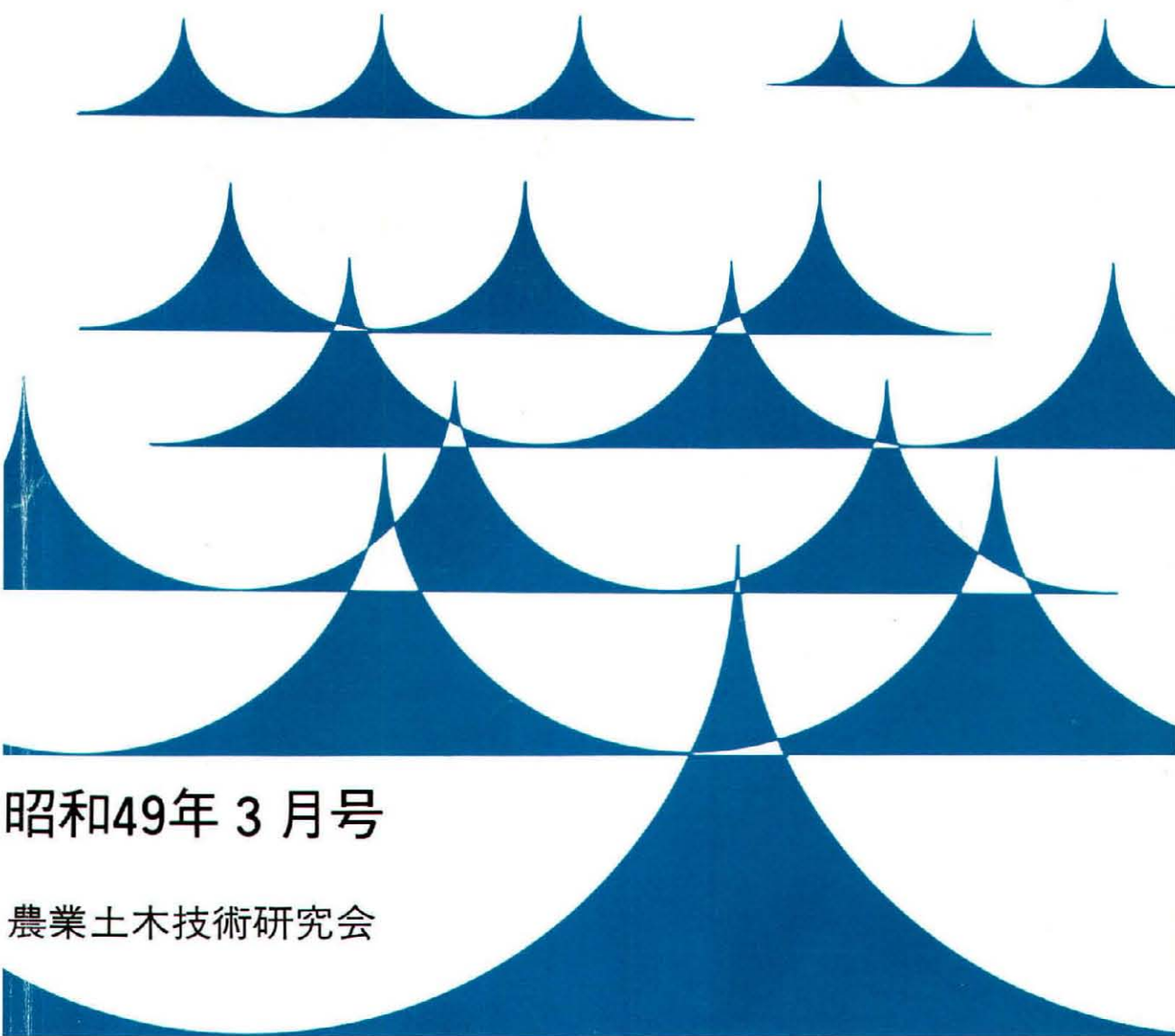


# 水と土

第 16 号



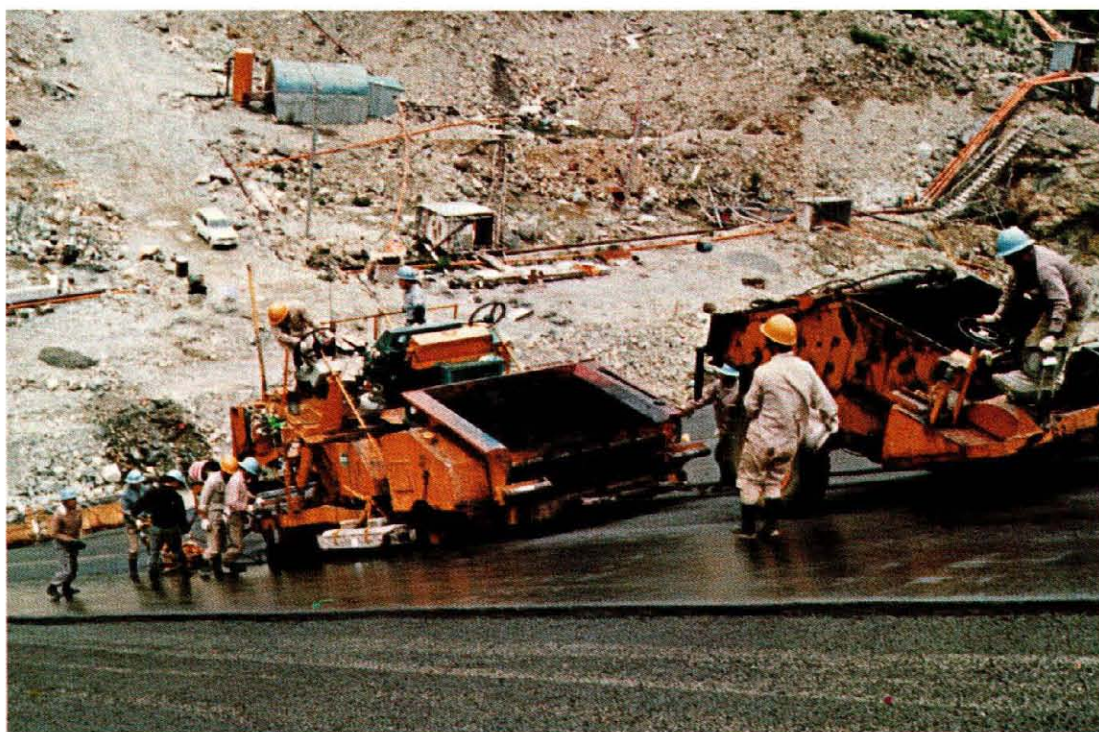
昭和49年 3 月号

農業土木技術研究会

# 深山ダム

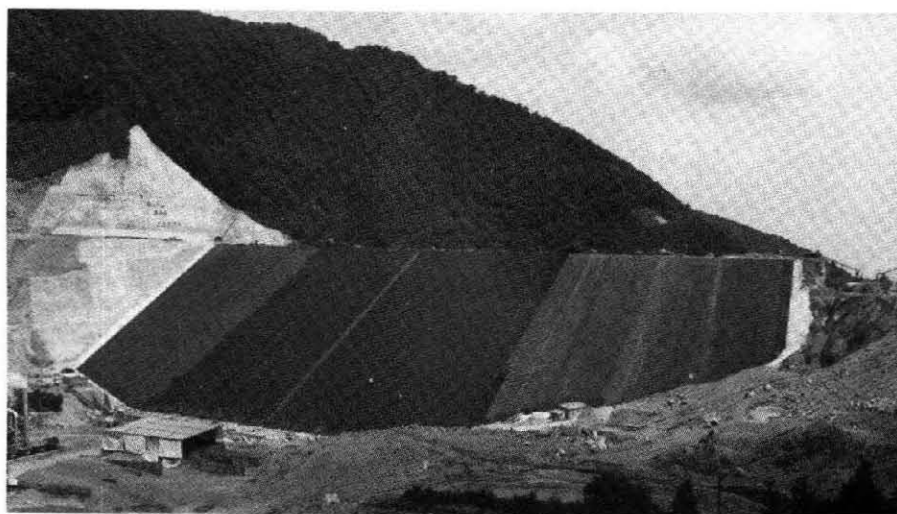


貯水した深山ダム（水位 742.50m）

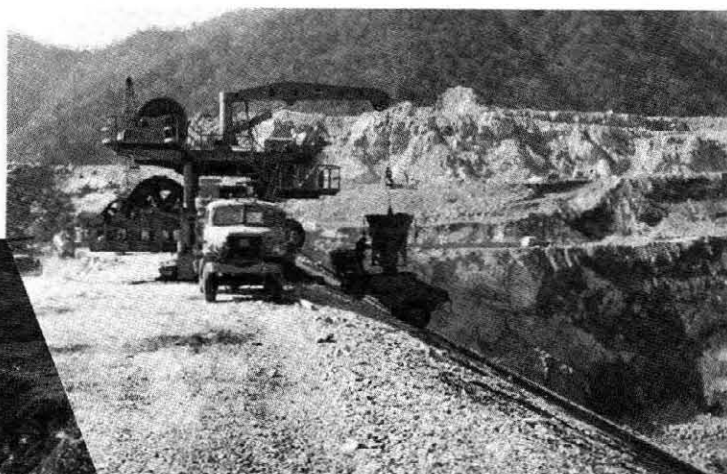


アスファルトの舗設状況

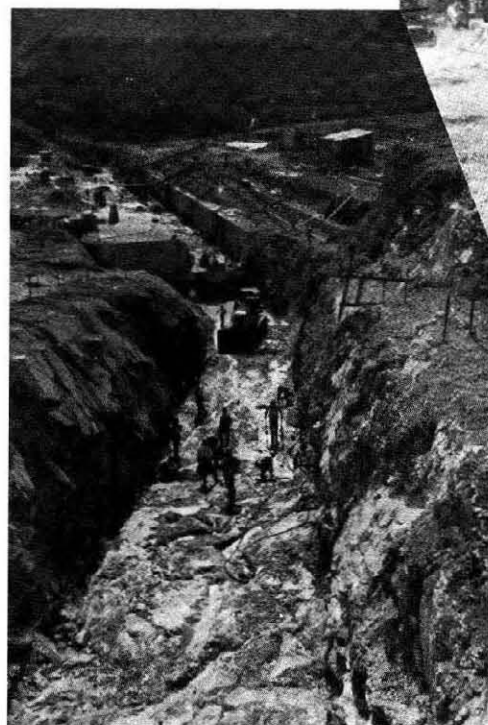




アスファルトの舗設状況



ウインチポータル



監査廊岩盤清掃（河床部左岸より）

水

と

土

No. 16

1974

MARCH

目次

グラビア

深山ダム

報 文

表面アスファルト舗装型ダムについて

中 村 武 夫……(1)

深山ダムの計画と工程

山 内 一 郎  
秦 谷 山 重 孝……(5)

深山ダムの地形、地質の特徴

大 野 勝 次……(21)

アスファルト遮水壁の設計と施工

谷 山 重 孝  
江 口 文 夫……(29)  
加 藤 重 男

会 告 ……(81)

編集後記 ……(83)

# 表面アスファルト舗装型ダムについて

中 村 武 夫\*

## 目 次

1. はじめに..... 1	6. 止水壁とその取付部の問題..... 3
2. アスファルトコンクリートの高ダムへの適用..... 1	7. 舗装長の施工限界..... 3
3. のりこう配の限界..... 2	8. ダムサイト選定上の配慮..... 3
4. 遮水壁の構造..... 2	9. この型のダムの特性..... 3
5. 遮水壁の基礎の処理方法..... 2	10. あとがき..... 4

## 1. はじめに

表面アスファルト舗装型ダムとしては、世界に冠たる深山ダムが完成し、瑠璃色の水を満々と溢れ、深山の紅葉が、その美しい影を宿している。フィルダム技術者の一人としてまことに喜ばしい限りである。そしてこれが完成のために、全力を傾注された御当局をはじめ関係者の各位の、昼夜をわかつた努力に対し、心から敬意を表したい。

私はいま静かに、ダムの安全性についての「雄牛は未だ生きている」というスペインの言葉と「グラウチングと排水、これは永遠のジレンマである」という言葉とを味わい深くかみしめている。

私にはじめて表面アスファルト舗装型ダムの知識を教示していただいたのは、農林省にFAOから技術援助のために派遣されて、西ドイツから1955年末に来朝された故ローマイヤー博士からであった。当時私は、アースコアのロックフィルダムに関心が強く、折角の博士の知識を吸収することが出来なかった。その時に Bigge ダム（高さ55m）の表面アスファルト舗装に、更に内部に傾斜アスファルトコアを持つ、図面を、見せていただいた。二重に遮水壁を持つ構造となっている理由を聞いたところ、確か爆撃に対する安全性を確保するためであると説明された。西ドイツでは、そこまで考えているのかと、その特殊な構造の方に興味をもった。いま日本においてアスファルト遮水壁をもつダムが続々と建設されている現状を見るといまは亡きローマイヤー博士にまことに申し訳ない気がするし、またこの関係から西ドイツの技術が導入されたとも聞いているので複雑な気持ちになる。しかし当時一緒だった鈴木清君や渡辺滋勝君は興味を持ったようだった。その後、渡辺君は1957年フエロー・シップとしてスイスおよびドイツに派遣され Genkel,

Henne ダム等の表面アスファルト舗装型ダムについて見聞されその工法について報告されている。当時は干拓堤防の舗装にアスファルトの使用を考えていた程度であったように思う。その後干拓堤防ではオランダよりの技術の導入によって、八郎潟堤防の表面舗装に大規模に利用され私が本省の災害復旧課長当時の伊勢湾台風の鍋田干拓堤防の復旧工事においても、緩傾斜の近代的な断面をもったアスファルト舗装の堤防が完成した。建設省関係のコンクリート舗装の白い堤防に対比されて、黒い堤防と地元で騒がれたものであった。

表面アスファルト舗装型ダムの工法は、今日西ドイツでは完成した技術として、かなり多くのこの型式のダムが建設され、さらにヨーロッパ各国あるいはアメリカでも建設されるようになった。現在では十分信頼出来るものであり、ある条件のもとではこの施工方法は最も経済的になり得ると考える。

## 2. アスファルトコンクリートの高ダムへの適用

アスファルトコンクリートのダムの表面遮水壁としての利用は、1930年頃よりフランスの技術者によって、アルジェリヤに比較的高いダム（Gubダム高さ63m）がアスファルトコンクリートを使用して建造され、高いダムの表面遮水壁として、アスファルトコンクリートが適していることを実証したことに始まる。もっともアルジェリヤにおける、この型式の構造は更に外側に鉄筋コンクリートの保護層をもったものであった点が現在のものと異なっていた。西ドイツでは1950年頃から高さ40m～50m級の割合高いダムが、表面アスファルト舗装型ダムとして建造され、現在の遮水壁の型式を確立した。

農林省においては、逸早くアスファルトの水利施設への利用に着目して、水利アスファルト工の設計基準委員会を発足させた。私が委員長となり農業土木試験場の中

\* 大成建設(株)

島技官が中心となって、農林省内のみならず学識経験者さらに業界よりも参加を願って、1967年に水利アスファルト工設計基準の前編を制定して設計施工上の準拠を示した。

私がいる大成建設では、1966年西ドイツのストラバグ社より、この技術を導入し大津岐(高さ52m)、Pedu(高さ63m)、二の倉(高さ36m)、深山(高さ75.5m)、多々良木(高さ64.5m)とこの型式の比較的高いダムの表面舗装を施工してきた。

### 3. のりこう配の限界

これらのダムの上流面の、のりこう配は、1:1.7より急でなく1:2.0が最も緩となっている。築堤に使用される材料の安定計算より決定されることは勿論であるが、1:1.7が、表面アスファルト遮水壁の作業性転圧効果作業の危険性よりの施工条件を考えての限界といわれている。他方これより急にすることはダムの安定上からもわが国では問題が残ることになると思う。しかしストラバグ社で行った多くの剪断試験によれば使用されたアスファルトコンクリートは内部摩擦角 $40^\circ$ 粘着力 $2\text{ kg/cm}^2$ のものが得られるからこの点からは1:1.5の、のりこう配で十分安定するといっている。

ダム名	事業主体	完工年	のりこう配	
			上流	下流
大津岐	電源開発	1968	1:1.7	1:1.6
Pedu	マレーシア政府	1969	1:1.7	1:1.5
二の倉	青森県	1971	1:2.0	1:1.9
深山	農林省	1973	1:1.9	1:1.9
多々良木	関西電力	1973	1:1.8	1:1.75

※ 表面アスファルト舗装のみ大成建設

### 4. 遮水壁の構造

表面アスファルト遮水壁は、構造上中間に排水層を持つもの(二の倉、深山等)と持たないもの(Pedu、東富士等)に大別される。前者は表層の密粒度アスコンよりの漏水を監査廊に導く構造となっており、漏水部位の発見と監視に便である。排水層の下層に設ける密粒度アスコンの基層は、排水層に浸入した水を確実に下方に流下させる機能と、表層の遮水壁に仮に事故があっても、漏水が堤体に浸入しないような機能を持ち、表層と同じ配合の密粒度アスコンを使用することが多い。表層の厚さは8~12cmで2層として施工継目の弱点を補っている場合が多い。基層は同じかやや薄い場合が多く2層または1層である。後者の中間排水層を持たないものは、表

層のアスファルト遮水壁の信頼性と下層部の排水機能に頼るようになっていて、構造も簡単になっている。遮水壁全体の厚さは40cm未満で30cm前後が多く、中間排水層をもたないものは、20cm程度以下である。水密性の密粒度アスコンはアスファルトを8.5%程度使用しており十分高い水密性を得るためには3%以下の空隙率を有するように仕上げる必要がある。透水係数はVO-10 cm/secを目標値として、設計値としては10-8 cm/secを確保すれば十分である。アスベストを0.8%程度混入する方がダレを防止するために有効である。試験結果を見ても、流動抵抗性圧縮強度、引張強度を増加して安定性を増加しているようである。

中間排水層は開粒度アスコンを使用し、厚さは10-2 cm/secの透水性が確保出来れば8 cm程度で十分である。そのほかに機械舗装を容易にするため、本体ロックとの結合層として、バインダーを散布してマカダム層とし、その上に不陸調整用の厚さ4 cm程度のレベリング層を設けて基礎処理層とする場合が多い。

### 5. 遮水壁の基礎の処理方法

一般に転圧効果が最も不十分となるのり面を、弱点を残さないように強固に転圧して凹凸をなくし一定の平面に仕上げる。遮水壁の基礎の整形は施工上色々な工夫と困難を伴う。このために、この部分を遅らせて施工し、後述の目潰し碎石と同時にまき出して、のり面を張出し振動ローラ11tonで、本体ロックより十分に水平転圧を行なう。つぎに、のり面より大きく張出ししているロックは小割し、のり面整形を行ない完了後振動ローラ11ton級ののり面に上下させて転圧する(深山)。特に遮水壁に接して水平幅2~3mのトランジション層を粒径を定めた碎石で設ける場合(大津岐、二の倉)もある。更に表面に普通150mm以下の碎石を10cm~40cmの厚さに置き、目潰を行なって斜面を転圧して不陸をなくするようにする。要は遮水壁を通じて水圧を一様に本体ロックに伝えると同時に、材料を規定して、排水を良好にして背面に水圧がかからないようにし、またこれらのまき出し材料によりのり面に安定計算上不利な面を作らないことが肝要である。遮水壁背面にダム下流側から、あるいは向岸の斜面より浸透した雨水地下水等が、排水不良となり貯水位低下時に背圧を加える恐れのある場合は、これを防止するため比較的大きな材料で、透水性のゾーンを設ける。またこれは凍上防止にも役立つことになる。このゾーンの水を下流側に排除するため堤体底部にも排水層を配置する。深山では監査廊を河床より深く設置したこともあり、監査廊に下流よりの地下水の排水孔を設けている。一般にアースコアのロックフィルダムに設けるようなフィルター層は、トランジション材料の最大粒径がアスコンの骨材の最大寸法の6~7倍以内であれば

特に設ける必要がないといわれている。

## 6. 止水壁とその取付部の問題

止水壁は一般に監査廊を設けて、排水量の監視ならびに排水の機能と、グラウトギャラリーの機能とを併せたものが多い。止水壁は貯水池側からの水圧基盤からの揚圧力を受けるのに対し、堤体側からは十分な反力を期待できないから、転倒滑動に対して安定でかつ、クラックが発生して漏水の原因とならないように設計しなければならない。このために岩盤内に埋め込む構造とし、背後の盛立を低くする必要があり、同時にこの部分の盛立材料の選定や締固めを入念に行なう必要がある。

その間の設計上の発展を、大津岐や二の倉ダムの止水壁との比較から知ることができるであろう。深山では基礎岩盤が悪く、3列の主力カーテンのほかに、コンソリデーショングラウチングに便するため、特別大きな監査廊を設けたためと、基礎の安定上より特殊な形状と大きな断面となっている。監査廊は大津岐や二の倉ダムでは岩盤の悪い側の取付部と河床部にのみ設けているが、深山では全線に亘って設置している。マレイシヤのPeduダムでは監査廊は設けず低い止水壁があるだけである。この型式が最も経済的で安定上も、問題が少ないがこの方向に進むためには、表面アスファルト舗装型ダムが数多く建設され、その信頼性を一般に高める必要がある。止水壁には12m～15m間隔で施工継手を設け、二重に止水板を押入するがその構造も非常に重要で、これよりの漏水防止に十分注意して入念に施工する。ジョイントグラウチング等の処置を完了後必要とすることもある。また止水壁工事を築堤工事に先行して施工しないと築堤工事に支障を来すから留意する必要がある。

止水壁と舗装体との取付部の構造は、ダムの沈下や止水壁取付部のロックファイルの沈下に対応出来るような対策と、舗装機械がこの部分ののり面を運行出来るようにする必要がある。このため止水壁の上端取付部に丸味をつけアスコンの厚さを増加したり、舗装体に剪断引張応力が生じ亀裂が生ずる恐れがあるとして、更に保護層を設ける。またこの部分に特別なジョイントを設けて、銅箔等を用いて伸縮継手を設けた場合もあるが、施工が困難で却って空隙を生じて漏水の原因となるともいわれる。舗装体の均一な転圧のために、大津岐ではこれを止水壁に16.5mの半径の曲面で取り付けていたのを、二の倉からは直線で取りつけて舗装機械が支障なく昇降出来るようにしている。農業土木試験場における取付部の模型実験において、観察された亀裂の生じた時点におけるひずみから考えて、設計に許容されるひずみとしては、温度15°C前後で約3%と報告され実際には水温が貯水池の底に位置するためこれより低くなるから少し小さくする必要があると報告されている。また多々良木ダムに

おける関西電力による計算結果によると、ひずみの大きい監査廊付近でもたかだか1%程度と推定されると報告されている。十分な施工を行えば最も問題の多い取付部近傍におけるひずみも何等の心配がないといつて良いであろう。

## 7. 舗装長の施工限界

深山ダムでは、当初はのり長が150m以上ともなるので、施工期間施工上の困難等より舗装を中段で二分し下段上段と二年にわたる施工を考え、1段施工と2段施工における堤体の挙動に検討が加えられた。その結果表面舗装では、2段打ちにしても余り問題が少ないとの結果が得られた。しかし実施にあたっては、二段打ちとして、なぜ施工の段取りを二重とし、その後の築堤による沈下振動等による問題を残す必要があるかとの西ドイツストラバグ社より派遣の技術者の助言も考慮されて基礎処理層のみ二段層打ちにして施工された。関西電力の多々良木ダムでは、流域が小さく湛水に長期間を要するので、初年度に下段舗装を完成し中間湛水を行ない、次年度に上段舗装を終了して、当初深山ダムで考えられたような舗装方法が採用されて支障なく完成された。

## 8. ダムサイト選定上の配慮

ダムサイトの選定には、中心コア型ロックファイルダムと異なり、地形特に兩岸取付部の谷部等による起伏と、基礎岩盤の深さに注目して、表面アスファルト舗装型ダムを築造し、止水壁の天端ないし舗装面を、一つの面上に置くという観点から掘削量が最少になるような地点を選ぶことが肝要である。また同時にダム頂より斜面舗装機械による舗装が可能で均一な十分な転圧が出来るような止水壁の線形を選ぶ必要がある。地形が複雑な場合には、兩岸の取付部の一部で止水壁に引張応力を発生して岩盤にVSLでアンカーするなどの付帯工事を必要とし、局部的に岩盤が深いために一つの面上に止水壁を揃えるためにコンクリートの人工岩盤を作る必要も生ずる。この辺が設計施工上最も苦心を要する点であろう。

## 9. この型のダムの特性

(1) 気象条件に左右されることが少ない。

日本においては、主として気象条件から不透水層の材料を最適含水比付近で締固めるためには種々の困難を伴なう。一般に年間施工可能日数も100日を割る処も少ない。この点短期間に別個に施工できる点は利点である。

(2) 浸透水が堤体内部に浸入しない

農林省の改定された設計基準によれば、安定計算における地震時の自重は水中重量でなく飽和重量で取扱うように改められた。このため計算結果上は従来より上流面

のりこう配はやや緩にする必要がでてきた。この点は中心コア型ダムに比して水中部分のないのは有利な条件となる。一方地震時の動的間隙水圧とか、上流斜面は浸透水圧があっても急激な慣性力が作用して動水圧が負の方向に作用し滑動を誘起するとかの浸透水による種々の難しい問題がなくなる。また浸水または浸水排水の繰返しによる。ロックの為化等の問題もなくなるし、剪断破壊に対する安全性も増大することになる。

### (3) 水圧に抵抗する力が大である

水圧の作用の方向が基礎の安定性という立場から見ると最適の状態であるし抵抗することのできる最大の堤体積有する構造となっている。大成建設で行なった有限要素による耐震性の検討の結果では、遮水壁に作用する水圧の鉛直方向成分が大きく堤体内に大きな圧縮応力が作用し、貯水時にも浮力による自重の減少がないのでロックフィル部には殆んど引張応力を生じない。ロックフィル部に生ずる応力に関しては、引張応力の大きさもその生ずる領域も中心コア型ダムに対して非常に有利となる。しかし舗装体自身には引張応力が生じ深山級のダムで  $4 \sim 6.5 \text{ kg/m}^2$  の結果を得ている。

### (4) アスファルトコンクリートの有利性その他

一般にこの型のダムは、有利性としてたわみ易く沈下に対して良好な状態で対応できるとか、修理し易いとか発生した亀裂に対して自然治癒作用を有するとかいわれている。

アスファルトコンクリートは載荷速度や載荷時の温度で力学的な性質が異なる点に注意する必要がある。農業土木試験結果によると地盤沈下の変形のようにゆっくりした変形作用に対しては、アスファルトコンクリートに

強度を期待することはできないが、温度を上昇させたと同じようにたわみ性に富むようになり、かなりの基礎の変形に追従できるようになり、また波圧の作用とか、地震動を受けた場合には、まったく逆になり大きな強度を持つようになるが許容されるたわみは小さくなると報告されている。

その他骨材に対する注意事項としては、密粒度アスコンに使用する骨材は、ハク離試験付着試験スリヘリ試験軟石量とか硫酸ナトリウムによる安定性の試験等の試験結果によりその適性を判断する。一般に雲母を含む、たとえば花崗岩の碎石はプラントのドライヤー中では、短時間であるが  $500^\circ\text{C}$  以上の熱を受けることがあるので雲母がはがれる可能性があるといわれる。また高吸水性の骨材は施工性を損う恐れがあるので、呼水率は2%以下が望ましいといわれている。深山ダムでは現地那珂川産のものは呼水率（凝灰岩安山岩素）が3%を越えるものがあり、付着性（石英粗面岩素）にも問題があり、鬼怒川産のものが運搬使用された。

## 10. あとがき

以上思いつくままに気楽に、深山ダムの施工中の問題点を織り混ぜながら、表面アスファルト舗装型ダムについての常識程度の内容を記述したが、思い違いも多々あろうし、でしやばった点もあることと思う。甚だ無責任なことで申訳ないが、フィルダム技術者の仲間として、お許しを願って軽く読み流して頂ければ幸甚です。また試験結果等を勝手に引用させて頂いた方々に対して厚く謝意を表します。



# 深山ダムの計画と工程

山内 一郎\* 秦 明\*\* 谷山 重孝\*\*\*

## 目 次

1. 那須野原開発の経緯……………5	4. 深山ダムの計画……………13
2. 那須野原の農業……………7	5. 深山ダムの工程……………14
3. 総合土地改良事業による開発……………9	6. あとがき……………20

## 1. 那須野原開発の経緯

那須野原とは広義には東に那珂川本流、西に那須川の支流箒川、北に那須、塩原の山々によって区切られた一大扇状地をいう。この地域のうち山麓よりの扇頂部は河川けい流利用により、南部は地下水利用により古くから開けていたが、扇中央部は明治初年においてもなお未墾地のまま残されていた。特に現在の国道4号線より北西部山地に至る地域は那須西原、那須東原（大輪地原）といわれ面積10000haの大原野が存在し、これが狭義の那須野原ともいわれていた。この地域は地形平坦——西北部で1/50、東南部で1/100——でまた気候も特別に寒冷でないにもかかわらず明治時代に入るまで開発されず一人住まない状態であった。明治に入って佐久山の印南丈作と矢板村の矢板武はこの大原野に注目し、〓帝都を距ること僅かに40里、地は平坦にして地質また必ずしも礫礫不毛というのではない。この地を開拓して民を植え、産を興したならば国を益し……、

といった。すなわちこの地域の開発が遅れていたのは水利の便が悪いということに外ならなかった。そのため両名は那須野原の上部に水路を開サクし那珂川より引水し飲料水、かんがい用水を確保すれば、この原野の開墾は可能であると考えた。そこで時の政府に開発資金の補助の陳情をする一方、明治13年那須開墾社を創立し自己資金で開拓を始めた。明治15年飲料水のための水路が一まづ完成し、さらに国の予算を投入し、かんがいのための水路は明治18年完成した。これがのちに日本三大疏水の一つといわれる那須疏水である。また那珂川の上流で分流する支流木の俣川上流で取水する新木の俣用水が大正8年に完成した。これら水路とともに旧来からあった旧木の俣用水、蛇尾川から取水している菰沼用水、小巻川より取水している小巻川用水により除々に那須野原に水田が開発され人が住む様になって来た。またこれらの用

水は那須野原の地下水をかん養し、ポンプ揚水の技術の発展とあいまって、大田原周辺の開田を大いに助けることともなった。

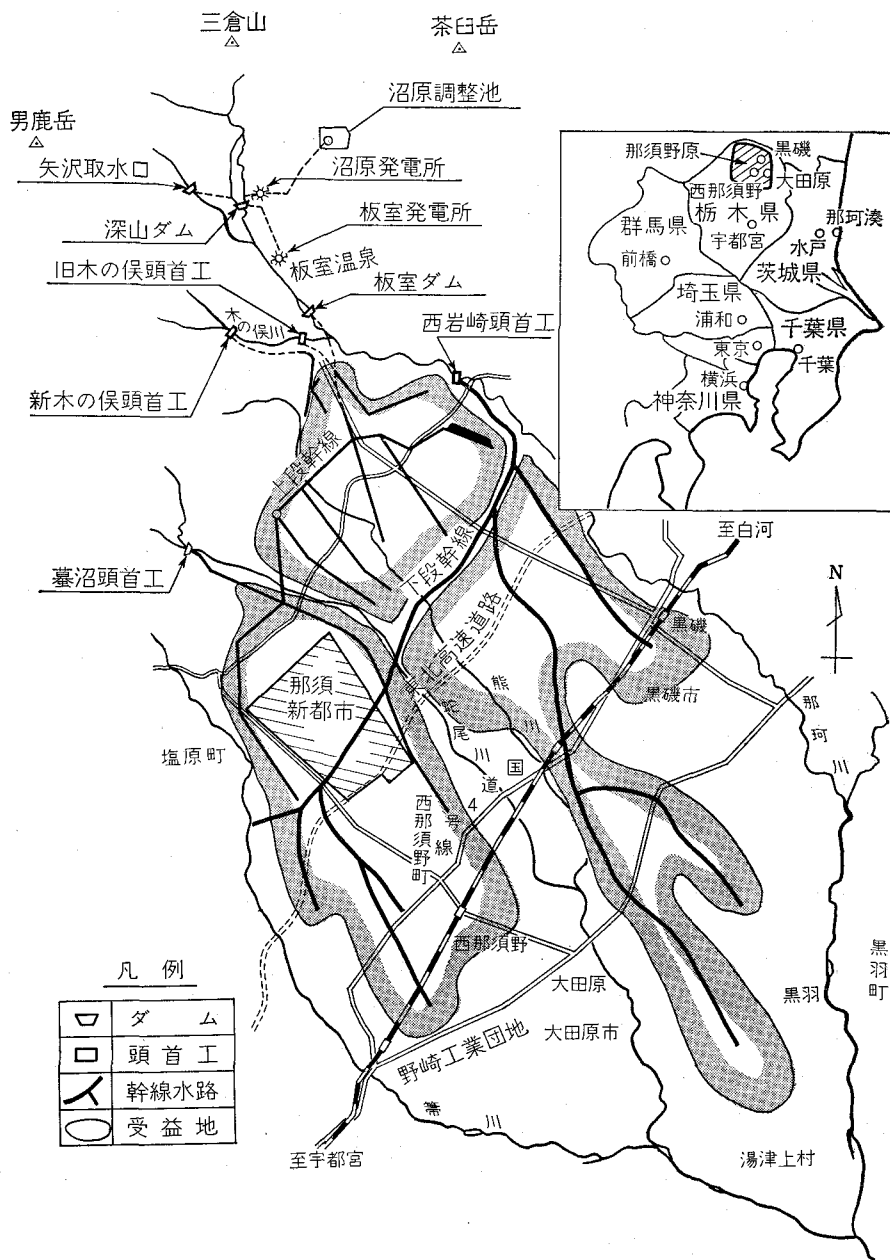
昭和に入ってから栃木県はこの地域の大規模開田を企画し、また昭和15年可知貫一博士の〓地下水強化と農業水利、〓が出版された。この中で博士は那珂川の水を板室温泉下流の油井地点にダムを作ることによって堰止め、ダムサイト右岸の砂礫層に浸透させ、さらに水路を扇状地の頂部に開サクしその水路より地下に水を浸透させることによって地下水を強化し、扇中央部の原野で揚水することによって地下水を強化し、扇中央部の原野で揚水する計画を提案している。この方法によれば単にダムで貯留する場合に比べ、洪水時の水を地下に強制的に浸透させることによってダムをより有効に使用することが出来る。地下に浸透した水は地表水の流れに比べ1/1000の遅い流速のため、渇水時に地下水位の上昇をもたらす利用できるというものである。この計画を実現すべく農林省は昭和25年より28年まで調査をおこなった。しかしながら、ダムサイトの地質が悪いこと、等のため実現に至らなかった。昭和35年より今度は那珂川上流に大ダム（深山ダム）を築造し地表水によるかんがい方法に変えて調査をおこない、昭和40年計画をとりまとめた。これが現在の那須野原総合土地改良事業である。（図—1参照）

一方栃木県は農業を含む北那須地域総合開発を昭和38年に企画し、この中で上記の農林省の深山ダムを利用した栃木県の那須新都市水道事業および板室発電事業を計画した。前者は茨城県との推進する筑波学園都市に対して栃木県で塩原町、西那須町にまたがる1600haの土地に学園都市を建設しようというもので、そのため深山ダムで貯留した水を水道用水として供給するものである。また後者は深山ダムより塩沢までの落差が220mあるので農業用水、水道用水の取水を利用しピーク時9m<sup>3</sup>/secの放水により16,100kwの発電をおこなうものである。発電取水を農業用水、水道用水の取水にあわせるため板室温泉下流2kmの地点に調整ダムとして板室ダムを築造することとなった。以上3つの目的をもった計画の一環として農業部門については、昭和41年より昭和42年11

\* 関東農政局那須野原開拓建設事業所所長

\*\* 〓 次長

\*\*\* 〓 工事一課長



図—1 事業概要図

月まで全体設計をおこない、昭和42年12月那須野原開拓建設事業として着工のはこびとなった。

ところが電源開発株式会社は、この計画で築造することとなった深山ダムを下池として利用し、別に新設する沼原貯水池を上池として両池を水圧鉄管で連結し揚水発電を行いたい旨の申し入れを農林省におこなった。このため当初深山ダムの規模は、総貯水量 19,500千 $\text{m}^3$ であったのが、25,800千 $\text{m}^3$ になり、深山ダムの堤防標高を7m嵩上げしなければならなくなった。この申し入れに対し農林省では、

- (1) ダムの嵩上げはダムサイトの地形及地質上可能であるか。
  - (2) 増嵩する費用を含め深山ダムにどの位費用負担するか。
  - (3) 当初設計を設計変更することによって昭和43年の着工が遅れることにならないか。
  - (4) 揚水発電による1日約5m～7mの水位変動は表面の躍層を破壊し、取水水温の低下を生じないか。
- 等の疑問点を出した。これらの疑問点を中心に農林省は電源開発株式会社との間で、昭和43年6月～43年12月に

かけ協議を重ねた。

(2)については農業、県の発電、水道を代表して農林省が、電源開発の代表としての通産省と協議して決定することとした。当初の3者の間の費用振分けは、身替り妥当支出法によっていたが、昭和42年、特定多目的ダム法施行令が改正され、それにもとづき分離費用残余身替り妥当支出法によった。振分けは当初の3者を1つとし、電源開発との振分けをおこない、3者の中においての内部振分けは当初の3者振分け率とした。昭和44年3月1日農林省農地局長と通産省公益事業局長との間で深山ダムに関する覚書きを交換した。それをもとに昭和44年4月1日事業主体である関東農政局、栃木県、電源開発株式会社の間で「国営那須野原開拓建設事業、栃木県営板室発電事業、栃木県営那須新都市水道事業および電源開発株式会社沼原発電事業のうち深山ダム建設事業に関する協定書、いわゆる基本協定書を締結した。それとともに当初3者の間でとり交された旧協定書は変更された。最終における負担割合は参考資料表-1のとおりである。また(3)についてはダムが嵩上げされるかどうかにかかわらず設計施工上変更のない、仮排水路トンネルの掘削に昭和43年12月に着手した。しかしながら貯水開始予定は当初ダムにおいては昭和46年度であったが、ダムの嵩上げをおこなうことにより堤体積が増加し、そのために昭和47年度となった。また(4)については基本協定書の覚書きにおいて、

「沼原発電の参加に伴い、同揚水発電によって、深山

#### 参考資料

##### 費用振分け総括

##### ○上段幹線導水路

農水、上水の身替り建設費割

##### ○板室ダムおよび3事業共同施設としての深山ダム

農水、上水、県電を深山ダムとあわせ分離費用残余身替妥当支出法による。

##### ○深山ダム

3事業と沼原発電を分離費用残余身替妥当支出法で振り分けたのち3事業内においては前記の率による。

(表-1) 事業による負担率

事業名	負担率	負担額
	%	百万円
農 水	59.15	2,582
上 水	8.30	362
県 電	7.58	331
小 計	75.03	3,275
沼 原	24.97	1,090
合 計	100.00	4,365

ダム貯水池における水位が急激に上下すること等により躍層の損壊が行われ下流農業用水の水温に影響を与え、その措置を必要とする場合には、甲、乙および丙が協議のうえ当該増加費用については丙が負担するものとする。(ただし甲：関東農政局長、乙：栃木県知事、丙：電源開発株式会社総裁)ととりきめをおこなった。

かくして深山ダムに参加することとなった沼原発電事業は、上池下池の落差517mを利用して最大発生電力675,000kwの発電をおこなうもので目下世界最大の高落差、大容量のポンプ水車を採用することに特色がある。この発電所の運用計画は夜間余った電力を福島県に建設された原子力発電所等より供給うけることによって下池の水を上池に揚水し、昼間の電力必要ピーク時に上池より下池に落水することによって発電し関東地方に供給することとなっている。

## 2. 那須野原の農業

那須野原は栃木県北部に位置し、その区域は前述した様に色々と定義されているがここでは広義の意に解するものとする。この地域は大田原市、黒磯市、西那須野町、塩原町、湯津上村および黒羽町の一部の平地部で面積にして約42,000haある。このうち農用地は約19,000haで林地は12,000haもある。(表-2参照)この地域の開発がおくれたこともあり1戸あたりの平均耕地面積はわが国の平均値より大きい(昭和35年1.28ha、昭和40年1.53ha、昭和45年1.86ha)。また年を追って規模拡大がされており、この地域の開発の可能性が高いことが証明されているといえよう。また昭和40年から45年の経営規模の階層分解点は表-3の示すとおり3.8haであって、昭和45年には3.0ha以上の農家が17%にも伸びている。農業生産は昭和44年作物部門71%(うち米64%)、養蚕1%、畜産28%の比率(表-4参照)であり、それぞれの部門の昭和35年に対するのびをみると、米346%、野菜178%、麦、いも34%、畜産717%となっている。すなわち米、畜産が大きくのび、主産地化が進行している。これは米についていえば、この10年間水田面積が35年より87%増加し約15,000haになっていることと、この期間に米価が約倍に上昇したことによるものと思われる。全般的には以上の如くであるが那須野原をいくつかに分けてみるとそれぞれに特色がある。まず那須疏水より高位部をⅠゾーン、国鉄東北線と那須疏水に囲まれた区域をⅡゾーン、その南部をⅢゾーンとする。Ⅰゾーンは経営規模大きく3.0~4.0haで、地下水位が低いいため新旧木の俣用水、葦沼用水および小けい流の利用により、水田がある程度で畑、草地が多く、経営タイプは酪農、水田経営である。Ⅱゾーンは那須疏水がかりの水田が多くみられ、また国道および鉄道の便もよく野菜等も作付されて、経営規模は1.5~2.0haである。Ⅲゾーン

表—2 那須野原の土地利用（現況利用地目別面積）

単位 ha

市町村名	農 用 地				林 地	非農林地	合 計
	水 田	畑	そ の 他	小 計			
大田原市	6,240	337	112	6,689	2,161	2,533	11,383
黒磯市	3,581	1,466	448	5,495	4,135	5,548	15,178
西那須野町	2,663	287	146	3,096	2,231	566	5,893
塩原町	816	236	207	1,259	2,978	858	5,095
黒羽町	920	52	3	975	608	321	1,904
湯津上村	1,445	324	71	1,840	573	829	3,242
合 計	15,665	2,702	987	19,354	12,686	10,655	42,695

（注）昭和45年時点

表—3 経営規模別農家比率 単位%

	昭和35年	昭和40年	昭和45年
0.5ha 未満	19.1	17.0	15.0
0.5～1.0ha	18.2	16.6	15.5
1.0～1.5ha	20.1	19.6	15.7
1.5～2.0ha	19.5	18.2	14.4
2.0～3.0ha	19.5	22.0	22.0
3.0ha 以上	3.5	6.5	17.0
合 計	150.0	100.0	100.0

注 那須野原の6市町村に那須町を含む。

は地下水位が浅く、ポンプ揚水による水田が中心であり、経営規模は1.5～2.0haである。昭和40年以降米価の上昇による刺激もあり特に小ポンプによる揚水かんがいが発達し、現在この地域は揚水機6000台により約8000haの水田がかんがいされている。これは那須野原の水田の58%がポンプに依存しており、またポンプ1台あたりのかんがい面積は約1.3haにすぎない、ことを示している。この様に経営規模の大きい農家群ではあるが、この10年間専業農家率が除々に低下し22.3%になった。（表—5参照）しかし兼業77.9%の内訳をみると農業が主体の第一種47.9%、第二種が30.0%であって農業が主体の

表—4 農業生産量の推移

（単位百万円）

	作 目 名	昭 和 35 年		昭 和 40 年		昭 和 45 年		45年/35年
		生 産 額	比 率	生 産 額	比 率	生 産 額	比 率	
作 物	米	3,197	48.5%	6,240	53.9%	11,059	60.5%	3.46
	野 菜	.....		1,108	9.6	1,021	5.6	
	果 樹	.....		85	0.7	104	0.6	
	その他作物	.....		1,685	14.6	842	4.6	
	作物小計	5,842	88.6	9,118	78.8	13,026	71.3	
畜 産	役肉用牛	.....		178	1.5	368	2.0	7.17
	乳用牛	.....		1,541	13.3	3,108	17.0	
	豚	.....		233	2.0	796	4.4	
	にわとり	.....		404	3.5	760	4.2	
	その他畜産	.....		23	0.2	8	0.1	
	畜産小計	703	10.7	2,379	20.5	5,040	27.7	
養 蚕		46	0.7	74	0.7	188	1.0	4.09
合 計		6,591	100.0	11,571	100.0	18,254	100.0	2.77

注 那須野原の6市町村に那須町を加えたもの

農家は70%と高い比率である。また農家所得に占める農外所得の比率は35年の27%から45年には48%と上昇した。これは全国平均からみればなお農業所得のウエイト

は大きく、この地域の生産規模の大きさを物語っているといえよう。この農外所得の1つはこの地域に進出して来た工場である。近年この地方の安い地価（現在は安く

表一5 農家数の比率 (単位%)

年次	昭和35年	昭和40年	昭和45年
区分			
専業	56.2	38.2	22.4
第1種兼業	23.9	35.7	47.8
第2種兼業	19.9	26.1	29.8

\* 那須地方7市町村の集計

ない。)安い労働力を目ざして多くの工場が進出して来た。しかし水利の便の悪いこともあり進出企業は弱電および化学工業で水の不要なもの(例えばタイヤ)が中心となっている。その立地は昭和45年までは、国道4号線を中心に大田原、西那須野、黒磯に集中している。最近東北自動車道の建設がすすみ埼玉県岩槻から栃木矢板まで昭和48年8月に開通し、那須地域は49年度に開通する予定である。

また東北新幹線も那須野原を横断し東那須野に駅が出来る予定である。これらにともない物資の流通経路は大いに変わり、工場等企業の立地も従来の4号線より高速道路のインターへ、在来鉄道駅より新幹線駅へと中心が徐々に移動するものと思われる。

また一方この地方の広大な自然と豊かな緑に目を付け不動産業者の進出が見られ、地価を上昇させている。し

かしこれらは土地の利用をともなわず、投機の対象でしか過ぎないため、この地方の農家の営農意欲の減退、経営規模拡大のチャンスがなくなること等マイナス面が大きく今後の那須野原の農業に与える影響は深刻といえよう。

### 3. 総合土地改良事業による開発

那須野原開拓建設事業は広義の那須野原42,000haのうち主として扇状地の上位部4,911haを対象におこなう事業である。その内容はこの地域内にある未墾地約1,700haの農用地の造成をし、あわせて未墾地に隣接する畑地約1,700haの区画整理をおこない生産性の高い農用地を造成するものである。さらに既存の水田約1,500haの水利施設は老朽化し水量も不安定であるので、あわせてこれ等施設の改修と水源の安定化をはかることも目的としている。従って土地改良法第2条の区分でいえば、農用地の造成、かんがい排水、および区画整理の事業からなりこれらを同時におこなう総合土地改良事業である。さて農用地の造成とは開墾工事のみでなく、農用地を利用するのに必要な土地改良施設は全て含まれる。本事業では水源から末端までの水利施設のうち未墾地部分の工事はこの区分に入る。区画整理は表一6に示すように現況畑1,747haのうち1,535haについて本事業でおこ

表一6 受益面積

(単位 ha)

事業区分 地目別 市町村名	開 拓	か ん が い				合 計		
	輪 換 田	既 成 田	区画整理 (国営) 輪 換 田	区画整理 (団体営 その他) 輪 換 田	計	既 成 田	輪 換 田	計
大 田 原 市	58	62	32	65	159	62	155	217
黒 磯 市	1,178	546	1,231	—	1,777	546	2,405	2,955
西 那 須 野 町	44	693	1	91	785	693	135	829
塩 原 町	351	108	126	56	290	108	535	641
黒 羽 町	2	—	7	—	7	—	9	9
湯 津 上 村	70	52	138	—	190	52	208	260
計	(9) 1,703		(4) 1,535	(75) 212	(79) 3,208		(88) 3,454	(88) 4,911

(注) 輪換田の( )は固定水田で内数。

なう。本来区画整理は、ほ場整備事業として都道府県営または団体営でおこなうのが建前であるが、農用地の造成をおこなうにあたり換地上等の都合から一定の地域内にある程度以上の未墾地がある場合、農用地の造成とあわせて施行出来る。本事業の場合上記の区画整理を農用地の造成とあわせて国が施行するものである。次にかんがい排水は既存の水田および畑の水利施設の新設または改修であり、本事業では既成田1,461haと、区画整理の畑1,535ha、区画整理対象外の212haの合計3,208haが

受益面積となっている。

用水計画は、新規に造成および区画整理をおこなうところは主として田畑輪換、既水田のところは当然水田として用水量を算定した。その根拠となる代かき用水量および減水深は地区内の土壌タイプにより、既水田を4タイプ、新規開発を4タイプに分けた。その結果前者については減水深21.3mm～41.0mm、しろかき用水170mm～190mm、後者については減水深20.7mm～31.3mm、しろかき用水170mm～190mmとなった。しろかき期間

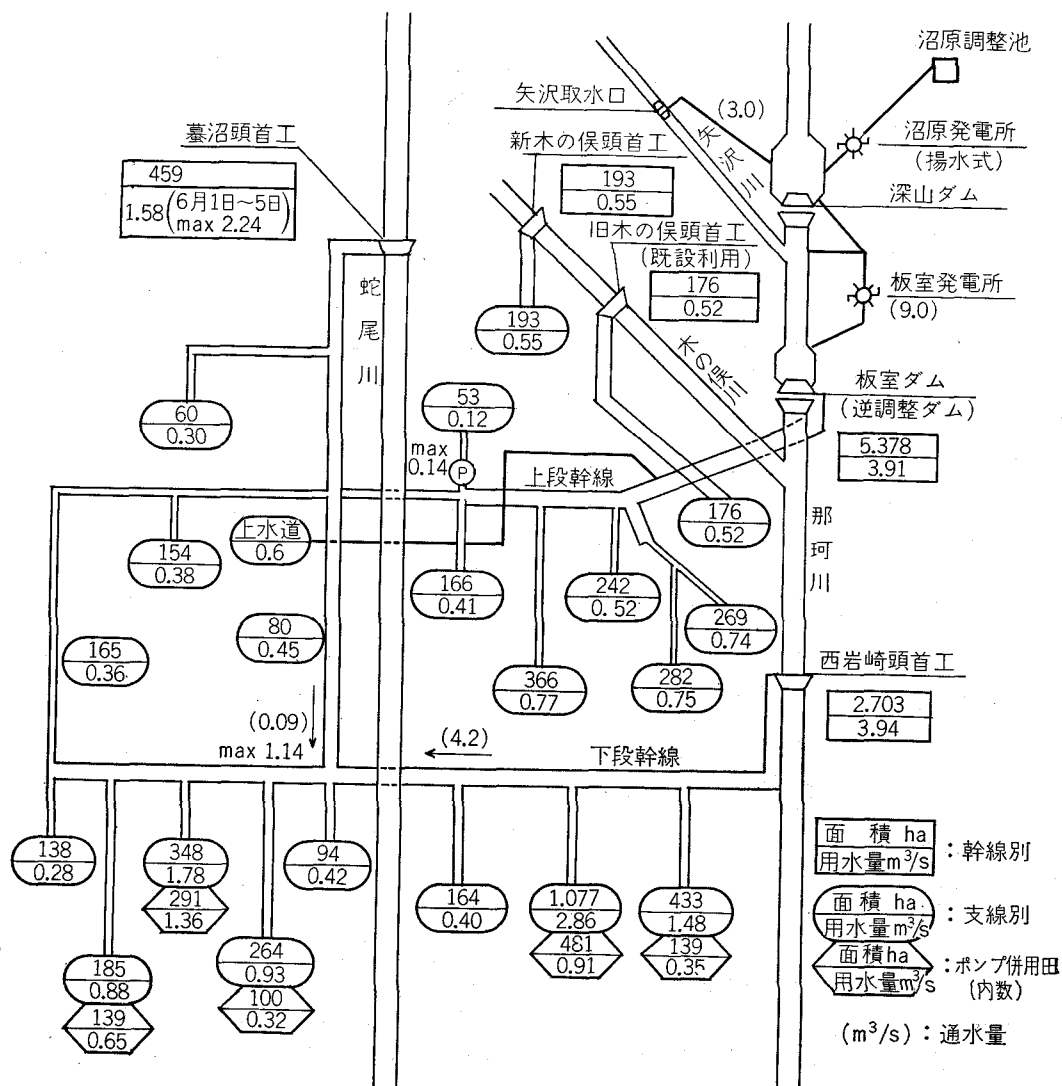


は5月11日～5月25日の15日間、かんがい期間は9月5日までの118日間である。計画基準年は、かんがい期雨量確率1/10に近い年とし昭和35年とした。水源は一級河川那珂川本流とその支流木の俣川および蛇尾川が考えられた。木の俣川にはすでに旧木の俣および新木の俣の土地改良区の入入口（受益面積それぞれ114ha～69ha）がある。これらは地区の高位部にかんがい可能な位置にあるので現在低位部のかんがいを高位部の新規開発分に用水振替をおこない、旧木の俣より176ha、新木の俣より193haをかんがいする。これより低位部は那珂川本流から取水することとし新たに上段幹線水路（かんがい面積1,378ha）を設ける。また地域の西方にあたる蛇尾川右岸については、すでに葦沼土地改良区の入入口があるのでこれを利用して蛇尾川右岸の高位部（かんがい面積460ha）をかんがいする。地区の低位部については那珂川

本流にある那須疏水土地改良区の入入口（受益面積997ha）を利用し、これに葦沼からの残水を合わせ那須疏水を改修し下段幹線（かんがい面積2,703ha）としてかんがいする。なお地下水位の上昇する6月16日以降については既成田の地表水、地下水併用田は必要水量の60%、新規開発田のうち国道4号線より下位部については必要水量の100%を地下水でかんがいする。以上の用水計画を達成するのに河川自流および揚水可能な地下水のみでは用水量の確保が困難であるため那珂川上流深山地点にダムを築造することとなった。用水系統および系統別取水量は図2および表一7のとおりである。

水源計画は表一8に示す用水量収支をもとに、不足水量を地下水による新規開発（5,805千 $m^3$ ）とダムに依存する（21,176千 $m^3$ ）こととした。

計画基準年でこの量を供給するには、ダムの容量は



図一2 計画用水系統図

表-7 取水口別取水量

取水口	用途別	開発計画面積			最大取水量	備考
		用水改良	新規開発	計		
板室 (上段幹線)	かんがい	(ha) 91.63	(ha) 1,286.79	(ha) 1,378.42	(m³/s) 3.31	板室ダム(逆調整池)より 取水。 水道は那須新都市
	水道				0.06	
	小計				3.96	
新木の俣	かんがい	47.97	145.33	193.30	0.55	新木の俣頭首工より取水
	小計				0.55	
旧木の俣	かんがい	30.89	145.45	176.34	0.52	旧木の俣頭首工より取水
	小計				0.52	
西岩崎 (下段幹線)	かんがい	1,210.68	1,492.48	2,703.16	8.72	西岩崎頭首工より取水
	雑用水				0.07	
	小計				8.79	
墓沼	かんがい	80.14	379.52	459.66	(2.23)	
					1.67	
	雑用水				(0.01)	
					0.01	
	小計				(2.24)	
合計	かんがい	1,461.31	3,449.57	4,910.88	14.77	
	雑用水				0.08	
	小計				14.85	
	水道				0.60	
	合計				15.45	

注1 墓沼取水口における最大取水量は2.24m/s(6/1~6/5)であるが、しろかき期最大取水量は1.68m³/s(5/11~5/16)である。

2 合計はしろかき期最大取水量の計を表す。

表-8 用水量収支表

必要水量	全用水量	115,021千m³					
	有効雨量	12,214千m³					
現況利用	水源名	那珂川	木の俣川	蛇尾川	地下水	残水湧水等	計
可能水量	利用可能水量	千m³ 54,434	千m³ 7,668	千m³ 16,170	千m³ 7,833	千m³ 1,935	千m³ 88,040
不足水量	26,981千m³						

15,024千m³となった。また前述した那須新都市水道事業、沼原揚水発電事業の必要水量をあわせると深山ダムの容量は25,800千m³となった。なお板室発電事業は深山ダムの下流への農業、上水放流量を利用しピーク発電するものである。このため深山ダム下流約6kmの地点に逆調整の板室ダムを計画した。このダムはまた農業用の上段幹線の取入口としても利用出来、さらに那須新都市水道事業の取入口としても利用出来る。工事計画の概要は表-9に示すとおりである。

次に非かんがい期の用水計画について述べる。本地域は前述した様に扇状地であって、その上流部及び中流部

では地表水がほとんどみられない。従ってかんがい期において、既存の水路はかんがい用水のみでなく、家事用水、防火用水にも使用されて来た。また非かんがい期においても同様で、この外、地下水のかん養により扇状地の下位部の地下水利用に大いに役立って来た。今回これらの点を考慮し非かんがい期の取水計画をたてた。すなわち取水目的は、農用等雑用水、酪農用水、および地下水のかん養である。その取水口別、取水量は表-10のとおりである。かんがい期の取水方法と異っている点は、上段幹線がかりの農用地のうち一部を新木の俣用水がかりとし、残りを旧木の俣用水がかりとしたことである。

表-9 工事計画概要表

## (1) ダム

## 深山ダム

貯水池	河川名	那珂川
	流域面積	66.4km <sup>2</sup> (直接52.9km <sup>2</sup> 間接13.5km <sup>2</sup> )
	総貯水量	25,800,000m <sup>3</sup>
	有効貯水量	20,900,000m <sup>3</sup>
	満水面積	97.4ha
	常時満水位	E L. 753.00m
ダム	利用水深	32.00m
	型式	表面アスファルト遮水壁型ロックフィルダム
	堤高	75.50m
	堤長	333.80m
	堤頂巾	7.70m
	堤体積	1,967,000m <sup>3</sup>
	天端標高	E L. 756.50m
	法面勾配	上流側 1:1.9 下流側 1:1.9
	舗装面積	44,600m <sup>2</sup>
	基礎地質	流紋岩, 安山岩質角礫凝灰岩
余水吐	型式	ゲート調節シュート式余水吐
	計画洪水壁ゲート	840m <sup>3</sup> /s 鋼製ラジアルゲート (高さ7.60m×径間7.44m×3門)
取水施設	型式	トラス式フローティングタイプ
	高さ	塔体43.20m, 塔基礎22.80m
	計画取水量	11.16m <sup>3</sup> /s
取水トンネル	鋼管巻立 内径φ2.100mm	
	延長 597.50m	
工事費		約83億円

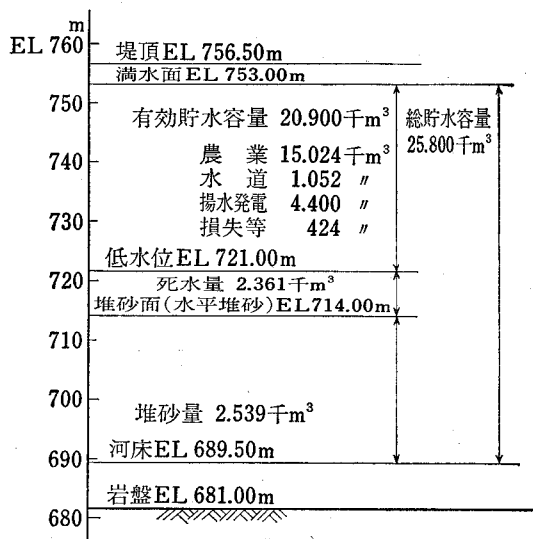


図-3 深山ダム容量配分図

従って非かんがい期上段幹線は水道用水(0.60m<sup>3</sup>/sec)のみの取水となる。

## 板室ダム

貯水池	河川名	那珂川
	流域面積	83km <sup>2</sup>
	有効貯水量	170,000m <sup>3</sup>
	常時満水位	E L. 517.80m
	取水量	3.91m <sup>3</sup> /sec
ダム	型式	コンクリート重力式
	堤高	16.80m
	堤長	76.00m
	堤体積	m <sup>3</sup>

## (2) 頭首工

名称	西岩崎頭首工	新木の俣頭首工	葦沼頭首工
位置	那珂川, 西岩崎地先 (移設)	木の俣川, 屋敷内地点 (移設)	蛇尾川, 葦沼地先 (改修)
型式・構造	コンクリート造, フローティングタイプ	コンクリート造, フローティングタイプ	コンクリート造, フローティングタイプ
堤体	堤高: 2.50m 堤長: 89.50m	堤高: 1.00m 堤長: 16.20m	堤高: 2.77m 堤長: 36.00m
計画洪水量	1,200m <sup>3</sup> /s	240m <sup>3</sup> /s	500m <sup>3</sup> /s
洪水吐	鋼製ローラゲート (25.00×1.75×1門)		
土砂吐	鋼製スルースゲート (10.00×1.75×1門)	鋼製スルースゲート (3.00×1.60×1門)	鋼製スルースゲート (2.50×1.70×1門)
計画取水水位	E L. 417.35m	E L. 600.00m	E L. 496.40m
計画取水量	8.94m <sup>3</sup> /s	0.55m <sup>3</sup> /s	2.24m <sup>3</sup> /s

## (3) 用水路

工種	路線名 支配面積	上段幹線 導水路	上段幹線 水路	上段東 幹線水路	上段西 幹線水路	下段幹線 水路	新木の 用水路	旧木の 用水路	舊 用水路	沼 水路	支 用水路	合 計
	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha
	1,378	1,378	552	826	2,703	193	177	460	—	—	—	4,911
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
開 水 路	407	443	839	7,852	15,527	3,727	700	1,999	201,072	232,566		
水路トンネル	3,185	—	—	—	1,007	2,455	—	237	—	6,884		
サイホン	114	—	—	1,184	392	—	—	—	—	1,690		
そ の 他	53	139	39	119	874	339	—	110	—	1,753		
合 計	3,795	582	878	9,235	17,800	6,521	700	2,346	201,072	242,893		

表—10 非かんがい期取水口別取水量

(単位  $\text{m}^3/\text{s}$ )

取水口別	農 業 用 水			水道用水	合 計
用途別	かんがい等	雑用水	計		
	ha	ha	ha	ha	ha
	4,911				
板 室 (上段幹線)	—	—	—	0.60	0.60
新木の俣	0.20	—	0.20	—	0.20
旧木の俣	0.60	—	0.60	—	0.60
西 岩 崎 (下段幹線)	3.28	0.07	3.35	0.15	3.50
葦 沼	1.20	—	1.20	—	1.20
計	5.28	0.07	5.35	0.75	6.10

注 葦沼取水口の取水量  $1.20\text{m}^3/\text{s}$  には雑用水  $0.01\text{m}^3/\text{s}$  を含む。

## 4. 深山ダムの計画

## 1) 地 形

深山ダムは栃木県と福島県の県境に源を発し茨城県那珂湊にて太平洋に注ぐ一級河川那珂川の上流深山地点に築造するものである。那珂川は首都圏としては開発の遅れている河川で未だ本流に大規模なダムはなく深山ダムが始めてのものとなった。那珂川上流の深山ダム地域は東には那須岳を中心とする標高1,500~1,900mの山地が南北に連なり火山地帯特有の複雑な地形を呈し、西は大佐飛山、男鹿岳などの標高1,500~1,900mの山地が南北に連なる山岳地帯である。この山岳地帯は標高1,500m内外の山地と、それらの間に切刻された深いV字谷よりなっており、山腹斜面の傾斜は非常に急で多くの溪流が発達し、壮年期の地ばうを呈している。ダムサイトは那珂川と支流木の俣川との合流点の上流5kmの地点で、ダムサイトより上流大川合流点に至る約3km間は谷の巾広く、河床巾は約150mに達し、砂礫の堆積が著しく、谷の断面は逆台形を呈する。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尾根があり、右岸には比高約100mの那珂川に平行する尾根があり、これらがダムのアバットメントとなっている。ダ

ムサイトの断面形は逆台形で左右岸とも山腹斜面は約1:1.2の傾斜を有し標高750mにおける高さスパン比は1:4.83である。池敷は谷形か逆台形をなし河床巾も広い。ため比較的良好なポケットを形成している。那珂川はダムサイト下流300m附近に至って、再びその河床勾配は急になり著しい貫入蛇行を繰り返して流れ、河床には露岩多く狭く深いV字谷を形成している。

## 2) 地 質

深山地先の地質系統は新第3紀中新世に生成された石英安山岩質火山礫凝灰岩、それを貫らぬく流紋岩およびこれらを覆う第4紀の堆積層よりなる。地質調査は24孔のコアボーリング(延べ545m)を主体とし、電探、物探、試掘横坑、縦坑、揚水試験などによりおこなった。コアボーリングの結果によると新鮮な岩盤は、左岸では地表面下平均9m以深、右岸では地表下最小3m、最大20m以深、河床部では最大9m以深に存在することが判明した。またボーリング孔において5.00m毎に透水テストをおこなった。その結果崖錐における透水性は、 $8 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 、段丘堆積層においては  $7 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 、河床砂礫層では  $1.8 \times 10^{-3} \sim 2.4 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$  を示している。岩盤風化帯では  $3 \sim 5 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 、新鮮岩盤では  $6 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$  の透水性を示している。また弾性波については河床部の河床砂礫層の層厚、左右岸アバットメントの崖錐、風化帯の層厚を把握するために7測線延長1,660mの弾性波式地下探査をおこなった。その結果5つの速度層があることが判明した。第1層は360m/secの速度層で表層を形成するルーズな層でその層厚左岸側3.0m、右岸側5.0m未満である。第2層は700m~900m/secの速度層でダムサイト右岸において顕著にみとめられる。この部分は段丘堆積層及び崖錐と考えられ、右岸EL695mでは最大20m層厚を有している。第3層は1600~2000m/secの速度層で河床部測線においてみとめられ河床礫層であると考えられる。この層の層厚は最大9.8mであり、その下底は第5層と接しており、またこれは河床部のボーリング結果と良く合致する。第4層はほぼ2,300m/secの速度層で左右岸アバットメントにおいてみとめられ、やや風化した岩盤と考えられる。そ

の層厚は最大4.0mである。第5層は3200m/sec～3800m/secの速度層で全く風化を受けていない新鮮な岩盤と考えられる。左岸においては地表下約9m附近に右岸においては地表下3～10m附近に、河床部においては地表下5～9.8m附近にある。

### 3) 盛立て材料

ダムサイト付近に存在する熔結凝灰岩に対して築堤材料としての岩質試験をおこなった。その結果によると比重2.43～2.57、吸水量1.75%～3.50%、安定性2.6%、スリヘリ17.9%、圧縮強度910kg/cm<sup>2</sup>～1,830kg/cm<sup>2</sup>であった。これらの値をダム用コンクリート骨材の基準と較べてみると比重は2.6以上であって若干小さい。しかしながら吸水量は5%、安定性は12%、スリヘリ減量は40%と以下という基準には全部合格する。また圧縮強度は1,000kg/cm<sup>2</sup>以上の値を示し堤体内部の最大応力に十分な安全率をみてもまだ余裕があると考えられる。

### 4) ダムサイトの決定

深山ダムの貯水容量から考え、現位置より下流1.3km下流の土堤の滝より上流部に限られる。土堤の滝下流では滝の落差が40mあるためダムを築造するのに貯水容量よりみて堤高が高くなる。また土堤の滝直上流部では河川の形状はV字形をなし、また河床勾配が大きいので貯水ポケットとしては良好でない。現位置まで来るとその上流の河川形状は逆台形となり河幅やや広く良好なポケットが展開する。

地質的には那珂川上流山岳部はそのほとんどが前期第三紀の流紋岩—石英安山岩地帯であり部分的にキレツ及び風化が進んでいるが、場所により決定的な差はない。現在地点の地質は右岸側は緑色凝灰岩類よりなり標高の低い個所においては上部にガイスイの堆積物がある。このガイスイは上流へ向って堆積厚さをまし、河床部は段丘砂礫層が堆積し上流に向ってその厚さを増大する。ダムをロックフィルダムとした場合基礎は多大の応力をこうむらないので基礎処理としては軟弱部分の除去とカットオフのグラウテングによる止水を考えればよい。以下に述べる様に表面アスファルト舗装型のロックフィルダムとした場合上流法先にカットオフが設けられるが、これは良好な岩盤（弾性波2,300m/sec以上）に取付ける必要がある。この場合カットオフ底部の掘削深さは河床部で15m以上に達することが予想された。岩盤の透水性については $3 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-6}$ cm/secの値を示しておりこれは通常の値であるのでセメントグラウテングで遮水を行うことができると考えられた。カットオフ中心線上断層は左岸に見られその面は破碎帯となっていることが確認された。これはダム基盤の低所を上下流方向に貫いている。しかしこれもグラウテングにより水密のものと考えると考えられた。

### 5) ダムタイプの決定

前述した調査をもとにダムのタイプを検討した。検討はコンクリートダム、中心コア型ロックフィルダム、表面アスファルト舗装型ロックフィルダムについておこなった。まづコンクリートダムとした場合、ダムサイトの地形が広い逆台形であり、地質調査の結果河床部における約10m厚の堆積砂礫の除去、右岸取付部の基礎岩盤上に分布するガイスイの処理及び左岸取付部の石英安山岩の風化帯の除去などにより基礎処理工事量が増大する。さらにダムサイト周辺には自然堆積のコンクリート骨材も大量にないのでクラッシングによる製造を考えねばならない等不利な点がある。次に中心コア型ロックフィルダムであるが、ダムサイト周辺に分布する土質材料は砂が多く、透水性が大きい（ $k=1 \times 10^{-4}$ 程度）ためにコア用土として不適当である。またその量も安定的に供給出来る量は約60,000m<sup>3</sup>程度で量的にも不足であると考えられた。次に表面アスファルト舗装型ロックフィルダムである。このタイプのダムは遮水をアスファルトコンクリートによりおこなうので堤体盛立てはロックのみでよいので不透水性の土質材料がなくても可能である。また河床砂礫は応力がコンクリートダムほど大きくないため取り除かず施工出来る利点がある。また表面で貯水池の水を遮水するため堤体内に間ゲキ水圧の発生がなく堤体積が小さくてすむ利点もある等のためこのタイプのダムとした。

### 5. 深山ダムの工程

深山ダムの工事は事業所開設の翌年（昭和43年度）まづ資材搬入道路の改良工事より着手した。すなわちダムサイトに通ずる道路は大田原営林署の所有する林道で幅員は3～3.6mとせまく、またカーブも多いため、これを幅員6.5mに拡幅すると同時に、一部急斜面であり危険なため、路線を変更することとした。この変更部分はトンネルとし43年8月に着手し44年8月に完成した。また道路工事と併行して43年11月より仮排水路トンネル工事に着手した。仮排水路トンネルはダムサイト左岸に設け2R=7.60m、L=380mのものである。工法は底設導坑先進上半断面掘削法で、44年2月導坑は貫通し、次いで、4月に上部も貫通した。巻立コンクリートはさか巻工で44年3月より打設開始し44年7月に完了した。

昭和44年度は堤体を主体とするダム工事に本格的に着手した。すなわち昭和44年から昭和47年の4ケ年の国庫債務負担行為が予算化され、これに基づき大成建設KKと契約を完了し、44年12月より堤体に着手した。まづ仮締切工事をおこない、45年1月より堤体敷の基礎掘削（表土が中心）を開始した。堤体の河床礫（厚さ10m～14m）を取り除くかどうかを決めるため、平盤載荷試験をおこない、河床礫は取り除かなくても問題がないこと



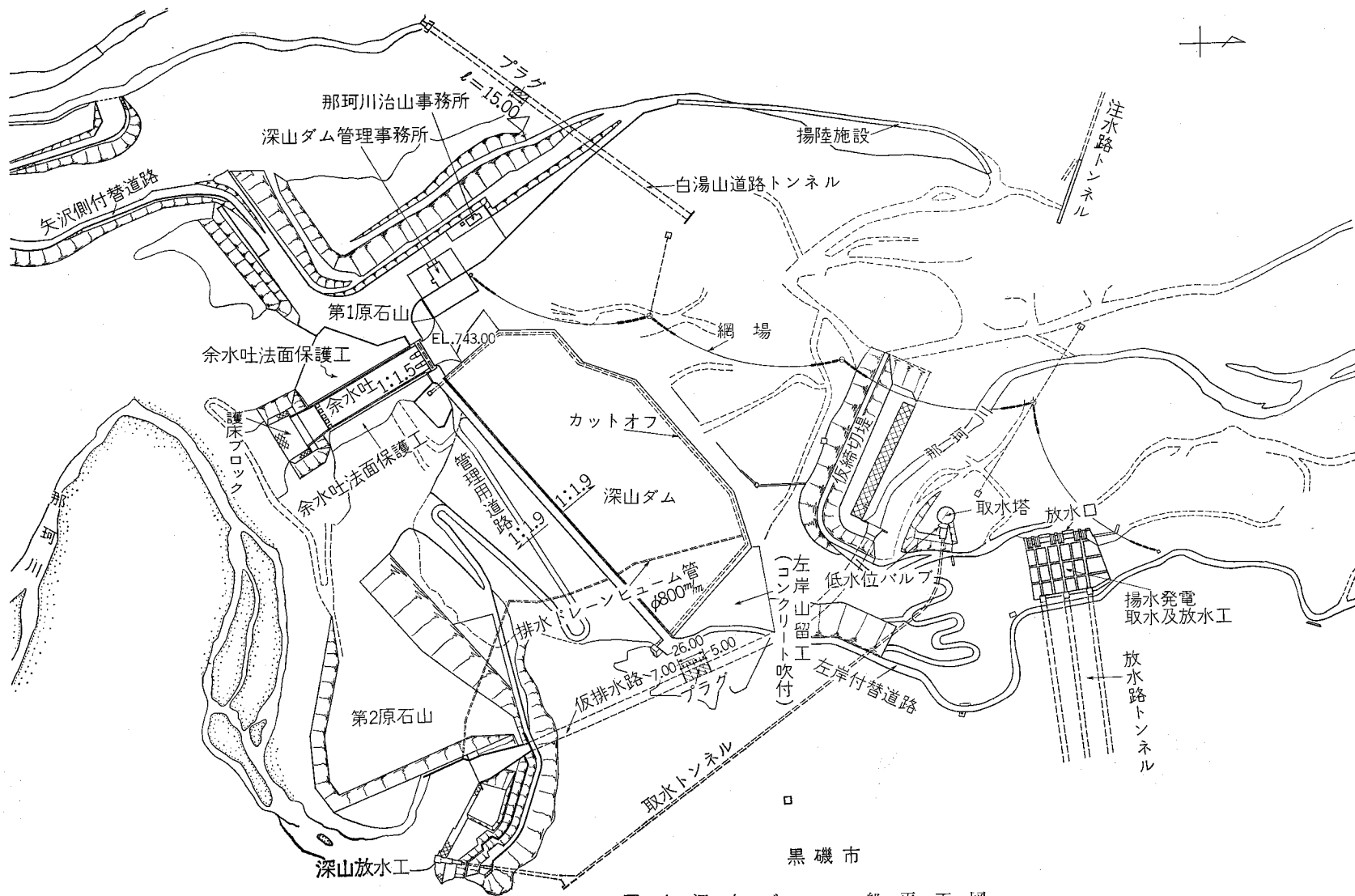


図-4 深山ダム一般平面図

表-11 深山ダム工事工程表

工 種	全 体		43 年 度												44 年 度												45 年 度												46 年 度												47 年 度												48 年 度											
	事 業 量		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3																								
1 仮 締 切 工 事																																																																										
仮 締 切	掘削 8,318m³ 盛土 80,300m³																																																																									
仮 排 水 路	開水路 183m トンネル 360m																																																																									
2 基 礎 掘 削 工 事																																																																										
基 礎 掘 削	239,612m³																																																																									
軟 弱 層 処 理	掘削 46,121m³ 埋戻 38,339m³																																																																									
左岸地山崩土排除	掘削 66,295m³																																																																									
3 堤 体 築 堤 工 事																																																																										
築 堤	1,960,067m³																																																																									
二 次 築 堤	4,100m³																																																																									
原 石 山 掘 削	土砂 312,155m³ 岩 1,446,051m³																																																																									
ダム天端舗装	2,589m²																																																																									
4 遮水壁及監査廊工事																																																																										
遮水壁アスファルト	44,642m²																																																																									
監査廊 掘 削	土砂 202,653m³ 岩 75,508m³																																																																									
※ コンクリート	29,793m²																																																																									
緊 張 工 事	左岸 1.6本 右岸 29本																																																																									
監査廊排水ポンプ	φ300mm 2台																																																																									
5 グ ラ ウ ト 工 事																																																																										
堤 体 基 礎 処 理 地	コンクリートダクト 9,470m ケーシングダクト 37,147m ジョイントダクト 40ヶ所																																																																									
リムグラウト	12,810m																																																																									
6 余 水 吐 工 事																																																																										
堀 削	土砂 68,315m³ 岩 123,653m³																																																																									
本体コンクリート	9,307m³																																																																									
バケツ下流部	コンクリート 1,886m³ ブロック 438ヶ																																																																									
法 面 保 護 工	コンクリート吹付 8,897m³																																																																									
ゲート製作据付	ラジアルゲート3門																																																																									
7 取 水 設 備 工 事																																																																										
取 水 塔 基 礎	コンクリート 5,939m³																																																																									
取 水 塔 鉄 骨 工	1 式																																																																									
8 取 水 ト ン ネ ル 工 事																																																																										
掘 削 巻 立 他	656m																																																																									
内 張 鋼 管	712m																																																																									
トンネル出口工	1 式																																																																									
バルブ製作据付	バタフライ φ2,100 ハブセル φ1,200 バタフライ φ1,200 スルース φ1,650																																																																									
9 ダム 附 帯 施 設 工 事																																																																										
ダム背面道路等	675.25m																																																																									
ダム 照 明 灯	照明灯 15基 探照灯 4基																																																																									
配線用天端ダクト	1 式																																																																									
堤 体 排 水 工	393m																																																																									
網 場	1 式																																																																									
揚 材 場 船 着 場	320m																																																																									
10 開 塞 及 緊 急 放 流 工 事																																																																										
仮 排 水 ト ン ネ ル	コンクリート 1,947m³ ケーシングダクト 1,100m																																																																									
道 路 ト ン ネ ル	コンクリート 4,450m³ ケーシングダクト 1,043m																																																																									
緊 急 放 流 バ ル ブ	バタフライ φ2,000 ハブセル φ1,500 バ イ ア φ2,000																																																																									
11 地 山 保 全 工 事																																																																										
左 岸 山 留 工	コンクリート吹付 14,566m³他																																																																									
右 岸 山 留 工	コンクリート吹付 7,325m³他																																																																									

14資材搬入道路工事							
道路新設及改修	6,062m						
道路補修及 安全施設	1 式						
15電気工事							
工事用電力	1 式						
配線工事他	1 式						
16その他工事							
ゲム計器埋設	1 式						
砂防ゲム工事	コンクリート 1,250m <sup>3</sup> 鋼 500m <sup>3</sup>						

となった。築堤材料はダムサイト右岸の山を予定し、国有林の関係上営林署の立木調査をおこない、45年2月より表土ハギを開始した。

昭和15年度になってカットオフの基礎掘削を開始した。カットオフは良好な岩盤に設ける必要があるが、深山ダムにおいては岩質が悪く、そのためカットオフの型式の変更をおこなった。これにはカットオフ断面を手計算とコンピューターを用いた有限要素法の解析で検討し、深山ダム設計施工委員会の決定にもとづいた。カットオフの基礎は建設省の岩盤検査を河川法に基づき受ける必要があり、コンクリート打設前の7月17日第1回目を受検した。

築堤は45年5月上流側はカットオフの基礎処理、コンクリート打設に、工程上日数を要したため、下流側より開始した。45年12月まで大型機械を導入することにより全体の約半分の100万m<sup>3</sup>の盛立をおこなった。原石山は、当初予定していたよりも岩質が悪いため、20-ne-II(図-6)の良質な築堤材料を第2原石山にもとめた。第2原石山は、ダムサイト下流約300mの地点にある。岩質が良好のため第2原石山においては抗導式大破壊によった。

46年1月より3月は冬期間の為築堤は休止したが、原石採取は引きつづきおこなった。また第1原石山(原石山をいう)に接続する余水吐の前庭部の掘削を開始した。この部分の掘削岩は築堤に46年度流用した。

河床部のカットオフのインバートコンクリート打設後これを利用して河床部のコンソリデーショングラウトに着手した。基礎処理は、カットオフのコンクリート打設の関係上、河床部より開始し順次左右岸に広げていった。またグラウトの順序はコンソリデーショングラウト後カーテングラウトの施工をした。

46年度は4月より築堤を開始し46年12月までに残りの100万m<sup>3</sup>を完了した。1日最大7500m<sup>3</sup>、1ヵ月15万m<sup>3</sup>の出来高であった。このため、原石運搬に35tonダンプ9台を使用した。しかし築堤作業は夏以外は夜間作業をおこなわず夜は主として機械修理、点検整備をおこなった。

た。カットオフコンクリートは46年9月に完了した。またアスファルト遮水壁は47年12月にダム湛水開始すると、気温の関係上冬は、施工出来ないため、46年度中に施工開始しなければならなかった。そこで上流面の盛立と法面整形を急ぎ施工し、盛立途中の46年10月～11月にアスファルト遮水壁6層のうち下の2層(バインダー層、レベリング層)約30,000m<sup>2</sup>の施工をおこなった。

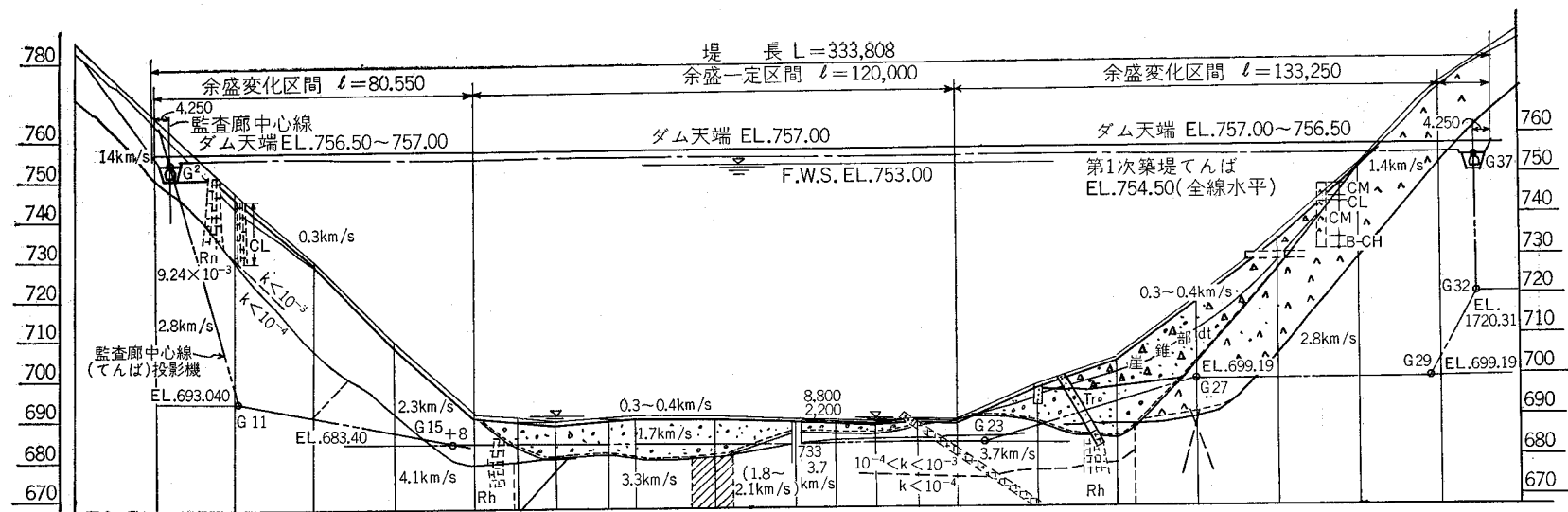
余水吐はE L 743.00以上の前庭部、クレスト部、急流部の掘削をおこない築堤に流用した。急流部のうちE L 743m以上の掘削あと地を利用して第1原石山より堤体への運搬道路とした。築堤は46年12月に完了したため47年1月より急流部の掘削を開始した。掘削岩は河床まで落し、それを河川沿いに第2原石山の掘削あと地に捨岩した。またクレスト部のコンクリートの一部を12月に打設した。このコンクリートを利用して47年1月～3月余水吐クレスト部分のコンソリデーショングラウトとカーテングラウトをおこなった。

基礎処理は、46年度はカットオフ内部に設けた監査廊よりグラウトを行った。

取水施設は、まず46年5月にダム下流深山放水口のところより掘削を開始し、46年9月13日貫通した。トンネル上口は、仮締切の上流にするか下流にするか検討したが、下流へもっていくと地形上から水平なところがなく背後の法面が急しゅんであること、仮排水トンネルと立体交叉にはなるが、その距離が短く、閉塞工事の都合上問題があること等の為トンネルの距離は長くなるものの上流側とした。

47年度は4月に気温が上昇するのを待ってアスファルト遮水壁の施工を開始した。この工事には堤防の天端にウインチポータルを配置するため完了後でなければ二次築堤をおこなうことが出来ない。工事は順調に進み10月に遮水壁は完了し11月より、二次築堤を開始し、ハンドレール照明灯のすえ付など48年1月に完了した。余水吐は、6月に全部の掘削完了すると同時に、前庭クレスト部(4月より)とシュート部(6月より)に分けて、それぞれ、コンクリート打設を開始した。

余水吐ゲートは46年度に製作を開始し、47年据付をお



測点	間隔	距離	杭高	地盤高
No. 0	0.00	0.00	785.53	785.30
No. 1	20.00	20.00	766.66	766.49
No. 2	20.00	40.00	747.43	747.33
No. 3	20.00	60.00	730.00	729.85
No. 4	20.00	80.00	709.60	709.40
No. 5	20.00	100.00	691.17	690.97
+ 10.72	10.72	110.72	690.73	690.60
No. 6	9.28	120.00	689.91	689.70
+ 13.50	13.50	133.50	690.24	690.10
No. 7	6.50	140.00	690.66	690.40
No. 8	20.00	160.00	690.58	690.43
No. 9	20.00	180.00	689.87	689.77
+ 10.00	10.00	190.00	689.52	689.40
No. 10	10.00	200.00	689.23	689.87
+ 10.50	10.50	210.50	689.65	689.55
No. 11	9.50	220.00	689.36	689.02
No. 12	20.00	240.00	698.28	697.94
No. 13	20.00	260.00	704.71	704.43
No. 14	20.00	280.00	719.30	719.09
No. 15	20.00	300.00	734.57	734.16
No. 16	20.00	320.00	752.36	752.09
No. 17	20.00	340.00	771.69	771.39
+ 9.00	9.00	349.00		
No. 18	20.00	360.00	784.65	784.28

図-5 堤体縦断面図

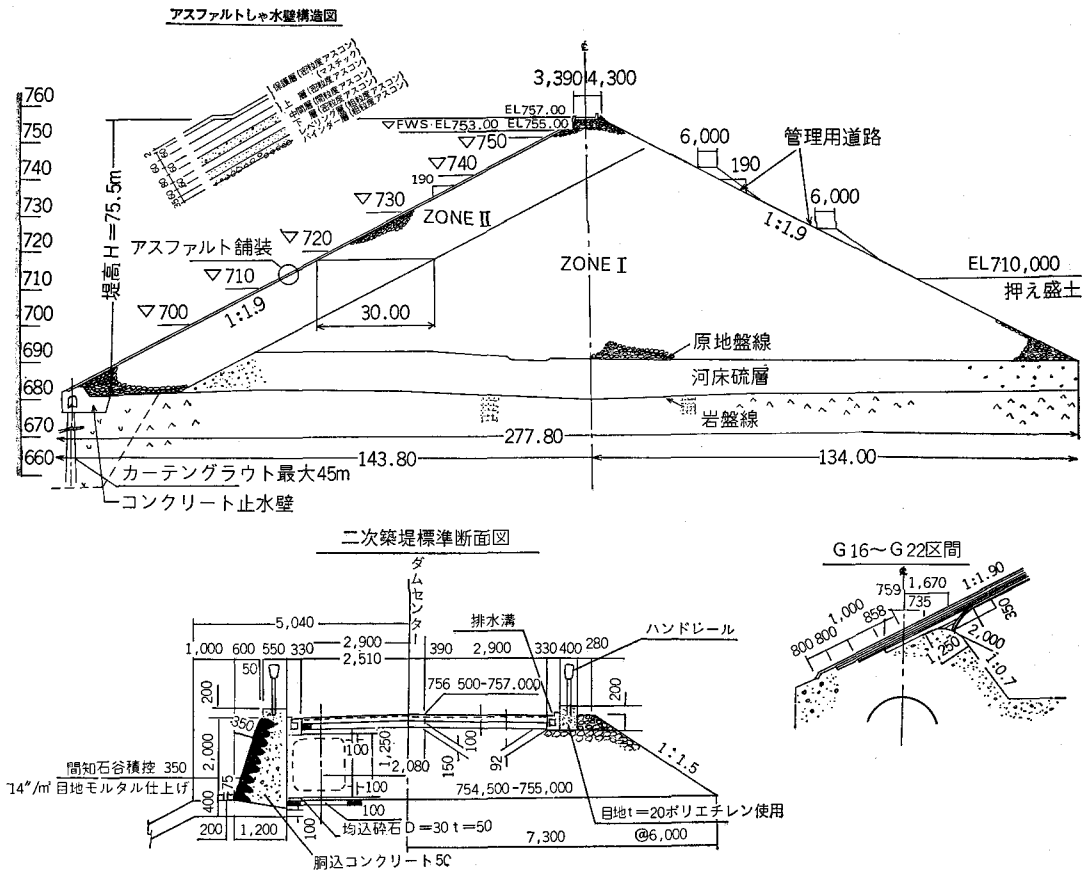


図-6 堤体標準断面図

こなつた。また急流部の掘削法面は岩質が悪い為、余水吐側壁コンクリート打設後、法面のコンクリート吹付をおこなつた。また前庭部上流の法面にも施工した。余水吐全体の工程はゲートの据付、二次築堤資材の搬入の為クレスト部の橋梁の工程を考慮して上下二段作業をおこなうことにより、工期の短縮をはかり47年11月に完了した。

取水設備は、取水塔の基礎構造を4月～8月に施工し、上部構造に8月～11月に完了した。また取水トンネルは、鋼管をすえ付コンクリートの巻立てをおこなつた。放流用の深山放水口の工事は48年3月までかかつた。

白湯山林道のうちダム内に水没するものは左岸へ付替ることとした。この道路は4mの幅員であるが、発電所への通行に6m必要な為、電源開発KKの専用施設との共用施設とした。また工事は発電所の工事と場所的に近い為工事を電源開発KKに46年、47年と2カ年委託しておこなつた。

また白湯山道路トンネルは、標高700m前後にあり、ダム湛水後湖底に水没するため、これを右岸に矢沢側付替道路として施工した。47年3月土工が完了したが、4

月に法面崩壊をおこした。復旧後、資材搬入に使用して来た道路トンネルを閉塞する工程上、6月中旬より、この道路の使用を開始した。

またこの道路トンネルを利用して、貯水池の水を緊急的に放流する施設（緊急放流施設という。）を計画した。この施設を作るにあたり、道路トンネルを利用するか、仮排水路トンネルを利用するか検討したが、施工上前者が適切であると判断した。

工事は道路トンネル閉塞とあわせておこない、放流用パルプ（バタフライパルプ、ハウエルバンガーパルプ各1500%）放水管及び放水口を設けた。全体の工事は48年3月に完了した。

基礎処理は左右岸取付部にかかり、47年10月に完了した。左岸の取付はバイパストンネル閉塞位置よりおこなうカーテングラウトと交差する様に施工した。一方右岸は余水吐カーテングラウトと接続し、さらに約90m右岸第1原石山跡地に取付けた。右岸の地山は地形上EL700m付近で幅250～300mと反対側の矢沢川へ薄く他方貯水深は50m以上となり、さらに、地質も悪いことがわかつたため、右岸から矢沢川への漏水を懸念した。そこで46年10月～12月ボーリング7点をおこない、また47年4月



～5月弾性波による地質調査をおこなった。その結果右岸地山にリムグラウトを施工することとし、47年9月より工事を開始し、48年3月に完了した。

管理事務所の建築は、第1原石山の跡地を利用することとした。築堤完了後第1原石山の跡地整備工事に着手し、9月から建築工事を開始し、48年3月完了した。

仮排水路トンネル閉塞は当初47年12月におこなう予定であった。しかしながら次の理由により閉塞開始時期を48年3月14日とした。

- (1) 閉塞工事は、じん速に施工する必要があるが、その点から12月であると正月休みに入り工程上良くないこと。
- (2) 右岸地山が当初予想したよりも悪く、リムグラウトの完了を待って湛水開始したいこと。
- (3) 電源開発KKの揚水発電をおこなうことについて下流水利権者の同意をとるのが遅れたこと。

等であった。

閉塞工事は3月14日寒天の中おこない、仮閉塞コンクリートをバイパストンネル上口に打設した。水位は約7日かかってEL703の取水トンネル位置まで上昇し取水塔横に設けた低水位バルブより下流に流下させた。その間坑内の本閉塞に着手し、48年4月11日取水塔低水位バルブを閉じ本格的に、貯水開始した。

48年度は貯水しながらおこなう仮排水トンネル閉塞工事追加グラウト工事、砂防ダム周辺環境整備工事等を実施した。閉塞工事は、47年度に引きつづき実施し48年11月に完了した。48年6月貯水位の上昇にしたがって旧道路トンネル内に漏水量が増え、揚圧力も増加したため、追加グラウト工事で補強コンクリートを施工した。また砂防ダム工事は、余水吐下流700mの地点に設けるもので、河川協議の途中追加されたものである。ダム貯水と同時に下流河川がかわくため、この間をねらい施工し、48年9月に完了した。

貯水位の上昇の仕方と貯水利用の方式については、関東農政局、栃木県および電源開発株式会社3者間で協議書を取りかわした。発電は、貯水位の上昇に応じ除々に水を沼原ダム（上池）にくみ上げ、上池のテストを開始した。6月には、発電用水車1号機のテストが完了し夏の電力需給に対応し直ちに、発電を開始した。9月には2号機、11月には3号機が発電を開始した。また、栃木県板室発電所は6月に発電を開始した。しかしながら、これ等は、深山ダムの初期湛水の支障のない範囲内で、おこなわれた。48年度は、つゆの雨も少なく台風もなかった為水位上昇はおそく、この為満水になるのは、49年2月上旬ということとなった。

## 6. あとがき

那須野原開拓建設事業にとって最大の工事である深山ダムは、多くの人の協力と努力によって完成した。しかしながらこのダムを如何に有効に使用するかはこれからの課題である。深山ダムの工事中の昭和45年、開田抑制政策の一つとして本事業も田畑輪換を畑地かんがい計画に変更するところとなった。また事業着手以来昭和48年まで、那須野原の多くの山林が観光開発のため地元農家の手から離れるところとなった。目下これらの時代の流れに対処すべく当初計画を変更しつつある。那須野原開拓建設事業はこの計画変更にもとづいてこれから水路、農用地造成、区画整理の工事が中心となる。

深山ダムはこれらの今後の工事の完成によって那須野原の発展に大きく寄与するところとなろう。

## 参 考 文 献

1. 地下水強化と農業水利 可知賢一
2. 農村基盤総合整備パイロット事業調査報告書  
関東農政局
3. 生産調整下における開田経営の動向  
農林省農事試験場
4. 那須疏水 那須疏水土地改良区

# 深山ダムの地形、地質の特徴

大 野 勝 次\*

## 目 次

はしがき.....	21	2. ダムサイト付近の地質.....	21
1. ダムサイト付近の地形.....	21	3. ダム基礎としての地質.....	26

## は し が き

那須野原開かん建設事業の計画は、終戦後、何回かなされたが、事業着手には至らなかった。その後、昭和37年度から「かんがい」用水源をダムの貯水に依存する計画が立てられ、昭和40年度に計画を完了し、昭和42年度から事業が実施された。

ダムの位置については、箒川を含めて多くの地点について検討されたが、貯水効率、用土等の点で他の地点より良いとして選定された。

水のエネルギーの利用は、栃木県営発電が計画時点ですべて共同事業として参加していたが、事業着手直前に電源開発事業の揚水式発電の追加加入があった。このため、ダムの規模が変わったが、これにともなう基礎調査は完全な状態にまで達していなかった。したがって、工事実施は調査を補足しながら行われた。

又、ダムタイプについても多くの案があったが、最終的には、コアー用土に適当なものが量的に不足することから、アスファルト表面遮水のロックフィルダムとなった。

今日、深山ダムは湛水が開始され、導水路工事も進み、やがて、那須野原を潤すと共にエネルギーの面でも、この地方の重要な施設となるものと思われる。この事業の計画、実施には、当時の農林省、栃木県、地元市町村および、大成建設株式会社等の方々に参加した。不十分であるが、ここにまとめた地質調査結果についても、多くの方々の協力によってなされたものであることを明記して深く謝意を表します。

## 1. ダムサイト付近の地形

深山ダムは、上流部を栃木県に、下流部を茨城県にもつ那珂川（全流域 3,270km<sup>2</sup>、流路長 126km）の山地流域にあって、那須火山帯の茶臼岳、大佐飛山等の 1,000 m を越える第四紀火山にかこまれた地域にある。

ダムサイトは、茶臼岳南西麓の那珂川右岸支流の矢沢川合流点より約 1 km 上流地点にある。この地点は、那

珂川が茶臼岳等の火山噴出物の直接影響をうけない地域で、山地は急峻な壮年期の様相をしめし、河谷は一般に約 1/100 の急勾配である。ダムサイト地点は矢沢川合流点前にある落差約 80 m の滝によって河床は急に変化し、勾配がゆるくなり約 1/150 になっている。ダムサイト下流部の流路は河谷が蛇行し、急に河谷の幅が約 50 m にせばめられ、これより上流部の湛水地域は平坦な河谷中約 200 m の地域となっている。この地域には、低位の河床段丘が左右両岸に見られるが、板室温泉から上流部では他の地域には見られない。このことは、洪積期に河床の変動が一時平穏な時期があり、段丘堆積層形成以降もこの地域が、河川の土砂が堆積するような流勢のゆるやかな地域であったことが推定される。

河谷の形状は上述のことから推定されるように U 字形をしめし、左右両岸共に約 30° 以上の急峻な地形をしめしている。左岸は、一般に流紋岩が露出し、小さな「ひだ状」の谷がこれをえぐっている。又、ダムセンター下流側に地すべり地形が認められる。この部分はその後、基礎掘さくにともない地すべりが発生し、約 6,000 m<sup>3</sup> の土砂が流紋岩の節理に沿って、山地頂上部まで崩壊した。右岸は、ダムセンター上では、標高約 740 m まで厚く崖錐堆積物に掩われているが、これを取り除いた状況は、左岸と同様な約 40° 以上の急斜面又は、垂直に近い壁となっていた。この右岸の嶺線は、矢沢川と那珂川にはさまれた幅約 200 m の瘠せた尾根となっている。

## 2. ダムサイト付近の地質

ダムサイト付近の地質は、図—1 地質平面図および地質断面図に示したとおりで、新第三系および第四系が分布し、層序の細部については明確でないが、ほぼ次の層序表のようになっている。

地質層序表

沖積世	現河床堆積物および、崖錐堆積物	
洪積世	段丘堆積物	下位段丘堆積物
		中 “
		上 “

\* 国際航業株式会社（前、関東農政局地質官）

第三紀  
中新世

(流紋岩 (花崗閃緑岩周縁相) の貫入)  
石英安山岩質凝灰角礫岩層  
頁岩および礫岩層

これ等地層について、上部層から順に記述する。

### a 現河床堆積物

現在の幅約 200m の河床に堆積しているもので、最大  
径約 50cm の安山岩の円形な巨礫を含む、安山岩、閃緑

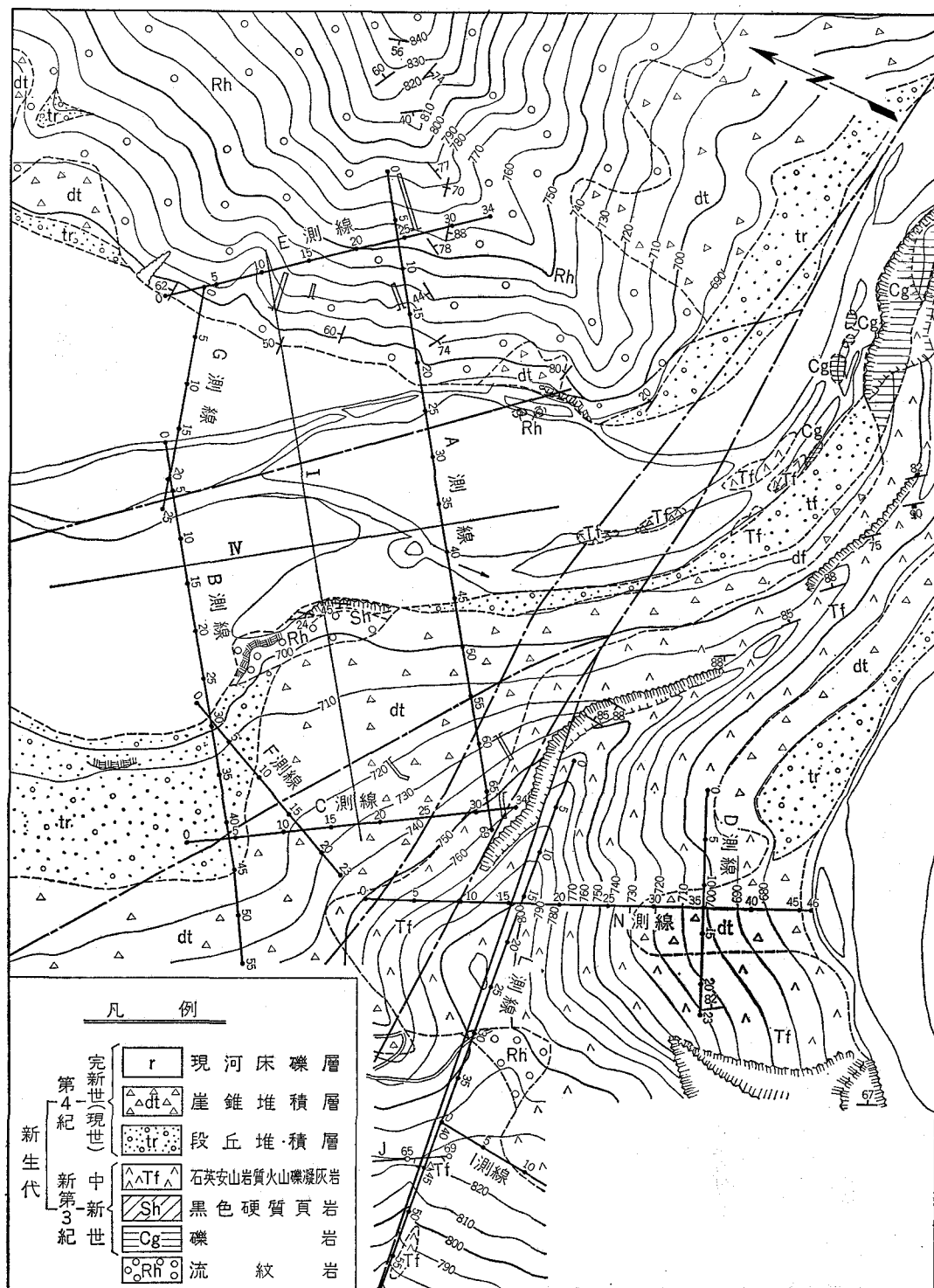


図1-1





岩等の円礫からなる砂礫層である。その厚さは場所によって多少異なるが、センター上では約10mで、両岸沿いにやや浅くなっている。又、この砂礫層の一部には、巨木を含むシルト層をレンズ状に挟在している。このことは、地形の項で述べたように、谷幅が広いU字形の谷で、下流部で急に谷幅がせばまり蛇行しているため、一時流水が貯留されたような時期があったものと推定される。

#### b 崖錐堆積物

この堆積物は、ダムサイト左岸中腹（標高約730m）付近より高位部の下流側と、右岸標高740m付近以下の地域に幅広く、厚く分布している。左岸は流紋岩の小節理によって分離した、角礫の小岩片から、右岸は石英安山岩質凝灰角礫岩の節理から離脱した最大長径約1mの角礫からなっている。両岸の堆積物共に、岩片自体は比較的新鮮であるが、左岸の流紋岩の岩片は、鉱化作用のため表面が黄褐色に変色している場合が多い。

#### c 階丘堆積物

三段の段丘面が認められるが、ダムサイトには二段（上、下）の段丘面が認められ、それも、右岸のみに存在する。上段と下段との差は約5mである。上段は最大粒径約0.15mで、その厚さは、約20mで、その上部に0.10～0.15mのローム層が分布する。下位の段丘は、その厚さは15～20mで、粒径は上位のものと同様である。これ等の砂礫層は主として安山岩の円礫からなり、閃緑岩の円礫を時に含むことがある。

#### d 流紋岩

流紋岩は、第三紀末にダムサイト東部に貫入して露出している石英閃緑岩の岩体の周縁相にあたるものである。このことは、ダム仮排水路工事によって、その様相が確認されている。

ダムサイトの左岸側に広く分布していて、河床下に沈んだ後、ダムセンター上流部の右岸の突出部に露出している。岩体には、ダムセンターとほぼ直交する方向（N60～80°W, 50～80°N）の小節理が多く存在し、小岩片に剝離しやすい。鉱化作用のため黄鉄鉱の汚染をうけているため、これが酸化して岩石の表面が黄褐色に変色しているが、岩石の内部は新鮮で暗緑色又は灰白色をしめしている。

この岩体中には、左岸ダムサイト中に比較的連続していて、所々に粘土化帯を挟む節理が二方向（N40～45°E, 50～70°NとN60～80°W, 50～80°N）がある。これにかこまれた部分は、既に地すべりを起した地形が存在していて、ダム築造のための掘きくによって、山稜部まで地すべりを起し、流紋岩および表土が約6,000m<sup>3</sup>落

下し、この工事の最大の事故となった。地すべりは、降雨約1日後に始まり、岩盤の崩落が日中観察され、土煙をあげて土砂が落下し、大木の倒れる様は、筆舌には表現しにくい状態であった。

#### e 石英安山岩質凝灰角礫岩

ダムサイトの河床部および、右岸に広く分布している岩石で、時に軽石質の部分が、溶結している部分がある。岩質は一般に、安山岩質で不規則な岩片を多数含み、火山灰等によって固結され淡緑色をしめし、他形の石英の小粒を含んでいる。しかし、場所によって礫質の変化、礫の多少、溶結の程度等岩相が異なっている。

#### f 頁岩および礫岩

この岩層は、ダムサイトには極く僅かに右岸の一部に見られるに過ぎない。

頁岩は流紋岩の捕獲岩状に、礫岩は石英安山岩質凝灰角礫岩の下位にあたる部分に、それぞれ不規則に分布する。流紋岩との関係は、頁岩が捕獲岩状になっていることから、貫入関係にあり、石英安山岩質凝灰角礫岩との関係は、露頭が少く断言は出来ないが、礫岩の分布する上面の形は不規則であるが、浸蝕作用のあった根拠はないので整合関係にあると思われる。

#### g 地質構造

##### (1) 流紋岩と石英安山岩質凝灰角礫岩との関係

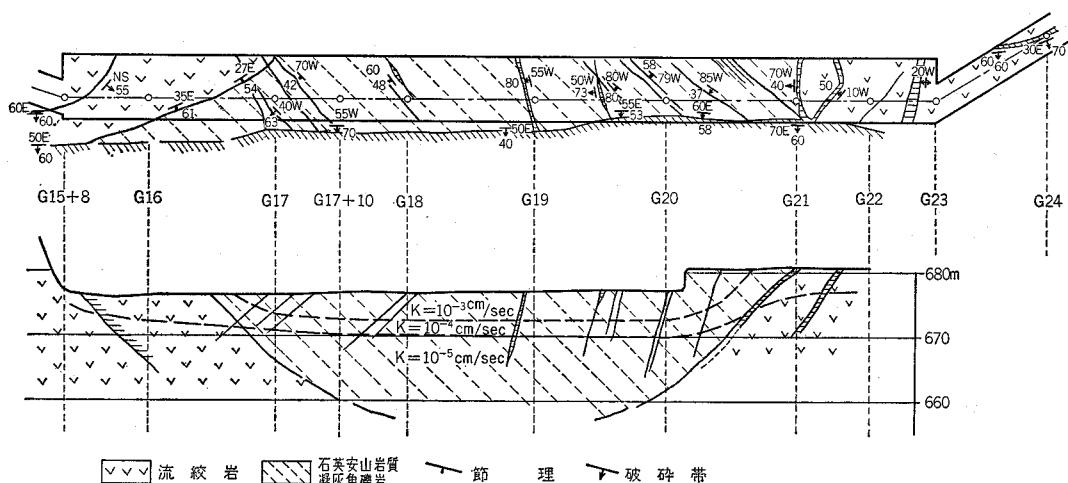
ダムサイト下流の河谷の蛇行部の露頭では、NW方向の断層によって切られているが、ギャラリー部分においては貫入関係にある。ギャラリー付近の状況を図示すると、図-2ギャラリー河床部平面図および断面図にしめしたとおりである。これによると、ギャラリー底部の石英安山岩質凝灰角礫岩は、流紋岩が船底状にG17～18の付近で沈んだ形態をしめしている。G16より左岸と、右岸のG21～23付近とに流紋岩が分布していて、他は石英安山岩質凝灰角礫岩となっている。又、石英安山岩質凝灰角礫岩は、下流部に厚く、広く、上流部に薄くなる傾向をしめしている。

##### (2) 断層（破碎帯）

東西性（N50～80°W, 50～80°N）のものが多く、右岸旧林道トンネル（緊急放水孔）内によく認められ、この延長はダムサイト右岸の山稜に達し、これ等の断層にかこまれた山稜はやせた形態をしめしている。

なお、上記の断層と直交するほぼN50E方向で上流側に（36～40°N）傾斜する断層が、ギャラリーG17～20付近の上流部に約2mの粘土化帯をもって存在している。この断層は前記断層によって切られている。

河床部のギャラリー地帯には、N55～65E, 60～70°Nと、これを切るN70～85°W, 75°N～90°の断層が存在



図—2

在している。この傾向は、左岸の流紋岩の分布する地域の節理の方向とよく一致している。

### 3. ダム基礎としての地質

#### a 地質調査結果

ダム築造にあたって図—1、地質平面図にしめしたように、ダム予定地の主要な部分について、弾性波探査、電気探査、ボーリング等を実施した。各測線についてその結果をとりまとめ、地質踏査結果と対比すると、図—1地質断面図および図—3弾性波解析断面図にしめしたようになった。これ等の結果から読みとることの出来る事項を、各測線についてあげると次のとおりである。

##### i A測線（ダム中心線）

弾性波速度によって、主に左岸および河床部にある2.8～4 km/sec 層と、主に右岸の 2.8km/sec 層とに区分される。前者は流紋岩に、後者は石英安山岩質凝灰角礫岩に、それぞれ対比されるものである。

流紋岩の風化帯は 2.3km/sec をしめし、その厚さは約15mで、石英安山岩質凝灰角礫岩の風化帯は 1.4km/sec をしめし、その厚さは約20mとなっている。

これ等の岩盤上に河床では、砂礫層（1.7km/sec 層）が河心より左岸側で約10m、右岸側で2～5 mの厚さで分布し、右岸では段丘堆積物である砂礫層（2.3km/sec 層）が5～10mの厚さで直接のっている、その上に崖錐堆積物（0.4km/sec）が、5～10mの厚さでかさなっている。段丘堆積物をのせている流紋岩の右岸山脚側で、現河床の岩盤標高とほぼ一致する深度約20mまでえぐられた旧河谷が認められる。この部分は、NW方向の断層の通過する地点にあたるため、岩盤が破碎されて、浸蝕に対する強度が、他の部分より弱く、この様な形態をしめしたものと思はれる。以上のように岩盤の弾性波速度

からも、左右岸は非対称な分布をしめすが、堆積の分布状況も又非対称である。

なお、河谷の中心部に約 2km/sec の低速度帯があるが、これは右岸山地からの NW方向の断層の連続と考えられる。この部分を境として現河床堆物の厚さに変化し、右岸側が薄く、左岸側は厚くなっている。

##### ii B測線

この測線は、ギャラリー中心線がダム中心線に平行している部分にあたるもので、河床部に設定されたものである。

岩盤の弾性波速度は、測線中心から左岸側と右岸側とに分けられる。左岸側が 2.9km/sec、右岸側が 3.5km/sec となっていて、図上では流紋岩とされているが、掘さく後作成した図—2ギャラリー地質平面図および、断面図と対比すると、2.9km/sec 層は石英安山岩質凝灰角礫岩に、3.5km/sec 層は流紋岩に相当する。したがって、A測線の場合と異なっていることになるが、後述のG測線の結果と合せて考察すると、流紋岩は左岸から深部を通して連続しているものと思はれる。なお、これ等の岩盤上に砂礫層（約 0.4km/sec）が約 5 mの厚さで分布している。

##### iii C測線

この測線は、右岸、ギャラリー予定線山麓部の石英安山岩質凝灰角礫岩の分布する地域に設けられたものであり、その弾性波速度は 1.4～1.5km/sec で、他の測線の同一岩より遅い状態となっている。斜面部分には、最も厚い所で約 5 mの崖錐堆積物が分布している。弾性探査の結果では、石英安山岩質凝灰角礫岩の下部には流紋岩の存在が推定されている。又、山脚部の石英安山岩質凝灰角礫岩中には、0.2～0.6km/sec の低速度帯があり、

その厚さは約10mにおよぶことから、この付近に断層の存在が推定された。しかし、掘さくした結果、前述のような規模のものはなかったが、NW方向の小断層群の集中した部分が認められた。

#### iv E測線

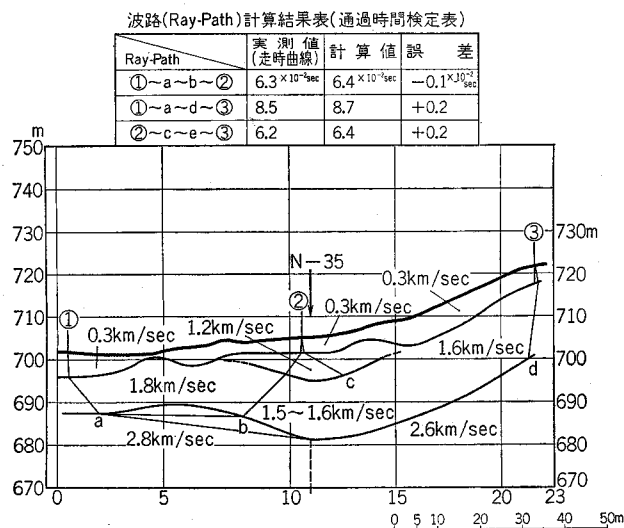
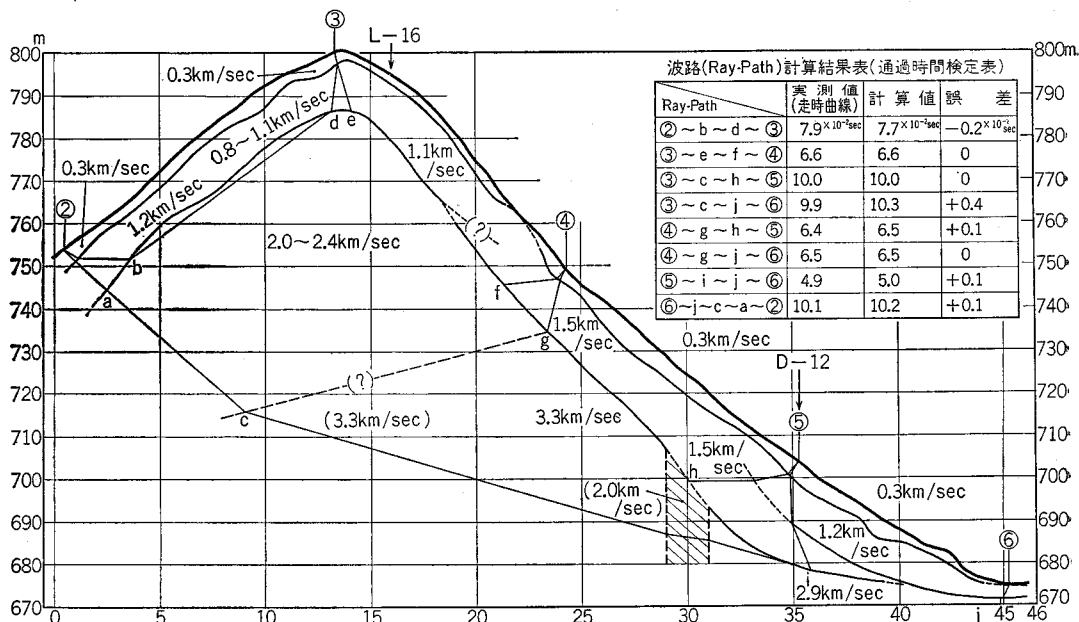
この測線は、左岸斜面のギャラリー予定線に設けられたもので、弾性波速度2.5~3.5km/secをしめす流紋岩が分布する。特に厚い堆積物はないが、1.5km/secをしめす弾性波速度層が約5mの厚さで分布し、流紋岩の風化帯と推定される。なお、表層には0.3km/secの弾性波速度層があり、地質踏査結果から、表層はひどくブロック化されていることが推定され、透水係数が $10^{-3}$ cm/

sec オーダーをしめす部分が厚いことから裏付けられる。このため、ギャラリーの設定には多量の掘さく処理を必要とした。

#### v F測線

この測線は、右岸段丘面上に設けられたもので、基盤の大部分は流紋岩で、弾性波速度は2.0~3.7km/secをしめした。この上に1.1km/secの砂礫層が、約7m分布している。

この部分は、ギャラリーが斜面にかかり始める地点にあたり、厚い段丘堆積物(砂礫層)を掘さくするため、上流側に長い掘さく斜面が出来たのでその保守には、多くの配慮を必要とした。又、基盤の起伏が大きく(2~



図—3

3m), ギャラリー設定に多くの検討をおこなった部分でもある。

#### vi G測線

この測線は、B測線とE測線とを結ぶもので、ギャラリーが河床部から左岸斜面にかかる部分にあたる。基盤は弾性波速度で2.4km/sec層と4.3km/sec層とに分けられ、前者はB測線の2.9km/sec層の石英安山岩質凝灰角礫岩が分布していることが掘さくによって明らかになり、後者は、B測線の3.5km/sec層の流紋岩が、左岸から連続して存在していた。したがって、石英安山岩質凝灰角礫岩は、流紋岩によってとりかこまれた捕獲岩状に分布していることになる。



これ等の基盤岩上に、河心で約10m、左岸で約5mの砂礫層が分布し、その弾性波速度は1.7~1.8km/secである。又この砂礫層の厚さは、B測線と同様に電気探査でも確認されている。

#### vii D測線

この測線は、右岸の余水吐予定線の中心線と山脚部で、これに直交するもので、基盤の石英安山岩質凝灰角礫岩の露出のない部分に設けられた。表層に約7mの礫堆積物が一様に分布し、その弾性波速度は0.3~1.8kg/secであった。

基盤のそれは、2.5~2.8km/secをしめし、時に1.5km/secの低速度帯が存在するが、低速度帯の形状、性質は不明だったが掘さくにより、NW方向の破碎帯があり、風化して褐色に変質している部分に相当することが判明した。

#### viii N測線

この測線は、余水吐中心線に沿って設けられたものである。基盤は弾性波速度2.2km/sec~2.4km/secをしめす石英安山岩質凝灰角礫岩で、山頂部では露出しているが、余水吐中心線の表層は、弾性波速度0.8~1.1km/secの風化帯が約10mの厚さで存在している。余水吐ジャンプ部では基盤岩が最も低くなると推定され、余水吐設置には多くのコンクリートの打設が必要となると思われたが、掘さくの結果、予定標高670mにほぼ一致した位置に基盤が存在したので、比較的容易に建設出来た。なお、礫堆積物については、口測線の項について述べたので、ここではふれないことにする。

### b 基盤岩層の物理的、力学的性質

前述の調査結果および、ダム建設中に実施した諸調査、試験の結果等から、主な事項をあげることにする。

#### (1) 流紋岩

弾性波速度からは、1.4km/sec層と2.4~4.3km/sec層との二つにほぼ分けられる。前者は風化帯および、破碎帯であり、この部分がギャラリー敷となる際には、掘さくしてコンクリートで置き換え2.4~4.3km/sec層を支持岩盤とした。

又、透水性は亀裂の分布状況等によって異なるが、一般に透水性が良くて $8 \times 10^{-4} \sim 2 \times 10^{-5}$ cm/secをしめし、大部分は $10^{-4}$ cm/secオーダーのものであった。このため、ギャラリー基礎としては、コンソリデーショングラウトとカーテングラウトによって遮水工事を実施し、 $1 \times 10^{-5} \sim 10^{-6}$ cm/secにまで低下させる対策をとった。

#### (2) 石英安山岩質凝灰角礫岩

弾性波速度層から1.5~2.3km/sec層と、2.4~4.3km/sec層とに二分される。前者は表層の風化帯、破碎帯および、河床にある部分である。後者はそれ以外の新鮮な岩盤で、ギャラリーの支持層とした。このため、前者は、ギャラリー敷の地点では大部分を掘さく除去し、コンクリートで置換えた。又、河床部で弾性波速度が遅い部分で、掘さくが困難な場合にはグラウトによって岩盤の改良を行なった。この結果、弾性波速度が2km/sec以下の岩盤は、グラウト後約2km/secにまで改良することは出来たが、2km/sec以上のものは、それ以上の改良はむづかしかった。

これ等の結果から動弾性係数はグラウト実施後、表層が弾性波速度が2.0km/secに改良されたとすると、動弾性係数は約103,000kg/cm<sup>2</sup>となり、静弾性係数は約28,000kg/cm<sup>2</sup>と推定さる。又、新鮮な部分は弾性波速度が2.6km/secであることから、動弾性係数は約128,000kg/cm<sup>2</sup>で静弾性係数は約32,000kg/cm<sup>2</sup>と推定された。

透水性は、流紋岩部分より小さいが、 $1 \sim 4 \times 10^{-4}$ cm/secをしめし、グラウト試験によって $1 \sim 4 \times 10^{-5}$ cm/secにまで低下させることが可能であることがわかったが、実際には $1 \times 10^{-6}$ cm/secにまで改良することが出来た。これはコンソリデーションの効果が全体におよんだ結果であると推定される。

#### (3) 現河床堆積物

現河床堆積物は、前述のように一部にシルト層を挟在していたが、平均的に10mの砂礫層が存在していた。この砂礫層中のシルト層は取り除いて、堤体の一部として使用することになった。このため地盤係数を求め沈下量の算定のために、載荷試験を現場で実施した。求められた地盤係数は $K 75 = 5 \sim 8$ kg/cm<sup>2</sup> (平均7kg/cm<sup>2</sup>)であり、弾性係数は226~438kg/cm<sup>2</sup> (平均352kg/cm<sup>2</sup>)であった。

透水性は現場で揚水試験を実施して、算出すると $1.7 \times 10^{-3}$ cm/secであって良好なものであった。

### 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、参考資料5

関東農政局那須野原開拓建設事業所、株式会社応用地質調査事務所(1969)、関東農政局那須野原開拓建設事業、深山ダム地質調査報告書および、図面集  
山ダム設計施工研究委員会(1970)、研究委員会資料

# アスファルト遮水壁の設計と施工

谷山 重孝\* 江口 文夫\*\* 加藤 重男\*\*\*

## 目 次

第1章 概 説	29	1 施工条件	50
第2章 アスファルト遮水壁の設計	30	2 施工機械	51
1 基本的条件	30	3 施工手順	52
2 各層の目的	30	4 施工上の問題点について	53
3 アスファルト遮水壁の断面の検討	31	5 施工実績	58
4 細部設計	32	第6章 施工管理	60
第3章 アスファルト合材の決定	36	1 出来高の管理	60
1 使用材料	36	2 品質の管理	61
2 配合設計	39	第7章 アスファルト遮水壁の変形	72
第4章 アスファルト舗設の現場試験	46	1 測定の方法	72
1 概要および目的	46	2 測定の結果	74
2 使用材料および合材	47	3 理論計算による変位と検討	75
3 試験結果についての考察	47	第8章 あとがき	77
第5章 アスファルト遮水壁の施工	50		

## 第1章 概 説

近年土地改良事業や水力発電事業の進展により数多くのダムが築造されてきたが、さらにこれからもダム建設を主体とする水資源の開発をすすめていく必要がある。しかしながら地形上、地質上の制約から、良好なダムサイトが少なくなってきたため、どのような条件においてもダム建設が可能となる土木技術の発展が望まれる。このような要望に応えるものの1つとして登場したのが表面アスファルト遮水壁型のダムである。表面アスファルト遮水壁型ダムとはフィルダムにおいて表面にはったアスファルトコンクリートにより貯水池の水を遮水するタイプのダムのことである。フィルダムは周知のように基礎地盤が良好でないところでも施工出来る特長があり、貯留水を比較的透水係数の小さい土で遮水するタイプがその大部分を占める。ところがフィルダムを築造するのに適当な遮水材料となる土がダムサイト附近に見つからず、さりとてコンクリートダムにするには、地形地質上から望ましくない場合がある。このような時、遮水材料としてアスファルトを用いることは、ダム建設を多くのところで可能とする有力な方法となる。

アスファルトにより遮水するタイプのダムは、アスファルトを中心コアーとして使うのと、上流法面に使う2

つのタイプがある。表面アスファルト遮水壁型ダムは勿論後者であって、本格的には1952年西ドイツの Genkel ダムで施工されてからヨーロッパで発達したものである。わが国においては斜面舗装の機械を中心に西ドイツの技術を大成建設KKが輸入して始められ、これまでに農林省の深山ダムの外、青森県二の倉ダム、静岡県東富士ダム、電源開発大津岐ダム等が完成している。

ダムタイプを決定するには地形、地質、材料、気象条件、経済性等各種観点より決定する必要があるが、表面アスファルト遮水壁型ダムはこれらの点で土質遮水のフィルダムと比較していくつかなの特長がある。すなわち、

- (1) ダムの上流面で完全に遮水するため、ダム本体の土またはロックに間隙水圧を考慮する必要がないため、本体のセン断抵抗力が大きくなり、そのため堤体はより安定した構造物となる。
- (2) 盛立て材料として粘土を用いないため、盛立工事が天候、季節に影響を受けず行なわれ、施工機械を大型化することによってじん速に施工出来る。
- (3) 粘土が経済的に得られないダムサイトにおいてダム建設が可能になる。
- (4) 遮水が表面でおこなわれ、またアスファルトという材料の特長によって完成後の点検修理が容易に実施出来る。
- (5) カットオフにギャラリーを設ければ、盛立て工事と並行して基礎のグラウトが可能になり施工期間が

\* 農林省那須野原開拓建設事業所工事一課長

\*\* " "

\*\*\* 元大成建設深山ダム作業所

短縮出来る。  
等の特長がある。

深山ダムにおいては、河床砂礫が厚く堆積していること、遮水材料がダムサイト周辺に大量に得られないこと、ダムサイトの天候がコアー用土の盛立てには不良であること、等より、現在のタイプのダムと決定した\*。

さて表面アスファルト遮水壁型ダムにおいて技術的に重要な点がいくつかある。いうまでもなく堤体上流法面にはアスファルト遮水壁はその心臓部となる。斜面に極めて均一な、極めて不透水性の壁を作ることは、アスファルトコンクリートの配合、施工機械、施工管理に万全を期さなければならない。次に良質なアスファルト遮水壁をはるためには堤体を不等沈下のない平滑な面で仕上げることが重要となる。アスファルトは極めてたわみ性に優れている材料ではあるが、堤体の大きさに比べ、アスファルトコンクリートの厚さは経済上極めて薄いものであるため沈下を少なく押えなければならない。深山ダムにおいては11ton振動ローラーによる4回～6回の転圧で建設工事期間中の沈下は1～2%以内にとどめることが出来た。また遮水壁は法尻においてカットオフと接続することとなるが、カットオフおよびその中に設けるギャラリーの設計と施工が重要である。ギャラリーはコンクリートダムの様に堤体内部に設けるのとは異なり、上流斜面の法尻に設けるため、薄いコンクリートで大きい水圧を受ける構造とならざるを得ない。従ってカットオフおよびギャラリーの構造力学的安定性及び水密性が重要な問題となる。さらにアスファルト遮水壁はカットオフに取付られるがアスファルト遮水壁の施工上カットオフの形状が問題となる\*\*。

ここでは表面アスファルト遮水壁型ダムの構造上中心となるアスファルト遮水壁の設計と施工についての一般的な考え方を述べるとともに、目下このタイプのダムとしては堤高で世界最大の深山ダムについて設計施工の際種々検討した事がらをとりまとめて報告するものである。今後本文が何らかの参考となりこのタイプのダムの建設がすすめられれば幸いである。

## 第2章 アスファルト遮水壁の設計

### 1. 基本的条件

アスファルト遮水壁の設計にあたり、まず決定すべきことは、遮水壁の断面と厚さである。これは理論的に求めるというよりは、過去の事例から、施工機械の能力から、ならびに第3章および第4章に述べる試験結果から決定されるべき性質のものである。

まずヨーロッパで実施された各ダムについてみると遮水壁の全体厚さは40cm未満でこれを3～8層に分けて

施工している。1層の厚さは5cmから10cm位であって、これを厚くしすぎると転圧効果が出なくなり、水密性の高いアスファルトコンクリート（以下「アスコン」という。）を打設する上で問題がある。層の数は多い方が仮りに1層の施工に不良な点があっても他の層がこれを補うという利点があり望ましい。

その構成を大きく分類すると

ア 中間に排水機能を持つ層をもうけるもの

イ 排水機能を持つ層がないもの

がある。一般に堤高が大きく水圧のかかるダムにおいては、アのタイプが多く、従って5層以上のものが通例となっている。イのタイプのものは3層位のものもある。アのタイプの場合、その構成は、中間に排水層をもうけその上面に遮水能力をもつ水密な上層を施工し、その下面に堤体内への透水および堤体内からの透水を防ぐ下層を施工し、さらに堤体とのなじみを良くするためのバインダー層からなっている。

全体の層の構成とアスコンの配合設計にあたっては次のことを念頭におく必要がある。

- (1) 滑動、もしくは基盤の変位等により発生する応力に対して十分安全であること。
- (2) 想定される水頭に対して十分なしゃ水性をもつこと。
- (3) 波浪による摩耗や凍結、日光等気象作用による経年変化に対して十分な耐久性をもつこと。

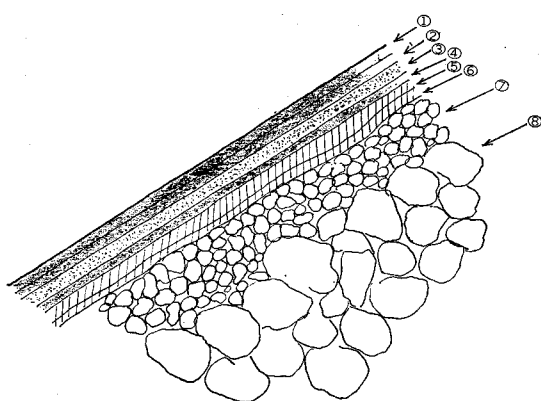
深山ダムにおいては前記の如く過去の事例、施工機械の能力および第3章、第4章の各種試験の結果を参考にしつつ図2-1に示す断面を決定した。

### 2. 各層の目的

結合層は堤体とアスファルト遮水壁を密着させ強固な基盤を造成するとともにアスファルトフィニッシャーによる敷き詰めを可能にするためのものである。堤体はZone-2（トランジション）において最大粒径800mmであるので、その上に間詰め碎石、最大粒径150mmを図2-1の様に施工し、その上に敷きならすアスコンが結合層である。アスファルト遮水壁が長期間高水圧の作用を受けた場合、アスコンが堤体内に押出されないようにするため骨材の最大寸法比を1：8以内とすれば、アスコンの骨材がロックの間げさに貫入しないといわれている。従って間詰め碎石の最大粒径が150mmであるのでバインダー層の最大粒径は25mmとした。また厚さは上記の目的に沿う必要最小限の35mmとし、アスファルト含有率は4.0%とした。レベリング層は、ダム天端においた舗設機械（ウインチポータル）付属のアスファルトフィニッシャーによって施工し、斜面の凹凸を修正し平坦とし、これ以後の層の完全を期するためのものである。この層はバインダー層とあわせて考えられ同時に施工され

(注) \* 深山ダムの計画を参照のこと

\*\* この点については深山ダムの止水壁の設計と施工を参照



- ① 保護層 アスファルトマスチック厚さ2mm  
 ② 上層 密粒度アスコン 厚さ60mm  
     ±9mmの2層  
 ③ 中間層 開粒度アスコン 厚さ80mm  
     ±15mm  
 ④ 下層 密粒度アスコン 厚さ60mm  
     ±9mm  
 ⑤ レベリング層 粗粒度アスコン 厚さ平均60mm  
 ⑥ 結合層 粗粒度アスコン 厚さ平均35mm  
 ⑦ 間詰碎石 粒径50mm~100mm 厚さ150mm  
 ⑧ 堤体ゾーンⅡ 最大粒径800mm 厚さ水平距離30m  
 ㊤ 1. 部分的に上層の上に補強層を密粒度アスコン  
     (厚さ60mm±9mm)で施工する。  
     2. 中間層を一部密粒度アスコンで置き換え周辺密  
     粒層とした。

図2-1 アスファルト遮水壁の断面図

る場合がある。しかしながら深山ダムにおいてはこれを2回に分けて施工し配合も別のものとした。というのは深山ダムの舗設はダムサイトの気候条件から舗設期間は4月中旬~11月中旬に限られることと、舗設面積(約45,000m<sup>2</sup>)の関係から、2台のウインチポータルを使用しても1年では施工出来ず舗設途中で越冬することとなった。そこで施工工程の関係上レベリング層まで前年に施工し、レベリング層でも雨水が表面より堤体内に浸入し凍上を起こすことがないように十分な遮水能力を持たせ、あわせて下層の役割もなすことを考え、アスファルト含有率7.0%, 平均厚さ60mmとした。

下層は表面からの浸透水を排水層を通し流下させるため、堤体への浸透を防止し、また逆に堤体内から排水層への浸透を防止するためのものである。従って完全な遮水能力を持たせ上層と同じ密粒度アスコンと、アスファルト含有率8.5%, 厚さは60mm±9mmとした。

中間層はアスファルト遮水壁の保守管理上から設けるものであり、アスファルト遮水壁に異常な事態が発生した場合、この層を通した浸透量の急増により発見することが出来る。上層より中間層に浸透した水は直ちに下方に流出しギャラリーに設けた排水管により排水される必

要がある。中間層の排水能力を超えて上層より浸透した場合は、貯水池水位の急変によって中間層の内部水圧は上層を破壊に導く恐れがある。特に深山ダムにおいては、電源開発㈱の揚水発電により水位の変動が日々生ずることが予想されたため、中間層の排水能力については注意した(第4章参照)。中間層の厚さは別途計算により80mm±11mmとした。

上層は貯水池の水を遮水するためのものでアスファルト遮水壁のうち最も重要な部分である。従って十分水密なアスコンを均一に施工する必要がある、配合は第3章に述べる試験の結果アスファルト含有率8.5%でアスベスト0.9%を混入した。上層の厚さは重要性を考え二層に分けて施工し、一層の厚さはフィニッシャー及びローラーの転圧効果(第4章参照)および骨材の最大粒径13mmであることから60mm±9mmとした。従って上層全体は120mm±18mmということになる。二層上層を設けることは一層が不完全であっても次の層で止水されるということを期待したため、1層目のジョイントと2層目のジョイントが重ならない等の注意をした。

保護層はアスファルト遮水壁の老化を防ぐため表面に薄く塗布するものであり、アスファルトマスチック(フィラー58.0%, アスベスト2.0%, アスファルト40%)を利用した。

### 3. アスファルト遮水壁の断面の検討

アスファルト遮水壁の断面は前述した様に理論的に決定されるというよりは斜面舗設の施工上から、アスコンの配合設計上から、過去の事例等から決定されることが多い。ここでは前節で仮定した深山ダムの断面に対し1.で述べたアスファルト遮水壁の基本的条件について照らし若干の検討してみよう。

#### 1) 滑動に対する安定

いま傾斜面上にアスファルトがある場合を考えると単位幅について次の式が成り立たなければならない。(図2-2)

$$T_h \cdot r_b \sin \alpha < C + T_h \cdot r_b \cdot \cos \alpha \tan \phi$$

$T_h$ : しや水壁の厚さ (cm)	35.5
$r_b$ : アスコンの単位重量 (g/cm <sup>3</sup> )	2.3
$\alpha$ : 斜面と水平面のなす角	27°45'
$\phi$ : 摩擦角	30°
$C$ : 固有抵抗	0.5kg/cm <sup>2</sup>

数値を代入すると不等号が十分成り立つことがわかる。

#### 2) 遮水性に対する検討

遮水は上層の二層のアスコンによりおこなわれる。これはアスファルト含有率8.5%のきわめて水密性の高いアスコンである。第3章にのべる試験からこの透水係数は安全をみて  $k=10^{-8}$ cm/sec としダルシーの公式が成

り立つとすると

$$Q = \frac{kAh}{t}$$

ここに

$k$ : 密粒度アスコンの透水係数  $1 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$

$A$ : 透水面積  $\text{cm}^2$

$h$ : 水頭  $\text{cm}$

$t$ : 密粒度アスコンの厚さ  $12 \text{cm}$

いま深さ  $h$  のところの鉛直高  $dh$ , 奥行き  $b$ , 斜面長  $\sqrt{4.6}dh$  の微小な断面をとると, この部分よりの浸透量は

$$\begin{aligned} dQ &= \frac{k \cdot dA \cdot h}{t} \\ &= \frac{k \sqrt{4.6} b \cdot h \cdot dh}{t} \end{aligned}$$

奥行き  $1 \text{m}$  あたりでは

$$\begin{aligned} Q &= \int_{h_2}^0 dQ = \int_{h_2}^0 \frac{k \sqrt{4.6} b \cdot h \cdot dh}{t} \\ &= \int_{h_2}^0 \frac{1 \times 10^{-8} \sqrt{4.6} 100 h \cdot dh}{12} \\ &= 4.39 \text{cm}^3/\text{sec} \end{aligned}$$

全面積からの浸透量は, 平均幅  $\bar{B}$  が

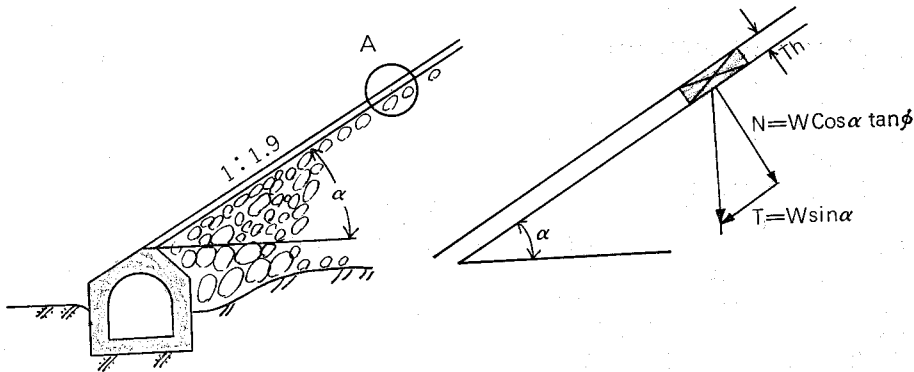


図2-2 滑動に対する安定

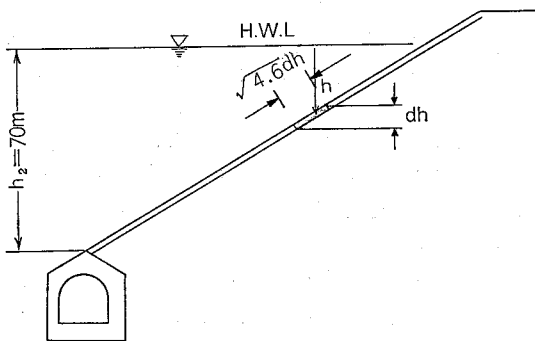


図2-3 遮水に対する検討

$$\bar{B} = \frac{40,000 \text{m}^2}{150 \text{m}} \div 267 \text{m}$$

とすると

$$\begin{aligned} \Sigma Q &= Q \bar{B} = 4.39 \times 267 \\ &= 1.17 \times 10^3 \text{cm}^3/\text{sec} = 1.17 \ell/\text{sec} \end{aligned}$$

1日の浸透量は  $1.17 \ell \times 86,400 \div 100 \text{m}^3$

であり有効貯水量  $2,090 \text{m}^3$  とくらべ問題なく小さい。

次に上層より浸透した水を中間層(排水層)は充分安全に流下させるかを検討する。もし中間層を流下しない場合, 貯水池の水位が下ると上層は内部より水圧をうけふくれ上がる可能性がある。排水層を流下する排水量は

$$Q = kihb$$

ここに

$k$ : 開粒度アスコンの透水係数  $2.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  と仮定する。

$i$ : 動水勾配

$Q$ : 単位幅当りの浸透量  $4.39 \text{cm}^3/\text{sec}$

$b$ : 単位幅  $100 \text{cm}$

$$\begin{aligned} \therefore h &= \frac{4.39}{2.0 \times 10^{-2} \times 1/1.9} \times \frac{1}{100} \\ &= 4.17 \text{cm} < 8 \text{cm} \end{aligned}$$

従って  $8 \text{cm}$  の厚さで十分である。

#### 4. 細部設計

次にアスファルト遮水壁の細部設計として遮水壁に付帯する部分の設計の問題点について少し述べることにする。なおここで取り上げてない点については第5章4を参考にされたい。

##### 1) 天端付近の遮水壁

表面舗装型ダムは天端において次の2つの設計の考え方があり。1つは堤頂まで完全に遮水壁をのばし天端舗装に接続するタイプである。2つは天端付近にパラペットウォールを設けるタイプである。後者は地震時にキレツが生じたり, 波に対し不透水性が保てず, 次第に築堤材料がすい出されるなどの欠点がある。それに

反し前者は構造的に安定なものの天端に大きい舗設機械（ウインチポータル）をおき施工すると、天端を利用する必要な道路幅員（5～8 m位）よりも施工に必要な幅員が大きく必要などの理由により築堤量が後者に比べ非常に大きくなるなどの欠点がある。深山ダムにおいては、構造上の欠点はあるもののパラペットウォール型とし、遮水壁との接合部については、特に波により上昇して来る水を中間層を導かない、パラペットの基礎に接続する遮水壁に亀裂を生じさせない等を目的として、図2—4の様な断面で密粒度アスコンを施工した。施工手順は次のとおりである。

- ①のバインダー層の舗設
- Aに型枠を組み②のレベリング層を舗設
- 斜線部の掘削を行なう。
- ③の水平部を密粒アスコンで施工（写真—22）
- ④、⑤の水平部を密粒アスコンで施工
- ⑥の下層密粒を施工
- ⑦の中間層の舗設
- ⑧を密粒アスコンにて施工
- ⑨の上層密粒を舗設
- Cに型枠を組み⑩の上層密粒を舗設
- Cの型枠を外し 3 cm の目地板を入れ水平部⑪を密粒アスコンにて施工
- 上流側 3 cm のマスチック填充
- 石積（パラペット）の基礎掘削、コンクリート打設後 7.5 cm のマスチック填充

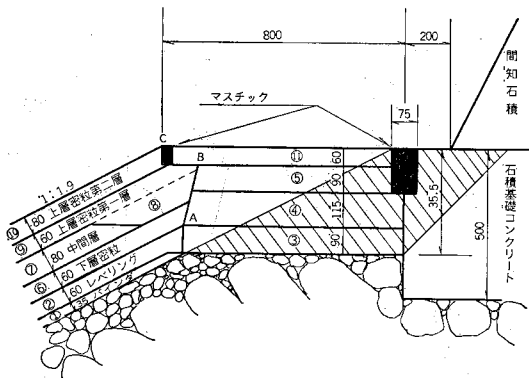


図2—4 天端付近構造図

## 2) 空気孔

上層より浸透した水は中間層を通りギャラリー内に排水されるが、その時中間層内の水の動きによって中間層が密粒アスコンで遮断されている場合層内に負圧が発生する心配もある。そこで中間層の空気孔をダム天端より法長にして1 m下がった地点に設けた。その詳細図は図2—5のとおりであり施工手順は次のとおりとした。

1. 下層密粒アスコンの舗設後コアカッタ (φ100 m

m) にて深さ50 cm の穴を掘り、有孔塩ビパイプ (φ50 mm) を挿入し、パイプの周囲は碎石を詰める。

2. パイプを 5 cm のモルタルで固定した後マスチックを流し込み、堤体からパイプを伝わって中間層に入る水を防ぐ。
3. パイプに有孔の蓋をかぶせ、マスチックで固定した後中間層の舗設をする。

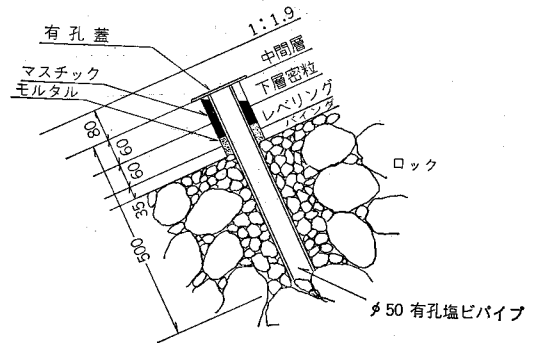


図2—5 空気孔詳細

## 3) カットオフ接合部

表面舗装型ダムの場合、表面遮水壁は堤体法尻に設けたカットオフコンクリートと接合することとなる。この部分（図3—8）はカットオフコンクリートが基礎岩盤に岩着している一方堤体は入念に転圧はするものの荷重によって沈下することを考えると遮水壁に引張応力および曲げ応力が働くことがわかる。特に貯水池の最深部であり、大きな水圧が働くことを考えれば、特に入念に設計、施工せねば、コンクリートとアスコンとの接着不能ひいては漏水量の増大ということになる。そのため上層の2層の密粒アスコンの外、カットオフ接合部においては、補強層（厚さ6 cm）を密粒アスコンで施工することが望ましい。深山ダムにおいては、カットオフ中心線より堤体に向かって5 m、上流に向かって約3 m補強層を設けた（写真—12）。カットオフとの接合部詳細は図2—6、図2—9のとおりであり一度入念に転圧したロックフィルを掘削しアスコン合材とおきかえ、コンクリートとアスコンの接着面を長くし、ロックの沈下および堤体内部からアスコン中間層への漏水を防止することとした。この部分の施工手順は次のとおりである。

1. 斜線部のロック及び間詰碎石を長さ2 m、深さ35～50 cm 人力にて掘削する。
2. バインダー層、レベリング層を舗設する。掘削した所は人力施工し、締固めはタンパーによる。（写真—23）
3. 掘削したV状の溝を密粒アスコンにて填充①と②転圧はタンパーによる。（写真—24）
4. ③の部分密粒アスコンにて舗設、舗設は人力施



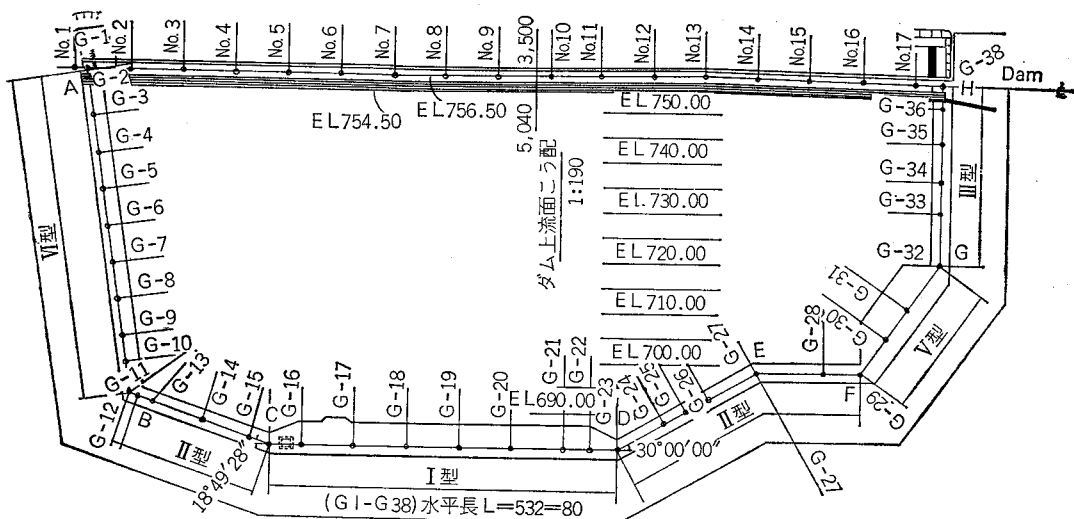


図2-7 監査廊路線平面図

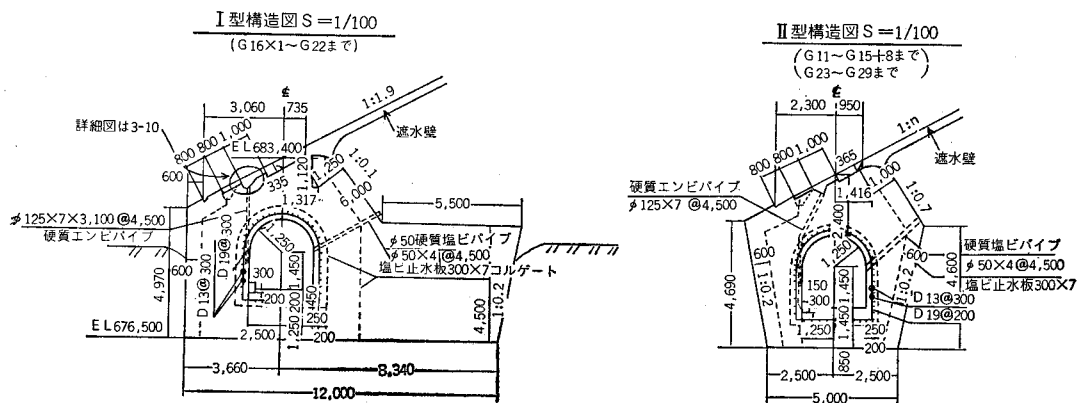


図2-8 カットオフ断面図

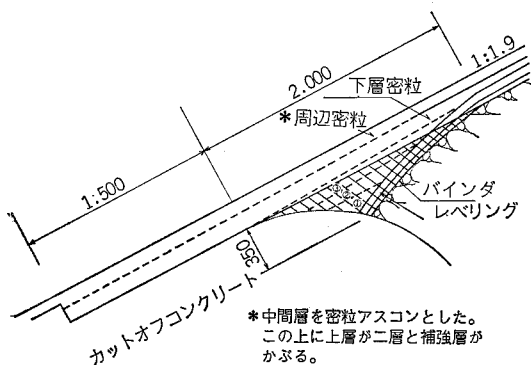


図2-9 接合部施工図

#### 4) ドレーンホール

中間層の漏水量は図2-8の様に硬質塩ビパイプを通

りカットオフ内に設けたギャラリー内に排水される。カットオフコンクリートは長さ9mで、名スパン毎に当初ドレーンホールを2カ所設けたが、アスファルト遮水壁施工に際し約2カ所に1カ所は埋殺しコンクリートを填充し、残りは図2-10の様に施工することとした。特に長年の間に目づまりもしくは洗い出し等が生じない様、材料を選ばねばならない。(写真-25)

#### 5) 止水板端末処理

カットオフコンクリートのジョイントは止水板が設けられているが(図2-8), その端末は図2-11の様にカットオフ上面で処理する。施工には止水板をコンクリート面から2cm出して切断し約4cmの厚さにマスチックを填充する。その後密粒アスコンを3層に人力施工し、タンパーにて締固める。



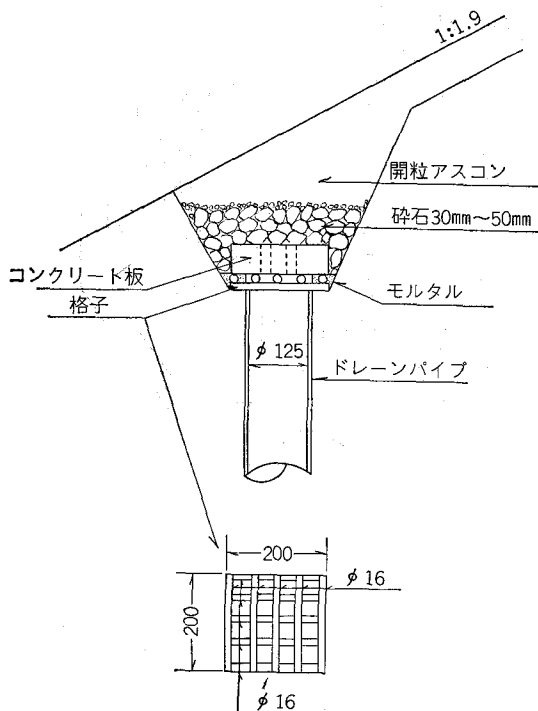


図2-10 ドレーンホール詳細

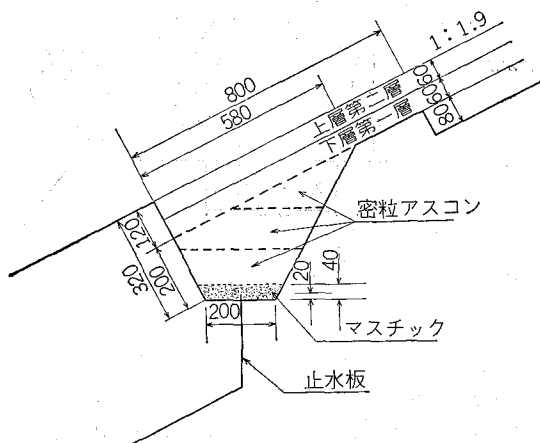


図2-11 止水板端末図

### 第3章 アスファルト合材の決定

#### 1. 使用材料

##### 1) アスファルト

アスファルトの種類としては、ストレートアスファルト、ブローンアスファルト、特殊アスファルト等があるが、ダムのしや水材料として一般に使用されるのは針入度40~100のストレートアスファルトである。暑い地方では針入度の小さいアスファルトが使用される。深山ダムは施工時の気温、年間の気象条件、骨材の状況等を考慮して針入度60~80と決定した。

#### 2) 骨材

骨材には粗骨材と細骨材がある。粗骨材は最大、最小粒径によって、〇〇号碎石と一般に分けられる。また細骨材には川砂、山砂、スクリーニングスを使用される。これらを組み合わせることによって望む粒度分布の骨材が得られる。アスコンの物理的、力学的特性はこれら使用する骨材の粒度のほか、骨材の形状、硬さ、アスファルト吸収性、耐久性等によっても影響を受ける。

一般に形状は、角ばっているもの、扁平でないものが多いといわれる。

また硬さは十分大きく、合材の転圧によって破碎されないものでなければならない。

骨材のアスファルト吸収性は小さいものがよく、この指標として骨材の吸水率が3%以下でなければならないとされている。これらの性質を検討するため、深山ダムでは容易に得られる(距離20km)那珂川産の骨材について表3-1の項目について試験をおこなった。しかしながら吸水率が2%~4%と大きく、また安定性も10.4%と大きいため、次に鬼怒川産(上平橋付近距離80km)の骨材について試験をおこない一応満足の得られるデータを得たので、運搬距離が大きく経済性に問題があったが遮水壁の重要性を考えこれを採用した。

#### 3) フィラー

細骨材よりさらに細かい粒径のものを入れることによってより水密なアスコンを作ることが出来る。通常石灰岩の粉末「石粉」が使用される。粒度の標準は0.074mmふるい通過分が70~100%である。一般にフィラーは熱に対して安定であり、乾燥していることが要求される。

#### 4) アスベスト

高い水密性を要求されるアスファルト遮水壁の場合、アスファルト含有率を高くすることによって、アスコンの透水係数を小さくする必要がある。しかしながらアスファルト含有率を高くすると、スロープフローが大きくなり施工も困難となる。一般にアスベストを混入するとスロープフローを軽減し、アスコンの引張強度、曲げ強度が増加する。したがってスロープフローを増加させることなくアスファルト含有率を高めることが出来、その結果、水密性の高く且つ曲げ強度等力学的性質の良好な遮水壁が作れることとなる。アスベストを添加しない場合(A.K.), 1.5%添加した場合(B.L.), 3.0%添加した場合(C.D.M.N.)について、マーシャルテストをした結果は図3-1, 図3-2のとおりである\*。また曲げ試験の結果は図3-3のとおりである。マーシャルテストは試験誤差もあるため定量的には判定出来ないが、アスベスト混入の影響を判定すると表3-2のとおりとなる。(オイルトラッキング試験の結果は省略する。) また道路舗装の分野では、米国アスファルト・インスティテュート、1961年10月“Accent on Asbestos—New

表3-1 骨材試験結果一覧表

試験項目		粗骨材				細骨材	
		4号	5号	6号	7号	スクリーニングス	川砂
比重(表乾)	那鬼	2.653 2.659	2.654 2.652	2.636 2.653	2.610 2.644	2. 2.646	2.599
吸水率(%)	那鬼	2.10 1.53	2.15 1.54	2.56 1.75	3.81 1.95	1.73	2.21
ロスアンゼルスすりへり減量(%)	那鬼	36.3 13.8		24.2 17.7	26.3 22.3		

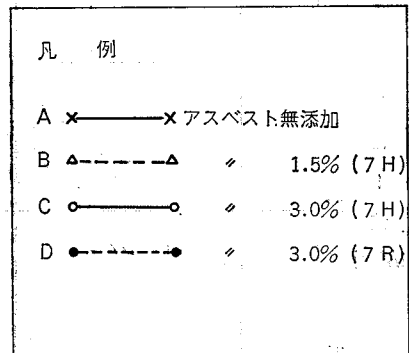
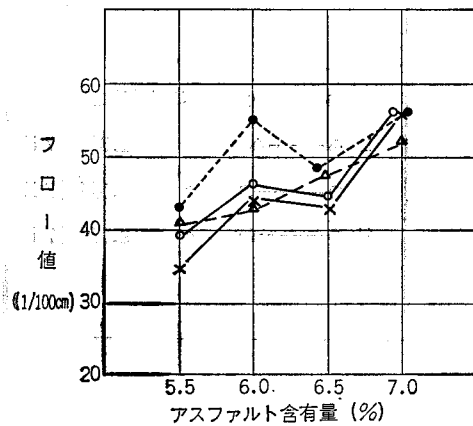
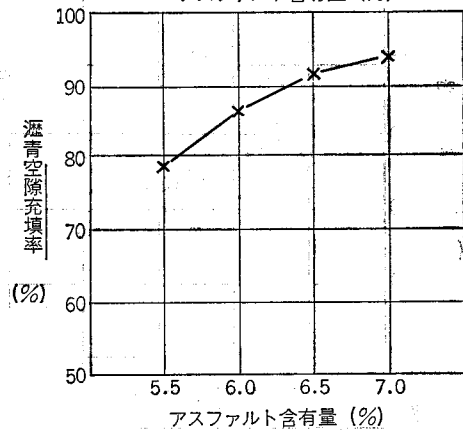
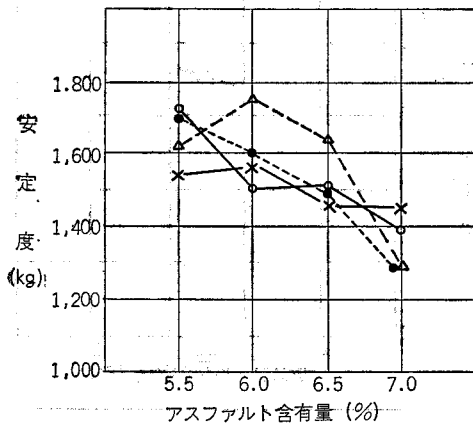
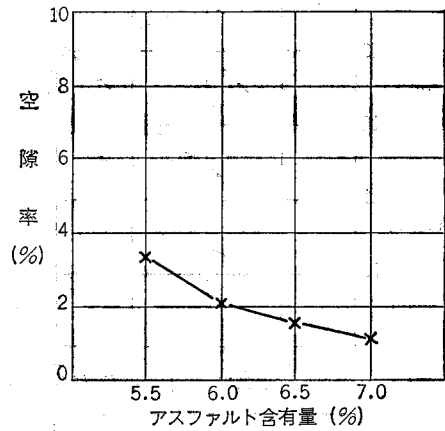
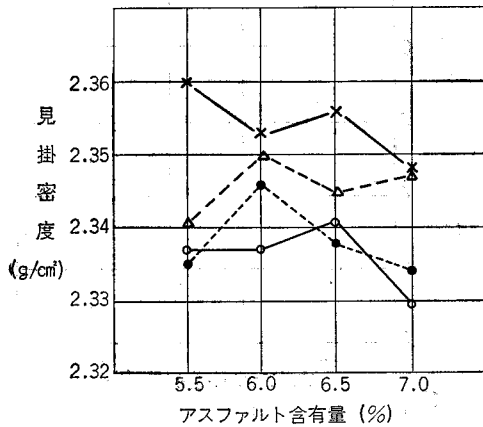


図3-1 アスファルト合材マーシャル試験

表3-1 骨材試験結果一覧表(つづき)

試験項目		粗骨材				細骨材	
		4号	5号	6号	7号	スクリーニングス	川砂
安定性(%)	那鬼	4.1	10.4 3.6	2.4	2.4	2.0	1.4
洗い試験による損失量(%)	那鬼	0.2 0.0	0.3 0.10	0.1 0.15	0.3 0.22	3.12	1.03

(注) 那是那珂川産骨材, 鬼は鬼怒川産骨材

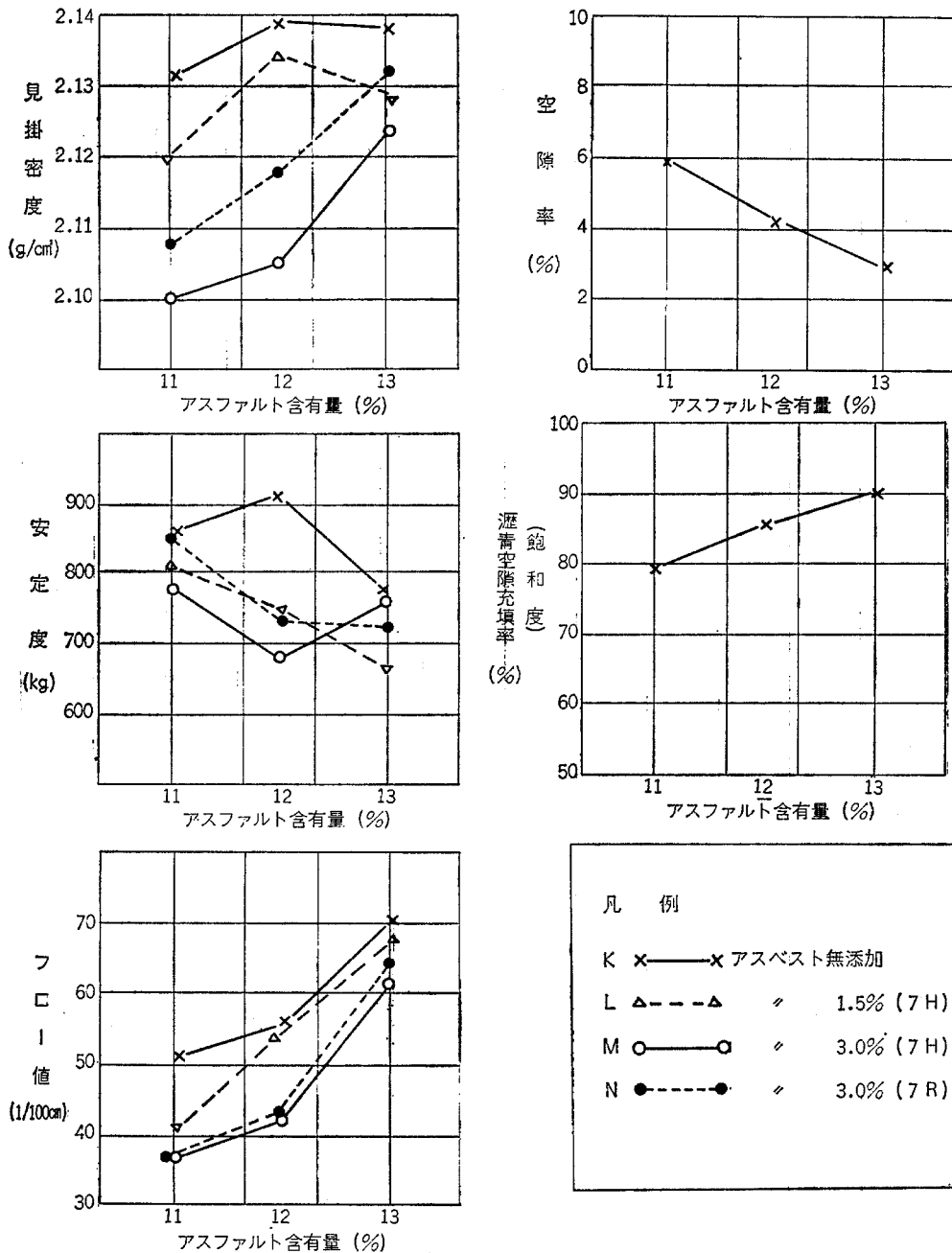


図3-2 アスファルト合材マーシャル試験

表3-2 アスベストの効果

	試験の内容	特 性 値	骨 材 粒 度	アスベスト混入により	判定
マーシャル 安定度試験	60°C水浸状態での荷重に対する支持力	安 定 度	密粒アスコン	大になる (アスファルト含有率 6.5%以下)	○
			アスファルトモルタル	小になる	×
		フ ロ ー 値	密粒アスコン	ほぼ同じ (アスファルト含有率 7%以上)	なし
			アスファルトモルタル	小になる	○
ホイール トラッキング 試験	45°C水浸状態、せん断に対する抵抗	沈 下 量	密粒アスコン	小になる	○
			アスファルトモルタル	小になる	○
		R. D 値	密粒アスコン	小になる	○
			アスファルトモルタル	小になる	○
インストロン 曲 げ 試 験	-10°C ~ 5°C 曲げに対する抵抗	応 力	密粒アスコン	大になる	○
			アスファルトモルタル	大になる	○
		スティフネス	密粒アスコン	大になる	○
			アスファルトモルタル	大になる	○

- 注) 1. アスベスト混入が有利と考えられる場合 ○  
アスベスト混入が不利と考えられる場合 ×  
2. 密粒アスコン (アスファルト量 6.5%)  
アスファルトモルタル (アスファルト量 12.0%)

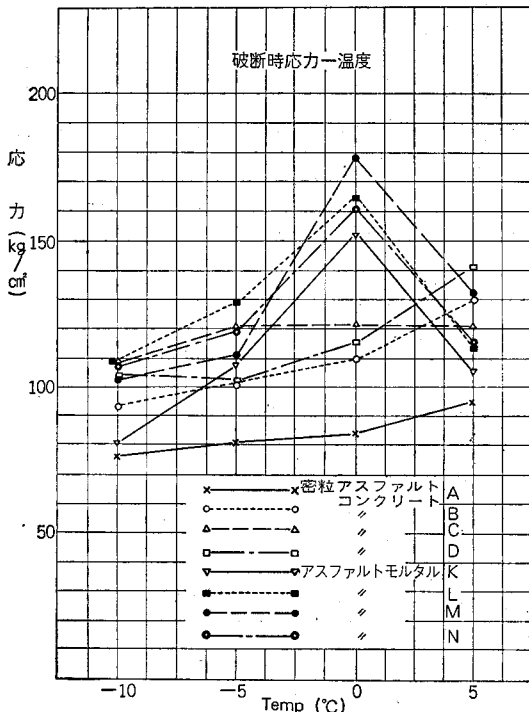


図3-3 曲 げ 試 験

Surge of Interest in Role of Mineral Filler” で、  
合材中に1~3%のアスベストを混入すると、次の様な

特色があるとしている。

ア 撓み性 (Flexibility) が増大し、同時に撓み強度 (Flexural strength) および耐久性が増加する。

イ 圧密作用 (Densification) に対する抵抗性が大となり、その結果として、車轍発生防止に有効である。

ウ アスファルト配合量を増加することができるから、舗装の不透過性を高めることができる。

深山ダムにおいてはこれらの結果を参考とし1.0% (アスファルト混入前における重量百分比) のアスベストを混入することとした。

## 2. 配合設計

### 1) 密粒度アスコン

上層および下層は密粒度アスコンとし、その配合設計にあたっては次の項目を基本条件とした。

ア 十分に不透水性であること。

イ たわみ性が良好であること。

ウ 斜面において安定であること。

エ 耐久性が良好であること。

これらの要素は配合設計において、主として骨材の粒度分布、アスファルト含有率、締固めの方法によって変化する。締固めは室内試験においては標準つき固め回数、施工においては施工機械と転圧回数によって決まる。後者について現場舗設試験をおこない、次章で検討する。したがって配合設計にあたって決定すべき事は、

粒度分布とアスファルト含有率になる。

粒度分布は、過去の例を参考に使用する骨材を使用し、骨材混合物の空げきを少なくするよういくつか選定する。深山ダムでは設計基準水利アスファルト工を基準とし、細粒分が多い方から配合Ⅰ、Ⅱの２種類を作った。骨材の最大粒径は１層の厚さの $\frac{1}{3}$ 以下とするのが望ましく、安全をみて13mmとした。採用した粒度分布を図3-4に示す。

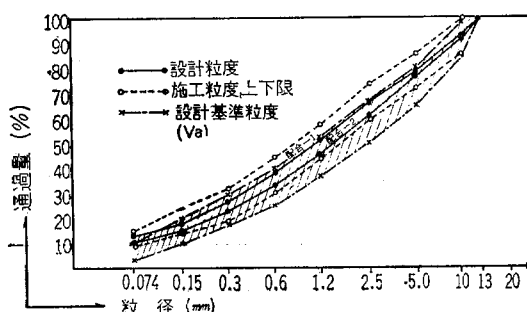


図3-4 骨材の粒度曲線  
密度度アスコン

一般にアスファルト量を増加させると、水密性、たわみ性、耐久性はよくなるが、多くなり過ぎると斜面舗装の施工が出来なくなり、安定性が保てない。従ってある骨材粒度に対して最適なアスファルト量がある。一般にこのアスファルト量を決定するにはマーシャル試験によるが(表3-3、表3-4)、さらにタワミ性試験、斜

表3-3 マーシャル試験に対する基準値

区 分	1	2
全 突 固 数	26	50
安 定 度	250	350
フ ロー 1	20~40	20~40
1/100mm 2	30~60	30~60
空 げ き 率 %	4~8	2~6
飽 和 度 % (min)	70	75

表3-4 マーシャル試験より基本アスファルト量を求める場合の基準

区 分	基 準
安 定 度	基準に合格するものの最高点
密 度	試験したものの最高点
空 げ き 率	不透水性合材では4%, その他の合材では基準値中間点
飽 和 度	基準値+5%の点
フ ロー	基準値の中間点

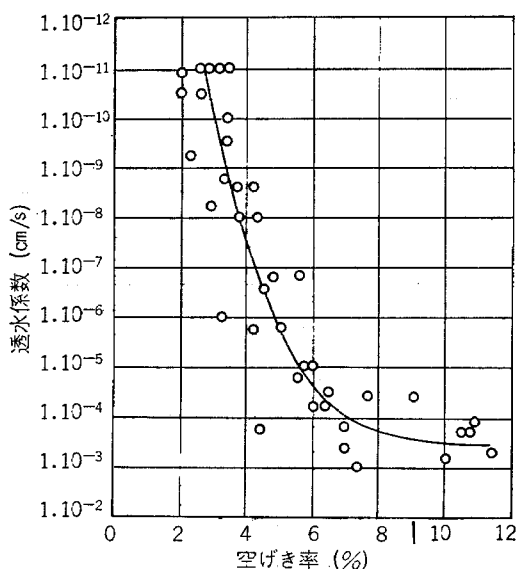


図3-4' アスファルトコンクリートの透水係数と空げき率の関係

面安定性試験、透水試験、凍結融解試験等をおこなうことによって最終決定をすることが望ましい。

深山ダムにおいてマーシャル試験は、配合Ⅰ、Ⅱについてアスファルト含有率7.0%~9.0%の範囲を0.5%ごとにおこなった。その結果は図3-5、表3-5のとおりである。マーシャル試験よりアスファルト量を求めるには、これらのグラフを利用して表3-3に示す基準値に合格しかつ表3-4に示す点のそれぞれのアスファルト量を求めその平均値とする方法をとるのが通例である。しかしながら斜面アスコンの場合、フロー値と空げき率を重視しこれらの値の平均を求めるのがよい。空げき率と透水係数の間には図3-4'の関係があることが知られており、設計条件の $k=10^{-8}$ cm/sec 以下とするには、空げき率は3%以下とする必要があることがわかる。図3-5のマーシャルテストの図より安全をみて空げき率2%のアスファルト量8.8%、フロー値45の場合のアスファルト量8.2%を平均して8.5%と決定した。

逆にアスファルト8.5%の場合の安定度を求めると、700~850であって基準値350を十分上まわるため問題はないことがわかる。

次に決定されたアスファルト量の合材に対したわみ性試験、斜面安定性試験、透水試験および力学試験をおこなって骨材の選定、配合(粒度分布とアスファルト量)が適切かどうかをチェックする。

たわみ性試験は、直径30cm、厚さ3cmでマーシャル試験と同程度になる様締固めを行ない水圧をかけ、中心部に10%の変形を生じさせた時漏水が生じないかをみるためのものである。配合Ⅰ、Ⅱについて水圧0.1~0.5

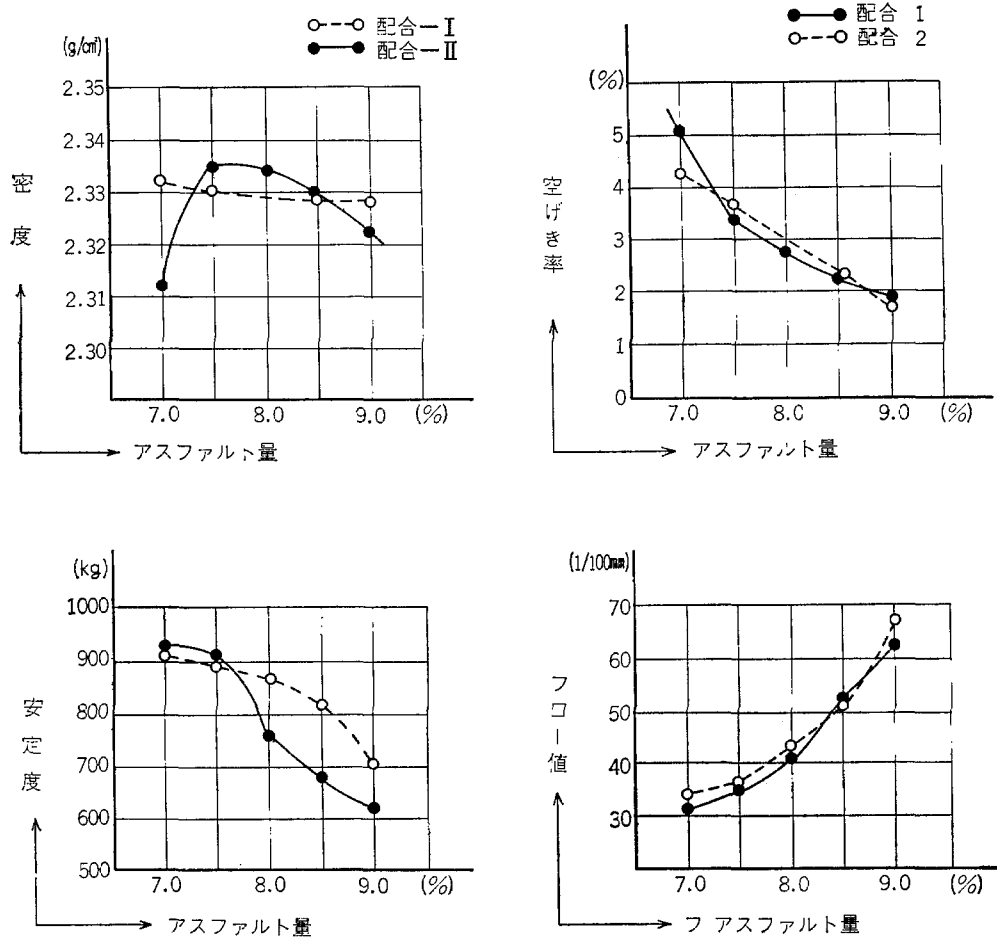


図3-5 密粒度アスコン，マーシャル試験

表3-5 マーシャル試験，密粒度アスコン

アスファルト (%)	密度 (g/cm³)	理論密度 (g/cm³)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)
配合-I 7.0	2.312	2.436	5.1	75.5	932	32
7.5	2.335	2.418	3.4	83.2	910	35
8.0	2.334	2.401	2.8	86.8	753	41
8.5	2.330	2.384	2.3	89.5	679	53
9.0	2.322	2.367	1.9	91.4	613	63

アスファルト (%)	密度 (g/cm³)	理論密度 (g/cm³)	空隙率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)
配合-II 7.0	2.332	2.438	4.3	78.5	910	34
7.5	2.330	2.420	3.7	82.1	898	36
8.0		2.402			871	44
8.5	2.329	2.385	2.3	89.2	819	52
9.0	2.328	2.368	1.7	92.4	709	67

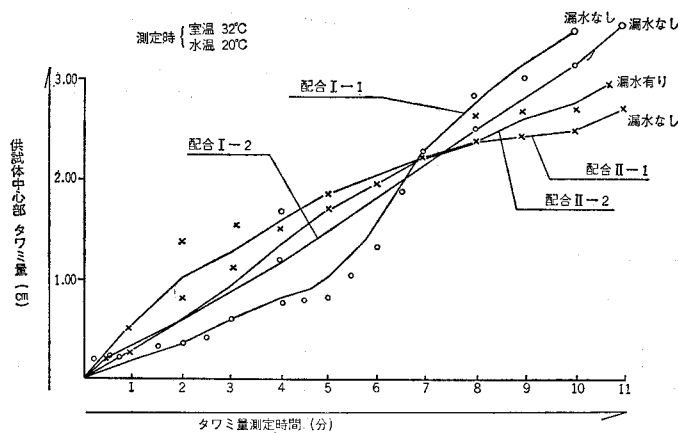


図3-6 タワミ量と時間の関係図

kg/cm<sup>2</sup> で加圧し、中心部における変形量が3~4時間で3cmになるよう変形させたが漏水およびクラックは認められなかった。次に水圧0.2~1.0kg/cm<sup>2</sup> で常時加圧し時間の経過と変位についてみると、配合Ⅰについてはたわみ量3.0~3.5cmのときクラックが認められたが漏水は認められず、一方配合Ⅱについては、たわみ量2.5~3.0cmのときクラックが認められ若干漏水した。その時間とたわみとの関係は図3-6のとおりであった。

斜面安定性試験は、斜面の設計傾斜角、予想される最高温度下で流動しないかどうかをチェックするためのものである。供試体は1.5cm×2.0cm×5.5cmとし、密度はマーシャル試験と同程度になるよう締め固め、斜面傾斜角30°、試験温度60°Cでフロー現象を測定した。測定位置は供試体中央部で底面より高さ5cmの点である。試験の結果、初期のフロー値は若干バラツキが大きい、いずれも流動は7時間ではほぼ終了し以後安定している。(図3-7)

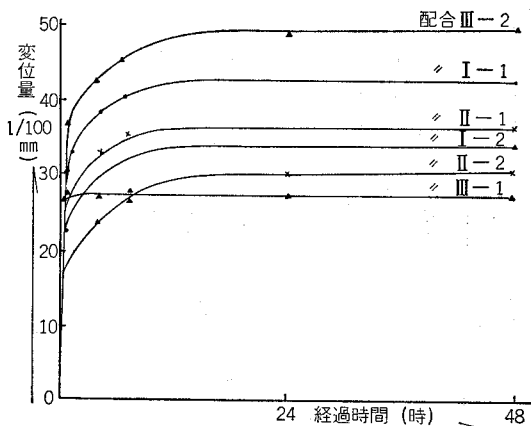


図3-7 斜面安定性試験

透水試験は、合材の透水度を測定するためのもので、マーシャル試験用の供試体と同一のものを作成し、定水頭方式で水圧5kg/cm<sup>2</sup>で48時間試験して配合Ⅰについては漏水がみられず、配合Ⅱについては4コのうち1コは $k=7.5 \times 10^{-7}$ cm/secであったが他の3つは漏水がみられなかった。

次にアスコンの力学性試験について、主として配合Ⅰを利用して述べる。アスコンの力学的性質は、温度および変形速度に関係し、低温あるいは変形速度の大きい場合にはほぼ弾性体としての挙動を示し、高温あるいは変形速度の小さい場合には粘性的性質が支配的となる。そこで温度と変形速度を変化させ、圧縮、引張り、曲げについて強度およびスチフネスをインストロン試験機で測定した。

圧縮、引張り、曲げの各場合スチフネスを対数で表わ

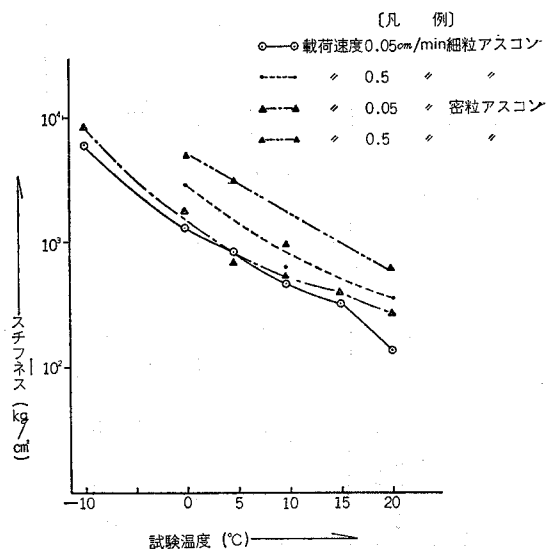


図3-8 圧縮試験 スチフネス—温度の関係

すと、温度変化に対応しほぼ直線的に変化している。

(図3-8～図3-10) 一方強度は温度上昇により低下するがスチフネスのように著しい低下はない。(図3-11～図3-13) したがって温度上昇により、強度は低下するが、たわみは相当増加する。

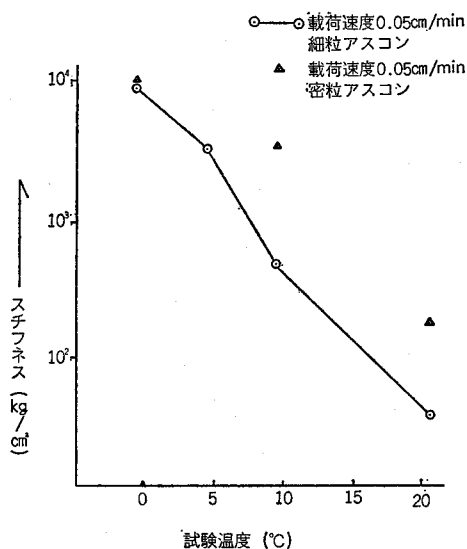


図3-9 引張試験 スチフネス—温度の関係

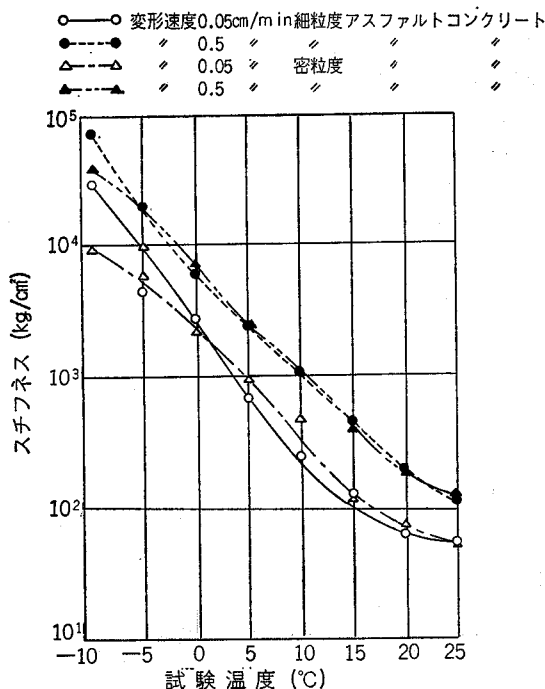


図3-10 曲げ試験 スチフネス—温度の関係

また圧縮、引張り試験において  $-10^{\circ}\text{C}$  以上の温度範囲では、強度にはっきりとした極大点はみられない。し

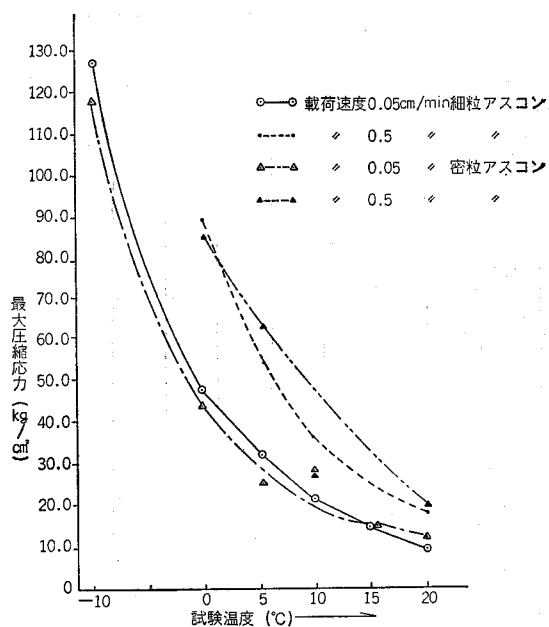


図3-11 圧縮試験 圧縮応力—温度の関係

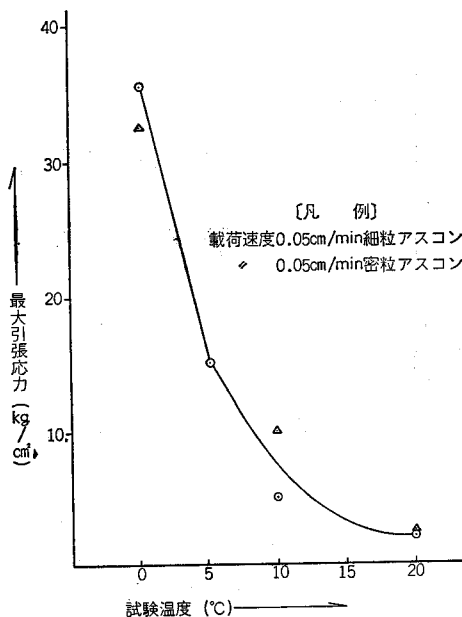


図3-12 引張試験 引張応力—温度の関係

かし曲げ試験には、はっきりと極大点が認められる。そこで変形速度をいろいろ変えて曲げ応力を調べたのが図3-15である。(温度一定) 変形速度が遅くなるにつれ、曲げ強度は低下する。これらより変形速度を遅くする(温度一定)ことと、温度を上昇させる(変形速度一定)ことは密接に対応している。

以上の結果により、地盤の沈下による堤体の変形のようにゆっくりした変形作用に対しては、アスコンに強度



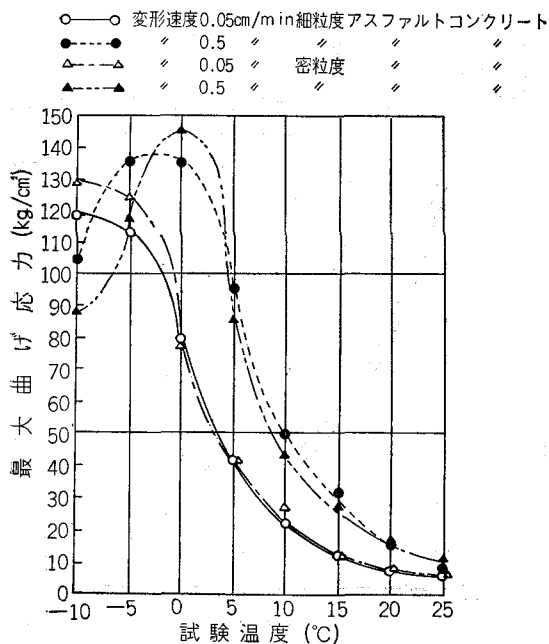


図 3—13 曲げ試験 曲げ応力—温度の関係

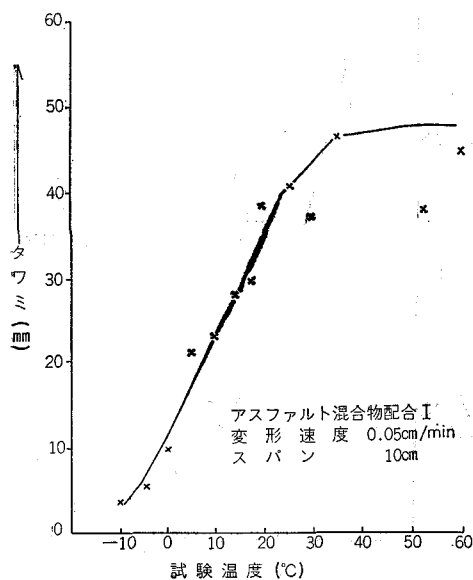


図3—14 曲げ試験 タワミ—温度の関係

を期待することは出来ないが、温度を上昇させた場合と同じように考えられるのでアスコンはたわみ性に富み、変形に追従できると考えられよう。これらについては第7章で実測の結果を用いて述べることにする。

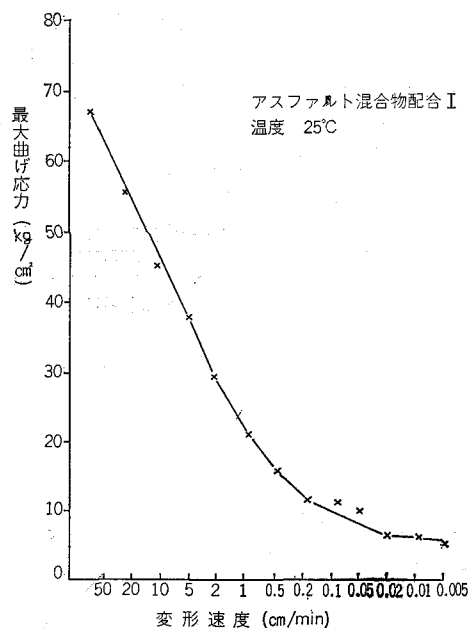


図3—15 曲げ試験 応力—変形速度の関係

き率の大きい配合を選択する必要がある。

まず骨材の粒度分布は「水利アスファルト工」を基準とし図3—16の粒度分布になるよう配合比(表3—8)を決定した。骨材の最大粒径は部材厚が80mmであるためその $\frac{1}{2}$ 以下ということも考慮し25mmとした。

次にアスファルト量を決定するためマーシャル試験、透水試験をおこなった。アスファルト量は3.5%~5.0%まで0.5%ごとに行なった。その結果は表3-6のとおりであり、3.5%、4.0%、4.5%はともに透水係数等の点で設計条件を満足するが、アスファルトフィニッシャーによる施工性および経済性を考慮して4.0%とした。

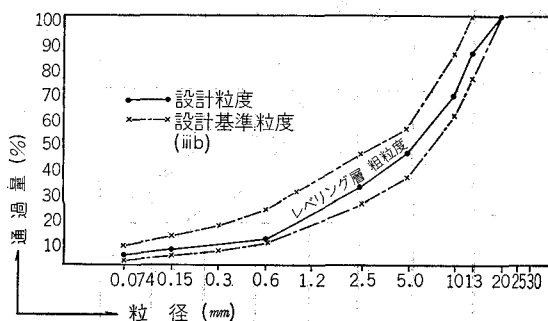


図3—16 骨材の粒度曲線 開粒度アスコン

### 3) 粗粒度アスコン

レベリング層およびバインダー層は粗粒度アスコンとする。バインダー層は最大粒径 150mm のトランシジョンの不陸を大略ならし、その上でフィニッシャー等の施

表3-6 マーシャル試験 開粒度アスコン

アスファルト量 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	理論密度 (g/cm <sup>3</sup> )	空隙率 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)	透水係数 (cm/sec)
3.0	2.051	2.598	21.1	351	25	
3.5	2.041	2.578	20.8	456	28	$2.2 \times 10^{-1}$
4.0	2.037	2.558	20.4	346	30	$1.9 \times 10^{-1}$
4.5	2.038	2.538	19.7	375	31	$1.7 \times 10^{-1}$
5.0	2.046	2.519	18.8	488	34	$6.8 \times 10^{-1}$
						$3.6 \times 10^{-1}$
						$4.0 \times 10^{-1}$

工機械が稼動出来るようにするために、機械走行に十分な程度に締固めてあればよい。アスファルト量は施工可能な範囲で少ない方が経済的である。アスファルト量5.0%以下の粗粒度アスコンについては供試体の作成が困難であるので屋外に敷きならし観測によってアスファルト量を4.0%とした。

レベリング層の粒度は「水利アスファルト工」を基本とし、粒度分布を図3-17の如く仮定し、表3-8の配分比を決定した。次にマーシャル試験をアスファルト含有率5.0%~7.0%の範囲について0.5%ずつおこなった。マーシャル試験より基本アスファルト量を求める基準(表3-3、表3-4)に従えば、安定度では5.0%、密度では5.0~6.5%であるものの空ゲキ率では7.0%以上、飽和度では7.0%以上となる。しかしながらレベリ

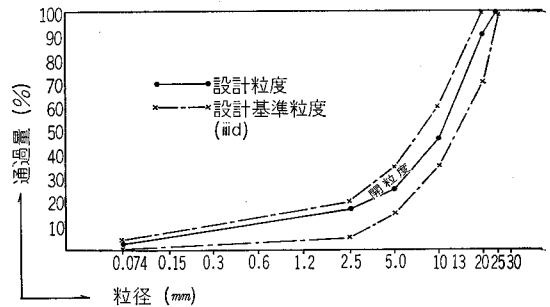


図3-17 骨材の粒度曲線 粗粒度アスコン  
ング層は機能的に下層密粒アスコンを補助する層という点に着目すれば、空ゲキ率、飽和度を重視し、試験の範囲内の最高値7.0%とすることとした。

表3-7 マーシャル試験 粗粒度アスコン

アスファルト量 (%)	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	理論密度 (g/cm <sup>3</sup> )	飽和度 (%)	空隙率 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)
5.0	2.309	2.518	57.5	8.3	697	29
5.5	2.307	2.499	61.5	7.7	628	33
6.0	2.298	3.480	64.6	7.4	618	35
6.5	2.298	2.462	68.5	6.7	609	38
7.0	2.288	2.443	71.0	6.4	596	41

表3-8 各 合 材 配 合 表

	アスファルト	アスベスト	フィラー	スクリーニングス	川 砂	砕石7号	砕石6号	砕 5号	砕 4号
密・度 I	8.5	0.9	14.5	21.8	19.9	12.7	21.7		
II	8.5	0.9	12.0	21.3	16.6	16.6	24.1		
開粒度	4.0		2.9	8.6		10.7	26.9	16.3	30.7
粗粒度 I	7.0		4.7	14.9		19.5	28.8	25.1	
II	4.0			23.0		17.3	29.8	25.9	
マスチック	40.	2.0	58.0						

注 1. 密粒度Ⅰは配合Ⅰで、設計採用のもの、密粒度Ⅱは配合Ⅱで比較検討のもの  
2. 粗粒度Ⅰはレベリング層用、粗粒度Ⅱはバインダー層用

#### 4) 保護層

表層密粒度アスコンの表面に薄く保護層を塗布する。

保護層の目的は、上層の密粒度アスコンを風化浸食から保護するものである。従って保護層は耐久性が要求され

る。保護層の材料として考えられるのは、アスファルトマスタックと特殊乳化アスファルト（フリントコート）がある。マスタックは、ストレートアスファルトとフィラーの混合物である。フリントコートは、セメント、水を混合することによって各種のタイプのものが出来る。

耐久性の試験としては一般に紫外線老化試験、WE 2型とコンクリート試験法に準じた凍結融解試験等がある。紫外線老化試験は200時間で1年の自然に対する老化の程度を調べることが出来る。深山ダムの骨材に対し両者の比較をおこなったが、特に目立った変化はなかった。またフリントコートは、セメントの種類、セメント量により変化がなかった。結論としてフリントコートの方が性能で若干優れたものの、経済的なアスファルトマスタックで施工することとした。その配合は表3-8のとおりとした。

#### 第4章 アスファルト舗設の現場試験

##### 1. 概要および目的

深山ダムの施工に先立ち、設計諸元の検討および転圧

を主とした施工仕様の決定をおこなうため、昭和45年11月静岡県御役場および昭和46年9月栃木県深山ダム現場にて現場試験をおこなった。試験による検討の項目は次のとおりである。

- ア 時間の経過に伴うアスコン合材の温度変化の測定
- イ 舗装体の垂直方向の密度分布
- ウ 配合粒度と抽出粒度の比較
- エ フェニッシャのスクリールド板の振動数及び舗設スピードが締固め度に及ぼす影響
- オ 初期転圧の転圧回数と締固め度の関係
- カ 合材の温度低下が二次転圧に及ぼす影響
- キ 中間層の排水能力の検討

現場は法長約20mを深山ダムと同一勾配1割9分に整形し、その表面にトランジション材として、クラッシャラン0~40mmを30~40cm敷均し、ボマーグBW200にて転圧して基盤を造成した。碎石の表面に粗粒アスコンを80mm舗設し、基盤の不陸を取り除くと同時に地耐力を増加させた後、密粒アスコンを厚さ60mmに舗設し試験レーンとした。1レーンの巾は3m長さは約5m合

表4-1 試験項目とブロック別

スクリード通過回数		1回																2回	
フィニッシャスピード		1.2m/min								0.8	1.2 m/min	1.6m/min				1.2 m/min			
合 材 敷 均 し 温 度		140℃		190℃															
ブ                    ロ                    ッ                    ク		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P		
一 次 転 圧 2, 4, 6回		○	○	○	○	○	○	○	○		○	○	○	○					
二 次 転 圧 2回	一 次 転 圧 終 了 後 1 時 間	○			○	○		4回 ○					○						
	2 時 間		○	○			○												
	3 時 間								4回 ○		○			○					
三 次 転 圧 2 回		○	○	○		○	○	○	○				○	○					
ス ク リ ュ ード 振 動 数										○					○	○			

注1 G, Hブロックは二次転圧 4回転圧

注2 一次転圧 2回 上昇時振動, 下降時無振動  
 二次転圧 2回 上昇時振動, 下降時振動  
 三次転圧 2回 上昇時振動, 下降時無振動

ブロック割

O	P	N	J			L			I	G			E			C			A		
O <sub>0</sub>		N <sub>0</sub>	J <sub>4</sub>	J <sub>4</sub>	J <sub>2</sub>	L <sub>6</sub>	L <sub>4</sub>	L <sub>2</sub>	I <sub>0</sub>	G <sub>6</sub>	G <sub>4</sub>	G <sub>2</sub>	E <sub>6</sub>	E <sub>4</sub>	E <sub>2</sub>	C <sub>6</sub>	C <sub>4</sub>	C <sub>2</sub>	A <sub>6</sub>	A <sub>4</sub>	A <sub>2</sub>
O <sub>1</sub>		N <sub>1</sub>	K			M			I <sub>1</sub>	H			F			D			B		
O <sub>2</sub>		N <sub>2</sub>							I <sub>2</sub>												
O <sub>3</sub>		N <sub>3</sub>	K <sub>6</sub>	K <sub>4</sub>	K <sub>2</sub>	M <sub>6</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>2</sub>	I <sub>3</sub>	H <sub>6</sub>	H <sub>4</sub>	H <sub>2</sub>	F <sub>6</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>2</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>2</sub>	B <sub>6</sub>	B <sub>4</sub>	B <sub>2</sub>

例 A<sub>2</sub> 一次ローラ2回転圧

I<sub>3</sub> スクリード振動数 3000回転

計10レーンを使用した。

施工方法とテストヤードは表4-1の如くブロックに分割しそれぞれ転圧回数、フェニッシャーのスピード、合材数均し温度、スクリコード板の回転数等を変化させ

た。

## 2. 使用材料および合材

試験に使用した使用材料は表4-2、表4-3のとおりである。

表4-2 使用材料表

項目 種類	品 質	生 産 地	生 産 会 社 名	備 考
砕 石	6 号 7 号 砕 石	山 梨 県 都 留 市	第 一 石 産 ㈱	玉 砕
スクリーングス	砕 石 ダ ス ト	〃	〃	〃
砂	川 砂	山 梨 県 大 月 市 笹 子 川		粗 砂
石 粉	石 灰 岩	埼 玉 県 入 間 郡 日 高 町	日 本 セ メ ン ト ㈱	
アスファルト	ストレートアスファルト 60/30	中近東クエート	シエル石油㈱	

表4-3 骨材試験結果

試験項目	骨 材	6 号 砕 石	7 号 砕 石	砂	スクリーングス	石 粉
比重	表 乾 比 重	2.645	2.642	2.634	2.666	
	絶 乾 比 重	2.774	2.768	2.799	2.779	2.710
吸 水 量		2.81	2.77	3.62	2.42	(含水比0.3%)

## 3. 試験結果についての考察

### 1) アスコン合材の温度変化

アスコンはプラントで高温に加熱混合され現場で敷き上げられるが、その後外気との温度差によって急速に冷却される。しかしながら転圧はある温度（後述する様に70℃以上と考えられる）以上でおこなわなければ締固めの効果がない。そこで敷き上げたアスコン合材が時間の経過に伴ってどのように温度が低下していくか調査した。測定器は50点式デジタル電圧計を用い、フィニッシャが合材を舗設した直後に端子を挿入し、以後連続的に4時間後まで測定した。測定点はアスコン中央部（表面から約3cm下）とし図4-1に温度変化を示した。

70℃以上で転圧とすれば、少なくとも舗設後2時間以内に転圧が完了していなくてはならないことがわかる。なお測定時の大気温は12.5℃であり、アスファルト合材のミキサー排出直後の温度は190℃～200℃である。

### 2) アスファルト遮水壁の垂直方向の密度分布

設計において密粒アスコンの一層の舗設厚さは60mmである。この厚さで施工した場合上部も下部も均一な密度に転圧されるかを試験した。試験方法は、舗設面からコアを採取し、コア全体の密度を測定したのち、コアを上下に切断し各この密度を測定し、全体の密度に対する比を求めた。この結果は表4-4のとおりである。この表によると舗設厚さ6cm～8cmであれば垂直方向の密度の変化はほとんど認められず、実験誤差を考

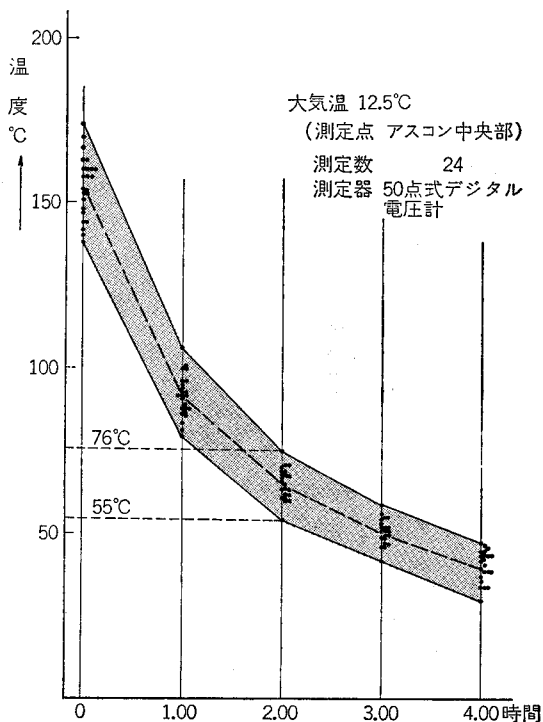


図4-1 合材の温度と経過時間

慮すれば、密度は均一であるとみなしてもよいといえよう。

表4-4 舗設合材の上下密度の測定

供試体 No	上下密度 (g/cm <sup>3</sup> )			全体密度(g/cm <sup>3</sup> )	舗設厚さ(cm)	全体密度に対して		
	上	中	下			上	中	下
E 6 U	2.346		2.355	2.357	7.5	99.5		99.9
E 6 M	2.348		2.350	2.347	6.8	100.0		100.1
E 6 D	2.356		2.346	2.354	6.8	100.0		99.7
G 6 U	2.346		2.341	2.343	7.0	100.1		99.9
G 6 M	2.356		2.345	2.347	6.6	100.4		99.9
G 6 D	2.344		2.333	2.339	6.6	100.2		99.7
K 2 U	2.299		2.293	2.297	7.5	100.1		99.8
K 2 M	2.302		2.297	2.301	8.1	100.0		99.6
K 2 O	2.305		2.312	2.307	8.4	99.9		100.2
O 0 L	2.166		2.140	2.163	6.2	100.1		98.9
O 0 C	2.122		2.109	2.124	6.5	99.9		99.3
O 0 R	2.132		2.107	2.128	6.7	100.2		99.0
O 1 L	2.156		2.169	2.166	6.8	99.5		100.1
O 1 C	2.050		2.088	2.093	7.1	97.9		99.8
O 1 R	2.096		2.151	2.143	7.0	97.8		100.4
O 2 L	2.215		2.189	2.204	6.1	100.5		99.3
O 2 C	2.205		2.190	2.198	6.0	100.3		99.6
O 2 R	2.228		2.245	2.234	6.6	99.7		100.5
O 3 L	2.204	2.242	2.239	2.229	9.8	98.9	100.6	100.4
O 3 C	2.255	2.224	2.155	2.210	8.7	102.0	100.6	97.5
O 3 R	2.207	2.230	2.178	2.207	9.8	100.0	101.0	98.7
平 均						99.9	100.8	99.6

## 3) アスファルト合材の合成粒度と抽出試験の結果

との比較

プラントにおける骨材等の加熱および転圧による粒度

の変動を調べるため各ブロック毎にアスファルト抽出試験をおこなった。抽出試験に基づいた粒度分析の結果を示すと図4-2のようになる。予定粒度に対する上限お

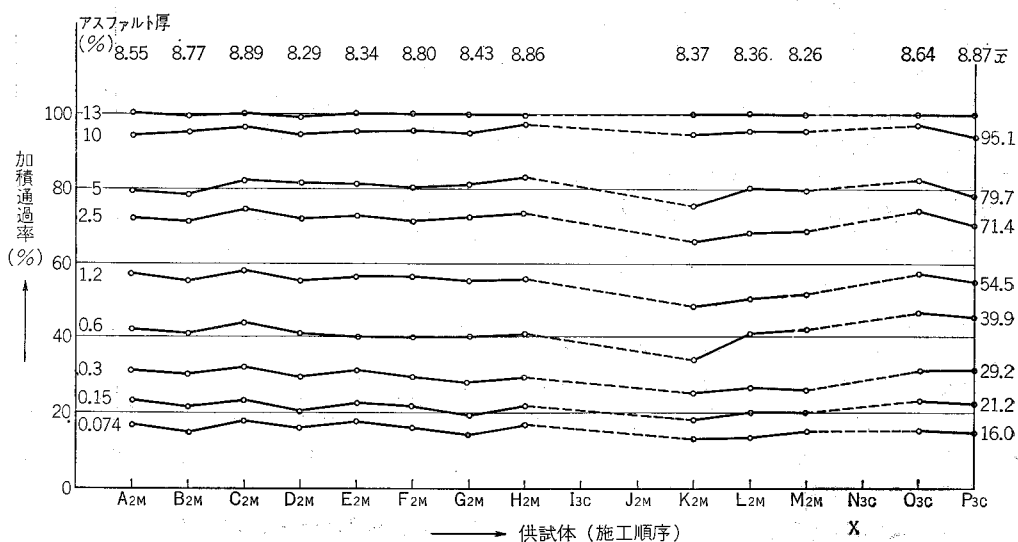


図4-2 抽出骨材による粒度のバラッキ

よび下限の最大偏差をみると図4—3のようになり±5%のバラッキで施工されることがわかる。これは粒度の変化がプラスに一方向的に偏しているのではないため、加熱、転圧による粒子の破壊はないものと思われる。従って±5%のバラッキは混合、敷き揚げにおける変動誤差と考えられる。これは第3章で定めた示方配合の変動(±5~7%)に一致している。またアスファルト量については基準アスファルト量8.5%に対し、8.3~8.9%の中であった。

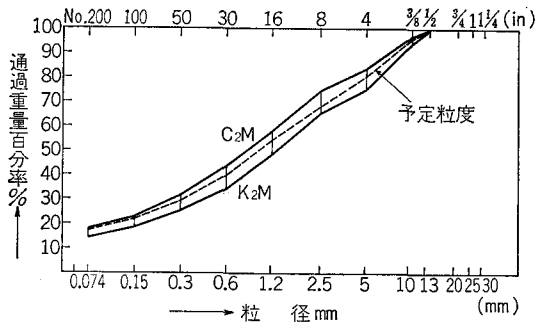


図4—3 抽出骨材粒度分布範囲

#### 4) フィニッシャーのスクリュード板の振動数および巻揚スピードが締固め度に及ぼす影響

フェニッシャーの性能および施工方法を決定するためフェニッシャー敷き揚げ後ローラーによる転圧を行わないレーン(I.O.N)を設置した。フェニッシャーの巻揚スピードを0.86m/min、1.50m/minとし、スクリュード板の振動数を0、1000、2000、3000回/分に変化させた場合の締固め度に及ぼす影響を調べた。この時フィニッシャー敷き揚げ直後の温度範囲は140°~155°Cである。

振動数と締固め度の関係は図4—4に示すように、フィニッシャーの上昇スピードにかかわらず、0~1000は変化なく、1000~2000回の間は振動数の増加に従って締固め度も上昇し、2000~3000で再び振動数が締固め度に及ぼす影響はなくなる。従って施工に当ってはスクリュード板の振動数を2500~3000回/分に保ち、2000回/分を下廻らないことが重要である。上昇スピードの締固め度に及ぼす影響についてみると、0.86m/minの方が当然ながら高い締固め度が得られる。0.86m/minの1000回は、ほぼ速さが倍(従って転圧度が半分となる)、1.50m/minの2000回の締固め度に相応する。0.86m/minの時、2000回以上は締固め度に影響なしとすれば2500~3000回に振動数を保てば、巻揚げスピードは1.0~1.2m/minでよいことになるであろう。この時フィニッシャーによる締固め度は93.5%になり、最終締固め度を98%(空ゲキ率2%)とすれば、残りの4.5%を転圧ローラーが分担することになることがわかる。

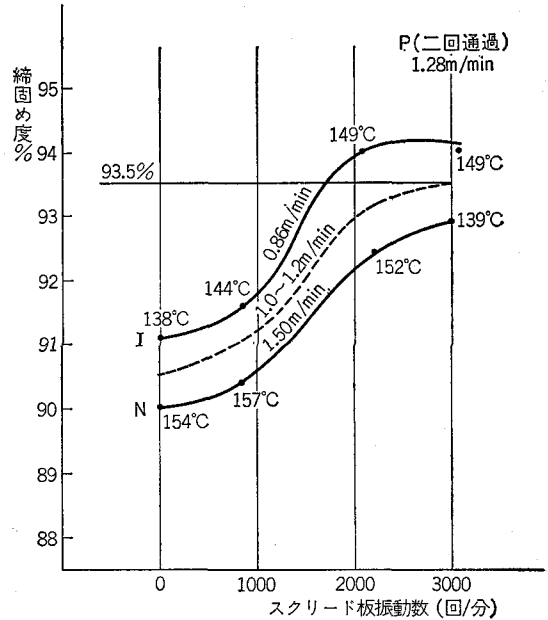


図4—4 スクリード板の振動数と締固め度

#### 5) 初期転圧の転圧回数と締固め度の関係

3m巾の舗設レーンを3等分し、初期転圧の転圧回数を2回、4回、6回と変えて締固め度との関係をみた。この結果を図示すると図4—5のようになる。二次転圧、三次転圧の転圧回数および初期転圧からの経過時間によって5種類に分けた。これらの種類によって締固め度の絶対値は変わるものの、全体的傾向として、初期転

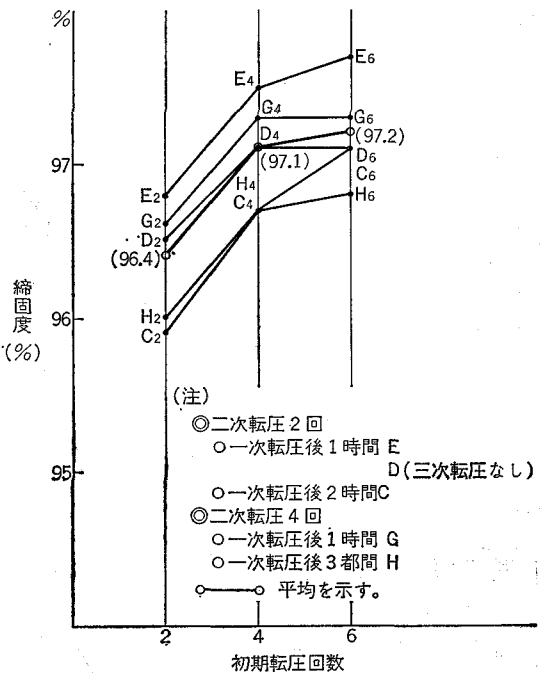


図4—5 初期転圧回数の効果

圧2回および4回で転圧効果はほぼ発揮され、4回から6回目への2回は効果が少なくなることである。前述した様にフィニッシャーのスクリード板による転圧効果を93.5%とすると、初期転圧2回で96.4%になり、更に2回転圧して97.1%、更に2回転圧の6回では97.2%になる。従って初期転圧のローラによる締固め効果は、 $96.4 - 93.5 = 2.9\%$ 、転圧2回増す毎に0.7%、0.1%の効果が期待できるものと思われる。次に初期転圧と二次、三次転圧をあわせて考えてみよう。

初期転圧2回、1時間後に二次転圧4回、さらに三次転圧2回のG<sub>2</sub>の場合締固め度96.6%であるが、初期転圧4回、1時間後に二次転圧2回のD<sub>4</sub>の締固め度は97.1%であって、後者の方が良好である。このことより転圧回数を増すならば初期転圧をおこなう方が効果が多いことがわかる。ところが次に初期転圧4回、二次転圧4回三次転圧2回、G<sub>4</sub>と初期転圧6回、二次転圧2回、三次転圧なしのD<sub>6</sub>を比較してみると必ずしも初期転圧が重要だからといって6回おこなうよりも、初期転圧、二次転圧、三次転圧と平均しておこなう方が効果が上がることが理解出来る。次に初期転圧後、2時間および3時間後に二次転圧するCHは1時間後に二次転圧するDEGより悪い。従って二次転圧は早急にしなければならないことがわかる。しかしながら、初期転圧4回のC<sub>4</sub>、H<sub>4</sub>は、ほぼ初期転圧2回のD<sub>2</sub>、E<sub>2</sub>、G<sub>2</sub>に相応するので、初期転圧が充分行なわれれば二次転圧の施工時期のおくれをカバーするといえよう。

#### 6) 二次転圧の時間差による転圧効果について

初期転圧後、舗設面の温度は外気との温度差によって急速に低下していく。この関係についてはすでに1)で述べた。それではどの位の時間差が転圧効果に影響を及ぼすか。いいかえると舗設面の温度は何度以内で二次転圧をしなければならないかという問題が生ずる。そこで初期転圧後、1時間、2時間、3時間後二次転圧をおこなって締固め度の変化をみた。(図4-6)これによると初期転圧の転圧回数2回、4回、6回共、二次転圧を1時間後に行なったものと、2時間後に行なったものとを比較すると、2時間後転圧を行なったものは、締固め度が明らかに低下している。また3時間後におこなったものは、転圧効果は非常に少ない。即ち、ある時間を経過すると、すなわちある温度以下になると転圧の効果はほとんどなくなるということを意味している。1)の図4-1による時間経過と温度曲線より、舗設面の温度が70°C以下になると二次転圧の効果はほとんどなくなるといえる。

#### 7) 中間層の透水性について

中間層は上層および下層より漏水した水を圧力水とならない様じん速にギャラリーに抜くためのものであるが、これの透水性を現場でテストした。すなわち現場で

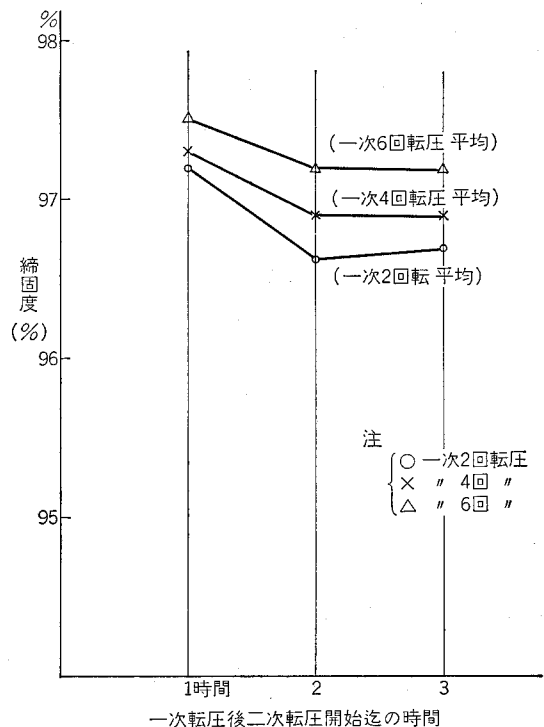


図4-6 二次転圧の時間差による効果

設計断面と同一のものを図4-7の様に施工した。上方より中間層に水を流し込み、流し込む水量が一定に達した時に、下方で流出量が1,000ccに達する時間を測定した。これにより中間層の透水係数を算定すると  $6.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  となった。これは設計条件の  $2.0 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  より大きく、充分な透水性を持つことが証明された。

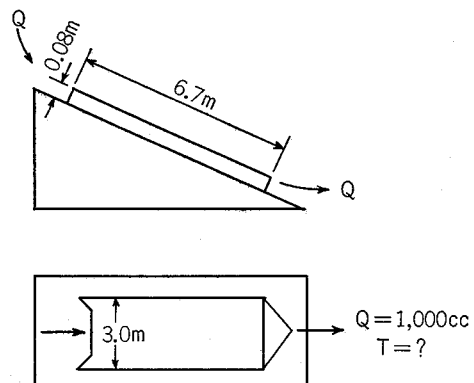


図4-7 現場透水試験

## 第5章 アスファルト遮水壁の施工

### 1. 施工条件

アスファルト遮水壁の施工条件としては気温が重要で

ある。すなわち低温になるとアスコンの施工中冷却の度合が大きく、高温で転圧が不可能となる。高温で転圧されないと前章で述べた様に締固め度が悪く、充分水密なアスコンが得られないこととなる。一般に5°C以下になると打設することは止めた方がよいといわれている。深山ダムは栃木県北部にあり、標高700mの那珂川上流にあるため、12月～3月において気温は低く、0°C以下となる。従って充分安全に施工出来る時期は4月～10月の間となる。第二の条件となるのは降雨である。アスファルト作業は降雨時打設することは出来ないのみならず、基礎がぬれていても出来ない。第三に斜面舗設でダムの様に高さがある場合、危険を伴うため夜間作業は出来ない。これらを考慮して年間作業日数、作業時間を決定し、施工計画をたてなければならない。一般には実働日数の比率は低く最良の条件でも70%程度とされている。深山ダムの舗設面積約45,000m<sup>2</sup>より算出すると1カ年での施工は、舗設機械2セットでは無理で2カ年にまたがった。従って46年9月から11月までと、47年4月から10月に分けて施工し、47年度のダム湛水開始に間に合わせた。

## ・ 2. 施工機械

アスファルト遮水壁を施工するには、合材を生産するプラント関係、それを現場に運搬するバケットおよびトラック、舗設現場ではウインチポータル、ダンパー、フィニッシャー、ローラー、ジョイントヒーター等の機械が必要となる。以下深山ダムの事例について述べる。

まずプラントについてはダム上流700mの貯水池数内に設け、ミキサー容量は、時間当たり60tonの生産能力をもつものにした。(写真-1)舗設において合材供給量の一番多い中間層についてこれを検討してみる。フィニッシャースピードを1m/minとすると、2セットで60m/h×2台=120m/hとなり、これに必要な合材量は120m×3m(舗設巾)×0.08(舗設厚)×2.1(密度)=60tonとなる。作業上のロス等により現実には1m/minのスピードを確保するのは困難でありこのプラントで充分供給出来た。またプラントには管理上最も重量な温度、生産量の自動記録装置を備えた。ミキサーに入るまでのアスファルト、ファイラー、骨材の温度、重量、ミキシングされた時刻、さらに合材となった温度、重量、これらが記録され、生産過程における管理はデーターを見ることによりおこなった。

合材運搬にはジョウゴ形をしたバケット(3.5tまで入る)でダム天端まで普通トラックにより運搬した。このバケットは高さが約2mあり保温のために外気に直接触れる面を少なくしたものである。ウインチポータルは大成建設KKが西ドイツトラバーク社の技術を導入して製作したもので、深山ダムの法長にあわせ、目下世界

最長法長(150m)の舗設能力を装備したものである。ウインチポータルはダム天端に配置し、斜面上にあるダンパー、フィニッシャー、振動ローラーを自由に昇降させ、また運搬されて来たバケットをダンパーに移すジブクレーンを備えている。(口絵写真-4)合材はこのクレーンによってダンパーに移され、ダンパーはバケット一杯分の合材をのせウインチポータルとフィニッシャーの間をスピーディに運行し、斜面上にて合材のまき出しを連続的に行っているフィニッシャーに移される。(口絵写真-2)ウインチポータルは、レーンを動く時はフィニッシャーを機械内部に抱き込み、自走できるもので重量は約65tonである。

フィニッシャーの幅は3.0m、舗設厚最大15cm、合材積載量4ton、自重を合すると約17tonになる。まき出し口には敷き拡げるためのスクリュード板、これをしめ固めるダンパーを備え、これらが毎分2000～8000回上下することにより、前章で述べた様に最大密度の90%以上で敷き拡げられる。道路用のフィニッシャーとは異なり、一次転圧用のローラーを昇降させるウインチを備えている。ローラーはフィニッシャーで敷き拡げられたものを自重約1ton振動時3tonにより転圧速度20m/min程度で転圧される。このローラーは無装置によるリモートコントロールを備える様改造した。その結果ローラーマンがボタン操作することにより自由に昇降出来、転圧時間におけるロスをなくすることが出来た。(写真-3)

ジョイントヒーターは、舗設後のジョイントを再度温めながらタンパーにより転圧を行うもので、毎分1mのスピードにより入念に仕上げるものである。(写真-4)

保護層に使用するスキーザーは約1tonのアスファルト

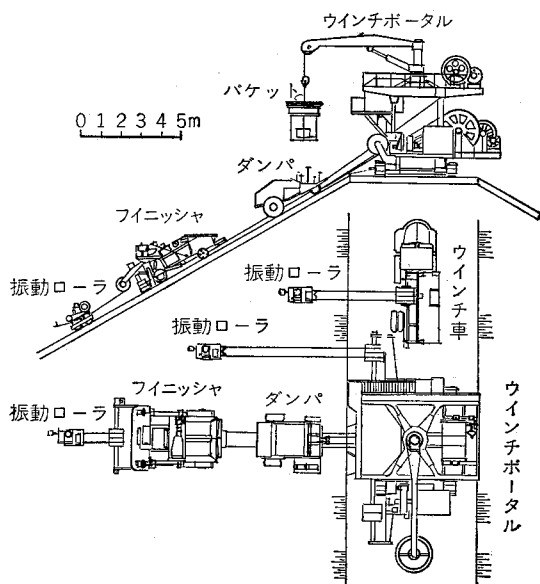


図5-1 舗設機械配置図



トマスチックの保温能力をもち、天端にあるウインチにより下方から厚さ2mm、幅3m程度に塗布しながら上る(写真—7)。それぞれの機種については写真を参考にし、その配置については図5—1を参考にされたい。

### 3. 施工手順

遮水壁の施工に先立ち Zone-2 の上にトランション層を設け、転圧と凹凸の修正をおこなった。合材の骨材粒径との関連から最大粒径を150mmに押え特に表面には碎石0~80mmを撒布しながら平坦性に努力を払った。転圧にはドイツ、A. B. G社の11ton級振動ローラ(振動時50~60ton)で2往復行った(写真—6, 7)。しかしこれではまだわだちが消えず、さらに2ton級振動ローラで仕上げを行った。転圧後塩素酸ソーダ5%溶液の除草剤を約2ℓ/m<sup>2</sup>程度に散布した。次に除草剤の乾燥を待ってアスファルト乳剤(PK-3)をエンジンスプレーヤーにより下方から上方に向かって散布した(写真—10)。これらが終りいよいよ遮水壁の第1層目のバインダー層に入る。プラントで混合した合材を天端に配置したウインチポータルのクレーンによってダンパーに移

し、これをウインチによって巻き下げ人力によって敷き上げ、ウインチポータルより下ったローラにより転圧を行った(写真—9)。次にレベリング層の施工に入った(写真—10)。レベリング層については、所定の作業完了後も不陸修正のために、パッチングを行ない平坦性に努めた。レベリング層よりフィニッシャーの走行が可能になる。レベリング層以後の各層の混合温度、敷き上げ温度、初期転圧温度は表5—1のとおりである。下方よりフィニッシャーで敷き上げた後フィニッシャーケン引によるローラにより合材温度が表5—1のうちに初期転圧を2回以上行ないながら一緒に上がる。フィニッシャーがレーンの中ほどに進んだ時、ウインチポータルから直接巻き下げられたローラが斜めに入り二次転圧を行なった(写真—16)。これはレーンの長さが約150mあるため1つのレーンが終るのは約2.5時間後になり、この後二次転圧をするのでは、前章で述べた様に部分的に温度が下がりすぎ、二次転圧効果が期待できなくなるからである。その後天端に配置した別のウインチ車により三次転圧に入り、ローラの跡をなくして平坦な面が得られるまで行った。これらを各層くり返して施工した。

表5—1 施 工 温 度

合 材 区 分	使 用 場 所	混 合 温 度	敷き上げ温度	初期転圧温度
粗粒度 アスコン	レベリング層	160°C±10°C	130°C以上	110°C以上
密粒度 アスコン	上層, 下層, 補強層	180°C±10°C	160°C以上	150°C以上
開粒度 アスコン	中 間 層	160°C±10°C	130°C以上	110°C以上

舗設にあたって特に注意しなければならないのは継目である。継目には、舗設機械の進行方向に対し直角方向の水平継目、進行方向に平行なレーンの間の縦継目、層と層との間の層間継目等がある。層間の継目については、レベリング層、下層、上層第一層、上層第二層の表面に適量のタックコートをした。これはガソリン60%、アスファルト40%を混合したもので層間の密着性が良くなる。

次に水平継目については、5の施工実績でのべる施工年次によるレベリング層、バインダー層の継目のほかは機械の故障および降雨等により止むを得ず中止せねばならない時以外は作らないことにした。下層密粒以上の層は、全法長について一段で舗設したが止むを得ず生じた

継目の数は表5—2のとおりである。

これらの処理には図5—2の様に、まず最端部をカットし、その後カット面をバーナーにより充分加熱後、次の合材を敷き上げ、所定のローラ転圧後ジョイントタンパーによりもう一度転圧し完了した。

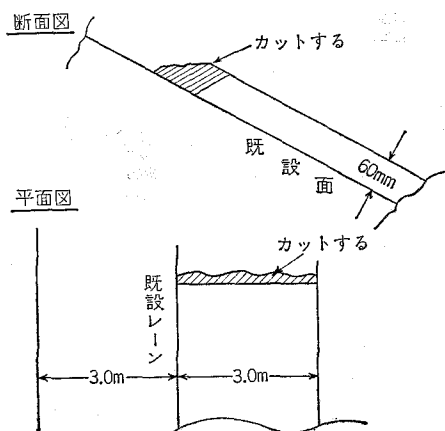


図5—2 水平継面の処理

表5—2 水平継目のカ所数

層 別	カ 所 数
下 層 密 粒 層	18
中 間 層	8
上層密粒層(第一層)	5
上層密粒層(第二層)	6

次に縦継目については、上下の層の継目が同一線上に重ならないように行ない、少なくとも 50cm 以上離すことにした。下層、上層、密粒層についてはジョイントヒータにより処理を行ない万全を期した。

またアスコンとカットオフコンクリートの接触面については、コンクリート面を充分清掃して適量のタックコートを施してから施工した。この部分は力学的にも弱点になるカ所であり人力施工を極力押え、機械施工により入念に行った。

上層密粒層の終了後カットオフコンクリートの周辺には密粒アスコンによる補強層を施工した。最後に上層面にアスファルトマスタックをスキューザ等の機械で下方より平均 2 mm 塗布してアスファルト遮水壁が完了することとなる。

#### 4. 施工上の問題点について

##### 1) ローラの転圧回数と転圧開始時間

前章におけるローラの転圧に関する現場試験の結果から判断して施工上転圧に関し留意すべきことをとりまとめる

イ) 初期転圧ローラは舗設面を、フィニッシャーに制限を加えない範囲内で、できる限り回数を多く、しかも全体を均一に転圧すること。

ロ) 二次、三次転圧は、合材の温度が低下しない早期のうちに転圧を開始すること。

である。そこで下層密粒の舗設が開始された時点で、ローラの転圧作業の実態を調査した。表 5-3~5-5 は同一地点での初期転圧ローラが走行した軌跡と、時間その時の合材温度を示したものであるが、これを見ると転

表 5-3 初期転圧ローラの転圧状態

順序	フィニッシャー 舗設後経過時間	舗設, 転圧方向	既設レーン
		3.00	合材温度 170℃
1	06'20"		
2	10'45"	1	165℃
3	11'20"	2	
4	12'25"	3	
5	14'55"	4	
6	16'25"	5	130℃
7	18'50"	6	
8	21'10"	7	
9	23'35"	8	120℃
10	25'40"	9	
11	27'30"	10	120℃
12	34'20"	11	110℃
13	46'05"	12	105℃
		13	
	転 圧 回 数	2 3 2 3 2 3 2 3 2 3 4 3 4 5 4 5 4 3	

表 5-4 二次ローラの転圧状態

順序	フィニッシャー 舗設後経過時間	舗設, 転圧方向	既設レーン
			合材温度
1	1'13'45"	1	95℃
2	20'00"	2	
3	21'55"	3	
4	23'55"	4	90℃
5	26'10"	5	
6	55'40"	6	75℃
7	58'15"	7	
8	2'00'40"	8	
9	02'50"	9	
10	06'20"	10	
	転 圧 回 数	2 3 4 2 3 4 3 2 3 2 3 2 3 2	

表5—5 三次ローラ転圧状態

順序	フィニッシャー 舗設後経過時間	舗設, 転圧方向	既設レーン
1	3°30'00"		合材温度  55°C
2	31'50"		
3	33'25"		
4	34'55"		
5	36'30"		
6	38'20"		
7	39'55"		
8	42'20"		
9	44'00"		
10	45'35"		
11	47'35"		
		2 2 2 5 4	
	転 圧 回 数	1 3 2 3 3 4 3 3 4 3 2 1	

圧回数は、2～5回となっており通過回数は13回である。計算上の平均転圧回数としては13回通過するものとする、

$0.75\text{m}(\text{ローラの幅}) \times 13\text{回} / 3\text{m} = 3.2\text{回}$ となる。

またコンスタントに可能な通過回数としては、フィニッシャーのスピードを $1.1\text{m}/\text{min}$ 、ローラのそれを $30\text{m}/\text{min}$ とすると

$30\text{m} \times 1/2 \times 1/1.1 = 13.5\text{回}$

となるが、給水によるロス、転圧のラップ等を考慮すると、12回～13回が妥当である。

この実態調査の結果に基づいてローラマン、特に初期転圧のローラマンの教育を徹底的に行なうことにした。

その基本方針としては

イ 転圧はジョイント部から入り、ラップは約 $30\text{cm}$ とし復路は $15\text{cm}$ とする。

ロ 同一地点を最小12回通過し、余裕のある場合はジョイント部を転圧する。

ハ ジョイント部の転圧は既舗設面に $20\sim 30\text{cm}$ またがり下降時も振動をかける。

以上の転圧の仕方を表示したのが表5—6である。また二次ローラについては現状のままでほぼ良いと転圧可能な状態になったなら早急に転圧を開始することを心掛ける。

三次ローラにあつては、ローラマークを消し、表面を平滑に仕上げることに最大の努力を払うことである。

表5—6 標準初期転圧方式

順序	フィニッシャー 舗設後経過時間	舗設, 転圧方向	既設レーン
1			合材温度
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
	転 圧 回 数	2 3 4 3 2 3 4 2 3 4 3	

## 2) 周辺密粒層の施工について

下層の密粒アスコンの舗設が完了し、中間層の施工にかかる前にカットオフコンクリートの周辺を中間層（排水層）に用いる開粒アスコンに代って密粒アスコンを舗設した（写真—19）。この周辺密粒層の目的は

- ① ダムの上下流側からカットオフコンクリートとアスコンの境界に沿って水が浸透するのを防ぐこと。
- ② 表層密粒アスコンに亀裂が生じ、漏水が生じた時、ドレンホール間に不透水の壁を設け、ドレンホールの漏水量の多少により、より明確な漏水カ所の発見が可能になること。
- ③ カットオフの直背面は、ロックの転圧を充分行なうとはいえ、当然変形が予想されるところから、開粒度アスコンより強度の大きい密粒度アスコンを舗設し、沈下に対応させること。

である。

①の漏水の阻止については量的な問題もさることながら、上層密粒度アスコンのトラブルとの判別が難しくなるのが問題である。上流側からの漏水経路は、コンクリートとアスコン合材の接着部、つまり補強層の下端部と上層の下端部である浸透路長の長さは（図5—5参照）

$$0.8 + 0.06 \times 2 + 0.8 = 1.72\text{m}$$

である。ドレンパイプの近辺幅0.5m程度はこれで止むを得ないものとしても、他のカ所、とくにカットオフコンクリートのブロックジョイントは浸透路長を長くとる必要がある。このため開粒度アスコンを一部密粒度アスコンにかえることが有効である。一方下流側からの浸透水は、堤体ロックからカットオフ内ギャラリーに向けてドレンホールが抜いてあるので、堤体内部の水位は低いものと考えられ、上流側のそれと比較すると微少と思われる。

この周辺密粒の施工上問題とした点は、第2章4の細部設計の他

- ① 下層密粒のジョイントと周辺密粒のジョイントを重ねないこと
- ② 人力施工を極力さけ機械施工としたこと

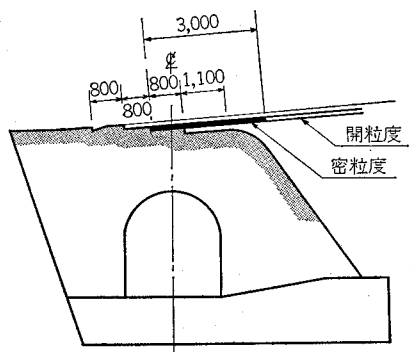


図5—3 カットオフ取付部 その1

- ③ 上端部に型枠を入れ転圧を入念に行なうこと等である。その施工詳細図は図5—3～5～6のとおりである。

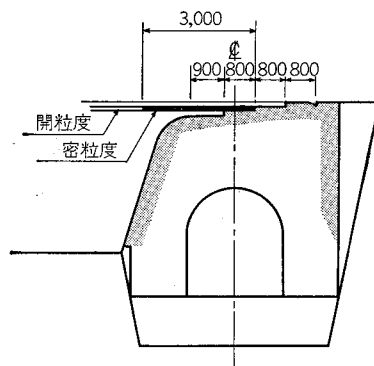


図5—4 カットオフ取付部 その2

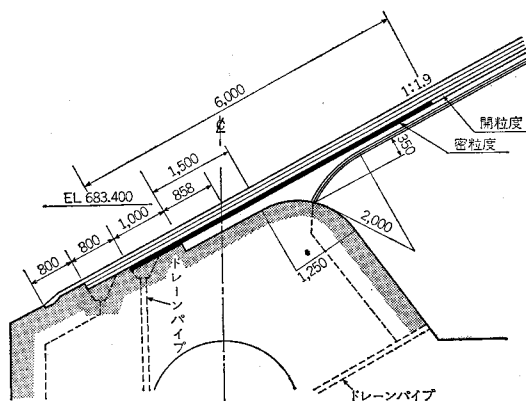


図5—5 カットオフ取付部 その3

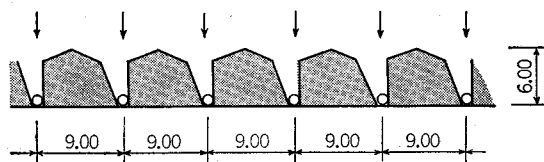
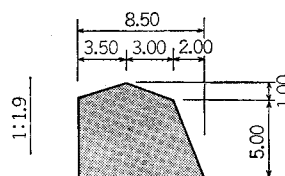


図5—6 周辺密粒層詳細図

## 3) 人力施工と機械施工

前節において周辺密粒の人力施工を極力さけたと述べたが、不透水性のアスコン合材を舗設する場合は、人力施工を可能な限り避けねばならない。アスファルト遮水

壁（バインダー層を除く）の施工で人力施工が生じるのはカットオフの路線に起因するものである。例えば図5—7にみられるような路線であれば人力施工部はほとんどない。

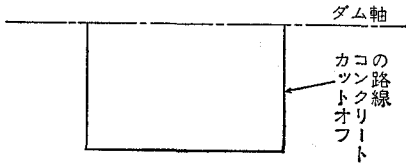


図5—7 理想的なカットオフコンクリートの路線

しかし基礎岩盤の状況、経済性等により、一般的にはダム軸とある角度をもたせて、カットオフの路線が決定されるため、図5—8、3—9の如き人力施工部は不可避となる。

深山ダムのカットオフの路線は図5—7に示すとおりであり、人力施工の延長は右岸側で120m、左岸側で約200mである。右岸側についてはE L 721m以上は路線がダム軸と直交しているため図5—9に示すタイプは生じなかった。

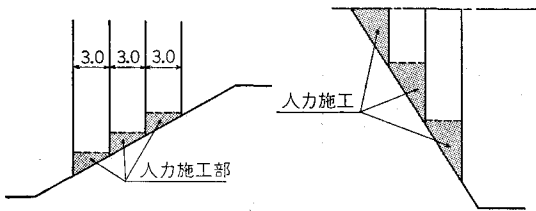


図5—8

図5—9

上層密粒層の施工に当っては以下の手順によった。

- ① 上層密粒の第1層は上層の右岸側端末から3mピッチで割付けし、ほぼダムセンターを境に2台の舗設機械が右岸、並びに左岸に向かって舗設する。
- ② 第2層の施工はジョイントを1.5m移動させることにより、端末ではフィニッシャーの片車輪をコンクリートの上に寄せ、バーフィーダーを片側のみ操作し全て機械施工によった。
- ③ E L 693m 以上の左岸側については、①で左岸に向った機械が左岸端の手前約50m地点で舗設を中断し、左岸端まで一度移動する。左岸より右岸に向かって図5—10のようにカットオフと平行に3レーン9m舗設した後、再び50m地点に戻り、左岸に向かって末舗設部を施工する。既舗設部3レーンとの取合は三角形形状に残るが、フィニッシャーをできるだけ下げ片車輪をアスコンの上に乗せて施工する。しかし最下端部（図5—10参照）は人力施工となるので第2層でカバーすることにする。（写真—20）

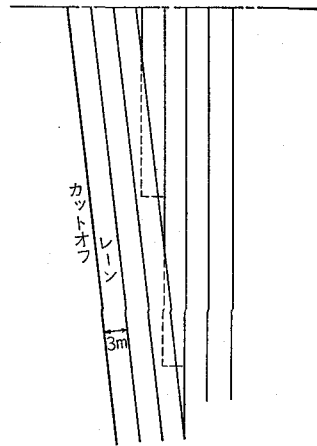


図5—10 左岸取付部

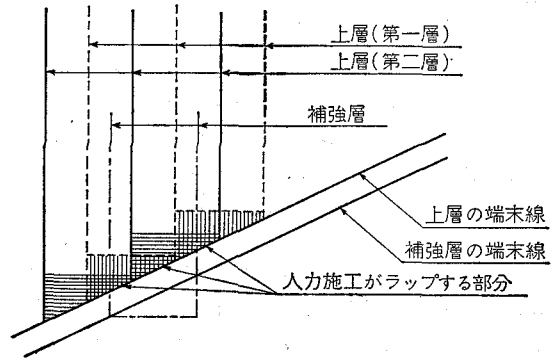


図5—10 右岸取付部

- ④ 上層第2層は左岸端からカットオフと平行に4.5m（1.5レーン）舗設し、上層第2層で生じた人力施工部は、補強層9m（機械施工）でカバーする。かくして左岸側は補強層を含めた密粒度アスコン3層で人力施工部及びジョイント部が重ならず舗設出来た。
- ⑤ また右岸側に生じた図5—8のタイプにおいては図5—10に示す様に、人力施工部が重なり合うので

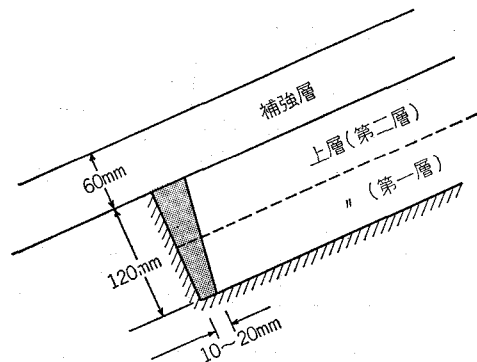


図5—11 カットオフ取付部断面図

補強層で補った。

- ⑥ また図5-11, 写真-21に示す上層密粒の下端部、コンクリートとの接合部をE L 720m, 以下延長約350mにわたってカットし、マスチックを填充後、補強層を舗設した。

#### 4) ふくれ上りの現象について

上層密粒第1層の舗設を開始した時点で、アスファルトの面が直径50cm高さ5cm～8cmの円形状にフクレ上る現象がみられた。発生したカ所は10カ所程で、ケースは

- ① 中間層の上の上層第1層が持ち上がる。
- ② 下層密粒の上の周辺密粒が持ち上がる。
- ③ 周辺密粒の上の上層第1層が周辺密粒と共に持ち上がる。

の3つに大別される。この現象は小さな徴候が確認されてから、24時間経過すると表面に亀裂が発生し、そこから水が湧水するのが常である。持ち上げたアスコン合材を破り取ってみると、下の層との層境は完全に分離し空洞があり、その中に水が湛水している。図5-11は上記の②のケースに相当するもので、③の場合には上層密粒の第1層も、図5-11の周辺密粒と全く同じ形状を呈する。この時の層の分離は図5-11と同様周辺密粒と下層密粒の間であり、上層密粒と周辺密粒の層間は分離していない。分離した層境をみると上方より水がしみ出るのが確認され、降雨のない場合で、2昼夜放置するまで水の滲出は続く。水の供給源として考えられるのは中間層（排水層）であり、この層を流下する水が周辺密粒の先端に到達すると、周辺密粒と下層密粒の接着不良部を伝って水みちを形成しながら落下して完全に密着したカ所まで達した時連続した水となり、水頭が生じてアスコン合材を持ち上げるものと想定される。これを模式的にかくと図5-12のようになり平面的には図5-13のようになる。こうしたフクレ上りの現象が周辺密粒に生じた原因としては、

- ① 下層との接着が完全でないカ所があること。
- ② 台形の上辺の端部がポーラスであること。
- ③ 上辺の勾配が緩であること。

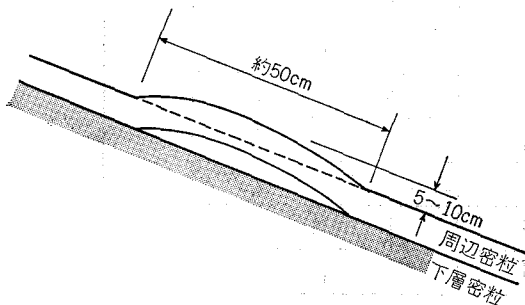


図5-11 フクレ上り状況図 その1

- ④ 中間層の透水係数が小であること。

等考えられるが、ケース①の中間層の上に舗設した上層密粒が持ち上がることについては原因は不明である。中間層の透水係数については、現場試験においての簡易テスト（第4章3の7）結果では  $10^{-1} \sim 10^{-2} \text{cm/sec}$  の透水係数となっていて充分の排水能力があるが、何等かの事情で一部非常に密な合材が舗設されたのではないだろうか。そして斜面が長いダムにおいては、降雨、或いはローラーの水がかなり長時間にわたって中間層に残留すると考えねばならない。

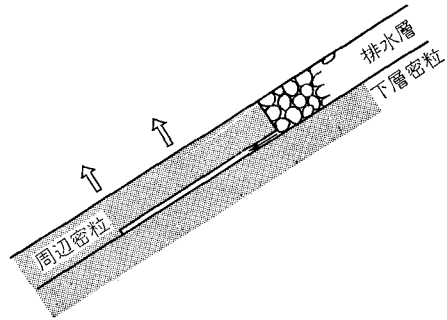


図5-12 フクレ上り断面図

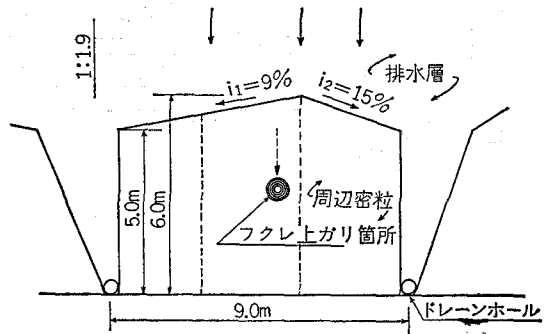


図5-13 フクレ上り平面図

深山ダムの施工は、中間層を全面舗設したのち、上層の第1層を3日、続いて上層の第2層を3日といった具合に、上層の第1層の表面が汚れず上層二層の接着を良くするために、第1層と第2層を3日サイクルで施工する計画であったが、周辺密粒、および下層にトラブルが発生したため、上層二層の並行舗設を中止し、上層の第1層を先行して全面舗設した。

フクレ上がりの現象が発生してから対応策並びに補修は、周辺密粒層に沿って排水層を幅4cm～5cm破り、周辺密粒の鉛直方向8cmの面にマスチックアスファルトを塗布した後、アスファルトに浸した4号砕石（30～20mm）を填充した（図5-14参照）。またフクレ上ったカ所の処置ははく離した部分を破り取り、2、3日放置し、バーナーで乾燥させた後、面及び側面にスト

レートアスファルトを塗布し、密粒アスコンを填充、ローラ、タンパーで締固めた。転圧後上方に空隙のある場合は、マスチックを補填した。

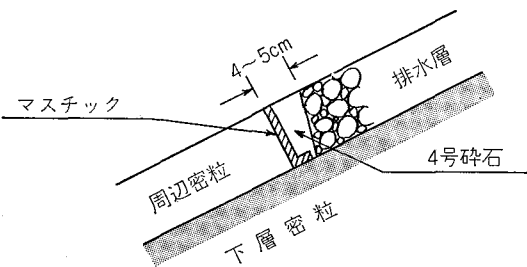


図5-14 フクレ上りの対応策の断面

## 5. 施工実績

### 1) 施工工程

深山ダムの施工工程上最も特記すべきことは、築堤途中において舗設を開始し、しかも2カ年にまたがって施

工したことである。これは深山ダムが、県営発電、県営上水道、沼原発電との共同事業であり、とりわけ発電の都合上完成予定が決定されていたためである。すなわち昭和47年12月までに堤体を完成させることとなっており、このためアスファルト舗設機械(ウィンチポータル)2セットを用いたとしても昭和46年中に若干舗設しなければならなかった。しかも冬期はすでに述べた様に気温の関係で施工出来ないため工事は46年10月より開始した。一方築堤は図5-15に示す様に46年9月時点で盛立て標高 E L 745m に止まるため、築堤途中に於てアスファルトしゃ水壁の施工を開始することとなった。築堤途中において舗設することについては、堤体内部に設けたクロスアームの沈下曲線より、1年目の舗設後の盛立ての追加が、既舗設面に及ぼす変位について想定し、この値が問題ない程度であることを確めた。また初年度に施工する部分は、築堤ずみのとこに限られるのは勿論であるが、次の理由により E L 740m までのバインダー層及

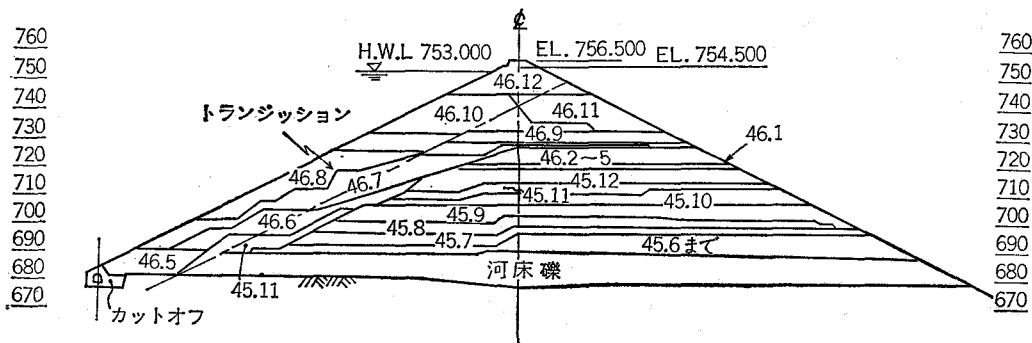


図5-15 盛立て工程図

びレベリング層とした。

- ① 施工後舗設面は越冬することとなるが、透水性のバインダー層ではその間凍上が生じ舗設面が損傷される恐れがある。

- ② 第1年目と2年目の間に水平継目が生じるが、これは出来るだけ水圧のかからないところに持てきたい。

- ③ 密粒度アスコンの下層は不透水性の完全なもの













工 種	数 量	46 年		47 年							備 考
		10月	11月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	
バインダー層	42,725 <sup>m<sup>2</sup></sup>										
レベリング層	42,725										
下層密粒層	43,897										
中 間 層	42,266										
上層密粒層 (第一層)	44,727										
(第二層)	44,727										
補 強 層	4,623										
保 護 層	45,360										

図5-16 実 績 工 程 図

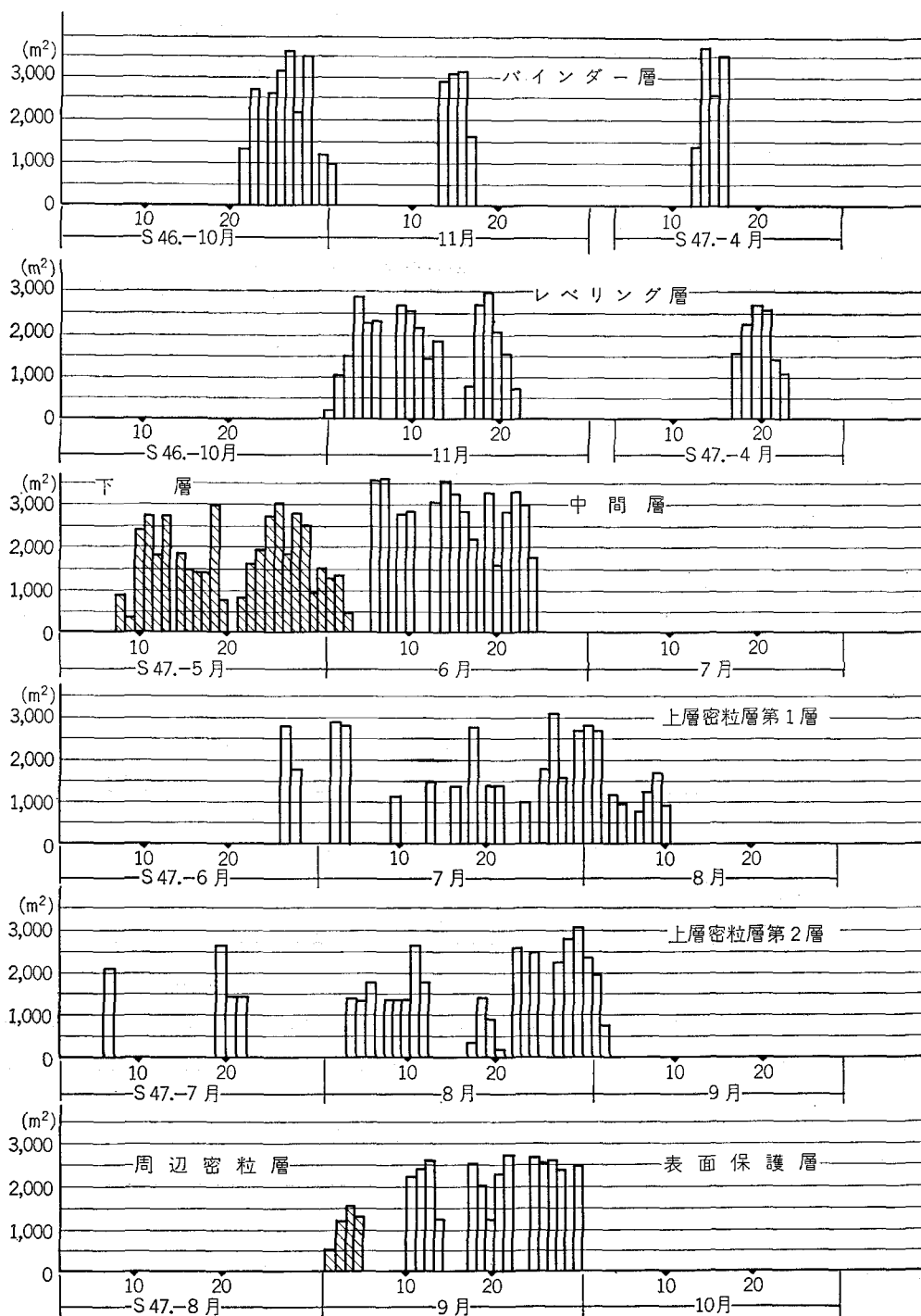


図5-17 アスファルト舗設実績一覧図

したい。そのためには水平継目を作らないのが望ましい。

第2年目の施工開始にあたり、生じた水平継目はよく清掃した後舗設し、不良カ所はジョイントヒーターで加熱し再転圧をするなどして補修した。

以上の結果施工実績は図5-16、図5-17に示すとおりとなった。

## 2) 機械係数

### ① フィニッシャーのスピード

表6-1において中間層について検討する。日最大施



工量は  $A=3536\text{m}^2$  であり、これを1セット当りレーンの施工延長にすると  $589\text{m}$  となる。この日の実稼働時間は8時間であるため  $589\text{m}/480' \approx 1.2\text{m}/\text{min}$  となる。また上層密粒層第1層  $3083\text{m}^2$  については、この日の実稼働時間より算出すると約  $1.1\text{m}/\text{min}$  となる。総体的にみると中間層では  $1.1 \sim 1.2\text{m}/\text{min}$ 、上層では  $1.0 \sim 1.1\text{m}/\text{min}$  位で施工されている。

## ② 機械稼働率

施工は、気温が $5^{\circ}\text{C}$ 以下の時もしくは降雨時に不能となる。過去の気象データを参考に10月と11月について稼働率を求めてみる。降雨かどうかの判定を降雨量 $5\text{mm}$ 以上かどうかで判定すると

ア 降雨 $5\text{mm}$ 以上の日	12日
イ 降雨 $5\text{mm}$ 以下で $5^{\circ}\text{C}$ 以下の日	11日
ウ 休日	8日
エ 休日であってア又はイの日	4日

従って舗設可能日は

$$61(\text{日}) - 12 - 11 - 8 + 4 = 34\text{日}$$

稼働率は  $34/61=0.56$  となる。設計においては、施工が4月より11月までを考え稼働率を60%とした。施工実績、昭和46年10月21日より47年9月30日の延日数220日

に対し、作業日数は145日であり、全体の稼働率は  $145\text{日}/220\text{日}=0.65$  となっている。これは日曜日でも作業をしたことや、平年以上に天候に恵まれたためといえよう。

## 第6章 施工管理

### 1. 出来高の管理

出来高の管理は、アスファルト遮水壁の場合、厚さの管理につきるといってよい。この厚さの求め方は

ア 1日の合材生産量と舗設面積により間接的に求める方法

イ 直接現場において測定する方法

ウ コア採取による方法

がある。

アについては、プラントにある自記記録装置より生産量がわかり、マーシャルテストによる密度と舗設面積より厚さを割り出した。その結果は表6-1に示すとおりである。日々の施工厚の平均、最大、最小が示してある。しかしながら、これのみでは1日の中の施工厚の変動がわからない。このためフィニッシャーの後に監督員がついて歩き、敷き上げられたものを直接測定した(写真-15)。既設面の不陸のないカ所においては均一に施工さ

表6-1 施 工 実 績

	バインダー層	レベリング層	下層密粒層	中間層	上層密粒層(第一層)	上層密粒層(第二層)	密粒補強層	表面保護層
施工期日	S46.10.22 }	S46.11.1 }	S47.5.8 }	S47.6.6 }	S47.6.29 }	S47.7.7 }	S47.9.1 }	S47.9.11 }
	S46.11.17 }	S46.11.22 }	S47.6.3 }	S47.6.24 }	S47.8.10 }	S47.9.2 }	S47.9.4 }	S47.10.8 }
	S47.4.13 }	S47.4.18 }						
	S47.4.17 }	S47.4.23 }						
純施工日数	17日	23日	25日	15日	26日	26日	4日	20日
施工数量	42,725 $\text{m}^2$	42,725 $\text{m}^2$	43,897 $\text{m}^2$	42,266 $\text{m}^2$	44,727 $\text{m}^2$	44,727 $\text{m}^2$	4,623 $\text{m}^2$	45,360 $\text{m}^2$
月最大施工量	(S47.6) 49,931 $\text{m}^2$							
日最大施工量	(S47.4.14) 3,645 $\text{m}^2$	(S47.4.20) 2,621 $\text{m}^2$	(S47.5.26) 3,075 $\text{m}^2$	(S47.6.7) 3,536 $\text{m}^2$	(S47.7.28) 3,083 $\text{m}^2$	(S47.8.30) 3,050 $\text{m}^2$	(S47.9.4) 1,530 $\text{m}^2$	(S47.10.3) 2,820 $\text{m}^2$
設計厚	3.50 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	8.00 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	2.00 $\text{mm}$
※1 平均	3.94 $\text{cm}$	6.67 $\text{cm}$	6.41 $\text{cm}$	8.16 $\text{cm}$	6.27 $\text{cm}$	6.18 $\text{cm}$	7.05 $\text{cm}$	2.25 $\text{mm}$
最大	5.99 $\text{cm}$	7.76 $\text{cm}$	6.84 $\text{cm}$	8.47 $\text{cm}$	6.93 $\text{cm}$	6.58 $\text{cm}$	7.25 $\text{cm}$	2.97 $\text{mm}$
厚最小	3.56 $\text{cm}$	6.32 $\text{cm}$	6.00 $\text{cm}$	8.02 $\text{cm}$	※2 5.98 $\text{cm}$	※2 5.98 $\text{cm}$	6.73 $\text{cm}$	2.00 $\text{mm}$
喰込量	12.7%	11.1%	6.8%	2.0%	4.5%	3.0%	17.5%	12.5%
合材使用量	※3 (2t) 3,942t	(14t) 6,475t	(70t) 6,517t	(21t) 7,267t	(4.5t) 6,521t	(115t) 6,421t	757t	164t

※-1 施工厚は、日使用合材を日舗設面積で除して求めた日平均舗設厚

※-2 日平均舗設厚が設計厚より薄いのが、許容誤差を $-9\text{mm}$ としているので、最小所要厚は $6.00-0.90=5.10\text{cm}$ となり $5.98\text{cm}$ は許容される。

※-3 ( ) は破棄処分したもので外数である。

れるが、不陸のあるカ所では不陸を修正し舗設厚に2～3cmの差が生じた。

表6-1において合材生産量より判断すると、バインダー層より上層第2層に来るにしたがい喰込量が少なくなっている。これは不陸修正が下の層でおこなわれたことを示している。また中間層においては、喰込量が少なくなっているが、これは中間層は強度的に劣るためこの層では不陸修正をおこなわず、設計厚8cmと一定にして舗設したからである。補強層の喰込量については安全をみて出来るだけ厚く施工した結果である。表面保護層は現在のスキーザーでは10%前後のロスは止むを得

ないと思われる。いずれも施工最小厚さは充分守られて施工されている。

最後に舗設後コア採取をおこない、舗設厚さをチェックした。このコアは同時に後述する品質管理に利用した。コアを採取する場所は、水圧のかからない天端付近とした。コア採取による検査結果は表6-2のとおりであり、いずれも最小厚さ以上あることがわかった。この結果より天端付近においては不陸修正がレベリング層のみでなく下層密粒においてもおこなわれていることがわかる。また中間層および上層はきわめて均一な施工が来ることがわかる。

表6-2 舗設厚さ(コア採取による)

	規格値	測定値					
		検査数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	平均60mm	33	67	100	45	11	16.4%
下層密粒層	51mm以上	18	74	150	58	20	27.0%
中間層	65mm以上	4	80	83	78		
上層密粒層	51mm以上	10	65	68	59	3	4.6%

## 2. 品質の管理

### 1) 試験の項目

均一で且つ良質なアスコンを舗設するにはきめ細かい品質管理をおこなう必要がある。深山ダムにおいては、材料、合材、遮水壁についてそれぞれ表6-3の試験をお

こなった。

### 2) 材料の管理

①乳剤 施工にあたり特に現場では試験をおこなわなかった。製造業者より試験成績表を検収したところ表6-4のとおりであった。

表6-3

管理項目	種類	試験項目
材料管理	乳 剤	
	アスファルト	針入度, 軟化点, 比重
	アスベスト	フルイ分け
	ファイラー	比重
合材管理	骨 材	比重, 吸水量, スリヘリ, フルイ分け
	合 材	アスファルト抽出試験 (アスファルト含有量, 粒度分布)
		マーシャル試験 (密度, 空ゲキ率, 安定度, フロー値)
		アスファルト抽出試験, 透水試験, 真空試験
しや水壁の品質管理	遮 水 壁	
温度管理	材 料	温度
	合 材	"
	遮 水 壁	"

表6-4

	規格値	試験値
エン グ ラ ー 度 (25°C)	2～8	3.8
ふ る い 残 留 物 (1190μ)%	0.3以下	0.1
貯 蔵 安 定 度	5以下	0.9
付 着 試 験	合格	合格
粒 子 の 電 化	陽⊕	+
蒸 発 残 留 物		
残 留 物	53以上	56.0
針 入 度 (25°C)	100～300	191
伸 度 (15°C)cm	100 以上	100+
四塩化炭素可溶分 %	98%以上	99.4

②アスファルト アスファルトは入荷毎に試験成績表を検収したが、同時に現場において、ほぼ3日に1度の割合で針入度, 軟化点比重について試験をおこなった。

その結果は表6—5のとおりである。

表6—5 アスファルト品質（現場試験によるもの）

	規 格 値	試 験 値				適 用
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	
針 入 度	60～80	55	69	72	67	
軟 化 点	45～53	55	48.4	49.5	47.0	
比 重	1.01～1.06	110	1.025	1.031	1.021	25/25°C

③アスベスト アスベストはカナダ産のものを使用し 験成績表を月に1回の割合で検収した。  
た。現場において特に試験はおこなわず、製造業者の試

表6—6 アスベスト品質

	規 格 値	試 験 値				摘 要
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	
ふるい残量 1/2時メツシュ	0%	5	0	0	0	
〃 4 メツシュ	0%	5	0	0	0	
〃 10 メツシュ	6%以下	5	1.7	1.9	1.4	
〃 底 箱	—	5	14.3	14.6	14.1	
含 水 量	2.5%以下	5	1.98	2.45	1.86	
沈降試験	280cc以上	5	327	350	293	ウェットボリウム試験
強熱減量	13～16%	5	13～16%			

(4)ファイラー ファイラーは入荷毎に、現場でフルイ分け試験、含水量試験および比重試験をおこなった。その結果は表6—7のとおりである。

表6—7 ファイラーの品質

	規格値	試 験 値			
		検査数	平均値	最大値	最小値
0.6mmふるい加積通過率	100%	81	100	100	100
0.074mm 〃	70%以上	81	72.8	76.3	70.1
含 水 量	1%以下	81	0.3	0.6	0.1
比 重	2.6 以上	81	2.698	2.707	2.693

あった。

このほか、吸水率および比重に著しい変化が認められた場合、スリヘリ減量試験をおこなうことにしていたが、あまり変化がなかったので工事期間中はおこなわなかった。工事着手前の結果を表6—9に示す。

表6—9 スリヘリ減量試験

	規 格 値	試 験 値
砕 石 4 号	粗粒度アスコン 40%以下 開粒度、密粒度 アスコン 35%以下	13.6
砕 石 5 号		14.6
砕 石 6 号		15.5
砕 ・ 7 号		22.5

⑤骨材 アスファルト舗設の全期間を通じ、各骨材について 500ton 程度に1回の割合で、吸水率および比重について測定をおこなった。結果は表6—8のとおりで

またフルイ分け試験は、ストックヤードでは特におこなわず、プラント内にある計量装置より施工日毎に1回取り出しておこなった。

表6—8 粗 細 骨 材 の 品 質

		規 格 値	試 験 値			
			検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値
川 砂	吸水率	3.0%以下	13	2.20	2.40	1.99
	比 重	2.5%以上	〃	2.633	2.650	2.615
スクリーニングス	吸水率	3.0%以下	21	1.95	2.20	1.57
	比 重	2.5%以上	〃	2.602	2.611	2.587
砕 石 4 号	吸水率	※—1 2.5%~3.0%以下	7	1.60	1.62	1.59
	比 重	※—2 2.5%~2.6%以上	〃	2.659	2.663	2.657
砕 石 5 号	吸水率	※—1	11	1.60	1.70	1.46
	比 重	※—2	〃	2.651	2.657	2.645
砕 石 6 号	吸水率	※—1	25	1.81	1.99	1.70
	比 重	※—2	〃	2.642	2.655	※—3 2.536
砕 石 7 号	吸水率	※—1	19	1.86	2.01	1.59
	比 重	※—2	〃	2.642	2.659	2.635

※—1 粗骨材の吸水率は規格では、基層の粗粒度アスコンで3%以下、中間層の開粒度アスコン及び密粒度アスコンで2.5%以下である。

※—2 粗骨材の比重は規格では、粗粒度アスコンで2.5以上、開粒度及び密粒度アスコンで2.6以上である。試験の結果、※—3を除き開粒度及び密粒度アスコンに規格する吸水率2.5%以下及び比重2.6以上を満足しているの、良質な粗細骨材と云える。

※—3 砕石6号でS46.11.27に測定したものであるが、これは、レベリング層の材料として使用されたもので、粗粒度アスコンに規格する比重2.5以上を満足している。

### 3) 合材管理

合材の管理試験としてプラント吐出口から標準と思われる材料を施工日毎に採取し、ソックスレーの方法によるアスファルト含有率および骨材粒度配合の測定ならびにマーシャル試験により密度、空ゲキ率、安定度、フロー値の測定をおこなった。アスファルト含有率の測定は、試料1個当りの測定をそのまま1検査数としたが、マーシャル試験は1日当り3コの測定をおこないその平均を検査数の単位とした。試験の結果は表6—10~6—14、図6—1、6—2のとおりである。すべて規格の中

に入っていることは勿論、上、下層密粒層についてはアスファルト含有率の標準偏差0.13~0.15%であり、その結果、密度、空ゲキ率、安定度、フロー値の変動はきわめて小さいものとなった。

図6—2に示す管理図によると、空ゲキ率は初期においては大きい、粒度配合、混合のなれ、等によって低下することがわかる。特に上層密粒層においては、平均値1.9であるが、後半はほとんど1.9以下におさえられているので、良質な合材が得られたと考えられよう。

表6—10 アスファルト含有率

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	3.5%~4.5%	17	4.02%	4.19%	3.77%	0.10%	2.5%
レベリング層	6.5%~7.5%	24	6.97	7.28	6.72	0.14	2.0
下層密粒層	8.0%~9.0%	23	8.51	8.72	8.28	0.13	1.5
中 間 層	3.5%~4.5%	15	4.03	4.37	3.69	0.21	5.2
上層密粒層	8.0%~9.0%	48	8.52	8.85	8.10	0.15	1.8

表6-11 密 度

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	2.20以上	17	2.315	2.425	2.232	0.060	2.6%
レベリング層	2.26以上	25	2.286	2.313	2.263	0.016	0.7
下層密粒層	2.30以上	32	2.319	2.328	2.308	0.004	0.2
中 間 層	2.07以上	15	2.114	2.120	2.102	0.005	0.2
上層密粒層	2.30以上	48	2.324	2.331	2.316	0.004	0.2

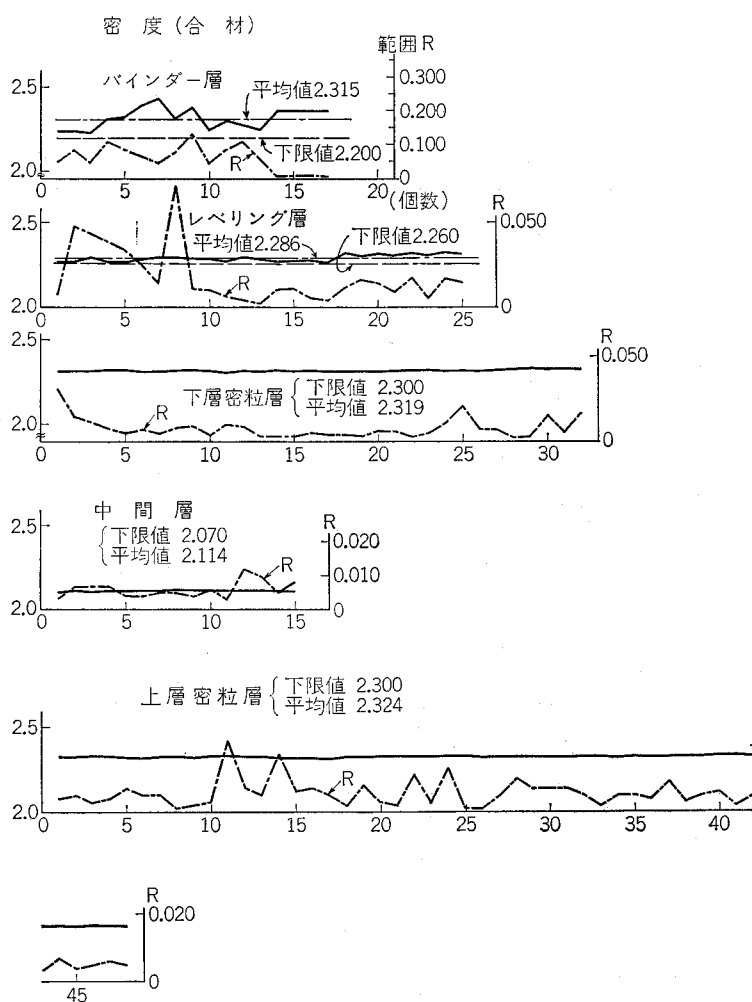


図6-1 合材の密度管理図

表6-12 空 隙 率

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	7%以下	25	5.5	6.6	4.3	0.8	14.5%
下層密粒層	3%以下	32	2.1	2.6	1.8	0.2	9.5
中 間 層	17±2%	15	16.3	16.8	16.1	0.2	1.2
上層密粒層	3%以下	48	1.9	2.2	1.6	0.2	10.5

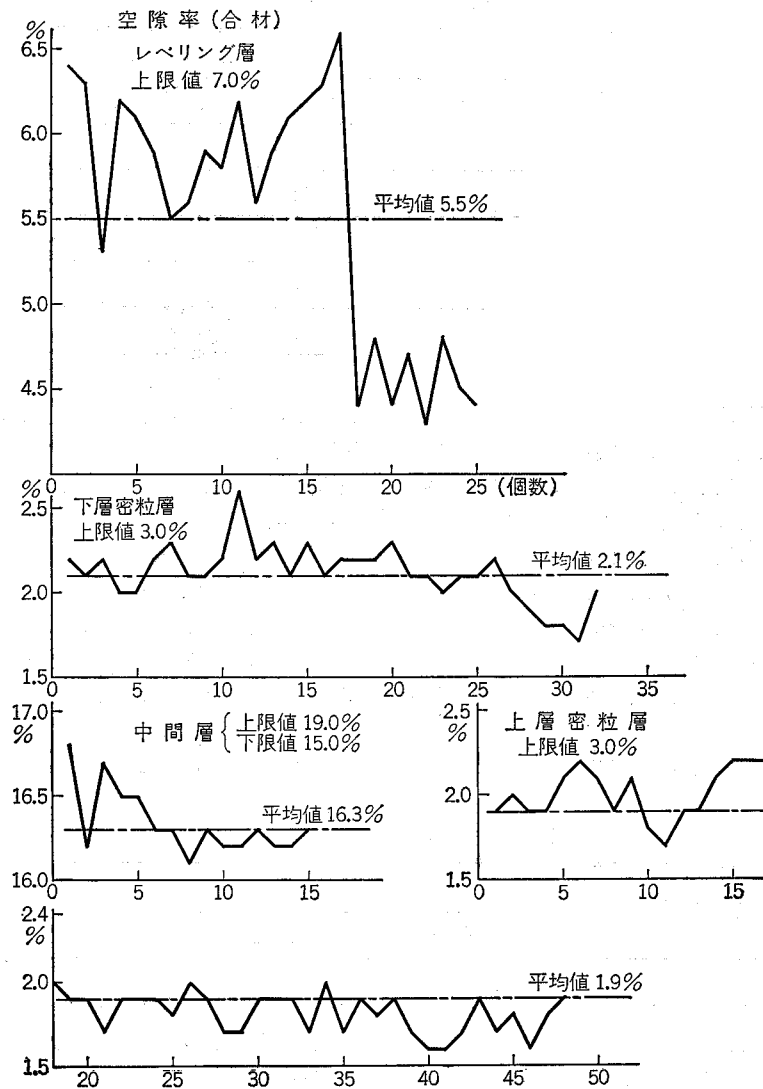


図6-2 合材の空隙率管理図

表6-13 安 定 度

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	400以上	24	497	627	※1 321	68	13.7%
下層密粒層	400以上	32	633	686	592	21	3.3
中 間 層	300以上	15	364	380	340	11	3.0
上層密粒層	400以上	48	640	676	597	19	3.0

※ 規格値を外れているのは検査数24のうち1

表6-14 フ ロ ー 値

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	37以下	24	30	34	26	2	6.7%
下層密粒層	80以下	32	72	76	64	3	4.2
中 間 層	37以下	15	29	34	26	2	6.9
上層密粒層	80以下	48	74	78	65	3	4.1

#### 4) 遮水壁の品質管理

合材を現場で舗設後24時間以上経過したものをコア採取機で採取した。採取した場所は特に密粒度アスコンについては、遮水壁としての機能に害を及ぼさない天端付近とした。コアの抜きとりによって、前述したように舗設厚を測ったのち、密度、透水試験、ソックスレーのアスファルト抽出試験およびフルイ分け試験をおこなった。ま漏水面以下の透水性についてはコアの採取は危険（上層）であるため真空試験により透水性を想定した。

ソックスレーの抽出試験によるアスファルト含有率は

表6-15、図6-3のとおりである。これによると全て規格値の中に入ることは勿論、合材でおこなった測定値と平均および偏差においてきわめて類似していることがわかる。次に粒度配合は図6-5に示すとおりであり設計示方配合にほぼ合い、変動幅内にすべて入っている。

密度については表6-16のとおりであり、これは合材の場合の平均値をそれぞれ0.03～0.001下廻っている。また偏差もモールドにつめたものと異り、現場の斜面での舗設したものであるため若干大きくなっている。しかしながら規格値は全て満足し、ほぼ合材のマーシャル試験値程度のものは、本施工機械を用いれば現場で得られ

表6-15 アスファルト含有率

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	6.5%～7.5%	25	7.03	7.34%	6.76	0.14%	2.0%
下層密粒層	8.0%～9.0%	9	8.62	8.90	8.32	0.17	2.0
中 間 層	3.5%～4.5%	5	3.95	4.17	3.81	0.14	3.5
上層密粒層	8.0%～9.0%	5	8.55	8.78	8.42	0.19	2.2

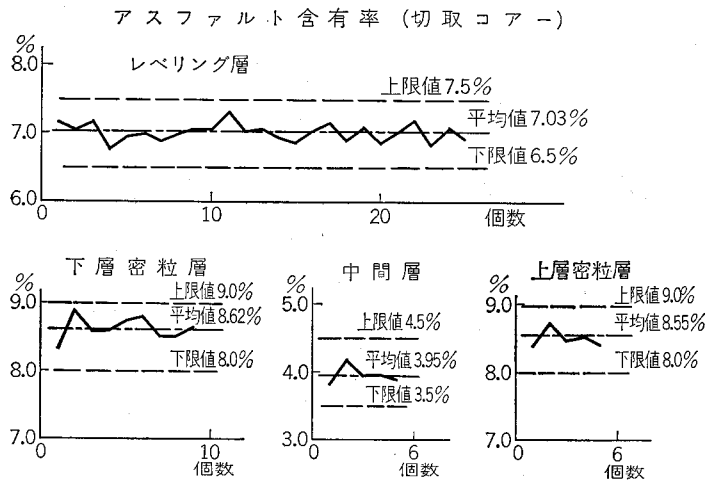


図6-3 遮水壁のアスファルト含有率管理図

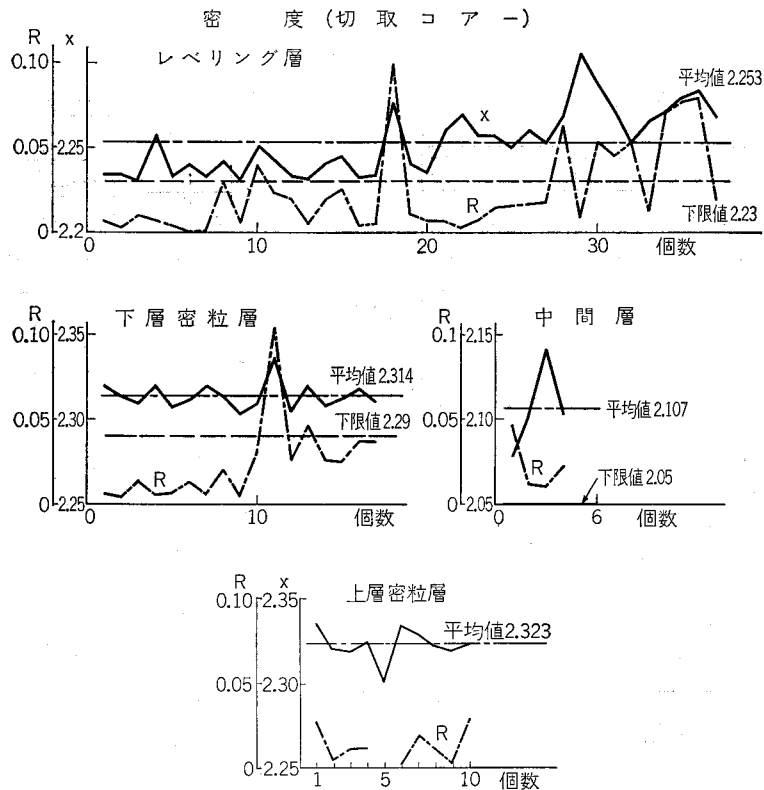


図6-4 遮水壁の密度管理図

ることがわかる。

透水試験は直径 10cm, 両面を 1cm 程度切り取った (長さ 4cm になる) 円盤を作成し, 透水試験機により全部で14回おこなった。そのうち8回については3日間 2 kg/cm<sup>2</sup>, 次の3日間 5 kg/cm<sup>2</sup>, 続いて4日間 10kg/cm<sup>2</sup> の圧力を計10日間加え続けたが, うち7回はまったく浸透の気配なく, 1試験片についてのみ, 5 kg/cm<sup>2</sup> の

圧力で6時間につき 200cc の浸透がみられた。これについてダルシーの法則より透水係数を求めると

$$Q = k \cdot A \cdot \frac{\Delta H}{\Delta l}$$

$$Q: \text{浸透量} = \frac{200}{6 \times 60 \times 60} = 0.00926 \text{ cm}^3/\text{sec}$$

$$A: \text{浸透断面積} = \left(\frac{10}{2}\right)^2 \times \pi = 78.5 \text{ cm}^2$$



表6-16 密 度

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
バインダー層	—	—	—	—	—	—	—
レベリング層	2.23以上	37	2.253	2.306	2.230	0.019	0.8%
下層密粒層	2.29以上	17	2.314	2.336	2.303	0.008	0.3
中 間 層	2.05以上	4	2.107	2.142	2.078	—	—
上層密粒層	2.29以上	10	2.323	2.335	2.301	0.010	0.4

$\Delta H$  : 水頭 =  $5000 \text{ cm}^3 / \text{cm}^2$

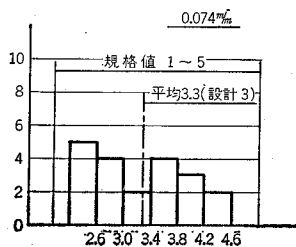
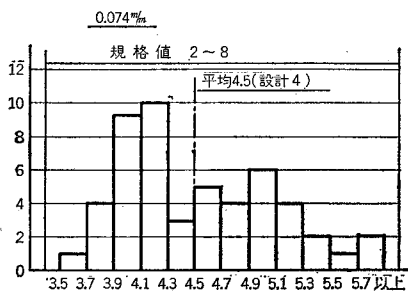
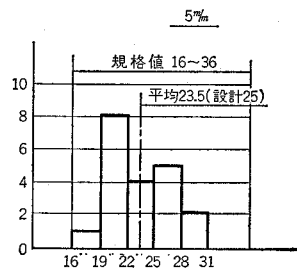
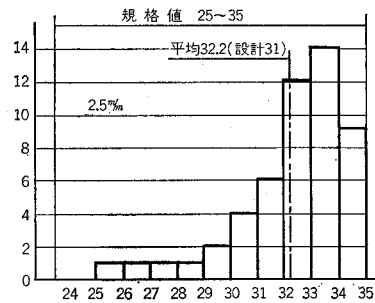
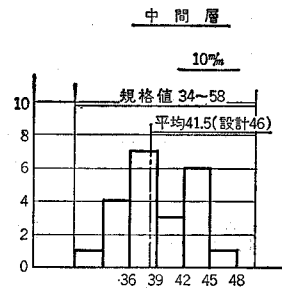
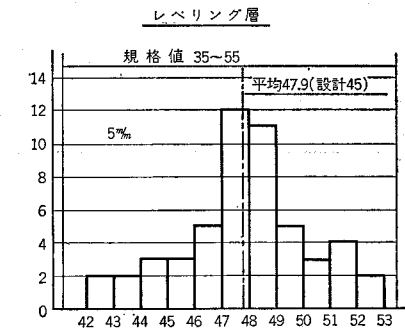
$\Delta l$  : 浸透路長 = 3 cm

$$k = \frac{Q \times \Delta l}{A \times \Delta H} = 7.07 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$$

となる。

他の6回については、 $1 \text{ kg/cm}^2$  4日間、 $5 \text{ kg/cm}^2$  日間の計9日間にわたり圧力を加え続けたが、浸透の気配はなかった。

いま試験片は水で飽和されるまで、浸透能ともいうべき速度で試験片内に浸透するものと考えられるが、ここ



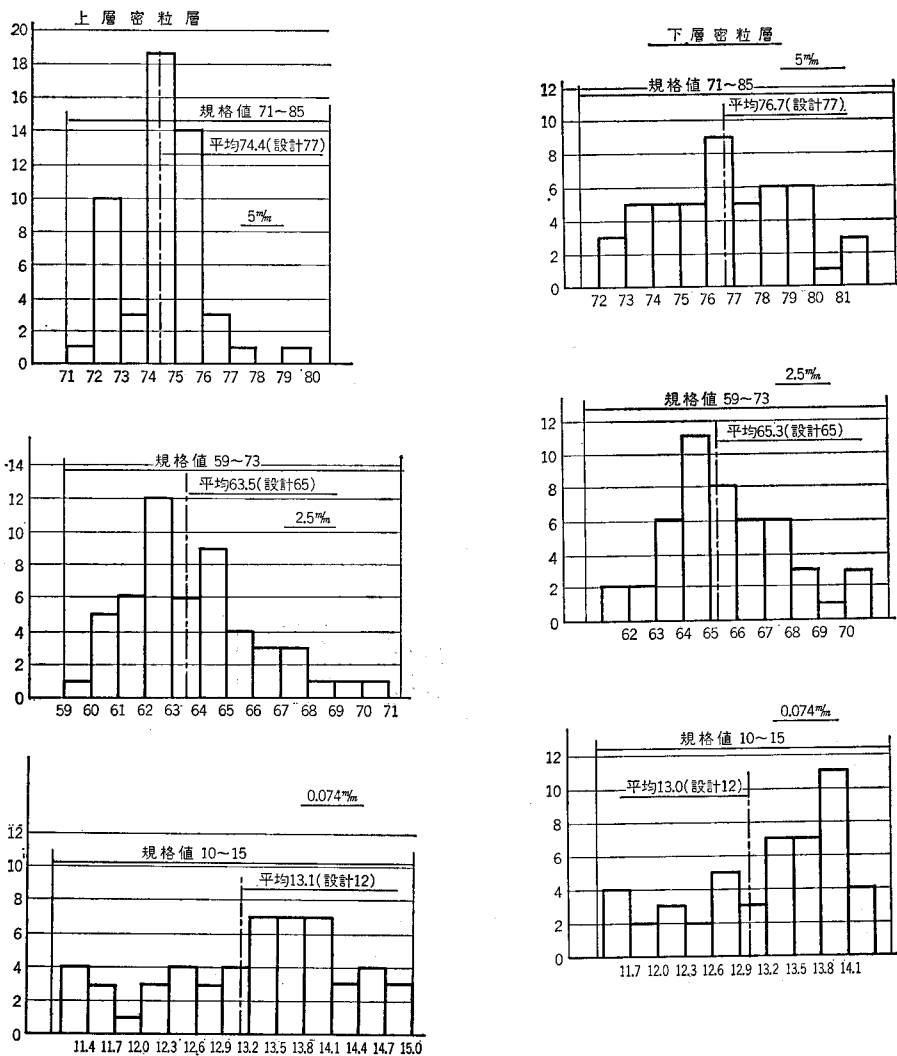


図6—5 粒度配合ヒストグラム

では透水係数が近似的にこれに近いものと考え、試験片の透水係数を推定する。試験結果から厚さ 4 cm の試験片に 5 kg/cm<sup>2</sup> の圧力を加え続け、5 日目に水の浸透が認められたものとする

$$A = 1 \text{ cm}^2 \text{ (単位面積あたり)}$$

$$\Delta H = 5000 \text{ cm}^3/\text{cm}^2$$

$$Q = 4 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}^2 / 5 \text{ 日} = 9.26 \times 10^{-6} \text{ cm}^3/\text{sec}$$

$$\Delta l = 4 \text{ cm}$$

$$\text{より } k = \frac{Q \times \Delta l}{A \times \Delta H} = 7.41 \times 10^{-9} \text{ cm/sec}$$

となる。これらより密粒アスコンは設計条件 ( $k < 10^{-8}$  cm/sec) を十分満足していることがわかる。

次に同しく中間層について透水試験をおこなった。試験は直径 10cm, 両面を 1~2 cm 程度切取った供試体を作成し、10cm の水頭を供試体上面に加え続け、1000 cm<sup>3</sup> の水を通過するに要した時間を求め、ダルシーの法

則が適用されるものとして透水係数を算定した。9 回試験をおこなったが、いずれも設計条件 ( $k > 2.0 \times 10^{-2}$  cm/sec) を十分満足している。

満水面付近以下のところはコアを採取するのは良くないため真空テストによりチェックした。真空テストはアスコンの透水性と通気性の相関を利用したもので、経 10cm 程度の金属筒を片方は閉じ片方を遮水壁に密着させ、内部の空気を真空ポンプにより吸出し、その真空度によって水密性を判断するものである(写真—17)。この方法は、40~50Hg の負圧をかけ、5 Hg/3 min より圧力に増加がなければ、十分不透水とされている。これにより不合格カ所が発生した場合はその付近をヒーターにより加熱シタンパーで転圧した。そしてその周辺をもう一度検査し安全を確認した。その結果は図6—6のとおりであった。

表6-17 中間層透水試験

No	t(cm)	k(cm)	A(cm <sup>2</sup> )	Q(cm <sup>3</sup> )	T(sec)	Q·t	A T(t+k)	k (cm/sec)
1	4.5	10.0	78.5	1000	15	4500	17074	2.64×10 <sup>-1</sup>
2	5.0	"	"	"	19	5000	22373	2.23× "
3	5.0	"	"	"	20	5000	23550	2.12× "
4	4.5	"	"	"	20	4500	22765	1.98× "
5	5.0	"	"	"	12	5000	14130	3.54× "
6	4.0	"	"	"	13	4000	14287	2.80× "
7	5.0	"	"	"	20	5000	23550	2.12× "
8	4.0	"	"	"	15	4000	16485	2.43× "
9	4.0	"	"	"	20	4000	21980	1.82× "

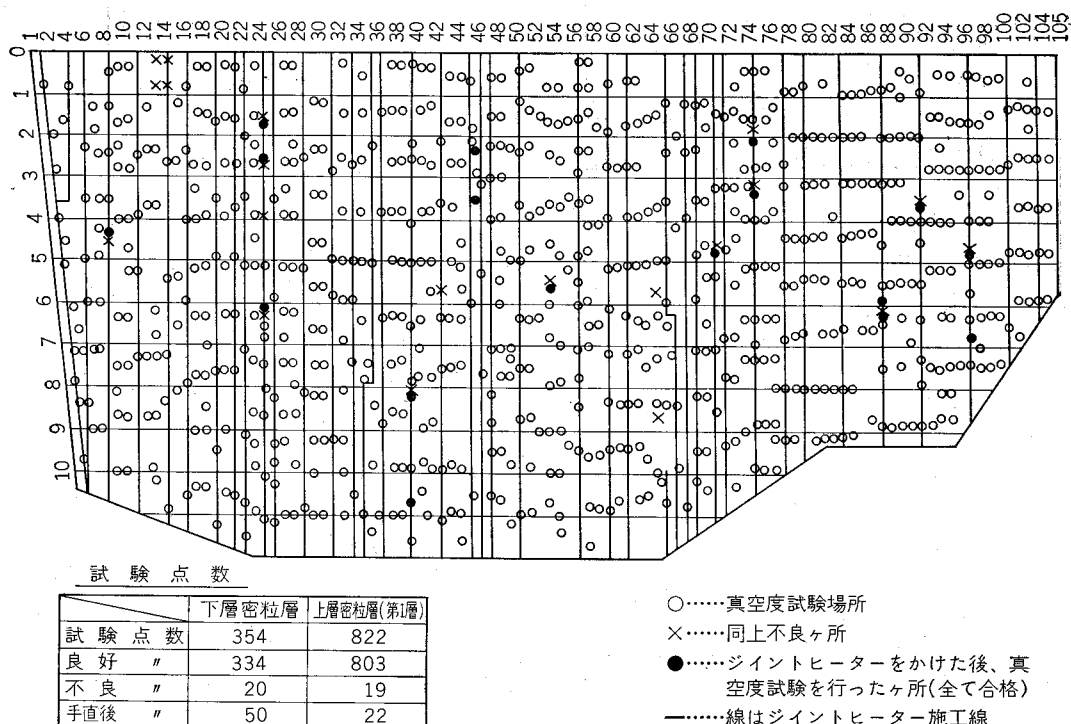
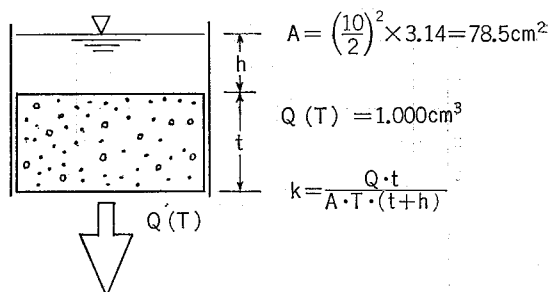


図6-6 上層密粒(第1層)真空試験位置図

## 5) 温度管理

第4章での現場試験で検討したように良質な遮水壁を作るためには、特に敷き詰め、転圧の時の温度を下げないようにする必要がある。そのため温度管理は、すでに述べた遮水壁の管理以前の問題として重要である。すなわち遮水壁を作ってしまったからコア採取の結果不良が発見された場合、それを施工し直すというのは工程計画から大きな支障となる。そのため不良カ所を事前に作らないようにするためには温度でチェックすることが大切となる。

温度の管理は、アスファルト、骨材等の加熱温、合材の混合温度、現場における敷き詰め温度、および転圧温度がある。加熱温度は自記記録計によりおこない、混合温度はホッパー吐出口で、敷き詰め、転圧温度は現場において直接測定した(写真-16)。測定の回数は前述したように施工上重要な管理項目のため目標として1バッチ(3.5t)1回とした。現実には1バッチ0.9回程度となっている。その結果は表6-18～6-20のとおりである。

表において規格値を外れているものがある。混合温度については、バインダー、レベリング層は気温の低い時であったため、やや高い温度で混合し、敷き詰め、転圧時の温度低下を防いだためである。中間層では最大値が4°C程高温側に外れているが特に問題はない。次に敷き詰め温度であるが、下層密粒層に規格外があるが、最初の頃、機械故障により一時中止したためであるが、5°C程度のものは以後の施工をじん速におこなうことによってカバーした。初期転圧温度は規格を下廻っているものが多い。特に密粒層では、温度そのものが高いうえ、敷き詰め温度より10°C低い温度を転圧温度とすることは無理であったかも知れない。下層では1466回のうち279回、上層では3371回のうち639回が外れている。しかしながら145°C未満のものは、下層で15回、上層で3回となっており、全体比で、それぞれ1%と0.1%となっている。第4章の現場試験の結果、145°Cで施工の場合でも空隙率は3%以下となつて特に問題はない。また140°Cの場合では空隙率3%前後となっている。しかしこれは重要な上層ではわずか0.1%であり、現場では二次転

表6-18 バインダー層、レベリング層(粗粒層アスコン)

	規 格 値	測 定 値			測定値が規格値を外れているもの
		測 定 数	最 大 値	最 小 値	
混 合 温 度	150°C～170°C	3137	※ 190	150	※190°C—2回, 185—180—27, 175—95 計125回が規格外
敷 き 広 げ    "	130°C以上	3269	170	130	
初       期    "	110°C以上	3269	145	110	

表6-19 下 層 密 粒 層(密粒度アスコン)

	規 格 値	測 定 値			測定値が規格値を外れているもの
		測 定 数	最 大 値	最 小 値	
混 合 温 度	170°C～190°C	1469	189	170	※159°C—1回, 158—2, 157—4, 155—1 計8回が規格外 ※149°C—131回, 148—93, 147—34, 146—4, 145—2, 144—5, 143—5, 142—3, 141—2 計279回
敷 き 広 げ    "	160°C以上	1466	180	※ 155	
初 期 転 圧    "	150°C以上	1466	168	※ 141	

表6-20 中   間   層(開粒度アスコン)

	規 格 値	測 定 値			測定値が規格値を外れているもの
		測 定 数	最 大 値	最 小 値	
混 合 温 度	150°C～170°C	2058	※ 174	159	※171°C—333回, 172—172, 173—74, 174—19 計601回が規格外
敷 き 広 げ    "	130°C以上	2134	162	140	
初 期 転 圧    "	110°C以上	2134	142	120	

表6—21 上層密粒層(密粒度アスコン)

	規 格 値	測 定 値			測定値が規格値を外れて
		測 定 数	最 大 値	最 小 値	いるもの
混 合 温 度	170°C～190°C	3462	189	176	
敷 き 広 げ "	160°C以上	3371	175	165	
初 期 転 圧 "	150°C以上	3371	157	※ 143	※149°C—371回, 148—214 147—26, 146—14, 145— 11, 144—2, 143—1 計 639 回

※はいずれも規格外となっているもの

庄、三次転庄を入念におこなうことによってカバーされたと思う。特にすでに述べた遮水壁の管理で充分良質なアスコンが得られているということはその裏づけである。

## 第7章 アスファルト遮水壁の変形

## 1. 測定の方法

アスファルト遮水壁はダムの湛水にともなう水圧による変形が生ずるが、その変形がはたして安全かどうかが問題である。第4章で述べた様にアスコンは荷重の載荷スピードがおそいと、力学的強度は弱い、たわみ性にすぐれ、十分変形に追従するものと考えられる。しかしながら現実には生じている変形を測定することによって遮水壁の安全性を確認することも必要であろう。遮水壁の変形の測定には、(1)法長約150m勾配1:1.9の壁がどの位下流側に移動するかということと、(2)カットオフとの取付部が弱点であることを考え、カットオフコンクリートとの相対変位を測定することとした。前者については、堤体中央のところに法長に沿って12コの傾斜計を設置し、湛水ごとの各点の回転角を測定した。遮水壁の変位は各回転角にその区間長を掛けることによって下位部より合計していき変位を求めることが出来る。いま図7-2の様に法長に沿って下方から傾斜計  $K_1, K_2, \dots, K_{12}$  が設置しており、その影響範囲が  $L_1, L_2, \dots, L_{12}$  である

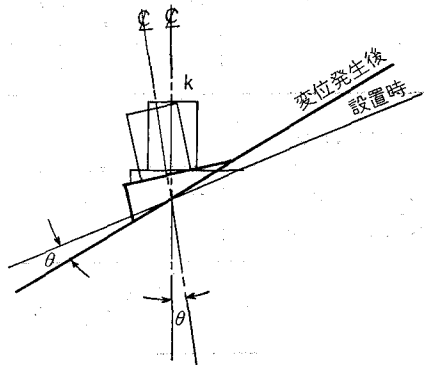


図7-1 傾斜計の設置図

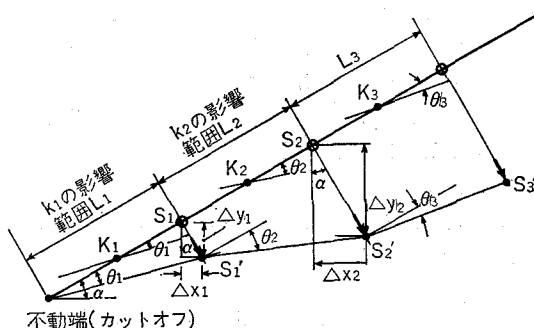


図7-2 傾斜計による変位の計算

とする。水圧がかかることによって、傾斜計がそれぞれ  $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_{12}$  だけ回転したとすると、図の  $S_1$  点は  $S'_1$  に  $S_2$  点は  $S'_2, \dots$  にそれぞれ移動したことになる。 $S \rightarrow S'_1$  への移動距離は

$$S_1' - S_1 = L_1 \tan \theta_1$$

 $xy$  座標で表わせば

$$\Delta x_1 = L_1 \tan \theta_1 \sin \alpha$$

$$\Delta y_1 = L_1 \tan \theta_1 \cos \alpha$$

ただし  $\alpha$  = 斜面の傾斜角

となる。

同様に  $S_2 \rightarrow S_2'$  への移動距離は

$$S_2' - S_2 = L_1 \tan \theta_1 + L_2 \tan \theta_2$$

$$\Delta x_2 = (L_1 \tan \theta_1 + L_2 \tan \theta_2) \sin \alpha$$

$$\Delta y_2 = (L_1 \tan \theta_1 + L_2 \tan \theta_2) \cos \alpha$$

となる。

計器の設置は、水圧が大きく、不動端に接近した付近は、回転角の変化が大きいことを想定し密におこなった。

また後者については変位計を、カットオフ最深部（G16地点）と、左岸側（G13地点）に、それぞれ6点づつ計12点設置した。6点のうち3点は、図7-4、図7-5に示すように内側に他の3点は外側に設けた。その構造は図7-3に示すもので、アスファルト遮水壁とカットオフゴングリートとの距離の変位が電気的に測定出来るものである。すなわち湛水にもなう水圧により、遮

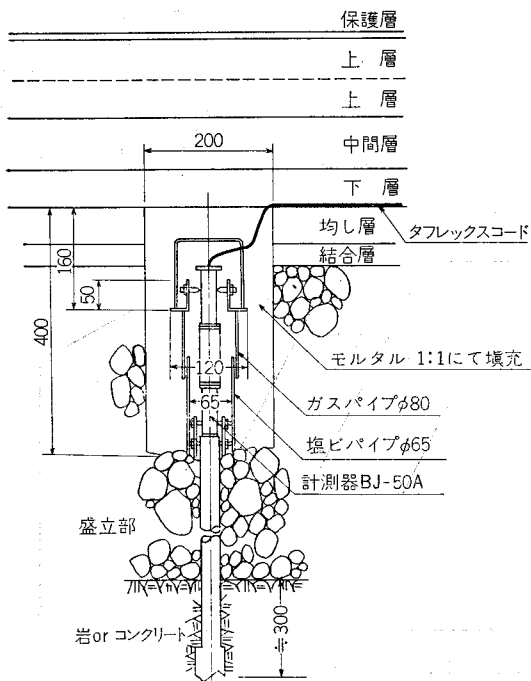


図7-3 傾斜計の構造図

水壁はロックフィルとともに圧縮され、一方カットオフコンクリートは岩着して沈下しないとすると、遮水壁の変位量が測定されることになる。

深山ダム の湛水の方法は、アスファルト遮水壁とロックフィルとのなじみを良くするため、水位を段階的に上げることとし、水位703m、721m、733m、743m、753mで水位一定期間10日以上を設けた。

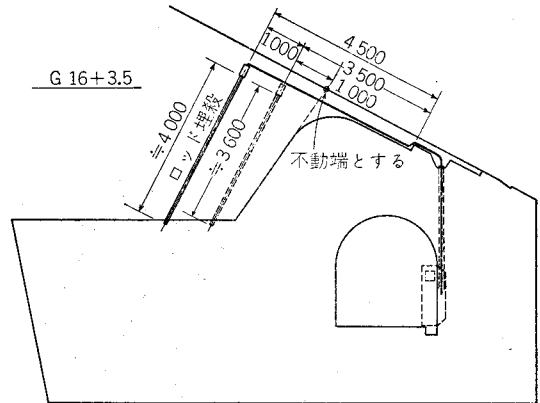


図7-5 傾斜計設置の断面図

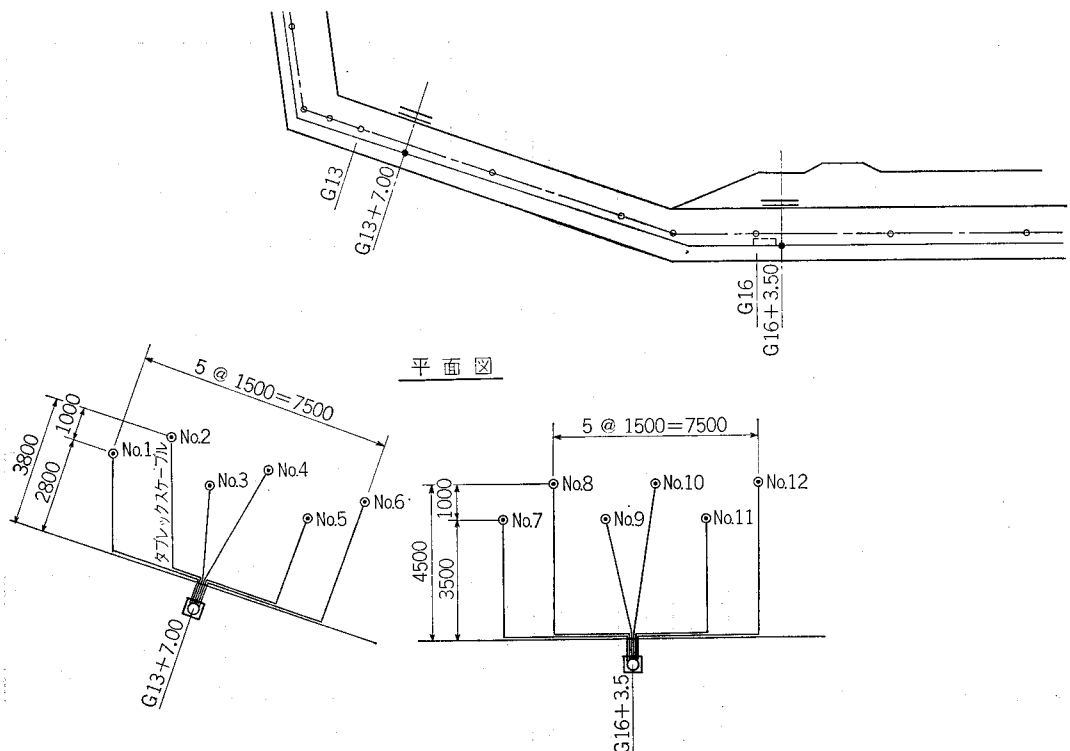


図7-4 傾斜計の取付位置図

注 なお測定器等については、深山ダムの管理施設を参照のこと

## 2. 測定の結果

測定は、昭和48年3月14日の湛水開始以後当初は毎日1回、以後なれるに従い1週間に1回の割合とした。昭和49年1月ダム水位も満水位になったため、昭和49年度からは1ヵ月1回とする予定である。

傾斜計の測定結果は、約EL 731mと約EL 743mの水

位一定期の前後で示すと図7-6のとおりである。これは変位を縮尺に従い大きく表示して、その間を直線で結んであるので示された傾斜だけ傾いているという意味ではない。全体としての傾向は、測定時の水位より下に弓なりに変形し、中央で変位は最大となるが、変位の変化割合はやはり水圧の大きい最下端が大きい。

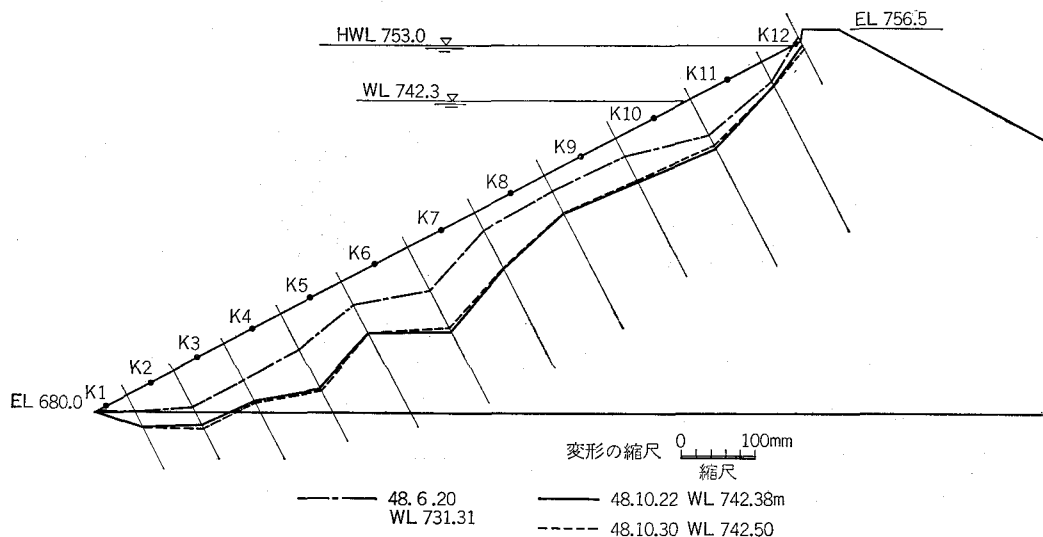


図7-6 傾斜計によるアスファルト変位量測定図

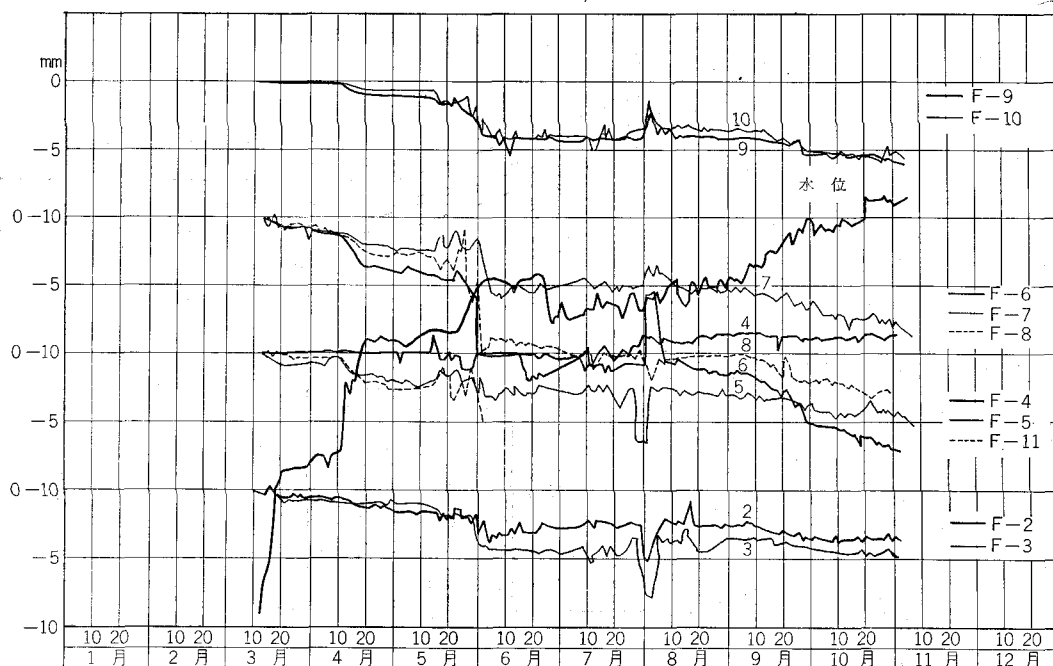


図7-7 アスファルト変位計による測定結果

そこで変位の変化割合が最も大きいと推定出来るカットオフ背面の変位を調べてみる。アスファルト変位計の測定結果は図7-7のとおりである。このうちダム水位

を一定にした時のデーターを表に整理すると表7-1のとおりとなる。水位の上昇に対して変位の増加割合をみると、721mより731mへは水位の増加以上に変位が増え

表7-1 変位計による測定結果

(G16の位置)

水 位	月 日	変 位						$\frac{kg}{cm^2}$ (水圧)P	$\Delta S_1/P$	$\Delta S_2/P$	変 化 率 %	
		内 側 $\Delta S_1mm$			外 側 $\Delta S_2mm$						$\Delta S_1/L_1$	$\Delta S_2/L_2$
		F <sub>3</sub>	F <sub>5</sub>	平均	F <sub>2</sub>	F <sub>6</sub>	平均					
721m	4/20	1.0	1.5	1.2	1.0	3.6	2.3	(3.6kg/cm <sup>2</sup> )	0.33	0.64	0.12	0.12
	5/10	1.0	2.4	1.7	1.8	4.0	2.9	36m	0.47	0.80	0.17	0.15
731m	6/ 2	4.0	2.0	3.0	2.1	10.0	6.0	(4.6)	0.65	1.30	0.30	0.30
	6/21	4.5	3.0	3.7	3.0	12.0	7.5	46m	0.80	1.63	0.37	0.37
742m	10/21	4.7	4.1	4.4	3.5	16.1	9.8	(5.7)	0.77	1.72	0.44	0.49
	11/ 2	4.9	4.3	4.6	3.5	17.1	10.3	57m	0.75	1.81	0.46	0.52

(G13の位置)

水 位	月 日	变 位						(水压) $kg/cm^2$	$\Delta S_1/P$	$\Delta S_2/P$	变 化 率 %	
		内 侧 $\Delta S_1mm$			外 侧 $\Delta S_2mm$			水 深			$S_1/L_1$	$\Delta S_2/L_2$
		F <sub>7</sub>	F <sub>9</sub>	平均	F <sub>8</sub>	F <sub>10</sub>	平均					
721	4/20	2.0	1.0	1.5	2.6	0.7	1.6	(2.7)	0.55	0.59	0.15	0.08
	5/10	2.4	1.2	1.8	2.6	0.9	1.7	57m	0.67	0.63	0.18	0.08
731	6/ 2	2.2	4.0	3.1	9.8	4.0	6.9	(3.7)	0.83	1.86	0.31	0.34
	6/21	5.5	4.2	4.3	9.3	4.0	6.6	37m	1.16	1.78	0.43	0.33
742	10/21	5.1	5.4	5.2	13.0	5.5	9.2	(4.8)	1.08	1.91	0.52	0.46
	11/ 2	8.0	6.0	7.0	13.0	5.2	9.1	48m	1.46	1.90	0.70	0.46

て、742mへその傾向がつづく。これは721mでは転圧の時の先行荷重により圧縮が完了しており、弾性的変形のみだが、721~742mでは水圧が大きくなり、弾性変形に加うるにソ性的変形が生じているためであろう。

また変位の変化率をカットオフとの不動端よりの距離Lに対しての率 $\Delta S/L$ で示すと表7-1の右端のようになる。不動端をどこに取るかが問題であるが、図7-5より $L_1=1m$ 、 $L_2=2m$ ととってみた。その変化率は内側も外側もほぼ同じになる(特にG16)。従って想定した不動端よりほぼ一定の傾向でたわんでいるといえよう。次にこの変化率を傾斜計で得られたものと比較してみよう。水位742mの時、 $K_2$ 、 $K_3$ の中央点の変位は図7-6より80mmであり $L=1560mm$ であるから $\Delta S/L \approx 0.5\%$ となる。これは表7-1の0.44~0.46%とほぼ同じとなる。水圧731mの時は $\Delta S/L \approx 0.38\%$ でこれも表7-1の0.30~0.37%とほぼ一致することがわかる。傾斜計はある点の角度の変化を求め、その点の近傍も同じ角度だけ変化したという想定のもとに変位を想定したものであって、全体としての変位の傾向を知ることには出来るが、カットオフ背面の変位を知るには、背面に埋設した変位計の方が正しい値を示しているといえよ

う。しかし両方の計器の値が一致したということは、相互にデータの信頼性が確認されたということでもあり、遮水壁全体の変位は正常であるともいえよう。

### 3. 理論計算による変位と検討

カットオフ背面のアスファルト遮水壁の変位を有限要素法を用い二次元で弾性解析した。境界条件は下端を固定とし、両側はスライドするものとし、この境界からの相対変位を算定した。

弾性係数、ポアソン比は表7-2のとおりとした。

表7-2 物 理 定 数

	弾 性 係 数 (kg/cm <sup>2</sup> )	ポアソン比
ロックフィル部	3,980	0.25
アスコ部	30,000	0.45
カットオフ部	140,000	0.20

計算の結果、内側、外側の変位は各水位ごとに表7-3のとおりである。これを実測値と比較してみると表7-4のとおりである。



表7-3 計算による変位

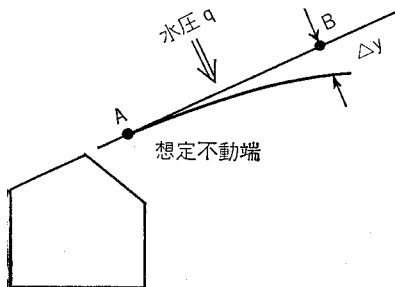
水 位	内 側 の 変 位	外 側 の 変 位
E L 753	4.3	2.8
E L 743	3.7	2.5
E L 721	2.5	1.6
E L 703	1.5	1.0

表7-4 理論値と実測値

	内 側		外 側	
	理 論 値	実 測 値	理 論 値	実 測 値
721m	1.6	1.2~1.7	2.5	2.3~2.9
742m	2.8	4.4~4.6	4.3	9.8~10.3

E L 721mでは理論値と実測値があるが、E L 742mでは実測値の方が理論値の約倍となる。これはE L 721mでは水圧 3.6kg/cm<sup>2</sup>と小さく、ロックフィルの転圧においてこの程度は先行荷重として与えられ充分圧縮されていると考えられる。従ってこの間は弾性的変形が生じ理論値とほぼあう。しかし水圧が上がるに従い先行荷重以上のものとなり、弾性的変形に加うるに、ロックフィルの圧縮（ソ性的変形）が生じたと考えられよう。

次に測定した変位からカットオフ取付部に働く応力を計算してみよう。カットオフ取付部（想定上の）を不動端とし、片持梁の変形をしているとする。現実にはロックフィルの反作用があるがA、B間は反力がなく、B点より先はB点のタワミ角で連続し且つ反力はロックフィルで受けているとの仮定に基づいている。



$$\Delta y = \frac{q\ell^2}{8EI} \quad (1)$$

E: アスコンのスチフネス

I: 断面二次モーメント

ℓ: Δyまでの距離

$$I = \frac{BH^3}{12} \quad (2)$$

H: アスコンの厚さ

B: 幅（単位幅 B = 1 とする）

$$\therefore \Delta y = \frac{3q\ell^2}{2EH^3} \quad (3)$$

不動端Aに働く曲げモーメントをMとすれば

$$M = \frac{q}{2}\ell^2$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{3q\ell^2}{H^2} \quad (4) \quad \text{となる}$$

(3), (4)式より q を消去すると

$$\sigma = \frac{2EH \cdot \Delta y}{\ell^2} \quad (5) \quad \text{となる。}$$

曲げ強度の場合の E は、温度と載荷スピードによって異なる。第3章の図3-10より E を表7-5の様によみとる。又図3-15より最大強度  $\sigma_{max}$  をそれぞれ読みとる。これより(5)式から Δy の変位が生じた時の、アスコンに働く、曲げ応力 σ と、安全率  $\sigma_{max}/\sigma = S_f$  が計算出来る。いま表7-1より E L 742m の時 Δy = 0.4cm であるが E L 753m の時安全率をみて Δy = 1.0cm とする。また H はアスコンの厚さで H = 35cm とすると表7-5の結果を得る。

表7-5 変位の実測値より求めた安全率

載荷 スピード	温度	E kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_{max}$	(5)式に よる σ	$S_f = \frac{\sigma_{max}}{\sigma}$
おそい	5°C	10 <sup>3</sup>	43	7	6.1
	15°C	10 <sup>2</sup>	12	0.7	17.2
はやい	5°C	3 × 10 <sup>3</sup>	90	2.1	4.3
	15°C	3 × 10 <sup>2</sup>	30	2.1	14.3

第3章でも述べたようにアスコンは温度が高くなると、強度 ( $\sigma_{max}$ ) は下がるが、それ以上に、スチフネス E が下がるため、よりタワミ性の物質になる。そのため Δy = 1.0cm に対しての安全率は、温度の高い方がより安全となる。また載荷スピードもおそい方が強度はおとるものの、安全率は大きくなることがわかる。従ってロックフィルとのなじみが良くなるまでは、除々に湛水した方がよいといえよう。しかし、実験で用いた載荷スピードは、0.5cm/min ~ 0.05cm/min であり、一方実際のタン水のスピードは1日に1m以内という水位上昇と実験に用いた載荷スピードより、はるかにおそいものである。これらより現実の安全度は、この計算より又はるかに安全であるということもいえよう。

最後に第3章でのアスコンの試験にタワミ性試験がある。これは直径30cmの円盤の中央に3cm変形されて漏水およびクラックがないかをみるものである（図3-6）。これの変位の変化率は3cm/15cm = 20%である。一方現実には生じた変化率は1%以下であるため、若干ロックフィルの反力に問題があろうとも十分安全であることがいえよう。

## 第8章 あとがき

前章までで表面アスファルト舗装型ダムを中心となるべき、アスファルト遮水壁の設計と施工について述べた。ここではそれ以外の問題を2, 3指適したい。

第1に、当然のことながらアスファルト遮水壁のみが、本タイプのダムの技術ではないことである。このタイプのダムを成功させるには、遮水壁を施工する基盤となる堤体の盛立て、遮水壁が接続する止水壁とその中に設ける監査廊等に特別の配慮をせねばならない。これらは本特集号の他の報文で報告されることとなる。

第2に、深山ダムには他のダムに例をみないほど各種の計器を埋設した。これはこのタイプのダムの例がわが国に少ないこと、堤高においてこのタイプのダムでは最高であるためである。これ等の計器の観測は、また農業土木試験場造構第1研究室の指導と協力のもとに事業所において鋭意進めつつある。本報文においては、その一部のデータを利用したが、今後データがそろい次第解析検討し、ダム技術の進歩に役立てるべきであると思う。

第3に、本タイプのダムは主としてヨーロッパで発達したものである。ヨーロッパとわが国との自然の差は地震の有無である。従って地震時におけるアスファルト遮水壁を含めた堤体の挙動と安全性については、研究すべき余地が多いと考えられる。その意味でも、静的動的挙動を観測することとしている。

最後に本文をまとめるもとは、設計、施工の期間を通じ数多くの人々の努力があった。すなわち設計にあっては、農林省構造改善局小林係長、農林省渡良瀬川沿岸農水の萩原係長、利根川調査事務所の室橋技官、関東農政局鈴木係長、西係長、現場にあっては農林省構造改善局好光専門官、静岡農水の前田技官、関東農政局門川技官、材料試験等で御協力をいただいた農業土木試験場の仲野室長、山下技官、田中技官、ダム委員会として御指導いただいた京大教授沢田委員長、中島保治委員およびその他のメンバーの方々、施工にあたり大成建設中村武夫氏および深山作業所、技術研究所の方々等の努力である。ここに厚く謝意を表する次第である。

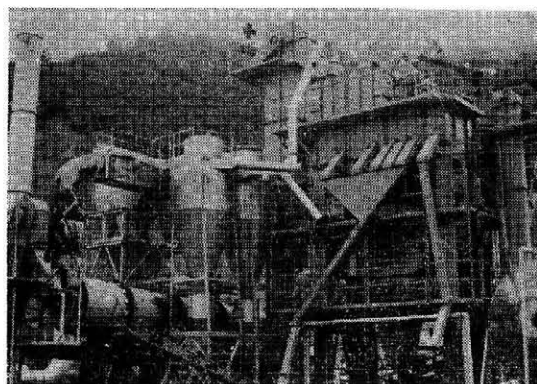


写真-1 アスファルトプラント合材生産量  
60t/hの能力を持つ



写真-3 合材用振動ローラ ボマーグ (0.9t)



写真-2 トランシジョン用振動ローラ  
A・B・G (10.5t)

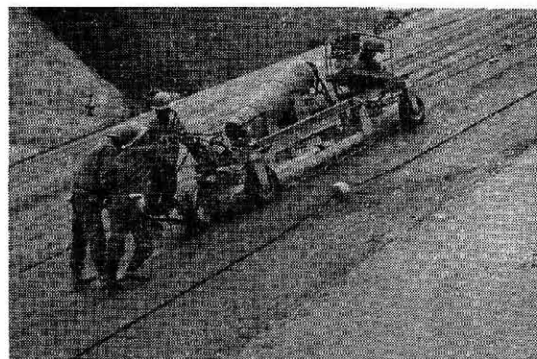


写真-4 ジョイントヒータ

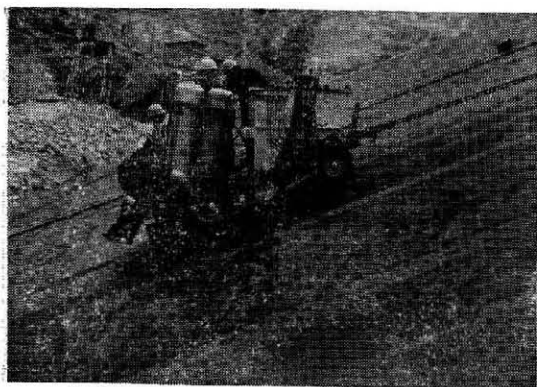


写真-5 スギーザー



写真-9 バインダー層施工 人力による敷き拡げ



写真-6 A.B.G (10.5t) による法面転圧



写真-10 レベリング層施工 フィニッシャーによる敷き拡げ

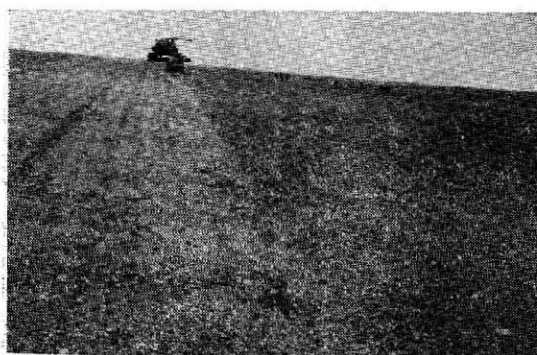


写真-7 A.B.G (10.5t) による法面転圧

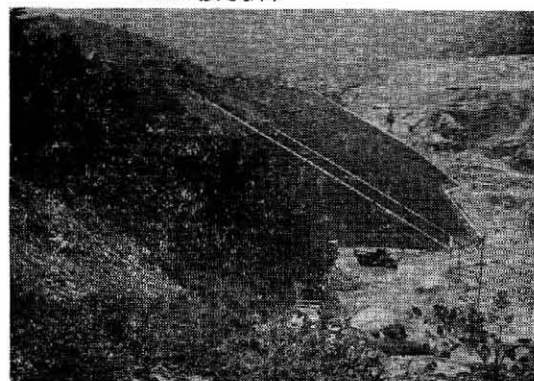


写真-11 下層密粒層施工の状況の遠景



写真-8 乳剤散布

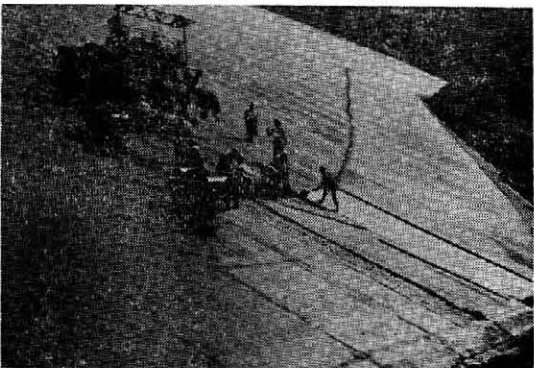


写真-12 補強層施工の状況

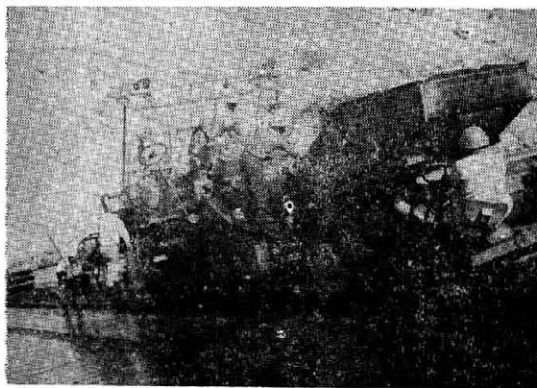


写真-13 ダンパーからフィニッシャーへの  
合材の補給



写真-14 上層密粒層転圧の状況左が三次転圧  
上が初期転圧下が二次転圧



写真-15 舗設圧の測定



写真-16 敷き揚げ温度の測定

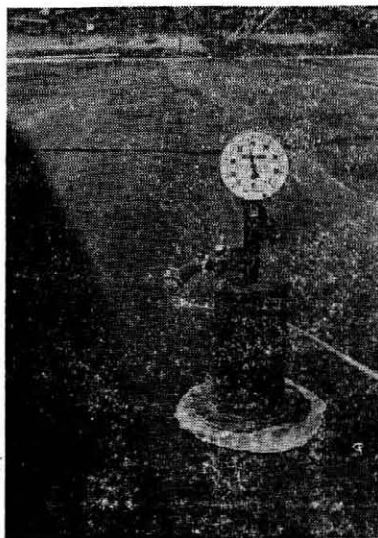


写真-17 空気テストによる透水度の検査

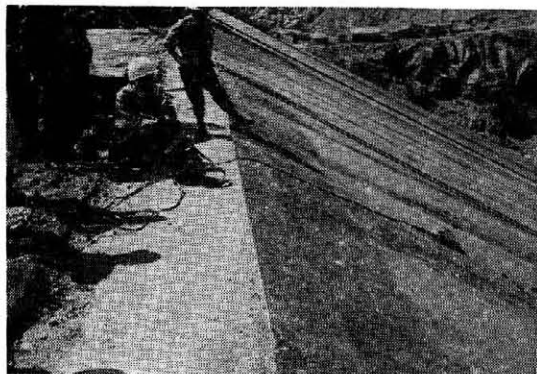


写真-18 ラジオアイソトープによる密度測定



写真-19 開粒アスコンを密粒アスコンでお  
きかえた周辺密粒層の状況





写真-20  
左岸カットオフ  
との取付部施工  
の状況

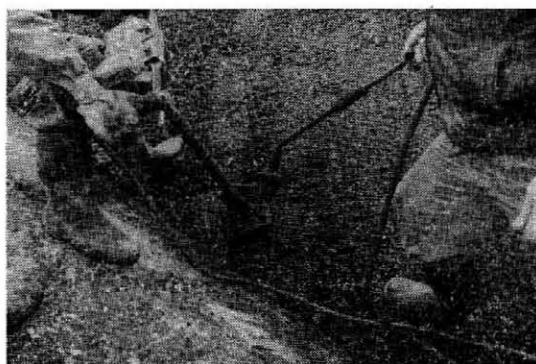


写真-23 カットオフ取付部の施工レベリング層



写真-21  
カットオフ取付  
部の施工状況

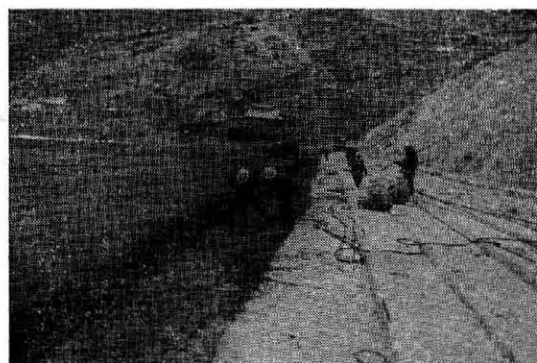


写真-24 カットオフ取付部の施工密粒アスコン



写真-25 ドレーンホール碎石の敷き拡げの状況



写真-22  
天端付近施工の  
状況

# 会

# 告

## 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
"	長 高連	構造改善局技術課長
"	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
"	作間 虎二	日本農業土木コンサルタンツ理事長
"	桜井 志郎	
"	佐々木四郎	水資源開発公団理事
"	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	明治大学教授
"	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

参 与	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
"	菅野 直之	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	岩手県農地開発課長
"	小林 俊昭	宮城県耕地課長
"	藤平 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
"	雨宮 堯郎	埼玉県農業水利課長
"	宮地 寛	千葉県耕地第一課長
"	仲田 真己	東京都農地課長
"	飯塚 晴信	神奈川農地整備課長
"	栗袋 茂雄	山梨県耕地課長
"	下村 達男	長野県耕地第一課長
"	山崎弘二朗	静岡県農地企画課長
"	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 譲	愛知県耕地課長
"	鈴木 頌	三重県耕地課長
"	北村 良碩	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 鉄雄	香川県土地改良課長
"	松垣潤一郎	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

参 与	近藤 阪衛	熊本県耕地第一課長	東 京	大豊建設株式会社	2 口
"	瀬尾 悟	宮崎県耕地課長	"	前田建設工業株式会社	"
"	森田 克美	大分県耕地課長	山 形	前田製管株式会社	1 口
"	百元 和夫	鹿児島県農地整備課長	東 京	旭コンクリート工業株式会社	"
幹 事	遠藤 紀寛	経済企画庁開発調整課主査	大 分	梅林建設株式会社	"
"	貝通丸 明	構造改善局建設部開発課係長	東 京	技研興業株式会社	"
"	柴田己千夫	構造改善局水利課課長補佐	東 京	久保田建設株式会社	"
"	城野 忠雄	" 開発課課長補佐	"	五洋建設株式会社	"
"	白滝 山二	東京農工大学助教授	大 分	㈱ 後 藤 組	"
"	谷本 和明	構造改善局防災課災害査定官	"	㈱ 佐 藤 組	"
"	中島 均	関東農政局建設部設計課設計官	愛 知	塩 谷 組	"
"	那須 丈士	水資源開発公団計画部計画課	東 京	世紀建設株式会社	"
"	原田 一夫	構造改善局計画部技術課係長	青 森	田中建設株式会社	"
"	湯浅 満之	構造改善局技術課課長補佐	東 京	㈱ 武井工業所	"
"	吉田 良和	企画調整室課長補佐	"	㈱ 田原製作所	"
"	脇阪 銃三	構造改善局建設部水利課係長	香 川	大成建設㈱高松支店	"
常任幹事	伊藤禄太郎	全国農業土木技術連盟事務局長	大 分	高山総合工業株式会社	"
"	八木 直樹	構造改善局設計課課長補佐	東 京	中央開発株式会社	"
"	内藤 克美	構造改善局建設部水利課課長補佐	岡 山	中国土木株式会社	"
"	中西 一継	構造改善局設計課農業土木専門官	香 川	㈱チェリーコンサルタント	"
編 集 員	前田 修	構造改善局水利課首席農業土木専門官	東 京	帝国ヒューム管株式会社	"
編集委員	幹事及常任幹事		"	東急建設株式会社	"
			秋 田	東邦技術株式会社	"
			東 京	東京索道株式会社	"
			栃 木	㈱東洋測量設計	"
			東 京	㈱土木測器センター	"
			茨 城	中川ヒューム管工業株式会社	"
			東 京	日本舗道株式会社	"
			"	日本海上工事株式会社	"
			"	日本国土開発株式会社	"
			"	日本プレスコンクリート工業株式会社	"
			"	日本エタニットパイプ株式会社	"
			"	日曹マスタービルダーズ株式会社	"
			"	日兼特殊工業株式会社	"
			"	パシフィックコンサルタンツ株式会社	"
			"	羽田コンクリート工業株式会社	"
			"	㈱藤増総合化学研究所	"
			東 京	㈱ 圓井製作所	"
			"	㈱ 丸島水門製作所	"
			石 川	真柄建設株式会社	"
			東 京	水資源開発公団	"
			京 都	山品建設株式会社	"
			愛 知	若鈴コンサルタンツ株式会社	"
			東 京	I N A 新土木研究所	"
			福 岡	新日本コンクリート株式会社	"
			茨 城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"
			東 京	日本技術開発株式会社	"

(五十音順)

#### 賛 助 会 員

東 京	㈱ 荏原製作所	3 口	東 京	日本舗道株式会社	"
"	㈱ 大 林 組	"	"	日本海上工事株式会社	"
"	鹿島建設株式会社	"	"	日本国土開発株式会社	"
"	㈱ 熊 谷 組	"	"	日本プレスコンクリート工業株式会社	"
"	久保田鉄工株式会社	"	"	日本エタニットパイプ株式会社	"
"	佐藤工業株式会社	"	"	日曹マスタービルダーズ株式会社	"
愛 知	㈱三祐コンサルタンツインターナショナル	"	"	日兼特殊工業株式会社	"
東 京	大成建設株式会社	"	"	パシフィックコンサルタンツ株式会社	"
"	㈱電業社機械製作所	"	"	羽田コンクリート工業株式会社	"
大 阪	㈱西島製作所	"	"	㈱藤増総合化学研究所	"
東 京	西松建設株式会社	"	東 京	㈱ 圓井製作所	"
"	(財)日本農業土木コンサルタンツ	"	"	㈱ 丸島水門製作所	"
"	㈱ 間 組	"	石 川	真柄建設株式会社	"
"	㈱ 日立製作所	"	東 京	水資源開発公団	"
"	㈱ 青 木 建 設	2 口	京 都	山品建設株式会社	"
"	株木建設株式会社	"	愛 知	若鈴コンサルタンツ株式会社	"
大 阪	㈱ 奥 村 組	"	東 京	I N A 新土木研究所	"
東 京	勝村建設株式会社	"	福 岡	新日本コンクリート株式会社	"
大 阪	㈱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	三幸建設株式会社	"	東 京	日本技術開発株式会社	"
"	住友建設株式会社	"			

68社 105口 (五十音順)

農業土木技術研究会会員数

49. 2. 4現在

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	0	0	近畿	滋賀 京都 大阪 兵庫 奈良 和歌山	72	32	0	1	105	0	0								
東	青森 森手 岩宮 秋山 山福	165	46	1	1	213	1	1			57	61	9	28	155	1	1								
		123	26	3	2	154	0	0			50	11	6	50	117	3	8								
		115	80	8	24	227	0	0			101	45	3	4	153	0	0								
		198	74	0	18	290	1	1			65	19	0	3	87	0	0								
		151	37	2	4	194	1	1	58	26	0	1	85	0	0										
北		894	308	14	51	1,267	3	3	小計		403	194	18	87	702	4	9								
関東	茨城 栃馬 群馬 埼玉 千葉 神奈 山梨 長野 静冈	119	39	0	6	164	2	2	中国・四国	鳥取 岡山 広島 山口 徳島 香川 愛媛 高知	58	7	4	0	69	0	0								
		81	32	4	4	121	1	1			39	18	6	0	63	0	0								
		62	23	0	0	85	0	0			75	95	5	3	178	0	0								
		64	18	0	16	98	0	0			38	0	0	2	40	0	0								
		123	78	0	6	207	0	0			59	0	1	0	60	0	0								
		1	229	15	280	525	46	77			36	28	0	0	64	0	0								
		49	34	0	24	107	0	0			59	46	5	5	115	2	2								
		2	11	0	2	15	0	0			33	8	5	6	52	0	0								
		127	16	5	3	151	0	0			21	0	1	1	23	0	0								
		163	30	0	2	195	0	0			小計		418	202	27	17	664	2	2						
北陸		791	510	24	343	1,668	49	80	九州	福岡 佐賀 長崎 熊本 大分 鹿児島 鹿儿岛 沖縄	93	43	13	38	187	2	2								
東海	新潟 富山 石川 福井	320	123	3	12	458	0	0			85	18	3	4	110	2	0								
		144	9	2	3	158	0	0			14	4	1	1	20	0	0								
		94	101	4	4	203	1	1			146	89	0	6	241	0	0								
		124	5	0	0	129	0	0			139	29	0	1	169	4	4								
											86	17	2	0	105	0	0								
											109	19	1	0	129	0	0								
											0	12	2	1	15	0	0								
小計		682	238	9	19	948	1	1	小計		672	231	22	51	976	6	6								
東海	岐阜 愛知 三重	79	32	4	6	121	0	0	内地計		4,062	1,912	120	676	6,770										
		77	147	1	101	326	3	3										外国				20	20		
		46	50	1	1	98	0	0																	
小計		202	229	6	108	545	3	3	合計		4,362	2,230	124	793	7,509	68	105								

編集後記

日増しに暖気を加える時節となりました。48年度も残りわずか、ここで一年間を振り返ると土地改良長期計画の策定、公共事業の抑制、世界の食糧および石油事情の悪化、商品・資材の品不足(?)と価格の高騰等が印象に残り、我々農業土木技術者には一長二短(?)にもなり、農業の必要性は認めた技術の蓄積はあるにもかかわらず実行面に苦慮された会員も多いかと察します。現状から一刻も早く正常な状態にもどることを願う次第です。

今回配布の第16号は国営総合農地開発事業那須野原地区において47年度完成し48年度春湛水開始した「深山ダム」の特集とした。このダムは電力および上水道の需要に対処するための他事業との共同事業であり、また日本で

は新しいタイプの舗装型フィルダムです。この特集では計画の策定から設計、施工面の研究開発および工事記録等の一貫した体系を各担当技術者からの苦勞の足跡報告です。会員の今後の仕事に参考になれば幸いです。

今日の技術開発には経済性が伴うが、今日のような実情での経済性の検討は大変苦慮されると思われる。これは目先の要因のみが対象でなく未来予測の要因が加わっており、この予測が現段階でよむことが困難なためと察するが、予測というものを軽視することはできない。(今日の経済、食糧等計画は細部において予測に沿っているだろうか)我々の仕事面において技術開発、工事は長年月を要して社会に役立つ日が来るため、適確な予測と工程のズレを防ぐ措置を講じて、農業の発展に寄与する必要はないだろうか。(貝通丸)

水 と 土 第 16 号

昭和49年3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  
印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

農業土木技術研究会  
TEL (436) 1960 振替口座 東京 2891  
一世印刷株式会社  
TEL (953) 4461 (代表)



# 投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること。

東京都港区新橋 5-34-3 農業土木会館内、農業土木技術研究会

2 「投稿票」

- ① 表 題
- ② 本文枚数、図枚数、表枚数、写真枚数
- ③ 氏名、勤務先、職名
- ④ 連絡先 (TEL)
- ⑤ 印刷希望数

- 3 1 回の原稿の長さは原則として図、写真、表を含め研究会原稿用紙 (300 字) 65 枚までとする。

- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い (請求次第送付)、漢字は当用漢字、仮名づかいは現代仮名づかいを使用、術語は学会編、農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字 (3 単位ごとに、を入れる) を使用のこと。

- 5 写真、図表はヨコ 7 cm × タテ 5 cm 大を 300 字分として計算し、それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し、写真、図、表は別に添付する。(原稿中に入れない)

- 6 原図の大きさは特に制限はないが、B4 判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう、はっきりしていて、まぎらわしいところは注記をされたい。  
写真は白黒を原則とする。

- 7 文字は明確に書き、とくに数式や記号などのうち、大文字と小文字、ローマ字とギリシャ文字、下ツキ、上ツキ、などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと。

たとえば

C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字

O (オー) と 0 (ゼロ)

a (エー) と  $\alpha$  (アルファ)

r (アール) と  $\gamma$  (ガンマー)

k (ケイ) と  $\kappa$  (カッパ)

w (ダブリュー) と  $\omega$  (オメガ)

x (エックス) と  $\chi$  (カイ)

l (イチ) と I (エル)

g (ジー) と q (キュー)

E (イー) と  $\varepsilon$  (イプシロン)

v (バイ) と  $\nu$  (ウブシロン)

など

- 8 分数式は 2 行ないし 3 行にとり余裕をもたせて書くこと。

数字は一マスに二つまでとすること。

- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること。

- 10 本文中に引用した文献は番号を付し、末尾に文献名、引用ページなどを記載すること。

- 11 投稿の採否、掲載順は編集委員会に一任すること。

- 12 掲載の分は稿料を呈す。

- 13 別刷は、実費を著者が負担する。