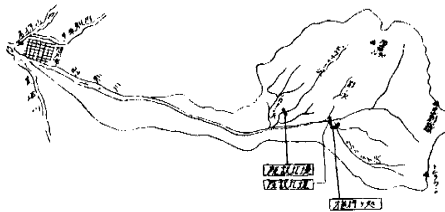


クワウンナイ拱堰堤について

準員 旭川土木現業所 寺 田 昌 一

1. ま え が き

本堰堤は忠別川支流クワウンナイ川に計画され、昭和32年度より着工した砂防拱堰堤である。



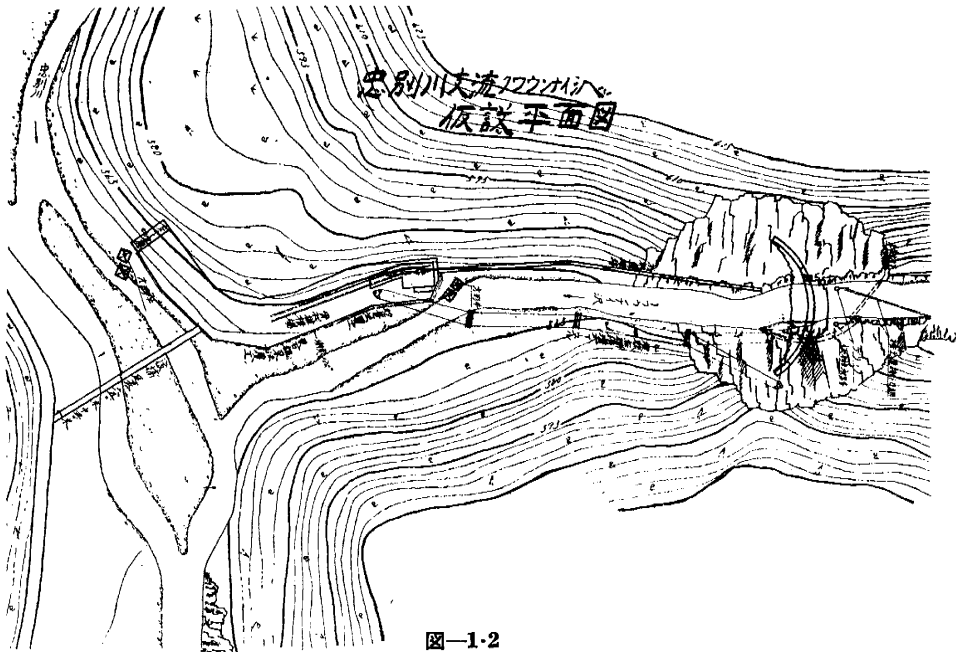
図—1・1 堰堤施行箇所図

当沢の地質は凝灰岩、安山岩の混淆したもので、上流部は縦横浸食、中下流部は主として横浸食による岸欠壊のため多くの崩壊地を有している。この概要を示すと表—1、2のごとくである。

表—1、2は流砂量調査および崩壊地調査資料より求めたものである。

表—1 崩壊および流出土砂量

流域面積 (km ²)	水源堆積量 (m ³)	河道堆積量 (m ³)	最大見込量 (m ³)	年間流砂量 (m ³)
58.40	85,000	85,000	201,000	22,000



図—1・2

表—2 最大洪水流砂量

流路延長 (km)	計画洪水量 (m ³)	到達時間 (hr)	1km ² 当 崩壊土砂量 (m ³)	1km ² 当 流出土砂量 (m ³)	1km ² 当 最大洪水流 砂量 (m ³)	許容流砂量 (m ³)	計画貯砂量 (m ³)
10.90	400	0.66	3,183	900	48,060	7,920	400,000

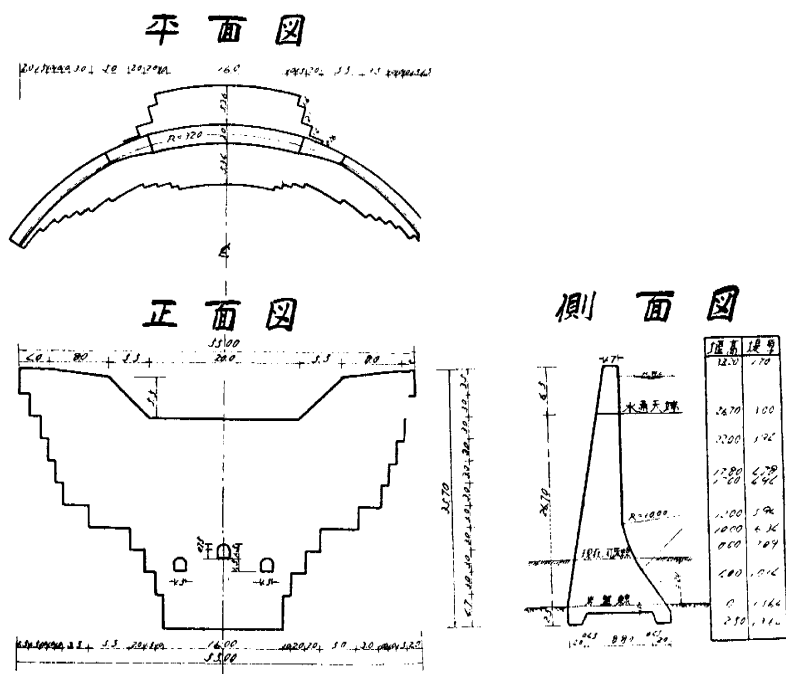


図-1.3

当沢の計画貯砂量は、本堰堤のみで分担するものとしてその貯砂量は $406,000 \text{ m}^3$ である。

計画地点付近は、輝石安山岩が露出し、V字状溪谷をなしており、地質調査の結果河床下 6.2 m に岩盤が表われ、アーチダムとして有利な地形、地質であることが知られ、安定および経済上からもアーチダムが採用されるに至った。

2. 地質調査

廻転式試錐により、堰堤基礎予定地点3箇所について調査を行った。河床より岩盤まではメタルクラウン岩盤到達後はショットクラウンを用いた。第2号より始めたが、深さ 2 m 前後の転石箇所ではロッドが固定しないので作業困難であつた為重錘をかけ、以後順調に進んだ。

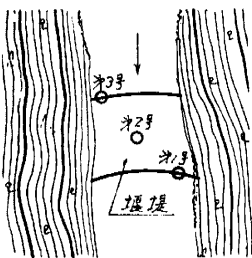


図-2 ボーリング箇所図

表-3 試錐材規格

種類	型式	孔径 (mm)	廻転数 (r.p.m.)	送り方式	原動機 馬力 (HP)
RL 50 型	廻転式	55	60	手動レバー	6

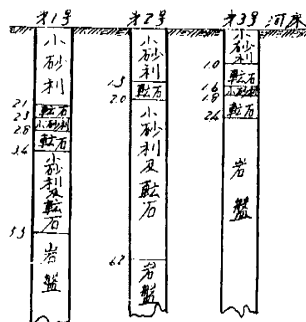


図-3 ボーリング柱状図

岩盤は河床下、逆梯形型をなし、岩質は安山岩系統で非常に堅硬であり、堰堤基礎として良好であると思われた。

3. Noetzli 理論による拱堰堤設計計算

(1) 概 説

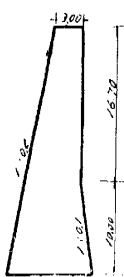
現在アーチダムの断面設計としては、精密法で Trial load method が用いられているが、本設計では Noetzli 理論により断面を決定した。

先ず Cylinder 公式で概略断面をきめ、これによってそれぞれ垂直片持梁と水平アーチの撓度計算を行い、付加荷重をかけることによって両撓度をほぼ一致させ、この時の決定荷重をもって堤体内応力計算を行った。

本堰堤は堤高 26.7 m の定半径アーチダムであり、先ず径間 $l=55 \text{ m}$ (Wing 天端)、中心角 $2\alpha=120^\circ$ を与え

て中心半径 $r_m = l/2 \sin \alpha = 32 \text{ m}$ を決定した。ダム形状は

天 端 厚 = 3.0 m
 下 流 法 $n = 1:0.2$
 上 流 法 $\begin{cases} h = 0 \sim 10 \text{ m} \text{ は} \\ m = 1:0.1 \\ h = 10 \sim 26.7 \text{ m} \\ \text{は } m = 0:0 \end{cases}$
 溢 流 水 深 $h_1 = 5.0 \text{ m}$
 流水単位重量 $\alpha = 1.0 \text{ t/m}^3$



図—4

とした。

原設計断面

表—4 断面寸法および水圧

堤高 (h)	堤 厚 (t)	上流側 半 径 (r_u)	中 心 半 径 (r_m)	下流側 半 径 (r_d)	中心角 (α)	水圧 (P)
m	m	m	m	m	(α)	kg/m ²
26.7	3.00	33.50	32.00	30.50	49°17'	5,000
22	3.94	33.50	31.53	29.56	46°11'	9,700
17	4.94	33.50	31.03	28.56	38°20'	14,700
12	5.94	33.50	30.53	27.56	32°43'	19,700
8	6.94	33.70	30.23	26.76	20°50'	23,700
4	8.14	34.10	30.03	25.96	15°27'	27,700
0	9.34	34.50	29.83	25.16	15°34'	31,700

いま堤底厚を Cylinder 公式で検すると

$$t = \frac{\alpha \cdot h \cdot r_u}{\sigma} \dots\dots\dots(1)$$

$\sigma = 130 \text{ t/m}^2$ とすれば

$$t = \frac{1.0 \times 26.7 \times 33.5}{130} = 6.88$$

表—4 より堤底厚は 9.34 m であり、Cylinder 公式で算出した 6.88 m より大なるため充分である。

(2) 水圧分割点の決定

i) 全水圧水平アーチ撓度

コンクリート弾性係数 $E' = 2.1 \times 10^9 \text{ kg/m}^2$

コンクリート膨脹係数 $C = 10^{-5}$

温度変化 $T = -5^\circ\text{C}$ (堤頂)

とすれば、水圧による撓度 Δh と温度応力による撓度

表—5 全水圧水平アーチ撓度

h (m)	T ($^\circ\text{C}$)	Δh (cm)	Δh_t (cm)	$\Delta h + \Delta h_t$ (cm)
26.7	-5	0.1327	0.2496	0.3823
22	-4.11	0.1931	0.2021	0.3952
17	-3.18	0.2297	0.1539	0.3836
12	-2.25	0.2519	0.1071	0.3590
8	-1.50	0.2534	0.0707	0.3291
4	-0.75	0.2538	0.0351	0.2939
0	0	0.2594	0	0.2594

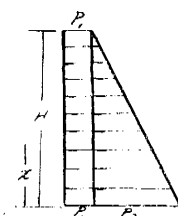
Δh_t はそれぞれ (2) 及び (3) 式で表わされる。

$$\Delta h = \frac{1.56}{E'} \cdot \frac{P \cdot r_m \cdot r_u}{t} \dots\dots\dots(2)$$

$$\Delta h_t = 1.56 \cdot r_m \cdot C \cdot T \dots\dots\dots(3)$$

ii) 全水圧垂直片持梁撓度

水圧は梯形であるから、片持梁撓度 y' を P_1 なる等分布荷重によるもの y_1 と、 P_2 なる三角荷重によるもの y_2 に分けて計算し、合計した。



図—5 水圧分布図

$$y_1 = \frac{P_1}{2EI} \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{H} \right) + \frac{1}{12} \left(\frac{x}{H} \right)^2 \right] H^2 x^3 \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{ただし } I = \frac{9.34^3}{12} = 67.893$$

三角荷重による撓度は

$$y_2 = \frac{P_2 H^4}{24EI} \left[\frac{4}{5} - \left(\frac{H-x}{H} \right) + \frac{1}{5} \left(\frac{H-x}{H} \right)^5 \right] \dots\dots(5)$$

$$y' = y_1 + y_2 \dots\dots\dots(6)$$

三角形断面の片持梁撓度は 2 次モーメント一定なる片持梁撓度の 2.5 倍である。

此の場合は梯形であるから平均をとって

$$y = \frac{y' + 2.5y'}{2} = \frac{3.5y'}{2} \dots\dots\dots(7)$$

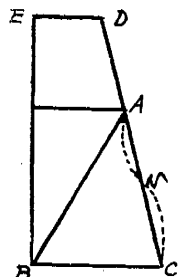
表—6 片持梁全水圧撓度

h (m)	26.7	22	17	12	8	4	0
y (cm)	0.9448	0.7313	0.5069	0.2955	0.1494	0.0425	0

iii) 各水圧分割点片持梁撓度

底面から A 点までの厳密なる片持梁荷重 $BCAN$ の算定は困難であるから、三角荷重 BCA を支持すると仮定すれば、残余荷重 $ABED$ はアーチ作用によつて支持される。分割点の高さを種々変えて、(5) 式により撓度を計算す。

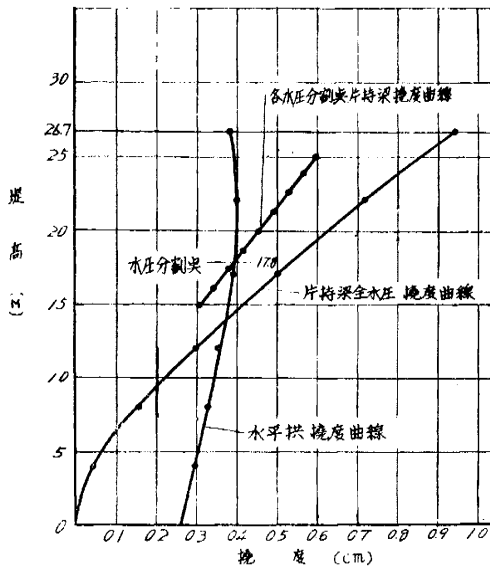
全水平アーチ撓度曲線と水圧分割点片持梁撓度曲線との交点を求



図—6

表—7 各水圧分割点片持梁撓度

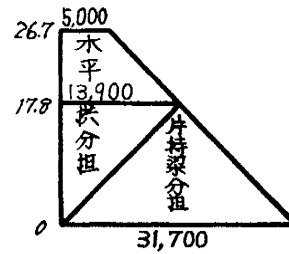
h (m)	25	24	23	22	21	20
y (cm)	0.6065	0.5757	0.5447	0.5139	0.4831	0.4523
h (m)	19	18	17	16	15	
y (cm)	0.4217	0.3911	0.3606	0.3305	0.3006	



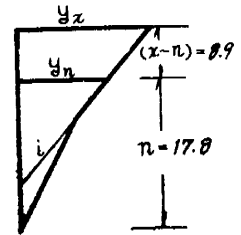
図—7 水平拱および片持梁撓度曲線

めれば、17.80 m の点で交り、これが水圧分割点である。

iv) 分割水圧および温度変化による水平アーチ
ならびに垂直片持梁撓度
分担水圧は 図—8 で表わされる。
水平アーチの分担水圧に対しては、(2) 式の Δh に対し
水圧 P の比を乗じ、温度応力は 表—5 と同じである。



図—8 分担水圧図



図—9

垂直片持梁撓度に対しては、分割点以下の撓度式は (5)
式を用い、分割点以上の撓度式は、

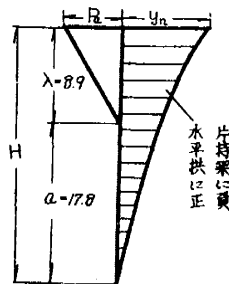
$$\left. \begin{aligned} y_x' &= y_n + i(x-n) \\ y_x &= \frac{3.5}{2} y_x' \\ i &= \frac{P_n \cdot n^3}{24EI} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

表—8 分割水圧による撓度

h (m)	26.7	22	17.8	17	12	8	4	0
水平拱撓度 (cm)	0.3823	0.3952	0.3867	0.3613	0.2269	0.1888	0.0642	0
垂直片持梁撓度 (cm)	0.4205	0.4018	0.3850	0.3606	0.2136	0.1097	0.0316	0

v) 付加荷重の決定

ダム底面の剛性のため、荷重をうける片持梁自由端は、アーチより強く撓もうとする傾向があるから、堤頂で最大水圧分割点で 0 となる付加荷重を水圧と反対方向にかけ、堤頂で水平アーチおよび垂直片持梁撓度が一致するよう決定した。付加荷重 $P_a = 1,000$ kg/m^2 を受ける垂直片持梁の先端撓度 y_a を求めると



図—10

$$\begin{aligned} y_a' &= \frac{P_a \cdot H^3}{60EI} \left[20 - 10 \cdot \frac{\lambda}{H} + \left(\frac{\lambda}{H} \right)^3 \right] = 0.0037 \text{ cm} \\ y_a &= \frac{3.5}{2} y_a' = 0.00647 \text{ cm} \end{aligned}$$

付加荷重 $P_a = 1,000$ kg/m^2 の場合の水平アーチ撓度 $\Delta h'$ は

$$\Delta h' = \frac{1.56}{E} \cdot \frac{P_a \cdot r_m \cdot r_u}{t} = 0.0265 \text{ cm}$$

$$P_a = \frac{y_{n,17} - \Delta h_{n,17}}{y_a + \Delta h'} \times 1,000 = 1,161 \text{ kg/m}^2$$

すなわち、堤頂で 1,161 kg/m^2 、水圧分割点で 0 となる三角等辺荷重をかければ、両撓度は一致する。

表—9 決定荷重

h (m)	26.7	22	17.8	17	12	8	4	0
垂直片持梁分担 (kg/m^2)	-1,161	- 547	0	1,424	10,329	17,452	24,576	31,700
水平拱分担 (kg/m^2)	6,161	10,247	13,900	13,276	9,371	6,248	3,124	0
計	5,000	9,700	13,900	14,700	19,700	23,700	27,700	31,700

vi) 決定荷重による垂直

片持梁水平拱撓度

先ず決定荷重を示すと表一

9のごとくである。

付加荷重による水平アーチ

の撓度補正は(2)式による。

垂直片持梁の撓度補正は、

$$0 \leq x \leq n$$

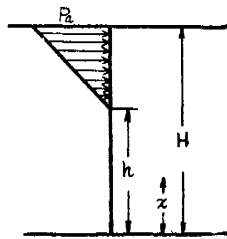
において

$$y_1 = \frac{P_n x^2}{12EI} (H-n) (2H+n-x) \dots\dots\dots(9)$$

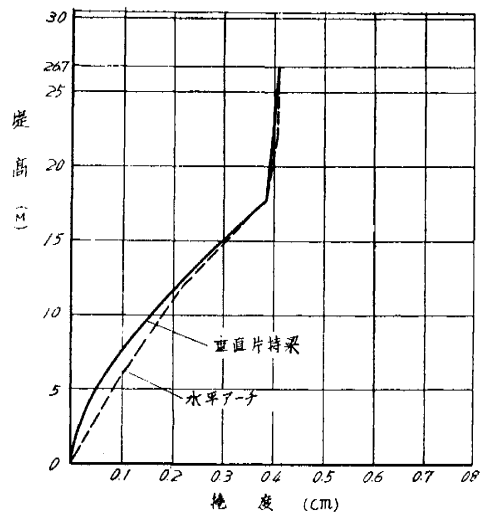
$$n \leq x \leq H$$

において

$$y_2 = \frac{P_n (H-n)}{24EI} \left\{ -\frac{1}{5} \cdot \frac{(H-x)^5}{(H-n)^2} + (H-x)^4 \right. \\ \left. -x(3H^2+2Hn+n^2) + \frac{1}{5} (H-n)^3 \right. \\ \left. - (H-n)^4 + n(3H^2+6Hn+n^2) \right\} \dots\dots\dots(10)$$



図—11



図—12 決定荷重による水平拱および垂直片持梁撓度曲線

表—10 決定荷重による垂直片持梁、水平アーチ撓度

h (m)	垂直片持梁			水平アーチ		
	y (cm)	$\Delta y'$ (cm)	$y + \Delta y'$ (cm)	$\Delta h + \Delta h_i$ (cm)	$\Delta h'$ (cm)	Δh total (cm)
26.7	0.4025	-0.0078	0.4127	0.3823	0.0308	0.4131
22	0.4018	0.0004	0.4022	0.3952	0.0108	0.4060
17.8	0.3850	0.0007	0.3857	0.3867	0	0.3867
17	0.3606	0.0009	0.3616	0.3613	0	0.3613
12	0.2136	0.0005	0.2141	0.2269	0	0.2269
8	0.1097	0.0002	0.1099	0.1388	0	0.1388
4	0.0316	0.0001	0.0317	0.0642	0	0.0642
0	0	0	0	0	0	0

図—12 では、両撓度曲線は大体一致している。荷重分割を三角形と仮定した本計算ではこれ以上の一致は困難である。

(3) 応力計算

両端固定アーチとして、内部応力を検討する。

i) 垂直片持梁

垂直片持梁は中央片持梁で最大応力を生ずるから、この部分に決定荷重を加えて内部応力を検討する。

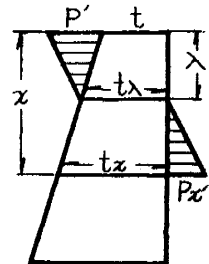
断面各部に発生する圧縮応力

は、

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \dots\dots\dots(11)$$

- N = 鉛直合力
- A = 各断面の単位長断面積
- W = 各断面単位長断面係数

曲げモーメントは水圧分割点以上



図—13

$$M = \frac{1}{6} (2P' + P_x) x^2 \dots\dots\dots(12)$$

表—11 垂直片持梁の応力

h (m)	N (kg)	$A = t_x$ (m ²)	M (kg/m)	$W = \frac{t_x^2}{6}$ (m ³)	下流側 σ_d $\frac{N}{A} + \frac{M}{W}$ (kg/m ²)	上流側 σ_u $\frac{N}{A} - \frac{M}{W}$ (kg/m ²)
26.7	10,000	3.00	0	1.50	3,333	3,333
22	47,510.7	3.94	-10,559	2.59	7,981	16,135
17.8	89,623.3	4.78	30,654	3.81	26,795	10,705
17	98,570.7	4.94	34,922	4.07	28,533	11,373
12	161,130.7	5.94	118,513	5.88	47,231	6,971
8	220,378.7	6.94	360,619	8.03	76,663	-13,155
4	294,346.7	8.14	881,976	11.04	116,049	-43,279
0	374,754.7	9.34	1,796,359	14.54	163,669	-83,423

P' = 堤頂の付加荷重 $P_x' = x$ 点の決定荷重
 水圧分割点以下

$$M = \frac{P_c'}{6} (x-\lambda)^2 - \frac{P'}{2} \lambda \left\{ x - \frac{1}{3} \lambda \right\} \dots\dots\dots (13)$$

表-11 の N は堤体単位重量
 $w = 2.3 \text{ t/m}^3$ として算出した。基
 礎地盤は硬岩故、基礎地盤支持力
 強度 $= 250 \text{ t/m}^2$ 、また、

$$\text{堤底許容強度} = \begin{cases} \text{圧縮} & \sigma_c = 400 \text{ t/m}^2 \\ \text{張力} & \sigma = 45 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

とすれば、最大圧縮応力は、 163 t/m^2 となるから安全であるが、
 最大引張応力は 83 t/m^2 を発生す
 る。これを許容強度以内にすると
 め、下部を 4.3 m 増幅すると

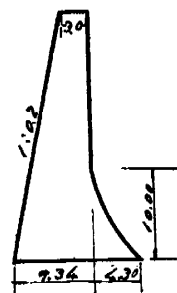


図-14 最終断面

表-12

h (m)	N (kg)	$A=t$ (m ²)	M (kg/m)	$W = \frac{t x^2}{6}$ (m ³)	下流側 σ_d $\frac{N}{A} + \frac{M}{W}$ (kg/m ²)	上流側 σ_u $\frac{N}{A} - \frac{M}{W}$ (kg/m ²)
8	221,067.7	7.09	360,619	8.88	74,213	- 11,853
4	300,325.7	10.14	881,976	17.14	81,025	- 21,889
0	409,713.0	13.64	1,796,359	31.01	87,966	- 27,890

下部増幅により、最大引張応力は 27.89 t/m^2 となつた。
 これは許容引張応力内であるから、充分である。

ii) 水平アーチ

a) 水圧による応力

アーチ頂の水圧強度がアーチ環全体に等分布に作用す
 るものとして、最大曲げモーメントの発生するアーチ起
 点の応力を計算した。

$$\sigma = \left\{ 1 - \frac{\sin 2\alpha}{12 \cdot \frac{r^2}{t^2} K_1 K_2} \mp \frac{6y_0}{t} \cdot \frac{2 \sin \alpha}{12 \cdot \frac{r^2}{t^2} K_1 K_2} \right\} \cdot \frac{P \cdot r_u}{t} \dots\dots\dots (14)$$

$$y_0 = \text{起拱点より拱弾性重心までの縦距} \\ = r \left(\frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha \right)$$

$$K_1 = \frac{1}{2} \cdot \sin 2\alpha + \alpha - 2 \cdot \frac{\sin \alpha}{\alpha}$$

$$K_2 = \frac{1}{2} \sin 2\alpha + \alpha \quad r = \text{中心半径}$$

表-13 より、引張りが非常に大きい。これを許容強
 度に近ずけるため、スパン l を拡大し、補正計算を行
 う。

b) スパン拡大によるアーチ補正計算

表-14 のごとく、 $h = 11.2 \sim 23.2 \text{ m}$ 区間において l を
 拡大した。

表-13 水平アーチの応力

h (m)	y_0	K_1	K_2	下流側 σ_d (kg/m ²)	上流側 σ_u (kg/m ²)
26.7	7.3197	0.0191	1.3544	10,677	121,965
22	6.3946	0.0138	1.3055	- 22,966	182,596
17.8	5.5376	0.0100	1.2508	- 63,963	228,109
17	4.4308	0.0052	1.1555	- 100,121	231,743
12	3.2239	0.0020	1.0252	- 80,178	182,183
8	1.3088	0.0003	0.6940	- 27,037	34,638
4	0.6817	0.0007	0.5101	- 2,223	5,633
0	0.6896	0.0012	0.4955	0	0

表-14

h (m)	原 径 間 (m)	拡大長さ (m)	新 径 間 (m)
26.7	48.5	0	48.5
22	45.5	1.0	46.5
17.8	42.5	2.0	44.5
17	38.5	4.0	42.5
12	33.0	3.0	36.0
8	21.5	0	21.5
4	16.0	0	16.0
0	16.0	0	16.0

表-15

h (m)	y_0	K_1	K_2	下流側 σ_d (kg/m ²)	上流側 σ_u (kg/m ²)
22	6.7474	0.0158	1.3272	- 17,398	178,754
17.8	6.1722	0.0135	1.2969	- 45,873	218,786
17	5.5543	0.0104	1.2536	- 45,086	197,847
12	3.8925	0.0042	1.1068	- 52,469	127,442

スパン拡大による α の増加により、引張りを許容強度
 に近ずけた。本計算では温度変化を考慮して水圧分割し、
 荷重決定したものであり、温度応力を計算し合成応力で
 検討する。

c) 温度変化による応力

堤頂で -5°C 、堤底で 0 となるような直線変化と仮定
 する。

温度応力は

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A} \pm \frac{M_t}{W} \dots\dots\dots (15)$$

温度変化による弾性重心の曲げモーメントおよび水平
 推力を M_t 、 H_t とすれば

$$\left. \begin{aligned} M_t &= H_t \cdot y_0 \\ N_t &= H_t \cdot \cos \alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

表 - 16

h (m)	H_t (kg)	N_t (kg)	M_t (kg/m)	下流側 σ_t (kg/m ²)	上流側 σ_t (kg/m ²)
26.7	- 17,430	- 11,852	- 88,093	51,611	- 59,179
22	- 37,256	- 25,158	- 169,751	59,155	- 71,925
17.8	- 58,610	- 40,956	- 252,788	57,780	- 74,916
17	- 73,152	- 53,298	- 296,033	61,946	- 83,524
12	- 185,827	- 109,693	- 426,980	54,149	- 91,081
8	- 208,497	- 194,950	- 255,150	2,951	- 57,943
4	- 139,863	- 135,128	- 92,116	- 12,542	- 14,103
0	0	0	0	0	0

表 - 17

h (m)	上 流 側			下 流 側		
	σ_W (kg/m ²)	σ_t (kg/m ²)	σ (kg/m ²)	σ_W (kg/m ²)	σ_t (kg/m ²)	σ (kg/m ²)
27.7	121,965	- 59,179	62,786	10,677	51,611	62,288
22	178,754	- 71,925	106,829	- 17,398	59,155	41,757
17.8	218,786	- 74,916	143,870	- 45,873	57,780	11,907
17	197,847	- 83,524	114,323	- 45,086	61,946	16,860
12	127,442	- 91,081	36,361	- 52,469	54,149	1,680
8	34,638	- 57,943	- 23,305	- 27,037	2,951	- 24,086
4	5,633	- 14,103	- 8,470	- 2,223	- 12,549	- 14,772
0	0	0	0	0	0	0

また

$$H_t = \frac{2CTUE}{r \left(12 \frac{r^2}{t^2} K_1 + K_2 \right)} \quad \dots\dots\dots(17)$$

iii) アーチの合成応力

アーチ起点の水圧による応力を σ_W 、温度変化による応力を σ_t とすれば、合成応力 σ は

$$\sigma = \sigma_W + \sigma_t \quad \dots\dots\dots(18)$$

で求められる。

表-17によると、最大圧縮応力は 143.87 t/m^2 、最大引張応力は 24 t/m^2 で、いずれも許容強度以内である。

4. 施行計画(上二、三の問題について)

(1) コンクリート運搬方式

ダム施行地点は両岸がほぼ直立し、道路より約 400 m 上流に入るので、運搬方式が明確となってくる。当初計画では次の三案について比較設計を行った。

- 骨材堆積場突端にミキサステージを設け、これよりインクライン型式で運搬し、タワーシュートでコンクリートを打設する。
- 棧道終端にミキサステージを設け、縦横移動ケーブルで運搬打設する。

iii) 骨材堆積場突端のミキサステージより、複線無端式循環ケーブル（鉄柱3本架設）で運搬打設する。

i) 案については工費および地形上無理であり、ii) 案は1バケット打設に約10分を要し、また骨材運搬に難がある。

以上の3つの案について建設省で検討の結果、経済上および能率上、iii) 案が採択された。

iii) 案は循環総延長 400 m で、バケットを約4個常時循環される予定であるが、1バケットの積卸しに他のバケットも停止せねばならぬのが問題である。従つてこの方式では作業員相互の連絡をよくせねばならないと考える。

コンクリート打設能力は、24切ミキサーを使用することとして、 0.67 m^3 の70%とすると、

$$1 \text{ 回練上量} = 0.47 \text{ m}^3$$

1時間8回混合すれば、1日7時間稼働では

$$1 \text{ 日練上量} = 0.47 \times 8 \times 7 = 26.32 \text{ m}^3$$

すなわち、1日の打設能力は約 26 m^3 である。

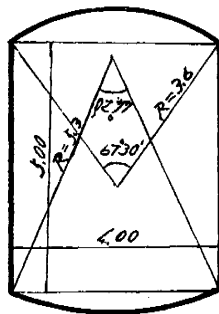
(2) 仮排水路

当砂防事務所自記雨量計の記録より、昭和29～31年間の日雨量最大は 85.4 mm/24 hour であり、この確率

生起年は3年(旭川測候所各年最大日雨量より算出せるもの)であつた。工事期間は6~12月で、基礎部は約2年を要すと考え、大体妥当の数値と考えられるので流量を算出すると、

$$Q = 186.9 \text{ m}^3/\text{sec}$$

(飯塚氏法により算出)である。



図—15 仮排水路断面図

これを通過する隧道断面は図—15のとおりであり、通過流量を求めると

$$I = 1/30, A = 22.49 \text{ m}^2, h = 0.03, S = 14.1 \text{ m}$$

で Kutter 式より算出すると

$$V = 8.42 \text{ m/sec} \quad Q = 189.36 \text{ m}^3/\text{sec}$$

である。隧道部は非常に緻密で堅硬な岩盤であるので、支保工を行わず素掘りで掘進する予定である。

(3) 堤体コンクリート

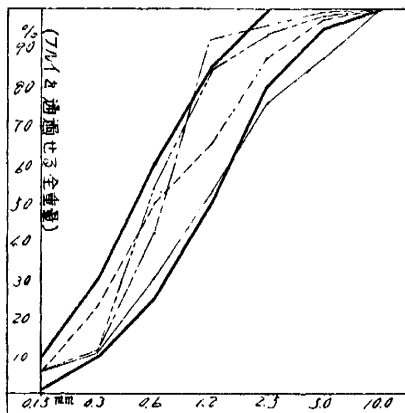
i) 骨材試験について

砂、砂利の採取予定地点、4点(現場付近、下流2 km地点、下流3 km地点、下流10 km地点)につき、土木学会規程に従つて試験を行つた。

表—18 細 骨 材

採取地点	比重	吸水率 (%)	有機 不純物	粗粒率	空隙率 (%)	単位 重量 (kg/m ³)	判定
現場付近	2.70	2.51	なし	2.60	40.0	1,624	可
現場下流 2 km	2.52	2.20	〃	2.56	36.3	1,608	〃
現場下流 3 km	2.66	2.32	〃	3.43	39.5	1,610	〃
現場下流 10 km	2.71	2.08	〃	2.84	39.6	1,641	〃

凡例 { 上忠別橋 --- 熊ノ沢 --- 標準粒度
熊ノ沢下流 1 km --- 清流堰堤 ---

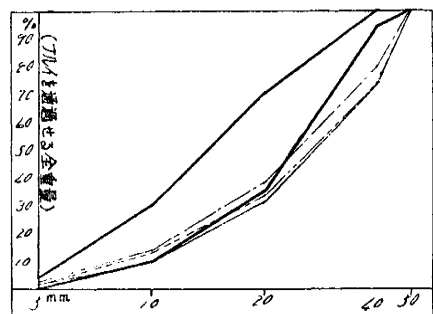


図—16 組骨材粒度曲線 (0.15~10.0 mm)

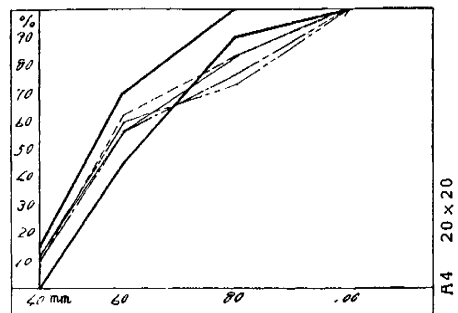
表—19 粗 骨 材

採取地点	比重	吸水率 (%)	有機 不純物	粗粒率	空隙率 (%)	単位 重量 (kg/m ³)	判定
現場付近	2.73	1.65	なし	8.07	40.5	1,625	可
現場下流 2 km	2.63	1.73	〃	7.91	39.2	1,601	〃
現場下流 3 km	2.71	1.67	〃	7.98	39.4	1,647	〃
現場下流 10 km	2.61	1.82	〃	7.60	38.7	1,606	〃

凡例 { 上忠別橋 --- 熊ノ沢 --- 標準粒度
熊ノ沢下流 1 km --- 清流堰堤 ---



図—17 粗骨材粒度曲線 (5~50 mm)



図—18 粗骨材粒度曲線 (40~100 mm)

砂、砂利はいずれも試験結果良好であるが、粒度曲線から見て標準に比べ粗である。これは粒度問題のみであるから、上記骨材を使用することとしてコンクリート試験を行い、適合せる配合を見出さねばならない。

ii) 混和剤について

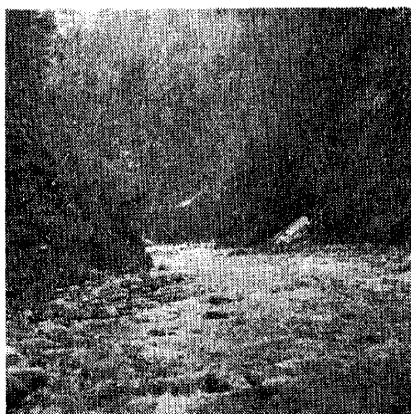
堤体コンクリート設計上の観点として

(a) マスコンクリートであるから、適度の空気連行作用を必要とする。

(b) ケーブル運搬シュート打設であるから、適度のウオカビリチーを要求される。

(c) アーチ作用でうけるため、セメントの均一性を必要とする。

以上概略三点の理由により混和剤としてポゾリスを使



写真—1 堰堤施行地点

用することとした。夏季には No. 8, 冬季には No. 10 を使用する予定である。

5. 工事の現況について

本堰堤工事は総工事費約 1 億円, 4 箇年計画である。本年は初年度で仮設工事のみであり, 仮橋, 骨材堆積場, 動力線敷設工事, ミキサーステージ, 宿舎設備などである。

(1) 仮 橋

木造桁橋, 根巻コンクリート橋脚で, 延長は 65.0 m, 幅員 3.0 m, 支間 7.0 m 7 連と 8.0 m 2 連である。忠別川本流に架設し, 基礎掘りが心配されたが天候に恵まれ, 大過なく終了した。

(2) 骨材堆積場

地形上付近に材料置場として使用できる箇所なきため設けたもので, 延長 130.0 m, 平均幅員 16.0 m である。切盛を大体バランスさせ, 両突端に方形牛を二基ずつ入れ, 水勢激しき箇所は蛇籠 (延長 65.0 m) 他は栗石粗梁



写真—2 工事状況

法覆工で H.W.L. まで施行した。

(3) (3)動力線敷設工事

工事用動力としては, 約 150 IP を必要とするが, 一部発電機使用に切替えて 100 KW 容量線を, 熊の沢発電所より現場まで約 2 km 区間敷設した。

(4) ミキサーステージ工

骨材置場として延長 13.0 m, 幅 10.0 m のステージを設け, その前端にミキサー据付部として長さ 2.0 m, 幅 7.0 m のステージを設けた。

以上の他, 材料運搬路工の一部と宿舎設備および一部二次線敷設を行った。

6. む す び

主に計画のみについて述べてきたが, これは机上プランであり, 施行を進めるに当つて幾多の問題に出合うことと思われる。今後は諸兄の御指導を賜りつつ工事を遂行して行きたいと念願している次第である。