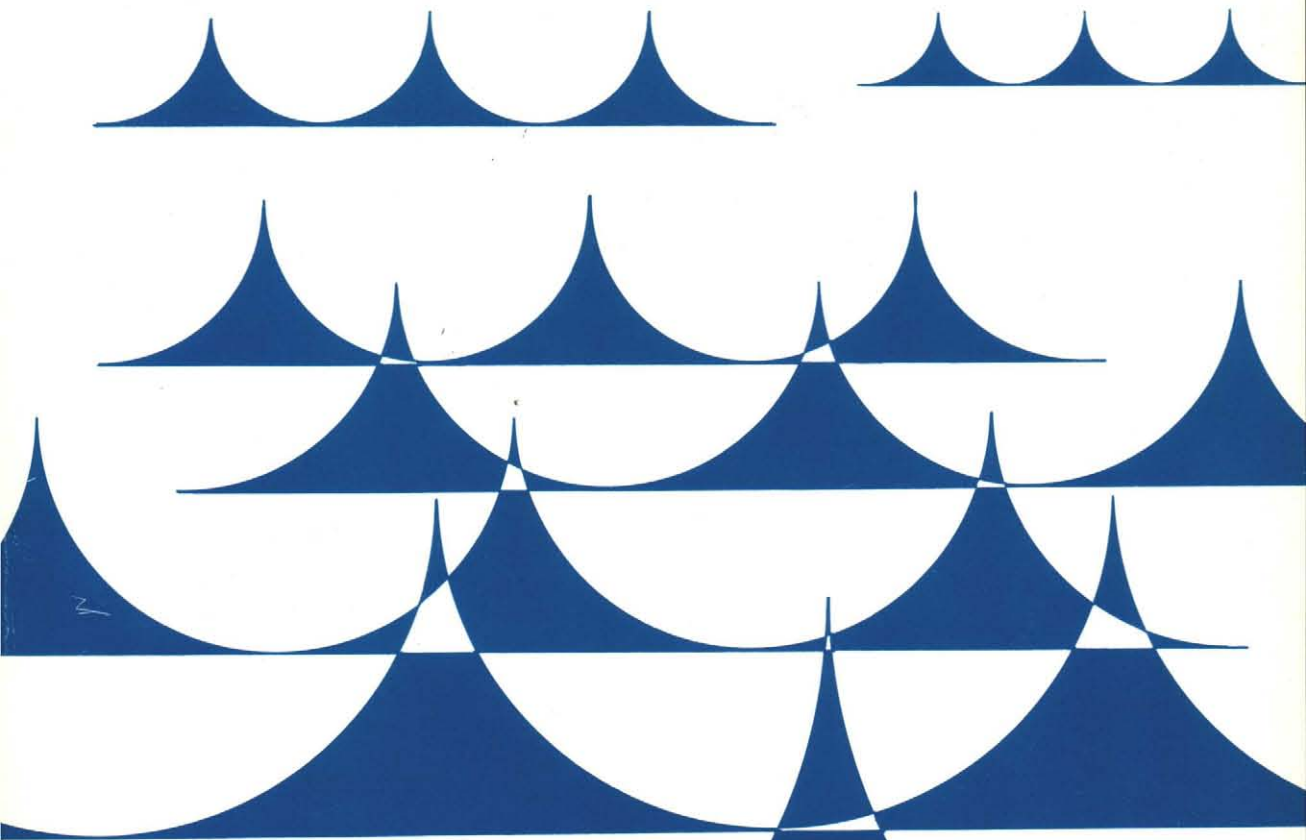


# 水と土

第 27 号



昭和51年12月号

農業土木技術研究会

# ティートンダム



完成直後のティートンダム

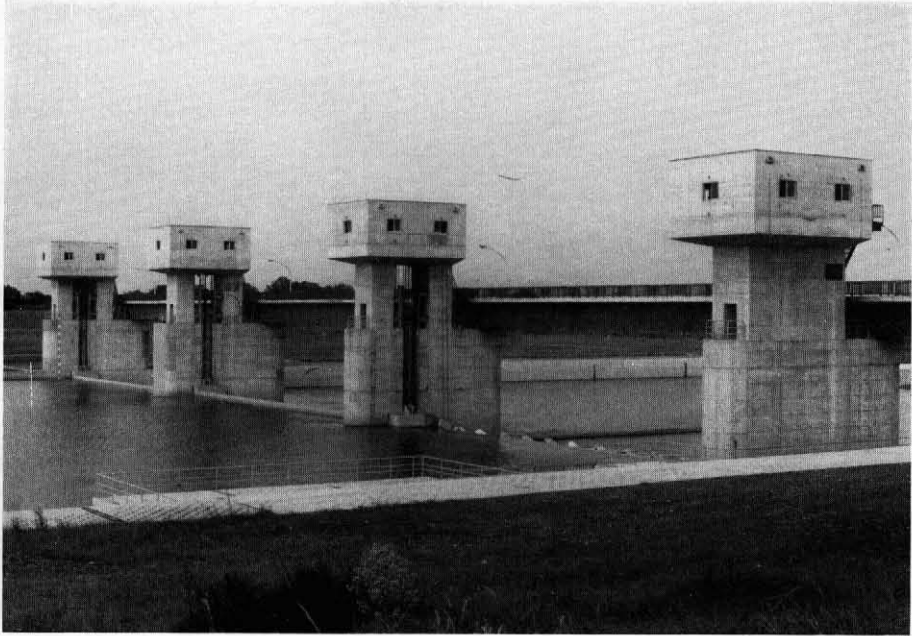


決壊後のティートンダム

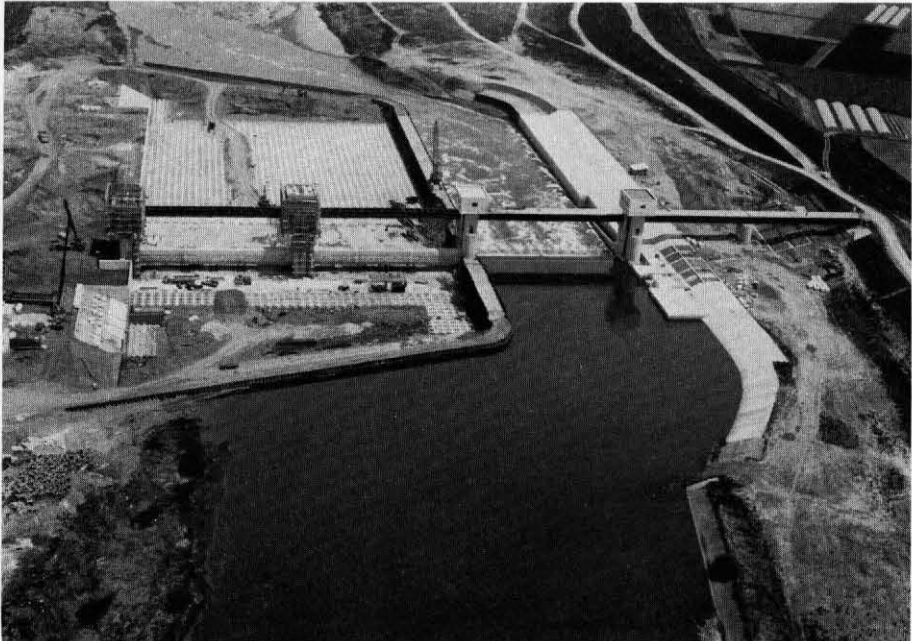
報文「ティートンダム決壊事故調査報告と決壊原因について」10頁参照

# 完成したおおら 邑楽頭首工

(渡良瀬川沿岸地区)



完成した頭首工 (上流右岸から望む)



施工中の状況 右岸側から土砂吐き (40m × 1門), 洪水吐き (40m × 2門)。

報文「邑楽頭首工の設計と施工(その1)」39頁参照

# 水 と 土

## 目 次

### グラビア

完成した邑楽頭首工（渡良瀬川沿岸地区）

### 資 料

ティートンダム決壊についての中間報告

アメリカ合衆国内務省ティートンダム決壊事故調査団……(1)

### 報 文

ティートンダム決壊事故調査報告と決壊原因についての考察

仲野良紀……(10)

急傾斜地帯のは場整備と水利用の一事例

（排水路のないは場整備と、は場内雨水の再利用）

佐藤全良……(22)

パイプラインの通水試験について

塚本 山 澗 川 本 高  
 本 田 口 沢 中 郷 橋  
 敷 保 弘 良 隆 利  
 駿 夫 身 文 雄 雄 也  
 ……(28)

邑楽頭首工の設計と施工（その1）

荒 田 国 和  
 宮 本 和 美  
 瀧 口 恒 男  
 ……(39)

中里ダムの設工について

竹 村 良 孝  
 西 尾 泰 一  
 ……(49)

幹線水路中に設けた調整池について

井 戸 隆 弥  
 嶋 田 林 森 誠  
 小 林 森 雄  
 ……(62)

### 橋梁塗装

（渡海橋の防錆塗装）

新 田 智 也……(73)

鋼構造物の塗装管理について

花 井 健 治……(81)

### 講 座

知っておくべき測量技術のポイント（その3）

——その水準測量の概説——

山 下 源 彦  
 高 橋 久 雄  
 ……(86)

会 告・編集後記

… (100)

No. 27

1976

December

## 第6回農業土木技術研究会々賞発表

本研究会では、事業の一環として優秀論文の顕彰を行っています。

今回は昭和50年度会誌（「水と土」）第21号～24号掲載分について会員の代表（名簿から任意に100名を抽出）のアンケート結果を基に編集委員会で選考した結果第6回受賞は下記のとおり正賞1篇、副賞3篇と決定いたしました。

### 正賞（賞金3万円）

八郎瀧における農地整備について（第24号）

島根県耕地課長	高野洋二
八郎瀧新農村建設事業団工務部土木課	蓬田達郎
北海道開発局農業水産部農業調査課	笹井一男
秋田県立農業短大	土崎哲男

### 副賞（賞金各1万円）

水田用水量の新算定方式（五要素法）と現地通用事例

（株）日本水工コンサルタント

中谷強

コンクリートの圧縮強度はどの程度あればよいか

（レデーミクストコンクリートの場合）

近畿農政局京都施工調査事務所施工試験室

林原稔徹

銚子ダムの余水吐と放水路について

愛媛大学農学部

桑野定美

同上

戒能治勝

愛媛県耕地課

武智利勝

## 受賞論文の紹介

### （八郎瀧における農地整備について）

わが国におけるこれまでの干拓事業は、干陸するまでの基幹施設の設計施工に重点が置かれ、干陸後の農地整備に関しては十分な配慮がされていなかった。八郎瀧干拓事業においては、近年の高効率な大規模機械化営農の要請に応えるとともに、昨今の食糧需給の動向に即応して汎用農地化を目的とした農地整備を実施した。

筆者等は、わが国で初めての本格的な干拓地における農地整備事業が、軟弱地盤における数々の困難を克服しつついかに実施されたかを詳細に紹介している。

### （水田用水量の新算定方式と現地適用事例）

わが国は比較的降水量に恵まれ、農業においても比較的自由的な水利用が行なわれてきた。しかし近年、工業の発展、生活水準の向上等により都市的水利用が増加する一方は場条件の改良等により農業部門においても水利用が増大し、農業用水と都市の用水の競合が深刻化しつつある。

筆者は農業用水に対する他種水利の攻勢に備えて、農業用水のより合理的な積算方法を確立すべきことを主張し、その1試案として土壌飽和用水、浸透量、蒸発散量等の5要素から水稻の期別必要水量を算定する方法を紹介している。

### （コンクリートの圧縮強度はどの程度あればよいか）

コンクリート圧縮強度は、通常標準供試験強度とコア供試体強度に大別され、前者は配合試験や現場の品質管理試験に、後者は実際の構造物の強度を知るために用いられる。圧縮強度はコンクリートの品質特性のなかで、最も重要なものであるが、どの程度の強度があればよいかの判定はなかなか容易ではない。

筆者等は標準供試体強度とコア供試体強度それぞれにつき、その判定基準を筆者等の調査結果に基づき提言している。

### （銚子ダムの余水吐と放水路について）

愛媛県伊予郡砥部町に建設された中心刃金型ロックファイルダムに設けられた余水吐の紹介である。同余水吐は越流ゼキが中心角60°の扇形で、越流長32mから取付放水路幅4.2mまで扇形に縮小されているなどの特色を持っている。また、放水路急流部は当初水バネ型で設計されており、小流量時の山腹落下等の問題が予測されたが、筆者等は模型実験でこれを確認した結果、岩盤索堀り急流工に変更し、さらに模型実験を行なって必要な改良を加えた。

（文責 整備課 池田 実）

## ティートンダム決壊についての中間報告

1976年7月14日

合衆国内務省ティートンダム決壊事故調査団

去る6月5日、米国アイダホ州にあるティートンダムが決壊し、甚大な被害をもたらしたことは記憶に新しい。米政府は、事態を重くみて連邦機関の代表からなる調査団を直ちに結成し、早急に報告書の提出を同調査団に要請した。

本資料は、同調査団の7月14日提出の中間報告書を翻訳したものである。9月初め、日本政府派遣の調査団（岡本舜三団長）の一人として現地へ赴いた、農業土木試験場の仲野良紀室長の報告（本号掲載）と併せてご一読頂きたい。

編集 部

### 序

1976年6月8日、内務省次官は、各連邦機関の代表からなるティートンダム決壊事故調査団を組織した。同次官は、調査団に対し、1976年6月5日のティートンダム決壊の原因を究明し、調査により確信が得られれば、このような決壊事故が再び起きることを防ぐための勧告を提出することを命じ、7月12日までに中間報告、7月30日までに最終報告、この2つの報告を提出することを要請した。

この要請に応じ調査団は、同次官に対しティートンダム決壊に関するこの中間報告書を提出する。

この報告書は以下の5部から成る。

#### 第1部 ティートンダム決壊事故調査団の今後の活動についての勧告

#### 第2部 決壊の経緯

#### 第3部 地質・設計・施工・貯水経過等に関する概説

#### 第4部 考えられる決壊の原因

#### 第5部 行方べき調査

この報告書を準備するにあたって、調査団は、ダムサイトを訪れるとともに、ダムサイトの地質、ダムの設計施工および貯水池の湛水等についての利用しうる技術データ・記録・報告書をひとつおき検討した。さらに調査団はダム決壊の目撃者の談話を集め、決壊に関連する歴大な枚数の写真を再検討した。調査団の一行は現地の地質と決壊後の状況を調査した。

この報告書は、現時点までに検討された情報に基づいている。現在までに得られた情報ではダム決壊の原因に結論を下すには不十分である。さらに作業を行ってはいじめて、調査団として確信のもてる結論に達することができる。それゆえ、第1部では我々調査団の将来の活動に関する勧告について述べる。

### 第1部 ティートンダム決壊事故調査団の今後の活動についての勧告

確実な結論を出す前に、諸条件についての（現地および事務所における）追加調査の必要性にかんがみ、調査団は、以下を内務省次官に対して勧告する。

1. 最終報告書に必要な情報の収集に十分な期間、ここでいう活動とは、
  - (a) ティートンダムの計画、設計および施工のために用意された記録と報告を調査団のメンバーまたは代表者が
  - (b) 勧告された調査された調査結果を評価すること。
2. ここに示した調査ならびに報告書等に関する主導権、命令権を調査団に認可すること。
3. 省庁の各機関において実施したすべての調査の記録及び報告書、または決壊原因調査の結果、省庁が入手したすべての調査記録および報告書を調査団に提出すること。さらに、特に調査団が要求しなくとも、ダム決壊原因の決定に有用と考えられるデータや情報を提出するように開拓局に命じること。
4. 結論に必要な調査や評価が完了するまで、最終報告書の提出が遅延することを許可すること。最終報告書を準備するために継続的努力が払われていることを示す調査団の活動に関する定期報告書を受理すること。

### 第2部 決壊の経緯

（決壊前の状態）1976年6月5日以前には、ダムの上下流面において、いかなる浸透状態も見受けられなかった。1975年10月3日湛水が開始され、湛水期間中の監視は、堤防、付属構造物及び取付け部の毎日の検査、並び

に地下水観測井の毎週の観測からなる。1976年6月3日、ダム下流に2カ所小さな湧水地が出来た。これらの湧水地は、余水吐静水池より600~900フィート(183m~275m)下流の右岸取付け側で河川位よりわずかに高い位置にあった。これらの湧水は澄んだ水で、各々毎分約40~60ガロン(152l~228l)の湧出量であった。

1976年6月4日、ダム法尻から下流約150フィート(46m)の地点の右岸取付けに他の小湧水が発見された。湧水は澄んだ水で、毎分・20ガロン(76l/min)であった。

ダムの取付けと下流面は、当日、一日中、暗くなって見えなくなる午後9時まで検査された。検査員の誰もが、堤体のどの部分にも浸透現象はなかったと報告している。

(1976年6月5日の決壊)

以下に決壊の経緯を述べるが、その時間と場所については目撃者の報告の相違のため、おおよそのものでしかない。

最初、現場に係員が来たのは、午前7時頃であり、新しい浸透水の観測は、7時30分から8時まで行われた。

この浸透水はダム法尻の近くで堤体取付け接合部の上の標高約5045地点(1,538m)の右岸取付け岩から出て

きており濁水であった。流量は毎秒20~30立方フィート(0.57m<sup>3</sup>/s~0.85m<sup>3</sup>/s)であった。(1立方フィート=449ガロン)工事監督は即座にこのことを知らされ、現場に到着した。この湧水地点の検査は午前9時頃に実施された。この時間には湧水量は毎秒40~50立方フィート(1.13m<sup>3</sup>/s~1.42m<sup>3</sup>/s)に増加しており、わずかに濁っていた。また同じ9時には標高約5200地点1,568mで毎秒約2立方フィート(0.06m<sup>3</sup>/s)の澄んだ水が、堤体取付け接合部の上で、ダムクレストより約130フィート(40メートル)下の右岸取付け岩から出てきていた。

発電施設に流水が入らないようにするため標高5045近くにブルドーザーで溝を掘る努力を始めた。この時点で工事監督者はダムの安全性が危険にさらされているとは信じなかった。

午前9時30分から10時の間に、堤体下流面、おおよそセンター測点15+00(訳者注:附図1参照)、標高5,200地点(1,568m)、右岸取付けより(15~20フィート(5~6メートル)の地点(仲野の報告の図1参照)に湿った箇所が出てきた。この湿った箇所は急速に浸透に発達し、すぐに材料を泥状とし、浸食が堤体内へ進行していった。

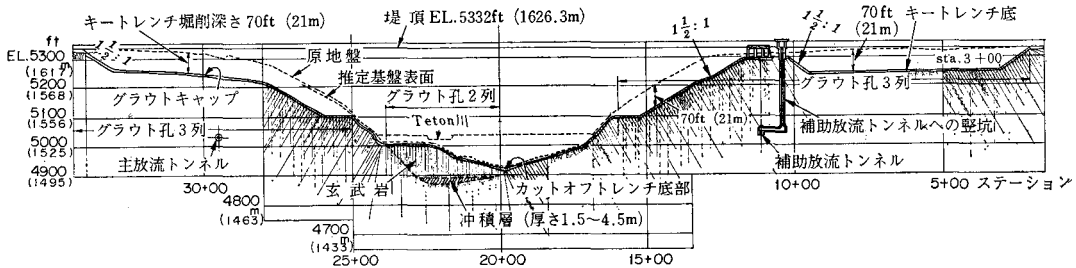


図1 ティートンダムクレスト中心線に沿っての断面図

この穴は徐々に大きくなり、その水量は継続的に増加した。午前10時30分には、2台のドーザーで大きくなりつつある穴に材料を押し込む作業を始めた。

この作業は、約30分間行なわれたが、2台のうち大きい方のドーザーが穴の中にスベリ込み始めたので、その後はこのドーザーを引き出す作業に努力が払われた。

午前11時には、貯水池の中に渦がみられた。それ以前には貯水池の水の乱れは観測されたことはなかった。

渦の位置は、おおよそセンターライン測点13+00、水面とダムの接線より10~15フィート(3~5メートル)、右湖岸より100~150フィート(30~46メートル)の地点であった(仲野の報告の図1参照)

渦は徐々に直径と深さを増していったが場所は同じ地点にとどまっていた。渦を最初に発見した直後に、2台のドーザーは、渦地点にリップラップを押し込むために移動した。

午前11時30分、堤体の下流端にあった2台のドーザー

が侵食された堤体の穴の中に落ち込んだ。この時点で、穴から流出する水量は増加し、それに合わせて堤体は、急速に侵食されていた。

ドーザーのオペレーターの1人は次のように報告した。「私は穴の中をのぞきこんだ。白い水が岩を通し北側の取付けから濁水となって、噴出していた。」

堤体内の浸透経路は、接岸部に沿って上流側に右岸取付けを経て渦地点まではほぼ一直線となっていた。

午前11時55分、堤頂部は水中に没し、午前11時57分、ダムは決壊した。

標高約5,200地点(1,568m)で堤体浸透が初めて発見されてから、浸透水がダム本体を決壊するまで、わずか2時間から2時間半しか、かからなかった。決壊時、水位は標高5301.7(1,616m)で貯水量は251千エーカーフィート(3.1×10<sup>8</sup>m<sup>3</sup>, 訳者注; 1エーカーフィート≒1,230m<sup>3</sup>)であった。ダムが決壊し、貯水池の大部分が空になるのに約5時間かかっている。

ダム本体の約40%は流亡し、発電施設および倉庫等の構造物は完全に岩の破片の下に埋まってしまった。

ワシントン、デンバー及びボアズの開拓局の役人には午前9時45分頃に連絡がついた。マジソン及びフレモント郡の保安官事務所には、午前10時43分、市民に洪水の可能性のあることを警告し、下流地域から避難するよう連絡がついた。

さらに、午前11時から11時30分の間に両郡の保安官事務所に下流地域に対する避難命令が伝えられた。

### 第3部 地質・設計・施工・貯水経過等に関する概説

#### A 地質(地域の状況)

ティートンプロジェクトは、スネーク川平野東部に位置し、その地質は流紋岩質、玄武岩質等の後期新生代の火成岩層を基礎とした広範な地殻構造的な低地である。

ティートンダムは、平野の東端近く、比較的ならかな、あるいはゆるやかな起伏をもつ、シルトでおおわれた火山台地にティートン川が切り込んだ急峻な斜面をもつ峡谷に位置している。この地域内の断層はおおまかにいて北東方向に伸びている東スネーク川平野に平行の方向と直角の方向に走っている。平野部及びその東端においては北西方向に伸びている断層が一般的であり、東端にそって伸びている断層のうちのいくつかは北西方向に伸びている山脈と峡谷とに境界を接している。

この方向に伸びているはっきりとした断層は、火山岩を切って、ダムサイトより東方に8マイル12.8km以上南西に10マイル16km以上離れた位置にあった。他のはっきりとしない断層は北北東3~4マイル(4.8~6.4km)の地域にあった。スネーク川平野およびその周辺にある北東方向に伸びている断層は、恐らく平野の陥没の際に出来たものであろう。

この方向をもつはっきりとした断層は、火山岩を切って、ダムサイトより東北東7マイル(11.2km)以上、南に10マイル(16km)以上離れた位置にある。北東方向のリニヤメントはダムサイト、貯水池周辺の航空写真および地形図から明らかである。井戸による地下データ、航空写真の解析、踏査図等に基づき、地質調査所の地方地質調査官はダム地点の両方500フィート(150メートル)離れていない地点までレクスパークの付近から約16マイル(25.6km)にわたってのびる、かくされた北東方向に伸びる断層の存在を推定していた。しかし、この推定された断層の伸びる方向をたどってティートン川の峡谷に露頭した岩には断層の跡はない。ダムサイト及びその近傍には活断層があったとは認められていない。

#### (地震)

南東アイダホは、合衆国地震危険域にある。しかしながら、地形及び地熱の状況から若年のまだ活動している

変位は見受けられるが、東スネーク平野では、地震活動レベルは非常に低い。これは1915年から1974年までの記録及び1974年後半以降の開拓局・地質調査所共同のティートンダム地域地震調査計画からも明らかである。この共同調査計画にはティートンダムの北方、東方及び南東にそれぞれ約18マイル(29km)の地点に設置された3つの地震計網による観測が含まれている。ダム決壊までの2年間の調査ではダムの18マイル(29km)内にはマグニチュード2.0 M<sub>L</sub>(リヒターの“ローカル”マグニチュード)以上の地震はなく、12マイル内での地震的記録は、すべて発破によるものと認められる。湛水中における地震活動の増加は記録されていない。地震活動がダム決壊に影響があったという証拠はどこにもない。

1976年6月5日午前11時47分の1分以内から始まって少なくとも4時間、ダムの決壊および貯水池の水の流出による地盤の振動が記録されている。

#### (ダムサイト)

ダムサイトの峡谷の壁を形成する岩は、190万年前の堅い結合した流紋岩系の火山灰流凝灰岩である。ダム軸にそって、凝灰岩の厚さは、左河岸の50フィート(15メートル)から右岸取付け部の500フィート(150m)以上まで変化する。ボーリングの掘削孔においては見られるが、表層に露出していない堆積岩及び堆積物が下部にある。

峡谷の底は凝灰岩層の上に左側峡谷内の玄武岩流の侵食残物および沖積堆積物の厚い層がある。凝灰岩と玄武岩との間には薄い旧沖積堆積物の層がはさまっている。新沖積堆積物は、厚い砂とレキの層で、その下にはそれより細粒のシルト及び粘土がある。凝灰岩の高原部の表層は風積した砂質シルトの40フィート(12m)厚の層でおおわれている。(仲野の報告の図3参照)

#### (右岸取付け部)

右岸取付け部は地質的におおむね均一で流紋岩質凝灰岩である。この凝灰岩は葉状構造(火山灰流堆積の際の累積及び圧縮の過程での成層化)並びに節理(固化過程における岩の冷却に基づく応力による破碎)の多い特徴がある。特にジョイントはこの種の地質構造から考えられるものよりはるかに顕著である。ジョイント系は高角(急傾斜)のものと低角(なだらかな、あるいは比較的平坦なもの)のもの両方からなっている。高角の節理は、多少のばらつきはあるが、一般に北西方向に卓越しており、節理の間隔は数フィートから約10フィート(3m)である。低角の節理はアバットメントの上部70~100フィート(21~30m)以外は一般に広いスペースである。この上部70~100フィートの部分は、ジョイントの間隔がずっと密になり、板状の構造となっている。広間隔の節理はキートンレチの下流よりも上流において顕著となっている。節理の一部はきつくつまっているが、他



は5インチ(13cm)も開いている。一部は方解石がつかまっており、他はシルトや碎石がつかまっている。特に決壊後の踏査により右岸取付け部の岩の中の2つの低角の不連続部が明らかになった。上部の不連続部は上記の板状の節理構造と下部の堅い岩との移行部にある。右岸取付けの直上流部に明らかに見られる下部の不連続部は部分的に碎石や方解石堆積物がつかまった開キ裂である。

葉状構造および節理の方向は、この不連続部の上部と下部で異なっている。下記の数種類のキ裂も注目に値する。

1. ダムの右端近く(ステーション4+00付近)に大きな開キ裂がキイトンレチ掘削期間中に発見された。最も大きな2つのキ裂はほぼ東西方向に走っている。それらは最大数フィートの幅をもち、キイトンレチ底より下方に100フィート(30m)以上のびていた。キ裂のいくつかには方解石がくっついており、キ裂の一部は碎石で埋まっている。(附図1及び仲野の報告の図1参照)
2. ダムとグラウトカーテン(ステーション0+40近く)の右端を丁度越えたあたりのボーリング孔505の地下55~85フィート(17~24m)に空隙が数カ所あった。その幅は6インチ(15cm)位であった。
3. 補助放流工接近シャフトの標高5270(1,606m)~5280(1,609m)地点では掘削中、1フィート(30cm)もの幅の北西方向に走っている垂直キ裂が1本あった。2インチ(5cm)もの厚さの方解石の沈澱物がキ裂の壁にくっついていた。
4. ダム軸から650~1300フィート(195m~390m)上流の峡谷壁の頂上付近の右岸取付け運搬道路には多数のレキで埋まった大キ裂が発見された。これらはほぼ垂直なキ裂で数インチから数フィート(1~2メートル)の幅があり大部分は岩の破片やシルトで埋まっている。

建設前および建設中の右岸取付けの地質図作成及び調査過程では地すべりや不安定さを示すいかなる兆しもなかった。ダムの決壊の際、約15万立方ヤード(約11.5万 $\text{m}^3$ )の岩が右岸取付け部より流失した。この取付け部の節理の多い岩の流失はアバットメント又は峡谷壁の斜面不安定によるものではなく、むしろ岩の内部貯留水の逆流による浸透力と貯水池内からの水の流出による浸食作用によるものであったことは明らかである。

#### (水位データ)

ダムが位置している峡谷部においてティートン川はルーピング流(losing stream; 水が地下に失われる流れ)である。地域の地下水コウ配は南西方向であるが、ダムサイト付近では局所的に北西方向に5~ $\frac{1}{2}$ フィート/マイル(1.0m~10m/km)の傾斜である。この地域的な地下水面の他に、貯水前には、地下水面上100フィート

(30m)又はそれ以上の地点に明らかな宙水(perched water)がある。

貯水前に得られた観測井のデータによるとこの宙水の状態は貯水域全域でなくとも大部分をふくみ東の方向に延びていたと思われる。ダムサイトでは宙水面は北方に向かって傾斜しているので左岸取付け部の地下水位は河川水位の付近か、数フィートにあり、また右岸取付け部の地下水位は河川水位の付近か、数フィート下にあった。

#### (右岸取付け部岩盤の液水性)

ボーリングコア掘削中、多量の水が岩の中に失われれており掘削液は地表に出てくることもなくボーリングは完了している。このことは掘削によって生じた切屑を受け入れ、保持するに十分な程節理やキ裂が開いていることを示している。調査ボーリングによる水損失や透水試験の結果では標高約5100(1,556m)以上の岩がそれ以下の岩よりはるかに透水性が大きいことを示している。地質専門家の柱状図では100%近いコア採取率となっているがテレビカメラの調査では同じボーリングに多くの開いた割れ目(幅0.1~0.5inch; 0.3~1.3cm)のあることが判明した。長期注水テストでは1分に165~460ガロン(625l/min~1743l/min)の率を示しておりこれは岩が高い透水性をもっていることを確実に示している。

## B 設 計

### (概 説)

ティートンダムはゾーンタイプアースダムとして設計され、クレスト標高5332(1,625m)で河床上最大高305フィート(93m)である。標高5320.0(1,621.5m)、つまり共同貯留域の最高位までの貯水量は288,250エーカーフィート( $3.6 \times 10^8 \text{m}^3$ , 約3億6千万 $\text{m}^3$ )であった。ダムの平面図、縦断面図等は資料4および5に示している(附図1及び仲野の報告の図1, 図2参照)。余水吐はゲート付きシュート構造で右岸に設けられておりクレスト標高5305(1,617m)である。低水時の放水は左岸取付け部の主放流トンネルおよび右岸取付け部の補助放流トンネルでコントロールされている。各々の最大容量は3,300cfs(92.4 $\text{m}^3/\text{sec}$ )及び850cfs(23.8 $\text{m}^3/\text{sec}$ )である。ダムセンターは左右岸取付け部の間2,000フィート(600m)は直線であるが、右岸側の残り700フィート(210m)は上流側にカーブしている。堤体の上流側斜面は、標高5185(1,580m)以上では2.5:1でそれ以下では3.5:1である。下流側スロープは標高5200以上では2:1でそれ以下では3:1である。クレストの幅は35フィート(10.5m)である。

### (堤 体)

堤体は5つのゾーンからなる。ゾーン工はセンターコアで低ソ性から非ソ性シルトからなっており最適含水比より平均1.5%乾燥側の含水比で、開拓局標準のプロク

ターの98%の平均密度で締め固められている。

この材料の透水率は年に1フィート(約30cm)である(約 $1 \times 10^{-6}$ cm/sec)。

コアの上にゾーン2がのっており(トランジションゾーン)、これは砂レキ材料であり、70%以上の平均相対密度に締め固められている。ゾーン2は、洪水原(flood plain)と両取付け部の上を通過して下流に延び、取付け部ではゾーン3の下にある。ゾーン3は、混合フィルでゾーン2と下流側表面の保護ロックフィルとの間にある。設計においてはゾーン3の工学的特性はゾーン1と同じと考えられている。

ゾーン5は堤体表部のロックフィルである。

ゾーン4は河川付替中における仮締切り堤として設けられた。

### (基礎)

カットオフトレンチはコア下部の沖積部に掘削されダムセンターラインのわずかに上流側である。カットオフトレンチは沖積部に岩盤まで深さ100フィート(30m)最小設計底幅30フィート(約9m)、サイドスロープ2:1で設置された。

このカットオフは、5100(1,568m)以上では前述の節理の多い岩の下部のグラウト可能な岩まで岩中最大深さ70フィート(約21m)のキートンレンチとして延長されている。このキートンレンチは最小設計底幅30フィート(約9m)でありサイドスロープ0.5:1である。

グラウトカーテンは資料5(訳者注;附図1参照)に示されている。

### C 施工 (工程)

ティートンダムの施工は1972年2月に開始された。主放流トンネルは1972年6月に開始された。トンネル施工中、河川水は右岸取付け部にそって施工された水路に付替された。

1972年の施工期間中、左岸取付け部の河道は整地され、必要掘削により出た堤体材がカットオフトレンチ外部の所定の個所に最大標高5100(1,556m)まで盛立てられた。また1972年には、キートンレンチおよび余水吐部の掘削が進んだ。1973年6月8日主放流工による付替えが始まった。1973年の施工期間中、河道部のカットオフトレンチおよび基礎低位部のグラウトが完了した。1973年の10月にはゾーン1材がはじめてカットオフトレンチの底部に盛立てられた。11月にはすべての築堤作業が寒さのため停止された。

1974年5月作業は再開され1974年11月の冬期の作業停止までに約標高5147(1,569m)まですべてのゾーンの盛立てが完了した。

1975年5月築堤は再開され、11月には堤頂まで完了した。1975年の施工期間には約5,000,000立方ヤード(約

382万 $m^3$ )の堤体材料がすべてのゾーンに盛立てられた。平均、月当たり700,000立方ヤード(53万 $m^3$ )のペースであった。基礎処理は1972年11月と1975年7月の間に間断的に実施された。

### (築堤管理)

築堤期間中、政府の検査官が常駐し、築堤が仕様書通りになされているかどうか、監視していた。現場および実験室における試験は施工技術者により決められた堤体の場所から採取されたサンプルで、何回も実施された。

ゾーン1材は、転圧後の層厚6インチ(約15cm)で盛られ標準タンピングローラーの12回転圧で締め固められた。締め固めは開拓局のプロクター密度試験に基づいて管理された。つまり、すべての許容築堤材の乾燥密度は、平均プロクター最大乾燥密度の98%より少くないことが必要である。プロクター最大乾燥密度に対する盛土の乾燥密度は98.2%であった。

築堤量約1,200立方ヤード(918 $m^3$ )につき1回の試験が実施された。ゾーン1の材料の平均含水比は、最適含水比の13%乾燥側であった。

ゾーン2の材料は転圧後の層厚12インチ(約30cm)で盛られ、重ローラー型トラクターの4回転圧で締め固められている。締め固めは相対密度試験に基づいて管理された。仕様書には最大締め固めを得るための十分な含水比で70%以上の相対密度を得るように規定されていた。大部分の試験結果は80%より大きかった。

ゾーン3の材料は締め固め後の層厚12インチ(30cm)で盛られ、50トンの空気タイヤローラーの6回の転圧で締め固められている。締め固めは必要な密度を得るために十分な含水比でゾーン1と同様のプロクター密度試験に基づき管理されている。

ゾーン3では、プロクター最大乾燥密度に対する盛土乾燥密度の率は97.4%であった。盛土約8,000立方ヤード(6,100 $m^3$ )につき1回の試験がゾーン3の材料について実施された。平均含水比は最適含水比の1.5%乾燥側であった。

ゾーン4は材料の性質により、ゾーン2又はゾーン3と同様に締め固められた。

ゾーン5は3フィート(約90cm)厚の岩砕からなり、運搬機械で転圧された。

ゾーン1で特定のローラーが実用的でなくかつ望ましくない場所では特別な転圧が実施された。これらの場所は急傾斜または不規則な取付け部、粗または不規則な堤体基礎またはキートンレンチの両側である。材料は最適含水比の0.5%乾燥側で盛られ特別な機械で転圧された。転圧方法は圧搾空気ランマー及び岩を積んだ23立方ヤード(約18 $m^3$ )ユークリッドエンドダンプトラックのホイールローリングによるものであった。

密度管理はゾーン1材と同様に行われた。すべての特

別の締固め試験によるとプロクター最大乾燥密度に対する盛土乾燥密度の率は97.3%であった。盛土約88立方ヤード(67.3 $\text{m}^3$ )につき1回の試験が実施された。

#### (基礎処理)

ダムの基礎処理は基本的には下記4項目からなる。(参考資料4と5(訳者注; 附図1及び仲野の報告の図1, 図2参照))

1. 標高5100(1,556m)以上の左右両岸取付け部には70フィート(約21m)深のキートンレンチ。
2. 峡谷床部および標高5100(1,556m)以下の取付け部におけるポジティブなカットオフレンチ(完成時最小底幅80フィート(24m))。
3. ダム基礎全体にわたる連続的なカーテングラウト。
4. ゾーン1下の岩表面処理

堤体基礎全体において玉石, ルーズな岩および表土等適しない材料はすべて取り除かれた。ゾーン1と岩の接触部では岩表面が高圧空気および水ジェットで洗浄された。キートンレンチやカットオフレンチの底にある開節理やクラックはクラウトパイプを設置し, スラリーコンクリートでクラックの表面を埋め, 注入出来なくなるまでグラウトして処理された。キートンレンチを取付け部の急傾斜部でゾーン1の下になるジョイントやクラックは地表面から簡単に処理できないのでスラリーで重力で埋めるかゾーン1の材料を特別に転圧して埋めた。グラウトカーテンは, 標高5100(1,568m)以下の岩盤が良好な部分を除いて3列のグラウトホールからなる。より優良な岩, つまり測点16+00から19+90および23+90から25+10までの間は単に1列のグラウトホールが使われた。

多列カーテンにおいて, 列間の間隔は10フィート(約3m)であった。中心線は3フィート $\times$ 4フィート(0.9m $\times$ 1.2m)のグラウトキャップを通して掘削された。全3線の最大孔深は, 310フィート(95m)まで深く掘削された余水吐地点をのぞき260フィート(約78m)であった。下流側孔は垂直であるが, 上流および中心線の孔は取付側に30°の角度でふってある。最初に下流側を完了し, 後に上流列, 最後に中心列の順序で行なった。カーテングラウトの他に場所によってはプランケットグラウトも実施された。全グラウト延長118,179フィート(注36,045m)に注入された全量はセメント496,515立方フィート(約1.4万 $\text{m}^3$ ) 砂82,364立方フィート(約2,300 $\text{m}^3$ ), ペントナイト132,000ポンド(約60トン)および塩化カルシウム418,000ポンド(約190トン)であった。

グラウトの記録, レポートの簡単な再検討によると作業は組織的に手ぎわよく, 現代技術に合致して実施されている。

グラウト記録は非常に広範囲にかつ完全であったと思

われる。

#### D 貯水記録

河川流は当初補助放流トンネルが完了するまで, 部分的に(第1ステージ)完了していた主放流トンネルを使い分水された。

1975年10月3日, 取水構造物およびゲート室に2次ステージのコンクリート打設をし, 放水工ゲート, ペンストックマンホール, 放水パイプ並びに他の全属工装置を設置するため補助放流工から河川水は分水された。この時点で貯水位は約標高5040(1,536m)であった。設計時の解析では5月1日以降ティートン川の平均流量は補助放流工の設計流量850cfs(24 $\text{m}^3/\text{sec}$ )を越すことになっており, 主放流工の使用が貯水速度のコントロールに必要であった。河川放水工は1976年5月1日には完工し, 使用される予定であった。1976年3月1日, 貯水池水面は標高5164.7であり補助放水工の流量は295cfs(8.3 $\text{m}^3/\text{sec}$ )であった。貯水池水面は1日約0.2フィート(約6cm)の割合で上昇していた。3月3日現場技術者は, 当初の1日1フィート(約30cm)というガイドラインの限界を越えた貯水速度を要求した。それはもし主放流工が使用出来ないなら来たる数週間には1日1フィート以上の貯水速度になると予想されたからである。3月23日の手紙によると, 技術研究所(the Engineering Research Center)は貯水速度を1日1フィート(30cm/日)から2フィート60cm/日に増加することに同意している。この決定は下記の6つの要因に基いている。

- ① 主放流工はまだ完成していない。
- ② ティートン川の流量が異常に多い。
- ③ 地下水観測井では明らかな異常上昇はない。
- ④ 築堤土工管理記録の検討によると堤体は仕様どおり盛土されている。
- ⑤ 基礎処理が不十分であることを示す証拠がない。
- ⑥ 1976年のかんがい用水に使うために貯水池に湛水したいという要望があった。

5月14日, 現場技術者は貯水池貯水速度は1日当たり2.3~3.0フィート(70cm~90cm)であったと報告しており(5月11日~5月14日), 6月20日には貯水池は満杯になると予想した。また彼は, 主放流トンネル覆工の塗装は6月10日までは完成しないであろうこと, 及びもし塗装が完了する以前に放流工からの貯水の放水が必要となれば, 追加的に必要となる掃除・排砂等について請負業者からクレームがあるだろう, と指摘していた。

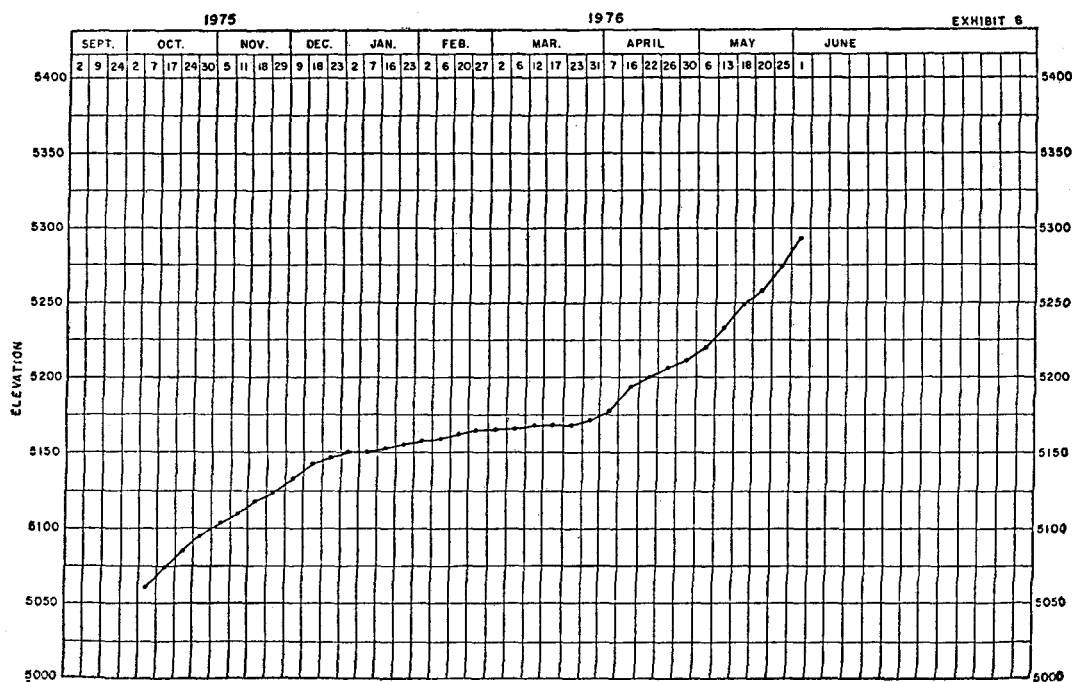
彼は作業について指示を要求していた。これに応じて, 技術研究所は, 貯水は主放流工を開けることなく続けうる, と解答した。この決定は堤体や構造物に問題がないこと並びに余水吐が使用でき, どんな洪水にも対処できる十分な容量を持っていることに基いている。

要約するとティートン川流域で温暖な日の続いた4月

13, 14, 15日においては、1日2フィート(約60cm/日)を越えた貯水速度であった。各々の日において、2.6(80cm)、3.1(90cm)、2.3フィート(70cm)である。4月16日から5月10日までは、5月4日だけ2.17フィート(約63cm)の上昇速度でこの制限を越えている。5月11日から6月5日までは、平均上昇速度1日3.0フィート(約90cm)で5月18日に最大4.3フィート(130cm)となっている。1976年5月12日からダム決壊までは、補助放流工は設計流量以上で使われていた。

1975年10月から1976年6月1日までの貯水速度は資料6に示されている。(訳者注;本翻訳においては附図2参照)

1975年10月から1976年6月1日までの貯水速度は資料6に示されている。(訳者注;本翻訳においては附図2参照)



附図2 ティートンダム貯水曲線(1975年10月7日~1976年6月1日)

#### 第4部 考えられる決壊の原因

ダムの決壊原因が内部浸食の結果であったことが調査団に明らかになった。しかし調査団としては、現地での物理的な証拠の検討並びにデータ・報告書・写真に基づき、この内部浸食の原因を決定することは、現時点では出来ない。調査団は、内部浸食及び急速な決壊に影響があったと考えられるいくつかの設計、施工上の問題点を指摘した。それは以下の通りである。

- a. 取付部の岩、特に高位部の岩の極度に節理の多い、透水性の高い性質
- b. ダムの透水性コア(ゾーン1)に使用されたシルトの工学的特性、特にこの材料が比較的にもろくかつ容易に浸食される特性。
- c. キートレンチ底幅30フィート(約9m)は、貯水圧水頭に比してせまい。
- d. ゾーン1と岩との接解部にあるクラックの完全なシーリングの困難性。このことはキートレンチの下流側にフィルターがないので特に重要である。
- e. キートレンチや取付け部の急傾斜で荒い面をもつ

側面におけるゾーン1材の十分な締固めを行うことの困難性。

- f. 余水吐構造物の下の岩盤上層部にキートレンチを設ける代りにグラウトを行ったこと。
- g. 深くかつ狭いキートレンチを設けた急峻な取付け部の形状。

調査団は、上記の諸事項が内部浸食の原因に関連がある、と信じており、この諸事項が単独で、あるいは論理的な組合せで、観察やデータと照らしあわせても矛盾のない決壊の原因となると信じている。これらの条件にもっとも合った決壊の原因について、下記に簡単に述べる。この報告に提案された調査は原因究明のためのものである。決壊に地震が影響を与えた形跡はない。

(ゾーン1の材料のクラック又は水理的破砕)

もろいゾーン1の材料の接する取付け部の急傾斜は、不等沈下によるクラックを助長する。クラックは、急速な水の浸潤経路を提供することになる。決壊時の貯水池は標高5200(1,568m)付近のクラックに約100フィート(30m)の圧力をかけていたことになる。この圧力は不飽和土壌中のクラックを拡げる。現地の地形によると

決壊部のポテンシャルが一番大きい。

この種のクラックが生ずると、浸透水は本来不透水性であるはずの土を急速に流れる。これは下流ゾーンの流失や浸食へと発展し、堤体のパイピングの原因となる。

キートンレンチの上下流のコアと接する破碎岩は、クラックの入口および小さな初期浸食の出口に表面では気付かれることなしに、容易に水の接近を許す。

異常を取付け部の形状により以前にクラックがなくとも水理的破碎は起りうる。アーチ作用がキートンレンチの中および上部に働く。アーチ作用により下部材料に全体重がかからない。極度のアーチ作用により、水圧は水平工圧より大きくなりこの場合水はキートンレンチ材中を貫通して流れる。この現象による破壊は不等沈下によるクラックと同様である。

(ゾーン1の材料と岩基礎間の境界面にそったパイピング)

浸食をうけやすいシルトからなるゾーン1の材料は破碎した岩基礎に直接接していた。キートンレンチ底の岩接点にそって浸透する水は下流側へ流出する場所があれば、ゾーン1の材料を運び出す。

貯水池水位の上昇に合った観測井戸の水位上昇から明らかのように、岩の透水性の性質により、多分ほぼ貯水圧がキートンレンチの上流端にかかっていたであろう。同時にキートンレンチ下流の水圧は全然ではないにしてもほとんど増加しなかったであろう。比較的短距離(30フィート;約9m)の間の上下流の水頭相異は完全に締固められていない材料または完全に処理されていない表面のジョイントや破碎部に沿っての浸透を助長する。

キートンレンチ下流のジョイントの多い岩は、ジョイントやクラックへの流出口が完全に閉じられていないと、キートンレンチを越えてシルトを運び出す水の経路となる可能性がある。上流側の透水性岩は、十分な量の水を供給するので、浸潤路の拡大は水がどの程度下流側に流去し得るかによって決ってしまう。この原因による破壊は非常にゆっくりと始まり、しばらくの間は明確でないが、後の段階では多分急速であろう。

設計はこの種の問題を起さないようにするため基礎岩表面のクラックの細心な処理およびそれにつづく岩表面への注意深い埋め戻し締め固めがなされていることを前提としている。現地記録によると施工技術者は、この施工面での重要性を十分知っており、綿密な作業監督がなされている。しかしながら、多くの基礎岩の作業監督がなされている。しかしながら、多くの基礎岩の、クラックおよびジョイントの処理および不規則面並びに急峻な斜面への埋め戻しをせねばならないため全部にわたって望ましい所定の処理がいきわたらず、残った経路を通じて決壊が進んだという可能性は残る。

(グラウトカーテンからの流れ)

グラウトカーテン施工の再吟味によると結果は最良である。しかしながら、基礎岩は非常に透水性に富むので、グラウトカーテンの中に間ゲキが存在していた可能性はある。これは特にキートンレンチがなく、グラウトすることがシャ水壁を作る唯一の方法である余水吐下のグラウトカーテンについて当てている(余水吐の直下の岩にはひどく節理が入っていた)。

大流量がこの種の間隙を通して流れ、グラウトカーテン下流の岩の中の節理を通りゾーン1の材料に達する可能性がある。ゾーン1の材料は岩の中の他の節理に流し込まれ、このプロセスによってゾーン1の材料が運び去られ、小さな空隙が生じる。そしてこの空隙は隣接部の崩壊で除々に大きくなる。この崩壊過程はゾーン1の上流面に達し決壊の原因となる。

(グラウトカーテンを迂回する流れ)

決壊に通ずる流れは右岸取付け部のグラウトカーテン端又はカーテン下を迂回しておこったかも知れない。

このことについては、下記の2つの可能性が考えられる。

#### ① グラウトカーテン端を迂回する流れ

観測井戸の水位上昇速度をみると、グラウトカーテン端から直上流の右岸取付け部の非常に透水性の高い岩に十分の水の供給があったことを示している。

この水は水が浸透するのに必要な方向をもった高角の節理を通り、グラウトカーテンの下流側の堤体に達したかも知れない。

この取付け部から堤体への水の流れは、結果的に上記の(グラウトカーテンからの流れ)で述べたように決壊の原因となる。

#### ② グラウトカーテン下の流れ

右岸取付け部の透水性の高い岩は、グラウトカーテン下の水流の出入口となる可能性をもっている。この流れは堤体に入り結果的に上記①に述べたように決壊に通ずる。

### 第5部 行うべき調査

決壊の原因を、明確かつ確実に決定するためには、さらに情報が必要である。

実験室と歩調を合わせた現地および事務所内での調査も必要である。

調査には当初の現地調査並びに設計の進行中に得られた現存のデータについての検討も含めるべきである。

行うべき調査の概要は資料7(訳者注:附表1)に示されている。調査計画は柔軟性に富んだものであるべきである。つまり調査のいくつかは必要がなくなるかも知れない。

資料7は必要な時間と費用の概算を示している。

(訳・上田一美、御前孝仁;監・仲野良紀)

附 表 1

考え得る決壊の原因	評価のために必要な調査	調査に要すると思われる期間	調査に要する費用 <sup>1/</sup>	調査実行者	注
1. ゾーン1材中にキレツが生じたか、または水理的破砕が生じた。	a. 堤体中の応力とヒズミの有限要素法による解析	3～6カ月	20,000～100,000ドル(600～3,000万円)	契 約	b. 調査は注水テストと、不攪乱試料のサンプリングを含む c. この方面における最高の専門家の助言により測定を行なうものとする
	b. 残存している堤体左岸部のキレツの調査	4カ月	50,000～100,000ドル(1,500～3,000万円)	開拓局 2/	
	c. 左岸アバットメントのキートレンチ中の応力測定	4カ月	25,000～50,000ドル(750～1,500万円)	開拓局 2/	
2. ゾーン1材と基礎岩盤との接触部を通ったパイピング	a. 右岸側の余水吐構造物と破壊部との間のキートレンチ中の盛土材料を注意深く取り除くこと	3カ月	50,000～100,000ドル(1,500～3,000万円)	開拓局 2/	d. データはある。開拓局が収集し提供する必要がある e. データは開拓局が提供する
	b. 掘削によって露出させた岩盤面を調べる	2aと同時に 行なう	—	レビューグループのメンバー	
	c. 岩盤表面処理とキートレンチ中の盛土を監督した人々の話を集めること	”	—	”	
	d. ゾーン2材がフィルター材として適当であったか否かを立証する(設計及び施工試験を含めて)	データ収集後1週間	—	”	
	e. 岩盤表面処理及び締め固めに關するデータ及び写真を調べる	2aと同時に 行なう	—	”	
3. グラウトカーテンを通った流れ	a. グラウチングについてのあらゆるデータを詳細に検討する	1カ月	—	レビューグループのメンバー	b. グラウチングの有効性を評価するため圧力をかけた注水テストが必要である
	b. グラウトカーテン中にテストボーリングをし、注水テストを行なう	4カ月	75,000～100,000ドル(2,250～3,000万円)	開拓局 2/	
4. グラウトカーテンを迂回した流れ	a. ラグウチングに関するあらゆるデータを詳細に再検討する	1カ月	—	レビューグループのメンバー	a. 3aと同じ b. 他の調査の進展によって、このような横坑の必要性を決定する。 d. 他の調査の進展によって、このような染料による試験の必要性を決定する。
	b. 50ft <sup>3</sup> /sec(1,400l/sec)の漏水があった法尻及び他の漏水があった標高5,200ftの地点に横坑を掘削すること	6カ月	50,000～500,000ドル(1,500～1億5,000万円)	開拓局 2/	
	c. 右岸側アバットメントの平面図に節理系を示す図を記入する	2カ月	—	開拓局	
	d. 右岸の14番の井戸に染料を注入し、その下流側にある一連の井戸でそれを観測する	3カ月	50,000～75,000ドル(1,500～2,250万円)	開拓局	

1/ レビューグループのメンバーとその補佐をする職員の費用を含んでいない

2/ 開拓局自身によって行なわれるか、または開拓局管理の契約によって行なわれる

## ティートンダム決壊事故調査報告と決壊原因についての考察

仲 野 良 紀\*

### 【内容紹介】

筆者は去る6月アメリカで発生したティートンダム決壊事故の日本政府派遣の調査団の一員として参加した。この報文の前段において、現地で見聞した客観的事実に基づいて、本誌別掲の資料「ティートンダム決壊事故に関する中間報告」の内容について補足説明を加えながら多少の裏話も混えて調査結果について報告し、後段筆者の私見として、決壊の原因についての考えを述べている。

今年(1976年)6月5日午前11時57分(現地時間)米国アイダホ州アイダホフォールズ市ニューデールの北東9.65kmにあるティートンダム(Teton Dam)が決壊し、死者11人、家屋の損害約3,000戸、被害総額3,000億円以上を生じた。

このダムは基礎岩盤からの高さ118.9m(河床からの高さ93m)、クレストの長さ930mのゾーンタイプの多目的(かんがい、洪水防御、発電、レクリエーション)アースダムであり米国開拓局の設計・施工監督によって建設されたものである。戦後開拓局の水利構造物、特にダムについての設計、施工技術から多くを学んで来た農業土木技術陣にとっては勿論のこと、一般土木のダム技術者にとってもこのダムの決壊は大変なショックであった。この事故後直ちに建設省を中心として調査団を派遣するための打診が外務省を通して行われたが、中々許可が得られず、延び延びになっていたが8月末になって漸く左岸側の「visitor's overlook(ダム見学者のための展望場所)までしか立ち入らない」という条件で許可になり、早速建設省を中心として通産省、農林省、水資源公団、電源開発、電力会社、電力中央研究所等のダム関係研究者、技術者の代表からなる調査団(団長:岡本舜三埼玉大学学長)が編成された。農林省からは、はからずも農業土木試験場でかんがい用ダムの構造について研究している筆者が参加することになった。8月29日~9月7日の非常に短期間のあわただしい調査行であったがやはり現地に直接行かなければ分らないことも多々あり、得ることも多かった。以下、構造改善局設計課で翻訳した中間報告書の内容について補足説明を加えながら多少の裏話も混じえて調査結果について報告し、最後に決壊の原因についての筆者の考えを述べさせて頂くことにする。

8月29日夕刻羽田を発ち当日夕刻ボカテロ着、翌日(8月30日)早朝から早速ダム決壊による被災地であるレックスバーグ(Rexburg)に向った。途中破壊した

家、傾いた家等があちこちに見られたがレックスバーグの町の商店街はかなりよく片付けられており、営業を始めている店もあったが改築中、修理中の家が大部分であった。レックスバーグには被災者の損害の賠償をするための事務を行う Claims office があり(この他アイダホフォールズとブラックフートにもこの種の事務所が設置された)、ここで F. E. Dimik 氏に被災の状況、賠償事務等について話を聞いたが、詳細については技術連盟紙に発表したもので省略させて頂く。損害の賠償を州でやるか米国政府でやるかでかなりもめたようであるが、結局米国政府が全額賠償することにしたそうである。これは中間報告書にもある通り第1回目の湛水時で、しかも地震も何も無い時に突然決壊したのであるから原因の詳細は不明であるにしても、設計、施工監督を行なった米国内務省開拓局に責任の大半がある事を認めざるを得なかったためと思われる。

この office に、ティートンダム現場工事事務所の Project engineer であるロビンソン氏(R. R. Robinson)が我々を迎えにきていたが、同氏から聞いたダム決壊状況は大体次のようなもので多少の違いはあるが、ほぼ中間報告に述べられている通りである。

「6月5日朝8時頃ダムの下流側に漏水が見られた。8時30分頃に標高5200フィート(1586m)及び5045フィート(1538m)の地点でそれぞれ毎秒2立方フィート(56 l/sec)及び毎秒50立方フィート(1400 l/sec)の漏水が認められた(図1, 2参照)。10時頃には標高5200フィートのアパートメントから15フィート(4.6m)離れた堤体部の漏水量は420 l/sec位になった。10時30分頃には漏水がさらに拡大し危険が感じられたので住民に対して警報を発した(Fremont 郡保安官事務所の電話記録簿では10時43分に開拓局の事務所から Teton Dam の緊急事態を知らせる電話連絡があったとされている)。漏水によって生じた孔に土砂や礫をブルドーザーで埋め戻すなど種々努力したが標高5200フィートの漏水がみるみるうちに拡大し11時57分に遂にダムは決壊し、ダム全体

\* 農業土木試験場造構部

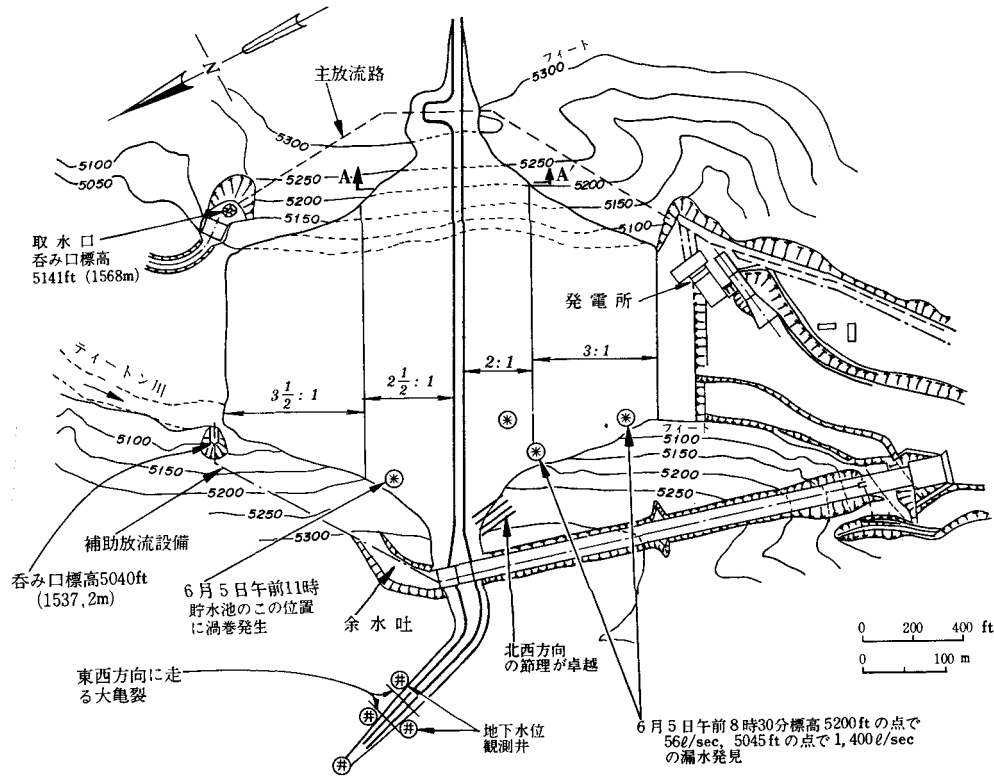
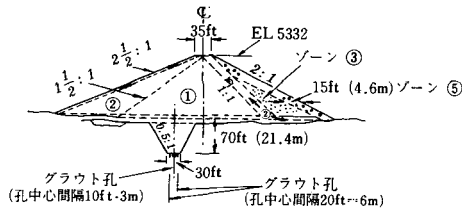


図1 ティートンダム平面図



アバットメント部堤体断面図  
(平面図に示したA-A断面)

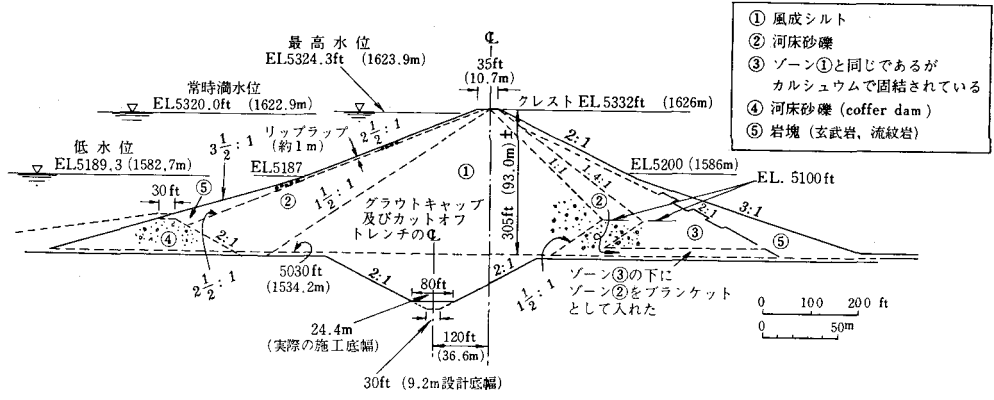


図2 ティートンダム断面図 (下の図は最大断面を示す)



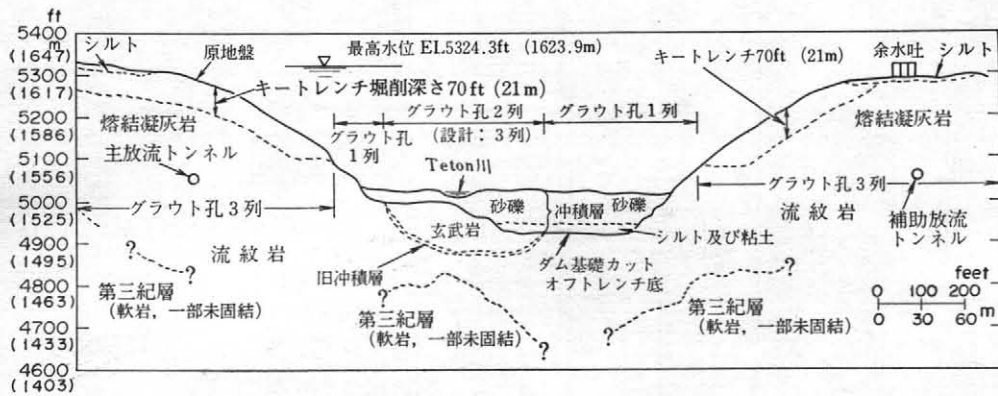


図3 ティートンダムダムサイト地質構成及びグラウト位置図

積の約40%が流出した。」

この後、Teton Damの左岸部に向った。Robison氏によるとダムサイトの地質構成は大体下記のようなものである。すなわち、図3の横断面図に示すように、深い部分に第三紀層の湖床及び河床堆積物(砂、シルト、礫で一部軟岩化している)が存在し、その上に溶結凝灰岩、

流紋岩が載っている。なお左岸側の河床部に現河床堆積物と基礎岩盤(流紋岩)の間に玄武岩が挟まれている。

このことは中間報告書に書かれている通りである。

破堤した右岸部を左岸側の Visitor's overlook から見ると非常に柱状節理が発達しているのが認められた(写真1参照)。

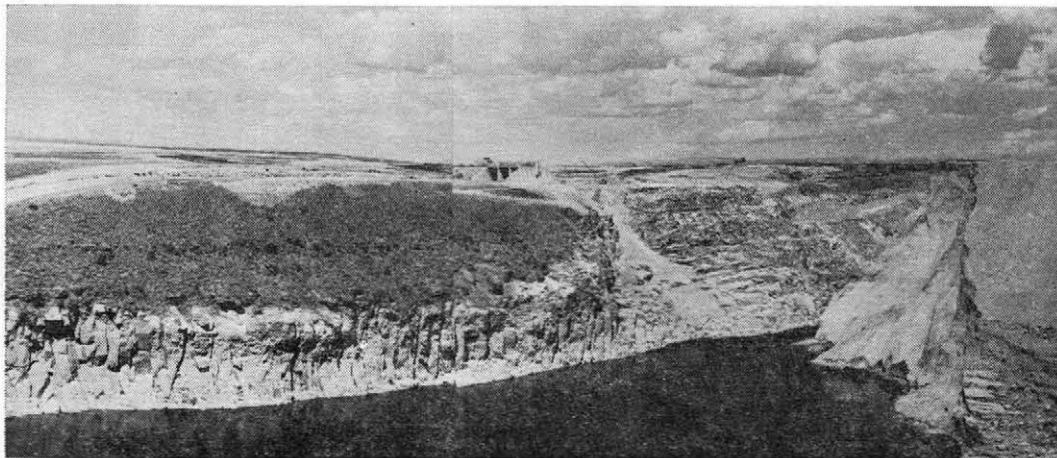


写真1 左岸側 Visitor's overlook から見た右岸側の節理の発達状況  
(右側には残った堤体部、中央部上方には余水吐ゲート部が見える)

直接破堤につながったのは前述したように標高5200フィート(1586m)からの漏水による内部浸蝕の発達によるものである。したがって特にこの部分を詳細に観察したが標高5200~5250フィート(1586~1601m)にかけては縦方向ばかりでなく水平方向にも節理が発達しており、特に岩が悪いことが分った。

前述したように日本を発つときは Visitor's overlook までしか行けないものと思ってあきらめていたがこの日の交渉で、Robison氏は9月1日に右岸側に我々を案内してくれると約束してくれ我々一同、同氏の親切に大いに感謝した。

右岸側には米国政府調査団とは別に内務長官及び、アイダホ州知事が任命した大学教授やコンサルタントで構成されている独立の調査団(an independant nine-man

panel)が調査坑を掘って原因究明中であったが、その現場責任者 R. B. Jansen氏が我々を案内してくれた。

我々が調査坑に入ることは断られたがキートレンチの側壁は露出しており岩盤のキレツの発達状態はよく観察することができた(写真2, 3参照)。それによると上部30ft(9m)位は水平方向に非常にキレツが発達しており板状構造の層(Platy zone)となっている。その下は、ブロック状(Blocky pattern)化しており、さらにその下は柱状節理(columnar joint)が発達していた。上部70ft(21m)位はテストグラウチングのとき、濃いセメントミルクでさえもティートン川の峡谷の岩壁から流れ出してしまったので、この部分をグラウチングすることはあきらめ、代りにキートレンチを掘削し、その下からグラウチングを行うことにしたという事情がよく分

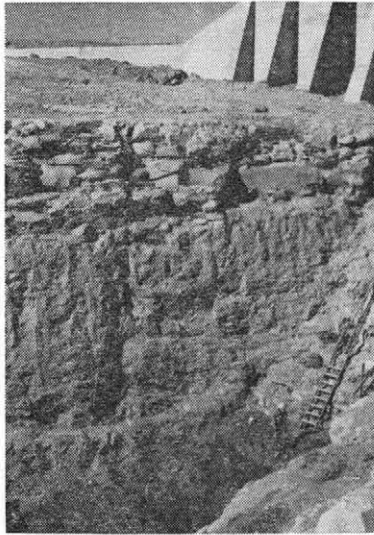


写真2 右岸キートレンチ側壁部の節理、キレツの状況（右上方に見えるのは余水吐擁壁のバットレス）



写真3 右岸側表層部付近の溶結凝灰岩の板状節理

かった。

ただし流紋岩のブロックはかなり硬く、単純圧縮強度で  $500\text{kg}/\text{cm}^2$  位あるのではないかと思われたが、後に開拓局で開いたところではサンプルテストの平均で  $420\text{kg}/\text{cm}^2$  とのことであった。

この後ダム左岸部にある現場事務所では Robison 氏とグラウチングの専門家である Aberle 氏にグラウチングのやり方、注入実績について話を聞いた。これは今回の決壊の原因がグラウチングに何らかの関係があるのではないかと考える人が我々調査団員の中に多く、質問がこの問題に集中したからである。我々の質問には何ら隠すようなこともなく、驚く程フランクに話してくれた。この問題は重要であるので、中間報告書の内容と多少重複するところもあるが彼の話しした内容をできるだけ詳しく紹介しておきたい。

「カーテングラウチングは中間挿法（Split spacing-

method）で行った。そのパターンは図4に示す通りである。すなわちキートレンチの部分は下流側、中央、上流側の3列を行い下流側は鉛直に、また上流側と中央列では鉛直に対して約  $30^\circ$  傾斜させてボーリングし、1ステージ（深さ30mまでは  $20\text{ft}=6\text{m}$ 、それより深部では  $30\text{ft}=9\text{m}$ ）毎にバッカーをセットしてグラウチングした。グラウトはまず下流側を行い次いで上流側を行って、セメントミルクの上下流側への過度の流出を制限できるようにしてから最後に中央列を行った。中央列の注入は注入箇所より  $80\text{ft}=24\text{m}$  の範囲内の、上下流側の注入が完了後行われた。また、グラウト孔配置のパターンと1~4次孔の深さは図4に示す通りであるがA(3列)中央列配置に例示したように、もしある深さ…米印の点…でボーリング孔1フィートあたりセメント1袋=  $42.6\text{kg}$  以上入れれば、その両側にその点よりも深くボーリングしてグラウチングすることになっているのでこの設計のパターンより実際は多く行われている。

グラウト注入圧力は深さに比例して上昇させた。すなわちバッカーをセットした点の鉛直深さを  $L^{\text{ft}}=D^{\text{m}}$  とすると、

$$\left(10 + \frac{3}{4}L\right) p.s.i. = 0.7(1 + 0.25D) \text{ kg}/\text{cm}^2 \quad (1)$$

である。

グラウト注入の要否は、各ステージ毎に上記のグラウト圧と同じ圧力で注水テストを行って判定し、注水量が  $2^{\text{ft}^3}/5\text{min}=56^{\text{l}}/5\text{min}$  以下ならグラウト不要、これ以上ならばグラウト必要と判断した（この判断基準をルジオン値に換算すると約20メートルより浅いところでは5ルジオン以上となり日本の基準より甘いことになる）。

また注入開始時のセメントミルクの配合は、5分間の透水量が  $30^{\text{ft}^3}$  ( $850^{\text{l}}$ ) 以上の部分では W(水) : C(セメント) = 3 : 1 (ただし中央列では 5 : 1),  $30 \sim 20^{\text{ft}^3}$  ( $850^{\text{l}} \sim 560^{\text{l}}$ ) の部分では W : C = 4 : 1 (中央列では 6 : 1),  $20^{\text{ft}^3}$  以下の部分では W : C = 5 : 1 (中央列では 8 : 1) とした。

もちろん注入の進行に応じて配合が切換えられ、W : C = 0.8 : 1 までの配合が用いられた。また注入量の多いところでは、砂も注入し、W : C : S(砂) = 1 : 1 : 1.2 ないし 1 : 1 : 1.6 の配合が用いられた（この場合セメント重量の2%のベントナイトを混入した）。また注入量が20tonを越えると無駄な注入となることが事前の調査で明らかにされていたので、オープクラックがあってグラウト注入量が過大となる場合は、グラウトの流出を防ぐため凝結促進剤として塩化カルシウム ( $\text{CaCl}_2$ ) を混合した。

凝結時間が12~16分程度になるようその割合を調節したが混合水温が  $23 \sim 27^\circ\text{C}$  のとき、セメント重量の2~3%、 $1.7^\circ \sim 4.4^\circ\text{C}$  のとき6.5%とした。季節によって水

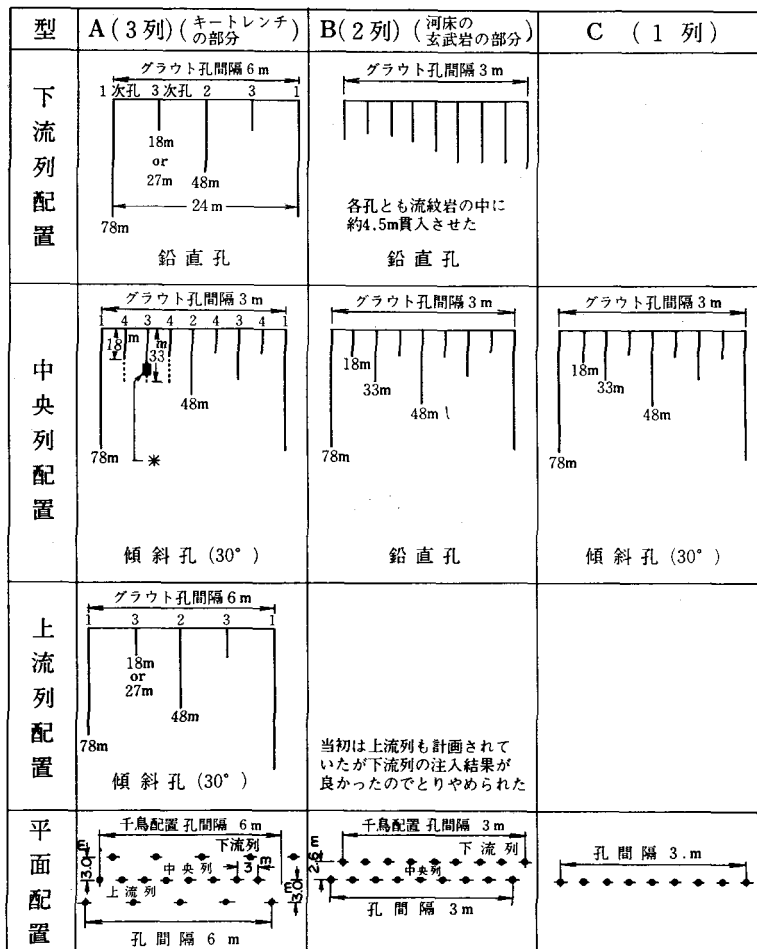


図4 カーテングラウチング注入孔配置図

温が変わるので混合割合を決めるのに苦労した。またこのように注水量が大量になる場合は断続注入とした。すなわち約20tonのセメントまたはセメントと砂を注入した後は水洗いを行い4時間後注入を再開した。

なおグラウト注水量が下記の値以下となればグラウトを終了させた。すなわち各ステージ毎に注入圧力が0~3.5kg/cm<sup>2</sup>では、10分間のセメントミルク注水量が1<sup>1/3</sup> = 28l以下となった時、注入圧3.5~7.0kg/cm<sup>2</sup>では7.5分間のセメントミルク注水量が28l以下となったとき、注入圧7.0kg/cm<sup>2</sup>では5分間のセメントミルク注水量が28l以下となったときである。

(後にデンパーの開拓局でもらった資料によれば、カーテングラウトのための総ボーリング孔長は、28,578m、平均単位注水量はセメント455kg/m、砂49kg/mすなわち両者こみで504kg/m、ブランケットグラウトや放水路などから行ったグラウトも含めるとグラウト孔総延長36,050m、単位注水量670kg/mであった)

「キートレンチとカットオフレンチの底部のオープンジョイント、クラックに対しては、エアウォータージ

ェットまたはウォータージェットで清掃した後クラックにグラウトパイプを挿入し、表面の亀裂はコーキングしてふさぎ、必要があれば削孔も行ってグラウトしたが、殆ど無圧で注入が行われた。

以上のような話の後このダム観測計器について質問したところ「間隙水圧計、土圧計、相対変位計などは埋設されておらず、表面沈下計と観測井を設置しただけである。間隙水圧計は1960年代の初めまでは、埋設していたが多くのダムの観測結果から、間隙水圧の値については大体予測できるようになったので現在では不必要と考えられている。

今年3月以降の貯水位と右岸側観測井中の水位との関係は図5に示すようなもので、カーテングラウチング下流の観測井中の水位は、ダム決壊の直前急速に上昇している」ということだった。

また「貯水位の上昇中、ドレインに相当するゾーン中を浸透してくる水の量やその濁り具合を観測しなかったのか。日本ではそうするのが普通だが……」という筆者の質問には、

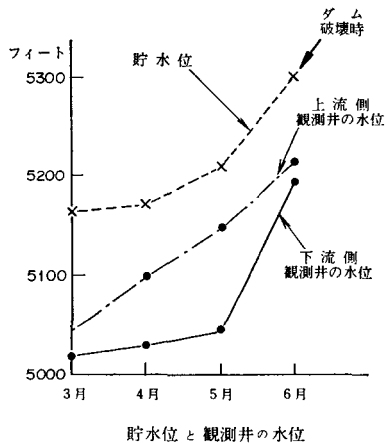


図5 貯水位と観測井の水位

「アメリカではダムが完成し貯水が完了してから観測施設を設けて観測するのが普通である。しかし日本のやり方の方が良いと思う」という答えだった。

この日は上述のような話の他に現場事務所でダム決壊直前のパイピングの発達状況を写したカラースライドや12時半から17時までのダム破堤部からの流出状況を写した8ミリフィルムも見せてもらったが、崩れ落ちる水の壁が右岸側のアパートメントに衝突し、これをえぐり取って渦を巻いて下流に流れ去る有様はまことにもの凄く筆舌に尽し難いものであった。

このとき右岸側のアパートメントの岩は15万~40万 $m^3$ 位(厚さにして25~30m位)えぐり取られたそうである。これは単に衝突した水のエネルギーによるばかりでなく、貯水時に地山中に一旦浸透した水が峡谷の岩壁に向って逆流して噴流となって亀裂の多い岩を押し流したためもあったようである。岩壁から水が噴き出す状況は8ミリフィルムでよく見ることができた。

この日の夕刻アイダホフォールズを立ってソールトレークンティー経由でコロラド州デンバーに飛び、翌朝(9月2日)、内務省開拓局のEngineering and Research Centerを訪ねた。

今回の訪問はかなり強引に一方的に頼み込んだものであるから冷たくあしらわれるかと思つたらさにあらず、まことに親切で「ティートンダムに関する資料は何でも提供するから遠慮なくいって、ただし資料はこの部屋一杯分位あるから必要なものだけ言ってもらいたい」と言い地質、土質、グラウト関係の資料を提供してくれた。

開拓局の設立の趣旨、現在行っている仕事などについて全般的説明を受けた後、早速地質、土質、グラウチングなどについて話を聞いた。

地質についてのR. J. Farina氏の説明は大体次のようなものであった。

すなわち「ティートンダムについての地質調査は1961年~1970年の約10年間にわたって行なわれた。調査のためボーリングを100孔、総延長で約16,700 $ft$ =5,094m掘り、注水テストやテストグラウトも行なった。

(ダムサイトの地質構成やクラック、ジョイントの卓越方向についても説明があったが前述した通りなので省略する)

凝灰岩や流紋岩中にはオープンクラックが非常に多くクラックの目の開きは1~5cm位のものはざらで、10~15cmに達するものも多数あった。中には、大きな空洞もあった。特に右岸側の観測井(前掲の図1参照)の付近には6 $ft$ =1.8mもある人間の入れるような大オープンクラックがあった。これ程、亀裂の多いダムサイトはこれまで経験したことがなく、このような大きなクラックが何故できたかは大いに議論のあるところである。流紋岩の溶岩流が冷却して固結する際のガスの噴気孔、すなわちfumaroleだという考えもあるが(前述のRobison氏はそのように我々に説明した)、もしそうなら孔の周辺の鉱物は変質している筈である。実際には変質していないので今のところ次のように考えている。すなわち、図3に示すようにこのダムサイトの深部には凹凸の激しい新第三紀層があるが、この上に100m近い溶岩が乗ったため、これが差別的圧密(differential compaction)を生じ、そのため溶岩の冷却時に出来た節理がさらに大きく開いたのではないかと。

このことについて近日中に米国地質調査所の火成岩の専門家を現地に招き討論会を開く予定にしている」ということであった。

次にティートンダムの設計責任者であるR. W. Bock氏が土質及び設計について次のような話をした。これも中間報告書と一部重複するところ及び多少食い違ふところがあるがなるべく詳細にしゃべった通りに紹介したい。

「ダムの近くで経済的に採取し得る不透水性材料は風成シルト(Wind blown silt)しかなかったので、これを不透水ゾーン(図2に示すゾーン1)として用いた。これは内部マサツ角33°、粘着力0.8kg/ $cm^2$ 程度でせん断強度は高いが水の浸蝕にはかなり弱く、コア材に極めて適しているとはいえないがTeton Damのダムサイトから50~60マイル離れたところにあるパリーセズダム(Palisades Dam)や30マイル離れたところにあるライリーダム(Ririe Dam)でも成功裡に用いられているのでTeton Damでもこれを用いることにしたのである。

この風成シルトは最大粒径6mm位のものを含むが85~95%以上が200番篩(0.074mm)を通過するもので、最適含水比約18%、LL=30%、PI=10~12%、統一分類法で大部分は低塑性シルトMLに属する(一部、低塑性粘土CLに属するものもある)。透水係数は $10^{-6}$ ~ $10^{-7}$

cm/secのオーダーである。最大乾燥密度  $\gamma_d = 1.67 \text{ ton/m}^3$  である。

施工時の含水比は最適含水比より3%乾燥側～0.5%潤滑側で、プロクター最大乾燥密度  $\gamma_{dmax}$  の98%以上の密度になるまで転圧するよう仕様書で規定したが実際にはそれ以上に転圧されており、乾燥密度は  $\gamma_{dmax}$  の102%程度になっていた。またその時の平均含水比は最適含水比より1.8%乾燥側であった」ということであった。

(Bock氏の説明にはなかったがティートンダムの現場事務所で聞いたときの話では、岩盤に接する部分の厚さ3ft(約1m)だけは他の部分より0.5～1%含水比が多くなるようにしたということである)。

「ゾーン2は河床砂礫であって、統一分類法でGPないしGP—GMに属するものである(最大粒径15～20cm程度の玉石を含む)。大礫は取除いたが河床掘削時に出るものをそのまま用い篩い分けなどはしなかった。施工時の相対密度を70%以上と仕様書で規定したが実際は施工管理時にサンプリングしたものの90%は相対密度80%以上となっていた。

前述したようにゾーン1は浸蝕に弱いのでこのゾーン2でゾーン1を保護するように粘土として用いた。これは同時にフィルター及びドレインとしての役割も果している訳であるがゾーン1とゾーン2がテルツアギのフィルターの規準を厳密に満しているかどうか分らない。多分満たしていないと思われる。

ゾーン3はゾーン1のシルトと同種のものであるがシルトが石灰で膠結されている点が違う。石灰分を多量に含むので水に溶ける恐れがあるが下流側のゾーン2が排水ドレインとして働きゾーン3まで浸透水が回ることはないと思われるのでこれを単に抑え(ウェイト)としての役割を果させる意味で下流側に置いた。

ゾーン4はコッファアダム(Cofferdam)でカットオフトレンチの掘削の際出る砂礫を用いた。

ゾーン5はリップラップであり放水トンネル、余水吐キートレンチ掘削時に出る岩を用いた(筆者が現地で見たとく玄武岩も用いられている。左岸河床部ばかりでなく6km位離れたところにも玄武岩があるのでそこからも運んで来たのかも知れない)。

ダムの安定解析は普通の円弧スベリ面法で行い、通常的安全率1.5以上、地震時1.3となるようにした。地震力としては0.1Gを水平にかけた。このダムを設計した当時は静的・動的解析とも未だ有限要素法による解析は行われていなかったのもそのような方法による検討は行わなかった。

なお、流紋岩の平均一軸圧縮強度  $q_u$  は  $6000 \text{ p. s. i} = 422 \text{ kg/cm}^2$ 、ヤング係数  $E = 1.6 \times 10^6 \text{ p. s. i} = 1.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、玄武岩は  $q_u = 13,500 \text{ p. s. i} = 949 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E = 9.4 \times 10^6 \text{ p. s. i} = 6.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  であった。

## ダム決壊の原因についての筆者の見解

以上、今回の調査行で知ったことをありのままに記したが、このような事実から決壊の原因として何が考えられるであろうか。米国政府調査団は、その中間報告書(翻訳を参照されたい)④～⑧の7つの問題点と、考え得る5つの原因をあげている(ただし前述の nine-man independent panel のこれまでの現場調査で「グラウトカーテンの周辺を迂回した水の流れによる決壊」はすでに否定されている)。この中間報告書に述べられていることはまことにもっともであり事実いくつかの原因が複合して決壊に至ったものであろう。しかし筆者はその中で一つ、きわめて重要なことが忘れられているのではないかと思っている。すなわちダム自重が載ったことによる基礎やアバットメントの変形と、それに伴う引張応力領域でのクラックの開きである。このような岩盤が動いた可能性について指摘されていないのは少なくとも筆者にとってはきわめて不思議であると言わざるを得ない。

開拓局でもらった資料によるとこのダムサイトの流紋岩のコアサンプルの平均弾性係数は  $1.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  であるが岩盤のマスとしての弾性係数は(載荷試験が行われていないので正確なところは分からないが)、クラックや節理が異常に多いことからみて少くともその  $1/10 \sim 1/20$  すなわち  $1 \times 10^4 \sim 5 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$  程度に低下していたと考えるべきであろう(例えば Mencl はその著書の中で輝緑岩 Diabase のコアサンプルの弾性係数  $8 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  に対し岩盤の弾性係数がその  $1/10$  になっていた例を報告している)<sup>1)</sup>。

この程度の平均的弾性係数をもつ岩盤に高さ100mものダムを載せればダム中央部では  $200 \text{ ton/m}^2$  程度の垂直荷重が作用するからその基礎部では相当量の沈下があったはずである。図3に示すように、このダム基礎の下方に第3紀層の堆積岩(一部未固結)があるため、このような変形はさらに助長されたであろう。さらに又図6に示すようにカットオフトレンチの上下流側には現河床の沖積砂礫層が残されていたから、これがよく締め固められたゾーン1より圧縮性が大きかったと思われ、そのためゾーン1に比しより大きく沈下した可能性もある。キートレンチについてもトレンチの両側の表層近くの岩盤は特別にキレツが多いから(河床砂礫程ではないだろうが)同じようなことが生じた可能性がある(貯水時に水が表層岩盤中に浸入した場合特にそのような可能性が大きい)。このようなことが生ずればトレンチ上のコア部に、その両側の土がぶら下ったような恰好となる。すなわちネガティブフリクションが働くからカーテングラウトによって形成された止水壁部には、その直上の土の重さより大きな荷重が作用したことも考えられる。このようなことが生ずれば、それに伴いアバットメントの上方の部

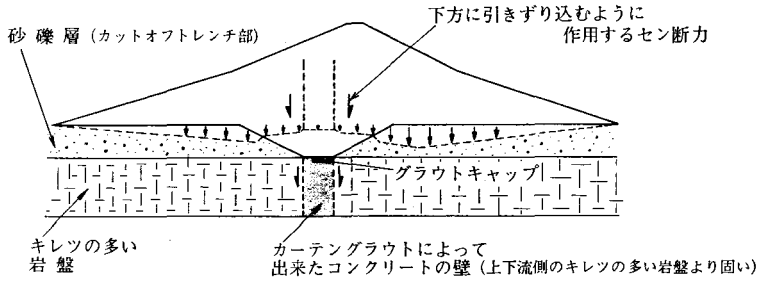


図6 河床砂礫の変形量が、キートレンチ中のゾーン1より上載荷重による変形量が大いとした場合に予想される下方向きに作用するセン断力 (模式図)

分は川に向かって斜めの下方に引張られるようになるため引張応力が発生する (図7参照)。カーテングラウトにより形成された止水壁は元のキレツ部に沿っての引張強度は殆んど零であるからこの引張応力領域 (但し岩盤

中に存在していた初期応力を無視して言っている) 中の止水壁部に引張クラックが発生した可能性がきわめて大きい。またダム中央部とアバットメント部ではダム自重による垂直荷重の大きさが違うから基礎の沈下は不同沈

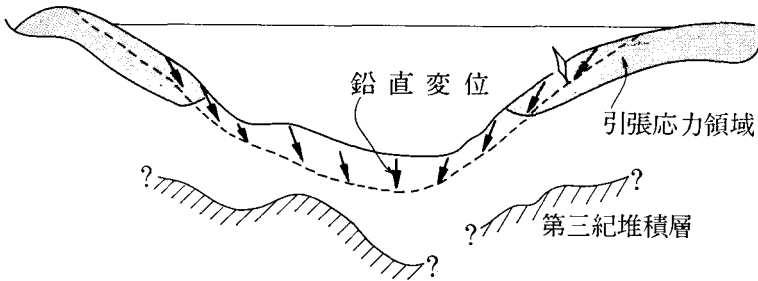


図7 ダム载荷による基礎及びアバットメント部の变形と、最大主応力が引張応力となる領域の模式図 (誇張している)

下となり、セン断作用によりこのようなクラックはさらにズレるであろう。前述したように、ゾーン1の土は乾燥側で非常に硬く締め固められているため、脆く (brittle) なっておりこのような岩盤のクラックの開きに伴う変形について行けずクラックがゾーン1中に伝播したと考えられる。貯水池から浸透してきた高圧の水がさらにこのクラックを押し広げた可能性も大きい (図8参照)。このような現象は hydraulic fracturing (直訳すれば「水理的破碎」と呼ばれている。図2からも分るよう

に標高5,200ft付近からクレストまでは、上下流とも法面勾配が急になっている (上流側  $1:2\frac{1}{2}$ , 下流側  $1:2$ ) これは力学的に最も問題のあるこの付近の動水勾配を他の部分に比して大きくしパイピングの発達を助長したであろう。

このようなことが生ずれば図9に示したように、キートレンチの下流側にはブランケットグラウチングをしていない上、中間報告書の「考えられる決壊の原因」の問題点④に指摘されている通り、ゾーン1と岩盤との接触部

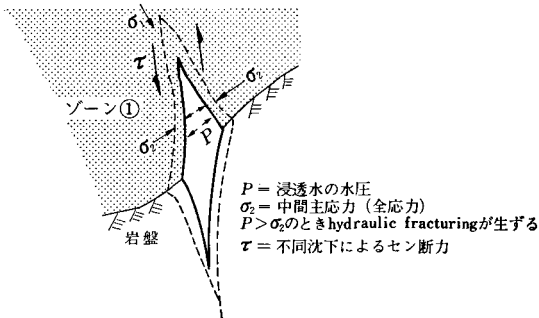


図8 岩盤からゾーン1中に伝播した縦方向キレツと、Hydraulic fracturingによるその拡大過程の模式図 (筆者の推定)

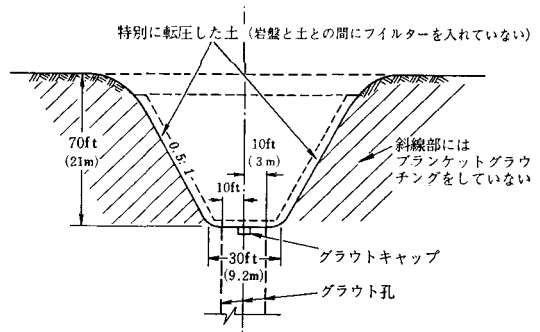


図9 キートレンチの拡大図

にフィルターゾーンも設けていないから浸蝕に弱いゾーン1のシルトは高い水圧下で川に平行な方向に発生した縦方向のクラックを通して岩盤のキレツ中に容易に流亡しパイピングは急速に進行することとなる(図10参照)。

さらに急速に水位を上昇させた貯水池からの水圧もこ

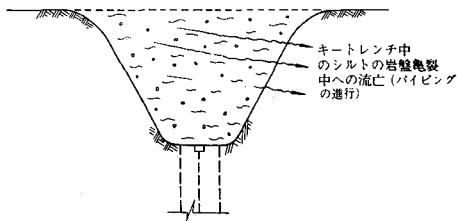


図10 キートレンチ中のゾーン1中に発生したと思われるパイピング(模式図)

のような岩盤中のキレツに沿ってアバットメント近くの土をアバットメントの岩盤に対して相対的にせん断ズレを生じさせ、事態を悪化させた可能性がある(図1に示すようにアバットメント部の節理はこのようなズレを受け易い方向に走っている)。このようなメカニズムによって標高5,200フィート付近に生じたであろうと筆者が想像するクラックを図11に勝手ながら記入させていただいた。

このような想像をしたのは、実は根拠がない訳ではなくティートンダムが決壊事故以前に小生がある軟岩の岩盤で観察した岩盤の変形現象と有限要素法などによるその理論的解析に基づく考察からの類推によるものである。例えば流紋岩もその下の堆積岩も、岩盤のマスとして、

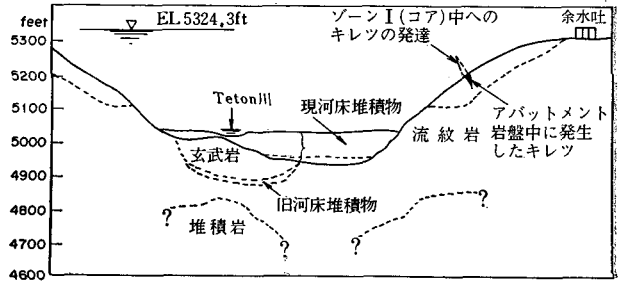


図11 右岸アバットメントの岩盤と堤体中に発生したと筆者が推定する縦キレツ

$E=50,000\text{ton}/\text{m}^2$  (流紋岩のサンプルの弾性係数の $1/20$ )の弾性係数をもつ均一な弾性岩盤であったと仮定した場合、ダムを載せたことによって生ずる変形は、有限要素法によって計算すると図12に示すようになる(但し、同図の節点番号 No. 90 に対する相対変形量である。以下同じ)。また例えば流紋岩の岩盤のマスとしての平均弾性係数 $E_1=100,000\text{ton}$  (流紋岩のサンプルの弾性係数

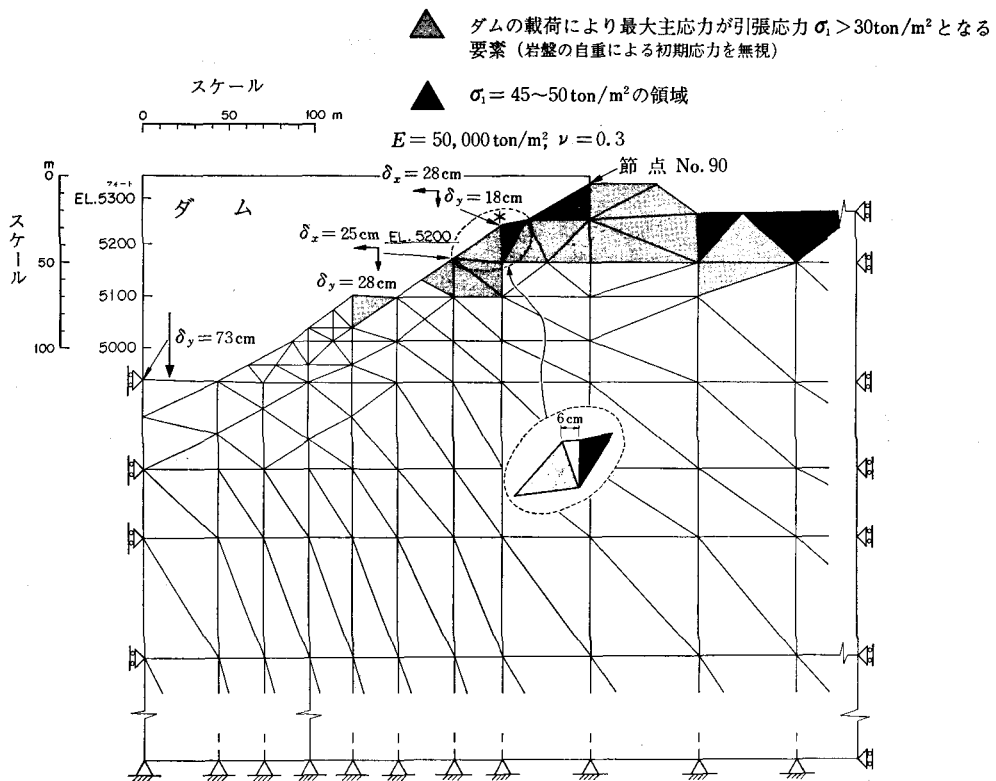


図12 ダム载荷による岩盤の弾性変形と最大(引張)主応力領域 ( $E=50,000\text{ton}/\text{m}^2$  の均一地盤とした場合、FEMによる。ただし岩盤の自重による初期応力を無視した)。右岸側についての解析結果。

の約 $1/10$ ), その下にある第3紀層の軟岩(一部未固結)の平均弾性係数  $E_2=50,000\text{ton/m}^2$  であると仮定した場合は, ダムを載せたことによって生ずる変形は同じく有限要素法によって計算すると図13に示すようになる。第3紀層の軟岩の平均弾性係数をさらに低く評価し,  $E_2=15,000\text{ton/m}^2$  と仮定した場合は図14に示すようになる。また, 岩盤の自重による初期応力を無視した場合, アバットメント部のかなりの範囲に最大主応力が引張応力となる部分が発生するが, そのうち特に最大主応力  $\sigma_1 > 30\text{ton/m}^2$  となる部分も図12, 図13, 図14に示した。いずれの場合も計算結果によれば標高 5200ft 付近の引張応力は特に大きい値になっている。

また図12の\*印の下に太線で示した部分に, 強度を全くもたないキレットがあったとするとダムの自重を載荷した場合, それは約6cm, また図13の\*印の下の太線の部分のキレットは約4cm, 図14の\*印の下の太線の部分のキレットは約9cmそれぞれ開くことになる。図14に示した例で第3紀層堆積岩の弾性係数を  $E_2=15,000\text{ton/m}^2$  としたのはいささか過少評価であると思うが, この図からダム基礎の下層部に弱い岩があると事態は悪化することが少くとも定性的には言い得るであろう。なお流紋岩の溶岩が第3紀層上に流れて来て固結するとき, 第3紀層に接する部分では急速に冷却するため, 硬い岩

になれず, 火山灰状で残ることもある(このようなことは日本では屢々観察されている)ので, 第3紀層ばかりでなく, 流紋岩の一部にもかなり弱い部分があった可能性があり, 岩盤全体としての平均的弾性係数をあまり大きく評価することはできないであろう。なお以上述べた考察はあくまでも定性的なものであり, 傾向を論ずるためのものであることをおことわりしておきたい。

話は前後するが8月30日初めてティートンダムの左岸部に向かう自動車の中で, 前出のRobison氏とたまたま隣り合せて座ったので「未だ現場を見ていないが上に述べたようなことはなかったろうか」と聞いたところ「大いにあり得ることだ。実はワイオミング(Wyoming)州のGreen Riverの新第3紀の堆積岩上に築造した河床上の高さ42mのフォントネルダム(Fontenelle Dam)でもアバットメントに生じたクラックのため漏水が激しく, すんでのところで破堤するところだったがグラウチングを行って, 何とか切り抜けた。その時の説明ではアバットメント部に水溶性の岩があったためではないかとのことだったがあなたに言われてみると, ダムを載せたことによって発生したクラックかも知れない」ということだった。また9月1日に右岸部に行ったとき調査責任者Jansen氏にも同様の質問をしたところ「それはもっともな推測だ(Its a reasonable surmise)」との答えだ

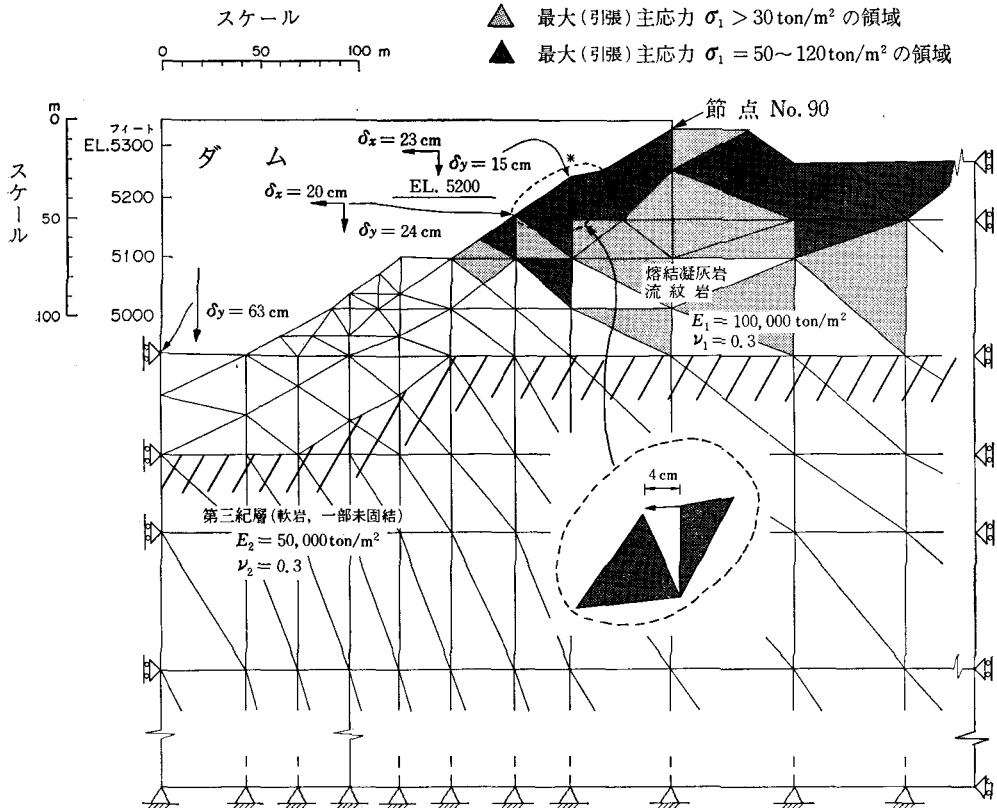


図13 ダム載荷による岩盤の弾性変形と最大(引張)主応力領域(流紋岩と堆積岩の不均質地盤とした場合。 $E_2=50,000\text{ton/m}^2$ 。F. E. Mによる)



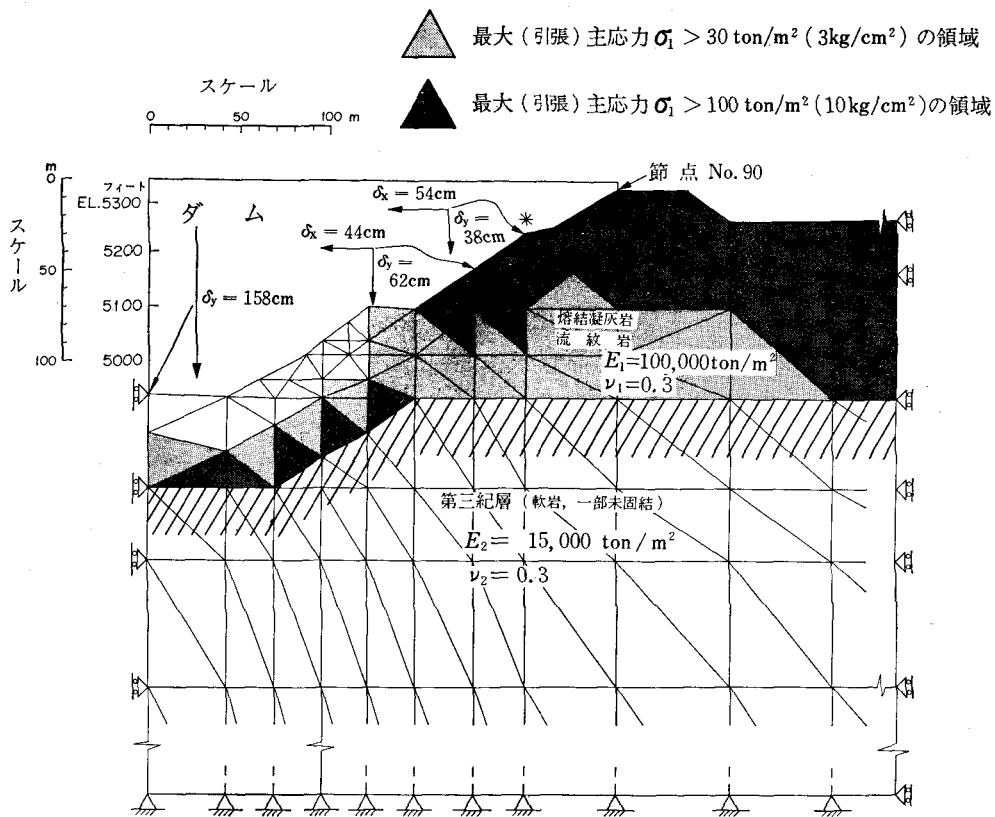


図14 ダム載荷による岩盤の弾性変形と最大(引張)主応力領域(流紋岩と第三紀層堆積岩の不均質地盤とした場合。E<sub>2</sub>=15,000ton/m<sup>2</sup>。FEMによる)。

った。

デンバーの開拓局を我々日本政府調査団が訪問した翌日も筆者は撓性管の地盤反力係数について研究しているハワード (Howard) 氏と会うためグループから離れ一人残ったが、同氏との話が済んでからアースダム部門の Davidson 氏に会ったとき、同様の話をしたところ、やはり「大いにあり得ることだ。実はあなた方日本政府調査団との話が終わった昨晚、ダム左岸部を調査している米国政府側の調査団がゾーン1の中に上流から下流につき抜けて縦に走っている数センチ幅のクラックを発見し、設計責任者の Bock 氏が急遽現地に呼ばれた」と言っていた。現地の地質状況は左岸部も右岸部も似ているから右岸部で生じたことと類似なことは左岸部でも、破堤にまでは至らなかったが、生じていたのではないだろうか。決壊原因についての最終結論が出るまでまだ暫く時間がかかるであろうが、いずれにしろ基礎とアバットメントの岩盤に、決壊の主要な原因があったことは間違いないと筆者には思われる。ゾーン1が浸蝕に弱かったということは副次的な原因に過ぎないであろう。なぜなら、前述したようにパリセズダムでは全く同じ土を用いて何ら問題が生じていないからである。比較的最近の大ダムの決壊ではアーチダムのマルパッセダムやパイオ

ントダムが知られているが、いずれもダムの構造そのものに欠陥があった訳ではなく、前者はアバットメントの岩盤に弱点があって破壊したものであり、後者は地山の大规模な地入り土の流入によって水が大量に流れ出したものである。いずれも岩盤力学ないしは地質工学上の問題であった。今回も同様であると筆者には考えられるが、このことは極めて示唆的である。土についても力学的には未知のことが多いが岩盤についてはそれ以上に分からないことが多い。従って我々はこの種の問題については今後ともより一層研究を進めるとともに十分慎重に対処する必要がある。

残った左岸部は開拓局を中心とする政府調査団が、右岸部は前出の Independent nine-man panel が調査しており、その最終報告書は来年1月早々に出されることである。

前述したように、右岸のアバットメント部の標高5200ft付近の一番肝腎な岩盤の部分がダム決壊時に流されてしまっていること及び岩盤やダム本体の変形の測定が何らなされていないため、果して原因についての決定的結論が得られるかどうか分らないが全世界のダム技術者、研究者を納得させるような報告書が出されることを期待している。

今後の同種の事故再発防止対策について（私見）：

地盤が悪いときにはダムタイプとしてフィルダムが選ばれるのが普通であるが、これは地盤の変形に土が粘弾塑性的な変形により追隨して行けることを前提にしているからである。

ダムの高さが低いときには地盤が少々悪くても、変形量が小さいから地盤の変形などを特に問題にする必要もないのであるが、ダムが高くなるとそうは行かなくなる可能性がある。その意味で低いダムについて得た設計施工経験を理論的洞察なしにそのまま高いダムに延長することは危険である。勿論ここでダムが「高い」とか「低い」とかいうのは地盤の強度との相対的關係で言っている。基礎地盤の岩の一軸圧縮強度  $qu=500\text{kg}/\text{cm}^2$  のところに 100m の高さのダムを作るときには大騒ぎして、 $qu=50\text{kg}/\text{cm}^2$  のところに 50m の高さのダムを作るときは簡単に考えて実験的、理論的検討を十分しないで設計をすれば大きな誤りを犯すことになるであろう。 $qu=50\text{kg}/\text{cm}^2$  の岩盤上に 50m のダムを築造することは  $qu=500\text{kg}/\text{cm}^2$  の岩盤上に 500m 高さのダムを築造することに（少なくとも岩盤の変形ということについて考えれば）相当することを忘れてはならない。

「ダムは基礎や池敷周辺の地山と一体となって一つの構造物となる」という当り前の事実をこの際もう一度しっかり認識する必要がある。

筆者は前述したように、ティートンダムの破壊の主要な原因はダムの自重と貯水圧による基礎及びアバットメントの変形とそれに伴うグラウトカーテン止水壁の破壊及びそのゾーン 1 への伝播であると考えられる。それではこのような事故の再発を防止するためにはどうしたらよいであろうか。これはこれまで進めてきた考察から自然に導かれるが、それらを重要性の順に列挙すれば下記のようなになるであろう。

1. ダムの高さに比し、ダム基礎が相対的に弱いと考えられる場合はダム築造前、ダム完成後、貯水後の応力に応じて、アバットメントには新しい変形状態が生じて岩盤中の目が開いたり、キレツが発生したりする可能性があるから、そのような可能性のある範囲に対してそれぞれの段階でグラウティングを行う必要がある。

2. アバットメントが急勾配で、かつ局部的に勾配の急変部があるとダムの自重による応力集中によりアバットメントの岩盤及びダム本体中にキレツが発生する可能性が大きくなるので、アバットメントは出来る限り緩勾配とし、且つ局部的な勾配の急変部が生じないような設計施工を行う必要がある。
3. カットオフレンチやキートレンチを設ける場合は、その上下流側に、フィルター層を必ず設ける必要がある。
4. コア材は最適含水比より湿潤側で締め固め「延性 (ductility)」を持たせる必要がある（幸いにして日本では大体において湿潤側である）。
5. 従来ダムの法勾配は上方に行くに従って急勾配とすることが行なわれてきたが、このようなことはアバットメント部での動水勾配を部分的に急にすることがあるので、そのようなことがないよう十分検討した上で行うべきである。（耐震設計上もクレスト近傍で急勾配にすることはよくないが、水の滲透時の動水勾配の点から考えても好ましくない。円形すべり面法によって解析すると、このような断面設計になり勝ちであるが、法勾配は、上述のようなことも考えて最終的に決定すべきである）。

以上、説明不足や冗長な部分もあり、読みにくい点も多々にあったことと思われるが、今回の現地調査の結果の大要と、それに対する筆者の見解も大体お分かりになって頂けたことと思う。

最後になってしまったが今回の調査団に筆者が参加することについては、元農業土木試験場長田村徳一郎氏、農業土木学会長八幡敏雄氏、現農業土木試験場長茶谷仁氏をはじめ構造改善局建設部設計課、農林経済局国際部国際協力課、農林水産技術会議（特に研究管理官の中川昭一郎氏）などの担当官の方々へ一方ならぬ御協力を頂いた。深く感謝の意を表したい。

#### 参考文献

- 1) Quido Záruba, Vojtěch Mencl(1961) : Ingenieur-geologie pp. 448, Verlag der Tschechoslowakischen Akademie der Wissenschaften, Prag

# 急傾斜地帯のほ場整備と水利用の一事例

(排水路のないほ場整備と、ほ場内雨水の再利用)

佐 藤 全 良\*

## 【内容紹介】

背後流域のない急傾斜農地における、修正山成工法によるほ場整備並びに荒廃畑の水田転換に伴う用水対策として①既設溜池の嵩上げ、②地区内降水貯留のための道路兼用導水路（排水路）と貯留池の築造、③流域変更のためのポンプ送水等からなる用水改良の実施例についての紹介報文である。

## 目 次

はじめに……………	22	3. 主要水源の配置……………	25
I 地区の概要……………	22	4. 水路計画……………	25
II 事業の内容……………	23	5. 道排水計画……………	25
1. ほ場の造成……………	23	6. ほ場内雨水の再利用について……………	26
2. 用水計画……………	24	むすび……………	27

## はじめに

この地区は九州の大分県大分市の西方30km、挾間町が別府市と境を接する山頂にあり、標高は200m～250mの間にある。地形は平均勾配1/3（18°～30°）の急勾配地帯にすり鉢状に拓けた畑地で旧開拓地である。

地区面積は24haで、うち0.6haが水田で、他は畑18haとその他であるが、畑地は2.2haがタバコで残りは捨て作りといった耕作であった。

昭和44年地区民の総意により、このような経営を抜本的に変えるためには基幹作物を米、タバコ、桑とした田畑輪換計画の構造改善事業を行うことしかないということとなり、これを受けた県は調査を行ったが、従前の経営を抜本的に変えるには土地基盤そのものを変える必要があるとして土地の大改造計画を行うことを提言した。すなわち山頂部を切り取り谷を埋め従来の平均勾配1/3（18°～30°）を1/6.6（8°～37°）とし、又用水はポンプアップ、溜池、ファームポンドと3つの水源を組み合わせた土地基盤整備を行うこととしたのである。地区は小面積ではあるが、工事完了後7年を経過し、又最近急傾斜地帯のほ場整備のあり方について論議されているので何かの参考になればと思い一事例として紹介するものである。

## I 地区の概要

### 1 概 要

\* 大分県耕地課

事業名 農業構造改善事業

施工年度 昭和42年～昭和44年

受益面積 22,36ha

内訳 受益面積22.36haのほ場整備は、内19.16haはタバコが連作出来るよう2年輪換の水田とし、地形の悪い箇所及び土止工上流部3.2haは桑園地とした。

## 1. 面積 第1表

	水田	畑	山林	原野	桑園	その他	計
現況	0.6	18.08	0.74	3.32	0	1.26	24.0
計画	19.16	—	—	—	3.2	1.64	24.0

## 2. 作付態形

	タバコ	桑	米	甘藷	麦類	その他	計
現況	2.2	—	0.6	—	—	15.28	18.08
計画	10.66	3.2	8.5	—	—	—	22.36

その他は開拓地の畑地として配分されているが捨て作り状態

## 2 事業の特徴

- 一般のほ場整備は30a区画の短冊形であるが、ここでは修正山成工法によるほ場整備で6アールから70アールの色々の種類がある。
- 地区は山頂部の水田であるため当然水が少い。従って水を生み出すため3つの水源を組み合わせ、最後にはほ場内雨水の再利用まで計画した。なお、用水

路はパイプライン方式とした。

- (3) 道路は一般の道路とは反対で、中央が低く両側が高い円弧形の舗装道路で、排水路を兼用させる。従って、排水路はない。なお、この道路の集合箇所にはファームポンドを設け用水の再利用を行った。

3 主要工事

- ほ場整備 2400ha
- 道排水路 4,328.7m
- ファームポンド 10ヶ所
- 管水路 3,087.8m
- 水源施設 2.0ヶ所

4 事業費

- 92,522千円 10a 当り393,000円
- 負担割 国—0.5 県—0.2 町—0.10 地元—0.20

II 事業の内容

1 ほ場の造成

(1) 地形の改良及びほ場区画について

第1図及び2図にみるように、一般に100m×30m=30アールであるが、ここでは3反区画に拘泥せず、地区内凸部を平均5m切下げ凹部を平均8m埋め勾配1/6.6として下記のように区画構成した。この土扱量は320,000m<sup>3</sup>である。

標準区画 60.00m×10.00m (両端に幅員3.50mの道路)

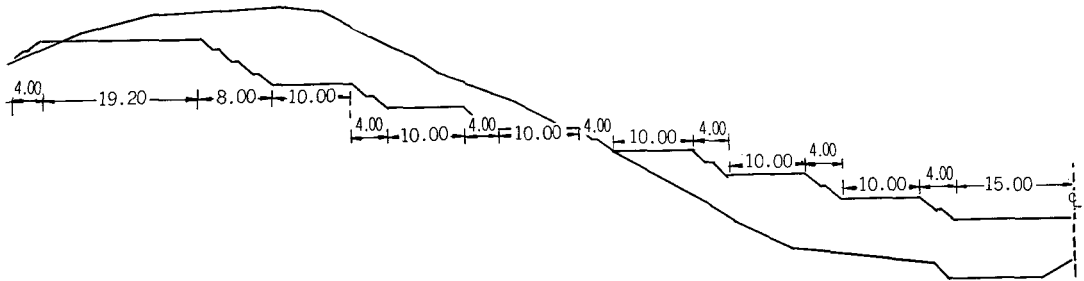
標準農区 2.0ha

畦畔高さ 1.50m 法切1:0.5 盛1:1

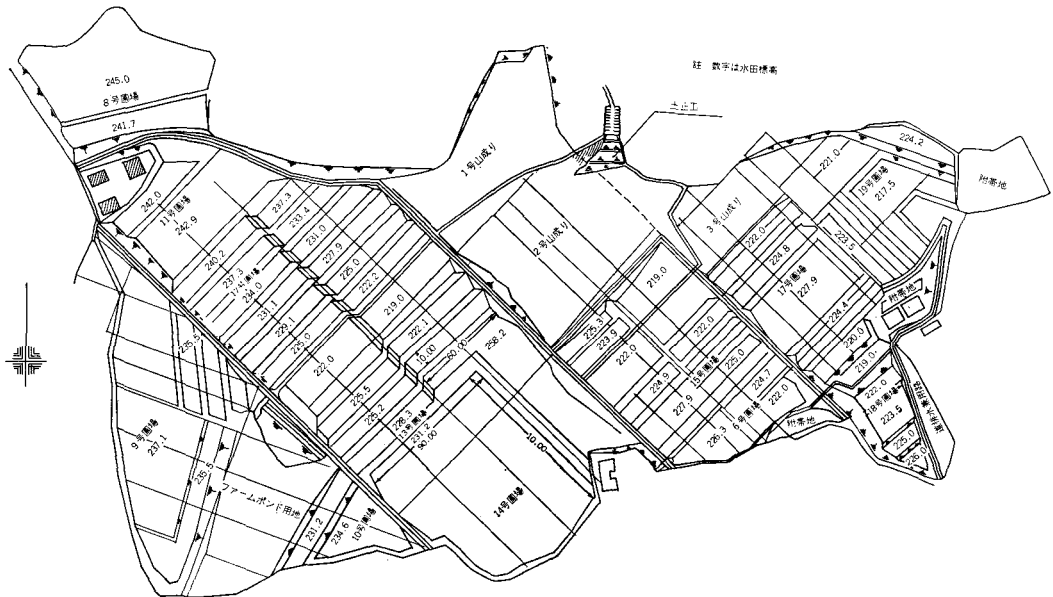
上記を標準としたが、上限は地形で取り得る限りの大きな区画70アールを取り、下限は最小幅をトラクターの回転する最小幅10.00mとし、60.00×10.00=60アール区画とした。又、区画形状はコンターになじませたため折線形区画等も設けた。

(2) 地下水排除のための暗渠工について

第3図及び配管状況写真にみるように、この工法



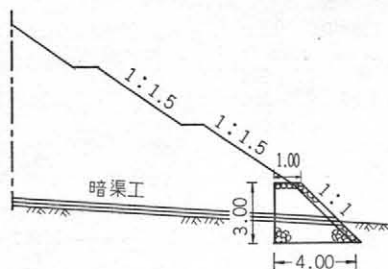
図一 ほ場整備切盛断面図 単位m



第2図 一工区圃場訪田平面図



ミオスジ配管状況 (下流より)



第3図 土止工 単位m

を取る時は従前の谷部のミオスジに暗渠工を施工する事が絶対の条件である。崩壊の状況を調べてみると、埋めた土と地山とはなかなか密着しにくい。特にミオスジではむづかしい。そこで、ここに地下水が滲透しパイピング作用を起し、ついには崩壊にいたる。従ってこれに対処するための暗渠工が必要である。

(3) 土止工について

谷部末端の土止工は高さ10.0m~15.0mに及ぶものである。コンクリート擁壁を使用すれば強度の問題はないが多額の費用を要するので、図面3に見るように、1.5割の土羽打工の脚部に空石積(石垣背面の排水を考え)を施した。しかし、ここで注意したのは浸潤線を下げるため石垣の内側100mの地点より直に下げた線より石垣の法尻背面まで裏栗石を思い切って施工した。即ち、土堰堤の腰石垣と同じ原理を応用したのである。

結果をみると、このような工法でこの他の地区を含め十数箇所施工しているが崩壊しているものはない。

次に土止工を出来るだけ低くするために土止工の前面は水田を作らず30~40m傾斜をつけ、この部分は桑園地帯として利用することとした。

2 用水計画

(1) 水田必要水量

第2表 水田必要水量

かんがい 面積	かんがい 期間	かんがい 日数	減水深	単位用水量	純用水量	損失	粗用水量
8.50ha	6.10~9.17	90日	14~20 mm/day	単位 $m^3/sec/ha$ 0.00162~ 0.0023	単位 $m^3/sec/ha$ 0.0138~ 0.0195 138.550 $m^3$	8% 10.667 $m^3$	149.217 $m^3$

第3表

① 粗用水量	② 溜池有効 流入量	③ 貯水量	④ 田面有効 雨量	①-②-③ 揚水量
149,217 $m^3$	30,007 $m^3$	42,500 $m^3$	32,109 $m^3$	44,601 $m^3$

8.50haの水田必要水量及びこの水を生み出すための用水計画は次のように行った。

(2) 溜池及び揚水機計画

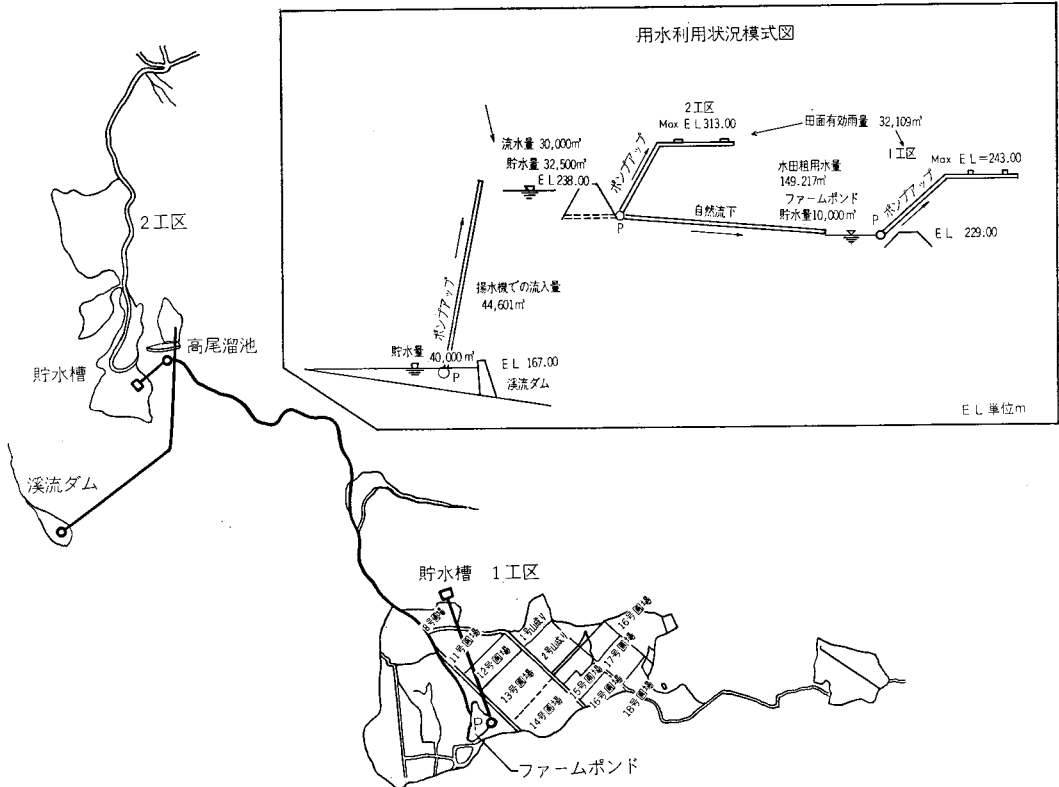
水源は、地形不利のため、1箇所ではまかなうことはとうてい出来ない。そこで、第4図のようには場内の凹部の地形を利用してファームpond(10,000ton)を作り、次に地区北西約1,000mの地点にある高尾溜池を嵩上げすることにより32,500 $m^3$ の貯水を得る。しかしなお不足するので溜池下流約450mの地点を流れる溪流に4,000tonのダムを設けて降雨によるダムの貯留水を、かん水により減水されている高尾ダムに2日~3日程度かけて揚水する。この方法を採用することにより、4,000tonのダムで11倍の44,600tonの用水を生み出すことが出来る。

この方法をもう少し詳しく説明すると、下表のよ

うになる。

即ち、粗用水量149,217 $m^3$ を満たすためには、先づ基準年を昭和35年とし、ファームpond(10,000ton)と高尾溜池(増貯水量32,500ton)を合わせた貯水量42,500tonで出入計算すると、溜池有効流入量は30,007 $m^3$ となり、この場合、田面有効雨量は32,109 $m^3$ となる。従って、149,217-30,007-42,500-32,109=44,601 $m^3$ がなお不足する。よって、この量をポンプアップで生み出す。

(3) 揚水量及び揚水機の決定



第4図 一般計画平面図

溪流の有するかんがい期間中の水量は  $56,497 \text{ m}^3$  である。不足量は  $44,601 \text{ m}^3$  であり、この差  $56,497 - 44,601 = 9,896 \text{ m}^3$  は流量の多い時期は下流に流してもよい。揚水機は出来るだけ小口径にした方がよいので、最大流入時この量を下流に流し、残りをポンプアップすることとすると溪流ダムのかんがい期間中の最大流下量は  $6,376 \times 3 \text{ 日} = 19,128 \text{ m}^3$  (注 6,376 は洪水後 1日～3日までの1日当りの流下量)  $19,128 - 9,896 = 9,232 \text{ m}^3$  揚水すれば良い。従って、1日の揚水量は、 $9,232 \div 3 = 3,077 \text{ m}^3$ 、揚水機は  $3,077 \div 24 \times 60 = 7.6 \text{ m}^3/\text{min}$  となる。過大となるので溪流に貯水池を設け流下量と揚水量に時間差をつける。例えば溪流で3日間流れた量をダム貯水し、7日間で揚水する。この方法は揚水機が大きくなればダムが小さくなり、揚水機が小さくなれば貯水池が大きくなる。そこで、この関係をグラフで描き経済性を求めた。その結果

ダム 4,000ton 揚水機  $1.39 \text{ m}^3/\text{min}$  となった。

運転日数は  $3,077 \times 3 + 2,315 \times 2 / 1.39 \times 1,440 = 7 \text{ 日}$

(注 2,315  $\text{m}^3$  は降雨後 4日～5日までの1日当りの流下量)

ダム貯水量は、

$(3,077 \times 3 + 2,315 \times 2) - (1.39 \times 1,440 \times 5) = 4,051 \text{ m}^3$  従って  $4,000 \text{ m}^3$  のダムを作れば良い。

### 3 主要水源の配置

主要水源の配置は次のようにする。即ち、溪流に  $4,000 \text{ m}^3$  のダムを築堤し、揚水機 (38FP, 揚程 710m 口径 125mm, 揚水量  $1.39 \text{ m}^3/\text{min}$  距離 450m) で高尾溜池に揚水する。高尾溜池より地区までは自然流下 (管路径 125mm  $l = 1,285 \text{ m}$ ) で地区内のファームポンドに送水する。ファームポンドにはほ場内からの流入水を含め、揚水機により地区内にかんがいをする。

### 4 水路計画

- (1) ファームポンドから貯水槽に揚水し、貯水槽から各ほ場には送水管で配置し、末端立上り管は  $0.5 \text{ ha}$  に1ヶ所設け吐出バルブを使用した。
- (2) 全水田面積を2年に1回田畑輪作が出来るように配管した。

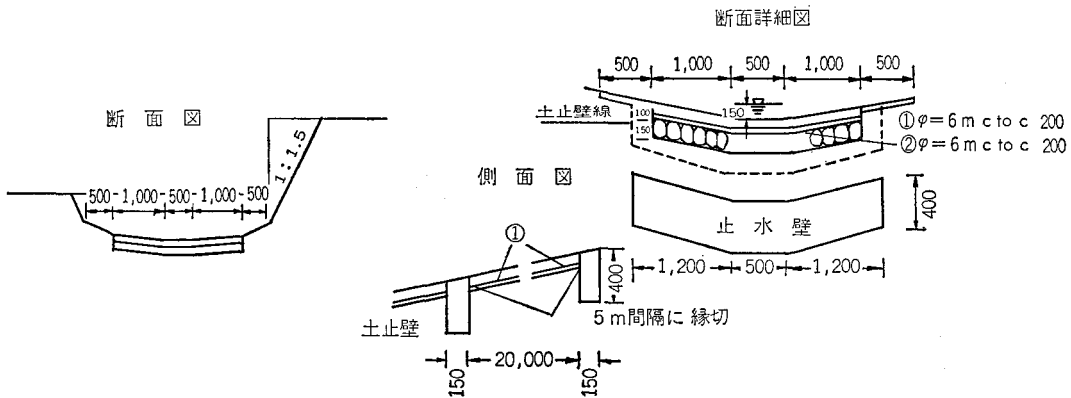
管径 125mm～50mm

かん水時間 (50アールを湛水する時間)

- (1) 常時 最大約7時間
- (2) 代掻期 約、20時間

### 5 道排水計画

表面排水と地下排水と分けて地下排水を要しない排水良好な場所では、バルブで用水を取水するようにすれば道路と排水路は兼用出来る。即ち、用水の必要量のみバルブで取水すれば降雨時の雨水は道路に流せば良いので道路は流れやすく、且つ洗堀しないようにすれば良い。従って、舗装された道排水兼用道路が考え



第5図 道排水路構造図 単位mm

られる。

此処では下記のように考えた。

第5図で見ると、中央が低く(0.05m)外側の高い一般の道路とは逆の逆カマボコ形の形状とした。これは普通時は道路で利用するとともに降雨時は雨水をこの表面で流そうとするものである。大量の降雨を流すため舗装の両端は20cm盛り上げている。

この設計に当って特に注意したことは、

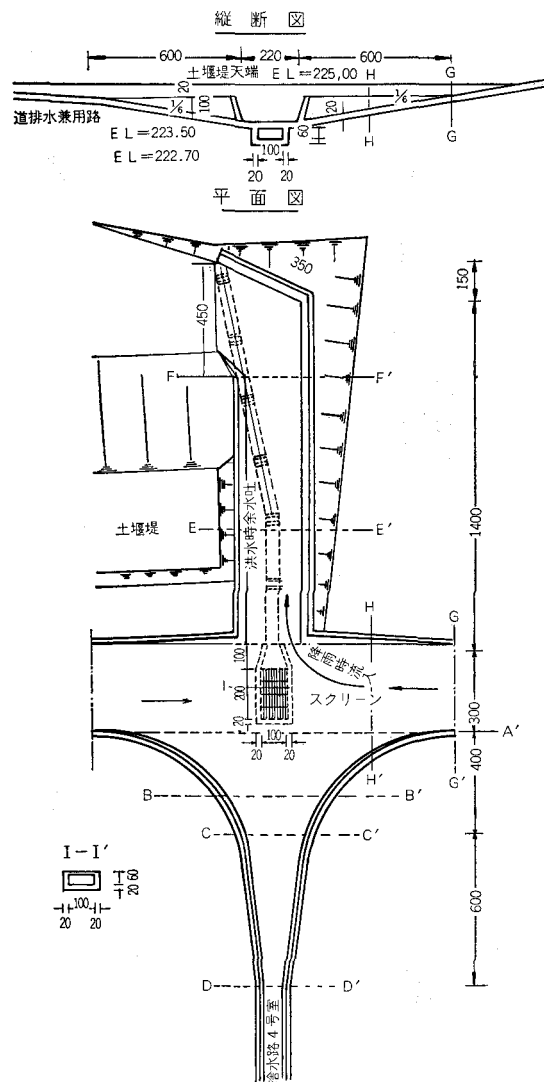
- i まづは場面の高さを決め、次に各ほ場で1.0ヶ所は排水を処理するため必ずほ場より道路高を低く計画し、しかもこれを結ぶ線形が道路線としてスムーズに計画されることである。
- ii 道路の一番低い場所は水が集合するので、これが自然に下流に流れるように計画した。従って、この部分のみ排水路を設けた。

以上の考えで工事を施工したが結果は、道路舗装費は排水路のライニング分であるので別に多くの事業費は要しない。又、当初は逆円弧の舗装を行うので通行に支障があるのではないかと心配したが大きな支障はない。

## 6 ほ場内雨水の再利用について

第6図に見るように、道排水路に流れた水は集ってファームポンドに流れてくる。なお、満水になった場合は、流入口は余水吐となるように設計している。

この用水計画は次のように行った。すなわち粗用水量149,217 $\text{m}^3$ を満たすために、ファームポンドの貯水量10,000 $\text{m}^3$ と高尾溜池が嵩上げ出来る限界の貯水量32,500 $\text{m}^3$ とで出入計算を行うが、此処では計算を簡略化するため、ファームポンドと高尾ダムが同一箇所にあり、又流域もつながっていると考えて計算を進めた。従って貯水量は10,000+32,500=42,500 $\text{m}^3$ とし、流域は8.5ha(ファームポンド分、すなわちほ場内雨水の再利用分)+9.5ha(高尾溜池)=18.0haで出入計算を行ったのである。その結果なお不足量が44,601 $\text{m}^3$ となるのでこの不足量を溪流からポンプアップする

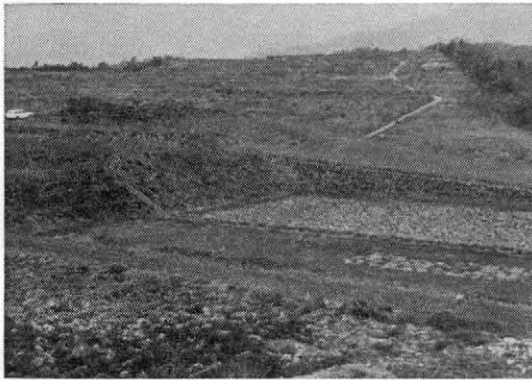


第6図 ファームポンド 単位m

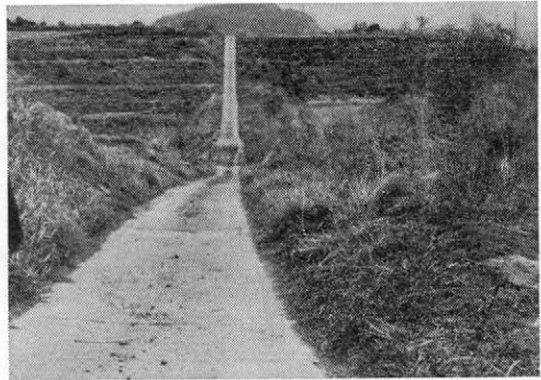
事としたのである。



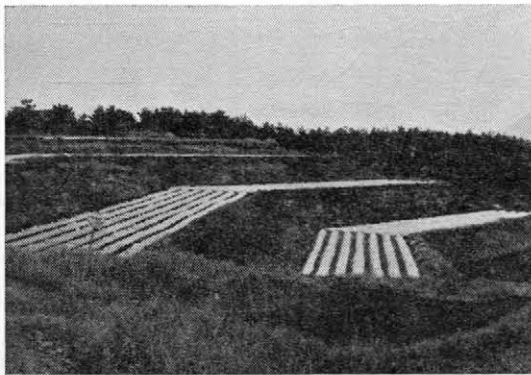
工事途中の状況



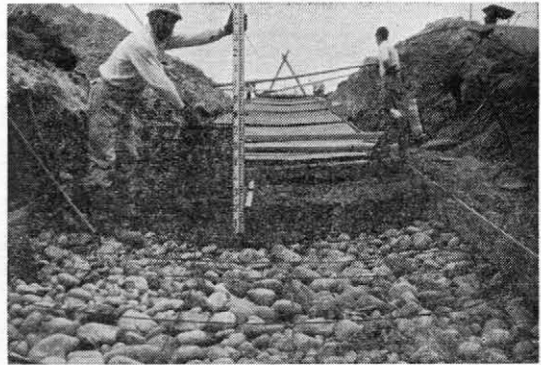
工事中の道排水路



道排水路の配置状況



折線形は場



工事完成6年後の状況(前方桑園地帯が土止工まで続く)

## むすび

当事業は施工後7ヶ年を経過しているが、計画通り利用されており、別に工事よっての苦情はない。ただいづれも同じであるが、農業のとまどいによる苦情である。今まで米が作れなかった地帯に米が出来だした。その事業負担も反当、400千円の2割で非常に有利な事業を行ったと考えられるがこれでも農家では不平がでている。

それは農業には干ばつの憂いはなくなっても病虫害の

発生、気象の変動等常に大地との戦のきびしさを持ちながらも農業粗収入(米)は2.0haの経営で2400千円程度の低収入でしかない事実である。それも夫婦2人で働いての事である。そして、この姿を見て育った息子や娘は後を継ぐ意志がなくなっているというなげきである。

苦情を解決しようとして、出発した当事業も、今施工してみても思う事は、解決にはまだ道が遠いと感じている。農業での現在のとまどいを解決するにはもう少し大きな国の施策のパワーと、そして、それと農業土木技術との組合せが必要であると思うのである。



# パイプラインの通水試験について

塚 本 駿<sup>\*1</sup> 川 中 良 雄<sup>\*1</sup>  
 本 田 勲 夫<sup>\*2</sup> 本 郷 隆 雄<sup>\*5</sup>  
 山 口 保 身<sup>\*3</sup> 高 橋 利 也<sup>\*1</sup>  
 滝 沢 弘 文<sup>\*4</sup>

## 【内容の紹介】

国営笛吹川地区の幹線導水路は、延長 50km、最大口径 1,800mm のセミクローズドタイプのパイプラインである。本報文では、最大静水頭 45m、延長 2 km (管種 PCパイプ) について50年度に実施した通水試験の結果について報告し、今後の設計、施工の参考に供すると共に、特に高圧、大口径パイプラインの通水試験方法の指針となるよう試験通水の留意事項を述べたものである。

## 目 次

1. パイプラインの概要.....28	5. 試験に際しての留意事項.....37
2. 通水試験の目的.....28	6. 問題点と対策.....37
3. 通水施設の概要.....29	7. むすび.....38
4. 通水試験.....30	

## 1. パイプラインの概要

笛吹川農業水利事業は甲府盆地東側の洪積層丘陵地帯に展開する 5,800ha の果樹、桑園のかんがいを目的とした全体がパイプラインの畑地かんがい事業である。

水源を笛吹川に求め、不足する時は上流の広瀬ダム(山梨県管河川総合開発事業)に依存し、受益地域の最上流部である藤木地先までの導水路は県企業局発電事業と共同事業で施工した。ここに逆調整池を設け、この一角に設置された農業専用取水工からこの事業のパイプラインが建設されている。

パイプラインはこの藤木逆調整池の取水工から笛吹川の左右岸に分岐し、左岸幹線は最大流量 3.70m<sup>3</sup>/s、延長 36km、管径 1,800~500mm、最高静水頭 110m、右岸幹線は最大流量 0.78m<sup>3</sup>/s、延長 12km、管径 1,000~500mm、最高静水頭 123m、途中に分水工14ヶ所を設置し、分水毎の竹の子式暫縮型である。また、パイプは安全性及び経済性を検討し、低水頭では PCパイプ、また、高水頭では鋼管を主体としたセミクローズド型のパイプラインである。

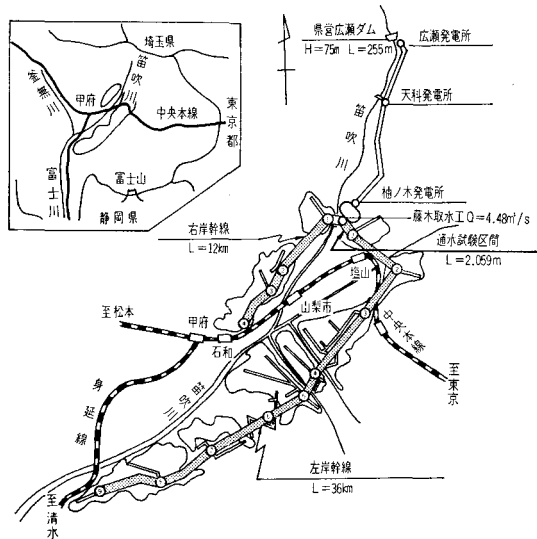


図-1 事業計画平面図

## 2. 通水試験の目的

この事業は昭和47年に着工し仕事を進めてきたが、49年度末までに藤木取水工から左岸第1号分水工までの幹線水路が完成した。これに附帯する左岸第1号分水工、並びに1号副幹線水路等の施設も併行して建設をすすめ、さらに県営事業に係わるインクリナーまでの末端

\*1 関東農政局笛吹川農業水利事業所  
 \*2 " 東京施工調査事務所  
 \*3 農林省農林経済局  
 \*4 関東農政局嬭窓西部開拓建設事業所  
 \*5 関東農政局計画部技術課

施設約30haも同時完成を目指して工事を進めてきたのでこれも予定通り49年度末に完成した。

この様なことから事業効果の早期発生を図るため、50年夏の早抜期までにかん水を開始することを目標に準備を進め、この一環として完成した一連の施設の機能や安全性の確認を行うこととなった。

また、同時にこの事業は90%もの事業を残しており、この試験の成果を今後の設計や施工の参考に供し、さらには今後施工区間の通水試験等に資することを目的として実施したものである。

### 3. 通水施設の概要

#### (1) 試験区間

藤木取水工ゲートを含む取水工水槽から左岸幹線水路、延長2,074mおよび左岸第1号分水施設(分水工, 副幹線水路, 揚水施設等)までの国営事業施工施設を対象とする。

#### (2) 藤木取水工

水は逆調整池からバースクリーン(間隔10cm)を通過し、非常用ゲート(4.0m×1.3m)1門を通り水位調節

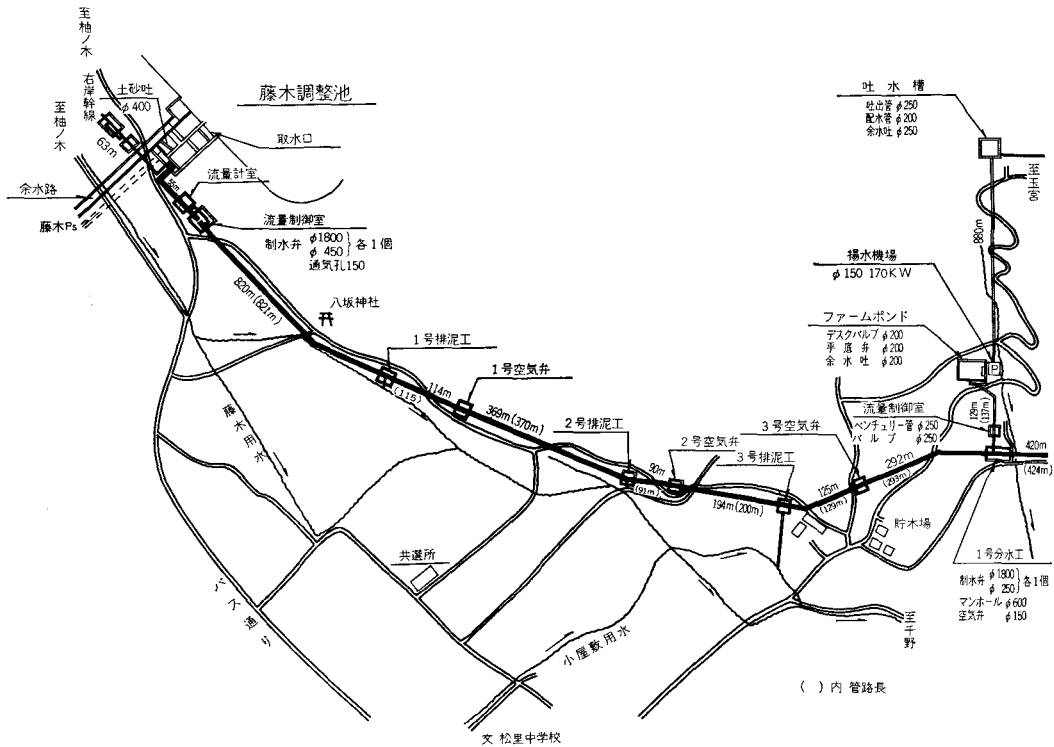


図-2 試験区間平面図

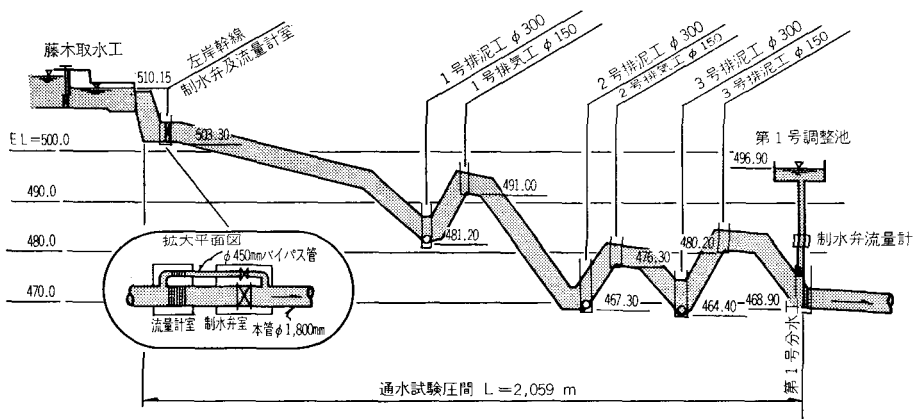
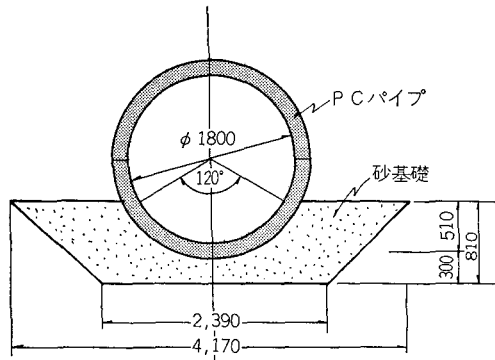


図-3 試験区間縦断面図



図一4 管路標準断面図

用ゲート(3.0m×1.8m但し未施工)によって取水位を安定化し、さらにトラベラスクリーン(網目3mm但し未施工)によって除塵された水は左右兩岸パイプ水路に流入する。

### (3) 幹線水路の仕様

- (ア) 管 路 内径 1,800mm, 最大通水量 3.70 m<sup>3</sup>/s, P.C管 5種×2種, 最大静水頭45m
- (イ) ジョイント φ26mm 丸ゴムジョイント(ジョイントケ所数 520ケ所)
- (ウ) 基 礎 砂基礎(一部急勾配部で20°以上はコンクリート基礎)
- (エ) 施工年次 昭和47~49年度
- (オ) そ の 他 ○左岸幹線制水弁1ケ所径 1,800mm(バイパス管径450mm制水弁併設)  
○排泥弁3ケ所(人孔兼用個所は排気弁双口付)径 300mm  
○排気弁3ケ所(双口)  
○第1号分水制水弁(1,800mm バタフライ弁1個所)  
○曲管は全て鋼製管

### (4) 左岸第1号分水施設の概要

- (ア) 分水装置 本管より直接分岐
- (イ) 副幹線水路 内径 250mm, ダクタイル管3種, 延長 700m
- (ウ) フォームポンド 容量 1,700m<sup>3</sup>, コンクリートよう壁型
- (エ) 揚水施設 ポンプ型式, 実揚程 197.5m(総揚程220m) 9段タービンポンプ 内径 150mm, 電動機 170kw 揚水量 48l/s (2.88m<sup>3</sup>/min)
- (オ) 吐水槽 容量 600m<sup>3</sup>, 現場打コンクリート製

## 4. 通水試験

### (1) 試験計画

試験区間は最大静水頭が45mにも達するので僅かな不手際でも大きな事故を招く恐れがある。また、施設機能や安全性の確認の他に今後の資料に活用する為にも正確かつ遺漏のない試験を行う必要がある。

この様なことから設計と施工現場の管理責任者を中心として実施計画を樹て、検討を重ねて試験計画を作成した。この重要項目は次の通りである。

- (ア) 試験項目の決定
  - (イ) 試験実施期間, 及び試験項目毎の期日の決定
  - (ウ) 試験の準備(機器の点検と整備, 作業技術者の確保, 資材調達等)
  - (エ) 通水試験(取水工, 管路, 分水施設に区分)
    - 項目別日程計画
    - 試験要領の作成
    - 要員及び観測通信機器の配置計画
    - 機器操作の習熟と緊急事態についての対応方法の習得。

- (オ) 試験資料の整理, 解折
  - (カ) 試験後の施設点検, 補修
- ### (2) 通水試験の目的と方法

#### (ア) 試験の準備

- ① 各ピットの点検  
10ケ所の点検(ピット内の滲水排除)
- ② 各空気弁フランジ取りはずし  
管内調査のため空気弁を取外し換気する。ガス検知器購入。
- ③ 空気弁点検整備  
計6ケ所の点検整備
- ④ 排泥工の点検  
計3ケ所の開閉操作点検
- ⑤ 各マンホールの点検  
フランジの締付け点検4ケ所
- ⑥ 制水弁点検  
バタフライ弁6ケ所開閉点検
- ⑦ 本管内点検  
継手間隔等について布設時の記録により調査する。
- ⑧ 排泥未流水路調査  
各排泥工3ケ所の吐出口から下流排水路を調査し排水可能量を知る。
- ⑨ 本管内の清掃  
管内の清掃を実施する。空気弁バルブ等に支障を与える様なものを特に注意する。
- ⑩ 地表面調査  
本管理設部の地上の状況を調査する。
- ⑪ 渉外関係

i) 排泥工放流について用水路管理者の了解を得

る。

- ii) 取水工ゲート操作電源の確保(手動操作も可)
- iii) 事前調査や通水試験時にはパイプ製作会社技術者の立合を求める。
- iv) デスクバルブの調整を製作会社に依頼する。

(イ) 試験項目と方法

パイプライン全体を一体的施設としての機能を試験する必要がある。本地区においては取水施設、送水施設、分水施設(分土工, ファームpond及び揚水機等)があるが、水の流れに従って次の様な項目を試験することとした。

- ① 取水工ゲートの作動及水密試験(1門) 通水試験実施時点では非常用1門だけが設置されている。この様なことからゲート本来の機能調査としては非常時を想定し急速閉そく等の調査をすべきであるが、水量調節もできるので、今回は開閉作動状況と水密性の試験を実施する。
- ② 取水工水槽土砂吐ゲートの作動及び水密テスト(1門)
- ③ 制水弁の水密性および作動の状況(3門)  
右岸幹線  $\phi 1,000\text{mm}$   $\phi 400\text{mm}$ , および左岸  $\phi 1,800\text{mm}$   $\phi 450\text{mm}$  の各制水弁の所定水圧 T.P 510 m における作動及び水密状況を調べる。  
作動テストは電源がないため手動操作とする。  
左岸第1号分土工の  $\phi 1,800\text{mm}$  については作動テストは無水圧状態でを行い、水密テストは T.P 510 m で行う。
- ④ 流量制御弁上流側管路及び取水工水槽の漏水量調査  
左右岸流量制御バルブ4ヶ所を全閉し T.P 510 m, 15まで水張りをして減水量(漏水量)を調査する。
- ⑤ 管路への注水量と排気弁等の作動調査  
管路内への初期試験通水量はパイプライン, ハンドブック\*6を指針とし「計画最大通水量の $1/5 \sim 1/10$ 以内とし排気に充分時間をかける」より  $3.7\text{m}^3/\text{s} \times 1/5 = 0.74\text{m}^3/\text{s} \sim 3.7\text{m}^3/\text{s} \times 1/10 = 0.37\text{m}^3/\text{s}$  となるが安全側をとり最大  $0.3\text{m}^3/\text{s}$  程度とする。  
注入量の測定は取水工水槽の低下水位によって、水量を把握し、この関連から左岸制水弁  $\phi 450\text{mm}$  の開度により注水量を調整する。  
空気弁の作動調査は別紙縦断面に基づき順次作動する。  
弁の上蓋を取りはずし排気状況および水密状況を調査する。
- ⑥ 管路の漏水調査  
本管満水後24時間経過してから測定する事にな

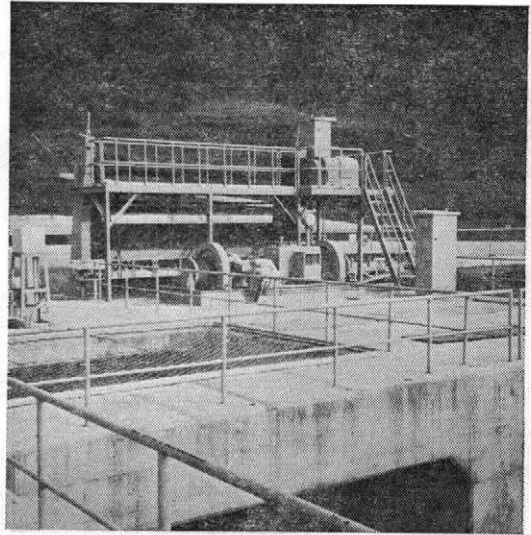


図-5 取水工附近

っているが、今回は当初から測定する。

試験所定水圧は静水頭 T.P 510m + 水撃圧35m = 545m であるが35mの水頭を確保する為には特別な施設が要するため今回は静水圧で試験する。試験要領は左岸1号分土工の本管バルブ  $\phi 1,800\text{mm}$  と分水バルブ  $\phi 250\text{mm}$  を全閉し、藤木取水工水槽水位を計画水位 T.P 510m にしてその減水量を測定する。

- ⑦ 加圧時の排泥バルブ 開閉および流出量調査  
所定水圧時の放流水路の流下可能量とバルブの開度調査, バルブに開度計がないのでハンドル回転数により判断する。
- ⑧ デスクバルブの作動及び水密テストと調整  
ファームpond水位が T.P 495.88m で作動開始し 496.40m で全閉する。この作動状況, 水密状況を調査し, 調整を行う。
- ⑨ 副幹線管およびファームpondの漏水調査(ポンプ上流側)  
F.P 水位を T.P 496.40m とし1号分水のバルブを全閉してファームpondの水位を測定する。
- ⑩ ポンプ揚水量調査  
ポンプを吐出弁全開運転し, 吐水槽の上昇水位と時間により揚水量を調査する。
- ⑪ 副幹線管及び吐水槽の漏水調査(ポンプ下流)  
ポンプ吐出側の漏水調査を行う。(ポンプ吐出弁は完全水密である) 吐出槽水位によって調査する(管:ダクタイル)
- ⑫ 継手の調査  
通水による継手目地等の状況調査図
- ⑬ その他関連調査  
ファームpondの平底弁の水密状況調査, 排気

\*6 猿渡良一著「パイプラインハンドブック」

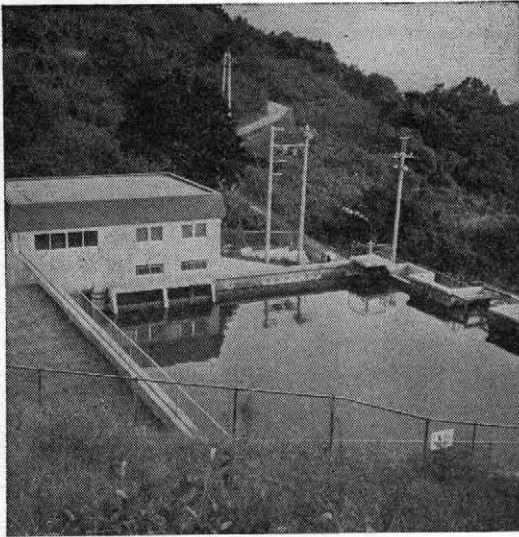


図-6 揚水機場

弁や排泥弁の機能確認や機構についての調査、その他ピットの構造や位置等の調査。

(ウ) 初期通水量の決定

初期通水量（注入）は管路や機器に与える水圧や空気滞留等の影響を少なくするために慎重を期する必要がある。

通水量については前述の様に「計画最大通水量の $1/5 \sim 1/10$ 以内」等の指針もあるが、本事業では初めての試験であり、しかも最大45mの静水頭が加わるP.C管のパイプラインであり、また、排気弁の作動状況を調べることにしていたので270l/sとした。

(エ) 通水の方法

通水量270l/sの制御は水量が少ないので取水工ゲートによって調節することが不可能である。このため左岸幹線の始点附近に設けてある制水装置（図-3参照）のうちバイパス管の制水弁（ $\phi 450\text{mm}$ バ

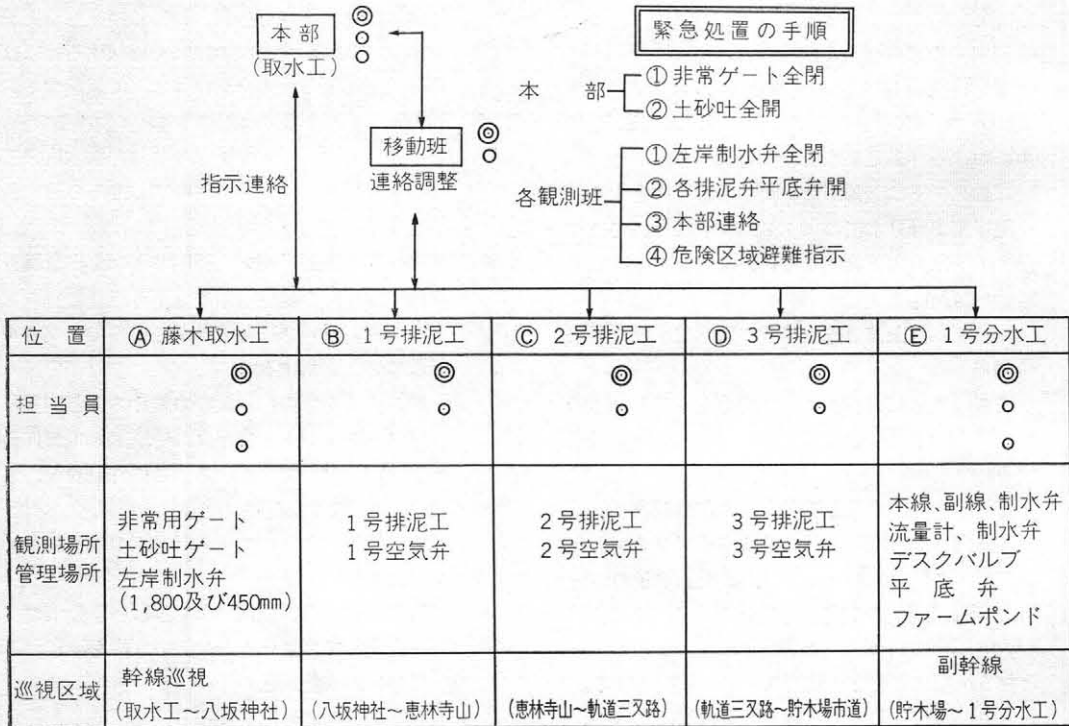


図-7 通水試験組織

タフライバルブ)を操作して概ね正確な通水を行った。

(オ) 観測体制

試験を円滑に実施すると共に安全を確保する為には周到な計画と組織が必要である。

試験は単に試験通水だけではなく事前調査や点検整備等の準備が必要であるが、ここでは通水試験の

観測体制を述べる。

試験組織は図-7の通りであり、試験区域内の重要位置5ヶ所(A～E)に観測所を設け、人員を配置し、この各班の分担区域、観測、作業内容を定めた。

これらの各観測所に指示を与え、各所の情報を総括し判断する本部を取水工に置き、各観測所との間

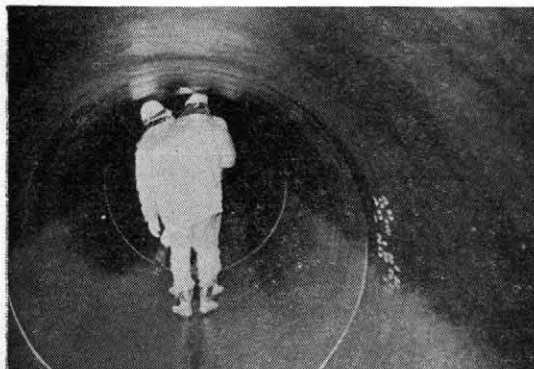
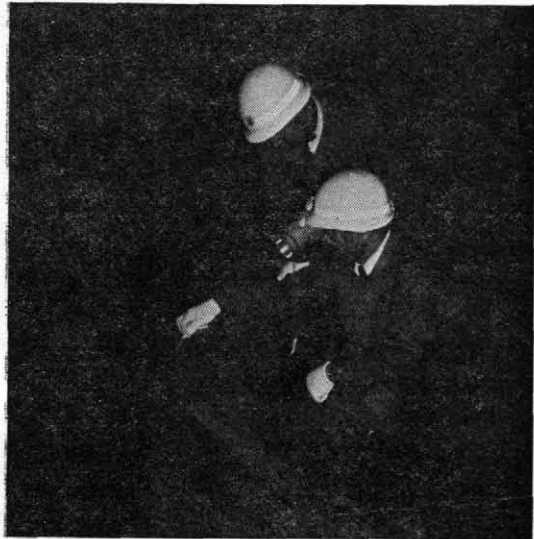
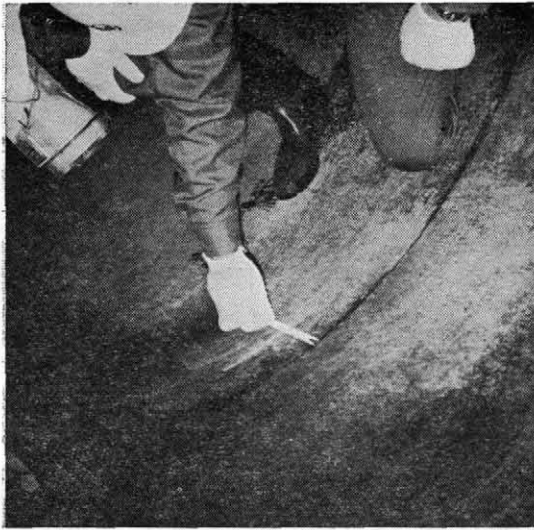


図-8 管内調査

はトランシーバーで連絡を保った。

また、試験範囲が広いので本部を含めた各班との連絡や調整等も必要であり、各班の指導、現象の正確かつ客観的な把握等を目的とした移動班を設け相当の経験者をチーフとした。このほか支援班を置き事業所との連絡を行った。

なお、施設全体が満水するに必要な水量は約8,000 $\text{m}^3$ であり注水量を270 $\text{l/s}$ とすると約8時間を要し、注水は1日だけで終るが、パイプラインに大きな水圧が始めて加わるので漏水の観測と非常事態に備えて2日間にわたり24時間体制をとった。これについては後述するが緊急事態の発生に極めて迅速に対応できる結果となった。

### (3) 通水試験の結果

#### ① 取水工ゲートの作動及び水密試験

藤木調整池は EL507m から EL515m まで調整池水位が変動するので最悪の条件として調整池水位を E. L 515m, 水槽内を空きよ (EL507m) としてゲートを開閉したが、最初はコンクリート破片等の雑物が戸当たり狭まる等の現象があったが 5cm の開度で3回の試験を行い、完全に水密を保った。また、捲上機等の機能も充分であり良好な状態であることが確認された。

#### ② 取水工水槽土砂吐ゲートの作動及び水密試験

流量制御弁を密閉すると①取水工ゲートを通過した水は水槽を満水させるのでこの状態で水槽内の土砂吐ゲートの作動や水密試験を実施したが良好に作動した。

#### ③ 流量制御弁の水密性及び作動

取水工水槽を満流にした状態で管路の水頭は 8m となるが三つの制水弁 (バタフライバルブ) と取付用フランジの水密性は完全であった。

#### ④ 流量制御弁上流側管路及び取水工水槽の漏水

左右幹線制水弁まで注水し水槽水位を T. P 510.150m とし、水槽水位を測定し漏水量を算出する。漏水を外側から目視できるヶ所は、余水吐溢堤壁面及び操作室側の地上部分であるが、余水吐側コンクリート面の型枠木コンクリート充填あと3ヶ所から壁面を流れる程度の漏水を認めた。管体地上部には異常はなかった。

漏水測定結果は 2 $\text{l/min}$  程度であり③項の調査結果とこの部分の管路が鋼管であることから壁体への滲透を含めた水槽部の漏水と考えられたので後日落水して補修することとした。

#### ⑤ 管路への注水量と空気弁等の作動調査

左右幹線制御弁4ヶ所を全閉し取水工水槽水位を計画水位 T. P 510.00m まで上げて左岸幹線の制御弁 (バタフライバルブ) に依り注水量をコントロー

ルする。制御弁の開度と流量はメーカーの参考資料はあったが能調査機を兼ねて試験を行った。注水量

の算定はバルブ開度と水槽水位の低下により決定した。制御弁の作動は極めて良好であった。

表一 制御弁 (450mm バタフライバルブ) の開度と流量

バルブ開度	測定水位 (I)	測定水位 (II)	減水深	流下水量	所要時間	単時間量	摘要
	m	m	m	m <sup>3</sup>		l/s	
20°-00'	509,650	509,250	0.400	46.40	600	77.33	① 調整池水位 513m~514m
30°-00'	509,880	509,950	0.930	107.88	600	179.80	② バルブ下流水位は0
35°-00'	510,120	508,890	1.230	142.68	600	237.80	③ 2回測定の平均値 (減水深)
37°-30'	509,750	508,350	1.400	162.40	600	270.67	

⑥ 幹線水路の漏水調査

管水路への注水は午前7時00分に開始し、15時46分に排気弁の状況から本管内の満流が確認された。必要水量約8,000m<sup>3</sup>に対して所要時間は8時間46分となるが、満流近くなってから流量制御弁を調節したので概ね当初の計画通りの注入ペースと考えられる。

満水後から取水工を満流状態 (WL510, 150m)として16時30分から管水路の漏水調査を開始した。測定は1時間毎に行い、その結果は表二の通りである。

これによると概ね100l/km/cm/d程度であるが、測定方法は壁体の基準線と水槽水面の差を巻尺で測定したこともあり、また測定に個人差があったものと考えられる。

管水路が満流してから概ね11時間経過した午前3時 (7月17日) の観測で水槽水位が異常に低下しつつあることを発見した。

観測員は直ちに制水弁を閉鎖し水槽内からの給水を停止すると共に路線を巡視した。この結果第3号排気弁のマンホールから漏水していることが発見されたので最も近い位置の第3号排気弁を開き放水すると同時に待機要員に通報し必要な措置 (参照)をとった。このため管路の漏水調査を中断せざるを得なかったためによる点検、整備を行い7月22日

に再度注水して試験を再開した。

第2回の試験による漏水状況は表一3の通りであり設計基準の許容漏水量との対比では概ね平均的な値を示し、許容範囲といえる。

⑦ 加圧時の排気弁の閉鎖および流出量調査

3ヶ所の排気弁は共に水密状態並びに閉鎖作動状況は良好であった。流出量については下流水路の通水量に制限があった為に全開状態まで作動させなかった。

⑧ デスクバルブの作動および水密試験と調整

分水された水は自然圧でファームポンドに流入する。計画水位に達するとフロートによってデスクバルブが閉鎖する仕組みとなっているので、実際に作動させてみないと機能が確認できない。

試験当日はメーカー技術者の立合を求め試験し、WL496.40mの計画水位で流入量0とする様に調整した。取水工水槽水位がWL510mのときデスクバルブからの平均注水量は設計70l/sに対して117l/sが観測されたが、使用するデスクバルブの規格は取水水位と調整池の計画水位との関係で決定されるものであるが、この調整池に使用されているデスクバルブは容量に多少の余裕をもったものを使用しているためと史料される。

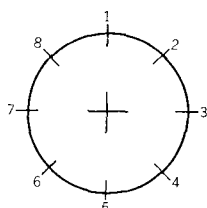
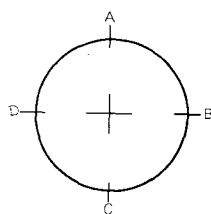
⑨ 副幹線水路およびファームポンドの漏水調査 (ポンプ上流)

表二 第1回漏水量測定記録

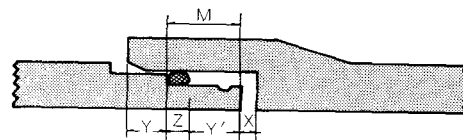
月	日	時間	測定時差	測定水位	減水位	減水量	摘要
				m	m	m <sup>3</sup>	
7.	16	16°-30'	0	510,150	0	0	<参考> $13,224\text{m}^3 \times \frac{24\text{hr}}{8.5\text{hr} \times 2.06\text{km} \times 180\text{cm}}$ $= 100\text{l/km/cm/d}$ (設計基準値 100~150l/km/cm/d) 13,224m <sup>3</sup>
		17°-00'	1.800	510,145	0.005	0.580	
		18°-00'	3.600	510,132	0.013	1.508	
		19°-00'	3.600	510,110	0.022	2.552	
		21°-00'	7.200	510,091	0.019	2.204	
		23°-00'	7.200	510,060	0.031	3.596	
7.	17	1°-00'	7.200	510,036	0.024	2.784	* 異常水位低下発見2分間確認測定
		3°-02'	7.320	509,310	0.726	*84.216	

表-3 第2回漏水量測定記録

月 日	測定時間	測定水位	減水深	減水量	摘 要
7. 23	0-00	510.030m	0.040m	4.640m <sup>3</sup>	<参考> $30.160\text{m}^3 \times \frac{24\text{hr}}{21\text{hr}} \times 2.06\text{km} \times 130\text{cm}$ $= 93\text{l/km/cm/d}$
	2-00	510.020	0.010	1.160	
	4-00	510.010	0.010	1.160	
	6-00	509.977	0.033	3.828	
	8-00	509.950	0.027	3.132	
	9-00	509.943	0.007	0.812	
	10-00	509.933	0.010	1.160	
	11-00	509.923	0.010	1.160	
	12-00	509.906	0.017	1.972	
	13-00	509.888	0.018	2.088	
	14-00	509.885	0.003	0.348	
	15-00	509.868	0.017	1.972	
	16-00	509.864	0.004	0.464	
	17-00	509.845	0.019	2.204	
	18-00	509.828	0.017	1.972	
	21-00	509.810	0.008	2.088	
	計				



(標準状態 内径 1,800mm  
Z=36mm X=13mm Y=65mm Y'=76mm M=112mm)



番 号	管 番 号		S47 施工時 (x)				③今回測定 (x)				④=②-③ (x)				ゴムリング位置(Y)				管種	摘 要						
	上流	下流	①接合時		②水圧ストレ後		A	B	C	D	A	B	C	D	S47施工時		今回(Y')									
			A	B	C	D									A	B	C	D			1	3	6	8	1	3
P <sub>n</sub>	P <sub>n</sub>	P <sub>n+1</sub>	15	12	15	20	17	12	15	22	17	9	18	2	0	6	375	70	70	75	70	78	-70	PC種		
P <sub>n+1</sub>	P <sub>n+1</sub>	P <sub>n+2</sub>	16	16	13	10	13	15	10	10	11	14	10	6	2	1	0	452	78	64	52				〃	
P <sub>n+2</sub>	P <sub>n+2</sub>	P <sub>n+3</sub>	17	17	15	14	15	17	15	16	26	18	4	20	11	1	466	74	60	65	65	68	-72	〃		
P <sub>n+3</sub>	P <sub>n+3</sub>	P <sub>n+4</sub>	18	15	8	17	15	10	8	10	15	9	4	9	0	1	173	70	73	76				〃		
P <sub>n+4</sub>	P <sub>n+4</sub>	P <sub>n+5</sub>	19	25	25	20	24	25	25	20	24	25	25	20	0	0	0	60	60	65	63	76	80	76	〃	

図-9 継手調査資料

2時間経過後の減水量は 5.3l/min 程度であり、その後は測定不能に近い状態であった。この様なことから初期減水はコンクリートの吸水と考えられる。

⑩ ポンプ揚水量

実揚程 197.5m に対して吐水位の変動は 2m であるため吐水槽水位の変動を無視した場合の揚水量は

第1回 56.72l/s, 第2回 56.83l/s が観測された。設計 (48l/s) に対する比率は 1.18 となるが、これはポンプや送水管が新品であるために性能が良好であったと推定される。

⑪ 吐水槽及び吐出管漏水調査

吐水槽に揚水しポンプ場の電動弁 (スルース弁) を全開し水槽の減水深を測定した結果、注水後72時



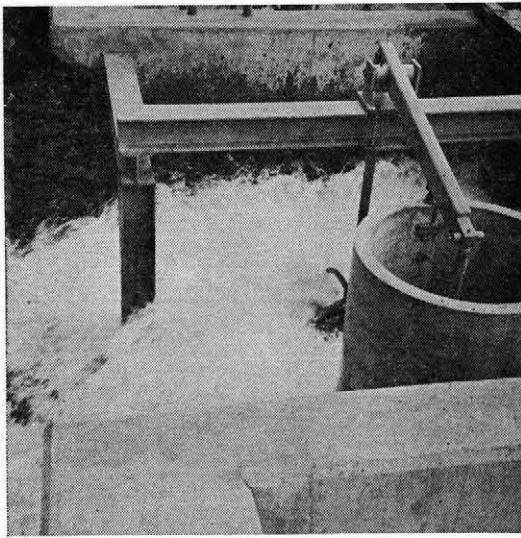


図-10 デスクバルブ

間測定したが次のとおりであり良好な状態といえる。

- i)  $30.25\text{m}^2 \times 0.004\text{m} = 121\text{l/d}$     0~24hr  
(測定誤差と吐水槽のコンクリート吸水量と推定される)
- ii)  $30.25 \times 0 = 0$     24~48hr
- iii)  $30.25 \times 0 = 0$     48~72hr

#### ⑬ 継手の調査

本事業においては管体を接合し、継手の状況を確認した後に目地間隔を測定(図-9附表①)し、さらに埋戻し作業を行いこの時点でテストバンドによる継目の漏水試験を実施している。この継目試験直後に再度継手の目地間隔を測定(図-9附表②)して今後の管理上の参考としている。

この様な測定値と比較して今回通水試験後の目地の開閉、換言すれば管体の挙動を注目した。

この結果の一部を図-9附表に示すと $P_{n+2}$ と $P_{n+3}$ の目地では上部が開き下部が閉じたものと考えられる部分が発見され、この様な変化を示した継手は全体の20%であった。問題となるのは継手間隔(X)が広がり過ぎると重なり(Y)が少くなりゴムリングが離脱する恐れが生じ、逆の場合は管の接合部に大きな応力が生じ破損することになり状況に応じて対策が必要になる。

次にこの様な現象を起す原因を追究し、これを是正する対策が必要である。本地区においては比較的軽度の現象と考えられたが、これらについて観測や調査を行い、万全を期する方針である。

#### ⑭ その他の関連調査

ファームボンドの平底弁の水密状況、排気排泥弁

等については良好な状態であった。

ピットについては内部機器、特に弁類操作用の電動機もありできれば乾燥状態にすることが望ましい。簡単な蓋付構造であれば雨水が入り、完全に密閉すると湿気が停滞するので上部は取外しが簡単な尾根付とし、換気設備を充分にする。また、ピットはどうしても地下又は半地下とならざるを得ないが排水口を設けて常にピット内部を乾燥させる必要がある。

次に冬期に排気弁排泥弁の凍結が懸念されたので観測を実施したが最低気温 $-7.3^{\circ}\text{C}$ の場合、2号排気弁ピット内で $-1^{\circ}\text{C}$ であり、この程度の気温では破裂等は起り難いと考えられるがそれ以上の場合も考えられるので観測を続け、必要な場合は適当な措置を行いたい。

#### ⑮ 漏水の発生について

前述(幹線水路の漏水調査)の様に幹線水路に注水を完了し、11時間経過後に第3号排泥工から $11\text{l/s}$ 程度の漏水が起きた。

漏水が少量であった為に排泥弁からの排水は附近排水路の支障のない程度としたので完全に止水するまで約3時間を要した。

調査の結果その原因は排気弁の取付フランジ継手のボルト3~4本が締付不足であったという単純

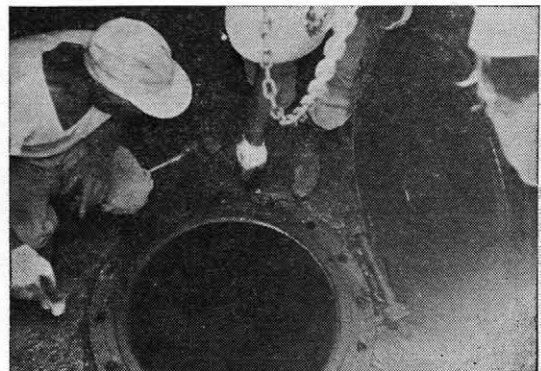
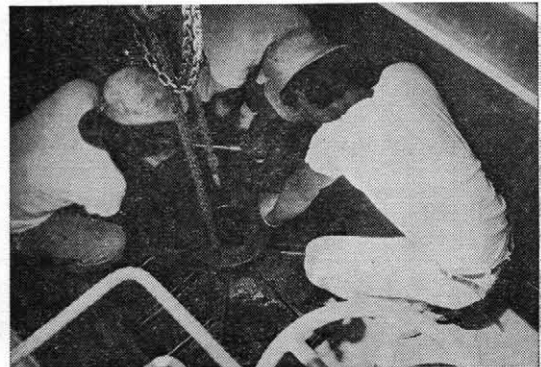


図-11 空気弁の調査

な作業ミスであることが確認された。

管水路への注水時には排気弁は排気作用によって相当の気泡の噴出等があり振動も生じていたが、この時点では異常が出ないで11時間経過後になってからゴムパッキンにズレが生じたものと推定される。この様なことからメーカーの熟練技術員の立会のもとに全ての排気、排泥弁等の取付部のゴムパッキンを新品と取替えた。

## 5. 試験に際しての留意事項

### (1) 試験について

本事業地区としては最初の通水試験であり、また、他地区での実施例もあまり見当たらなかったことから、通水試験の準備から完了までの作業には相当の日時を要し慎重に計画した。今後同様の試験を行う時の参考までに列記する。

#### ① 施設の事前調査

施設の造成後速やかに通水試験を行う場合は施設の事前調査がほとんど必要ないと思われるが、造成後の年月が経過している場合は、例えば管水路については施工時の施工管理記録と対照させ、管の位置、目地間隙、丸ゴムジョイントの位置等を確認し、その他諸施設（特に取水施設、排気、排泥機器、制御弁等）については取付状況、作動状況等を調査確認し、必要があれば部品の交換や補修を行い万全を期すべきである。

なお、当地区に限らず施設区間の末端は止水弁で止水されるのが通常と考えられるが、スラスト力で水圧を受けるので当然のことながらこれを考慮に入れて、スラストブロック等を設置しておく必要がある。

#### ② 安全確保について

施設は土地改良施設として安全性の高い近代施設であるが、高い水圧を受けるので万一の事態に備え対策を樹てておく必要がある。

実施に際しては、先ず試験担当者の安全確保に徹し、併せて地域住民や財産に被害を与えないよう最大の配慮が必要である。

次に高価な施設であり毀損させてはならないことと、事故が農業生産活動に与える影響が大きいので物的、心理的にも極めて大きな影響があることを銘記すべきである。

当地区の通水試験で実施した安全確保措置の要旨は次の通りである。

イ) 万一の事故に備え、異常の発見や措置が行い易い様に管路への注水は昼間の内に済ませる工程計画を樹て実施した。

ロ) 注水開始後は各観測班には常に施設の状態に注

意させると共に管路を巡廻させ異常の早期発見に努めさせた。

ハ) 異常時、緊急事態が発生した場合の措置の順序を定め(図一七)これを徹底した。

ニ) 同時に施設の開閉、放水施設の構造や機能を担当員に図解で説明し、現場での取扱い方を教え、操作を習得させた。

ホ) 取水槽は蓋付(グレーチング)であるが観測中の転落事故防止のために呑口には子供でも吸込まれないパースクリーンを取付けた。

#### ③ 初期通水量

初期通水量は前述の様に通常の場合よりも少ない270l/s程度で実施したが、下りの急勾配部では空気連行量も大きいことが予想される。これに関連する排気弁は3ヶ所設けられているが、試験によると排気速度は双口が同時作動として25m/s程度に達し、観測によると排気は金属音を発していた。

管内の水位が排気口に接近するに従って排気口から水を含んだ空気が断続的に噴出し、さらに水位が上ると鉄球が上部に圧着することが次第に多くなる。この段階で鉄球を押し下げると空気が噴出するので管内には相当の空気が滞留していると推定される。

この様なことから通水量を少なくするか、排気弁の構造や容量等を検討する必要があるのではないかと考えられる。

## 6. 問題点と対策

### (1) 非常用排水施策について

この試験においては、前述の様に排気弁から漏水という事態が発生したので、取水工からの水の供給を遮断し、排泥工から放水したが漏水による被害(畑が多少侵食される程度)よりも排泥工全開の影響の方が大きいと判断された為に完全止水するまでに、3時間程度を要する結果となった。

通常の場合においても管水路の管理上も排水が必要であり、万一の事態に備えて相当な量(出来れば全量)を何時でも安心して放流出来る非常用排水工(排泥工と兼用でも可)を設けるべきである。特に路線の下側に民家や公共施設がある場合の大口徑パイプラインでは、義務的に考えて設置すべきである。

### (2) 管体の移動について

通水試験前後において、試験区間の一部の管体の移動(継手目地の開閉)が認められた。

原因については、注水による荷重増加等に伴って管体が安定化する為の移動と考えられる。この様な現象はある程度止むを得ない(避けられない)ものと思料されるが、その原因として理戻しの不十分や管理設によって

従来の安定地盤が変化（地下水等による周辺土の軟弱化や流亡等）した場合は考えられるので、確認調査を行う予定である。

パイプラインの安全を確保する為には、要は継手が離脱したり、管の端部に大きな応力が生じない範囲で安定化すればよいので、今後も観測を続ける予定である。

この対策の中で、最も簡単な方法としては、継手の目地間隔は或区間の中で、土が生じるので目地に十分な（円周の $\frac{1}{4}$ ～ $\frac{1}{3}$ 程度に相当する）セパレーターを入れることが最適と考えられる。

### （3）管水路の漏水について

パイプラインの漏水の許容範囲は、 $NI/s/km$  等で表示されることが多いが、流水を主目的とする施設の経済性を示す指標としての意味があっても、パイプラインの安全度（性）を示すものではないことに留意すべきである。

パイプラインの漏水の相当部分は継手からの漏水と考えられ、特に P. C 管は接合時に土砂をゴムリングに巻込んだり、ゴムリングの不均一な挿入等の原因によって圧力水が微少な間隙から絶えず噴出し、管体のコンクリートや鋼線を研磨する様に侵食して破壊する。このため、通水即破壊とならないで1～2年間等の長時間を経過して突如として事故が起こる事例が多い。

この様なことから漏水量を安全性の面から見直し、漏水個所の検知や補修方法等について、一層の技術開発が

望まれる。

## 7. むすび

笛吹川農業水利事業は全てがパイプラインの建設事業であり、特に通水区間は大口径の P. C 管が使用されているので細心の注意を払い通水し、試験を実施した。

この試験によって、施設の機能や安全性が確認されたが、その反面、単純な作業ミスによる漏水が発生し、確實、慎重な施工を図ることの重要性が再認識されたり、また、管体の移動や漏水の実態解明などについて新たな課題が生れた。

元来、土地改良事業で建設されるパイプラインは路線が起伏の多い所を通過し、流送される水が季節や気象条件によって通、断水を繰り返し、しかも経済的な理由から P. C 管を使用することが多い等の事情があり、設計や施工が困難であるばかりか、漏水等が起り易い体質であると云える。

この様なことから、漏水の実態解明やその対応策の樹立等は農業用パイプラインの今後の発展を図る為に早急に解決を迫られている重要な問題と想料される。

これらについては事業の実施を担当する一事業所の力では解明、解決が不可能と考えられるので研究機関やメーカー等のご協力を得て逐次解決を図ってゆく所存である。この様なパイプラインの諸問題について皆様方のご意見とご指導を戴ければ幸いである。

# 邑楽頭首工の設計と施工(その1)

荒ヶ田 国和\* 宮本 和美\*\*  
滝口 恒男\*\*\*

## 【内容の紹介】

本報文は国営渡良瀬川沿岸農業水利事業の主要施設である邑楽頭首工の設計についての報文であり、施工については次回に予定されている。

主な内容は①土砂吐の排砂基準流量を、洪水の最終降雨の翌々日の流量(ほぼ豊水量に相当する)とした経緯と、この流量によって設計された土砂吐の状況、②取水口内で滞砂に対する水理設計、③護床の設計、④有効落差が極めて小さい沈砂池の水理設計からなっている。

目	次
1. はじめに	39
2. 邑楽頭首工の概要	39
3. 土砂吐幅員と排砂基準流量	39
4. 取水門と取水樋管	43
5. 護床工	45
6. 沈砂池	46

## 1. はじめに

国営渡良瀬川沿岸農業水利事業は、利根川とその支流渡良瀬川にはさまれた群馬栃木両県、桐生市、太田市、足利市、館林市ほか、5町2ヶ村にまたがる水田9,034ha、畑1,398ha、計10,432haにかんがいをを行う目的で、現況5ヶ所の頭首工を3ヶ所に統合し、水路延長53kmを改修する事業であるが、その水源は、水資源開発公団によって築造された草木ダムから補給されるものである。

邑楽頭首工は、上記三頭首工の最初の工事として、昭和49年11月に着工し、今年7月に本体工事を完了し、管理事務所、附帯護岸および沈砂池は、本年度内に完成する予定であるが、土砂吐、取水工、護床工、沈砂池および魚道の設計、ならびにピヤの基礎および仮締切の施工に当って、種々、試みを行ったが、中には頭首工一般の問題として、参考に供し、また、御批判と御指導を得たい点多々あるので、報告する。

## 2. 邑楽頭首工の概要

邑楽頭首工は、昭和初期に築造され、その後、幾度か改修された模様であるが、旧堰は、鉄線蛇籠で被覆され、頂部だけコンクリート張で、松丸太が植込まれ毎年この丸太に掛板を行う、いわゆる丸太堰の一種であった。加えて、余りに老朽化が甚だしかったため、取水困

難と災害の危険にさらされ、その結果、水路内の水位を確保することが出来ないため、頭首工直下流の水田は、ポンプ揚水に切替えていた位であったので、本事業の最初の頭首工工事で取上げたものであるが、その諸元は次のとおりである。

- (1) 型式、フローティング全可動型
- (2) 堤長、132m(土砂吐1門、洪水吐2門、各径間とも40m)
- (3) 扉高、土砂吐4.3m(内フラップ扉高0.8m)、洪水吐4.2m
- (4) 位置、右岸、群馬県館林市、左岸、栃木県佐野市
- (5) エプロン長、上流27.2m、下流35.2m
- (6) 護床工、上流7.9m、下流100m(内減勢工11m)
- (7) 管理橋、橋長195m、有効幅員3.5m、設計荷重TL14、型式合成桁鋼橋
- (8) 取水工、最大取水量6.43m<sup>3</sup>/sec、3.6m×2門
- (9) かんがい面積1,824ha
- (10) 基礎工、ピヤ部鋼管杭φ711×19~21m、その他RC杭φ500×8m

## 3. 土砂吐幅員と排砂基準流量

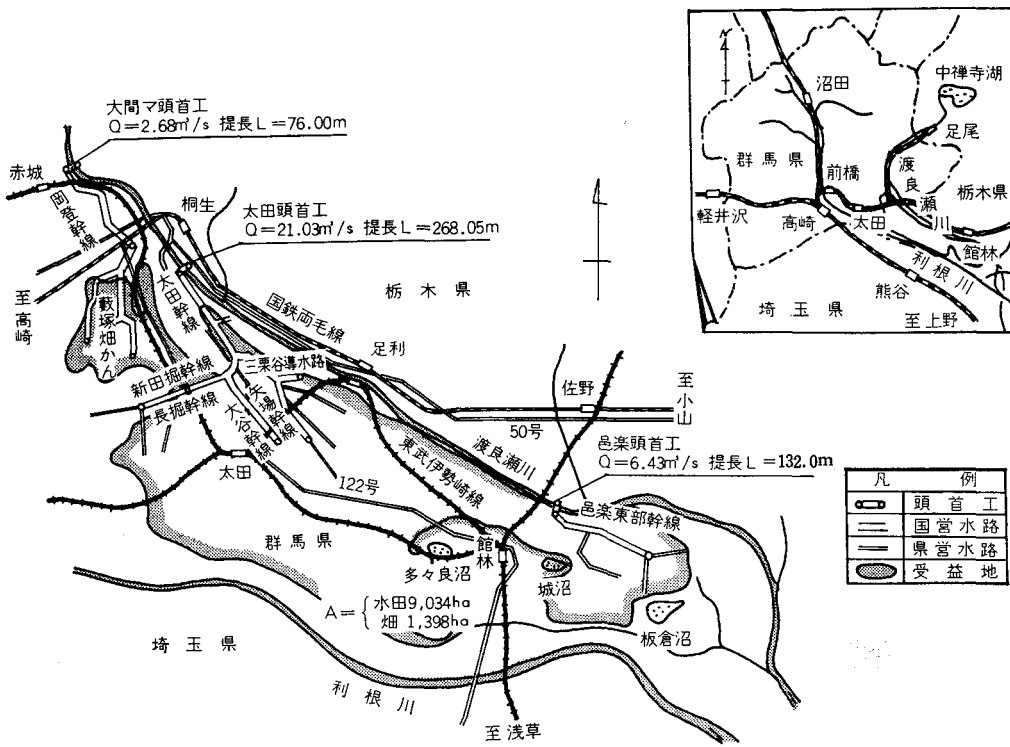
設計基準によれば、土砂吐は平水量または、かんがい期間の1/2を下らない流量により、限界流で掃流することになっているが、本頭首工においては、次のとおり常流で豊水量程度の流量により、排砂することとした。

- (1) 下流河川水位が高く、射流にするには土砂吐幅員

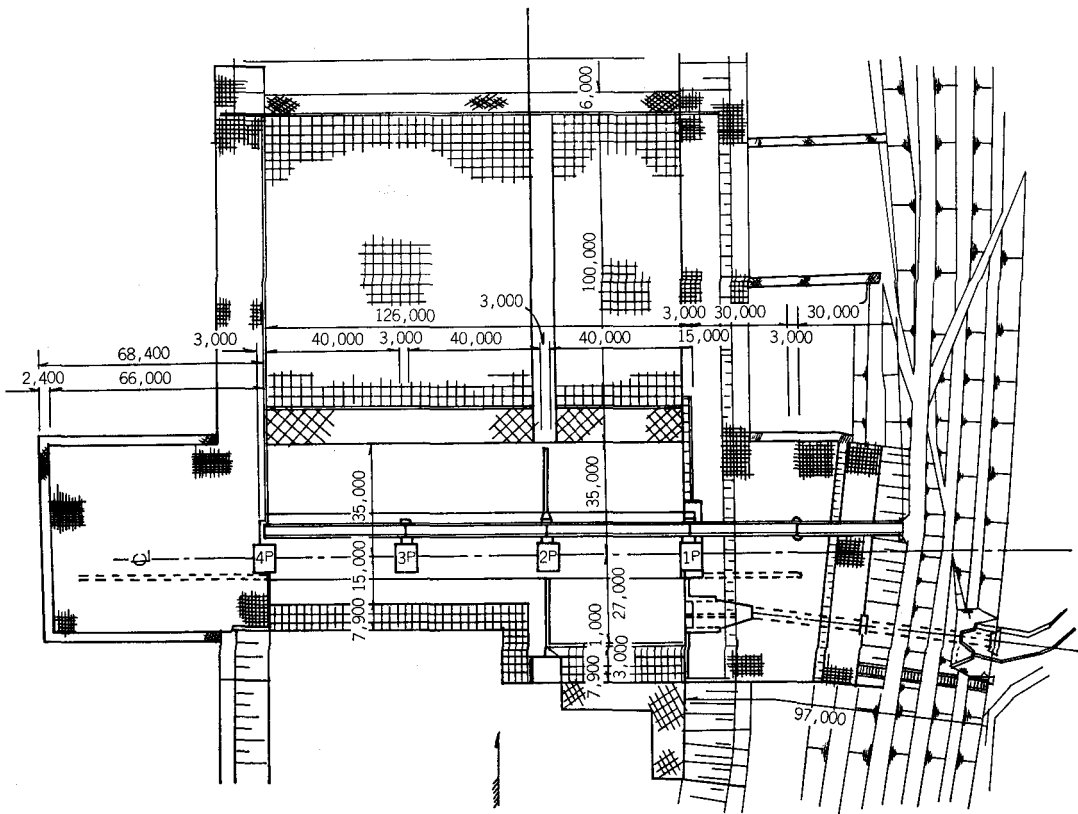
\* 関東農政局渡良瀬川沿岸農業水利事業所

\*\* "

\*\*\* "



図一 渡良瀬川沿岸農業水利事業概要図



図二 邑楽頭首工計画一般平面図

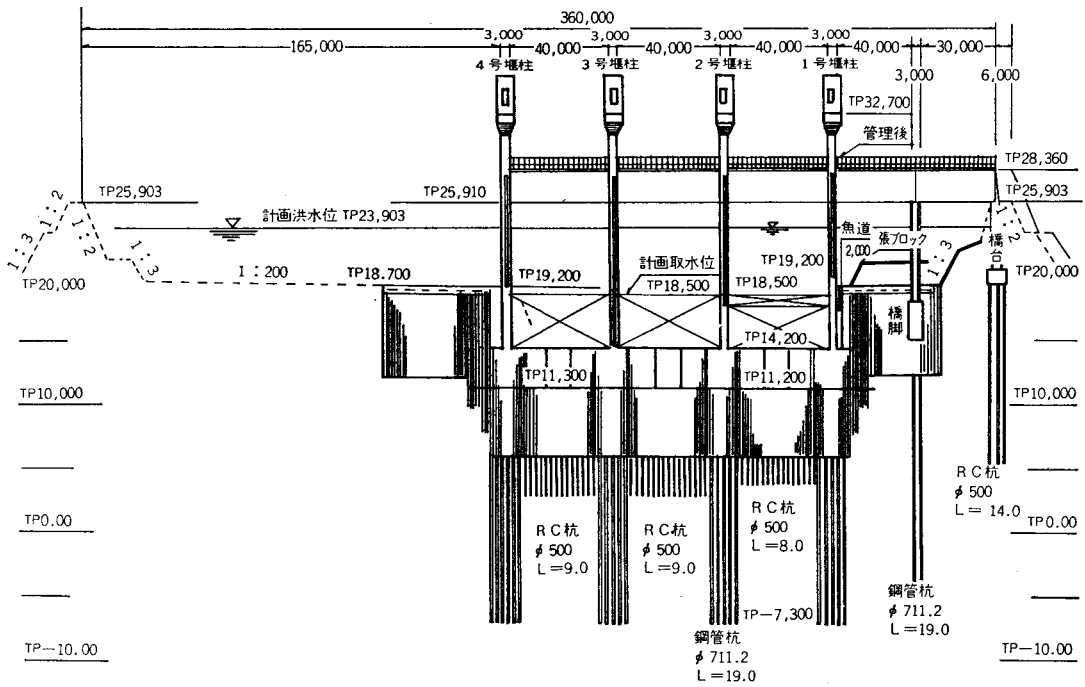


図-3 邑染頭首工計画正面図

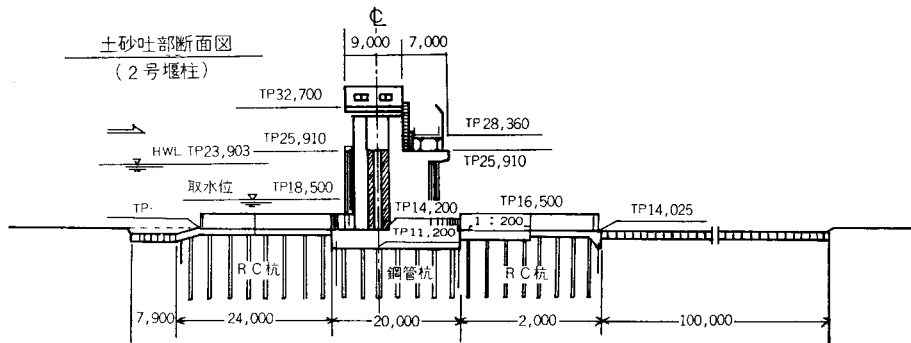


図-4 邑染頭首工標準断面図

は最大22m以上としなければならない。一方40m以上のスパンでなければ、河川協議との関係で工費が嵩むため、常流で排砂することにした。

すなわち、本頭首工の平水量は、 $22.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ であるが、下流河川勾配が  $1/2500$  で割合にゆるいため、水深が  $0.46 \text{ m}$  もあり、この下流水深に対して、土砂吐上の限界流、または射流を確保するための単位幅流量を略算（水叩き下流で限界流になるものとして概算しているが、フルード数を大きくすれば若干、単位幅流量は少なくてすむ。しかしながら、フルード数を大きくするため、土砂吐勾配を急にすれば、土砂吐下流端は他の条件から抑えられており、上流端が計画横断面の中に喰い込むので、限界流速を少し上廻る位が限度である。）すれば、

$$q = h \cdot v_c = h \sqrt{gh} = 0.46 \sqrt{9.8 \times 0.46} = 0.96 \text{ m}^3/\text{sec/m}$$

したがって土砂吐幅員は、射流で掃流するとすれば、

$$B \leq Q/q = 22.1/0.97 = 22.8 \text{ m}$$

でなければならない。にも拘わらず、あえて常流によって排砂することとしたのであるが、それには、次のような事情があった。すなわち、本頭首工の実施設設計当時は、河川管理施設等構造令の第6次案が河川管理者によって試行中で最も条件の悪い時期であったため、次の三通りの方法のいずれかを選択する必要に迫られた。

- A 土砂吐径間40m 1門、洪水吐径間40m 2門、全可動長120m

B 土砂吐径間20m 1門, 洪水吐径間40m 3門  
 C 土砂吐径間20m 1門, 洪水吐径間50m 2門  
 上記, A, B, C案のうち, 工費面において, A案が最も有利な事は勿論であるが, 上記の事情はともかくとして, 結局, 径間40mの土砂吐が技術上妥当であるかどうかと云うことであった。

この問題に対しては, 次の理由により, 可能と判断したものである。

- (a) 現地は極部的に平均粒径が, 8%程度のものがあるだけで, 殆ど砂であること。
- (b) 限界流が射流でなければ, 全く掃流力がない訳ではなく, また, 常流でも計算上, 所要の掃流力が得られることが確認されたこと。(計算結果は, (2)参照)

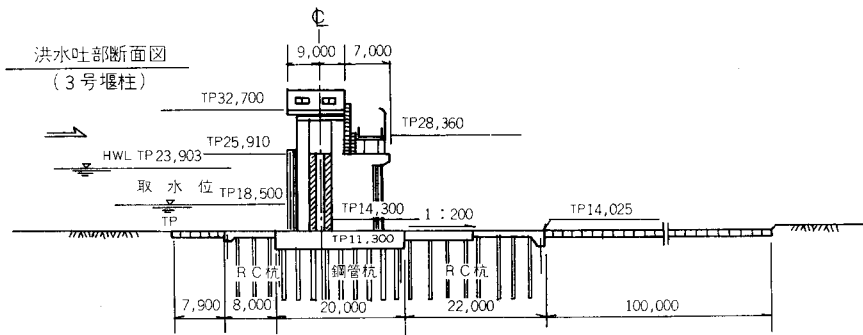
(c) 下流水位が高い箇所が, 河口堰等においては, 多々ある筈であると想像されるが, 常流で排砂が不可能であると云う報告もなかったこと。

(P) 万一失敗しても, ゲートさえ閉めることが出来れば, 貯水量が大きいので, 貯水を利用して排砂ができること。

以上の理由により, 多大の危険をとまなうが, 結局, 技術上可能であり, また, 工費面をあわせて考えると妥当であると判断したものである。

(2) 排砂基準流量として, 河床が移動するような洪水の最終降雨日の翌々日の流量(結果的に豊水量を少し上廻る程度)を採用した。

すなわち, 筆者の乏しい経験から見ても, 平水量



図一5 洪水吐部断面図(3号堰柱)

で掃流できるような計算が成立している地区は珍しい位で, 設計基準の規定を満足し得ないまま実施されている地区が多いので, かねがね, 実状に則した排砂基準流量はどうあるべきかと云うことについて考えていたが, 本頭首工においても, 上記のとおり, 40mとするには, 排砂基準流量が不足するので, 改めて検討する必要に迫られた。

したがって, 実際に行われるであろうと云う操作状態を予測し, 分析して, 次のような操作を予想して計算を行った。

- A , 非洪水時に浮遊している土砂の堆積は僅かで, 一方, 近年取水工の敷高が高くなっているため, 非洪水時において土砂が堆積する余裕は, 土砂吐上流エプロン部に十分設けられており, 非洪水時における堆砂が, 取水の支障になるとは考えられない。したがって, 普通常時において土砂吐の操作は必要がない。
- B したがって, 土砂吐の操作は, 河床が移動するような洪水があった直後に行えば十分である。
- C しかしながら, 直後と云っても, 土砂の移動が継続しているかどうか地上から判定すること

は, 非常に困難であり, 万一, 土砂移動の継続中にゲート(上述の予想では, 土砂の掃流は, 土砂吐ゲートを開くことではなく, 洪水吐ゲートを締め, 土砂吐だけから流すことを予想している)を締めた場合には損傷を来し, また, 水路の被災箇所点検等も必要であるので, 十分に時間的余裕をとって河床が移動するような洪水の最終降雨時の翌々日の流量を採用した。なお, この流量は, 降雨量とそのパターンによって異なるので, 上記資料に該当するものの中から, 各年の最小値を抽出し, その平均値を採用したが, 絶対安全と云う立場からすれば, 過去の最小値をとるべきであったかも知れないと考えている。

以上の考え方と, 平均粒径8%, 上流河床勾配1/1400と云う設計条件から, 岩垣公式を使用して, 所要の掃流力は  $U_*^2 = 6.5 \times 10^4$  (cm/sec)<sup>2</sup>, 河床移動洪水量 98 m<sup>3</sup>/sec, を算出し, 流量年表から98 m<sup>3</sup>/sec以上の洪水を対象にして, 排砂基準流量 45 m<sup>3</sup>/secを算出し, 採用した。

以上の数値に基づき, 径間を40mとして得られる

掃流力を各断面について計算し、その最低値は土砂吐末端において、

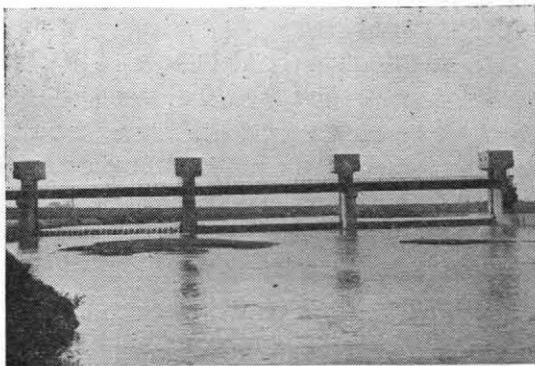
$$7.1 \times 10^4 > 6.5 \times 10^4 (\text{cm/sec})^2$$

よって、径間40mと決定した。

その結果生じた土砂の堆積状態については、さらに観測を続け、後日、改めて報告申し上げるつもりであるが、現在までの状況について、簡単に報告すれば、先ず、本年冬期においては、洪水吐は、仮締切の中で工事中で、土砂吐だけから流下していたが、4月のかんがい開始時期においては、昨年5月に撤去し残した仮締切の山土が、ゲートの直下流に堆積し、その上部と上流に砂が堆積していた。したがって、本年4月かんがい開始にともなう土砂吐の閉塞に際しては、土砂吐ゲートの直下左岸寄の約半分が、最大1.7mの深さの砂で覆われていた。

このような土砂に対する措置を、予め考えておくことは、土地改良区に対する管理委託完了後においても必要なことであるので、ブルドーザーで排除するような事をせず、将来、土地改良区においても容易に行い得る方法で、先ず試みると云う観点から砂面に、幅、深さとも30cm程度の溝を掘ったところ水面上の部分は、見事に流亡させることができ、引続いて土砂吐ゲートを除々に滞砂面に近づけ、フラッシュしながら、容易にゲートを締切ることができた。

しかし、水叩き、護床工上の山土は、かんがい期間中流亡せず、非かんがい期となって全てのゲートを引上げた現在でも、写真1のとおり、そのまま残っているが、現在までのところ頭首工管理には何等支障ないので、この冬、ゲート直下の滞砂を促す要因となるような気配でもあれば、取除きたいと考えている。



写真—1 滞砂の状況

このことに関連して、日頃考えていることを今少し申し述べてみたい。と云うのはともすれば、土砂吐の径間が大き過ぎれば土砂吐上流水叩きの排砂に

支障があるだろうと考えられ易いが、実はそうではない。ゲートさえ一旦閉め切ることができれば、大抵の頭首工には、或る程度の貯水量があるので、排砂は簡単であり、問題はゲートを下すときに堆積した土砂が支障となることである。とすれば、河川管理施設等構造令の制約もあって、土砂吐とほぼ同じ標高のゲート敷高をもつ洪水吐にも問題があるのである。

では、そのような洪水吐の問題は、洪水吐、土砂吐の径間を小さくすればすむのかと云うと、そうではない。幾ら径間を小さくしても、最初に下す洪水吐の場合は、他の洪水吐と土砂吐から流下するため上下流の水位差が生ぜず、容易にフラッシュできない。従って、取水工から離れる程、ゲート敷高を高くする以外には根本的な解決策はないと考えているが、いかなるものであろうか。近年、河川の現状の横断形に関係なく、計画横断形に合せてゲート敷高を同じにさせられているが、誠に残念でならない。

勿論、各ゲートを一斉に下げれば、なんとかなるが、この場合ゲートの閉塞が早すぎれば上流側に土砂が堆積することとなり、また閉塞が遅ければゲートの閉塞が困難になるなど、云うは易くして、操作は困難である。通常土砂吐は、流心側に設けられるので、滞砂と径間の問題は、むしろ、洪水吐の方にあるということ強調し、問題を提起したい。

なお、土砂吐にしろ、洪水吐にしろ、径間が大き過ぎるとゲートの片側だけ滞砂し易く、誠に厄介な問題となること、さらに土砂吐的を絞って云えば、40mもの径間は、容易に流亡するような砂の場合に限られると云うこともつけ加えておきたい。

#### 4. 取水門と取水樋管

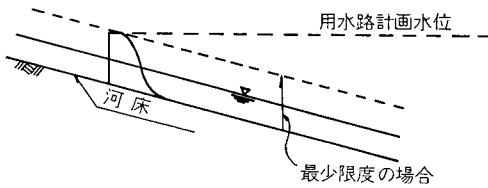
本頭首工は、河川協議の過程で、旧堰位置に築造することが決定していたので、設計の段階では、堰高はもっぱら取水標高から決定され、取水工幅員と堰高の関係は、とり立てて検討する余裕がなかったが、一般的には、取水門幅員と堰高の関係は経済性の上で、最も重要な問題である。

現在設計基準では、この問題に対して、「敷高、取入れ速度を標準値の範囲に保持することを前提として、経済的に決定すること」になっている。

しかしながら、実際には取水幅を大きく、取水深を小さくし、堰高を小さくして、図—6のように築造位置を必要だけ上流に移す方が経済的な場合が多い。

ところで、このような経済比較を行うに際して、いくらでも取水工の幅員を大きくし、取水深を小さくしても良いのであろうか。そこで先ず考えられるのが、取水庭の滞砂に対する掃流力の問題である。普通、取入れ流速





図一6 取水水位、頭首工位置、堰高の関係

は1m以下に設計されているので、取水口に滞砂することはないと考えられているが、実際には滞砂しており、時には石礫が流入しているものもある。とすれば、先ず第一に、取水庭の滞砂は、どのようなメカニズムによって生ずるのか、解明しなければならないが、微粒子ならいざ知らず、石礫等の浮遊は、取入れ流速によって生ずる筈はないので、河川内の流速、特に取水工直上流の河川に沿った流れによって生ずるものと想定した。

すなわち、仮説としたメカニズムは次のとおりである。

- 1) 通常、土砂吐は径間が小さく、取入れ水位も調節し易く、また、ミオ筋を取水工側に引き寄せるため、洪水時には真先に土砂吐が引き上げられ、最後に下されることが多いが、その時、土砂吐の上流水叩き部分に滞砂していた土砂が浮遊し、取水口前面に達した後、取入れの流れに乗って、沈降しながら運ばれ、取水工の奥まで滞砂する。
- 2) 近年、取入れ水門は堤防の近くに設けられているので、洪水時に取水が全くされない場合でも、半分以上より上流側の取水口から取水庭に侵入し、下流側の取水口から河川にもどる緩やかな流れが生ずるが、1)と同様に河川内で浮遊した土砂が、この流れによって、取水口附近の取水庭に堆砂する。

上記の二つの現象のうち、後者は量は少なくとも粒径は大きい筈であるから、安全のため後者を推定し、物砂式を使用し、次のとおり最大粒径を算出した。

$$d = 0.002(v \cdot H)^{2/3} = 0.002(2.15 \times 9.6)^{2/3} = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm}$$

上記最大粒径に応じた平均粒径は、現地の実測された粒度分布曲線から計算し、5.5%、上記の平均粒径の土砂に要する掃流力は、岩垣公式により

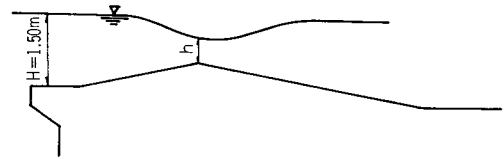
$$U_*^2 = \tau_0 / \rho = 4.45 / 10^1 (\text{cm/sec})^2$$

ところで、一方、単位幅流量が少なくとも、図一7のように幅員が最も大きい部分の敷を上げて、流速を大きくすれば掃流できるが、限界流速以上にするには、エネルギー線が不連続となる分だけ堰高を高くしなければならないので、一般論として、堰高を低くするためのこの計算の趣旨に反することになる。したがって、流速は限界流以下でなければならず、また、流れの性質から見て、フルード数は2/3以下が望ましい。以上の条件から取入

れ水深を1.5m、取入れ速度を0.6m/secとすれば、単位幅流量は、

$$g = v \cdot H = 0.60 \times 1.00 = 0.9 \text{ m}^2/\text{sec} \cdot \text{m}$$

$$B = Q/g = 6.43/0.90 = 7.20 \text{ m}$$



図一7 取水口縦断図

今、敷上部の水深を $h$ とすると、

$$v_c = \sqrt{gh}$$

よって、フルード数は

$$F = \frac{q}{h \sqrt{gh}} \approx 2/3$$

上式から

$$h = \left( \frac{9}{4g} \right)^{1/3} q^{2/3} = \left( \frac{9}{4 \times 9.8} \right)^{1/3} \times 0.893^{2/3}$$

$$= 0.46 \text{ m}$$

さらに

$$v = q/h = 0.893/0.46 = 1.94 \text{ m/sec}$$

$$A = 7.20 \times 0.46 = 3.30 \text{ m}^2, P = 7.2 + 0.46 \times 4 = 9.04 \text{ m}$$

$$R = A/P = 3.30/9.04 = 0.365$$

$$\therefore I = \left( \frac{v \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.34 \times 0.021}{0.510} \right)^2 = 1/156$$

$$U_*^2 = \tau_0 / \rho = g \cdot R \cdot I = 980 \times 36.5 \times 1/156$$

$$= 2.29 \times 10^2 > 445 \times 10^1 (\text{cm/sec})^2$$

よって、幅員は大き過ぎず十分な掃流力をもっている。一般論としては、上記のとおりであるが実際には、先に述べたように本頭首工は、既に位置が決定しており、取水口幅員を大きくしても、取入れ水位の関係上堰高を小さくする訳にはいかないのので、上記の計算は、幅員が大きく、掃流力が不足する部分の敷を上げて掃流力をチェックしたことになる。

また、太田頭首工についても、同様の設計を行い、水理実験を行ったが、その結果から見て、あまりフルード数を大きくすると、直下流で波が立ち、また、このような計算を行ったのは、恐らく本頭首工がはじめてであり、オーソライズされていないので、異常過水時における安全も考え合わせて、結局、上記水深 $h$ を0.95mとし、掃流力の安全率を1まで下げて施工した。

$$4.47 \times 10^1 < 4.45 \times 10^1 (\text{cm/sec})^2$$

その計算方法については、上記と全く同様であるので省略する。

取水樋管についての設計条件は、

- 1) 上記取水門の滞砂を洗砂池まで運ぶため、先に計算した、 $U_*^2 = \tau_0 / \rho = 4.45 \times 10^1 (\text{cm/sec})^2$  以上の掃流力をもたせること。

- 2) なるべく、小さい勾配で所要の掃流力をもたせるため、断面は最有利断面に近いこと。
- 3) 流れの状況を良くするため、フルード数は、0.70以下でなるべく近いこと。
- 4) 勿論施工が容易であること。

以上のことを考慮して

幅  $B=3.00\text{m}$ 、水深  $H=1.55\text{m}$ 、径深  $R=0.762\text{m}$   
 勾配  $I=1/1,600$ 、流速  $v=1.390\text{m/sec}$  とした。  
 よって、掃流力は次のとおり十分である。

$$U_*^* = gRI = 980 \times 76.2 \times \frac{1}{1,600}$$

$$= 4.67 \times 10^1 > 4.55 \times 10^1 (\text{cm/sec})^2$$

フルード数については、

$$F = \frac{v}{v_c} = \frac{v}{\sqrt{gH}} = \frac{1.390}{\sqrt{9.8 \times 1.55}} \approx 0.36$$

## 5. 護床工

ダムの余水吐の減勢工と頭首工の護床工は、同じく跳水による減勢を目的として、設けられるものであるが、これらに従来用いられて来た技術には、大きな差があるように感じられる。即ち、ダムの場合は、確実に跳水を起させるために、水平エプロン、或は傾斜エプロンにより、下流水深を共役水深に合わせ、更に、シュートブロック及びフロアブロックを設ける等の措置がとられているが、頭首工の場合には、そのような対策を講ぜず、もっぱら、下流水深に見合うまで射流が水叩き及び護床工面を走る長さを与えているだけである。

このように、同じ目的をもつ構造物でありながら、両者の間に差が出来た背景には、1)、頭首工の場合、ダムのように護床工を掘り込んでも、土砂が堆積して、役に立たないこと。2)、土砂流下にもなる摩擦、破損等の点からフロアブロックが設けられない等、相当の理由があったであろう。

しかしながら、護床工のブロックの種類を常に経済性だけを重視して、十字ブロックだけにしたり、或は減勢効果だけを重視して、高価な異型ブロックだけを使用することには、問題がありはしないだろうか。

どうしても、「護床工は、跳水によって減勢を行う減勢工である」と云う認識が薄いような気がしてならない。

と云うのは、「跳水を起させるための施設」と云うことからして、本来、護床工の上流部分は、射流が走る部分であるから、なるべく、上流で下流水位と共役関係に入るよう、粗度を大きくすべきであるし、下流部分は、ただ単に跳水の場を与えるだけで、殊さら粗度を大きくする必要がない訳である。経済性を重視して、護床工の上流部分に粗度の小さな十字ブロック等を用いた場合は、なかなか射流の流勢がおとろえず長く走るため、い

たずらに長い護床工が必要となり、意図に反して、かえって高くつくことになる。

また一方、護床工の下流部分は、跳水が生ずる部分であり、跳水は、平滑なコンクリート面でも生ずるので、この部分に高価な異型ブロックを使用するのはもったいない。

なお、護床工上流の粗度の大きい部分であるが、ダムの水理実験の結果から見ると、シュートブロックを設けた場合、下流水深が多少共役水深に合わなくても、跳水が起きる傾向が見られるので、頭首工の異型ブロックの場合にも、同様の傾向があるとすれば、下流河川の改修、河床低下等により、水位が低下した場合誠に好都合であり、特に、本頭首工は、貯水量が大きく、ゲートの開きはじめに、下流水位が定常流となり、上昇する前に、大きな露出射流が走ることが予想されるので都合が良い。

と云う考え方で、次のとおり設計した。

- 1) 護床工の最上流部分に粗度の大きい異型ブロックを設ける。
- 2) ブロックの種類は、適度の凹凸、即ち、粗度があり、且つ、滞砂によって、粗度が失われにくいと云う観点に立って、六脚ブロックを採用し、密な配置を行った。
- 3) 上記2)の長さは、六脚ブロックの下流端において、跳水がはじまるよう計算し、11mとした。
- 4) 護床工の長さは、プライの公式から131mと計算されるが、異型ブロック相当分だけ護床工を短くした。

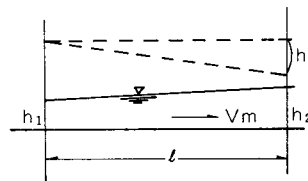


図-8 水叩き、護床工縦断面

$$v_m = \frac{1}{n} R^{2/3} \left( \frac{h}{l} \right)^{1/2}$$

$$\therefore l = \left( \frac{R^{2/3}}{n \cdot v_m} \right)^2 h$$

したがって、同じだけ減勢するには、 $n^2$ に逆比例する長さが、必要であるので、

$$l_2 = 131 - \frac{0.057^2 - 0.030}{0.030^2} \approx 100\text{m}$$

ただし、十字ブロック、六脚ブロックの粗度はそれぞれ、0.030、0.057である。

- 5) 六脚ブロックの粗度は、次のとおり農土試、川合氏の式を使用して算定した。

六脚ブロック区間の換算粗度

ブロックの規格、A0.60×0.60形 ( $W=3.414'$ )

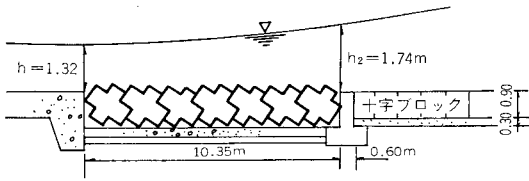


図-9 減勢工縦断図

ブロックの配置は、密な千鳥型の配置とすると、三角錐形の突起が千鳥型に並んで粗度として働く。

突起の間隔、 $S_1=1.47m$ 、 $S_2=1.06m$  粗度係数を求めるため、三角錐形の突起を、イボ型突起に換算すると、

高さ、  $k=0.35m$   
 断面積  $F=0.103m^2$

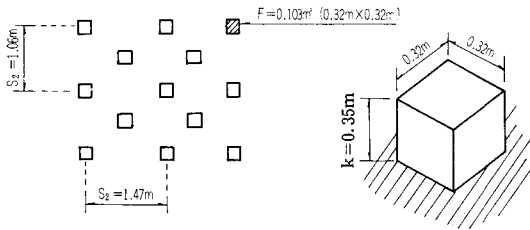


図-10 ブロック粗度計算モデル

換算粗度の計算（川合氏の式）

$$\frac{H_m^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{H_m}{k} + 5.4 \log_{10} \frac{S}{F} - 5.47$$

$k=0.35m$  ..... 突起の高さ

$$S = \frac{1}{2} \cdot S_1 \cdot S_2 = \frac{1}{2} \times 1.47 \times 1.06 = 0.77m^2 \dots$$

..... 1つの突起の支配面積

$$F = 0.103m^2 \dots \dots \dots 1つの突起の断面積$$

$$H_m \cdot \frac{1}{2} (H_1 + H_2) = \frac{1}{2} (1.32 + 1.74) = 1.53$$

..... 平均水深

上式に代入して

$$\frac{1.53^{1/6}}{n_f \sqrt{g}} = 10.6 \log_{10} \frac{1.53}{0.35} + 5.4 \log_{10} \frac{0.779}{0.103} - 5.47 = 6.065$$

$$\rightarrow n_f = 1.073 / (3.130 \times 6.065) = 0.057$$

6) 六脚ブロックは、将来摩耗して取りかえる必要があると判断されるので、図のとおり、コンクリート製の柵の中に入れ、間に碎石を詰め、ブロックの移動を防止した。

7) 十字ブロックは、根入れが比較的に浅いため、現地盤との接触部分がパイピングに似た状態で被災している例が多く見受けられるので、現地盤に山土を敷き、その上に布設し、下部30cmの部分には山土を充填した。

8) 十字ブロックは、そのままではブロックどうしの間が何等被覆されていないのでブロックどうしの間が洗掘され、その孔壁にかかる動水圧によって、ブロックの下部もパイピングを起こし、上記7)の状態になるものと推測されるので、厚さ30cmのコンクリートでブロックどうしの間を被覆した。

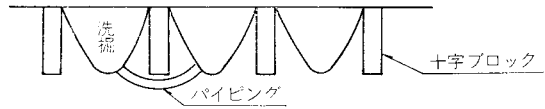


図-11 護床工洗掘メカニズム

十字ブロックに可撓性をもたせるかどうかは、幾多の被災例を見ると、十字ブロックの基礎が3mも洗掘されながら、ブロックは僅かに沈下するだけで、鉄筋によって引張られ殆んど原型を保ったまま河床が被災していることから考えると、私見としては、十字ブロックの可撓性は全くないと考えているが、一応可撓性を妨げない様、上記コンクリートとブロックの間には、幅15cmの間隔を設け碎石で充填した。また、粗度を大きくする目的で、上記コンクリートはブロックの上面から30cm下げた。

9) 上記のとおり、ブロックの可撓性については信頼できないので、護床工末端に2mの高さの擁壁を設け、下流河床の低下にそなえた。

以上が本頭首工の護床工設計の基本方針であるが、実際の使用状況を見ても六脚ブロック付近で跳水している。したがって、減勢工としては所期の目的を果たしたが、そのために六脚ブロックより下流の土砂が掃流されず、3で示したとおり、現在でも護床工上に滞砂が見られるが、導流壁よりはるか下流に位置するため、ゲート敷の排砂に支障を来していない。

## 6. 沈砂池

邑楽沈砂池は、頭首工本体の完了に引続き51年秋から着工し、51年度末に完了する予定である。この沈砂池は、先に或るコンサルタントに設計を依頼したところ、自然排砂は不可能と云う結論が出ていたが、今回、再検討のうえ自然排砂可能と云う結論を得て、設計をし直したものである。

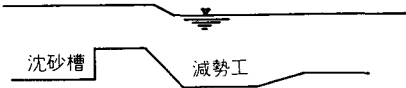
このように、一流の設計者によって、自然排砂が不能と云う結論が出されていたことから理解され得るとおり、自然排砂を行うには、非常に条件が厳しく、また沈砂池の損失水頭についても、以前に決定し、実施された頭首工及び下流水路の関係上、僅かに0.116mしか許されず、非常に苦しい設計であったので、次のとおり、系統的に設計することを心掛けたが、基本的な設計の手順と設計上とくに留意した点は、次のとおりである。

- 1) 取水工と同じく、最大粒径 15mm, 平均粒径 5.5 mm, 最小沈降粒径 0.25mm,
- 2) 80%流量時に排砂できるよう 8 連とした。  
簡単に考えれば、5 連で良いが排砂時には、低下背水を起して排砂レーンには、他のレーンよりも余計流入することを考慮した連数である。
- 3) 滞砂量が、1ヶ月分以上あるものと仮定して、流量年表から1ヶ月以上引続いて、これ以上河川水位が上廻わらない水位として、排砂管の吐出水位を T. P. 16m とした。
- 4) 2)の仮定(仮定どおりの結果となった)から 1/8 の流量により、所要の掃流力  $[4.45 \times 10^4 (\text{cm/sec})^2]$  を発生するよう、排砂管の水深、勾配を求め、さらに沈砂槽の底面標高を求め、この値と、用水時の水面から、滞砂深を含めた水深を 2.0m とした。
- 5) 2)に仮定した滞砂量に 3 倍の安全率をとり、滞砂深を 0.45m とした。
- 6) したがって  
有効水深は  $2.00 - 0.45 = 1.55 \text{ m}$   
幅員は、 $B = Q / (V \cdot H) = 0.63 / (0.20 \times 1.55) = 20.8 \text{ m}$   
よって、1 連当りの幅員は 2.6m とした。

7) 以上が、沈砂池の主要諸元決定に際しての手順である。  
この手順は、成果品には記載されていないがこの手順を間違えると、いたずらに試算の回数が増加し、はん雑となるばかりでなく、場合によっては、前回の設計のように誤った結論が出ることもなりかねないので、参考までに記して見た。

上記および下記の手順は、河川水位が高い場合に自然排砂を期待するときのもので、最終的に幅員が決定されることになるが敷地の都合上、幅員の制約を受けるような場合には、別の手順を踏むべきであることは勿論である。

8) 次に、この設計に当って気付いたことについて述べて見たい。



図—12 池砂池下流部縦断面図

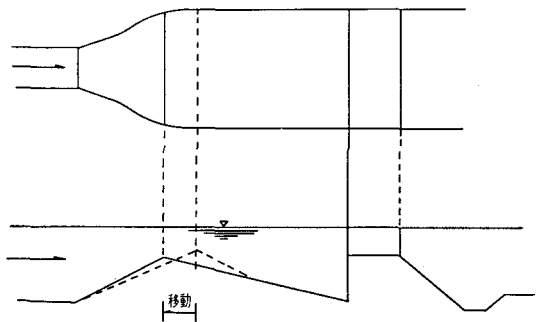
筆者も、沈砂池の末端が、図—12、のようなものであることは、知っていたが、下流側の傾斜面もっている意味については、明確に意識していなかった。

したがって、もし本沈砂池において、十分な損失水頭が使えるならば、或は、減勢効果をより十分にするために下流端を直に落して落差工のような、タ

イプに設計したかも知れない。幸いにして上記のとおり、本沈砂池は、僅か0.11mの損失水頭しか許されなかったもので、ありとあらゆる方法で、損失水頭を少なくする方法を検討したが、その時はじめて気付いたことは、この傾斜部分は、傾斜水叩きであること云うことであった。傾斜水叩きであるから計画流量時には、跳水せず殆んど減勢されないもので、堰頂上の流速水頭は、そのまま生きる。一方流量が少なく、下流水位が低いときには、傾斜水叩きの原理にしたがって、不要のエネルギーだけ必ず傾斜部分のどこかで減勢される。まことに好妙な仕掛である。こんな簡単な事を、今まで気がつかなかったのは、まことに赤面の至りであるが、堰頂の限界水深は、0.161mであるので、もし気がつかなければ、 $0.161/2 = 0.081 \text{ m}$ の水頭を失うところであった。この値は現設計の全損失水頭0.116mに比べて、極めて大きな損失である。

8)、さらに、沈砂池の上流部分のクレストについて意見を申し述べて見たい。

随分以前から、各レーンの沈砂槽内流速を均一にするために、上流部分にクレストを設けるのが普通であるが、クレストの位置は、決して上流取付部分が終わったところに設けられていたが、本沈砂池においては、敷を上げるとともに、クレストの幅も狭窄するため、クレスト頂部を通常的位置よりも上流側に設けた。



図—13 クレスト位置比較図

今ここで、結論を述べる前に、クレストに与えるべき条件について考えて見ると、

- (1) クレストを設ける意味は、クレストの流速が遅いと、クレスト附近の抵抗が少ないため、上流水路の接近流速が方向性をもったまま、沈砂槽に突入し、中心附近のレーンの流速だけが速くなるので、これを防止するため沈砂槽流入直前の部分に接近流速の影響を分散させるのに必要な抵抗を与えるものであろう。(うまく表現できないが、抵抗が非常に大きい、例えば、直壁を立てれば、接

近流速の方向性は失われ直角に方向転換されると云うことを、あわせて考えて、上記の意味を理解して戴きたい)

したがって、クレスト上部の水断面積は、十分に小さくしなければならないが、通常は上流水路とほぼ同じ断面積が与えられる。

- (2) また、計画流量時において、上流クレストを上げ過ぎ、または、幅員を小さくし過ぎてクレスト上の流れが、限界流に近くなり過ぎると波が立つので好ましくない。このように、波を立てないと云う面からは、フルード数は0.70以下程度が望ましいが、反面排砂時に、余分の水量が排砂レーンに入ると云うことからすれば、フルード数を1にしておいた方がよい。

しかしながら、フルード数を上げるには、実験等によって慎重に検討しなければならないので、結局0.70以下とすることにした。

- (3) 上流クレストは、下流側のクレストよりも、低くなければならない。何故ならば、もし、下流クレストより高いと、流量が小さい時に上流クレスト直下流に射流が生じ、折角沈澱した堆積土砂をかくらんする。
- (4) なお、クレスト上の掃流力は、上流水路よりも大きくなければならない。(本沈砂池の場合、 $4.66 \times 10^1 \text{ m}^2/\text{sec}^2$ ),

今、掃流力と、幅員およびクレストの水深との関係について考察すると、

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$\therefore I = \left( \frac{n \cdot v}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I = \frac{g(n \cdot v)^2}{R^{1/3}} = \frac{g \left( n \cdot \frac{Q}{B \cdot R} \right)^2}{R^{1/3}}$$

$$= \frac{g \cdot n^2 Q^2}{B^2 \cdot R^{5/3}}$$

したがって、上式は常識どおり、幅員を狭く、水深を浅くする程、掃流力が大きくなることを示しているが、(2)の条件から、Rには限度があるので結局、幅員を小さくする以外に方法がない。

また、クレスト上の流速は、限界流速より大きくすることはできない。これは(3)の条件を仮に無視しても、成立する絶対的な要件である。

$$v = v_c = \sqrt{gR}$$

を上式に入れると、

$$U_*^2 = \frac{g \cdot n^2 \cdot v^2}{R^{1/3}} = \frac{g \cdot n^2 \cdot g \cdot R}{R^{1/3}} = g^2 \cdot n^2 R^{2/3}$$

フルード数を任意にとれば、

$$U_*^2 = F^2 \cdot g^2 \cdot n^2 \cdot R^{2/3}$$

このように、クレストを上げる程掃流力は小さくなる。

以上の水理学的な考察から、工法的には、次のような結論になる。

- (1) (2)、の条件から、

$$v = F \sqrt{g \cdot R} \therefore R > \frac{v^2}{g F^2}$$

$$= \frac{1.389^2}{9.8 \times 0.7^2} = 0.402 \text{ m}$$

本沈砂池の場合、各々の条件は

- (2) (3)の条件から、 $F = 0.70$

クレスト標高は、17,854m以下クレスト附近のエネルギー標高は18,281m

同上標高差  $E = 18,281 - 17,854 = 0.427 \text{ m}$

$$E = R + \frac{v^2}{2g} = R + \frac{(F \sqrt{gR})^2}{2g} = \left( 1 + \frac{F^2}{2} \right) R$$

$$R > \frac{E}{1 + \frac{F^2}{2}} = \frac{0.427}{1 + \frac{0.70^2}{2}} = 0.341 \text{ m}$$

- (4)の条件から

$$U_*^2 = 4.66 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{sec}^2$$

$$U_* = 0.0682 \text{ m/sec}$$

$$U_*^2 = F^2 \cdot g^2 \cdot n^2 \cdot R^{2/3}$$

$$\therefore R > \left( \frac{U_*}{F \cdot g \cdot n} \right)^3 = \left( \frac{0.0682}{0.7 \times 9.8 \times 0.015} \right)^3 = 0.29^2 \text{ m}$$

以上のいずれも満足する値は、

$$R > 0.402 \text{ m}$$

1連当りの幅員は、

$$B = \frac{Q}{N \cdot v \cdot R} = \frac{6.43}{8 \times 1.389 \times 0.402} = 1.44 \text{ m}$$

以上のとおり、試算によらずとも簡単に計算できるが、実際の設計書は電算機により試算したので  $R = 0.455$ ,  $v = 1.389$ ,  $F = 0.67$  となっている。

沈砂池については、クレスト位置は、決定されたものではなく、設計の一要素として計算すべきものであることを提唱したい。

以上本頭首工の設計の主要な事項について述べたが、御批判を仰ぐため、工事報告の域を超えて、種々私見を加え、計算等の内容を省略したので、判り難い点が多々あったと思われる。

これは、偏に、他の現場にとって益のない報告のために、紙上を借りることを恐れ、何か参考に供したいと願って、未熟な意見を述べたためであると恐縮している次第である。主として施工面については、次回にゆずりたい。

# 中里ダムの施工について

竹村良孝\* 西尾泰一\*\*

## 【内容紹介】

三重用水の水源地として水資源開発において、施工中の中里ダムは来春の完成を旨として最終段階に入っている。このダムは築堤量約280万 $m^3$ におよぶわが国最大級のアースダムであるが、ここにその堤体盛土を中心としたダム全般の施工状況を紹介する。

## 目 次

1. まえがき.....	49	6. 余水吐.....	59
2. ダムの概要.....	49	7. 観測計器.....	59
3. 施工の概要.....	50	8. 安全管理.....	61
4. 堤体の工事.....	50	9. あとがき.....	61
5. 取水施設.....	58		

### 1. ま え が き

中里ダムは水資源開発公団が施工中の三重用水事業の水源地として、鈴鹿山脈と養老山脈との狭窄部、三重・岐阜の県境近くに建設されるわが国最大級のアースダムである。直接流域からも導水して年間約3000万 $m^3$ の水を確保する。昭和47年3月工事に着手し、昭和52年3月に完成の予定である。

### 2. ダムの概要

#### 2-1 貯水池

位 置 三重県員弁郡藤原町大字かなえ  
河川名 員弁川筋、相場川、大平川  
流域面積 65.3 $km^2$  (直接4.0 $km^2$  間接61.3 $km^2$ )  
満水面積 1.3 $km^2$   
満水位標高 E L. 192.00m  
総貯水量 1640万 $m^3$   
有効貯水量 1600万 $m^3$

#### 2-2 ダム

型 式 ゴーン型アースダム  
堤頂標高 E L. 196.00m  
最大堤高 46.00m  
堤頂長 985m  
堤頂幅 10.00m  
堤体積 約280万 $m^3$

(内 訳)

不透水部 (I) (II) 1830 $\times$ 10 $^3m^3$

ランダム (I)	290 $\times$ 10 $^3m^3$
ランダム (II)	360 $\times$ 〃
ロックおよび捨石工	213 $\times$ 〃
ドレーンおよびフィルター	107 $\times$ 〃
ほかに	
フェーシング	170 $\times$ 〃
ブランケット	979 $\times$ 〃

#### 2-3 取水施設

型 式 取水塔  
塔の高さ 50.0m  
取水量 7.3 $m^3/s$   
取水トンネル 609m  
取水塔ゲート 鋼製ローラーゲート 5門  
放水工ゲート 鋼製高圧スライドゲート 1門  
調整バルブ 1200mm H. B. V. 2門

#### 2-4 余水吐

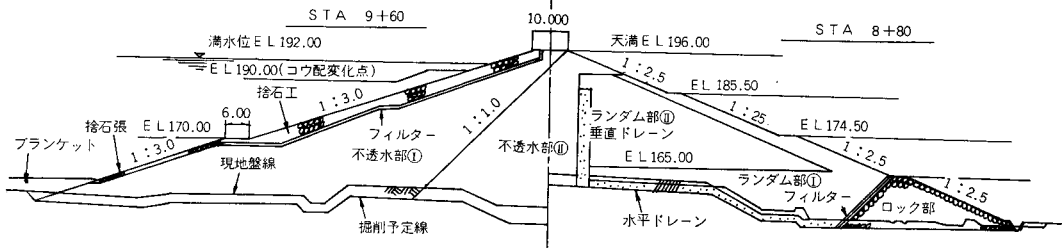
型式 横越流型シュート式  
計画洪水量 144.00 $m^3/s$   
延長 408m

#### 2-5 水没補償

家屋 28世帯  
山林 110.2ha  
水田 34.6ha  
畑 2.5〃  
宅地その他 1.2ha

ダムの全景を写真一1に、標準断面図を図一1に示す。

\* 水資源開発公団三重用水建設所  
\*\* // 所長水源出張所長



図一 標準断面図

工種	年月	47				48				49				50				51				52				
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
掘削	削																									
基礎	盤																									
	処理																									
盛土	不透水部																									
	ランダム部																									
捨石張	捨石張																									
芝張	芝張																									
天端	天端整備																									
観測	計器工																									
取水施設	取水トンネル																									
	取水塔																									
	取水中下流部																									
	取水塔管理橋																									
	取水工ゲート製作据付																									
	調整バルブ製作据付																									
余水吐	導流壁																									
	越流部																									
	橋梁部																									
	急流部																									
	放流部																									
	拡巾部																									
	静水池																									
	放水路																									
道路工																										
雑工	切替水路																									
	採石場整備																									
	堤体背面工																									
	土取場整備																									
その他																										

表一 中里ダム工事工程表

### 3. 施工の概要

全体の工事工程表をバーチャートで表一に示す。総工事費は約49億円、8月末現在で出来高は92%、着工以來きわめて順調に工事は進められている。このダムは大平川と砂子谷川二つの谷にまたがって建設され、仮排水トンネルは右岸地山部に1本設けられている。施工日数の関係上、仮排水トンネルへの河川切替えを待たず、砂子谷川の水は両谷を連絡する切替水路により大平川に導き、大平川の河川部分は現状どおり水を流しながら一段高い大平川の段丘部分から基礎掘削盛立を開始した。48年1月末、第1回の基礎掘削盛立を受け、STA 9付近 E.L. 154mから盛立し、切替水路の完了を待って砂子堤の基礎掘削に着手、48年5月中旬から砂子谷堤の盛立にとりかかった。48年11月初め仮排水トンネルへの河川切替を行ない、49年春から盛土作業も本格化し、51年

1月本体の築堤を完了した。

取水工ゲートは別途発注工事としてすでに施工済みであり追加工事として発注の余水吐および別途発注工事の調整バルブ (H. B. V.) の一部が現在残工事として施工中である。

### 4. 堤体工事

#### 4-1 盛土工程と施工日数

施工計画においては土質材料の盛土期間を35ヵ月と予定した。夏期 (4~11月) は月14日、冬期 (12~3月) は12日とし、年間160日として計画した。また夏期は8時間2交代、冬期は8時間作業 (年間2176時間) とした。昭和47年11月盛立開始の予定が約2か月遅れて48年1月22日になった。また50年9月末完了の予定が10月12日となり約33ヵ月で完了した。表一は盛土作業日数および作業時間を示すものであり、ほぼ計画どおり盛土作

表-2 盛土作業日数および作業時間

年月	48年 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	49年 1	2	3	4	5	6
降水日数	15	16	8	13	7	15	7	15	13	12	9	12	12	15	15	12	10	13
盛土作業日数	(5)	9	21	15	18	15	22	17	18	19	18	14	2	3	15	18	23	20
作業時間H	36	99	226	157.5	201.5	165.5	304.5	199.5	211	213	213.5	140.5	196	16	128.5	178.5	241.5	226

年月	7	8	9	10	11	12	50年 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	計	月平均
降水日数	20	11	13	13	13	18	16	13	11	18	14	16	13	13	12	15	448	12.8
盛土作業日数	10	16	20	17	17	6	0	0	16	15	18	18	18	17	18	(2)	480	13.7
作業時間H	108.5	200	237.5	176	207	79.5	0	0	139	168	208	208	188	171.5	161	20	596.5	170.4

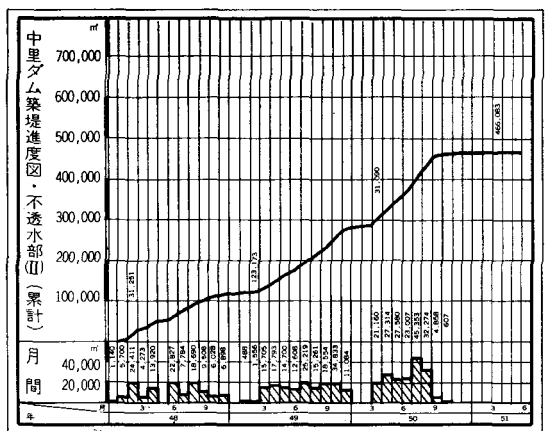
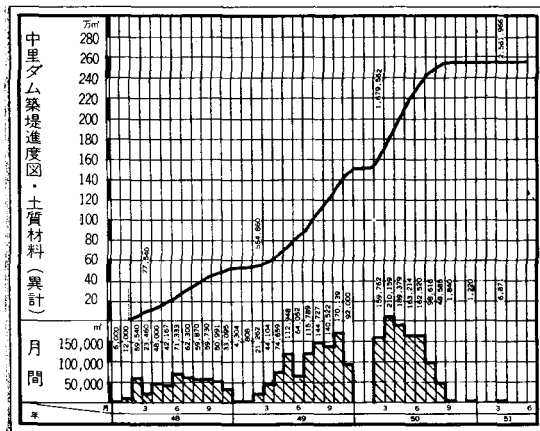
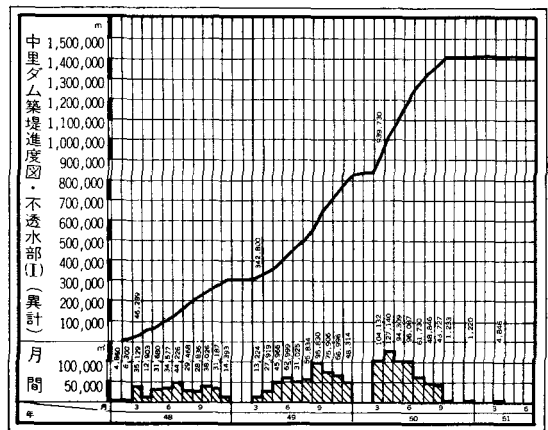
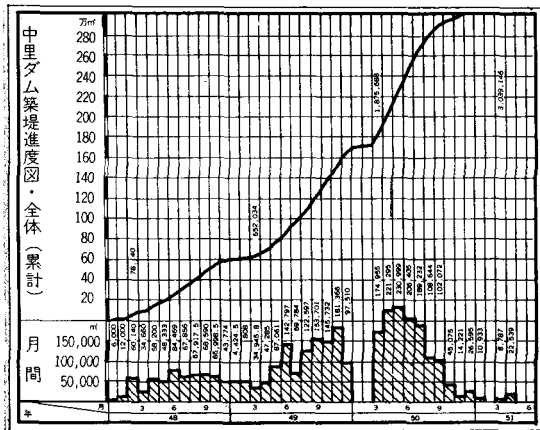
(註) ※2交代作業(7時~22時)

48. 7. 9. ~48. 9. 15:49. 6. 3~49. 12. 22:50. 3. 4~50. 8. 12

業は進捗した。

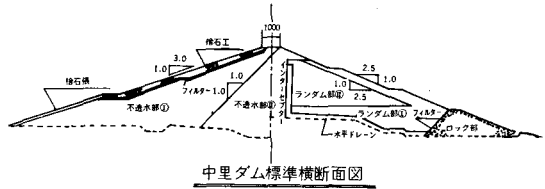
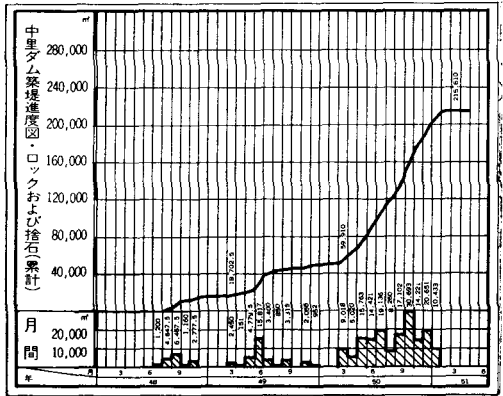
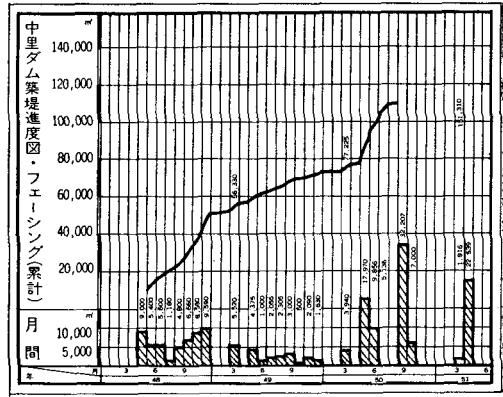
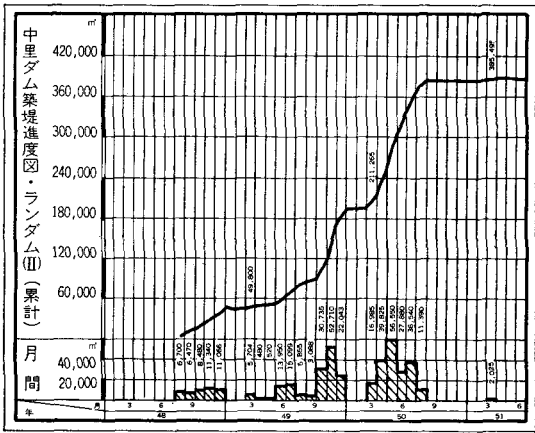
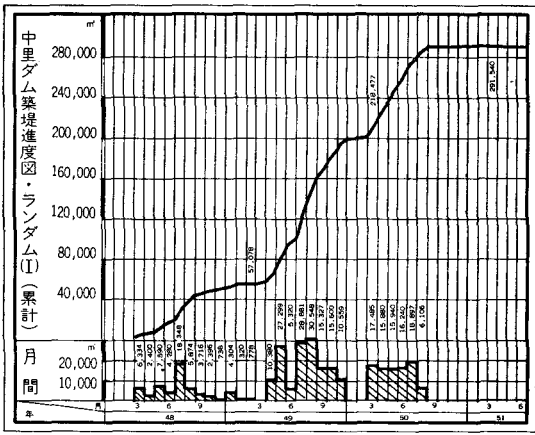
冬期の1~2月は悪天候の為ほとんど盛土作業ができなかったことを考えに入れば月平均は17日以上となっ

ており、これは盛土の主材料である米野層材料が降雨による含水比の変化は比較的少く、これが施工上の制約とはならなかったためである。土取場内や築堤現場でのモ



土質材料=不透水部I+不透水部II+ランダムI+ランダムII





図一2 中里ダム築堤進度図(月別;累計グラフ)

ータースクレーパーの走行の可否いかんで作業できるかどうかが決まる状態であった。土質材料の月間最大盛土量は約21万 $m^3$ (50年4月),日最大は13,470 $m^3$ である。図一2はゾーン別の築堤進度図であり,図一3,図一4は築堤進度の縦断面図と横断面図である。

#### 4-2 築堤材料

築堤材料にはダムサイト近くで得られる米野層材料(右岸土取場)と大泉層材料(中央土取場)が使用された。土取場の面積は両方で約25万 $m^2$ である。図一5は米野層材料の土質試験結果一覧図である。上流法面保護の捨石材料と下流法尻のロック材料確保のため,ダムサイトの北東3kmの養老山麓に原石山を開発した。岩質は砂岩系統で面積は約2万 $m^2$ ,仮設用の砕石等も含めて採石量は約35万 $m^3$ になった。ドレーン材料は購入材料(近傍の河川産)である。ブランケット材料は主として堤体

基礎掘削の材料がそのまま流用された。

#### 4-3 施工機械

主要盛土材料の運搬距離は1000m前後であり,モータースクレーパーがきわめて能率的に使用された。土取場においてブルドーザーでプッシュし,モータースクレーパーに積込まれた築堤地点に運搬し,20T級のブルドーザーでまき出しタンピングローラーで締固めた。積み込みには補助的にリッパがけ(爪2本)された。締固め機械については計画当初,従来の被けん引式タンピングローラーを考えていたが,施工量を考慮した場合能率のよい自走式ダンピングローラー825Bを使用したいという協議がなされた。当時この機種は国内でアースダムの工事に使用した実績はなかったが試験の結果は施工性がよく,特に米野層材料に含まれている風化レキの破碎状況がすぐれていて作業効率もよく,この機械を使用することになった。図一6は試験結果を示したものである。ま

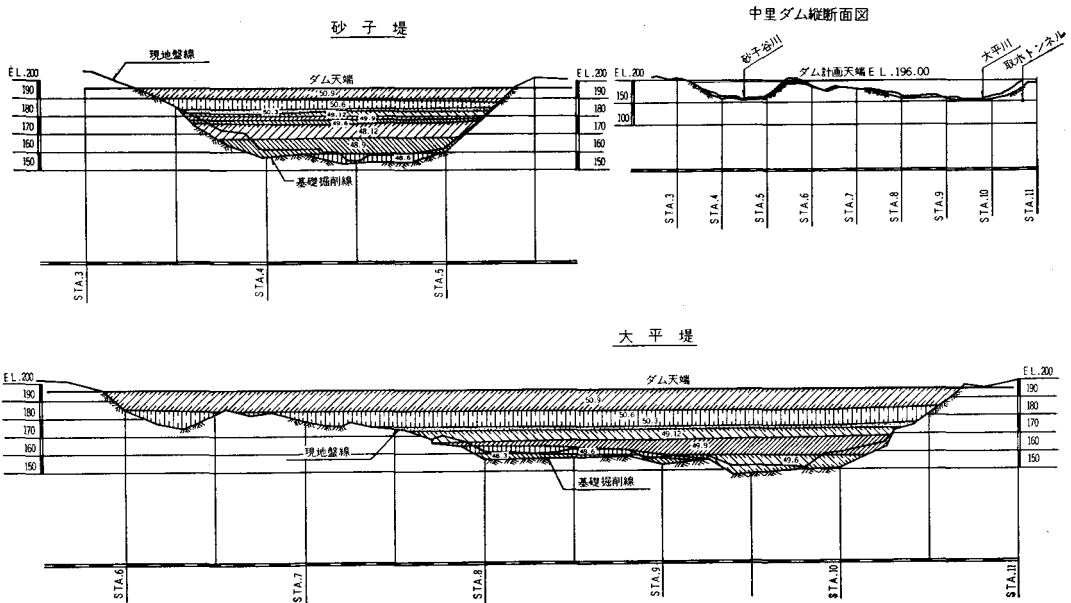


図-3 中里ダム築堤進度図(1)

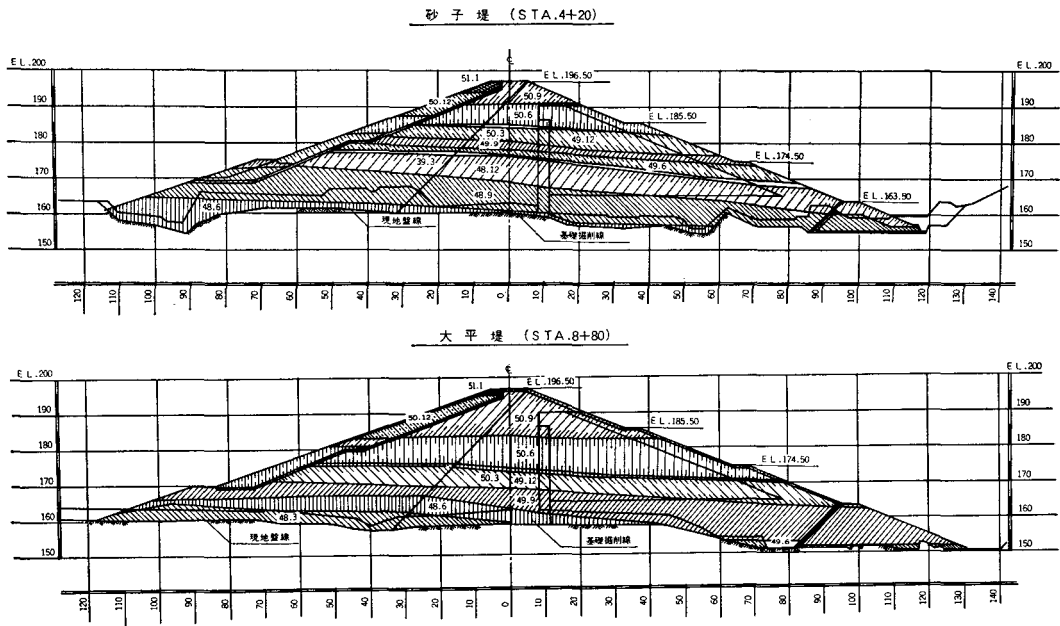


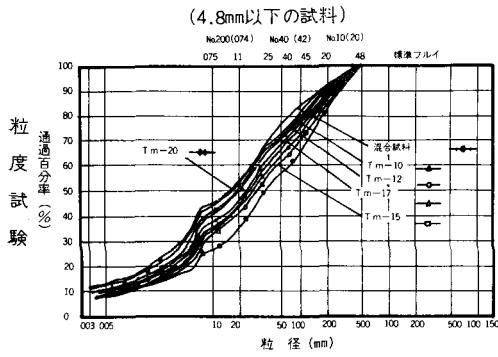
図-4 中里ダム築堤進度図(2)

た図-7は盛土材料の粒度曲線であるが破碎の状況がよくわかる。表-3は主要機械一覧表である。

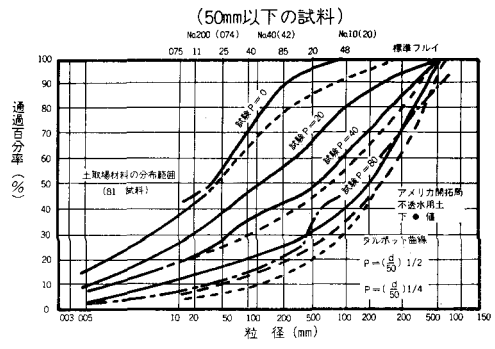
写真-2は土砂場において作業状況、写真-3は築堤現場での盛土作業状況を示す。

#### 4-4 試験盛土

ダムの盛土開始に先立ち、築堤予定地点において約3ヶ月間にわたって試験盛土を実施した。被けん引式タンピングローラー、タイヤローラー、振動式平潤ローラー、



試料 No.	ブロック名	比重	コンシステンシー			分類名称	レキ含有率 %	三角座標による分類 (レキ2.0mm)
			LL%	PL%	PI			
Tm-20	Cブロック	2.68	37.0	20.0	17.0	SC	-	SL
Tm-15	Bブロック	2.68	-	-	-	"	-	"
Tm-10	Aブロック	2.67	27.0	17.0	10.0	"	-	"



試料 No.	採取深度m	比重	コンシステンシー			分類名称	レキ含有率 (標準的試験) %	三角座標による分類 (レキ2.0mm)
			LL%	PL%	PI			
試験P=0	混合試料	2.69	30.5	18.6	11.9	SC	0	SL
" P=20	"	2.46	-	-	-	SC	20	G.S.L
" P=40	"	-	-	-	-	GC-SC	33	G.S.L
" P=60	"	-	-	-	-	GC	48	G.S.L

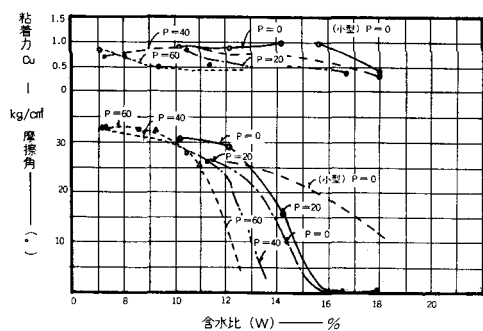
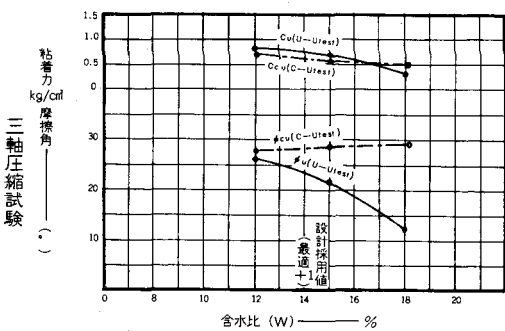
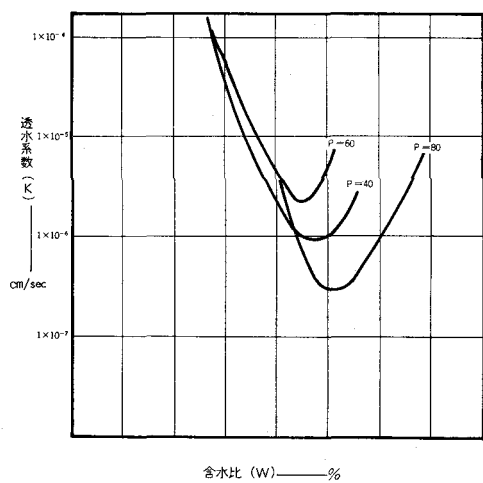
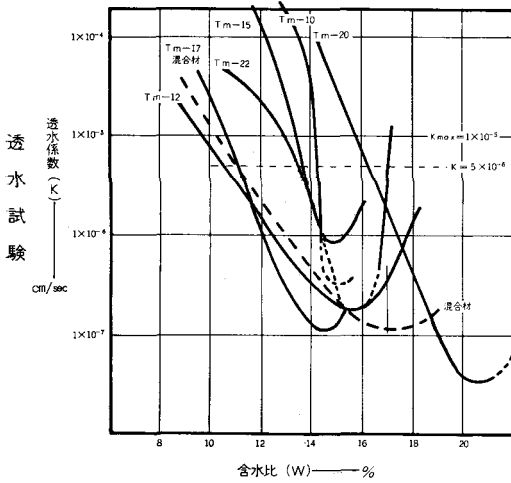
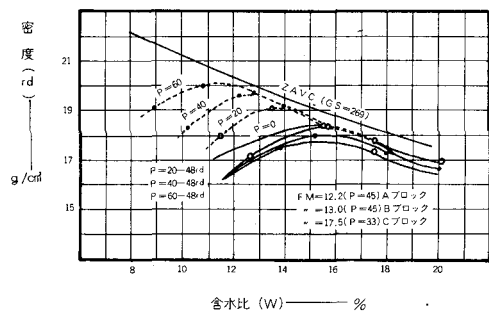
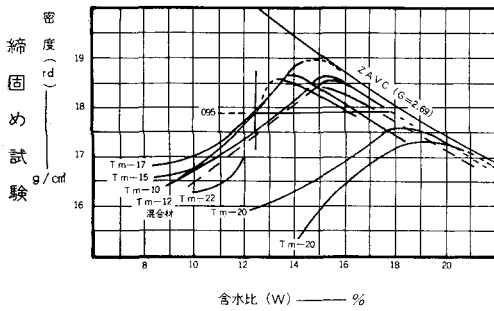


図-5 米野層材料の土質試験結果一覧図

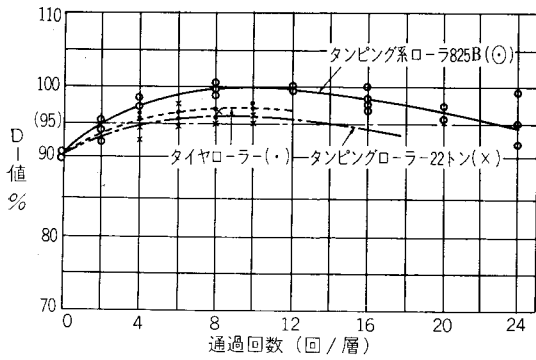


図-6 転圧回数とD値

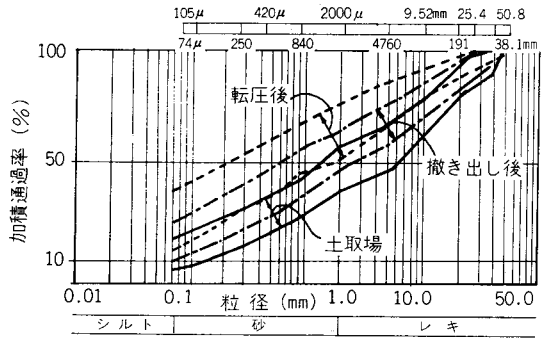
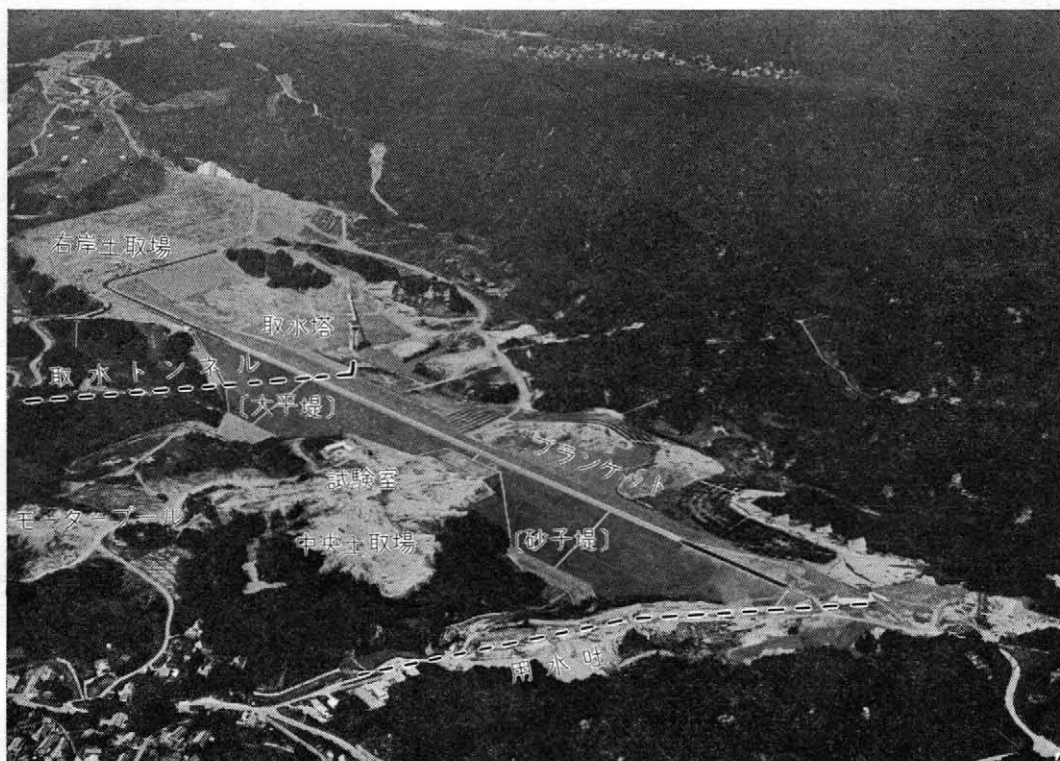


図-7 盛土材料粒度曲線 (米野層)

表-3 主要機械一覧表

工種	作業内容	使用機械	型式, 仕様	使用台数	摘要
堤体掘削	表土ハギ取り	ブルドーザー	21t級	2	
	普通掘削	キャリオールスクレーパー	(平積) 16m <sup>2</sup>	3	
		モータースクレーパー	(平積) 16m <sup>2</sup>	3	
トラクターショベル		1.8m <sup>2</sup> 積	1		
バックホーショベル		0.8m <sup>2</sup> 積	1		
	ブルドーザー (リッパー)	32t級	1		
	ダンプトラック	11t	6		
	軟弱土掘削	ドラックライン	0.9m <sup>2</sup> 積	2	
		バックホーショベル	0.6m <sup>2</sup> 積	2	
		ダンプトラック	11t	2	
土取場	リッピング	ブルドーザー	40t級	1	
	プッシュャ・	ブルドーザー	40t級	4	
運搬	土質材料	モータースクレーパー	(平積) 16m <sup>2</sup>	6	
		モータースクレーパー	(〃) 11m <sup>2</sup>	6	
	ドレーンフィルター	ダンプトラック	11t	6	ドレーンは購入材料
	ロック, 捨石	ダンプトラック	11t	6	原石山材料
転圧	土質材料	自走式ダンピングローラー	33t級	2	
	ドレーンフィルター	ケン引式振動ローラー	1.5t級	1	
	ロック	ブルドーザー	21t級	1	
原石山	削孔	クロードリル	エア消費 12m <sup>3</sup> /hr	1	
	積込み, その他	ホイドーザー	1.7m <sup>2</sup> 積	1	
		トラクターショベル	1.8m <sup>2</sup> 積	1	
		ブルドーザー (リッパー)	21t級	1	



写真—1 中里ダム全景



写真—2 土取場における作業状況



写真—3 盛土作業の状況

振動式タンピングローラー、自走式タンピングローラー等について試験を行ない、その結果、自走式タンピングローラーの使用と、表—4に示す「盛土施工管理基準」が決定された。

#### 4—5 盛土の施工管理

施工管理は施工業者の責任施工管理の体制で行われた。このため築堤現場の近くに管理試験室（約180㎡）を設置した。密度試験は“砂置換法”により行い、透水試験は現場密度測定用の穴を掘り下げて行った。直径20cm、深さ30cmの穴を準備し直径40mmの有孔塩ビパイプを2本立て穴の中に清浄な砂利を詰める。

周囲が飽和状態になるまで注水してその後水位を一定に保つよう注水、水量測定を行い計算するという“注水法”によっている。表—5は盛土管理試験結果一覧表であり図—8、図—9は密度試験のヒストグラムである。

#### 4—6 含水比調節

不透水部（I）の施工はO. P. ~ O. P. + 2%の範囲となっており、施工初期においては土取場の含水比がO. P. よりも若干湿潤側であって自然含水比のまま施工できたが、盛土量が約26万㎡近くなった48年の夏頃から乾燥側のものが増えてきたため含水比の調節が必要となってきた。1日の施工量、運搬機械の効率、経費な

表-4 中里ダム盛土施工管理基準

ゾーン名	盛土施工基準										
	土取場(材料採取場)					撤き出し・締固め		盛土施工後			
	土取場名	材 料		試 験		項 目	基準値	施 工 基 準		試 験	
		項 目	基準値	項 目	実施基準			項 目	基準値	項 目	実施基準
下透水部①	第1土取場 (米野層)	最大粒径	150mm	土の含水比	毎日1回 3個以上 土工量 20,000m <sup>3</sup> または材 料の変る 毎に1回 以上	撤き出し 区画	15,000m <sup>2</sup> 以下	締固め率	D=95% 以上	土の含水比	区画単位 (15,000m <sup>2</sup> ) 毎に1回 以上
		4.8mmフルイ 通過分	50%以上	粒度		厚	20cm	含水比	QP+2 ~QP	レキ含有率	
		0.075mm	15~50%	突固め		締固回数	6回以上			土の締固率	盛土 (20,000m <sup>2</sup> ) 毎に1回 以上
				室内透水		主たる 締固機械	タンピング ローラー	透水係数	K=1× 10 <sup>-6</sup> 以下	現場透水	
②	同 上	最大粒径 0.075mmフルイ 通過分	150mm 50%以下	同 上	同 上	同 上	同 上	締固め率	D=95% 以上	同 上	
ランダム部①	第1,2土 取場(米野, 大泉層)	最大粒径	150mm	同 上	同 上	同 上	同 上	締固め率	D=95% 以上	(現場透水試験は 行わない)	
								含水比	QP+2~ QP-2		
②	第2土取場 (大泉層)			同 上				締固め率	D=90% 以上	同 上	

表-5 盛土管理試験結果一覧表 (48. 1. 29~50. 9. 27)

ゾーン別	盛土 日数	試料数	盛 土					JISの締固め			JISに対 する締固め 度(%)		最適含 水比との 差 (Wf- Wopt)	透 水 係数(K)
			レキの 含有率 (%)	レキの 比 重	+No.4 乾燥密 度 (t/m <sup>3</sup> )	-No.4 乾燥密 度 (t/m <sup>3</sup> )	-4 (Wf) 含水比 (%)	+No.4 最大乾 燥密度 (t/m <sup>3</sup> )	-No.4 最大乾 燥密度 (t/m <sup>3</sup> )	-4 (Wopt) 最適含 水比 (%)	+No.4 D値	-No.4 D値		
不透水部(I)	432	1214	24.5	2.582	1.957	1.817	15.8	1.996	1.847	15.3	98.7	96.7	+0.5	3.3×10 <sup>-6</sup>
不透水部(II)	317	551	25.3	2.513	1.975	1.823	14.9	1.996	1.857	15.2	99.0	98.1	-0.3	4.9×10 <sup>-6</sup>
ランダム(I)	177	201	24.8	2.505	1.953	1.805	14.8	1.987	1.846	15.3	98.4	97.9	-0.5	
ランダム(II)	166	145	14.4	2.297	1.801	1.704	18.4	1.849	1.752	18.0	97.4	97.3	+0.4	

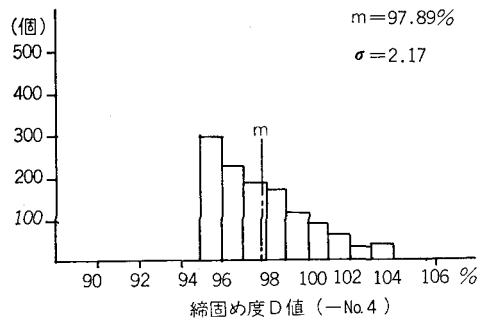
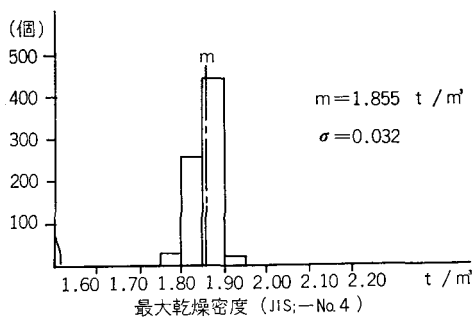


図-8 密度試験のヒストグラム (不透水部I)

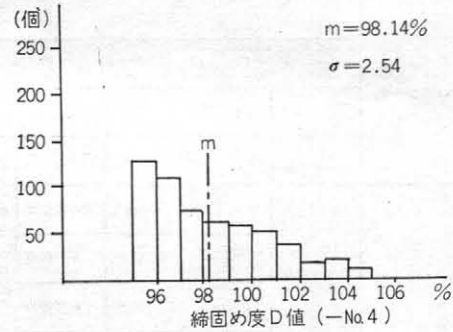
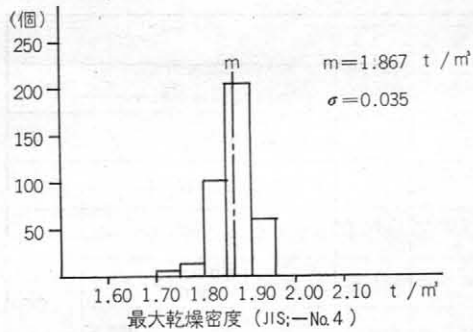


図-9 密度試験のヒストグラム (不透水部Ⅱ)

どについて各種工法を検討の結果、築堤現場においてブルドーザーでまき出された材料に散水しハローでかきおこしてカク拌する方法が最良であった。写真-4に示すようにポンプ加圧により側方に広く散水できるよう改出

した盛土材料と散水との混合状態をよくしてから締固めるという方法をとった。図-10はその結果図で O. P. より +0.5% 程度の値を得ておりその効果が現われている。



写真-4 含水比の調節

## 5. 取水施設

### 5-1 取水塔

取水塔はダム右岸池敷内に建設される高さ約50m、塔躯体8.6m×8.6mの方形、鉄筋、鉄骨コンクリート量は約8,000m<sup>3</sup>、操作室上屋は約110m<sup>2</sup>である。鉄骨の主骨は458×417mmのH型鋼が使用され、その現場溶接には特殊溶接 (SE S溶接) が採用された。基礎は厚さ3~5mのマスコンクリートになるので中庸熱セメントを使用し、塔上部のコンクリートはスランプ18±2.5cm (ポンプ車打設) とした。塔本体のコンクリートはコンタイレバー式型枠を使用し1シフト2mとし、ほぼ7日間サイクルで打設した。

取水塔には5門の鋼製ローラーゲートが高さをずらしして設置されており、所謂選択取水が可能な機構となつて

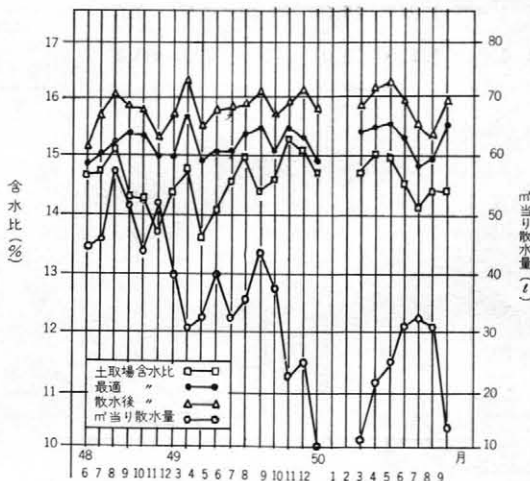


図-10 含水比調節試験結果

良された散水車で一往復し、その後から20T級ブルドーザーに装着した特殊なツースハローで2回がけし、まき

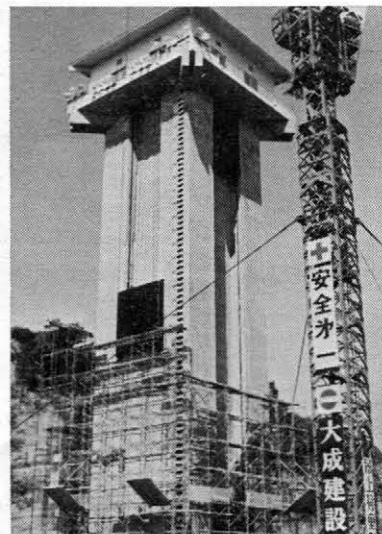


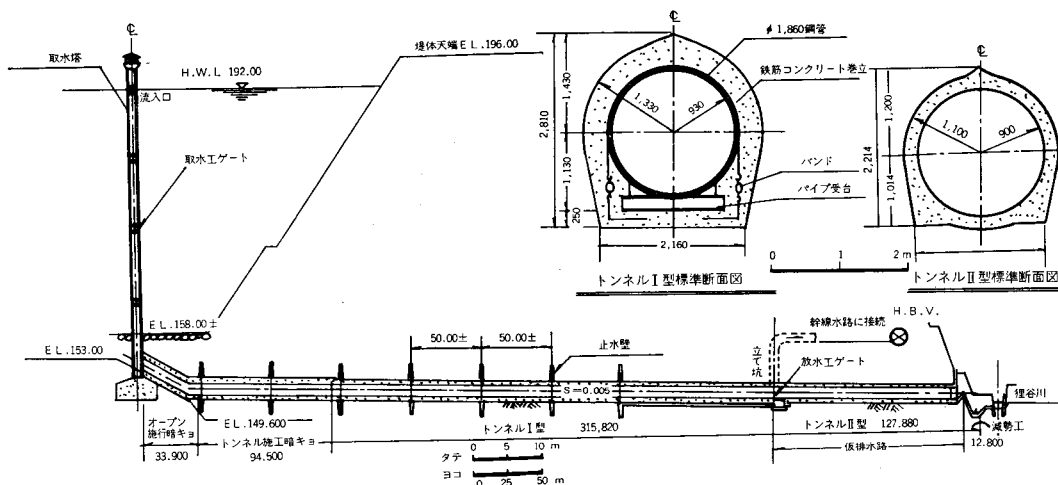
写真-5 取水塔

いる。写真一5は取水塔の完成写真で右岸地山部から長さ約100mの管理橋が架設されている。

### 5-2 取水トンネル

取水トンネルは仮排水トンネルと兼用で図一11に示す

ように上流より鉄筋コンクリート部、内張鋼管コンクリート巻立て部は圧力トンネル部になっている。これについて立坑部があり、立ち上がり鋼管による取水路専用部分となる。この下流側に仮排水専用トンネルがつづ



図一11 取水トンネル

く、取水量  $7.3 \text{ m}^3/\text{s}$  に対して、仮排水量は約  $42 \text{ m}^3/\text{s}$  (10年確率) となっているが、これは仮縮切堤(ダムの一部になる)によって洪水時には一時貯溜させながら流下させる調節能力によって処理されている。内径はいずれも  $\phi 1800$  の円形断面で掘削にはカッターローダーを使用したが大断面すぎることと泥岩が固くて、一部火薬掘削も併用した。内張鋼管(4m管)は立坑から搬入し坑内で溶接した後、12mづつプレスクリートによってコンクリート打設を行った。鋼管部には内面保護のため3cm厚さのモルタルライニングを行っている。

またトンネルに沿っての浸透漏水を遮断する目的で数か所止水壁を設けている。トンネル裏込填充のモルタルグラウト、内張鋼管と本巻コンクリートとの空隙を処理するセメントミルクのグラウトも含めてトンネル内の工事は48年11月の河川切替時までですべて工事を完了している。

### 5-3 減勢施設

貯水池から取水トンネルを経て、圧力水として下流に作用するため幹線水路の最上流部サイホンに連結する部分で十分減勢され、また取水量および貯水池水位の変動に対応してこまかく調節のできる設備の必要がある。これらを満足するものとして実験検討の結果、ハウエルバンガーバルブが採用され現在施工中である。その仕様は次のとおりである。

- 内径 数量 1200mm : 2門
- 開閉方式 電動および手動
- 設計水深 32.34m

開閉時間 約5分

操作方式 機側および遠方操作

## 6. 余水吐

ダム左岸地山部分を掘削して横越流型シュート式の余水吐を施工中である。図一12にその縦断面図と横断面図を示す。

急流部およびシュート部は、設計流速6~20m程度になるので摩耗に対する配慮がなされインバート部コンクリートの配合は最大水セメント比50%、スランプ  $5 \pm 1.5 \text{ cm}$  でバケット打設とし、金ごてで仕上げをし被膜養生を行っている。シュート部のインバートは特別に考案されたスロープホームを使用している。(写真一6、写真一7) また下流静水池の掘削のためアースアンカーによる土留工法を採用して効果をあげている。図一13は土留工標準断面図、図一14はアースアンカー断面図である。

## 7. 観測計器

ダム施工中の安定性をチェックし、完成後のデータを得てダムの安定を保持し、さらに今後のダム設計の指針に役立たせる目的をもって設置された各種観測計器は次のとおりである。

- 間ゲキ水圧計……………35
- 沈下計 クロスアーム…2 : 表面沈下計…16
- 土圧計 7面体…2 : 3面体…1
- 地震計 加速度計…8 : 変位計…6



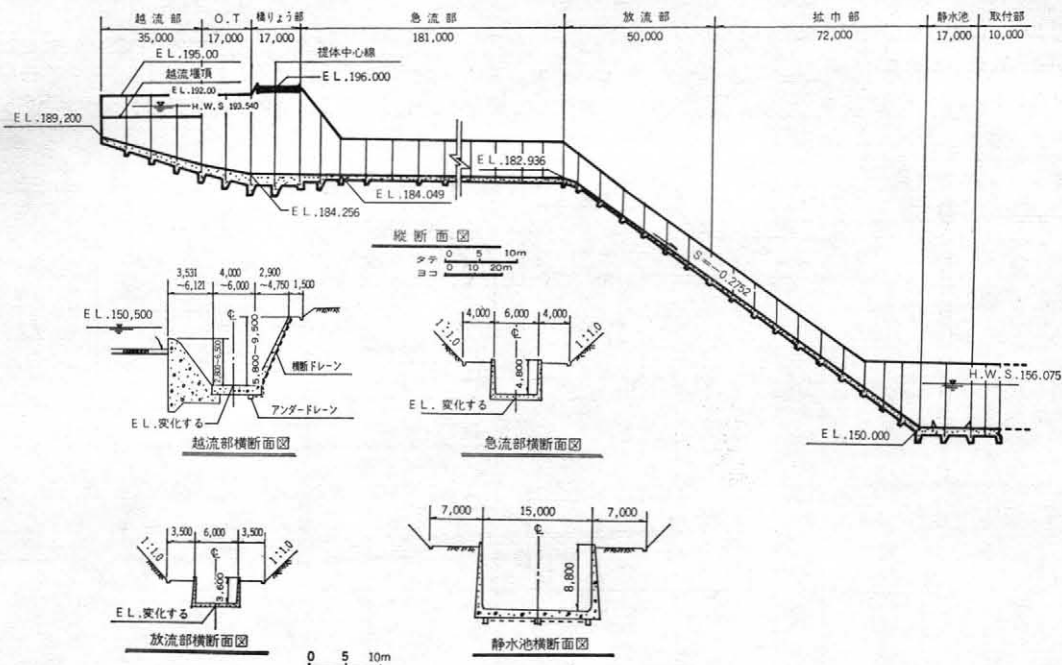


図-12 余水吐および放水路

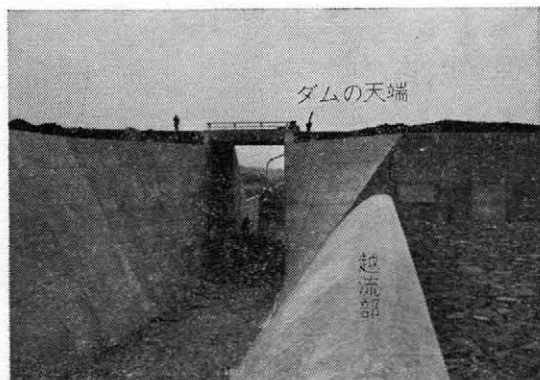


写真-6 余水吐越流部 (上流側から望む)

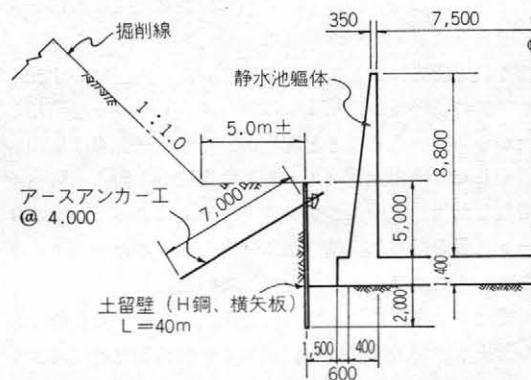


図-13 土留工標準断面

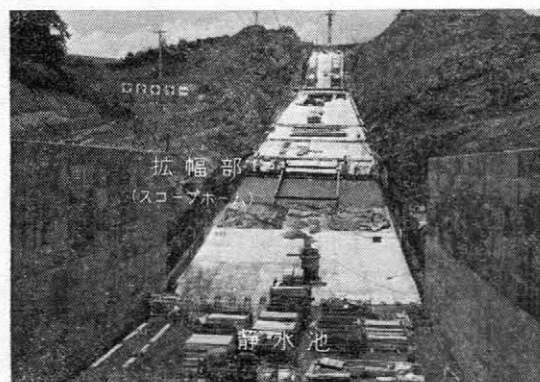


写真-7 余水吐放流部～静水池 (下流側から望む)

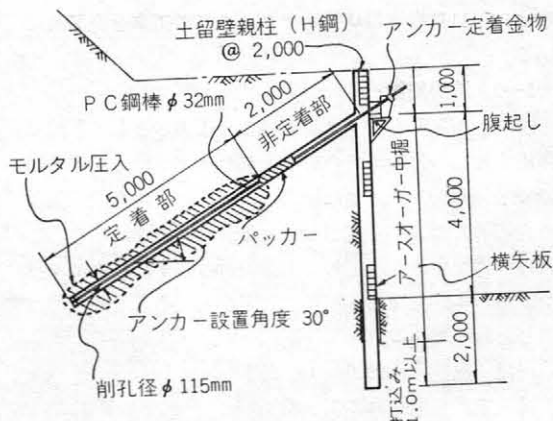


図-14 アースアンカー断面図

スベリ変位計 境界面…3：堤内…3

土中ヒズミ計……2

オープンピエゾメーター…20

観測計器設置の費用は約6800万円である。

なおダムの固有周期と減衰定数を測定し、その振動特性を明らかにするとともに有限要素法解析をする場合の資料とするため50T起振機を使用して、この9月中旬ダム現場において振動実験を実施した。現在各種計器の観測結果の整理を行い解析を進めている。

### 8. 安全管理

ダム建設工事現場の特殊性を考慮に入れ次の事項を「重点安全目標」としている。

- ① 重機車両災害の防止
- ② 発破事故および火薬の盗難防止
- ③ 電気災害の防止
- ④ 第三者災害および公害の防止
- ⑥ 交通事故の防止

8月現在の状況は次のとおりである。

- ① 就労延人員 161,921人
- ② 延労働時間 1,499,714時間
- ③ 災害件数 6件

電気 1件(60日)：墜落1件(120日)

取扱い運搬 4件(141日)

- ④ 休業日数 321日
- ⑤ 損失日数 264日
- ⑥ 度数率(100万労働時間あたり災害発生件数) 4.00
- ⑦ 強度率(1000労働時間あたり労働損失日数) 0.18

### 9. あとがき

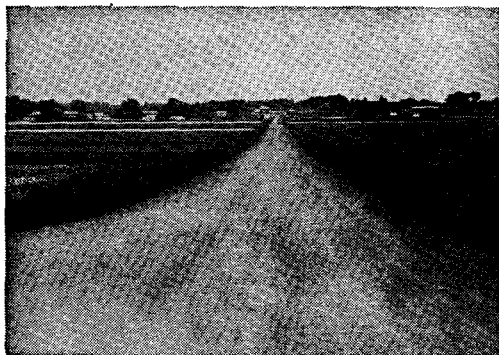
県境を越える取水問題や“ダム建設反対”等多くの難題をかかえて計画以来実に20余年の歳月を費やした中里ダムも来春の工事完成を目前にして、いよいよ最終段階に入っている。ダム建設を契機としてこの地方の景観は目を追って大きく変貌しつつあるが、このダムが三重用水の心臓として活動し北勢地方を潤す日が1日も早く訪れることを念願している。終りにこの中里ダムの建設にあたり、調査当初から設計・施工について何かと御指導を賜っている沢田教授(京大)、大塚教授(愛知工大)をはじめ多くの先生方や、この稿のとりまとめに御協力下さった大成建設中里作業所および三重用水水源出張所の方々に対し誌上をお借りして深く謝意を表したい。

(1976. 9. 30)

## 農道舗装の路盤工に……

土壌凝結硬化剤

# フジベトン



▲茨城県八千代町農道

- ☆土にフジベトンを加えて攪拌し締め固めにより各種道路が要求する工学的性質を満足させる。
- ☆現地の土を使うので他の骨材や大がかりな設備機械を必要とせず硬化が速いので養生期間が短く、費用の節減及び工期短縮に効果がある。
- ☆保水性を増加する成分が含まれているので凝結時に収縮亀裂を生ずることがないからわずらわしい養生を必要としない。



## 藤増総合化学研究所 日本フジベトン工業会

全国関連企業連絡先、御報次第説明書謹呈

〒145 東京都大田区久が原5-20-8 TEL.(03)751-5188-0413

## 幹線水路中に設けた調整池について

井戸隆弥\* 嶋田 誠\* 小林森雄\*

### 【内容紹介】

国営総合農地開発事業青蓮寺地区は、畑地造成を主体に、点在水田の区画整理、隣接水田への用水補給を行い農業の規模拡大と経営合理化を目的として昭和43年に着工された。

本地区の幹線水路は地形的に長大となるため管理ロスが多いことが予想されたので、ロス節減のため上下流に第1、第2調整池を設けることとし、また建設予定地点の土質状況から漏水防止工が必要であるとの判断から、ゴムシート工法により漏水防止工法を実施した。

### 目 次

1. はじめに……………62	4. 幹線水路における調整池の設計……………66
2. 事業概要……………62	5. 調整池の施工……………68
3. 用水計画……………64	6. あとがき……………72

### 1. はじめに

国営総合農地開発事業「青蓮寺」地区の幹線水路には2ヶ所の調整池が設けられている。調整池止水工法としてはゴムシートによる工法が採用され、48～50年にわたり工事が実施された。ここにその施工例の紹介を行うとともに、本事業の概要について用水計画を中心として紹介するものである。

### 2. 事業概要

#### (1) 地域の概況と事業目的



写真1 空から見た開畑地の中の第一調整池  
下部に見えるのは宅地造成

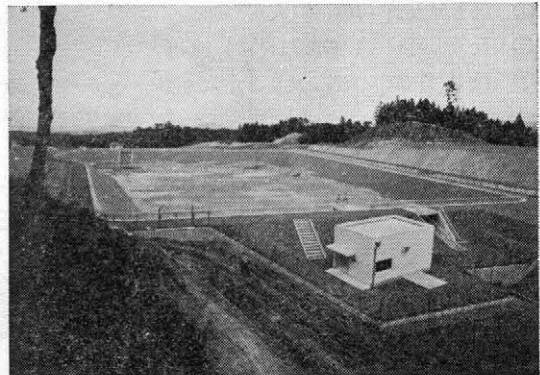


写真2 第2(下流)調整池一完成直後

本事業地域は、三重県の西端伊賀地方にあって、南北は名張市と上野市の市街地に近接し、東西は一級河川淀川水系木津川及び同名張川によってはさまれている。地区の傾斜は比較的なだらかではあるが、そのかなりの部分が砂防地域に指定されるほど侵食をうけやすく、(主としてマサ地盤)、地形も山と谷が入り組んで複雑な様相を呈している。

当地方は、古くから農業を中心として生活が営まれ、近年名阪高速自動車道の開通により都市化と開発の波に洗われたとはいえ、依然としてその主たる構造は変わっていない。しかしながら、谷地田の湿田を主とする水田単作地帯のため、農業基盤も前近代的なまま放置され、一戸当りの経営規模も零細であった。このため、本事業によって、山林と谷地田が複雑に入り組んだ約1200haの開発可能地において、730haの畑の造成と開畑地に介在する水田の区画整理220ha(730ha×0.3)を一体的に行う

\* 東海農政局青蓮寺開拓建設事業所

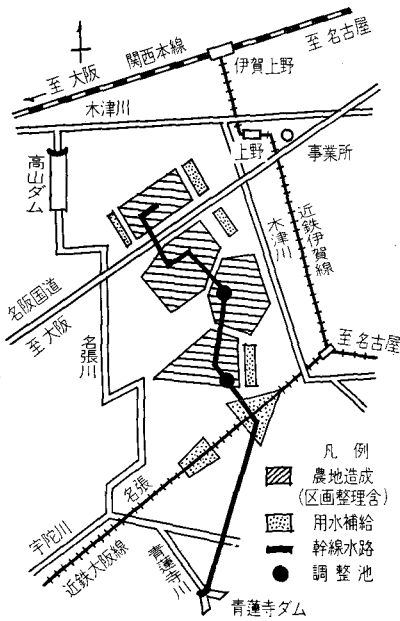


図1 地区位置図

とともに、隣接する水田への用水補給を行うことによって、当地域の農業の経営規模の拡大と、圃場の整備を可能にし、立地条件を生かした近代的な一大農業団地をつくりあげることが目的とするものである。

(2) 事業の経緯

本事業は2ヶ年にわたる調査と1ヶ年の全体実施設計を経て、昭和43年に開拓パイロット事業として（なお、昭和45年度より事業制度の改訂により、総合農地開発事業と名称を変更した。）農用地開発810ha、かんがい排水592ha、計1402haを受益面積とし、総事業費30億円をも

って着工された。

その後、水源である青蓮寺ダム（名張川支流青蓮寺川に水資源開発公団が施工した多目的ダム、昭和39～45年）の施工にあわせ、取水工や幹線水路の工事を進めるとともに、開畑工事を鋭意進めてきたところである。しかしながら、昭和46年、47年の災害を契機として、防災対策の増強とともに開畑地に錯綜在する水田の一体的な整備の必要性に迫られ、又その事は地元関係者が強く要望するところでもあった。さらに、47年～48年をピークとする開発ブーム、土地投機ブームに触発され、当地域が名阪国道の開通により京阪神及び中京経済圏から1～2時間の至近距離となったこともあって、開畑予定地のかなりの部分が大阪等に在住の非農家により買占められ、大きな問題となった。

このため、下記の内容を主とする計画変更を余儀なくされ、47年頃よりその作業を進め、昭和50年度によく土地改良法に基づく手続きを完了したところである。

- ① 地区除外及び地区編入等の受益地に関する整理及び相対売買、生産法人への組織化、県の農業開発公社による買取等を通じての受益者に関する整理
- ② 開畑地に在する水田を農地造成として開畑と一体的に行う区画整理の追加（これは昭和47年の土地改良法の一部改正により、第2条第2項第3号の新3号事業として法的にも裏付けられた。）及び関連する排水路工の追加
- ③ 事業費の増（昭和48年度単価で総事業費75億円、増45億のうち工法変更等によるもの約30億）
- ④ その他計画作目の変更、換地区工の変更（4→11）等

なお、面積関係の変更内容を整理すると表1となる。

表1 面積関係変更対比表

単位 ha

区 分	当 初	変 更 後	増 減 (内 訳)	備 考	
受 益 面 積	農地造成 開 畑	810	730	△80 (△122, +42)	
	区画整理	—	220	+220	
	農業用々排水	592	(209) 602	+10 (△35, +10)	( )内区画整理と重複 内数
	計	1402	*1343		*730+220+602-209
計 画 作 付 面 積 開 畑 地	野 菜	200	200	0	
	ブ ド ウ	610	300	△310	巨峰他
	茶	—	100	+100	
	桑	—	80	+80	
	花 木	—	50	+50	

現在、上記事情と全国の各地区にみられるように総需要抑制のため、事業の進捗が大幅に遅れている。しかし

今回の土地改良法及び特定土地改良工事特別会計法の一部改正により、農地開発事業も特別会計の対象となり、

本地区も51年度より一般会計から特別会計に振り替り、  
 今までの事業の遅れをとりもどし、早期完了を図るべく、  
 今後の比率的な伸びが期待されているところである。

(3) 事業内容  
 事業内容として、面積関係と工事関係について整理したものが表2、表3である。

表2 事業別地目別面積 単位 ha

事業目的	事業名 現況地目別面積 計画地目別面積	農 地 造 成				農 業 用 々 排 水			計
		山林原野	水 田	道水路敷数	小 計	水 田	畑, 樹園地	小 計	
		870	301	39	1210	(209) 373	20	(209) 393	
開	畑, 樹 園 地	685	45	—	730	—	—	—	730
	道 水 路 敷	50	—	20	70	—	—	—	70
	非 農 用 地	135	—	—	135	—	—	—	135
	畑 小 計	870	45	20	935	—	—	—	935
区 画 整 理	水 田	—	220	—	220	(209)	—	(209)	(209) 220
	道 水 路 敷	—	36	19	55	—	—	—	55
	小 計	—	256	19	275	(209)	—	(209)	(209) 275
用 水 改 良	水 田	—	—	—	—	(209) 373	—	(209) 373	(209) 373
	畑, 樹 園 地	—	—	—	—	—	20	20	20
	小 計	—	—	—	—	(209) 373	20	(209) 393	(209) 393

※ ( ) 内は区画整理と用水補給が重複, 外教

表3 主要工事内容

工 種	数 量	51年度迄完了(予定)
取 水 工	1ヶ所 ホロージェットバルブ(φ700) Qmax=1.86t/s	完了(一部バルブの追加残す)
幹 線 用 水 路	トンネル, サイホン, 管水路等 l=19km 調整池2ヶ所	水路 l=14.8km 調整池2ヶ所
支 線 用 水 路	管水路 l=17.5km 揚水機3ヶ所	水路 l=2.3km 揚水機1ヶ所
開 畑 工	730ha(耕作道, 排水路等含む)	277ha
揚 水 機	29ヶ所(ファームpond含む)	6ヶ所
畑 かん 施設	650ha	52ha
幹 線 道 路	l=12km B=5.5(4.5)	7.5km
支 線 道 路	l=32km B=4(3)	14.6km
砂 防 施設	34ヶ所	11ヶ所
区 画 整 理	220ha	53ha
排 水 工	l=30km	10km

### 3. 用水計画

#### (1) 用水計画の概要

本地区における用水計画は、開畑地及び既畑における  
 畑地かんがいと、天水や溜池等の不安定な水源に依存す

る開畑地の隣接水田への用水補給をあわせたものとなっ  
 ている。(表4参照)

#### (2) 用水施設

##### ① 青蓮寺ダム

淀川水系における水資源開発基本計画に基づき、水資

表4 かんがい面積等

		かんがい面積			用水量				
細地 (含む 樹園)	開畑地	既畑		計	日消費量	有効雨量(年間)		ダム依存量(年間)	
	730ha	20ha		750	2~5mm	約320万 <sup>3</sup> m		約450万 <sup>3</sup> m	
水	区画整理田		未整理田	計	減水深		ため池等利用可 エネルギー(年間)		
	本事業	他事業			代かき	普通期			
田	209ha	160ha	213ha	582ha	100m ov130	mm 10~20	約630万 <sup>3</sup> m	約250万 <sup>3</sup> m	約480万 <sup>3</sup> m

源開発公団により名張川支流青蓮寺川に設けられた多目的(洪水調節、不特定及び特定かんがい、上水道用水、発電)ダムである。

表5 青蓮寺ダムの主な諸元

形式	アーチ式コンクリートダム
堤高(長)	82m (275m)
有効貯水量	2380万 <sup>3</sup> m (うち利水1540万 <sup>3</sup> m, 洪水調節840万 <sup>3</sup> m)

本地区は当ダムより専用施設であるホロージェットバルブ(φ700mm)より、最大1.86<sup>3</sup>m/s、年間930万<sup>3</sup>mを取水している。

なお、本地区に対して、昭和51年3月31日付けで向う10ヶ年を期間として、以下の水利権が付与されている。

② 幹線水路

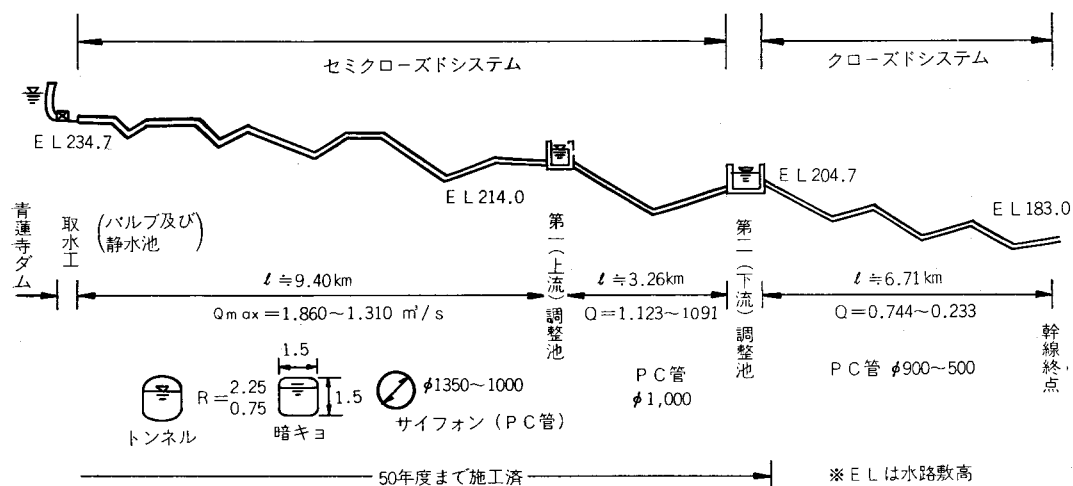


図2 幹線水路模式図(縦断)

幹線水路から各団地への配水は、支線水路を経て主として自然圧により、一部高さの関係で自然圧では水のかからない所はポンプ加圧により行われる。支線水路の材料はφ300~100mmの石綿管を使用している。

④ 末端施設

表6 青蓮寺地区の水利権

区分	期間	取水量	備考
最大取水量	5.11~6.20	1.86 <sup>3</sup> m/s	凍霜害防止等で必要なら1.02まで可
	6.21~8.20	1.61 <sup>3</sup> m/s	
	8.21~9.30	0.76 <sup>3</sup> m/s	
	10.1~5.10	0.1 <sup>3</sup> m/s	
年間総取水量		930万 <sup>3</sup> m	

ダムより取水された水は山をくぐり、川を渡り、谷を越えて、途中2ヶ所の調整池を経て各団地に分水しながら、トンネルや暗キヨ、PC管等により、延々20kmの長きにわたり、標高235mから183mまで、自然圧で南から北へ地区を縦貫しながら、かんがい用水を導水している。(図2参照)

③ 支線水路

開畑地内はスプリンクラーによる畑地かんがいを行う。かん水のほか、ブドウの防除、茶の防霜等の多目的利用についても一部施工しつつ検討中である。

スプリンクラーヘッドの圧力(約3kg/cm<sup>2</sup>)を確保するための加圧ポンプ場と時間調整のためのファームポン

ドの設置とともに、各圃場への配管を行い、ブドウ、茶、桑についてはスプリンクラーまで設置し（固定配管）、野菜、花木については給水栓（可搬式配管、スプリンクラー等は別途受益者設置）まで設置している。

また、区画整理を行う水田については、オープン又はパイプラインにて末端まで配管するが、用水補給水田については地区先端に放流する計画となっている。

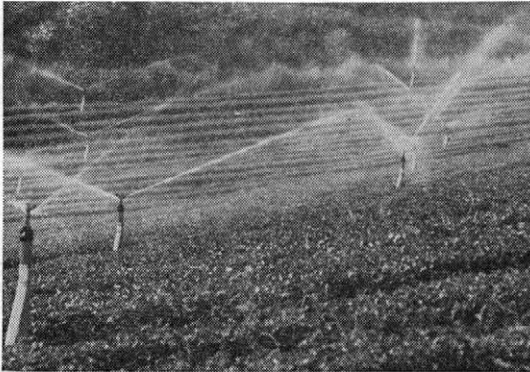


写真3 スプリンクラーによる茶園のかん水風景

#### 4. 幹線水路における調整池の設計

##### (1) 調整池の必要性

本地区の青蓮寺ダムよりの取水量は前述のとおり、年間総取水量約930万 $\text{m}^3$ と総量規制をうけている。又、幹、支線水路のロスを15%と見込んでいるが、本地区のように長大水路であって、畑地と水田の共用水路である場合は、管理ロスが非常に大きなものとなること、過去の事例報告からも予想されるところである。このため、以下に示すように、限られた水資源の有効利用と多様な水需要への対応を目的として2ヶ所の調整池を設置したものである。

##### ① 供給時間と使用時間の調整を図る。

本地区のように、細長い地区（東西7km、南北17km）で、流路延長が長くなる（幹線水路 $l \approx 20\text{km}$ ）と、用水到達時間によるズレを生じる。調整池はこのズレを解消し、任意の時刻に用水使用の開始、停止ができるよう調整機能をもたせるものである。

##### ② 無効放流を少なくする。

ダムから取水した水が、通水中に生じた有効降雨やその他通水操作上の支障等で不用をきたした場合、流下水を無効放流することなく調整貯留する。

##### ③ その他

幹、支線水路の供給パターンを単純化し、冬期かんがい（ $Q=0.1\text{m}^3/\text{s}$ ）や晩霜害防止かんがい等における配水管管理を容易ならしめ、合理化を図るものである。

##### (2) 調整池の容量と位置

調整池の容量を決める理論式はいろいろ提案されてい

るが、本地区においては、極端な場合（例えば上流水路が何日か通水不能になる等）を想定した際必要となる値、各理論式による値、更に調整池予定地の貯水可能量等を勘案し、比較的単純に考え下記のとおり決定した。又、その位置については、開畑団地の上流端である南古山団地に第一（上流）調整池を、地区の中央部である二鶏団地に第二（下流）調整池を、地形条件等を考慮して選定した。（図1、2参照）

##### ① 到達時間のズレを調整する量

計画最大流量  $1.86\text{m}^3/\text{s}$  の流下する期間は比較的短いので、流下頻度の高い中でのピーク流量である  $1.31\text{m}^3/\text{s}$  が下流調整池に到達するまでの量を調整するものとした。

$$1.31\text{m}^3/\text{s} \times (3.5\text{hr} + 1.0\text{hr}) \times 3,600\text{s} = 21,220\text{m}^3$$

$$21,220\text{m}^3 \times 1.3(\text{余裕率}) = 27,590\text{m}^3 = 28,000\text{m}^3$$

$$3.5\text{hr} : \text{下流調整池までの到達時間のズレ}$$

$$(9.2 + 3.6)\text{km} \div 3.6\text{km/hr} = 3.5\text{hr}$$

$$1.0\text{hr} : \text{開度調整時間他}$$

##### ② 放流停止後に幹線水路を流下する残存量

$$1.82\text{m}^3 \times 3340\text{m} = 6000\text{m}^3$$

3340m : 幹線水路第一調整池までサイフォンを除く延長

$$1.82\text{m}^3 : \text{幹線水路平均通水断面積}$$

##### ③ ファームポンドとしての調整量

調整池に近接する畑かん団地のファームポンドを兼ねるものである。

$$\text{上流調整池} \quad 20\text{m}^3/\text{ha} \times 25\text{ha} = 500\text{m}^3$$

$$\text{下流} \quad \text{〃} \quad \text{〃} \quad \times 32\text{ha} = 700\text{m}^3$$

単位面積当りの調整量  $20\text{m}^3/\text{ha}$  の根拠は以下のとおりである。

$$F = V \left( 1 - \frac{T}{24} \right) = \frac{D}{E} \times 10^{-3} \times A \times 10^4 \left( \frac{24 - T}{24} \right) \\ = \frac{D/E}{2.4} (24 - T) A \dots \dots \dots (1)$$

F : 調整量 ( $\text{m}^3$ )

V : 一日の使用水量 ( $\text{m}^3$ )

$$T : \frac{D \cdot T_m}{D_m} \text{ ピーク時以外平時消費量 } D(\text{mm/day})$$

に対する日かんがい時間 (hr)

$D_m$  : ピーク時の日消費水量 (mm/day)  $\square$

$T_m$  : 同上に対する日かんがい時間 (hr)

E : かんがい効率 80%

(1) 式に本地区の値を代入すると

$$T = \frac{19}{5} D$$

$$F = \frac{D}{2.4 \times 0.8} \left( 24 - \frac{19}{5} D \right) A \dots \dots \dots (2)$$

(2) 式において  $\frac{dF}{dD} = \theta$  の時の D の値は  $3.2\text{mm}$

(5月の平均用水量)であり、 $T = \frac{19}{5} \times 3.2 \div 12\text{hr}$ となるから

$$F = \frac{3.2}{2.4 \times 0.8} (24 - 12) A = 20A (\text{m}^3) \text{となる。}$$

A : かんがい面積

#### ④ 晩霜害防止容量

本地区においては、かん水の他茶100ha、桑80ha計180haに対する晩霜害防止に必要な調整量が要求される。この量を分断統運転方式、捕捉率50%以上、として計算すると下記のとおりとなり、上記容量で十分まかなえるものとなる。

$$V = 0.004\text{mm/hr (スプリンクラーノズル片ノズル } 8\text{mm} \times 1/2) \times 6\text{hr} \times 1,800,000\text{m}^2 \times 1/2 \text{ (3分間断統運転)} = 21,600\text{m}^3$$

上記容量を調整池予定地の貯水可能量等を考慮し配分したものが表7である。

表7 調整池容量

目的別機能	調整容量		
	全体	第一(上流)調整池	第二(下流)調整池
①到達時間のズレ	28,000m <sup>3</sup>	7,500m <sup>3</sup>	20,500m <sup>3</sup>
②幹線残存量	6,000〃	3,000〃	3,000〃
ファームポ ③ンド	1,200〃	500〃	700〃
計	35,200 ≒35,000〃	11,000〃	24,200 ≒24,000〃

#### (3) 漏水防止工法の必要性について

本地区の地質は主に花崗岩類を基盤とし、その上部は第三紀層鮮新結の砂岩、レキ岩、頁岩及び第四紀層の砂レキ、粘土からなっている。土壌は第三紀層花崗岩類の風化した残積土からなり、土性は主に砂質から粘質土である。

調整池予定地点の地質、土質調査は施工に先立って行われたが、結果を簡単に示すと以下のとおりである。

表8 地質等調査結果

	統一分類による地山の土質	透水係数	調査年度	調査内容
第一調整池	SM	$10^{-3} \sim 10^{-6}$	47年度	ボーリング2孔(透水試験)土質試験一式
第二〃	主としてSM 一部MH	同上	47〃	ボーリング3孔(同上)土質試験一式
			49〃	ボーリング5孔(透水、貫入試験)、土質試験一式

調整池の設計にあたり、過去の調査結果等より漏水防止工法の必要性を検討したが、下記理由により漏水防止工法が必要であると判断した。

① 調整池附近の地山は透水係数が $10^{-3} \sim 10^{-6}$ のオーダーにあり、透水性～半透水性地盤にあると考えられる。 $K = 5 \times 10^{-5}\text{cm/s}$ として2、3の式で計算した漏水量も最大1日あたり400m<sup>3</sup>程度(第二調整池)となりアースダムの許容量を上まわる。

② 地山の土は主としてマサ土(統一分類ではSM)であり、水で飽和された場合特に流動しやすく危険である。この事は間隙率や液性限界からも裏付けられている。

③ 地形上逆皿の上のっているような位置にあり、調整池面より下にある民家にとって非常に不安なものと思像される。(特に第二)

#### (4) 漏水防止工法の検討

漏水防止工法の具備すべき条件として

- ① 止水効果が優れていること
- ② 水圧に耐えうること
- ③ 耐候性に優れていること
- ④ 耐熱、耐寒性に優れていること
- ⑤ 不等沈下に耐えうること
- ⑥ 施工が容易であること
- ⑦ 維持管理が容易であること
- ⑧ 工事費が安価であること

等が考えられる。一方、漏水防止工法として防水材で被覆する工法に限定した場合、

- ① アスファルトパネル工法
- ② ゴムシート工法
- ③ コンクリート工法
- ④ 防砂板による工法

等の工法が考えられ、各工法について上記条件に基づき逐一検討し、総合的に判断した結果、ゴムシート工法を採用することにしたものである。

#### (5) ゴムシート工法について

水路、溜池などの舗装材でゴムシートを使用した最も古い例は、1948年米国ユタ州における水路舗装であるといわれている。我が国においては昭和40年代からブチルゴムシートが土地改良事業を中心にかなり多く使用されており、農土試においても昭和42年に実験用貯水池が設けられ試験が続けられている。

近年、熱に強いブチルゴムと、オゾンに強いEPT(エチレン・プロピレン・ターポリマー)ゴムを双方ブレンドした加硫タイプのEPT系ゴムシートが一般化し、M社のMシート、K社のKシート等の商品名で市販されている。

#### (6) 調整池の諸元

調整池の諸元は表9のとおりである。(3、4図参照)



表9 調整池の諸元

項目	第一(上流)調整池	第二(下流)調整池
形状	不等辺六角形	一辺わん曲の長方形
形式	土堰堤	同 左
貯水容量	11,000 <sup>m</sup> <sub>3</sub>	24,000 <sup>m</sup> <sub>3</sub>
堤高(天端標高)	4 m(EL218.0m)	4 m(EL208.7m)
水深(標高)	3 m(EL217.0m ~214.0m)	3 m(EL207.7m ~204.7m)
漏水防止工法	ゴムシートによるライニング	同 左
設計業者	若鈴コンサルタンツ	同 左

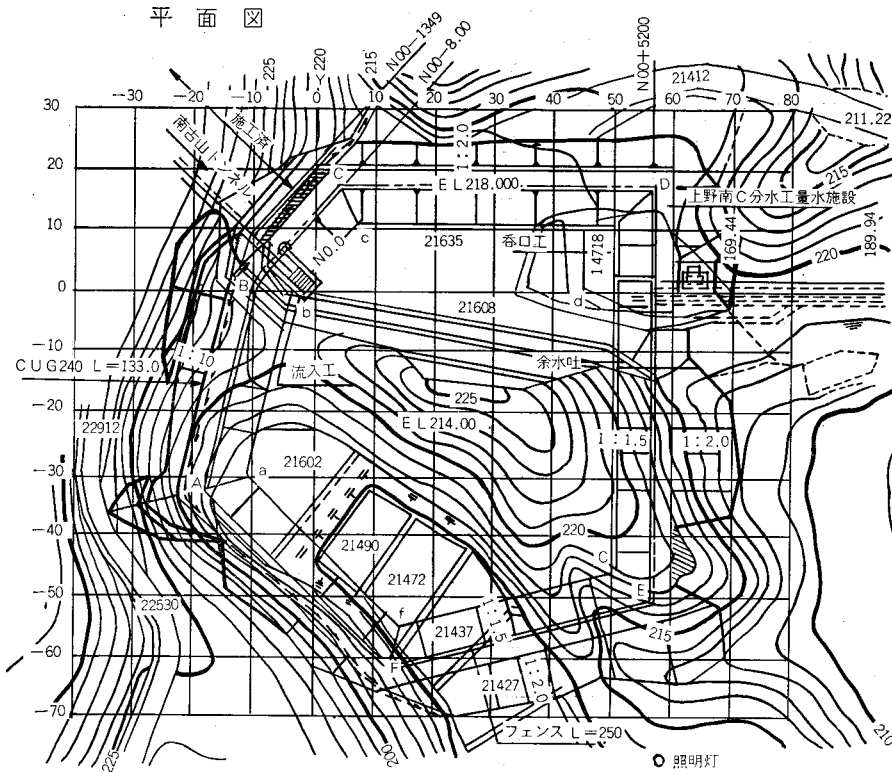
表10 調整池の工事概要

項目	第一(上流)調整池	第二(下流)調整池
地山掘削量	16,800 <sup>m</sup> <sub>3</sub>	57,470 <sup>m</sup> <sub>3</sub>
堤体盛土量	4,300〃	6,910〃
置換掘削,盛土量	770〃	4,330〃
漏水防止工(合成ゴムシート厚1.5cm)	4,568 <sup>m</sup> <sub>2</sub>	10,648 <sup>m</sup> <sub>2</sub>
〃 基礎安定処理(ソイルセメント厚10cm)	〃	〃
アンダードレーン(法面ドレーン)	390m	1117m(263m)
エアー抜	417〃	855〃
附帯工	吞吐工その他	同 左
工事費(概略)	4500万円	1億2,000万円
施行年度	昭和48年度	昭和50年度
施行業者	飛鳥建設	竹中土木

5. 調整池の施工

調整池の工事量等は表10のとおりである。

第二(下流)調整池に関し、施工の順を追って説明すると以下のとおりである。



標準断面図

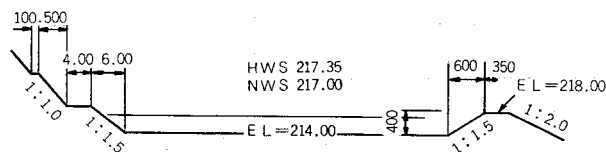


図3 上流調整池説明図

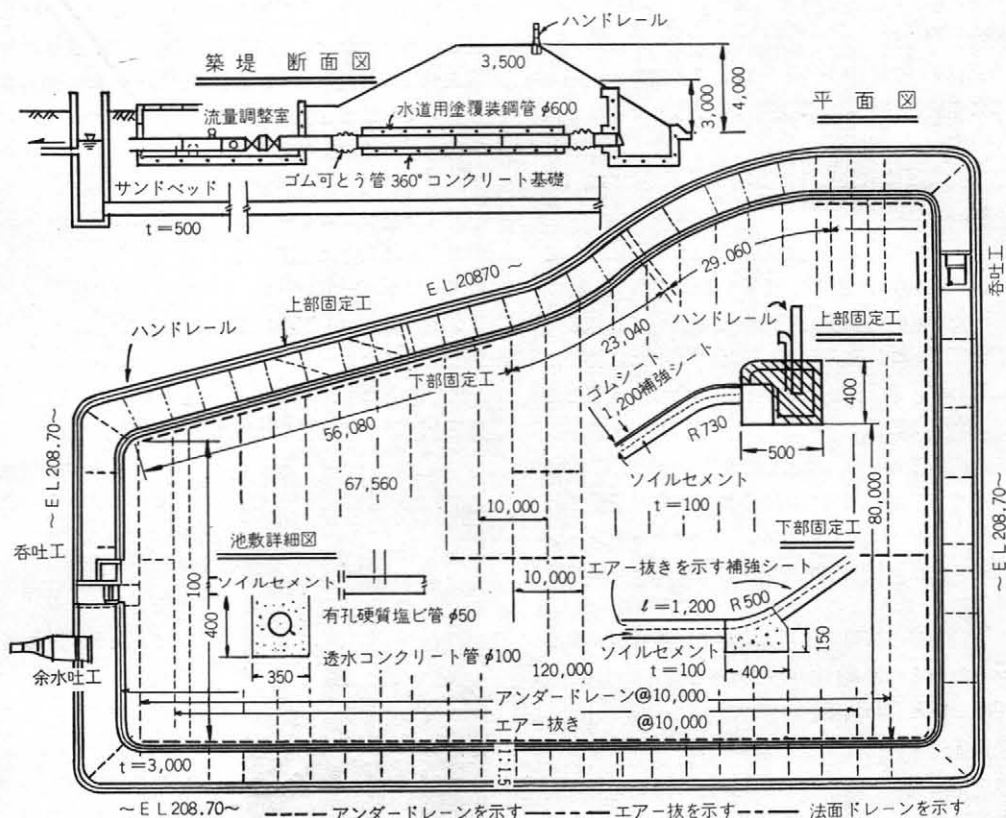


図4 上流調整池説明図

(1) 土工

池敷や盛土部の沈下に対して長期間の安定を確保すると共に、シートの接地面は平滑に処理し、クリープ現象等を防止し、ゴムシートの耐久性を保全することが必要である。このため、8点のコアボーリング（現場透水、貫入試験含む）及び各種土質試験結果に基づいて入念に設計を行い、更に施工段階で再コアボーリング、コーン貫入試験、土質、試験等を補充し、管理試験を行いつつ慎重に工事を進めた。

① 掘削

掘削はブルドーザー（21t, 27t）、スクレーパー（16㎡）を主として使用し、一部置換部（後述）の掘削にはバックホウ（0.6㎡, 0.3㎡）を使用した。掘削工は、周辺部が開畑地で同時施工（「二鶏」団地、約12ha）を行ったため、開畑工事に流用した。（写真4参照）

② 基床処理

池敷の締固めは8.5tタイヤローラーを使用し3回転圧を行った。推定不等沈下の勾配を1/100以下に目標をおいたが、基床の検索の結果、部分的に軟弱層（粘土、シルト）が存在し、最大厚さが2.5m残るとして、水重による推定沈下量  $S=24\text{cm}$  が試算されたので、コーン指数  $qc=10$  以下は築堤用土で置換した。置換用土はソ

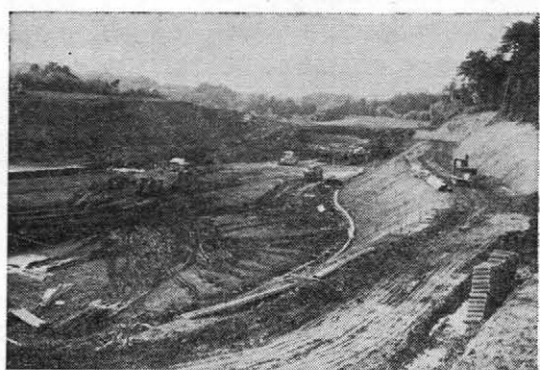


写真4 掘削

イルセメント用の用土と築堤用土と同一のものを開畑地より採取して使用した。

上記の基床処理により、推定CBR値は10程度の確保ができ以降の施工工程に良好な結果をもたらした。

なお、池敷の面積が広いために、地表水並びに地下透透水が基床部に集中する。この処理として、掘削完了直後に中央附近の縦断方向に深さ1.5~2.0m、幅1.0mのトレンチを設け排水を促進させ、基床整形時点には、このトレンチにφ100mm有孔塩ビ管を布設してドレーンとしたことにより、作業性を良好ならしめ、かつ基床の

支持力増進にも大いに効果的であった。

### ③ 切土法面処理

切土法面はブル、スクレーパーによる掘削の後、バックホウにより計画面近くまで慎重に切り取りそのあと人力により計画法面まで整形した。

切土法面の勾配は調整池外を1:1.0、調整池内を1:1.5とした。

安定計算については調整池外の1:1.0法面について行ったが、高さ6m、土質試験に基づき、 $\gamma_i=1.73 \text{ kg/m}^3$ 、 $\phi=29^\circ$ 、 $c=1.4t/m^2$ 等の数値を用いて計算したところ安全率Fsは1.7以上であった。このため特別の保護工は行わず、凍上防止と浸食防止のために葎芝を施工した。

一方、池内の法勾配は1:1.5で高さ4mであるので十分に安定であるが、周辺地山からの浸透水が予想されたので池敷と同断面(0.35×0.4m)のサンドドレーンを10m間隔に設け、法先池敷のアンダードレーンに接続した。

なお、1割5分の法勾配は十分安定ではあるが、ソイルセメントの施工に困難性がありこの面からは1:2.0程度が望ましいと思われる。

### ④ 築堤盛土

盛土予定地に池敷と同一の不良土があり、これを除去した後、洗砂のサンドベッドを厚さ50cmに敷き、全盛土高6.5mを2回に分け盛土を行った。用土は開畑地より土質試験結果等に基づき選択採取し(統一土質分類名SM、締固め試験による $\max \gamma_d=1.699t/m^3$ )、まき出し厚20、30cm、転圧回数3、5、7回(8.5tタイヤローラー、空気圧約7kg/m<sup>2</sup>)として転圧試験を行った結果、20cmの5回が最適であり、D値97~99%が得られたので、管理値をD=95%として施工した。その結果、施工管理試験の値はすべてそれを満足しD=97~103%に及んだ。

築堤盛土の第一回目は高さ4.5mまで施工し、60日間放置後残りの2mを完了したので、最大圧密沈下試算値

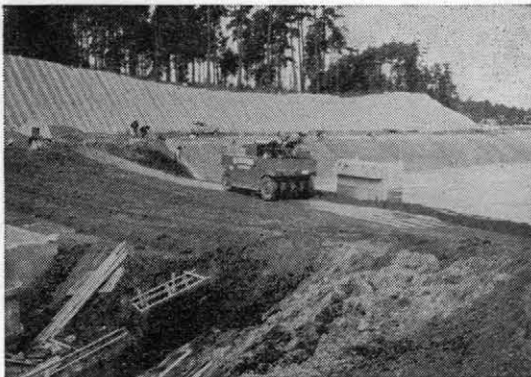


写真5 堤体盛土

S=14cmの約90%は施工完了時点で圧密されており安全と考えた。なお、工事完了後5ヶ月間、圧密に関する観測を行った結果は150日間で0.3~0.7cmであり、十分安全であることを確認した。(写真5参照)

### (2) ライニング工

漏水防止工の基盤安定処理としてソイルセメント工等を行った上でゴムシートによるライニングをメーカー指導のもとに入念に施工した。

#### ① アンダードレーン

ソイルセメント工の施工に先立って、池敷の浸透水排除のためアンダードレーンを設置した。0.35×0.40mの断面の中心にφ100mmの透水性コンクリート管を据え、周囲を洗砂で埋め戻した。(写真6参照)

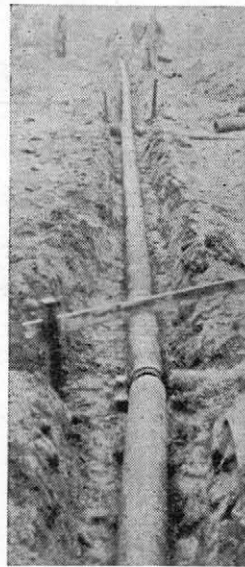


写真6 アンダードレーン工

#### ② ソイルセメント工

ソイルセメントの設計厚は10cmであるが施工上は余裕を見て2割増の数量を計上した。

ソイルセメントの用土は開畑地より選択採取した最適含水比14.3%、最大乾燥密度1.845t/m<sup>3</sup>の砂質土を使い配合試験を行った結果、セメント量が83kg/m<sup>3</sup>で一軸圧縮強度 $q_u=10\sim 15 \text{ kg/cm}^2$ (一週強度)が得られ、管理値は長期強度も検討を加えD=90%とした。

池敷における施工方法は現地での試験より良好な結果が得られたので次の方法

をとった。ダンプトラックにより池敷に用土を搬入し、グレーダーにより所定の標高に整形し、タイヤローラーでいったん転圧して設計厚を確認したのちセメントを散布(8.3kg/m<sup>2</sup>×1.2)した。ついで横軸式スタビライザで攪拌し、タイヤローラーで転圧(5回)仕上げを行った。なお、不陸整形は±5cm程度であった。

法面の施工方法については、近くの場外においてスタビライザによる攪拌まで池敷と同様に行ったのち、小型ダンプで池内に運搬し法面にまき出し、転圧を行った。転圧方法については、パイプレションローラーと人力転圧との両方の試験の結果、ローラーは施工上難点があり、むしろ人力による方が密度が大きくなったので人力施工とした。

なお、法面のうち二面(東、西)は地山からの湧水による軟化を防止する目的で、土性改良剤(EB-CX)をソイル重量の0.2%添加した。添加量は砂単独のスレーキング試験より求めた。また、構造物(吞吐工等)周

辺の接続部は、埋戻し、転圧を入念に行ったりえ、ソイルセメントも厚さ 20cm で施工した。

施工中特に注意を要した点は、用土の含水率調整と仕上げ後の表面乾燥及び凍上防止であり、シート養生及び散水等により管理を行った。(写真7参照)

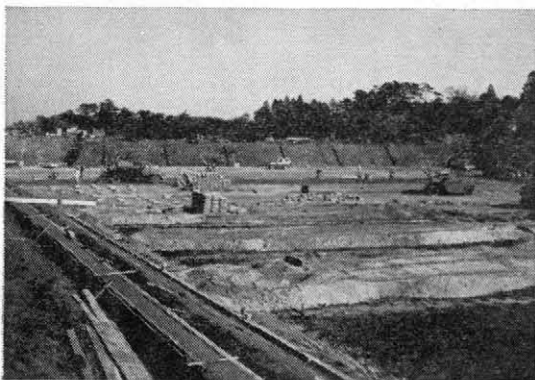


写真7 ソイルセメント工

#### ③ エアー抜き

シート裏面とソイルセメント工表面との間に、多少の不陸による残留空気や発生ガスが湛水開始時に部分的に集中すると、シートに変形や異状引張り等が発生させ、シートの保全上好ましくない。これを防止するため、エアー抜きとしてソイルセメント工表面に有孔塩ビ管(φ50mm)を10m間隔に配置し、堤体の肩に引き出した。

(写真8参照)

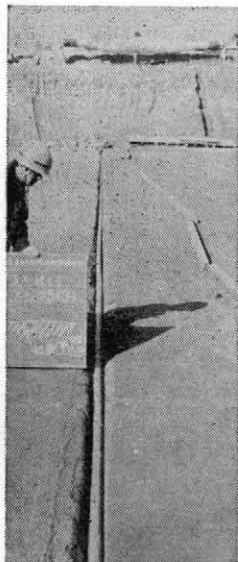


写真8 エアー抜き工

#### ④ シートライニング

合成ゴムシートは厚さ 1.5mm、幅 6.0m (最大) のものを使用した。長さは設計図に基づき、現場接着長さ及びシートロスを少なくするように考慮して作成した割付図によって裁断した。最大長さは81mであった。現場へはロールにしてトレーラーで搬入した。

シートの敷設は、割付図に従って現地に確認しておいた所定の位置に敷設した。現場接着はジョイント代を 20cm とし、エポキシ系ボンドで接着し、接目の

表面には更に幅 10cm 厚さ 1mm の非加硫テープでシールした。接目段差についてもボンドでコーキングした。

法面の敷設は、シートを固定するため前もって下部固定工と上部固定工の約半分(いずれもコンクリートブロック)を、それぞれ法先と洗厩に打設しておいた。下部

固定工のコンクリートとはボンドで別のシートを固定しておき、その上に本シートを接着し、更にその表面に補強シートで被覆する三重張りとした。上部固定工とはまずビットで接合し、更にその上に残りのコンクリートを継ぎ足し打設した(コンクリートでシートをハサミ込む方式)。他のコンクリート構造物との取り合い部も、ビットで固定し、コンクリートを巻き立て、更に保護シートを接着被覆した。

なお、敷設後、ゴムシートの表面には、耐久性の増進周辺環境の美観の保全、かんがいに対する受益者の意欲の増進といった観点から、鮮明なブルーの塗装を施した。塗装材料は合成ゴム系で2回塗とした。

敷設上特に注意を要した点は、接着は勿論であるが、構造物との取付け、ロールから引き出す時附近の小石等を敷き込まないこと等であった。(写真9、10参照)

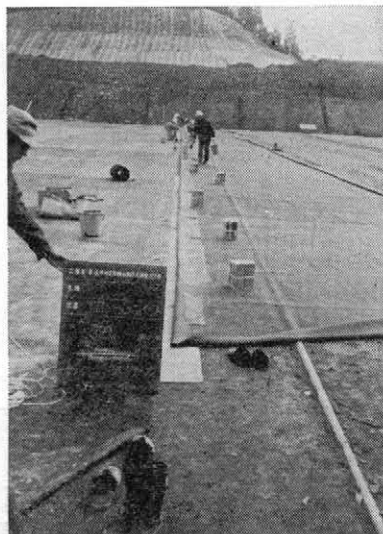


写真9 池敷ゴムシートジョイント



写真10 下部固定工取合せゴムシート

なお、今後継続的に経過を点検してゆく事項は、①木の根や雑草による影響がどうであるか、②外部からの飛来物がシートを損傷する危険性③ドレーン排水量の変化等があげられる。

### (3) 構造物及び附帯工事

構造物関係では、幹線水路の呑吐工と支線水路の呑口工、余水吐工、泥吐工、水位計ピット及びバルブ等の操作室である建屋工(2棟)を施工した。池の内外周には、危険防止と保全のためにハンドレール及びネットフェンス等を施工した。

構造物関係の施工については一般的施工と同様であったが、盛土部における圧密沈下との関係における施工時期の調整とか、周辺の埋戻し盛土の転圧に注意した。

### 6. あとがき

以上、幹線水路における調整池を主として「青蓮寺」

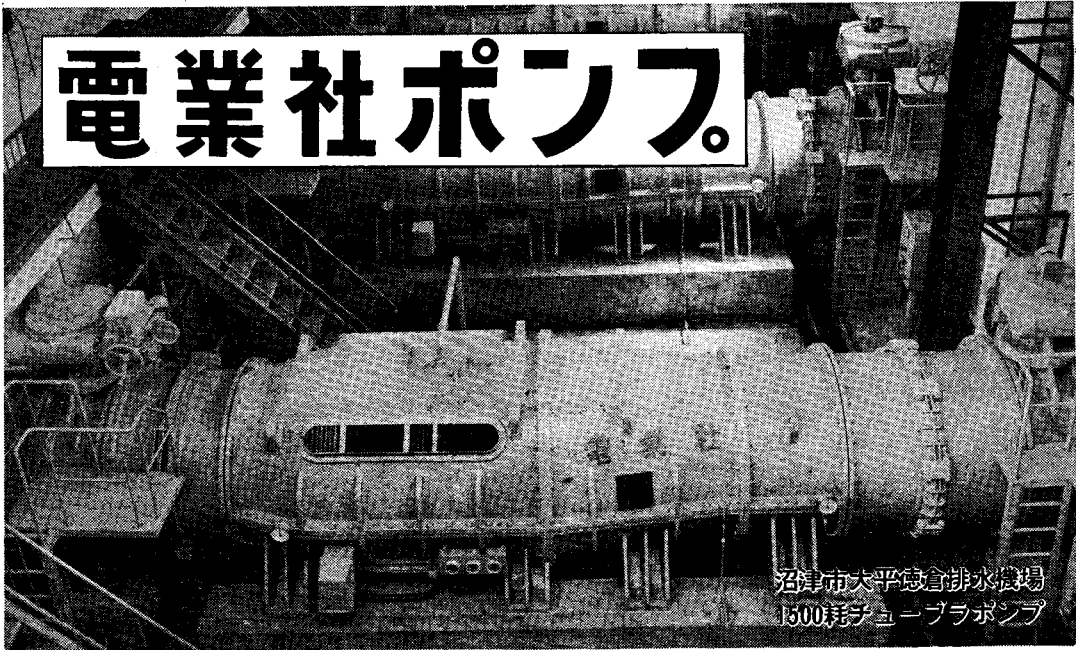
地区の概要を紹介しましたが、何らかの参考となれば幸いです。

調整池の工事にあたっては、京都大学農学部沢田教授に絶えず懇切ごていねいな御指導をいただきました。ここに深く感謝の意を表す次第です。

### 参考文献

- 合成ゴムシートの農業用貯水池への応用  
.....畑地農業振興会
- 農林水産土木ハンドブック(11. 2. 2 高分子材料)  
.....建設産業調査会

# 電業社ポンプ。



沼津市大平徳倉排水機場  
1500リットルチューブラポンプ



株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1-309号  
電話 東京 (761) 3 1 3 1 (代)  
営業所 大阪・名古屋・福岡  
出張所 札幌・仙台・広島・高松

# 橋 梁 塗 装

(渡海橋の防錆塗装)

新 田 智 也\*

## 目 次

1. はじめに.....	73	4. 施工上の留意点.....	79
2. 鋼橋の防錆塗装.....	73	5. 防錆塗装の保守.....	80
3. 塗装系の選択.....	73	6. おわりに.....	80

## 【内容紹介】

海上橋の塗装は、非常に厳しい外気条件下にあるので、一般塗装系と重塗装系については、初期投資額のみでなく将来の塗替回数も考えて実施すべきであることを、国鉄の実態調査結果及びその他の文献を引用して説明、次いで防錆塗料各種についてその性質を簡単に述べ、さらに施工上の留意点として素地調整の重要性や屋外塗装に際して温度、湿度等の制約条件に言及し、最後に塗替時期の判断について述べている。

### 1 はじめに

橋長が30mまでの中小橋梁の場合、橋梁の塗装費も大した問題とはならないが、渡海橋等の長大橋（橋長200m以上）では、上部工工事費の5～6%、7～8千万円にもなり塗装の設計、施工に対しても慎重に対処しなければならない。

渡海橋は、地形的に(1)強風を受けやすい。(2)海面上それほど高くない位置に設置される。(3)特に紫外線が強い。(4)日照時間が長い。等々塗装条件としては非常に厳しい条件下にあるといえる。

渡海橋の防錆塗装において、(1)塗装系の選択、(2)施工上の留意点、(3)保守、の3点について簡単にまとめてみた。

### 2 鋼橋の防錆塗装

橋梁は社会的使命を負った構造物であり、これを腐食から守ることは重要な社会的任務である。また貴重な鉄鋼資源を腐食によって損失することは省資源の趣旨に反するものである。このような見地から鋼橋は建設当初から十分に防錆防食について配慮され、さらに供用期間を通じて適切な維持補修を行ない防錆される必要がある。

鋼橋の防錆塗装には長い歴史があるが、近年まで油性さび止ペイントを主体とした塗装系が圧倒的に多く使用されてきた。この理由は油性系塗料はおだやかな腐食環境においては良好な防錆性能を有し、適当な周期で塗替塗装を行えば長年月にわたって良好な防錆状態を維持

できることの実績によるものである。また合成樹脂系塗料と比較して施工性に幅のあることも特長である。

しかしながら、最近海上長大橋のように苛酷な腐食環境に架設される橋梁が多くなり、油性系塗料では十分な防錆効果を期待できない場合が出てきた。一方油性系塗料には塗膜の乾燥や硬化の遅い欠点があり、乾燥の早い合成樹脂系塗料が好まれる傾向も生じてきた。このために、重防食塗装系と呼ばれる防錆性能が高く、長い耐用年数を期待し得る塗装系が開発されるに至った。これらは後述するように主としてジンクリッチペイントや金属溶射などの防食下地と厚膜型合成樹脂塗料の併用によるものである。

現在は一般塗装系と重防食塗装系が併存している状態であるが、これらは橋梁ごとに要因を検討し、適当な塗装系を選択しなければならない。次節に海上橋の場合についてこの点を述べる。

### 3 塗装系の選択

塗装系の選択に当たって、先ず考慮しなければならないのは海上橋の場合はいちじるしくきびしい腐食環境に存在することである。図1に国鉄における調査例を示す通り<sup>1)</sup>、防錆塗装の耐久性に及ぼす腐食環境の影響はきわめて大きい。この調査は鋼橋のさび発生度を劣化度見本写真と照合して評点を付したものであり、約270橋についての調査結果をまとめたものである。評点2が塗替適期に相当する。この結果より、適正塗替周期は山間7.8年、田園6.9年に対し、海岸は3.9年と推定された。また、後述するように防錆塗装の施工に当たっては、塗装

\* 広島県農政部耕地課長補佐

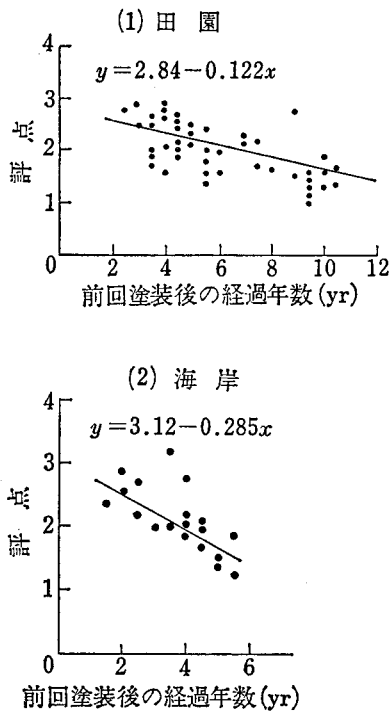


図1 鉄道橋の防錆塗装の耐久性と腐食環境の関係  
(注) 評点2が塗替適期に相当する状態である。

に先立つさび落し作業を完全に行なうことが重要であるが、海岸、海上のように海塩粒子の影響の大きい場所においては、さび落し作業を行なっても、施工した表面に再び海塩粒子が付着するために、十分な効果が得られず、したがってその上に塗装された現場塗替塗膜に期待するような効果が得られ難いことも報告されている。このような見地から、海上橋の場合には防錆性能が高く、

耐久性の大きな塗装系の採用が有利と考えられる。

一般塗装系と重防食塗装系との選択は最終的には経済比較の問題となる。前者は建設時の初期投資額は少ないが、頻繁な塗替が必要となるような腐食環境においては塗替塗装費が大きくなり、後者はこの反対となる。したがって、経済比較は初期投資額のみでなく、塗替塗装費を含めて供用期間全体について行なう必要がある。表1に土木学会本四連絡橋塗装分科会の計算例を引用した<sup>2)</sup>。ここに引用した塗装系1(鉛丹ペイント/長油性アルキド樹脂塗料)は一般塗装系、塗装系2(厚膜型無機ジンクリッチペイント/ジンクロメートプライマ/フェノール樹脂MIO塗料/塩化ゴム系塗料)は重防食塗装系である。この計算を行なうためには各塗装系の塗替周期を仮定する必要がある。原報には種々の仮定について計算されているが、表1に引用したのは塗装系1の場合には、さび落しを伴なう下塗からの塗替が3年ごとに全面積の30%、上塗の全面塗替が6年ごととし、塗装系2の場合には、さび落しを伴なう下塗からの塗替が6年ごとに全面積の5%、上塗の全面塗替が3年ごとと仮定した場合である。表1は建設時の塗装費用に順次塗替塗装費が加算されて行くという考え方によって計算されたものであって、金利年率12%、物価上昇率15%/yrと仮定されている。この仮定の場合には10数年の経過において、重防食塗装系の方が初期投資額は大きくても総塗装費用は少なくなっている。塗装系1を2年周期で下塗から塗替ると仮定した場合には重防食塗装系と比較して総塗装費用は10年経過で約1.5倍、20年経過で約2倍、50年経過で約3倍となる。しかし、5年周期で下塗から塗替ると仮定した場合には両者の間にほとんど差はなくなる。このことからみて、塗装系1のような油性塗装系によって

表1 防錆塗装の経済比較例

塗装系		経年塗装費用(比)				
		10年	20年	30年	40年	50年
塗装系Ⅰ	鉛丹ペイント	9.29	56.95	321.73	1408.93	6235.66
	フタル酸系					
塗装系Ⅱ	ジンクリッチペイント	10.10	48.29	239.21	1003.22	4236.89
	MIO塗料 塩化ゴム系					

塗装系：鉛丹ペイント2回塗、長油性フタル酸樹脂塗料2回塗

厚膜型無機質ジンクリッチペイント、フェノールジンクロプライマ、MIO塗料2回塗、塩化ゴム系塗料2回塗

塗替周期の仮定：

鉛丹系：さび発生部の補修 3年毎 30%

上塗の塗替 6年毎 全面積

ジンクリッチ系：さび発生部の補修 6年毎 5%

上塗の塗替 3年毎 全面積

表中の数字：鉛丹系の初期塗装費を1とする。初期塗装費に維持補修塗装費を累積加算する。

金利：0.12/yr, 物価上昇率 0.15/yr

5年周期の塗替で防錆状態を維持できる程度の腐食環境においては、とくに重防食塗装系を使用しなくても、施工性の良い油性塗装系で十分であると考えられるが、海上橋の場合にはこの条件が満足されることは少ないと考えられる。

塗装系の選択には塗替の難易も考慮しなければならない。塗替の困難な箇所には半永久的な耐久性の期待し得る塗装系の採用が必要である。

鋼橋の塗装の目的は防錆が主体であるが、同時に美観の維持が必要な場合が多い。この場合は保色性や光沢保持特性などの良い塗装系を選ばなければならない。この性

能は上塗の展色剤の種類による影響が大きい、同時に顔料の種類の影響も大きい。したがって上塗の色調は日光や雨露による変退色の少ないものを選ぶ必要がある。一般に濃色は淡彩色よりも色安定性が良く、グレー、グリーン、さび色などは安定性も良く価格も普通である。同一系統の色でも、色相の若干の相違によって色安定性や価格が大幅に異なることがあるので、色の選択には注意が必要である。

表2に鋼橋の防錆塗装に使用される代表的な塗装系を示した。塗装系 No. 1～3は一般塗装系、No. 4～7は重防食塗装系である。前者は総塗膜厚 130—150 $\mu$ m、

表2 鋼橋の防錆塗装系の代表例

番号	一般塗装系			重防食塗装系			
	1	2	3	4	5	6	7
第1層	エッチングプライマ	エッチングプライマ	ジンクリッチプライマ	亜鉛溶射または厚膜型ジンクリッチペイント	厚膜型ジンクリッチペイント	厚膜型ジンクリッチペイント	シングリッチプライマ
第2層	油性さび止ペイント	油性さび止ペイント	塩化ゴム系プライマ	エッチングプライマ	厚膜型ビニル系または塩化ゴム系塗料	厚膜型エポキシプライマ	タールエポキシ樹脂塗料
第3層	油性さび止ペイント	油性さび止ペイント	塩化ゴム系プライマ	ジンクロムートプライマ	厚膜型ビニル系または塩化ゴム系塗料	厚膜型エポキシプライマ	タールエポキシ樹脂塗料
第4層	長油性アルキド樹脂塗料	フェノール樹脂系 MIO 塗料	塩化ゴム系塗料	フェノール樹脂系 MIO 塗料	ビニル樹脂系または塩化ゴム系塗料	エポキシ樹脂系塗料	タールエポキシ樹脂塗料
第5層	長油性アルキド樹脂塗料	塩化ゴム系塗料	塩化ゴム系塗料	フェノール樹脂系 MIO 塗料	ビニル樹脂系または塩化ゴム系塗料	エポキシまたはポリウレタン樹脂系塗料	
第6層		塩化ゴム系塗料		塩化ゴム系塗料			
第7層				塩化ゴム系塗料			

(注) 厚膜型ジンクリッチペイントに無機質ジンクリッチペイントを用いる場合は、第2層の塗装前に泡立ち防止のために、ミストコート塗料を塗装する必要がある。

後者は 250—350 $\mu$ m 程度である。塗装系 No. 1 は古くから広く使用されているもっとも一般的な塗装系であり、油性さび止ペイントとしては鉛丹、亜酸化鉛、シアナミド鉛、塩基性クロム酸鉛などの鉛系さび止顔料を使用したものが用いられる。塗装系 No. 2 はフェノール樹脂 MIO 塗料を利用して No. 1 を補強したものである。MIO はリン片状酸化鉄粉 (Micaceous Iron Oxide) の略である。元来ヨーロッパに産する鉄鉱石を原料として製造される顔料であるが、最近では合成品もある。リン片状で表面に平行にならぶ性質があるので、耐性が良く、層間付着性も良好である。また、膜厚を付与することによって防錆性能を向上させることもできる。ヨーロッパでは MIO 独特の輝きを有する黒褐色が好まれ、上塗として賞用されており、我が国にも実例がある。No. 3 の塩化ゴム系塗料は速乾性であり、溶剤蒸発型塗料であって上塗塗料の溶剤によって下塗が溶解するので、層間付着

性が良い。

塗装系 No. 4—6 の重防食塗装系は亜鉛溶射または厚膜型ジンクリッチペイントを用いている。膜厚はいずれも平均 75 $\mu$ m 程度であって防錆効果は同等と考えられる。溶射皮膜は完全な金属被覆であるから機械的強度にすぐれ、輸送中や架設作業中などに損傷を受け難い長所を有する。しかし、後述するように施工上に注意を要する点が多いので、応用面にある程度の制限があり、あまり大型の部材には適用困難である。厚膜型ジンクリッチペイントには無機系と有機系がある。無機系にはアルカリシリケート型とアルキルシリケート型の別があり、有機系はエポキシ樹脂系が広く使用されている。一般的には無機系が防錆性能にすぐれ、有機系が施工性にすぐれているといわれている。亜鉛溶射は亜鉛線または粉末を熱で溶融して被塗面に吹付けて金属被覆を形成させる方法であり、ジンクリッチペイントは多量の亜鉛末を少量



の展色剤を用いて塗料化し、乾燥塗膜中に約80%以上の亜鉛末を含有するように配合された塗料である。いずれにしても亜鉛の防錆作用を利用したものであって、中性の腐食環境においては亜鉛の腐食速度が小さいこと、亜鉛が鉄鋼よりも電気化学的に卑な電位を有することを利用している。このような亜鉛系被覆を防錆下地とし、これの消耗を抑制するために厚塗可能な合成樹脂系塗料を上塗する方法がもっとも信頼し得る塗装系と考えられている。塗装系No. 4は前記のMIO塗料を亜鉛系被覆と組合わせた塗装系であり、No. 5はビニル樹脂系あるいは塩化ゴム系の厚膜型塗料を亜鉛系被覆と組合わせたものである。これらは良好な性能を有するとともに塗装性状、塗装間隔、乾燥性などの施工性にも問題がなく使い易い塗装系である。No. 6のエポキシ樹脂系塗料は耐水性、付着性などにすぐれ、船舶の防食塗料としても実績の多い高度の防錆性能を有する塗料である。したがって、この塗装系はとくに苛酷な腐食環境にある鋼橋または橋梁部材の防食に適している。反面、低温硬化性不良、塗装間隔の制限、高価などの欠点がある。No. 7のタールエポキシ樹脂塗装は防錆性能がきわめて良く、かつ厚塗可能であってももっとも防錆性のすぐれた塗装系である。しかし、この塗装は黒色、ブラウンなど黒色系の色調しかないので、美観の必要な部位には塗装できない。したがって、箱型部材内面のように美観が問題にならず、かつ塗替困難で防錆性能について高度な信頼性と耐久性が必要な場所の防錆塗装に適している。現在、あ

る程度色調の変え得るもの、あるいは着色塗料による上塗の可能なものの研究が行なわれている。

鋼橋の腐食は部位によってかなりの変動がある。表3に日本鋼構造協会鋼橋塗装研究班による調査結果の一部

表3 環境別橋梁部材のさび発生度

橋梁部材	海岸地域	海浜地域	河口地域	山間・田園地域	
上路プレートガーダ	上フランジ(下面)	2	1	2	3
	ウェブ	2~1	1	2	2~3
	下フランジ(下面)	0~1	1~0	1~0	2~3
	対傾構	1~2	1~0	2	1~2
	下横構・中間支材	1~0	0	2	1~2
ガセット	1~0	0	2	1	
トラスけた	上弦材	2	—	2	2~3
	下弦材	1	—	2	2
	斜材	1~0	—	2	2
	下横構	1~0	—	2	1~2
	ガセット	1~0	—	2	1

(注) 表中の数字はさび発生度の評点であり、基準は下記による。

- 3: 異状なし
- 2: 見掛面積 10%以下の異状
- 1: 見掛面積 10~30%の異状
- 0: 見掛面積 30%を超える異状

面積の割合は塗替塗装の場合にさび落しが必要となる割合である。

表4 吊橋の構造部分の腐食環境、塗替の難易と適用塗装系

環境条件			腐食環境	塗替の難易	適用塗装系			
構造部	吊橋一般部	ボックス開断面	外面	2	3	油性系、厚膜無機ジンクリッチMIO塗料、またはエポキシ		
			内面	3(溜水あれば1)	0-1	タールエポキシ		
			接合部	3(溜水あれば1)	0	タールエポキシ		
		ボックス閉断面	外面	2	3	油性系、厚膜無機ジンクリッチあるいは亜鉛浴射とMIOまたはエポキシ		
			内面	3		無塗装		
			接合部	3(溜水あれば1)	0	タールエポキシ		
	塔(斜材水平材を含む)	道路	鋼床版	上面		無塗装		
			下面	0	1	厚膜無機ジンクリッチとエポキシまたはタールエポキシ		
		鉄道	ばん桁	内側*	0	1	厚膜無機ジンクリッチとタールエポキシ	
				耳桁*	2	2-3	厚膜無機ジンクリッチとエポキシ	
			鉄道			1	2	油性系、厚膜無機ジンクリッチあるいは亜鉛浴射とMIOまたはエポキシ
							1	1
塔	鉄道	内面	1	1	タールエポキシ			
		外面	上部	2	2	油性系、厚膜無機ジンクリッチMIO塗料またはエポキシ		
			下部	1	2	厚膜無機ジンクリッチとタールエポキシ		

(注)

	腐食環境	塗替の難易
3	やや腐食性	良
2	腐食性	やや良
1	苛酷	困難
0	もっとも苛酷	不可

塔下部とは塔基部（第1ブロックを含む）をいう。2次部材，付属品は含まない。

を引用した<sup>3)</sup>。このような差異を生ずるのは海塩粒子など汚染物質の付着量と洗い流される程度，水分の乾き易さなどの差によることが塗膜面付着物質の分析によって確認されている。このことは鋼橋の設計時に床組部の通風を良くすること，塗装困難な部分を生じないようにす

ることなど防錆上の配慮をするとともに，部位別に塗装系の使い分けの配慮が必要な場合もある。表4に土木学会本四連絡橋塗装分科会の報告書からその例を引用した<sup>2)</sup>。

表5に海外における鋼橋の防錆塗装系の例<sup>4)</sup>，表6

表5 鋼橋の防錆塗装系の例(海外)

橋梁名	国名	架設環境	型式	塗装系
Sydney Harbour Bridge	オーストラリア	河口	T	鉛丹ペイント
San Francisco-Oakland Bay Bridge	アメリカ	サンフランシスコ湾	S	下塗，鉛丹ペイント，上塗，調合ペイント，無機質ジंकリッチペイントと厚膜型ビニル樹脂塗料で塗替
San Mateo Hayward Bridge	アメリカ	海岸	S	厚膜型無機質ジंकリッチ，厚膜型ビニル
New Port Bridge	アメリカ		S	厚膜型無機質ジंकリッチ，厚膜型エポキシ
Verrazano-Narrows Bridge	アメリカ	河口	T	下塗，鉛丹ペイント，上塗調合ペイント
Forth Road Bridge	イギリス	河口	S	亜鉛溶射，エッチングプライマ，ジंकロプライマ，MIO塗料
Severn Bridge	イギリス	海岸	T	同上
Auckland Harbour Bridge	ニュージーランド	湾	B	同上
Avonmouth Bridge	イギリス		S	フェール鉛粉塗料，MIO塗料
Bosporous Bridge	トルコ	海上	S	亜鉛溶射，エッチングプライマ，ジंकロプライマMIO塗料
Aurburn-Foresthill Bridge	アメリカ		T	下塗鉛丹ペイント，上塗調合ペイント
Golden Gate Bridge	アメリカ	サンフランシスコ湾	S	下塗鉛丹ペイント，上塗調合ペイント無機質ジंकリッチペイントと厚膜型ビニル樹脂塗料で塗替
南海つり橋	韓国		S	ジंकリッチペイント，エッチングプライマ，ジंकクロメートプライマ，MIO塗料
Sandiego Cororado Bay Bridge	アメリカ	湾	B	厚膜型無機質ジंकリッチペイント，厚膜型エポキシ樹脂塗料
Lizotte Bridge	カナダ		A	溶融亜鉛メッキ

(注) T：トラス橋  
S：吊橋  
B：箱桁橋  
A：アーチ橋

には最近における我が国の例を示した。海外においても鉛丹ペイントなど油性さび止ペイントを基本とした塗装系が防錆塗装の主流となっていることは我が国と同様である。しかし、近年は重防食塗装系の利用される例も多

くってきている。英国系の諸国においては亜鉛溶射の適用が行なわれており、ジンクリッチペイントは性能的には評価されているが、実用例は少なく、反対に米国では無機質ジンクリッチペイントと厚膜型ビニル樹脂塗

表6 鋼橋の防錆塗装例 (日本)

橋梁名	工 程	塗 料	塗 膜 厚 (μm)
関 門 橋	素地調 金 属 前 処 理 塗 塗 塗 塗 塗	グリトブラスト	—
		亜鉛溶射	75
		エッチングプライマ	—
		ジンククロメートプライマ	35
		フェノールMIO塗料2回塗	100
		塩化ゴム系塗料2回塗	60
			270
広 島 大 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		無機質ジンクリッチプライマ	15
		厚膜型無機質ジンクリッチペイント	50
		塩化ゴム系塗料	35
		塩化ゴム系塗料	35
		塩化ゴム系塗料2回塗	65
			200
南 港 連 絡 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		長ばく型エッチングプライマ	10
		亜酸化鉛さび止ペイントJIS1種	35
		亜酸化鉛さび止ペイントJIS2種	35
		フェノールMIO塗料	50
		塩化ゴム系塗料2回塗	55
			185
黒 の 瀬 戸 大 橋	素地調 下 中 上	サンドブラスト	—
		厚膜型無機質ジンクリッチペイント	35
		塩化ゴム系塗料	30
		フェノールMIO塗料2回塗	100
		フェルMIO塗料	50
			215
大 島 大 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		長ばく型エッチングプライマ	15
		亜酸化鉛さび止ペイント2回塗	70
		フェノールMIO塗料	50
		塩化ゴム系塗料	60
			195
大 井 中 央 陸 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		無機質ジンクリッチプライマ	15
		エポキシ樹脂塗料2回塗	120
		エポキシ樹脂塗料	40
		エポキシ樹脂塗料	30
			205
大 泉 高 架 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		エポキシジンクリッチプライマ	15
		塩化ゴム系塗料2回塗	80
		塩化ゴム系塗料	35
		塩化ゴム系塗料	30
			160
法 泉 高 架 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		エポキシジンクリッチプライマ	15
		エポキシジンクリッチペイント	20
		エポキシ樹脂塗料	25
		エポキシ樹脂塗料2回塗	60
			120
篠 崎 高 架 橋	素地調 ショットプライ マ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		エポキシジンクリッチプライマ	15
		エポキシジンクリッチペイント	20
		エポキシ樹脂塗料	25
		エポキシ樹脂塗料2回塗	60
			120
鹿 島 大 橋	素地調 ショットプライマ 塗 塗 塗 塗 塗	ショットブラスト	—
		長ばく型エッチングプライマ	15
		塩基性クロム酸さび止めペイント	90
		フェノールMIO塗料	50
		塩化ゴム系塗料	35
		〃	35
			225

による塗装系が広く普及しており、金属溶射の実用例は少ない<sup>4)</sup>。米国では油性さび止ペイントで塗装されていた橋梁を現地ブラスト処理によって塗膜とさびを除去し、無機質ジंकリッチペイントで塗替することも行なわれているようである。我が国においても、金属溶射の適用で関門橋において行なわれた。厚膜型ジंकリッチペイントの適用例も増加しつつある。上塗にはMIO塗料、塩化ゴム系塗料、エポキシ樹脂およびポリウレタン樹脂塗料などが用いられている。油性さび止ペイントとMIO塗料の併用(表2、塗装系No. 2)もかなり採用されている。

#### 4 施工上の留意点

防錆塗料が実際に機能を発揮するのは被塗物に塗装されて塗膜となった状態である。したがって、いかに高級な塗料を使用しても塗装の施工が不満足なものであれば期待する性能は得られない。むしろ、高度な性能を有する塗料ほど施工条件に敏感となる傾向があり、不十分な施工が行なわれた場合は普通の塗料よりも悪い結果となることが多い。

施工上第1に重要な点は素地調整の程度である。防錆塗装の耐久性に及ぼすさび落しの程度の影響はきわめて大きく、その寄与率は50%に達するという報告もある。とくに金属溶射やジंकリッチペイントなど重防食塗装の防錆下地の施工にはブラスト処理が必要である。表7に鋼構造協会鋼橋塗装研究班による試験塗装結果を引用したが<sup>5)</sup>、ジंकリッチペイントはブラスト処理によらなければ良好な結果が得られないことが明らかに認められ、2種ケレン程度の場合にはむしろ油性さび止ペイントやタールエポキシ樹脂塗料の方が適性があることが認

表7 防錆塗装の効果と素地調整程度の関係

塗装系	素地調整程度				
経過年数	1	2	3	4	5
1	3	3	2	2	3
2	3	2	1.5	3	3
3	3	3	1	2.5	3
4	2.5	3	1	2	3
5	2	3	0	1.5	3

試験箇所：和賀江橋(湘南道路)。この表は海側腹板についてのデータを引用したものである。評点：3：異状なし、2：見掛面積10%以下の異状、1：見掛面積10~30%の異状、0：見掛面積30%を超える異状。

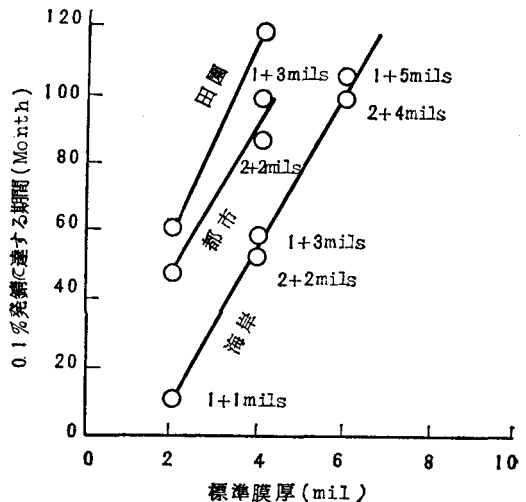
塗装系1：サンドブラスト、エポキシジंकリッチペイント/塩化ゴム系下塗×2/塩化ゴム系中塗、上塗。  
 塗装系2：サンドブラスト、無機ジंकリッチペイント/塩化ゴム系MIO塗料×2/塩化ゴム系中塗、上塗。  
 塗装系3：2種ケレン、無機ジंकリッチペイント/フェノール樹脂系MIO塗料中塗、上塗各1回塗。塗装系4：2種ケレン、長暴型エッチングプライマ/油性さび止ペイント×2/フェノール樹脂系MIO塗料中塗、上塗各1回塗。塗装系5：2種ケレン、タールエポキシ樹脂塗料×2/フタル酸樹脂塗料中塗、上塗各1回塗。

められている。

ジंकリッチペイントの塗装にはブラストによる除錆率の確保が必要である。この管理には下地処理グレードの見本写真と照合する方法が用いられる。スウェーデン規格SISB S<sub>2</sub> 2.5以上、日本造船工業会「新造船塗装検査基準」S<sub>a</sub>-2またはSh-2以上の確保が必要である。金属溶射の場合には除錆率のみでなく、ブラスト処理面のアンカーパターンの形状が溶射皮膜の付着に適している必要がある。溶射皮膜は被塗面の凹凸に機械的に引っ掛けて付着しているため、これに適した形状が必要となる。これに適したブラスト施工法はJISH9300に規定されている。

従来鋼橋の防錆塗装は屋外塗装が主体となっている。温度、湿度など塗装環境は塗膜性能に影響を及ぼすので、可能な限り整備された環境で施工されることが望ましい。とくに溶射作業は温度10℃以上、相対湿度75%以下であることが望ましい。また作業環境保全、公害防止の目的で換気設備、集塵装置などが必要である。また品質の均一性向上と能率化のために自動溶射装置の開発が望まれる。これらのために溶射の施工対象となる部材の大きさはある程度制限される。

防錆効果の維持には塗膜厚の確保が重要である。薄膜に塗装する方が外観的には美しく仕上る傾向があるが、防錆塗装は防錆効果を得ることが第1の目的であり、このためには必要な塗膜厚の確保が重要である。海外長大橋調査団の報告にも海外の橋梁においては300—500μm程度の我が国ではみられない大きな塗膜厚が実測されたことが述べられている<sup>6)</sup>。図2に米国における暴露試験結果を引用した<sup>7)</sup>。塗膜厚の影響が明らかに実証されて



油性さび止ペイント下塗、アルキド樹脂塗料上塗

(注) 1+3 mils は油性さび止ペイント下塗 1 mil, アルキド樹脂塗料上塗 3 mil の意味である。

図2 膜厚と耐用年数の関係

いる。従来塗膜厚の管理には塗料の使用量による管理が行なわれることが多かったが、最近では乾燥塗膜厚の測定による管理が行なわれている。測定には電磁式膜厚計が使用される。塗膜厚は場所的にかかなりのバラツキがあることは避けられないので、管理は測定値を統計量として扱う考え方によることが重要である。

鋼橋の新設時の塗装においては橋梁自身の製造工程と塗装工程の組合わせを適切に行なうことが重要である。設計や工程計画立案の段階から塗装を念頭に置き素地調整や塗装困難な場所の発生を避け、溶接や溶断による塗膜損傷箇所を最少限に止め、膜厚不足となりやすい場所は先行塗装を行ない、適切な塗装間隔を確保し得るように工程の計画を行なうことが必要である。またブロックの輸送において極力塗膜損傷を防止し、輸送や架設作業による損傷部は確実に補修を行なうべきである。

## 5 防錆塗装の保守

防錆塗装は永久的な耐久性を有するものではないから、適切な保守により、永く良好な防錆状態を維持しなければならない。とくに適切な塗替周期を守ることが重要である。防錆塗装の耐久性は素地調整の程度によるところが大きいが、さび発生度がいちじるしくなってから現場作業によって完全にさび落しを行なうことは困難であり、ある程度の悪素地塗装となることを避けられなくなり、塗替えられた塗膜の耐久性に大きな期待をすることはできなくなる。また、一般に塗替塗装費の中でさび落し作業費は大きな比率を占めるので、さび落しに多大の手間を要する状態となつてからの塗替は経済的にも不利である。適切な塗替周期は図1のように腐食環境の影響を受け、塗装系の種類によっても異なる。定期的な塗膜検査によって塗替適期を逸しないようにすることが重要である。

鋼橋の塗替塗装は従来吊足場によって作業されるのが通例となっている。しかし、橋梁の形状や立地条件によっては足場の架設が困難で不十分な足場によって作業が行なわれる場合もある。今後は橋梁の架設時に付帯設備として塗装用の移動足場を設置することを考慮すべきであると考えられる。

## 6 おわりに

広島県耕地課が昭和47年度に着工し、51年度に完成予

定の鹿島大橋（安芸郡倉橋町）の塗装結果について簡単に御紹介する。

この橋は、三径間連続上曲弦鋼プラットトラス橋で、橋長340m（70+170+100）橋幅5.0mトラス間隔6.8m、海面（ $\oplus 2.26\text{m}$ ）上の桁下高、23.0mである。架設方法は、ほぼ中央で2つの大ブロックに分け、工場で組立てたのち3,000t吊フローティングクレーンで現地に吊込み架設した。床版はRC床版で、舗装はグースアスファルトである。したがって、塗装は床版部より上の上弦材、斜材、鉛直材を工場で上塗塗装まで済ませ、床版部より下はすべて中塗までを工場で行ない上塗は現地塗装とした。

架設工法と塗装工法を上記のとおり定めたことにより、床版工のコンクリート打設等の工程から、工場上塗と現地上塗の間に6カ月のばく露期間の差が生じた。この結果現場塗装はつやがあるのに対し、工場塗装は白っぽく表面が白亜化し、その差ははっきりと認められる。

このように、強紫外線に弱い塩化ゴム系の塗料を上塗塗料に使用する場合は白亜化の目立たない色を選定することが望ましい。鹿島大橋については、場所が瀬戸内海国立公園の第2種特別地域であるため、色調を環境庁より指定されたため、グレー（コンクリート色）とせざるをえなかった。

この報文をまとめるに当たり、石川島播磨重工業造船所、製造部塗装工場課田丸謙氏をはじめ各位の御協力を得たので本紙上をお借りしてここに深く謝意を表します。

最後に、諸文献、諸資料を著者にお断りなく引用させていただいた点深くおわびします。

### 引用文献

- 1) 佐藤 靖，橋本達知：鉄道技術研究報告，No. 892，(1974)
- 2) 土木学会本四連絡橋鋼上部構造研究小委塗装分科会：本四連絡橋の防錆塗装（1974）
- 3) 日本鋼構造協会防錆防食小委鋼橋塗装研究班：J S S C，7，No. 64，17（1971）
- 4) 日本鋼構造協会世界長大橋防食技術調査団報告，J S S C，9，No. 85，31（1973）
- 5) 日本鋼構造協会防錆防食小委鋼橋塗装研究班：J S S C，12，No. 122，5（1976）
- 6) 浜田 博：金属表面技術，24，217（1973）
- 7) J. D. Kean, W. Wettach, W. Bosch : J. Paint Technol., 41，372（1969）

# 鋼構造物の塗装管理について

花 井 健 治\*

## 【内容紹介】

ゲート、ポンプ、鋼管の塗装について塗料の攪拌希釈方法や外気条件等施工管理上の留意点や、(1)塗膜状態検査、(2)塗膜厚検査、(3)塗装記録等監督員、検査員の立場で知っておかねばならない肉眼検査法、乾燥膜測定法、湿潤膜厚測定法、塗布量による算出法等について記述されている。

又、塗料及び塗膜の欠陥とその対策について表にして解説されている。

全体としては、塗装の初歩的知識を得るためには、わかりやすくよいと思う。

## 目 次

I まえがき.....81	IV 塗料および、塗膜の欠陥とその対策.....85
II 塗装計画.....81	V あとがき.....85
III 塗装管理.....81	

### I まえがき

塗装の目的は、品物の表面に塗料を塗りひろげることにより、外観を美粧したり、あるいは、汚れ、腐食から保護することにある。

塗装される品物の材質には金属、木材、コンクリートなどがあり、その形状、大小、目的等により使われる塗料の種類、塗装方法も多種多様である。

土地改良事業において施工される構造物のうち、外観の美粧と防食をあわせもった塗装に、鉄鋼構造物の塗装がある。

この鉄鋼構造物には、ゲート、ポンプ、鋼橋、鋼管等があるが、これ等の構造物の主として塗装管理について述べる。

### II 塗装計画

小形ゲート、一般のポンプ等は再塗装を含めて維持管理は容易であるが、埋設鋼管の再塗装は通常不可能と思わなければならない。

塗装計画にあたって考慮すべき点はいろいろあるが、基本的事項を次に述べる。

#### 1. 耐用年数と維持補修

塗装対象物の耐用年数と維持管理、補修、塗り替え塗装の難易の検討。

#### 2. 被塗物の形状、構造、寸法、材質、数量の確認。

#### 3. 工場製作と現場据付工程計画の確認。

#### 4. 環境、各種条件の確認と、施工性の検討。

#### 5. 塗料の選定、塗装方法等の検討と経済比較および

塗装工程の検討。

### III 塗装管理

塗装工事の監督にあたって、まずメーカー提出の仕様書、工程計画等の内容を十分把握しなければならない。

#### 1. 工場塗装

工場塗装は通常監督できないので日報、カラー写真、塗料伝票のコピー、社内検査書等により可能な範囲で確認する。

#### 2. 現場塗装

現場塗装にさきだち、工場塗装の塗膜状態をよく調査して、膜面に付着したゴミ、油脂等の完全除去と運搬中についた傷の補修をし、使用塗料の品質、数量を確認のうえ塗装する。なお塗布量確認のため、持ち込み数量と残量の確認は必ずする。

塗装にあたっては、次の点に注意する。

#### ① 塗装間隔の確認

工場塗装後、屋外曝露期間が長く、また塗装間隔が指定期間より長くなると、塗膜が日光等の影響で劣化したリ、硬化して後日層間はく離の原因になる。

#### ② 塗料の攪拌

金属顔料、特に鉛系さび止塗料は顔料の比重が大きいため、沈殿凝結する傾向があるので十分攪拌し、120メッシュのフルイで濾過しなければならない。

#### ③ 塗料の希釈

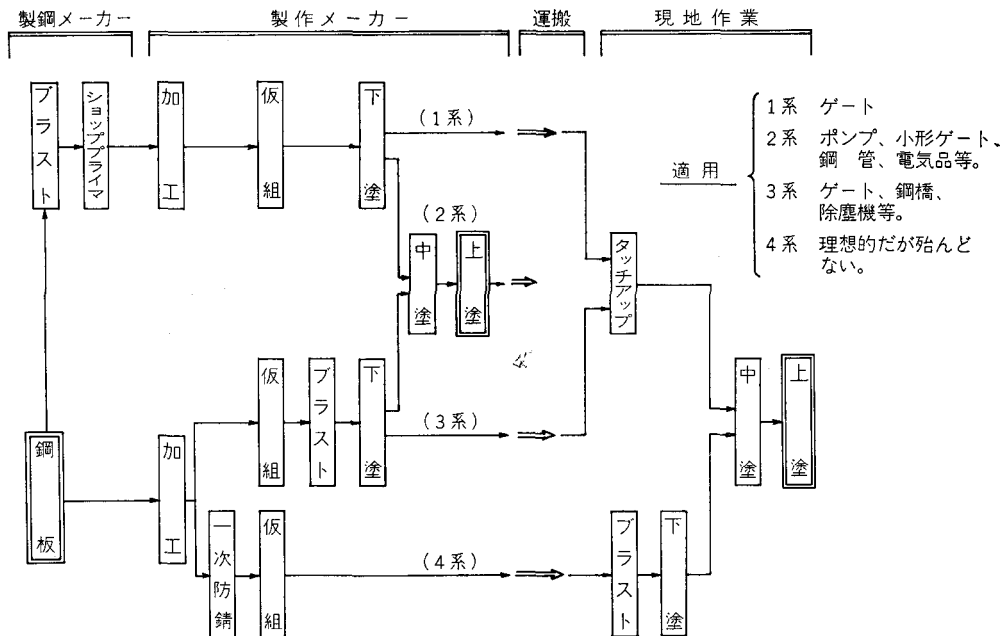
気温や、被塗面の状態に適応した粘度で使用する。

#### ④ 気温

低温時には加温または低温乾燥形塗料の使用等の対策がなければ、一般に+5℃以上で作業を行うこととし、

\* 関東農政局東京施工調査事務所機械技術課長

表一 塗 装 工 程



高温の場合は粘調度が小さくなり、うす塗りの傾向を生ずるので注意を要する。

また被塗面が極端に高温になると、塗膜にアワを生ずるので好ましくない。

⑤ 湿度

湿度が高いとポンホールの発生や白化の原因になる。一般に相対湿度85%以上の時は作業を禁止し、また日没2時間位前に作業を完了するようにする。

このことは、いずれも塗面に結露するのをさけるため

であり降雨、降雪、降霜のおそれがあるときは、特別な保護対策がなければ、作業を中止しなければならない。

⑥ 強 風

風の強い場合は、未乾燥塗膜に砂塵等が付着したりするので好ましくない。

3 塗装の検査

① 素地調整程度の検査

② 塗膜状態検査

最終塗装後5日以上経過してから、次の方法による。

1) 肉眼による外観検査。

- a. 塗面が平滑であること。
- b. 下塗りが、すけてみえないこと。
- c. 色つやが指定通りか、差異が少ないこと。
- d. はけ目、流れ、むら、粘着、変色、白化、にじみ、白亜化、ふくれ、われ、凹み、あな等がないこと。

2) 塗膜の臭気

3) 指頭による検査

a. 指触乾燥

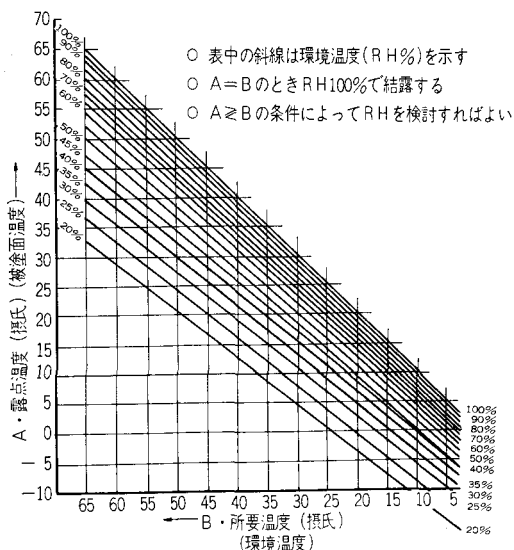
塗膜を指頭でやわらかく押えたときに、粘着力があるが、塗膜が指に付かない状態。

b. 硬化乾燥

指頭で塗膜に相当強く圧力を加え、また指頭で相当強く摩擦しても、指紋または、すり傷がつかない状態。

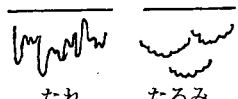
参考：鉛筆硬度による硬化乾燥の判定

鉛筆 (3H) を図のようにして、膜面上に軽



図一 露点温度図

表-2

	塗膜欠陥	現象	原因	対策
(1) 塗料による欠陥	ながれ (だれ)	塗膜の一部に、塗料が流れ集って「たれ」または「たるみ」になる現象。 	1. 厚塗りの場合。 2. 希釈過多。 3. リターダーシンナーの使い過ぎ。 4. 比重の重い顔料を含んでいる塗料を塗ったとき。 5. 周囲温度が暖か過ぎて、乾燥が遅過ぎるとき。	1. 刷毛に余分に塗料を含ませたり、スプレーガンノズルが大き過ぎなどによる厚塗りをしないこと。 2. 作業性が悪くとも、希釈過多にならない様にする。 3. 流れ止め剤の使用。
	もどり	一度乾燥した塗膜が再び粘着性を帯びてくる現象。	1. 大豆油、魚油などを展色剤に使用した塗料。 2. 酸化鉄、紺青、カーボンブラック等の顔料を使用した塗料。 3. コバルトドライヤーを多く入れ過ぎたとき。 4. 生乾きのコンクリート、プラスターに油性塗料を塗ると、塗膜がアルカリにおかされて粘着性を生ずる。	1. 展色剤に魚油業を使用した塗料の使用をさけるか、マレイン化魚油使用のものにする。 2. 塩基性顔料を加える。 3. 生乾きのコンクリート、プラスターに油性塗料の使用をさける。
	色わかれ	混合顔料の塗料の色が、成分顔料の大きさ、比重、凝集性などの相違により、表面と下層の色がちがう現象。	1. 塗料の混合不十分のとき。 2. 溶剤を多く加え過ぎたとき。 3. 混合顔料で、比重、分散性の違い。	1. 使用時に十分混合する。 2. 厚塗しない。 3. 塗りむら、だれをつくらない。 4. 刷毛目を少なくする。 5. 色別水防止剤の使用。
(2) 塗装作業による欠陥	はけ目	刷毛塗りしたとき、塗面に刷毛のあとが残ることをいう。	1. 油性調合塗料、水性塗料などで、流展性が不足している場合。 2. 素材が塗料の吸収性が強い場合。 3. 塗料の顔料分が多く、粗粒子の場合。 4. 刷毛の新旧、剛軟と塗装技術の未熟。	1. 塗料の調整。種類の選択（刷毛目の少ない合成樹脂塗料の使用等）。 2. 吸収性素材に吸込止剤の塗布。 3. 塗装方法を吹付塗装、ローラー塗装にする。 4. 刷毛の選択と、良い刷毛操作。
	しわ (チンコウ)	乾燥の際、塗膜にちぢみやしわができる現象。	1. 上乾きが原因で、表面がちぢんで起る。 油性塗料を厚塗りしたときに多い。 2. ドライヤーの入れ過ぎ、乾燥時に温度を上げて乾燥促進したとき。 3. 下塗りの乾燥不十分のまま上塗りしたとき。 4. 寒冷時塗装	1. 厚塗りしない。 2. ドライヤーを入れ過ぎない。 3. 下塗りが十分乾燥してから、上塗りをする。 4. 自然乾燥形塗料は70～80℃以上に加温しない。
	にじみ (ブリード)	下塗りの色が表面にしみ出て、汚くなる現象。	1. 赤やマルーンなどの有機顔料の入った塗料を下塗にしたとき。 2. 歴青質系塗料を下塗にしたとき。 3. 素地に油が付着しているとき。	1. ノンブリード形塗料を使う。 2. タール止塗料を使う。 3. 素地調整を良くする。
	白化 (ブラッシング)	塗面が白くなる現象。	1. 塗装直後気温が下り、空气中の水分が塗面で凝縮するため。 2. 塗膜から急激に溶剤が蒸発することにより、水分の凝縮。	1. 湿度の高いときの塗装はさける。 2. 夕方までに、指触乾燥に達する様にする。 3. リターダーシンナーを使う。
	すける	下塗りの色相がすけて見えること。	1. 塗料の希釈しすぎ。 2. 塗り厚不十分。	1. 希釈しすぎない。 2. 十分塗る。
リフティング	塗膜がまくれたり、浮き上がったたり、しわがよる現象。	1. 上塗り塗料の溶剤の強すぎ。 2. 下塗りの塗膜が十分かた	1. 塗料の組合せ、油性系塗料の上塗りにビニル樹脂塗料を塗らない等。	



	塗膜欠陥	現象	原因	対策
(2) 塗装作業による欠陥	ガンはだ (ゆず肌)	塗膜に生じたゆず肌状の凹凸。	1. 塗料の粘度が高いとき。 2. 吹付ガンの操作不良(近すぎ, 早すぎ)。 3. 吹付圧力の不適當。 4. 周囲温度の高すぎ。	2. 塗装間隔を十分にとる。  1. 適正粘度にする。 2. 適当な吹付距離, 吹付速度の保持。 3. 吹付圧力の調整。
	はじき	塗面に生じたくぼみ。	1. 被塗面に付着した水分, 油, ごみ。 2. スプレーエアー中の水分, 油。 3. 刷毛に付着した水分, 油。	1. 素地調整を念入りにする。 2. エアーストレーナーの交換, 取り付け。 3. 刷毛を清浄にする。 4. 刷毛使いを十分にずる。
(3) 塗装後に起こる欠陥	はがれ (はくり)	塗膜のはがれ。	1. 素地調整不良。 2. 膜下の錆発生。 3. 塗料の組合せ不適切(鉄面にビニル塗料の直接塗布, 軽金属にフタル酸塗料の塗布等)。	1. 被塗面の油, 汚れ, 錆, 古い死膜等の完全除去。 2. 正しい下塗り, 上塗料の組合せ。 3. 適切な塗料の選定。
	われ (チェックングクラッキング)	膜面に達しない程度の小亀裂をチェックキングと言い, 比較的大きい亀裂をクラッキングという。	1. 日時の経過により, 塗膜の柔軟性が失われ, 塗面の収縮, 膨脹による。 2. 下塗りの塗膜が軟かく, 上塗りが硬いとき。	1. 厚塗りをさける。 2. ドライヤーの量に注意する。 3. 下塗りが十分乾燥してから上塗りする。 4. 下塗り, 上塗りの塗膜硬度に適合した塗料。
	ふくれ (ブリスト)	塗膜に泡状のふくれが出る現象。	1. 塗膜を浸透した水分が膜下の水溶性物質を溶して生ずる。 2. 膜下の錆発生による。	素地調整に注意する。
	白亜化 (チョーキング)	塗膜表面から粉化し, 塗面に触れると指頭に顔料粒子が付着する現象。	1. 熱, 紫外線, 風雨等による塗膜の老化。 2. 炭酸カルシウム, クレー等の顔料の多い塗料に起りやすい。	1. できるだけノンチョーキング形塗料を選ぶ。 2. 亜鉛華またはフタル酸金属塩の添加は白亜化防止に役立つ。
	変色, 退色	塗装, 乾燥後色が変わる現象が変色で, 経時的に色があせる現象が退色。	1. 鉛顔料は硫化水素の作用で変退色が多い。 2. 淡彩色は変退色が目立つ	1. 退色傾向の大きい顔料, 色の使用をさける。 2. 適当な塗料の選定。

く前へ線を引いたとき, 抵抗を感じずに塗膜面に凹線跡を生じなで軽く線が引ける状態。

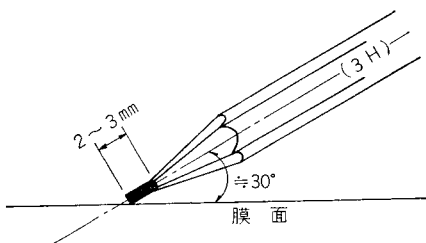


図-2 露点温度図

c. 完全乾燥

爪で塗膜をはがすが困難な状態。

③ 塗膜厚検査

塗膜厚測定方法には, 次の方法がある。

a. 乾燥膜厚測定法 {

b. 湿潤膜厚測定 ウェットフィルム微厚計

c. 塗布量による算出法

上記のうち, ケット式電磁微厚計が現在のところ最も精度が高いとされている。

測定にあたっては, 測点は全体に及ぶようにし, 各部分からその塗装面積に応じて増減する。

鋼道路橋塗装便覧では, 約 15㎡ に 1 点を標準とし構造, 規模に応じて測定数を増減させるのが適当であるとされている。

測定結果は, 後日位置の確認ができるように記録する。

4. 塗装記録

塗装記録は, 維持管理において補修, 塗り替え等の計

画にあたって必要であるから、整理のうえ保管するとともに、できるだけ施設にも直接記入することが望ましい。

記録内容は、

- ① 塗装年月
- ② 塗料の種類、規格等（下，中，上塗り別）。
- ③ 塗料製造会社
- ④ 塗装会社

#### IV 塗料および、塗膜の欠陥とその対策

塗膜の欠陥は、塗装設計から塗装作業が完了するまでの間にあった問題点が、塗装作業中あるいは塗膜硬化後にいろいろな形で表われる。

次に、欠陥の極く一部ではあるが原因とその対策を表一2に示す。

#### V あとがき

以上主として、土地改良事業における鉄鋼構造物の塗装計画と管理について、発註者の立場から概略述べてきたが、要は塗装の計画時点から塗装後の管理について留意し、適切な維持管理がされてこそ塗装の目的が達せられると考える。

#### 参考図書

1. 塗料辞典（改訂版） 松本十九著 技報堂
2. 金属の塗装 橋本肇著 地人書館
3. 塗装実務読本 福島啓治 柴田精三共著 日刊工業新聞社  
今清水敏郎
4. 鋼道路橋塗装便覧（昭和46年11月） 日本道路協会
5. さび止塗装とその管理 日本ペイント㈱

水処理施設・ポンプ場で活躍する

本邦最大・専門の **クレーンメーカー**

営業種目

- ・各種天井クレーン
- ・ケーブルクレーン
- ・橋形クレーン
- ・ロータフック
- ・ジブクレーン
- ・スタッカークレーン
- ・アンローダ
- ・立体自動倉庫システム



株式会社 **日本起重機製作所**

取締役社長 佐藤 武正

本社 東京都大田区東糞谷5丁目5番5号  
電話 東京03(741)7711番代表

小山工場 栃木県小山市横倉597番地  
電話 0285(27)3565~6番

営業部 東京都中央区日本橋2丁目1番21号第二東洋ビル5階  
電話 東京03(273)7321番(代表)

大阪営業所 大阪市北区芝田町111番地 共栄ビル5階  
電話 大阪06(372)6681~2番

## 知っておくべき測量技術のポイント (その3)

### —水準測量の概説—

山下源彦\* 高橋久雄\*\*

土木工事をその手段とする土地改良事業には欠かせない作業であるが、事業量の増大に伴い外注に依存し、自ら測量機器を扱うのは極部的な平板測量やレベルング程度とその機会が少なくなっている。

特に最近新しい機器等技術開発も進んでおり、自ら作業を行う場合はもとより、測量作業を企画する場合、その目的に合った適切な仕様、監督、検収のポイントを十分心得ておく必要がある。

そこで、新しい測量技術や各種測量のポイントをできるだけ平易に修得できるように本講座を企画した。

編集部

#### ☆ まえがき

水準測量とは、地表面上の2点、または多数の点の高低差を求める測量、及び目的の高さを設定する測量であると定義されている。

陸地での高さの基準は、一般に平均海面を採用し、そしてそれを地上に水準原点として固定する。

わが国における零メートルは、東京湾の平均海面と決め、水準原点(標高24.414m)を東京三宅坂にもうけた。

これを基準として測定し設置したものが全国に散在する水準点である。しかし直接水準測量によって測定できない離島などは、各々の島で平均海面を求め、その島だけの高さをきめている。

なおその地方での高さの基準については、1/50,000地形図等に記載されている。

直接水準測量には最も高精度の一等水準測量(明治16年に着手された)や高低測量、縦横断測量がある。前者は高さの基準根幹として全国的に整備され、その延長は約20,400kmにわたり、地殻変動や地盤沈下の究明などにも用いられる。後者は道路、河川、水路、鉄道など各種土木工事の調査や設計に際して常に必要とする測量である。

高さを測定する方法には、直接・間接水準測量とあるが、諸兄ともその作業方法について十分ご承知でもあるので、方法についてはこの稿では省略する事にする。

昔、箱根用水や玉川用水などを構築するための水準測量は太い孟宗竹を二つ割りにし、前と後の節に視準用のV字形切込を刻んだ器の中に水を注いで水平にセットして観測したと聞いている。簡単な器具を用いてあれ程の工事をした事を知るにつけても、測量は最新の器械を使うことが精度向上につながるのではなく、観測者の技術にあるのだと痛感させられる。

\* 元農林省 \*\* 元建設省国土地理院、共に現玉野測量設計K.K.

#### ☆ 平均海面とは

静止している水の表面は、水準面を形づくっている。地球の海面は、潮汐や海流などで常にゆれ動いているが、仮にこれを静止している海面と考えると、これは一つの水準面を形づくり、この水準面が地球物理学というジオイドで、いわゆる「地球の形」であり、陸地の高さの基準である。しかしこれは仮定の面で実際にはあり得ないことであり、最もこれに近い面として平均海面を求めることを考えたわけである。そこでこの海面の高さを測定する必要が生じ、この測定(驗潮とも潮位観測ともいう)を行なうことになった。

海面の高さは、天体の運行による天文潮だけでなく、気象や海象(気圧、風、海水温度、海流)などの影響のほか、海岸の地形などによっても常に変化を受け、海面は常に変化して一定でない。これを驗潮儀によって長年にわたって連続観測を行い、その平均をとると一定の仮想海面が得られる。これを平均(中等)海面という。

ところがこの平均海面は場所によって違いがある。(表は東京湾平均海面との関係を示したものである)例えば東京湾の平均海面と名古屋港では約2cmも差がある。そういう事から全国の平均海面を測定して、それを更に平均したものを基準とする方が最も全理的であるが、それには手数と年月がかかって実行は困難である。

そこでわが国では、最も早く測定を始めた(明治6年)東京湾の平均海面を水準測量の基準面として北海道、四国、九州までの高さの基準としているのである。

#### ☆ 標高の基準と特殊な基準面

地点の標高は基準面からの高さで示され、高低差は2点の高さの差である。

基本測量や公共測量では、測量法の定めによって基準面として東京湾平均海面を用い、水準原点(平均海面+24.414m)に基づいて標高が決定される。つまり国内

表 1 わが国の験潮場とその平均海面と東京湾のそれとの比較

名 称	所 在 地	東京湾平均海面との比較	水準測量実施(年)	験潮期間
油壺	神奈川県三浦郡三崎町	± 0.000		23 年
細島	宮崎県東臼杵郡富島町	+ 0.108	明治 27 年	24 "
輪島	石川県鳳至郡輪島町	+ 0.244	" 33 "	24 "
忍路	北海道忍路郡塩谷村	+ 0.026	" 38 "	19 "
高知	高 知 市	—	—	昭和25年開設
鮎川	宮崎県牡鹿郡鮎川村	+ 0.012	" 33 "	24 年
串本	和歌山県西牟婁郡串本町	+ 0.105	" 32 "	24 "
深堀	長崎県西彼杵郡深堀町	+ 0.221	" 28 "	24 "
外浦	島根県浜田市	+ 0.211	" 25 "	24 "
岩崎	青森県西津軽郡岩崎町	+ 0.254	" 36 "	24 "
花咲	北海道根室郡根室町	- 0.011	" 36 "	24 "

に散在する水準点は原点とつながっているということになる。水準点には国家水準点として1等、2等水準点があり、1/50,000地形図に記載されているが、表示されている数値は、その地形図を作成した時点の数値であるの

で、測量に使用する時にはかならず最も新しいデータを求める必要がある。詳しい標高を必要とする時は国土地理院または近くの同院 地方 測量部へ照会すれば教えてくれる。

表 2

部 室 の 名 称	所 在 地	担 当 区 域
建設省国土地理院	東京都目黒区東山3丁目24番13号 (〒153) TEL (713) 0141~8	
建設省国土地理院北海道地方測量部	札幌市中央区北2条西19丁目 (〒090) TEL (611) 8338~9	北海道
建設省国土地理院東北地方測量部	仙台市本町3丁目3番地1号仙台合同庁舎 (〒980) TEL (21) 6001	青森県・岩手県・宮城県・秋田県・山形県・福島県
建設省国土地理院関東地方測量部	東京都港区麻布台2丁目2番1号 (〒106) TEL (582) 4961~2	茨城県・栃木県・群馬県・埼玉県・千葉県・東京都・神奈川県・山梨県・長野県
建設省国土地理院北陸地方測量部	富山市牛島新町11の7富山合同庁舎 (〒930) TEL (41) 0888	新潟県・富山県・石川県・福井県
建設省国土地理院中部地方測量部	名古屋市中区三の丸2丁目5番1号 名古屋合同庁舎第2号館 (〒460) TEL (961) 5638	岐阜県・愛知県・三重県・静岡県
建設省国土地理院近畿地方測量部	大阪市東区大手前之町大阪合同庁舎第3号館 (〒540) TEL (941) 4507	滋賀県・京都府・大阪府・兵庫県・奈良県・和歌山県
建設省国土地理院中国地方測量部	広島市上八丁堀6番30号広島合同庁舎 (〒730) TEL (21) 9855・9743	鳥取県・島根県・岡山県・広島県・山口県
建設省国土地理院四国地方測量部	高松市福岡町4丁目26番32号 (〒760) TEL (51) 8090	徳島県・香川県・愛媛県・高知県
建設省国土地理院九州地方測量部	福岡市博多区博多駅東2丁目11番1号 福岡合同庁舎(〒812) TEL(41) 7881~2	福岡県・佐賀県・熊本県・長崎県・大分県・宮崎県・鹿児島県
建設省国土地理院沖縄支所	那覇市久茂地1丁目5番地6号 (〒900) TEL (33) 3254	沖縄県

次に特殊な基準面であるが、ある限られた区域の河川、港湾の修改築などの工事には、その工事個所に適した基準面を使用した方が都合が良い。例えば利根川ではY・P、淀川ではO・P、などである。A・Pというのは「アラカワ・ペール」のことで、明治5年にオランダ人の技師を招いて河川港湾の修築計画を立てたとき基準

面を設けたのが始まりである。Peil (ペール) はオランダ語の水準面の意味である。

参考に各ペールの名称と東京湾平均海面との関係を表にしてみた。

なお河川または県ごとに使用するペールが違うことがあるので、工事測量の場合何ペールを使っているか確か

める必要がある。

また、海図（海上保安庁水路部発行）の基準面は航海の安全を考えて、インド洋の最低潮位面を基準として海の深さを示してあり、この基準面はまた日本各地においてもほぼ最低潮位面に相当している。

表3 特殊な基準面

基準面の名称	利用している区分	東京湾平均海面との関係	備考
A. P.	荒川, 中川, 多摩川, 東京都市計画	-1.1344	m 霊岸島量水標0位基準
Y. P.	江戸川, 利根川これらの支流	-0.8402	江戸川口堀江量水標0位基準
O. P.	大阪湾, 淀川	-1.0455	
K. P.	北上川	-0.8745	
S. P.	塩釜港, 鳴瀬川	-0.0873	
O. P.	雄物川	±0.0000	
N. P.	名古屋港	-1.4119	
M. S. L	木曾川	±0.0000	
A. P.	吉野川	-0.8333	
T. P.	東京湾	±0.0000	

☆ 水準測量の分類

水準測量のわけかたには一般に測量の方法, 使用する機械, 測量の目的などによるだろう。

① 測量方法による分類

直接水準測量……レベルを用いて直接2点間の高低差を求める。

間接水準測量……三角法, 写真測量における視差々測

定法, 気圧測高法。

② 使用機器による分類

精密水準測量……感度のよいレベルを使う測量

略水準測量……ハンドレベルなど簡単な機器を使う測量。

間接水準測量……トランシット, スタジア, 気圧計, 視差測定桿などを使って間接的に測定する測量。

③ 測量の目的による分類

地盤沈下測量, 高低測量, 縦横断測量, 渡河(海)水準測量,

☆ 水準測量の精度別分類と主な適用の範囲

① 一等水準測量

一等(又は一級)水準点設置のための測量。

地盤変動調査などで, 精密を要する測量。

河川測量などで, 特に精密を要する測量。

その他特に精密を要する測量。

② 二等水準測量

二等(二級)水準点設置の測量。

河川などの測量で, 精密を要する測量。

その他の測量で, 三等水準以下ではその目的が得られない場合。

③ 三等水準測量

三等(三級)水準点設置の測量。

道路, 河川など各種工事に必要な基準の測量。

路線, 河川測量などの縦断測量。

表4 水準測量精度別分類

基本測量	一等水準測量	二等水準測量	三等水準測量	測標水準測量	
公共	一級	二級	三級	補助	簡易水準測量
往復差	2.5mm $\sqrt{S}$	5mm $\sqrt{S}$	10mm $\sqrt{S}$	20mm $\sqrt{S}$	40mm $\sqrt{S}$
環閉合差	2.0mm $\sqrt{S}$	5mm $\sqrt{S}$	10mm $\sqrt{S}$	20mm $\sqrt{S}$	$\frac{mm}{50} + \frac{mm}{40} \sqrt{S}$
検制限	6.0mm $\sqrt{S}$	8mm $\sqrt{S}$	20mm $\sqrt{S}$	ただしSは片道距離のkm単位	
標尺距離	最大 60m	70m	70m	70m	80m
読定単位	0.1mm	1mm	1mm	1mm	5mm
観測回数	後視 → 前視 前視 → 後視	後視 2回 前視 2回	後視 1回 前視 1回	"	"
往復回数	1 往復	1 往復	1 往復	1 往復	片道とし往復を さまたげない。
使用与点	一等水準点以上	二等水準点以上	三等水準点以上	補助水準点以上	補助水準点以上
レベル精能	10''/2mm 合致式以上	20''/2mm 合致式以上	40''/2mm以上	40''/2mm以上	40''/2mm以上
標尺台要否	必要	必要	必要	必要	
標尺	インバール製 両側目盛 (3m以上)	インバール製両側 実目盛または境目 盛両側示数(3m 以上)	箱尺を除いた木製 境目盛両側示数 または片側示数(3m 以上)	"	" または箱尺

注) 基本測量の一・二・三等水準測量は, 公共測量の一・二・三級と同等である。

航空写真図化のための簡易水準測量の基準を与える幹線水準測量。その他。

㊦ 測標水準測量。

三角点、多角点などの標高を決める測量。

三等水準測量適用範囲のうち、山岳地などでやむを得ない場合、その他。

㊧ 簡易水準測量

航空写真図化の為の標定点の標高を決めるための測量、その他。

☆ レベルなどを性能別に分類すると。

国土地理院では、同院の行なう水準測量に使用する水準儀および標尺について表のような性能別分類を定めている。これは外注作業の増大に対処して使用機器の性能を技術的に定め、測量作業の精度を確保するとともに、国産機器メーカーに対して一定の技術目標を明らかにし、国産機器の一層の向上を期待して行われたものです。またこの性能別分類とあわせ測量機器性能基準および性能検定要領も定められている。

表 5 性 能 別 分 類

水 準 儀<気ほう管水準儀>

級	望 遠 鏡		水 準 器			摘 要	使 用 目 的
	有 効 口 径 mm	最 短 視 距 離 m	読 取 装 置	公 称 感 度			
				主 気ほう管	円 形 気ほう管		
1 級	~50	~3.0	平面鏡等の精密読取機構は目盛 0.1mm, 目測 0.01mm 以上を有すること。	10'' 以上	5' 以上	チルチング、合致方式であり、視準線微調装置を有すること	1 等水準測量
2 級	~40	~2.5	上記は特に必要ないが精密読取機構を付属品として有すること。	20'' 以上	10' 以上	同 上	2 等水準測量等

<自動水準儀>

1	~50	~3.0	平面鏡等の精密読取機構は目盛 0.1mm, 目測 0.01mm 以上を有すること。	補正子 A	5' 以上	空気(当分の間)	1 等水準測量
2	~40	~2.5	上記は特に必要としないが精密読取機構を付属品として有すること	補正子 B	10' 以上	空気、磁気その他	2 等水準測量

[備考] (1) 倍率 気ほう管感度はともに経緯儀の場合と同様である。

(2) 補正子において A 気ほう管感度10''程度が確保できる。

B " 20'' "

水 準 標 尺

級	目 盛				外 枠	全 長 (m)	附 属 気ほう管 の感度	折 畳	使 用 目 的
	目 盛 盤	目 盛	目盛盤力 張 力	目盛精度 (ミクロ ン/1m)					
1 級	インパール テープ	10mm または 5mm 間 隔両側目盛	20kg	100以下	上質木製	~3	10'以上	な し	一、二等水準測量
2 級	インパール テープ	10mm または 5mm 間 隔	20kg	~200	金 属	~3	20'以上	な し	三等水準測量
	精密木製	同 上	—	同 上	木 製	同 上	同 上	直、または 二つ折	同 上

## ☆ 検定基準はどんなものか

いろいろな水準測量に使われる機器の検定基準を次のように定めた。

### ① 機能点検として、(レベル)

鉛直軸の回転は、ガタがなく円滑であるかどうか。  
水準器の取付状況として、調整ネジの摩滅の有無。  
望遠鏡視度調整機能で視度調整機能が円滑であるか  
十字線調整ネジの摩滅の有無。

整準ネジの回転状態の良否。

マイクロメーターにガタがあるかどうか。

### ② 水準器の感度は、公称感度の誤差範囲の ±20% 以内であるかどうか。

### ③ 測定による点検

2個の標尺の中央に水準儀を安置し両標尺間の比高を測定する。次に両標尺から等距離であるように水準儀の位置を180°かえ、後視、前視を逆にして観測し、これを1観測とする。水準儀の位置をかえ、さらに1観測し、各観測値とも最小読定値の3倍以内であるかどうかを検する。なお視準軸の調整は観測者が現地で行なうものとする。

次に自動レベルであるが、測定による点検は前項のレベルと同様であるが、機能点検として違う点は、レベルを水平位置から上下に傾けたときの、読定値の変化の状態を調査し、コンペンセーター（保償子といふ一種の振子のことである）の機能を検することである。

更に精密水準標尺については、標尺（インパール）の比較検定を行なうほか、外部点検として、目盛等の異状、剝離の有無、打痕の有無などを調査する。

## ☆ どのような機器があるか

水準測量では、基準面に対するある点の高さと、諸点間の高低差を測定すること、及び計画高低差をもつように諸点を測設することが目的であることは前に述べたが、これらの目的を達成するために使用する機器は下記のものとして標尺及び標尺台である。

- a. ハンドレベル      b. Yレベル
- c. ダンビーレベル    d. 可逆レベル
- e. 微動レベル（チルティングレベル）
- f. 自動レベル      g. トランシット
- h. ゴム管水平器      i. アネロイド気圧計
- j. 視差測定桿

などがあるが、いずれの機器を使用するかは、作業の目的、要求する精度、現場の状況などによって決められるものである。

## ☆ 各機器の横顔を紹介する。

直接水準測量に使われるレベルは、その望遠鏡を水平にする為の機構を備え、その主要部は望遠鏡、同架台、鉛直軸及び整備装置からなり、測量をする時はハンドレベルを除いて三脚の上に安置する。望遠鏡の倍率は18倍

～50倍、気泡管の感度は8''～60''/2mmと機械によって色々であるが、間接水準に使う機器と共にその横顔を紹介しよう。

- a. ハンドレベルは、普通長さ15cm位の円筒形で、図のような構造のものである。きわめて低精度の器械であるが、取り扱いが簡単であり概測や山地での横断測量などで使用される。斜測ハンドレベルもこれに属する。

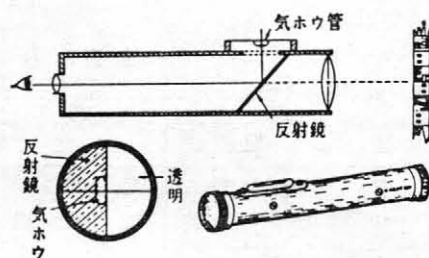


図 一 1

- b. Yレベルは、構造の大部分が調整可能にできており、野外での調整も容易である反面、狂いやすい欠点もある。最近では使用することはまれである。
- c. ダンビーレベルは、英国で製作された当初、太くて短い望遠鏡であったのでこのような名を付けられたが、外観はYレベルと大差はない。レンズの数が少なく、したがって一般に倒像であるが視野が明るい。望遠鏡は鉛直軸に固定されていて、Yレベルのように取りはずしができない。しかし機械の構造はYレベルに比べて堅固であり、調整は多少不便であるが使用間の狂いは少ない。
- d. 可逆レベルの外観はYレベルと大差ないが、Y形支柱が環形となっていて望遠鏡は外せないが支柱の中で180度回転できるようになって居る。Yレベルの調整のしやすさと、ダンビーレベルの堅牢さの両方を取り入れたものである。ホーコーレベルはこれに属する。

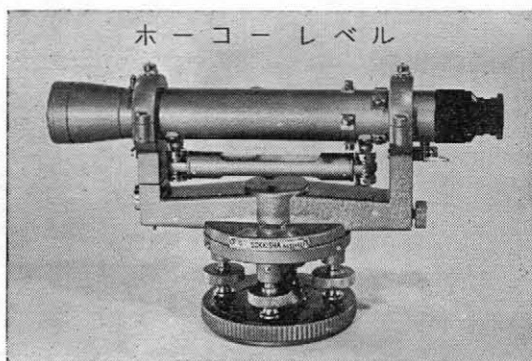


写真 一 1

- e. 微動レベル（チルティングレベル）は、元来精密水準測量用として考案されたものであるが、使いやすさもあって普通精度用としても多数製作され、現在のレベルの主流をなし各方面で広く利用されている。微

表6 レベル一覽表

社名	仕様項目 レベル	望遠						
		全長 (mm)	像	様式	倍率	対レンズ有効径 (mm)	視界	最短合焦距離 (mm)
旭精密	テイルティングレベルL-21D	253	正	内焦	32	45	1°	1.9
	マイクロレベルL-11	266	〃	〃	28	40	1°06'	1.4
	オートレベルAL-31C	125	〃	〃	20	25	1°30'	2.0
	〃 AL-23	273	〃	〃	30	42	1°02'	1.8
	〃 AL-23C	273	〃	〃	30	42	1°02'	1.8
金剛測量製図器械店	オートレベルAK-10	295	正	内焦	32	40	1°10'	2.5
	〃 AK-6	245	〃	〃	28	30	1°05'	2.2
	レベルK-10	260	〃	〃	34	46	1°00'	2.0
	〃 K-5	215	〃	〃	30	40	1°00'	0.7
測機舎	一等水準儀(正)	340	正	内焦	42	50	1°05'	3.0
	一等水準儀(倒)	355	倒	〃	42	50	1°05'	3.0
	テイルティングレベル5型	240	正	〃	30	40	1°10'	2.3
	自動レベルB-1A	270	〃	〃	32	45	1°20'	2.3
	〃 B-2	210	〃	〃	28	40	1°05'	1.8
	防水自動レベルB-2Ⅰ	225	〃	〃	28	40	1°05'	1.8
	〃 B-2Ⅱ	225	〃	〃	28	40	1°05'	1.8
自動レベルC-3	210	〃	〃	22	30	1°25'	1.6	
玉屋商店	自動レベルSL-3	160	正	内焦	30	40	1°10'	1.5
	テイルティングレベルTL-3	165	〃	〃	30	40	1°10'	1.5
	ダンピャーレベル1D-4	215	〃	〃	18	26		2
東京光学機械	レベルTS2	214	正	内焦	32	45	1°20'	1.4
	オートレベルAT-S3	260	〃	〃	32	40	1°20'	1.3
	〃 AT-M3	238	〃	〃	26	40	1°10'	対物レンズ前面まで
	〃 AT-P3	222	〃	〃	23	30	1°30'	1.0
日本光学	レベルS2	265	正	内焦	30	45	1°20'	2
	〃 E5	245	〃	〃	25	40	1°12'	1.5
	〃 E6	245	〃	〃	25	40	1°12'	1.5
	オートレベルAE	275	〃	〃	32	40	1°20'	2.5
	オートレベルAE-2	275	〃	〃	32	40	1°20'	2.5
	〃 AP-2	246	〃	〃	20	30	1°30'	1.6
ウイルド	N3	297	倒	内焦	42	50	1.8/100	2.15
	NA2 (NAK2)	250	正	〃	32, 37	45	2.3/100	1.6
	N2 (NK2)	193	〃	〃	30	40	3.3/100	2.0
	NAK-1		〃	〃	24	32	3.2/100	1.0
	N10	155	〃	〃	24	32	3.8/100	1.35
カールツァイス (西独)	オートレベルNi1	407	正	内焦	30, 40, 50	50	1°	1.4
	〃 Ni2	270	〃	〃	32	40	1°18'	3.3
	〃 Ni21	270	〃	〃	32	40	1°18'	3.3
	〃 Ni42		〃	〃	22	30	2°	1.2
ケルン (東商)	GKOレベル		倒	内焦	18	24	3.7/100	0.9
	GKO-Aオートレベル		正	〃	21	30	3/100	0.75
	GK1-Cレベル		倒	〃	22.5	30	3/100	0.9
	GK1-ACオートレベル		正	〃	25	41	2.5/100	2.3
	GK23-ECレベル		〃	〃	32	45	2.5/100	2.1



鏡		水平目盛盤					気泡管			重量	
分 解 能	スタジア		直 径 (mm)	パ ー ニ ヤ 数 (コ)	目 盛	パ ー ニ ヤ 読 み	主 気 泡 管 感 度	副 気 泡 管 感 度	方 式	本 体 (kg)	ケ ス (kg)
	乗 数	加 数									
3''	100	0	—	—	—	—	40''	10'	合致	2.7	1.6
3''	100	0	—	—	—	—	40''	10'	〃	3.0	1.6
3''	100	0	105	—	1°	目測	—	10'	—	2.2	1.6
3''	100	0	—	—	—	—	—	10'	—	2.6	1.9
3''	100	0	80	1	1°	10'	—	10'	—	2.6	1.9
3''	100	0	—	—	—	—	—	10'	自動	3.3	2.5
3.5''	—	—	—	—	—	—	—	10'	〃	2.9	1.25
2.8''	—	—	—	—	—	—	60''	10'	合致	2.9	1.3
3''	100	0	—	—	—	—	100''	10'	〃	2.0	1.1
2''	100	0	—	—	—	—	10''	3.5'	合致	6.1	3.8
2''	100	-30	—	—	—	—	10''	3.5'	〃	5.9	3.8
2.5''	100	0	—	—	—	—	40''	10'	〃	2.3	2.6
3''	100	0	—	—	—	—	—	10'	—	3.0	3.3
3''	100	+15	80	1	1°	—	—	10'	—	2.3	1.4
3''	100	〃	80	1	1°	—	—	10'	—	3.3	2.9
3''	100	〃	—	—	—	—	—	10'	—	2.7	2.9
4''	—	—	80	1	1°	—	—	10'	—	2.2	1.4
3''	100	0	—	—	—	—	—	10'	—	2.8	2.0
2.5''	100	0	—	—	—	—	30''	10'	合致	2	1.3
4''	100	0	69	1	1°	5'	60''	—	—	1.7	1.4
3''	100	0	—	—	—	—	—	6'	合致	2.0	2.2
3''	100	-0.5	88	—	1°	目測	—	10'	—	2.3	2.4
3''	—	—	88	—	1°	〃	—	10'	—	2.3	2.4
3''	—	—	88	—	1°	〃	—	10'	—	1.6	2.2
2.1''	100	0	—	—	—	—	20''	10'	合致	2.25	2.1
3''	100	0	—	—	—	—	40''	10'	〃	2.2	2.1
3''	100	0	99	1	1°	5'	40''	10'	〃	2.4	2.1
2.5''	100	0	—	—	—	—	—	6'	—	2.25	2.31
2.5''	100	0	100	1	1°	3'	—	6'	—	2.45	2.31
3.5''	100	—	—	—	1°	目測	—	10'	—	2.1	2.1
	100	-20	—	—	—	—	10''	4'30''	合致	3.5	2.5
	100	0	70	スケール	1°	10'	—	8'	自動	2.8	2.4
	100	0	70	スケール	1°	10'	30''	8'	合致	2.8	2.0
	100	0	91	—	0.5°	目測	—	8'	自動	2.2	1.5
	100	0	50	スケール	1°	10'	60''	8'	合致	1.9	0.6
	100	0	—	—	—	—	± 8'	コンペンセーター 精度 ±0.2''	—	5.2	4.6
	100	0	80	—	1°	1'	±15'	コンペンセーター 精度 ±0.2''	—	2.1	3.3
	100	0	80	—	1°	0.1°	±15'	コンペンセーター 精度 ±0.3''	—	2.0	3.3
	100	0	—	—	1°	0.1°	± 1°	コンペンセーター 精度 ±4''	—	1.4	1.0
	100	0	—	—	—	—	40''	12'	チューブ ラー	0.8	0.5
	100	0	60	—	1°	—	—	20'	円型	1.9	—
	100	0	60	—	1°	—	40''	12'	合致	0.9	0.6
	100	0	60	—	1°	—	—	12'	円型	1.6	0.7
	100	0	62	—	1°	マイクロ 目測1'	18''	6'	合致	1.7	1.9

動レベルは傾読式レベルとも呼ばれ、鉛直軸を固定した台に対して望遠鏡架台を傾けて使用する形式のもので、鉛直軸の鉛直に関係なく望遠鏡を微動ネジで傾け、視準線の水平を附属している気泡管を確認して水準測量をするものである。この気泡管をプリズムを用いて気泡の両端の合致像を見る形式（気泡合致式）が

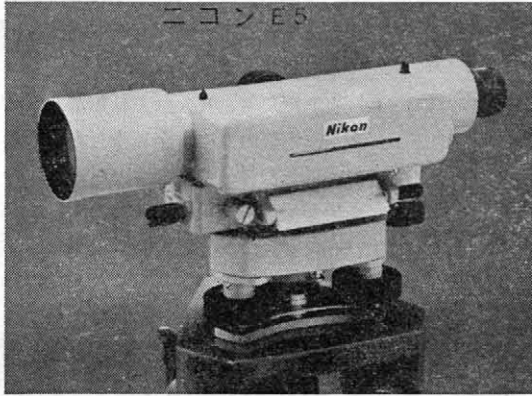


写真 2

普通であり、この合致像を望遠鏡の視野内で見える形式が現在使用されている機械の主流をなしている。なおこの機械の精密なもの（WILD-N<sub>3</sub>、測器舎一等水準儀、ニコン S-2、等）は、対物レンズの前面に光学的に傾斜ができる光学測微装置（平行平面鏡）を装備したレベルである。この装置を回転させ標尺目盛りを 0.1~0.01mm まで読みとることができる機械を精密一等レベルと称している。



写真 3

f. 自動レベル（オートレベル）は、その光学系内に自由に動く動力振子としてプリズムまたは平面鏡を装置し、望遠鏡を多少傾けてセットしても自動的に水平視準線を得られるようにしたもので、外部からの振動（風や自動車など）に影響されないように、プリズム等の

## 測器舎一等水準儀

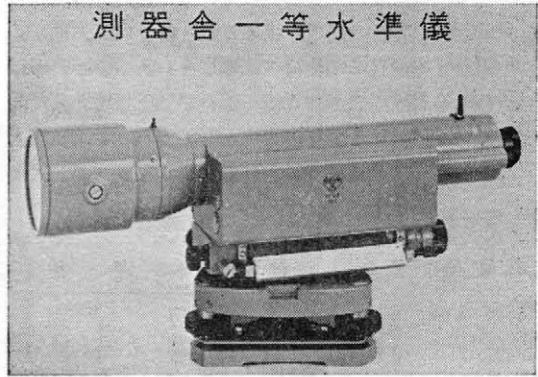


写真 4

つり方など振り止め機構（ダンパー）に細かな配慮がなされている。（電磁制動原理を応用したものがある）自動レベルは、操作が容易で能率的であることから、今後ますます使われる機械であろう。

## 測器舎自動レベル B2型

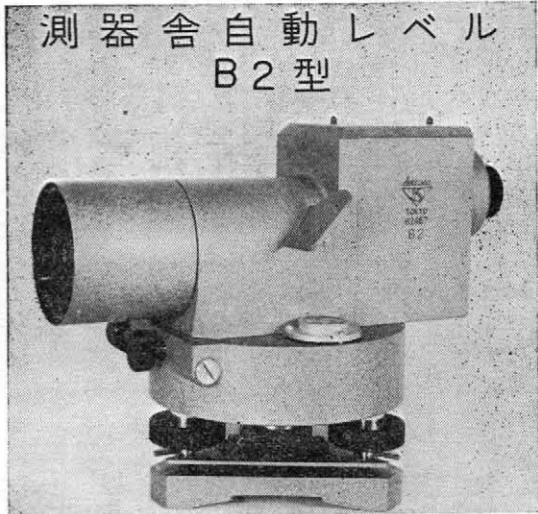


写真 5

g. トランシットの望遠鏡水準器は、望遠鏡水準器を使ってレベルと同様な直接高低測量が行なえる。方法は、まずトランシットを据え付け、望遠鏡水準器の気泡が概略中央にあるようにして鉛直締付螺子を締め、次に目的の標尺に望遠鏡を向け、気泡が正しく中心にくるよう鉛直微動螺子で調整し読定する。

h. ゴム管水平器は、大工などが建物の水盛りに良く使用する器具で、水の入った容器の片側の下部水口にゴム管をはめ、ゴム管の先にガラス管を差し込んだものである。この器具を用いて各所に同高の点を記していくわけである。



図-2

i. アネロイド気圧計。気圧は高い所に登るにした

がって減ることは誰でも知っていることである。この気圧計で三角点の高さを決めることはないが、地理、地質などの調査には使用されることもある。これらに使われる器械はアネロイド気圧計で気圧目盛と共に高度目盛が付いたものを携帯用として使われる。気圧と高さの関係は次式で表わされる。(ラプラスの公式)

表一 7

測定値	方 法	測 定 者	測 定 年 代
3895. 1 m	三 角 法	福 田 某	享保12年(1727年)
3927. 7	象 限 儀	伊 能 忠 敬	文化8~11年 (1811~1814年)
3475. 7	アリダード銚気管 (バロメーター)	内 田 恭	天保5年(1834年)
3794. 5	バロメーター	シーボルト	文政6年(1823年)
4323. 3	バロメーター	アールコック	万延元年(1860年)
3988. 4	バロメーター	フアガン	明治5年
3267. 1	バロメーター	ウイリアム	
3519. 3	バロメーター	ルビエー	明治3年
3780. 4	バロメーター	クニッピン	
3771. 0	バロメーター	スチュワート	明治6年
3773. 4	バロメーター	フェントン	
3764. 3	バロメーター	ファブールブラント	明治11年
3820. 7	バロメーター	メンデンホール	
3793. 8	バロメーター	チャンパレン	明治20年
3747. 5	バロメーター	ライ ン	
3766. 4	バロメーター	シュ ッ ト	明治11年
3882. 3	バロメーター	ミ ル ン	
4293. 0	バロメーター	日本地誌提票	明治20年
4067. 9	バロメーター	和 田 維 四 郎	
3748. 0	バロメーター	地 質 局	明治20年
3778.	三 角 測 量	参 謀 本 部	

まで読みとれかなりの良精度が得られる。視差の測定は、実体鏡の下に写真を置き、両写真の主点基線を一致させながら、写真の間隔を調節して完全な実体視をする。写真を固定したのち、視差測定桿で既知の点に両測標を合わせ、測標の実体像が正しく写真面に接着するように間隔を調節し、そのときの目盛を読定する。次いで求点について同じ方法で測定し目盛を読みとる。この両測定値の差が視差差である。

k. 水準標尺(箱尺)は、種類が非常に多く、木製のもの、金属帯を有するもの、視準板付きのものなどがある。特に精密な水準測量に使う標尺は、インパール合金帯が一定の張力で張ってあり、尺の左右に若干ずらせた2様の目盛が施こされている。通常箱尺では温度や湿度によって膨張や収縮そして反りなどが起こるが、この尺ではこの様な事がない。通常使用される標尺(箱尺)にもその材質や目盛法(だいたい5mm目盛)によっていろいろの種類があり、長さはだいたい5m位である。中折れ式と引出し式とがあり、各々の標尺には円形気泡管又は管形気泡管がついている。

箱尺を新しく購入したときには、かならず巻尺などで目盛を検定してみる。まれではあるが目盛の違っている箱尺があるので過信は禁物である。

☆ 水準器と感度

ほとんどの器械において、重力の方向は鉛線または水準器によって決定される。多くの測高器械において水準器はその主要な一部をなしている。

水準器の気泡管は、円筒形ガラス管の内側上面を一定の半径となるようにし、この中にアルコールまたはエーテルのような流動しやすい液体を入れ、その一部に気泡をわずかに残し、金属などで包んだものである。気泡の位置をわかりやすくする為管の上面に尺度を付けるか、ガラスに直接目盛がしてある。水準器が少し傾斜しても、気泡が多く移動するとき、その感度が大きいといっている。一般に感度を表わすには、水準器の一目盛だけ気泡が移動するときの水準器の傾く角度、または水準器の一目盛(通常2mm)に対する中心角をもってする。従って、この中心角の小さいほど水準器の感度は大きい。感度の鋭敏な水準器は、その曲率が小さいばかりでなく、曲率の各部が一様であり、気泡の滑りが正確であって、また気泡の大きさも適当である。そのほか表面張力の影響等を防ぐために温度を努めて一定にするよう

$$h(m) = 18400(1 + 0.00367t) \times (\log P_0 - P)$$

h: 高さの差, t: 平均気温, P<sub>0</sub>: 固定点の気圧,

P: 測定点の気圧, 0.00367: 空気の膨張係数,

気圧1mmHgは高さ約10mに相当するが、たえず変動する大気圧を基準とする上に、器械自体も不安定であるので1mmHgを確保するのは困難である。気圧測高のやり方としては、シングル方式、基地方式、インターバル方式などが挙げられる。昔高い山の標高は気圧測高によって求められたこともあったらしく、「日本地図測量小史」によると、三角測量が行なわれる前にはバロメーターが用いられたと書かれてある。表は富士山の標高測定の記録である。なお現在富士山頂にある三角点の標高は3775.6mと測定されている。

j. 視差差を測定して高さを知るには、反射式実体鏡と視差測定桿を用いる。視差測定桿には測標という小円(直径0.1mm位)又は十字が刻まれたガラス板が両端について、相互の間隔が変化できるようになっている。通常測定桿の桿の変化量の一目盛は0.01mm

に、二重にガラス管で覆うことなどが配慮されている。また優良なレベルの水準器感度は、2mmにつき15''~10''である。このように一般にレベル性能をいう場合、感度で判断をする。

水準器の感度を検定するには、検定器による方法と、水準儀及び標尺による方法の二通りがあるが、ここでは野外においても簡便に検定できる後者を述べ、検定器による法は省略する。

図に於いて、 $l = 20 \sim 60$ m位の所に標尺を立て、気泡

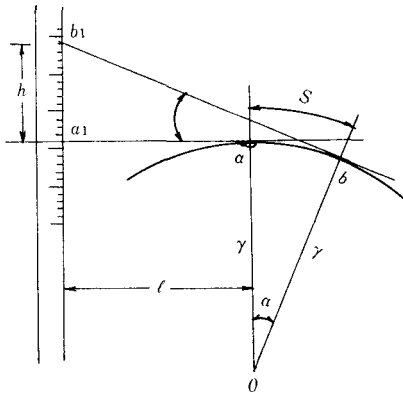


図 — 3

を中央に導いてそのときの読み $a_1$ をとる。つぎに、気泡をわずかに移動させて、そのときの読み $b_1$ をとる。

いま、 $r$ を気泡管の半径、 $S$ を気泡管の移動量、 $h = b_1 - a_1$ とすると

$$\alpha = \frac{S}{r} \text{ラジアン} = 206265 \frac{S}{r} \text{秒} = 206265 \frac{h}{l} \text{秒}$$

つぎに、 $n$ を気泡管が動いた目盛数、 $\alpha_0$ を気泡の移動1目盛に対する傾斜角、すなわち、感度とすると

$$\alpha_0 = \frac{\alpha}{n} = 206265 \frac{h}{nl} \text{秒となる。}$$

$\alpha_0$ が小さいのは感度がよいということである。

#### ☆ 水準測量に伴う誤差とその対策

直接水準測量の原理は簡単であるが、測量方法が悪いといろいろの誤差が入り、いくら良い機器を用いても、その性能を生かすことができない。そのためにも、水準測量で生ずると考えられる誤差の種類と、その性質などをよく知り、観測にさいしてこれを最少にする対策を身につける必要がある。

水準測量に伴う誤差は、概ね次の4つに大別できる。

- A. 器械誤差により生ずる誤差。
- B. 標尺に関する誤差。
- C. 自然現象による誤差。
- D. その他による誤差。

そこでこの4つの誤差の原因と対策の概要を書いてみよう。

A—1. 視準線が平行でない誤差の原因は、視準線と水

準器軸とが平行でない場合で点検調整の必要がある。しかし、後視・前視の標尺距離を等しくすれば消去することができる。

A—2. 鉛直軸の傾きによる誤差は、レベルの向きを一定にして偶数測点にすれば消去できる。つまり器械の三脚のうち特定の脚（私は小布などで目印をつけた）を図のように測点ごとに交互にし、望遠鏡の向きは、

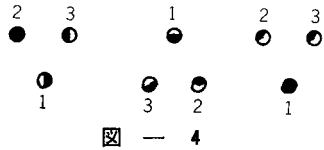


図 — 4

常に同一標尺の方向に向けて据え観測する。また機械と両標尺間は等距離にし、その関係は直線になるように整置する。

A—3. 視差による誤差は、望遠鏡のクロスヘアと対物鏡からの物体像の位置が不一致のためによって生ずるものである。この視差があると標尺の読みは、目の位置によって変り正しい値が得られない。つまりこれによる誤差は、不定誤差である。

視差の有無を確かめるには、接眼鏡に対して顔(眼)を上下、左右に振ってみて、物体像がクロスヘアに対して位置が動くかどうかでわかる。もし視差があるようならば、まず壁などの白いものに望遠鏡を向け、接眼鏡を調節してクロスヘアを明瞭にし、次に目標(標尺)が明瞭に見えるように対物鏡を調節すればよい。

B—1. 標尺の目盛りが不正のための誤差は、そのまま高低差に影響する。この影響を除くためには、購入時とか作業着手前に正しい基準尺と比較して、その補正値を定めて観測値に補正する。はなはだしい不良品は使用しないことである。また引出し式の箱尺などを引き抜いて用いる場合、その継目には充分注意が必要である。精密水準測量の場合の標尺には、温度補正の定数検定が必要である。

B—2. 標尺の零目盛指標誤差は、標尺の目盛が標尺の底面から正しく目盛られていない時、または尺の底が摩滅、変形などしている場合に起こる。この対策としては、機械の整置数を偶数測点にすれば消去できる。

B—3. 標尺の傾斜による誤差は、平坦地では近似的に消去されるが、峠を越すような長い坂道などでは累積誤差となるから、標尺の円形気泡は常に調整すると共に、標尺手には常に標尺を鉛直に立てるよう注意を与えておく。

C—1. 地球が球であるための球差は、水準測量においても影響するが、機械と両標尺間の距離が等しければ消去される。

C—2. 大気密度の分布不均等による気差も、標尺距離を等しくするとともに、視準線を標尺下端の地面すれ

すれに通すことを避ける（地上 20~30cm 以下の測定をしない）などして影響を受けにくくするべきである。

C-3. 炎動による読取り誤差は、自然現象、自動車の排気ガス等の炎動によって視線を不安定にし、標尺が動いて見え、測りにくくなるので適宜距離を縮めるなどして、この影響を避けることである。

C-4. その他太陽の光線、風、温度等、器械や標尺に及ぼす影響があって、測量結果に誤差を与える。例えば直射日光の片照りによって、気泡管に温度差を与え正しい水平を表示しないなどの影響がある。この為日傘などをさして、器械にあたる日光や風を避けるようにしている。（精密水準の場合）

また往と復の観測を午前と午後にしてその平均をとるなどの手段を講ずるのも誤差を少なくする配慮ともいえよう。

C-5. 地球重力の差異によって生ずる誤差、いわゆる楕円補正とよばれるものであるが、一般の土木測量程度では考える必要はない。

D-1. 標尺、レベルの沈下、または自動車などによる震動での微動による誤差は、レベル・標尺の設置場所観測コース等の選定に注意するしか方法がないが、なるべく器械の三脚および標尺台を地盤の固いところに据え、その踏込を充分にすると共に、観測を手ぎわよく短時間ですませるようにすることである。

D-2. その他観測者の個人差、気泡の合わせ方、標尺の読取り誤差などが考えられるが、これ等は観測者の注意と、日頃の習練にまつしか手がない。

#### ☆ 水準測量の特殊な方法

イ. 渡河水準測量は、大きな河、湾入口の兩岸または島等の障害物のある所を越えて高低差を測る場合に用いる方法で、特に最近のように交通量が多い橋など事実上水準測量不可能な場合有利であるが、極端な不等距離水準測量である為、視線、気差、球差に伴う誤差が生ずるので、これを消去する観測法を行なわなければならない。

渡河水準測量の方法には、5メートル法、俯仰ネジ法の二種があり、前者の法は使用器械の種類は問わないが、後者は目盛付俯仰ネジの付いた微動レベルを使用しなければならない。それは視線を俯仰ネジの回転によって上下させ測定する方法だからである。

前記2法の観測法を簡単にいえば、5m法は観測者の指示（無線または手旗等）によって対岸にある標尺に取付けた目標板を上下させ、水平の視線上に目標が位置したときの標尺目盛を読ませる方法である。

俯仰ネジ法は、標尺目盛を読むかわりに、標尺にある一定の間隔で取付けた2枚の板の間隔を俯仰ネジを用いて測定する方法である。測定値は俯仰ネジの分面を読みそれを計算処理したものであり、そのくわ

しい方法は省略する。

ロ. 一般土木測量などで急傾斜地を水準測量する場合機械と標尺を同じ一直線上に置くと、比高の関係から後視と前視の距離が不等となり、いろいろな誤差の原因となる。この場合は、図のように機械点の位置は、標尺を設置する場所の近くの

点P'、Q'等の位置はなるべく避けて、P、Q点のように測点から離れた個所に器械を整置した方がよい。

ハ. 縦断測量などで、塀や壁など障害物がある場合に

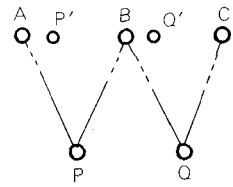


図 4

うが、もし塀の下に空間があるときは塀の両側に杭を打ち、水準器を用いて同一水準面としたのち、その杭に箱尺をのせて測定をする。また塀が薄いような場合にあっては、塀に釘が両方に出るように貫通させたのち、釘の上に巻尺等を立て、これを視線して測定する。また塀や壁などが厚く見通しできないような時は、塀の頂よりスタフまたはテープを下して視線線までの高さを測定する。

#### ☆ 縦断測量について

作業規程の第5節縦断測量の項136条、137条を見ると、縦断測量とは中心線に設置された測点及び変化点に打たれた中心杭、プラス杭及び補助杭を基準にし、中心線の地盤高を測量し、中心線にそって鉛直な面の縦断面図を作成する作業をいうと要旨を述べている。普通中心杭を設置する場合すでに距離は測定されているので、杭頭高と地盤高のみ測定すればよいが、中心杭間の地盤高の変化する所については距離測定と地盤高を求める。

縦断測量の精度、観測制限等は、前述した「水準測量精度別分類表」のうち3級水準、補助水準測量によるものとする。通常縦断測量に先立って基準水準測量を実施して工事用B.Mを約1km間隔で設置して（近くに国家水準点がある場合取り付けると有利である）縦断はこのB.Mを基準にして測定する。これはB.Mに閉塞することによって、精度の点検ができると共に、誤差を修正して累積を避けることができる。

縦断測量の野帳の記帳は中間点が多いので器高式記帳法によるのがよいだろう。

縦断測量は往復測量を原則としているが、もどりの測量は中心杭頭だけについて行なっている。

外業が終了すれば、野帳の計算を行なったのち縦断面図（様式は作業規程の様式12~14を参照）を作ることになるが、通常縦断面図には、①測点位置、②測点間の水平距離、③各測点の起点からの追加距離、④各測点の地盤高、⑤測点における計画高、⑥地盤高と計画高の差（盛土、切土）⑦計画線の勾配等を記入するが、その外道路等に於いては、欄外の下部に中心線の曲線、直線の別、

曲線の方向、半径、クロソイドのパラメーター等を記入している。納入成品は、作業規程及び特記仕様書にしたがうが、図面は方眼入ポリエステルシート縦断原図に

①～④について墨入れをし、これから第2原図（ポリエステルシート）を作成している。このほか観測手簿（野帳）、青焼図を提出する。

表8 完成図の縮尺

種別	名称	縮尺	摘要
道路水路計画調査測量	縦断面図	縦 1/500, 横 1/5,000 又は縦 1/250, 横 1/2,500	中心線の測点の縦断面図
	横断面図	1/200	中心線の各測点の横断面図
道路水路実施設計測量	縦断面図	縦 1/100, 横 1/1,000	同上
	横断面図	1/100 1/200	同上
河川海岸計画調査測量	縦断面図	縦 1/100, 横 1/1,000~1/10,000	
	横断面図	縦 1/100, 横 1/1,000~1/10,000	
河川海岸実施設計測量	縦断面図	縦 1/100, 横 1/1,000	法線（築堤、護岸工事等の実施設計図における法線）を基礎として作成する。
	横断面図	1/100, 1/200	
ダム計画実施測量	ダムサイト横断面図	1/500	
ダム実施計画測量	貯水池横断面図	1/200 1/500	
	貯水池縦断面図	縦 1/100, 横 1/1,000	
	ダムサイト横断面図	1/200 1/500	
	ダムサイト縦断面図	1/200 1/500	

☆ 横断測量について

横断測量とは、作業規程に明記されているように、中心杭が設置された地点で、中心線の接線に対して直角方向（法線方向）に地表面を切断した面を得るため、中心杭を基準として左右の地形の状態、既設の構造物（水路道路、家屋、擁壁）等を測定する測量である。

横断測量は他の測量に比して簡単なことから、安易に考え、とすれば測量経験の浅い技術者にまかせがちであるが、土工量、構造物等の数量を算出する基礎資料となると共に、用地巾にまで影響することがあるので、細心の注意が望まれる。

横断測量の順序は、①横断方向の設置（この作業は打設済の中心杭の点検にもなる）。②横断方向に沿った地盤高と中心杭からの距離の測量。③計算、図化、製図となる。測量の方法は大別して、レベルとテープによるものと、トランシットとテープによるものがあるが、そのほかポールによるものがある。使用される器械器具は、トランシット、レベル、箱尺、巻尺などであるが、地形が急峻な所ではハンドレベル、ポール、下げ振りなど簡単な器械を利用した方が有利な場合がある。使用する器械の点検の必要性は前述したが、距離測定にかかせない巻尺等についてふれてみる。

布巻尺もメスロンテープも J I S の検定公差の扱ひの上ではすべて「繊維性帯状巻尺」と呼ばれている。テープは計量法に基づいて基準尺と比較検定して、一定の誤

表9 公差の表

区分	巻尺長	計量法	J I S 規格	
			1 級	2 級
鋼巻尺	1 m 以下	mm	mm	mm
	1 m (又はその端数) を増す毎に加える数	± 1.2 0.4	± 0.3 0.1	± 0.6 0.2
	例 20 m	± 8.8	2.2	4.4
	30 m	± 12.8	3.2	6.4
	50 m	± 20.8	5.2	10.4
布巻尺	1 m 以下	± 4.0		
	1 m (又はその端数) を増す毎に加える数	1.5		
	例 20 m	± 32.5		
	30 m	± 47.5		
	50 m	± 77.5		

差の範囲（公差の表を参照）にあれば市販が許される。

スチールテープについては、計量法による公差のほか、日本工業規格（J I S）が適用されている。したがって市販品には始めから表のような誤差をもっている。

テープの目盛の始めに精 1/2, 精 1/4 などと記している巻尺があるが、これはそのテープの精度が検定公差の 1/2, 1/4 以内であることを保証している意味で、これを精度表記とよんでいる。

次に横断方向の設定についてふれてみよう。①直線部

の横断方向は中心線から左右に直角方向を出せばよいのであって、トランシットか光学的直角器（オプティカルスクウェア）を使用すれば便利である。②円曲線における No. 杭での横断方向は、横断方向設置の中心杭より等距離にある曲線上の点（両隣りの点）を結ぶ弦がはさむ角を二等分する方向となる。③次に地形の変化点、構造物などの必要性から設置したプラス杭での横断方向決定の方法は、次のようにする方法もある。

図において、A、C、D、を等間隔の測点（通常20m 毎の中間点）とし、Bをプラス杭とする。AB、BC、BD、の中心角を各々  $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$ 、とすれば

$$LABM = 90^\circ - \frac{\alpha}{2} = 90^\circ - \frac{\widehat{AB}}{2R}$$

$$LMBC = 90^\circ - \frac{\widehat{BC}}{2R} \quad LMBD = 90^\circ - \frac{\widehat{BD}}{2R}$$

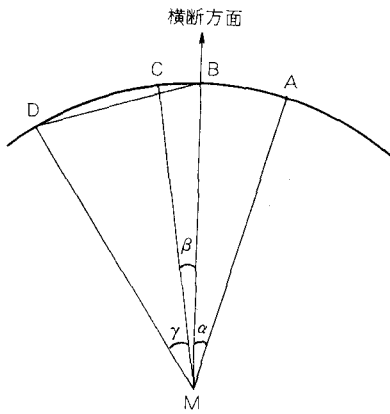


図 1 5

したがって、プラス杭B測点に於ける横断方向は弦ABより、LABM、弦BCよりLMBC だけ戻した方向となる。

例えば、 $R=100m$ 、 $\widehat{AB}=15m$ 、 $\widehat{BC}=5m$ 、 $\widehat{CD}=20m$ 、とすると、

$$LABM = 90^\circ - \frac{15}{200} \rho^\circ = 90^\circ - \frac{15}{200}$$

$$\times 57.2958 = 85^\circ 42' 10''$$

$$(\rho^\circ = \frac{180^\circ}{\pi} = 57^\circ 29' 58'')$$

同じように  $LMBC = 90^\circ - \frac{5}{200} \rho^\circ = 88^\circ 34' 3''$  となる。

横断方向が決定したら、横断測量幅を見こして、横断方向見通し杭を中心杭の左右方向に設置するが、中心杭から横断幅端部まで見通しがきかない場合は、適宜中間に見通し杭を打っておく。これら見通し杭各々に目印のためシノ竹等に赤い布を付けておくと後読作業に便利である。

現場が終れば、野帳など成果を整理して作業規程にしたがって横断面図を作ることになる。

横断面の図化は、道路、河川、鉄道によって書く順序に差がある。①道路の場合は、起点側より終点側を見た形

の横断面を測点順に下から上へ一断面ずつ書き上げる。②河川の場合は、上流から下流方向を見た形の横断面を測点順に上から下へ（川下から川上へ）一断面ずつ書き下げる。③鉄道の場合は、終点側から起点側を見た形の横断面を稜程順に上から下へ記入する。

横断面図の配置

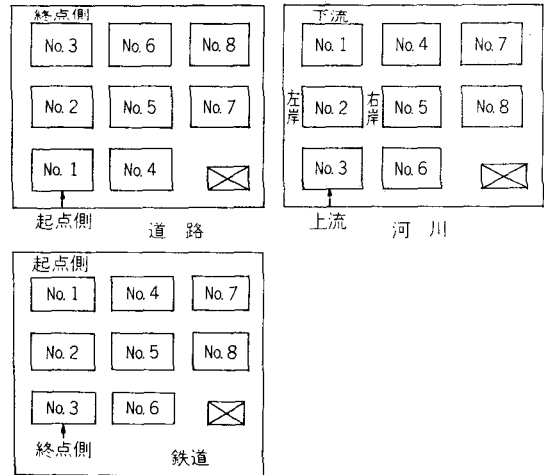


図 1 6

一枚の横断用紙に書く断面は、地形の状況、横断幅、計画高等によって断面数が変わってくる。

通常各断面には、測点番号、地盤高 (G, H)、計画高 (F, H)、標高の基準線 (D, L)、を描画する。また断面には、水路、道路、家屋、擁壁、等の構造物があれば必ず図示し、河川に接するところにある場合は、その高水位 (H. W. L)、低水位 (L. W. L) を標示するとよいだろう。

☆ 横断測量で注意すること。

横断測量で観測される地形や地物の位置の精度は、横断設計や数量計算の精度を考慮して決まるが、一般には縦断測量よりも精度は低く、高さの精度はおおよそ平地で  $(2 + 5\sqrt{S})$  cm、山地で  $(5 + 30\sqrt{S})$  cm 以内である。距離の測定ではそれぞれ1/500~1/300以内である。

したがって横断測量においては、一測点の高さの精度を上げることも必要だが、横断方向を正しく視準すること、地形変化点の確実な把握が要点となる。また前述したように横断測量のまずさ（安易さ）によって、工事量（特に土工量）と用地幅に影響が及んだことを耳にするが、その原因をさぐってみると、①プラス杭の不足、②横断方向の設定誤り、③横断方向測点のおさえ方の不足と不適、④横断方向の高さと距離の誤測、等々があげられ、これらがたがいに影響しあって、現地断面と似ても似つかぬ形状の成果品ができる結果となったものである。このようにとかく軽視されがちな個々の不適合が

累積して大きな違いを生み出す事を充分反省して作業を進める必要がある。

#### ☆ 水準測量を監督する心得

次に挙げる事項は水準測量にとどまらず如何なる作業にも共通する監督基準である。

- ① 作業工程(計画), 作業編成, 使用機械, は作業実施や監督上重要な事項なので充分検討し, 不適當な計画は再検討を指示し, また機械の種類や員数が設計書に適合しないときは再検討させる。
- ② 技術説明の際には, 受註者に対して諸規程の遵守と, 技術上の問題点や協議を必要とする事項について迅速, 緊密な連絡をとるよう強調すると共に, 地元民とのトラブルを生じないように注意する。併せて安全対策について注意する。
- ③ 工程管理を徹底する。つまり作業進捗はどうか, 使用材は規格に合っているか, 測量精度管理が確実に実施されているかどうかなどである。
- ④ 測量中の現場には最低一回は立ち合うこと。その際に測量の手順, 作業手順について精度に影響すると思う欠陥が認められたら注意を与える。作業状況巡視は後日手簿観察の参考となるので良く観察すること。
- ⑤ 観測野帳の一割位は点検してみる。野帳の読定値は現場で記帳したものかどうか, もし浄書, 転写と判断されたときは厳重に注意を与えると共に, その原本の提出を命じ, 原本がない場合は再測を命ずる。読定値が正当かどうか, 読定値の訂正個所に注意する。

(精密水準測量にあっては, いかなる理由でも読定値の訂正は認めない) 作為的な読定値と判断されたときは厳重な注意を与え再測を命じ, その際は自分も努めて立ち会うこと。また読定値の訂正が規定以外の方法(インク消, 小刀による削除)で抹消していないかどうか併せて点検する。

- ⑥ あまりにも再測の多い場合や, 再測の理由が妥当でないものは検討させると共に, その原因を追求し, 要すれば立ち会いの上検測させる。
- ⑦ 成果品は定められた許容精度の範囲内にあるかどうかチェックする。
- ⑧ 現場作業が完了したならば, 抽出した個所(全作業量の3%程度)において立ち会い測量を行ない, すでに完了した観測値と検測値の比較をして, 較差が規定を越えるときは, 更に検測個所を追加し, 作業の良否を検討する。検測地点としては, 起伏の多い地点をかならず一個所は選ぶこと。

監督基準についてはこれ以外にもいろいろあり, 各省庁それぞれの基準と検収についての定めに拠って指導監督に当る必要がある。

この稿を書くに当って, 「水と土」の愛読者が一流の技術者であるのを考え, 釈迦に説法の念に噴まされながら冷汗三斗で書きました。表題にもあるように水準測量のおおまかを述べ, 作業法などについては省略しました。駄文を最後までお付き合い下さった事を感謝いたします。



農業土木技術研究会役員等名簿

会 長	岡部 三郎	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	浅原 辰夫	構造改善局設計課長
〃	須恵 務	〃 水利課長
〃	須藤良太郎	〃 農業土木専門官
〃	宮本 国雄	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場水利部長
〃	伊東 久弥	新潟県農地部長
〃	難波 康夫	水資源公団第二工務部長
〃	藤塚 太郎	農業土木事業協会専務理事
〃	永田 正薫	土地改良建設協会専務理事
〃	高嶺 進	三祐コンサルタント取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設株式会社取締役
〃	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
〃	宮城 好弘	三井建設株式会社理事
監 事	小林 俊昭	関東農政局設計課長
〃	岡本 勇	(財)日本農業土木コンサルタンツ理事
常任顧問	福沢 達一	構造改善局次長
〃	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰恵	八郎瀧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
〃	佐々木四郎	日本農業土木コンサルタンツ理事長
〃	重政 庸徳	
〃	清野 保	愛知工業大学顧問
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	田村徳一郎	明治大学講師
〃	中川 一郎	衆議院議員
〃	野知 浩之	
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	山崎平八郎	衆議院議員
参 与	伊勢村正治	東北農政局設計課長
〃	小林 俊昭	関東農政局設計課長
〃	内山 則夫	北陸農政局設計課長
〃	村山 昶	東海農政局設計課長
〃	平井 公雄	近畿農政局設計課長
〃	八木 直樹	中四国農政局設計課長
〃	柴田已千夫	九州農政局設計課長

参 与	塚本 健二	北海道開発局土地改良課長
〃	藤野 欣一	沖縄総合事務局土地改良課長
〃	皆川美智也	北海道農業水利課長
〃	須田 康夫	青森県土地改良第一課長
〃	佐藤 政基	岩手県農地整備課長
〃	湯浅 満之	秋田県農業水利課長
〃	熊野 茂夫	宮城県耕地課長
〃	山本 敏	山形県耕地第一課長
〃	佐藤 英明	福島県農地建設課長
〃	綿引 定幸	茨城県農地建設課長
〃	石川 近	栃木県土地改良第一課長
〃	佐藤 茂	群馬県耕地開発課長
〃	大木 知幸	埼玉県耕地計画課長
〃	斎藤 博雅	千葉県耕地第一課長
〃	仲田 真己	東京都農地課長
〃	飯塚 晴信	神奈川県農地整備課長
〃	薬袋 茂雄	山梨県耕地課長
〃	上條 堅一	長野県耕地第一課長
〃	鈴木 和可	静岡県農地企画課長
〃	内藤 克美	新潟県農地建設課長
〃	杉野 義明	富山県耕地課長
〃	服部 弘昌	石川県耕地建設課長
〃	森本 茂俊	福井県耕地課長
〃	杉山 勉	岐阜県農地計画課長
〃	天地 正	愛知県耕地課長
〃	鈴木 領	三重県耕地課長
〃	行村 敏男	滋賀県耕地指導課長
〃	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	兵庫県耕地課長
〃	宮内 義之	奈良県耕地課長
〃	中川 勇	和歌山県耕地課長
〃	中野 保男	鳥取県耕地課長
〃	高野 洋二	島根県耕地課長
〃	高杉 杜雄	岡山県耕地第一課長
〃	市原 正義	広島県耕地課長
〃	吉次 英雄	山口県耕地課長
〃	小泉 恵二	徳島県耕地課長
〃	大島 要	香川県土地改良課長
〃	檜垣潤一郎	愛媛県耕地課長
〃	山崎 正仁	高知県耕地課長
〃	井上吾一郎	福岡県農地計画課長
〃	小川 和広	佐賀県土地改良課長
〃	本村不二男	長崎県耕地課長
〃	近藤 阪衛	熊本県耕地第一課長
〃	八坂 一誠	大分県耕地課長
〃	瀬尾 悟	宮崎県耕地課長
〃	百元 利夫	鹿児島県農地整備課長

参 与 幸地長二郎 沖繩県耕地課長  
 幹 事 浅井喜代治 農工大学助教授  
 " 有川 通正 構造改善局水利課係長  
 " 青木 登 関東農政局建設部設計官  
 " 伊藤 喜久 構造改善局技術課長補佐  
 " 一川 保夫 国土庁計画調整局調整課専門調  
 査官  
 幹 事 植松宇之助 構造改善局防災課係長  
 " 小木曾徳三郎 " 開発課係長  
 " 小竿 真夫 水資源開発公団第二工務部  
 副参事  
 " 亀田 昌彦 構造改善局開発課係長  
 " 川又 政昭 企画調整室課長補佐  
 " 片岡 泰三 構造改善局水利課係長  
 " 高村 紀夫 " 技術課係長  
 " 戸上 訓正 " 整備課係長  
 " 中島 均 " 防災課災害査定官  
 常任幹事 秋山 貞義 全国農業土木技術連盟事務局長  
 " 池田 実 構造改善局整備課課長補佐  
 " 中西 一継 " 設計課農業土木専門官  
 " 山下 義行 " 設計課課長補佐  
 編 集 須藤良太郎 " 設計課農業土木専門官  
 委 員 幹事及常任幹事  
 集 長  
 編 集 委員

(五十音順)

賛 助 会 員

東 京 株式会社 荏原製作所 3口  
 " 株式会社 大林組 "  
 " 株式会社 熊谷組 "  
 " 久保田鉄工株式会社 "  
 " 佐藤工業株式会社 "  
 愛 知 株式会社 三祐コンサルタンツ "  
 東 京 大成建設株式会社 "  
 " 株式会社 電業社機械製作所 "  
 大 阪 株式会社 西島製作所 "  
 東 京 西松建設株式会社 "  
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ "  
 " 株式会社 間組 "  
 " 株式会社 日立製作所 "  
 千 葉 福本鉄工株式会社 "  
 " 株式会社 青木建設 2口  
 " 株木建設株式会社 "  
 大 阪 株式会社 奥村組 "  
 東 京 勝村建設株式会社 "  
 大 阪 株式会社 栗本鉄工所 "  
 東 京 三幸建設株式会社 "  
 " 住友建設株式会社 "

東 京 大豊建設株式会社 2口  
 " 前田建設工業株式会社 "  
 " 三井建設株式会社 "  
 青 森 田中建設株式会社 "  
 愛 媛 安藤工業株式会社 "  
 山 形 前田製管株式会社 1口  
 東 京 旭コンクリート工業株式会社 "  
 大 分 梅林建設株式会社 "  
 東 京 技研興業株式会社 "  
 東 京 久保田建設株式会社 "  
 " 五洋建設株式会社 "  
 大 分 株式会社 後藤組 "  
 " 株式会社 佐藤組 "  
 愛 知 塩谷組 "  
 東 京 世紀建設株式会社 "  
 東 京 株式会社 武井工業所 "  
 東 京 株式会社 田原製作所 "  
 香 川 大成建設株式会社 高松支店 "  
 大 分 高山総合工業株式会社 "  
 東 京 中央開発株式会社 "  
 岡 山 アイサワ工業株式会社 "  
 香 川 株式会社 チェリーコンサルタンツ "  
 東 京 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 東洋測量設計株式会社 "  
 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 "  
 " 日本国土開発株式会社 "  
 " 日本プレスコング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 "  
 福 岡 藤増総合化学研究所 "  
 東 京 株式会社 マルイ "  
 " 株式会社 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 "  
 北 海 道 (財)農業近代化コンサルタンツ "  
 岩 手 菱和建设株式会社 "

岩手	丸伊工業㈱	1口	新潟	藤村ヒューム管㈱	1口
"	高弥建設㈱	"	"	新潟ヒューム管㈱	"
"	東北ブルドーザー工業㈱	"	富山	㈱ 婦中興業	"
宮城	丸か建設㈱	"	"	八田工業㈱	"
"	上田建設㈱	"	石川	㈱ 豊蔵組	"
"	北越ヒューム管㈱	"	福井	九頭竜川鳴鹿堰堤土地改良区	"
山形	東洋開発㈱山形支店	"	"	福井県土地改良事業団体連合会	"
"	佐藤興業	"	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	"
山形	菱和建設山形営業所	"	兵庫	姫路設計㈱	"
茨城	社団法人茨城県建設業協会	"	岡山	㈱ 大本組	"
"	茨城県調査測量設計研究会	"	広島	金光建設㈱	"
栃木	第一測工㈱	"	"	農林建設㈱	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	"	徳島	佐々木建設㈱	"
群馬	大和設備工事㈱	"	"	㈱安原建設	"
"	高橋建設㈱	"	香川	青葉工業㈱	"
埼玉	㈱古都工務所	"	"	宮本建設㈱	"
千葉	堀内建設㈱	"	高知	須崎工業㈱	"
"	京葉重機開発㈱	"	"	(有)西沢組	"
東京	旭化成工業㈱	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	"
"	前沢工業㈱	"	"	㈱古賀組	"
"	日本大学生産工学部図書館	"	佐賀	佐賀農業土木試験場佐賀支場	"
神奈川	神奈川農業土木建設協会	"	熊本	佐藤企業㈱	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	"	旭測量設計㈱	"
長野	小林建設工業㈱	"	鹿児島	九建コンクリート㈱	"
"	㈱ 木下組	"	"	㈱土佐屋	"
静岡	社団法人静岡県地かんがい事業協会	"	岩手	新興技術㈱	"
"	静岡コンクリート製品協会	"			(順序不同)
新潟	山崎ヒューム管㈱	"			123社 163口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員					
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社数	口数				
北海道	273	286	4	94	3	16	676	1	1	北	新潟	301	104	3	5	-	7	420	3	3			
東	青森	森手	165	47	2	1	-	215	1	1	庄	新潟	130	9	1	2	-	-	142	2	2		
		宮城	105	19	3	3	-	130	5	5		石川	90	92	4	3	-	1	190	2	2		
		秋田	103	87	7	24	-	8	229	3		3	福井	109	7	-	-	-	-	116	2	2	
		山形	192	36	-	19	30	2	279	1		1	小計	630	212	8	10	-	8	868	9	9	
		福島	164	34	5	4	-	-	207	4		4	東	愛三	55	12	5	3	17	1	93	1	1
北	小計	879	265	17	51	31	11	1,254	14	14	東	三重	75	85	1	86	60	9	316	3	5		
											小計	176	125	7	90	101	11	510	4	6			
関	茨城	城木	118	25	0	4	7	2	156	4	4	海	近畿	京都	66	22	-	4	6	-	98	-	-
		馬場	79	22	5	3	2	2	113	3	3			大阪	60	67	9	24	2	1	163	1	1
		群馬	57	20	-	-	6	-	83	2	2			兵庫	50	-	6	41	18	7	122	3	7
		埼玉	74	16	-	8	5	7	110	1	1			奈良	98	45	3	1	-	2	149	1	1
		千葉	120	27	2	-	68	10	227	2	2			和歌山	70	11	-	-	-	3	84	-	-
東	神奈川	山梨	1	187	13	276	42	30	549	43	75	小計	402	163	18	70	26	14	693	5	9		
		山梨	47	29	-	5	-	17	98	2	1												
		長野	2	11	-	1	-	1	15	1	1												
東	静岡	山梨	110	11	4	-	5	3	133	2	2												
		静岡	149	33	-	1	-	1	184	2	2												
小計	757	381	24	298	135	73	73	65	93														

鳥取	55	3	4	-	-	-	62	-	-	福	岡	54	22	10	29	21	8	144	4	4	
島根	39	18	6	-	-	-	65	-	-	九	賀	63	20	2	2	-	3	90	1	1	
岡山	80	98	5	2	-	1	186	3	3	熊	崎	12	2	1	-	-	1	16	-	-	
中	山	38	-	-	1	-	40	2	2	大	本	122	86	-	4	-	4	216	2	2	
・	広	51	-	-	-	-	51	-	-	宮	分	117	24	-	-	-	-	141	4	4	
四	島	36	19	-	-	6	61	2	2	鹿	崎	78	19	3	-	-	-	100	-	-	
徳	口	56	15	4	3	15	96	4	4	児	島	98	18	1	-	-	-	117	2	-	
香	島	33	10	5	4	1	55	1	2	州	沖	-	14	2	1	-	-	17	-	-	
国	媛	25	-	1	-	-	28	2	2	小	計	544	205	19	36	21	16	841	13	11	
高	知									内	地	4,074	1,800	122	659	339	158	7,152	-	-	
										外	国	21	-	-	-	-	-	-	-	-	
小	計	413	163	25	10	22	9	644	14	15	合	計	4,095	1,800	122	659	339	158	7,173	125	164

## 編集後記

今月号は、去る6月アメリカで発生したティートンダム決壊事故の調査報告と決壊原因、並びにこれに関する合衆国内務省調査団の中間報告を記載しました。わが国の農業土木技術者が、米国開拓局から数多くの技術を学んで来たのに、そのアメリカでこのような事故が発生したことは、我々にとって非常に大きな衝撃です。このダムの地質、調査、設計、施工等については、我々が今まで行ってきた方法と大差ないように思われますが、それなのに、このような大事故が起きたことは、ただ外国の

出来事として聞き流すことなく、この決壊の十分な原因究明は勿論ですが、我々が日常行っている小さな構造物の設計、施工等に当たっても十分な配慮が必要であると痛感した次第です。

今まで、忙しくて、総目次のタイトルで内容を判断し、興味ある記事だけ読んでいた方のため、もうすこし内容が分かるように、今月号から、各記事の目次の次にその記事のダイジェスト版として、内容紹介の欄を設けました。是非御利用下さい。なお編集方法等について、皆様方の御意見、御感想をお待ちしています。

(亀田記)

## 水 と 土 第 27 号

昭和51年12月15日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4  
農業土木会館内

農業土木技術研究会  
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 東京都新宿区下落合2-4-12

一世印刷株式会社  
TEL (952) 5651 (代表)