

## 板柳町高架配水槽の設計・施工・測定

尾 坂 芳 夫\*  
 秋 田 中 宏\*\*  
 田 中 護\*\*\*  
 湯 口 道 夫†  
 寺 崎 敏 行††

### 1. まえがき

板柳町は、青森県弘前市の北方約5キロ、JR 五能線沿いに位置し、りんごを主産物とする人口約2万の町である。岩木川の流域内にあるため、町域の最大高低差が5m程度のきわめて平坦な町でもある。そのため、上水用配水槽として同町深味地区に地上高57mの高架水槽が計画された。

高架水槽は、原則的には「水道用プレストレストコンクリートタンク仕様書」<sup>1)</sup>の範囲外であること、この種の構造物としては国内でも最大級であること、岩木川流域の第四紀洪積世および沖積世に属する軟弱地盤上に建てる高層建造物となることから、その設計・施工には特に注意が払われた。本稿は、設計、施工および付随して行われた測定結果のうち、興味深い点を取り上げ報告するものである。

### 2. 構造物概要

当該高架水槽完成後の全景を写真-1に、断面図を図-1に、平面図を図-2に、諸元を表-1に示す。形状はシンプルであるが外周に16本のリブを設け、水槽以下を5階に仕切り、中心部にエレベーター室を設け、同軸円筒隔壁により内外2槽式としたものである。図-1の右半分には、設計計算に用いた軸対称薄肉シェル要素モデル<sup>2)</sup>を示し、図-2には測定用計器類の埋設断面を示した。特に水槽下部を拡大したものが図-3であり、ひずみ計BS-8Fの埋設位置も示してある。ひずみ計は壁面の表裏それぞれ2方向に配置し、若い番号を外

表-1 高架水槽諸元

全 高 (地 上 高)	57.2 m
内 径	外 槽 23 m
	内 槽 16 m
低 水 位 (地 上 高)	38.0 m
有 効 水 深	6.5 m
有 効 容 量	外 槽 1 300 t
	内 槽 1 240 t

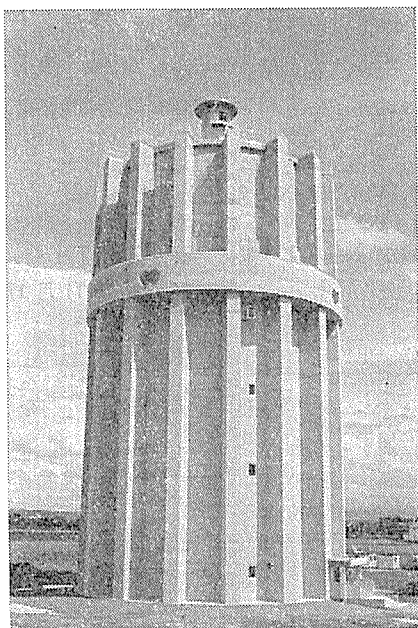


写真-1 高架水槽全景

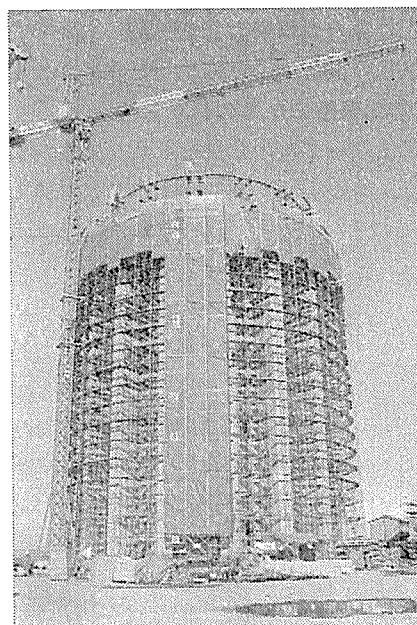


写真-2 施工風景

\* 東北大学工学部土木工学科  
 \*\* 東北工業大学土木工学科  
 \*\*\* 板柳町水道課  
 † (株)日本水道設計社水道部  
 †† 浅野工事(株)板柳作業所

側あるいは上側に、偶数番号を鉛直あるいは半径方向、奇数番号は円周（水平）方向とした。図には示していないが、ひずみ計の位置に C-C 熱電対を埋設し温度測定を行った。

図-4 に主な工程を示したように、昭和 61 年 9 月に着工し、63 年 9 月に竣工した。写真-2 には、タワークレーンを用いた施工風景を示してある。

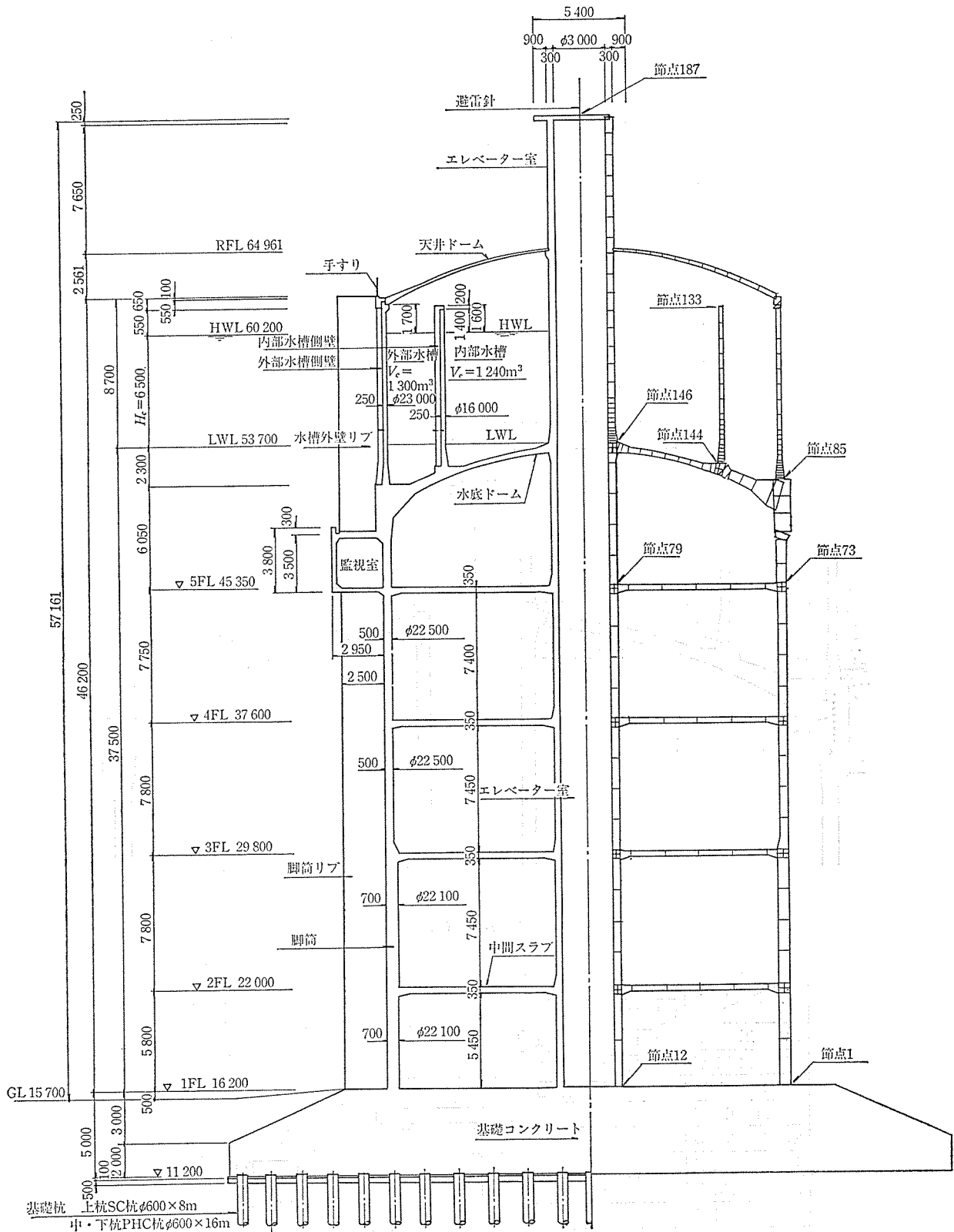


図-1 断面図

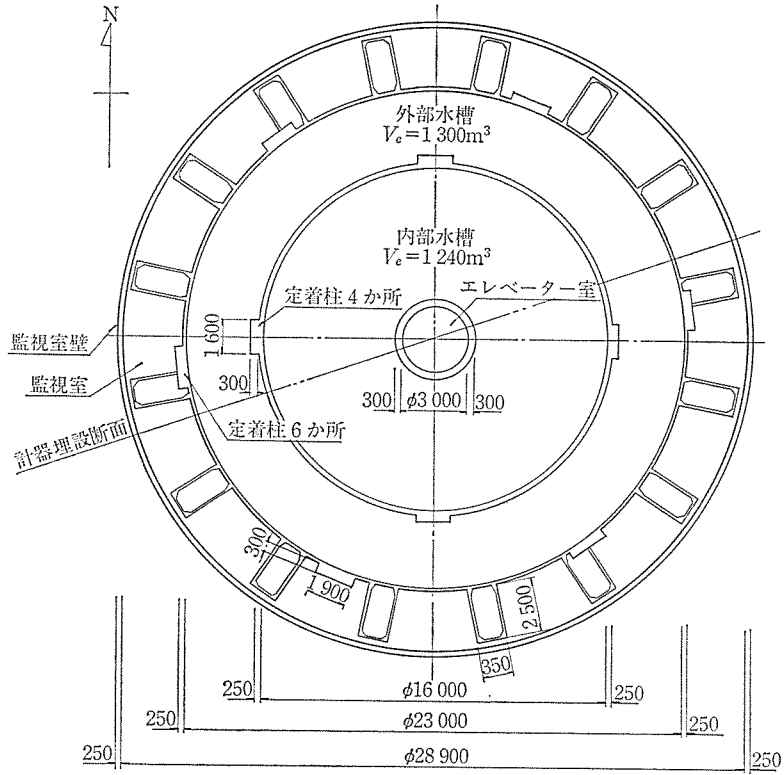


図-2 平面図

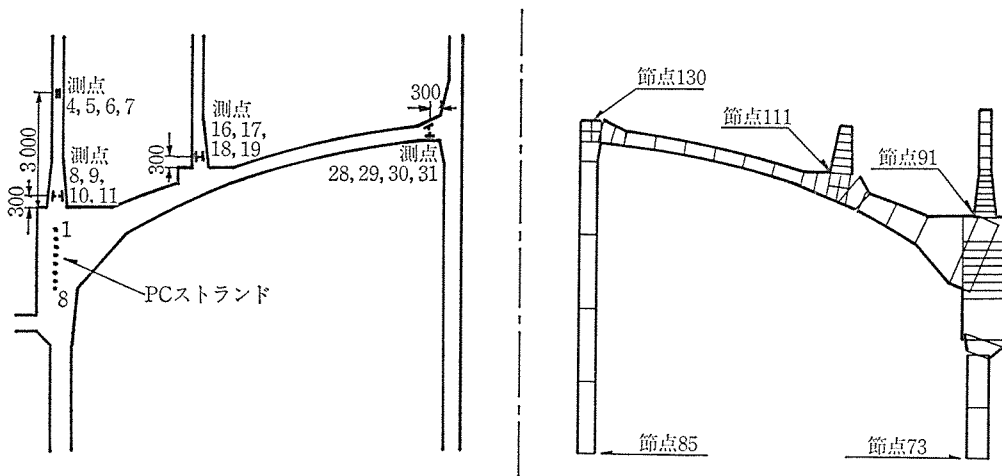


図-3 水槽下部

工種	61年				62年				63年			
	9, 10, 11, 12	1, 2, 3	4, 5, 6	7, 8, 9	10, 11, 12	1, 2, 3	4, 5, 6	7, 8, 9	1, 2, 3	4, 5, 6	7, 8, 9	
土工事	□		□									
基礎杭工事	□											
基礎コンクリート工事		□										
脚筒工事				□								
水底ドーム工事									緊張↓	緊張↓		
外槽側壁工事											水張試験↓	
内槽側壁工事												
防水塗装工事											□	

図-4 主な工程

### 3. 耐震計算

震度法により水平設計震度を求めると、当該地域の場合 0.19 となる<sup>3)</sup>。しかしながら、「水道施設耐震工法指針」<sup>4)</sup>によれば、「塔状構造物、水管橋その他の特殊構造物においては 0.4 以上が望ましい」とされている。確認のため、図-5 に示す 7 節点モデルにより時刻歴応答解析を行った。ここで、最上部の節点 7 はハウスマー・モデル<sup>4)</sup>に基づく自由水を表わしている。入力地震波には、「高圧ガス取締法規集」<sup>5)</sup>に従い、基礎部での最大加速度を 144 ガルに換算した、エル・セントロ波および十勝沖地震時の八戸での記録波形を用いた。その結果、頂部最大加速度はエル・セントロ波に対して 400 ガル、八戸波に対して 250 ガルとなった。この結果をふまえ、設計水平震度 0.42 を採用した。

### 4. 基礎

ボーリング調査結果によると、当該地区の柱状図は図-6 のようであり、地表面下 28 m の位置に *N* 値 50 を超える砂レキ層があるので、29 m の深さまで杭を打つこととした。杭は  $\phi 600$  mm で地震時の許容支持力と配置から総数 398 本と定まり、フーチングは図-7 のようにながりの大断面となった。

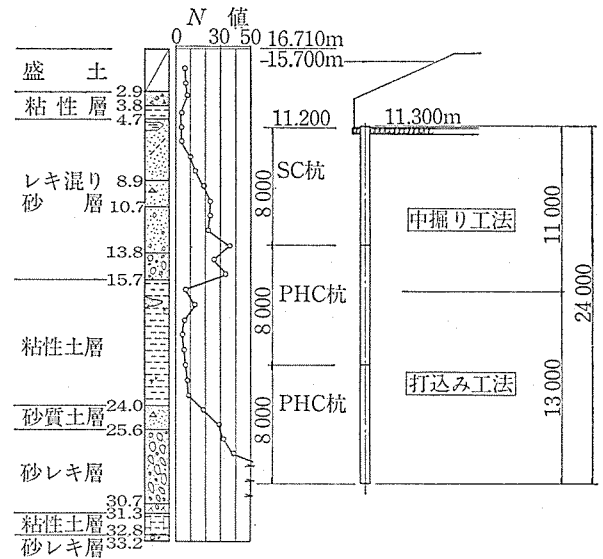


図-6 柱状図

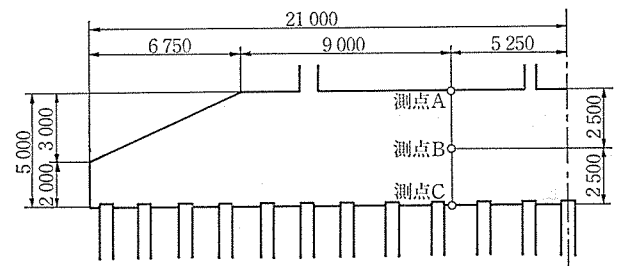


図-7 フーチング

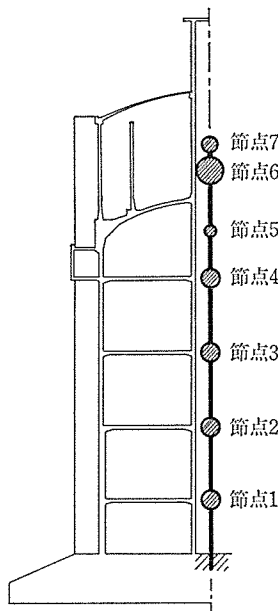


図-5 時刻歴応答解析用モデル

したがって、マスコンクリートとなるため、ひび割れ制御を目的として温度解析を行った結果によると<sup>6)</sup>、厚さ方向の温度差が 40°C 近くになり、ひび割れの発生が予想された。したがって、基礎コンクリートの単位セメント量を減らし、配合を表-2 のように定めた。また、外気温の低い時期の施工であるため、打設後のコンクリート表面にスタイロフォームを張り付けて保温した。

図-7 に示した測点により温度測定した結果が 図-8

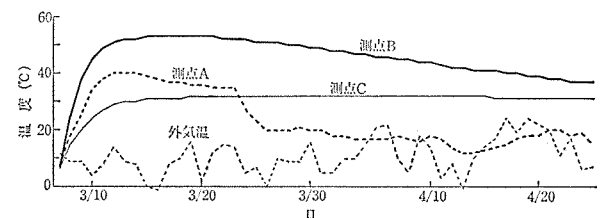


図-8 コンクリートの温度変化

表-2 コンクリートの配合等

	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブ (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					設計強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
					セメント C	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
水槽部コンクリート	25	8	44.0	41.4	346	152	763	1 164	0.865 (ポゾリス No. 5 L)	350
脚筒部コンクリート	25	8	55.0	43.2	275	151	824	1 164	0.688 (ポゾリス No. 5 L)	240
基礎部コンクリート	40	8	54.0	39.6	273	147	760	1 248	0.683 (ポゾリス No. 5 L)	240

◇工事報告◇

であり、保温の効果で厚さ方向の温度差（測点 A, B の差）が小さくなっている。ただし、この例ではスタイロフォームの取外し時期が早過ぎたため（3月23日）、その後厚さ方向の温度差が急激に大きくなっていることも知られる。最終的には、フーチング外周部に 0.2mm 程度の鉛直ひび割れが 12 本検出されただけで済み、ひび割れ制御の目的は一応達せられたといえる。

5. 水底ドームリングの緊張

高架水槽であるため、水底部にかかる水圧を支える必要があり、球形ドーム（水底ドーム）で受けることとした。水底ドーム縁辺部の水平変位（スラスト）を打ち消し、この部分でのひび割れを防ぐため、水底ドームリング部にプレストレスを導入した。このプレストレス量は、端部緊張力で1本あたり 218 t になるため、フレッシュネーVシステム 12 V 15 によった。写真-3 は、同システムにおけるジャッキの取付け状況を示している。

設計段階では、水底ドームリングのプレストレスだけが導入された状態での計算を行わなかったため、改めて図-3 右側のモデルにより計算した。この計算モデルは、図-1 のモデルを若干変更して、プレストレス導入時の打設高さまでを表わしたものである。図-3 のリングビーム部には PC ストランドの配置が示しており、緊張順序は 1, 3, 5, 7, 2, 4, 6, 8 である。

図-9 に外側壁下端部、図-10 に水底ドームエレベータ室部ハンチ（いずれも図-3 に測点を示してある）のひずみ測定結果と計算結果の一部を示す。測定値は、UCAM-8 により 1 時間ごとの自動計測 および必要に応じて随時計測したもののいくつかを示し、計算値はストランドを 3, 5, 8 本緊張した時点での値を示してある。緊張の時点で、側壁および水底ドームのコンクリートは材令が小さかったので、示方書<sup>7)</sup>および CEB のデザインマニュアル<sup>8)</sup>に基づき、表-3 の物性値を用いて計算

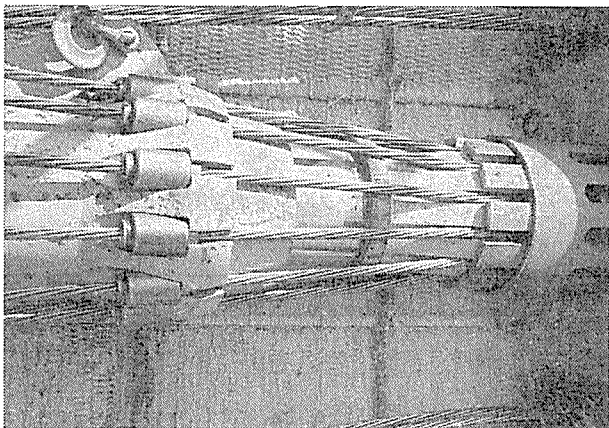


写真-3 ジャッキの取付け状況

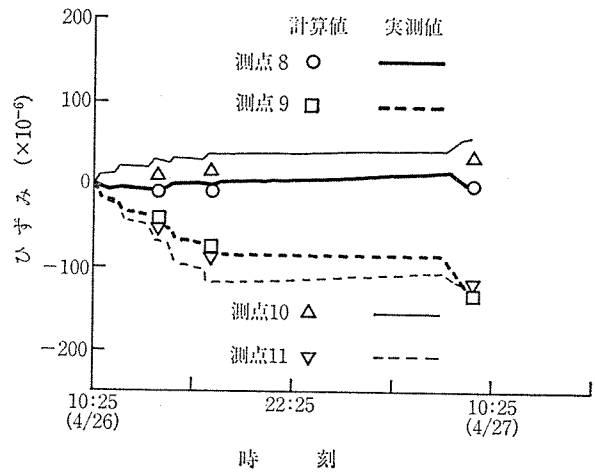


図-9 水底ドームリング緊張時のひずみ変化 (1)

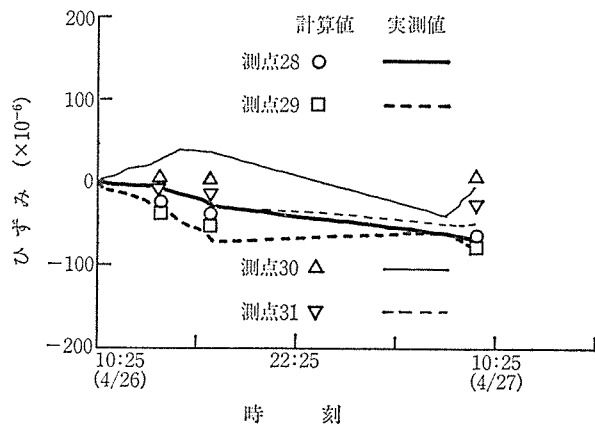


図-10 水底ドームリング緊張時のひずみ変化 (2)

表-3 コンクリートの物性

ヤング率 ( $\times 10^6$ kgf/cm <sup>2</sup> )	脚筒部コンクリート		2.7
	水槽部コンクリート	材令 4 日	2.6
材令 10 日		3.0	
材令 20 日		3.15	
材令 28 日以上		3.25	
ポアソン比			0.2
線膨張率 ( $\times 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$ )			10

した。図-9, 10 とも測点によりずれば見られるが、両者は大体において一致しており、水底ドームリングの緊張により、側壁下端部にかなりのひずみが生じていることが知られる。

6. 側壁の緊張

内外側壁の緊張作業は、浅野工事 K.K. で開発した ECT (Electronic Control Tension) システムにより行った。同システムは、緊張用全ジャッキのストロークを特設の計器により入力し、装備車 (写真-4) 内のコンピュータで解析し、1 台の油圧装置で全ジャッキの制御を行うものである。このシステムの長所は、

- 1) 必要な加圧量をただちにコンピュータで算出でき



写真-4 ECT システム装備車

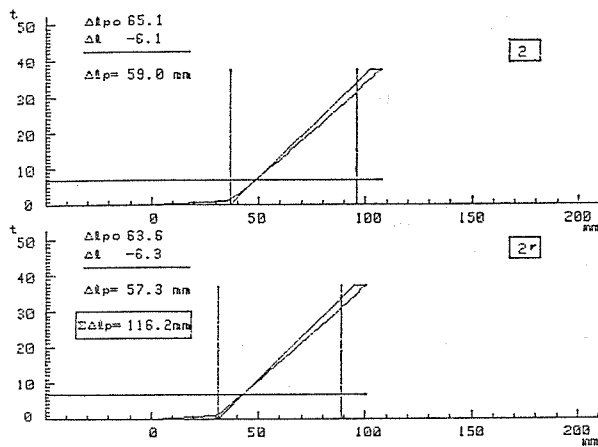


図-11 コンピュータ画面の出力例

るため、作業が正確・迅速にできる。

- 2) 全ジャッキを同時に加圧するので偏心が少ない。
- 3) ジャッキの取付けが終われば、ジャッキのそばに熟練した作業員を必要としない。
- 4) 全システムを装備車に組み込めるので、現場への移動が容易である。

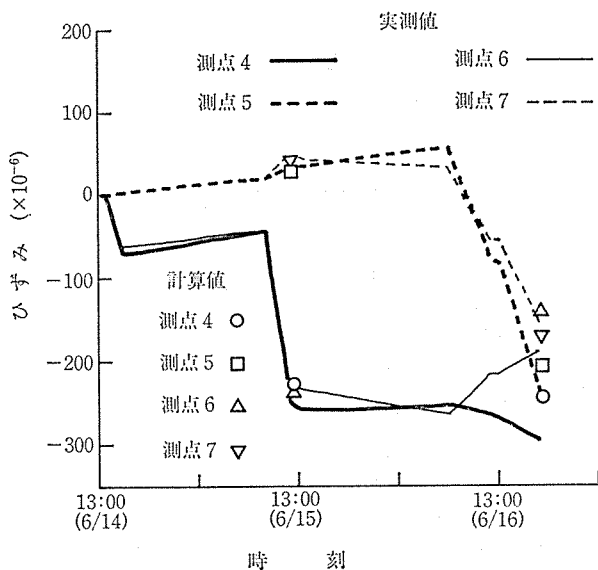


図-12 外側壁緊張時のひずみ変化 (1)

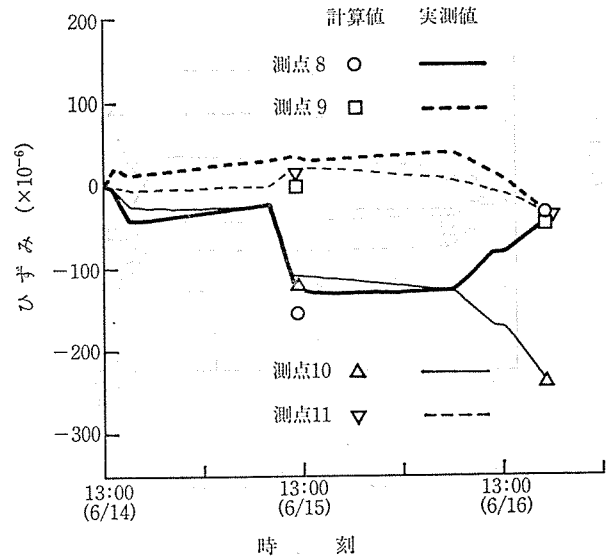


図-13 外側壁緊張時のひずみ変化 (2)

等である。図-11 は、コンピュータ画面の出力例であり、同時に緊張している全ジャッキについて緊張力、ストロークを瞬時に知ることができる。図中の荷重-伸びの関係は、ゆるやかな方が見かけ上の実測値を、急な方はジャッキ内伸びとグリップ移動量を補正した値を示している。

図-12, 13 は、外側壁緊張時ひずみの測定値と計算値である。計算値は、鉛直締め終了時および全体終了時で示しており、両者はほぼ一致していることがわかる。ここには示していないが、外側壁緊張時の水底ドーム部、内側壁部への影響は小さかった。

## 7. 水張り試験

図-14, 15 は、漏水を調べるための水張り試験時における、内側壁下端部と外側壁中間部のひずみ変化である。注水は、まず外槽を満水にし次に内槽を満水にする手順で行われ、計算値は内外それぞれ約半分注水時、満水時の4時点を示している。

内側壁については、内外両槽が満水の時は表裏の水圧がほぼ等しいため、応力は0に近くなる。しかしながら、実際には水温が気温よりも6°C程度低かったため、内側壁の温度低下による温度応力も加わっている。計算値には温度応力も考慮してあるが、実測値とのずれが若干目だつ結果となっている。

ひずみは、測定開始時を0として表示してあるため、図-15で測点5, 7は引張りひずみとなっている。しかしプレストレスによるひずみ 図-12 と合成すれば、実測値でそれぞれ  $150 \times 10^{-6}$ 、 $50 \times 10^{-6}$  程度、計算値ではいずれも  $100 \times 10^{-6}$  程度の圧縮ひずみが残っていることになる。この値は、温度応力によるひずみも加わっていることを考慮すれば、設計時の余裕圧縮力  $10 \text{ kgf/cm}^2$

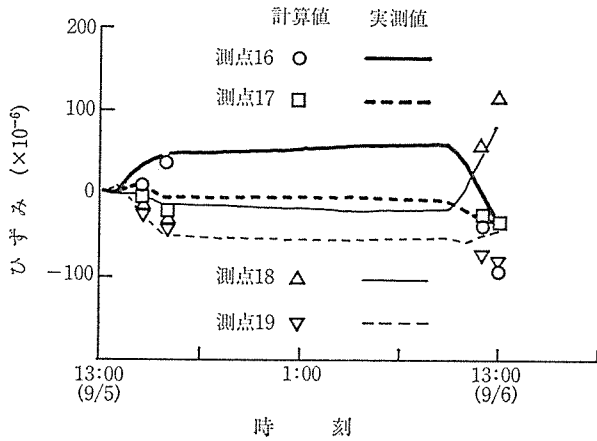


図-14 水張り試験時のひずみ変化 (1)

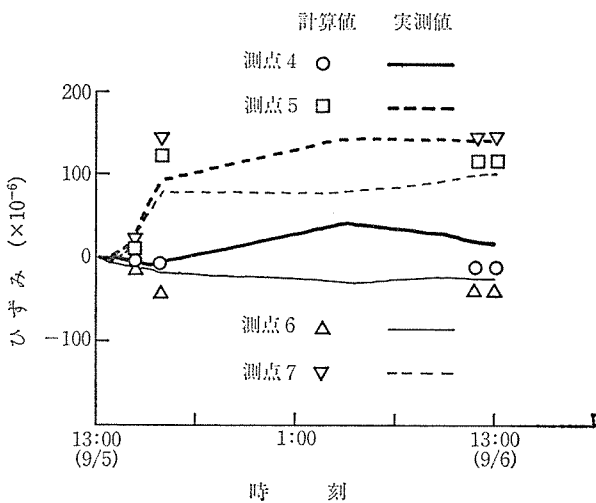


図-15 水張り試験時のひずみ変化 (2)

に対応するひずみ  $30 \times 10^{-6}$  の約 2 倍に相当する。

### 8. 側壁下部の継続的なひずみ変化

個々の測定開始時を 0 とするのではなく、水底ドーム緊張前を 0 として水張り試験後までの継続的なひずみ変化を、側壁下部について調べたのが図-16 である。3 回の測定前後 6 時点だけを取り上げ、中間を直線で結んだため、直線区間は実際の変動を表わすものではない。対象期間が長くなり、クリープや乾燥収縮ひずみも含まれるため、理論計算は行わなかった。この間のクリープ・乾燥収縮ひずみは円周方向 (測点 9, 11) では  $350 \times 10^{-6}$  程度であり、設計時に算定した最終値の約 70% に相当する。

水張り試験 (1 日) および側壁緊張 (2 日) 間のクリープ・乾燥収縮を無視すれば、上記 2 測点では、水張り試験時の引張ひずみが、側壁緊張時の圧縮ひずみよりも  $40 \times 10^{-6}$  程度大きくなっている。図には示さないが、180° 反対側の測点についても同様であった。水張り試験時の引張ひずみには、貯水の温度が気温よりも  $6^{\circ}\text{C}$  程度低かったための温度応力に対応する引張ひずみ  $30 \times 10^{-6}$  が加わっているものと考えられる。しかしなが

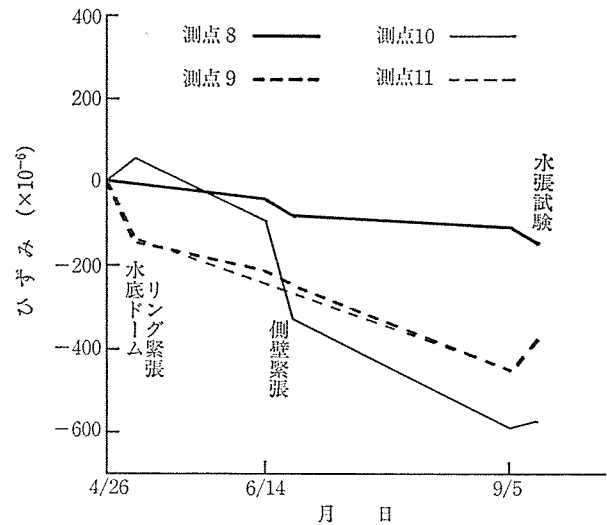


図-16 継続的なひずみ変化

ら、プレストレスは、内水圧による引張応力を打ち消して、なお  $10 \text{ kgf/cm}^2$  の圧縮応力 (対応するひずみでは  $30 \times 10^{-6}$ ) が残るように設計されているので、水張り試験時の引張ひずみの方が大きいのは不可解である。この理由は不明であるが、今後他の水槽についても調べる必要のある問題だと思われる。ただし、本高架水槽については、水底ドームリング緊張時のプレストレスも入っているため、まったく問題にはならない。

### 9. あとがき

当該タンクは、63 年 11 月 1 日から供用が開始された。外観は特に凝った意匠ではないが<sup>9)</sup>、町のシンボルトワーとして親しまれ、周囲は公園に利用されている。町の新名所として、昨今盛んな村起こし・町起こし運動の一助となるのが期待されてもいる。

本稿が、今後のこの種の建造物の計画・建設に際して参考になれば幸いである。

#### 参考文献

- 1) 日本水道協会：水道用プレレストコンクリートタンク標準仕様書，1980
- 2) 尾坂芳夫，秋田 宏：PCタンク設計計算上の問題点，コンクリート工学，Vol. 25, No. 6, pp. 21-29, 1987
- 3) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針，1979
- 4) 日本水道協会：水道施設設計指針・解説，1977
- 5) 高圧ガス保安協会：高圧ガス取締法規集 第14次改訂版，1982
- 6) 日本コンクリート工学協会：マスコンクリートのひびわれ制御指針，1986
- 7) 土木学会：プレレストコンクリート標準示方書，1978
- 8) CEB Design Manual: Structural effects of time-dependent behavior of concrete, Georgi Publishing Comp., 1984
- 9) 木下謙介：水道用 PC タンクの造形と意匠，プレレストコンクリート，Vol. 24, No. 2, pp. 74-81, 1982

【1988 年 12 月 5 日受付】