

福島医大調整池の設計と施工

加 藤 靖 夫*
 宇 佐 見 正 美**
 平 野 厚**

1. はじめに

本工事は、市街地にある県立医科大学の建物の老朽化と、敷地が狭くなったために移転することとなり、その敷地粗造成工事の一部として計画された、雨水調節と農業用水兼用の PC 調節池である（写真—1 参照）。本敷地内には 1, 2 号調節池があり、そのうちの 2 号調節池は土堰堤で行い、1 号調節池は用地境に構築されるので PC 構造として計画した。

2. 設 計 編

2.1 設 計 条 件

容 量：堆 砂 量 3 420 m³, $h=1.8$ m
 農 業 用 水 量 1 000 m³, $h=0.38$ m
 満 水 時 水 量 7 050 m³, $h=3.62$ m

平面形状：変形九角形

長 辺：89.000 m

短 辺：33.500 m

壁 高：4.850 m

構 造：プレストレストコンクリート構造

壁 厚：0.35 m

底 版 厚：0.25 m

震 度： $k_H=0.18$, $k_V=0$

土 圧 係 数：常 時 0.518, 地 震 時 0.756

2.2 主 要 材 料

コンクリート：1 512 m³

鉄 筋：125 t

P C 鋼 材：39 t

2.3 材 料 強 度

コンクリート： $\sigma_{ck}=300$ kg/cm²

P C 鋼 材：SWPR 1 T 21.8 mm,

$P_u=58.4$ t/1 本, $P_y=50.5$ t/1 本

SWPR 1 T 19.3 mm,

$P_u=46.0$ t/1 本, $P_y=39.5$ t/1 本

SBPR 80/95 ϕ 32 mm,

$P_u=76.4$ t/1 本, $P_y=64.3$ t/1 本

鉄 筋：SD 30 $\sigma_{sa}=1 600$ kg/cm²

SR 24 $\sigma_{sa}=1 400$ kg/cm²

2.4 一 般 形 状

一般形状を 図—1 に示す。

2.5 擁 壁 の 設 計

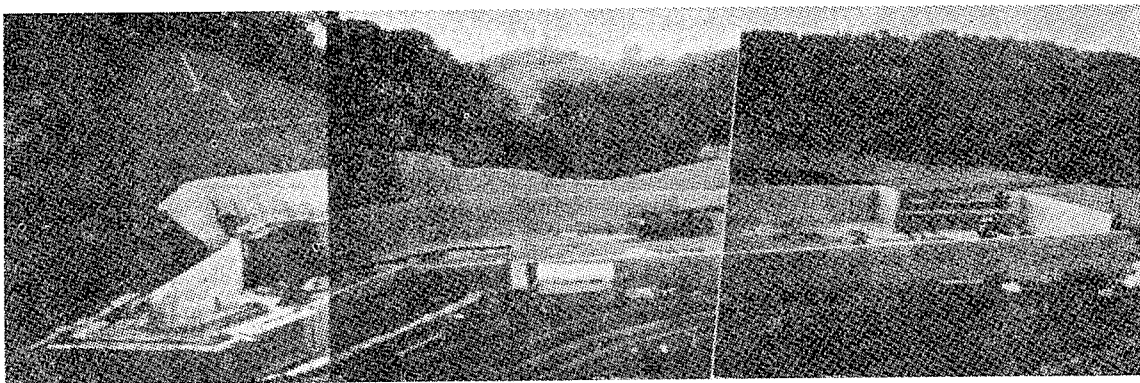
擁壁の安定計算としては、単体の擁壁として満水時、空水時、および施工時の状態を考慮して表—1 の荷重ケースで検討をした。

(1) 曲げモーメントの計算

① 土圧による曲げモーメント

クーロン土圧により計算をしたが、裏込め土が粘土質のため、地質調査結果より、土の内部摩擦角 $\phi=15^\circ$ 、土の単位重量 $\gamma=1.5$ t/m³ とした。

常 時 $K_A=0.533$

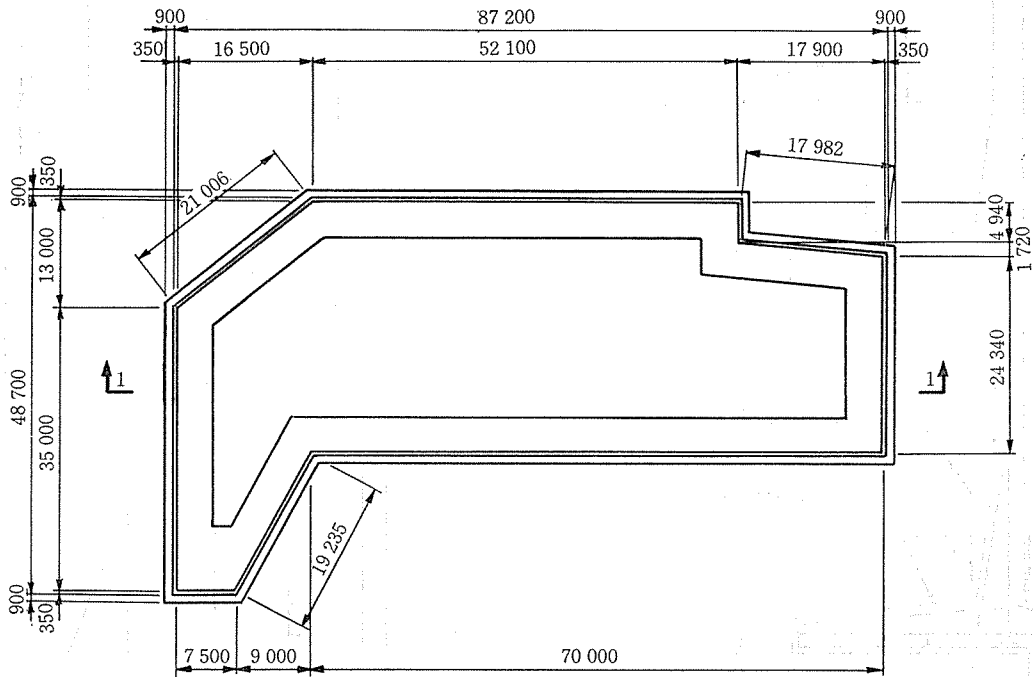


写真—1 施工中の福島医大調整池

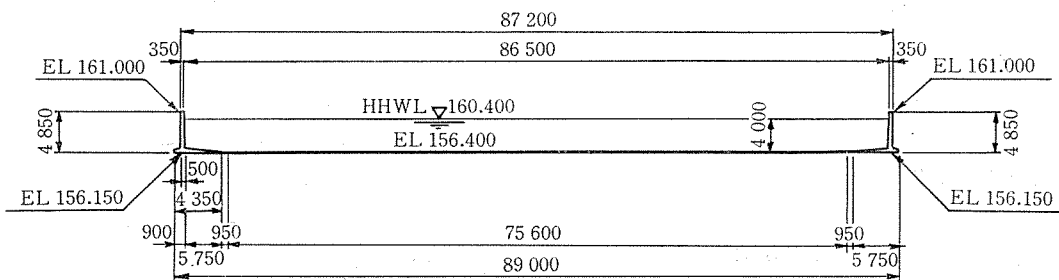
* 福島県福島医科大学整備準備室

** ピー・エス・コンクリート（株）仙台支店

平面図



断面図



断面図

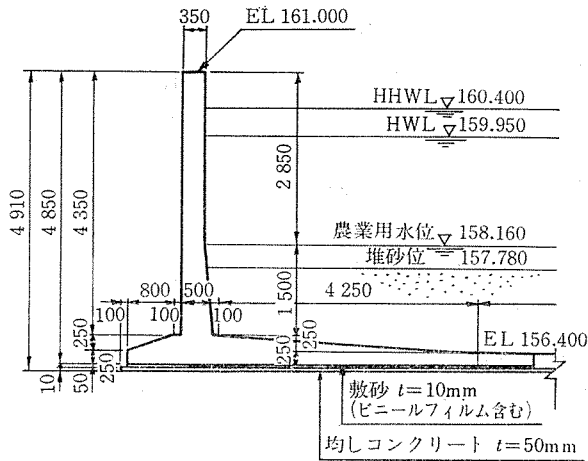


図-1 一般形状図

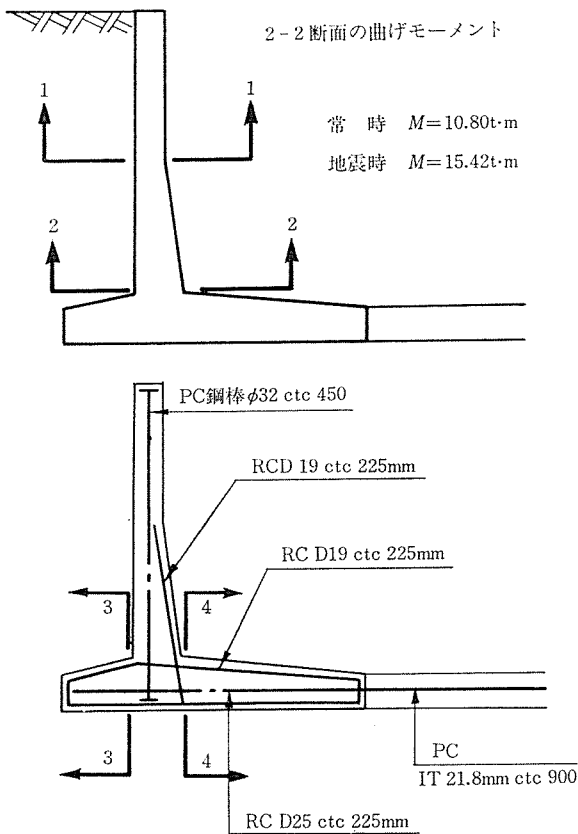


図-2 擁壁配筋図

土圧力 $P_{a1H}=3.2t$

地震時 $K_{EA}=0.756$

土圧力 $P_{Ea1H}=10.6t$

② 上載荷重による曲げモーメント

常時のみ

$$M=P_{a2H} \times y_{2-2}=1120 \times 2175=2.44t \cdot m$$

擁壁の部材としては、側壁とフーチングがあるが、側壁は土圧、水圧、上載荷重、地震力 ($k_H=0.18$) を考慮して、設計をした。部材は PC 構造とし、鉛直締めめに PC 鋼棒 $\phi 32$ mm を ctc 450 mm で配置をした (図-2 参照)。また、側壁の長手方向には、水密性や乾燥収縮、および温度応力等によるひびわれ防止のために、 10 kg/cm^2 程度の応力導入を考え、シングルストランド 1 T 19.3 mm を 7 本配置した。

フーチング部材の設計としては、RC 部材とし、次の 2 通りの方法で検討をした。

イ. 安定計算時の地盤反力よりフーチングの付け根を固定とした片持梁の計算 (独立擁壁)

ロ. 鉛直方向に弾性支点を有する単位幅の梁とし、擁壁に作用する転倒モーメントや鉛直力を荷重とした弾性梁としての計算

結果的には、弾性支承上の梁の解法で決定された。

○ M_{\max} 時

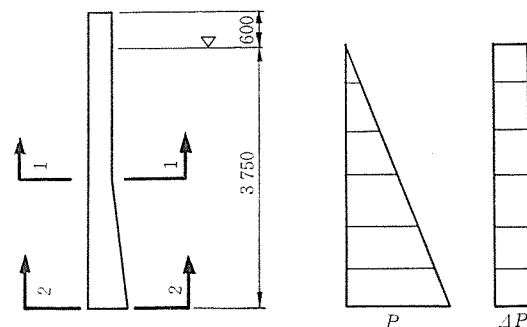
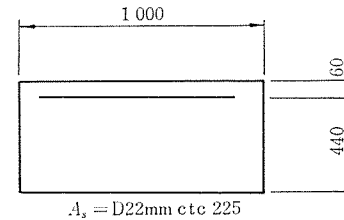
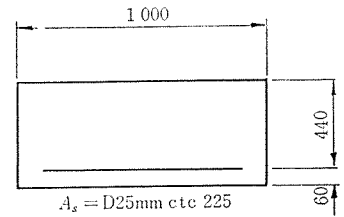


図-3 水圧図

3-3・4-4 断面

Max=12.79 t・m

Max=13.56 t・m (弾性支承)

$\sigma_c=48.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}=100 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s=1527 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$

○ M_{\min} 時

3-3・4-4 断面

Min=-2.73 t・m

Min=-10.29 t・m (弾性支承)

$\sigma_c=40.8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca}=100 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s=1488.2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$

③ 水圧による曲げモーメント (図-3 参照)

イ. 静水圧

$$P_{2-2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 3.750^2 = 7.03t$$

作用位置

$$y = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 3.750 = 1.25m$$

ロ. 動水圧

(土木工学ハンドブック第8編水理学参照)

$$\Delta P_2 = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot h \cdot \sqrt{kH}$$

表-1 検討荷重数

荷重ケース		荷重状態	許容値割増し
case-1	施工段階1 (独立擁壁)	常時	1.0
		地震時	1.5
case-2	施工段階2 (水張り 2.5m)	常時	1.25
		地震時	1.5
case-3	施工段階3 (水張り 2.5m +裏込め土)	常時	1.25
		地震時	1.5
case-4	完成系満水時	常時	1.0
		地震時	1.5
case-5	完成系空水時	常時	1.0
		地震時	1.5

(注) case-4 については満水時の地震時に土圧を無視した状態も考慮している。
(水張り満水に匹敵)

$$= \frac{7}{12} \cdot 0.18 \times 1.0 \times 3.750$$

$$\times \sqrt{3.75 \times 400} = 1.52 \text{ t}$$

作用位置

$$y_2 = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 3.750 = 1.875 \text{ m}$$

表-2 2-2 断面の曲げモーメント

case	状態	土 圧	上 載 荷 重	水 圧	軀 体	曲げモーメントの合計 t・m
1	常時	0	0	0	0	0
	地震時	0	0	0	1.52	1.52
2	常時	0	0	-2.60	0	-2.60
	地震時	0	0	-3.42	-1.52	-4.94
3	常時	10.80	0	-2.60	0	8.20
	地震時	15.42	0	-3.42	1.52	13.52
4	常時	10.80	2.44	-8.79	0	-8.79
	地震時	15.42	0	-11.64	±1.52	4.45 -13.16 +5.30
5	常時	10.80	2.44	0	0	13.24
	地震時	15.42	0	0	1.52	16.94

ハ. 曲げモーメント

常時

$$M_{2-2} = P_{2-2} \times y = -7.03 \times 1.250$$

$$= -8.79 \text{ t} \cdot \text{m}$$

地震時

$$M_{2-2} = P_{2-2} \times y + \Delta P_2 y_2$$

$$= -7.03 \times 1.250 - 1.52$$

$$\times 1.875 = -11.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

④ 軀体の慣性力による曲げモーメント

イ. 慣性力

$$H_1 = 2.850 \times 0.350 \times 2.5 \times 0.18$$

$$= 0.45 \text{ t}$$

$$H_2 = 4.088 \times 0.18 = 0.74 \text{ t}$$

ロ. 作用点

$$y_1 = 1.425 \text{ m}$$

$$y_2 = 2.060 \text{ m}$$

ハ. 曲げモーメント

地震時

$$M_{1-1} = H_1 \times y_1 = 0.450 \times 1.425$$

$$= \pm 0.64 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{2-2} = H_2 \times y_2 = 0.740 \times 2.060$$

$$= \pm 1.52 \text{ t} \cdot \text{m}$$

⑤ 曲げモーメントの集計

イ. 1-1 断面 (図-3 参照) は省略する。

ロ. 2-2 断面 (図-3 参照) における曲げモーメントを表-2 に示す。

(2) 断面検討 (図-4 参照)

① プレストレスの計算

導入直後の設計断面でのプレストレス力 (σ_{pt}) 65 kg/mm² = 51.3 t と仮定した。

イ. 1-1 断面

$$\sigma'_{cpe} = \frac{P_e}{A} = \frac{98400}{3500} = 28.1 \text{ kg/cm}^2$$

ロ. 2-2 断面

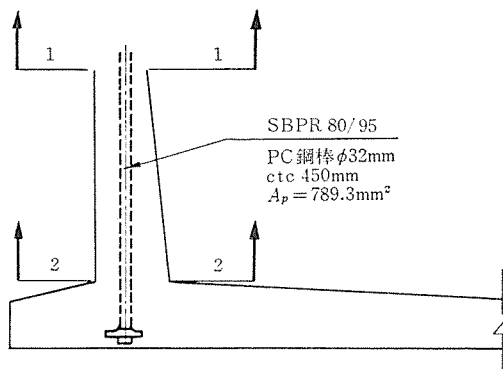


図-4 PC 鋼棒配置

表-3 外力による曲げ応力度

断面	常 時				地 震 時			
	Max ₁ = 4.09 t·m Max ₂ = 13.24 t·m		Min ₁ = -1.90 t·m Min ₂ = -8.79 t·m		Max ₁ = 4.98 t·m Max ₂ = 16.94 t·m		Min ₁ = -3.34 t·m Min ₂ = -13.16 t·m	
	外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側
1-1 Z=20 417 cm ³	-20.0	20.0	9.3	-9.3	-24.4	24.4	16.4	-16.4
2-2 Z=41 667 cm ³	-31.8	31.8	21.1	-21.1	-40.7	40.7	31.6	-31.6

表-4 合成応力度 単位: kg/cm²

断面	常 時				地 震 時			
	Max		Min		Max		Min	
	外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側
1-1	8.1	43.1	37.4	18.8	3.7	52.5	44.5	11.7
2-2	5.6	33.8	58.5	-19.1	-3.3	42.7	69.0	-29.6
許 容 値	>0	<120	<120	>0	>-22	<120	<120	>-22

$$\sigma'_{cpe} = \frac{P_e}{A} \pm \frac{P_e \cdot e_p}{Z} = \frac{98\,400}{5\,000} \pm \frac{98\,400 \times 7.5}{41\,667} = 37.9 \text{ kg/cm}^2 \pm 2.0$$

② 外力による曲げ応力度

外力による曲げ応力度を 表-3 に示す。

③ 合成応力度

合成応力度を 表-4 に示す。

M_{min} モーメント時（満水時）の側壁内側は、許容値を満足しないので、引張鉄筋を配置した。

2.6 底版の設計

底版は擁壁と一体化した構造として、擁壁を介して作用する荷重および底版上の荷重（水および底版自重）のほかに堆砂土を考えた温度応力を考慮する。

なお、検討断面は版中央、および版端部とする。

(1) 荷重により生ずる曲げモーメントの計算

単位幅当りの弾性支承上の梁として構造をモデル化（図-5）して電算機により計算する。

(2) 温度応力

温度応力は、温度変化により底版が伸縮しようとするのを拘束することにより生ずる伸縮拘束応力と、底版の上下面の温度差による反りを拘束することにより生ずる反り拘束応力とがある。

① 伸縮拘束応力

温度変化による伸縮拘束応力は、底版とコンクリート面の摩擦によって、底版の伸縮を妨げることによって生ずる。任意点xにおける底版とコンクリート面との摩擦による拘束力 P_x は、

$$P_x = (q_x) \cdot dx \cdot f$$

ただし、 $-dt \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_c \geq P_x \geq dt \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_c$
コンクリートに発生する拘束応力は、

$$r = \frac{P_x}{A_c}$$

ここに、q_x: 任意点における底盤反力

f: 摩擦係数

dt: 温度変化

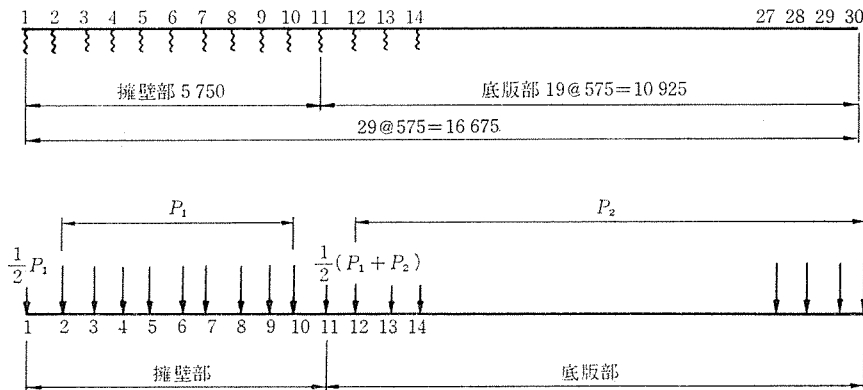
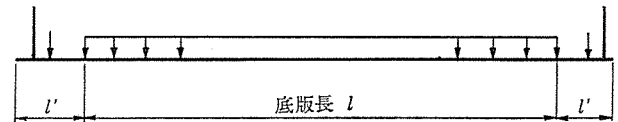
α: コンクリートの熱膨張係数

E_c: コンクリートの弾性係数

A_c: コンクリートの断面積

上式により、設計断面の拘束応力は、以下のようになる。

a. 湯水時



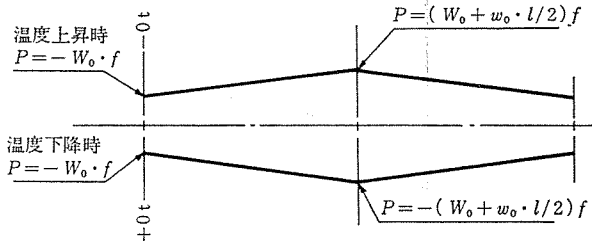
ここに、P₁: 擁壁に作用する鉛直力
M: " 転倒モーメント
P₂: 底版自重、水重量

注: バネ定数 K_s = 5kg/cm³ とした。

図-5 構造モデル

W_0 : 擁壁部の鉛直荷重

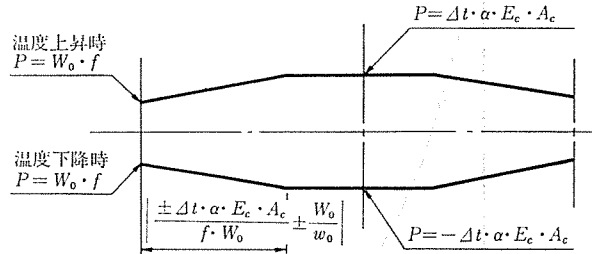
$$\frac{l}{2} \leq \left| \frac{\pm \Delta t \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_c}{f \cdot w_0} \pm \frac{W_0}{w_0} \right| \text{ の時}$$



$$\text{底版端部の拘束応力 } \sigma = \frac{\pm W_0 \cdot f}{A_c}$$

$$\text{底版中央部の拘束応力 } \sigma = \frac{\pm (W_0 + w_0 \cdot l/2) \cdot f}{A_c}$$

$$\frac{l}{2} \geq \left| \frac{\pm \Delta t \cdot \alpha \cdot E_c \cdot A_c}{f \cdot w_0} \pm \frac{W_0}{w_0} \right| \text{ の時}$$



$$\text{底版端部の拘束応力 } \sigma = \frac{\pm W_0 \cdot f}{A_c}$$

$$\text{底版中央部の拘束応力 } \sigma = \pm \Delta t \cdot \alpha \cdot E_c$$

なお、湯水時の温度変化を $\pm 15^\circ\text{C}$ とした。

b. 満水時

満水時の拘束応力は、拘束力が大きいため、底版端部、中央部について完全拘束とした。

$$\sigma = \pm \Delta t \cdot \alpha \cdot E_c$$

なお、満水時の温度変化は、「水道用プレストレストコンクリートタンク 標準仕様書」(日本水道協会)より $\Delta t = \pm 5^\circ\text{C}$ とした。

② 反り拘束応力

反り拘束応力は、底版上面と下面との温度差によって底版が反りを生じようとするのを、床版自重により妨げることによって生ずる。

Westergaard の式により版の厚さと版の上下面の温度差をパラメーターとして、次式より算出した。

$$\sigma_t = \frac{E_c \cdot \alpha \cdot \theta'}{2(1-\mu)} \times \beta$$

ここに、 σ_t : そり拘束応力

E_c : コンクリートの弾性係数

α : コンクリートの熱膨張係数

θ' : 版上面の温度差

μ : コンクリートのポアソン比

β : 堆砂土による低減係数

上下面の温度差 θ' は、湯水時の場合、堆砂土があるので、コンクリート舗装の場合と半分程度の気象条件を受けるものとし、「空港コンクリート舗装構造設計要領」(運輸省航空局監修)より、

温度上昇時の温度勾配 0.70°C/cm

温度下降時の温度勾配 0.30°C/cm

とした。

満水時については湯水時の 1/2 とした。

(3) 計算例

荷重ケースとして擁壁と設計に用いた case 2~case 5 について考慮する。

① 構造モデル

鉛直方向に弾性支点を有する単位幅の梁を構造モデルとし(図-6 参照)、電算(電々公社 DEMOS-E, FRAP-GEN)により計算した(短軸方向)。

コンクリート部材の弾性係数 $E = 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

図-6 と対応させた版厚を表-5 に示す。

② 地盤のバネ定数

バネ定数は、擁壁部、底版部、共に地盤改良が行われるので、 $K_{75} = 5 \text{ kg/cm}^3$ とする。したがって、幅 1 m、長さ 0.575 m に対応するバネ支承としては

$$k = 5 \times 100 \times 57.5 = 28750 \text{ kg/cm} = 2875 \text{ t/m}$$

すなわち、 $k_1 \sim k_{30} = 2875 \text{ t/m}$ とした。

表-5 版 厚

部 材	版厚 (m)	部 材	版厚 (m)
1-2	0.340	7-8	0.368
2-3	0.486	8-9	0.335
3-4	0.497	9-10	0.301
4-5	0.470	10-11	0.267
5-6	0.436	11-12	0.250
6-7	0.402	12-30	0.250

③ 荷 重

荷重解析モデルを図-7 に、計算結果を表-6 に示す。

④ 曲げモーメントの集計

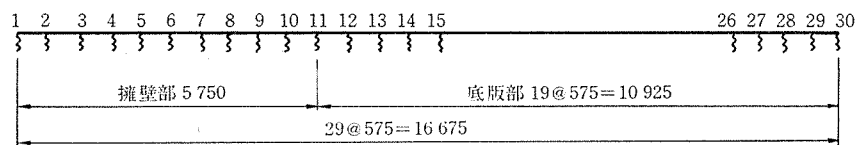
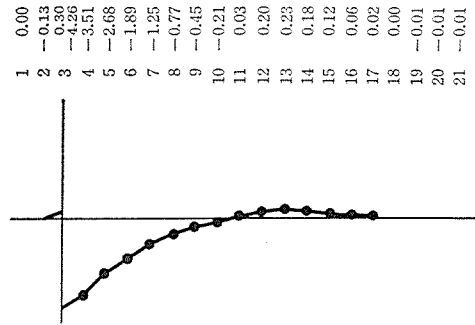


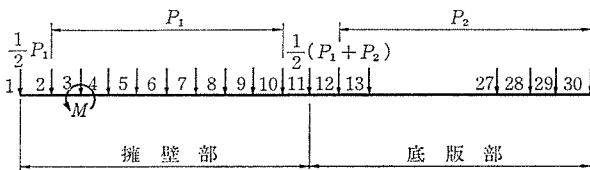
図-6 構造モデル

表一6 底版にかかる荷重および曲げモーメント

		$P_1(t)$	$P_2(t)$	$M(t \cdot m)$
case-1	常時	—	—	—
	地震時	—	—	—
case-2	常時	$20.24/11=1.84$	$(2.50 \times 1.0 + 0.25 \times 2.5) \times 0.575 = 1.797$	3.384
	地震時	$20.24/11=1.84$	” $=1.797$	6.455
case-3	常時	$28.63/11=2.60$	” $=1.797$	-10.889
	地震時	$28.00/11=2.55$	” $=1.797$	-22.924
case-4	常時	$36.15/11=3.29$	$(4.00 \times 1.00 + 0.25 \times 2.5) \times 0.575 = 2.659$	-4.555
	地震時	$33.01/11=3.00$	” $=2.659$	21.370
case-5	常時	$18.86/11=1.71$	$0.25 \times 2.5 \times 0.575$ $=0.359$	-17.219
	地震時	$17.46/11=1.59$	” $=0.359$	-26.308



図一8 case-4 常時の曲げモーメント



図一7 底版解析モデル

曲げモーメントの集計を表一7に示す。

⑤ 曲げモーメント

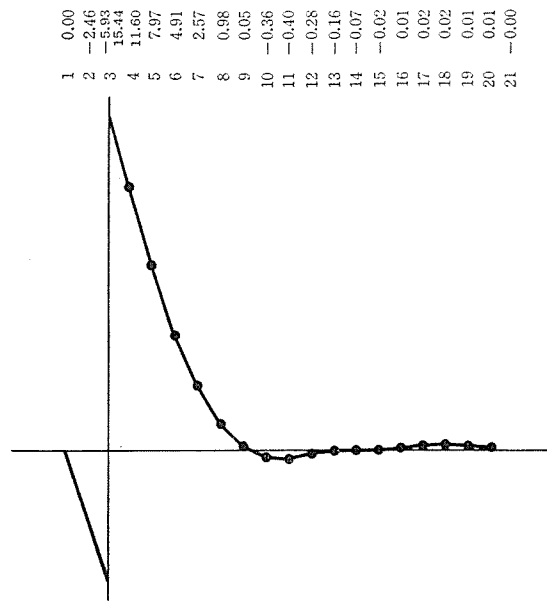
イ. case-4 常時の曲げモーメント図を図一8に示す。

荷重

$$P_1 = 3.29 \text{ t}, P_2 = 2.659 \text{ t}$$

$$M = -4.555 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ロ. case-4 地震時の曲げモーメント図を図一9に示す。



図一9 case-4 地震時の曲げモーメント図

表一7 曲げモーメントの集計

		case-2		case-3		case-4		case-5	
		常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
擁壁部	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	-0.61	-0.89	0.56	1.67	-0.13	-2.46	1.28	2.13
	3	-1.26	-2.01	2.00	4.94	0.30	-5.93	3.72	5.97
	4	2.12	+4.45	-8.89	-17.98	-4.26	15.44	-13.50	-20.34
	5	1.50	3.28	-7.03	-13.93	-3.51	11.60	-10.54	-15.76
	6	1.00	2.22	-5.13	-10.00	-2.68	7.97	-7.61	-11.25
	7	0.55	1.34	-3.45	-6.53	-1.89	4.91	-5.07	-7.36
	8	0.25	0.69	-2.13	-3.82	-1.25	2.57	-3.11	-4.35
	9	0.06	0.25	-1.19	-1.92	-0.77	0.98	-1.73	-2.25
	10	-0.04	0.00	-0.58	-0.73	-0.45	0.05	-0.86	-0.93
底版部	11	-0.07	-0.10	-0.19	-0.05	-0.21	-0.36	-0.29	-0.16
	12	-0.06	-0.12	0.13	0.35	0.03	-0.40	0.21	0.38
	13	-0.04	-0.09	0.34	0.53	0.20	-0.28	0.53	0.66
	14	-0.02	-0.06	0.34	0.47	0.23	-0.16	0.54	0.62
	15	-0.01	-0.03	0.26	0.34	0.18	-0.07	0.41	0.45
	16	0	-0.01	0.16	0.20	0.12	-0.02	0.26	0.27
	17	0	0	0.08	0.09	0.06	0.01	0.13	0.13
	18	0	0	0.03	0.02	0.02	0.02	0.05	0.04
	19	0	0	0	0.01	0	0.02	0	0.01
	20	0	0	-0.01	-0.02	-0.01	0.01	-0.02	-0.03
	21	0	0	-0.02	-0.02	-0.01	0	-0.02	-0.02

荷重

$$P_1 = 3.00 \text{ t}, P_2 = 2.659 \text{ t}$$

$$M = 21.370 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ハ. case-5 常時の曲げモーメント図を図一10に示す。

荷重

$$P_1 = 1.71 \text{ t}, P_2 = 0.359 \text{ t}$$

$$M = -17.219 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ニ. case 5 地震時の曲げモーメント図を図一11に示す。

荷重

$$P_1 = 1.59 \text{ t}, P_2 = 0.359 \text{ t}$$

$$M = -26.308 \text{ t} \cdot \text{m}$$

⑥ 合成応力度

イ. 版中央部の合成応力度を表一8に、またそのときの許容応力度を表一9に示す。

ロ. 版端部の合成応力度を表一10に、またそのときの許容応力度を表一11に示す。

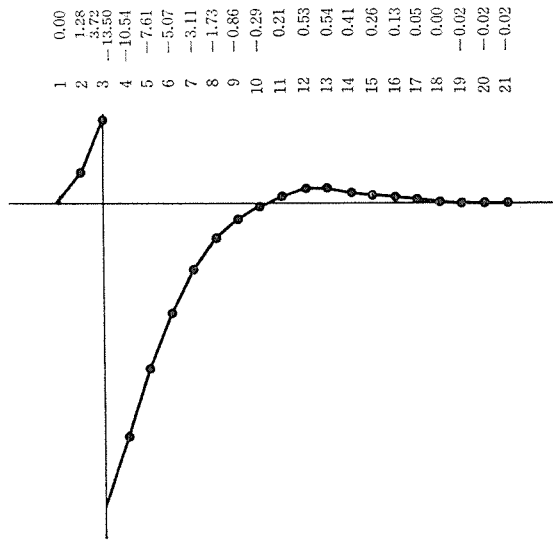


図-10 case-5 常時の曲げモーメント図

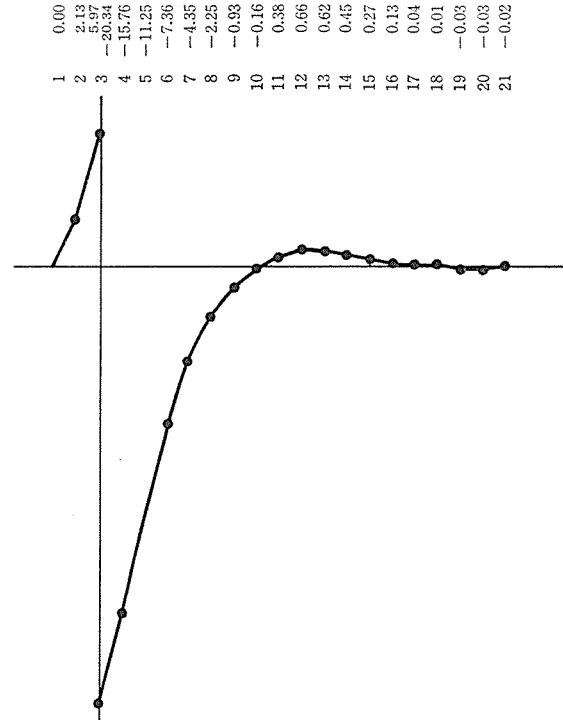


図-11 case-5 地震時の曲げモーメント図

表-8 版中央部の合成応力度 単位: kg/cm²

Case	Time	Direction	荷重による曲げ応力度	温度応力		プレス トレス	合成応力度	
				最大値	最小値		最大値	最小値
case-2	常時	上	0.6	25.0	13.3	17.3	42.9	31.2
		下	-0.6	-13.3	-25.0	〃	3.4	-8.3
case-2	地震時	上	1.2	25.0	13.3	〃	43.5	31.8
		下	-1.2	-13.3	-25.0	〃	2.8	-8.9
case-3	常時	上	-3.3	22.8	11.1	〃	36.8	25.1
		下	3.3	-11.1	-22.8	〃	9.5	-2.2
case-3	地震時	上	-5.1	22.8	11.1	〃	35.0	23.3
		下	5.1	-11.1	-22.8	〃	11.3	-0.4
case-4	常時	上	-2.2	22.8	11.1	〃	37.9	26.2
		下	2.2	-11.1	-22.8	〃	8.4	-3.3
case-4	地震時	上	3.8	22.8	11.1	〃	43.9	32.2
		下	-3.8	-11.1	-22.8	〃	2.4	-9.3
case-5	常時	上	-5.2	25.8	2.6	〃	37.9	14.7
		下	5.2	-2.6	-25.8	〃	19.9	-3.3
case-5	地震時	上	-6.3	25.8	2.6	〃	36.8	13.6
		下	6.3	-2.6	-25.8	〃	21.0	-2.2

表-9 許容応力度 単位: kg/cm²

Case	Time	割増し係数	曲げ圧縮	曲げ引張
case-2	常時	1.25	150	25
	地震時	1.5	180	30
case-3	常時	1.25	150	25
	地震時	1.5	180	30
case-4	常時	1.0	120	20
	地震時	1.5	180	30
case-5	常時	1.0	120	20
	地震時	1.5	180	30

2.7 特徴

本ため池設計上の特徴を以下に述べ、あわせて設計の流れを図-12に示す。

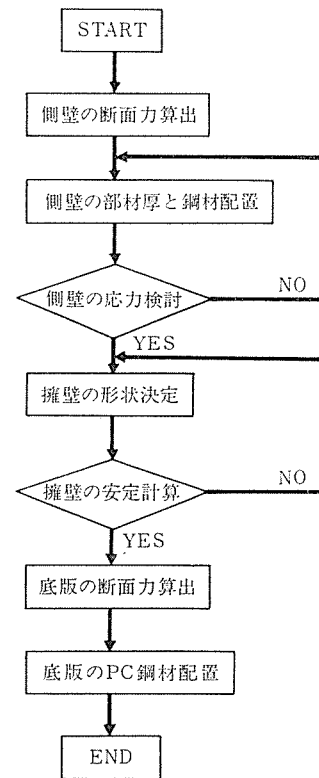


図-12 設計フロー

- 1) 変形九角形の任意形状である。
- 2) 水密性を考慮して擁壁の側壁にもプレストレスを入れた(鉛直締め, PC 鋼棒 φ32 mm ctc 450)。
- 3) 床版は荷重による応力は小さく, 大半が温度差で決定される。

表-10 版端部の合成応力度 単位: kg/cm²

	荷重による曲げ応力度		温度応力			プレス トレス	合成応力度	
			最大値	最小値	トレス		最大値	最小値
case -2	常時	上下	0.6 -0.6	11.8 -0.1	0.1 -11.8	17.3 〃	29.7 16.6	18.0 4.9
		地震時	1.2 -1.2	11.8 -0.1	0.1 -11.8	〃 〃	30.3 16.0	18.6 4.3
case -3	常時	上下	-3.3 3.3	22.8 -11.1	11.1 -22.8	〃 〃	36.8 9.5	25.1 -2.2
		地震時	-5.1 5.1	22.8 -11.1	11.1 -22.8	〃 〃	35.0 11.3	23.3 -0.4
case -4	常時	上下	-2.2 2.2	22.8 -11.1	11.1 -22.8	〃 〃	37.9 8.4	26.2 -3.3
		地震時	3.8 -3.8	22.8 -11.1	11.1 -22.8	〃 〃	43.9 2.4	32.2 -9.3
case -5	常時	上下	-5.2 5.2	12.7 -1.0	1.0 -12.7	〃 〃	24.8 21.5	13.1 9.8
		地震時	-6.3 6.3	12.7 -1.0	1.0 -12.7	〃 〃	23.7 22.6	12.0 10.9

表-11 許容応力度 単位: kg/cm²

		割増し係数	曲げ圧縮	曲げ引張
case-2	常時	1.25	150	25
	地震時	1.5	180	30
case-3	常時	1.25	150	25
	地震時	1.5	180	30
case-4	常時	1.0	120	20
	地震時	1.5	180	30
case-5	常時	1.0	120	20
	地震時	1.5	180	30

3. 施工編

3.1 施工概要

工事の施工範囲としては、基礎均しコンクリートから調整池本体工事まで掘削、地盤改良（碎石 0~60mm で平均 3.0m 程度）流入、放流関係工事は含まれていない。

施工順序を 図-13 に、底版コンクリート打設順序を 図-14 に示す。

3.2 底版工

底版の施工は 図-14 のように分割して施工した。幅の決定は表面均し機械（クラリアーパワースクリード）の施工幅と、全体幅より 6.3m とした。

底版コンクリートの下には、摩擦低減のために砂を敷き、その上にポリエチレンフィルム（ $t=0.05$ mm）を2枚重ねて敷き、厚さは合計厚で 10mm とし、これによって設計摩擦係数 $f=0.5$ を確保するようにした（図-15、写真-2）。

型枠は、底版長さ方向は鋼製、幅方向は木製で施工し

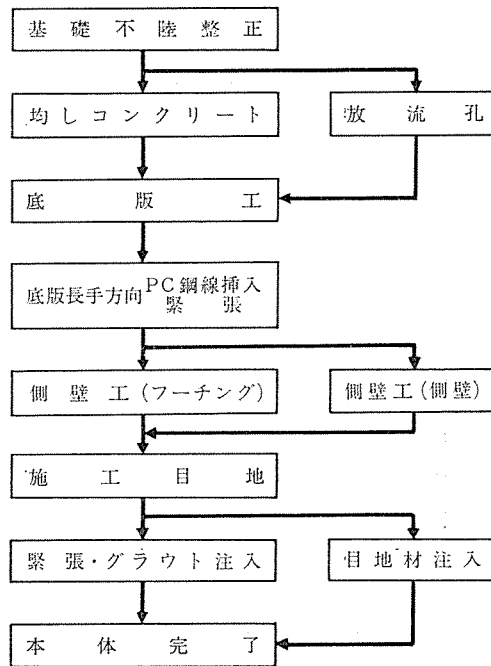


図-13 施工順序

た（写真-3）。

型枠は、ピンを均しコンクリートに穴をあけ打ち込むことによって止める構造とした。

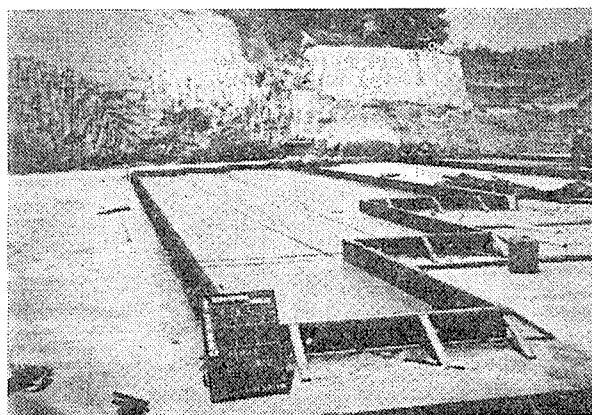


写真-2

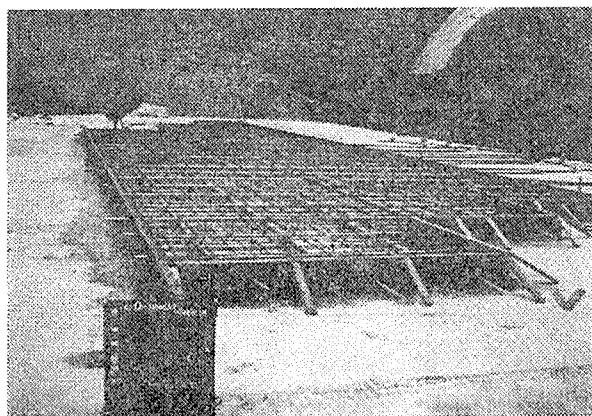


写真-3

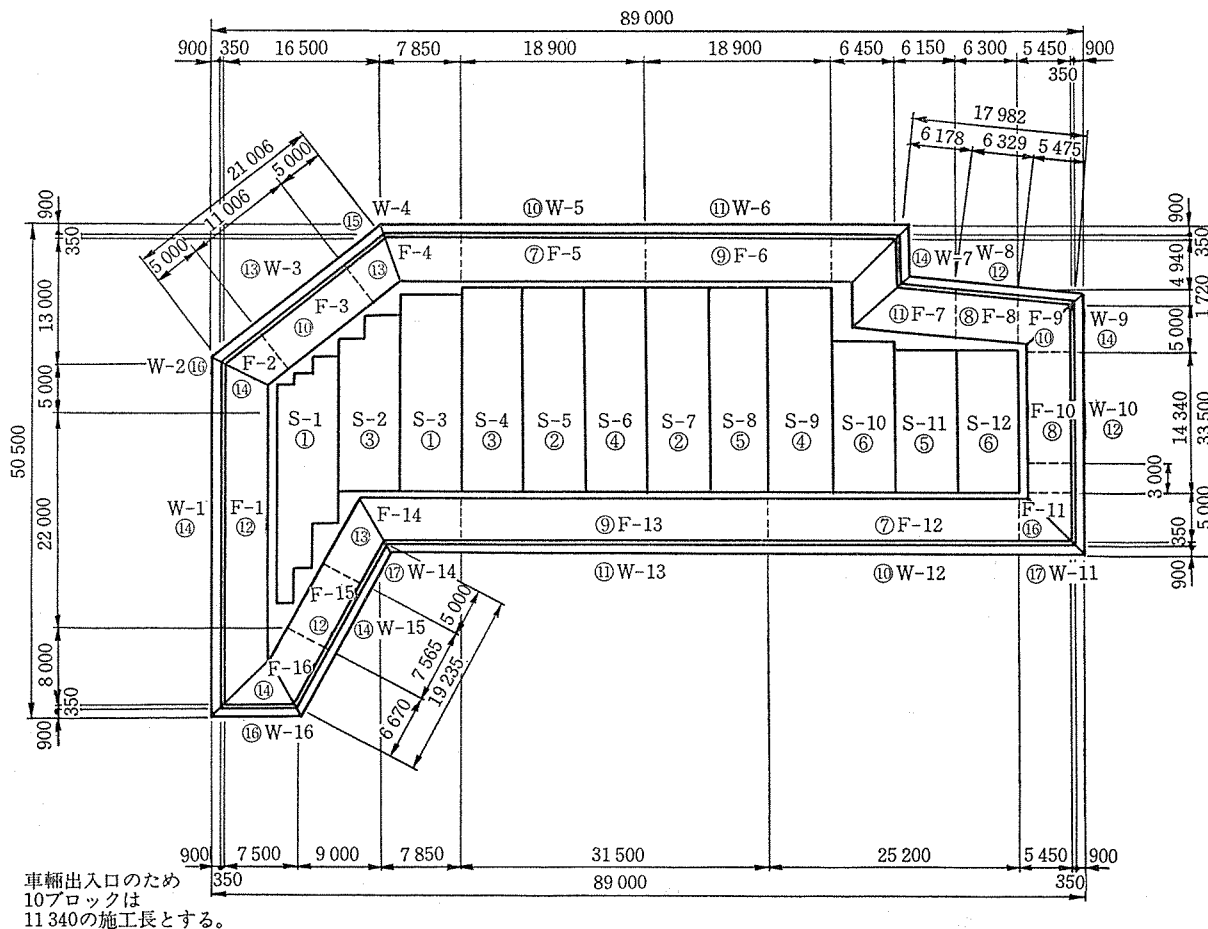


図-14 底版コンクリート打設順序

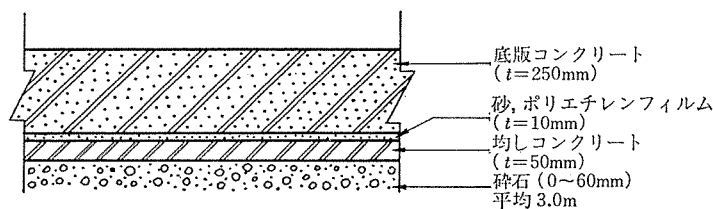


図-15 底版構成

PC 鋼材配置用のスペーサーは、鉄筋と同一ピッチになるために写真-4のようなスペーサーを考案し使用したが結果は良好であった。

幅方向の PC 鋼材配置は、施工上 PC 鋼線は後挿入となるので、シースのみを配置してその変形防止には、ポリエチレンパイプ (φ25) を入れて施工した。

コンクリートの仕上げは、クラリーで表面を均した後に木製フロートにて均し、その後、金ゴテの2回仕上げを行った (写真-5)。

コンクリートの養生は、仕上げ完了後ブリージング水がなくなってから被膜養生剤を散布し、養生マットをか

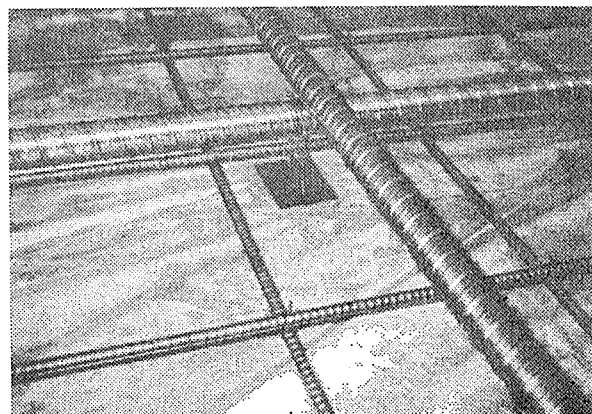


写真-4

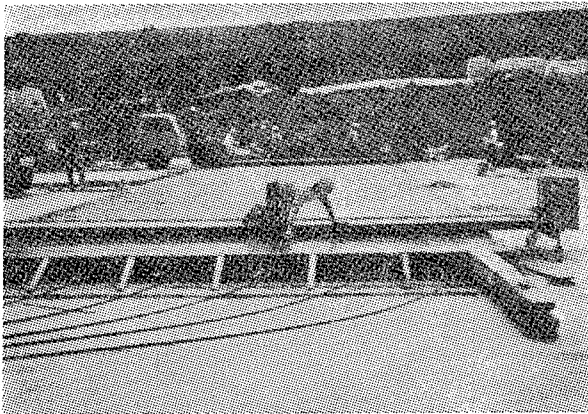


写真-5

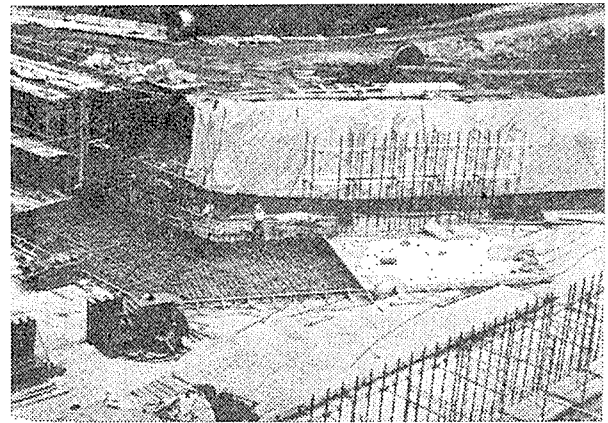


写真-8

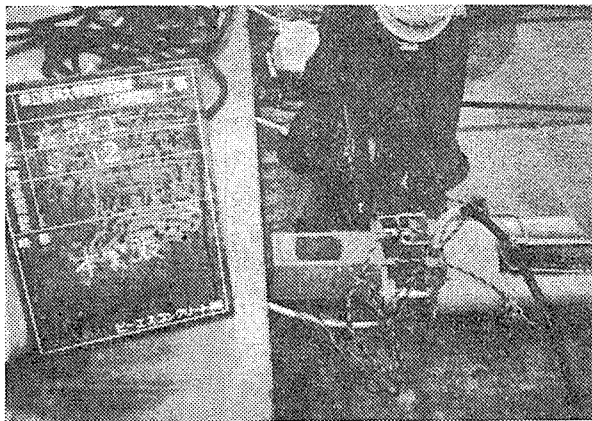


写真-6

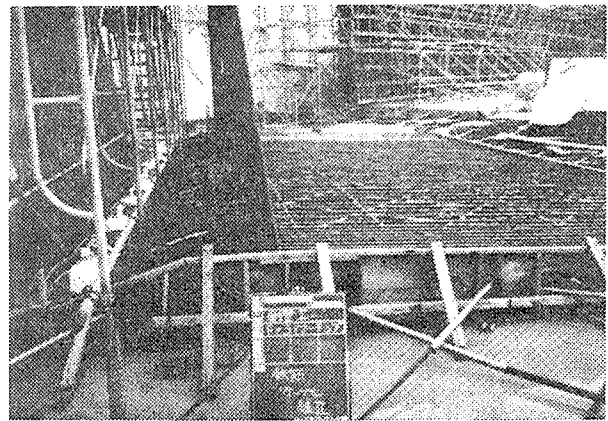


写真-9

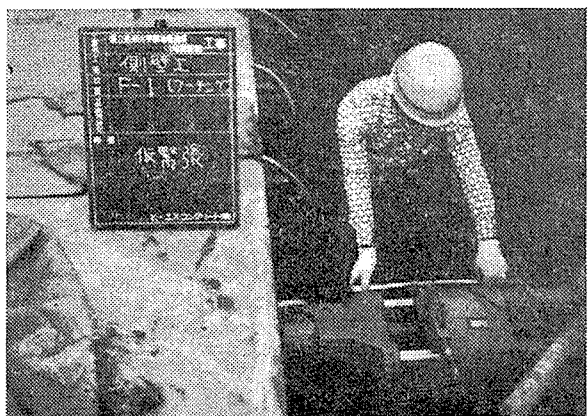


写真-7



写真-10

け散水養生を行った。

緊張作業はブロック毎に行う長さ方向と、底版完了後の幅方向の2回に分けて行い、長さ方向はコンクリート材令1日で、全プレストレス量の約1/3の 5 kg/cm^2 の応力導入を行い初期ヒビ割れを防止し、材令7日で残り2/3のプレストレスを導入した。幅方向のPC鋼材は、最後のブロックが完了した後に「ピンチローラー」を使

用して挿入した。最大ケーブル長が90mあったが、ピンチローラーの使用でスムーズに作業することができた。

分割施工しているのので、緊張ジャッキはセンターホール式のものを使用できないので、双胴式50tジャッキを使用した。当初定着具のチャックをハンマーで叩いて定着していたが（写真-6）、新規製作の内蔵式ジャッキ

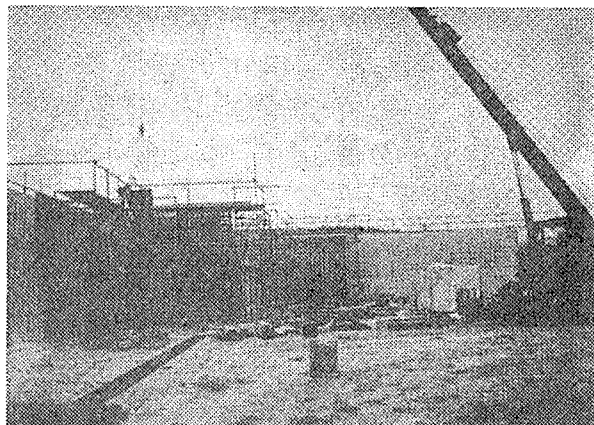


写真-11

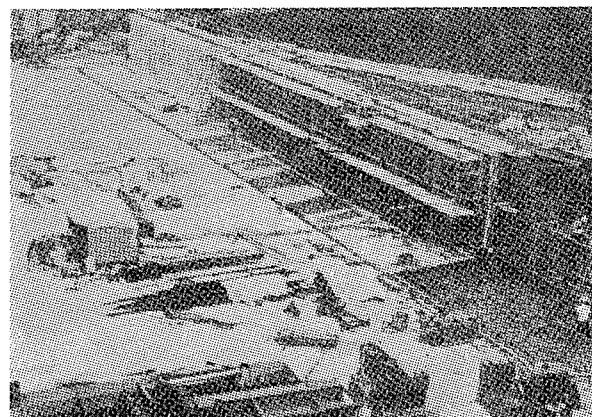


写真-13

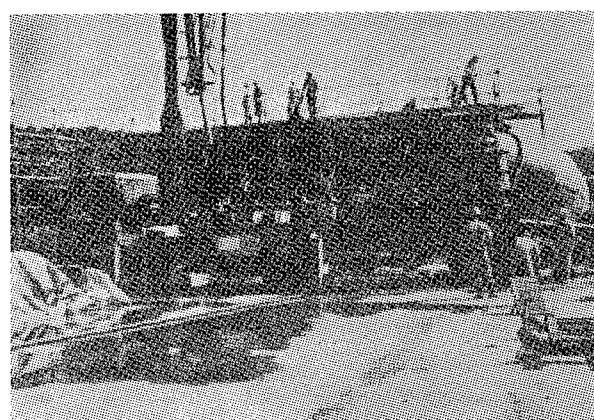


写真-12

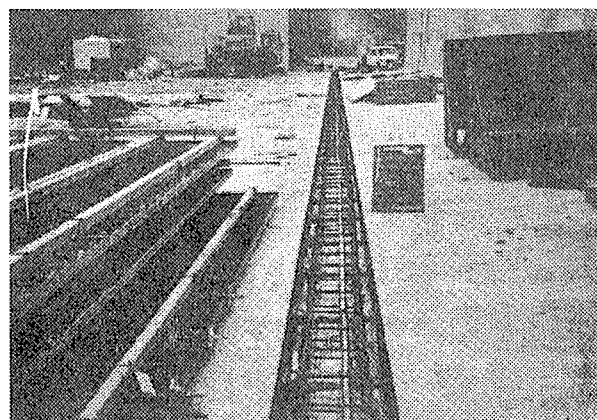


写真-14

によってチャックを押して定着する方式を改良した結果、定着具によるプレストレスのロスが少なくなった(写真-7)。

各ブロックの打継目には、縁切りと防水効果を高めるためにウレタン系防水剤を塗布して施工した。

3.3 擁壁工

擁壁はフーチング部と側壁部の2つに分割して施工を行い、数ブロック、フーチングが先行した後に側壁部の施工を開始していく方法を採用した。側壁コンクリートは、型枠回転を考慮して早強セメントを使用した。

(1) フーチング

フーチングの施工は底版と同様に砂、ポリエチレンフィルムを敷き、鉄筋組立て完了後に鉛直鋼棒保持用の足場を組み、アンボンド鋼棒をセットする。コンクリート打設時に側壁との打継目となる部分には止水効果を高めるためにステンレス板(0.3mm×100mm×1000mm)をコンクリート中に埋め込んでおいた。ストレスの導入は底版と同様に材令1日で、ヒビ割れ防止の仮緊張を行い、材令4日で残りのストレスを導入する(写真-8, 9, 10)。

(2) 側壁

フーチング完了後、内側足場を組み、鉄筋ケーブル型枠を組み立てる。

型枠はメタルフォーム(300×900)を使用し、外側枠は幅4.0mのブロックで地組し組み立てる構造とし、内側枠はフォームタイ取付けの関係から90cm幅のブロックとした。

定着部のコーナー型枠は木製にて行い、クシ枠で保持するようにした。型枠の組立て解体は、クレーンを使用し作業効率を高めるためにも型枠のブロック化を図った(写真-11)。

また型枠組立てからコンクリート打設まで約7日間を要するので(1日のコンクリート打設量を2ブロックとしたため)、型枠のサビ、仕上り面などを考慮して、型枠は表面コーティング処理(ウレタン系樹脂)をしたものを用いた。

これによって仕上り面は良好であったが、型枠の転用回数が多くなると部分的にコーティング部分がはがれ落ちる所が出てくるようである。

鉛直PC鋼棒の固定は鋼製の箱抜き型枠ヘナットを締

報 告

めることにより固定し、この箱抜き型枠をコンクリートの硬化を見はからって取り除くことにより翌日の解体作業もなく良好であった。

コンクリート打設は打設高が 4.35 m と高く、上部からの 1 層打設は困難であるので、途中で打設用の窓を設けて 2 層打ちとした (写真-12)。

コンクリート養生は、ポリエチレンパイプに小穴をあけ養生マット上からの散水養生をした結果、コンクリート温度は最高 45°C 程度であった。

側壁の緊張は、鉛直鋼棒の緊張後に水平ケーブルの緊張をフーチングと同様に材令 1 日で仮緊張材令 4 日で本緊張を行った。

型枠に使用したセパ穴の処理には、無収縮プレミックスタイプのモルタルを使用した。

3.4 施工目地

この種の構造物の過去の実績から、本工事では側壁施工時に底版からの拘束を受けにくくするために施工目地を設けて (写真-13)、側壁を単体として施工できるよ

うにした。

この目地は底版全周にわたって、底版とフーチングの間に幅 50 cm から設けられており、側壁完了後に無収縮コンクリートを打設することによって構造物を一体化している (写真-14)。

3.5 打継目処理

コンクリートの打継目処理は、ウレタン系防水剤のほかにフーチング、底版部は 10 mm×20 mm のカッターを入れ、側壁部は V カットしておいてシリコーン系のシール材を注入する。

4. あとがき

この種の工事は、福島県においては初めてのものであり、プレストレストコンクリートの新しい分野として期待できるものである。

末尾ながら、本工事の設計・施工において御指導、御援助をくださった皆様に誌上を借りて心から謝意を表します。

【昭和 59 年 3 月 16 日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート技術の現況

本書は全国七都市で行った第 10 回 PC 技術講習会のテキストとして編纂したもので、PC 技術の現況と題し、下記に示すとおり内容も豊富なものとなりました。地区によってはテキストの不足を生じた会場もあり、大変な盛況でした。その内容は大きく 4 項目からなっており、すなわち PC の設計に関する各国の規定、PC 鋼材について、建築に関する PC 部材の接合法、さらに今度の編纂に最も力点を置いた PC 橋の架設工法総覧であります。

特に最後の項は、PC 橋梁関係者にとっては、最近の新しい工法も採りいれられていることにより、大変よくまとまった格好の資料になることと思います。掲載資料を欲ばり、頁数が多くなり過ぎた嫌いがありましたが、ご自身の勉強のためもさることながら社員教育用にも最適かと存じます。ご希望の方は代金を添えて (社)プレストレストコンクリート技術協会 (電 03-261-9151) 宛お申し込みください。

体 裁 : A 4 判 216 頁

定 価 : 5,000 円 送 料 : 800 円

内 容 : (A) プレストレストコンクリートの設計に関する各国の規定 (主としてひびわれ発生許容プレストレストコンクリートについて)。(B) PC 鋼材について。(C) PC 部材の接合法 (その力学的基本特性)。(D) プレストレストコンクリート橋の架設工法総覧, 1) 概説, 2) PC 桁の移動架設工法, 3) 場所打ち工法 (支保工), 4) プレキャストブロック工法, 5) カンチレバー工法, 6) 移動支保工, 7) 押出し工法, 8) PC 鉄道橋の架設。