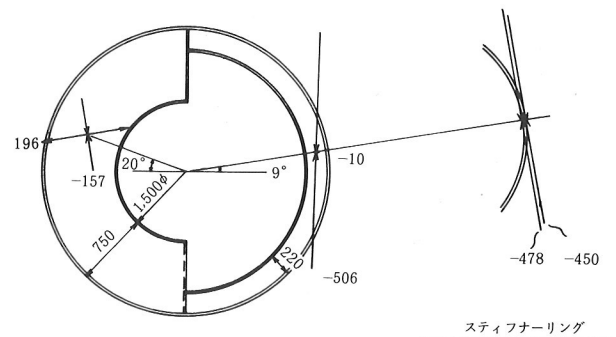


図-5 ダイアフラムとスティフナーリングの測定応力

2-3 設計計算

水槽の設計にあたっては、この構造物が板と支持部材の複雑な組合せであるために、有限要素による大型汎用プログラムであるNASTRANを用いて解析した。解析にあたっては図-6に示すように、水槽全体の1/16を取り出し、次に示す仮定を設けた。

1) 屋根・側板および底板は三角形面内面外要素（合

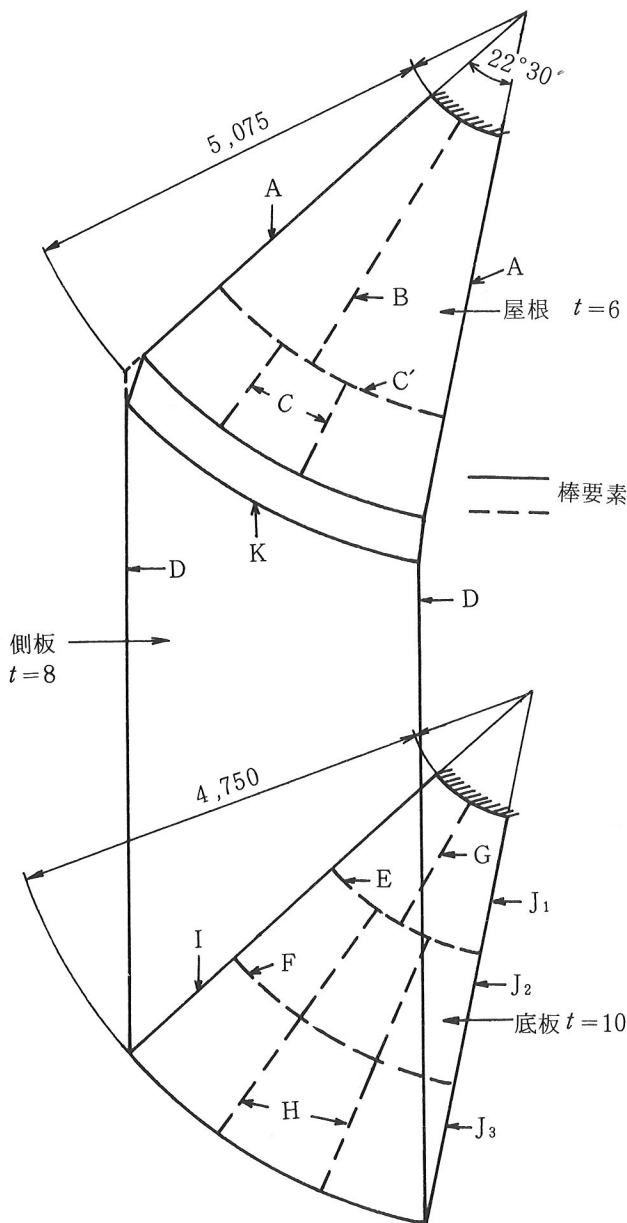


図-6 水槽の解析モデル

計823要素)とする。

- 2) 屋根・側板および底板の支持部材や補剛部材は立体骨組要素（合計161要素）とする。
- 3) 合計323節点の立体解析とする。ただし、支持条件は支柱部で固定とする。
- 4) 円周方向の補剛部材は直線部材であるが、円弧部

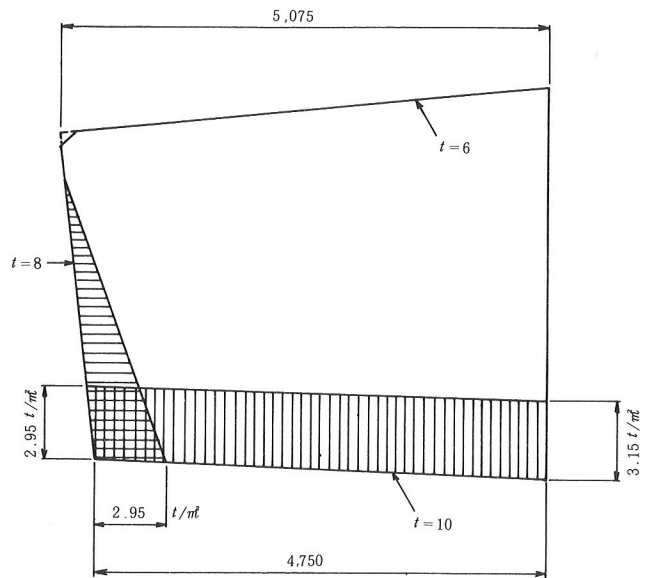


図-7 水槽に作用する荷重強度

材とする。

- 5) 底板支持部材であるIとJ部材の剛度は異なるが、対称構造物と仮定してI部材の剛度を用いる。
- 6) 荷重強度は図-7に示す値を用いる。

測定結果と設計計算値を比較してみると、板の応力は比較的似た傾向を示したが、支持部材特に床板支持部材に測定値よりかなり大きな応力が出た。この主な原因は支持部材の剛度が板のある箇所に集中したものとして入力したため、実際の剛度に比べて低下したためと考えられる。そこで、床板支持部材の中立軸を板の位置から移動させて解析した。

底板・側板および屋根支持部材の応力を図-8、水槽内側の板の応力を図-9、水槽外側の応力を図-10に示す。この結果と測定値を比較してみる。まず、支持部材については、底板支持部材の下方にある化粧板取付のスティフナーを無視したり、直線部材を円弧部材として入力したので剛度や中立軸の移動量が実際の構造物と一部異なるため、上フランジで応力の符号が反対のがみられるが、全体的には計算値と測定値は同じような傾向を示し

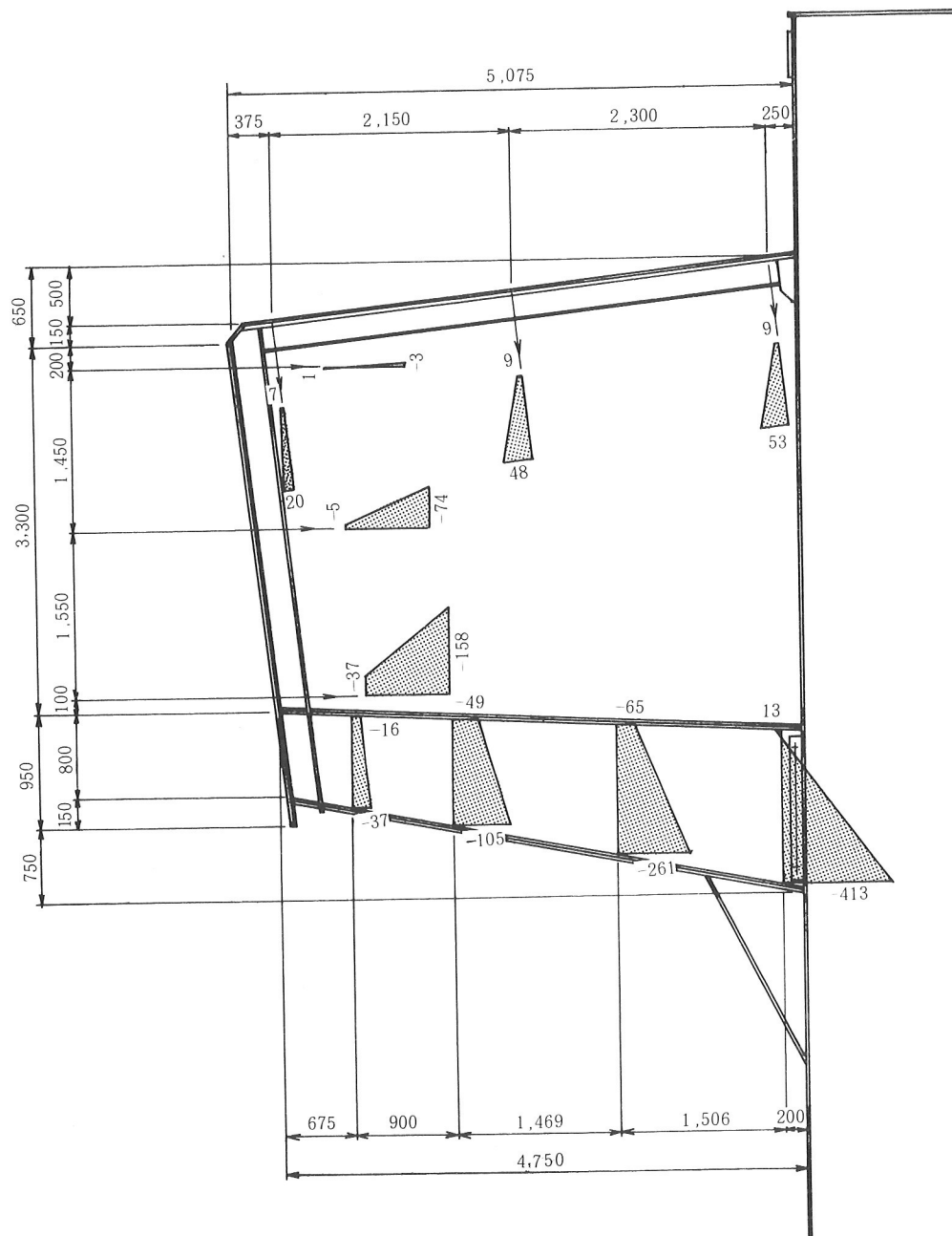


図-8 支持部材の計算応力

ている。側板と屋根の支持部材については、実際にはこの両者の隅角部は一体として働いているが、入力データはこの両者は切断され斜め板のみで連結されているとして解析したこともあり、測定応力の小さな箇所や隅角部で一部異なる場所もみられるが、側板支持部材の下端や屋根支持部材の中間などの代表的な箇所については比較的良好一致を示している。

板については、測定値と計算値は一部隅角部の近傍を除いて比較的良好一致を示している。すなわち、主応力の方向が円周方向であり、その引張応力の大きさはこの両者はほぼ同程度である。

以上述べたように、NASTRAN による解析により、ほぼ測定値に近い応力状態を推定することができ、本構造物は安全に設計できたものと判断できる。

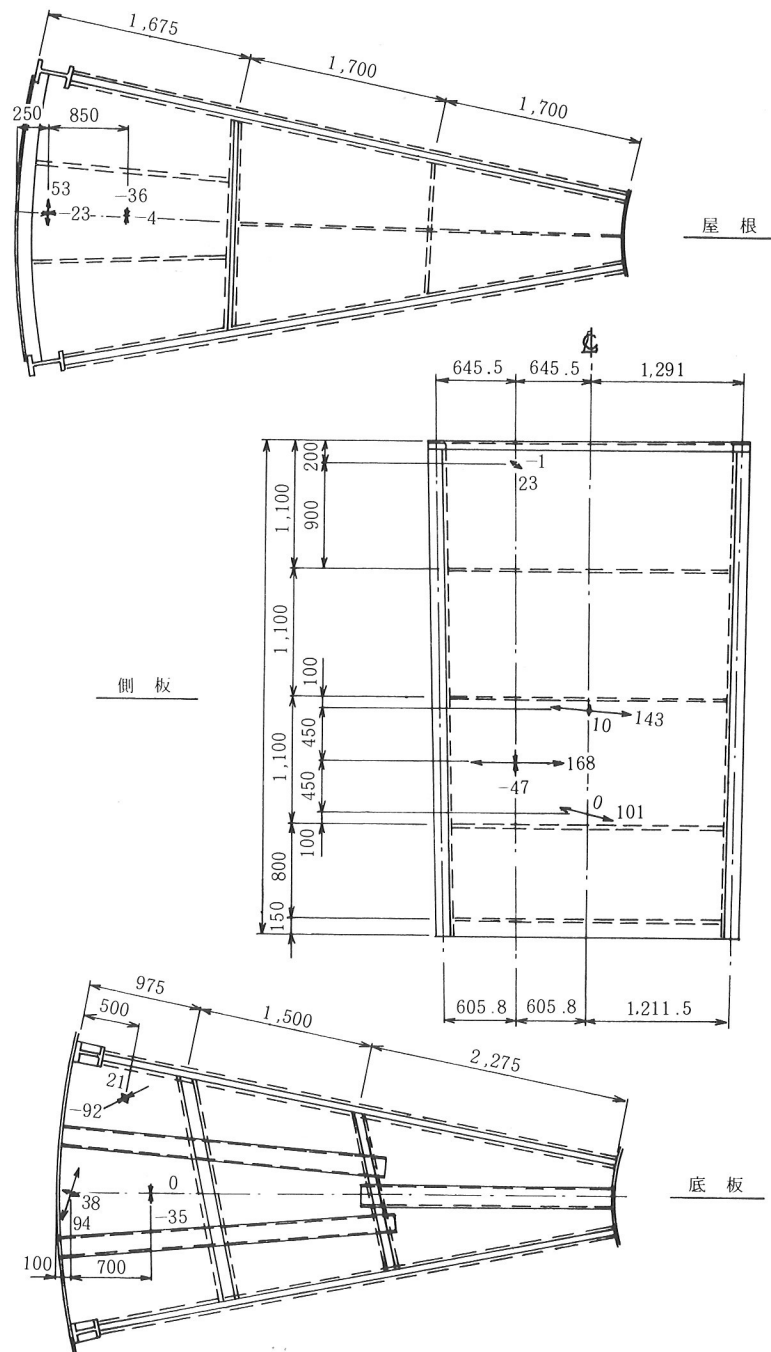


図-9 水槽内側の各板の計算応力

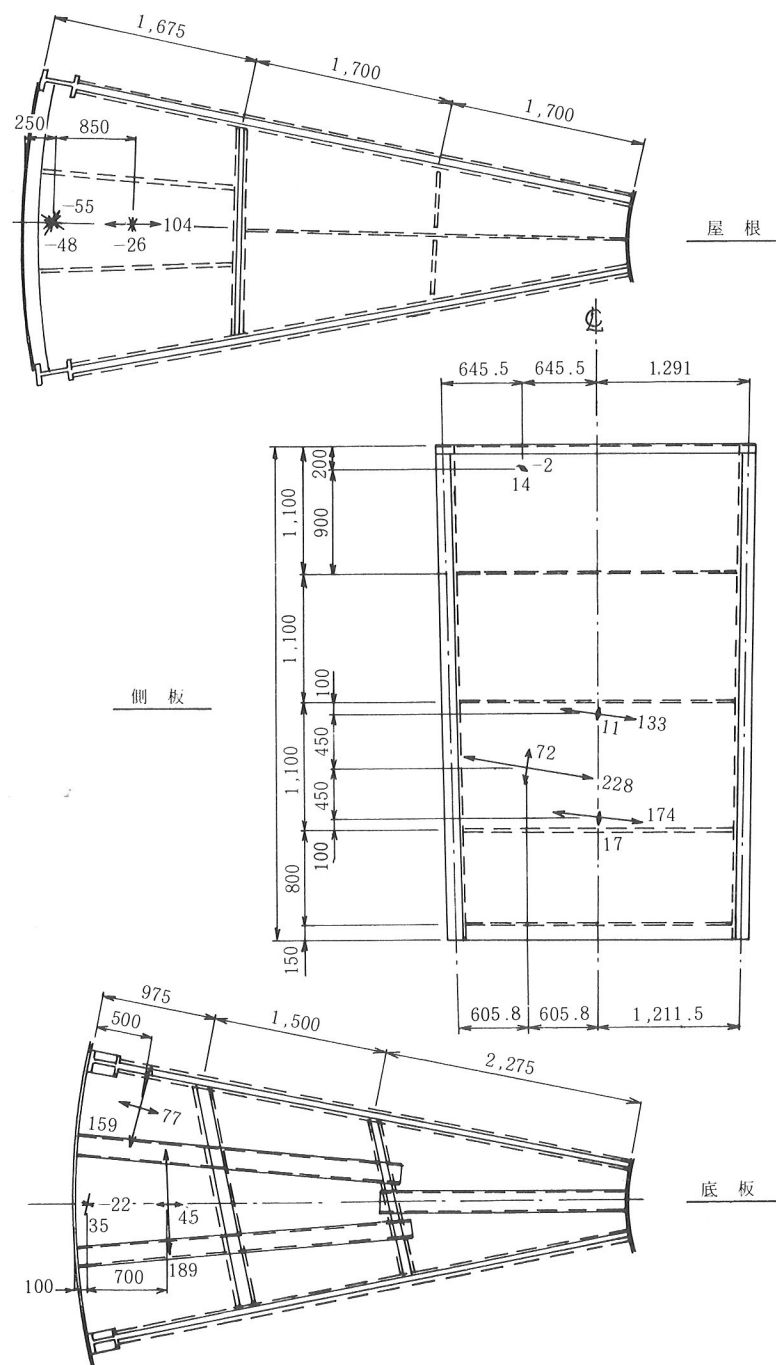


図-10 水槽外側の各板の計算応力

3. 振動試験

3-1 試験方法

水槽が空水時と満水時について、支柱頂部に起振機を据えつけ水平方向に加振した。空水時については2.0Hzから5.0Hz、満水時については1.4Hzから4.0Hzまでの間で徐々に振動数を変えて正弦波的外力を加えた。加振により水槽が定常振動になった時、各測定点における加速度を記録した。図-11に測定位置を示し、図-12に測定方法を示す。測定された加速度記録から振動数と振幅を読みとり、単位外力あたりの共振曲線を描き、固有周期と減衰定数、共振振動数における各測定点の振幅の大きさから固有振動モードを求めた。

オシログラフ上に記録された加速度記録から共振曲線

を得るためには、測定に先立って較正値を測定しておく必要がある。今、この較正値を a_{omm} で $b_0 \mu$ とする。また、測定計器である加速度計の感度は $b_1 \mu/g$ (g : 重力加速度) とする。次に、定常振動の振幅 a_{2mm} および振動数 $f Hz$ を読み取る。

一方、この振動数における起振機の水平方向分力 P は次式で求められる。

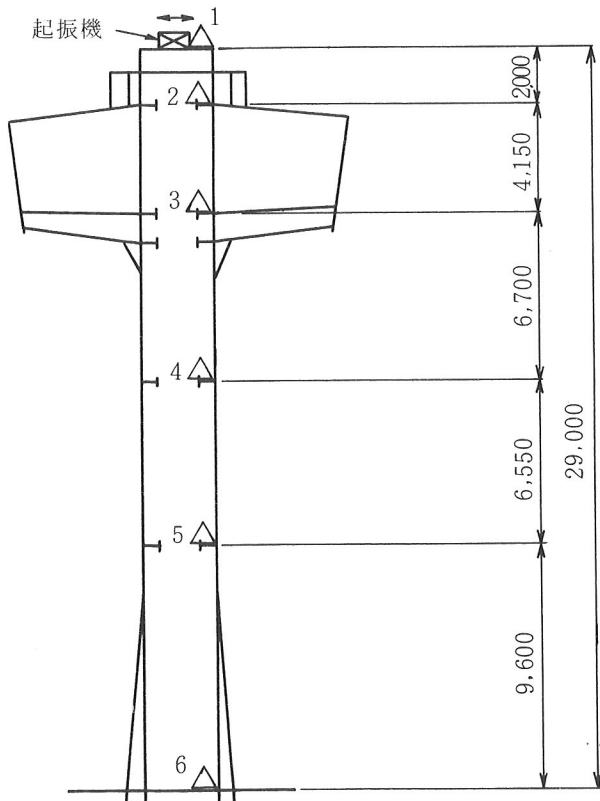
$$P = \frac{W}{g} r \omega^2 \cos \omega t \quad (3)$$

ここで、 W : 偏心重量 (= 37.04 kg)

r : 重りの回転半径 (= 10.0 cm)

ω : 円振動数 (= $2\pi f$, f : 振動数)

g : 重力加速度 (= 980 cm/sec^2)



△ 加速度計 (水平方向)

図-11 振動測定位置

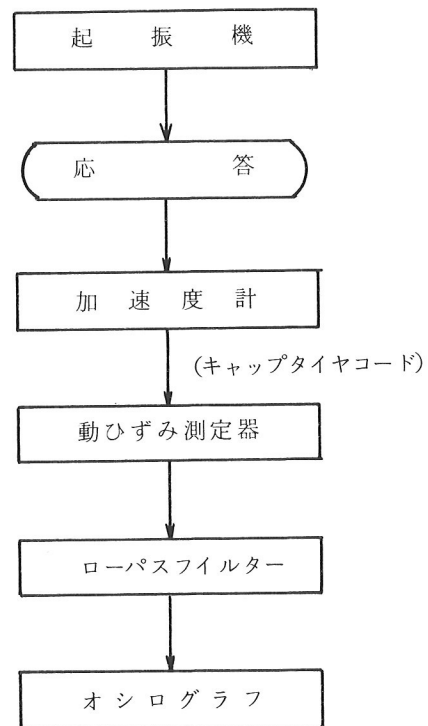


図-12 振動測定方法

これらの各数値を式(3)に代入すれば、今回用いた起振機の最大起振力 P_{max} は次式で表わすことができる。

$$P_{max} = 0.01492 f^2 \quad (4)$$

以上の測定値から、単位外力あたりの加速度 α 、速度 v 、振幅 x は次式より求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{b_0}{a_0} \frac{g}{b_1} \frac{a_2}{P_{max}} \\ v &= \frac{\alpha}{2\pi f} \\ x &= \frac{\alpha}{(2\pi f)^2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

今回の試験では減衰定数は次の2つの方法から求めた。

1) 共振曲線から求める方法

この方法は共振曲線の形状から間接的に算出する方法である。図-13に示すように、共振点 f における振幅を x_{max} として

$$x = \frac{1}{\sqrt{2}} x_{max} \doteq 0.707 x_{max} \quad (6)$$

における共振曲線の幅を Δf とするならば、対数減衰率 δ 、減衰定数 h は次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \pi \frac{\Delta f}{f} \\ h &= \frac{1}{2} \frac{\Delta f}{f} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

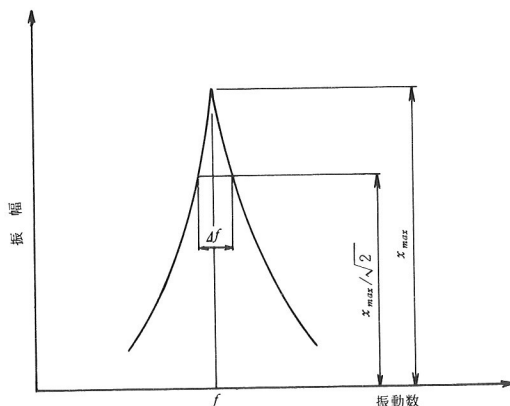


図-13 共振曲線から減衰定数を求める方法

2) 自由減衰振動から求める方法

構造物が共振状態にあるとき、起振機の回転を急停止することにより図-14に示すような自由減衰振動の記録が得られた。この記録から減衰定数を計算するためには、倍振幅を m 番目ごとに読み取りこれらを $w_1, w_2, \dots, w_N$ とする。次に、横軸に N 、縦軸に $\log_{10} w_N$ をとって片対数方眼紙に記入する。 N と $\log_{10} w_N$ は直線関係にあり、その勾配 $\tan \theta$ が対数減衰率の m 倍となっている。それゆえ、対数減衰率 δ と減衰定数 h は次式より求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \frac{\tan \theta}{m \log_{10} e} \doteq 2.303 \frac{\tan \theta}{m} \\ h &= \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \doteq \frac{\delta}{2\pi} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

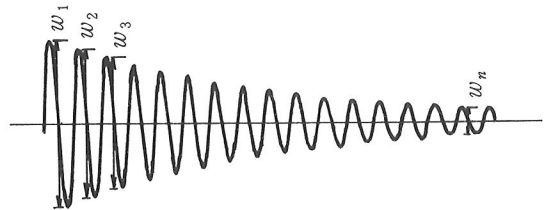


図-14 自由減衰振動から減衰定数を求める方法

3-2 測定結果

今回の加振試験では起振機の実力の都合から空水時および満水時共1次振動のみ測定できた。空水時の共振曲線の一例を図-15、満水時の共振曲線の一例を図-16に示す。空水時については、各測定点の共振曲線は比較的相似形をしており、共振振動数も表-1に示すようにほぼ同じである。これから空水時の固有振動数は $f_1 = 2.75 \text{ Hz}$ と判断できる。一方、満水時については水の重量が大きく、そのために固有振動数も減少し、それに伴い起振機の起振力も小さくなり、多少回転むらも生じたが、表-2に示すように、共振振動数は $f_1 = 1.54 \text{ Hz}$ と判断できる。

空水時および満水時の共振振動数に対する振動モードを図-17に示す。

減衰定数は共振曲線から求めた場合、空水時では0.0124、満水時では0.064、自由減衰振動から空水時のみ記録が得られ0.0187である。

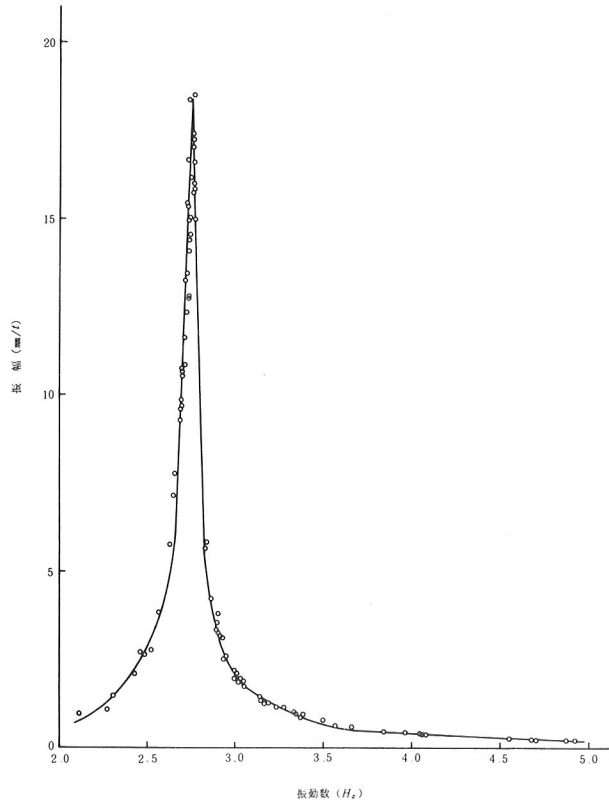


図-15 空水時の共振曲線(測定点2)

表-1 空水時の振動特性

測定点	共振振動数	共振振幅	減衰定数
1	2.75 Hz	19.66 mm/t	0.0119
2	2.75	17.44	0.0131
3	2.75	13.29	0.0121
4	2.75	6.44	0.0105
5	2.74	2.09	0.0080
平均	2.75	—	0.0124

減衰定数の平均は測定点1～3の平均とする

表-2 満水時の振動特性

測定点	共振振動数	共振振幅	減衰定数
1	1.54 Hz	28.19 mm/t	0.0073
2	1.54	25.78	0.0062
3	1.54	18.95	0.0056
4	1.54	8.16	0.0071
5	1.54	3.16	0.0094
平均	1.54	—	0.0064

減衰定数の平均は測定点1～3の平均とする

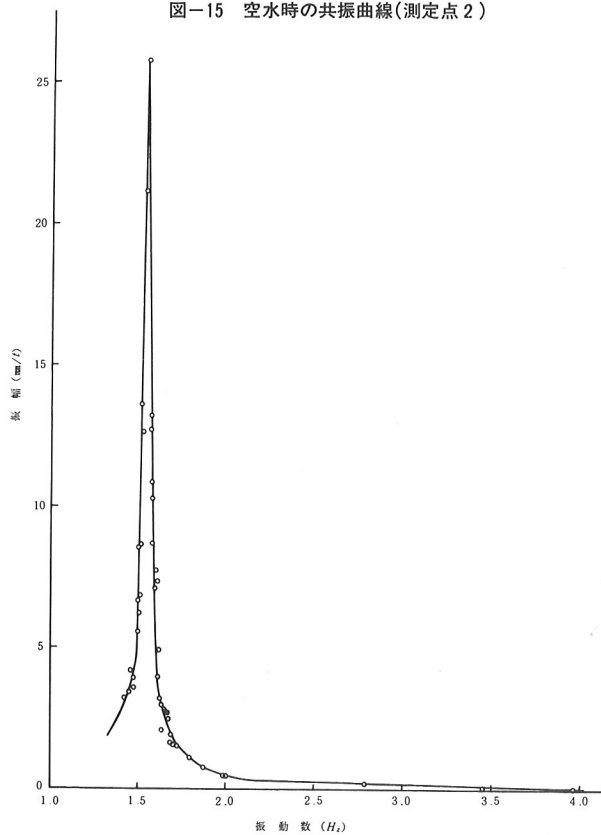


図-16 満水時の共振曲線(測定点2)

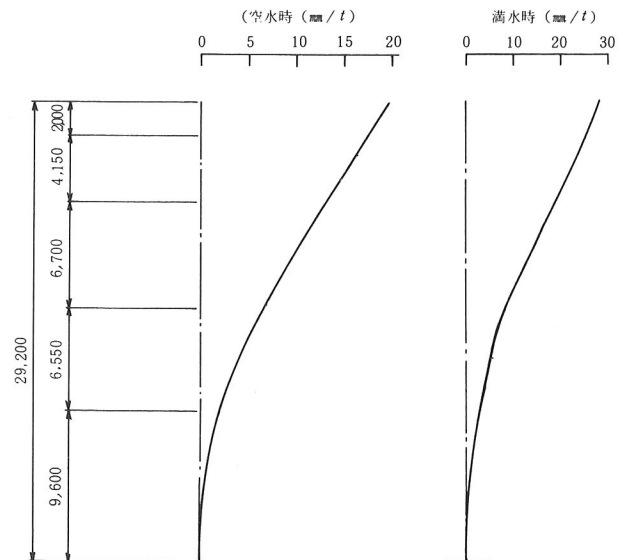


図-17 振動モード

3-3 耐震性の検討

今回の高架水槽の設計にあたっては、多質点系モデルに置換して、応答スペクトル解析によって耐震性の検討を行った。この結果は振動試験の結果と比較して非常に差がある。この原因としては次の事項が考えられる。

- 1) 支柱下部のコンクリートの剛度と質量を無視した。
- 2) 空水時にはL.W.L.までの水の質量を考慮した。
- 3) 自重が多少変更になり、また、満水時にはH.W.L.まで約13cm水位が不足した。
- 4) 水の仮想質量は周波数特性をもつがそれを無視した。

しかし、今回の加振試験では最大振幅は空水時の頂部で約2mm程度と比較的小さい段階である。それゆえ、支柱下部のコンクリートや水管の剛度がすべて影響をもち、かつ、表面波を考えたときの水槽のモデル化が不十分と考えられる。

そこで、支柱下部のコンクリートと水管の剛度を考慮して、かつ、表面波を考えたときの水槽をばねと質量系に置換して解析してみる。ここで問題となるのは表面波を考えたときの水槽のモデルであるが、G.W.Housner¹⁾

はこれを図-18のように考え、近似値として円形水槽について次式を与えた。

$$\left. \begin{aligned} m_o &= m \frac{\tanh \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} \\ m_1 &= m \frac{3}{5} \frac{\tanh \sqrt{27/8} h/R}{\sqrt{27/8} h/R} \\ k_1 &= m_1 \frac{h}{g} \sqrt{\frac{27}{8}} \tanh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \\ h_o &= \frac{3}{8} h \left[1 + \alpha \left(\frac{\sqrt{3} R/h}{\tanh \sqrt{3} R/h} \right) - 1 \right] \\ h_1 &= h \left(1 - \frac{\cosh \sqrt{27/8} h/R - \beta}{\sqrt{27/8} h/R \sinh \sqrt{27/8} h/R} \right) \end{aligned} \right\} (7)$$

ここで、 m : 水の質量 ($t/m/sec^2$)

R : 水槽の半径 (m)

h : 水深 (m)

α : 1.33 (水槽底板圧力考慮)

0.0 (側圧のみ考慮)

β : 2.0 (底板圧力考慮)

1.0 (側圧のみ考慮)

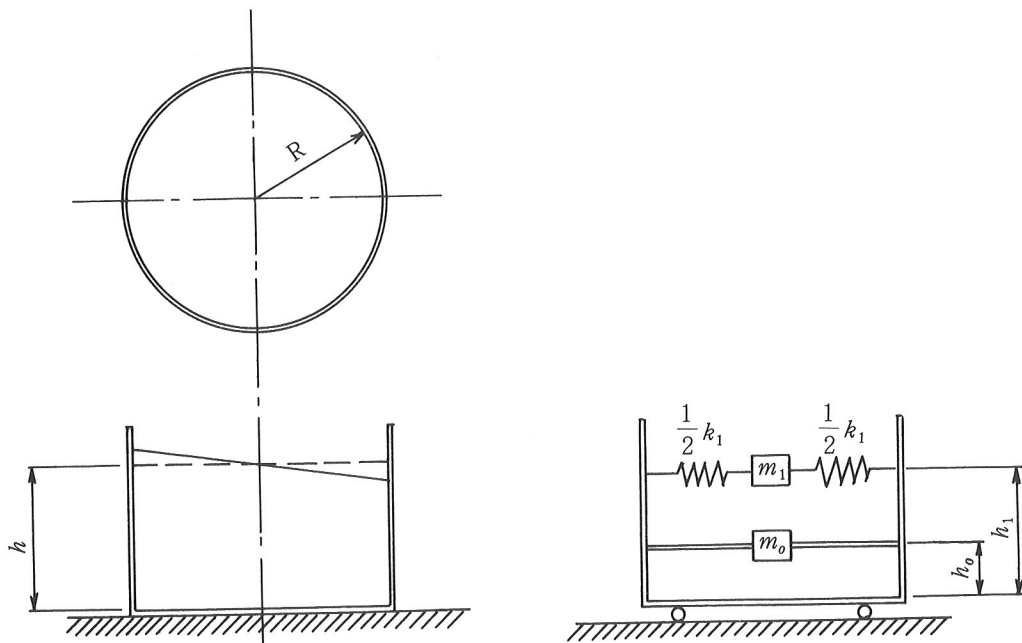


図-18 表面波を与えたときの水槽のモデル

一方、耐震検討にあたっては、振幅レベルが大きい段階に入ることを想定して、支柱下部コンクリートや水管の剛度はすべて無視して支柱と水槽の剛度のみで抵抗するものとして計算する。解析モデルを図-19に示す。

以上述べたように、ここでは次の4ケースについて比

較してみる。各ケースとも支持地盤は礫層で N 値が50以上期待できるので下端固定支持とする。このモデルを図-19に示す。

設計値 : 設計時の断面諸量すなわち支柱のみの剛度

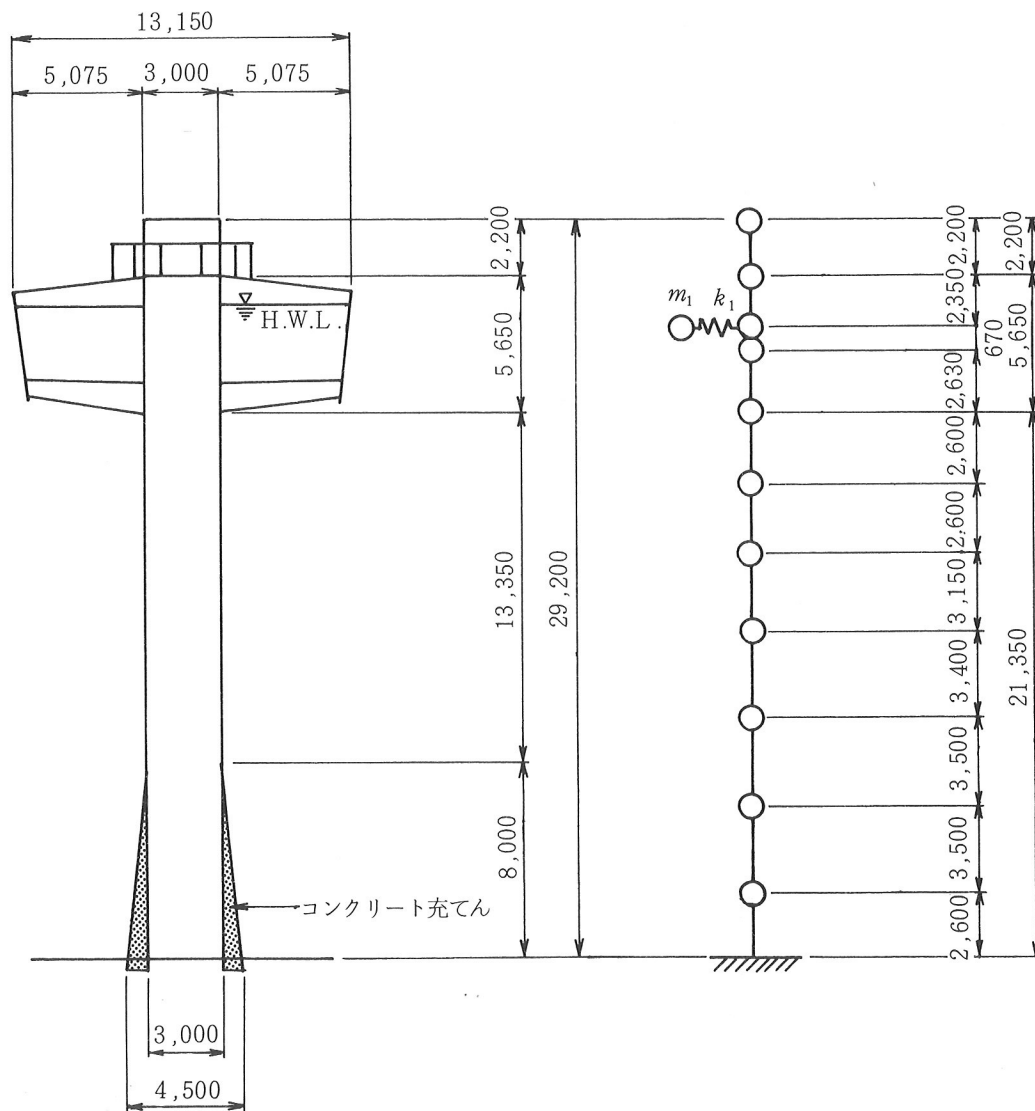


図-19 解析モデル

で計算。水槽の表面波の影響も無視。

解析値A：支柱下部コンクリート、水槽、水管と支柱の剛度と水槽の表面波の影響を考慮。

解析値B：支柱と水槽の剛度と表面波の影響を考慮。

測定値：測定結果に基づく応答計算。

これら4ケースについて、1次の固有振動数を比較した結果を表-3に示す。この結果によれば、空水時および満水時とも設計値と測定値は大きな差がみられるが、剛度と水槽の表面波のモデル化を検討した結果、解析値Aと測定値は比較的良い一致を示している。設計値に比較して測定値の固有振動数が高くなったということは、換言すれば重量についてはほとんど変更がないので、この構造物は設計値よりかなり高い剛度を持っていることになり、また、水槽の水が周波数特性を持ったことの影響も現われている。

振動モードについては、全体の剛度の絶対的な数値ではなく、相対的な数値に左右されるが、構造的には単純

表-3 固有振動数の比較

	設計値	解析値A	解析値B	測定値
空水時	2.01Hz	2.74Hz	2.14Hz	2.75Hz
満水時	0.77	1.45	1.15	1.54

な片持梁であるので、4ケースの振動モードはあまり差がない。

次に、構造物の耐震性に大きく影響を与える減衰特性について調べてみる。減衰の小さな構造物では共振曲線を正確に描くことは非常に困難になり、しいては減衰性を把握することも誤差の含んだものとなる。このような場合には自由振動から直接減衰性を測定した方が良い結果を得られると言われている。今回の測定結果について空水時について比較してみると、共振曲線から求めた減衰定数は0.0124であるのに対して、自由振動から求めた減衰定数は0.0187と大きくなっている。

一方、振幅の小さい場合には減衰も小さく、振幅が大きくなると減衰も大きくなると言われている。今回の空水時と満水時について比較してみると、測定値の最大振幅は各々2.3mm、1.0mmであるのに対して、減衰定数は各々0.0124、0.0064である。ちなみに、自由振動の後半について計算してみると振幅も減衰もほぼ半減する。

以上述べたように、減衰定数については測定方法や振幅の大きさなどによって変わるので断定することは困難で

ある。しかし、これに似た構造物である橋脚高さが25m以上の高橋脚橋梁の減衰定数は固有周期に関係しないで、各振動次数に対しておおむね一定値を保ち、平均値は、0.013、上限は0.030、下限は0.005（95%信頼値は0.012～0.014）であることが報告されている²⁾。今回の測定結果はすべてこれらの範囲にある。また、大地震をうけた時はヒステリシス減衰も加わることなどから、橋脚が変形しやすい比較的長周期の橋で採用されている0.02の減衰定数は確保できそうなので、減衰性は特別小さい構造物ではないと考えられる。

最後に、応答スペクトル解析により地震時の検討を行う。入力したスペクトルは道路橋耐震設計指針・同解説より次式で表わされるものとする。

$$\alpha = \beta \cdot k_h \cdot g \quad (8)$$

ここで、 β ：構造物の周期による補正係数（図-20参照）。 $T < 0.5\text{sec}$ のとき $\beta = 1.0$ とする。

k_h ：設計水平震度（0.4）

g ：重力加速度（ 9.8m/sec^2 ）

解析の結果、水平変位を図-21、断面力を図-22に示す。この結果、設計値に比べて測定値や解析値Aは剛度が大きくなり、かつ、表面波の影響もあり、変位や断面力は著しく小さくなっている。また、解析値Bの変形量は解析値Aに比べてやや大きくなるが、断面力はほぼ同じである。このように、設計値に比べて解析値A、解析値Bおよび測定値の地震時の応答値はかなり小さく、かつ、設計計算に用いた断面力に比べても非常に小さいので、耐震上十分安全であると考えられる。

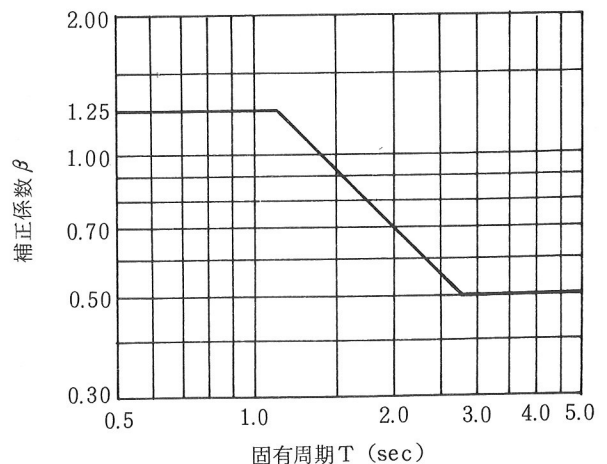


図-20 補正係数 β

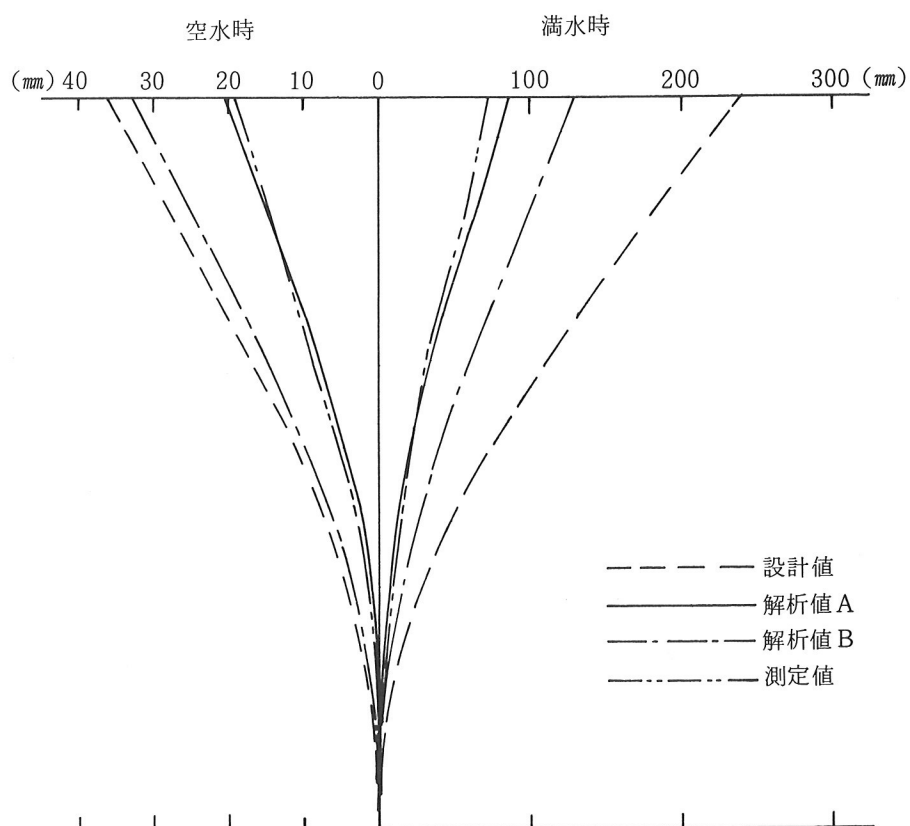
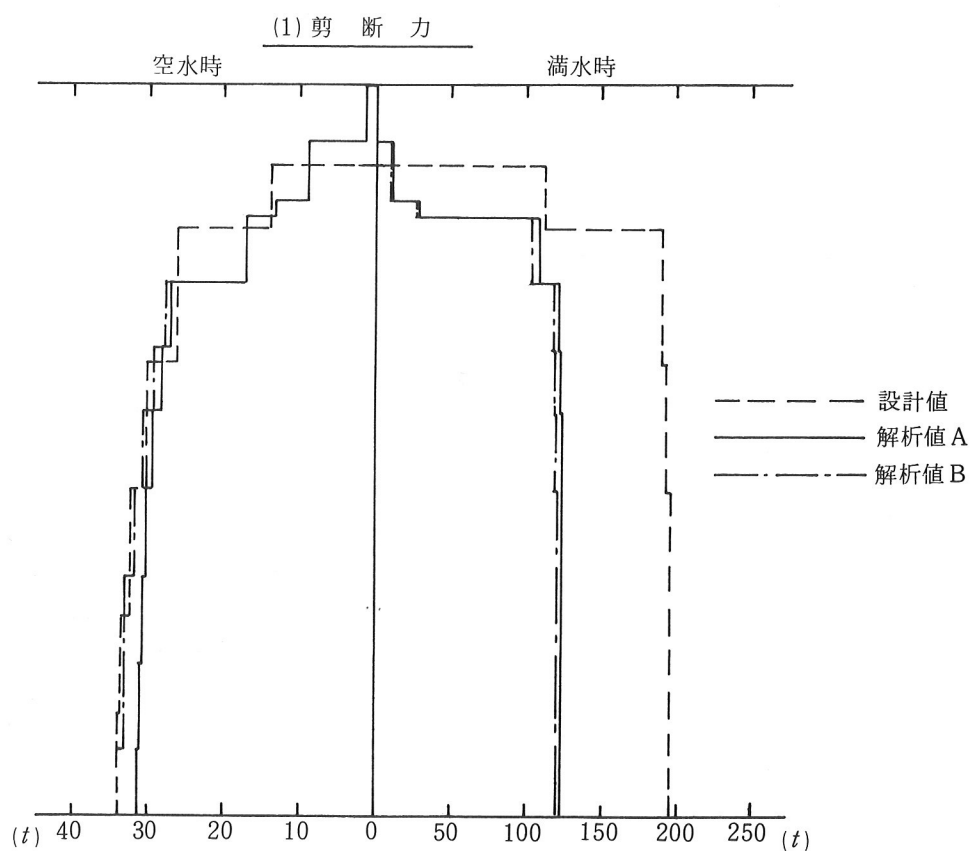


図-21 水平変位の比較



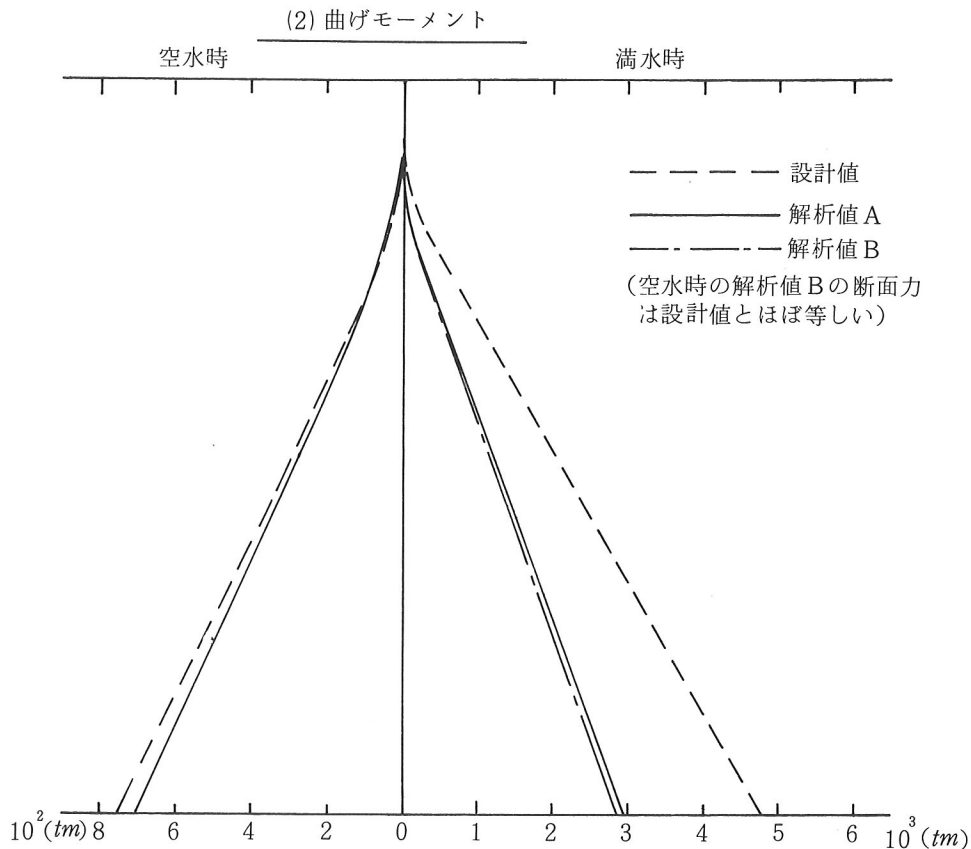


図-22 断面力の比較

4. あとがき

静的試験・振動試験によって、高架水槽の静的・動的特性を明らかにすることができ、この種の構造物に対する貴重な資料を得ることができたと考えられる。

静的試験では、底板と側板の支持部材は圧縮部材、屋根支持部材は引張部材であり、最大引張応力は屋根支持部材隅角部の 240 kg/cm^2 、最大圧縮応力は底板支持部材の下フランジの -280 kg/cm^2 程度であり、底板と側板のように水圧が直接加わる板については円周方向の引張応力が支配的で、底板については最大 170 kg/cm^2 、側板については最大 220 kg/cm^2 以下であり、屋根や側板の上部のように直接水圧が加わらない板は 40 kg/cm^2 以下の小さな応力しかあらわれず、水槽については水による重量が9割前後を占めることから考えて測定値は許容応力度に比べてすべて非常に小さいことが判明した。また、板と梁の組合せによって有限要素法を用いて立体解析を行い、ほぼ測定値に近い応力を推定することができ、水槽は安全に設計できたものと判断できた。

起振機を加振源とする振動試験を行い、その結果得られた振動性状を用いて耐震性を検討した。この結果、設計時に検討された諸数値に比較すると安全側になっていることが一応は結論づけられたわけであるが、固有振動性状が設計時の結果とひどく異なっていることが目立った。

これは試験が小さい振幅の範囲であるためにすべての剛度が影響し、かつ、満水時には水槽の水が周波数特性を持ったためと判断して、試験結果と一致するようなモデルの選定を行い、ほぼ一致するようなモデルを得ることができた。しかし、試験で用いることができた外力は構造物の強度に比べれば非常に小さいので、それをこのまま耐震設計に用いることが妥当であるかどうか議論の余地が残る。念のため、大地震時には支柱と水槽のみで抵抗するものとして比較を行い、これも安全側になっていることが結論づけられた。

今回の試験は技術本部研究室が主としてその任にあたり、昭和51年9月中旬に実施した。この報告を終るにあたり、施工主の栃木県企業局の方々、起振機を貸して下さいました金沢大学小堀教授、起振機の据付や水槽の水張りを担当した栃木工場と栃木工事部、測定やデータ整理を行った研究室の皆様方に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) G.W. Housner : Shock and Vibration Hand Book, Vol.3, 50-26/50-29
- 2) 栗林栄一・岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ), 土木研究所報告第139号, 昭和46年2月