

新東京火力発電所 7000 t PC 水槽の設計と施工について

飯 島 延 恵
菰 原 敏 雄

1. ま え が き

鉄筋コンクリート水槽は鋼製水槽に比して耐久性に富み、維持費のかからない利点があるが、大容量になるにつれて施工ならびに設計上、特に細部構造や耐震計算等、困難な問題がともなう。水槽の設計に際しては、普通の鉄筋コンクリート構造物の場合と異なり、引張りにおけるヤング係数比ならびに引張応力度を適当に仮定しなければならない。従って貯水量の大きな円筒型水槽に、水密性が高くしかも大きい内圧を受けることのできるプレストレスト コンクリートを利用すれば、経済的な製作が可能となる。

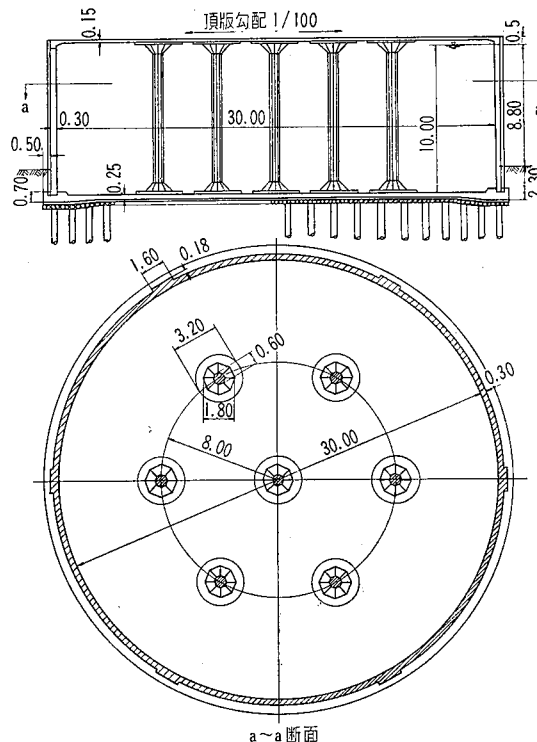
このため欧米各国ではすでに多数の PC タンクがつくられ、文献もかなり豊富に発表されているので、東京電力新東京火力発電所構内に建設する貯水容量 7000 t の原水タンクにプレストレスト コンクリートを採用することに決定した。設計に関しては、耐震性および水密性、特に側壁の底版支承部における細部構造に留意した。耐震計算には、満水時に水槽側壁に生ずる地震応力の一般解式を誘導し数値計算を行って、まだ耐震性に不明な点の多いプレストレスト コンクリートに対し、十分なる安全率が得られるよう配慮した。施工に際しては水密性の高いコンクリートが得られるよう、コンクリートの打設、打継目の処理ならびに養生に十分注意した。さらに PC 鋼棒、PC 鋼線のプレストレスング時に側壁に導入された応力をストレイン ゲージにより測定し、計算値との比較を行った。同時に側壁支承部の中心方向の移動量を、ダイヤル ゲージにより測定し、実際の支承条件を解析する上での一つの目安を得た。

本工事の施工中に発表された横浜市の水槽以外には、日本における PC 水槽の施工例はないと思われるので、約 7 カ月の工期を経て完成した大容量の PC 水槽の一例として、設計、施工ならびに試験記録の概要をとりまとめて述べることにする。

2. 構 造 概 要

本水槽は内径 30 m、有効高さ 10 m の円筒シェル体であり、地下に約 2 m 埋込まれている。その構造概要、主要寸法は 図-1 に示されているとおりである。

図-1 構造概要



(1) 基 礎

建設地点が東京都豊州埠頭に隣接した比較的軟弱な新造埋立地に位置するので、不等沈下および地震に対して特に注意を払った。基礎地盤の地質は、地表面下約 10 m 間に軟弱なシルト層をふくみ、それより深い部分はかなり固結した砂層より成っている。圧密砂杭による工法が適当と思われたが、水槽周辺に空地がなく鉄道、道路、建物によってぎりぎりを取囲まれていること、工期が制限されていること、初めての PC 水槽であるため安全性を重視した等の理由で、直径 30 cm、長さ 11 m のコンクリート杭 371 本よりなる群杭基礎を採用した。

(2) 底版および頂版

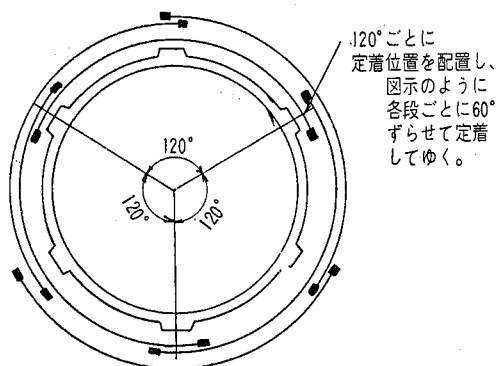
底版は直径 31.6 m、厚さ 25 cm、頂版はそれぞれ 30.6 m、15 cm の鉄筋コンクリートのフラット スラブ構造で、外径 60 cm の八角形らせん鉄筋コンクリート柱 7 本により支えられている。諸外国の例では、ドーム型の屋根が多く見受けられるが、型わく費が割高になることと頂版床面の利用を考えて、フラット スラブ型式を採用した。底版周辺の側壁支承部分は厚さ 70 cm として相

当の剛性を持たせた。なお給・排水管は側壁を貫通することなく頂・底版を通るように配管された。

(3) 側 壁

有効高さ 10 m, 余裕高さ 50 cm, 内径 30 m のプレストレスト コンクリート円筒壁である。壁厚中心にはリング方向に 12- ϕ 5 mm PC 鋼線より成るケーブルが合計 59 周, 鉛直方向に ϕ 24 mm の PC 鋼棒が下半分は 30 cm 間隔, 上半分は 60 cm 間隔に配置されている。リング方向のケーブルを Freyssinet 方式により定着するため, 円周に沿って 60° ごとに 6 カ所, 巾 1.60 m, 厚さ 18 cm の断面を有する鉛直帯状のコンクリートブロックを壁外面に配置した。各ケーブルは 120° 離れた 2 カ所の定着ブロックにおいて定着されるが, ケーブルの摩擦損失を平均化するため, 壁高に沿ってケーブル一本おきごとに, 定着箇所を交互に 60° ずつずらせてある(図-2 参照)。

図-2 ケーブルの円周に沿っての配置方法



側壁頂辺は頂版とアスファルト膜を隔てて 60 cm 間隔に配置された ϕ 16 mm の丸鋼によって連結されているが, 自由支承と考えてさしつかえない。側壁底辺の支承条件は壁における応力分布に支配的な影響をおよぼすので, 特に経済的な構造とするため, 自由滑動型式とヒンジ型式との中間の半滑動型式を選んだ。鉛直 PC 鋼棒を 4 本につき 1 本すなわち 1.20 m 間隔に底版にアンカーしたが, シースと鋼棒との間げきに軟質アスファルトを充填し, 若干の滑動が許されるようになっている。ただし水槽使用中においても半滑動基礎のままにしておくことはあまり有利でないので, プレストレッシング終了後に, 側壁底辺がヒンジ支承として作用する位置にとどまっているように, 壁の外周に沿い底版上にコンクリートブロックを打ちたした。

3. 頂版および底版の設計

(1) 頂 版 の 設 計

図-1 に示すとき 7 本の柱で支えられている円形フラット スラブの設計方法について述べる。

中心支柱の周辺領域を調べる場合, 6 本の間中柱によって取りかこまれている代りに半径 R_1 の周辺固定の円版に置換して考える。もちろん R_1 は未知数であるが, かかる場合に中心支柱に作用する荷重は, アメリカ ポルトランド セメント協会発行の “Circular Concrete Tanks without Prestressing” に掲載されている表を用いて簡単に求められるので, その値が支柱 1 本当りの荷重となるように試的方法によって $R_1 = 7.60$ m を決めることができる。

同書の各表により半径方向モーメントおよび切線方向モーメントを計算すれば 図-3, 4 に示すモーメント図

図-3 頂版の半径方向モーメント図

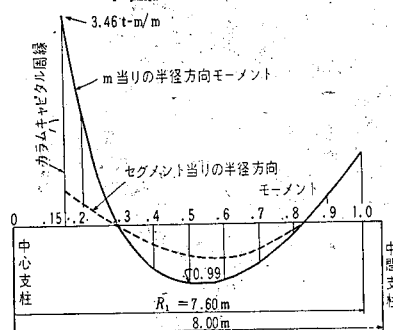


図-4 頂版の切線方向モーメント図

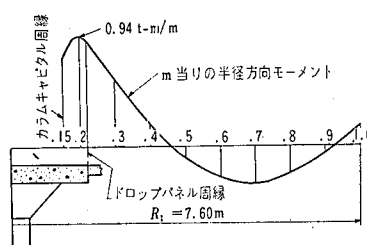
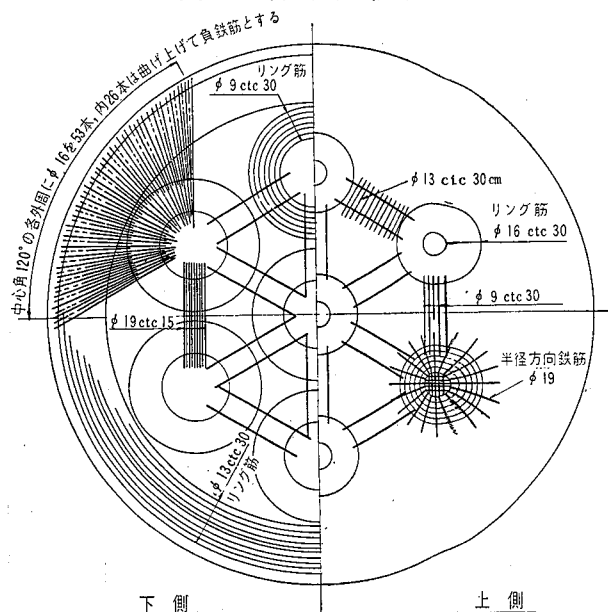


図-5 頂版配筋図



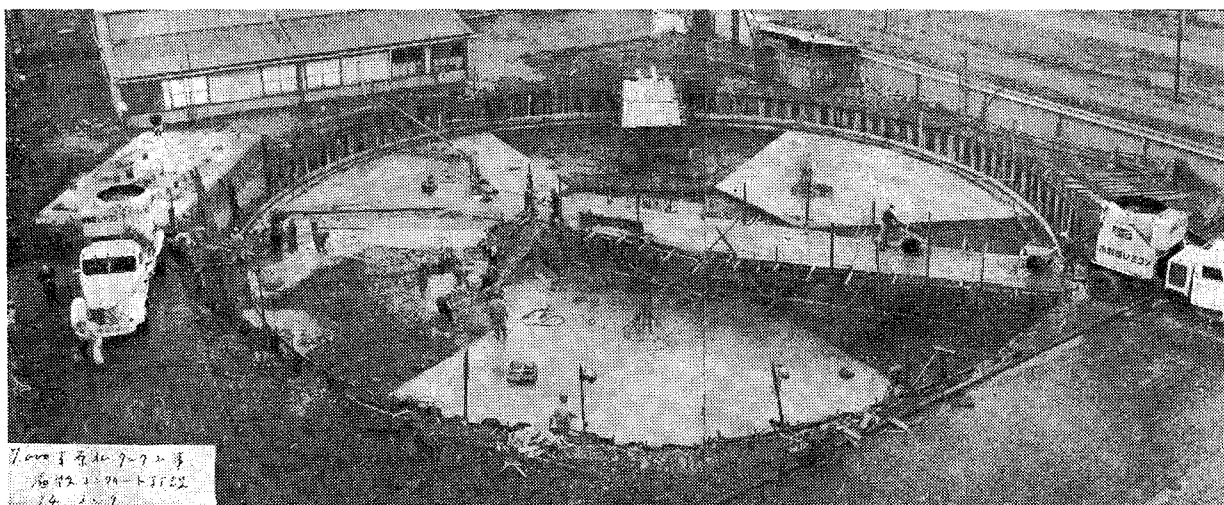
トを受け持つと考えて配筋する。このような柱列帯として中心柱より放射状に6個、中間支柱相互間を結ぶ6個の計12個が存在する。中間支柱と側壁間の中間スパンにおける半径方向モーメントを正確に算出することは困難であるので、同表を用いて近似値を求め、各中間支柱より壁に向かって放射状に配筋する。

(2) 底版の設計

設計方法および構造は頂版のそれとほぼ同一であるが、個々のコンクリート杭頭による底版の押貫せん断力

と水密性を考慮して厚さを25cmとした。なお経験的に鉄筋使用量の百分率が高い、比較的薄い底版が水密性および耐久性に富むといわれている。頂版の周辺付近の重量と側壁重量とは、底版の側壁支承周辺にかなり集中的に伝達されるので、その部分にはコンクリート基礎杭を中央部分に比してやや密に打設し、底版厚も70cmとした。前述のとおり、側壁の底版支承型式を半滑動構造として、水密性を保つと同時にプレストレスング時および満水時に側壁に生ずる曲げモーメントがなるべく小さ

写真—1 底版のコンクリート打設



くなるように計った(図—13 参照)。

4. 側壁の設計

(1) 静水圧による応力

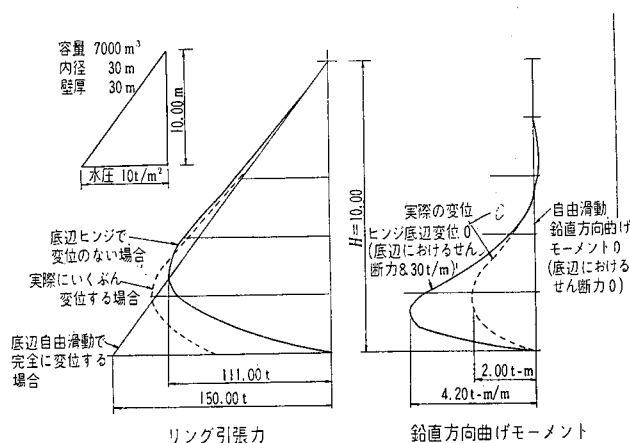
アメリカ ポルトランド セメント協会発行の表により次の各表および図が得られる。

リング テンション

$$T: \text{係数} \times q_0 H R = \text{係数} \times 150 \text{ t/m}$$

q_0 : 水の単位容積重量 (1 t/m³), H : 水槽の高さ (10 m), R : 水槽の半径 (15 m), t : 水槽壁の厚さ (30 cm)

図—6 水圧によるリング テンションおよび鉛直方向曲げモーメント



表—1 頂辺自由、底辺ヒンジの場合のリング テンション

点*	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H
係 数	0.455	0.699	0.740	0.665	0.547	0.423	0.307	0.198	0.096	-0.005
T	68.25	104.90	111.00	99.75	82.05	63.45	46.05	29.70	14.40	-0.75

* 頂辺を 1.0 H, 底辺を 0.0 H としその間を 10 等分した。

曲げモーメント $M = \text{係数} \times q_0 H^2 = \text{係数} \times 1000 \text{ t-m/m}$

表—2 頂辺自由、底辺ヒンジの場合の曲げモーメント

点	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H
係 数	0	0.0042	0.0038	0.0021	0.0008	0.0001	-0.0001	-0.0002	0.0000	0.0000
M	0	4.20	3.80	2.10	0.80	0.10	-0.10	-0.20	0	0

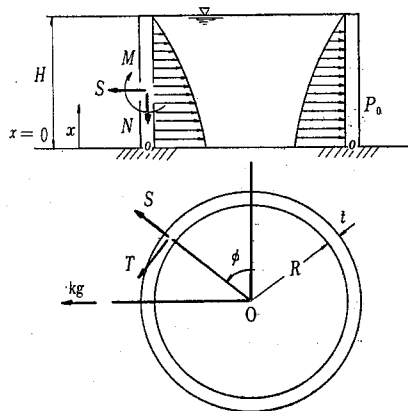
底辺におけるせん断力 $S = \text{係数} \times q_0 H^2 = \text{係数} \times 100 \text{ t/m}$

底辺ヒンジの場合 $S = 0.083 \times 100 = 8.30 \text{ t/m}$

(2) 地震応力

図-7 のとき円筒シェル水槽が満水時に水平震度 k なる地震力を受けた場合、水槽の固有周期、壁面に作用する動水圧を求める式、および壁体に生ずる応力を次に示す。座標、記号等は同図に示すとおりである。

図-7



a) 動水圧 p_0 :

$$p_0 = q_0 k \frac{\sqrt{3} H}{2} \tanh\left(\frac{\sqrt{3} R}{H}\right) \cdot \left\{1 - \left(\frac{x}{H}\right)^2\right\} \sin \phi \quad \dots\dots\dots (1)$$

b) 固有周期 T :

空虚時円筒シェル水槽の固有周期

$$T = \frac{\pi H^2}{R} \sqrt{\frac{2q}{3gE}} \left\{1 + 12 \left(\frac{R}{H}\right)^2\right\} = 0.023 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ただし q : 壁体材料の単位容積重量 $= 2.4 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

E : 壁体材料のヤング率 $= 4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

g : 重力の加速度 $= 980 \text{ cm/sec}^2$

満水時円筒シェル水槽の固有周期

$$T = \frac{\pi H^2}{R} \sqrt{\frac{2q'}{3gE}} \left\{1 + 12 \left(\frac{R}{H}\right)^2\right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$= 0.044 \text{ sec}$$

ただし $q' = q + \frac{q_0 R}{2t} \frac{\tanh(\sqrt{3} R/H)}{\sqrt{3} R/H}$

貯留水の固有周期

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R \coth(0.586 \pi H/R)}{0.586 \pi g}} = 6.27 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots (4)$$

c) 応力の計算 : 単位巾の壁体の水平断面に作用する曲げモーメント、せん断力および鉛直方向力をそれぞれ M, S, N , 単位高さの壁体の垂直断面に作用するリング方向力を T とするとき、水平震度 $k=0.35$ なる地震力を受けた頂辺自由、底辺ヒンジの水槽の側壁に生ずる各応力を計算すれば表-3のごとくなる (M, S, N, T の各応力解式 (5)~(8) 式は省略)。

表-3 水平断面の巾 1 m, 厚さ 30 cm に対する最大地震応力

$x(\text{m})$	0	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00
$M(\text{t-m})$	0	0.0322	0.0454	0.0462	0.0395	0.0191	0.0048
$S(\text{t})$	0.085	0.039	0.011	-0.006	-0.013	-0.013	-0.007
$T(\text{t})$	9.60	9.56	9.53	9.47	9.43	9.27	8.92
$N(\text{t})$	7.44	7.17	6.80	6.62	6.35	5.73	5.12

上表より明らかなように T, N 以外の応力はきわめて小さい。しかし水槽の高さが直径に比して大きくなると急激に応力が増大するから注意を要する。これについての詳細は土木学会誌 44 巻 10 号に、飯島・萩原「円筒シェル水槽の耐震計算について」を発表したから参照されたい。

(3) 温度応力

a) 壁体が一様な温度変化をした場合 : 壁体材料の線膨張係数を ϵ とする。頂辺自由、底辺ヒンジの壁体が一様に温度 T_0 だけ上昇した場合、壁体下部に生ずる曲

げモーメントおよびせん断力は次式により近似的に表わされる。

$$\left. \begin{aligned} M &= -E \epsilon T_0 \frac{t}{R} \frac{e^{-\alpha x}}{2 \alpha^2} \sin \alpha x \\ S &= E \epsilon T_0 \frac{t}{R} \frac{e^{-\alpha x}}{2 \alpha^2} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) \\ T &= -E \epsilon T_0 t e^{-\alpha x} \cos \alpha x \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

上式に $T_0 = 15^\circ\text{C}$, $E = 3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon = 8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ を代入して諸応力を計算すれば表-4のごとくなる。

表-4 巾 1 m, 高さ 1 m に対する温度応力

$x(\text{m})$	0	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
$M(\text{t-m})$	0	-3.44	-3.50	-3.06	-2.40	-1.70	-0.61	-0.04
$S(\text{t})$	6.85	0.91	-0.51	-1.20	-1.42	-1.33	-0.82	-0.34
$T(\text{t})$	-126.0	-56.0	-30.6	-12.6	-1.1	5.1	8.3	5.9

実際には側壁下部 2 m が地表面下に埋設され、底辺が半滑動支承であるので、上表の値の半分を温度応力としてよい。

b) 壁体内外面の温度差により壁厚に沿って直線的な温度変化をした場合：熱の流れが壁断面の内側から外側へ一様に伝わってゆくとき、壁内外面間の温度差 T_0 は、貯溜水と外部空気との間の温度差よりも小さく、絶縁物質の塗っていない壁に対してその 2/3 と考えてよい。これによって生ずる曲げモーメントは次のようになる。

$$M = \frac{EIT_0\epsilon}{(1-\sigma)t} \dots\dots\dots (10)$$

この応力式は応力がひずみに一次比例するという不正確な仮定にもとづいて誘導されたものにすぎない。この不正確さは E に比較的低い値、例えば $E=2.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ を用いればある程度修正される。 $T_0 = \pm 10^\circ\text{C}$ として上記の値を代入すれば $M = \pm 1.95 \text{ t}\cdot\text{m}$ となる。

c) 一方側だけに直射日光が当たる場合：特に水槽を長期間にわたって空のままにしておくと、直射日光の影響によって大きな温度変化を生じ、微細なひびわれを発生することがある。これについては Mensch により定性的な説明がなされているが解析は行われていない。

(4) 円周方向プレストレスング

水槽が満水するとき、コンクリートに作用している圧縮応力度が 10 kg/cm^2 となるように、円周に沿ってプレストレスを与える。この値には地震ならびに温度応力の影響が考慮されていないが、のちに合応力を求める際に再検討する。 $\phi 5 \text{ mm}$ の PC 鋼線の有効引張応力度を 76.5 kg/mm^2 とすると、 $12-\phi 5$ のケーブル 1 本当りの有効引張力は 18000 kg となる。この PC 鋼線の作用を 2 つに分解することができる。すなわち水槽側壁に一樣な圧縮応力度 10 kg/cm^2 を与えるものおよび水圧にちょうど対応するものの 2 つである。前者に相当する必要な PC 鋼線ケーブルの側壁高 1 m 当りの本数は 1.67 本/m となる。

後者に相当する必要な PC 鋼線ケーブルの本数は側壁の高さに沿って直線的に変化する。実際には施工の都合上ある区間はケーブルを一定の間隔に配置する。この方法により定めた PC 鋼線ケーブルの本数、および間隔を表-5 に示す。

表-5 円周方向 PC 鋼線ケーブルの配置計算表

壁に沿って の高さ (m)	圧縮応力度 10 kg/cm^2 を与えるに 必要 PC 鋼線 ケーブルの本数	水圧に相 応するた めの PC 鋼線ケー ブルの本数	合 計	使用本数	ケーブルの ピッチ (cm)
0 ~ 0.80	6.40	1.33	7.73	8	10
0.80 ~ 1.68	6.43	1.47	7.90	8	11
1.68 ~ 2.93	8.02	2.08	10.10	10	12.5
2.93 ~ 3.91	5.37	1.63	7.00	7	14
3.91 ~ 4.87	4.48	1.60	6.08	6	16

4.87~5.77	3.50	1.50	5.00	5	18
5.77~6.77	3.11	1.67	4.78	5	20
6.77~7.77	2.28	1.67	3.95	4	25
7.77~8.67	1.33	1.67	3.00	3	30
8.67~9.87	0.74	2.22	2.96	3	40

ここで前に仮定した PC 鋼線の有効引張応力度を最下段および最上段を代表として選り改めて計算してみる。

最下段 $12-\phi 5 \text{ mm ctc } 10 \text{ cm}$ の場合 中心角 120° 分を両端で引張るものとし、PC 鋼線の初期引張応力度 $\sigma_{pi} = 130 \text{ kg/mm}^2$ 、1 m 当りの摩擦損失係数 $\lambda = 0.004$ 、PC 鋼線の長さ $l = 16 \text{ m}$ 、彎曲による摩擦係数 $\mu = 0.3$ 、角変化 (ラジアン) $\alpha = 1.05$ とすれば、鋼線の中央における引張応力度は $\sigma_{pi(0)} = \sigma_{pi} e^{-\mu\alpha - \lambda l} = 8900 \text{ kg/cm}^2$ となり、レラクセーション 5% をさし引くと $\sigma_{pi(0)} = 8455 \text{ kg/cm}^2$ 、 $12-\phi 5 \text{ mm}$ のケーブル 1 本当りの引張力は 19950 kg となる。

設計リング圧縮力を 160 t とすれば、

$$\text{コンクリートの設計圧縮応力度} = \frac{160000}{30 \times 100} = 53.3 \text{ kg/cm}^2,$$

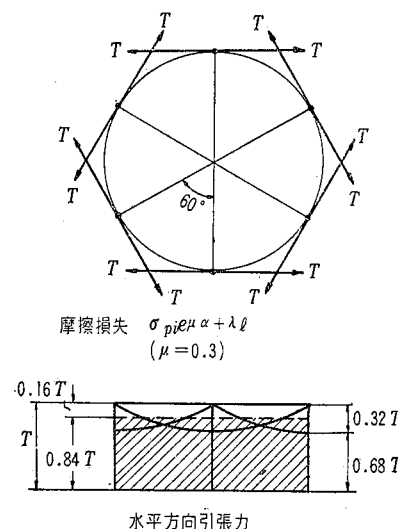
$$\text{導入時圧縮応力度} = \frac{19950}{30 \times 10} = 67 \text{ kg/cm}^2 \text{ である。}$$

コンクリートの弾性変形クリープおよび収縮による引張力減少量の合計は 1260 kg/cm^2 で、鋼線の有効引張応力度は $\sigma_{pe} = 8455 - 1260 = 7195 \text{ kg/cm}^2$ 、ケーブルの有効引張力は $P_e = 7195 \times 2.36 = 16950 \text{ kg}$ 、従ってコンクリートの有効プレストレスは $\sigma_{ce} = \frac{16950}{30 \times 10} = 57 \text{ kg/cm}^2$ となる。

最上段 $12-\phi 5 \text{ mm ctc } 40 \text{ cm}$ の場合 前項と同様にし て導入時のコンクリート圧縮応力度 $= \frac{19950}{30 \times 40} = 17 \text{ kg/cm}^2$ に対して、引張力の各減少量の合計は 427 kg/cm^2 となり、有効プレストレスは 16 kg/cm^2 となる。

以上は 1 本のケーブルの中央位置における計算値であるから「構造概要」

図-8 摩擦損失-水平断面
水槽平面図



の節で述べたごとくケーブルの定着に交互配列方式を採用すれば摩擦損失はかなり平均化される (図-8 参照)。

次に頂辺自由、底辺ヒンジの場合、 $P=2 \text{ t/m}$ の等分布荷重を側壁に作用させたときのリング圧縮力および鉛直方向曲げモ

ーメント、等価三角形分布荷重を作用させたときのリング圧縮力および鉛直方向曲げモーメント、並びにこれらの合成圧縮力および鉛直方向曲げモーメントをそれぞれ 表-6, 7 に示す。前者等分布荷重は側壁に様な圧縮応力度 10 kg/cm^2 を与えるために配置したケーブルのプレストレスングによって生ずる外圧に等しく、後者三角形分布荷重は水圧に相応するため配置されたケーブルのプレストレスングによって生ずる外圧に等しい。なおこの場合の荷重図および、それに対応するリング圧縮力図を図-9 に示す。また満水時に水平および鉛直断面に作用している残留圧縮力および残留曲げモーメントを図-10 に示す。プレストレス導入時における実際の支承構造は半滑動支承とみなせるから、リング圧縮力および鉛直方向曲げモーメントは自由滑動とヒンジ支承の場合の中間に位置するある値となり、その推定値曲線を合わせて同図に記入した。

(5) 鉛直方向プレストレスング

側壁に作用する曲げモーメントに抵抗させるために、鉛直方向にプレストレスングを実施する。円周を 316 等分すると各区間の平均長さは 30 cm である。底より 4.50 m の高さまでは $\phi 24 \text{ mm}$ の PC 鋼棒を 30 cm 間隔に用い、それ以上頂辺までは 60 cm 間隔に配置する。これによって水槽壁に与えられる有効プレストレスは下半分 $\phi 24 \text{ mm}$ ctc 30 cm の場合 22 kg/cm^2 、上半分 $\phi 24 \text{ mm}$ ctc 60 cm の場合 11 kg/cm^2 となった。

(6) 円周方向 PC 鋼線の巻きつけ作業中に生ずる壁の曲げ応力

図-9 水平方向プレストレス

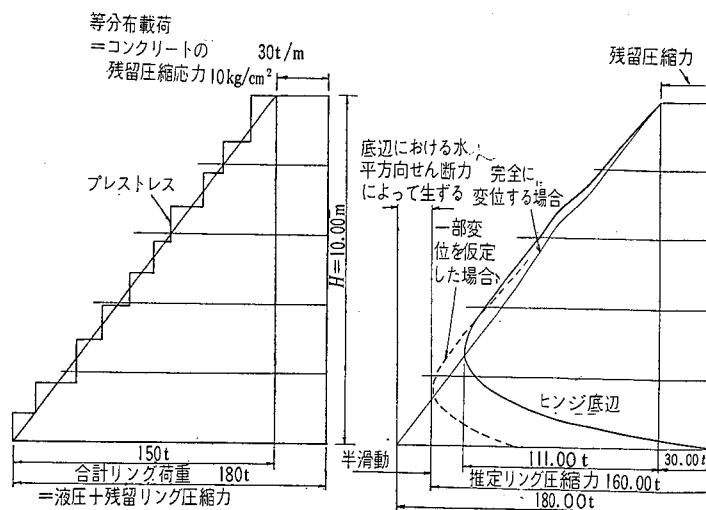
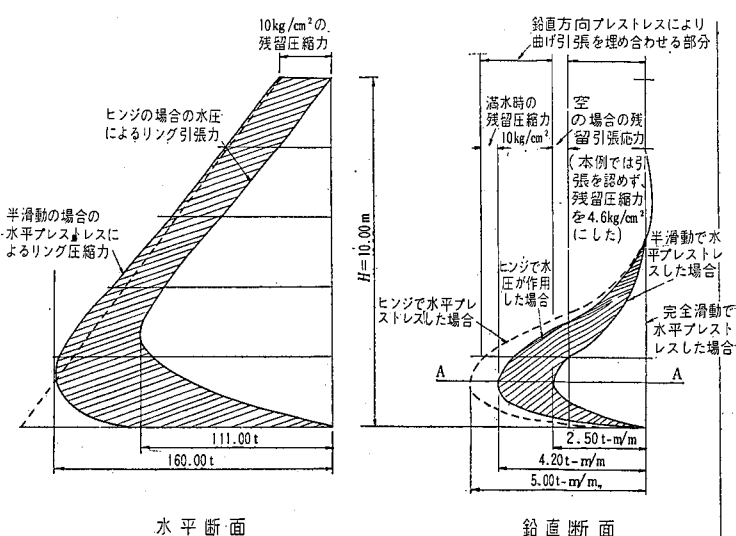


図-10 プレストレスと水圧による応力の組合わせ



底より上に向い順次水槽の外周に沿って PC 鋼線を巻きつけてゆくプレストレスングの際におこる曲げモーメントを計算する。計算を簡単にするため、壁の下端は

表-6 プレストレスによるリング圧縮力

点	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H	1.0 H
係 数	0.555	0.901	1.040	1.065	1.046	1.023	1.007	0.999	0.996	0.995
等分布外圧による リング圧縮力*	16.67	27.00	31.20	31.95	31.40	30.70	30.20	30.00	29.85	29.80
三角形荷重による リング圧縮力	68.25	104.90	111.00	99.75	82.05	63.45	46.05	29.70	14.40	-0.75
合 リング 圧 縮 力	84.92	131.90	142.20	131.70	113.45	94.15	76.25	59.70	44.25	29.05

* リング圧縮力 = 係数 $\times p R^2$ $p = 2 \text{ t/m/m}$

表-7 プレストレスによる鉛直方向曲げモーメント

点	0.0 H	0.1 H	0.2 H	0.3 H	0.4 H	0.5 H	0.6 H	0.7 H	0.8 H	0.9 H
係 数	0	0.0040	0.0038	0.0021	0.0008	0.0001	-0.0001	-0.0002	0.0000	0.0000
等分布外圧による モーメント*	0	0.80	0.76	0.42	0.16	0.02	-0.02	-0.04	0	0
三角形荷重による モーメント	0	4.20	3.80	2.10	0.80	0.10	-0.10	-0.20	0	0
合 モーメント	0	5.00	4.56	2.52	0.96	0.12	-0.12	-0.24	0	0

* モーメント = 係数 $\times p H^2$ $p = 2 \text{ t/m/m}$

報 告

自由に滑動できるものと仮定して、弾性床上のハリに関する解法を適用する。

底より c の高さに集中荷重 P が作用したとき、 x の高さに生ずる曲げモーメント M は次式で表わされる。

$$M = \frac{P}{4\alpha} \left\{ \psi[\alpha(x-c)] - 2\theta(\alpha c)\zeta(\alpha x) - \psi(\alpha c)\zeta(\alpha x) - \psi(\alpha c)\theta(\alpha x) \right\} \quad \dots(11)$$

ここに $\psi = -e^{-\alpha x}(\sin \alpha x - \cos \alpha x)$

$\theta = e^{-\alpha x} \cos \alpha x$

$\zeta = e^{-\alpha x} \sin \alpha x$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{3k}{Et^3}} = \frac{1.31}{\sqrt{Rt}} = 0.00618/\text{cm}$$

$$k = \frac{Et}{R^2} = 6 \text{ kg/cm}^3$$

$$P = \frac{T_e}{R} = \frac{0.84 \times 13000 \times 2.36}{1500} = 17 \text{ kg/cm}$$

巻きつけ作業の順序は、制限された数（6個-3組）の Freyssinet ジャッキを用いて、底から頂に至る一連のプレストレッシング作業が、同一定着ブロックにおいて行えるように、また作業中におこる壁の曲げ応力が小さくなるように、ケーブルの一段おきに順次 $c=0.10, 0.30, 0.50, \dots, 9.87 \text{ m}$ のごとく定着する。次に各定着箇所を隣のブロックにずらして残りのケーブルを順次 $c=0.20, 0.40, 0.60, \dots, 9.47 \text{ m}$ となるように定着する。

上記の値を (11) 式に代入して c の各値による曲げモーメントを順次合成してゆけば作業途上における曲げモーメント図が逐一得られる。これによると壁高の下半分において高さ 2.20 m の壁外面に最大曲げ引張応力 15.0 kg/cm^2 が生じ、上半分において高さ 5.20 m の壁外面に最大曲げ引張応力 9.7 kg/cm^2 が生ずることがわかる。発生応力の推移経過は後述の「応力測定」の節において 図-20 に示す。

(7) 組合わせ応力の検討

a) プレストレスと水圧による応力の組合わせ：最初にプレストレスによる応力と水圧による応力との組合わせについて検討してみる。図-10 に示す危険断面 A~A において、鉛直方向曲げモーメントによって壁断面にいかなる範囲に応力が分布するかを調べる。底辺を半滑動支承と仮定して、円周方向にプレストレスを与えた場合、水槽の空のときの A~A 断面における曲げモーメントは 2.50 t-m/m である。従って壁面に生ずる応力は次のようになる。

$$\sigma_{c1} = \frac{6 \times 250000}{100 \times 30^2} = 16.7 \text{ kg/cm}^2$$

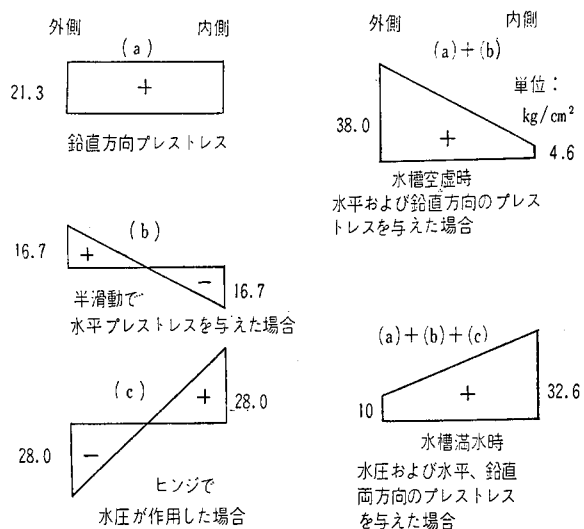
底辺をヒンジとして水槽を満水にした場合、水圧のみによる断面に A~A おける曲げモーメントは 4.20 t-m である。従ってそれによる壁面応力は次のようになる。

$$\sigma_{c3} = \frac{6 \times 420000}{100 \times 30^2} = 28.0 \text{ kg/cm}^2$$

水槽満水時に外側壁面の残留圧縮応力が 10 kg/cm^2 になるようにするには、水平断面に $28.0 - 16.7 + 10 = 21.3 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮応力が加わるように鉛直方向プレストレッシングを行えばよい。(5) における計算によれば 22 kg/cm^2 の有効プレストレスが作用しているので、ちょうど目的になっているわけである。この間の応力推移経過を 図-11 に示す。

なお鉛直方向のプレストレッシングを先に行うから、円周方向のプレストレッシング作業中には、最も危険な場合でも壁高の下半分において $22 - 15 = 7 \text{ kg/cm}^2$ 、上半分において $11 - 9.7 = 1.3 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮応力が残留する。

図-11 断面 A~A における応力分布



b) 温度応力および地震応力の影響：温度応力による最大曲げモーメントは $1.75 + 1.95 = 3.7 \text{ t-m}$ に達し、壁面における最大引張応力度は 24.6 kg/cm^2 となる。従って水槽が空の場合には 20 kg/cm^2 、満水の場合には 14.6 kg/cm^2 の引張応力が働いていることになる。これに対応するため底から 2.75 m の高さまでは $\phi 16 \text{ mm}$ 鉄筋をダブルに ctc 30 cm 、 5.50 m の高さまでは ctc 60 cm に配筋する。これは温度および地震によるせん断応力に対しても有効に働く。また円周方向にも温度および地震によって、かなり大きな引張力が作用するが、図-10 に示すごとく大きな残留圧縮力によって打ち消されるものと考えられる。

5. 施 工

本水槽は34年1月初旬より基礎の掘削を開始し、去る7月15日最後の防水工事をふくめて無事竣工した。本工事には200tの補助地下タンクの新設もふくまれているが、ここでは主水槽の工事施工について略述する。

(1) 工 事 用 機 械

基礎および底版工事

鋼矢板打込み用灯ヤグラ 1基

腹胴ホイスト (30 HP) 1台

コンクリート パイル打込用杭打機 (電働) 1台

掘削用ポータブル コンベヤー 5台

フライト コンベヤー 1台

土捨ホッパー (木製) 1基

排水ポンプ 1台

棒状バイブレーター 4台

その他ネコ車等 一式

側壁および頂版工事

コンクリート タワー (材料の巻上げをかねる) 1基

腹胴ホイスト (15 HP) 1台

鋼管製足場 (タンク外周を囲繞) 1式

鋼管製支保工 (頂支保架台) 1式

ネコ車 6台

棒状バイブレーター (φ45 mm) 8台

グラウト ポンプ 1台

シンプレックス緊張機 (鋼棒用) 3台

Freyssinet 緊張機 (鋼線ケーブル用) 6台

コンクリート ポータブル ミキサ (モルタル用) 1台

排水ポンプ 1台

その他 一式

(2) PC 鋼棒および鋼線

試験結果の一部を表-8~11に示す。

a) PC 鋼棒:

表-8 PC 鋼棒の機械的性質

項 目	直 径 mm	引 張 荷 重 kg	引 張 強 さ $\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$	伸 び %	耐 力 $\frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$	リラクセーシ ョ ン %
規 格	23.2±0.5	—	100 以上	8 以上	67 以上	1.0 以下
No. VZ 170	23.17	48 500	115	11.0		
"	23.20	48 600	115	9.0	78.0	0.24

表-9 PC 鋼棒の寸法および数量

公 称 長 さ (mm)	数 量 (本)	長 さ (mm)			径 (mm) ±	ネ ジ かみ合わせ度	ナ ッ ト (個)	カ ッ プ ラ ー (個)
		全 長	ネ ジ 部	ネ ジ 部				
1000	78	1001~1004	71~73	50~52	23.09~23.35	良	各 1	各 1

表-10 PC 鋼棒の成分

項 目	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	V
規 格 (%)	0.45~0.65	0.12~0.30	0.60~0.90	0.030 以下	0.030 以下	0.20 以下	0.80~1.10	0.15~0.25
VZ 170	0.62	0.18	0.76	0.001	0.007	0.08	0.93	0.23

b) 鋼線:

表-11 PC 鋼線の機械的性能

試 験 項 目	直 径 (mm)	引 張 荷 重 (kg)	引 張 り 強 さ (kg/mm^2)	伸 び 100 mm (%)	屈 曲 100 mm R (回)	降 伏 点	リラクセーシ ョ ン
規 格	5.0 +0.05 -0.03		165 以上	4.5 以上	3 以上	145 kg/mm^2 以上	3.5% 以下
No. 290	5.02	3 460	175	5.0	12	158	2.90
No. 327	5.03	3 760	190	6.0	12	175	1.44

(3) コンクリート管理

底版には普通セメント、側壁および頂版には早強セメントを使用した。骨材は主として相模川産のものを

い、細骨材の最大寸法を5mm、粗骨材の最大寸法を25mmとした。ここではコンクリート管理のうち主として配合、試験成績、打設および養生について述べる。

報 告

a) コンクリートの配合とその試験成績：コンクリートの配合は 表-12 のとおりであるが、混合練合については、構内がきわめて狭くミキシングプラント設定場所として適地がなかったため、すべてレディーミックスコンクリートを使用した。RC 用コンクリート（水槽底

部）の配合に当って強度および水密性を高めるため、水セメント比を限定しセメント 370 kg/m^3 を使用した。PC 用コンクリートでは所要強度 $\sigma_s = 300 \text{ kg/cm}^2$ 、スランプ 4 cm を目安としてセメント 400 kg/m^3 を使用した。

表-12 コンクリートの配合 (1 m^3)

	所要強度 kg/cm^2	骨材の最大径 mm	スランプ cm	空気量 $\%$	S/A	w/c	G/S	C kg	W kg	S kg	G kg	AE 剤 g
底版		40	7.5	3~3		39.5	1.80	370	146	675	1 215	33.3
側壁	$\sigma_s = 300$	25	5		39.5	39	1.57	400	156	740	1 163	
頂版	$\sigma_s = 150$	25	6~7		42.5	55	1.39	300	165	817	1 135	

表-13 コンクリートの試験結果（平均値）

	スランプ cm	圧縮強度 kg/cm^2	弾性係数 kg/cm^2	供試体重量 kg
底版	6.3	$\sigma_{28} = 353$		12 470
側壁	5.0	$\sigma_s = 427$	450×10^3	12 850
頂版	7.0	$\sigma_{28} = 284$		12 770

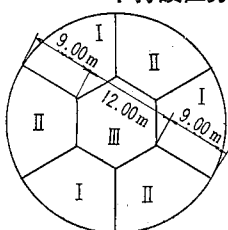
b) コンクリートの打設と養生：底版の場合には、レミコンを、ドラム回転式アジテータートラックより直接シュートであるいはネコ車により所定位置に運搬し、棒状バイブレーターで締め固め、コテ仕上げしたのちクレハロンを散布して養生した。頂版および側壁の場合にはいずれも、コンクリートタワーで所定の高さまで巻上げてネコ車により配送し、前者同様棒状バイブレーターで十分締め固めた。側壁コンクリートの 1 回の打設立上がり高さは 1.3 m （型わく 2 枚分）とした。コンクリート打継目の水密性を確保するため、コンクリート打設後 1~2 時間以内に圧力水あるいはワイヤーブラシにより打継目表面を骨材が露出するまでレイトランスを除去し、清浄水できれいに洗い、富配合のモルタルをすりつけてから新しいコンクリートを打設した。頂版の養生は底版同様クレハロン散布とした。側壁の場合は小孔の多数あったビニールパイプを側壁頂部周辺に沿ってとりかこませ、連続散水を行って養生した。なお頂版、底版ともコンクリートの硬化収縮によるきれつ発生を防ぐため、

図-12 のように分割して打設した。

(4) 側壁支承部の施工

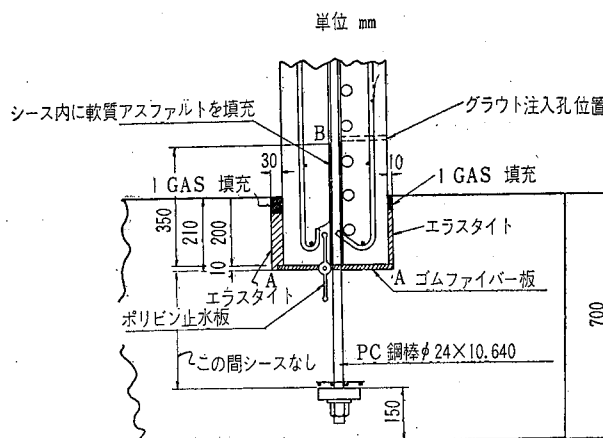
側壁支承部はろう水に対して一番の弱点となりやすいので、その構造設計および施工には十分の注意を払った。図-13 に示すごとく、ポリピン止水板を底版および側壁に半分ずつ埋込み、側壁下端滑動面にはゴムファイバー板（厚さ 10 mm ）を敷き、鋼棒の側壁下端部（長さ 35 cm の部分）には

図-12 底版および頂版のコンクリート打設区分



アラビア数字はコンクリートの打設順序を表わす

図-13 側壁支承部詳細図



シーイングと鋼棒との間げきに軟質アスファルトを充填して滑動に対するクリアランスを持たせた。底版と側壁との接触部の内面側面にはエラストイトを挿入、上部にアイガスを充填した。外側のエラストイトを薄くしたのは満水時における壁の外側移動量を極力押えるためである。図においてゴムファイバー板を載せる A~A 面は平滑かつ水平な仕上げ面を要求した。またシーイング内のアスファルト充填はタンクの中心から遠い方を多くするように留意した。なお鋼棒の建込み作業を容易にするため、最初長さ 1 m の鋼棒を鋼材架構で支えてコンクリート中に埋込み、コンクリートが硬化してからカップリングを用いて鋼棒を接続し、所定の長さに建込んだ。

(5) コンクリートの型わくおよび支保工

側壁のコンクリート用型わくには写真-3 に示すごとく鋼製型わくを使用し、頂版および柱のコンクリート型わくは木製とした。鋼製型わくは厚さ 4.5 mm の鉄板を等辺山型鋼 ($50 \times 50 \times 6$) で補強したもので、1 枚の高さ 0.67 m のものを内外とも 3 段ずつ準備した。1 回分のコンクリートが硬化したら、最上段の型わくを既設コンクリート部にアンカーしたまま残置しておき、下 2 段の型わくを盛りかえて、新たに 2 段分（高さ 1.34 m ）のコンクリートを打込んだ。型わく上端のタイプレート

写真-2 側壁の鋼棒、鉄筋の建込み

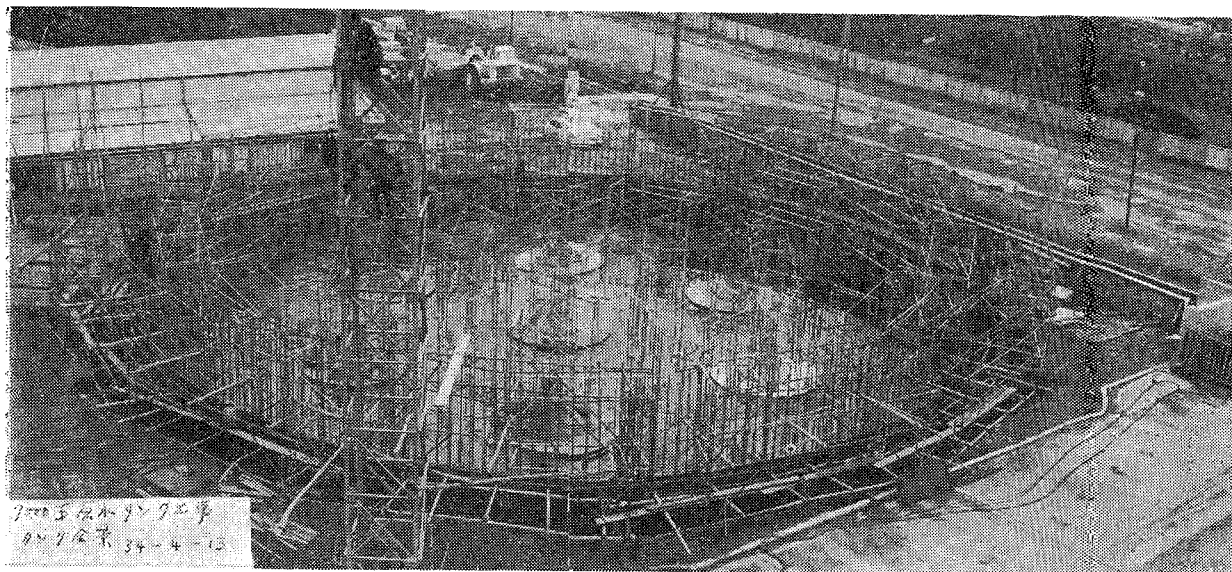
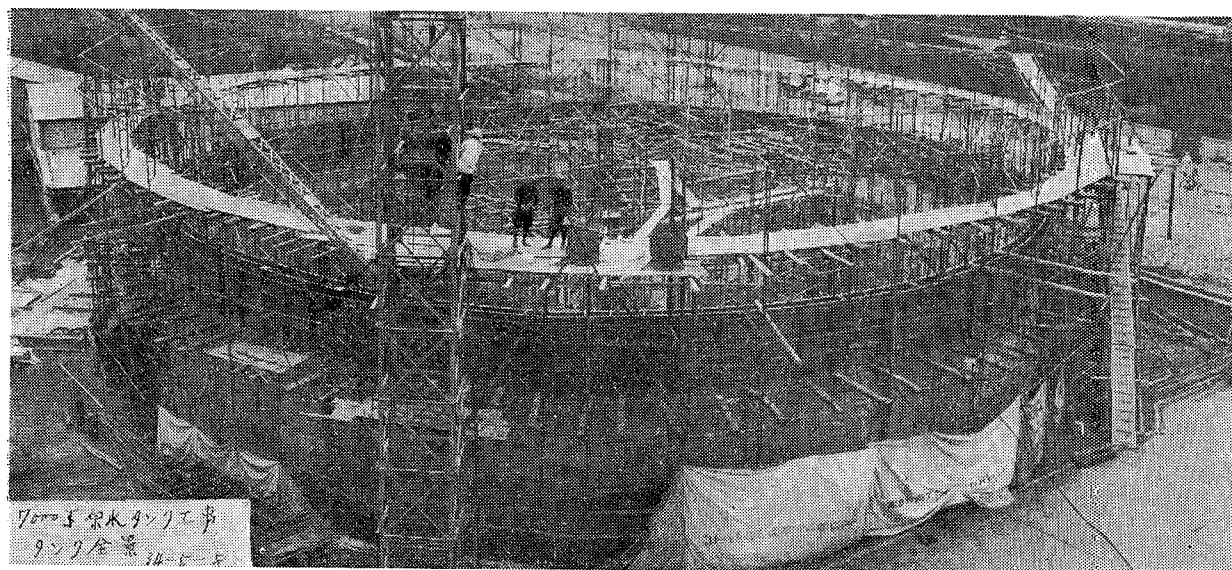


写真-3 側壁のコンクリート打設



（L-50×50×6）と型わく下端に埋込んだ アンカー ボルト（ $\phi 1\frac{1}{2}$ ）によって壁厚 30 cm の間隔を保持した。なお円周方向間隔約 1 m ごとに鉛直方向に FB9×65 を腹起し材として取付け型わく各段のはらみ出しを防止した。コンクリートの打設による型わく変型は内側においてはアーチ アクションのため、ほとんど見られなかったが、外側においてはケーブル定着ブロックの突出型による型わくの断続が起因して当初若干のはらみ出しが見られた。そのためケーブル定着部の型わくを $\phi 25$ mm のボルトで円周方向に連結補強して外側型わくのはらみ出しを防止した。この際ボルトにシースをかぶせておき、コンクリートが硬化してからボルトを引抜き、モルタルを注入して孔をふさいだ。

頂版型わくの支保工には高低調節可能な鋼管製架台を

使用して木製型わくを支持し、鉄筋コンクリートを施工した。

（6）プレストressingおよびグラウチング

a) 鉛直方向プレストressing：側壁高さ 4.70 m までコンクリートが打ち上がってから、第1回の鉛直方向プレストressingを行った。60 cm 間隔に配置された長さ約 5.00 m、直径 24 mm の PC 鋼棒を 22.50 t の引張力でシンプレックス ジャッキにより緊張、定着を行った。各鋼棒の平均伸びは 17 mm であった。次に側壁コンクリートが全高まで打ち上がってから、第2回目のプレストressingを同様な方法で行った。平均伸びは 34 mm であった。

b) 円周方向プレストressing：12- $\phi 5$ mm の PC 鋼線ケーブルを 30 t の引張力で Freyssinet の 2 本引き

ジャッキにより Freyssinet コーンを使用して緊張、定着した。第1回目は中心角 120° に配置された3カ所の定着用ブロックにおいて、第2回目は残りの3カ所において、下から順次頂まで6個のジャッキを使用して緊張して行った(図-14 参照)。

単位 mm

300

1.600

25

75

100

180

100

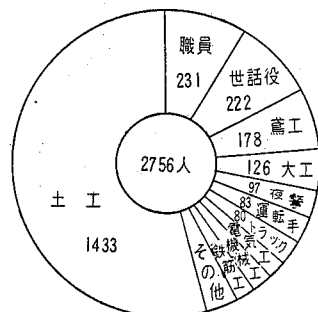
(7) 防 水 工

側壁コンクリートの打継目処理には特に慎重を期したので側壁の水密性にはほとんど危ぐの点がなかったが、安全のため巾 4 cm 深さ 1 cm の帯状の浅い溝を水平打継目に沿って設け、アイガス (NH) を充填した。

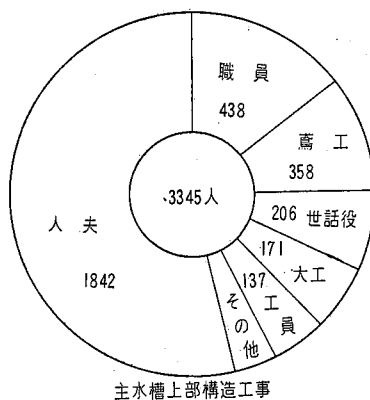
[illegible]

工程表および歩掛り表を 図-15, 16 に示す。

図一16 歩掛り



附屬地下タンクおよび主水槽基礎、底版工事



ゲージで間接に測ることによってもある程度知ることができる。なおコンクリートの弾性係数として $400 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。

(1) 側壁底辺の変位

プレストレスング作業中における側壁底辺の内側移動量を 12 カ所につき、ダイヤルゲージにより測定した。最終移動量はそれぞれの箇所で 0.113, 0.154, 0.172, 0.148, 0.183, 0.116 cm, であった。これらの値は周囲の状況特に壁と底版間の摩擦の程度によって不規則に変化したものと考えられる。壁底辺の内側平均移動量は 0.148 cm となり、支承部に摩擦抵抗がないと仮定して理論的に算定した自由変位の値 0.200 m の 74% におよんでいる。設計の際に用いた半滑動支承の条件はいくぶん自由滑動の方へ移行してしまった。もしも理論的に算定した完全移動量の半分のとこ

プレストレッシングによって側壁に導入された応力および側壁底辺の中心方向への移動量を測定して理論値との比較を行った。最終的にコンクリート壁体に作用する有効応力を測定するには、クリープ、収縮等の要素がふくまれてくるので、現場試験では無理であるが、損失の大きな部分を占める摩擦損失については、プレストレッシング時に導入された応力をストレイン

ろに、あらかじめ底版上に突出したブロックを設けておけば、実際上かなり価値ある支承条件を保つことができる。しかし実際の施工に際して、このような精度を要求することは困難であるように思われる。

(2) 鉛直方向プレストレスによる導入応力

ストレイン ゲージ (共和無線 KP-8) 144 枚を 図-17 に示す位置に貼りつけて鉛直および円周方向の各プレストレッシングによる導入応力を測定した。側壁コンクリートの最終打設が完了してから、図-17 の b~b 線上にある PC 鋼棒より第 2 回目のプレストレッシングを開始した。60 cm 間隔に配置されている各鋼棒を b 点より片側廻りに順次 I, II, III, …… XI …… とおのおの 22.50 t

図-17 ストレイン ゲージ (測点) 配置図

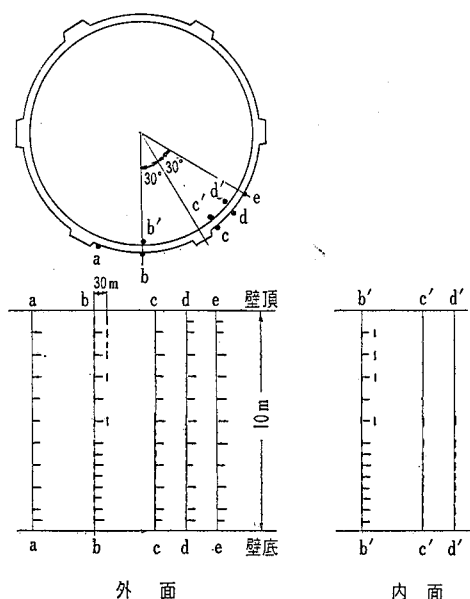
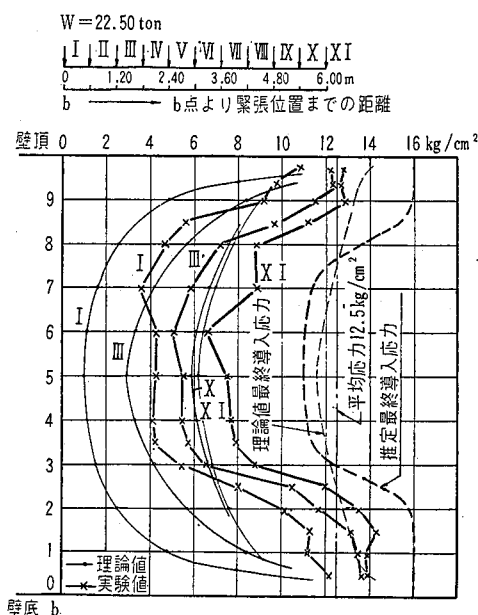
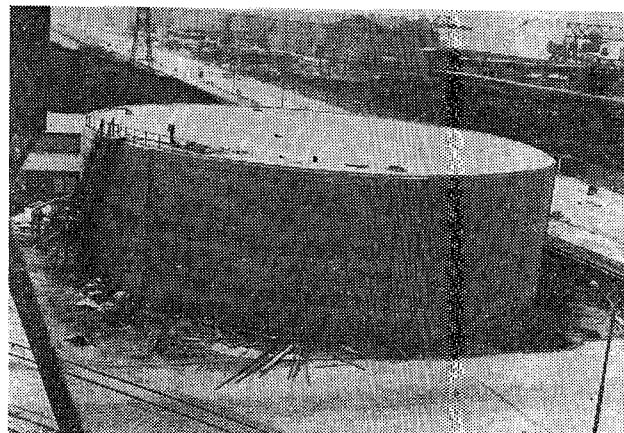


図-18 第 2 回鉛直方向プレストレッシング時における b~b 線上の導入応力図



の引張力を与えて定着していった。そのときの b~b 線上における導入応力を 図-18 に示す。理論曲線は Boussinesq の式を利用して近似的に求めた。b~b 線上における最終応力は I~XI にはさまれた部分を 2 倍して曲線に加えた値である。その推定値は破線で示されている。

写真-4 完成した水槽



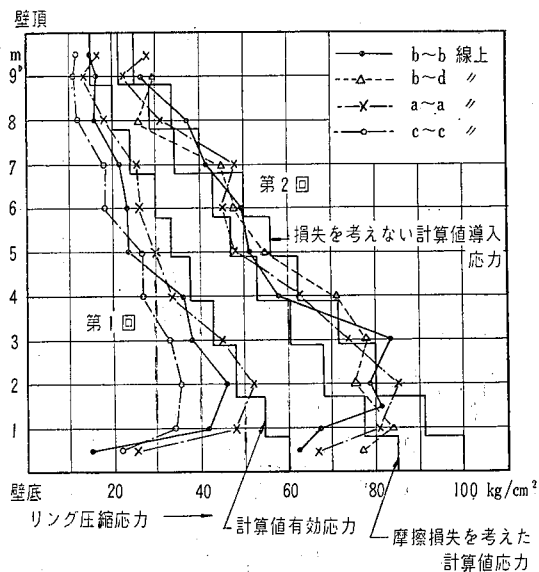
実験曲線により次のことがらが判明した。荷重による応力が理論曲線に示されているほどにはスムーズに拡がらない。定着部付近すなわち壁頂、壁底付近にはかなり応力が集中するから、隣接鋼棒との中間部分の応力はそれだけ小さくなる。従ってなるべく鋼棒の間隔を小さくすることが望ましい。プレストレス完了直後における平均圧縮応力は 12.5 kg/cm² となるはずであるが、実際には約 11 kg/cm² となっており、将来の収縮クリープを考慮すると設計応力の 11 kg/cm² を 15% 程度下まわるものと思われる。これはコンクリートの打設時にバイブレーターを強くかけたので、シースに曲がりが生じ、鋼棒のプレストレッシングに際して摩擦損失が発生したためと考えられる。これを除くには剛性に富む頑丈なシースを用いねばならない。

(3) 円周方向プレストレスによる導入応力

a) リング圧縮力：第 1 回目の作業は a 点に接するブロックを一定着点として、底から頂に到るケーブルを 1 本おきに緊張した。第 2 回目は c 点に接するブロックを一定着点とし同様にして緊張した。各回のプレストレス完了時における導入応力を 図-19 に示す。支承部の摩擦抵抗のため、壁底付近の応力値は 30% 程度減少している。第 1 回目の導入応力を a~a, b~b, c~c, d~d 線上ごとに水平断面にプロットすれば PC 鋼線の摩擦損失分布が明瞭になる。同図に示された不規則性は測定誤差と温度応力にも起因していると思われる。

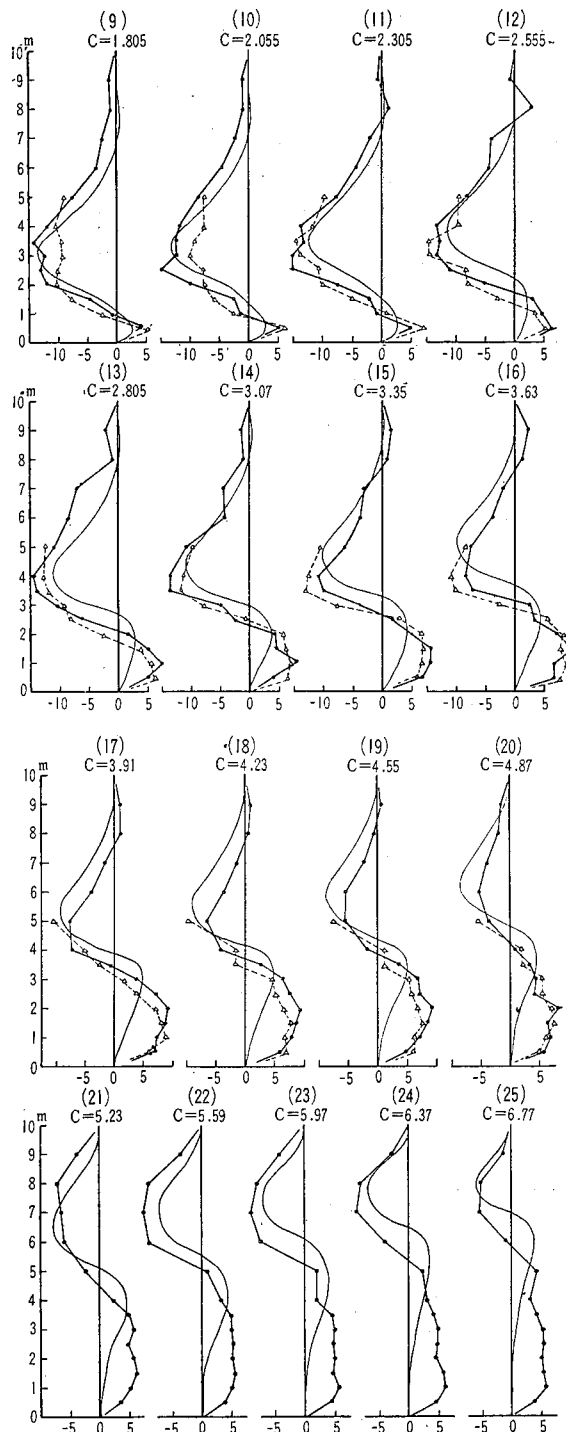
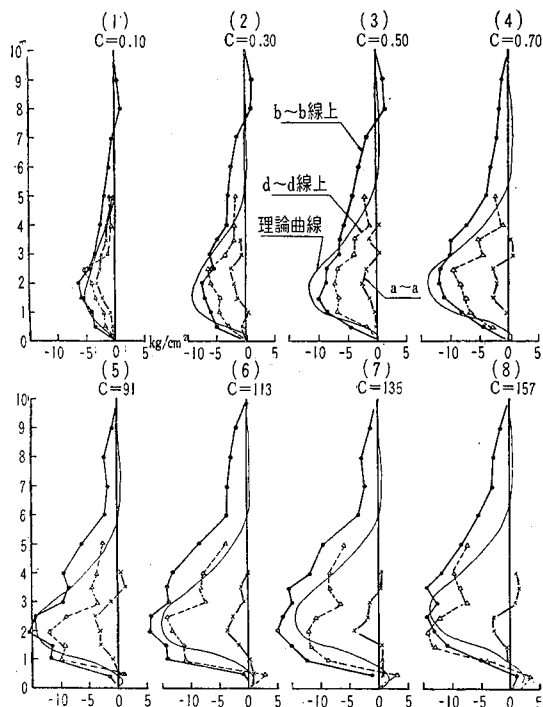
b) 鉛直方向曲げモーメント：PC 鋼線の巻きつけ作業中に壁面に生ずる曲げ応力をケーブル一巻きごとに測

図-19 円周方向プレストレスング時における
導入リング圧縮応力図



定した。第1回目、第2回目との作業時における曲げ応力の発生推移経過はほぼ同様であるので、第1回目における実験値を選んで理論曲線と比較した。図-20は最下段 $c=0.10\text{ m}$ におけるケーブルのプレストレスングから始まって順次1本ごとに測定した値をプロットしたものである。細線の示す理論曲線とは大分ずれているが、支承が拘束されていることも1つの大きな原因である。温度の影響を最小限にするために曇天を選んだが、それでも朝夕と日中とは相当の温度差があるので、ダ

図-20 第1回円周方向プレストレスング時における鉛直方向曲げ応力図



ミーゲージにより修正を施しても、大きな誤差がふくまれているはずである。特に定着ブロック付近に生ずる応力の測定値は、ほとんど信用できないと思われる。

7. あとがき

以上で大型PC水槽の設計ならびに施工についての報告を終るが、施工中に気づいたことを幾つか挙げて、今後の参考に供したいと思う。

(1) 初めてのケースなので壁厚を 30 cm としたが、25 cm あるいは 20 cm としても慎重な準備をすれば、施

工可能であると思う。ただし大直径の薄肉水槽に対しては空の場合における円周方向プレストレスによる座屈応力を検討する必要がある。

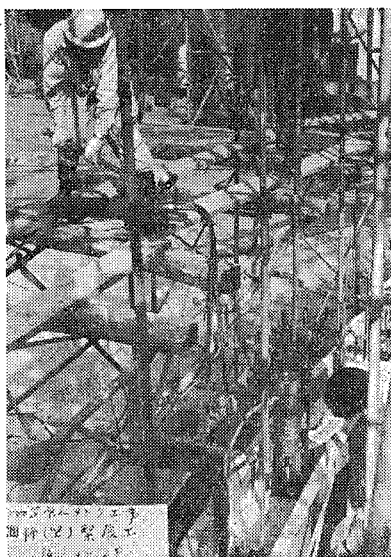
(2) 鉛直方向プレストressingには、細部構造の設計と施工を容易にするため高張力鋼棒が使用されたが、適当な構造

を考えて PC 鋼線を用いるのもよいと思う。例えば PC 鋼線を壁底部に取付けた鋼製シュエーに沿い外面より内面に U ターンさせ、ループにして壁の両面に沿わせ、その両端を壁頂において緊張定着したり、または PC 鋼線ケーブルを壁厚の中心面に沿って壁底付近で大きく円周方向に U ターンさせ、同様な方法で定着した例等が外国文献に紹介されている。水槽の高さが 6 m 以下で比較的低い場合には、鉛直方向のプレストレスを与えずに、鉄筋をもって鉛直方向曲げモーメントに対抗させた方が経済的である。

(3) 側壁の型わくに、スライディング フォームを採用することも一時考えたが、高さの割合に直径が大きい場合には、かえって工費がかさむようである。型わくの構造設計、建込みの良否は直接水槽の水密性を左右するので特に慎重に取扱わねばならぬ。例えば内および外側の型わくを連結するために壁厚を貫通して用いられるタイ ボルトは、ろう水の原因となりやすいから使用しない方がよい。

(4) 側壁コンクリートの打設に当って水平に打継目

写真—5 鉛直方向鋼棒の緊張



を設けるか、あるいは鉛直に設けるかによって使用型わくの構造、組立てに大きな相違が生ずる。アメリカでは普通側壁を鉛直方向にいくつか分割し、各ブロックごとにコンクリートを打設している。こうすれば硬化収縮によるき裂の発生を防ぐことができるし、また各ブロックごとに円周方向プレストressingに先立って鉛直方向のプレストressingができる。しかし鉛直方向の打継目を十分水密的に処理することは、かなりむずかしいと考えられる。水平方向に打継目を設けてリング状にコンクリートを打設する場合でも、壁底と底版支承部の間にゴム板を敷いておけば収縮によるき裂を防ぐことができる。もちろん支承面は平滑に施工し、きれいに清掃してから側壁コンクリートを打設しなければならない。また水平打継目を水密的に施工することも、それほど困難ではない。

(5) 水槽の基礎地盤が堅固な所では、使用鉄筋量の多い比較的薄くたわみやすいコンクリート底版で十分水密性が保てるが、本水槽のごとき多数のコンクリート杭で支えられた、比較的厚いフラット スラブの底版では、底版自体にもその外周に沿って円周方向にプレストレスを与えた方がよいように思われる。あるいは底版の打継目の下部に、枕状のコンクリート ブロックを置けば、さらに水密性が保たれたであろう。

(6) 水槽に配管される給配水管は頂版か底版を通り抜けるべきで、側壁を貫通させると、ろう水の原因となる。

(7) 側壁の底版支承部に用いられる水密性保持用の充填物は貯留水の温度を特に考慮して選択しなければならない。

最後に本工事の施工に努力されたピー・エス・コンクリート KK (上部構造担当) ならびに清水建設 KK (基礎担当) に対し深く敬意を表する。

(飯島延恵：東京電力 KK 工務部水路課長)
(萩原敏雄：東京電力 KK 工務部水路課)

会員募集について御願い

プレストレスト コンクリート技術協会では目下広く会員を募集中です。入会を希望される方々は御申出下されば申込書、規約などをお送りします。

なおすでに入会されておられる方々も、知人、友人などを多数御紹介下さいまして、より強力な PC 技術者の団体として、本協会の繁栄に御協力下さいますよう、お願い申し上げます。なお会費は次のようになっております。

正会員 年 額 800 円 賛助会員 年 額 10 000 円 (1 口) 以上

註：準会員の制度はありませんから、その旨お断わりしておきます。