

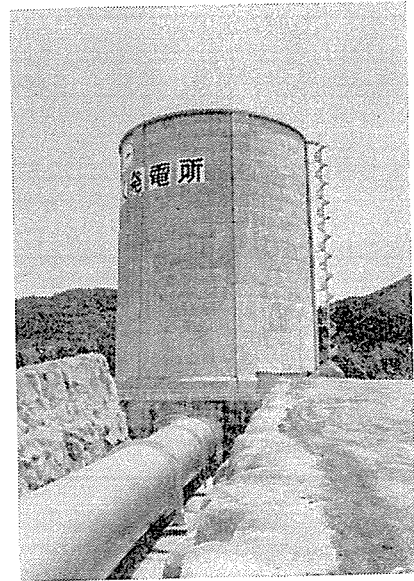
柳又発電所調圧水槽の設計と施工について

大 橋 光 太 郎*
 水 俣 久**
 元 田 啓 一***

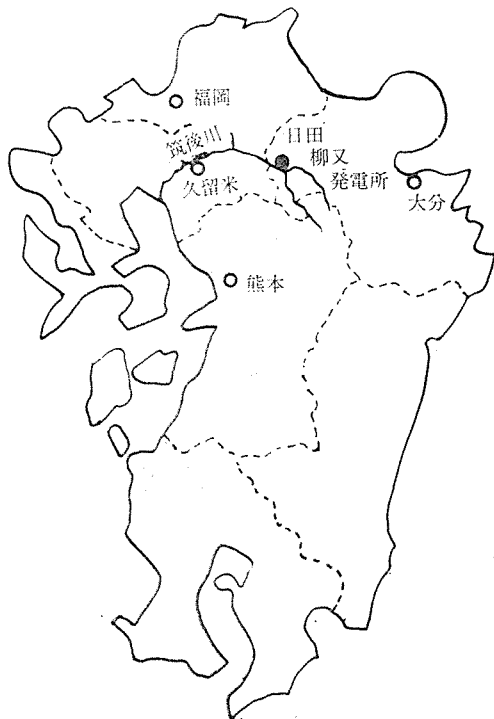
まえがき

柳又発電所は公共事業か基本的人権かで話題を呼び、いわゆる蜂之巣城の攻防戦で有名となった下笠松原多目的ダムの発電部門として九州電力(株)が建設した、下笠、松原、柳又の三発電所の一つである。当発電所の調圧水槽は、地形的、水理的、または経済性の見地より、露出型PCタンクを採用することとした。

当水槽は、本質的には、昭和34年横浜市水道局により築造された、わが国最初のPC水槽と変わりはないが、これら従来の水道用水槽に比べ規模が大きいこと、水撃圧を受ける発電水力設備としては最初であることなどから、監督官庁のすすめもあり、従来の設計計算に加



写真—1 完成した調圧水槽



図—1 柳又発電所の位置

え、模型実験を含む地震時の安全性の検討を電力中央研究所技術第2研究所に依頼するとともに、施工および充水にあたっては埋設鉄筋計によって設計計算のチェックを行なったので、柳又発電所の運転開始を機に当水槽の設計施工の概要を紹介する。図—1に柳又発電所の位置を、写真—1に完成した調圧水槽を示す。

1. 水槽の概要と構造形式の選定

(1) 位置および規模の決定

柳又発電所(6万1900kW)は、松原発電所の放流を受け取水し、逆調整池をかねた夜明調整池内に放流することが前提条件となっていたため、水路工作物には始めより地理的、地形的な制約が設けられていた。水槽最適位置および最適規模は、サージングの安全性が確保される範囲において、関連のある導水路、水槽、水圧管路、水車の総合工事費が最少となるものであるが、種々検討の結果、位置は現在の設置位置、最適規模は($\phi 20\text{ m}$, $H=38.2\text{ m}$)~($\phi 25\text{ m}$, $H=34.1\text{ m}$)の範囲と算定されたので、直径と高さとの関係で安定性のある後者に決定した。

(2) 構造形式の選定

* 九州電力(株)大山川発電所建設所長
 ** " " 土木建築課副長
 *** " " 土木建築課

水槽構造物の材質については、表一のごとくPC、RCおよび鋼構造について経済比較を行ない、もっとも経済的なPC構造を選んだ。

また側壁と底版との接合方法は、滑動、ヒンジおよび固定が考えられたが、諸外国の例から直径30m以下では固定の施工例が多いこと、および猪股博士の助言もあり、温度応力には難点があるが水密性と施工性にすぐれた固定構造を採用した。

PC鋼線の締付方法は、わが国での実績が多く、施工設備の簡単なFreyssinet方式とした。

底版基礎部は基礎岩盤上にあり、水圧鉄管理設のためと側壁下端を固定構造としたため、ある程度の断面は必要となり、経済的見地より鉄筋コンクリート造とした。

(3) 調圧水槽の概要

調圧水槽の諸元は次のとおりである。

形式：Freyssinet方式 PC円形水槽

構造：側壁下端固定構造、底版鉄筋コンクリート構造

内 径：25.0m

高 さ：全高 37.1m 側壁高 34.1m

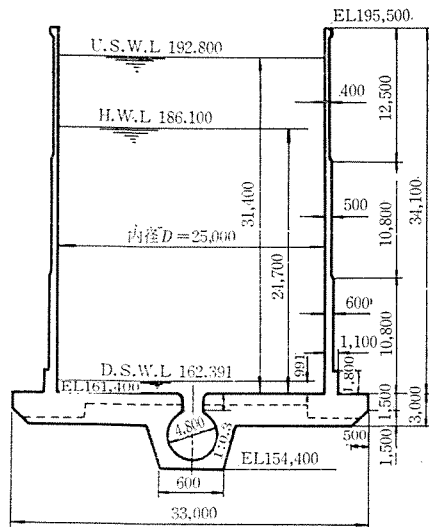
側 壁 厚：1.1m~0.6m~0.5m~0.4m

調圧水槽の形状および寸法は図一2のとおりである。

表一 PC, RC, 鋼構造の経済比較

工 種	単 位	数 量		
		P C	R C	鋼構造
コンクリート	m ³	1 500	5 900	—
鉄 筋	t	90	350	—
P C 鋼 材	t	114	—	—
鋼 板	t	—	—	467
工事費(指数)	—	100	110	120

(底盤工事費は除く)



図一2 調圧水槽断面図

2. 水槽面の算定と常時応力の計算

水槽の設計方法としては常時応力により断面の算定を行ない、この断面について地震時における安全性の確認をすることとした。

(1) 設計条件

PSコンクリート自重：2 500 kg/m³

水 圧：水槽サージング最高水位 31.4 m

コンクリートの許容応力：表一2 のとおり。

PC鋼材の許容応力：表一3 のとおり。

(2) 鉛直方向および円周方向応力の計算

側壁に作用するフープテンション T 、曲げモーメント M は壁体下端固定とし壁厚を一定とした場合の弾性支承上半無限長のはりと考えて「プレストレストコンクリートの設計および施工」¹⁾ によって計算した。

側壁厚 t を 0.6 m、水槽の半径 r を 12.5 m、水の単位重量 γ を 1.0 t/m³、設計水圧 h を 31.4 m として文献(1)の図表を利用して壁に起こる円周方向応力 σ_c 、鉛直方向応力 σ_z を求めた結果を図示すれば、図一3のようになる。

また、壁厚を図一2のように変化させるほかは前計算と同一設計条件において軸対称荷重を受ける回転体として有限要素法を用いて計算した結果を、同じく図一3に示す。この図でわかるように計算図表を用いた計算結果と壁厚を変化させて有限要素法を用いた計算結果は大差

表一2 コンクリートの許容応力(常時)

	底版部鉄筋コンクリート	側壁部プレストレストコンクリート	備 考
設計基準圧縮強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	240	400	PC スランプ 8~12 cm 骨材最大寸法 20 mm
許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (kg/cm ²)	60	140	
許容曲げ引張応力度 (kg/cm ²)	0	0	
許容斜引張応力度 (kg/cm ²)	0	0	

表一3 PC鋼材の許容応力(常時)

	PC鋼線 (12-φ 8 mm)	PC鋼棒 (φ 33 mm 3種)	備 考
断面積 (mm ²)	603.24	789.0	
引張強度 σ_{pu} (kg/mm ²)	156	110	
降伏点強度 σ_{py} (kg/mm ²)	135	95	
許容応力度 σ_{pa} (kg/mm ²)	94	66	設計荷重作用時 ポストテンション プレストレス直後 プレストレッシング中
	109	77	
	121	85.5	

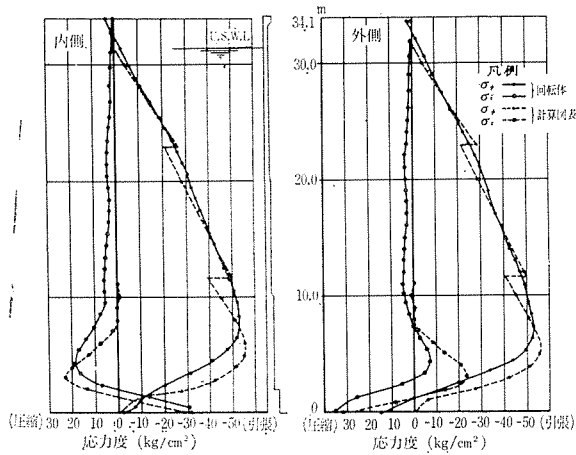


図-3 応力分布図 (静水圧 U.S.W.L. 時)

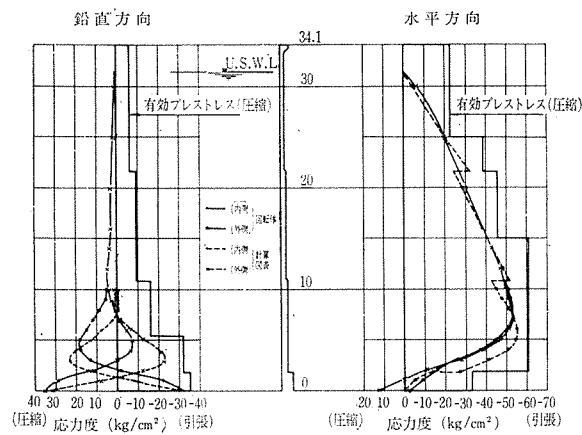


図-4 設計応力とプレストレス図

なく、断面決定等の通常計算には簡便な計算図表を用いた計算で充分と考えられる。

(3) プレストレスの計算

プレストレス導入に使用する P C ケーブル (円周方向) および P C 鋼棒 (鉛直方向) はコンクリートのクリープ、乾燥収縮、P C 鋼材のリラクセーションによる減少量 $d\sigma_p = 15.1 \text{ kg/mm}^2$

P C ケーブル (12 ϕ 8 mm) 有効引張力 $P_e = 46\,200 \text{ kg/本}$

P C 鋼棒 (ϕ 33 mm 3 種) 有効引張力 $P_e = 48\,000 \text{ kg/本}$

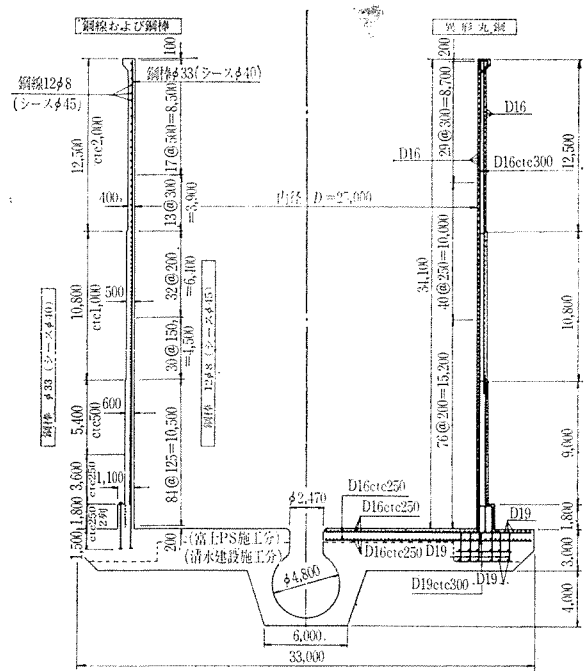


図-5 水槽断面および鋼材配置

前節で求めた円周方向および鉛直方向引張応力を打消すために配置間隔を試算法によって求めれば表-4 および図-4 のようになり、いずれの断面においても引張応力は生じない。

以上計算結果より断面および P C 鋼材の配置を図-5 のごとく定めた。

3. 地震時における安全性の確認 (末尾記載引用文献 2) と 5) による)

(1) 静的応答解析²⁾

1) 当発電所の中間調整池は水理学的に特殊なもので HWL での負荷しゃ断はきわめて少ない。よってサーージングと地震は組み合わせず、設計水圧としては HWL 時の 24.7 m、震度は 0.2、動水圧は仮想質量分布³⁾として評価する。

2) 許容応力はコンクリートの場合は表-5 のとおりとし、P C 鋼材の場合は土木学会耐震構造設計委員会案

表-4 鋼材の配置間隔と有効プレストレス

y (m)	t (m)	円周方向プレストレス				鉛直方向プレストレス			
		ケーブル間隔 ctc (cm)	本数/m n (本)	ΣP_e (t)	σ_{cc} (kg/cm ²)	鋼棒間隔 ctc (cm)	本数/m n (本)	ΣP_e (t)	σ_{cc} (kg/cm ²)
0~20	1.10	12.5	8	369.6	33.6	25 (2 列)	8	384	34.9
2.0~5.4	0.60	12.5	8	369.6	61.6	25	4	192	32.0
5.4~10.8	0.60	12.5	8	369.6	61.6	50	2	96	16.0
10.8~15.0	0.50	15.0	6.6	308.0	61.6	100	1	48	9.6
15.0~21.6	0.50	20.0	5	231.0	46.2	100	1	48	9.6
21.6~25.0	0.40	30.0	3.3	154.0	38.5	200	0.5	24	6.0
25.0~34.1	0.40	50.0	2	92.4	23.1	200	0.5	24	6.0

より常時の 60% 割増しとした。

3) 水槽側壁を 図-6 に示すような 34 個の薄肉円筒シェル要素に分割して有限要素法⁹⁾により応力分布および変位を求めた結果を 図-7 および 図-8 に示す。

4) 水槽底板付近の応力集中, 水槽底板応力, 基礎変

表-5 コンクリートの許容応力 (地震時)

	鉄筋コンクリート	P S コンクリート	備 考
設計基準圧縮強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	240	400	
許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm ²)	90	200	土木学会耐震構造設計研究委員会案
許容曲げ引張応力度 (kg/cm ²)	0	25	土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針
許容斜引張応力度 (kg/cm ²)	0	25	

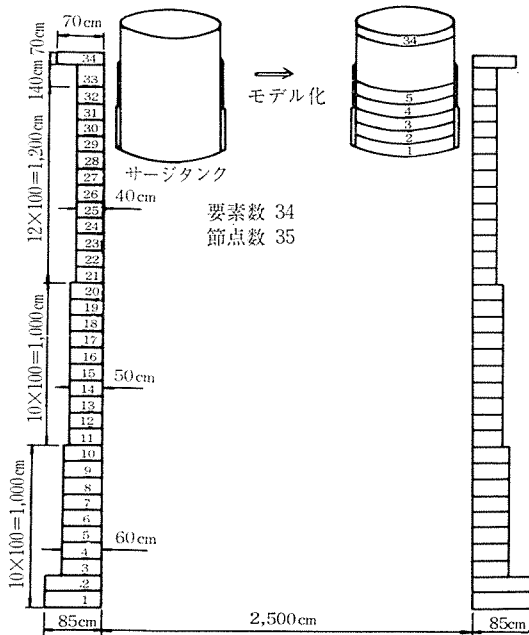


図-6 計算モデル (薄肉円筒要素)

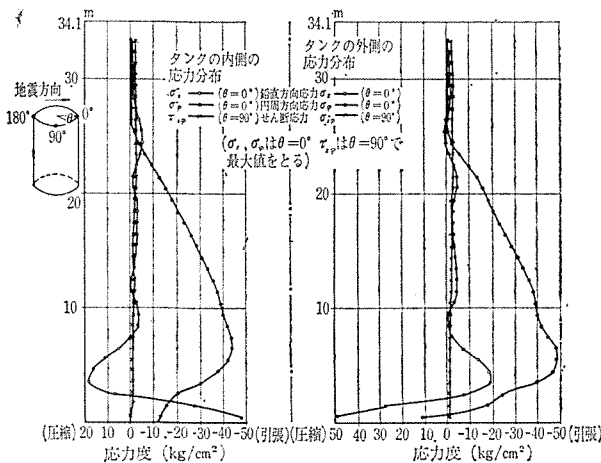


図-7 応力分布図 (薄肉円筒シェル H.W.L. 時)

形の影響を求めるため基礎岩盤まで考慮し, 図-9 のように 6 個の Unit に分割し非対象荷重を受ける回転体として有限要素法により求めた応力分布および変位を 図-10 および 図-11 に示す。

5) 常時 (USWL 時水圧 31.4 m) および 静的応答 (HWL 時水圧 24.7 m, 震度 0.2) の計算結果を比較すれば円周方向応力 σ_ϕ は常時が, 鉛直方向応力 σ_z は

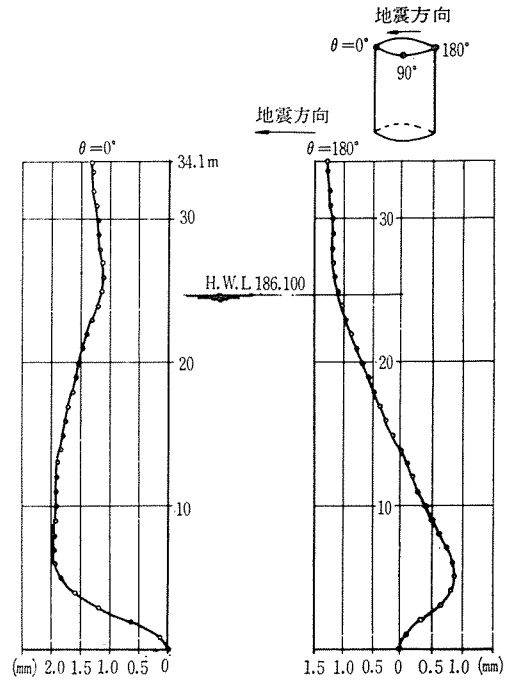


図-8 変位分布 (薄肉円筒シェル H.W.L. 時)

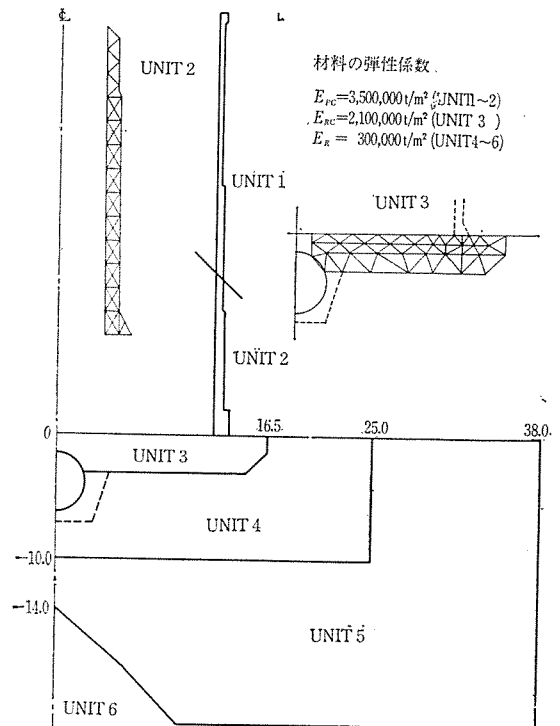


図-9 計算モデル (回転体)

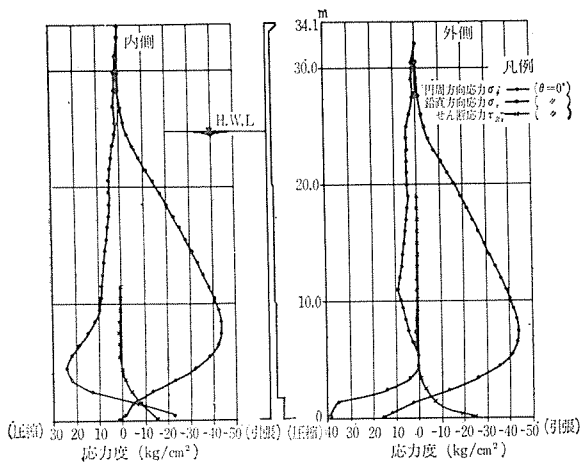


図-10 応力分布図 (回転体 H.W.L. 時)

地震時のほうが大きい値を示す。また同一水圧について常時および地震時の応力を比較すると地震時の応力増加はおおよそ震度0.2の場合2割増程度である。よって以後の地震時応力検討には鉛直方向応力についてのみ行うこととした。

6) 地震時におけるプレストレスを考慮した合成応力は表-6のとおりで、各断面とも許容値以下である。

(2) 動的応答解析⁵⁾

1) 柳又地点は岩盤地帯であり、100年間の期待値⁶⁾として加速度50 gal、速度2 cm/sec程度であるので入力地震を100 galとしたほかは設計条件許容応力とも静的応答解析と同じ条件にて検討した。なお、予備計算に使用した標準応答スペクトル簡便法のみは、静的応答解析と同じく震度0.2とした。

2) 過去の実例より減衰定数 $\beta=0.02$ を選び、円筒シエルの近似解⁷⁾により構造物の固有振動周期 $T_n=0.144$ sec を求め、土研の動的係数の計算例⁸⁾に入れて平均動的係数 $\beta_{av}=1.9$ を求め設計震度 $K=0.2$ に乗じ割増しされた震度 $K'=0.38$ を用いて震度法と同様な計算を行った。

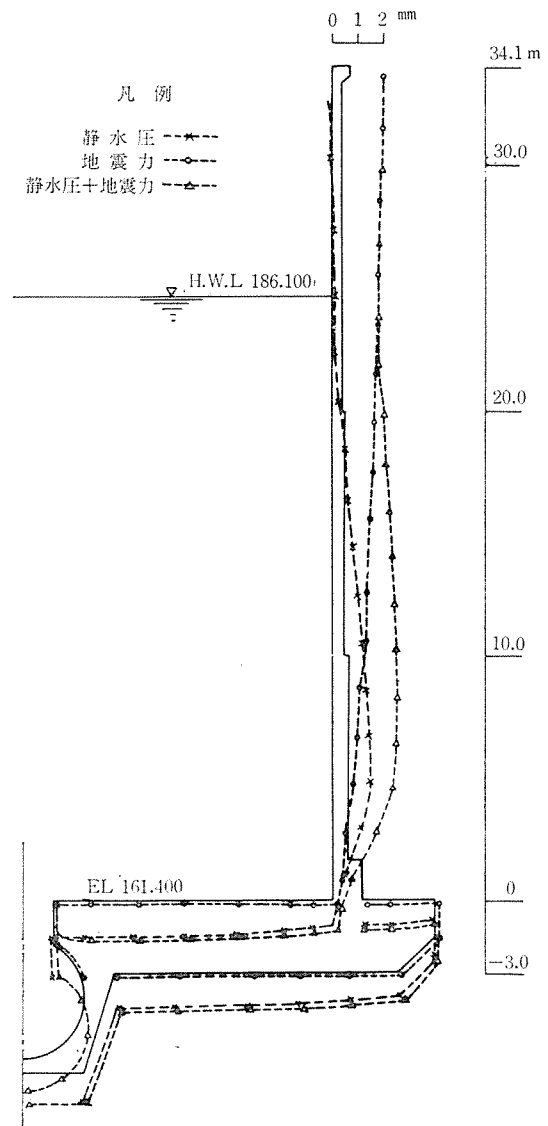


図-11 荷重別変位分布 (回転体 H.W.L. 時)

3) 静的応答計算の結果より底版および基礎岩盤の変形はほとんどなく、全体的な変形は曲げせん断系のはりの変形と近似しているの、図-12に示すような7質点系モデルとして、標準応答スペクトルおよび3有名地

表-6 合成応力としての各断面の応力度

断面	側壁下端 よりの高 さ y (m)	鋼 棒 本 数 n	プレストレス		鉛直応力度 σ_z (kg/cm ²)		合成応力度 $\sigma=\sigma_p+\sigma_z$ (kg/cm ²)		せん断 応 力 度 τ_{Rz} (kg/cm ²)	斜 引 張 応 力 度 σ_1 (kg/cm ²)	応力度 の判定
			$P_p=48 \times n$ (t)	$\sigma_p=P_p/AC$ (kg/cm ²)	円筒シエル		回 転 体				
					円筒シエル	回 転 体	円筒シエル	回 転 体			
1	0	644	30 912	34.2	49.6外 -48.5内	38.0外 -23.0内	83.8外 -14.3内	72.2外 11.2内	26.0	7.4	OK
2	2.0	644	30 912	34.2	10.5 -10.0	23.0 4.0	44.7 24.2	57.2 38.2	6.0	0.4	OK
3	5.4	160	7 680	15.9	-13.3 11.3	0 21.8	2.6 27.2	15.9 37.7	0	0	OK
4	10.8	80	3 840	9.6	- 2.7 - 2.1	8.0 8.5	6.9 7.5	17.6 18.1	0	0	OK
5	21.6	40	1 923	6.0	- 4.5 - 1.4	4.0 3.8	1.5 4.6	10.0 9.8	0	0	OK
各応力の許容値					-25 < σ < 200				$\sigma_1 < 20$		

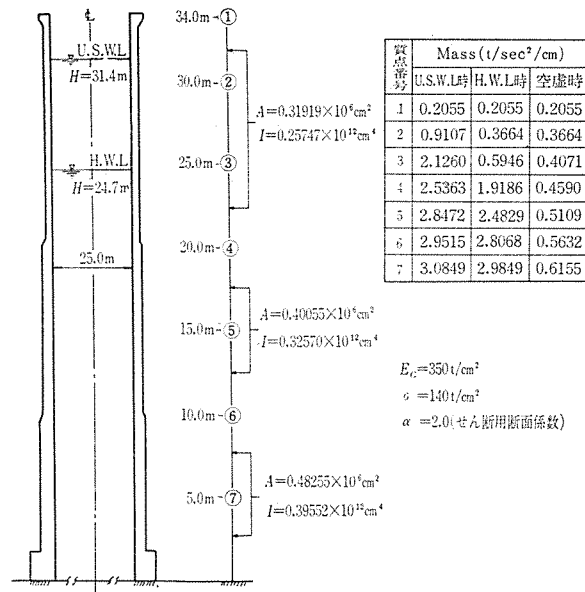


図-12 動的計算モデルと諸定数

震波形を用いた応答スペクトルによる地震分布を求め、これに基づく応力を計算した。

4) 7 質点系モデルに 3 地震波形を入力とし、直接積分によって刻一刻の応答値を計算した。

5) 動的応答解析の結果を 表-7 に示す。ここで 3 地震波の 3 応力は Ariake, Taft, El-Centro の順であったが、Ariake は微小地震であること、Taft と Ariake と

表-7 各種動的応答計算結果の比較 (kg/cm²)

断面	側壁下端よりの高さ y (m)	計算方法	鉛直方向応力度 σ _z	せん断応力度 τ _{kz}
1	0	標準応答スペクトル(簡便法)	9.8	10.5
		" (土研法)	9.5	7.0
		地震波応答スペクトル 直接積分法	17.8	12.6
2	2.0	標準応答スペクトル(簡便法)	15.4	17.8
		" (土研法)	8.5	6.9
		地震波応答スペクトル 直接積分法	15.6	12.0
3	5.4	標準応答スペクトル(簡便法)	11.0	13.1
		" (土研法)	6.7	6.3
		地震波応答スペクトル 直接積分法	12.3	11.3
4	10.8	標準応答スペクトル(簡便法)	6.9	11.7
		" (土研法)	4.5	5.5
		地震波応答スペクトル 直接積分法	8.5	10.0
5	21.6	標準応答スペクトル(簡便法)	2.6	3.3
		" (土研法)	1.0	1.8
		地震波応答スペクトル 直接積分法	2.0	2.9

は応答値にそれほど差がないことにより Taft を代表としてとった。

表-8 合成応力としての各断面の応力 (簡便法)

番号	側壁下端よりの高さ y (m)	コンクリートの重量 W _c (t)	コンクリートの重心位置 y _c (m)	コンクリートによる曲げモーメント M _c = K' · W _c · y _c (t·m)	動水圧による曲げモーメント M _w (t·m)	合成曲げモーメント M = M _c + M _w (t·m)	せん断力 S = K'(W _c + W _w) (t)	断面係数 Z = π/32 · (D⁴ - d⁴) / D (m³)	曲げ応力度 σ _e = M/Z (kg/cm²)
2	2.0	3 090	14 497	17 022	29 394	46 416	4 292	301.9	±15.4
3	5.4	2 683	13 144	13 401	19 804	33 205	3 156	301.9	±11.0
4	10.8	2 045	11 005	8 552	8 727	17 279	2 351	250.5	± 6.9
5	21.6	998	6 250	2 370	176	2 546	513	198.0	± 2.6

番号	プレストレス			* 静荷重による曲げ応力度 σ _w (kg/cm²)	* 静荷重によるせん断応力度 τ _w (kg/cm²)	合成応力度 σ = σ _p + σ _e + σ _w (kg/cm²)	断面 2 次モーメント I = π/64 · (D⁴ - d⁴) (m⁴)	断面 1 次モーメント Q = 2/3 · (R³ - r³) (m³)	せん断応力度 τ _e = SQ/bI (kg/cm²)	合成せん断応力度 τ = τ _e + τ _w (kg/cm²)	斜引張応力度 σ ₁ = (σ _e / 2) + (1/2) · √(σ _e ² + 4τ²) (kg/cm²)	応力度の判定
	PC 鋼棒本数 n (本)	P _p = 48 × n (t)	σ _p = P _p / A _c (kg/cm²)									
1	644	30 912	34.2	±23.5	13.0	67.5 0.9	7 694	375.0	10.5	23.5	7.4	OK
2	644	30 912	34.2	± 1.0	4.5	50.6 17.7	3 955	196.7	17.8	22.3	8.4	OK
3	160	7 680	15.9	±14.7	0	12.2 19.7	3 955	196.7	13.1	13.1	6.5	OK
4	80	3 840	9.6	± 5.0	0	11.5 7.7	3 257	162.6	11.7	11.7	7.3	OK
5	40	1 920	6.0	± 3.1	0	5.5 6.5	2 554	129.7	3.3	3.3	1.4	OK

* 静荷重による応力度は回転体としての計算による (注) σ_e: σ の大きいほうの値

6) 表-7 によれば各計算方法による差はそれほどのものでなく、計算の簡便性を考えれば本水槽程度の動的解析には、標準応答スペクトル簡便法での計算で十分と考えられる。よって簡便法により各断面の合成応力を計算すれば表-8 のようになり、いずれの断面においても許容値以下であり、地震時の安全は確認できたといえる。

(3) 模型振動実験

本水槽は薄肉充水シェル構造であるために、地震時に Ovalling 振動を生じ座屈などの安全性が問題となったので、写真-2 のような、塩化ビニール製 1/50 模型による振動実験を行なった。

実験によれば Ovalling 振動は電磁式振動台による正弦波加振時には観測されず、頂部を打撃するなどの方法でなければ発生しないので、構造物の安全に係るような Ovalling 振動は生じないものと考えられる。

4. 施工実績

(1) 工事仮設備

仮 建 物：事務所 30 m²、控所および倉庫 30 m²、労働員宿舎 90 m²

電源設備：200 V、36 kW の低圧受電

給水設備：タービンポンプ 15 kW 1 台、φ75 mm、 $l=400$ m、 $H=80$ m

作業足場：内側 ビティ建わく $l=1.7$ m 750 わく
外側 足場パイプ $l=4$ m、3 m、2 m
計 7000 本

クレーン：400 kg 吊り (3.75 kW)

(2) コンクリート打設

コンクリート打設は 1 リフト 1.8 m 1 工程 8 日とし鋼材締付けにある程度の余裕をとった計画とし、寒中養生を避けるため、側壁打設開始を 4 月、終了を 11 月とし図-13 に示すごとく予定どおりの工程で施工した。

1 工程の作業内容および作業員編成は表-9 のとおりであり、コンクリートは最寄りの生コン工場(JIS 工場)

表-9 作業工程および人員編成表

作 業 工 程		人 員 編 成
日	作 業 内 容	
1	レイタンス除去、内側鉄筋組立	大 工 3 人 と び 工
2	内側型わく組立、締付台型わく組立	
3	鋼棒組立	
4	締付台コーン取付、シース組立	鉄 筋 工 } 8 人 コンクリート工
5	鋼線そう入、外側鉄筋組立	
6	外側型わく組立	人夫(女) 4 人
7	足場組立	計 15 人
8	コンクリート打設	

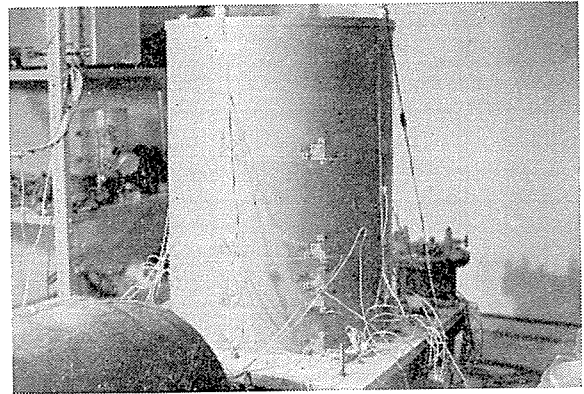


写真-2 模型による振動実験

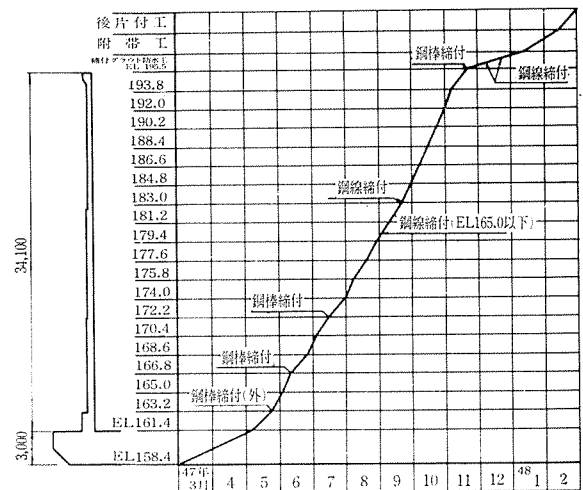


図-13 実施工程図

より購入運搬し、コンクリートポンプ車を利用して打設したので、鋼材締付け時以外は作業員の変動は少なくてすんだ。打設後は φ20 mm のビニールパイプに小孔を設けたものを配管し、常時散水養生を行なった。また、側壁の型わくは木製合板を内側、外側それぞれ 3 組作成し、繰返し方式をとり、型わく保持には便利なフォームタイを使用した。

(3) コンクリートの性質と品質管理

コンクリートは施工上からは、締付け時期を早めうる早期強度が出る富配合を、品質管理上からは温度収縮の少ない貧配合が要求される。当初、表-10 に示す A 配合を鋼棒締付けリフトに B 配合を、その他のリフトに使用する予定であったが、乾燥クラックの傾向を示したのでセメント量を下げた B 配合および C 配合を使用した。

品質管理としては、各リフトごとに現場にて試料を採取し、7 日、28 日の圧縮強度試験を生コン工場で実施したものを表-11 に示す。また一部を当社総合研究所土木研究室に依頼し諸試験を実施したので、その結果を表-12 に示す。

(4) プレストレッシング

鋼棒および鋼線の配置は図-5 のとおりで、それぞれ

表-10 コンクリート配合表

種 別	粗骨材の最大寸法 (mm)	スラブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和材
A	20	10±2	4±1	40.7	41.5	171	420	714	1 033	Pz No. 8 1.05
B	20	10±2	4±1	43.7	41.7	172	400	721	1 039	Pz No. 8 1.00
C	20	10±2	4±1	46.6	40.0	177	380	693	1 070	Pz No. 8 0.95

表-11 打設コンクリートの強度実績

配合種別	単位セメント量 (kg/m ³)	打設年月日	打設リフト	スラブ	空気量	強度 (kg/cm ²)	
						7 日	28 日
A	420	47. 5.22	1	11.4	4.4	359	512
		6.11	3	11.5	4.0	322	486
B	400	6. 2	2	7.9	4.1	313	493
		7.17	6	10.8	3.7	262	428
		9.18	12	9.3	4.3	286	439
		10.23	16	9.2	4.2	342	487
		10.31	17	11.9	4.0	270	435
		11. 7	18	12.6	4.5	295	416
C	380	6.24	4	9.7	3.7	264	422
		7. 5	5	9.5	3.0	250	422
		7.31	7	7.2	3.7	286	429
		8. 7	8	8.5	3.5	263	419
		8.19	9	8.3	3.8	269	416
		8.30	10	11.5	3.0	257	418
		9.10	11	12.3	4.3	265	412
		9.30	13	11.5	3.8	265	412
10. 8	14	10.1	4.0	271	421		
10.14	15	11.9	4.5	272	416		

供試体寸法 φ10×H20 (cm)

φ40 mm, φ45 mm のシースでおいシースは 10 mm 以下の許容誤差で組立て、用心鉄筋として D16 mm 異形丸鋼を両側に配置した。

写真-3 に底盤の配筋と鋼棒組立を、写真-4 に鋼棒配置を、写真-5 に鋼線配置を、写真-6 に締付台の鋼棒鋼線配置を示す。

プレストレスはコンクリート打上りに従って締付リフトコンクリート強度が 280 kg/cm² 以上に達したときに鋼棒締付けを、鋼棒締付けが完了し、コンクリート強度が 340 kg/cm² 以上に達したとき、鋼線締付けを行なった。



写真-3 底盤の配筋と鋼棒組立

表-12 配合別コンクリートの性質

種 別	単位セメント量 (kg/m ³)	材 令 (日)	単位容積重量 (kg/m ³)	動弾性係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	超音波伝播速度 (km/sec)	ポアソン比	静弾性係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)	圧縮強度 (kg/cm ²)
A 5/22 採取	420	4	2 302	2.672	3.99	0.19	2.012	249
		18	2 318	3.275	4.31	0.22	2.530	430
		28	2 309	3.352	4.42	0.21	2.535	456
		90	2 327	3.592	4.42	0.20	2.780	521
B 9/18 採取	400	4	2 275	2.276	3.79	0.17	1.584	193
		18	2 280	2.834	3.94	0.19	2.047	328
		28	2 287	2.917	4.27	0.20	2.131	364
		90	2 295	3.134	4.19	0.21	2.359	404
C 6/24 採取	380	4	2 268	2.543	3.78	0.19	1.809	203
		18	2 276	3.083	4.15	0.20	2.211	314
		28	2 281	3.161	4.21	0.19	2.271	347
		90	—	—	—	—	—	—

供試体寸法 φ15×H30 (cm)



写真-4 鋼棒配置



写真-5 鋼線配置

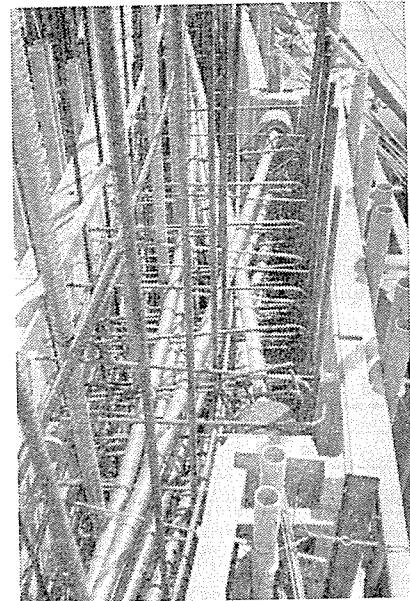


写真-6 締付台の鋼棒および鋼線配置

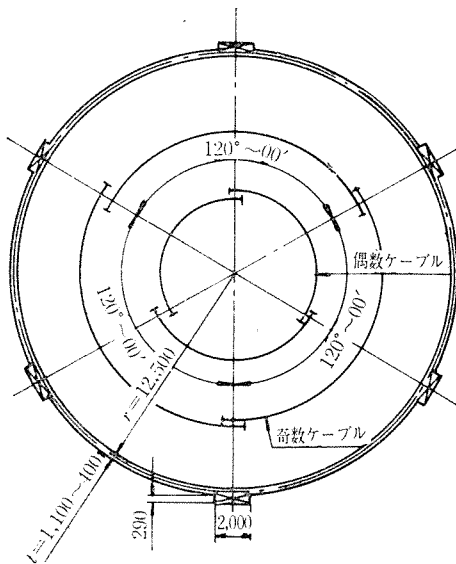


図-14 鋼線ケーブル配置法

鋼棒締付けはセンターホールジャッキ2台(70t油圧ポンプ MPE 1.5kW)を使用し、全円周に対称にプレストレスが導入されるように対角線方向で行なった。

鋼線締付けは、側壁下端より順次上部へ向けフレシネージャッキ(φ8mm用, S-7型油圧ポンプ SEPI型 1.5kW)6台を使用し、図-14のように全円周に同時にプレストレスが導入されるようにした。

写真-7に鋼線のプレストレスング状況を、写真-8に鋼線のプレストレスング状況を、また、図-15に締付台詳細図を、図-16に締付グラフを、図-17に管理実測図の一例を示す。

(5) グラウトその他

a) グラウト 鋼棒および鋼線のプレストレスン

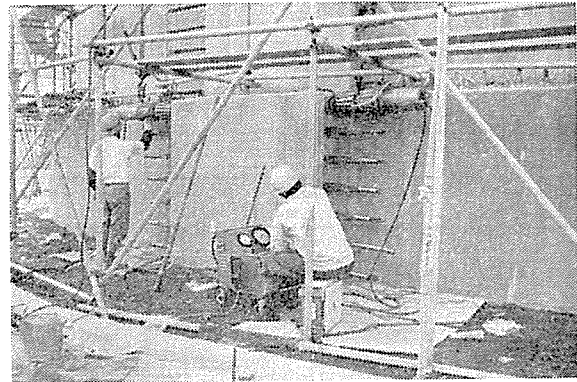


写真-7 鋼線のプレストレスング状況

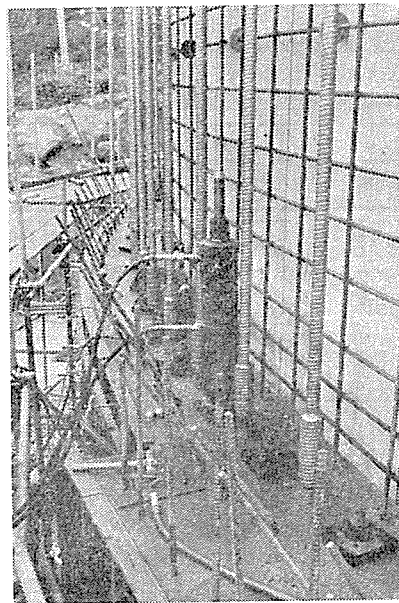


写真-8 鋼棒のプレストレスング

グ後シース内の空げきにグラウトを実施した。グラウトは、FKK ダイヤフラム手動式グラウトポンプ(ミキサ

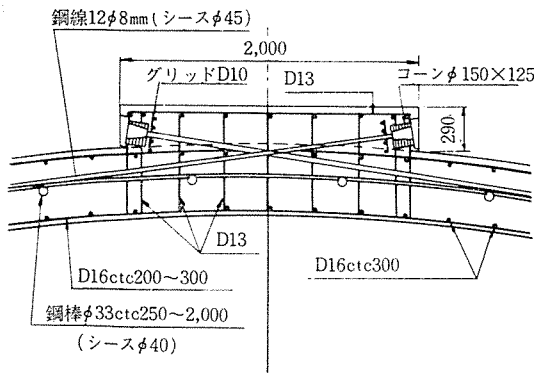


図-15 締付台詳細図

ケーブル番号 締付番号	柳又タンク 3A~3B 15	伸 び		伸 び 100	300	400	430	
		計算値	実測値					
		146	149	3 A	7	39	51	58
		緊 張 力		3 B	12	48	71	75
		430	430	合 計	19	87	122	133
				$d\ell = 133 + 16 = 149$				

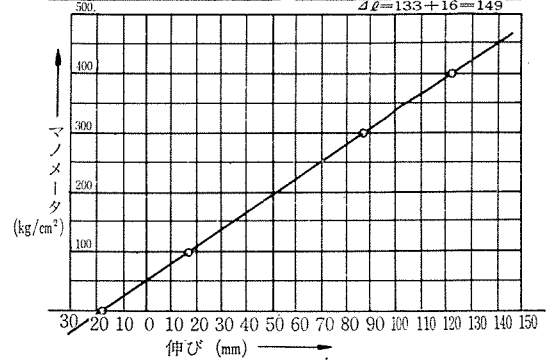


図-16 締付けグラフ

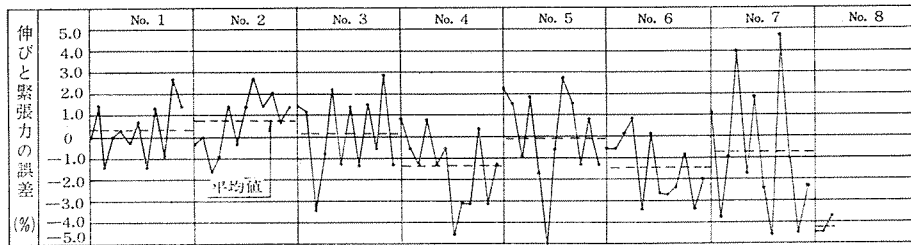


図-17 プレストレス管理実測図 (2A~2B)

—KKC 型 2.2kW) を使用し、表-13 のような配合で注入を行なった。また、グラウトの各試験結果を 表-14 に示す。

b) 防水工 施工継手には止水板は使用せず、Vカットを設け 図-18 のようにバンデックス S.P 工法にて処理した。また、側壁と底盤の接合 (図-19) や木コン (16 000 個) の処理 (図-20) および施工中に生じたヘヤークラックも施工継手同様 SP 工法によって処理した。なお、充水試験以後 3 か月を経過した現在、ほとんどろ

表-13 グラウト配合表 (1 バッチあたり)

水セメント比	水	セメント	ポゾリス No. 8	アルミ粉末
40%	16 kg	40 kg	100 g	2 g

表-14 グラウトの試験結果

試 験 内 容	試 験 結 果
コンシステンシー試験 (流下方法)	8 秒
ブリージング率試験 (体積方法)	3 時間後 最 終
	1.65 % 0.67 %
膨張率試験 (体積方法)	2.37 %
強度試験 (型わく方法)	σ_7 σ_{28}
	223 kg/cm ² 318 kg/cm ²

(7 回の平均、現場および生コン工場で実施した)

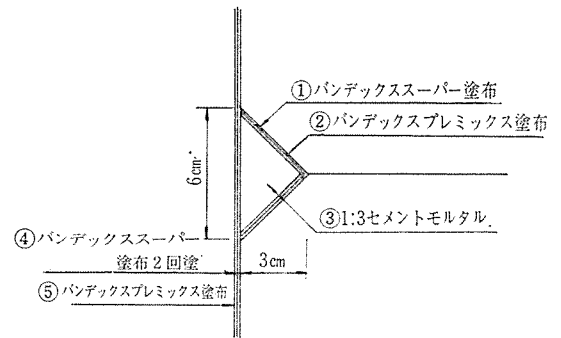


図-18 側壁打継目防水工

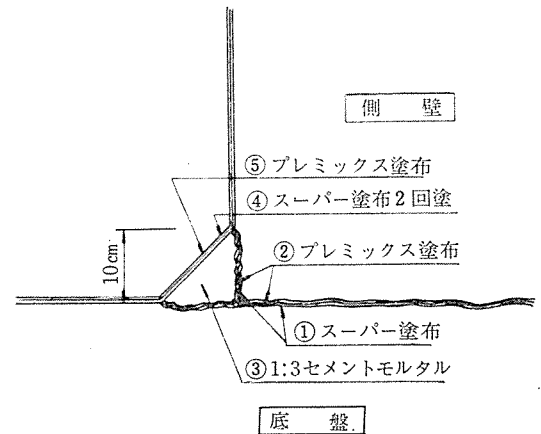


図-19 側壁底盤接合部防水工

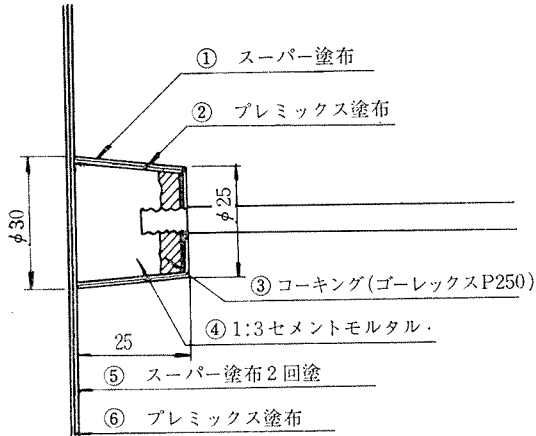


図-20 木コン部防水工

う水は認められない。

c) 避雷針 落雷および溶接等の電流をとおせばP C鋼材の材質劣化をまねくので、工事中も含めて4本の避雷針を設けるとともに、現場における電弧溶接は全面的に禁止した。

5. 埋設計器と測定結果

(1) 埋設計器の配置と計測

当水槽には、設計計算およびプレストレス導入のチェックのため、鉄筋応力計(カールソン-16 F) 20個を 図-



写真-9 鉄筋応力計

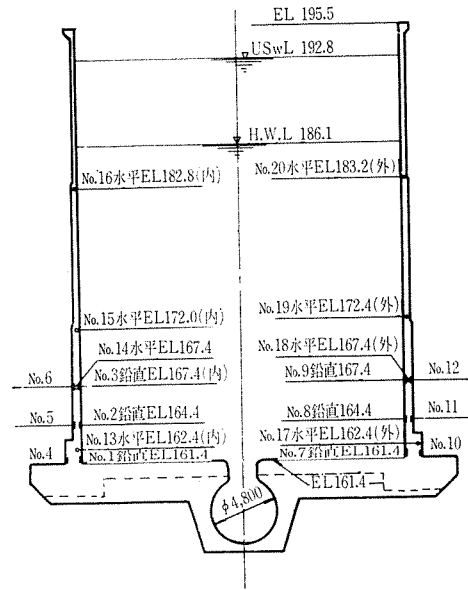


図-21 埋設計器配置図

21のように配置した。写真-9に鉄筋応力計取付けを示す。

計測は、INDICATOR, M-4 S を用い、工事中は主としてコンクリート打設前後および鋼材の締付け前後に行なった。また、完成後は充水の前後および一定期間ごとに計測している。図-22 および 図-23 に計測結果として、鉄筋応力と温度グラフの一例を示す。

コンクリート応力は、鉄筋応力計の読みをコンクリートの静弾性係数の平均値 $2.31 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (表-12) と鉄筋の弾性係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ の比で換算して求めた。

(2) 計測結果とその検討

1) プレストレス導入による鉄筋応力の変化を計測し、コンクリート応力に換算したものを表-15 および 図-24 に示す。また、前述したごとくサージング最高水位時の状態は作りにくいので、常時満水位時と空虚時の応力を測定し充水時の応力を計算したものを表-16 お

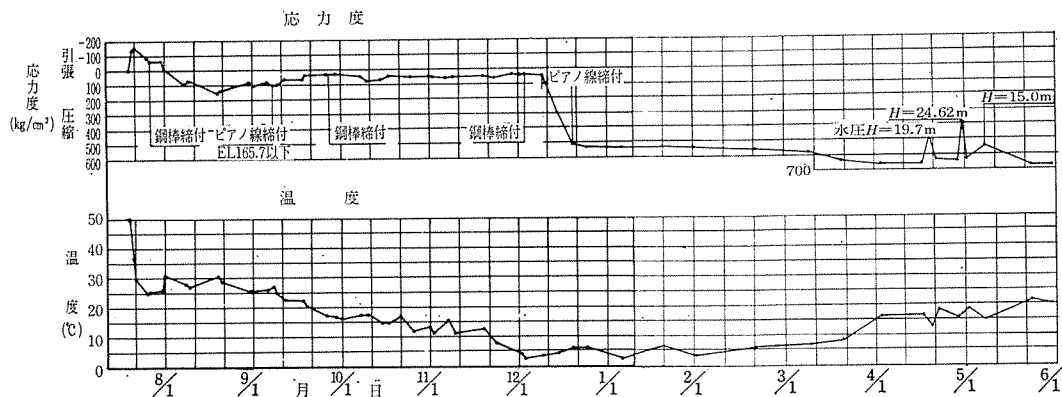


図-22 鉄筋応力計計測図(その1) No. 15 水平内側 (EL 172.0)

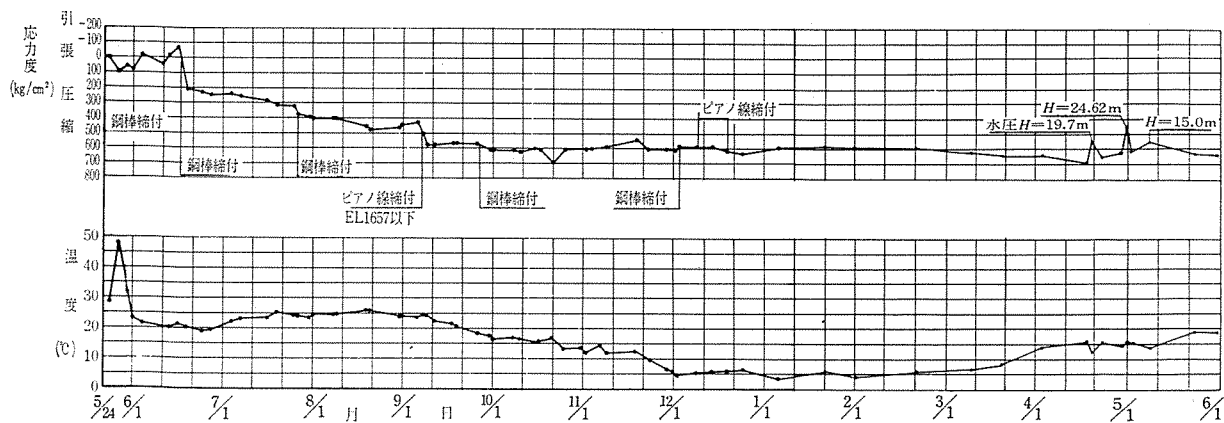


図-23 鉄筋応力計測図 (その2) No. 1 鉛直内側 (EL 161.4)

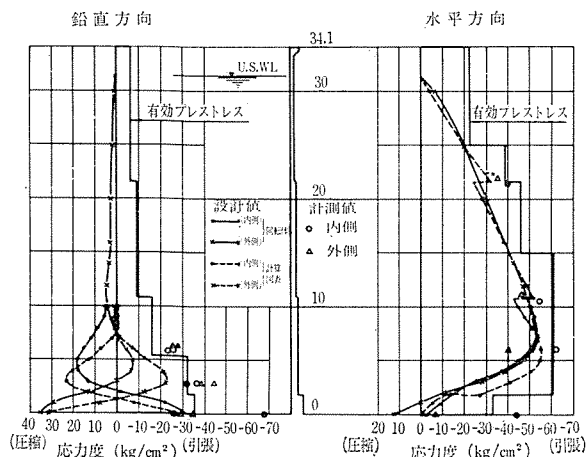


図-24 プレストレスの設計値と計測値比較図

表-15 プレストレス導入によるコンクリート応力の増加

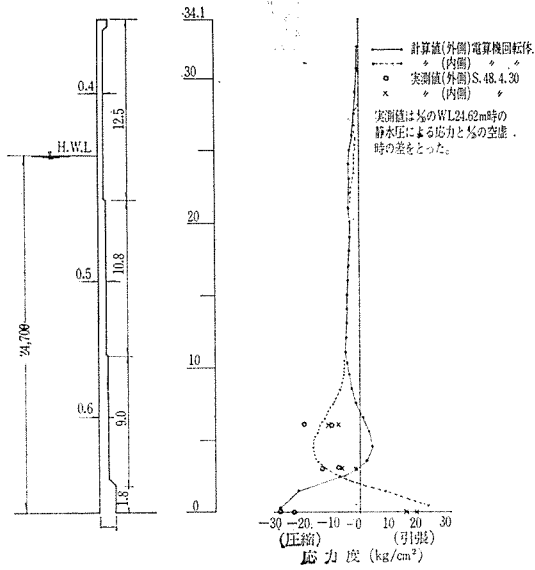
	標高	場所	鉄筋応力計 No.	鉄筋応力 (kg/cm ²)	コンクリート応力 (kg/cm ²)
鉛直方向	161.4	内	1	620	68
	161.4	〃	7	235	26
	161.4	外	4	309	34
	161.4	〃	10	267	29
	164.4	内	2	304	33
	164.4	〃	8	331	36
	164.4	外	5	421	46
	164.4	〃	11	337	37
	167.4	内	3	207	23
	167.4	〃	9	217	24
	167.4	外	6	226	25
	167.4	〃	12	222	24
水平方向	162.4	内	13	402	44
	162.4	外	17	62	7
	167.4	内	14	562	62
	167.4	外	18	362	40
	172.0	内	15	492	54
	172.4	外	19	405	45
	182.8	内	16	359	40
	183.2	外	20	314	35

鉛直方向応力は鋼棒締付けの期間が長期 (5/26~12/2) にわたったので鋼棒締付け完了時点の応力をとった。また水平方向応力は鋼線締付けの直前と直後の差とした。

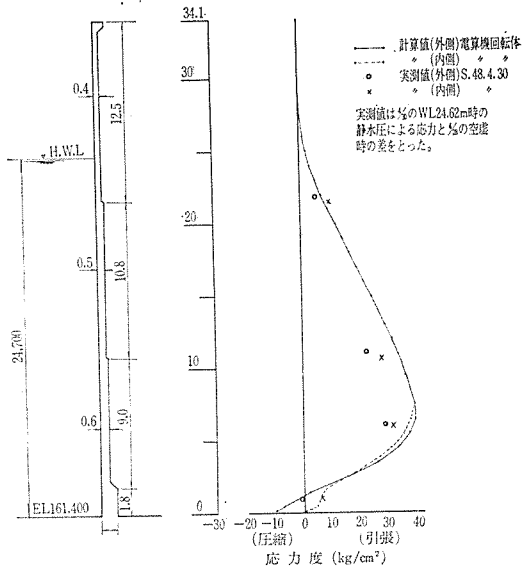
表-16 静水圧によるコンクリート応力の変化

	標高	場所	鉄筋応力計 No.	鉄筋応力 (kg/cm ²)	コンクリート応力 (kg/cm ²)
鉛直方向	161.4	内	1	175	19.3
	161.4	〃	7	145	16.0
	161.4	外	4	-256	-28.2
	161.4	〃	10	-211	-23.2
	164.4	内	2	-12	-1.3
	164.4	〃	8	-54	-6.0
	164.4	外	5	-117	-12.9
	164.4	〃	11	-65	-7.2
	167.4	内	3	-65	-7.2
	167.4	〃	9	-96	-10.6
	167.4	外	6	-176	-19.3
	167.4	〃	12	-92	-10.2
水平方向	162.4	内	13	57	6.3
	162.4	外	17	-6	-0.7
	167.4	内	14	285	31.4
	167.4	外	18	259	28.5
	172.0	内	15	250	27.5
	172.4	外	19	199	21.9
	182.8	内	16	90	9.9
	183.2	外	20	47	5.2

静水圧によるコンクリート応力の変化は、昭. 48.4.28 の空虚時における応力と 4/30 の水槽水位 24.62 m 時の静水圧による応力の差とした (⊕ 減少, ⊖ 増加)



図一25 静水圧による鉛直方向応力図



図一26 静水圧による水平方向応力図

5) 水平方向応力のうち、内側は設計値とよく一致するが外側はプレストレス導入が内側よりやや少なく、充水時は設計値よりやや小さいがほぼ一致した。

6. 水車急しゃ断時の振動測定

発電所の工事完了にともなう社内試験（負荷しゃ断）時に人体に感じる振動が認められたので、当社総合研究所土木研究室に依頼し水槽の振動測定を行なった。

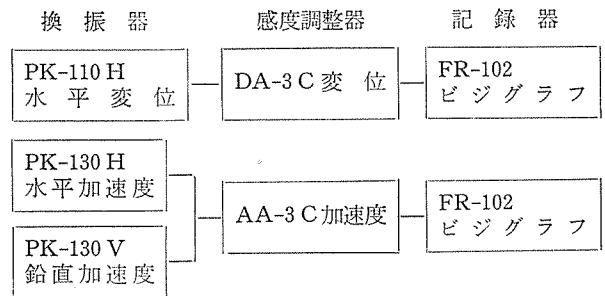
(1) 振動の発生源

水槽振動の発生源は、発電所運転時に、急しゃ断することにより、水槽底版の制水口より噴出した水勢が側壁に激突することにより生ずるもので、地震とは異質のものであると考えられる。

(2) 振動測定

測定時の条件：最大振動が起こる低水位時の最大負荷しゃ断 61 900 kW → 0, WL 10.10 m → 23.75 m。

測定計器の配置：測定装置は下記のブロックダイアグラムで換振器は水槽天端 2 か所、底版に 1 か所設置。



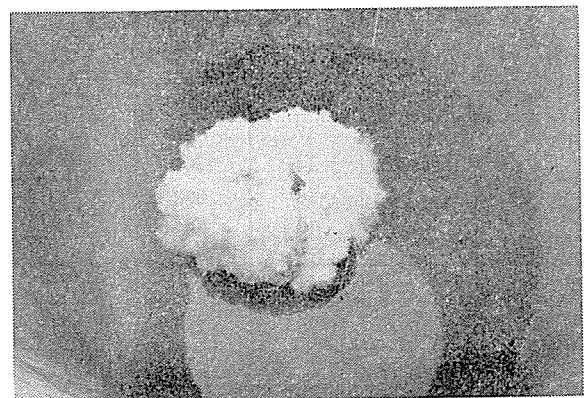
振動測定時の状況を写真—10、11 および 写真—12 に示す。

(3) 測定結果

1) 水槽底版では振動はほとんど 0 に近く、水槽天端では水路方向で加速度 26.4 gal と 15.7 gal, 変位は 58.9 μ, 38.1 μ で発電所に近いほうが大きく、水路と直角方



写真—10 セットされた振動測定器械



写真—11 負荷しゃ断 5 秒後の水槽水面

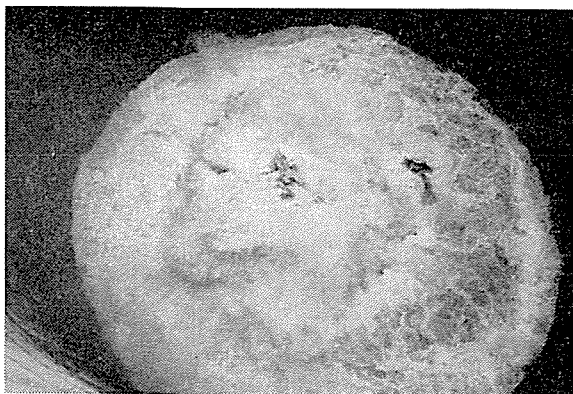


写真-12 負荷しゃ断 10 秒後の水槽水面

向では水路方向の約 1/3 程度であり、鉛直方向はほとんど 0 に近い。

2) 振動は負荷しゃ断後約 80 sec 前後で終り、その後サージング水位の変動は続いているにもかかわらず測定値は 0 に近い。また、振幅は 10~15 sec 間隔に 3 回共振しているが、それ以後は数秒おきに小さな起伏をつくりながら減衰している。このことよりサージング水位変化は振動の一次的原因ではないと考えられる。

3) 以上の測定結果から見てサージングによる振動は、地震振動を考慮する場合、設計上問題とならないほどのものであった。

7. む す び

当水槽の設計施工にわたって感じたことを列記すれば次のとおりである。

1) 当水槽程度の規模のタンクの設計には猪股俊司著「プレストレスト コンクリートの設計と施工」記載の計算グラフを使用し、耐振性の検討には土木学会編「土木技術者のための振動便覧」記載の土研標準応答スペクトルのグラフを使用するのが便利であり、充分目的を達するものと考えられる。

2) 側壁下端を固定構造にすれば、断面も厚くなり温度応力の影響は避けられず、コンクリート打設後の温度を極力低くすることが望ましい。この方法としては、打設リフトを制限し、熱の発散をはかるとか、縦方向継目を設けるとか、クーリングを行なう等が考えられる。また全体工程から見て他に支障がなければ、側壁下部のコンクリート打設時期を比較的寒冷期にもってきて多少のクラック発生を締付けによってカバーできるよう、プレストレスに余裕を持って導入することが他の方法に比べて簡単と思われる。

3) 計算結果によればフレッシュ工法では、壁厚が大きい場合には、水平方向のプレストレス導入は側壁の内側と外側では差が生じ、外側は期待どおり入りにくい。

よってシースの配置は可能な範囲で、外側に配置する

ことが望ましい。また、曲率の影響を少なくするためには締付台数を増やすことも考えられる。

4) 外側に設計どおりのプレストレス導入がなされていなくてもシース付近は端部よりも大きいプレストレスがかかっているものと想定されるので、断面全体としては心配ないと考えた。また、締付台は剛性を増すのに大いに役立っていると思われる。

5) 側壁下端では、鉛直方向の鋼棒を 2 列に配置したが締付台付近において円周方向の鋼線ケーブル配置に支障をきたすことがあるので、最初の鋼棒建込みには充分注意する必要がある。

6) 鋼線は 1 巻 180 kg のものを現場で所定の長さに切断して使用したが、残長が多く生じた。よって、水槽工事等の鋼線購入にあたっては、単位購入量に注意する必要がある。

7) 埋設計器の配置は耐震検討で鉛直方向が問題となったので鉛直方向に多く配置したが、計測の結果、水平方向に問題が多くみられたため、水平方向の埋設計器の個数が少なく充分な検討ができなかったため、温度応力等の解明のためにも数多くの計器埋設の必要を感じた。

最後に、設計段階の初めより、御指導と貴重な助言を賜った日本構造橋梁研究所(株)副社長猪股俊司博士、電力中央研究所技術第二研究所地盤耐震第一研究室長桜井彰雄博士を始め同研究室の皆様は厚く御礼申し上げます。

なお本稿の耐震設計の項は電研依頼報告「P C 調圧水槽の検討(桜井彰雄、栗原千鶴子、岩楯敏弘、矢島浩共著)」より引用させていただきました。

また水槽についての社内検討会にたびたび出席いただいて、工事完遂に努力された施工業者富士 P S コンクリート(株)設計課長花田久氏、同現場責任者野中嶺彦氏にも深く謝意を表する次第です。

引 用 文 献

- 1) 猪股俊司:「プレストレスト コンクリートの設計と施工」p. 173, 技報堂
- 2) 桜井彰雄ほか:「P C 調圧水槽の耐震性の検討(柳又発電所導水路調圧水槽の静的応答解析)」電力中研, 依頼報告, 72509
- 3) 桜井彰雄:「水中構造物の振動(仮想質量分布, 自由振動, 強制振動)」電力中研, 技研報告, 1963
- 4) 岩楯・松尾・栗原:「薄肉円筒シェル要素を用いた有限要素法とその応用」電力中研, 技研報告, 1972
- 5) 桜井彰雄ほか:「P C 調圧水槽の耐震性の検討(柳又発電所導水路調圧水槽の動的応答解析)」電力中研, 依頼報告, 72565
- 6) 金井 清:「地震工学」p. 41, 共立出版
- 7) 飯島・萩原:「円筒シェル水槽の耐震計算について」土木学会誌 44 巻 10 号
- 8) 土木学会編:「土木技術者のための振動便覧(耐震構造設計委員会案)」p. 169, 土木学会 1973.7.20・受付