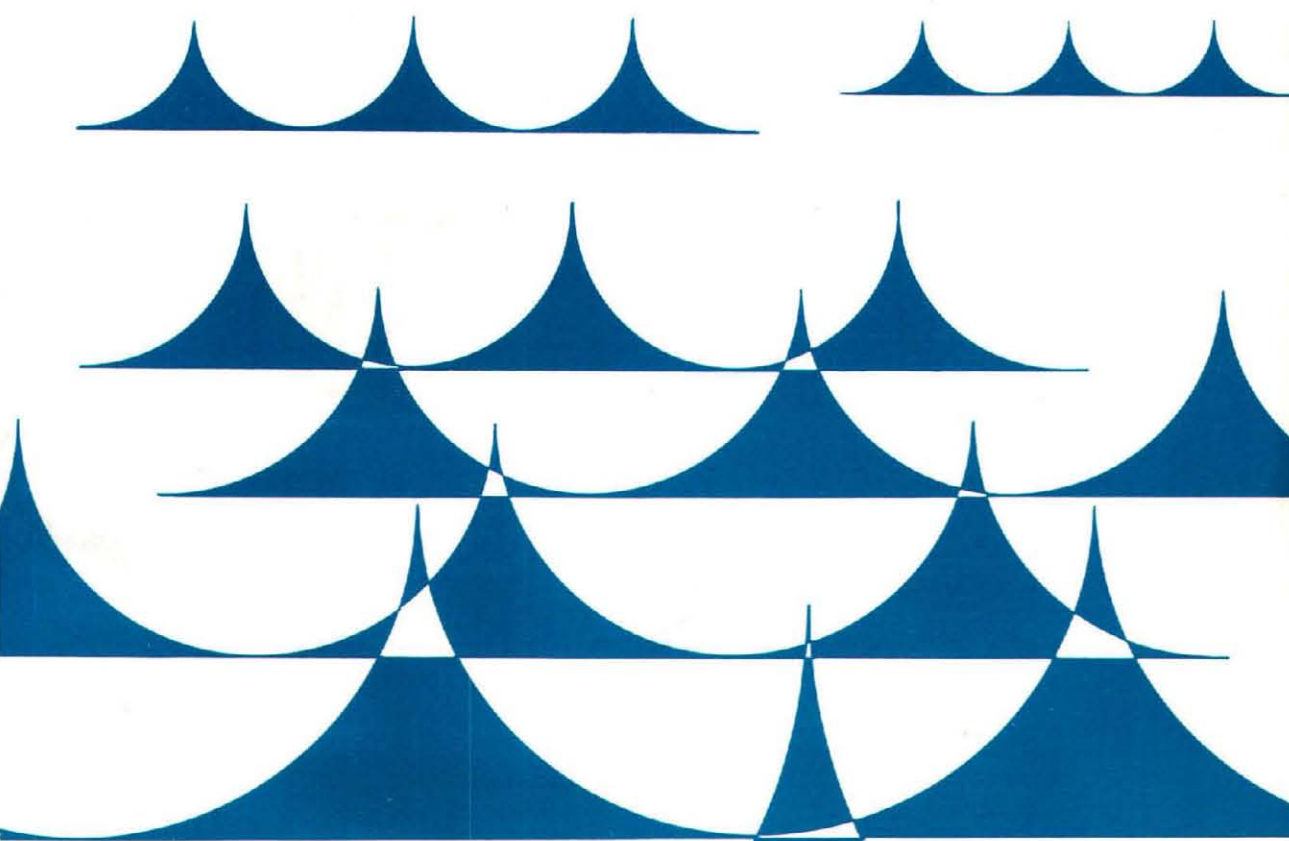


# 水と土

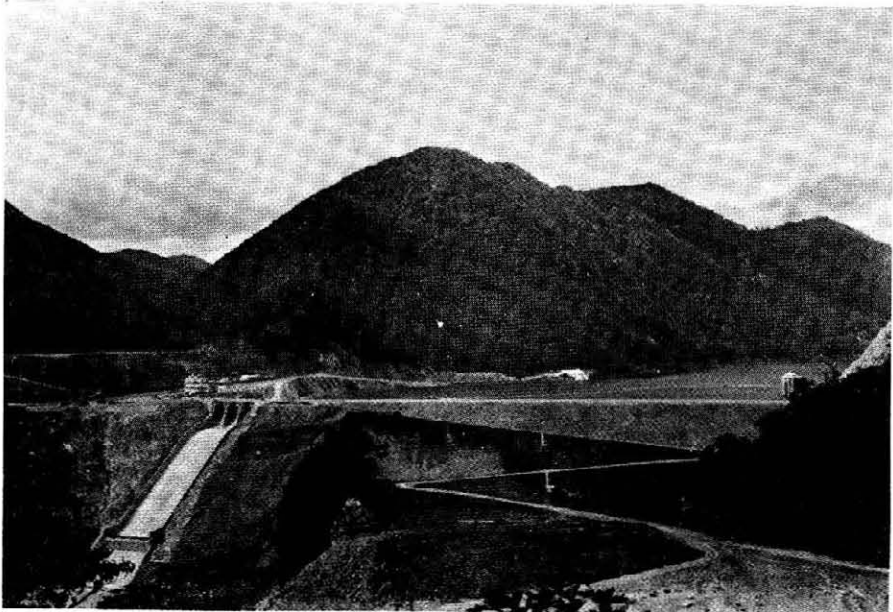
第 17 号



昭和49年 6月号

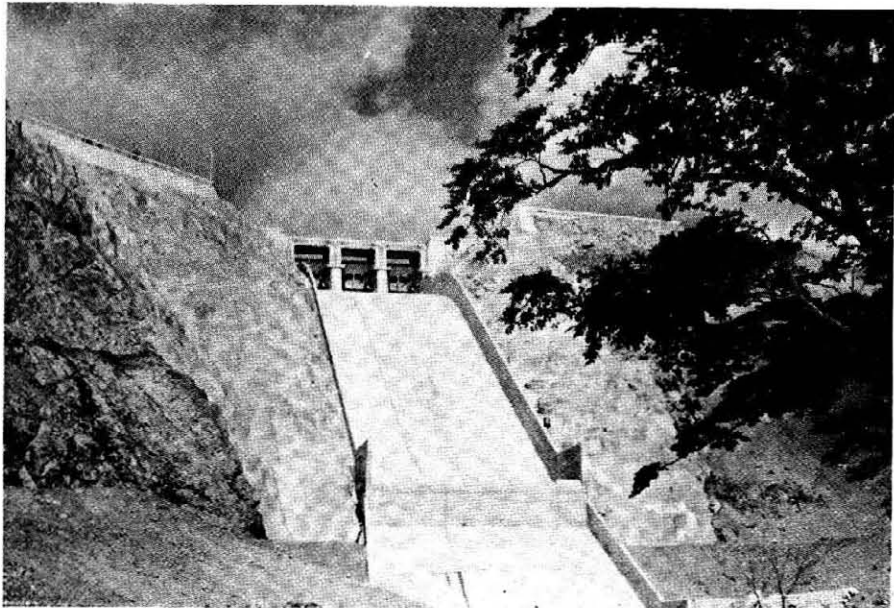
農業土木技術研究会

# 深山ダム



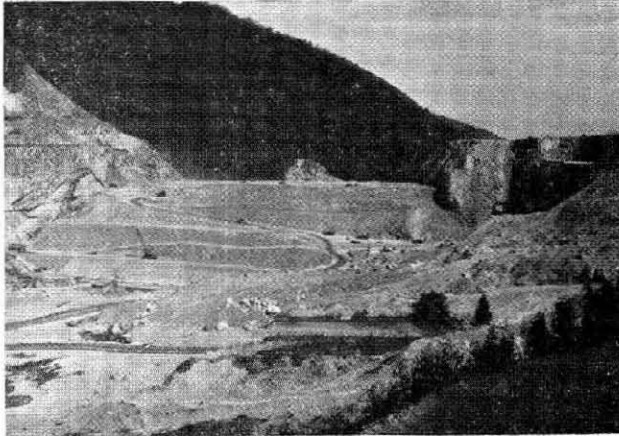
1

下流から望むダムの全景



2

完成した余水吐



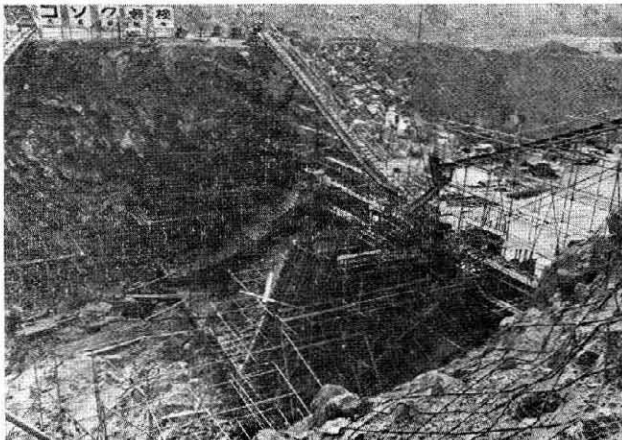
3

【写真説明】

1. 下流から望むダム全景
2. 完成した余水吐
3. 盛立状況（上流から望む）
4. 原石積込（7.6tトラクター  
ショベル35t積ダンプトラック）
5. 工事中の余水吐越流部



4



5

水

と

土

No. 17

1974

June

目次

グラビヤ

深山ダム

報 文

深山ダムの施工二題

中 島 哲 生……(1)

深山ダム余水吐の設計と施工

西 陽二郎  
石 堂 隆 憲……(9)  
大和田 幸 彦

深山ダムにおける道路トンネルの閉塞と緊急放流施設

阿久津 弘……(39)

深山ダムの管理施設について

山 下 進  
落 合 信 義……(60)

深山ダムの基礎処理について

好 光 雅  
武 藤 光 次……(71)

会 告 ……(87)

編集後記 ……(92)

# 深山ダムの施工二題

——ロックの締固めと岩盤の透水性——

中 島 哲 生\*

## 目 次

はじめに.....	1	5. 建設中の沈下.....	4
第Ⅰ 堤体ロックフィルの締固め.....	1	第Ⅱ 基礎岩盤の透水性.....	5
1. 締固め度のチェック.....	1	1. ダム右岸のリムグラウト.....	5
2. 完成後の変位.....	2	2. 岩盤の透水量と注入圧力.....	6
3. 盛立て試験.....	2	3. 岩盤の透水性の表示.....	6
4. 施工管理.....	3	4. 岩盤の透水量とセメント注入量.....	7

## はじめに

昭和40年代の初期、農業用ダムとして建設中であったダムのうち、堤高70mを越えるものが3箇所あった。この三つのダムは、自然的・施工的条件に設計上の宿運をもつが故に、それぞれ異なるダム形式を与えられて建設の歩を進め、多くの困難を克服して48年に相次いで竣工した。十津川紀の川の大迫ダム（不等厚ドーム型アーチダム）、加治川の内倉ダム（中空重力式コンクリートダム）、そして那須野原の深山ダム（表面アスファルトシャ水壁型ロックフィルダム）である。

昭和30年代すでに農業用ダムとして堤高100mをこえる牧尾ダム（愛知用水）、刀利ダム（小矢部川）が建設されているが、49年現在農業用ダムとして建設中の205カ所のうちでも、堤高70mをこえるものとなると、会津北部の日中ダム、村山北部の新鶴子ダム、請戸川の大栴ダム、中勢用水の安濃ダム、東播用水の吞吐ダムの五つを数えるにすぎない。ダムのむつかしさは堤高の大小による訳ではないけれども、堤高が大きく、しかも異なるダムタイプへの挑戦となると、それなりの覚悟と技術力があるものである。フィルタイプのダムについていえば、堤体の沈下問題と基礎岩盤の漏水問題は、堤高に比例して倍加する。特に深山ダムの場合、アスファルトの表面シャ水壁型であるから、堤体ロックフィルの過大な沈下はアスファルトに異状を及ぼし、直ちにダムの安全に影響する。またダム附近の地質が那須火山系の角礫凝灰岩主体のものであり、那須山麓周辺に天然または人造の湖が見当たらないだけに、基礎岩盤や地山からの漏水をグラウト工事によってうまく処理できるかどうかは、ダムの

成否にかかわる問題である。

私は昭和46年秋から一時期を深山ダム工事に従事する機会に恵まれた。事業所とダムの現場は片道36km、私は少なくとも週に1日はダムで過ごすことにした。ダム工事の面白さは尽きるころがないが、現場にいて考えていたことの一端を、堤体ロックフィルの締固めと劣化岩盤の透水性の2点について感想と主張をおりまぜて述べてみたいと思う。今後実施される地区の参考に多少ともなれば幸である。

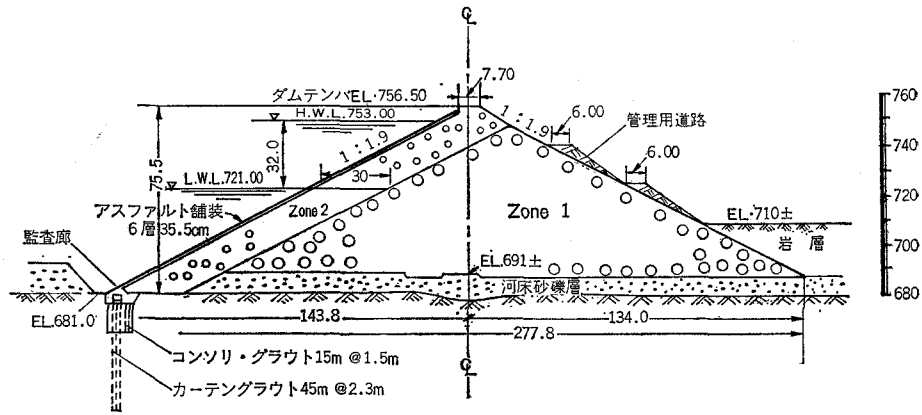
## Ⅰ 堤体ロックフィルの締固め

### 1. 締固め度のチェック

表面アスファルトシャ水壁型のダムでは、盛立てに当たって十分な締固めを行ない、水圧による沈下をできるだけ少なくして、ダム表面のアスファルトに大きな曲げ応力を生じないようにする必要がある。ダムが高くなるとどうしても沈下量が大きくなり、沈下量がこのタイプの堤高の制限要因とされてきた。深山ダムの堤高75.5mはこの形式では世界最高であり、それだけに堤体の盛立てには工夫を要する訳である。締固め方法の適否は建設中および完成後のダムの変位をみることによって実地検証をうけるのであるが、本ダムの場合締固めに関しては完全に成功したと思っている。

一般にフィルダムの締固めは、次の5段階のプロセスをふんでチェックされる。①ロック材料の仕様の決定、②盛立て丁法の設計、③盛立ての施工管理、④建設中の沈下量測定、⑤完成後の変位測定。しかし、これらの各段階がとかく別個のものとして考えられがちであり、相互関連について理解がない。盛立て試験や施工管理試験は早くから現場に定着化しているが、後2者については

\* 農林省構造改善局



図一 深山ダム標準断面

関心もうすく、実測記録の不足はそのままロック材料としての特性の吟味や転圧工法の適否についてフィードバック不足の原因となっている。

ロックフィル締固めのキーポイントは、できるだけ建設中にダムの変形を終らせ、盛立て完了後水圧を受けたときの沈下をいかに少なくするかにかかっている。締まるものは締めておくのが盛立て転圧の原則である。沈下量の大半が建設中に生ずるといっても、転圧の不十分は完成後のダムの挙動に後遺症を残すことになる\*。

## 2. 完成後の変位

深山ダムの盛立ては昭和45年5月第1原石山から運搬を開始、同年に約100万m<sup>3</sup>、翌46年4月盛立てを再開して12月までに約100万m<sup>3</sup>の合計200万m<sup>3</sup>を行ない、月平均11万m<sup>3</sup>、月間最高15万m<sup>3</sup>を記録した。47年はアスファルトしゃ水壁工事を続行し、48年3月バイパスを閉塞して貯水開始、49年2月ようやく満水位に達した。

貯水開始後最初の1年間におけるダムテンバの沈下量は最大3.3cm (堤高の0.04%)、下流側の水平移動量は最大0.6cmであった。アスファルトしゃ水壁は貯水圧をうけて下方に弓なりに変形し、堤高の中央よりやや下部で変位は最大となり12.0cm (のり長152mに対して0.08%)を示した\*。しゃ水壁の最大変位量がテンバの沈下量よりも大きく、しかも貯水位がEL.721m (水深40m)をこえてから急激に増加し始めていることが注目される。高水圧下においては、斜面転圧を十分行なってもなお表層の変形は不可避と考えなければならないことを示している。しかしこれらの数字は、最近建設された類似のダムと比較してきわめて小さいものである。

また、しゃ水壁の変位の変化割合はその最下端において最も大きい。この軽減措置として監査廊の背後にあたる河床砂礫層の存在が気になる。堤体基礎の砂礫層は平均厚さ10mで、建設期間中(45年5月~47年10月)に22

\* ダム完成後の圧縮率は log (経過月数) とほぼ直線関係にある (最新フィルダム工学 P.224)

\* 本誌第16号 P.74参照

cm沈下し、その後49年3月までに満水時の水圧を受けてさらに4cm沈下した。建設中における圧縮率(沈下量/盛土高)の変化はロック材料の場合ほど取れん傾向は速くない。そういう点から河床砂礫層を除去した方がよいかどうか、除去するとすればどの範囲にするか、これは今後の検討課題となりえよう。深山の場合水平幅30cmについてロック材料とおきかえることになったが、これは別の理由による。

## 3. 盛立て試験

ロック材料は主としてダム右岸高位部の第1原石山とダム直下流の第2原石山から採取した。岩質は凝灰角礫岩(第1)、安山岩質熔結凝灰岩(第2)であり、比重2.50以上、圧縮強度700kg/cm<sup>2</sup>以上のものが使用されている。特に第2原石山産は比重2.61、圧縮強度平均1,300kg/cm<sup>2</sup>となっている。

ロック材料の特性、例えば硬度、形状、粒径、粒度分布などは、採石工法において一部人為的調節が可能だとしても、ほとんど地山固有のものであろう。現場盛立て試験はそれらと与件として行なわれ、現場条件に適合した盛立ての仕様を確認し、ロックゾーンの設計密度を決定する。深山ダムの場合前後4回行なわれ、結果は表一

表一 堤体ロックフィルの転圧施工基準

項目	Zone 1	Zone 2
最大粒径	100cm	80cm
まき出し厚	1.2m以下	1.0m以下
転圧機械*	13本 ABG平胴 振動ローラ	同左
転圧回数	4回	6回
まき出し機械	D-7, D-8 ブルドーザ	同左
運搬機械	35本キャタピラー	同左
設計変更	ダンブトラック 2.0t/m <sup>3</sup> 以上	同左

\*水平転圧、斜面転圧に使用

1に示すとおりである。

ロック材料の盛立て試験において最も留意すべきことは、なるべく原寸大で試験することである。密度基準値を決定するに当たって、試料の採取は大粒径を含む実際の粒度分布に近いものを採取しなければ正しい結論はえられない。まき出し厚さ1.0~1.2mの場合1試料当りの扱い量は1.5ton程度になる。またロックの盛立て試験に際して原石山の爆破試験をあわせ行なう必要がある。それによって積算に用いる地山の土量換算係数を調べると同時に、最も経済的な最大粒径についての知見をうるようにする。これらに必要な材料は地山量で少なくとも1,000 m<sup>3</sup>以上のものが望ましい。

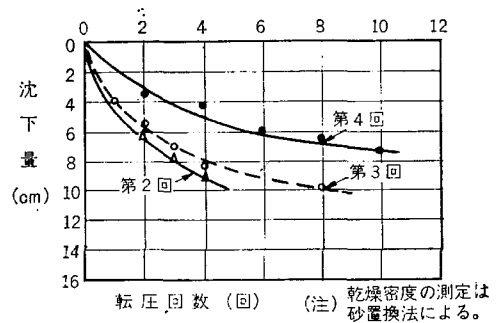
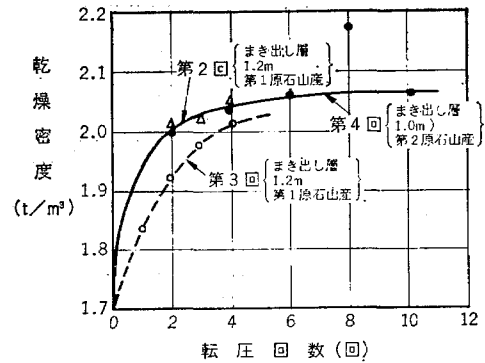
アース材料の場合ほどではないが、盛立て試験でえられる転圧回数~密度曲線などはなかなか綺麗なカーブにはならないし、転圧回数~沈下量曲線ともうまく一致してくれないのが普通である。敷き均したときの粒度の偏りなど初期条件によって支配される要素が大きいのである。所詮、重ローラによる転圧といっても、その接地圧が岩相互の支持力に対してどの程度優っているか疑問である。そういう意味で敷き均し用機械は最大粒径に見合ったアタッチメントを装備し、ロックを相手に自由に駆使できるより大型のものがよいように思う。

なお、密度測定には水置換法と砂置換法とがあるが、方法の差異がどの程度測定値に影響するか調べたのが図一3である。これによると、水置換法による方が0~0.12t/m<sup>3</sup>の範囲(平均0.06t/m<sup>3</sup>)で大き目に表われている。

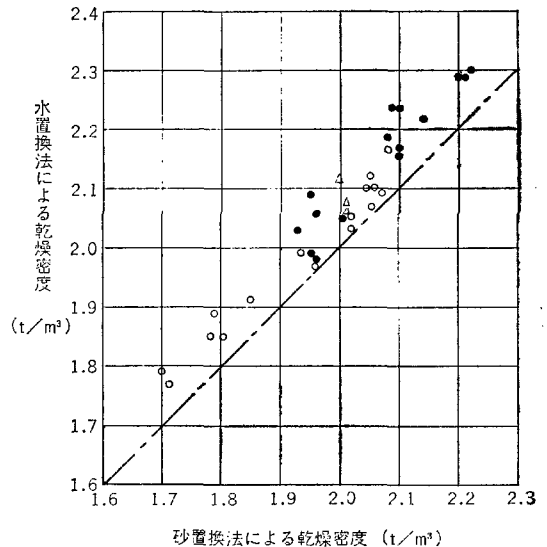
#### 4. 施工管理

盛立て施工管理試験は品質特性として単位体積重量をとり、 $\bar{x}-R$ 管理図によって行なった。盛立て量16,000 m<sup>3</sup>につき1回の割合で、1回当たり3試料、容積約0.7m<sup>3</sup>を採取し、水置換法によって密度を測定した。0.7m<sup>3</sup>の容積というのはおよそ90cm立方に相当し、これだけの締固めロックを人力で採掘し、計量するのであるから、仕様書の規定とはいいいながら、作業の困難は想像できる。しかしそれによって試料の範囲Rが0.06t/m<sup>3</sup>と意外に小さいことが発見できたし、ロック材料の現場含水比3~5%、水置換法による密度差を考慮しても、設計の乾燥密度2.0t/m<sup>3</sup>は堤体のすべての部分で確保されていることが明確になった。

しかし今後は、ロック材料の締固め密度測定はこれ程ひんぱんに日常管理試験としてやる必要はない。労を惜しまぬ積極性と細いところへの心くばりはダム監督者の身上でなければならないが、粒度管理と作業の規準化に一層力を集中した方がよいように思う。粒度管理について問題となるのは細粒分や岩屑の多い少いをめぐるトラブルである。原石山で材料を積み込むとき、ロックが仕様書どおりのものであるかどうか、堤体部に搬入してよ



図一2 現場盛立て試験



図一3 測定法の差異と締固め密度の関係

いか土捨場に搬出すべきか、監督員と施工業者との間に判断の基準となる共通の物指しを明確にする努力が大切である。仕様書の記述にもその現場を反映した書き方が一工夫されてよさそうである。一方、原石山でのロック積み込みから、運搬、敷き均し、転圧までの各作業を順序よく繰り返して実施できるように作業場の整理を心がけ

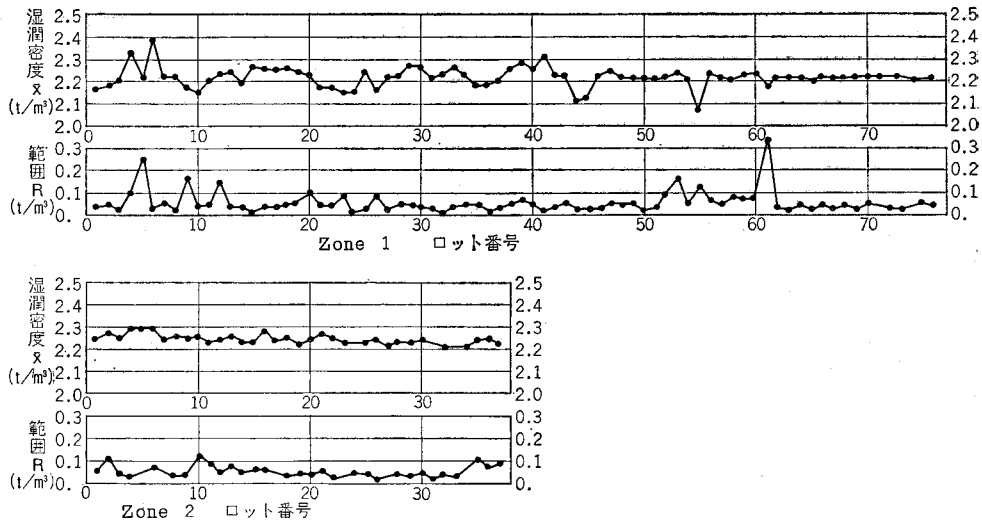


図-4 深山ダム盛立て施工管理図

ることも大切である。

### 5. 建設中の沈下

堤体ロックフィルの層別沈下量は、ダム軸中央に約5m間隔で設置したクロスアームで測定した。それによると、盛立て開始の45年5月から盛立て完了の47年10月までに109cm沈下した。建設期間中の沈下量は盛土高65.5mに対し約1.7%となる。層別にみると、下部30m区間では72cmで、0.25%の圧縮率を示している。盛土高の増加について沈下は短期間に終り、建設中の最終圧縮率は、載荷重量 $12\text{kg/cm}^2$ （盛土高55m程度）に対して約4%、載荷重量 $6\sim 8\text{kg/cm}^2$ に対して3%程度が均衡を保っている\*。

また図-6は、表-2に示す各ダムについて盛土高の増加に対するロックフィルの圧縮率の変化を示したもので、深山ダムと比較してある。この図表をみてロックフィルの盛土工法について私の感想を述べれば次のようになる。

① 低リフト工法よりも薄層転圧工法がはるかにすぐれている。2~3mの低リフトでも締固めは十分でなく、建設中の圧縮率が大い。高リフトから材料を投石して盛立てる高リフト工法については論外であり、その時代は終わった。

② 散布厚 $45\sim 60\text{cm}$ の薄層の転圧効果が高いのは当然であるが、しかしそのために原石の最大粒径\*が制限され、採石費と工事の手間がかかりすぎるので、特別の場合以外は不適当である。

③ 材料運搬のトラックや敷き均し用のブルドーザだけに転圧を期待することはできない。やはり専用の転圧機械を用意すべきであり、その場合特に10ton以上の重

\* 堤体部で $1.0\sim 1.2\text{m}$ の厚さで材料をまき出すとき転圧によって約10cm沈下する。転圧時の圧縮率は約8~10%である。

\* 散布厚さの約80%以下が普通である。

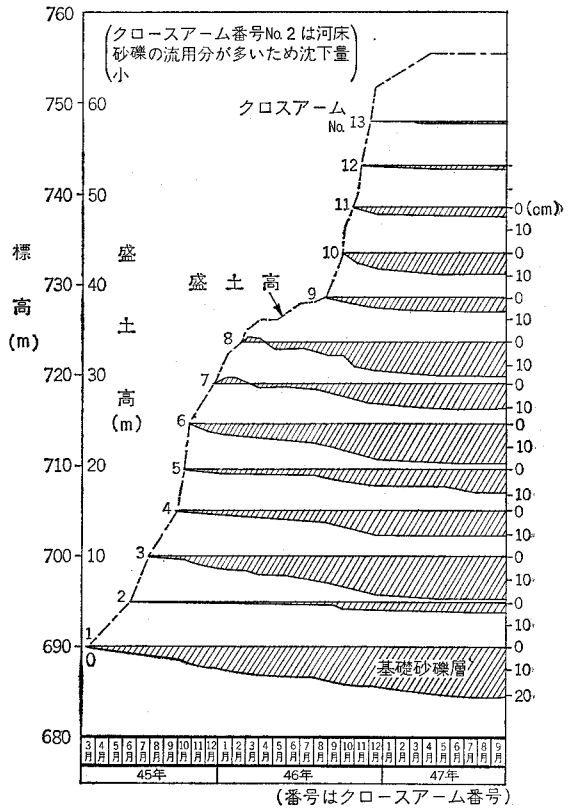


図-5 建設中の層間沈下量曲線

(クロスアーム番号No.2は河床砂礫の流用分が多いため沈下量小)

振動ローラが推奨される。

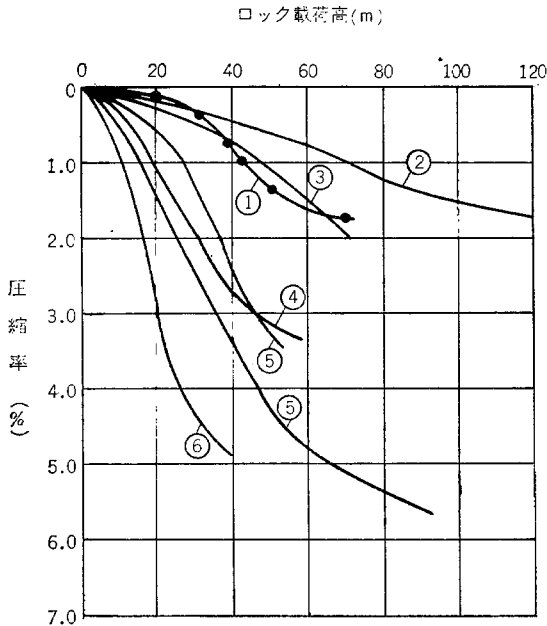
④ 転圧効果がほとんど認められなくなるまで繰り返し転圧するという主張もあるが、それよりもまず適正機種の重ローラを選定することが第一。振動ローラを使用



表一 2 ロックフィルの盛立て方法

図示番号	ダム名	散布厚さ	転圧機械	転圧回数
1	深山ダム (農林)	1.2m	13 t 平胴振動ローラ	4回
		1.0m		6回
2	Cougar (アメリカ)	1年目 45cm	50 t タイヤローラ	2回
		2年目 45cm	5 t 平胴振動ローラ	4回
		3年目 60cm	10 t 平胴振動ローラ	4回
3	EL Infierno (メキシコ)	2.0m	—	—
4	大津岐 (電発)	中央部 1.0m	11 t 平胴振動ローラ	4回 (散水あり)
		下流側 1.5m		
5	Göscheneralp (スイス)	2 m	トラクター, 運搬車	—
		3 m		
6	喜撰山 (関電)	2 m, 1 m 0.5 m	運搬車	1回以上

注) 最新フィルダム工学P.221より作成。



図一 6 ロックフィルの建設期間中の圧縮率

する場合6回以上の転圧回数は必要ない。

⑥ 散水, 射水については細粒材料が多く含まれない場合その必要はない。

深山ダムの場合よい締め結果をえた特別の理由としては, 第1に1.0~1.2mの薄層まき出しとし, 転圧だけでなく, 運搬, 散布にもそれぞれ大型機械を使用したこと。第2に斜面転圧に特に万全を期したこと。2点をあげたいと思う。斜面転圧には水平転圧と同じ13tonの振動ローラを用い, またしゃ水壁の基盤となるトランジション部 (上流面にごく近い数m) には粒径20cm以下の材

料を選別して使用し, 転圧後の不陸の整形のため大塊の除去, 碎石 (0~80) の補充など施工に細心の注意が払われている。なお, 作業の規準化につとめ, 作業員に対して指導よろしきをえた施工業者の努力も大いに買うべきであろう。

## II 基礎基岩盤の透水性

### 1. ダム右岸のリムグラウト

深山ダムの右岸は半島状に突き出した尾根にとりつけられており, 反対側の矢沢川までの最小幅は約150mとなっている。そして基盤は凝圧角礫岩を主体に, 石英安山岩質凝灰岩, 熔結凝灰岩などからなり, 断層群や割れ目が発達している。貯水池に沿う標高725mより上部30mの部分が特に悪く, 試験工事の結果,  $1 \sim 4 \times 10^{-4}$  cm/secの透水係数を有し, 1ステージ (5m) 当り2tonをこすセメント注入箇所も発見されたため, 地山取付部から上流348m区間の標高710m以上の約15,000m<sup>2</sup>についてリムグラウトを行なうこととした。 (@3.0m, 2列, 列間隔1.5m, 注入延長10,900m, 注入セメント量880ton) ただし, ある程度地山の厚みもあることであり, 割目を通しての漏水の懸念はあってもこれが直ちに池の破壊につながることもないので, 過剰工事にならない範囲で実施することとし, あとは貯水後の模様をみて対処することにした。

これまでのダム工事の例でも, 熔結凝灰岩とか角礫凝灰岩は, 成因的に開いた割れ目がかかなり不規則に発達し, しかも小規模な断層や破砕帯を伴うので, 透水的には最も問題のある岩とされている。したがって場所によりセメント注入量も大きく変化し, また地質別にみたm当りセメント注入量が最も多くなっている\*。

\* 農業土木学会編: フィルダム工事図譜 P.250

これから述べることは、リムグラウト工事の際行なった25本の透水テスト（12m間隔に配置）とグラウト再充填の実績に基づいて考察したものである。

## 2. 岩盤の透水量と注入圧力

岩盤における透水は、岩中に発達する割れ目によって行なわれることからすると、岩の風化変質の程度だけでなく、割れ目の頻度、間隔、大きさ、連続性などが岩盤の透水性を支配していると考えられる。

一般の参考書には透水性と注入圧力の関係について、「透水量 $Q$ はある注入圧力 $P$ （たとえば $10\sim 15\text{kg/cm}^2$ ）の範囲まではほぼ圧力に比例するが、それ以上になると急激に増加する。」そして「かなり風化の進んだ岩盤では上述の注入圧力の範囲でも $Q$ と $P$ は比例せず、 $b$ 線のような傾向を最初から示す」と記述されている。

我々の透水テストの結果を例示すると、図-8、9のようになる。注入圧力と透水性が比例する限界を限界圧力とか破壊圧とかいっているが、その限界圧力は全体的に低く、 $5\text{kg/cm}^2$ に達するものはほとんどない。またある $P$ 点で $Q$ が急激に増加するというより、 $P$ に対応しては徐々に増加しているし、岩盤の被りの深い区間のテストでもみられる現象であるから、その限界圧力が岩盤の浮き上りを意味するとばかりはいえない。私はむしろ、注入圧力によって岩盤の抵抗がくずれて周囲のクラックの弱い部分が圧縮変形し、透水に有効に働く粗大間隙が増大したのだというふう考えている。

$10\text{kg/cm}^2$ まで圧力上昇できないような岩盤にこそ問題があるのに、「その最大注入圧力を決定するのに限界圧力をもとにして、それを越えない範囲できめるべきだ」という考え方では十分なグラウト効果をあげることができない。もちろんミルク注入量さえ多ければ高压でも構わないという訳ではないが、普通グラウト注入圧力( $\text{kg/cm}^2$ )は貯水深の2倍以上とか、基礎岩盤が良好でない場合は岩盤の被り $d$ (m)の $0.25\sim 0.4d$ といった経験則によることが多いので、実際はその岩盤の限界圧力以上でセメント注入を行なっているのに、ただそれを正しく知

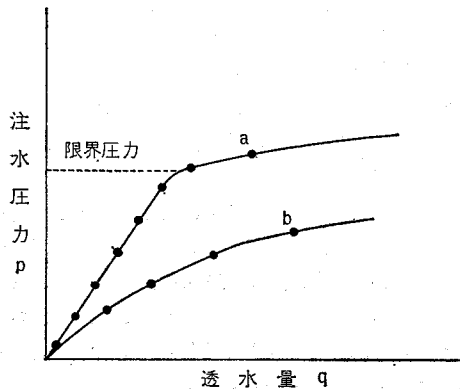


図-7

らないでいるだけのことでないだろうか。

## 3. 岩盤の透水性の表示

これまで岩盤の透水性の表示には、透水係数とルゼオン値が用いられている。ボーリング孔を利用した透水テストでは、透水係数は次式で求められる。

$$k = \frac{Q}{2\pi PL} \log e \left( \frac{l}{\gamma_0} \right) \dots \dots \dots (1)$$

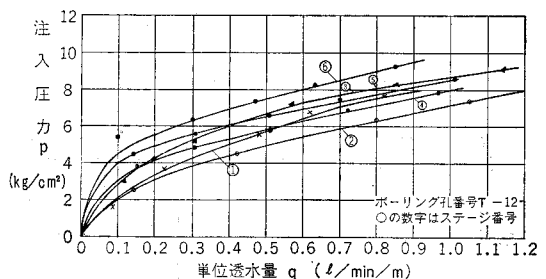
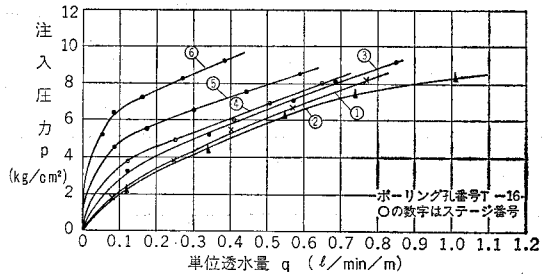


図-8 透水量と注入圧力の関係(1例)

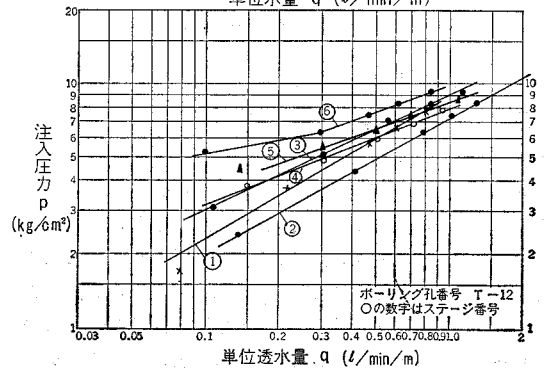
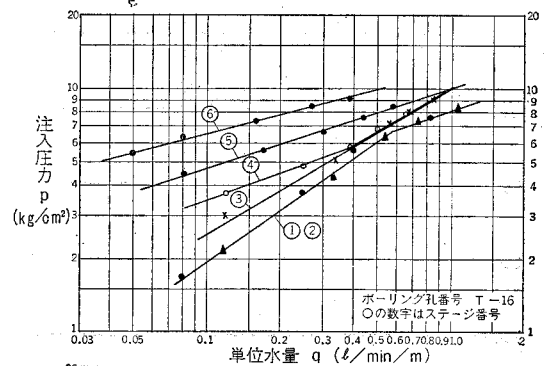


図-9 透水量と注入圧力の関係(1例)

ここに、 $k$ ：透水係数

$Q$ ：注水量

$P$ ：注入圧力

$L$ ：注入ステージ長

$l$ ：注入圧力到達距離

$r_0$ ：注入孔半径

(1)式は

$$k = \alpha \frac{b}{P} \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 $\alpha = \frac{1}{2\pi} \log e \left( \frac{l}{r_0} \right)$  でボーリング孔につき一

定値をとる。 $q$ ：単位長さ当り注水量。

上式は Darcy 法則の適用を前提としているので、 $P$  と  $q$  は比例関係にある。しかし実際は違っている。むしろ  $P = aq^n$  の形が通常であり、我々の試験では、 $n$  の値は明らかに 1 以下であり、0.25~0.55 の範囲で、0.30~0.40 のものが多い。

岩盤の真の透水係数は現場測定でも困難である。そこで透水度の表示としてルヂオン値が用いられ、ボーリング 1m につき 10kg/cm<sup>2</sup> の圧力で 1 l/min の水が岩盤に圧入されたときの圧入度を 1 ルヂオン ( $k \div 1 \times 10^{-5}$  cm/sec) としている。しかし注入圧力として 10kg/cm<sup>2</sup> で試験できない場合には注入圧力によって比例で換算することとし、(3)式で換算ルヂオン値を求めている。

$$L_u = \frac{10}{P} \cdot \frac{Q}{L} \dots \dots \dots (3)$$

$$= 10 \frac{q}{P} \dots \dots \dots (4)$$

こうして(2)、(4)式から  $L_u$  値と  $k$  を相互に換算できることになる。

限界圧力が 10kg/cm<sup>2</sup> 以下の岩盤では  $P$  と  $Q$  は比例しないので、換算ルヂオン値は実際のそれよりも小さ目になる。同じ孔の同一区間でありながらテスト圧力の大小によって  $k$  や  $L_u$  換算値が大きく異なるというおかしなことが起こるのはこのためである(表-3)。河川協議などでもっともらしく Lugeon Map などが要求されることがあるが、岩盤の透水性表示法を明確にすることが先決であろう。

そこで透水度を求める簡便法として次のことを提案する。まず注入圧力を段階的に変化させて透水量を求め、図-9の要領で  $P$  と  $q$  を両対数紙にプロットする。これは先にも述べたように一般に直線になる。ときにある  $P$  点で下方または上方に折れることもあるが、いずれにしても  $P = 10$  kg/cm<sup>2</sup> のときの  $q$  から換算  $L_u$  値を求め、さらに換算透水係数を知ることができる。図-9で例示した一連の透水テストでは、ゲージ取付点の注入圧力を 1~3 ステージでは 1, 3, 5, 6, 7 kg/cm<sup>2</sup> とし、4~7 ステージでは 1, 2, 3, 4, 5 kg/cm<sup>2</sup> のそれぞれ 5 段階とした。

表-3 透水テストによる透水係数および換算ルヂオン値計算例(現行)  
ボーリング番号 T-12 ステージ番号 2(区間 7m)  
テスト時間 5 分間

ゲージ圧	注入圧力 (kg/cm <sup>2</sup> )		区間	透水量		透水係数	換算ルヂオン値
	水圧	全圧		単位	単位		
1.0	1.4	2.4	5.0	0.14	l/min/m	8.4 × 10 <sup>-6</sup>	0.6
3.0	1.4	4.4	15.0	0.42	cm/sec	1.3 × 10 <sup>-5</sup>	1.0
5.0	1.4	6.4	28.0	0.80		1.7 × 10 <sup>-5</sup>	1.3
6.0	1.4	7.4	37.0	1.05		2.0 × 10 <sup>-5</sup>	1.4
7.0	1.4	8.4	46.0	1.31		2.7 × 10 <sup>-5</sup>	1.6

注) 筆者の方法によると、換算  $L_u$  値 1.8,  
 $k = 1.8 \times 10^{-5}$  cm/sec

表-4 グラウト試験のステージ割り(標準)と注入圧力

ステージ番号	注入区間	ステージ長	水押しテスト圧力	グラウト最大注入圧力
	E.L. m	m	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	746~753	7	2	3
2	739~746	7	4	5
3	732~739	7	6	7
4	725~732	7	8	9
5	718~725	7	10	11
6	710~718	8	12	13
(7)	700~710	10	14	15

注) グラウト仕様概要

グラウト工法：バックー工法

機械設備：二連複動式、微環方式

口 径：66%

注 入 材 料：高炉セメント B 種

グラウト開始濃度：水押しテストの透水量により、  
 $C/w = 1/10 \sim 1/1$  (5 種)

グラウト完了のメド：規定圧力で注水量が 0.2 l/min/m 以下になれば、その後 20 分間継続して完了。

なお注入圧力を 10kg/cm<sup>2</sup> とする根拠が特にないところなら、ダム規模、岩盤の状態に応じて 5 kg/cm<sup>2</sup> とすることもよいだろう。絶対値がないのだから、実用的な統一規格を作ることが必要であろう。

#### 4. 岩盤の透水量とセメント注入量

透水テストに用いたボーリング孔を利用して、再びグラウトを行ない、水押しテストによる透水量とセメント注入量の関係を調べた。これが図-10である。この場合のグラウトの仕様は表-4に示す。この図では、m 当りの透水量  $q$  (l/min/m) とセメント注入量  $C$  (kg/m) の関係は

$$q = 0.4C^{0.46} \dots \dots \dots (5)$$

で表わされ、それが使用した注入圧力と無関係に成立する。透水量が大きい部分での外れもやや広がっている

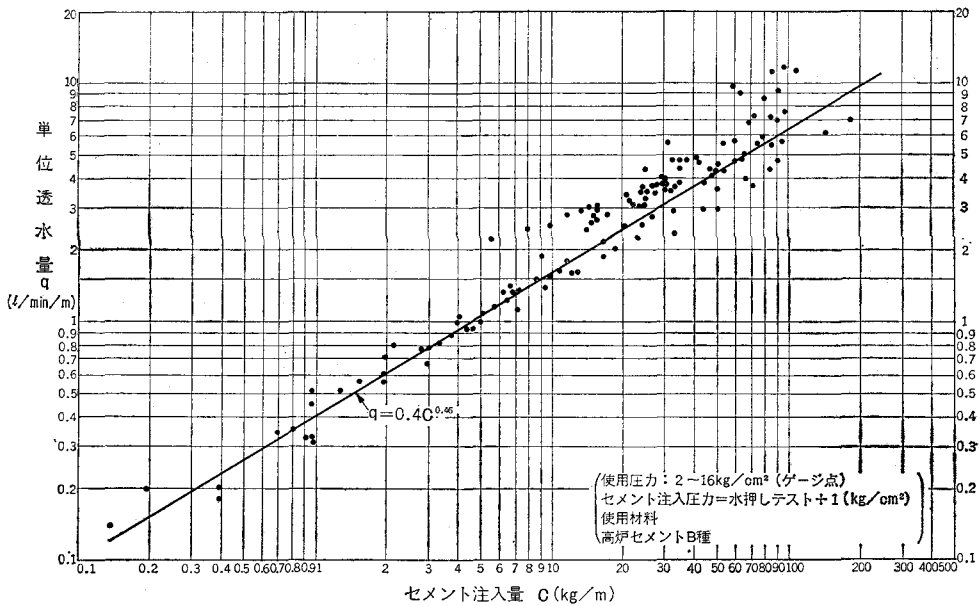


図-10 ボーリング孔1 m当り透水量とセメント注入量の関係  
 (使用圧力：2～16kg/cm<sup>2</sup>(ゲージ点)，セメント注入圧力=水押しテスト+1 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 (使用材料：高炉セメントB種)

が、それでも高い相関関係を失ってはいない。この場合の注入圧力については、水押しテストは静水圧のほぼ3倍とし、グラウトの最高注入圧力はそれに1 kg/cm<sup>2</sup>加えたものとした。水押しテストではグラウト圧力の80～100%の圧力を用いる一般基準は満足している。

図-10を利用すれば、水押しテストによって $q$ を求めて $C$ を予測するだけでなく、いろんなことに用いることができる。例えば、リムグラウト終了後行なった全透水テスト孔についてm当り注入セメント量は36kg/mとなっている。したがって図-10から右岸地山のリムグラウトによる岩盤改良は平均3～4ルゼオンになっているというようなことである。

またグラウトを連続して進めていけば次第にセメント量は低下してゆき、ある値に収れんする傾向がある。これ以上はセメントミルクを受け付けることのできないその岩盤固有の限界に達する訳でこれを Grout acceptability と名付けるとする。工事上の注入可能な限界をか

りに注入セメント量にして1 kg/mとすれば、その岩盤の Grout acceptability は0.4ルゼオンということになる。

これらの方式も試案の域を出ていない。できるだけ多くの岩質について調べて少しでもグラウト技術の合理化を進めたいというのが私の念願である。

最後に、この報文をとりまとめるに当ってダムの工事記録等を援用しているが、特に堤体の締固めの項については松井弘氏(現関東農政局開発課)、谷山重孝氏(現構造改善局開発課課長補佐)に、グラウトの項については武藤光次氏(現関東農政局防災課)に多大の御協力を賜わり、面倒な資料の整理に当って頂いた。本誌をかりて厚くお礼を申し上げる。また深山ダムの現地責任者として指揮にあられた好光雅前深山支所長(現構造改善局農業土木専門官)には数々の御指導と御助言を賜わった。ここに深甚の謝意を表する次第である。

# 深山ダム余水吐の設計と施工

西 陽二郎\* 石堂 隆憲\*\* 大和田幸彦\*\*\*

## 目 次

はじめに.....	9	7. 構造の検討.....	24
第1章 設 計.....	9	8. おわりに.....	27
1. 概 要.....	9	第2章 施 工.....	28
2. 地形および地質.....	9	1. 工事の概要.....	28
3. 洪水量の計算.....	9	2. 工事の経過.....	28
4. 形状の決定.....	10	3. 余水吐基礎岩盤の掘削.....	29
5. 水理模型実験.....	16	4. コンクリート打設.....	33
6. 安定計算.....	21	5. 施工に当って.....	37

## はじめに

深山ダム余水吐は、全体実施計画を再度検討するとともに、第1原石山の採石状況、監査廊工事の施工状況、工事関係者の意見等を参考として設計した。さらに設計計算値の確認および放流水の落下地点周辺に及ぼす影響を推定するため、農業土木試験場に委託して水理模型実験を実施した。この結果、当初予定していなかったバケット下流の地山プロテクト工および砂防ダムの建設がなされることとなった。深山ダムの施工は、昭和44年12月より開始した「深山ダム建設工事」から昭和48年8月に終了した「深山ダム余水吐左岸法面保全その他工事」まで、大小合わせて工事数9件、工事期間3年9カ月をもって完了した。以下、余水吐について設計と施工に分け、その概要を述べることとする。なお設計については、主として余水吐本体について述べる。

## 第1章 設 計

### 1. 概 要

余水吐はダム付近の地形、地質および那珂川への放流などを考慮して堤体右岸地山を掘削して設け、型式はダム規模、対象流量などからゲート操作の越流方式とした。放流水の減勢処理は、放流地点が急流河川で貫入蛇行しているといった地形条件から、バケットを用いて放流水を堤体の安定に影響のない地点に放流する型式とした。

余水吐に関する諸元は次のとおりである。

\* 関東農政局建設部開発課

\*\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所

\*\*\*大成建設(株)深山ダム作業所

余水吐の型式：ゲートを有する越流バッキ、シュート式

余水吐末端の型式：歯形バケット方式

ゲートの型式：ラジアルゲート3門  
(幅7.44m, 高7.60m)

設計洪水流量：840m<sup>3</sup>/sec

異常洪水流量：1,008m<sup>3</sup>/sec

常時満水面標高：E L753.00

クレスト大端標高：E L746.00

流入水路標高：E L743.00

越流部幅員：22.32m

シュート部幅員：27.00m

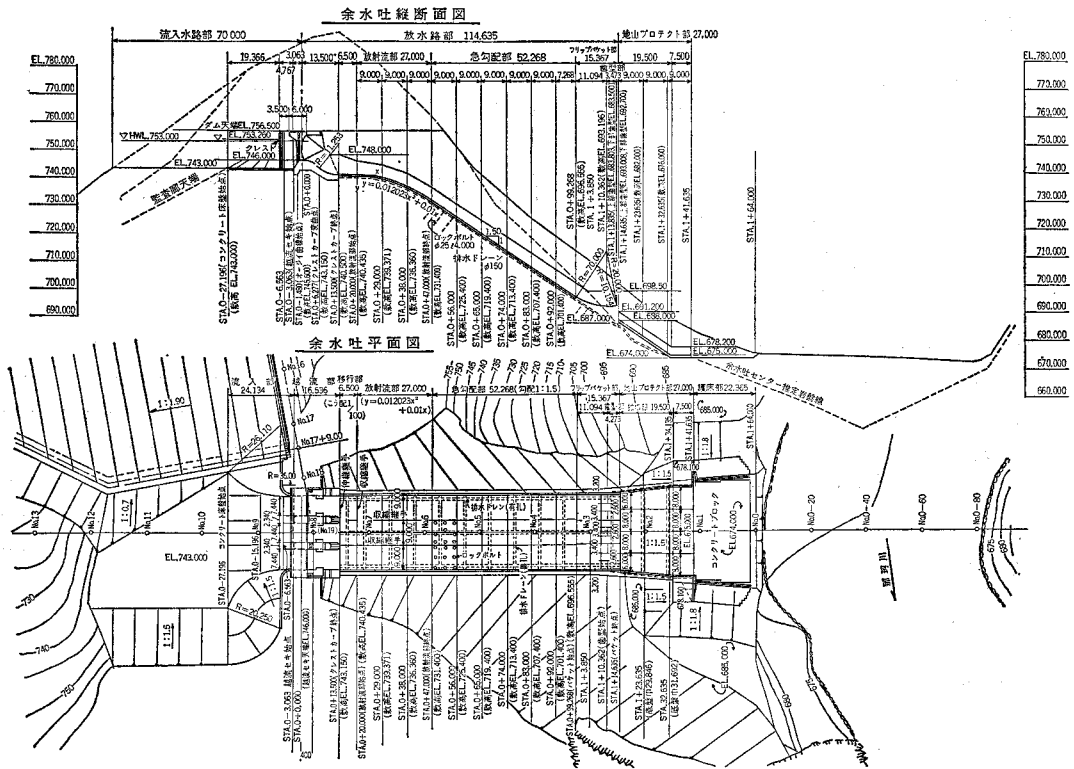
シュート部勾配：1：1.5

### 2. 地形および地質

余水吐付近の地形は、左岸に約500mの比高をもつ那須岳より張り出した尾根があり、右岸は支川矢沢川と境をなしている尾根があり、河川は直下流において貫入蛇行し、谷は深い逆台形を呈し、河床幅は約80m程度である。基礎は主として石英安山岩質熔結凝灰岩よりなり、左岸はほとんど表土がなく岩が露頭しているが、概して節理が発達しており、右岸は余水吐上流部では岩が露頭しているが、中下位部には崖錐が約15m程度堆積している。河床部は、基盤上に河床堆積物が厚く最も深いところで約25mであった。

### 3. 洪水量の計算

設計日降雨量は、深山ダム下流約3.5kmにある板室観測所における大正12年から昭和40年までの各年最大日雨量を用いて岩井法にもとづき超過確率計算を行なったところ、100年確率で257.51mmであった。しかし板室観測所における既応最大日降雨量が261.0mmであるので、フ



図—1

イルダムの割増を考慮して設計日降雨量 ( $R_{24}$ ) を次のとおりとした。

$$R_{24} = 261.0 \times 1.2 = 313.2 \text{ mm}$$

洪水の到達時間 ( $T$ ) は次の公式より求めた。

$$T = l/W = 1.1 \text{ hr}$$

$W$  : 洪水伝播速度  $W = 72 \times (H/l)^{0.6} = 11.39 \text{ km/hr}$

$l$  : 河川最上流端からダム地点までの流路延長  
12.5 km

$H$  : 常時河川をなす最上流端とダム地点の標高差  
0.58 km

以上より降雨強度 ( $r_t$ ) を求めるが、式中の  $n$  は仮室地点の実績洪水量を勘案して 0.55 とした。

$$r_t = \frac{R_{24}}{24} \times \left( \frac{24}{T} \right)^n = 71.1 \text{ mm/hr}$$

設計洪水量 ( $Q$ ) は次の式により求めた。

$$Q = 0.2778 \cdot f \cdot r_t \cdot A = 840 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$f$  : 流出率 0.8

$A$  : 流域面積 52.9 km<sup>2</sup>

異常洪水量は設計洪水量の 20% 増とし 1,008 m<sup>3</sup>/sec とした。

#### 4. 形状の決定

##### 1) 前庭部

流入水路はクレスト前面においてベルマウス状に漸拡し、右岸側は半径 20.25 m, 左岸側は半径 26.11 m の曲線

形状として流入水脈の安定を図った。流入水路底は水平 (EL 743.00 m) とし、基礎岩盤を掘削して設けるので、クレスト上流の約 24 m 区間はコンクリートによるライニングを実施した。

##### 2) 越流部

##### (1) ゲートの型式, 門数

ゲートは製作据付費用, 保守, 施工実績等を勘案してラジアルゲートを採用することとした。ゲートは数が少ないほど費用の面で有利であるが, 2 門以下では保守や操作の点から問題があり, また 3 門以上とすれば流下水脈を片寄せることなく門扉を操作できるので, ゲートを 3 門もしくは 4 門設置することとして越流水深とゲート寸法の各種組合せからゲート工事費を推定すると表—1 のとおりであった。

さらに余水吐全幅を数種仮定して, ゲート関係を除く余水吐の全体工事費を推定すると表—2 のとおりであり, 余水吐幅員の小さいほど工事費が安くなり, その割合の著しいことが予想された。

以上の結果を加えてみると図—2 のとおりとなり越流水深が大きく単位幅流量の大きいほど, すなわち余水吐幅員の小さいほど工事費が安価となるが, ゲート幅寸法比を一般的な 1:1 とすれば計画洪水量に対する単位幅越流量が約 30 m<sup>3</sup>/sec となり, これはダムおよび余水吐の規模からみて妥当な値であると考えられるので, これか

表一 越流部断面形の比較

流入水頭 $H_o$	5.5m	6.0	6.0	6.5	7.0	備 考
$P$	2.5m	3.0	3.0	3.0	5.5	$P$ : クレスト頂と流入水路底標高差
$P/H_o$	0.455	0.500	0.500	0.462	0.500	$P/H_o > 0.2$
流量係数 $C$	2.118	2.126	2.126	2.120	2.126	設計基準図5-3
上流面傾度	2:3	2:3	2:3	2:3	2:3	同 上
$H_o^{3/2}$	12.899	14.688	14.688	16.572	18.525	
$C \times H_o^{3/2}$	27.320	31.227	31.227	35.133	39.384	
有効幅 $L$	30.75m	26.90	26.90	23.91	21.33	$L = \frac{Q}{C \cdot H_o^{3/2}}$
ゲート数 $N_G$	4	4	3	3	3	
ピア数 $N$	3	3	2	2	2	
ピア幅 $b_P$	6.41m	7.21	4.81	5.07	5.61	$b_P \approx N \times 0.267(H_o + P)$
収縮長 $l$	0.99m	1.08	0.72	0.78	0.84	$(2 \times 0.030N)H_o$
余水吐全幅 $B$	38.15m	35.19	32.32	29.32	27.78	$B = L + b_P + l$
ゲート寸法 $b \times h$	$\begin{matrix} \text{m} & \text{m} \\ 7.94 \times 6.00 \end{matrix}$	$7.00 \times 6.50$	$9.21 \times 6.50$	$8.23 \times 7.00$	$7.39 \times 7.50$	$b = \frac{L+l}{N_G}$ $h = H_o + 0.5$
$b/h$	1.323	1.077	1.417	1.175	0.985	
戸当り本数	4	4	3	3	3	
ゲート重量	44.87 t	47.21	46.53	48.09	50.01	$W \approx 3.45(b^2 + 65.03) \frac{H_o h}{\delta}$ $\delta = 1.300 \text{kg/cm}^2$
戸当り重量	26.64 t	27.70	22.02	22.80	22.89	$W \approx 0.19(b + 2H_o) + 0.34L$ $L = 1.5h$
総重量	71.51 t	74.91	68.55	70.89	72.90	
通水断面積	305.20m <sup>2</sup>	316.71	290.88	278.54	291.69	$A = B \times (H_o + P)$
接近流速	2.75m	2.64	2.89	3.02	2.88	$v_a \approx Q/A$
ゲート工事費	$\begin{matrix} \text{万円} \\ 2,860 \end{matrix}$	2,996	2,742	2,836	2,916	t当り40万円計上

ら越流水頭7.00m, ゲート数3門, 余水吐全幅27.00mとした。

(2) 余水吐の径間等

満水面標高 E L753.00

流入水路末端標高 E L743.00

クレスト天端標高 E L746.00

$H_o = 7.00\text{m}$  (E L753.00 - E L746.00)

$P = 3.00\text{m}$  (E L746.00 - E L743.00)

$P/H_o = 0.429 > 0.2$  (設計基準83条)

したがって, 設計基準図5・3より  $C = 2.120$ , セキ上流面傾度を3:2とした。

① 余水吐純径間( $L$ )

$$L = \frac{Q}{C \times H_o^{3/2}} = 21.39\text{m}$$

② 余水吐径間( $L_o$ )

ピアによる収縮を考慮して次のとおりとした。

$$L_o = L + 2nK_P \times H_o = 22.23\text{m}$$

$n$ : ピア数 2

$K_P$ : ピア収縮係数 0.03

③ 単径間( $b$ )

$$b = L_o / N_G = 7.44\text{m}$$

$N_G$ : ゲート数 3個

④ 余水吐全幅( $B$ )

$$B = 3b + 2P_b = 27.00\text{m}$$

$P_b$ : ピア厚 2.34m

⑤ 流入水路末端接近流速( $v$ )および流入水路標高

流入水路内の水位を E L752.45m, 流入水路標高を

表一 2 放水路断面形の比較

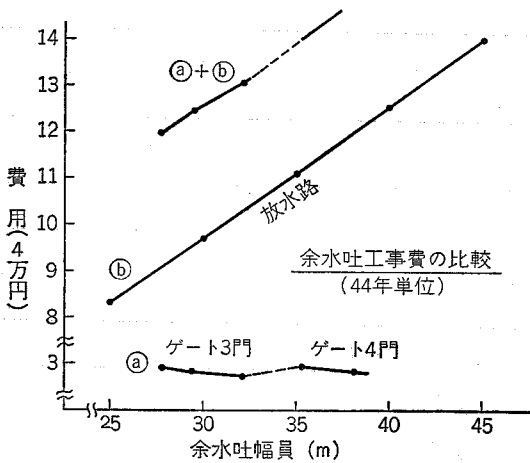
水路幅 $B$	25m	30m	35m	40m	45m	備 考
単位幅流量 $q$	$\frac{\text{m}^3}{\text{s}}$ 33.60	28.00	24.00	21.00	18.67	$Q/B$
下流部水深 $d$	1.03m	0.77	0.74	0.64	0.57	(注1) 参照
同上流速 $v$	32.62	36.36	32.43	32.81	32.75	$q/d$
同上フルード数 $F$	10.26	13.22	12.06	13.12	13.88	$v/\sqrt{g \cdot d}$
同上余裕高 $F_b$	3.31	3.19	2.79	2.62	2.47	$0.1 \cdot v \cdot d^{1/2}$
同上側壁高 $H$	4.90	4.47	3.99	3.68	3.43	$\frac{d + F_b}{0.885}$
概算土工量 $E$	$\text{m}^3$ 90,000	108,000	126,000	144,000	162,000	水路延長120m, 掘削深30mと仮定
〃コンクリート量 $C$	$\text{m}^3$ 1,932	2,136	2,368	2,617	2,878	$120\text{m} \times (B + 2H) \times 0.5\text{m}$
〃 土 工 費	万円 5,400	6,480	7,560	8,640	9,720	$\text{m}^3$ 当り600円計上
〃コンクリート費	万円 2,898	3,204	3,552	3,926	4,317	$\text{m}^3$ 当り15,000円計上
〃 合計工事費	万円 8,298	9,684	11,112	12,566	14,037	(注2) 参照

(注1) 放水路上  $E L 695\text{m}$  の点における水深  $d$  を次の近似式により推定した。

$$d = q \cdot \frac{q + \sqrt{q^2 + 78.4H_e^3}}{39.2H_e^2}$$

$H_e = 95\% \times (E L 753.00 - E L 695.00)$ , 5%の損失ロスを見込む。

(注2) この金額は比較設計上の仮の値である。(44年度)



図一 2 余水吐工事費の比較

$E L 743.00\text{m}$  と仮定すると,

水深  $d = 9.45\text{m} (E L 752.45 - E L 743.00)$

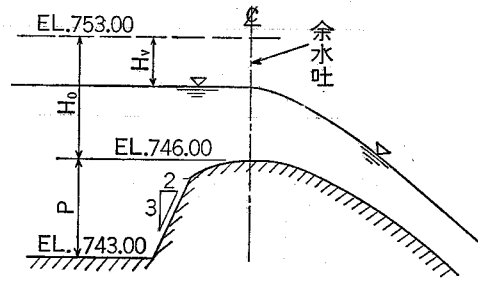
流積  $A = B \times d = 255.15\text{m}^2$

流速  $v = \frac{Q}{A} = 3.29\text{m/s}$

速度水頭  $H_v = \frac{v^2}{2g} = 0.55\text{m}$

総水頭  $H = d + H_v = 10.00\text{m}$

満水面標高が  $E L 753.00$  であるから, 流入水路標高は  $E L 743.00 (E L 753.00 - 10.00)$  となり仮定どおりで



図一 3

ある。

⑥ 異常洪水位

貯水池水位を  $E L 753.81\text{m}$  と仮定すると次のとおりとなる。

$$Q = C \times L \times H_0^{3/2} = 1.008\text{m}^3/\text{sec}$$

$C$ : 岩崎の公式における係数 2.159

$H_0$ :  $7.81\text{m} (E L 753.81 - E L 746.00)$

よって仮定どおり異常洪水時における貯水池水位は  $E L 753.81\text{m}$  となり, 水位上昇は  $0.81\text{m}$  となる。

(3) クレスト断面の決定

設計基準  $P. 234 \sim P. 238$  にもとづきクレスト断面を決定した。

曲線始点の位置を決定するにあたり,  $H_s = 7.40\text{m}$  と仮定すると  $H_v/H_s = 0.074$  となり, 設計基準図 5・14 より



表-3 曲線の座標

$X/H_s$	$Y/H_s$	$Y/H_s$	補正值	$Y/H_s$	$X$	$Y$	備考
	$h_a/H_s=0.07$	$b_a/H_s=0.08$	④	$h_a/H_s=0.078$	⑥	⑦	
①	②	③	$(③-②) \times 0.8^*$	⑤=②+④	$7.40 \times ①$	$7.40 \times ⑤$	標高
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	745.60
0.050	0.029	0.028	-0.0008	0.0282	0.370	0.209	745.81
0.100	0.045	0.044	-0.0008	0.0442	0.740	0.327	745.93
0.150	0.053	0.052	-0.0008	0.0522	1.110	0.386	745.99
0.200	0.055	0.053	-0.0016	0.0534	1.480	0.395	746.00
0.250	0.051	0.049	-0.0016	0.0494	1.850	0.366	745.97
0.300	0.044	0.042	-0.0016	0.0424	2.220	0.314	745.91
0.350	0.034	0.032	-0.0016	0.0324	2.590	0.240	745.84
0.400	0.021	0.019	-0.0016	0.0194	2.960	0.144	745.74
0.450	0.006	0.004	-0.0016	0.0044	3.330	0.033	745.63
0.500	-0.012	-0.014	-0.0016	-0.0136	3.700	-0.101	745.50
0.600	-0.054	-0.056	-0.0016	-0.0556	4.440	-0.411	745.19
0.700	-0.107	-0.109	-0.0016	-0.1086	5.180	-0.804	744.80
0.800	-0.167	-0.169	-0.0016	-1.1686	5.920	-1.248	744.35
0.900	-0.235	-0.237	-0.0016	-0.2366	6.660	-1.751	743.85
1.000	-0.309	-0.311	-0.0016	-0.3106	7.400	-2.298	743.30
1.200	-0.483	-0.483	0.000	-0.4830	8.880	-3.574	742.03
1.400	-0.690	-0.689	0.0008	-0.6892	10.360	-5.100	740.50
1.600	-0.933	-0.931	0.0016	-0.9314	11.840	-6.892	738.71
*0.180				0.054	1.332	0.400	746.00

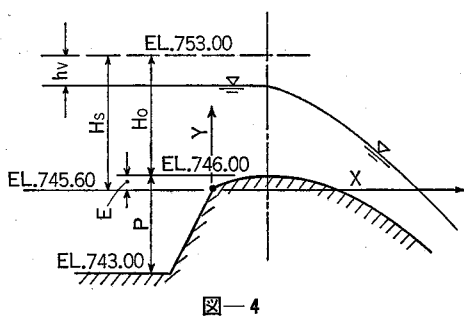


図-4

$E/H_s=0.054$ となる。したがって、 $E=0.40\text{m}$ 、 $H_s=H_0+E=7.40\text{m}$ となり仮定のとおりであるので曲線の始点をEL745.60とした。(図-4参照)

曲線の座標は設計基準表5・3にもとづいて計算した結果表-3のとおりであった。

表-3のうち、 $*0.8 = \frac{0.078-0.07}{0.08-0.07}$ 、 $*0.180$ は $Y/H_s =$

$0.054$ を与える  $X/H_s$ を図上で推定したものを。

次に曲線終点の位置であるが、前述の設計条件を確保するため、次の2条件(共に設計基準図5・6)を満足させる必要がある。(図-5参照)

$$\frac{Hd+d}{H_0} \geq 1.7$$

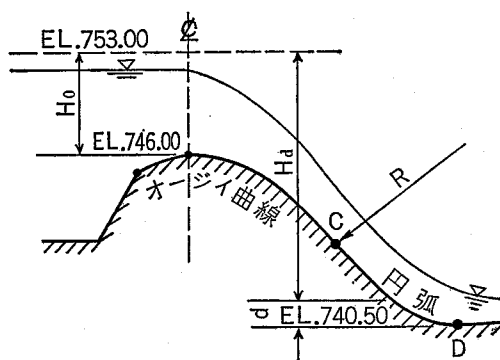


図-5

$$\frac{Hd}{H_0} \geq 0.6$$

$H_s=7.00\text{m}$ より $Hd+d \geq 1.7 \times 7.00=11.90\text{m}$ となり、D点の標高はEL741.10m(EL753.00-11.90)より低くしなければならない。この点は急流部の始点にもなるので、この取付からもD点の標高はEL740.50mとした。

D点の水深dは次により推定した。

- ① D点における流れの比エネルギー( $H_e$ )  
 $H_e=(Hd+d) \times 95\%=11.9\text{m}$

㊤ D点における単位幅流量( $q$ )

$$q = Q/B = 31.1 \text{ m}^3/\text{sec}$$

D点での流況が十分な射流であるとすれば、ベルヌーイの定理より  $d = 2.30\text{m}$  (中原水理計算図表P.119)となるので

$$Hd = E L 753.00 - E L 740.50 + 2.30 = 10.20\text{m}$$

$$Hd/H_0 = 1.46 > 0.6$$

となり条件を満足している。

D点とオーグイ曲線は半径  $R$  の円弧で取り付けるが、一般に  $R = (4 \sim 5) \times d$  としているので、 $R = 11.25\text{m}$  とし、C点(E L 743.15)で取り付けることとした。

3) 放水路部

(1) 形状

放水路は越流部全幅と等しい幅員  $27.00\text{m}$  の等幅長方形水路とした。この場合、表一5から、単位幅流量  $31.11 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、バケット付近での流速  $0.96\text{m}/\text{sec}$ 、同フルード数  $10.8$  となり、この余水吐の規模からみて適当な値と考えた。

縦断的には、越流部と放水路の移行部は  $1:100$  の勾配とし、急流部は地形上より  $1:1.50$  の勾配とした。放射流部は曲線とし、移行部と急流部を次の曲線式(設計基準P.261)にもとづき接続した。

$$y = x \cdot \tan\theta + \frac{Kx^2}{4h_0 \cdot \cos^2\theta}$$

$$S = \tan\theta + \frac{Kx}{2h_0 \cdot \cos^2\theta}$$

$y$ : 縦距 (原点は放射流部起点)

$x$ : 横距

$s$ :  $x$  における放射流部の勾配

$h_0$ : 放射流路起点の速度水頭

$\theta$ : 放射流路起点における水路の傾斜角

$K$ : 係数  $0.5$

これより曲線式は  $y = 0.012023x^2 + 0.01x$  となるので、座表は表一4のとおりである。

(2) 放水路内の流況

放水路内の水面追跡は粗度や空気連行など不確定要素があるので、これらを仮定したうえで行なうが、以下これを簡略化して損失水頭を仮定のうえ次の近似式により各点の水深を求めることとした。

$$d = q \times \frac{q + \sqrt{q^2 + 78.4H_0^3}}{39.2H_0^2}$$

$d$ : 放水路任意の点の水深

$q$ : 単位幅当り流量

$H_0$ : 各点における流れの比エネルギー

$$H_0 = (1 - \alpha) \times H$$

$H$ : 貯水面標高—該当標高

$\alpha$ : 水頭損失の割合  $5\%$

上式にもとづく各点の流況は表一5のとおりであった。

表一4 放射流部座標計算表

$x$	$0.012023x^2$	$0.01x$	$y$	敷	高
0				E L 740.435	
3.0	0.108	0.030	0.138	740.297	
6.0	0.433	0.060	0.493	739.942	
9.0	0.974	0.090	1.064	739.371	
12.0	1.731	0.120	1.851	738.584	
15.0	2.705	0.150	2.855	737.580	
18.0	3.895	0.180	4.075	736.360	
21.0	5.302	0.210	5.512	734.923	
24.0	6.925	0.240	7.165	733.270	
27.0	8.765	0.270	9.035	731.400	

(3) 放水路側壁の余裕高

余裕高( $Fb$ )は次式によるものとし、側壁高さの計算とも併せて表一6に示す。表の  $v$  および  $d$  の値は表一5によった。

4) バケット部

フリップの位置は高くするほど放水路の工事量は少なくなるが、小量放流時の落下水脈が地山を打つこととなるので自づから限度がある。ここでは、これに地形、地質条件を勘案してこの位置を E L 693.50 とした。この位置において設計洪水時の水脈が現河床のほぼ中央に落下するようなフリップの角度は約  $10^\circ$  であった。(水理模型実験の結果、 $10^\circ$  と  $20^\circ$  の歯型バケットへ変更した。)フリップバケットの半径は、この位置における流速 ( $33.1\text{m}/\text{sec}$ )、フルード数 ( $10.8$ ) などから  $R = 20\text{m}$  とした。放射流の軌道計算は次式によった。

$$\xi = \sin 2\theta + \sqrt{\sin^2 2\theta + 4\cos^2 \theta \cdot n}$$

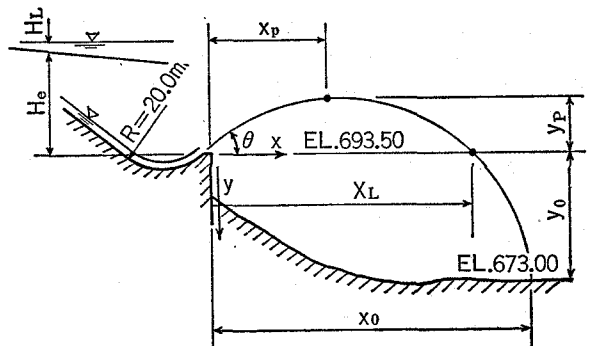
$$\xi = x/H_0$$

$$\eta = y/H_0$$

ここに各記号は図一6に示すとおりであり、フリップ端における流水の比エネルギー ( $H_0$ ) は次により推定した。

$$H_0 = (E L 753.00 - E L 693.50) \times 90^\circ = 53.5\text{m}$$

損失は特に  $10\%$  を見込んだ。



図一6

表一五 放水路内の流況計算表

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
測点	標高	$H_e$	$q$	$78.4 \times ③^3$	$\sqrt{④^2 + ⑤}$	$39.2 \times ③^2$	$\frac{④}{⑦} \times (④ + ⑥)$	流速 $\frac{④}{⑧}$	フルード数 $F = \frac{⑨}{\sqrt{90⑥}}$
	m	m	m <sup>3</sup> /sec					m	
堰断面端	740.50	11.88	31.11	131,451	363.9	5,532	2.27	14.0	3.0
放射流部端	731.40	20.52	"	677,404	823.6	16,506	1.64	19.4	4.8
急勾配部	725.00	26.60	"	1,475,574	1,215.1	27,736	1.43	22.2	5.9
"	720.00	31.35	"	2,415,620	1,554.6	38,527	1.31	24.2	6.8
"	715.00	36.10	"	3,638,397	1,920.8	51,086	1.19	26.7	7.8
"	710.00	40.85	"	5,344,317	2,312.0	65,414	1.14	27.8	8.3
"	705.00	45.60	"	7,433,795	2,726.7	81,511	1.07	29.7	9.2
急勾配部端	696.56	53.62	"	12,086,387	3,476.7	112,704	0.99	32.1	10.3
フリップ端	693.50	56.53	"	14,162,927	3,763.5	125,269	0.96	33.1	10.8

表一六 放水路側壁高計算表

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
測点	流速 $v$	水深 $d$	余裕高 $Fb$ $0.1 \times ② \sqrt{③}$	$Fb + d$ $③ + ④$	底勾配 ( $\cos \theta$ )	所要壁高 $⑤ + ⑥$	決定壁高
	m/sec	m	m	m		m	m
堰断面端	14.0	2.27	2.11	4.38	1:1.00 (0.9999)	4.38	5.00
放射流部端	19.4	1.64	2.48	4.12	1:1.5 (0.8321)	4.95	"
急勾配部	24.2	1.31	2.77	4.08	"	4.90	"
"	27.8	1.14	2.97	4.11	"	4.94	"
急勾配部端	32.1	0.99	3.19	4.18	"	5.02	"
フリップ端	33.1	0.96	3.24	4.25	10.0 (0.9848)	4.32	"

以下軌道の諸元を順次計算する。

①  $\sin 2\theta = 0.342, \sin^2 2\theta = 0.117, 4\cos^2 \theta = 3.879$

②  $y_0 = (E L 693.50 - E L 673.00) = 20.50m$

③  $\eta_0 = y_0 / H_e = 0.383$

④  $\xi_0 = \sin 2\theta + \sqrt{\sin^2 2\theta + 4 \cos^2 \theta \cdot \eta_0} = 1.607$

⑤  $x_0 = \xi_0 \times H_e = 85.9m$

⑥  $\xi_L = 2 \sin 2\theta = 0.684$  (原式の  $\eta = 0$ )

⑦  $x_L = \xi_L \times H_e = 36.6m$

⑧  $-\eta_P = \sin^2 2\theta / 4 \cos^2 \theta = 0.0302$  (原式  $\sqrt{\quad}$  内を 0 とおく)

⑨  $y_P = -\eta_P \times H_e = 1.62m$

⑩  $x_P = x_L \times 1/2 = 18.3m$

5) 地山プロテクト部

後述する水理模型実験の結果、バケット下流の地山が放流水に浸食されることを防ぐため、コンクリートライニング等による地山プロテクト工を施工することとした。設計洪水量は 840m<sup>3</sup>/sec であるが、地山プロテクトは年確率洪水量程度の 200m<sup>3</sup>/sec の放流水落下点まで行なうこととし、100m<sup>3</sup>/sec の放水量の落下点までコンク

リートによるライニングを行ない、さらに 200m<sup>3</sup>/sec の放水量の落下点までコンクリートブロックを布設することとした。コンクリートによる地山プロテクトは、崖錐を除去して岩盤上に設けるため岩盤線の勾配とほぼ同一とし、余水吐放水路との連続性も考慮して 1:1.5 の勾配とした。放流量 100m<sup>3</sup>/sec の場合、水理模型実験の結果 図-14 よりフリップ端からの飛距離は 20m となり、図-13 よりこの時のバケットからの飛出し速度は  $v_0 = 9.3m/sec$  となるので、次の式を仮定すると

$$H_0 = v_0^2 \times 1/2g$$

$$H = H_0 + (E L 693.50 - 673.00)$$

$$v_{1v} = g \times \sqrt{\frac{2H}{g}}$$

$$v_{1h} = v_0 h$$

$$v_1 = \sqrt{v_{1h}^2 + v_{1v}^2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{v_{1v}}{v_{1h}}$$

$$v_1 = 21.06m/sec, \theta = 65^\circ - 00' \text{ となる。}$$

これよりホワイトの式 (水理公式集 P. 298) を用いて

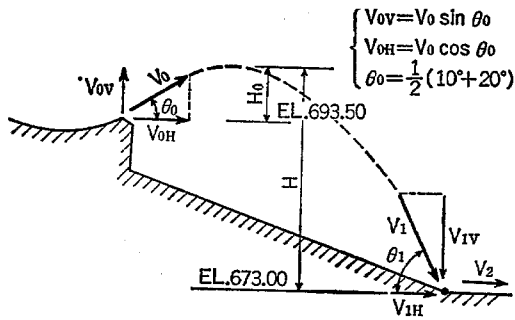


図-7

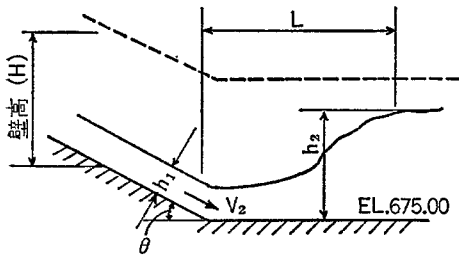


図-8

下流の流出速度  $v_2$  を求めると、

$$v_2 = \frac{1}{2} v_1 \times (1 + \cos \theta_1) = 15.00 \text{ m/sec}$$

となる。したがって、斜面プロテクト部末端での水理諸元は次のとおりとなる。

$$\text{水深 } h_1 = \frac{Q}{B \cdot v_2} = 0.21 \text{ m}$$

$$Q : 100 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$B : \text{該点の水路幅員 } 32.0 \text{ m}$$

$$\text{フルード数 } Fr = \frac{v_2}{\sqrt{gh_1}} = 10.4$$

$$h_2/h_1 = 1/2 \times (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \text{ より } h_2 = 3.1 \text{ m}$$

水理公式集 P. 307 I 型減勢工グラフより跳水長は  $L = h_2 \times 4.3 = 13.3 \text{ m}$  となる。ここでは、7.5mの水平水路を作りこれに接続するコンクリートブロックで減勢させることとした。

バケットから放流された水はプロテクトに落下してもスムーズに流下することなく相当跳ねあがることを考えて、設計壁高は理論値の3倍を取ることとした。

$$\text{水路余裕高 } F_b = 0.1 v_2 \times h_1^{1/2} = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{所用壁高 } H = (F_b + h_1) \times \frac{1}{\cos \theta} \times 3 \text{ 倍} = 3.20 \text{ m}$$

$$\theta : \text{プロテクト傾斜角 } \theta = \tan^{-1} \frac{1}{1.5}$$

放水量  $200 \text{ m}^3/\text{sec}$  による洗掘から河床を保護する範囲は図-14よりフリップ端から45m程度までであるので、コンクリートプロテクトに接続して20mにわたりコンクリートブロックを布設することとした。

表-7 実験流量

流量	実験流量	計量セキ水深	備考
$\text{m}^3/\text{s}$	$(\text{l/s})$	$(\text{cm})$	$\text{m/s}$
105	10.4	3.6	$840 \times 1/8$
210	20.8	5.8	$840 \times 1/4$
420	41.5	9.4	$840 \times 1/2$
630	62.3	12.4	$840 \times 3/4$
840	83.0	15.1	設計洪水量
1,008	99.6	17.1	異常洪水量

表-8 実験結果

実験結果		計算結果	
貯水池水位	越流量	貯水池水位	越流量
EL		EL	$\text{m}^3/\text{s}$
768.96	211	749.00	208
750.41	405	750.00	333
751.67	607	751.00	480
751.81	630	752.00	650
753.04	843	753.00	840
735.88	1,008	753.81	1,008

## 5. 水理模型実験

河川が急流かつ蛇行を呈し、また余水吐が河川にほぼ直交しているため、余水吐放流水の河床および河川兩岸に対する影響の検討が水理模型実験の最大の目的であり、併せてバケット形状および余水吐の洪水処理能力について検討を行なうこととした。模型の縮尺は水理学的諸条件から1/40とし、実験上はフルードの相似率に従うこととした。実験流量は表-7のとおりとし、模型は図-9のとおりとした。河床は洗掘状況を把握するため平均粒径2.4cmの河砂利とし、EL 660.00まで置き換えた。

### 1) 洪水処理能力

実験流量と計算値の対比から原設計は所期の洪水処理能力を持つことが判明した。

### 2) バケット形状の検討および実験結果

放流水の分散を図ることにより余水吐下流の河床の洗掘を防ぎ、放流水の対岸への影響を少なくして洪水を安全に流下させるため、次のI~Vのタイプ(図-10)について実験を行なった。

I型 分散型バケットであり中央を両端より1m高くし、中央仰角 $20^\circ$ 、両端仰角 $10^\circ$ として水脈エネルギーの分散を図る。

II型 歯型バケットであって、下部4箇所、上部5箇所に分かれ、下部歯型の仰角を $10^\circ$ 、上部歯型の仰角を $20^\circ$ とするもの。

III型 歯型バケットであって、下部5箇所、上部6箇所に分かれ、下部歯型の仰角を $10^\circ$ 、上部歯型の仰角を $20^\circ$ とするもの。歯の数をII型より上下各1箇所づつ

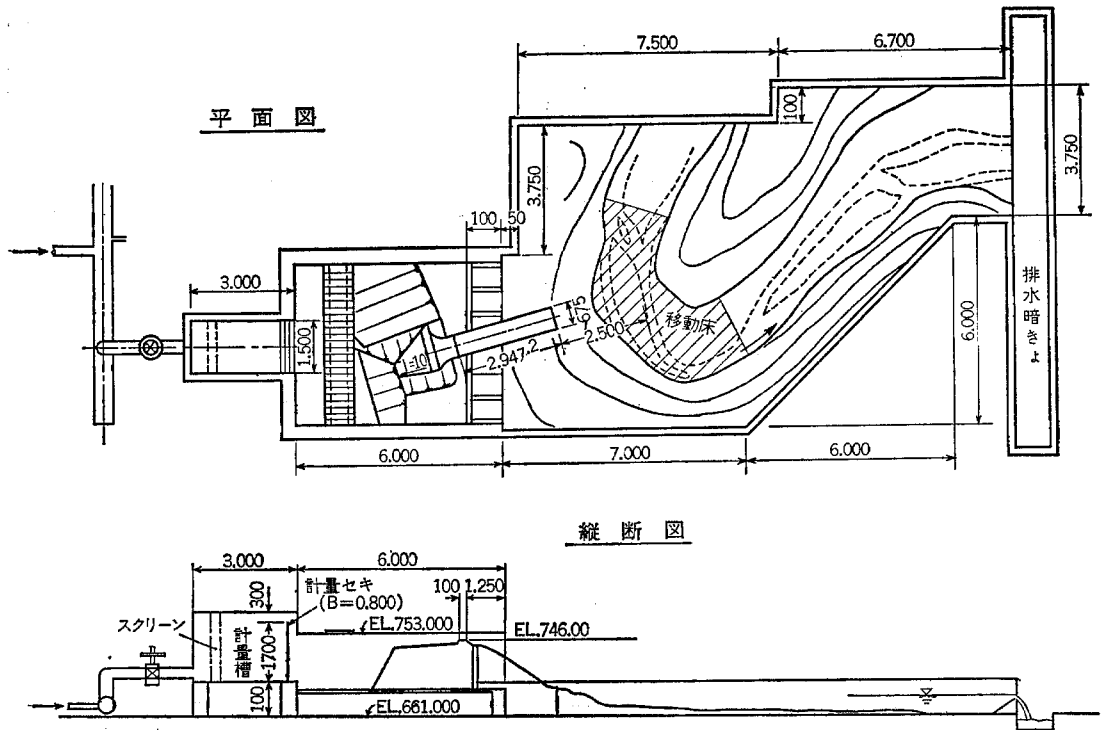


図-9 深山ダム余水吐模型配置図 模型縮尺1/40 図面縮尺1/100

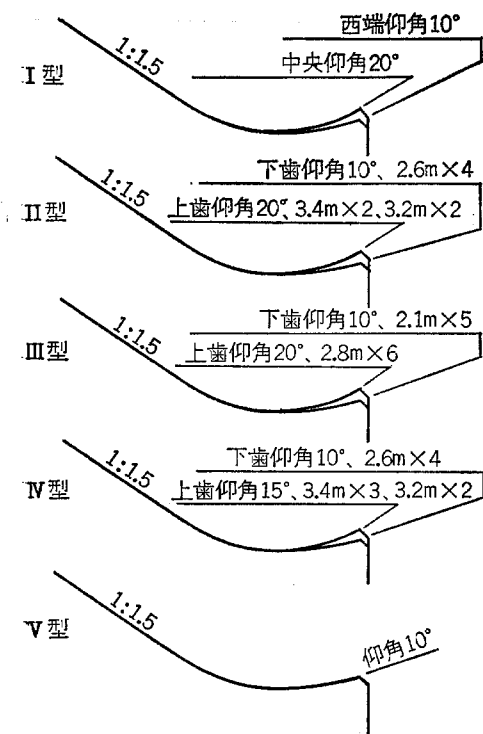


図-10

増して水脈エネルギーの分散状況を見るものである。  
 IV型 歯型バケットであって、下部4箇所、上部5箇所に  
 分かれ、下部歯型の仰角 $10^\circ$ 、上部歯型の仰角を $15^\circ$   
 としたものであり、飛距離による対岸への影響を考慮し、な  
 おかつ水脈エネルギーの分散を図ろうとするものである。

V型 仰角 $10^\circ$ であり、これが原案であった。実験結果  
 は表-9に示すとおりであったが、要約すると次のと  
 おりである。

(1) 飛距離

設計流量 $840\text{m}^3/\text{sec}$ の場合、歯型バケットはほぼ所期  
 の値を得ており、 $20^\circ$ 歯型で $80\sim 85\text{m}$ 、 $15^\circ$ 歯型で $70\text{m}$ 、  
 $10^\circ$ 歯型で $60\sim 65\text{m}$ であった。I型の飛距離は中央(仰角  
 $20^\circ$ )で $62\text{m}$ 、両端(仰角 $10^\circ$ )で $72\text{m}$ であった。これはバ  
 ケット先端部における水脈が両端に片寄り、中央との単  
 位流量に大きな差を生じたためである。

(2) 分散状況

分散状況は、観察と測定された洗掘面積がほぼ一致し  
 た。仰角 $20^\circ$ を持つ歯型タイプII型、III型が最もよく水  
 脈を分散しており、設計流量 $840\text{m}^3/\text{sec}$ の場合それぞ  
 れ $3,500\text{m}^2$ 、 $4,600\text{m}^2$ であった。仰角 $15^\circ$ を持つIV型は  
 $2,700\text{m}^2$ とそれほど分散状況はよくない。期待されたI  
 型はバケット先端で水脈が片寄り、またバケット先端で

表-9 実験結果一覽表

型式番号	型式の概要	流量 (m³/s)	洗掘状況				所見	飛散状況		余水吐地山 対岸への影響	全体所見
			洗掘面積 (m²)	洗掘量 (m³)	最大洗掘深 (m)	最大洗掘深までの距離 (m)		飛距離 (m)	所見		
I	分散型 バケット横断形 の中央部が両端 より1m高い。 仰角は中央で20° 両端で10°	105								地山への水脈の影響あり " " " " " 対岸、対岸下流側の洗掘が著しい。EL.664(-10m) 対岸へは砂利の堆積、対岸下流側の洗掘あり	設計流量までは洗掘量は少なく、洗掘深も浅い。但し最大洗掘箇所が地山に最も近く、水脈が両端に集まる傾向がある。
		210	324	231	-1	48	中央部	12	エプロン中央に落ちた水脈がはねて地山にあたっている。		
		420	726	2,011	-4	49	両端	40	水脈の一部は地山の下端に直接あたる。		
		630	1,194	4,286	-6	50	中央部	52	水脈が両端に集まる傾向あり		
		840	2,074	8,132	-8	58	両端	60	"		
1,008	5,130	29,081	-12	76	中央部	68	"				
II	歯型 下部歯型の仰角 10°長さ2.6m上 部歯型の仰角20° 長さ3.2~3.4m (上部5箇所) (下部4箇所)	105								地山への水脈の影響あり " " " " " 分散幅 20m 対岸、対岸下流側の洗掘あり	(II, III型は類似している 為に、まとめて記す) 原案に比して洗掘量が大きく、洗掘深は小さく、最大洗掘深の生ずる箇所は河川中央に近い。 対岸、および対岸下流の影響は他に比すとやや小さい。
		210	478	683	-3	45	(上部)	12	エプロン中央に落ちた水脈がはねて地山にあたっている。		
		420	1,630	5,076	-6	56	(下部)	6	水脈の下端は地山の下端に直接あたる。		
		630	2,522	8,680	-7	61	上部	54	"		
		840	3,452	16,444	-9	73	上部	68	"		
1,008	5,390	27,219	-11	81	下部	54	"				
III	歯型 下部歯型の仰角 10°長さ2.1m上 部歯型の仰角20° 長さ2.8m (上部6箇所) (下部5箇所)	105								地山への水脈の影響あり " " " " " 分散幅 26m 対岸、対岸下流側の洗掘あり	
		210	450	681	-3	49	(上部)	13	エプロン中央に落ちた水脈がはねて地山にあたる。		
		420	1,680	5,795	-6	59	(下部)	5	水脈の下端は地山の下端部にあたる。		
		630	2,772	9,974	-7	66	上部	72	"		
		840	4,610	18,664	-9	79	上部	52	"		
1,008	5,700	27,839	-10	84	下部	78	"				
IV	歯型 下部歯型の仰角 10°長さ2.6m上 部歯型の仰角15° 長さ3.2~3.4m (上部5箇所) (下部4箇所)	105								地山への水脈の影響あり " " " " " 分散幅 10m 対岸、対岸下流側の洗掘あり 対岸、対岸下流側の洗掘あり EL.668(-6m)	II, III型に比して洗掘量、洗掘深とも小さいが最大洗掘箇所が地山に近い。
		210	248	320	-2	45	(上部)	12	エプロン中央に落ちた水脈がはねて地山にあたる。		
		420	678	1,525	-6	49	(下部)	6	水脈の下端は地山の下端部にあたる。		
		630	1,236	4,229	-7	53	上部	60	"		
		840	2,742	12,714	-9	68	上部	64	"		
1,008	4,614	24,474	-12	72	下部	54	"				
V (原案)	フリップ 仰角 10°	105								地山への水脈の影響あり " " " " " 対岸、対岸下流側の洗掘あり 対岸、対岸下流側の洗掘が激しい。EL.668(-6m)	地山に近いところが深掘れする洗掘量は小さい。
		210	254	364	-3	45		12	エプロン中央に落ちた水脈ははねて地山にあたる。		
		420	452	981	-4	48		48	水脈の一部が地山の下端部に直接あたっている。		
		630	1,014	2,864	-7	52		54	"		
		840	2,468	9,702	-12	60		58	"		
1,008	4,390	26,832	-14	67		64	"				

の開き具合が十分でなかったため所期の結果は得られなかった。洗掘面積は流量の増加に伴ない級数的に増大することが各型とも共通して見られた。

(3) 洗掘状況

仰角 $20^\circ$ をもつⅡ型、Ⅲ型の歯型タイプの場合、最大洗掘深が河川センター寄りに生じるが、Ⅰ型、Ⅴ型の場合最大洗掘深を生じる点が余水吐地山に近く、かつ洗掘面の傾斜も急となることが判明した。洗掘量は分散状況が良好なものほど大きかった。これは、洗掘深が大きい場合クッション効果が大きく、安定状態に近くなるためと考えられる。一方、流量の増加に伴ない洗掘量は級数

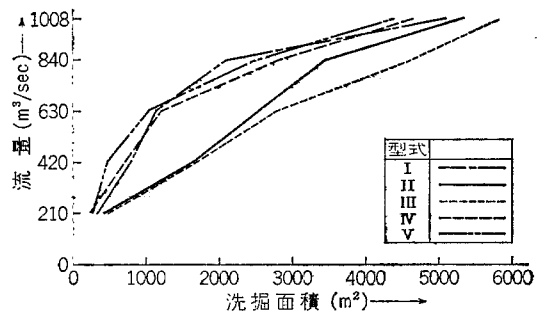


図-13 放流量～洗掘面積の関係図

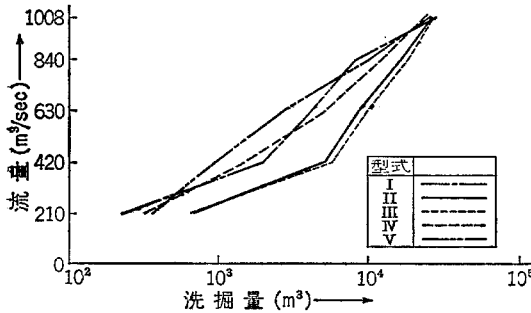


図-11 放流量～洗掘量の関係図

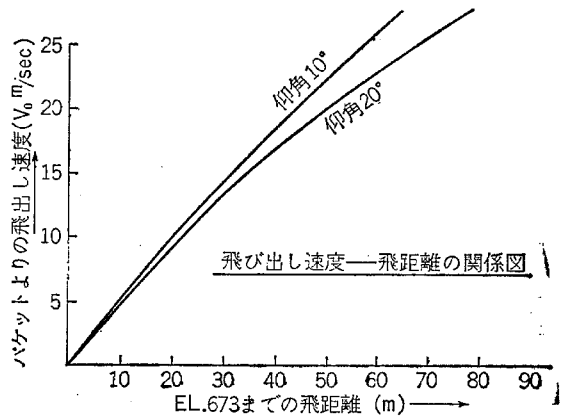


図-14 飛び出し速度と飛び出し距離の関係

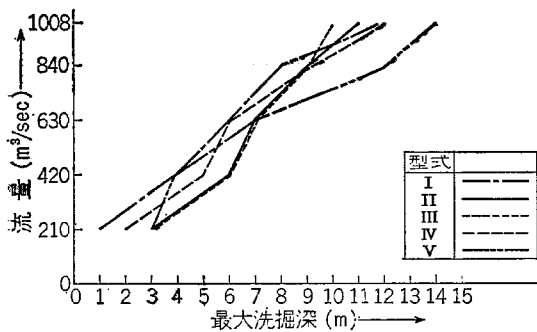


図-12 放流量～最大洗掘深の関係図

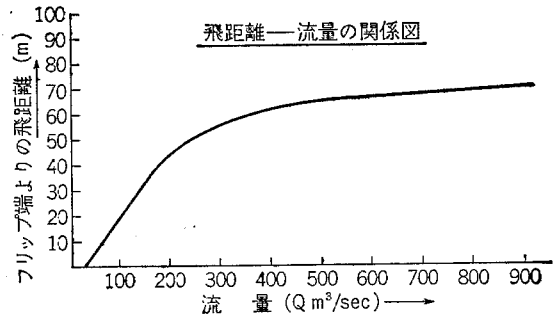


図-15 飛び出し距離と流量の関係

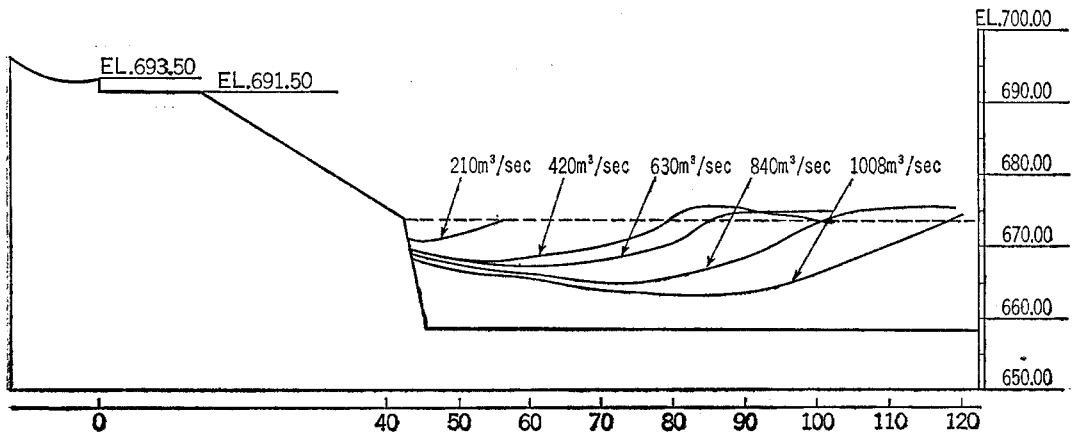


図-16 河床洗掘縦断面図(型式Ⅱ)  $S=1/500$

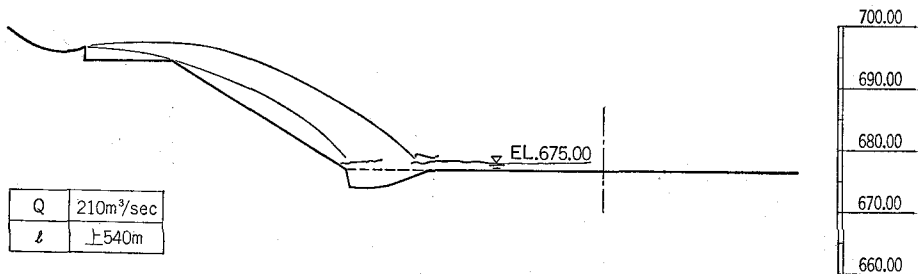
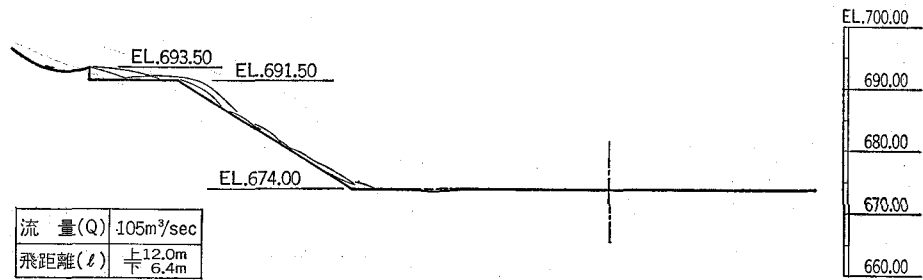


図-17-(1) 飛散状況図 (型式Ⅱ)

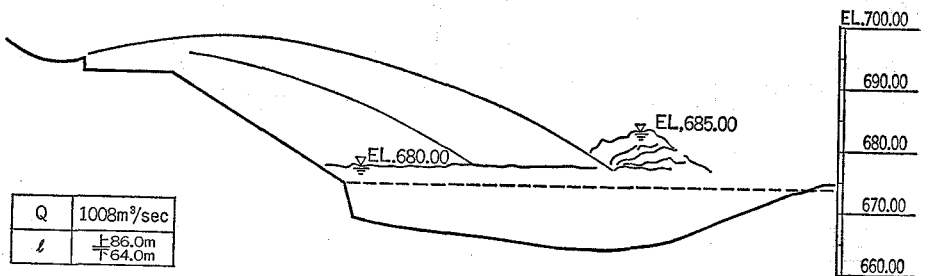
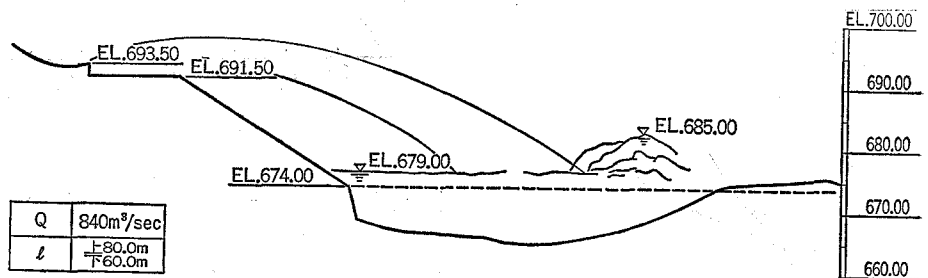


図-17-(2) 飛散状況図 (型式Ⅱ)

的に増大し、この傾向は各型に共通するが、分散状況のよくない型ほどこの傾向は強い。(図-11~図-13)

(4) 対岸への影響

設計洪水量 840m³/sec の場合、各型式とも対岸沿いに速い流れを生じ、これにより対岸の廻り込んだ部分に渦流を生じるため、対岸の余水吐軸より右寄りの部分および廻り込んだ部分は 2~6 m の洗掘を受ける。しかし、異常洪水量 1,008m³/sec においても流下水面は EL 679.00 程度であり、放流水の対岸への影響は微小であることが

判明した。

(5) 余水吐地山への影響

放流量が 105m³/sec の場合、各型式とも放流水は斜面上に落下し地山を流下する。また放流量が 420m³/sec の場合においても放流水の下流ナップは余水吐地山の下部に落下している。洗掘の地山に対する影響は放流水の飛距離が大きいⅡ型、Ⅲ型の場合は少なく、飛距離が小さく洗掘深の大きい、それも余水吐地山寄りには生じるⅤ型の場合に最も影響の大きいことが判明した。



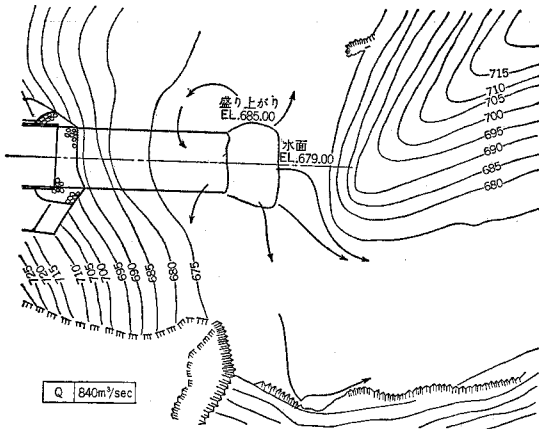


図-18 河川流況図(型式Ⅱ)

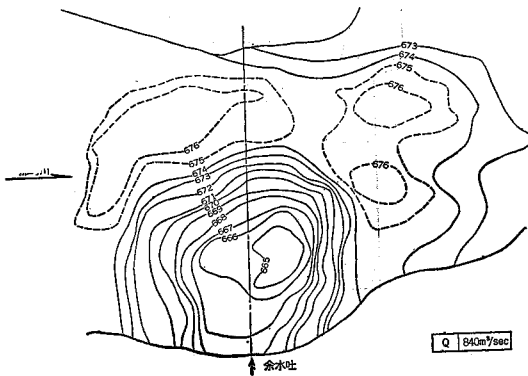


図-19 河床洗掘平面図(型式Ⅱ) S = 1/500

(6) タイプの決定等

実験の結果、バケットは河床および両岸に対する最も影響度の少ないⅡ型に決定した。Ⅱ型における諸状況を図-14～図-19に示す。

また、小量放流時に地山を保護するため、地山プロテクト工を実施し、さらに放流による洗掘土砂から下流河川を保護するため、放流地点下流 800m の地点に容量 10,000m³ の砂防ダムを設けることとした。

6. 安定計算

1) 設計諸元

計算に用いる数値は次のとおりとした。

- コンクリートの単位重量(C) 2.4t/m³
- 基礎岩盤許容せん断応力度( $\tau_p$ ) 50t/m²
- 岩とコンクリート摩擦係数(f) 0.6
- 揚圧力係数( $\mu$ ) 0.5
- 水平震度(k) 0.15

転倒に対して……合力の重心が底版のミドルサードに入ればよい。

滑動に対して……地震時の安全率を 4 以上とする。

(1) 基礎岩盤許容せん断応力度について

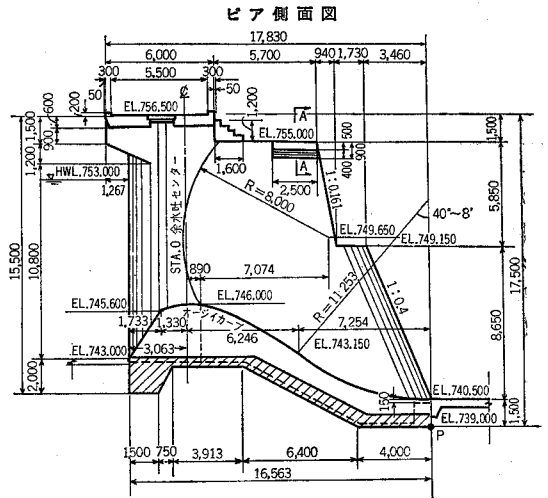


図-20

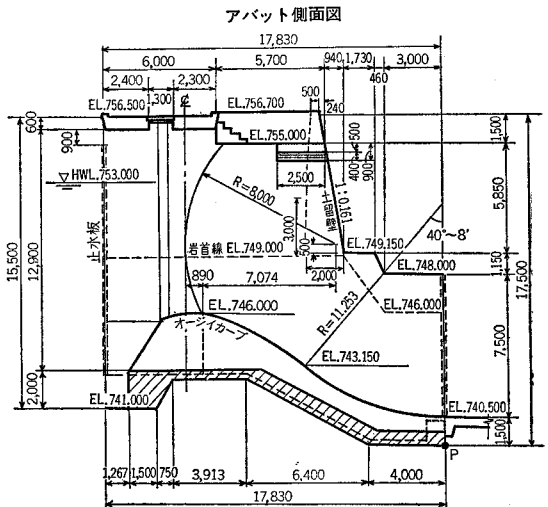


図-21

昭和45年にG16～G21区間の監査廊基礎岩盤においてせん断抵抗試験を実施した。試験区間は風化の発達した特に良好とはいえない凝灰角礫岩であり、降伏点強度は次式のとおりであった。

$$\tau = 7.54 + \sigma \tan 54^\circ - 59' \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

余水吐越流部の平均地盤支持力を 13.5t/m² とすれば、 $\sigma = 13.5\text{t/m}^2 = 1.35\text{kg/cm}^2$  として  $\tau = 9.47\text{kg/cm}^2$  となる。余水吐地点は試験区間に比べてはるかに新鮮な岩であり、 $\tau = 10\text{kg/cm}^2 = 100\text{t/m}^2$  は十分に期待できると考えられる。構造物の安定は地震時を仮定しているの、安全率を 2 とし設計上の基礎岩盤許容せん断応力度を 50t/m² とした。

(2) 揚圧力係数について

現行のダム基準において、揚圧力係数は排水孔のない低いダムの場合良好な基礎岩盤に対し 1/3 を取りうるこ

表-10

	鉛直荷重		水平荷重		抵抗モーメント		回転モーメント		摘要
	記号	(t)	記号	(t)	記号	(t・m)	記号	(t・m)	
ピ ア 部	$W_P$	2391.76	$H_P$	359.04	$M_P$	20691.50	$M_{PH}$	3011.98	$M_C$ =(抵抗モーメント-回転モーメント)
アバット部	$W_A$	2688.52	$H_A$	403.30	$M_A$	26183.56	$M_{AH}$	3429.66	
橋 梁	$W_B$	177.09	$H_B$	26.56	$M_B$	2626.24	$M_{BH}$	456.83	
クレスト部	$W_C$	—	$H_C$	1479.37	$M_C$	16771.02	—	—	
ゲート・ウィンチ	$W_S$	81.79	$H_S$	12.27	$M_S$	601.68	$M_{SH}$	148.77	
水 圧	—	—	$H_W$	952.00	—	—	$M_{WH}$	10138.80	
計	$W$	7168.05	$H$	3232.54	$M_O$	66874.00	$M_r$	17186.04	鉛直水圧及びクレストに直接作用する水圧はクレスト部に計上

とが規定されている。余水吐をダムと見なした場合十分低く、また止水グラウト工も施工するので1/3でよいとも考えられるが、基礎岩盤に節理、クラックが発達しており、また構造物の重要性からも考えて揚圧力係数を0.5とした。

2) ピアアバットを考慮に入れた越流部全体の安定最も危険な場合を想定し、次の条件下における安定を検討した。

- ① 満水状態である。
- ② ゲートは全閉している。
- ③ 地震により、構造物は余水吐下流側に横方向荷重として作用する。

図-20、図-21においてP点を支点として検討を行なったところ表-10のとおりであり、安全が確認された。

なおピア、アバットを考慮に入れない場合でも同様に安全が確認された。

転倒に対して

$$e = \frac{l}{2} - \frac{M_o - M_r}{W} = 1.35\text{m} < \frac{l}{2} = 2.76\text{m}$$

滑動に対して

$$S \cdot F \cdot \sigma = \frac{W \times f + \tau_p \times A}{H} = 9.52 > 4$$

$$A = B \times l = 530.02\text{m}^2$$

$$B: \text{越流部底版の接岩幅員 } 32.00\text{m}$$

$$l: \text{越流部縦距 } 16.563\text{m}$$

地盤反力(q)

$$q = \frac{W}{B \times l} \times \left(1 \pm \frac{6e}{l}\right) = 6.92\text{t/m}^2, 20.14\text{t/m}^2$$

となり、いずれも安全である。

(1) ピア部

図-22にもとづき計算した結果表11のとおりであった。

(2) アバット部

図-23にもとづき計算した結果、表-12のとおりであった。

(3) 橋 梁

図-24にもとづき計算すると次のとおりである。

(1) ピア部

$$t = 2.34\text{m}$$

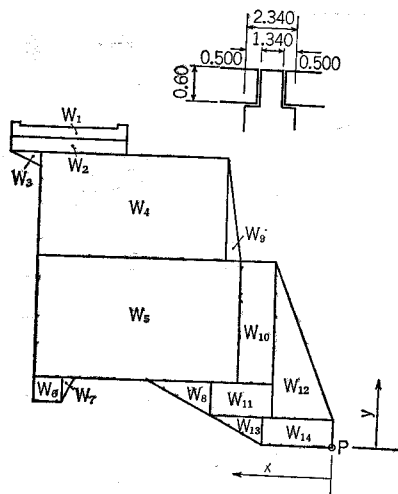


図-22

(2) アバット部

$$t = 2.50\text{m}$$

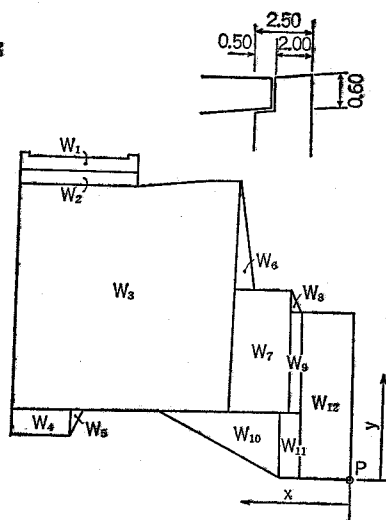


図-23

$$\text{鉛直荷重 } W_B = C \times (2.45 + 2.35) \times 0.61 \times L \times 3 \text{ 連} \\ = 177.09 \text{ t}$$

$$C: \text{コンクリート単位重量 } 2.4\text{t/m}^3$$

表-11

	$W_P$ (t)	$H_P$ (t)	$x$ (m)	$y$ (m)	$M_P$ (t·m)	$M_{PH}$ (t·m)
$W_1$	$1.34 \times 6.00 \times 0.60 \times 2.4 = 11.58$	1.74	14.83	17.20	171.73	29.93
$W_2$	$2.34 \times 6.00 \times 0.90 \times 2.4 = 30.33$	4.55	14.83	16.45	449.79	74.85
$W_3$	$2.34 \times 1.27 \times 0.60 \times 1/2 \times 2.4 = 2.14$	0.32	16.99	15.80	36.36	5.06
$W_4$	$2.34 \times 10.43 \times 5.85 \times 2.4 = 342.66$	51.40	11.35	13.08	3,389.19	672.31
$W_5$	$2.34 \times 14.10 \times 6.65 \times 2.4 = 526.58$	78.99	9.51	6.83	5,007.78	539.50
$W_6$	$2.34 \times 1.50 \times 1.50 \times 2.4 = 12.64$	1.90	15.81	2.75	199.84	5.23
$W_7$	$2.34 \times 1.50 \times 0.75 \times 1/2 \times 2.4 = 3.16$	0.47	14.56	3.00	46.01	1.41
$W_8$	$2.34 \times 2.00 \times 3.66 \times 1/2 \times 2.4 = 20.55$	3.08	7.96	2.83	163.58	8.72
$W_9$	$2.34 \times 5.85 \times 0.87 \times 1/2 \times 2.4 = 14.29$	2.14	5.84	12.10	83.45	25.89
$W_{10}$	$2.34 \times 1.80 \times 6.65 \times 2.4 = 67.22$	10.08	4.36	6.83	293.08	68.85
$W_{11}$	$2.34 \times 3.28 \times 2.00 \times 2.4 = 36.84$	5.53	5.10	2.50	187.88	13.83
$W_{12}$	$2.34 \times 3.46 \times 8.65 \times 1/2 \times 2.4 = 83.55$	12.53	2.31	4.38	193.00	54.88
$W_{13}$	$2.34 \times 2.74 \times 1.50 \times 1/2 \times 2.4 = 11.54$	1.73	4.91	1.00	56.66	1.73
$W_{14}$	$2.34 \times 4.00 \times 1.50 \times 2.4 = 33.70$	5.06	2.00	0.75	67.40	3.80
計	1,195.88	179.52	8.65	8.39	10,345.75	1,505.99
2カ所	2,391.76	359.04			20,691.50	3,011.78

$H_P = k \times W_P, M_P = W_P \times x, M_{PH} = H_P \times y$

表-12

	$W_A$ (t)	$H_A$ (t)	$x$ (m)	$y$ (m)	$M_A$ (t·m)	$M_{AH}$ (t·m)
$W_1$	$2.00 \times 6.00 \times 0.60 \times 2.4 = 17.28$	2.59	14.83	17.20	256.26	44.55
$W_2$	$2.50 \times 6.00 \times 0.90 \times 2.40 = 32.40$	4.86	14.83	16.45	480.49	79.95
$W_3$	$2.50 \times 11.70 \times 12.50 \times 2.40 = 877.50$	131.63	11.98	9.75	10,512.45	1,283.39
$W_4$	$2.50 \times 2.77 \times 1.50 \times 2.40 = 24.93$	3.74	16.44	2.75	409.85	10.29
$W_5$	$2.50 \times 1.50 \times 0.75 \times 1/2 \times 2.40 = 3.38$	0.51	14.56	3.00	49.21	1.53
$W_6$	$2.50 \times 5.85 \times 0.87 \times 1/2 \times 2.40 = 15.27$	2.29	5.84	12.10	89.18	27.71
$W_7$	$2.50 \times 2.67 \times 6.65 \times 2.40 = 106.53$	15.98	4.80	6.83	511.34	109.14
$W_8$	$2.50 \times 1.15 \times 0.46 \times 1/2 \times 2.40 = 1.59$	0.24	3.31	9.38	5.26	2.25
$W_9$	$2.50 \times 5.50 \times 0.46 \times 2.40 = 15.18$	2.28	3.23	6.25	49.03	14.25
$W_{10}$	$2.50 \times 3.50 \times 6.40 \times 1/2 \times 2.40 = 67.20$	10.08	6.13	2.67	411.94	26.91
$W_{11}$	$2.50 \times 1.00 \times 3.50 \times 2.40 = 21.00$	3.15	3.50	1.75	73.50	5.51
$W_{12}$	$2.50 \times 9.00 \times 3.00 \times 2.40 = 162.00$	24.30	1.50	4.50	243.00	109.35
計	1,344.26	201.65	9.74	8.50	13,091.78	1,714.83
2カ所	2,688.52	403.30			26,183.56	3,429.66

$H_A = k \times W_A, M_A = W_{Ax}x, M_{AH} = H_A \times y$

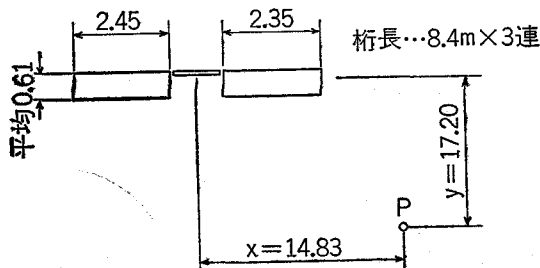


図-24

$L$ : 橋梁桁長 8.4m

水平荷重  $H_B = W_B \times k = 26.56$  t

モーメント  $M_B = W_B \times x = 2626.24$  t·m

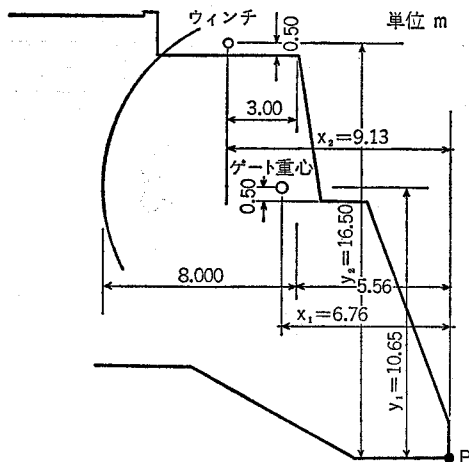
$M_{BH} = H_B \times y = 456.83$  t·m

(4) クレスト部

表-10における部材O-Hの数値より

$W = 81.94$  t,  $H = 66.28$  t,  $M = 605.81$  t·m

であるが、このうちMについては、クレスト部先端におけるモーメントであるから、P点においては次のとおり



図—25

となる。

$$M_P = W \times \left( l - \frac{M}{W} \right) = 751.39t \cdot m$$

これは幅員 1 m 当りの数値であり、クレスト部全幅 ( $b$ ) は、越流部単径間の 3 倍であるから  $b = 3 \times 7.44 = 22.32$  m となり、クレスト部における荷重およびモーメントは次のとおりとなる。

$$W_C = b \times W = 1,828.90 t$$

$$H_C = b \times H = 1,479.37 t$$

$$M_C = b \times M_P = 16,771.05t \cdot m$$

(5) ゲート、ウィンチ

機械類のうちゲート、ウィンチについて計算するものとし、戸当り金物その他は無視した。ゲートの重心はロッド長の 85% の地点とした。

ゲート (1 門当り)

$$\text{鉛直荷重 } W_G = 20.39 t$$

$$\text{水平荷重 } H_G = W_G \times k = 3.06 t$$

$$\text{モーメント } M_G = W_G \times x_1 = 137.84t \cdot m$$

$$M_{GH} = H_G \times y_1 = 32.59t \cdot m$$

ウィンチ (1 機当り)

$$\text{鉛直荷重 } W_W = 6.87 t$$

$$\text{水平荷重 } H_W \times W_W \times k = 1.03 t$$

$$\text{モーメント } M_W = W_W \times x_2 = 62.72t \cdot m$$

$$M_{WH} = H_W \times y_2 = 17.00t \cdot m$$

ゲート、ウィンチは各 3 箇所あるから次のとおりとなる。

$$\text{鉛直荷重 } W_S = (W_G + W_W) \times 3 = 81.78 t$$

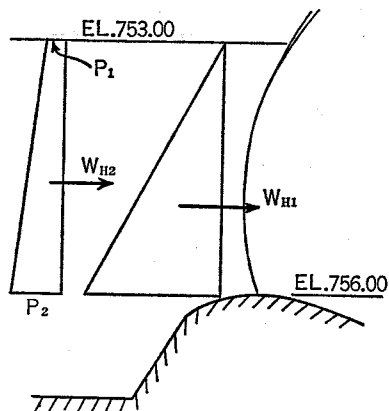
$$\text{水平荷重 } H_S = (H_G + H_W) \times 3 = 12.27 t$$

$$\text{モーメント } M_S = (M_G + M_W) \times 3 = 601.68t \cdot m$$

$$M_{SH} = (M_{GH} + M_{WH}) \times 3 = 148.77t \cdot m$$

(6) 水圧

クレストに直接作用した水圧による荷重ならびに  $P$  点におけるモーメントは(4)のクレスト部の計算に含まれ



図—26

ているので、ここではゲート等に直接作用する静水圧および動水圧について計算した。

静水圧 ( $H_{W1}$ )

$$H_{W1} = \frac{1}{2} \times (EL.753.00 - EL.746.00)^2 \times B$$

$$= 784.00 t$$

動水圧はウェスターガードの近似式により求める。図—26のうち  $P_1$  は水面下 1 m 地点の動水圧で代表した。5—2, (3)の式に代入して  $P_1 = 0.40 t$ ,  $P_2 = 1.10 t$  となる。したがって動水圧 ( $H_{W2}$ ) は次のとおりである。

$$H_{W2} = \frac{P_1 + P_2}{2} \times (EL.753.00 - EL.476.00) \times B$$

$$= 168.00 t$$

以上より全水圧 ( $H_W$ ) は

$$H_W = H_{W1} + H_{W2} = 952.00 t$$

となり、これがゲートの重心に作用するものとすれば、図—25より  $y_1 = 10.65$  m であるから  $P$  点のモーメント ( $M_{WH}$ ) は次のとおりとなる。

$$M_{WH} = (H_{W1} + H_{W2}) \times y_1 = 10,138.8t \cdot m$$

7. 構造の検討

1) 地質状況

余水吐地点は第 1 原石山の跡地であり、岩盤自体は主として堅硬稠密な石英安山岩質熔結凝灰岩であるが、節理、クラックが発達しており、シーム層を一部含んでいる。掘削面は亀裂し開口してブイック状となって浮いている部分もあるといった状態であった。ただし深い所では節理も密着し安定していると判定されるので、必要に応じて行なう岩盤改良は掘削面に対して 1.5~2.0m 程度でよいと思われた。

2) 岩盤改良

余水吐はフィルタイプダムに付属する最も重要な構造物であるので、前述のような岩盤状況から越流部は 5 m の深さまでコンソリデーショングラウト工を施工して岩盤改良をすることとした。

表-13

施工位置	アンカーの種類	施工間隔	アンカー長さ	施工本数	備考
越流部左岸アバット	アンカーケーブル	3.00×3.50	8.00	21本	VSL工法(大成)
〃 右岸 〃	グラウトロックボルト	3.00×2.00	4.00	33本	岡部式
放流部側壁	〃	3.00×2.00	5.00	114本	〃
放流部底版	〃	3.00×3.00	4.00	252本	〃
バケット底版	〃	2.00×2.00	5.00	126本	〃
越流部導流壁	〃	2.00×2.00	4.00	18本	〃

表-14

	W	H	x	y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
W <sub>1</sub>	2.5×10.5×2.4=63.00	9.45	1.25	5.25	78.75	50.61
W <sub>2</sub>	3.0×0.4×2.4=2.88	0.43	2.70	1.50	7.78	0.65
W <sub>3</sub>	3.0×0.6×2.4×1/2=2.16	0.32	3.10	2.00	6.70	0.64
W <sub>4</sub>	7.5×1.0×2.0=15.00	2.25	4.00	6.75	45.00	15.19
W <sub>5</sub>	7.5×1.5×2.0×1/2=11.25	1.69	—	8.00	45.00	13.52
計	94.29	14.14	—	—	183.23	80.61

$H = k \times W, M_x = W \times x, M_y = H \times y$

越流部アバットや放流部側壁の背面は、岩がゆるんで荷重として構造物に作用することを防ぐため、グラウトロックボルトやアンカーケーブルを用いて掘削面の岩を堅硬な深部の岩盤に緊結するとともに、低圧グラウトを行ないその周辺の岩盤自体を改良強化することとした。放流部底版やバケット部についても、岩盤が地表に近く一部軟質な凝灰岩を含むといった状況から、グラウトロックボルトにより岩盤を改良するとともにロックボルトと構造物の安全を図ることとした。越流部導流壁は岩盤を改良するとともに構造物を岩盤に緊結するためグラウトロックボルトを施工した。余水吐に用いたグラウトロックボルトおよびアンカーケーブルは表-13のとおりである。

3) 部材の検討

(1) アバット

地震時におけるO点のモーメントから転倒に対する安全を確認した。

転倒モーメント =  $\frac{M_x}{M_y} = 2.3$  安全

(2) アバットの片持梁

図-27において、P点に作用する土圧による応力をM<sub>1</sub>とし、地震時のコンクリートによる応力をM<sub>2</sub>とすると、

$M_1 = \frac{1}{6} K \cdot \gamma \cdot h_1^3 = 70.31 \text{ t} \cdot \text{m}$

K: 地震時土圧係数 0.5

γ: 土砂重量 2.0t/m<sup>3</sup>

$M_2 = W \times k \times \frac{1}{2} h_1 = 25.31 \text{ t} \cdot \text{m}$

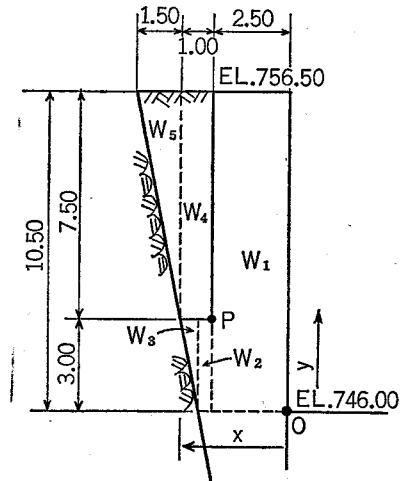


図-27

W: コンクリート重量 2.5×7.5×2.4=45.00t/m

したがってP点に作用する応力は

$M = M_1 + M_2 = 95.62 \text{ t} \cdot \text{m}$

$e = \frac{M}{W} = 2.12$

$C = \frac{h}{2} - d = \frac{2.50}{2} - 0.10 = 1.15$

$M_o = W \times (e + C) = 147.15 \text{ t} \cdot \text{m}$

部材厚  $D = C_2 \sqrt{M_o/b} = 113.9 \text{ cm} (C_2 = 0.297)$

$D_o = 250 - 10 \text{ cm} > D = 113.9 \text{ cm} \circ K$

鉄筋量  $A_s = C_1 \times C_2 \times \frac{M_o}{D_o} - \frac{W}{\sigma_{sa}} = 13.75 \text{ cm}^2$

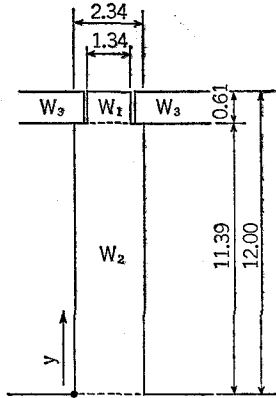


図-28

表-15

	W	H	y	M <sub>y</sub>
W <sub>1</sub>	0.61 × 1.34 × 2.4 = 1.96	0.29	11.70	3.39
W <sub>2</sub>	11.39 × 2.34 × 2.4 = 63.97	9.60	5.70	54.72
W <sub>3</sub>	0.61 × 8.4 × 2.4 = 12.30	1.85	11.39	21.07
計	78.23	11.74	—	79.18

$$H = k \times W, \quad M_y = H \times y$$

$$(C = 0.00213, \quad \sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2)$$

$$D22, \quad \text{cte } 200 = 19.4 \text{ cm}^2 > 13.75 \text{ cm}^2 \cdot O \cdot K$$

(3) ピア

設計条件を、地震時で貯水位がE L743.00以下とした場合における安全が確認されれば十分である。

$$e = \frac{M}{W} - 1.01$$

$$C = \frac{h}{2} - d = \frac{2.34}{2} - 10 = 1.07$$

$$M_o = W \times (e + C) = 162.72 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\text{部材厚 } D = C_2 \sqrt{M_o/b} = 119.8 \text{ cm}$$

$$D_o = 234 \text{ cm} - 10 \text{ cm} = 224 \text{ cm} > D = 119.8 \text{ cm}$$

O・K

$$\text{鉄筋量 } A_s = C_1 \times C_2 \times \frac{M_o}{D_o} - \frac{W}{\sigma_{sa}} = 2.49 \text{ cm}^2$$

となり鉄筋はほとんど必要ないが、放流時の震動等予知できない応力等に対処するため、D22をcte200の割合で配筋することとした。

(4) 放流部側壁

地震時におけるP点でのモーメントを求め転倒に対する検討を行なった。

$$\frac{\text{転倒モーメント}}{\text{回転モーメント}} = \frac{M_x}{M_y} = 1.08 \text{ となり安全であるが,}$$

さらに岩盤改良に使用したグラウトロックボルトに緊結して一層の安全を図った。

(5) 放流部斜面の安定計算

放流部斜面の岩盤は、グラウトロックボルトにより9

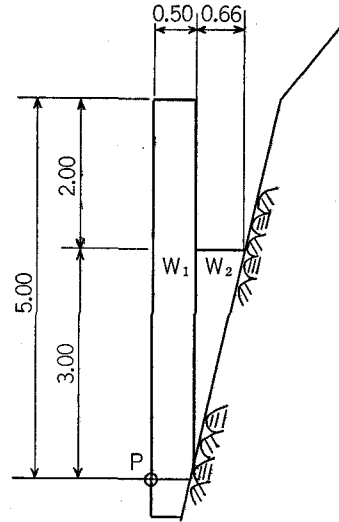


図-29

表-16

	W	H	x	y	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
W <sub>1</sub>	5.00 × 0.50 × 2.4 = 6.00	0.90	0.25	2.50	1.50	2.25
W <sub>2</sub>	3.00 × 0.66 × 2.4 × 1/2 = 2.38	0.36	0.72	2.00	1.71	0.72
計	8.38	1.26	—	—	3.21	2.97

$$H = k \times W, \quad M_x = W \times x, \quad M_y = H \times y$$

tの緊張力を与え、さらにグラウトを施工して改良強化しているが、その先端はビッグテールアンカーを通じてコンクリートに緊結されている。このため、地震時でまさに構造物が滑動しようとする場合には少なくとも導入力9 t程度（実際の引抜テストでは20 t程度の引抜抵抗を示す。）の抵抗力を持つことになる。したがって、放流部斜面の構造物の安定性の検討は、構造物自重による摩擦抵抗力にグラウトロックボルトによる抵抗を加えて行なった。ただし構造物と岩盤との間のセン断抵抗力は岩盤の余掘りによる構造物の体積の増がさげられない状態であるので、安全を考えて無視した。

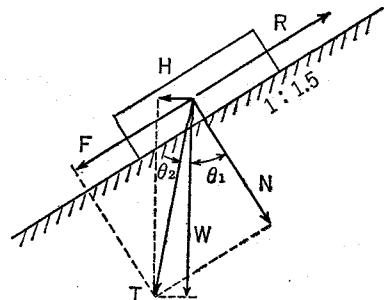


図-30

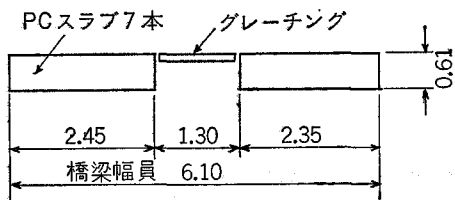


図-31

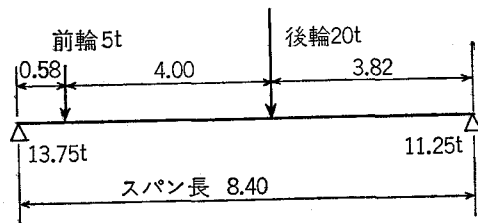


図-32

図-30において

- $W$ : 構造物重量
- $H$ : 地震時横方向荷重  $H = k \times W$
- $T$ :  $W$ と $H$ の合力  $T = \sqrt{W^2 + H^2} = 1.01W$
- $N$ : 岩盤面直角方向反力  $N = T \cos\theta = 0.741T$
- $R$ : 滑動に対する抵抗力
- $F$ : 滑動力  $F = T \sin\theta = 0.671T$
- $\theta_1 = \tan^{-1} \frac{1}{1.5} \approx 33^\circ - 40'$
- $\theta_2 = \tan^{-1} k \approx 8^\circ - 30'$
- $\theta = \theta_1 + \theta_2 = 42^\circ - 10'$

グラウトロックボルト1本当りの抵抗力は、

- $N_o$ : グラウトロックボルトによる構造物支持力
- $N_o = 9t/\text{本}$
- $\tau_o$ : グラウトロックボルトによるせん断抵抗力
- $\tau_o = 4.01\text{cm}^2 \times 1200\text{kg/cm}^2 \div 4 = 0.9t/\text{本}$

となる。

④ 放水路底版

底版の設計厚は45cmであるから、 $W = 0.45 \times 2.40 = 1.08t/m^2$  となり、 $T = 1.09t/m^2$ 、 $N = 0.81t/m^2$ 、 $F = 0.73t/m^2$  となる。

一方グラウトロックボルトは3m×3mに1箇所施工することにしたので、滑動に対する抵抗力は

$$R = (N_o \times 1/9 + N) \times f + \tau_o \times 1/9 = 1.54t/m^2 > F$$

となり安全が確認された。

⑤ バケツ

バケツの単位面積当り平均重量は7.40t (計算省略) であるから、 $W = 7.40t/m^2$ 、 $T = 7.47t/m^2$ 、 $N = 5.54t/m^2$ 、 $F = 5.01t/m^2$  となる。一方グラウトロックボルトは、岩盤の改良強化に加えて構造物の使用目的から2m×2mに1箇所施工することにしたので、滑動に対する抵抗力は

$$R = (N_o \times 1/4 + N) \times f + \tau_o \times 1/4 = 5.69t/m^2 > F$$

となり安全が確認された。

(6) 橋梁

橋梁は施工の難易、経済性、工事の迅速性等を勘案してP・C・スラブ橋とした。橋梁は中央に緊急角落し用スリットを設けることから、図-31に示す片側の2.35m間P・C・桁7本でT-20に耐える構造とした。荷重および応力は次のとおりとなる。

① T-20によるもの

衝撃を0.25みると前輪5t、後輪20tとなり、この場合の最大応力は図-32に示す位置で発生し、 $M_1 = 11.25t \times 3.82m = 43.0t \cdot m$  となる。

② スラブ自重によるもの

自重が $0.61m \times 2.35m \times 2.4t/m^3 = 3.44t/m$  であるから  $M_2 = \frac{1}{8} \times 3.44 \times 8.4^2 = 30.3t \cdot m$  となる。

③ 積雪によるもの

積雪を1m<sup>2</sup>当り100kg見込むと、自重が $100\text{kg/m}^2 \times 2.35m = 0.235t/m$  となるから、 $M_3 = \frac{1}{8} \times 0.235 \times 8.4^2 = 2.1t \cdot m$  となる。

最大応力は総てスパンのほぼ中央で発生するので、最大モーメント(M max)を以上の和とすると  $M \text{ max} = M_1 + M_2 + M_3 = 75.4t \cdot m$  となる。

P・C・スラブ橋はプレストレスのみによる抵抗モーメントの少なくとも1.5倍の安全率が必要となるので、Mmaxに対応する所要抵抗モーメント(M)は

$$M = M \text{ max} \times 1.5 = 113.1t \cdot m$$

となる。以上を7本のP・C桁で支えるものであるから、桁長8.4m以上の規格品について検討すると次のとおりとなる。

$$S108 \quad M_o = 7.9t \cdot m/\text{本} \times 7 \text{本} = 55.4t \cdot m < M$$

$$S109 \quad M_o = 9.9 \times \left(\frac{9.4}{8.4}\right)^2 \times 7 = 86.8 < M$$

$$S110 \quad M_o = 11.7 \times \left(\frac{10.4}{8.4}\right)^2 \times 7 = 125.5 > M$$

したがって、S110を8.4mに加工して使用することとした。

8. おわりに

余水吐の設計を振り返り、反省するところを1点述べる。牧尾ダムをはじめ多くのダムで緊急角落しを橋梁中央に設けることとしている。これは緊急時にその蓋を取り除く作業が必要となるとともに、作業に当たり片側車線でクレーン車を使用するか、もしくは長大なアームを有するクレーン車が必要となり、いずれも角落し材の設置に不便なものとなっている。さらに、作業中は全面交通制限せざるを得ないことになるであろうし、橋梁自体にとってもこの蓋は構造上の弱点になることが考えられる。以上を考えると、深山ダム余水吐にとっても角落し

表-17

工 事 名	工 期	工 種	数 量
深山ダム建設工事	44. 12. 8~47. 6. 20	掘 削 (土砂) 〃 (岩)	4,270m <sup>3</sup> 76,742m <sup>3</sup>
深山ダム余水吐その1工事	46. 12. 8~47. 1. 8	コンクリート	792m <sup>3</sup>
深山ダム余水吐基礎処理工事 {コンソリデーショングラウト {カーテングラウト	47. 2. 14~47. 3. 30	ボーリング グラウト (セメント)	2,069m 94ton
深山ダム建設 (その2) 工事	47, 2. 15~47. 11. 15	掘 削 (土砂) 〃 (岩) コンクリート グラウトロックボルト アンカーケーブル アンダードレーン	64,947m <sup>3</sup> 47,720m <sup>3</sup> 8,492m <sup>3</sup> 417本 21本 633m
深山ダム余水吐護岸その他工事	47, 6. 25~47. 11. 25	コンクリート ロックボルト アンダードレーン コーチンブロック P C 桁	2,222m <sup>3</sup> 126本 62m 438ヶ 42本
深山ダム余水吐法面保護工事	47. 5. 25~47. 11. 30	コンクリート吹付	7,794m <sup>2</sup>
深山ダム余水吐前庭部法面保護その他工事	47. 10. 22~47. 12. 28	コンクリート吹付 ロックアンカー	2,757m <sup>2</sup> 76本
深山ダム余水吐左岸法面保全その他工事	48. 6. 26~48. 8. 26	法 面 整 形 種 子 吹 付	1,247m <sup>3</sup> 9,334m <sup>2</sup>
深山ダム余水吐水門扉製作据付工事	47. 4. 10~47. 10. 31	ラジアルゲート 角落しゲート リフティングビーム	3 門 1 〃 1 基

は橋梁直上流部に取り付ける構造とするべきであったと考えている。

## 第2章 施 工

### 1. 工事の概要

余水吐関連工事は表-17, 図-33, 34に示す通りである。

### 2. 工事の経過

余水吐の施工に関して考慮しなければならなかった条件は主に次の点であった。

(1) 余水吐は堤体監査廊と隣接しており、しかも E L 740m 以上の余水吐掘削岩 (すなわち深山ダム建設工事分) は堤体盛土用に流用すること。

(2) 余水吐越流部は堤体と第1原石山を結ぶ (従って堤体全体と付替道路, 資材搬入道路等を結ぶ) 重要な通路になっていること。

(3) コンクリート工事については, 前庭部には上流側からの車輛進入路がとれたが E L 740m 以下の下流部に

については法面からの進入路は一切不可能であり, 余水吐下流に行くためには堤体背面を通して大きく迂回しなければならぬこと。

昭和44年12月深山ダム建設工事に着手してから約10ヶ月, 45年10月に入ると第1原石山掘削と併行して, 余水吐前庭部の掘削に入った。しかしながら堤体の盛立を46年中に完了するためには, 右岸の監査廊 (左岸も同じ) を先行させなければならず45年12月約20,000m<sup>3</sup>の余水吐掘削を行なったあと, 一時中断した。そして46年3月まで監査廊掘削を行ない, さらに46年9月まで監査廊コンクリート工を行ない, 堤体を E L 745.00m まで盛立てた。この時点から, また余水吐の掘削を開始したが, この時点ではすでに余水吐背面に E L 735~745m の範囲で第1原石山から堤体への仮設道路を取り付けてあり, 越流部の掘削は支障なく行われ堤体への流用も可能であった。

46年12月に入ると越流部の掘削が完了し, 工程上, 最も苦しく, またできるだけ早く橋をかける必要があるた



め(背面の仮設道路は47年2月にはなくなり、堤体に行くには仮締切及び左岸を通らねばならず大きなロスとなる。)冬期間にもかかわらず、越流部基礎コンクリートを

打設し(深山ダム余水吐その1工事)、これをグラウトキャップとして、コンソリデーショングラウト及びカーテングラウトを実施した。(深山ダム余水吐基礎処理工事)

47年2月に入ると、背面の仮設道路を切りE L 740m以下の掘削に入った。掘削は上流から順に下流においていき47年6月末に完了した。掘削土は堤体背面下流の第2原石山跡地に土捨整理された。

掘削が完了し、コンクリート工事に移行する段階で、地山を安定させ、かつ地山とコンクリートの付着を強化するために、アンカーケーブル、ロックボルトを施工した。コンクリート工事はグラウト工及びアンカーケーブル、ロックボルト工と競合しない前庭流入路敷を3月下旬から4月中に打設し、5月に入って越流部アバット・ピア、6月中旬から急流部側壁、7月に護床工部分(地山プロテクト部)、9月に入ってフリップバケット部の打設をそれぞれ開始した。そして越流部についてはゲート掘付工事と競合しながら、各打設ブロックとも11月中旬、ほぼ同時に完了した。

### 3. 余水吐基礎岩盤の掘削

#### 1) 基礎岩盤の分布状況

余水吐地域の基礎岩盤は当初ボーリングにて調査済であり、その資料にもとづき設計、施工されたけれども、掘削作業の進行に伴いそれは想像以上に局部的に変化していることが明らかになった。

当地域の基礎岩盤は下位より流紋岩、石英安山岩質熔結凝灰岩および石英安山岩質凝灰角礫岩、火山礫凝灰岩凝灰岩のほか、これらに貫く流紋岩からなり、被覆岩としては段丘堆積層、崖錐堆積層、現世河床礫層がある。

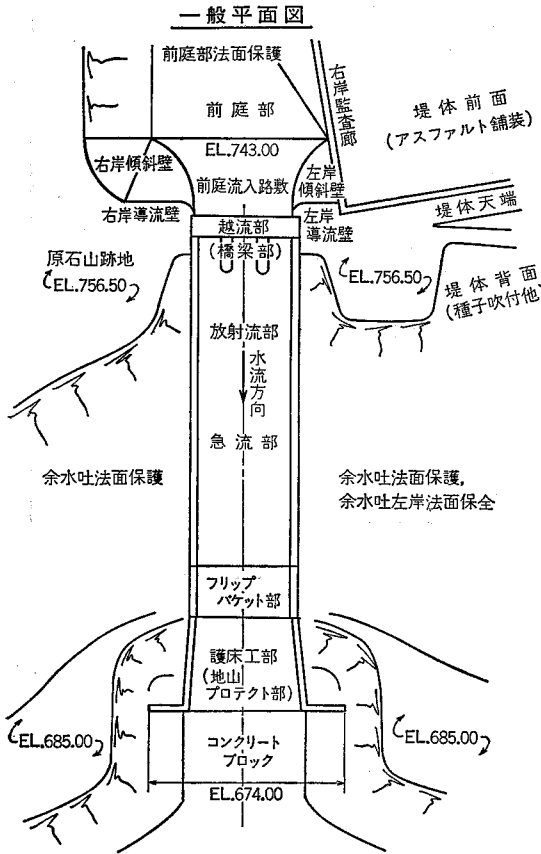


図-33

### 一般縦断面図

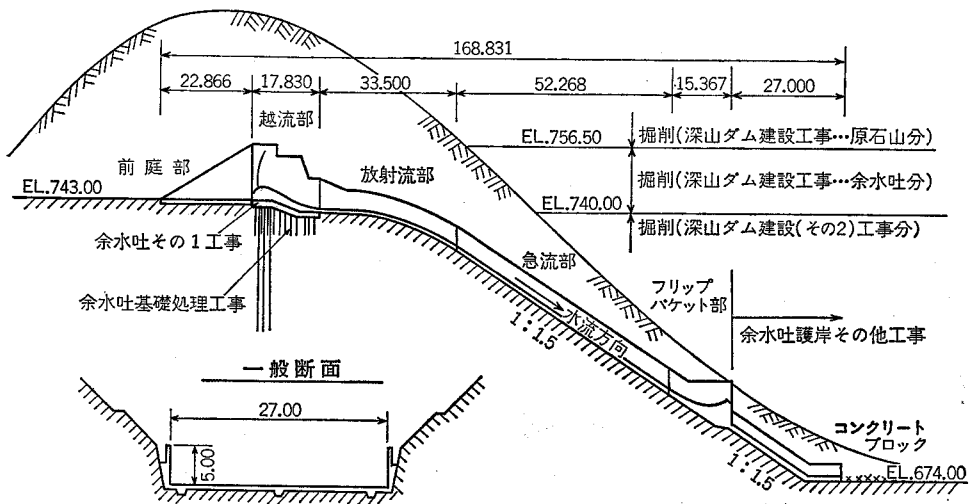
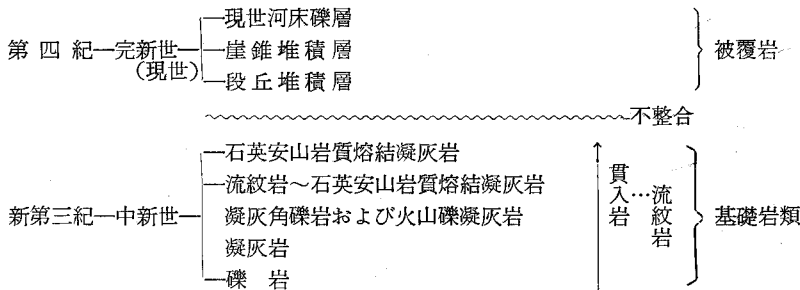


図-34

工種	46年			47年										
	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月
掘削	前庭及び越流部			放射流部及び急流部			フリックバケット部及び地山プロテクト部							
越流部基礎コンクリート	コンクリート													
越流部基礎処理														
越流部アンカーケーブル他	ボリンググラウト													
前庭部越流部コンクリート他	アンカーケーブル及びロックボルト													
ゲート据付	前庭流入敷													
放射流部コンクリート他	越流部フレスト及びアバトピア													
急流部コンクリート他	ゲート取合部、導入壁及び傾斜壁、ゲート据付													
フリックバケット部コンクリート他	橋梁部、導流壁及び傾斜壁													
地山プロテクト部コンクリート他	側壁ロックボルト及びコンクリート、底版ロックボルト及びコンクリート													

表—18 余水吐工事実施工程表

＜余水吐地域地質構成＞



余水吐岩盤を地質の特長から区域的に分類すると

- (1) STA 0 - 27.196 ~ STA 0 + 64.000まで
- (2) STA 0 + 64.000 ~ STA 0 + 83.000まで
- (3) STA 0 + 83.000 ~ STA 1 + 20.000まで
- (4) STA 1 + 20.000 ~ STA 1 + 41.635まで

の4つの区域に分類できる。

(1)のSTA 0 - 27.196 ~ STA 0 + 64.000までの区域は主として硬質の石英安山岩質熔結凝灰岩で構成された区域である。

(2)のSTA 0 + 64.000 ~ STA 0 + 83.000までの区域は軟質の石英安山岩質凝灰岩を主とし、一部硬質な石英安山岩質熔結凝灰岩の分布する区域である。

(3)のSTA 0 + 83.000 ~ STA 1 + 20.000までの区域は主として凝灰角礫岩と火山礫凝灰岩からなり、一部硬質の石英安山岩も分布する。

(4)のSTA 1 + 20.000 ~ STA 1 + 41.635までの区域は流紋岩～石英安山岩質熔結凝灰岩の発達する区域で岩石は硬質である。

以上のように、地域的に大別できるけれども余水吐基礎岩盤についていえることは、節理や亀裂が平行的あるいは雁行的に発達し、さらにこれらの節理群が多くの平行断層群によって分断破碎された結果、岩石がレンガ状あるいは小塊中界状にブロック化されていることである。このような岩石の亀裂や破碎帯は熱水溶液の浸透による粘土化のほか、地下水の影響や風化作用により腐蝕岩状に変化しやすく、岩盤清掃時においても良質岩盤面露出までかなりのリッピング作業を必要とした。

2) 掘削方法

- (1) E L 740.00m以上 (図—35)

E L 740.00m以上の越流部については、原則としてE L 756.50mからE L 743.00mまでの長孔ベンチカット(13.50m)掘削として、切羽を前庭側と下流側の2ヶ所とし、掘削盤は前庭側、下流側からそれぞれ積込み運搬し、堤体盛土用に流用した。この場合ベンチカットにはスネークホルの削孔も必要なので積込、運搬がポイントになった。かつ堤体盛土用なので小割の必要が生じた

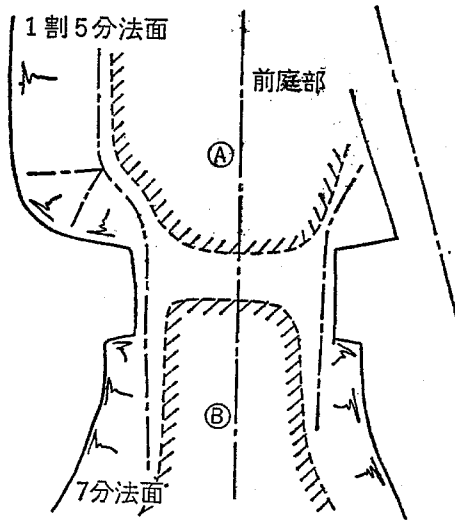


図-35

場合はできる限り小割発破を優先した。

掘削平面積が広いため、できるだけ長孔ベンチカットを行なって掘削平面を帯状にする。

④部についてはE L743.00m盤にする(ベンチ高13.5m) ⑤部については仮設道路盤に合せてE L745.50m盤にする。(ベンチ高10m)

(2) E L740.00m以下

E L740.00m以下の下流側の掘削については3mのベンチカットを主体とし、掘削ズリはブルドーザーにて押し出し、下流端で積込運搬し捨土した。この場合中段までは掘削範囲内に上からの進入路を作り、中段より下は掘削ズリを利用して下からの進入路を作った。

この場合掘削作業のポイントは

①発破後のズリ押しをできるだけ早める。(当然ながらこれを行わないと次の削孔ができない。) ②できれば2ヶ所以上の切羽を作る。(実際には距離が接近して、発破ズリが飛散し、2ヶ所できたのはE L745~730m付近だけだった。) ③左右岸法面仕上げ及び土砂掘削も同時に下っていくため、重機のバランス及び法面のコソクを遅れずに十分行なっていかなければならない。

(実際には冬季凍結していて安全であるかに見えた右岸法面は春先になって崩壊しだし手がつけられず右岸部掘削(主として土砂)が完全に遅れたため、約1ヶ月間本体掘削を中止して、右岸法面の上部からの掘削及びコソクをやり直した。) ④下流端でのズリ積込運搬作業とのかね合いを十分検討する必要がある。(積込運搬作業が遅れて切羽でのブル作業に時間がかかってはならず、また仮設道路がとれないほど積込運搬してはならない。当作業の場合、切羽がE L735.00m付近まで下った時点で(2月下旬)積込作業に入った。この時の積込盤は685.00mで高低差約50mあり、上下作業にならぬよう工夫する

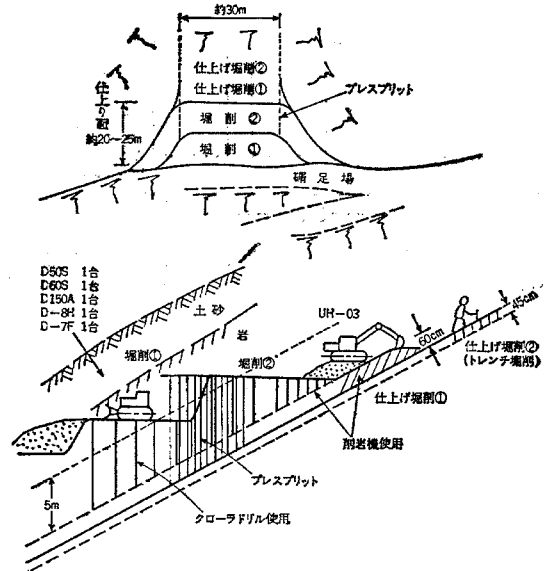


図-36 掘削模式図

と共に積込運搬重機をできるだけ大きなものを使用することにした。(ホイロロード992, または988, 35tonダンプ使用) ⑤仕上げ掘削と併行して下がる必要がある。(仕上げ掘削が遅れるとズリ出しに時間がかかり、その間本体掘削ができない。当作業の場合仕上げ掘削の遅れを高低差3m以内とし、仕上げ発破のあと油圧ショベル及び人力でズリ出し、それを繰返した。にもかかわらず仕上げ掘削が遅れ、後に長い斜面を人力だけでズリ出しせねばならなくなり、これに約1ヶ月を要した。)

なお側面のプレスブリットは当然先行して行なった。

掘削順序

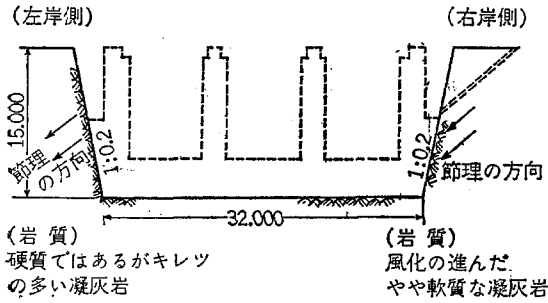
- i) プレスブリット発破
- ii) 掘削①発破ズリ出し
- iii) 掘削②発破ズリ出し
- iv) 仕上げ掘削①発破ズリ出し
- v) 仕上げ掘削②発破ズリ出し

同じ断面内で発破が最少5回、ズリ出しが4回重なることになる。最後のズリ出しは他の掘削終了後シュートをかけ人力でズリ出しを行ない最後にジェットで岩盤清掃を行なった。

(3) 仕上げ掘削

コンクリート岩着部分については極力余掘を少なくしなければならない。側壁については越流部で約13~16m放射流部、急流部で5mの垂直高があり、1:0.2の勾配であるためプレスブリット工法を採用した。底盤については削岩機にて、できるだけ小間隔に削孔発破を行なった。特に底盤部は、急流部の1割5分、放射流部の曲面、傾斜壁の1割5分の曲面等、さらにカットオフ、ドレーン溝もあるので、測量には最大限の注意を払った。

① 側壁のプレスブリット



図—37

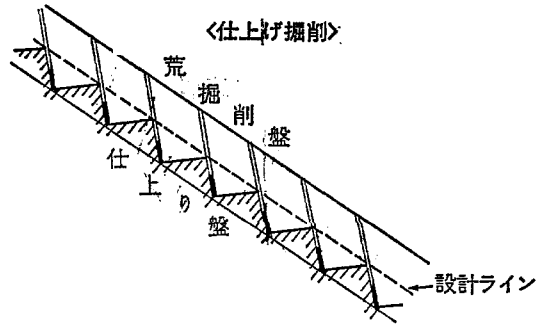
プレスブリットのパターンを図—39のように決定したが、これは本来当然ながら岩質によって削孔径、削孔間隔、装薬量に変化するはずである。しかしながら当工事の場合、詳細な岩質がわからなかったこと（掘削してみて局所的にかなりの変化があるのが実際であった。）また岩質の変化によって、あらかじめパターンを決めるほどには根拠が薄弱だったことで、最後まで同じパターンを採用した。

削孔精度については、削孔長最大程度で勾配もきつから（2分）曲りについては特に考慮せず、もっぱらセット時の精度に気をつけた。この時大切なことは堅硬な盤まで十分ブル押ししておくことである。岩質は主に石英安山岩質凝灰岩で場所によって硬質の部分と軟質の部分があって、軟質の部分がやや孔壁まわりが乱されていたので、軟質の部分はもう少し弱装薬でよかったかも知れない。

プレスブリッティング工法は岩盤の状況特に節理の有無、クラックの大きさ等に大きく影響される結果となった。大きな亀裂があるとプレスブリッティングの効果を減ずるだけでなく、爆破エネルギーが亀裂をさらに大きくする結果になる。さらにもう1つの要素は節理の方向である。掘削断面方向に差している節理であれば、部分的に節理面に沿って崩壊して余掘を大きくしてしまうことになりかねない。

余掘が非常に少なかった越流部のプレスブリッティング結果についてみると（図—37参照）

左岸側については受け盤だったので余掘そのものは少なかった。しかしながら岩塊がやっとのっているといった状態で肌落ちがあり、非常に危険なため、仮設としてロックネットを施工し、ワイヤーで締めつけた。そしてさらに本工事としてVSL 8mもの21本を施工し堅硬な岩盤と一体化させることにした。（導入力30t/本）。右岸側については、流れ盤だったため上部の崩壊を見た（三三線部分）、しかし岩着ラインより上だったため余掘には、ほとんど影響しなかった。（右岸導流壁に大きく影響）。右岸側も掘削高が高いため、急流部底盤側壁と同様にグラウトロックボルト33本にて締付けるものとし



図—38 仕上げ掘削

た。

④ 底盤の仕上げ掘削

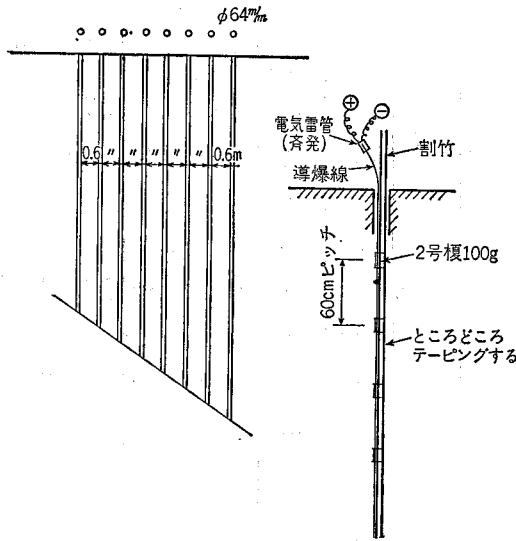
底盤の仕上げ掘削は荒掘削を設計ラインより、幾分高めに掘削しておいて後、設計ラインぎりぎりまでできるだけ小間隔に削孔発破する。仕上げ掘削における削孔発破は、いわゆる盤打ちではあるが、できるだけ仕上り盤に平行に削孔し、自由面を大きくとって余掘を少なくする工夫が必要である。

一般に適装業した場合、孔間隔の1/3程度穴尻が残るのが普通なので、荒掘削は設計ラインまで削孔した。この場合、孔間隔が2m程度なので約60cmの仕上げ掘削が残るものと想定された。実際に掘削してみると、放射流部では非常に堅硬であるにもかかわらず、亀裂が発達しているため弱装業では起きず、過装業にはでせず、結果としては、穴尻が残って、表面上は仕上げ掘削を相当残したように見えても、油圧ショベルあるいはバールにて弛んだ岩を除いていくと、大きな余掘になったり、あるいは全く掘れなかったり凹凸のはげしい状態になってしまった。

放射流部から急流部にかけては、破碎帯を含んでいて、穴尻以上に掘れてしまう結果になった。もちろん岩質によって——クローラドリルの削孔速度によって——こまかく装薬量をチェックすれば、ある程度余掘を防止できたであろうが、1回1回試験発破することもできず、実際問題として、十分な管理はできなかった。比較的余掘の少なかったのはプレスブリット同様、亀裂の少ない軟質凝灰岩であった。仕上げ掘削の段階では岩質がわかっているのに、岩質にあわせて削孔発破はできたが、程度の差こそあれ、現象としては荒掘削と同様であった。仕上げ掘削では孔間隔をできるだけ小さくすることが望ましいが、削岩機のビットの径32%の場合、最小間隔は50cm程度である。岩質が全く均一で測量精度が完全に適装業でかつ発破ズリだけ処分したとしても、若干の余掘は出て来る。岩質が変化に富んで、亀裂が多く、傾斜をもちしかもカットオフやドレーン溝が縦横に走っている当余水吐工事の場合、余掘量が大きくなったのは止むを得なかったと考えられる。

### 〈プレスブリット〉

プレスブリットについては次のパターンとした



φ64mmにて60cmピッチに削孔し、2号梗さ60cmピッチに導爆線に取りつけさらに割竹にテーピングして挿入する。上部の込物は新聞紙等と押し込み、その上にまわりのズリを入れることにした。導爆線の先端に雷管を取りつけ、斉発を行う。

図-39

#### (4) 余水吐掘削に用いた各種材料及び重機

当余水吐工事に使用した重機及び材料の月毎の使用は表-19の通りである。

### 4. コンクリート打設

#### 1) 概説

コンクリートはすべて生コンクリートを使用し、ダム地点下流約10kmの黒磯市穴沢地先よりコンクリートミキサー車により現場に搬入し打設した。

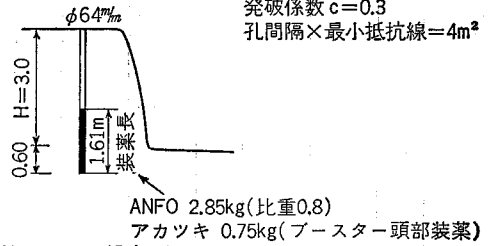
越流部及びその周辺は越流部 E L756.5m 盤からのシュート打設、前庭部流入路盤 E L743.0m 盤からのポンプ打設が主体となり、フリップバケット部及び地山プロテクト部は E L685.0m 盤、あるいは E L674.0m 盤からのポンプ打設となった。急流部の側壁及び底盤については越流部 E L756.5m 盤からのシュート打設としたが斜距離が遠いところでは100m 近くなるため、骨材の分離を防ぎ打設速度を調節するために、中間にホッパーを設けたり、ウォーカビリティの調節を行なった。

急流部底盤及び傾斜壁の1割5分斜面には天端型枠を使用した。この余水吐の事例、当ダムのギャラリーの事例(1割9分)その他をみると平滑で水密なコンクリートを得るためには、3割勾配よりゆるやかな場合は型枠なし、3割~2割2.3分ならばスライド型枠、それ以上ならば普通に型枠する必要があるようである。天端型枠を使用する場合、材料の分離を起しやすく、できるだけ打設地点に直接コンクリートを運び、確実にパイプ

### 〈ベンチカット〉

ベンチカットについては次のパターンを標準にした。

#### ① 高さH=3.0mの場合



#### ② 高さH=12.0mの場合

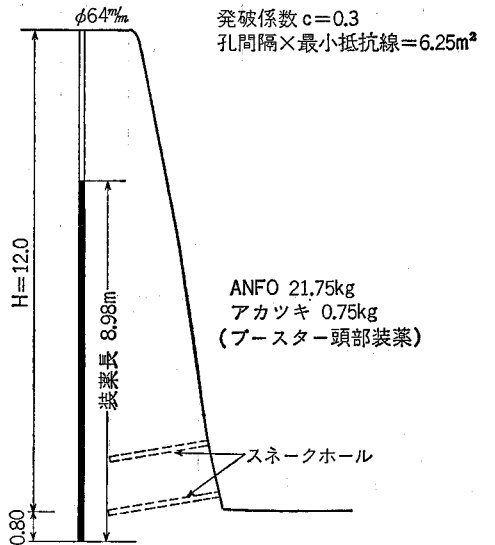


図-40

ーターがかけられるように細心の配慮が必要である。当工事の場合、1ブロックが9m×9mの平面で設計厚45cm(実際には平均1m程度あったが狭いところはやはり45cmぐらいであった。)で、鉄筋が入り、型枠アンカーが0.5m<sup>2</sup>に1本入っているため型枠内での身動きがとれずどうにかパイプレーターを水平方向に2mピッチに配置し、手のとどく範囲でパイプレーターをかけ、そのまま打設速度に合わせて上流へ移動するという方法を採用した。型枠には0.5m<sup>2</sup>に1ヶ所の割合で16%の穴を設け、エア抜きとした。さらにあらかじめシュートを打設地点まで型枠内に3列セットして、コンクリートの打設速度に合わせて引きあげ、できなければそのまま埋殺するという方法を採用した。

#### 2) コンクリートの示方配合と管理

余水吐コンクリートは地山プロラクト部を除き、上記配合で計画されていたけれども工事の進行に伴い特に、放射流部・急流部底盤は設計厚45cmと人間の作業性からみると薄く、良好なコンクリート打設作業が困難となって来たため、特にスランプ12cmのB配合を使用すること

表-19

年 月	機 械										火 薬				削孔機械	
	D-80	D-120	D-125	D-150	D-7F	D-8H	D-50S	D-60S	UH03	TCM175EA	2号履	3号桐	アカツキ	ANFO		
46	9	86.5	28.0					12.5			1,469	1,701	998	332.5	クローラドリル4台	
	10	62	59.5		122.5			27			1,125	1,633	2,314	414	〃	
	11				180			20	40		2,969.5	927	1,217	203	〃	
	12										—	—	—	—		
47	1	63			158.5	138.3	24	38	25.3	49.5	19.5	1,154	145	1,329	211.5	クローラドリル3台
	2				235.5	190.5	91	136.5	130.5	66	66	2,765	502	1,817	222	〃
	3				227	216	122	134.5	46	79.5		3,205	264	984.5	121.5	クローラドリル2台
	4			83	169	58		10	10	52.5		1,900	—	487	9	
	5				148.5	88				76		4,630	—	192	7	クローラドリル1台 レッグドリル
	6				12.5	32				47.5		1,716				
合 計	211.5	87.5	83	1,253.5	722.8	237	319	271.3	411	85.5	20,933.5	5,172	9,338.5	1,520.5		

重機は稼働時間(h), 火薬は使用量(kg)

(1) 示方配合

配 合	G mix	Sl	air	W	W/C	S/a	C	S	G	A F 剤	$\sigma_{28}$
	mm	cm	%	kg	%	%	kg	kg	kg	kg	kg/cm <sup>2</sup>
A	40	7.5	4	136	48	38	283	741	1.205	1.132	220
B	25	12	4.5	157	50	40	314	726	1.089	0.785	220

配 合	使 用 箇 所
A	越流部, 流入部, 急流部側壁, 導流壁
B	急流部底盤, フリップバケット部, 傾斜壁, 地山プロテクト部

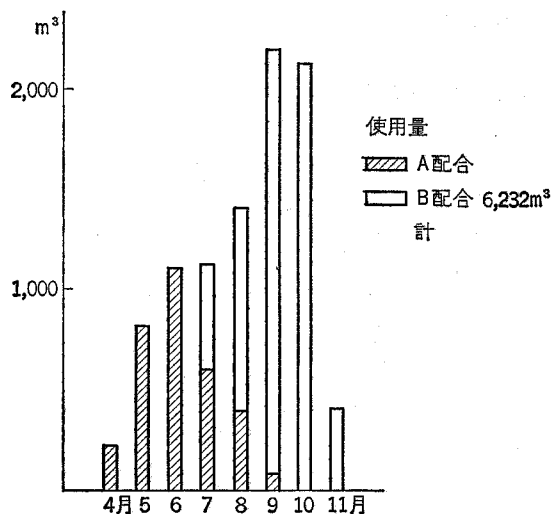


図-41 余水吐月別使用コンクリート

とした。

(2) 品質管理

生コンクリート使用のため、現場における品質管理としては、約100m³に1回程度のスランプ及び空気量の測定を行なうと共に、テストピース(6本)を作製し、重量並びに7日強度にて28日強度を推定し施工した。

3) コンクリート打込み

(1) 打設ブロック割

コンクリート打設ブロックはピア、アバットについては平均リフトとし、急流部側壁については岩着部と非岩着部に分けて図-42のようにブロック割した。

(2) 型 枠

型枠の区分と転用率は次の通りであった。

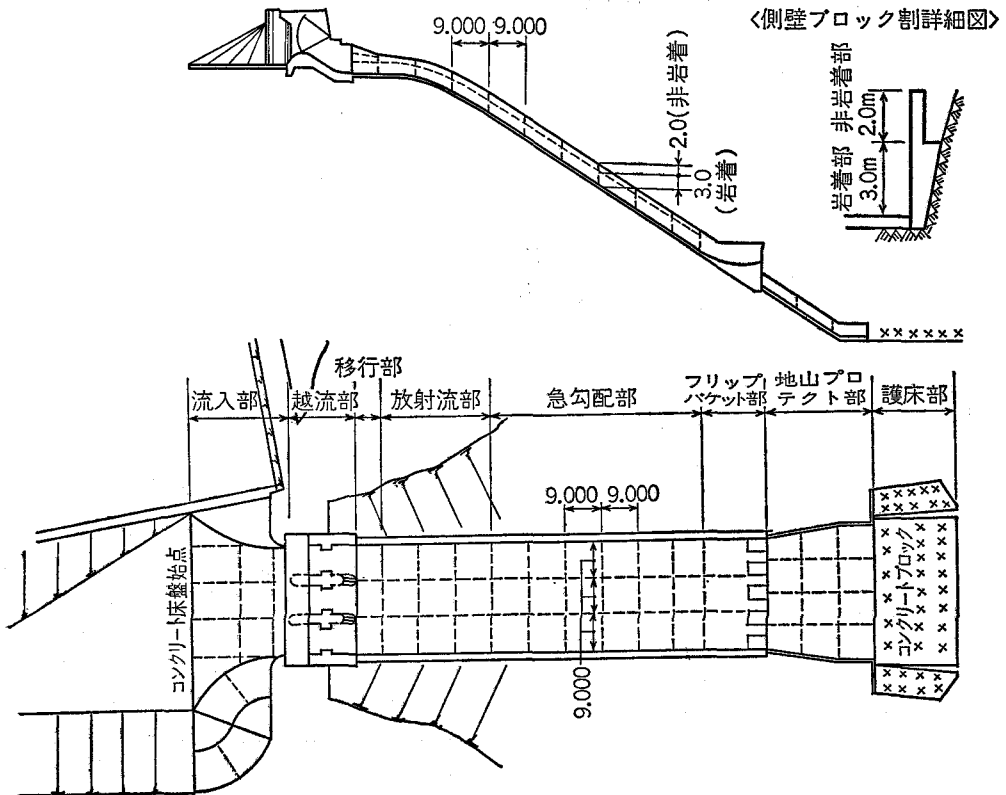
表—20 <コンクリート品質検査実績表>

A 配合

月	検査数	圧縮強度 ( $\sigma_{28}$ )				スランプ			空気量		
		平均	最大	最小	変動係数	平均	最大	最小	平均	最大	最小
4	6ヶ	kg/cm <sup>2</sup> 290	kg/cm <sup>2</sup> 332	kg/cm <sup>2</sup> 241	% 12.1	cm 7.2	cm 8.3	cm 6.5	% 4.0	% 4.8	% 3.9
5	9	306	342	255	8.9	7.6	8.5	7.0	4.1	4.6	3.5
6	10	296	337	255	9.2	7.7	8.5	7.0	4.0	4.5	3.5
7・8	4	304	332	268	10.7	7.4	8.0	7.0	4.0	4.5	3.5

B 配合

月	検査数	圧縮強度 ( $\sigma_{28}$ )				スランプ			空気量		
		平均	最大	最小	変動係数	平均	最大	最小	平均	最大	最小
7	7ヶ	kg/cm <sup>2</sup> 258	kg/cm <sup>2</sup> 271	kg/cm <sup>2</sup> 247	% 3.7	cm 11.7	% 13.0	cm 11.0	% 4.2	% 5.0	% 3.5
8	5	291	335	247	12.5	12.2	13.4	11.0	3.8	4.0	3.5
9	17	299	349	250	8.6	11.8	13.5	9.8	3.9	4.5	3.5
10	16	339	385	266	9.1	11.8	12.5	11.0	4.1	4.7	3.5
11	6	336	394	236	15.8	11.8	12.5	11.3	4.0	4.6	3.6



図—42 コンクリート打設ブロック割図

底盤型枠図(急流部)

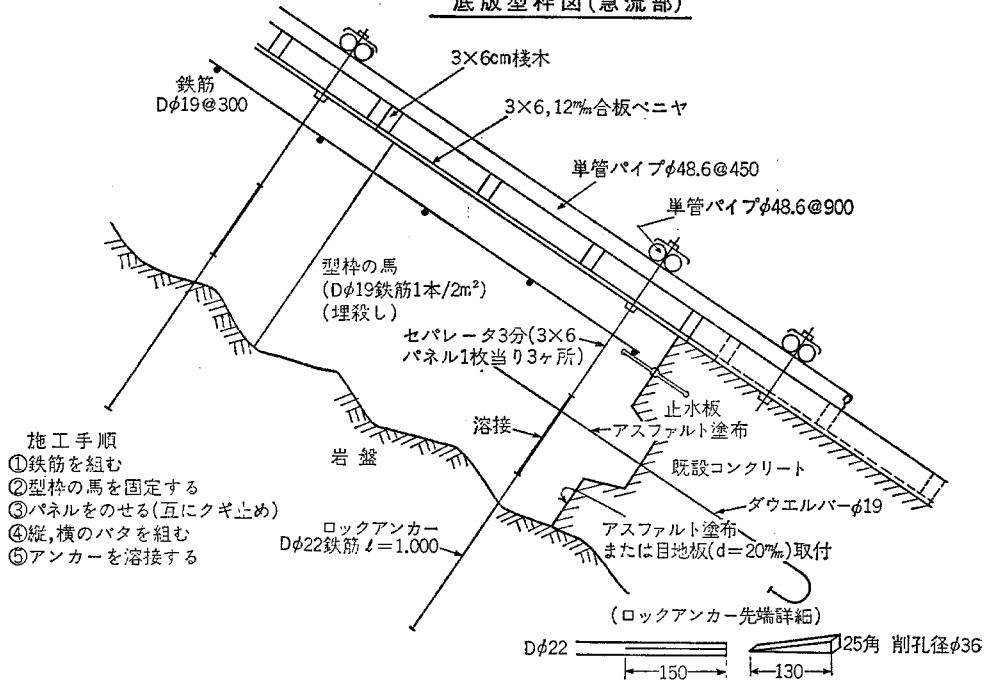


図-43

① 表型枠

使用箇所	型枠の種類	転用
導流壁, ピアアバット, 放射流部, 急流部, 地山プロテクトの各側壁, 他	メタルフォーム	3.5回
導流壁, ピアの円形型枠	木製(クシ型使用)	3.5回
クレスト部, 放射流部, 急流部, バケット部, 地山プロテクト部底盤, 他	木製(3×6合板ベニヤ)	2.5回
傾斜壁	木製(片面ケズリ相ジャクリ板)	1.5回

② バタ材

原則的には単管パイプ(φ48.6%)を使用した。傾斜壁についてはD25の鉄筋とバタ角の組合せ、クレスト部のオーgee曲線、放射流部の放物線、フリップバケット部の複曲線については、それぞれの形状に応じて、工場加工したチャンネル材と単管パイプの組合せとした。

チャンネル材の転用回数は

使用箇所	転用
クレスト部	2回
放射流部	1.5回
フリップバケット部	1.5回

③ ジョイント型枠

5分板を使用、ほとんど岩着であり、止水板あるいは

キーが入るため使用率はほとんど1回であった。

④ 裏型枠

2×6木製パネルを原則とした。

底盤、側壁岩着部分の型枠にはロックアンカー(D22クサビ式鉄筋)を使用した。底盤はそれ以外に方法がないとしても、側壁については岩が不安定で、結局外側からの梁の補強を本格的にせざるを得なかった。むしろ梁を主体に考えるべきであったと思われる。

型枠図を示すと次の通りである。

- 底盤型枠(急流部)
- 傾斜壁型枠
- 底盤型枠(放射流部)

工場加工したチャンネル材使用

4) 材料運搬について

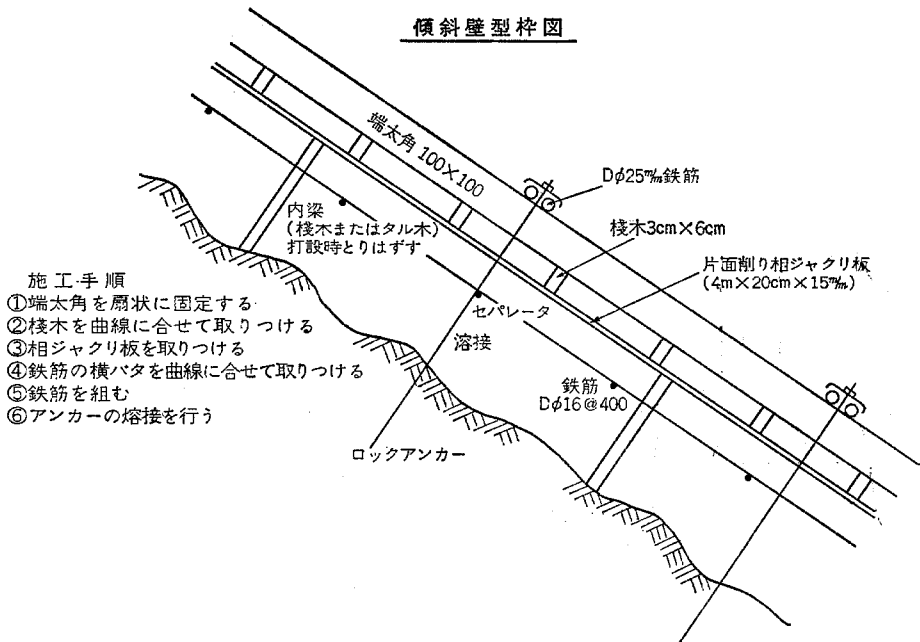
コンクリートを含めて、型枠材、鉄筋その他各種材料の搬入搬出について当初の2案を検討した。

① 越流部付近と下流端部との間に索道を張る。

② 越流部付近にクレーンを設置し、急流部についてはウィンチ等二次的な運搬方法をとる。しかしながら、基地となるところが限られ、現場が平面的なひろがりをもって、機能的に十分な役目を果たし得ないこと、また他の作業との関連上支障になる場合があるため、採用しなかった。結局人力による運搬を主体とし補助的に越流部E L756.50m盤より20~25tonクラスのクレーンを使用することとした。結果としては16.500m、



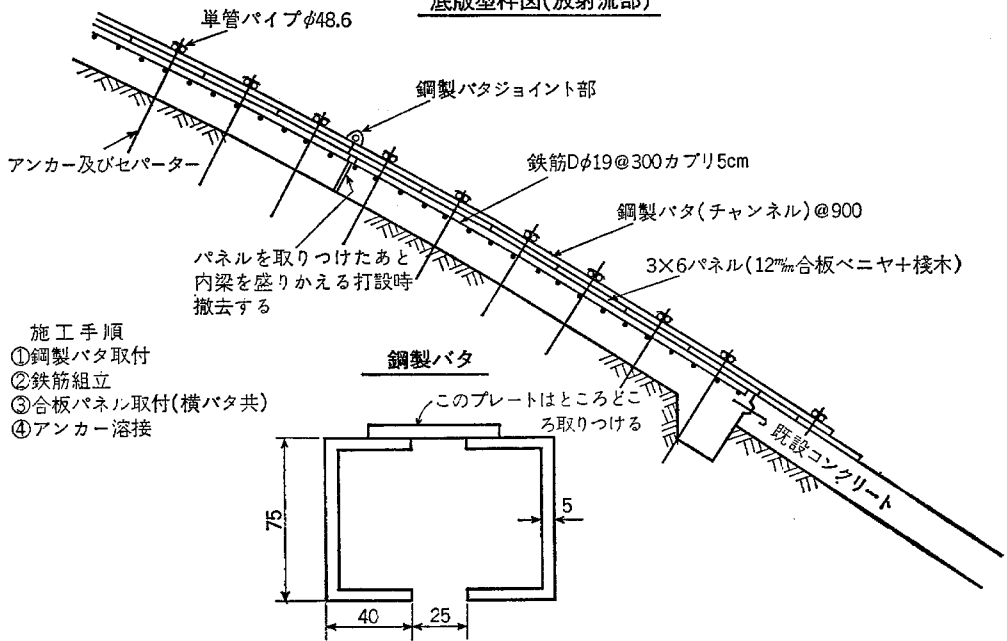
傾斜壁型枠図



- 施工手順  
 ①端太角を扇状に固定する  
 ②椀木を曲線に合わせて取りつける  
 ③相ジャクリ板を取りつける  
 ④鉄筋の横バタを曲線に合わせて取りつける  
 ⑤鉄筋を組む  
 ⑥アンカーの溶接を行う

図-44

底版型枠図(放射流部)



- 施工手順  
 ①鋼製バタ取付  
 ②鉄筋組立  
 ③合板パネル取付(横バタ共)  
 ④アンカー溶接

図-35

の足場通路を要し、材料運搬にもかなりの人員を投入することになった。しかもクレーンは後半3～4日使用したのみだった。(實際上この頃でなければ使えなかった。)

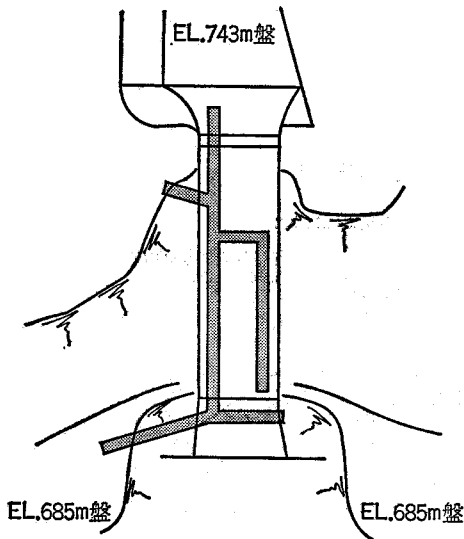
材料運搬に使用した主な通路は次の通りである。

5. 施工に当って

当余水吐工事を施工して、最大の問題点はやはり岩掘

削に関することであった。

爆破壁面に対する影響を軽減するように起爆させることを目的として、近年プレスプリット工法が開発、実用化されているように、岩掘削における最大の関心はいかにして掘削基面を確保するかであろう。当余水吐掘削においては当初ある程度の節理、亀裂の発達が予想されたため、ベンチカットにおける穿孔余掘長の抑制等、余掘



図—46

の防止にも最大の注意が払われた。しかしながら余水吐全体の掘削の結果余掘は当初の予想をはるかに上回るものとなった。

プレスブリッティング工法を用いた側壁部と、ベンチカット工法を用いて仕上げた底盤部について、それぞれ観察すると、

プレスブリッティング工法を用いた側壁はほぼ完全な形でのみ孔の見られる部分と先行亀裂後節理面における爆破振動によって、クラックが増長され、二次的に崩落し余掘量を増大させる結果となった部分が見られ、プレスブリッティング工法は岩盤の状況とくに節理の有無、ク

ラックの大きさ等に大きく影響される結果となった。他方ベンチカット工法を用いた底盤部における余掘量の大きいところは新鮮堅硬な岩盤部分にもかかわらず、節理の発達著しく、こうしたところでは爆破によってさらにクラックが増長され、結果的に小塊状、中塊状の破断面となり人力仕上げ時に大きくリップングされ、余掘量の増加になった。

このように側壁部、底盤部とも爆破によるクラックの増長で二次的に余掘量が増加したけれども、当初予想した量をはるかに上回ったという結果からその問題点を拾うと

(1) 穿孔余掘長の決定に関しては穿孔基面との関係を重視し、十分な試験掘削の必要がある。

(2) 斜面でのベンチカットでは均等な基面掘削が困難であるから基盤の地質的賦存状況を良く調査する必要がある。

(3) 爆破振動がその節理面の拡大に影響すると考えられるので、困難ではあるが爆破技術的な爆薬の量、爆薬の種類等まで慎重に検討する必要がある。

上記いずれも岩盤の賦存状況及び節理等に対処する掘削方法がその都度、その状況に対処して考慮されるべきであったということになり、当工事においても初期の爆破結果に応じて、余掘長の検討、薬種、薬量の検討がなされたけれども“基礎岩盤の分布状況”で先述した如く、断続的に変化している当地域の岩盤の地質的賦存状況を十分把握することができず、やはり掘削完了後にその全貌を知ることができた次第である。

# 深山ダムにおける道路トンネルの閉塞と緊急放流施設

阿久津 弘\*

## 目 次

1. 緊急放流の目的および施設	39	6. 閉塞工の問題点	47
2. 緊急放流施設の設置位置の比較	39	7. 追加グラウト工事について	47
3. 道路トンネルの概要・地質	40	8. 補強工事について	50
4. 道路トンネル閉塞工	41	9. ま と め	53
5. 道路トンネルグラウト工	42		

### 1. 緊急放流の目的および施設

一般にダムの付帯施設として考えられるものには取水施設および余水吐施設がある。このうち余水吐については、計画洪水量に対し安全に流下させる施設であるが、ここでいう緊急放流施設の意味は計画洪水量を放流するものでなく、本深山ダムが表面アスファルト舗装型ロックフィル・ダム（アスファルトの舗装厚さは約35cm）であり、この舗装アスファルトにヒビワレ、キレツなどの異常事態を生じた場合、ダムの水位を短期間で降下させ、ダム自体の安全管理を計ることはもちろん、下流沿岸の被害を防ぐ目的から、建設省との水利協議の条件として生まれたものである。放流施設の機能として与えられた条件は次のとおりである。

放流時間	4日以内
放流量	20,900千 $m^3$
放流水位	E L 753.00(貯水量25,800千 $m^3$ )から E L 721.00(貯水量4,900千 $m^3$ )へ
放水最大量	300 $m^3$ /sec
ダム流入量	2.5 $m^3$ /sec

そこでこの条件を満足する緊急放流施設は第1にどこに設けられるべきか、次に、その構造をどうするかという点が検討されなければならない。最初の点については、仮排水路トンネルおよび白湯山道路トンネルがそれぞれ施工されており、これらのどちらかを利用するかは重要な問題である。ただ別途新設（例えば新たなトンネルを掘るということ）をすることは考えられない。仮排水路トンネルはコンクリート覆工されているが、道路トンネルは覆工はされていない。したがってその位置が決まれば放流施設の規模・構造なども決定される。

### 2. 緊急放流施設の設置位置の比較

上記に述べたように放流工の設置位置により

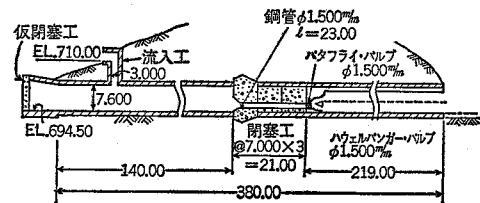
A案：仮排水路トンネルに設置する案  
B案：道路トンネルに設置する案  
として構造上、施工性、工期の点から比較検討した。

#### (1) 緊急放流施設の構造

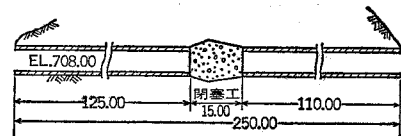
両案ともトンネル閉塞部下流側に制水弁としてバタフライ・バルブを、また、放流水の減勢弁としてハウエルバンガー・バルブを併行して設置するように計画する。両案の比較の構造は図-1および表-1のとおりである。

#### A 案

##### (i) 仮排水路トンネル工

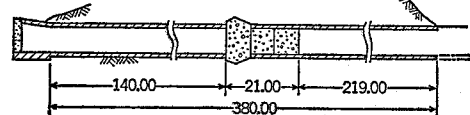


##### (ii) 道路トンネル工



#### B 案

##### (i) 仮排水路トンネル工



##### (ii) 道路トンネル工

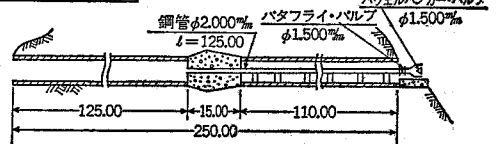


図-1 緊急放流工の構造比較図

\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所

表一 緊急放流工の構造比較表

区分・工種	A 案	B 案
1. 仮排水路トンネル	(1) 仮閉塞 1式 (2) 流入工 1〃 (3) スルース・ゲート 1門 (4) 本閉塞 $\ell=21.00\text{m}$ (5) グラウト工 1式 (6) 監査廊 $\ell=219.0\text{m}$ (7) 放流管 鋼管 $\phi 1500 \times 23.0 \ell$ (8) バルブ室 1式 (9) バタフライバルブ $\phi 1500 \times 1$ (10) ハウエルバンガーバルブ $\phi 1500 \times 1$	(1) 仮閉塞 1式 (2) 本閉塞 $\ell=21.00\text{m}$ (3) グラウト工 1式
2. 道路トンネル	(1) 本閉塞 $\ell=15.00\text{m}$ (2) グラウト 1式 (3) トンネル巻立 $\ell=235.0\text{m}$	(1) 本閉塞 $\ell=15.00\text{m}$ (2) 放流管 鋼管 $\phi 2000 \times 125.0 \ell$ (3) グラウト 1式 (4) 流入工 1式 (5) バルブ室 1式 (6) トンネル巻立 $\ell=235.0\text{m}$ (7) バタフライバルブ $\phi 1500 \times 1$ (8) ハウエルバンガーバルブ $\phi 1500 \times 1$

(2) 工事費の比較

両案の直接工事費は次のようになる。

表一 2 工事費比較

工種	区分	A 案	B 案
1. 仮排水路トンネル工		104,690千円	56,200千円
2. 道路トンネル工		64,150	122,800
計		168,840	179,000
差 額		0	(+)10,160

(3) 施工性および工期の比較

A案の場合工事期間中ダム水位をLWL.721.00に保つように取水トンネルより放流するとしても、閉塞地点では30数mの水圧がかかり、速やかな作業を必要とするのに鋼管およびバルブ等の据付で工期が長くかかり、工事の安全性を計るには問題がある。一方、これに対して、B案の場合は、工期はA案より長くどれ、したがって施工上は安全性が大きい利点がある。

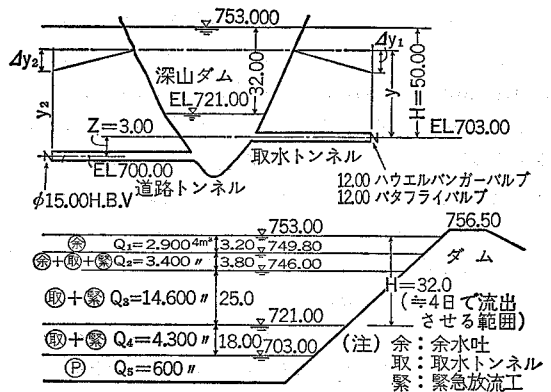
(4) 結 論

以上の結果より、緊急放流施設を道路トンネルに設けることとした。これによるダム全体の放流システムは図一2のようになる。

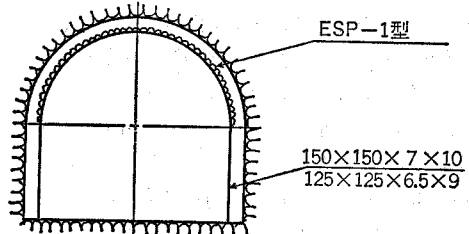
3. 道路トンネルの概要・地質

(1) 道路トンネルの概要

本トンネルは従来からあった林道トンネルを、昭和44

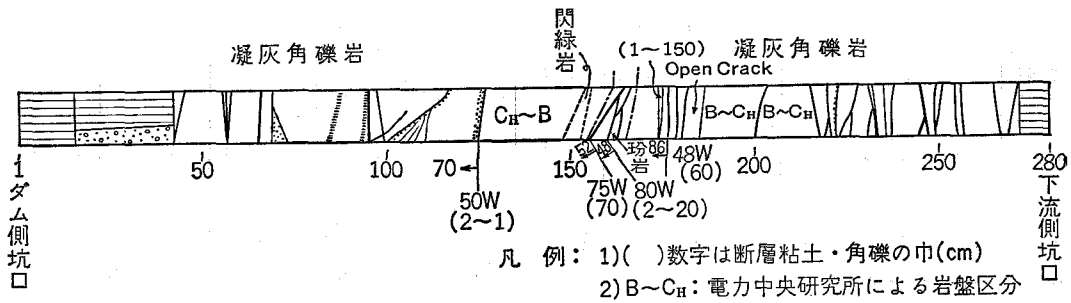


図一 2 深山ダム緊急放流システム・モデル



図一 3 トンネル標準図

年度に深山ダム資材搬入道路として切掘げられたトンネルであり、それ以後閉塞されるまでの長期間は鋼製支保工(H-100×100およびH125×125)と鋼矢板で地山をブロックし交通を確保していた。ただ上流側坑口付近でトンネルが崩壊した部分は、コルゲートパイプにて



図—4 道路トンネル地質図

巻立補強した。(図—3 参照)

## (2) 地 質

本トンネルの地質は図—4に示すとおり、流紋岩質凝灰角礫岩が大部分を占め、上流側坑口附近に第四紀の堆積物である段丘堆積層および岸錐堆積物が数mの厚さで分布している。トンネル上位の頂上附近には柱状節理の発達した石英安山岩質火山礫灰岩が分布し、流紋岩質凝灰角礫岩を覆っている。断層および亀裂は N50°W~N80°W方向を示すものが大部分であり、比較的大きい亀裂や開口しているものが多い。これらのことから、トンネルの閉塞地点は比較的岩盤状況の良好な中央部附近(上流側坑口より140m)とした。

## 4. 道路トンネル閉塞工

### (1) トンネル閉塞の考え方

上記のような状況を考え合せ、耐圧・漏水防止を考えた閉塞工を実施するため次のような基本方針をたてた。

- (イ) 閉塞工の中心点は上流側坑口より140mとする。
- (ロ) トンネル全線はコンクリート巻立を行なう。
- (ハ) グラウトはトンネル内より低圧および高圧グラウトを行なう他、地山からの漏水防止の点から、トンネル外からも遮水グラウトを行なう。
- (ニ) 放流管の出口位置は末流処理工を併せ考えてトンネル出口とし、そこにフード付きハウエルバンパー・バルブ(φ1,500%)を設置する。閉塞箇所とバルブの間は鉄管路(φ2,000%)とする。

### (2) 閉塞長さの決定

閉塞部で受ける水圧は次のとおりである。

閉塞部標高=E L. 702, 満水位標高=E L. 753であるから

$$\text{水 圧: } H = 51(t/\text{m}^2)$$

$$\text{水圧を受ける断面積: } A = 3.14 \times 2.92^2 = 26.4(\text{m}^2)$$

$$\text{全水圧: } P = H \cdot A = 1346.4(t)$$

他方、剪断抵抗強度についてみると、コンクリートの剪断抵抗強度( $\tau_c$ )は、コンクリート標準示方書によりコンクリート圧縮強度( $\sigma_{28}$ )の1/30をとるとすれば、閉塞部コンクリートが $\sigma_{28} = 180\text{kg/cm}^2$ なら、 $\tau_c = 6\text{kg/cm}^2$ で

ある。また、岩盤の剪断抵抗強度( $\tau_c$ )は、トンネル内で現場試験を行なわなかったが、「深山ダム監査廊基礎岩盤剪断試験」結果から、ダム地点と地質状況が異なる点を考慮して $\tau_c = 3.94\text{kg/cm}^2$ とした。また、岩と接する部分の周辺長 $l$ は

$$l = 3.14 \times 5.80 = 18.21(\text{m})$$

である。したがって、閉塞長 $L$ は次のようになる。

$$L = P / l \cdot \tau_c = 1346.4 / 18.21 \times 39.4 = 1.88(\text{m})$$

ここで安全率を5にとれば、 $L = 9.4(\text{m})$ となるが、一般には岩盤に対する未知の要素や実例から判断すると閉塞断面径の約3倍を採用しており、本設計においても、地質の状況を考慮した結果、 $L = 15.0(\text{m})$ とした。

次に閉塞部の形状についてであるが、一般的には楔状に岩盤を切掘げ、本体コンクリートと岩盤との摩擦係数を増すことを期待して行なうものであるが、本トンネルの閉塞部においては既設の支保工・鋼矢板をとりはずしてコンクリートは岩着はさせたが、上記のような切掘げ処理はしなかった。そのかわり、コンクリートと岩盤との間は低圧および高圧のコンタクト・グラウトにて処理することとした。なお施工上問題となるのは、セメ部にコンクリートの打ち残しが生ずることであり、この処理の仕方が続いて行なうグラウト工そのものを左右することになる。したがって、セメ部の最後のリフトにおいては、1度に全て施工するのではなく、更に小さいブロックに分けるかして、小まめに施工しなければならない。セメ部の施工法については請負者側の単なる施工にまかせるのではなく、発注者側においてもっと考慮しておくべきだと思われる。

### (3) 閉塞コンクリートの冷却

使用したコンクリートは全て生コンクリートであり、その配合は次のとおりである。

なお、セメントはフライアッシュB種であり、分散剤はポゾリス No. 5 Lである。

コンクリート打設は図—18のとおりとし、コンクリート打設開始より50日間冷却を行なうことにした。図—18に冷却の孔配置を示す。コンクリートの冷却については、トンネル内のため埋設パイプの循環水のみにより冷

表一3 コンクリート配合表

粗骨材 最大寸法	スランブ	空気量	水・セメ ント比	絶対細 骨材率	単 位 水 量	単 位 セメント量	細 骨 材 量	粗 骨 材 量	分散剤圧	縮強度施 $\sigma_{28}$
$\phi 40\%$	13±2.5cm	4 ± 1 %	52%	41%	141kg	270kg	790kg	1.141kg	0.675kg	180kg/cm <sup>2</sup>

却されるとし、施工時平均気温18℃まで降りる日数を算定すると次のとおりである。

(イ) 諸 元

- リフトの高さ(=パイプの縦間隔) : 1.50m
- パイプ横間隔 : 1.50m
- 冷却水の水温 : 12℃
- 各月平均気温 : T=20℃(8月), 16℃(9月)

(ロ) コンクリートの打設温度

8月～9月に打設することから、平均気温はT=18℃である。コンクリートを混合した場合のコンクリート温度をT℃とすると、セメントおよび骨材の比熱を0.32cal/gr・℃および0.22cal/gr・℃とすれば  $(0.32 \times 1.0 + 0.22 \times 7.2) \times (18 - T) = 1.0 \times 0.5 \times (T - 12)$

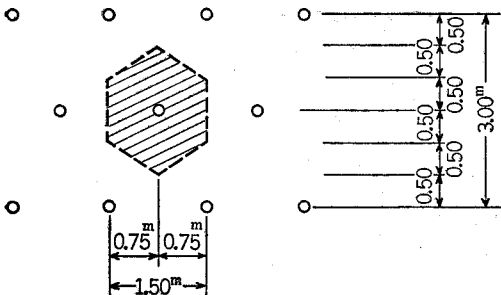
$$\therefore T = 16.8(℃)$$

となる。

(ハ) 冷却日数の計算

簡易法で計算するものとする。

コンクリートの熱伝導率:  $K = 20.0(\text{cal/cm} \cdot \text{hr} \cdot \text{℃})$ , コンクリートの熱拡散率:  $h^2 = 0.003(\text{m}^2/\text{hr})$ , 冷却水の比熱:  $C_w = 1.0(\text{cal/gr} \cdot \text{℃})$ , 同密度:  $S_w = 1.0(\text{gr/cm}^3)$ , 同流量:  $q_w = 1.094 \times 10^8(\text{cm}^3/\text{hr})$ (冷却パイプの太さは内径1インチとし、管内流速は60cm/secとする), 断熱温度曲線:  $T = 37.5(1 - e^{-0.0092t})$ (℃), パイプの冷却範囲:  $D^{(*)} = 1.692(\text{m})$ ( $D^{(*)}$ は下図の斜線の六角形と同じ面積の円の直径を示す), 冷却パイプの延長:  $L = 58.5(\text{m})$



これにより、コンクリート熱拡散率を補正すると、

補正值  $h^{12}$  は

$$D^{(*)}/\text{パイプ径} = 169.2/2.54 = 66.6$$

$$\alpha = \ln 100 / \ln 66.6 = 1.09$$

$$\therefore h^{12} = \alpha \cdot h^2 = 0.00327(\text{m}^2/\text{hr})$$

次にコンクリート温度の算出に移る。

$$K \cdot L / C_w \cdot S_w \cdot q_w = 0.1069 \dots \dots \dots \text{①}$$

$$h^{12} \cdot t / D^2 = 0.00114z \cdot t \dots \dots \dots \text{②}$$

①式および②式を用いコンクリート冷却日数—温度曲線を描くと図—5のようになる。これと、実際のコンクリート冷却中に計ったコンクリート温度を合わせて「●」印で表示する。

5. 道路トンネル・グラウト工

(1) グラウト工の施工状況

47年度閉塞工に係るグラウトの施工状況は図—17および次に示すとおりである。

施工箇所	グラウト工の種類	施工区 間延長
1. トンネル上流部	(1) 低圧コンタクト・グラウト	50,113 m
	(2) 高圧 "	63,000
	(3) カーテン・グラウト	3,000
	(4) ジョイント・グラウト	63,000
2. 閉塞部	(1) 高圧コンタクト・グラウト	15,000
	(2) コンソリデーション・グラウト	
	(3) 鋼管コンタクト・グラウト	15,000
	(4) クーリングパイプ充填	1式
3. トンネル下流部	(1) 低圧コンタクト・グラウト	107,000
	(2) 高圧 "	107,000

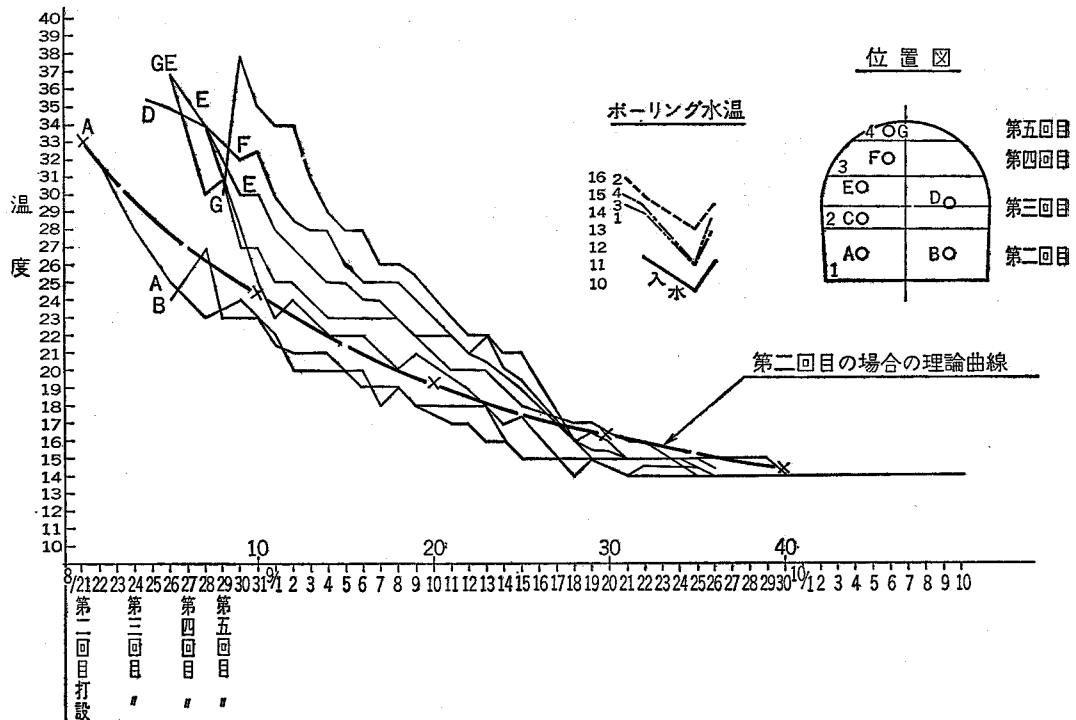
このうち、低圧コンタクト・グラウト、高圧コンタクト・グラウト、カーテン・グラウトおよびコンソリデーション・グラウトについて以下に述べる。

(2) 低圧コンタクト・グラウト

一般に無圧力トンネルの場合には、トンネル標準示方書にあるように「覆面背面への注入材料の強度はコンクリートと同程度の強さは不要であり、注入後の状態で10kg/mm<sup>2</sup>程度の強度をうればよい。」ということから低圧グラウトの大部分はエアモルタルを使用した。その注入方法、注入材料、注入圧力、注入実績は次のとおりである。

(イ) 注入方法

施工区間には鋼製矢板が架設されており、矢板背面の空隙は充填されていないため、コンクリート打設前に鋼矢板を切断し、2インチ・パイプを設置しておき、打設終了後4週間程度を経たのち、このパ



図—5 緊急放流工事プラグコンクリート温度測定記録表

イプを利用して注入を行なう。注入孔数は9.0m間隔でトンネル上流部(ℓ=50.113m)では6孔, 下流部(ℓ=107.00m)では8孔である。

(α) 注入材料

閉塞部より30m下流までは、セメント・モルタルによる注入(配合1:1.5:0.6)とし、これ以外のトンネル上流部および下流側は20%エアモルタル(配合1:4)とした。20%モルタルの示方配合は次のとおりである。

表—4 エアモルタル配合表

c/s	空気量	単位セメント量	砂量	単位水量	気泡剤	摘要
1/4	20%	277kg	1.108 kg	277kg	2.8kg	セメントはフライアッシュB種である。

(β) 注入圧力

注入圧力は最大値を2kg/cm<sup>2</sup>とした。

(γ) 注入実績

注入実績は次表のとおりであるが、トンネルの低圧グラウトとしては一般的に大きすぎる値であるが、先に述べたとおり、コンクリート打設時に鋼矢板類をはずすことができなかったため、その分注入量が増えたことになる。

(3) 高圧コンタクト・グラウト

先の低圧コンタクト・グラウトと異った施工位置で、上流部でカーテングラウトを施工する区間および下流部で湧水箇所のある区間を高圧グラウトで施工した。これは、セメント・ペーストを5kg/cm<sup>2</sup>の圧力で注入することにより、覆工背面の空洞を充填するのとどまらず、注入後の岩盤内の応力残留応力により岩盤の緊張効果を期待し、覆工周辺の漏水防止を図ることである。

(i) 注入方法

低圧コンタクトの場合と同様、コンクリート打設前に注入孔位置の鋼矢板をとりはずしておき、コンクリート硬化後φ45mm孔を岩着後約10cmせん孔する。注入孔の間隔は6.0mであり、1リング8孔で

表—5 低圧コンタクト・注入実績

施工箇所	同左延長	注入孔の数	注入時間	注入量	m当り注入量	注入材
トンネル上流部	50,113m	6孔	100.5Hr	356.4m <sup>3</sup>	7.11m <sup>3</sup> /m	20%エアモルタル
〃 下流部	30,000	3	134.3	257.3	8.58	c/s=1/1セメント・モルタル
〃 〃	77,000	5	181.3	709.5	9.21	20%エアモルタル

ある。各注入孔とも注入前に水押しテストを行なうこととし、このテスト圧力は  $3 \text{ kg/cm}^2$ 、テスト時間は10分間とする。これらの前処理後、セメント・ペースト ( $C/W=1/1$ ) を逐次圧力を上昇させて注入し、注入圧  $5 \text{ kg/cm}^2$  で入らなくなってから20分間注入を継続した後、30分間加圧を継続して完了とする。

(ロ) 注入実績および注入効果

注入は1次孔および2次孔に分けて行なったが、その結果は次のとおりである。

表一六 高圧コンタクトグラウト工注入実績

項目	施工延長	注入孔数	注入時間	注入セメント量	m当り注入セメント量
1次孔	63.000m	80孔	246Hr	205.1 t	3.3t/m
2次孔	63.000	64	147	11.6	0.28

その後、透水テストを行ない、次のような結果を得た。

表一七 高圧コンタクトグラウト工注入効果

1次孔 テスト孔番号	透水量 $\ell/10$ 分	2次孔 テスト番号	透水量 $\ell/10$ 分
1	42	5	5
2	49	6	7
3	28	7	11
4	33	8	9

この透水テストは圧力  $3 \text{ kg/cm}^2$  で行なった結果であるが、これは透水係数としては  $10^{-6}$  に相当し、トンネル周囲の水密性を増すのに有効であると思われる。

(4) カーテン・グラウト

図一七にみるようにカーテン・グラウトは上流側と下流側の2箇所とし、このうち、上流側グラウトは右岸リム・グラウトと接続するよう施工した。以下に注入工法を述べる。

(イ) せん孔

せん孔は径46%とし、ロータリー式・ボーリングマシンを使用する。せん孔後は検尺を行ない、圧力水によりスライム等をなくするため孔内を洗浄する。

(ロ) 注入前水押しテスト

各ステージとも注入前に水押しテストを行なう。水押しテストの目的は、注入前の岩盤の状態を把握し、注入工法、注入材の配合、注入順序および注入効果の判定をするために行なうものである。その要

領は次のとおりである。なお、テスト時間は、各圧力とも10分間である。

水押しテスト要領

ステージ名 項目	第1ステージ	第2ステージ	第3ステージ	第4ステージ
圧力	$3 \text{ kg/cm}^2$	$5 \text{ kg/cm}^2$	$5 \text{ kg/cm}^2$	$5 \text{ kg/cm}^2$
ステージ長	5.0m	5.0m	5.0m	5.0m

(ハ) 注入工法

セメント・ペーストを注入するものとし、その工法はパッカー工法とする。各ステージごとの最大注入圧力は次のとおりである。

最大注入圧力

ステージ名	第1ステージ	第2ステージ	第3ステージ	第4ステージ
圧力	$7 \text{ kg/cm}^2$	$10 \text{ kg/cm}^2$	$10 \text{ kg/cm}^2$	$10 \text{ kg/cm}^2$

セメントは高炉セメントB種を使用し、配合の切替は原則として次のとおりである。

配合  $C/W=1/10$  で  $600 \ell$  注入して  $C/W=1/6$  へ切替え  
 //  $C/W=1/6$  で  $200 \ell/10$  分以上の時  $C/W=1/4$  //  
 //  $C/W=1/4$  で  $150 \ell/10$  分 //  $C/W=1/2$  //  
 //  $C/W=1/2$  で  $100 \ell/10$  分 //  $C/W=1/1$  //

次に注入の完了は、注入圧が規定の圧力に達し、10分間の注入量が  $0.2 \ell/分/m$  以下になれば規定圧を20分間継続した時点とする。

(ニ) 透水テスト

注入完了後はテスト孔をせん孔し、透水テストを行なう。テストは各ステージごとに行ない、その圧力は  $3 \sim 5 \sim 7 \sim 5 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$  とし、1回5分で3回測定する。各圧力に対する判定基準は、注水量測定値の最大値と最小値の差が  $1 \ell$  以内を目標とし、この応力については終了とする。なお、以上のような透水テストを行ない、合格となったものについては、セメント・ペースト注入を行なう。

(ホ) 注入実績は次のとおりである。

このうち、上流側 No.Dリングおよび下流側 No.4リングは透水テストの効果が基準値に達しないため追加施工したものである。

(ヘ) 注入効果の判定

図一七に各注入地点ごとの水押し時の透水係数と、セメント・ペースト注入完了後テスト孔により透水テストを行なった場合の透水係数とをまとめてみた。一方、図一八には水押しテスト時透水係数と



表-8 注入実績

区分	注入孔番号	測点	各ステージ当り単位注入量				平均単位注入量	最大単位注入量	最少単位注入量	備考
			1ステージ	2ステージ	3ステージ	4ステージ				
上流部	A	No.13 +18.5	kg/m 8.4	kg/m 7.6	kg/m 8.1	kg/m —	kg/m 8.1	kg/m 17	kg/m 4	
"	B	No.14	7.9	2.9	3.3	—	6.1	23	1	
"	C	No.14 +1.5	28.1	73.9	9.9	—	34.3	255	3	
"	D	No.14 +0.5	4.7	5.0	7.1	—	5.5	177	3	追加孔
	平均		13.1	23.6	7.3	—	14.2	—	—	
下流側	1	No.16 +10.5	41.7	15.6	19.9	16.4	30.9	220	7	
"	2	No.16 +12.0	10.2	8.6	9.2	10.1	9.5	21	4	
"	3	No.16 +13.5	25.7	25.1	12.3	14.1	19.3	76	5	
"	4	No.16 +12.5	30.33	16.4	16.7	3.8	16.6	137	5	追加孔
	平均		28.2	16.4	14.6	13.1	18.9	—	—	

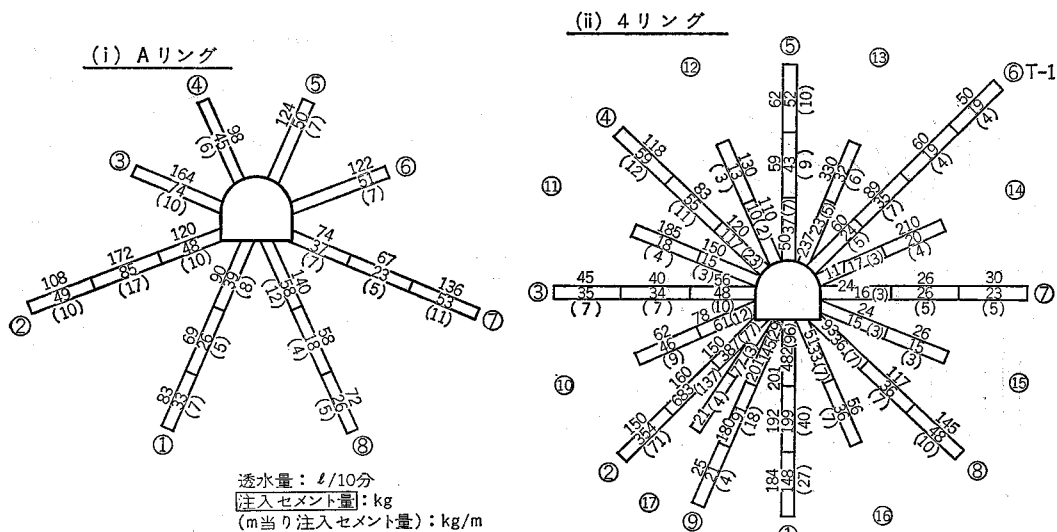


図-6 注入実績

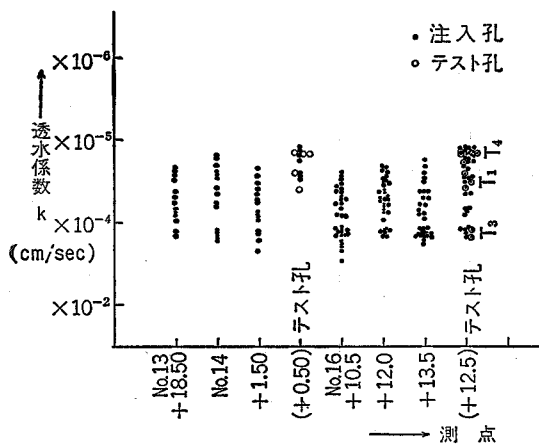


図-7

その孔の単位セメント注入量との関係をまとめてみた。

このグラフから判断すると、本トンネルの地質のような細かい節理の発達した岩においては、セメント・ペースト注入により透水係数を「 $10^{-4}$ 」だけ改良することはかなり困難であること、つまり注入時間の割合には注入量が少なく、しかも透水テストをやれば透水係数はまだ大きいことが明らかである。

(5) コンソリデーション・グラウト

閉塞部の水密性を確保するためには、コンクリート打設後、コンクリートと地山との間の空隙にコンタクト・グラウト（注入圧  $5 \text{ kg/cm}^2$ 、セメント・ペースト注入）を行なうのみではカーテン・グラウトの注入状況により

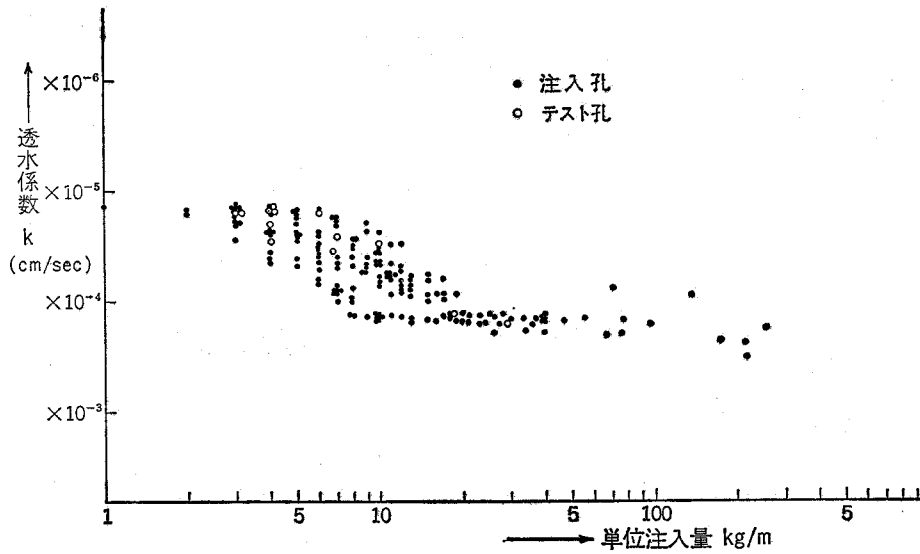


図-8 透水係数と単位セメント注入量

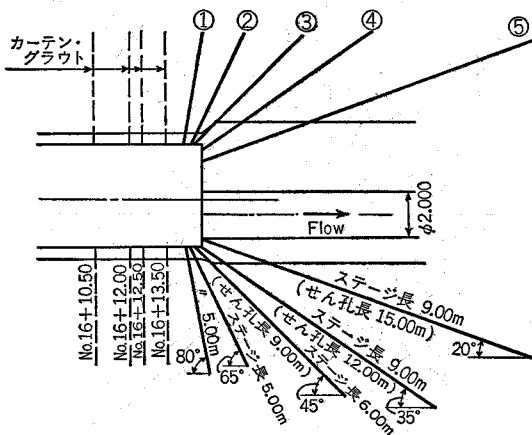


図-9 コンソリデーション・グラウト縦断面図

判断すると所期の目的を達するのが難しいので、図-9のとおり閉塞部上流側よりコンソリデーション・グラウトを計画した。注入方法はカーテン・グラウトと同じであり、最大注入圧力およびステージ長さは次のとおりである。

表-9 コンソリデーショングラウトの仕様

リング番号	ステージ長さ	ステージ数	注入圧力	注入孔数
リング 1	5.0	1	7 kg/m <sup>2</sup>	16 孔
2	5.0	1	7	16
3	9.0	1	10	8
4	12.0	1	10	8
5	15.0	1	10	8

また注入実績は次のとおりである。

表-10 注 入 実 績

リング番号	平均単位注入量kg/m	最大単位注入量kg/m	最少単位注入量kg/m	1孔当り平均注入時間	水押しテスト透水係数	
1	7.8	17.2	3.2	1.67 Mr	cm/sec	
2	13.4	17.2	2.6	1.74		
3	83.8	26.4	13.0	2.98		下流側にリークし中断後、再注入
4	25.7	44.4	2.3	2.35		
5	92.1	66.8	3.7	3.12		下流側にリークし中断後、再注入
テスト孔-1	4.3	—	—	2.10	5.6×10 <sup>-5</sup>	第1リング
〃 -2	1.8	—	—	1.67	8.5×10 <sup>-6</sup>	第2リング

## (6) グラウト材について

本トンネルのグラウト材は以上述べたように使用場所・目的により (イ)エアー・モルタル、(ロ)セメント・モルタル、(ハ)セメント・ペーストの3つに区分できる。ここではこれらのうちの(イ)と(ハ)について述べることにする。

### (イ) エアー・モルタル

エアー・モルタルの採用理由は前述したが、その物理的性質は次のようである。圧縮強度……空気量の影響が大きい。

○耐久性……エアー・モルタルの実験報告によれば<sup>\*)</sup>、エアー・モルタルは多量の空気を含んでポーラスであるため、透水性が極めて大きく、長期間中にはかなりの強度低下が考えられるということである。本トンネルに使用した製品の性質はメーカーの発表では次のようなものである。

配合	空気量	吸水率	静弾性係数	収縮係数
1 : 4	40%	20%	$2.7 \times 10^4$ kg/m <sup>2</sup>	$10 \times 10^{-4}$
1 : 6	40%	25%	$2.1 \times 10^4$	—

したがって、圧力トンネルのような場合のグラウト材としては充分検討しなければならない。

### (ロ) 高炉セメントB種

セメントの物理的性質は次のように規定されている。

セメントの物理的性質

品名	事項	比重	粉末度 (比表面積)	圧縮強さ <sup>σ<sub>7</sub></sup>
普通ポルトランド・セメント		3.05以上	$2.300$ 以上 cm <sup>2</sup> /gr	110以上 kg/cm <sup>2</sup>
高炉セメント(A種)		2.95 "	3.000 "	110 "
" (B種)		2.85 "	3.000 "	100 "
フライアッシュ・セメント(A種)		2.90 "	2.700 "	110 "
" (B種)		2.75 "	2.700 "	100 "

高圧グラウトにおいてセメントを使用する場合セメントの比表面積が大きなウェイトを占めるが、望ましい比表面積の基準としては3000cm<sup>2</sup>/gr以上といわれる(関西電力:宇奈月におけるL氏との討議資料)。そこで、この条件を満足し、比較的入手がしやすいものとして、高炉セメントB種を使用することにしたが、施工中折悪く、セメント市場が急騰を続け、また、公害問題の点から生産が限定されていたため、現場では入手困難となり、部分的であるにしろ、普通ポルトランド・セメントで施工をせざるを得なかったことは割り切れない点を残した。

以上グラウト工について述べたが、グラウト工は、決して画一的でないことを改めて痛感した次第である。

## 6. 閉塞工の問題点

本閉塞工事は47年度の単年度工事として、発注を計画したものである。したがって施工不足分は、48年度工事として追加施工せざるを得なかった。しかし、一方では、ダムの上水位が上昇するにつれ、トンネル内に多少のトラブルを生じた。このことについて以下に述べる。

### (1) ダムの湛水と道路トンネルの漏水

ダムの湛水は48年度4月11日より開始し、トンネル上流側取入口部(EL.710.40)は4月13日に、ダム水位LWL.721.00(閉塞部での水頭差約16.5m)には4月19日に達し、その後順次水位を高めていった。ところがダムの水位がEL.726.00に達した時分(5月29日)から、トンネル出口に設けた三角量水比が、3.0ℓ/秒以上を記録しはじめ、トンネル内への漏水量の増加がはじまった。この間、ダム水位と漏水量の関係をまとめたのが表-11である。

また、6月30日頃には、トンネル下流側露出鋼管部において、支承コンクリートの一部が隆起し、コンクリート打継目より水が噴き出しはじめた。幸い、47年度の関連として追加グラウト工事を計画中であったため、これを急ぎ施工することとし、合わせて、新たなグラウト計画を立て、また、下流トンネルの補強を考え次のような方針をたてた。

① トンネル・インバートにかかる水圧を軽減するため、水抜きを数多く設ける。

サイド部はφ66%孔を、インバート中央にはφ45%孔を、それぞれ長さ70cmせん孔する。

② 上記各孔の湧水量、揚圧力を適宜観測する。

③ 高圧グラウトを1次および2次に分けて行なう。

注入ステージは2ステージとし、せん孔長は12~15mとする。注入圧は第1ステージは5kg/cm<sup>2</sup>、第2ステージは7kg/cm<sup>2</sup>である。注入材はセメントペーストとし、配合等はカーテン・グラウトと同様とする。

④ 湧水量の多い箇所においては、新たに調査ボーリングを行なう。

⑤ バタフライ・バルブ室およびトンネル下流部については別途補強工事を考える。

これらのうち①~④については主に「緊急放流工追加グラウト工事」として追加施工することとし、⑥については「緊急放流工補強工事」として施工することとした。

## 7. 追加グラウト工事について

本工事の目的は上に述べたように、閉塞部附近の水密

表-11 貯木位～漏水量観測データ表

観測月日	貯木位	道路トンネル閉塞部での水頭差	漏水量	観測月日	貯木位	道路トンネル閉塞部での水頭差	漏水量
	EL	m	ℓ/秒		EL	m	ℓ/秒
4. 18	720.12	15.62	1.45	7. 13	726.78	22.28	7.70
4. 23	721.61	17.10	2.50	7. 14	728.81	24.31	4.40
5. 1	722.02	17.52	2.10	8. 1	728.27	23.77	4.00
5. 15	723.71	19.21	2.50	8. 18	730.77	26.27	2.20
5. 28	726.95	22.45	2.90	8. 31	729.81	25.31	2.20
5. 31	730.37	25.87	3.80	9. 15	735.65	31.15	2.20
6. 8	731.15	26.65	5.00	9. 30	740.00	35.50	2.30
6. 9	730.80	26.30	5.70	10. 15	738.84	34.34	2.40
6. 10	730.32	25.82	7.90	10. 31	741.13	36.63	2.60
6. 15	730.84	26.34	9.00	11. 15	742.95	38.45	2.40
6. 30	725.28	20.78	7.60	12. 1	745.30	40.80	2.50

性を増し、その安定を計る他に、トンネルにかかる水圧の軽減および漏水量の減少を計ることである。その施工概要は次のとおりである。

グラウト工の種類	施工概要
水 抜 工	土平部 φ65mm×40孔 底盤部 φ45mm×75孔
一次グラウト	注入孔数 22孔 延長 ℓ=301.0m
調査ボーリング	ボーリング延長 ℓ=45.0m 孔数 3孔
コンタクト・グラウト	注入孔数 16孔
二次グラウト	注入孔数 30孔 ボーリング延長 ℓ=455m
填充コンクリート	コンクリート V=13m³

なお、水抜工については図-10、1次および2次グラウト工については図-11のとおりである。また、施工位置がバルブの周囲であり、グラウトによりインバートに揚

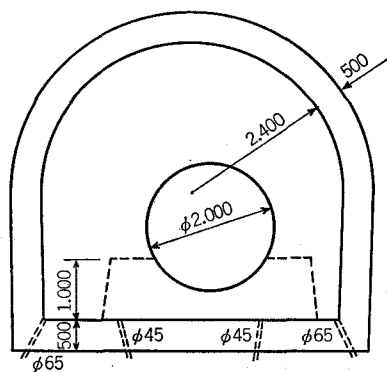
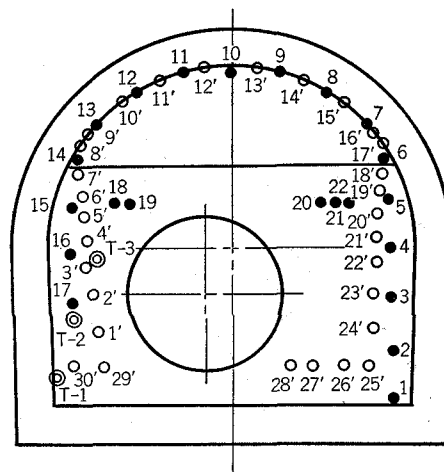
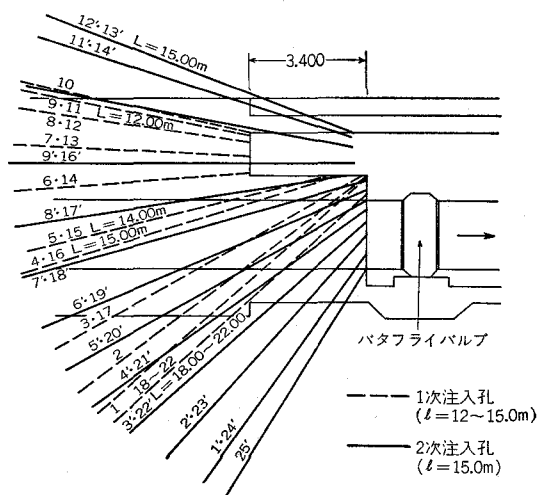


図-10 水抜工図



- 1次注入孔
- 2次注入孔
- ◎ テスト孔

図-11 (1), (2)

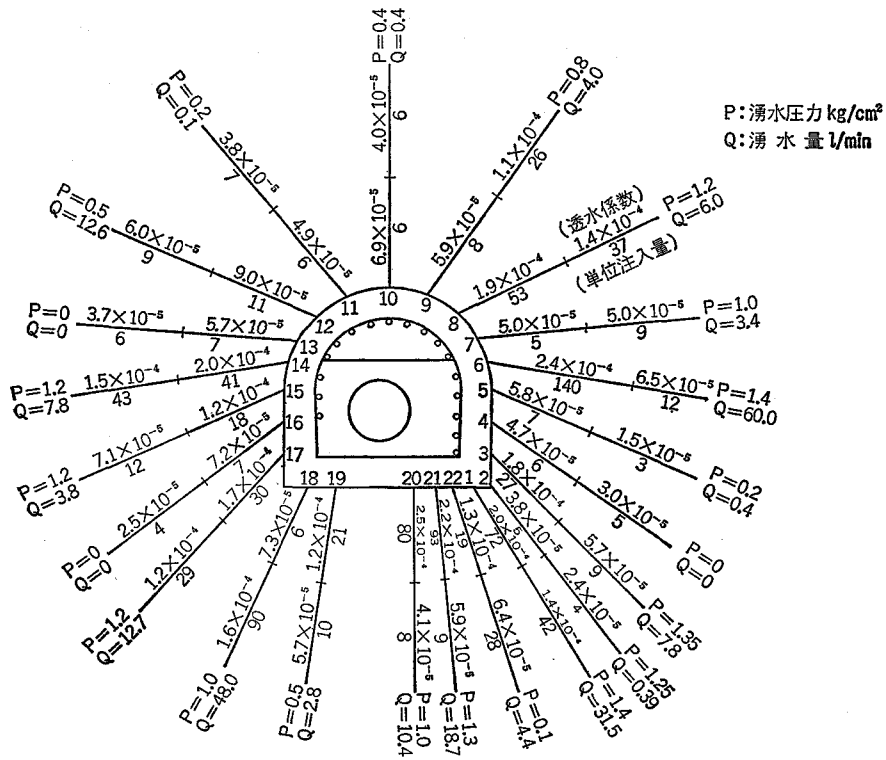


図-12 1次グラウト注入状況

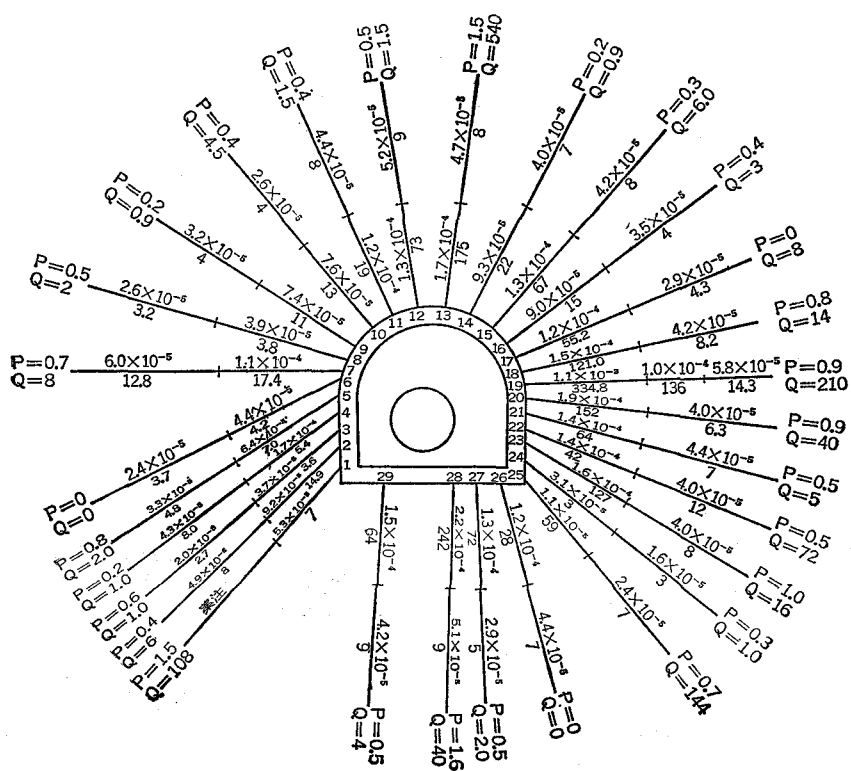


図-13 2次グラウト注入状況

圧力を作用させ、バルブおよびその下流側放流管路に異常な歪を発生させるのを防ぐため、インバート基礎岩盤にダイヤル・ゲージを取りつけ、インバート・コンクリートの変位観測を常時行ないながらグラウトを施工した。ゲージの規格は0.01~40%の範囲が計測できるものを使用した。

また、1次および2次グラウトの注入結果および湧水量、揚圧力の測定値は図-12、および図-13のとおりである。

1次グラウト時の観測値からわかるように、湧水量、揚圧力とも高い値が分布しており、その傾向はダムと反対側（トンネル右岸側）に顕著である。そのため特にT-1~T-3の3孔の調査孔を掘り、各孔とも2m段階ごとに湧水量・揚圧力を観測した。ところが湧水量が多く、従来のセメント・ペーストによる注入ではうまくいかないため、水ガラス系液を併用した。ゲルタイムは1分~1分20秒を目標とした。

これらの作業の進行に伴ない、漏水量は減少しはじめ（表-11参照）、追加グラウト工事は目的は達成された。したがって、次の緊急放流工補強工事へと引きつぐことになった。

### 8. 補強工事について

この概要は次のとおりである（図-19, 21）。

- ① 閉塞長相当分の下流側地山をコンソリデーション・グラウトし、処理する。施工区間は65mとする。
- ② インバートおよびサイド部の空隙部分はコンタクト・グラウトを行なう。
- ③ 高圧力水あるいはグラウト圧に対し、バルブ室を守るためトンネル内側にスチール・セグメントを建

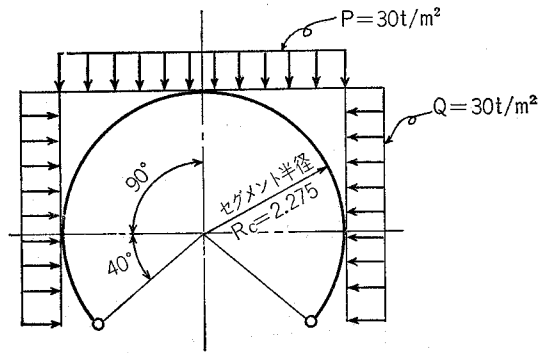


図-14 荷重図

込む。また、その下流側トンネルについては鉄筋コンクリート巻立を行なう。

#### (1) スチール・セグメントの検討

##### (i) 設計条件

- ① 荷重：建込時（グラウトの注入圧として）：  
3 kg/cm<sup>2</sup>  
永久時（水圧）：3 kg/cm<sup>2</sup>
- ② 鋼材許容応力度  
・長期： $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$   
・短期： $\sigma_{sa} = 2,100 \text{ kg/cm}^2$
- ③ 荷重図

##### (ii) 応力解析

欠円のセグメントはインバートにて水平反力を受けもたせると考えて、2ヒンジアーチ・タイプとして荷重状態を(a)鉛直荷重、(b)水平荷重の2つに分割し、最終的には「重ね合わせの法則」を利用して応力を集計することとする。

2ヒンジアーチは一次不静定構造物であり、図の

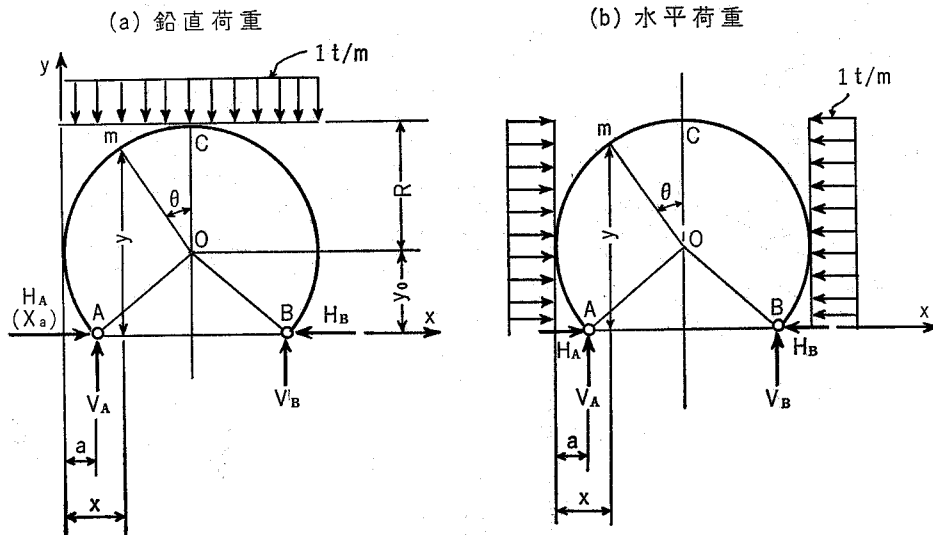


図-15 単位荷重図

ような状態の構造物の外的安定条件から

$$\Sigma H = 0 \text{ から: } H_A = H_B$$

$$\Sigma M = 0, \Sigma V = 0 \text{ から: } V_A = V_B = 1/2wl$$

$$= 1/2wl = wR$$

上式における  $H_A(H_B)$  は不静定反力であり、この値は不明であり、その値を  $X_a$  とすると、任意点  $m$  におけるモーメント  $M_m$  は次のようになる。

$$M_m = M_o - X_a \cdot y (M_o = V_A \cdot x_i - 1/2wx^2) \dots \dots \textcircled{1}$$

カステリアノの第2定理により、弾性歪によるエネルギー  $-W$  を求めると

$$W = \int_B^A M^2/2 \cdot E \cdot I \cdot ds + \int_A^B N^2/2 \cdot E \cdot A \cdot ds + \int_A^R K \cdot S^2/2 \cdot G \cdot A \cdot ds \dots \dots \textcircled{2}$$

と表わされるが、第2項、第3項は近似的には無視できるので、上式は

$$W = \int_A^B M^2/2 \cdot E \cdot I \cdot ds \dots \dots \textcircled{3}$$

となる。ここで、支点 ( $A$  および  $B$ ) の水平移動を全く許さないとすれば、最少仕事の定理より

$$\partial W / \partial X_a = 0$$

となり、 $\textcircled{3}$ 式は  $X_a$  で偏微分すると

$$\partial W / \partial X_a = \int_A^B \frac{M}{E \cdot I} \cdot \frac{\partial M}{\partial X_a} \cdot ds = 0 \dots \dots \textcircled{4}$$

また、 $\textcircled{1}$ 式より

$$\partial M / \partial X_a = -y \dots \dots \textcircled{5}$$

となり、 $X_a$  は $\textcircled{4}$ 式および $\textcircled{5}$ 式より

$$X_a = \int_A^B \frac{M_o \cdot y^2}{E \cdot I} \cdot ds / \int_A^B \frac{y^2}{E \cdot I} \cdot ds$$

が求まる。これにより、全ての荷重に対する不静定

反力が次のように求まる。

(1) 単位荷重  $[a]$  の場合の水平反力:

$$H_A = 0.0259 \cdot R \dots \dots \textcircled{6}$$

(2) 単位荷重  $[b]$  の場合の水平反力:

$$H_B = -0.6864 \cdot R \dots \dots \textcircled{7}$$

これにより、全ての外力は既知となり、任意の曲げモーメント  $M_m$  が求まる。また、任意点の軸力は

(1) 単位荷重  $[a]$  の場合

$$C \sim D \text{ 区間: } N_m = H_A \cdot \cos\theta + V_A \cdot \sin\theta - y \cdot \sin\theta$$

$$D \sim A \text{ 区間: } N_m = H_A \cdot \cos\theta + V_A \cdot \sin\theta$$

(2) 単位荷重  $[b]$  の場合

$$C \sim D \text{ 区間: } N_m = H_A \cdot \cos\theta + y \cdot \cos\theta + V_A \cdot \sin\theta$$

$$D \sim A \text{ 区間: } N_m = H_A \cdot \cos\theta + y \cdot \cos\theta$$

となり、 $\textcircled{6}$ 式、 $\textcircled{7}$ 式の値を代入すれば、それぞれ求まる。このようにして求められる任意点の曲げモーメント  $M_m$  および軸力  $N_m$  は次のようになる。

なお、軸力は圧縮力を正とし、引張力を負とする。

また、 $[a]$  および  $[b]$  の荷重を合成し、かつ、荷重を  $P = Q = 30t/m$  とすれば、合成曲げモーメントおよび軸力は下表のようになる。したがって、最大曲げモーメントは  $\theta = 0^\circ$  の場合である。

次に主桁の応力度を検討すると、セグメント自体で上記応力に耐えることができないので、内側よりフラット・ジャッキにて荷重に相当する圧力をかけ、荷重と釣合わせる必要があり、図-20のような柱および梁を設けることにした。施工の際圧力をかける方法としてはフラット・ジャッキ (直径250mm、

項目	領域		C ~ D	D ~ A
	区分			
$M_m =$	単位荷重		$R^2(0.2494 - 0.0259 \cdot \cos\theta - 0.5 \sin^2\theta)$	$R^2(0.7494 - \sin\theta - 0.0259 \cdot \cos\theta)$
	"	"	$R^2(0.6428 + \cos\theta)(0.3696 - 0.5 \cdot \cos\theta)$	$R^2(0.6428 + \cos\theta)(0.3696 - 0.5 \cdot \cos\theta)$
$N_m =$	"	"	$R(\sin^2\theta + 0.0259 \cdot \cos\theta)$	$R(\sin\theta + 0.0259 \cdot \cos\theta)$
	"	"	$R(\cos^2\theta - 0.0436 \cdot \cos\theta)$	$R(\cos^2\theta - 0.0436 \cdot \cos\theta)$

合成曲げモーメントおよび軸力

項目	区分	$\theta$					
		$0^\circ$	$30^\circ$	$60^\circ$	$90^\circ$	$120^\circ$	$138^\circ$
$M_m =$ t·m/m	$[a]$	34.767	15.778	-21.424	-38.765	-20.048	0
	$[b]$	-48.062	-27.702	13.675	36.739	21.131	0
	計	-13.296	-11.942	-7.749	-2.026	1.083	0
$N_m =$ t/m	$[a]$	-3.282	14.185	49.434	68.100	52.716	42.127
	$[b]$	65.131	48.494	15.540	0	18.510	31.231
	計	61.849	62.679	64.974	68.100	71.226	73.358

表-12 コンソリデーション・グラウト注入状況

注入孔		ボーリング深度 m	単位注入セメント量 kg/m	湧水量 ℓ/分	揚圧力 kg/m <sup>2</sup>	注入孔		ボーリング深度 m	単位注入セメント量 kg/m	湧水量 ℓ/分	揚圧力 kg/m <sup>2</sup>
リングNo.	孔No.					リングNo.	孔No.				
2	1	6.00	136.3	36	2.8	3	1	6.00	26.7	8.0	0.6
〃	2	〃	38.4	24	1.6	〃	2	〃	14.3	11.0	0.4
〃	3	〃	31.7	24	2.5	〃	3	〃	11.1	43.0	2.4
〃	4	〃	16.8	12	3.0	〃	4	〃	18.3	8.0	0.6
〃	5	〃	10.0	4.5	1.6	〃	5	〃	11.5	3.0	0
〃	6	〃	24.1	0	0	〃	6	〃	24.0	0	0
〃	7	〃	20.8	6	0.8	〃	7	〃	8.3	0	0
〃	8	〃	8.7	0	0	〃	8	〃	11.6	0.8	0.4
〃	9	〃	6.0	0	0	〃	9	〃	20.2	3.0	0.2
〃	10	〃	11.5	4.5	1.0	〃	10	〃	14.5	3.6	1.0
〃	11	〃	6.6	0	0	〃	11	〃	17.2	2.0	0
〃	12	〃	10.0	0	0	〃	12	〃	153.4	33.0	2.4
〃	13	〃	14.7	3	0.6	〃	13	〃	20.6	1.0	0
〃	14	〃	17.5	15	1.8	〃	14	〃	18.1	0	0
〃	15	〃	14.9	0	0	〃	15	〃	11.2	0	0
〃	16	〃	26.5	0	0	〃	16	〃	9.2	0	0
4	1	6.00	22.1	10.0	1.2	5	1	6.00	117.9	240.0	3.0
〃	2	〃	9.2	0	0	〃	2	〃	107.9	220.0	2.0
〃	3	〃	89.6	32.0	1.8	〃	3	〃	83.8	150.0	1.5
〃	4	〃	17.2	23.0	1.2	〃	4	〃	84.5	80.0	0.8
〃	5	〃	16.8	3.0	0	〃	5	〃	16.8	10.0	1.0
〃	6	〃	11.3	0	0	〃	6	〃	81.2	8.0	0.4
〃	7	〃	10.2	0	0	〃	7	〃	19.8	0	0
〃	8	〃	28.1	0.6	0	〃	8	〃	16.5	0	0
〃	9	〃	21.1	1.5	0	〃	9	〃	11.5	0.2	0.5
〃	10	〃	10.9	1.0	0.2	〃	10	〃	19.8	0.2	0.4
〃	11	〃	20.8	1.0	0	〃	11	〃	27.2	3.5	1.0
〃	12	〃	130.0	34.0	2.6	〃	12	〃	34.2	5.0	0.2
〃	13	〃	21.5	4.0	1.0	〃	13	〃	26.7	14.0	1.0
〃	14	〃	20.2	2.0	0.5	〃	14	〃	24.0	10.0	0.8
〃	15	〃	10.6	0	0	〃	15	〃	21.3	8.0	0.6
〃	16	〃	103.8	15.0	1.0	〃	16	〃	34.2	40.0	0.4

(注：以下のリングについては省略する)

厚さ25%, 最大荷重80t, 最大揚程25%)を用いることとし、ジャッキングの方法は、エポキシ樹脂を最大荷重20tを与えるように注入した。

スキン・プレートは、4.5%鋼板(S S41)を使用することにした。

スチール・セグメント工法を採用した理由は、すでにバルブが設置されており、トンネル内側に巻立を行なうことが不可能であるためであったが、セグメント自体も7分割され1ピースの幅も500%のため1ヶ当り110~270kgになり、現地の建込みには非常な努力を要した。建込後は、荷重が均一にかかるよう外側巻立コンクリートとセグメントとの間をセ

メント・ペーストグラウトを行なった。

(2) 下流側トンネルの2次覆工

バルブ室下流側については、スチールセグメントの場合と同じ考え方から、本閉塞部相当の長さについてトンネル内側にコンクリート2次覆工を行ない補強することとする。覆工構造の検討は、荷重条件として地圧の他に外水圧を考え、トンネル現覆工背面はコンタクト・グラウトの再施工によりコンクリートと岩盤の間に空隙がなく、その結果、巻立コンクリートの変形に対する弾性支持の状態になると考えて、円筒の殻理論式を用いて計算を行なった。設計条件は、コンクリートの弾性係数( $E_c$ )= $2.0 \times 10^5$



表-13 実施工程と湧水量

工種	施工数量	工期							
		5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
準備工		H							
水抜孔 削孔	115孔	I							
1次グラウト	22#	I							
調査ボーリング	3#	H							
コンタクト・グラウト	16#	H							
2次グラウト	30#	I							
填充コンクリート	13m³	H							
カーテングラウト		I							
コンソリデーション・グラウト		I							
スチール・セグメント工	2基	H							
トンネル湧水量 l/分		3.8	9.0	7.6	4.4	4.0	2.20		

(kg/cm<sup>2</sup>), 岩盤の弾性係数( $E_R$ )= $2.5 \times 10^4$ (kg/cm<sup>2</sup>) (深山ダム監査廊基礎岩盤試験報告書より), コンクリートと岩盤のポアソン数  $m=0.6$ , 鉄筋の弾性係数( $E_s$ )= $2.1 \times 10^6$ (kg/cm<sup>2</sup>), 外圧( $P$ )= $3.0$ (kg/cm<sup>2</sup>) とした。この結果は図-19のとおりである。

(3) グラウト工

現在工事は上記スチール・セグメント, コンクリート巻立がほぼ終了し, グラウト工のうち, コンソリデーション・グラウトの下流側部分およびIタイプとIIタイプとの境界部分, コンタクト・グラウト

の一部が残っている。

コンソリデーション・グラウトの状況を表-12に示すが, 未だトンネル周辺部には一部高圧水帯が残っているわけであるが, その後の湧水量は2 l/秒程度で安定しており, 目的が達成されつつあるものと日夜努力している次第である。

9. ま と め

以上, 道路トンネルの閉塞工の設計, 施工について述べたが, 本工事を通じて閉塞工の難しさを改めて痛感した次第である。次に, 気のついた点について述べる。

- (1) トンネル掘削から巻立までの時間がある場合は支保工などで地山をブロッキングして, 地山を押えるが, しかしこれにも限度があり, 空気, 地下水等によるゆるみは押えられない。したがって, 正規の巻立を行なうまでに捨て巻きを行なっておくべきである。本工事の場合の閉塞地点部分は, 当初のトンネル掘削時(切掛け時)に抵抗キーの切掛けをし, さらに次巻立てをしておくことが望ましかった。
- (2) 巻厚をいかにとるかは, トンネルにかかる外圧と

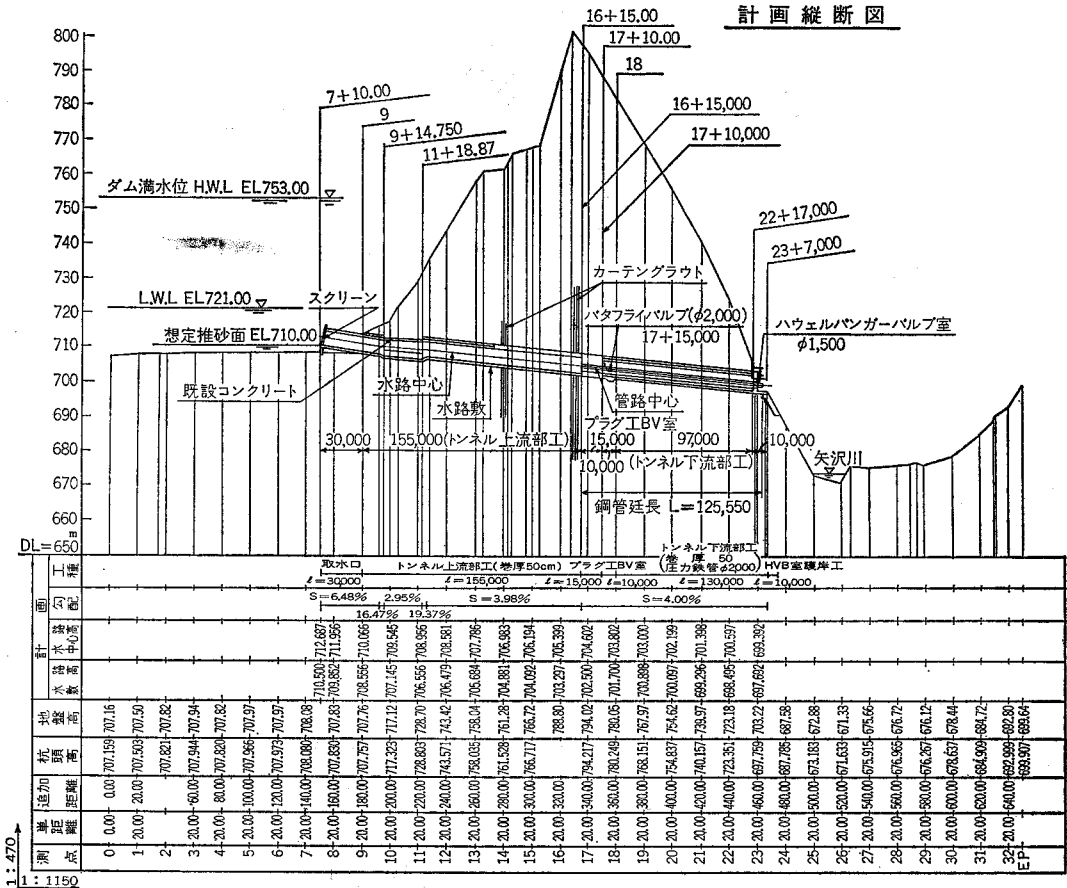
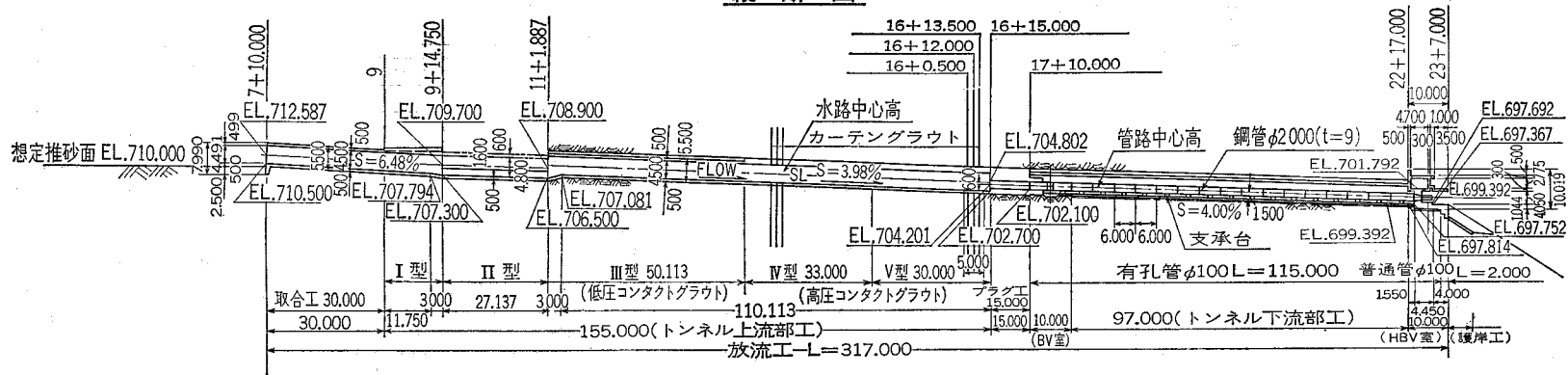
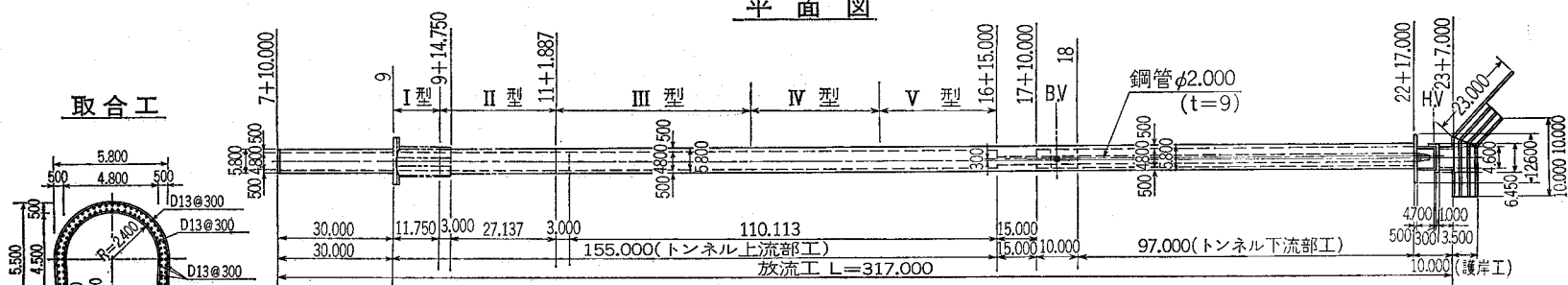


図-16 深山ダム緊急放流設備縦断面図

縦断図



平面図



標準断面図

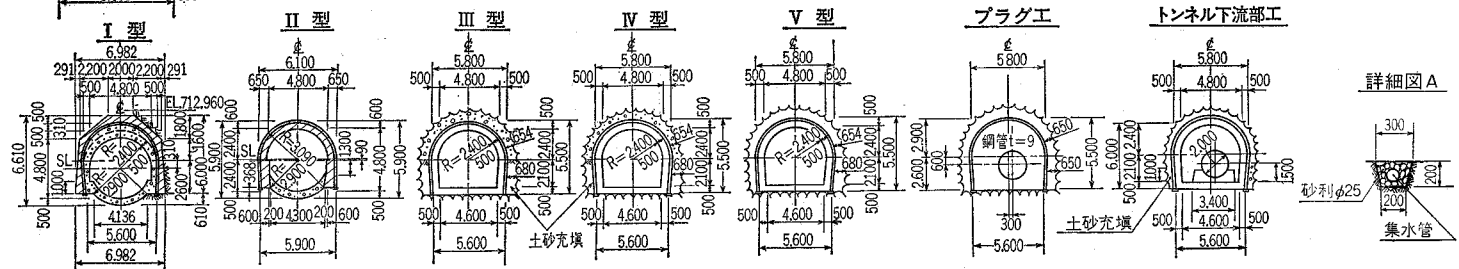
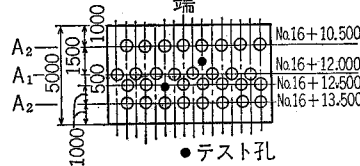
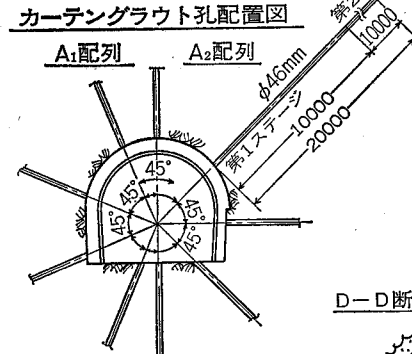
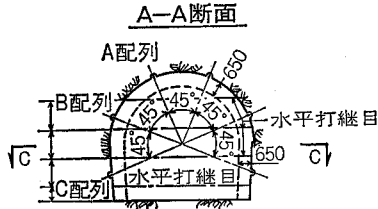
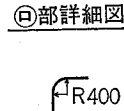
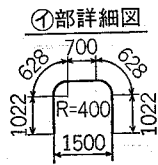
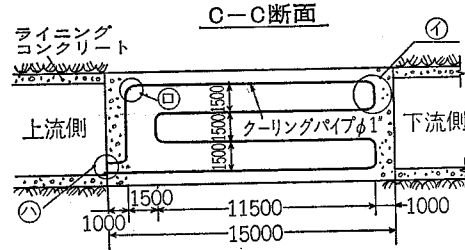
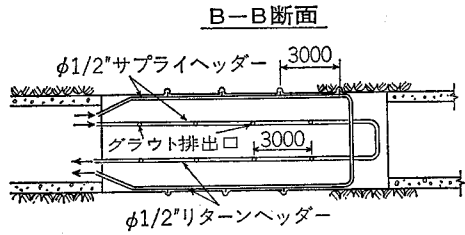
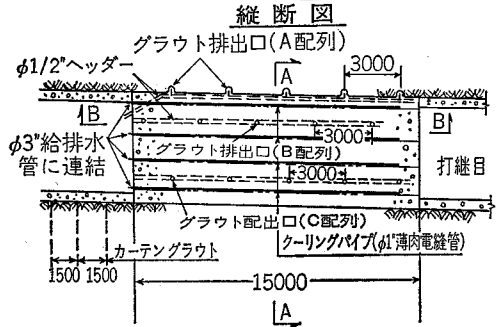
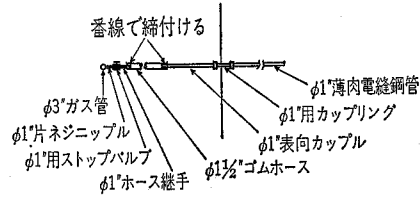


図-17 深山ダム緊急放流設備一般構造図

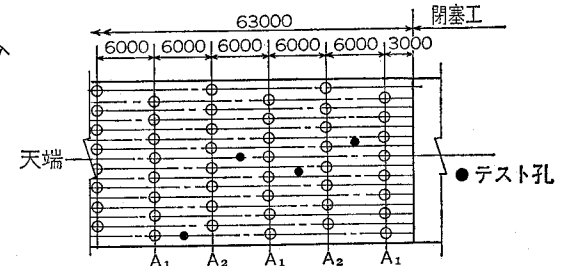
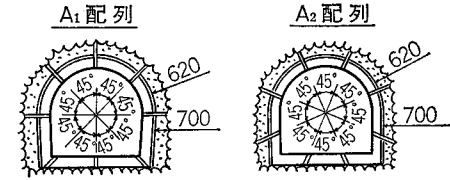
クーリング及コンタクトグラウト配管図



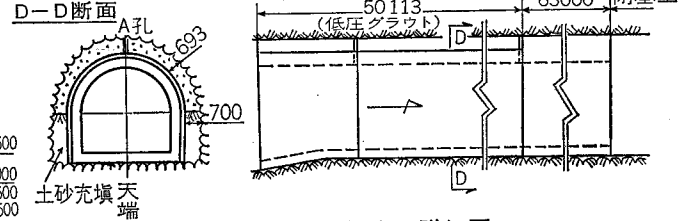
②部説明図



トンネル上流部高压グラウト孔配置図



コンタクトグラウト孔配置図



グラウト排水口詳細図

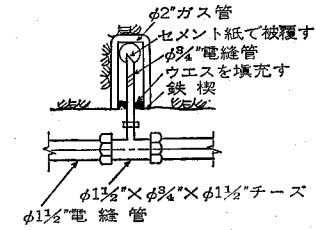


図-18 深山ダム緊急放流設備グラウト施工図

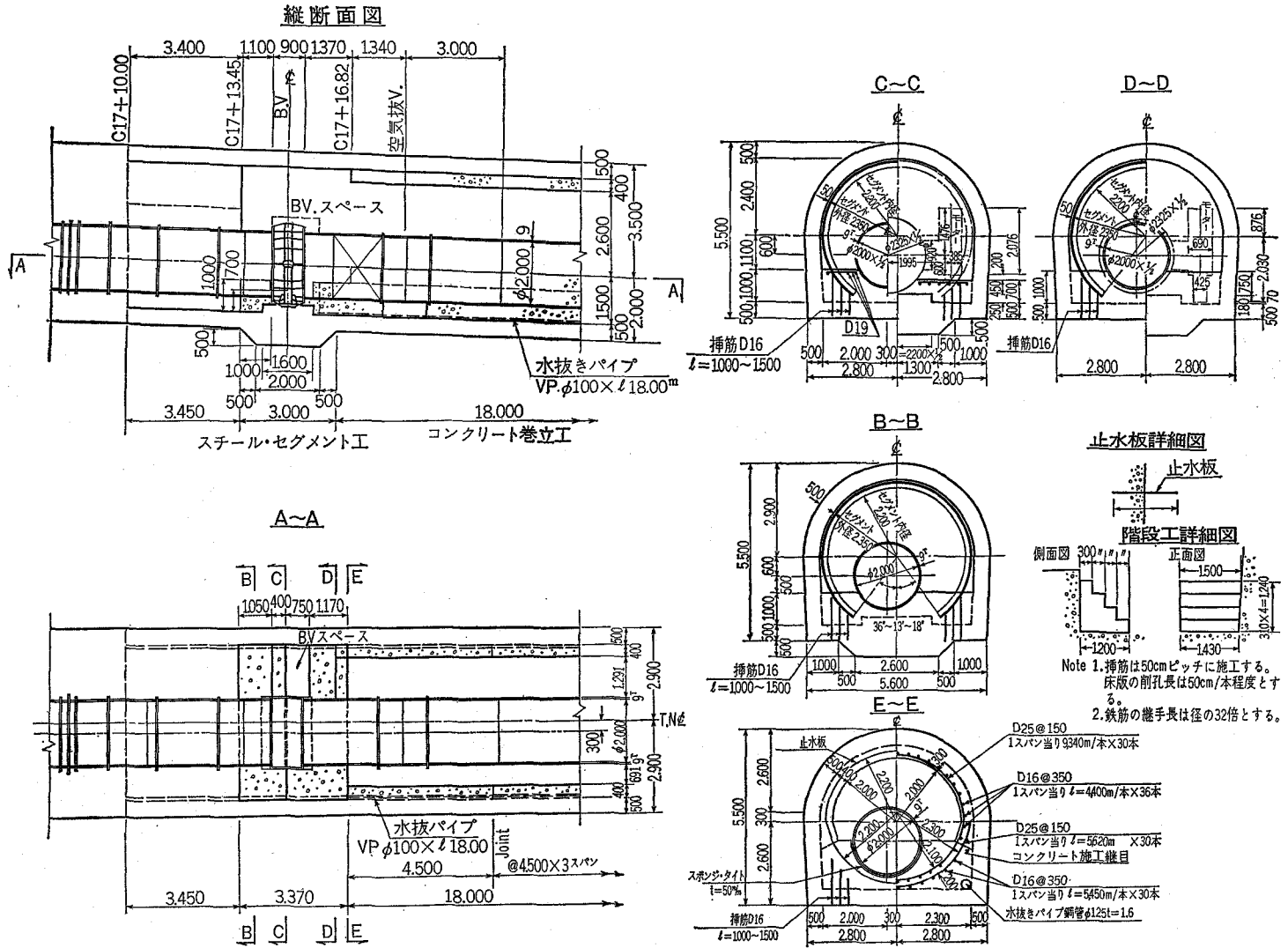
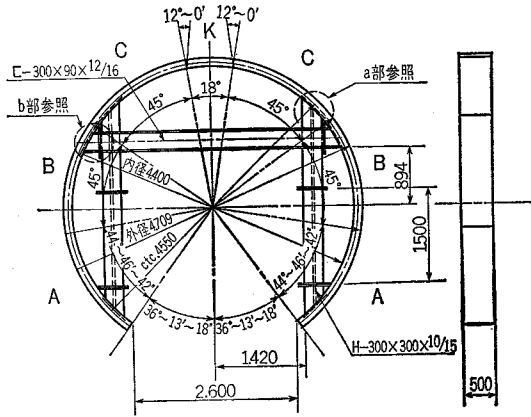
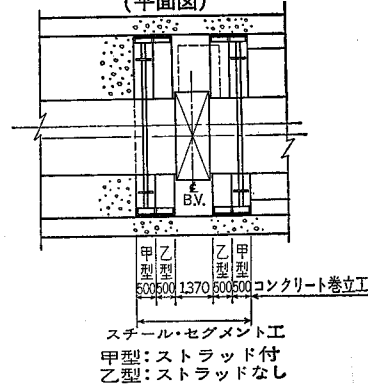


図-19 深山ダム緊急放流工補強工構造図

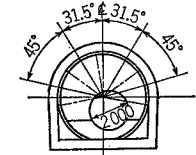
セグメント標準図



B.V附近建込図  
(平面図)

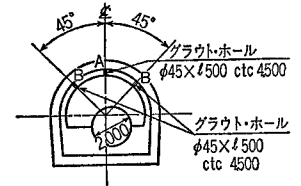


スチール・セグメント  
コンタクトグラウト標準図



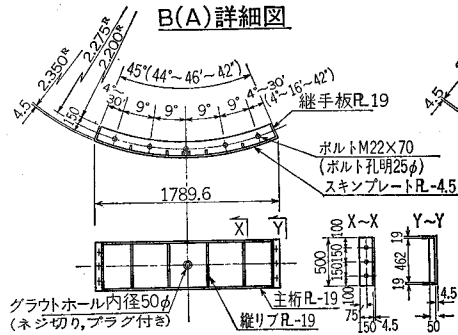
注入材	配合	C	W	S	注入圧 kg/cm <sup>2</sup>	グラウト・ホール
モルタル	1	0.6	1	1	1	φ50
セメント・ペースト	1	1	-	3	-	"

コンクリート巻立部  
コンタクトグラウト標準図

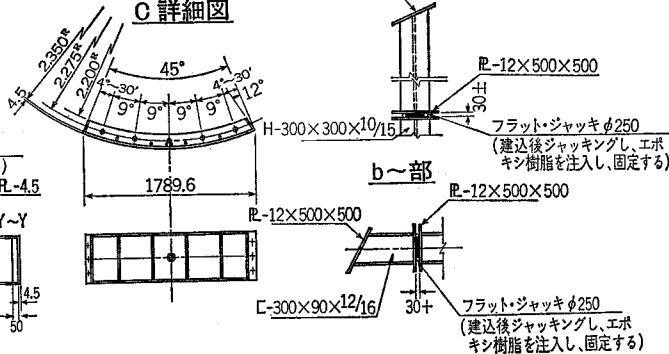


	C	W	S	注入圧 kg/cm <sup>2</sup>	グラウト・ホール	削孔深	孔数
A 孔	1	1	-	3	φ45	500	4孔
B 孔	1	1	-	3	"	500	8孔

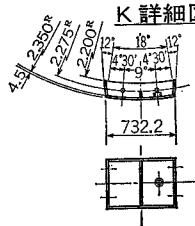
B(A)詳細図



C詳細図



K詳細図



フラット・ジャッキ諸元

直径	厚さ	最大荷重	最大揚程	支圧台
250 <sup>mm</sup>	25 <sup>mm</sup>	80 <sup>t</sup>	25 <sup>m</sup>	エポキシ樹脂

図-20 深山ダム緊急放流工補強工事スチールセグメント構造図

緊急放流工コンタクトグラウト孔及水抜孔配置図

○コンタクトグラウト孔  
●水抜孔

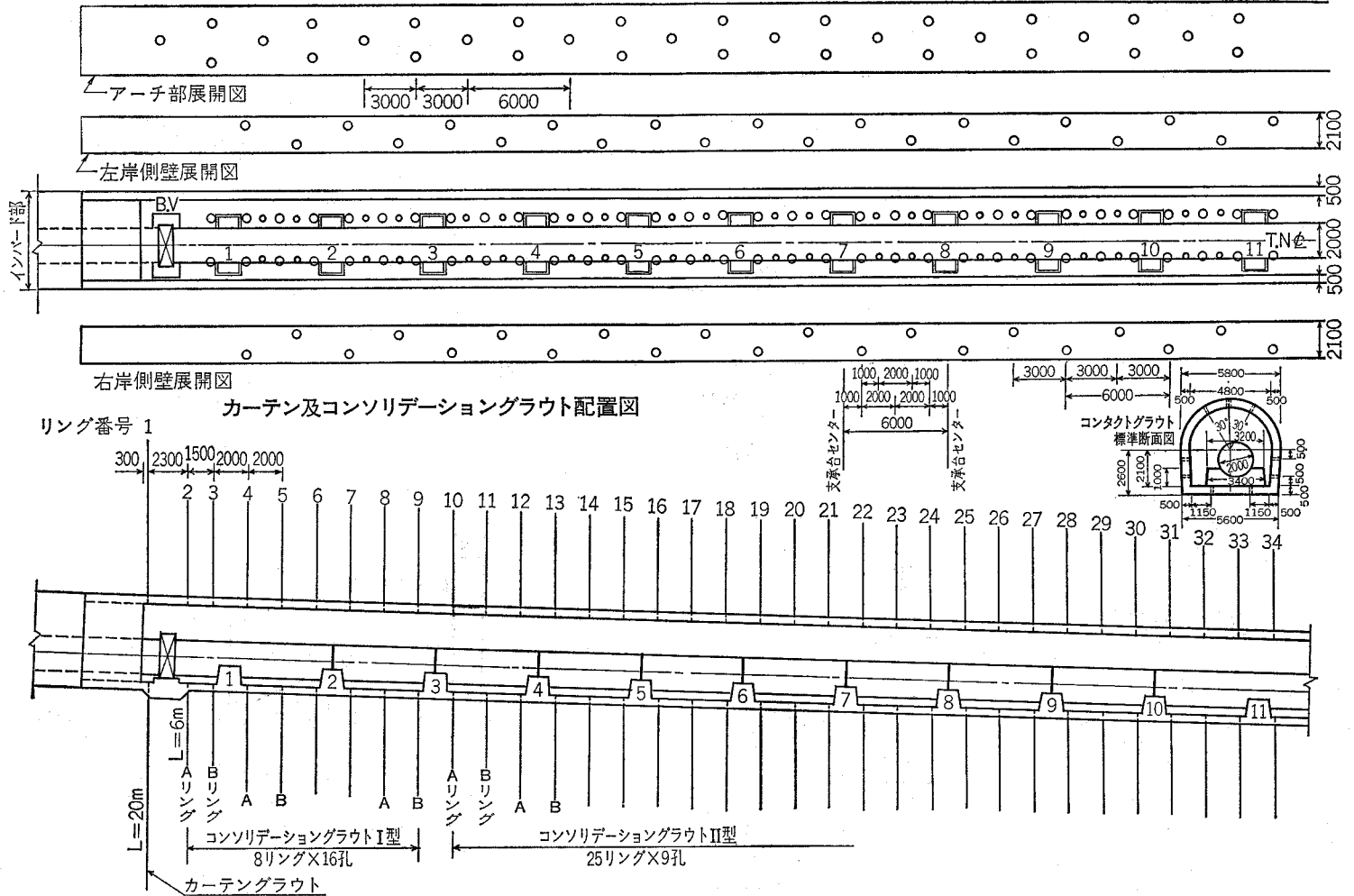


図-21 深山ダム緊急放流工補強工事グラウト工展開図

内圧とから、それぞれ検討されなければならない。またその断面形は円形かまたは、ほぼそれに近い断面形とすべきである。

- (3) グラウト施工の目的には、地山岩盤の亀裂を充填することであり、そのためには、注入孔を岩盤内まで掘り込み、岩盤自体を締めつけ、さらに巻立コンクリートとの一体性を図るようすべきである。
- (4) コンタクトグラウトの注入孔は、決して機械的に「何mに1孔」という配置をするのではなく、トンネル掘削時に、あらかじめアーチ部空隙状況をよく調査しておき、空隙の処理が最大限有効に使えるよう、注入孔を配置すべきである。これは他種のグラウト工についても同じようなことがいえる。
- (5) 入念なグラウト工とは、工事仕様書どおりということだけでなく、疑問をもったら何回となく繰り返し行なわなければならない。

道路トンネルを緊急放流工として使用することは、当初の深山ダムの設計では具体化されていなかったため、

ダム全体の工程上および予算上の制約から47年度に全ての工事を終了できず次年度にまたがって工事を完了せざるを得なかったことは残念であった。

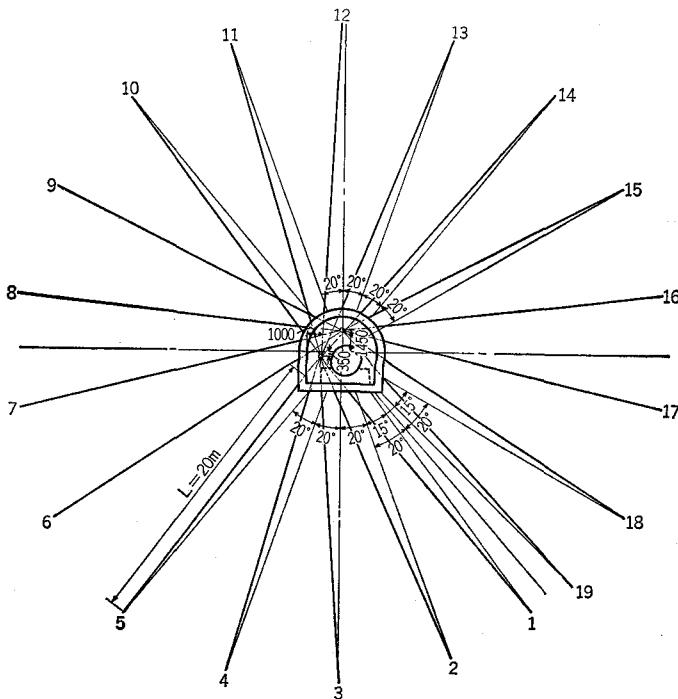
なお、本文をまとめるに当って使用した資料は次のとおりである。

最後に本誌上をかりて施工に努力された関係職員ならびに施工業者の方々の御努力に深く感謝いたします。

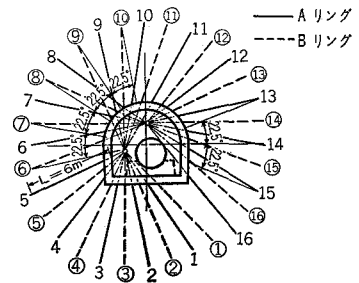
### 資 料

1. 深山ダム右岸地質調査業務報告(47年7月): 応用地質調査所
2. 深山ダム閉塞工設計業務報告
3. 深山ダム閉塞工実施設計業務報告
4. 深山ダム緊急放流工グラウト実績表
5. トンネル裏込め注入材としての気泡モルタルについて: 安藤照明(トンネル工事講演集 第7集)
6. スチールセグメント構造計算書
7. 深山ダム緊急放流工追加グラウト実績表

カーテングラウト孔配置図



コンソリデーショングラウトI型孔配置図



コンソリデーショングラウトII型孔配置図

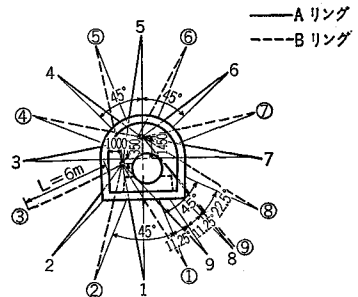


図-22 深山ダム緊急放流工補強工事グラウト孔配置図

# 深山ダムの管理施設について

山下 進\* 落合信義\*\*

目 次

まえがき.....60

1. 概 要.....60

2. 管理施設.....60

3. 計測と点検整備.....70

## まえがき

ダムが完成し、たん水開始を前にしてその雄姿を見たとき、建設に携わった技術者として無上の喜びと種々の感慨をおぼえる。更に今後、当ダムが安全にその使命を果たしてくれることを切望してやまない。

ダムの完成は工事の終了であるとともに、今後長い年月にわたるダムの保守管理の出発点でもある。深山ダムは、わが国はもち論、世界最高のアスファルトフェーシングダムであることも関連して多くの管理施設を設置した。ここに、深山ダムにおける管理施設の概要について報告する。今後築造される同種のダム建設の参考になれば幸いである。

### 1. 概 要

#### a 種 類

管理施設を目的に応じて次のように分類した。

#### A 操作用観測設備

雨量計、水位計、気象用計器および設備等

#### イ 本体管理設備

静的計測用計器、動的計測用計器および設備等

#### ウ 操作および制御設備

#### ニ 制御盤および監視施設等

#### エ 警報および通信設備

サイレン、拡声装置、警報板および移動警報車等

#### オ その他の管理設備

管理事務所、防塵施設および照明施設等

#### b 経 費

管理施設に要した経費の概算を表一に示した。管理施設のうち、ゲート等が本体工事に含まれて経費区分が明確でない部分もあるが、ここでは工事施工上区分可能なものについてのみ集計したものである。これによると、管理施設費は260百万円で、ダム全体工事費約8,300百万円に対して、わずかに3.1%にしかすぎない。当ダムの管理施設は施工管理、保守管理および設計研究目的を含めて検討を十分に加え設置しているにもかかわらず

ず、わずか3.1%しか要しなかったのであるから、将来の管理の安全性、省力化のためには、できるかぎり十分な管理設備を設置すべきであろう。

#### c 管理体制

深山ダムは栃木県営水道、県営発電、電源開発KKの揚水発電および農業用水の四者共同ダムである。そのため、ダムの管理は共同部門の管理を栃木県で、各事業別の管理を各専用部門で行なうことにしている。農業用水に関しても、本来なら深山ダムの放流から各幹線の取水、分水までを一括して管理するのが望しいが、当ダムの特殊性にかんがみ、「各幹線の取水量をは握して深山ダムからの放流量を決定し、放流のための操作を行なう」ことまでとし、各分水の管理は各幹線ごとに設けられる管理事務所で行なうことにしている。

深山ダムの管理組織は、図一1のように事業参加者の栃木県(農務部および企業局)、土地改良区連合、電源開発KKそれに農林省(土地改良法による施設の管理委託後は参加しない)が参加して組織する深山ダム管理委員会を管理のための議決機関とし、この決定に基づき深山ダム操作規程、管理規程に従って栃木県が受託して管理を行なっている。

### 2. 管理施設

#### a 操作用観測設備

ダムの操作に必要な各種データを収集し、記録するための設備で雨量計、水温計その他一般気象用計器等が含まれる。これらはテレメーターあるいは有線で管理事務所へ伝達され、管理事務所内操作室に設けられた記録装置によって記録される(図一8参照)。

① 雨量計設置の目的は洪水を予知し、ダム操作の資料とする農業用水の有効雨量を知り放流量決定の資料とすることであり、3個所設置した雨量計のうち深山橋と管理事務所は前者で、自由学院は後者にあたる。

計器は転倒樹式雨量計にデジタル符号発生器を組み合わせ信号を取り出し、後述の制御装置の指令に基づいて管理事務所へ送信される。

#### ② 水位計

水位測定のための水位そのものの測定と、Q(流量)

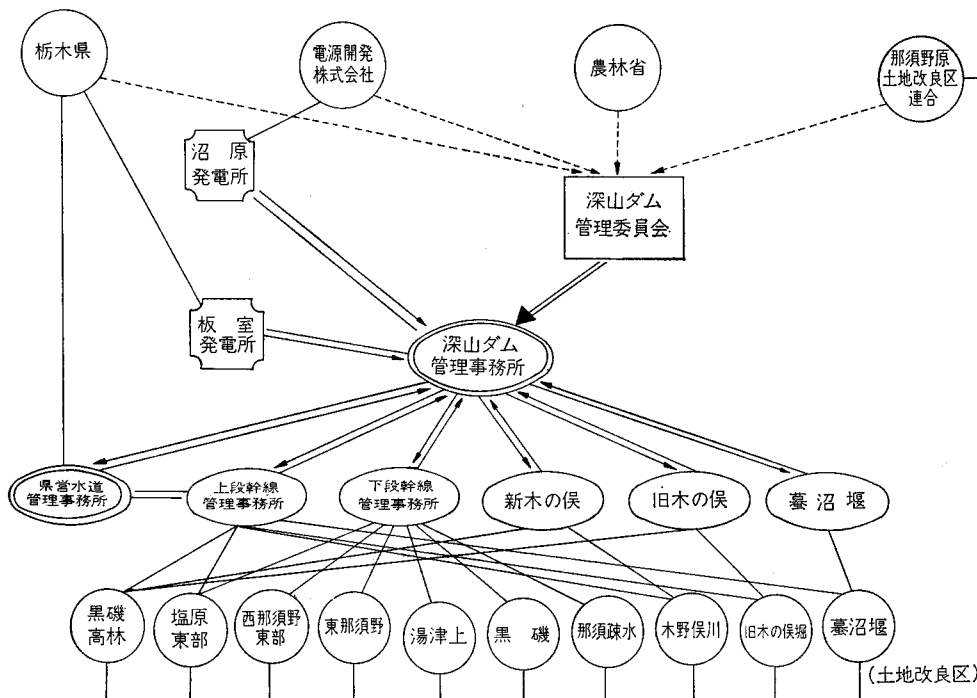
\* 農業土木試験場造構部第一研究室

\*\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所



表一 深山ダムの管理施設費

区 分	主 要 機 器	概算経費
操作用観測設備	水位計(5カ所), 雨量計(3カ所), 水温計(25カ所), 一般気象観測器, その他	千円 31,000
本体管理設備	沈下計(26カ所), 傾斜計(12カ所), 継目計(11カ所), 変位計(13カ所), 加速度計(14カ所), 漏水計(6カ所), その他	53,000
操作および制御設備	ゲート等操作盤, 同電気設備, 監視用テレビ(3台), その他	64,000
警報および通信設備	警報設備, テレメーター設備, 通信ケーブル, その他	43,000
その他, 管理設備	管理事務所, 電気設備, その他	69,000
計		260,000



図一 深山ダム管理組織

～H(水位)表を用いて流量を求めるものがある。水位計は表一2のように既に5ヶ所設置したが、今後農業施設の整備に応じて6ヶ所増設する予定である。

計器はフロート式水位計にデジタル符号発生器を組み合わせて信号を取り出す。

③ 遠隔測定制御装置

雨量計および水位計によって検出したデータは、制御装置の指令によって無線(後述)又は有線で管理事務所へ送られて、データの検定を行ない、電動タイプライターで印字される。データ送信の指令は次の三通りの方法で行なう。

ア 全局定時呼出し; 予め定められた時間になると全観測局を定められた順序で呼び出しデータの送信を指令

する。

イ 全局手動呼出し; 時計装置によらないでいつでもデータの収集が必要ときに押釦を操作することによって、全観測を定められた順序で呼出す。

ウ 任意呼出し; 特定観測局を任意に押釦によって送局する。

④ 一般気象用計器

一般気象用観測器として温度計, 湿度計, 風向計, 風速計, 日照計および蒸発計が管理事務所に設置されて, 30日巻きで自動的に記録される。また, 電源開発KKの揚水発電が深山ダムの事業に参加しているため, 毎日5～10mの水位変動をとまなう貯留水の攪拌で躍層が発達せず, 農業用水に悪影響を及ぼす恐れがあるために, 水

表一 2 水位計設置箇所一覧表

観測所名		目 的
深山橋	既 設	ダムへの流入量の測定
矢 沢	〃	〃
深山ダム	〃	ダム貯水位の測定
板室ダム	〃	〃
西岩崎	〃	西岩崎地点那珂川流量の測定
蓼 沼	予 定	蓼沼頭首工地点河川流量の測定
新木の俣	〃	〃
旧木の俣	〃	〃
下 段	〃	下段幹線水路取水量の測定
穴 沢	〃	上段 〃 〃
横 林	〃	上段幹線から下段幹線への注水量

温計を設置し観測する。水温観測は、流入する水温測定のため深山橋地点の自記水温計と取水塔の垂直分布および池内8個所の定点の水温計について定期的に行なう。

b 本体管理用設備

ダムの内部変形、外部変形と漏水量の状況を定量的には握してダムの安全性を管理する設備であり、保守安全管理および設計研究目的のために設置したものである。

前者はダム建設中または完成後の静・動的挙動を連続的に知りダム自体の安全性判断の資料を得、後者はダムの設計法を将来実状に即した内容にするためダム挙動の実態を適確には握する。計器の選定および配置は計器の原理、精度、測定範囲および測定場所の状況を十分検討して行ない、また、計器の埋設も入念に行なった結果全部の計器を測定可能とした。本設備の概要は図一2表一3に示した。

(1) 静的計測用計器および設備

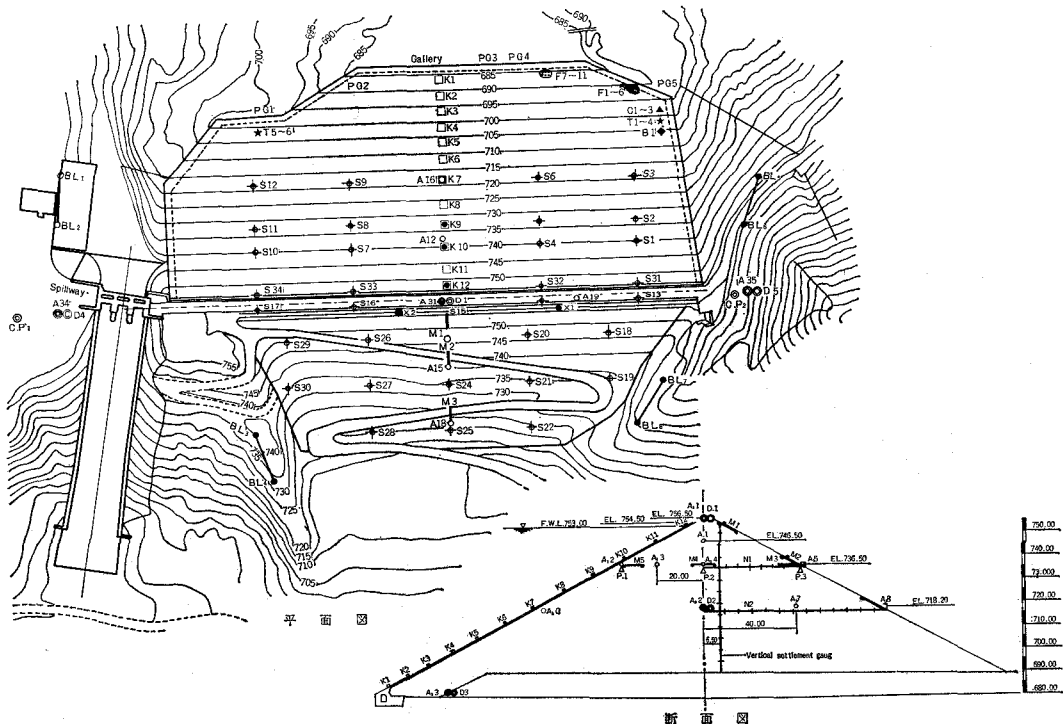
計測は、左岸監査廊入口にスイッチボックスを設置し指示計を接続して行なう場合と、観測室内で静的に切換えて行なう場合の2種類ある。前者は静的専用計器であり、後者は動的併用計器である。

① 静的相対変位計

ダム内部各位置(8m間隔)の相対的な垂直変位(沈下)をマノメーターで、水平変位を鋼尺で同時に測定する。埋設箇所は標高736.50mと716.50mの下流斜面よりダム軸付近までとした(図一2参照)。計器はコイル発信の強さを利用しているため精度は±4.5mmであり、貯水圧による水平変位量は試算で約10cm位見込めるので十分と思われる。

② 層別沈下計

層別沈下計はダム築造過程および貯水中を通じてダム内部の垂直変位を測定する。ダム軸天端付近の下流法肩部に50mの水平間隔をもって2個所に設置した。計器は



図一2 計測器配置図

表-3 堤体挙動計測機器一覧表

記号	計器名	設置個数	設置場所	静的および動的の別	計測対象	備考
	静的相対変位計	2	ダム内部(下流側)	静的	ダムの挙動	
● X	層別沈下計	2	ダム内部	静的	ダムの挙動	
S 	表面沈下計	34	ダム表面	静的	ダムの挙動	
□ K	傾斜計	12	ダム表面	静的	ダムの挙動	
○ PG	揚圧力計	5	監査廊	静的	監査廊の挙動	
	アスファルト変位計	11	監査廊付近	静的	アスファルト止水壁の挙動	
★ T	鉄筋計	6	監査廊	静的	監査廊の挙動	
▲ C	コンクリート歪計	3	監査廊	静的	監査廊の挙動	
◇ B	土圧計	2	監査廊	静的	監査廊の挙動	
△ P	土圧計	9	ダム内部	静・動的	ダムの挙動	1個所に3個埋設計9個
	動的相対変位計	5	ダム内部及び表面	(静)・動的	ダムの挙動	
⊙ A <sub>3</sub>	地 3方向加速度計	5	ダム内部	動的	ダムの挙動	
○ A <sub>1</sub>	震 1方向加速度計	9	ダム内部	動的	ダムの挙動	
⊙ D	計 変位計	5	ダム内部	動的	ダムの挙動	
	漏水量測定装置	6	監査廊、仮排水路緊急放水トンネル	静的	漏水量の測定	三角堰 水位計

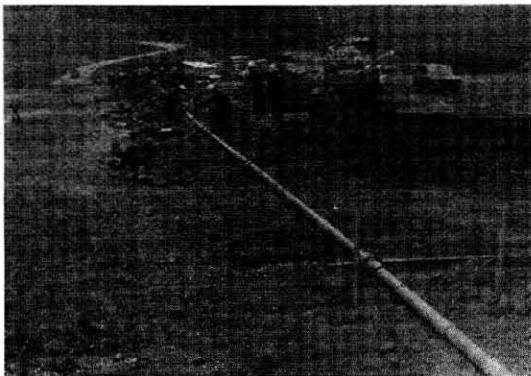


写真-1 静的相対変位計設置状況

一般的なクロスアーム式で、層別沈下、相対変位は外部変形と関連させて絶対沈下、変位に変換できる。

### ③ 表面沈下計

ダムの外部変形を測量によって測定するもので、ダムの天端および上下流斜面に34個の標点を埋設し、左右岸に4本の基線を設定した。セオドライトは500m以上明視可能で秒まで読みとりのできるウイルド社製セオドライトT-3型を用いた。

### ④ 傾斜計

表面沈下計による水面下の測定は不可能のため、これにかわるものとしてダム上流面に傾斜計を用いその傾斜角度の変化によって変形を測定する。計器は、ダム中央部断面の上流側斜面に10~15m間隔に12個設置し、計器全体をコンクリートで巻立て流木その他外力から保護する構造とした。

### ⑥ アスファルト変位計

監査廊とアスファルトシャ水壁の接合部は、アスファルト部分が貯水圧によって沈下する可能性があり、アスファルトシャ水壁の弱点の一つになり得るのでこの確認のため、連続的に沈下状態を測定する。計器の設置位置は図-2のように盛立面と監査廊との境界面から1~2m離れた場所でアスファルト面に直角方向の変位を測定する。計器の測定範囲は50mmで、沈下方向40mm引張方向10mmに設定した。(傾斜計、アスファルト変位計の設置図については、水と土第16号P73の図7-3、7-4参照)

### ⑥ 揚圧力計

コンクリート構造物である監査廊の安定性を確認するため、監査廊の底部に加わる揚圧力を測定する。監査廊より鉛直に掘ったボーリング孔にパイプを接続し、これにブルドン管ゲージを取り付けて計測を行なう。揚圧力計は監査廊にはば等間隔に6個所設置した。

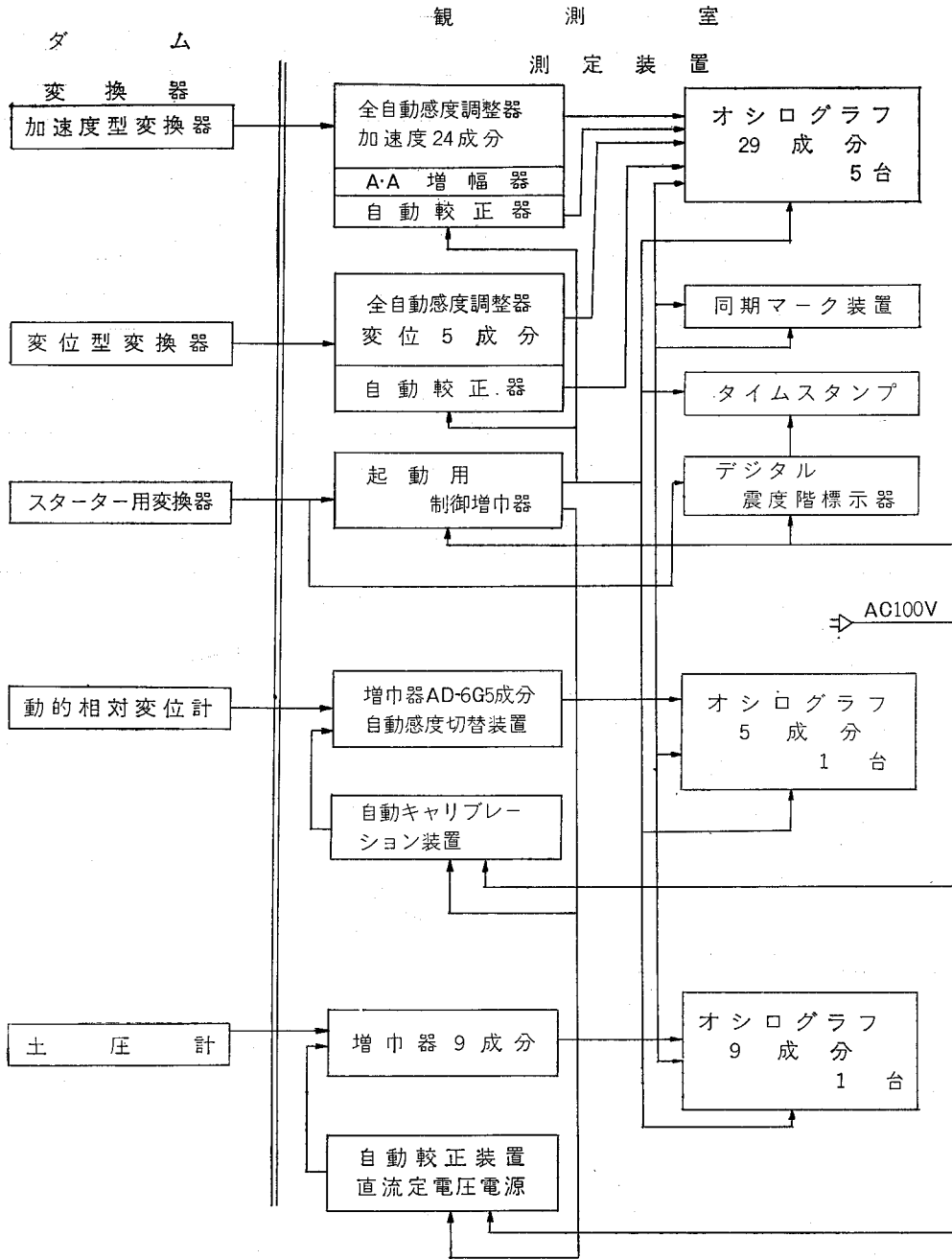
### ⑦ 鉄筋計・コンクリート計ひずみ計・土圧計

⑥項と同じく監査廊の安定性を確認する。

### ⑧ 漏水量測定装置

漏水量の測定はダムの維持管理上の調査の中で最も重要なものである。当ダムでも監査廊内、仮排水路トンネル内および緊急放流工トンネル内の漏水量(ダム内に浸透した雨水等を含む)を測定するために水位計、三角堰、記録装置を設置した。監査廊内ではシャ水壁単独の漏水はシリンダーで測定し、これとダムからの漏水を三角堰と水位計で測定する。三角堰はJIS規格でノッチ開度90度のもので、水位計は精度±1mmの触針型水位計である。漏水量の記録は監査廊入口および緊急放流工操作室内に設置した打点式記録計へ有線で送り行なう。管

表一4 動的計測ブロックダイアグラム



理事務所を避けたのはこのルートにゲートバルブ作動用の送電線があり、その影響を懸念したからである。漏水量が増加した場合は警報装置が働き、管理事務所に設置した警報ベルおよび警報ランプが作動する。

(2) 動的計測用計器および設備

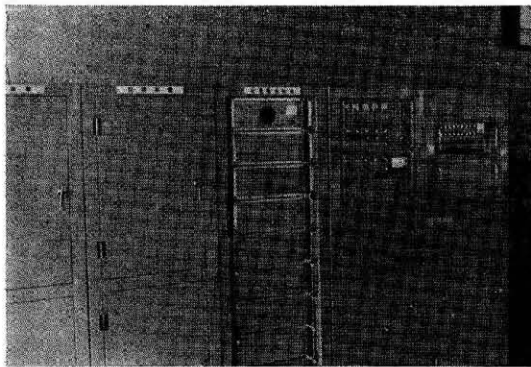
動的挙動はダムの加速度、変位、ヒズミおよび応力等の測定によっては握する。

① 測定装置

測定装置は測定器、コードを除き観測室内に設置されたすべての計測機構である。(写真一2、表一3、4参照)。測定装置は現地条件(技術職員の配置を含む)、維持管理の容易さ、データ処理から解析まで含めた一連のシステムおよび経済性(広、狭義の)等より選定するが、これらは有機的に関連し合い、かつ相反する場合が多い。以上を基礎に主として確実性を考慮した次の点を重要視した。

表—5 地震計の仕様

	加 速 度 計				変 位 計	
	表 面 型		埋 設 型		表 面 型	埋 設 型
	水 平 動	上 下 動	水 平 動	上 下 動	水 平 動	水 平 動
固有周波数	3.0Hz	3.0Hz	3.0Hz	5.0Hz	0.5Hz	0.5Hz
測定周波数帯	0.3~20Hz	0.2~20Hz	0.4~20Hz	0.4~20Hz	0.6~20Hz	0.6~20Hz
振子質量	444g $\gamma$	308g $\gamma$	414g $\gamma$	120g $\gamma$	3360g $\gamma$	3360g $\gamma$
振子慣性能率	6097g $\gamma$ ·cm <sup>2</sup>	6095g $\gamma$ ·cm <sup>2</sup>	4934g $\gamma$ ·cm <sup>2</sup>	—	42970g $\gamma$ ·cm <sup>2</sup>	42970g $\gamma$ ·cm <sup>2</sup>
コイル抵抗	121 $\Omega$	121 $\Omega$	90 $\Omega$	148 $\Omega$	10 $\Omega$	10 $\Omega$
減衰係数	11	11	11	11	0.64	0.64
制動方式	電磁制動	電磁制動	油制動	油制動	電磁制動	電磁制動
感 度	15 $\mu$ A/gal	15 $\mu$ A/gal	10 $\mu$ A/gal	5 $\mu$ A/gal	0.008V/KINE	0.008V/KINE
測定最大加速度 又は振幅	600gal	600gal	600gal	600gal	±50mm	±50mm
外形寸法	26×22×19cm	26×22×19cm	φ14×40cm	φ14×40cm	φ20×25cm	φ35×46cm
重 量	10.5kg	9.5kg	35kg	35kg	16kg	80kg



写真—2 動の変位測定装置

i 現地の悪条件（工事中のコード切断や計器の土中埋設）に耐えること。  
 ii 常時完全な計測器状態の保持  
 iii 経済性（狭義）  
 i項は安定性、出力大およびインピーダンスの低い計器を選定することであり、ii項は測定装置内の部品点数の減少いかえれば確率的に故障率の低下である。以上の要求を比較的満足する計器は可動線輪型である。これは動的計測には良好であるが、静的計測は不可能な欠点をもっているため静・動的計測が必要な土圧計および相対変位計等は比較的出力の大きい差動トランス型を使用した。記録計はデータ処理からデータレコーダが望ましいが、増幅器内蔵、温度の低下、駆動ゴムベルトの経年劣化、長期不安定、経済性等の問題もありやむなく現象

式電磁オシログラフを採用した。また、光点の移動に記録ミスを防ぐため平衡回路を組み入れている。地震計、動土圧計および動的相対変位計の動作はスターター制御器によって設定感度以上の地震が発生すると開始する。スターターが動作し、その出力によって電磁オシログラフ、感度調整器、同時マーク発生器、タイムスタンプ等一斉に動作し、地震が継続する間連続的に記録されるようになっている。この場合、感度調整器はその地震の強さに応じて感度を自動的に調節し、記録を常に用紙内に収めるような働きをさせる。また、同時マーク発生器は複数の電磁オシログラフ相互を時間的に同調させ、タイムスタンプは地震発生日月日を別紙に刻写する。地震終了後はすべての機構が元の状態に復帰して次の地震を待機する状態となっている。

### ③ 土圧計

ダム内部応力の測定のため土圧計を標高735.50mの上・中央・下流面（P—1～3）の3個所に、1個所あたり3成分設置した。計器は間接作動型土圧計であり、ロック材の平均粒径が数10cmであるために直径80cmの受圧板を用いた。測定範囲は動圧が少なく精度を上げる必要から小さい程良いが、設置場所に想定される静圧および取扱いの安全を考慮してP—2を3kg/cm<sup>2</sup>、P—1, 3を2kg/cm<sup>2</sup>とした。増幅度は最小10gal程度の地震による土圧も記録できることを基準に、そのオーダーをFEMの弾性解で試算して決めた。図—3のP—1の設置場所での結果（エルセントル地震波形の最大値を10galに圧縮した主要動）より、増幅度は0.1kg/cm<sup>2</sup>を記録紙上の

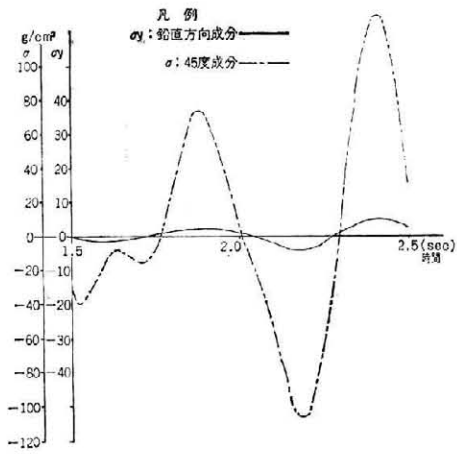


図-3 土圧計の試算値 (P-1 の場合)

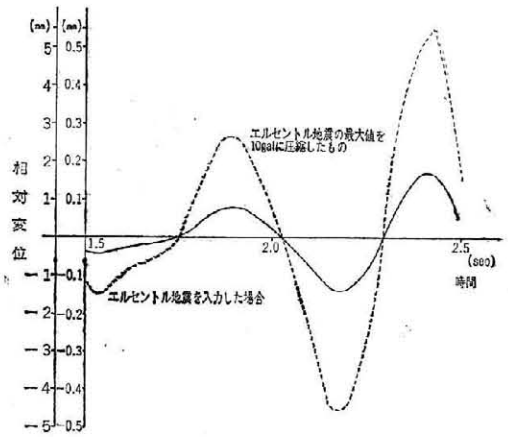


図-4 相対変位の試算値 (M-4 の場合)

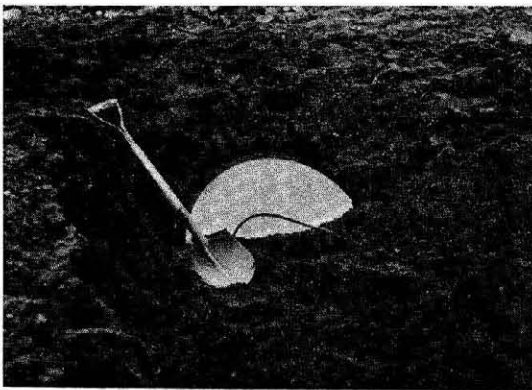


写真-3 土圧計の設置



写真-4 動的相対変位計の設置

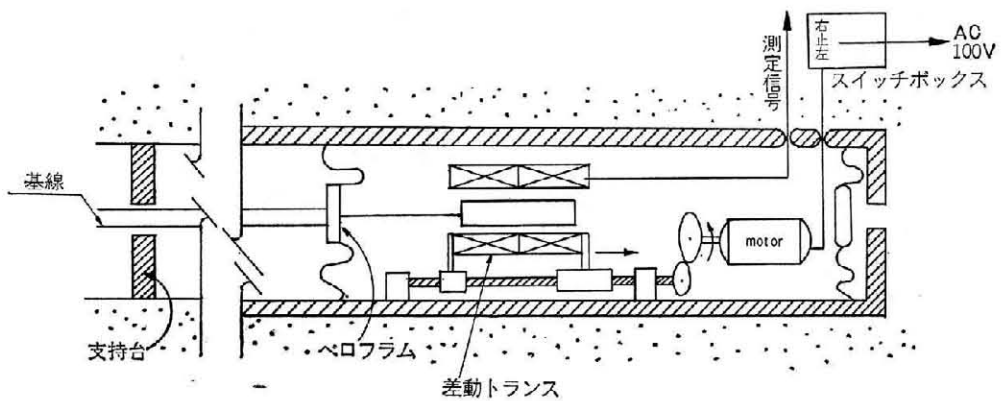


図-5 相対変位計の検出部移動装置

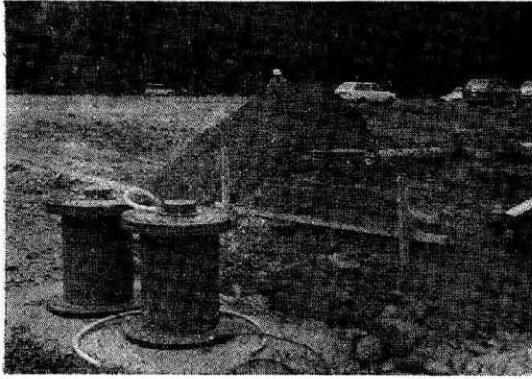


写真-5 地震計の設置

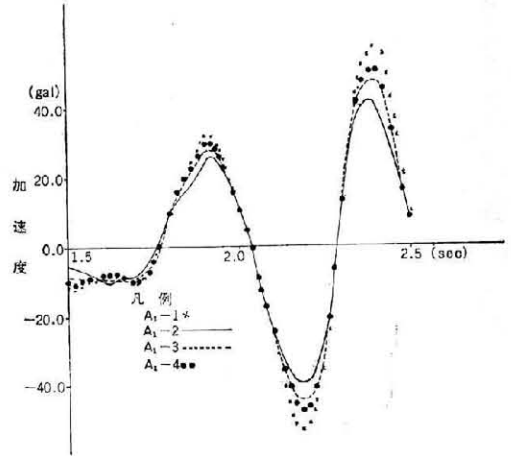


図-8 加速度計の試算値 (A-1~4の場合)

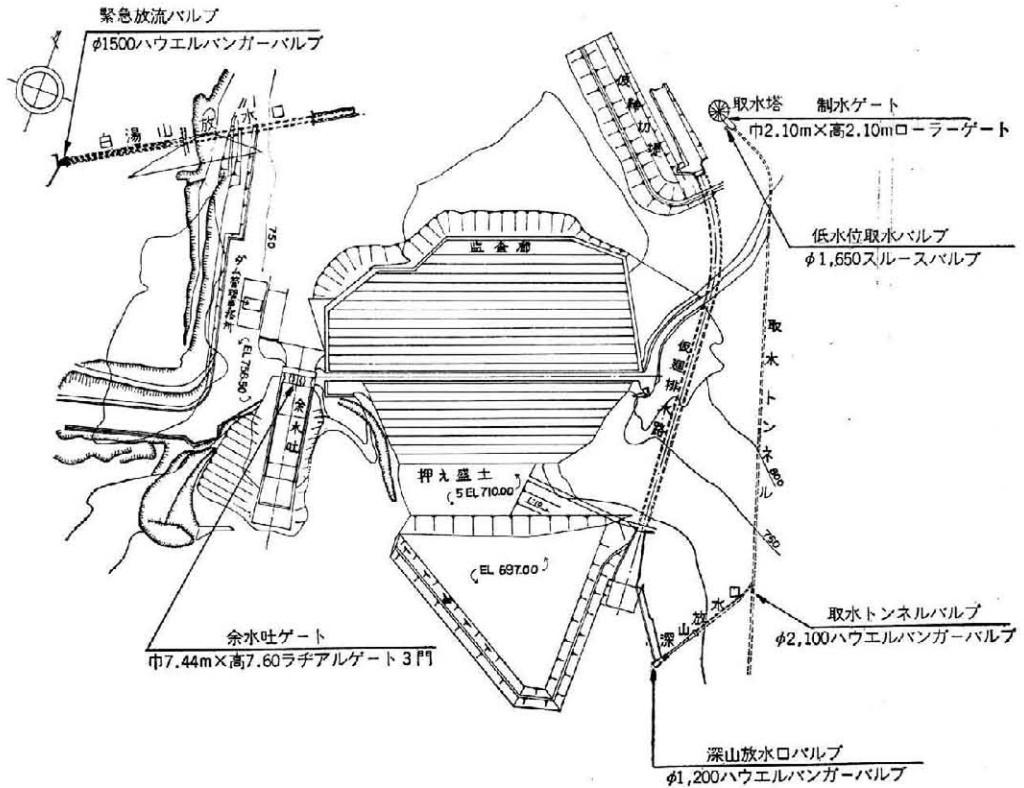


図-7 深山ダムゲートバルブ位置図

振幅5mmにした。これは後程、関西電力Kダムの実測結果で妥当性が確認された。計器は2~18c/sの範囲で動的検定を行なった結果、フラットであり位相のおくれもなく慣性出力試験結果も良好であった。埋設は受圧板を砂利から砂へと粒度を漸変させて保護し、また鋼性の低下を防ぐため小型ローラーで締固めた。

③ 動的相対変位計

深山ダムの計測の特徴の一つは変位、ひずみの測定である。主として動的なひずみの測定のため試作し、下流

側斜面および土圧計と同一個所3個所に計5本を設置した。この計器は鋼管の保護パイプ(直径100mm)の中に基線用のスチールパイプ(直径20mm)と差動トランスが連結され、その両端をコンクリートブロックに固定し、この間の変位量を測定する。計器長は短い程良いが、計測でき得る量を考慮して10mとした。動的測定範囲はエルセントル地震波300galで5mmの変位量の試算結果から余裕を見て2倍の最大片振幅10mmとした(図-4参照)。増幅度は、最小10gal程度の地震の記録が得られることを

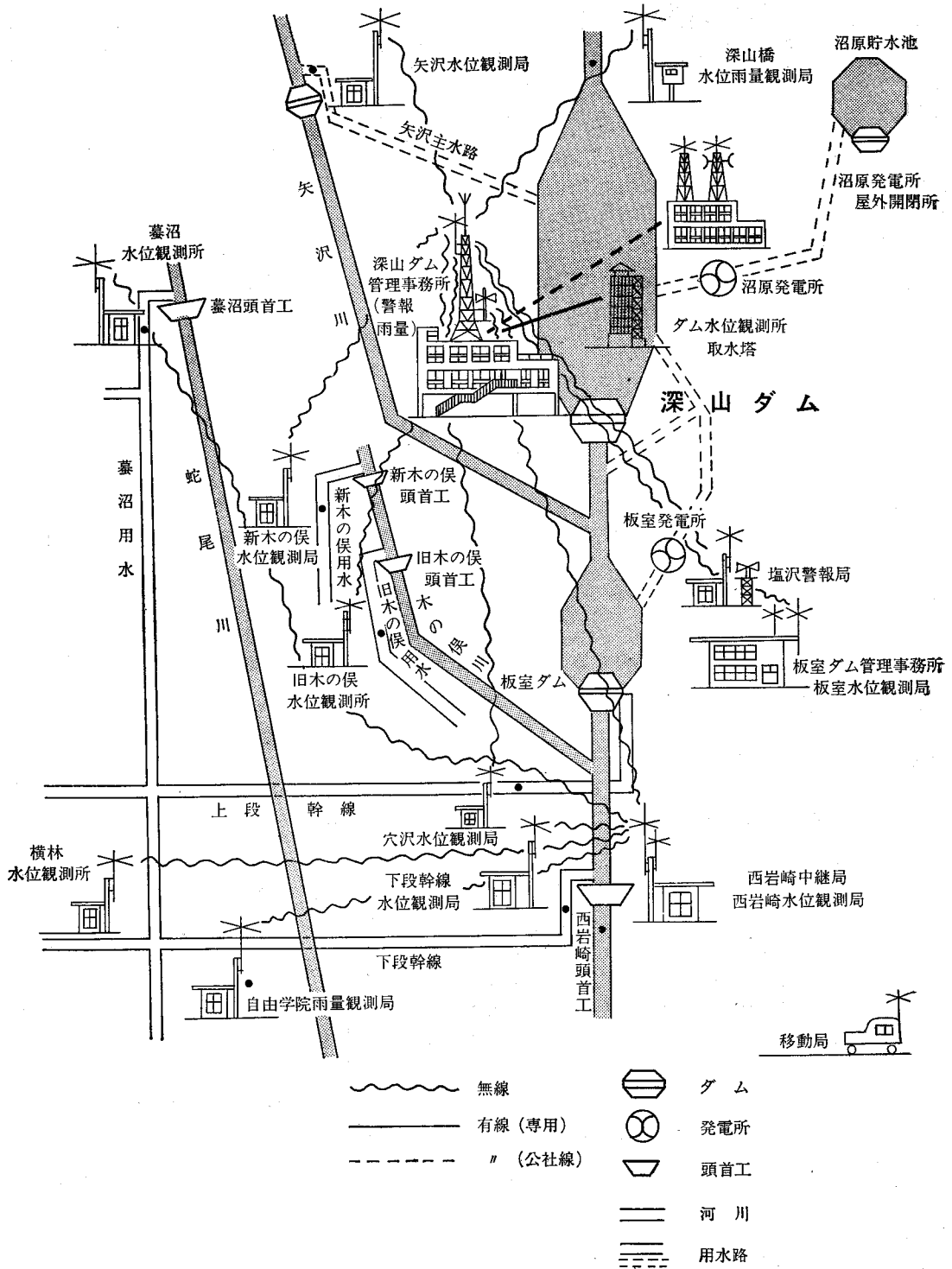


図-8 深山ダム気象、水位、警報系統図

基準として0.1mmを記録紙上5mmにした。この種の計器は地震計の中でも最も難かしいものの一つであるが検定の結果、測定値の妥当性が確認できた。また、静的計測

にも使用できる。静的変位量が大きく検出部がスケールアウトする場合は電動モーターの遠隔操作によって測定可能位置に戻すことができ(図-5参照)、その修正変位



表-6 観測施設の計測回数

区分	計測項目	計測計器	計測回数			備考
			第1期	第2期	第2期	
気象	天候	—	毎日	毎日	毎日	
	気象	気温, 湿度, 風速, 風向, 日照, 蒸発	自記	自記	自記	30日巻
	雨量	雨量計	自記	自記	自記	タイプ印字
	積雪	—	毎日	毎日	毎日	
水象	貯水位	水位計	自記	自記	自記	タイプ印字
	河川水位	〃	自記	自記	自記	タイプ印字
	水温(1)	水温計	自記	自記	自記	取水塔 30日巻
	〃(2)	—	月1回	月1回	月1回	池敷
	〃(3)	水温計	自記	自記	自記	深7 山日橋巻
	水質	—	年1回	年1回	年1回	
	堆砂量	—	年1回以上	年1回以上	年1回以上	
堤体挙動	層別沈下量	クロスアーム	※	3ヵ月1回	年2回	
	表面変位(1)	埋標	※	3ヵ月1回	年2回	
	〃(2)	傾斜計, 継目計	週1回	月1回	3ヵ月1回	
	土圧	土圧計	週1回	月1回	3ヵ月1回	
	水平垂直変位量	静的相対変位計	※	3ヵ月1回	年2回	
	地震	地震計, 加速度計, 動変位計, 動的相対変位計	地震の都度	地震の都度	地震の都度	
その他	間隙水圧 漏水量	圧力計 3水角位 堰計	週2回 自記	月1回 自記	月1回 自記	

量も計測可能とした。静的計測時の温度の影響を考慮してダム内部の斜面下1.5mの位置に埋設した。

④ 地震計(加速度計, 変位計)

ダムの加速度, 絶対変位を測定するためにダムおよび地山に加速度計24個, 変位計4個を設置した(図-2, 表-5参照)。埋設型計器は2重構造のケースに収められ, 埋設後に生じる外筒の傾きに対して±20度の範囲まで自動的に計器の姿勢制御が可能となっている。設置方法は基礎コンクリートを打ち, 変換器の上部から出ているコードを保護するため盛土を行ない, その後に埋戻しを行なった(写真-5参照)。設置間隔は, ひん度の高い10gal程度の地震により各計器の応答値の差異が記録紙上で明確に判定できるようにした(図-6参照, 地震波の入力条件は図-3に同じ)。測定範囲は加速度計が±300gal, 変位計が±50mmである。

管理施設のうちダムに埋設した計器は, ほとんど故障もなく作動していて全く幸運である。これも表面しゃ水壁型ロックフィルダムで均一型という便利な点はあった

が, 埋設計器の事前調査, 埋設時およびその後の施工管理を十分行なったためであろう。

c 操作および制御設備

ダム貯水の操作を行なう中枢施設である。

① ゲート・バルブ等操作盤

この装置は, 図-7のゲート・バルブの使用目的に従って操作監視するための操作盤である。操作盤には電源スイッチ, ゲート・バルブの操作ハンドル, ゲート・バルブ開度計, 表示ランプ等があり, ゲート・バルブの状況を確認しながら操作することができる。

② 監視用テレビ

洪水時の夜間照明施設を余水吐右岸と管理事務所の屋上に設置し余水吐および取水塔の状況を確認する。また肉眼による視準を補うために余水吐およびダム監視用としてズーム旋回カメラ, 取水塔用としてズームカメラを各1台設置し, 遠隔操作でとらえた画面を管理事務所のモニターテレビで見ることが可能とした。

d 警報および通信設備

表一 7 観測施設の点検整備

計器名	整備回数		摘要
	メーカー	職員	
気象観測計器	年1回	年3回	
定置水温計	〃	年1回	
可搬 〃	—	〃	
水位計	年1回	年2回	貯水位および河川水位
計測器	〃	—	
(地震時)堤体 挙動観測計器	年2回	—	
水位流量計	年1回	年3回	漏水測定
沈下計測定器	3年1回	—	セオドライト T-3

① 警報設備

ダム放流時、下流の河川沿岸住民に警告を与えるための設備である。

ア 警報制御装置

この装置は警報局の中核であり、支局の呼出し、制御信号の受信、記憶、サイレン・拡声装置の制御および確認信号送出を行なうものである。無線送受信機、警報試験盤、信号送受信盤、継電器盤、符号構成盤、拡声装置より構成されている。

イ モーターサイレン

警報局の管理事務所および塩沢局にモーターサイレンを設置し、警報中枢局の遠隔操作によってサイレンを鳴らす。また、警報板と移動警報車による住民への警報施設もある。

② 通信設備

気象、水位の観測、警報等の連絡の通信設備は電々公

社の電話線、専用施設としてマイクロウェーブによる無線装置およびダム内各施設を結ぶ専用電話が設置されている(図一8参照)。

3. 計測と点検整備

計測と点検整備は「深山ダム計測と点検要領」を定めて観測・記録し、点検整備を行なう。この要領はダム構造物管理基準(日本大ダム会議制定)が作成される前に作ったものであるが、この基準を満足している。

a 観測施設の計測回数等

各観測施設の計測回数は深山ダムのたん水開始後の各期間に応じて区分し、表一6のとおりに定めている。なお、期間は次のとおりである。

第1期; ダムのたん水開始から1カ年間

第2期; 第1期経過後4カ年間

第3期; 第2期経過後

b 観測施設の点検整備

計測を正確に欠測なく行なうためには、観測施設の点検整備を行なう必要がある。この点検整備の回数については表一7のとおり定めているが、定期的な点検整備はもち論、観測施設が正常に作動しているかどうか、観測データは正確かどうかについて常日頃から慎重に配慮していることが大切なことは当然である。

観測施設の計測結果は観測開始後、日も浅く記録の整理および解析が十分でないので次の機会にゆずる。

最後に、本文をまとめるにあたり、管理施設の設計、製作ならびに工事施工に努力された方々およびダム委員会として御指導いただいた京都大学沢田教授らに厚く謝意を表する次第である。

# 深山ダムの基礎処理について

好 光 雅\* 武 藤 光 次\*\*

目	
I 現況	71
1. 地形	71
2. 地質	71
3. 弾性波速度	72
4. 透水性	72
5. 物理的性質	72
II グラウト試験	72
1. 概要	72
2. 試験	72

次	
III カットオフの基礎処理基準	75
1. 概要	75
2. 施工の基準	75
IV グラウト工事の内容	77
1. 施工順序	77
2. 施工数量	77
3. 注入実績	81
V あとがき	86

## I 現況

### 1. 地形

深山ダムは那珂川の最上流部那須岳の西麓に位置する。この地域は東に那須岳を中心とする標高1,500～1,900mの山地が南北に連って火山地帯特有の複雑な地形を呈し、西は大佐飛山、男鹿岳など標高は那須岳と同程度の山地が南北に連なっている。この山岳地帯は標高1,500m内外の山地と、これ等の間に切刻された深いV字谷よりなり、山腹は非常に急峻で多くの溪流が発達し、壮年期の地貌を呈している。

那珂川はダムサイトより北東方約7km、三斗小屋温泉附近より多くの支流を集めて西流しダムサイトより4km上流附近より南に転流し、東方男鹿岳を源とする支流大川と合流しダムサイトに至っている。この合流点よりダムサイトまでの約3kmは谷幅も広く河床幅は約150mとなり、堆積が著しくその断面形は逆台形を呈している。ダムサイト附近の地形は、左岸に約500mの比高をもつ那須岳より張り出した屋根があり、右岸には比高100mの那珂川に平行する屋根があり、これ等がダムのアバットメントとなっている。河床の幅は150～180mと広く砂礫の堆積が厚く露頭岩は右岸山脚にみられるのみである。又右岸は標高710m附近に幅20mの段丘地形がみられる。この段丘は那珂川上下流に点々と分布しているものと同様のものである。ダムサイトの断面形は池敷同様逆台形で左右岸とも山腹斜面傾度は1:1.2であり標高756mにおける高さスパン比は1:4.54である。池敷は南北にひろがる細長い紡錘状であり、谷形は逆台形と比較

的良好なポケットを形成している。

### 2. 地質

ダムサイト及び池敷の基盤は石英安山岩質火山礫凝灰岩(熔結凝灰岩)、流紋岩及び凝灰角礫岩より構成されている。カットオフが設置される場所(堤体上流法尻)について述べれば左岸側は流紋岩、右岸側は熔結凝灰岩より成り、河床中央部約100m間は深さ45m程度でW型に凝灰角礫岩が流紋岩の上層に地溝的形態で分布している。

### 分布状況

- (1) 流紋岩: L22ブロック～河床部No.3ブロック
- (2) 凝灰角礫岩: 河床部No.4 " ～ " No.13 "
- (3) 流紋岩: " No.14 " ～ R16 "
- (4) 熔結凝灰岩: R17 " ～ R28 " 及余水吐

註 L: ダム左岸側

R: ダム右岸側

### (1) 流紋岩

L6～L3ブロックに分布する岩は、灰色～灰白色を呈し新鮮均質で堅硬な石である。L7～L22ブロックは風化作用を受け黄褐色茶褐色化しており、やや脆くなっている。流紋岩に特有な節理が発達し(最も細かいもので5cm程度)全域に認められる。新鮮なところの節理面は粘土等異物の付着はない。風化作用を受けているところでは節理に沿って風化が進行するため、節理面は開口し粘土異物が詰っている。又本岩中にはかなり多くの小規模の断層が存在する。その主なる走向はN40°～80°W(図一参照)でL6から河床部No.3の間ではカットオフセンターと30°前後の角度で斜交し、L7～L22間ではセンターとはほぼ平行する。断層のなかで最も大きいもの

\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所

\*\*

はL6～L7間に存在するもので幅は50～100cmあり断層粘土を持っている。その他のものは10cm以下である。

(2) 凝灰角礫岩

河床は中央部のNo.4～No.13間にW型に分布し、その最大深さはカットオフ底盤より42m程度あり流紋岩と接している、火山岩塊は径5～20cm大の流紋岩で基地は浮石質の凝灰岩から成っている。新鮮な部分は鮮麗な青灰色を呈しいわゆる緑色凝灰岩となり、未固結質部の浮石質は灰白色である。一般に無層理塊状で節理の発達さはほどでなく薄く剥げ易い性質一剝理性一があり固結度はあまり高くなく砕け易い。河床部No.3ブロックにおいて流紋岩と接する面は断層粘土をほとんど持たない閉断層であり、No.14ブロックにおいて流紋岩と接する面は10～20cmの断層粘土を有している。

(3) 流紋岩

(1)の流紋岩とはほぼ同一の性質を有するが風化部分は見られない。しかし(1)に比し節理の発達が著しく特に河床部No.16～R5ブロック間は顕著であり断層も多く地質的に不良個所である。その他の区域にも断層は相当数あるが何れも断層粘土幅が30cm以下の小規模のものである。

(4) 熔結凝灰岩

主としてダム右岸に広く分布しR17よりカットオフ末端R28に至り余水吐前庭部、溢流部を超えて原石山に至っている。(3)の流紋岩とは不整合に接している。火山礫径は最大3cm程度で他に斑状鉱物として径1mm程度の石英、斜長石、角閃石が認められる。本岩は肉眼による観察でも熔結構造が明瞭に認められる。このため岩石として固結度を増しかなり硬質なものとなっている。又熔結凝灰岩に特徴的な開口性の柱状節理が発達している。節理の間隔は1m程度で開口節理は10～20cmで、開口していない面はよく密着しており粘土等異物の付着は認められない。

3. 弾性波速度

カットオフ中心線の全般に亘って弾性波探査を行った。その結果は前号\*に記載されているが速度層より分類すれば三層構造を呈し概略次の通りである。

層名	速度 (km/s)	層厚(m)	対比すべき岩盤
表層	0.2～0.4	0～3.0	左右岸地山崩壊部分、重機等で破碎された岩盤
中間層	0.4～2.5	0.5～12	風化帯、断層破碎帯、左岸流紋岩、右岸熔結凝灰岩
深層	2.5～4.3		元のままの岩盤、流紋岩、凝灰角礫岩

カットオフは、表面の堆積層はすべて剥取り岩盤表層は掘削し中間層より深層に設置した。河床部分はすべて深層に設けられたが中央部の凝灰角礫岩は発破掘削等に

よる影響を受け易い岩質と考えられ、掘削整形後再度弾性波による調査を行ったところ、当初2.4～2.9km/sの速度のものが表面下0.5～4.5m程度まで1.5～2.5km/sまで低下していることが判明した。

4. 透水性

基礎地盤の透水性試験は、河床堆積部分では第4法で、岩盤部ではボーリング孔を利用し第3法で行った。その結果河床礫層部の透水係数は $K=2.3\sim 7.9\times 10^{-2}\text{cm/s}$ であり、岩盤部における透水試験は $3\times 10^{-4}\sim 6\times 10^{-6}\text{cm/s}$ であった。透水係数の大きい箇所は左右岸に多く見られ、又表層ほど大きく下層に進むに従って小さくなっている。カットオフは $10^{-8}\text{cm/s}$ オーダーのところはすべて掘削し $10^{-4}\text{cm/s}$ 以上のところに設置した。このオーダーの透水性の岩盤は透水性～半透水性の基盤であり、特に大きな数値ではないと判断した。

5. 物理的性質

基礎岩盤から20cm立方程度の試料を採取、整形( $\phi=40\%$ 高さ80%程度)し、物理試験を行った。その結果は表一の通りである。

平均値は算術平均でなくその岩石の代表的な数値を示した。

II グラウト試験

1. 概要

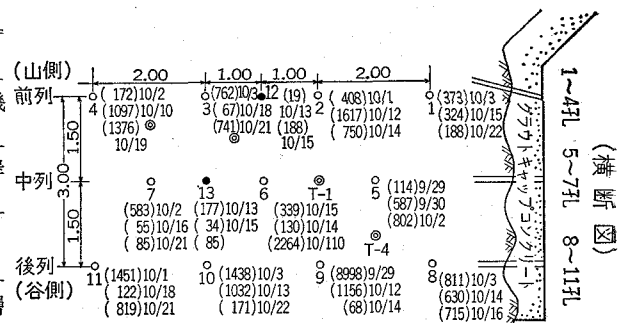
カットオフ基礎の改良を行うこととし、実施に先立ち計画路線付近でグラウト試験を行った。その試験内容は地質が異なり透水性に相違がある左右岸と河床部に区分し、工種内容としてはコンソリデーショングラウトとカーテングラウトであり、その目的はグラウトによる岩盤改良の程度、実施にあたっての基準を定めることである。

2. 試験

(1) コンソリデーショングラウト

① 左岸部(流紋岩)における試験

監査廊上流側 E L748mの山腹を幅4.0m、長さ6.0m



注 孔深17.0m 第1ステージ5.0m 第2ステージ5.0m 第3ステージ7.0m  
孔径46% テスト孔径66% 注入、ステージ工法 ( )書はステージ別セメント注入量(kg) ○印は注入孔 ●印は追加注入孔 ⊙印はテスト孔

図一 左岸カットオフ、グラウト試験孔配置図

\* 水と土 第16号 深山ダムの地形、地質の特徴

表-1

項目 岩石	供試体数	密度 (g/cm <sup>3</sup> )			弾性波速度 (km/s)			圧縮強度 (kg/cm <sup>2</sup> )		
		最小	最大	平均	最小	最大	平均	最小	最大	平均
凝灰角礫岩	10	2.38	2.63	2.50	2.17	4.00	3.30	180	630	400
流紋岩及熔結凝灰岩	6	2.57	2.77	2.70	3.89	5.59	4.90	347	1130	700

表-2

ステージ 注入量	第 1	第 2	第 3	摘 要
平均注入量 (kg/m)	256.4	111.7	103.7	追加孔を含む。 №.12, 13の平均値。
追加孔注入量 (kg/m)	29.2	44.4	—	
最大注入量 (kg/m)	1,799.2	231.2	323.4	追加孔の数値は除く。
最小注入量 (kg/m)	22.8	11.0	24.4	

表-3

ステージ 検査孔	第 1 (cm/s)	第 2 (cm/s)	第 3 (cm/s)	摘 要
T-1	$8.7 \times 10^{-5}$	$5.5 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^{-5}$	1 ST 0~5 m, 2 ST 5~10m, 3 ST 10~17m
T-2	$6.9 \times 10^{-5}$	$5.8 \times 10^{-5}$	$5.8 \times 10^{-5}$	1 ST 0~5 m, 2 ST 5~10m, 3 ST 10~17m
T-3	$4.7 \times 10^{-5}$	$4.4 \times 10^{-5}$	—	1 ST 0~3 m, 2 ST 3~7 m
T-4	$4.2 \times 10^{-5}$	$5.8 \times 10^{-5}$	$6.1 \times 10^{-5}$	1 ST 0~5 m, 2 ST 5~10m, 3 ST 10~17m

切込み図-1の如き孔配置で試験を行った。

試験地点の岩質は流紋岩であり、表層10m程度は地表面に近い程節理亀裂が多く風化も進んでいる。そのため弾性波速度も1.4~1.5km/sであり、ボーリングコアもほとんど岩片状となっており、透水性も $K = \alpha \times 10^{-5}$ cm/sで大きな値を示している。注入は№.6を除く外はすべてステージ工法でセメントミルク注入を行った。順序は前後列及両端部を注入後中央列の中心点を施工した。各ステージ別平均単位注入量は下表-2の通りであった。

なお各列の平均注入量は第1列115.1kg/m、第2列97.2kg/m、第3列220.8kg/mとなっている。以上のことから表面に近い程注入量は多く、第1ステージと第2ステージ以下の対比、第1列と第3列の比は2倍程度となっている。風化の程度の低い第3ステージにおける透水量とセメント注入量の関係は大略透水量に比例することが判った。又追加注入孔の結果は第1、第2ステージ共単位注入量は1オーダー減少し数値のばらつきが少なくなっている。

注入完了後配置図に示す如く4本のテスト孔を掘り透水テストにより岩盤改良度を測定した。その結果は表-3の通りである。

このことから透水係数はすべて $\alpha \times 10^{-5}$ cm/sとなり二乗分改良され、表層より下層、孔間隔の密なT-3が最小値を示しばらつきが少ない。又各孔の平均透水係数と孔間隔は大略比例している。

② 河床部(凝灰角礫岩)における試験

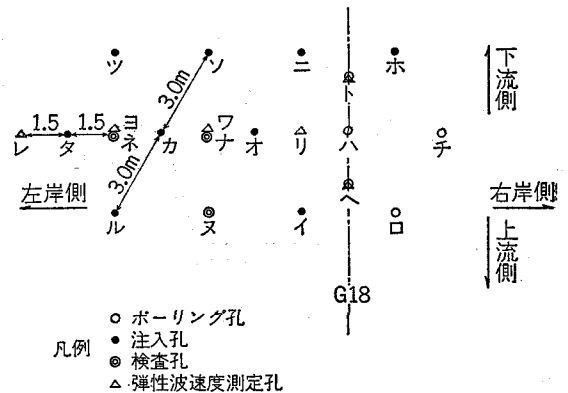


図-2 河床部グラウト試験孔配置図

試験箇所はカットオフG18附近、中心線より下流側で地表面近くはやや風化を受けており掘削時の発破等の影響で亀裂が発達している。試験孔の配置は図-2の通り正三角形に設け深度は何れも8m、穿孔はロータリー式ボーリングマシンを使用し孔径は注入孔46%、点検孔66%である。注入前に水押テストを行った結果堅硬な部分では0.1~2.8l/m/min、亀裂部では15~69l/m/minであった。平均注入セメント量は80.3kg/mであり、水押テスト時漏洩したものを除けば67kg/m、注入中の漏洩を除けば6.2kg/mと低い注入量である。

注入効果の測定は、透水テストと弾性波速度を測定する2方法により確認した。すなわち注入前にハ、ヘ、トの各孔で注入後はネナの各孔でそれぞれ透水試験を行う

表-4 透水性試験表

注 入 前			注 入 後			記 事		
測点	ステージ	第 1	第 2	測点	ステージ		第 1	第 2
ハ		$1.0 \times 10^{-4}$	$1.5 \times 10^{-4}$	ネ		$1.4 \times 10^{-4}$	$1.6 \times 10^{-5}$	第1ステージ 0~4 m 第2ステージ 4~8 m 単位 cm/sec
ヘ		$9.8 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-4}$	ナ		$6.0 \times 10^{-4}$	$8.3 \times 10^{-6}$	
ト		$9.6 \times 10^{-4}$	$1.5 \times 10^{-4}$					
平均		$6.8 \times 10^{-4}$	$1.4 \times 10^{-4}$	平均		$3.7 \times 10^{-4}$	$1.2 \times 10^{-5}$	

表-5 弾性波速度試験表

試験項目		速度 km/s	動弾性係数 kg/cm <sup>2</sup>	準岩盤強度 kg/cm <sup>2</sup>	備 考
注入前	最小	0.8	$1.2 \times 10^4$	24	準岩盤強度とは、岩盤の弾性波速度と岩の圧縮強度から想定したもの
	最大	3.3	$2.1 \times 10^5$	400	
注入後	最小	1.2	$2.7 \times 10^4$	52	
	最大	2.7	$1.4 \times 10^5$	270	

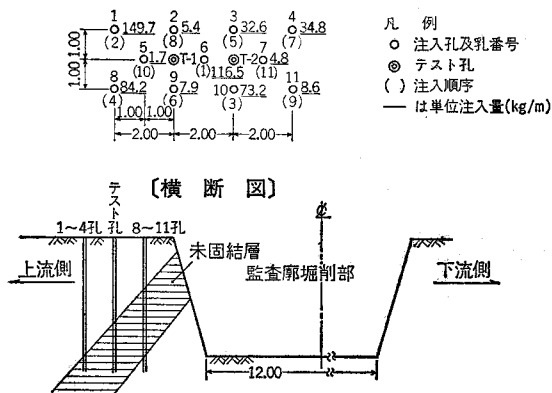


図-3 カーテングラウト試験孔配置図

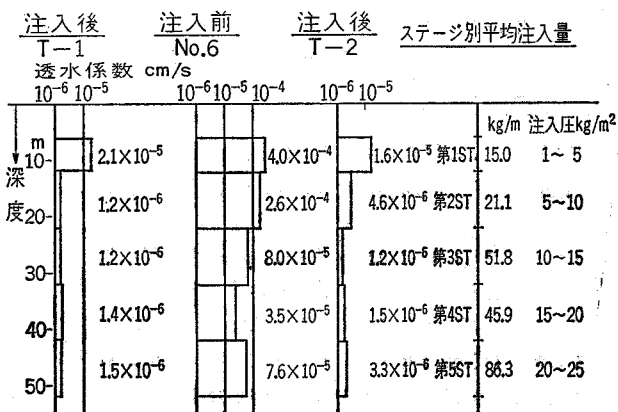


図-4 カーテングラウト注入前後比較

とともに、リ、ワ、ヨ、レ及びへ、ト各孔を利用して弾性波速度を注入前後に測定した。(図-2 参照)

これらの試験の結果をまとめると透水性の改良度は表層第1ステージは2倍程度、第2ステージは $\alpha \times 10^{-5}$  cm/sが $\alpha \times 10^{-5}$  cm/sと1乗小さく改良されている。表層の改良度が低いのはグラウトキャップが施工されていないことから十分な注入が行なわれなかったと判断される。弾性波速度からみた場合、注入によって岩盤の弾性係数あるいは強度が全般的に増大したとは即断できないが、全体的に岩盤が均一化された傾向は顕著である。又不均一な岩盤の強度を支配する要素が岩盤中の最も脆弱部分の強度によるとすれば準岩盤強度の最小値が倍増しており、これから考えてグラウトにより岩盤強度は2倍程度補強されたといえるだろう。

(2) カーテングラウト

河床部のG18よりやや左岸寄りでカットオフ上流側に

おいて図-3の通りの孔配置で試験を行った。地質は表面より約45mは凝灰角礫岩で、そのなかにところどころ流紋岩の岩脈が貫入し接触部は珪化されて硬質となっている。45m附近以下はほとんど流紋岩が分布しており、珪質硬化部分の顕著なものはこの流紋岩の直上位の凝灰角礫岩に強く見られる。又カットオフ掘削上流法面に凝灰角礫岩の未固結層が最大幅3m程度で上流側に60°~70°の傾斜で、カットオフ軸線とほぼ平行に走っている。穿孔は前記②の試験に準じて行った。すなわち注入孔孔径46%とテスト孔66%でコア採取をした。注入は5段階に分割しNo.6を除いてすべてステージ工法で行った。順序、単位注入量は配置図に示す通りである。

グラウトの平均単位注入量について述べれば、施工順序の早い程注入量が多く後になるに従って減少の傾向を示しており、このことは図示のパターンで各孔が影響し合っていることを示すと共にこの岩盤では注入の処女性

が高いことが分る。深度と注入量関係は、深度の増加に対応して注入量も増している。これは注入圧力が増加すること、最深部は流紋岩と凝灰角礫岩との接触部にあたるため増加していると考えられる。表層1~2ステージは未固結層を貫通すること、グラウトキャップが無いことから地表への漏洩がみられ、注入をしばしば中断したことがあった。透水性の改良度は、当初の透水係数 $\alpha \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/s}$ が $\alpha \times 10^{-5} \sim 10^{-6} \text{cm/s}$ と1~2乗オーダー改良され、基礎岩盤の遮水はグラウトにより改良することが可能であると判断された。

### III カットオフの基礎処理基準

#### 1. 概要

カットオフの基礎は、\*深山ダムの地形、地質の特徴及本文1~2で述べた如く、左岸は流紋岩、河床部は凝灰角礫岩、右岸は熔結凝灰岩よりなっているが、何れも堅硬で不透水性の連続したものではない。すなわち節理、亀裂の発達しているもの、未固結部分あるいは風化部分を介在しているなどである。これ等基礎岩盤支持力の強化を測り均一性を高めカーテングラウトの補助として遮水性の増加のためコンソリデーショングラウトを行う。断層破砕帯粘土等軟弱部の処理は不良箇所を取除きコンクリートにより置換処理するものとする。基礎岩盤の透

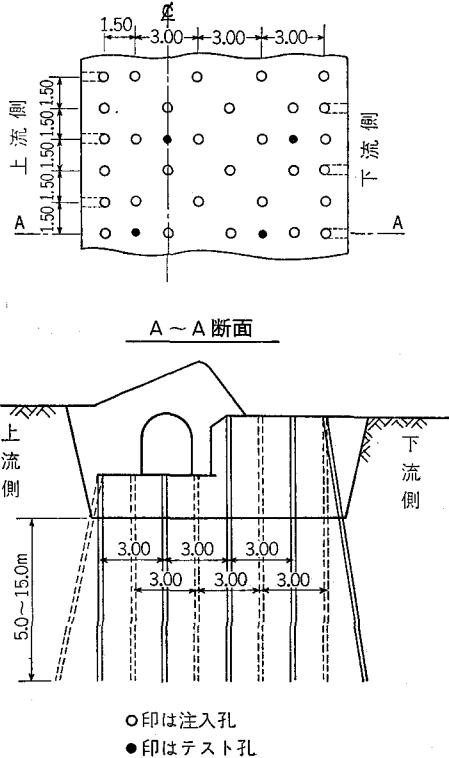


図-5 河床部孔配置平面図(施工区間1B L~16B L)

\* 水と土 第16号 大野勝次氏報文

水性の改良はカーテングラウトを行うものとする。

#### 2. 施工の基準

ダムの調査、IIの試験結果および設計基準等を勘案してコンソリデーショングラウト、ならびにカーテングラウトの施工基準を次のように定めた。

##### ① コンソリデーショングラウト

##### (i) 注入孔のパターン

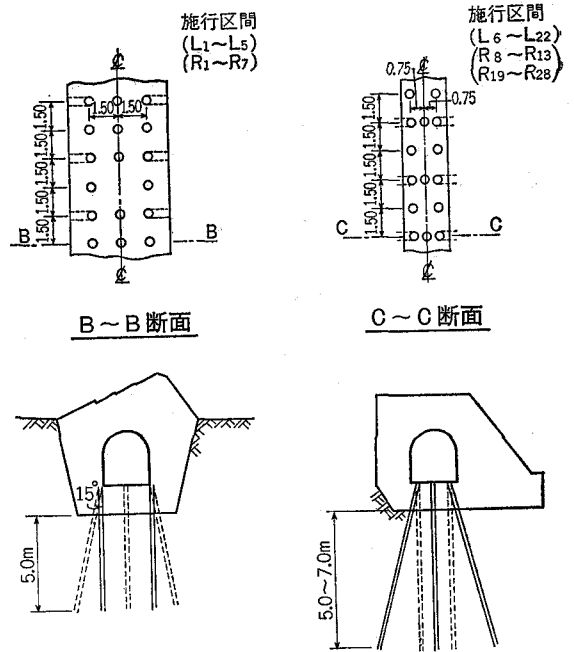


図-6 左右岸部孔配置平面図

(部分図)

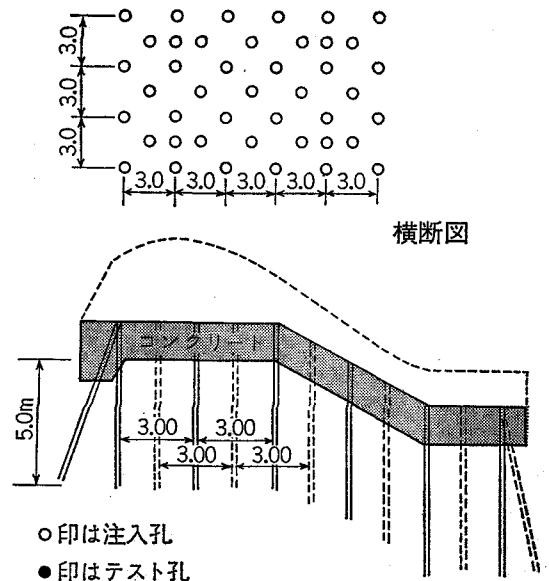


図-7 余水吐越流部孔配置図

(d) ステージ長及び注入圧力

施工区域 孔深	孔 長					注 入 圧 力				
	河 床 部			左 右 岸 部		河 床 部			左 右 岸 部	
	5 m	10m	15m	5 m	7 m	5 m	10m	15m	5 m	7 m
第 1	5 m	3 m	3 m	5 m	3 m	kg/cm <sup>2</sup> 5.0	kg/cm <sup>2</sup> 1.5	kg/cm <sup>2</sup> 1.5	kg/cm <sup>2</sup> 5.0	kg/cm <sup>2</sup> 1.5
第 2		7	7		4		5.0	4.0		5.0
第 3			5					7.0		

注 流紋岩、熔結凝灰岩は孔深 5 m、注入圧 5 kg/cm<sup>2</sup>とし、凝灰角礫岩部は孔深10m、2ステップ、注入圧 5 kg/cm<sup>2</sup>を標準としたが、亀裂風化部は1ステップ深くまで注入。

(v) ボーリング

穿孔はφ45%のダイヤモンドビットを使用しロータリー式ボーリングマシンで行う。ボーリング完了後孔内をウォータージェットで清水になるまで洗浄する。

(ニ) グラウト

注入材料は取扱いの容易で、注入後安定性がよく、経済的な普通ポルトランドセメントを使用する。注入方式は原則としてパッカー工法とする。

(f) 注入前水押テスト圧力

施工区域 孔深	河 床 部			左 右 岸 部		摘 要
	5 m	10m	15m	5 m	7 m	
第 1	kg/cm <sup>2</sup> 2.0	kg/cm <sup>2</sup> 1.5	kg/cm <sup>2</sup> 1.5	kg/cm <sup>2</sup> 2.0	kg/cm <sup>2</sup> 1.5	テスト時間は最大圧力で10分間とする。 余水吐部1.5kg/cm <sup>2</sup> はとする。
第 2		3.0	3.0		3.0	
第 3			5.0			

(g) セメントミルクの配合

重量配合でC/W=1/10, 1/8, 1/6, 1/4, 1/2, 1/1とする。

リボーリングは、注入後6時間以上経過しセメントの硬化をまって行った。

(h) 注入開始濃度及び配合切替え基準(設計基準を参照)

水押テスト結果	濃度	切替基準	摘 要
4 l/min/m以下	1/10	600l	左表で注入しても圧力が上昇しない場合は濃度を一段濃くする。1/1で30分注入しても昇圧しない場合は、一時注入作業を中断すること。
4~8	1/8	600l	
8~16	1/6	400l/10min	
16~24	1/4	300l/10min	
24以上	1/2	200l/10min	

(イ) テスト孔

所定の注入を完了した後テスト孔より透水試験を行った。テスト孔の配置は上記(i)を標準とした。ボーリングは66%のダブルコアチューブを使用し、コア採取率100%を目標として行った。ボーリング完了後孔内を完全に洗浄してから透水試験を行った。試験圧力は下表の通りとした。

ステージ	試験圧力 kg/cm <sup>2</sup>	摘 要
第 1	1~3~1	余水吐部は試験圧力を1~2~1 kg/cm <sup>2</sup> とする。
第 2	1~3~5~3~1	

(イ) 注入の完了

注入量が所定の圧力で 1 l/min/m になれば規定の圧力を20分間持続して完了とする。

(ロ) 注入の記録

注入は電磁流量計を設置し、注入圧流入量の記録をとる。注入量が小さい場合は自記圧力計を設置記録する。

(ウ) 検査及びその判定

試験圧力は連続する3回の注水量測定値の最大と最小の差が平均5%以内か、1 l以内になればその圧力は終了とした。1回の測定時間は5分間とした。検査の判定は他のダムの事例等を参考とし所定圧力で 1 l/min/m で合格とした。

(エ) グラウトポンプ

可変容量型とする。

② カーテングラウト

カーテングラウトは、カットオフコンクリートおよびコンソリデーショングラウトの施工後監査廊より行った。

(オ) グラウト及びリボーリングの制限

注入は少なくとも孔間の競合をさけるため6 m以上離さなければ同時注入しないこととし、注入中はステージを規定通り完了するまでは作業を中断してはならない。止むを得ず中断する場合は監査員の指示を受けることとする。

(イ) グラウトの深度

$$d = H/3 + C \quad d: \text{グラウト深度 (m)}$$



H: 静水圧 (m)

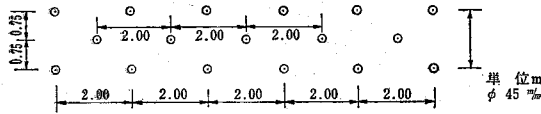
C: 係数 表面遮水壁型で

あること、カットオフの地質試験から20とする。

上記により深度を算定すれば水深により変化したが、作業の煩雑を避けて次の4段階とした。

水深	グラウト深度(m)
最深部	45
水深30mまで	45 ~ 40
水深10mまで	40 ~ 30
水深0mまで	30 ~ 20

(d) 注入孔のパターン



(e) ボーリング

コンソリデーショングラウトに準じた。

(f) グラウト

注入材料は注入効率のよく、安定した材料で、経済的な高炉セメントB種を使用する。

(g) 注入前水押テスト圧力

ステージ	第1	第2	第3	第4	第5	備考
テスト圧力	3	7	10	15	20	各ステージ共テスト時間は10分間とする。

(h) 各ステージ別注入圧力

ステージ	第1	第2	第3	第4	第5
ステージ長(m)	5	10	10	10	10
注入圧力(kg/cm <sup>2</sup> )	5	10	15	20	25

(i) セメントミルクの配合

コンソリデーショングラウトに準じた。

(j) 注入開始濃度及び配合切替え基準

コンソリデーショングラウトに準じた。

(k) 注入の完了

注入圧力が所定の圧力に達し、注入量が0.2l/min/m以下となって20分間圧力を持続して完了とする。

(l) グラウトポンプ

コンソリデーショングラウトに準じた。

(m) グラウト及びリボーリングの制限

注入は少なくとも6m以上離さなければ同時に注入しない。ただし2ステージ以上離れている場合は同時に注入することとした。注入中断の禁止及びリボーリング再開の時間制限については、コンソリデーショングラウトに準じた。

(n) テスト孔

所定のグラウトが完了したならばテスト孔により透水試験を行った。テスト孔は別図に示す通りとした。ボーリングの方法についてはコンソリデーショングラウトに準じた。透水試験の圧力は下表の通りとする。

ステージ	試験圧力 (kg/cm <sup>2</sup> )
第1, 2	1 → 3 → 5 → 3 → 1
第3, 4, 5	1 → 5 → 7 → 10 → 7 → 10 → 1

(o) 検査及びその判定

検査方法はコンソリデーショングラウトに準じた。検査の判定は規定の圧力で0.5l/min/mで合格とする。

③ 軟弱部の処理

カットオフ掘削の結果、断層等があり基礎として不当と判断した場合はその部分を取除きコンクリートに置換した。置換の深さについては次式を基準とした。

$$d = 0.006 b h + 1.5 \quad d: \text{プラグの所要長さ (m)}$$

b: 軟弱層の幅 (m)

b: 水深 (m)

設計基準P364

## IV グラウト工事の内容

### 1. 施工順序

カットオフはダム最深部の河床部から左右両岸に向い、掘削コンクリート打設の順序で施工した。基礎処理のグラウトもこれに追従して実施した。すなわち河床部カットオフの底盤コンクリート打設後コンソリデーショングラウトを行い、続いて監査廊コンクリートを打設し坑内よりカーテングラウトを行った。両岸部は築堤工程より先行する必要から監査廊コンクリート打設後坑内よりコンソリデーショングラウトを、続いてカーテングラウトを行った。余水吐越流部は規定標高まで岩盤掘削後、コンクリートをリフト打設しグラウトキャップとした。そしてコンクリート打設の困難な冬期にコンソリデーション、カーテングラウトの順で施工した。左右岸接続部は監査廊、余水吐に続いて行った。その実施位置は図一8のとおりであり、その数量内訳は表一6の如くなる。

### 2. 施工数量

① ボーリング数量 (81頁, 表6~7掲載)

② グラウト数量 (81頁, 表8~9掲載)

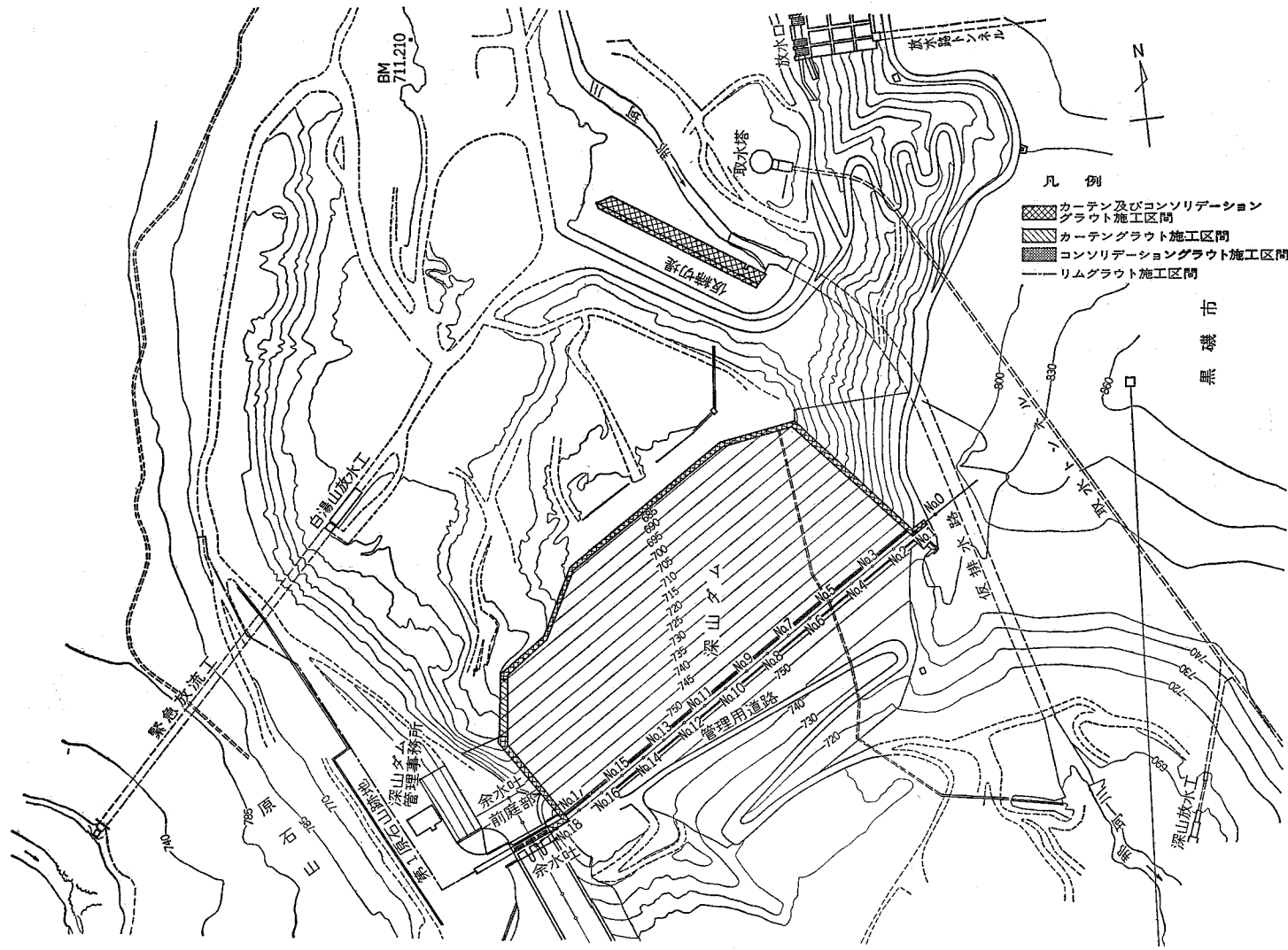
### 3. 注入実績

① コンソリデーショングラウト

(i) 注入状況

実施の内容は、図一8, 9, 10に示す通りである。すなわちセメント注入量を地質別にみると左岸流紋岩では注入前透水係数の大小に応じて注入量が増減している。

8-図



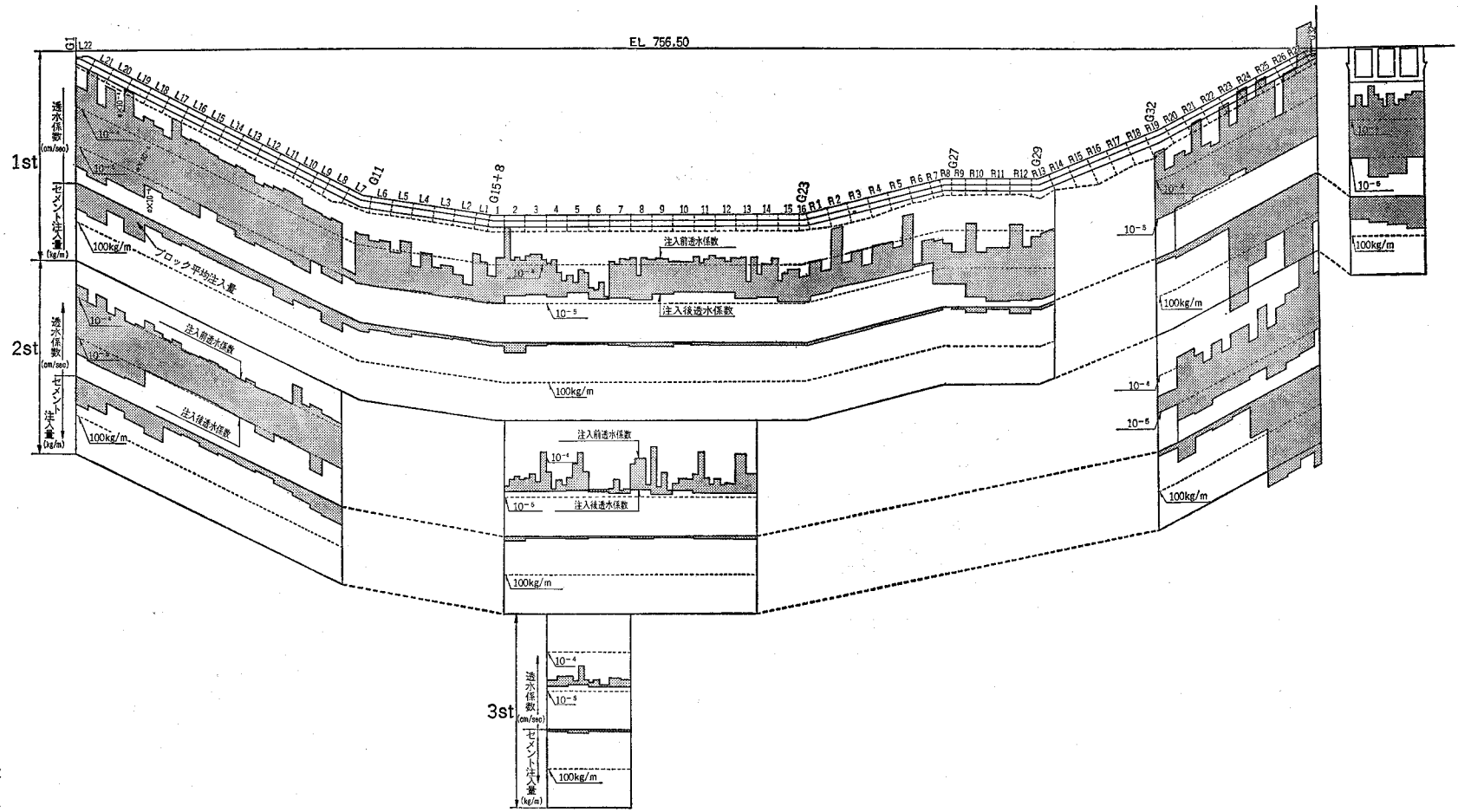


図-9 深山ダムコンソリデーショングラウト完成図

余水吐コンソリデーショングラウト

凡例

- 20kg/m以下
- 20~50kg/m
- 50~100kg/m
- 100~200kg/m
- 200~200kg/m以上

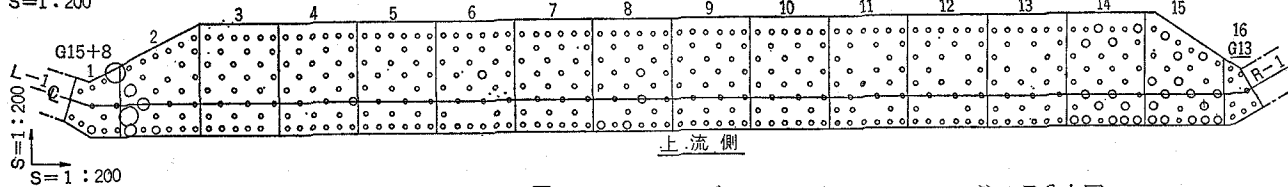
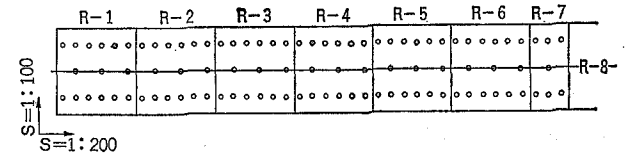
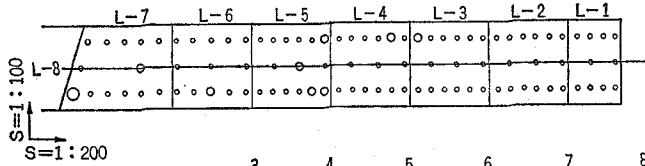
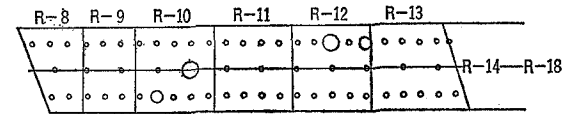
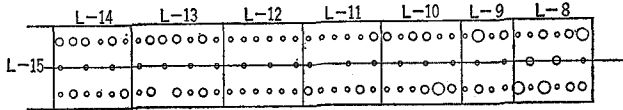
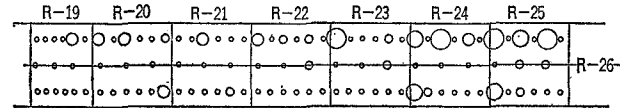
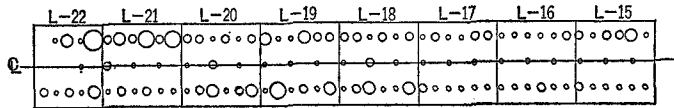
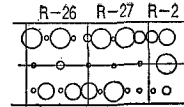
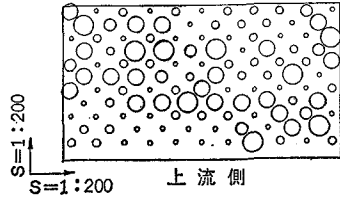


図-10 コンソリデーショングラウトセメント注入量分布図

① ボーリング数量

(イ) コンソリデーショングラウト (表-6)

区 分	グラウト孔				テ ス ト 孔				計			
	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計
監 査 廊	1,050	2,770.3	6,793.0	9,563.3	110	297.2	760.4	1,057.6	1,160	3,067.5	7,553.4	10,620.9
余 水 吐	116	174.0	580.0	754.0	6	9.0	30.0	39.0	122	183.0	610.0	793.0
計	1,166	2,944.3	7,373.0	10,317.3	116	306.2	790.4	1,096.6	1,282	3,250.5	8,163.4	11,413.9

(ロ) カーテングラウト (表-7)

区 分	グラウト孔				テ ス ト 孔				計			
	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計	孔数	コンク リート 穿孔長	岩 盤 穿孔長	計
監 査 廊	788	1,933.1	29,258.7	31,191.8	97	239.9	3,521.1	3,761.0	885	2,173.0	32,779.8	34,952.8
余 水 吐	57	130.0	1,506.0	1,636.0	7	16.0	226.4	242.4	64	146.0	1,732.4	1,878.4
左岸接続部	21	—	700.6	700.6	2	—	51.6	51.6	23	—	252.2	752.2
右岸接続部	73	—	3,154.4	3,154.4	5	—	185.0	185.0	78	—	3,339.4	3,339.4
計	939	2,063.1	34,619.7	36,682.8	111	255.9	3,984.1	4,240.0	1,050	2,319.0	38,603.8	40,922.8

② グラウト数量

(イ) コンソリデーショングラウト (表-8)

	孔 数	注 入 延 長	セメント注入量	単位注入量	1孔当注入量
監 査 部	1,160	7,553.4	154.3	10.4	133.0
余 水 吐	122	610.0	44.0	72.1	591.0
計	1,282	8,163.4	198.3	24.3	154.6

(ロ) カーテングラウト (表-9)

	孔 数	注 入 延 長	セメント注入量	単位注入量	1孔当注入量
監 査 廊	885	32,779.8	858.0	26.1	969.5
余 水 吐	64	1,732.4	103.4	59.7	1,630.3
左岸接続部	23	691.4	60.8	87.9	2,643.5
右岸接続部	78	3,066.4	185.2	60.4	2,374.3
計	1,050	38,270.0	1,207.4	31.5	1,150

岩盤風化の程度が低く掘削の影響が少ない河床部ないし河床部に近い程注入量は少ない。又深度が大きい程注入前透水係数注入量は小さい。透水係数が $10^{-5}$ cm/sでは注入量は10kg/m以下となり $10^{-4}$ cm/sでは10kg/mを上廻り $10^{-3}$ cm/sに近い透水係数では注入量が50kg/mを越すことが多い。河床部の凝灰角礫岩も、上記同様風化、掘削の影響が表層程大きく透水係数も第1, 2, 3ステージの順序に小さくなり $10^{-4}$ ~ $10^{-5}$ cm/s台と変化している。セメント注入量は何れのオーダーでも10kg/m以下である。右岸流紋岩はNo.16~R5ブロック間に節理の発達が著しく、透水係数が $10^{-3}$ cm/sに近いものがみられるが、注入量は河床部凝灰角礫岩と大差はない。右岸R23ブロック以上では、開いた節理が発達しているので、注入量は平

均140kg/mとカットオフで最大値を示している。又全体を通じていえることは注入工程が進行するに従って注入量が減少している。

(ロ) 注入後の状況

左岸は注入量に応じて岩盤の透水性の改良度も増加している。K= $1 \times 10^{-5}$ cm/sに少くとも改良されており、注入量が局部的に大きいところ(50kg/m程度)では $10^{-6}$ cm/sオーダーになっている。河床部は注入量が少ないにもかかわらず $10^{-4}$ cm/sオーダーのものは $2 \sim 3 \times 10^{-5}$ cm/sとなっている。右岸も $10^{-3}$ ~ $10^{-4}$ cm/sから $1 \sim 2 \times 10^{-5}$ cm/s以上にすべて改良された。特徴的なことはR7~R13, R19~R28の第2ステージ部分、余水吐越流部が $10^{-6}$ cm/sに改良されたことである。R7~R13及びR19~R24

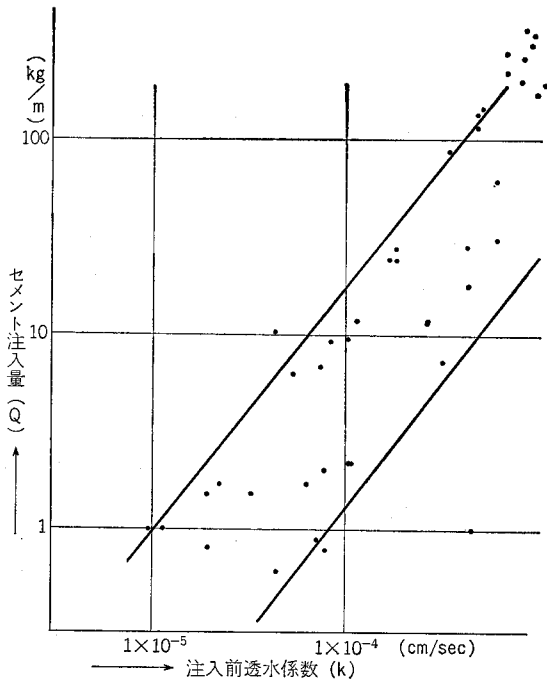


図-11 右岸部コンソリデーショングラウト  
(熔結凝灰岩) Q~K関係図

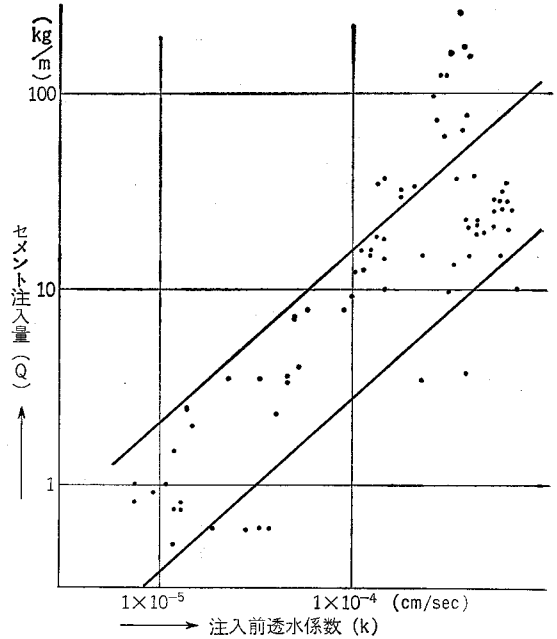


図-13 左岸部コンソリデーショングラウト  
(流紋岩) Q~K関係図

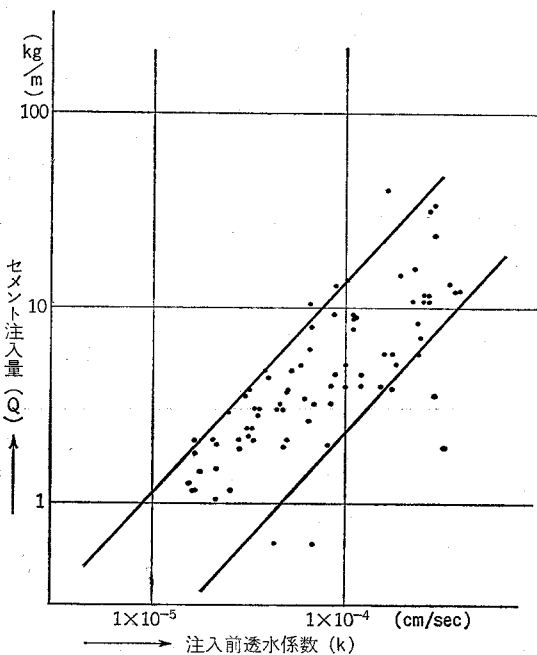


図-12 河床部コンソリデーショングラウト  
(凝灰角礫岩) Q~K関係図

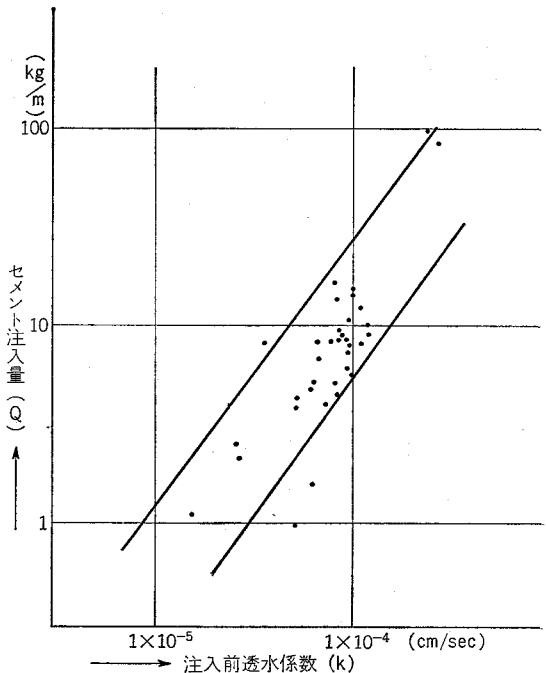


図-14 右岸部コンソリデーショングラウト  
(流紋岩) Q~K関係図

は注入前の透水係数が小さく、R25~R28、余水吐部分は透水係数、単位注入量とも大きく、しかし改良後は何れも $10^{-6}$ cm/s台となっていることで、これは熔結凝灰岩の特性と同時に地形及び掘削の影響を多分に受けてい

るものと考えられる。すなわちダム上部に至るにつれて地山はうすくなり、原土採取用の発破、余水吐、カットオフ工事が重複あるいは至近距離で行なわれたため、基礎岩盤に与える影響も大きく注入量が急増したものと考



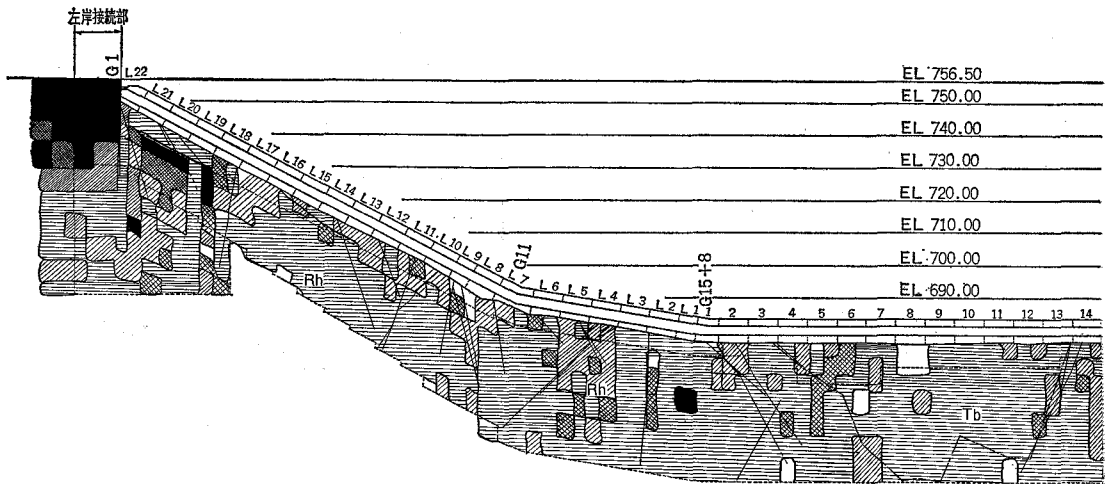


図-16 深山ダムの

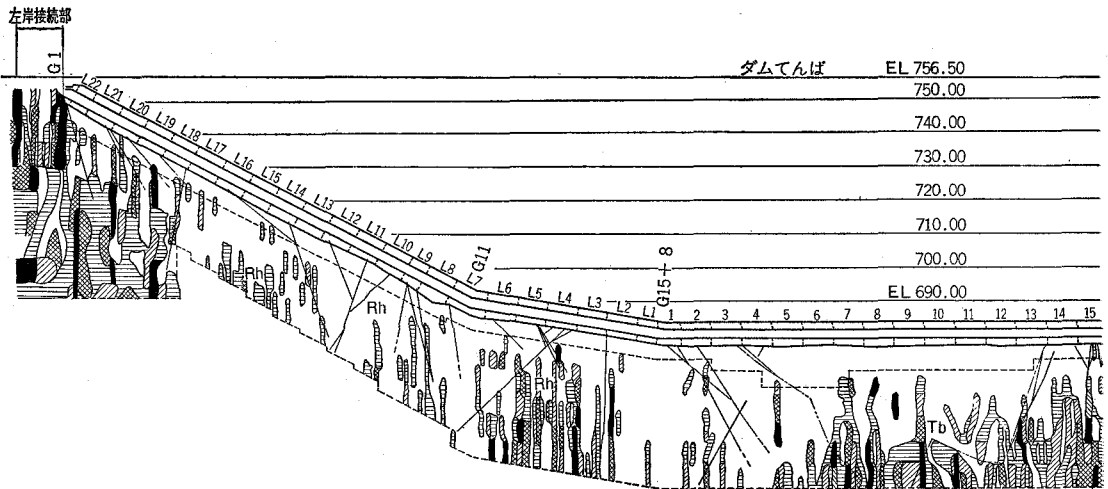


図-17 カーテングラウト

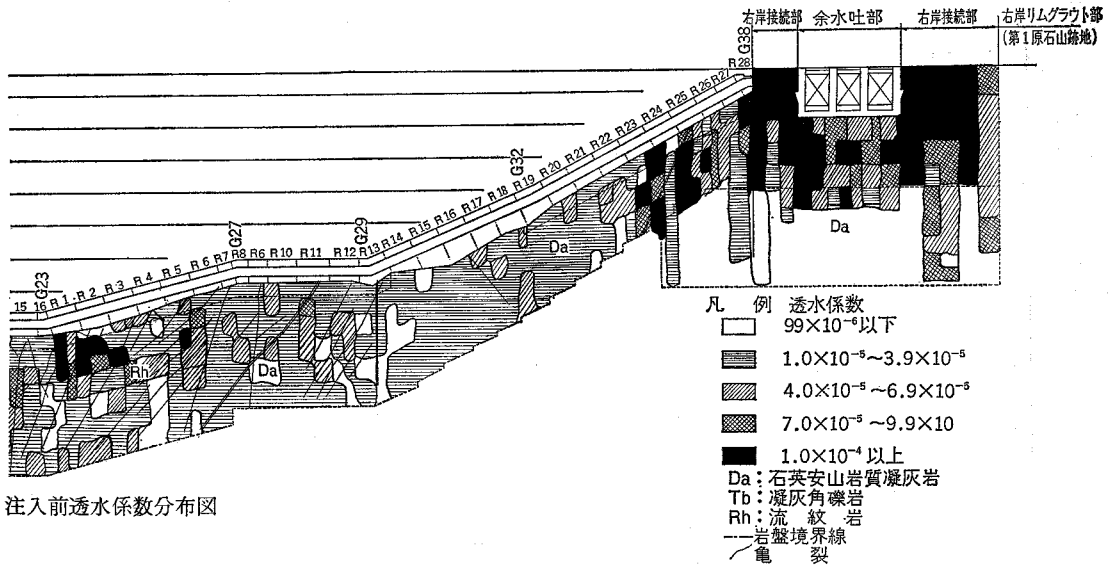
えられる。地質別の透水係数とセメント注入量の相関は別図に示す如く、透水係数に比例して注入量も増加する。又  $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$  以下では注入量は地質とあまり関係なく  $10 \text{kg/m}$  以下となり、 $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$  を越すと左右岸部では注入量が増大する。改良度を注入前後の透水度の割合で表せば、左岸  $= K_1/K_2 = 10 \sim 15$ 、河床部  $= K_1/K_2 = 5 \sim 10$ 、右岸  $= K_1/K_2 = 10 \sim 15$  となっている。河床部の直接弾性波速度の比は  $2.69/2.53 = 1.06$ 、余水吐部で  $2.5$  が  $3.0 \text{km/s}$  程度となっている。

② カーテングラウト

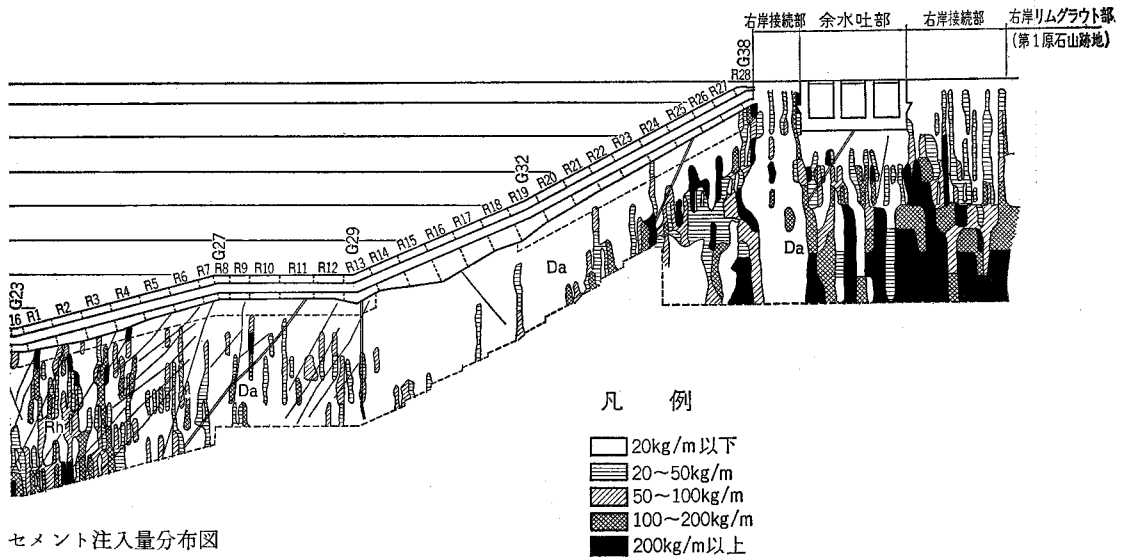
(イ) 注入状況

注入前の透水係数及注入状況は別図-15, 16, 17, 図に、注入後は図-19に示すとおりである。注入量は左右岸接続部、余水吐部、監査廊の順で減少しており、監査廊においては左右岸地山接続部に近づく程大きくなっている。左岸の L19～地山接続部、L2～L6に亘って注入量の多い箇所が認められる。前者は流紋岩の風化部分のオープンクラックへの注入であり、後者は断層に沿って注入されたものであろう。河床部はW型に基礎上部に賦存する凝灰角礫岩の周辺部に注入量が多いところがあった。これは接触面が断層となっていることから、これに沿って注入が伸びたものと考えられる。又No.15～R4





注入前透水係数分布図



セメント注入量分布図

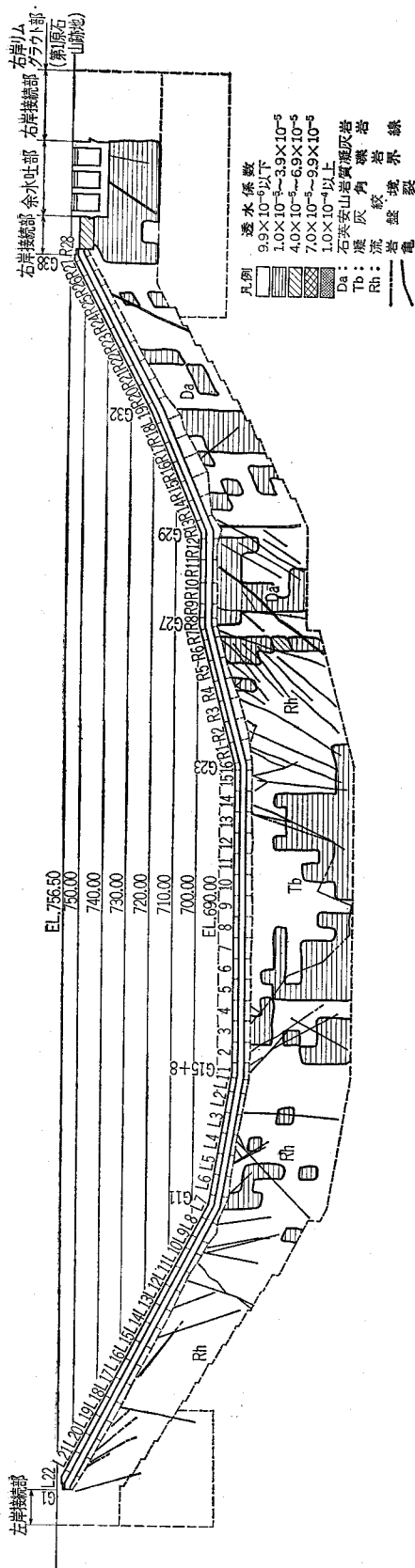
の間は流紋岩中に細かい断層が存在し節理も発達していることから $10^{-4}$ cm/sと透水係数も大きい部分であり、平均注入量は43kg/mとなっている。R23~R28, 余水吐, 右岸地山接続部にかけて注入量が多く、特にコンソリデーショングラウトの範囲を越えた深部で大きいことが特徴である。

(ロ) 注入後の状況

左岸はすべて $10^{-6}$ cm/sに改良された。河床部ではW型に分布している凝灰角礫岩の周辺部に $10^{-5}$ cm/sオーダーのものが残ったところがあるが大部分は $10^{-6}$ cm/sとなっている。R1~R5の地質の不良箇所はすべて $10^{-6}$ cm/s

台となっておりR6~R18の間に $10^{-5}$ cm/s台のものがある。ここは注入前の透湿度も小さく注入量も小さかったところである。余水吐附近は注入前透湿度、注入量何れも大きかったが $10^{-6}$ cm/sに近くまで改良された。カーテングラウトについても透水係数と注入量の関係についてみれば、大略コンソリデーショングラウトと同じ傾向を示している。異なることは $10^{-5}$ オーダーでは10kg/m以下 $10^{-5}$ cm/sで注入量が増加することである。このことはコンソリデーショングラウトに対して注入圧力が大きいためと考えられる。又改良度を示せば

L17~左岸地山接続部  $K_1/K_2 = 10 \sim 20$



図一18 深山ダムの注入後透水性係数分布図

- L 1～L17 ブロック     〃   = 5～10
- Na. 1～Na.16 ブロック   〃   = 2～5
- R 1～R18 ブロック     〃   = 2～5
- R19～余水吐右岸地山部   〃   = 10～20

ただし  $K_1$  = 注入前透水係数,  $K_2$  = 注入後透水係数  
すなわち河床部については  $2 \sim 5 L_u$  の透水性を  $1 L_u$  に、左右岸部は  $5 \sim 10 L_u$  の透水性を  $1 L_u$  に改良することに成功したこととなる。

### V あとがき

以上ダム基礎処理について述べたが、右岸地山については右岸接続グラウトに接続して延長約350mのリムグラウトを施工した。穿孔延長約12,000m、注入セメント量約880tを使用し、その深度は40～50mである。本工事で地山の薄い左岸からの漏水防止をはかった。又緊急放流工、仮排水路トンネルの閉塞等は本体のカーテングラウトと連続した遮水グラウトを行った。又監査廊の施工継手については、コンクリート打設後一定時期を経てセメント又は薬液を注入し、カットオフの防水を補完した。昭和48年3月より貯水を開始し、同年12月までの間(水位EL740m)漏水量は水位の上昇につれて漸増したが、問題とすべきものはなかった。監査廊内で揚圧力を測定した結果左岸河床部に局所的に高圧部分のみられたので、追加補強グラウトを施工し水圧の25%以下の揚圧力に低下させた。

全体を通じて痛感したことは、グラウト工事は刻々に現場状況が変化するが、これに即応できるよう熟練した技工及び現場技術者の常駐が必要である。このことは、一定の注入パターンにこだわることなく地山状況に対応した注入が必要で、その指示判断を適確にすることが要求される。厚さの薄いカーテングラウトで不透水性の高い壁を構築することはなかなか困難である。一定の幅又は長さ確保し、その範囲内を改良することの方が所期の精度が期待できる。構造物の着岩部及び最寄り周辺のグラウトは点検孔を設け充分その効果を確認することが大切である。

グラウトは築堤工事と併行して実施されたが、冬期間に主力を置いた工事となり、このため厳しい気象条件、峻険な斜面、狭少な坑内等幾多の困難を克服して工事を遂行した。設計施工に当り御指導をいただいた京都大学沢田教授、大成建設KK中村武夫氏、永吉深山作業所長、三祐KK春日氏および関係各位に厚く謝意を表する次第である。

### 参考文献

- 関東農政局(1965), 那須野原地区総合土地改良事業計画
- 関東農政局那須野原開拓建設事業所, KK応用地質調査事務所(1969), 深山ダム地質調査報告書

会

告

農業土木技術研究会第5回理事会

日時：昭和49年5月16日 12時30分於内幸町飯野ビル 9Fキヤッスル

出席者：正副会長急用の為欠席

宮城好弘理事（議長代理）

木村幸雄，中島哲生，藤塚太郎各理事

岡本勇監事

農林省側より前田修，八木直樹，中西一継各幹

事，伊藤祿太郎事務局長

議題

1. 48年度事業報告に関する件
2. 48年度決算報告の件
3. 49年度予算(案)承認に関する件
4. 49年度事業計画に関する件
5. その他

理事会により承認された決算及予算(案)は次の通りである。

農業土木技術研究会昭和48年度会計について監査を行ったところ下記のとおり内容が適正であることを認めます。 監事 泉 敏郎，岡本 勇

48年度決算書

収入の部

科 目	48年度決算額	48年度予算額	増 減(△)	摘 要
会 費	9,806,550	10,670,000	△ 863,450	
通 常 費	8,756,650	9,600,000	△ 843,350	48年度分
広 告 費	1,049,900	1,070,000	△ 20,100	105口分
雑 費	1,179,800	1,200,000	△ 20,200	13, 14, 15号分
前 年 度 繰 越 金	89,506	10,000	79,506	銀行利息 雑誌売却
通 常 費	441,000	418,400	22,600	
広 告 費	97,600	100,000	△ 2,400	47年度分
雑 費	30,000	30,000	0	47年度分
前 年 度 繰 越 金	313,400	288,400	25,000	47年度12号分
合 計	12,763,165	13,544,709	△ 781,544	

支出の部

科 目	48年度決算額	48年度予算額	増 減(△)	摘 要
会 誌 行 費	7,132,812	7,256,000	△ 123,188	
印 刷 費	5,532,966	4,800,000	732,966	4冊分(48年度)
原 稿 集 送 費	680,900	704,000	△ 23,100	同 上
編 集 費	83,600	132,000	△ 48,400	同 上
運 送 費	835,346	1,620,000	△ 784,654	同 上
事 業 費	24,100	580,000	△ 555,900	
研 究 費	24,100	100,000	△ 75,900	副賞2篇(1篇10,000円及賞状作成)
座 談 会 費	—	400,000	△ 400,000	
資 料 費	—	80,000	△ 80,000	
会 議 費	323,141	300,000	23,146	理事会，幹事会，編集会
事 務 費	1,513,349	1,795,000	△ 281,701	
備 用 品 費	21,900	50,000	△ 28,100	火災用避難用ロープ
旅 行 費	241,214	400,000	△ 158,786	切手代，電話料
広 告 費	70,000	250,000	△ 180,000	事務局長手当，交通費
旅 行 費	348,200	360,000	△ 11,800	契約広告料3割 土地改良新聞社に支払
事 務 費	285,930	250,000	35,930	会費5%引(手数料)20名以上の場合
消 耗 品 費	52,405	60,000	△ 7,595	貯金局支払
給 付 費	340,800	350,000	△ 9,200	部屋代及光熱費
諸 退 保 費	104,850	25,000	79,850	事務用品
手 積 立 金 費	48,050	50,000	△ 1,950	
職 員 給 料	1,609,200	1,508,440	100,760	職員2名分給料
立 支 出 費	798,458	787,761	10,697	賞与
年 度 繰 越 金	182,784	134,710	48,074	1ヵ月分
印 刷 費	95,576	90,000	5,576	事業主負担分
編 集 費	92,200	86,520	5,680	
運 送 費	—	—	—	
予 算 繰 越 金	—	—	—	
通 常 費	92,200	86,520	5,680	12号分
広 告 費	—	—	—	
前 年 度 繰 越 金	—	1,006,278	△1,006,278	
合 計	991,545	991,545	0	
合 計	12,763,165	13,544,709	△ 781,544	

**49 年 度 予 算**

**収 入 の 部**

科 目	49年度予算額	48年度予算額	増 減(△)	摘 要
会 費	13,050,000	10,670,000	2,380,000	
通 常 会 費	12,000,000	9,600,000	2,400,000	会員数 7,500人
廣 告 費	1,050,000	1,070,000	△ 20,000	68社 105口 (1口 10,000円)
雑 収	1,350,000	1,200,000	150,000	1回 450,000円 (3回)
過 年 度 収 入	10,000	10,000	0	銀行利息
通 常 会 費	730,000	418,400	311,600	
廣 告 費	220,000	100,000	120,000	48年度分 未収人
前 年 度 繰 越	0	30,000	△ 30,000	
	510,000	288,000	222,000	16号分 (48年度)
	991,545	1,246,309	△ 254,764	
合 計	16,131,545	13,544,709	2,586,836	

**支 出 の 部**

科 目	49年度予算額	48年度予算額	増 減(△)	摘 要
会 誌 発 行 費	9,236,000	7,256,000	1,980,000	
印 刷 費	7,200,000	4,800,000	2,400,000	20,000円/頁×90(頁)×4回
原 稿 集 費	704,000	704,000	0	2,200円/頁×80(頁)×4回
運 賃 送 料	132,000	132,000	0	2,200円/頁×15(篇)×4回
事 業 費	1,200,000	1,620,000	△ 420,000	1回300,000円×4回
研 究 會 費	350,000	580,000	△ 230,000	
座 談 會 講 演 費	100,000	100,000	0	
資 料 費	200,000	400,000	△ 200,000	
會 事 費	50,000	80,000	△ 30,000	図書購入
議 務 費	400,000	300,000	100,000	理事会, 幹事会, 編集会議
備 品 費	2,205,000	1,795,000	410,000	
通 信 費	50,000	50,000	0	
旅 行 費	400,000	400,000	0	
廣 告 費	250,000	250,000	0	
手 還 手 費	405,000	360,000	45,000	
替 務 費	360,000	250,000	110,000	
消 耗 品 費	60,000	60,000	0	
給 諸 手 当	480,000	350,000	130,000	室料及光熱費 月40,000円
退 職 積 立 金	150,000	25,000	125,000	
保 險 料	50,000	50,000	0	
過 年 度 支 出	1,854,000	1,508,440	345,560	職員2名給料
印 刷 費	833,716	787,761	45,955	" 賞与, 通動手当, 時間外手当
原 稿 集 費	198,340	134,710	63,630	" 1カ月分
運 賃 送 料	120,000	90,000	30,000	事業主負担分
子 備 費	153,000	86,520	66,480	
	153,000	86,520	66,480	
	781,489	1,006,278	△ 224,789	
合 計	16,131,545	13,544,709	2,586,836	

**会 費 改 訂 の お 知 ら せ**

会員各位殿

農業土木技術研究会

会誌「水と土」は本会の主要事業として編集委員諸氏の努力と会員各位の御協力によりまして、内容も益々充実してまいりました。昨年48度に年間800円から1,200円に値上させて頂きましたが、本年度になり再

び物価昂騰の為現会費1,200円では運営が甚だ困難になり、止むをえず、49年度より年間1,600円に改訂させて頂くことに過日5月16日第四回理事会に於て決定いたしましたので、おそい御報告になりましたが何卒よろしくお願ひ申し上げます。

農業土木技術研究会役員

会 長 福沢 達一 構造改善局建設部長  
 副 会 長 緒形 博之 東京大学教授  
 理 事 井上 弘 茨城県農地部長  
 “ 岡部 三郎 構造改善局設計課長  
 “ 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長  
 “ 木村 幸雄 構造改善局整備課長  
 “ 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役  
 “ 茶谷 仁 農業土木試験場土地改良部長  
 “ 永田 正董 土地改良建設協会専務理事  
 “ 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役  
 “ 中島 哲生 構造改善局水利課長  
 “ 馬場 博 関東農政局建設部長  
 “ 藤塚 太郎 農業土木事業協会専務理事  
 “ 宮城 好弘 水資源開発公団第二工務部長  
 監 事 泉 敏郎 関東農政局設計課長  
 “ 岡本 勇 日本農業土木コンサルタンツ理事  
 常任顧問 杉田 栄司 構造改善局次長  
 “ 住吉 勇三 全国農業土木技術連盟委員長  
 顧 問 井元 光一 水資源開発公団理事  
 “ 小川 泰恵 八郎潟新農村建設事業団理事  
 “ 梶木 又三 参議院議員  
 “ 金子 良 日本大学教授  
 “ 小林 国司 参議院議員  
 “ 櫻井 志郎  
 “ 佐々木四郎 日本農業土木コンサルタンツ理事長  
 “ 重政 庸徳  
 “ 清野 保 愛知工業大学顧問  
 “ 高月 豊一 京都大学名誉教授  
 “ 田村徳一郎 明治大学講師  
 “ 中川 一郎 衆議院議員  
 “ 野知 浩之  
 “ 福田 仁志 東京大学名誉教授  
 “ 山崎平八郎 衆議院議員  
 参 与 須恵 務 東北農政局設計課長  
 “ 武田 清 北陸農政局設計課長  
 “ 長野 孝夫 東海農政局設計課長  
 “ 金津 昭二 近畿農政局設計課長  
 “ 伊藤 久弥 中四国農政局設計課長  
 “ 高田 徳博 九州農政局設計課長  
 “ 吉富 和男 北海道開発局土地改良課長  
 “ 皆川美智也 北海道農業水利課長  
 “ 山瀬 俊一 青森県土地改良第一課長  
 “ 清水 孝純 岩手県耕地建設課長  
 “ 小林 俊昭 宮城県耕地課長

参 与 藤原 光平 秋田県農業水利課長  
 “ 末松 雄祐 山形県耕地第一課長  
 “ 佐藤 英明 福島県農地建設課長  
 “ 松村 進 茨城県農地建設課長  
 “ 高橋 秀男 栃木県土地改良第一課長  
 “ 佐藤 茂 群馬県耕地開発課長  
 “ 大木 知幸 埼玉県耕地計画課長  
 “ 斉藤 博雅 千葉県耕地第一課長  
 “ 仲田 真己 東京都農地課長  
 “ 飯塚 晴信 神奈川県農地整備課長  
 “ 葉袋 茂雄 山梨県耕地課長  
 “ 下村 達男 長野県耕地第一課長  
 “ 山崎弘二郎 静岡県農営企画課長  
 “ 須藤良太郎 新潟県農地建設課長  
 “ 鍋田 実 富山県耕地課長  
 “ 嘉藤章太郎 石川県耕地建設課長  
 “ 吉川 汎 福井県耕地課長  
 “ 木村 英夫 岐阜県農地計画課長  
 “ 勝又 讓 愛知県耕地課長  
 “ 鈴木 領 三重県耕地課長  
 “ 広瀬 義雄 滋賀県耕地建設課長  
 “ 片山 啓二 京都府耕地課長  
 “ 吉岡 孝信 大阪府耕地課長  
 “ 谷岡 恒男 兵庫県農地課長  
 “ 窪田 博 奈良県耕地課長  
 “ 小川 力也 和歌山県耕地課長  
 “ 坂根 勇 鳥取県耕地課長  
 “ 岡 喜康 島根県耕地課長  
 “ 村上 澄雄 岡山県耕地課長  
 “ 市原 正義 広島県耕地課長  
 “ 中村 源三 山口県耕地課長  
 “ 池田 実 徳島県耕地課長  
 “ 杉平 銀雄 香川県土地改良課長  
 “ 檜垣潤一郎 愛媛県耕地課長  
 “ 山崎 正仁 高知県耕地課長  
 “ 印藤 勝文 福岡県農地整備課長  
 “ 天ヶ瀬理弥 佐賀県土地改良第一課長  
 “ 宮本 安一 長崎県耕地課長  
 “ 近藤 阪衛 熊本県耕地第一課長  
 “ 瀬尾 悟 宮崎県耕地課長  
 “ 馬淵 正行 大分県耕地課長  
 参 与 百元 和夫 鹿島県農地整備課長  
 幹 事 浅井喜代治 東京農工大学助教授  
 “ 一川 保夫 構造改善局建設部水利課係長  
 “ 遠藤 紀寛 経済企画庁総合開発局開発調整課主査  
 “ 小泉 恵二 構造改善局技術課課長補佐  
 “ 近藤 勝英 構造改善局水利課係長

幹事	立花 貴	〃	開発課係長	愛知	塩谷 組	1口
〃	谷本 和明	〃	防災課災害査定官	東京	世紀建設(株)	〃
〃	寺沢 貢	水資源開発公団計画部調査課副 参事	青森	森田建設(株)	〃	〃
〃	中島 均	関東農政局建設部設計課設計官	東京	(株)武井工業所	〃	〃
〃	原田 一夫	構造改善局計画部技術課係長	東京	(株)田原製作所	〃	〃
〃	山村 宗仁	〃 整備課係長	香川	大阪建設(株)高松支店	〃	〃
〃	吉田 良和	企画調整室課長補佐	大分	高山総合工業(株)	〃	〃
常任幹事	伊藤諒太郎	全国農業土木技術連盟事務局長	東京	中央開発(株)	〃	〃
〃	谷山 重孝	構造改善局開発課課長補佐	岡山	アイサワ工業(株)	〃	〃
〃	中西 一継	〃 設計課農業土木専門官	香川	(株)チエリーコンサルタンツ	〃	〃
〃	八木 直樹	〃 設計課課長補佐	東京	帝国ヒューム管(株)	〃	〃
編集委員	前田 修	〃 水利課首席農業土木専門官	〃	東急建設(株)	〃	〃
編集委員	幹事及常任幹事		秋田	東邦技術(株)	〃	〃
			東京	東京索道(株)	〃	〃
			〃	(株)東洋測量設計(株)	〃	〃
			〃	土木測器センター	〃	〃
			茨城	中川ヒューム管工業(株)	〃	〃
			東京	日本舗道(株)	〃	〃
			〃	日本海上工事(株)	〃	〃
			〃	日本国土開発(株)	〃	〃
			〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃	〃
			〃	日本エタニットパイプ(株)	〃	〃
			〃	日曹マスタービルダーズ(株)	〃	〃
			〃	日兼特殊工業(株)	〃	〃
			〃	パンフィックコンサルタンツ(株)	〃	〃
			〃	羽田コンクリート工業(株)	〃	〃
			福岡	藤増総合化学研究所	〃	〃
			東京	(株)圓井製作所	〃	〃
			〃	(株)丸島水門製作所	〃	〃
			石川	真柄建設(株)	〃	〃
			東京	水資源開発公団	〃	〃
			京都	山品建設(株)	〃	〃
			愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	〃	〃
			東京	I N A新土木研究所	〃	〃
			福岡	新日本コンクリート(株)	〃	〃
			茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃	〃
			東京	日本技術開発(株)	〃	〃

49. 5 現在 (五十音順)

賛助会員

東京	(株)荏原製作所	3口	東京	日本舗道(株)	〃
〃	(株)大林組	〃	〃	日本海上工事(株)	〃
〃	鹿島建設(株)	〃	〃	日本国土開発(株)	〃
〃	(株)熊谷組	〃	〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃
〃	久保田鉄工(株)	〃	〃	日本エタニットパイプ(株)	〃
〃	佐藤工業(株)	〃	〃	日曹マスタービルダーズ(株)	〃
愛知	(株)三祐コンサルタンツインターナショナル	〃	〃	日兼特殊工業(株)	〃
東京	大成建設(株)	〃	〃	パンフィックコンサルタンツ(株)	〃
〃	(株)電業社機械製作所	〃	〃	羽田コンクリート工業(株)	〃
大阪	(株)西島製作所	〃	福岡	藤増総合化学研究所	〃
東京	西松建設(株)	〃	東京	(株)圓井製作所	〃
〃	(財)日本農業土木コンサルタンツ	〃	〃	(株)丸島水門製作所	〃
〃	(株)間組	〃	石川	真柄建設(株)	〃
〃	(株)日立製作所	〃	東京	水資源開発公団	〃
〃	(株)青木建設	2口	京都	山品建設(株)	〃
〃	株木建設(株)	〃	愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	〃
大阪	(株)奥村組	〃	東京	I N A新土木研究所	〃
東京	勝村建設(株)	〃	福岡	新日本コンクリート(株)	〃
大阪	(株)栗本鉄工所	〃	茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃
東京	三幸建設(株)	〃	東京	日本技術開発(株)	〃
〃	住友建設(株)	〃			68社 105口
〃	大豊建設(株)	〃			
〃	前田建設工業(株)	〃			
山形	前田製管(株)	1口			
東京	旭コンクリート工業(株)	〃	北海道	財団法人農業近代化コンサルタンツ	1口
大分	梅林建設(株)	〃	岩手	菱和建设株式会社	〃
東京	技研興業(株)	〃	〃	東北ブルドーザー工業KK	〃
〃	久保田建設(株)	〃	〃	丸伊工業株式会社	〃
〃	五洋建設(株)	〃	〃	高弥建設株式会社	〃
大分	(株)後藤組	〃	山形	東洋開発(株)山形支店	〃
〃	(株)佐藤組	〃	〃	佐藤興業	〃

賛助会員 (新規加入)

7月5日 現在

〃	菱和建设山形営業所	1口	〃	婦中興業	1口
茨城	社団法人茨城県建設業協会	〃	〃	石川 豊蔵組	〃
〃	茨城県調査測量設計研究会	〃	〃	福井 福井県土地改良事業団体連合会	〃
栃木	(有)八汐コンサルタント	〃	〃	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区連合	〃
〃	第一測工株式会社	3口	〃	岐阜 岐阜県ベンチ・フリーム協議会	〃
群馬	大和設備工事株式会社	1口	〃	兵庫 姫路設計株式会社	〃
〃	高橋建設株式会社	〃	〃	岡山 株式会社 大本組	〃
千葉	京葉重機開発株式会社	〃	〃	〃 蜂谷工業株式会社	〃
〃	堀内建設株式会社	〃	〃	広島 農林建設株式会社	〃
山梨	峡中土地改良建設協力会	〃	〃	〃 金光建設株式会社	〃
長野	小林建設工業株式会社	〃	〃	香川 宮本建設株式会社	〃
〃	株式会社 木下組	〃	〃	〃 青葉工業株式会社	〃
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	〃	〃	愛媛 安藤工業株式会社	2口
新潟	山崎ヒューム管株式会社	〃	〃	高知 須崎工業株式会社	1口
〃	北越ヒューム管株式会社	〃	〃	〃 (有) 西沢組	〃
〃	藤村ヒューム管株式会社	〃	〃	熊本 ブルドーザー建設株式会社	〃
〃	新潟ヒューム管株式会社	〃	〃	〃 旭測量設計株式会社	〃
富山	八田工業株式会社	〃	〃		42社 45口

### 農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					賛助会員			
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		
北海道	300	318	4	97	719	1	1	近畿	滋賀	72	32	0	1	105	0	0	
東	青森	165	46	1	213	1	1	京都	57	61	9	28	155	1	1		
	岩手	123	26	3	154	4	4	大阪	50	11	6	50	117	3	8		
	宮城	115	80	8	227	0	0	兵庫	101	45	3	4	153	1	1		
	秋田	198	74	0	290	1	1	奈良	65	19	0	3	87	0	0		
	山形	151	37	2	194	4	4	和歌山	58	26	0	1	85	0	0		
	福島	142	45	0	189	0	0	小計	403	194	18	87	702	5	10		
小計	894	308	14	51	1,267	10	10	中国	鳥取	58	7	4	0	69	0	0	
関	茨城	119	39	0	6	164	4	4	島根	39	18	6	0	63	0	0	
	栃馬	81	32	4	4	121	3	5	岡山	75	95	5	3	178	2	2	
	群馬	62	23	0	0	85	2	2	山口	38	0	0	2	40	2	2	
	埼玉	64	18	0	16	98	0	0	徳島	59	0	1	0	60	0	0	
	千葉	123	78	0	6	207	2	2	香川	36	28	0	0	64	0	0	
	東京	1	229	15	280	525	46	78	愛媛	59	46	5	5	115	4	4	
	神奈川	49	34	0	24	107	0	0	高知	33	8	5	6	52	1	2	
	梨野	2	11	0	2	15	1	1	高	21	0	1	1	23	2	2	
	長野	127	16	5	3	151	2	2	小計	418	202	27	17	664	11	12	
	静岡	163	30	0	2	195	1	1	九州	福佐	93	43	13	38	187	2	2
小計	791	510	24	343	1,668	61	94	佐賀	85	18	3	4	110	0	0		
北	新潟	320	123	3	12	458	4	4	熊本	14	4	1	1	20	0	0	
	富山	144	9	2	3	158	2	2	大宮	146	89	0	6	241	2	2	
	石川	94	101	4	4	203	2	2	分崎	139	29	0	1	169	4	4	
	福井	124	5	0	0	129	2	2	児島	86	17	2	0	105	0	0	
小計	682	238	9	19	948	10	10	鹿兒	109	19	1	0	129	0	0		
東	岐阜	79	32	4	6	121	1	1	州	沖	0	12	2	1	15	0	0
	愛知	77	147	1	101	326	3	3	内地計	4,062	1,912	120	670	6,770			
	三重	46	50	1	1	98	0	0	外国				20	20			
小計	202	229	6	108	545	4	4	合計	4,362	2,230	124	793	7,509	110	150		

## 編 集 雑 感

▼先回が続いて深山ダム特集をお届け致します。昨今の狂乱物価の中にあっては、会員各位もそれぞれの立場で大変御苦勞が多い事と思います。当研究会の運営に当つても編集委員一同、会費の値上げを極力避けるように努めながら、内容の充実を図ることに知恵を絞っていますが、何んといつても一人でも多い会員の加入と協力が必要であることを痛感している次第です。なお先般は、賛助会員の加入を御願いした所、多くの御賛同を得ました事、紙上から厚く御礼申し上げます。

▼所で、農林省では、50年度予算の編成作業に入りました。世界的な穀物需給の変化の中で、わが国の食料自給率の低下が問題になっていますが、今こそ国民食料の安定供給確保のため、高能率多角農業の前提となる農業基盤整備を急ぐ必要があります。農業生産は国民の食生活に直結しており、農業基盤整備は真の国民の生活関連投資であり、更に農林の生活環境を整え、住みよい、暮しよい村造りを行うものであります。総需要抑制策の下とは云え、大型の公共事業と同じように抑制を受けていることに大きな疑問をいただくのは筆者一人のみではないと思います。優先して強力に推進する事が是非とも必要ではないでしょうか。 (城野記)

---

水 と 土 第 17 号

昭和49年6月30日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内

農業土木技術研究会  
TEL (436) 1960 振替口座 東京 2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社  
TEL (953) 4461 (代表)

---