

## 鳴子アーチダム工事報告

宮 崎 明\*

## 1. はしがき

鳴子アーチダムは北上川支川江合川上流、宮城県鳴子町に総工費 32 億円をもつて建設された建設省直轄による多目的ダムで、有効貯水量 33 000 000 m<sup>3</sup> を有し、計画洪水量 1 600 m<sup>3</sup>/sec を 900 m<sup>3</sup>/sec に調節し、あわせて最大 18 000 kW の発電を行い、下流 10 000 ha の沃野にかんがい用水を補給するものである。

本ダムはアーチダムとしては、わが国において上椎葉ダムにつぐ初期のものである。ダムは高さ 94.5 m、長さ 215 m、敷幅 28 m、堤体積 180 000 m<sup>3</sup> で、堤頂越流水を堤体面に沿わせるため比較的厚いアーチダムとなつたが、重力ダムに比し 1/2 のコンクリート量にすぎない。昭和 27 年直轄調査に着手し、翌 28 年に入つて工事用道路、バイパス、仮設備工事に着工、29 年 7 月基礎掘削を開始し 1 年で 150 000 m<sup>3</sup> を終了した。30 年 6 月コンクリート打込みにかかり、30 年に 68 000 m<sup>3</sup>、31 年に 122 000 m<sup>3</sup>（うち本体 112 000 m<sup>3</sup>）を打設し、32 年 4 月 5 日湛水を開始した。

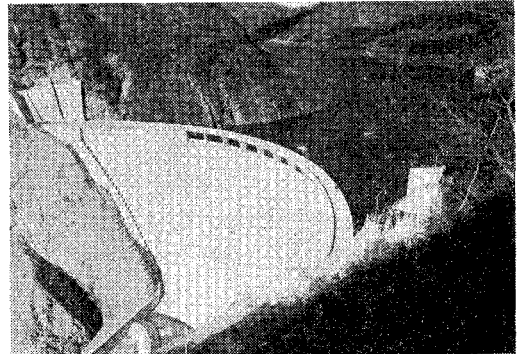
鳴子ダムは当初重力ダムとして計画されていたが、昭和 28 年はじめよりアーチダム計画の検討に移り、アーチ重力案よりなるべく薄いアーチへと転換し、29 年 5 月によりやく第 1 次設計ができ、最終設計は 30 年 1 月に決定した。

一方試掘坑等による地質調査が一段と進み、基礎掘削により岩盤面が露出されるにつれて、アバットの岩質、アーチ本体の方向、アーチ推力の方向等を総合的に判断し、アバット位置を左右岸とも 5~10 m 移動させることとなつた。またトンネル余水吐は呑口部付近の地形地質の関係で、平面曲線のそう入が避けられず、立体曲線を画くこととなつたが、この種のトンネルはわが国ではもちろん最初で、世界にも例の少ないものである。立体彎曲をもつ高速流トンネルにおいては、閉そく吹上げ（ボアー）、キャビテーション等の危険な水理現象の発生が当然予測されるので、これに対する防止策あるいは施工の問題などきわめて難渋し、ために着工が遅れて 30 年 10 月となり、最終設計の決定はさらに数カ月後となつた。

このように最終設計の遅れ、あるいはダム取付位置の変更等により、多少の手待ち、手戻りを生じたが、新しい設計、それにとりなる施工の検討など、初期のアーチ

ダムの誕生のためには避けられない過程であつたと思ふ。以下に本ダムにおいて検討し実施した主要な事項について、その概要を述べる（写真—1）。

写真—1 鳴子アーチダム全景



## 2. ダム地点の地形、地質

ダム地点付近は通称「花淵峡谷」といわれ、兩岸とも 500 m 余の長さにもわたり谷幅が迫り、高さ 100 m 余に達する絶壁の箇所であつて、ダム設置の好適地として早くより着目され、予備的地質調査が行われてきた地点である。地質状態を知る上に予備調査の報告内容を抄記すると、まず昭和 22 年 11 月土水試験所が行つた報告によると「この峡谷は兩岸ともカコウ閃緑岩が発達しているが、このカコウ岩は広範囲にわたり地下深所まで緑泥石化作用が進み、また相当の破碎作用を受けた部分がある。石英粗面岩岩脈もまた 10 余本見られ、それらのあるものには緑泥石化が進んでいる。…」また翌 23 年 4 月の報告によると「本地域には小規模の断層が数条存在しており、ほぼ NE-SW の走向をもち、南に 60~70° の傾斜を示している。またダム予定地点（現在ダム位置）には走向 N70°E、傾斜 SE60° で幅およそ 10 m の断層が存在している」さらに昭和 25 年 10 月の高田 昭先生の調査報告では「本ダムサイトは河床部はまずよいが、左岸の上半部ははなはだしく風化し、かつ弛緩している岩質で疑問があるから、十分調査の上ダムの高さを決定するとともに、右岸については石英粗面岩岩脈が貫入し多少風化しており、その奥にあるカコウ閃緑岩の状態が不明であるから、この点を調査してダム取付位置を決める必要がある」と具体的に助言を与えているが、以上いずれも当地点の地質を適確に判定しており、敬服せ

\* 正員 建設省河川局計画課長補佐

ざるをえない。なお昭和27年より本格調査に入り、試掘坑による調査も大分進んだ段階での増井東北大学教授の報告では「このカコウ岩は種々の岩相から成り、標式的カコウ閃緑岩とは、かなり異つた岩相を呈するものが多く、一般のカコウ岩に比較すれば、ダム基礎としてははるかに不良である。また右岸の主断層内部の岩体についても、その岩相は変化いちじるしく、現在の不良な岩質はただちに堅硬岩に変化し、また現在認められている堅硬岩はその先で不良岩に移化することは当然考えられる。従つて部分的に見られる良好岩を全般的に求めることは不可能である…」と指適している。これを要するに、ダム地点はほぼV字型の急峻な峡谷で、谷の高さと幅との比は1:2という好地点であつたが、基礎岩盤はクラック断層の多い細片化しやすいカコウ閃緑岩で、アーチダムの基礎としては良好とはいえず、左岸は上部の風化弛緩帯のほかは、おおむね良好であつたが、右岸は内部に粘土層をともなう石英粗面岩が不規則に貫入している上に、カコウ基岩は右岸の傾斜に並行した層理が発達して、5~10cmにおよぶ粘土化した層がところどころ存在し、圧碎カコウ岩のよう相を呈しており、河床部は砂礫堆積は3~5mではあつたが、いちじるしい断層が存在するなど相当に複雑であつた。

岩盤調査は当初弾性波探査により測線延長2800mを

行い、次に試掘坑によつて、あらましの状況を把握して透視地質模型を作り、不可解なゾーンの究明、あるいは局部処理を実施するために必要な詳細な岩盤状況の確認のため、惜しみなく試掘坑を追加し、誇張すれば右岸側は穴だらけという有様で、結局、試掘坑延長は1391m、ボーリング914mに達した。試掘坑の掘り過ぎは、かえつて基盤を損ねるので好ましくないが、あえてこれに切り込んで納得するまで実態を解明し、十分な処理を行うことに徹したわけである。

### 3. ダムの設計

右岸側は地質の関係で深く掘り込む必要があり、ほぼ左右対称となるため対称アーチとして考え、また河床部分の深さ10mの間はコンクリートで填充し基盤の一部と考え、その上は高さ84.5mのアーチダムが設置されるものとして、試し荷重法によりまずアーチ頂調整による応力計算を行つた。ダム断面の決定までには10種におよぶタイプについて試算され、応力度、洪水吐条件、地質ならびに施工条件などあわせ討議された結果、堤頂越流水が下流面からはく離しないこと、上流側への過度のオーバーハングを避けることなどよりそのタイプを決め、引張応力を下げるため多少の修正を加え、完全半径方向調整を行つて施工断面を決定した(図-1, 2, 表-1)。

図-1 ダム平面図

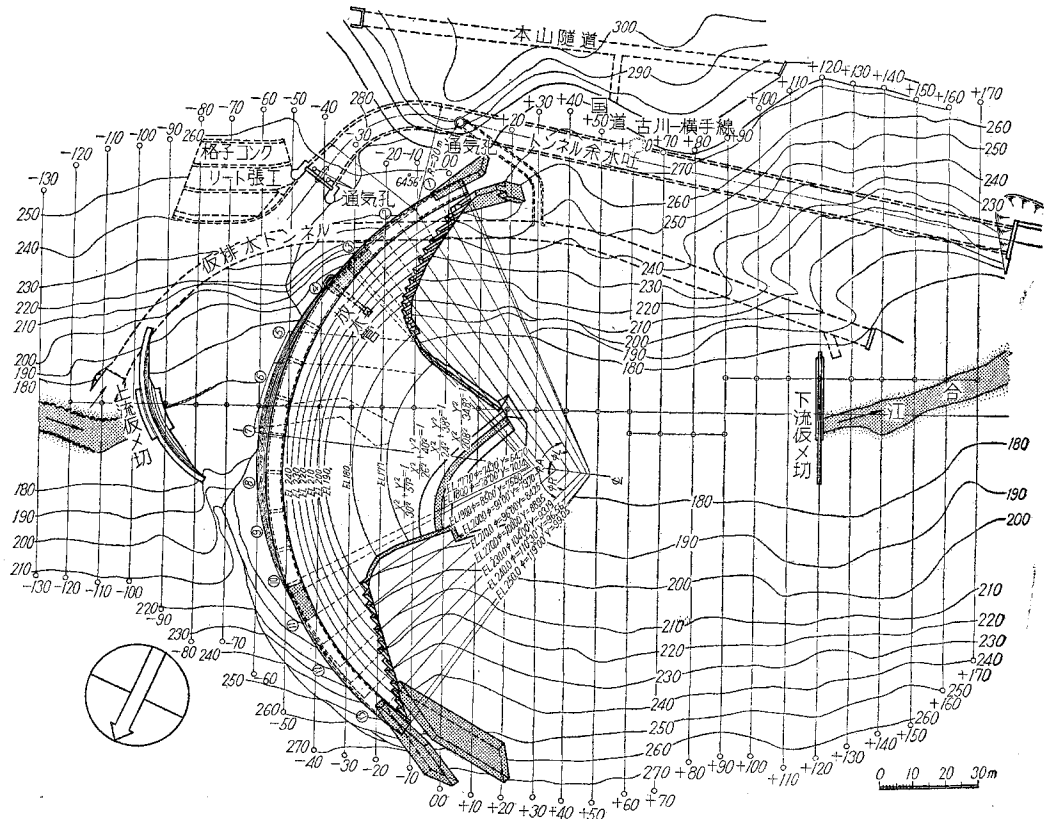
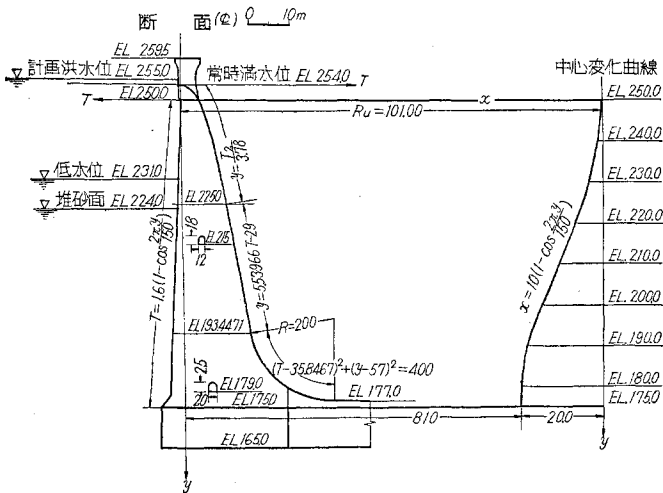


図-2 ダム断面図



コンクリートの許容応力度は圧縮  $50 \text{ kg/cm}^2$ , 引張り  $-5 \text{ kg/cm}^2$  としており, 荷重条件には温度荷重を入れ, 氷圧は無視し, 地震荷重の場合は上記許容応力度をそれぞれ 15% 増しとした。計算に用いた常数は, 岩盤の弾性係数 ( $E_R$ )  $100\,000 \text{ kg/cm}^2$ , コンクリートの弾性係数 ( $E_C$ )  $200\,000 \text{ kg/cm}^2$ , 後者のポアソン比 0.2, 温度膨張係数  $10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ , 等値水平震度 0.12 である。なお半径方向,

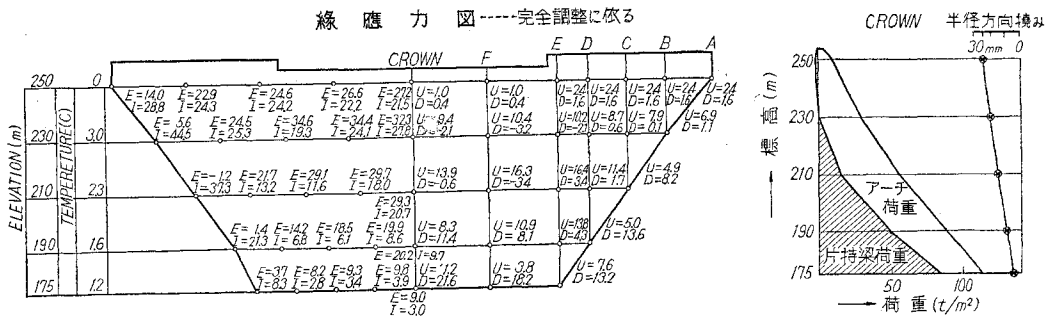
切線方向および, ねじれの三成分調整を実施して主応力を算出した (図-3)。

アーチ頂調整と完全調整による結果とを比較すると大きな変化はなく, アーチ頂調整は谷型が特に不規則でないかぎり, かなり正確な値を示すものと思われる。また  $E_R$  の値はアーチの応力にかなり重要な影響を与えるので, この決定は慎重を期さねばならない。本ダムで  $E_R=100\,000 \text{ kg/cm}^2$  をとつたのは, 横坑内での静荷重載荷試験, 縦波伝播速度の測定結果と, 局部処理による岩盤の改善, 基礎グラウトによる岩盤の強化の程度を考慮したものであるが, 多少の心配もあつたので,  $E_R=20\,000 \text{ kg/cm}^2$  および  $E_R=0$  とした場合の応力状態

も検討した結果は, なお許容しうるものであつた。

一方ダムの計算応力をチェックし弾性的性状を知るために,  $E_R=40\,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $E_C=200\,000 \text{ kg/cm}^2$  とした硬質ゴムによる模型実験 (縮尺 1/100) を行つた。その結果によると計算でも同様であるが,  $E_R$  が小さいと各アーチアバットの応力が減少し, 応力がアーチ頂に集中する傾向を示し, このため下流面 EL 215 m アーチ頂

図-3 応力解析



主応力図-----完全調整に依る

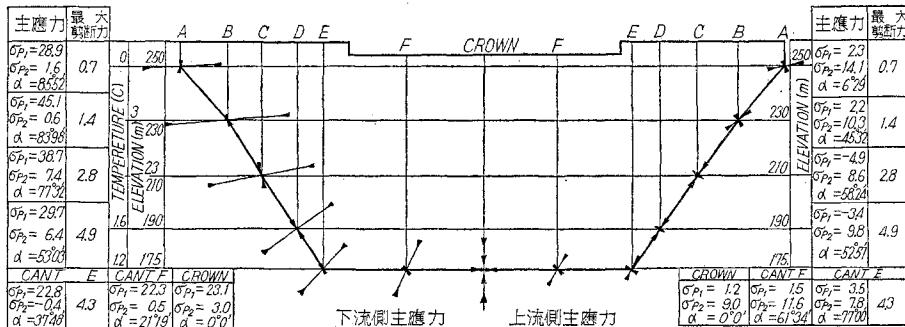


表-1 設計条件表

ELEV	T	T'	T+T'	r	R <sub>U</sub>	R <sub>D</sub>	φ <sub>A</sub>	φ <sub>R</sub>	φ <sub>L</sub>	C.V.P
259.5	4.500	0.500	5.000	99.000	101.500	96.500	120°45'	61°30'	59°15'	0
254.0	0	—	—	101.000	101.000	101.000	—	—	—	0
250.0	3.888	0	3.888	99.056	101.000	97.112	119°00'	60°30'	58°30'	0
240.0	7.275	0.138	7.413	96.567	100.273	92.860	110°30'	56°30'	54°00'	0.865
230.0	9.525	0.529	10.054	93.193	98.220	88.166	104°00'	54°00'	50°00'	3.309
225.0	10.470	0.800	11.270	91.165	96.800	85.530	—	—	—	5.000
220.0	11.373	1.106	12.479	88.957	95.196	82.717	100°00'	52°00'	48°00'	6.910
210.0	13.178	1.767	14.945	84.250	91.722	76.777	96°00'	50°00'	46°00'	11.045
200.0	14.983	2.400	17.383	79.709	88.400	71.017	91°00'	46°30'	44°30'	15.000
193.4471	16.166	2.586	18.752	77.050	86.426	67.674	—	—	—	17.160
190.0	17.113	2.894	20.007	75.801	85.804	65.797	85°00'	42°00'	43°00'	18.090
180.0	25.312	3.165	28.477	70.145	84.383	55.906	78°00'	36°30'	41°30'	19.782
177.0	35.848	3.194	39.042	64.708	84.229	45.187	74°30'	34°00'	40°30'	19.965
175.0	—	3.200	—	—	84.200	—	74°30'	34°00'	40°30'	20.000

付近に許容値以上の引張りが発生することがわかつたので、これら応力を緩和するための対策として EL 249 m 以上の重力壁とすることとした。これによつてこの付近の鉛直引張応力をいちじるしく減少することができた。圧縮応力は全般に計算値より小さく、アーチ頂で 30 km/cm<sup>2</sup> であつたが、アバット ベース付近に局部応力が発生するので、ベース上流趾にはフィレットを、アバットにはサドルを設けてその緩和をはかることとした。

なお断目グラフト、基礎グラウトおよび堤体観測などの必要から、EL 179 m に幅 1.5 m、高さ 1.8 m、EL 215 m に幅 1.2 m、高さ 1.5 m の監査廊を設けた。監査廊には観測用として温度計、継目計、ヒズミ計、応力計の各計器のターミナル ボックス 8 カ所、下げ振り測定器、地震計が設置されている。また非常用放水のため、EL 210 m に内径 1 050 mm の放水管を、左岸側の越流部をはずした位置に設置し、ハウエル バンガー バルブを取りつけ、呑口には予備ゲートを設けた。ダム的美観上、放水管の予備ゲートおよび、かんがい用温水取水ゲート (60 × 48 cm, 11 門) の巻上げ装置は天端から隠し、照明は高欄埋め込みの線照明方式を採用した。

#### 4. 余水吐の設計

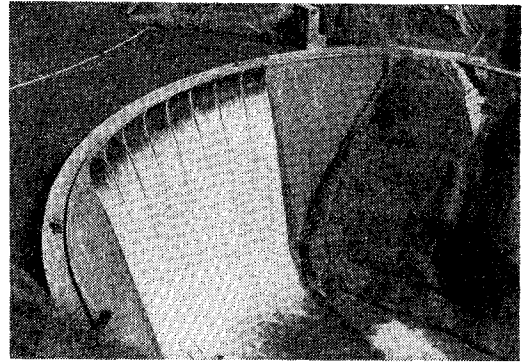
アーチ ダムにおける余水吐施設は、重力ダムの場合に比し、その形、地形、洪水量などによつて多種多様であるが、どんな型式のものを選ぶかはそのつど頭をなやます問題である。本ダムの場合 2 000 m<sup>3</sup>/sec の余水吐容量を必要とするが、その型式については、サイド スピルウェイ案、堤体上部にディフレクターつきのオリフィスを有するセンター スピルウェイ案、左右岸にグローリーホール式トンネルを設ける案、堤体にオリフィスを数門設ける案、堤頂自由落下案について討議されたが、堤頂自由落下案あるいは堤体内に大きなオリフィスを設ける案は、アーチ ダム初期の当時としては、洗掘、震動、構造の問題などで確信がもてぬことより否定され、またその他の案も地形地質条件および経済性より、いずれも放棄される結果となつた。2 年間もみにもんだすえ、結局斜坑式トンネル余水吐と堤頂自由越流 (堤体に沿つて

流下する) の組合わせ方式を採用することとなつた。この場合、流量の配分は計画高水位 EL 255 m において、トンネル 700 m<sup>3</sup>/sec 堤頂越流 200 m<sup>3</sup>/sec、異状洪水の場合にはトンネル 750 m<sup>3</sup>/sec、堤頂越流 1 250 m<sup>3</sup>/sec となる (写真-2)。

#### (1) 堤頂越流

この設計に当つては越流係数、越流水脈のはく離による負圧の発生、越流水がアーチ中心に集中することに対する水叩部の処

写真-2 越流状況 (約 40 m<sup>3</sup>/sec)



置について (アーチ中心が地形地質の関係で右岸に偏しているため越流水は右岸山腹を洗掘する)、理論的に検討するとともに、縮尺 1/100 および 1/35 の水理模型実験を行つた。実験の結果  $Q = CBH^{3/2}$  に対する越流有効幅 88 m のときの越流係数は  $C = 1.5877 + 0.2681 H - 0.0256 H^2$  となり、負圧は  $Q = 800 \text{ m}^3/\text{sec}$  くらいから EL 253.5 m 付近に発生し、流量の増加とともに負圧領域は下部に拡がってゆくが、その値は  $Q = 1 300 \text{ m}^3/\text{sec}$  で  $-0.12 \text{ kg/cm}^2$  と測定された。

また射流となつてアーチ中心に集中する越流水の方向を河身沿いに変えるために、水叩部にダ円形ディフレクターを設けることとした (写真-3)。このディフレクターは射流水の衝突角度に対し、その法面の傾斜角を変え

写真-3 水叩部ディフレクター

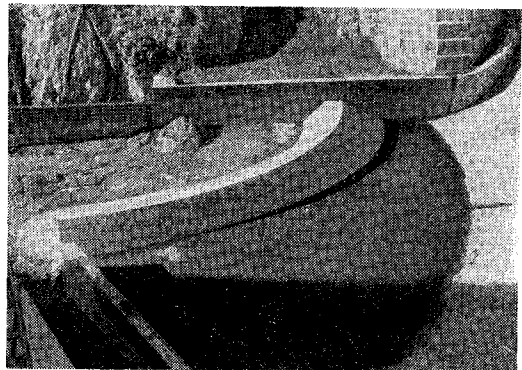
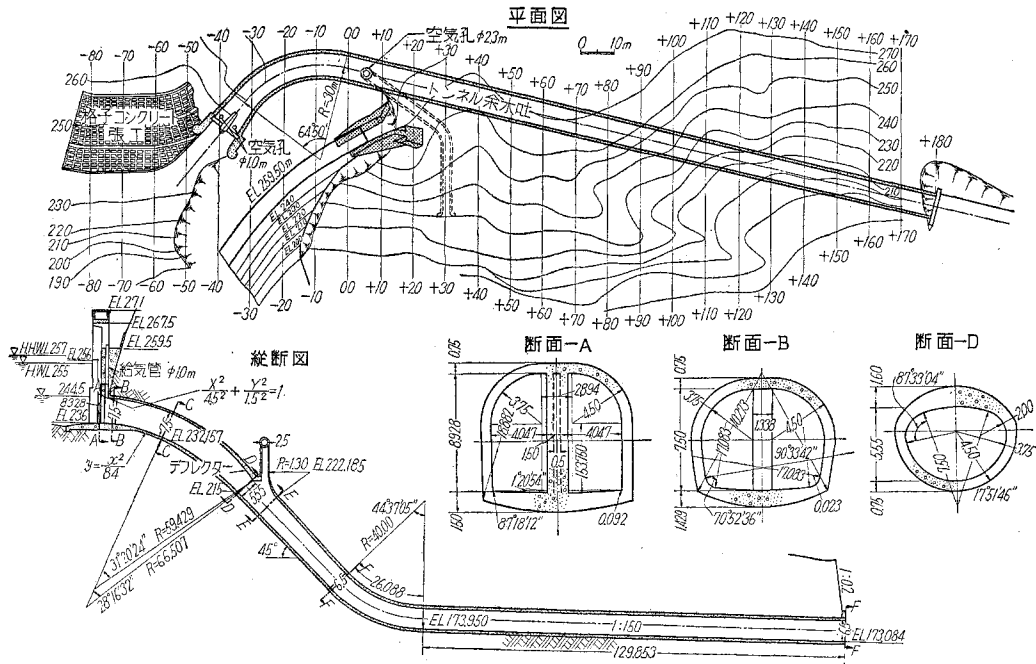


図-4 トンネル余水吐設計図



ることによつて、ある範囲内において任意に水の方向を変更できるもので、クシ形あるいは等角ラセン形ディフレクターについても実験を行った結果、はね飛ばされた水の分散状態のよい、ダ円形を採用した。水叩部は高さ3.2mのディフレクターと左右両側のガイドウォールによつて、プールを形成するよう設計されており堤頂越流が計画の200m<sup>3</sup>/sec前後では跳水をおこし、ディフレクターによつてはね飛ばされるようになるのは400m<sup>3</sup>/sec程度からである。

(2) トンネル余水吐

トンネル余水吐は左岸に設けられ総延長252.7mで、立体彎曲の上に呑口部のバルマウス、ディフレクター、給気シャフトとの接続等のため、きわめて複雑な形状を有している(図-4)。トンネル出口の方向は、できるだけ河身方向に放流されるよう決定された。

平面彎曲を有しないトンネル余水吐が、水理的に優秀な機能をもつよう設計されることは、Fontana, Ponte Rachi ダムなどの実例で明らかにされている。しかし平面彎曲が入ると、遠心力により水面の乱れが非常にいちじるしいものであることが、第1次模型通水の結果明らかとなつた。呑み込まれた水は水平彎曲部で遠心力により曲線外側の壁をはい上り、さらに天井にまわるほどで、この水脈の乱れは出口に至るまで流況をいちじるしく悪化させるため、結局トンネル余水吐の設計および実験は、平面彎曲部の乱れをいかにすれば除去できるかに集中された。水平彎曲部を常流で流せばよいが、これはトンネル断面が過大となり、地質、工費の面から受け

入れられないものであつた。次に水平彎曲部終端にゲートを設け、これまでを圧力管路とする案(第4次案)は水理的に最も有利なもので、実験担当者は強くこの案を主張したが、巨大なゲート室を設けることは、主として地質条件より難点があり、この案に踏み切れなかつた。結局第11次案に至るまで実験検討されたすえ、地質・施工・工費面より水理的に第4次案の次によい図-4のような設計に落ち着いた。すなわち平面彎曲の終点のトンネル天井にディフレクターを設けて断面をしばり、流れの整正をはかろうとするもので、平面彎曲部が開水路状態にある場合には、この部分でラセン流を生ずることは避けられないが、天井にまわつた水脈はディフレクターによつてたたき落され、斜坑部より下流の流況はあまり乱れないようにする。また流量の大きくなつた場合は平面彎曲部は管路流況となり、第4次案の場合と同様な機能を発揮して、滑らかな流況を得ようとするが、この案の基本的な考え方であつて、流量規則制断面はあくまでも呑口にあるとするものである。

またディフレクターの直下には径2.3mの空気孔を通じ、高速流に必要な空気を十分供給するようにしており、孔内最大気速40m/secとして所要断面を算定し、実験によつてチェックされた。呑口には4×9mのローラゲート2門を設け、ゲート直後方には径1mの給気管2本を通じて管壁の負圧をできるだけ解消し、管路部が開水路流況と管路流況との中間的な状態になる過渡領域において、起りやすいボアー現象の発生防止に備えるものとした。

このトンネル水路は高水位において呑口で 21 m のヘッドを有し、設計流量  $700 \text{ m}^3/\text{sec}$  が流入するとき、流速は呑口で約  $14 \text{ m}/\text{sec}$ 、水平部では約  $30 \text{ m}/\text{sec}$  に達する高流速となる。なお出口下流はおよそ 20 m の開水路となつてゐるが、この間で上向き勾配とし、水をできるだけ下流に飛ばすことを考えたが、実験の余裕なく水平のまま放流することとなり、先端は洗掘に備え、現場打ちの巨大なコンクリートブロックで保護するものとし

写真-4 トンネル余水吐呑口部

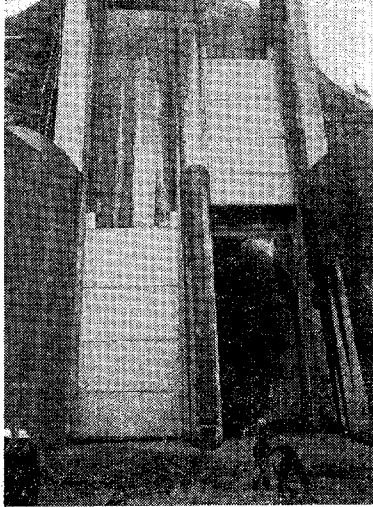


写真-5 トンネル余水吐（呑口より立体曲線部を望む）

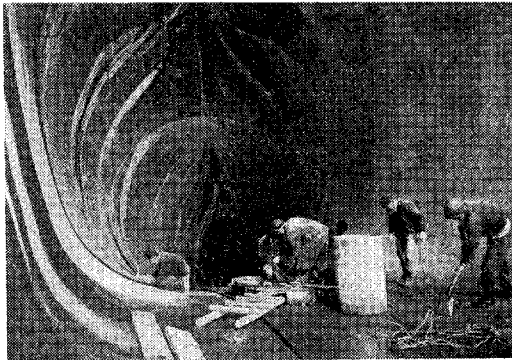


写真-6 トンネル余水吐（バケットカーブより斜坑を望む）

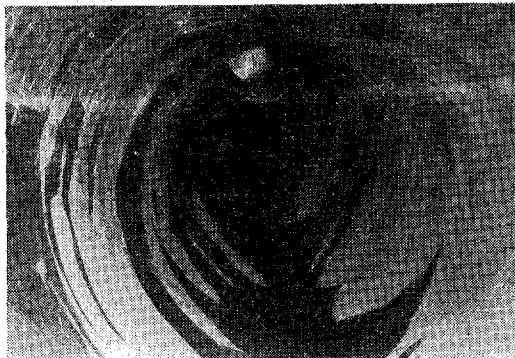


写真-7 トンネル余水吐水平部

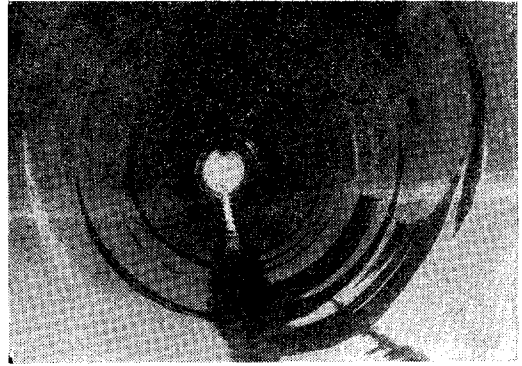
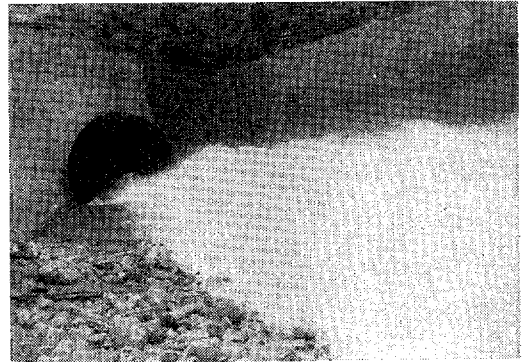


写真-8 トンネル余水吐吐出口部（約  $80 \text{ m}^3/\text{sec}$  放流）



た（写真-4~8）。

## 5. 岩盤の局部処理および基礎グラウト

### (1) 河床断層処理

堤体9ブロックの下を走る河谷に平行した断層は、きわめて顕著なもので、約  $55^\circ$  の傾斜をもつて深部に達する厚さ 1.0~1.5 m の固結粘土をともない、その右岸側は約 3~5 m にわたり破砕帯となつていたので、浸透水を防止し、かつ地耐力を増加させるため、堤体前面と後面に沿い深さ 12 m 幅 10 m 厚さ 3 m のカットオフを設け、その間は深さ 8 m、底幅 5 m、上幅 10 m の台形断面に軟弱部を除去しコンクリートで置きかえた。B.O.R.の処理基準によると、約 40 m のカットオフを必要とするが、掘削の結果、粘土自体非常にコンパクトとなつてゐることがわかつたので、カーテングラウトを集中強化することとし、深さ 12 m で打ち切つた。ここで湧水箇所はパイプに誘導して処理し、後に 10 kg 程度の圧力でグラウトした。

### (2) 右岸側における岩盤の改良処理

右岸側アバット内部には石英粗面岩の岩脈が走つており、その状況は図-5 に示すとおりである。この岩脈とカコウ岩体との間には 10~30 cm の粘土をはさんでおり、この接触部の岩質は風化がいちじるしく黄褐色を呈し、節理にはうすい泥の膜をはさむひどいものであつた。

図-5 右岸側岩盤処理状況

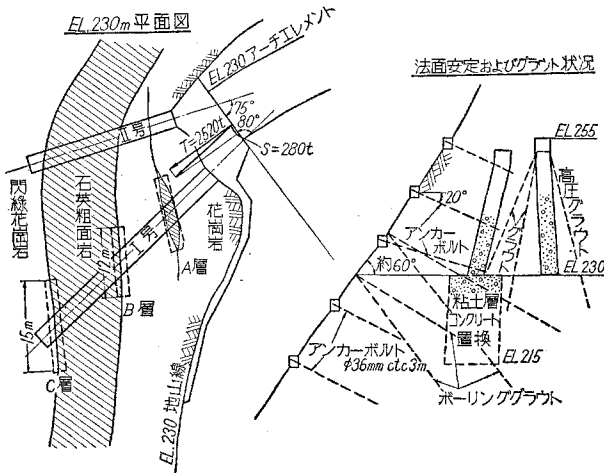


表-2 右岸岩盤処理比較案

案	あかり	トンネル	工費	摘要
ニマタ基礎工	掘コン 3200 m <sup>3</sup> コン 1400	掘コン 4050 m <sup>3</sup> コン 4050	42 000 000円	
アーチ式スラストブロック	掘コン 42 600 コン 11 500		113 000 000	工期が延びる
重力式スラストブロック	掘コン 71 000 コン 16 000		174 000 000	同上
非対称アーチ	掘コン 32 000 コン 9 200		87 000 000	非対称による堤体量の増をふくまず
アーチのトンネル延長	コン 400	掘コン 7 100 コン 7 100	60 000 000	(各標高はダム本体と同じ厚さでトンネル工法で取りつける。実施困難)

註：各案ともボーリンググラウト、粘土層処理をふくまない。

アーチ推力を受ける場合はこの接触面ですべるおそれが多分にあり、また局部的に貫入した石英粗面岩は完全に粘土化しており、支圧力は期待できないので、ここにニマタ基礎工および粘土層換処理を実施した。もとよりこれら不良部を除去してスラストブロックを設けるなどの処置を検討したが、掘削コンクリート量が増大し、あるいは施工上の困難さがともなうもので、表-2 に示すとおり2~4倍の工費を要する。

a) ニマタ基礎工 図-5のごとく厚さ3m奥行き30~40m、高さ25mに達するコンクリート壁をニマタ状にEL230m以上の岩盤中に作るもので、アーチ推力を内部堅硬岩に達するとともに遮水壁をかねしめることとした。外側の壁(I号基礎)の方向は計算によつて求められた軸方向力とせん断力との合成力の方向より外側に約5°としたが、これは岩盤のかぶりを考慮して決定した。内側の壁(II号基礎)の方向は、下部カーテングラウト幕との関連を考慮し、ふんばり具合のよさより決定した。もしアーチ推力をこのニマタ基礎のみによつて受けつものとするれば、その圧縮応力はI号基礎で70kg/cm<sup>2</sup>、II号で20kg/cm<sup>2</sup>程度となるが、ここでI号基礎1本のみとせずニマタとしたのは、I・II号基礎の間の岩盤を十分グラウトして一体化したマスとして働かせたかったこと、遮水壁としてはなるべく内部に設けたい

こと、および安定感があること、のためである。II号基礎上部よりボーリンググラウトを壁の間に625m貯水池側に294mを施工したが、注入セメント量はそれぞれ65tおよび17tであった。このように注入量が多いのは、掘削のため岩盤がかなりゆるんだこと、および粘土層をはさむ接触部が風化いちじるしく空げきが大きかったためと思われる。またニマタ基礎取り付けの内部岩盤に対しても、高圧グラウト155mを行つたが、予想どおり緻密でセメント0.8tを注入したにすぎない。なお施工途次において開いたクラックあるいは崩れ落ちた粘土層には、あらかじめ19mmパイプを埋め込み、前記ボーリングに先立つて低圧グラウトを行つているので、コンクリート壁と岩盤との密着は十分なものと確信している。

ニマタ基礎工の施工は、まず幅3m、高さ5mに坑道掘削したのち、高さ2.5mをコンクリートで填充し、次に高さ2.5mの切り上げを行うというくり返し作業を行い、10リフトを打ち上げた。コンクリート打込みは坑道入口に設けた3.0m<sup>3</sup>入りホッパーにケーブルクレーンバケットより直接投入し、さらに1m<sup>3</sup>鉄製トロに受けて坑内に人力運搬した。コンクリートはダム本体A配合と同じである。打込み能率は平均して18~20m<sup>3</sup>/hで、1リフト打込みに約10~12時間を要した。1リフト打上がりサイクルは13~15日で全体工期5カ月を要したが、ダムコンクリート打込み作業にほとんど支障を与えず、並行して工事を進めることができた。なおこのニマタ基礎は堤体の厚さに応じて上つぼみにするため斜めに掘削してゆく関係で、II号基礎の立ち上りを2リフト先行せしめた。最上部のリフトは試掘坑填充と同様、コンクリートポンプにより打込み、つづいて坑道天井にあらかじめ取りつけた38mmパイプを通じモルタル注入を最大3kg/cm<sup>2</sup>の圧力で行つた。またI号基礎より外側の地山を安定させるため、図のように山腹より径45mmでボーリングし、これに長さ11~22m、径36mmの丸鋼を挿入し、低圧グラウトを行つてアンカーした。

b) 内部粘土層の処理 図-5のA粘土層は試掘坑による調査の結果、EL232mでは薄く細つていたが、EL

217 m では厚さ 1.5 m もあり、粘土層を追って掘り進んだ坑道天端が大きく崩落する有様であった。両側の岩はかなり良好なので EL 215~230 m 間の粘土層を除去し、コンクリートで置きかえることとした。すなわち厚さ 2.0~2.5 m、幅 15 m、高さ 15 m にわたって置換し、EL 230 m 以上はかぶりが薄いの掘削線を追い込んだ。粘土層を一挙に取り除いて大きく空洞を作ることは危険のため、縦に二分して半分を掘削し、コンクリート充填後、さらに残り半分の置換作業を行ったが、これだけの作業に約 40 日間を要した。EL 215 m 以下は厚さが薄く軟岩状態となり、またアバットからの距離が約 30 m になることより、アーチ推力伝達の分布状況を推定し、支圧強度を検討の結果、処理を要しないものと判断し、浸透による弱化を防ぐため、EL 217 および EL 200 m の試掘坑の奥の一部を拡大し、円すい状に高压グラウトを実施した。このさいカーテングラウトと関連させて、特に厚い遮水領域を形成するようにボーリングの方向を定めた。

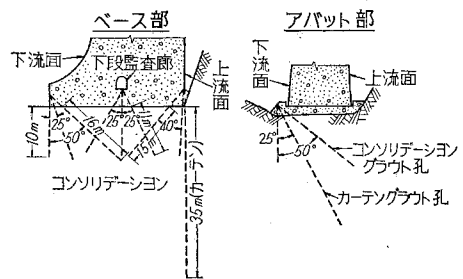
次に B, C 粘土層は A 粘土層のような局部的貫入と異なり、ダム上下流にわたって広範囲に貫入している石英粗面岩脈の接触部に存在するものであるから、相当下方に延びていると見なければならぬ。しかし EL 215 m 以下ではアバットからは 40 m 以上も離れ、下流側地山のかぶりも 30 m 以下となるので、簡単な試算の結果すべりに対しては安全となり、浸透に対してはカーテングラウトで十分と判断し、EL 215~EL 230 m 間を平均厚さ 2 m 長さ 12~15 m にわたってコンクリートに置きかえた。置換すべき粘土層の長さは岩とコンクリートとのせん断抵抗を、アーチ推力がそのまま伝わるものと仮定した場合に  $15 \text{ kg/cm}^2$  として決定した。この工事は二マタ基礎工事が終了し、そのグラウトを行う前に実施した。施工方法は山腹 EL 215, EL 230 に  $1.8 \times 1.8 \text{ m}$  の坑道を粘土層に向って掘り、下段をズリ出し線、上段をコンクリート運搬線とし、コンクリートは坑道入口に設けたホッパーにケブルクレーンにより直接受け  $1 \text{ m}^3$  トロは引き出して人力搬入し、縦シュートを通じて打込んだ。坑道の詰めはコンクリートポンプによつて行い、モルタル注入実施後、さらに山腹面よりボーリンググラウトを入念に行った。

### (3) 基礎グラウト

2. に述べたように基礎岩盤は良好でないので、この補強のためベース、アバット全面にわたってコンソリデーショングラウトを 6 800 m 施工し、ろう水防止のためカーテングラウトを 12 000 m 実施した。コンソリデーショングラウトはコンクリート 4~6 m 打上がり後、深さ 10 m を 2 段階のバイステップ工法により第 1 層約 50 psi、第 2 層 100 psi の圧力で注入した。カーテングラウトは間隔 1.5 m で一列、深さ 30~35 m を 3 層に

分けて、第 1 層 10 m、第 2 層 10 m、第 3 層 10~15 m を圧力それぞれ 150, 250, 350 psi で注入した。ベース部分は上流面に沿ってステージ工法により行い、アバット部分は下流側よりサドル面に直角に、堤軸方向に対し約  $25^\circ$  上流に向つて所定深を一挙にボーリングし、パッカー工法によりグラウトした。コンソリデーション、カーテングラウトともに注入量の多いところには中間孔を追加し、調査孔は 1 ブロックに 2 孔程度とし、ダブルコアチューブを用いてボーリングし、ろう水テストを行ったが、その基準はおおよそ  $1 \text{ l}/10 \text{ m}/\text{min}$  とした。コンソリデーショングラウトの注入実績の一部を表-3 に示したが、不良箇所では 1 孔でセメント 4 000 kg 以上に注入量を示した所もあつた(図-6)。

図-6 基礎グラウト



カーテングラウトの結果を見ると、全般に第 1 層、第 2 層の注入量は平均してそれぞれ 40~60 kg/10 m を示し、コンソリデーショングラウトの効果が歴然とかがえるが、第 3 層では 1 000 kg/孔 以上の注入量を示したものが、全体孔数の約 1/3 に達し、その大半のものは右岸側であつた。このため右岸側には深さ 35~40 m の追加孔 25 本を実施したほどで、この作業は満水開始後も継続された。河床部左岸側半分および、左岸アバットは、平均した注入量を示し、ほとんど追加孔を必要としなかつた。

表-3 コンソリデーショングラウト注入実績

ブロック No.	注入位置	孔数	延長	セメント注入量	平均注入量
3	D	9	117 m	4 175 kg	36 kg/m
4	U,D	24	287	9 800	34
	G	6	64	1 590	25
5	U,D	12	146	2 105	14
	G	9	96	1 560	16
6	U,D	19	218	24 815	114
	G	6	64	960	15
7	U,D	23	261	15 930	61
	G	11	118	1 355	11
8	U,D	15	205	9 040	44
	G	11	118	1 550	13
9	U,D	12	149	7 235	49
	G	7	75	1 600	21
10	U,D	34	413	40 075	99
	G	6	64	2 990	47
11	D	6	78	12 180	156
計	U: 上流 D: 下流 G: 監査部	210	2 478	136 960	53



表-4 セメントの規格および試験実績

項 目	条 件	規 格	試験実績の上下限
粉 末 度 (cm <sup>2</sup> /g)	ブ レ ー ン 法	3 000 以上	3 620~3 100
凝 結 (h)	始 発, 終 結	( 始 ) 1 以後, ( 終 ) 10 以前	( 始 ) 1.40~3.04, ( 終 ) 2.59~4.41
水 和 熱 (cal/g)	7 日, 28 日, 91 日	( 7 日 ) 70 以下, ( 28 日 ) 80 以下	( 7 ) 50 ~61.6, ( 28 ) 70.7~79.8
圧 縮 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )	3 日, 7 日, 28 日, 91 日	( 7 日 ) 100 以上, ( 28 日 ) 240 以上	( 7 ) 101~163, ( 28 ) 261~335

## 6. ダム本体の施工

### (1) コンクリートの配合

堤体内部主応力の大きさにより、コンクリートを A, B, C の 3 種に分けた。A 配合は設計応力が 35 kg/dm<sup>2</sup> 以上の箇所、上下流面厚さ 3 m 部分、および岩付部に用い、堤体上部の内部は B 配合、それ以外は C 配合とし、各配合の所要強度は安全率 5、不均等係数 15% として、それぞれ 260, 210, 180 kg/cm<sup>2</sup> と決定した。各配合に必要なセメント量は予備試験より  $W=105 \text{ kg}$  として、 $\sigma_{91}=-145+202.5 c/w$  より  $C=200, 175, 160 \text{ kg}$  で十分なわけであるが強度のほか、その耐久性、水密性を考慮して、それぞれ 230, 210, 190 kg を使用することとした。実際に打込んだ C 配合コンクリートの強度は B 部分をもカバーするほど強かつたので、C 配合をもつて代用した。

セメントは発熱量、長期強度の点から中庸熱セメントを使用した。その規格および試験値は表-4 のとおりで試料は工場でセメントサイロに送入時、薬品 500 t 当り 10 kg を採取し、現場および工場においてセメント試験を実施した。

骨材はダムサイト下流 2 km 付近に堆積する川砂利を使用した。材質はカコウ岩、安山岩を主とし、30% 程度砂岩、凝灰岩を混入し、平均比重 2.54、吸水率 3.5~4% で良好ではないが、粒度配合はきわめて良好で、粗粒率は粗細骨材それぞれ 8.7, 2.99 で、その変動も少ないので表-5 のように、粗骨材 3 種、細骨材 5 mm 以下 1 種とした。

表-5 コンクリートの示方配合

項 目	配 合	
	A	C
粗骨材の最大寸法 (mm)	150	150
設計スランプ (cm)	4	4
水セメント重量比 (%)	45.65	55.26
1 m <sup>3</sup> に用いるセメント量 (kg)	230	190
AE 剤量 (ダレックス 10 倍液) (l)	1.15	0.95
設計空気量 (%)	4±1	4±1
細骨材百分率 (%)	25.0	26.0
細骨材重量 (kg)	500	528
大砂利 (150~80 mm) 重量 (kg)	510	512
中砂利 (80~30 mm) 重量 (kg)	495	496
小砂利 (30~5 mm) 重量 (kg)	495	496
骨材全重量 (kg)	2 000	2 032

### (2) ブロック割りおよびサドル

堤体はベースサークル (EL 250 m) の堤体下流面をとつた。R=97.112 m) 沿い弧長 15 m ごとに 13 個の扇形ブロックに分けた。ブロックの最大幅は 28 m である

ので、縦継目は設けずレーヤで打ち上げることとした。河床部 EL 175 m 以下はプラグ コンクリートとして施工し、左右両アバットには厚さ 3 m 以上のサドルを設けた。サドル面と交わる継目は直角となるように、横継目の下部に半径 12 m のカーブをそう入した。

アバットにサドルを設けたのは、岩盤の凸凹による局部応力の影響を堤体に与えないこと、アバット付近に発生する堤体の局部応力を緩和すること、設計どおりの谷型をうること、およびコンタクトグラウトの施工に疑問があつたことなどのためである。岩質の不良部分、局部的な掘り込みによるいちじるしい凸凹箇所、あるいは二マタ基礎工に移る部分のサドルは、12~15 kg レールの格子組み、または 25 mm 鉄筋によつて補強された。

### (3) 型わく

3. に記した設計条件にもとずき、リフトごとに堤体表面の各点座標 (1 ブロックに 12 点をとつた) をあらかじめ計算しておき、各ブロックのベースサークル上に設けられる A, B 2 点の基準点を、左右岸の三角点より三角測量の交合法によつて各リフト上に求め、この基準点より角度と距離によつて所要点を設定した。型わくは主としてカンティレバー式の 1 パネル長さ 5 m、高さ 2.4 m のものを使用し、三マタに取りつけたチェーンブロックによりずり上げて設置した。せき板は縦板とし、横バタは厚さ 7.5 cm、幅 12 cm としてシーボルトの締めつけ、鋼管支持の加減によつて、容易にアーチ曲線になじみうるようにした。

### (4) コンクリート打込み

コンクリートの打上がりは普通 2 m リフトで施工したが、河床部岩盤接触部は拘束応力を考慮し 0.75 m リフトとした。1 バケツ 4.5 m<sup>3</sup> で、2 m を 4 層打込みとしたので、バイブレーターは下層に 10 cm ほどそう入し、各層の密着を完全にするように特に注意した。空気式バイブレーターは、ときどき回転数の低下が目立ち、特に冬季は空気が凍つてまづく、電気式のものがきわめて有力であつた。打継目はウォータージェットによる硬化前処理方法を用い、打込み終了後 6~12 時間、冬季は一昼夜経過後に行つた。この処理はなるべく遅れ目に行い、最後にワイヤーブラシでレイタンスを完全に除くようにし、骨材のゆるみはハンマーでたたいて入念にチェックされた。

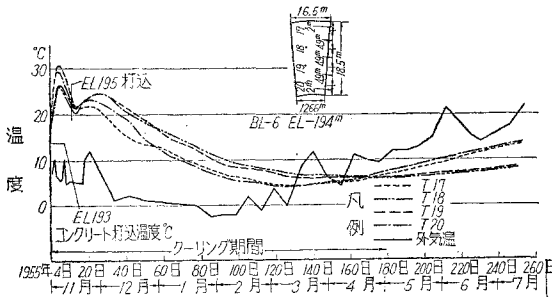
冬季は積雪 1 m 余に達し毎日吹雪くので、約 3 カ月間

打込みは不可能であった。降雨時、暑中日照時、あるいは寒冷時の処置については省略する。打込み実績は月平均 14 000 m<sup>3</sup>、月最大 20 600 m<sup>3</sup>、1 日最大 1 400 m<sup>3</sup>で、打上がり高は月平均 8 m であった。

(5) コンクリートの冷却

ひびわれ防止と継目グラウト施工時までには堤体温度を所定温度まで低下させるため、パイプクーリングを実施した。EL 181 m まではパイプ間隔 1.5 m、それ以上 EL 239 m までは 2.0 m 間隔とした。パイプには 25.4 mm 薄肉電線管を使用し、自然河水を通じ、第 1 次クーリングは約 30 日間、第 2 次クーリングは冬季に入つて 3~4°C になつてから行つた。約 60 日間にわたる第 2 次クーリングによつて最大ブロック部も十分所定温度まで冷却することができた(図-7)。

図-7 堤体温度履歴曲線



(6) コンクリートの管理

バッチャー プラントではふるい分け分析による粒度調整、材料の計量、砂の表面水、スランプ、空気量の測定による配合ならびにコンシステンシーの管理が行われ、また材料計量誤差を規定範囲にとどめるため、計器の検定を定期的に行つた。コンクリート打込み中は、砂の表面水を 1 日に数回測定して水量の修正を行い、スランプ、空気量測定は 30 分~1 時間ごとに行つた。砂の表面水は含水率 0.5% の変動で、スランプが 1.0 cm 程度も変るから、この測定によるバッチャーの含水補正に厳重な管理を必要とした。

供試体採取は 1 ブロック 1 リフトにつき 9~6 個とし材令 7 日、28 日、91 日の圧縮強度ならびに動弾性係数試験、91 日の引張強度試験を行つた。供試体は室温 20°C、湿度 100% を常時保つよう設計された霧室で養生されたが、この霧室養生は水槽養生にくらべ、供試体の管理が容易であり、室の広さ 3.6×5.4 m、高さ 3.6 m で 15×30 cm の供試体 1 000 個を収容できるので、多数の供試体を取り扱う場合に適している。圧縮強度の試験結果を表-6 に示す。本表中 S.D. は標準偏差、V は偏差係数である。

なお強度と動弾性係数とは、かなり明らかな相関性を示し、最小自乗法により求めた実験式は

$$A \text{ 配合 } E=5.091 \times \sigma_c^{0.3033} \times 10^4 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$C \text{ 配合 } E=4.677 \times \sigma_c^{0.3207} \times 10^4 \text{ ( " )}$$

で、上式による推定強度と実績強度との差は最大 16%、平均 7% であった。

表-6 圧縮強度試験成績

	材令 7 日			28 日			91 日		
	$\sigma_c$	S.D.	V	$\sigma_c$	S.D.	V	$\sigma_c$	S.D.	V
A 配合	96	17.2	17.9	219	34.3	15.6	294	29.3	10.0
C 配合	56	10.8	19.3	146	22.7	15.5	229	32.6	14.2

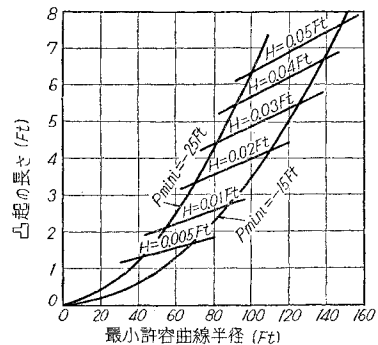
7. トンネル余水吐の施工

このトンネルは図-4 のように、高さ 9 m の馬蹄型ベルマウスから、径 7.5 m の円形断面 (C 断面) となり、ディフレクター終端 (D 断面) で高さ 5.55 m の複合円形にしぼられ、その直下で径 2.3 m の給気シャフトが入つて 7.27 m の円形に拡大されて、45° の斜路に入り、バケットカーブ始点までに 6.5 m は漸縮され、以下同一円形断面で 1/150 の勾配をもつて出口に至るが、断面 A~D 間は水平彎曲と鉛直彎曲との組合わせであり、測量、施工ともに困難が多かつた。要求される精度から型わくの設定はきわめて困難をともない、立体彎曲部はあらかじめ型わく工場で仮組を行い、完全なチェックを済ましてから坑内に持ち込んだ。

コンクリート巻立てにおいて高速流に対する処置として特に留意した点は、できるだけ平滑な気泡の少ない壁面を作ること、インバート先行打設と破損防止、よいコンクリートを打込むこと、およびバケットカーブ部分には施工継目を作らないことなどである。

(1) 高速流に対して最も恐ろしいのはキャビテーションによつて破壊を招くことである。Fontana ダムにおける水理模型実験の結果によると、凸起に起因する最低許容圧力は水柱で -25 ft より低くはないが、しいて -15 ft より小さくする必要はなく、後者は安全値としており、凸起の高さ、長さおよび最小許容曲線半径との関係を図-8 のように与えている。すなわちこれは

図-8 凸起に起因する許容圧力とその大きさとの関係



キャビテーションによつて破壊を防ぐに必要な表面仕上げを、どの程度スムーズに行つたらよいかについて、十分設計目的に使用できるものであるとしている。これによると単純に考えて、3mmの目違いは少なくとも30cmの長さにわたつてスムーズにすりつける必要があることを示している。はたしてこのような精度のよい表面仕上げが期待できるかきわめて危険視され、Boulderダムにおける失敗例、Sarransダムの鉄板巻きの例などより、本トンネルにおいても鉄板巻きについて検討したが、工費が約1億円増しとなることより鉄板巻きは放棄し、入念な表面仕上げを行うことに結着した。

セントルは正確な設定を期し、圧縮変形を防ぐため、立体彎曲部を除いて鉄製とし、上木(7.5×9.0cm)の上に防水ベニヤ板を張つてスムーズな表面を期待した。結果としては気泡の発生という難点を除けば、十分期待にそうものであつたが、木製セントル使用箇所では圧縮變形のため、一部にシワ寄せが起つた。打込み能力、型わくの回転効率などより長さ10mを施工単位としたが、施工継目の目違いはわずかであつた。これら目違いは後で、まず荒いグラインダーで磨削して大体のすり合わせを行い、さらに仕上げグラインダーをかけることによつて、十分な成果をうる事ができた。流れ方向の凹凸は仕様書で1/100でなすりつけるよう規定したが、この辺の判定は実際に當つてみて困難であつた。インバートは滑動型わくを使用し、所定の成形をなしたのち、1時間ほどおいてコテ仕上げを行つた。

最も苦心したのは、気泡を最小限にとめることであつた。ベニヤ板を張るため、混入空気の側面への逃げが完全に止められるので、大きな気泡を生むおそれがある。気泡は切線傾斜75°以下に生じ、ことに45°以下に多く、大きさ1cm<sup>2</sup>、深さ5mm程度のものが多く生ずる有様で、この防止のためベニヤ板にラッカー、ビニール塗布を行つたが変りばえせず、結局十分な振動によつて混入空気を浮き上がらせるようつとめ、並行して型わく面を薄鉄板製のヘラ状のもので入念にすきあげることによつて、大きな気泡の発生を防止するにとどまつた。1cm<sup>2</sup>くらいの気泡は細いノミ状のタガネで2cm深さ以上に掘り、水洗い布拭きのち硬目モルタルの叩き込み填充を行い、また小豆粒大の気泡については、ジェットによる水洗い後よく水をふきとり、ただちにセメントペーストをすり込み、さらにセメント粉を撒布し、布束でよくすり込むようにして仕上げた。後日100m<sup>3</sup>/sec程度の数日にわたる通水後の観察では、はく離はほとんど認められなかつた。Hungry Horseダムのグローリーホール型余水吐トンネルの工事報告によると、仕上げ区間を完全にロックして噴霧室状態とし、モルタル吹きつけ、ボルトによる擦りあげなど、全円にわたつて金のかかる高度の仕上げを実施しているが、気泡の処理をふくめた表面

仕上の施工法については、研究の余地があると思われる。

またオープンジョイントをいかに処理するか頭を悩ました。その大部分のものはグラウト作業を継続するうちに、自然に閉そくされる結果となり特別の処理を施さなかつたが、通水後の観察ではキャビテーションによる浸食は認められない。

なお立体彎曲部では、セントル間隔1.2mでは折線となるため、上木1本1本に所定の曲線を与える必要があり、さらに長さが全部異なるので、1ブロック当り約2000本に達する上木を加工し、仮組の際チェックナンバーをマークし、解体運搬後そのとおり坑内で組み立てねばならなかつた。

(2) インバートと側壁部との接触が完全に施工されるためには、インバートの先行打設は必須である。ことに高速流トンネルでは、この接触部のオープンジョイントおよび強度の低下は禁物である。インバート先行打設のためには施工上種々の支障をきたすが、なかでも本格支保工を必要とするトンネルでは困難が多い。本トンネルでも粘土層が水平部では中心線と約10°で交わり、立体彎曲部の断面C~D間でも一連の粘土層が横ぎつていたので、掘削の過程では複雑な木製支保工によつて落盤に対処し、掘削が大半終る頃レール支保工に切りかえ、他の部分はロックボルト工を実施して、十分な空間を確保し、確実な施工を可能ならしめた。

インバートの水平部施工は、まず鉄製滑動型わく用ガードレールの基礎コンクリートを打込み、ガードレールを正確に取りつけたのち、スランプ1cm程度の硬練りコンクリートを吊線足場より堅シュートを通じて8~10m<sup>3</sup>/hの速度で打込むとともに、土のうで重量を増した滑動型わくを一度に60cm程度移動させ、順次成形させていつた。仕上げ後は硬化をまつて、水に浸したセメント空袋を敷き並べ、約5日後にガードレールを慎重に取りはずし、両肩のエッジは当て木で保護してから砂を一杯に敷きつめて、仕上面の保護を完全にした。バケットカーブの中心線延長は約30mであるが、このうち下部20mのインバートは、水平部使用のガードレールに曲面に加工した角材を、ボルト締めして縦断曲線を形成し、木製タンパーを用いて打込んだが、これより上部のインバートは、防水ベニヤ板張りの木製型わくをチャンネルで吊り、岩盤にアンカーしたシーボルトで定着させて打込みを行つたが、気泡の発生が悩みの種であつたことは前述のとおりである。斜坑のインバート保護のため型わくはそのままとしておいた。いずれの場合においても、インバート両肩部のエッジが十分締め固められた緻密なコンクリートであり、完全に保護されることが、先行打設を意義あらしめるものであるから、監督者みずからバイブレーター、突き棒をとり、労務者と一体となつて施工に當つた。



い、ゴム会社に試作せしめたのであるが、物理化学試験により熱アルカリに対する老化性、弾力性がチェックされ、仮締切アーチダムに使用し試験グラウトの結果、確信を得たので本体に使用することとした。セメントはできるだけ新鮮な普通ポルトランドセメントを使用するよう注意した。セメント1kgに対しポゾリスを3gの割合で混入し、潤滑性を期待した。

グラウト作業人員は指揮者、プラント係、開き測定係で構成され、12~14名を必要とした。グラウト前の通水テストにおける各作業員の一体化された行動、各種記録の確認の訓練は重要である。ことにバルブ操作者と継目開き測定者とは電話で緊密に連絡し、ブロックの過度のたわみを防ぐことに最大の注意を払った。通水テストによつて継目の状態、パイプ系統の状態を確認し、ミルクの濃度および、注入量などの資料をうるとともに、漏洩箇所の有無を確かめ、程度のはげしいものはコーキングし、準備が完了したならば、ただちにグラウトを開始する。

まずミルクがリターンに循環してきたならリターンバルブを閉める。リターンに加圧後10~30分ほどでベントパイプより空気あるいは清水が吹き出され、次第に薄いミルクに変わり、5~10分でグラウトしているミルクと同濃度のミルクが吹き出される。この状態になつたならばベントバルブを閉め、10~20分間隔でベントバルブを開けて継目内の空気、余剰水を吹き出させる。ベント許容圧力は3kg/cm<sup>2</sup>程度におさえ、これを超えるときはリターンバルブを開ける。グラウト濃度を順次高めてゆく。ベントバルブ、リターンバルブを適宜操作してくり返し作業を続けるうちに、ベントより吹き出されるミルクは相当濃いものとなり、ドロドロの状態と

なつてグラウト終了とする。注入時間は約3~4時間であつた。またグラウト濃度は、容積比で1:4, 1:3, 1:2, 1:1, 1:0.8を使用した。グラウト終了後はただちにサプライリターン系統に通水し、清水になるまで続け、後日の再注入に備えた。

この作業を通じての経験からいえることは、グラウトバルブは吹き出し装置として、きわめてすぐれている上に、従来のコンジェットボックスにくらべて価格が1/2以下で有利であること、グラウト濃度はなるべく濃いものを使用し、短時間で終ることが望ましいこと、完全にグラウトされるためには、継目の開きが1mm以上であることが必要であることなどである。継目グラウト実績の一部を表-7に示す。

## 9. むすび

以上簡単ではあるが、鳴子ダム建設工事の概要を述べた。かえりみれば文献を頼りに応力解析をはじめから、わずか4年にしてダムの完成を見たのであるが、ダムの設計、岩盤の処理、トンネル余水吐の設計施工など、いずれも当時としては最大限の努力の結晶であつて、関係各位の協力によつて、アーチダムが誕生したことは同慶にたえない。特に不良岩盤の処理に1億5000万円、トンネル余水吐に2億2000万円と多大の費用を必要としたが、なおかつ工費で重力ダムより安く、工期が1年短縮されてアーチダムの経済性が立証されたことは、アーチダム建設技術に対する経験の累積とともに多大の成果といえよう。

なおダムには温度計113、ヒズミ計221、応力計16、継目計41が埋設され、下げ振り測定施設、地震計が設けられ、また精密三角測量によるダムおよび岩盤の変位観測施設を設置しているが、これら観測の結果が今後のダム設計に十分活用されるよう念願するものである。

おわりにアーチダム誕生のために、常に率先バックアップされた照井前局長、独創を生かし新しい設計および工法の達成に常によく指導された藤原所長、なみなみならぬ所員の努力、忠実に施工を完うされた鹿島建設KKまた現場の無理な注文を快くうけて実験を担当し、多大の助言を賜つた土木研究所の各位、常に真剣に討議し、貴重な意見と協力を賜つた本省の方々および諸先輩に対し、ここに厚く謝意を表する次第である。

表-7 継目グラウト実績

グラウト リフト No.	ジョイント No.	ジョイント 面積 m <sup>2</sup>	ジョイント の開き mm	注入セメ ント量 kg	ベント最 高圧力 kg/cm <sup>2</sup>	備 考
1	B7~8	377	3.2	1550	3.5	
1	B8~9	377	0.6	505	3.0	
5	B8~9	63	6.8	604	0.5	
5	B4~5	63	0.9	227	3.0	
4	B3~4	166	6.0	1569	1.5	
4	B9~10	166	1.1	644	3.0	
3	B7~8	231	2.0	944	2.0	
3	B8~9	231	7.0	2319	2.0	
2	B7~8	300	3.0	974	3.0	
2	B3~4	300	0.6	993	3.0	上流面より もれ再注入

論文集 61号・別冊 (3-1)

B 5 判 44ページ 発 電 用 河 川 流 量 の 研 究

論文集 61号・別冊 (3-2)

B 5 判 21ページ サージタンクの相似律 (英文)

論文集 61号・別冊 (3-3)

B 5 判 48ページ 骨材の表面積と新表面積法による構築混合物の検討とその応用に関する研究

正員 工博 大久保達郎・相馬 敬司  
工博 西原 宏

定価 150 円 (〒 10 円)

正員 工博 林 泰 造

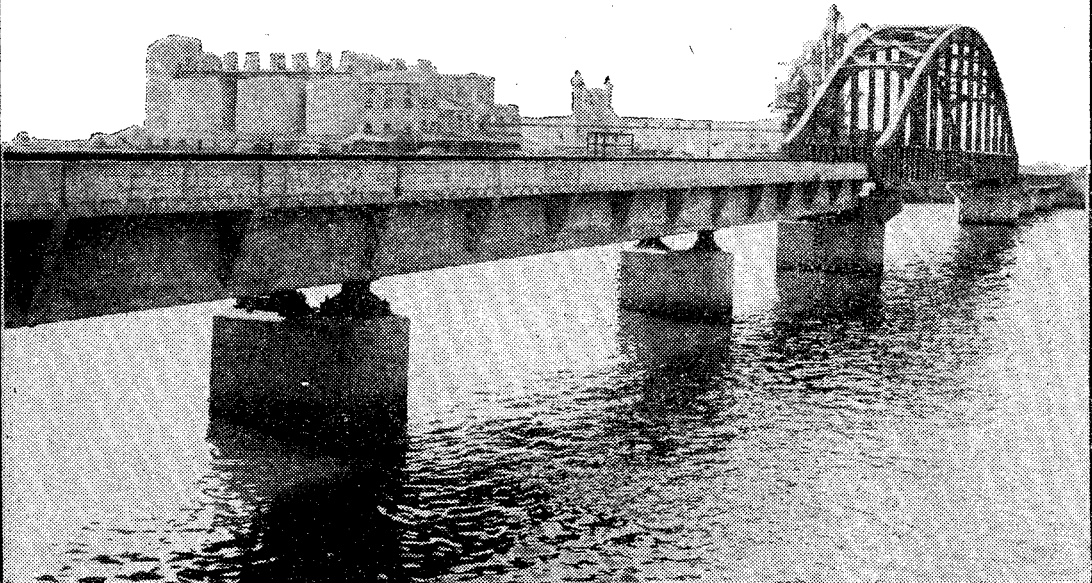
定価 100 円 (〒 10 円)

正員 太田 誠 一 郎

定価 220 円 (〒 20 円)



最も良い最も経済的なコンクリートを作る!



国鉄 晴海橋 東京工事局

# ポンリス

セメント分散剤

製 造 元  
日本曹達株式会社

本社 東京都千代田区大手町二丁目四番地 電話 大代表 (211) 2 1 1 1  
支店 大阪市東区北浜二丁目九〇番地 電話 北 浜 (23) 7 0 6 3 ~ 6  
工場 新潟県中頸城郡中郷村二本木工場 電話 中 郷 5 1 ・ 6 1

発 売 元  
日曹商事株式会社

本 社 東京都中央区日本橋本町三丁目五地地 電話日本橋 (24) 7191 ~ 5  
大阪営業所 大阪市東区北浜二丁目九〇番地 電話北浜 (23) 7063 ~ 6  
名古屋出張所 名古屋市中区御幸本町通三丁目六番地 電話本局 (23) 1 5 8 5  
札幌出張所 札幌市北九条東一丁目 電話札幌 (3) 0625 ・ 4750  
福岡出張所 福岡市天神町八番地(西日本ビル) 電話 中 (4) 0961 ・ 6731