

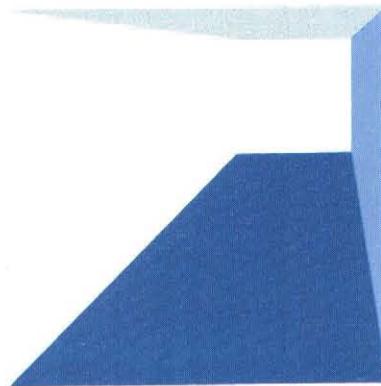
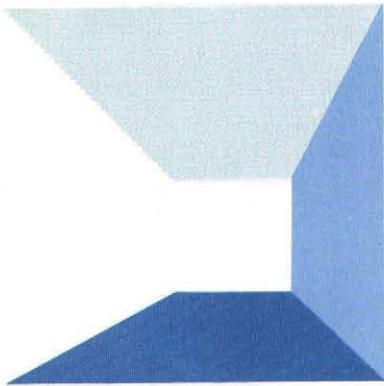
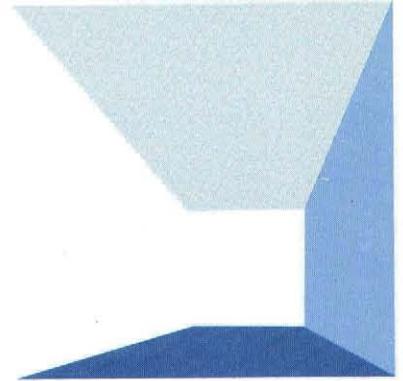
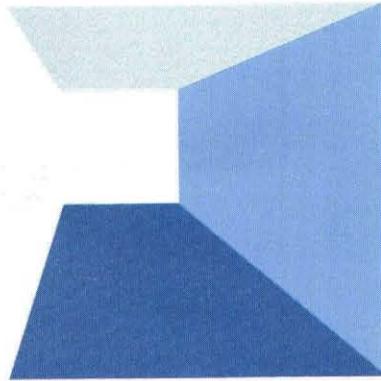
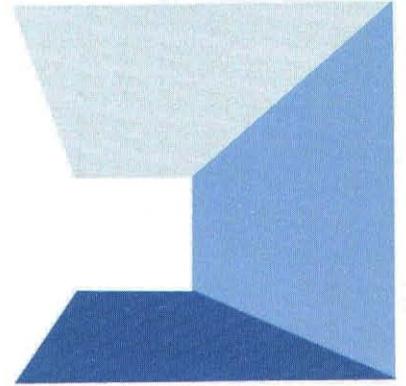
# 水と土

ISSN 0287-8593

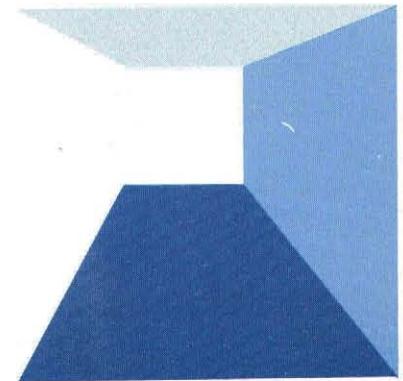
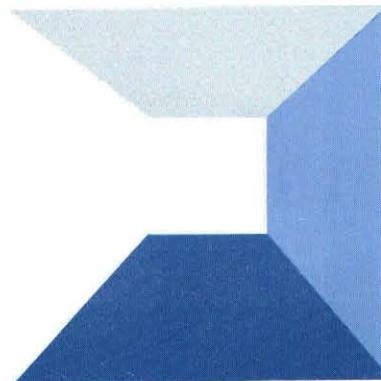
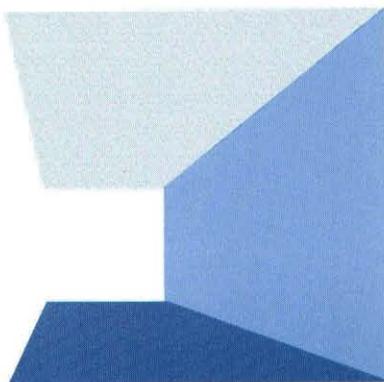
第 67 号

昭和61年12月号

農業土木技術研究会



Japanese Association for  
the Study of Irrigation,  
Drainage and Reclamation  
Engineering



## 泥水加圧シールド工事の施工管理について

(本文19頁参照)



写真-3 二次覆工



写真-5 シールド機投入

## 鋼矢板セル仮締切工の設計施工について

(本文 9 頁参照)

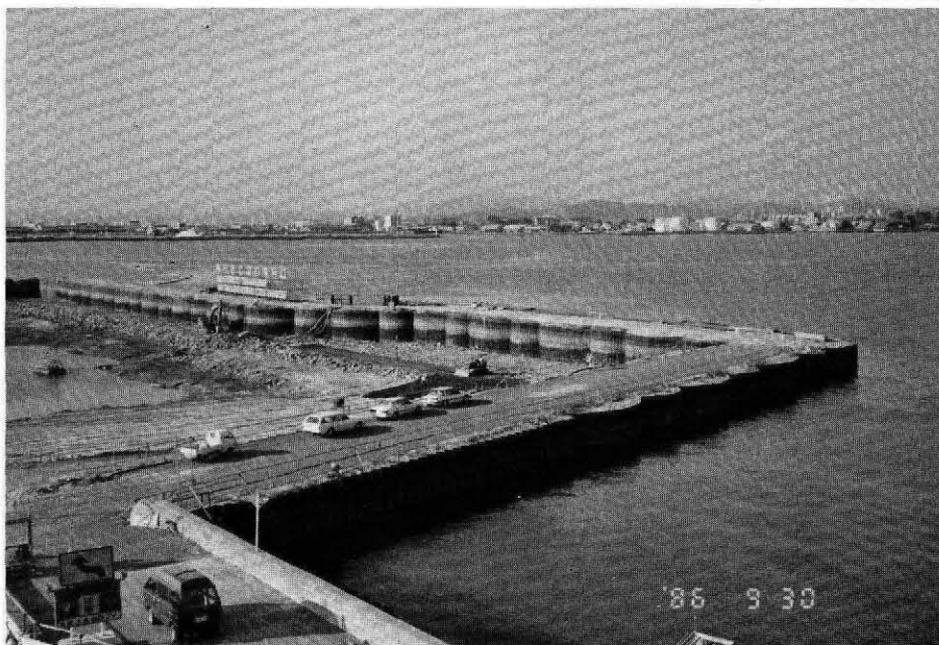


写真-3 現況写真

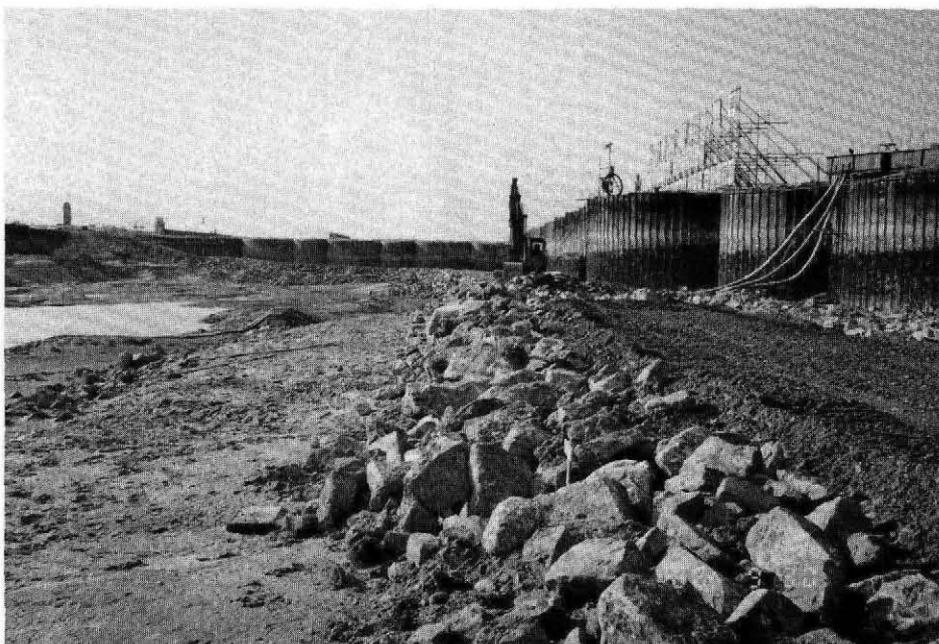


写真-4 鋼矢板セル仮締切(根固め押え捨石)工法 水替後

# 水 と 土

## 目 次

### グラビア

泥水加圧シールド工事の施工管理について  
鋼矢板セル式仮締切工の設計施工について

### 巻 頭 文

情報化時代の土地改良事業 ……( 1 )

### 報 文

報文内容紹介 ……( i )

大径石礫が流下する取水堰の構造と施工について

桑 野 定 美 ……( 2 )

鋼矢板セル式仮締切工の設計施工について

安 本 徹 ……( 9 )  
小 田 智 之

泥水加圧シールド工事の施工管理について

小 手 林 邦 輔 ……( 19 )  
富 塚 秀 利 衛

長良川取水地における河床の安定について

(ブロック配置方法の水理模型実験)

児 玉 敏 夫 ……( 28 )  
小 林 仁 美 穂  
飯 田 久 穂

生居川ダムのトンネル型監査廊の設計

浜 田 清 司 ……( 35 )  
須 藤 寛

赤坂ダムの堤体設計について

井 上 公 一 ……( 39 )

河川流量の簡易推進法

(緩流河川における移動床)

川 合 亨 ……( 48 )

高度利用集積圃場整備事業 三輪地区について

因 来 富 夫 ……( 50 )

圃場整備事業の完了した地域の意向調査結果

段 本 幸 男 ……( 56 )  
足 立 元 篤 彦  
岡 篤 雄

### シリーズ

河川協議について

西 野 明 ……( 59 )

会員数・編集後記

……( 70 )

No. 67

1986

December

# 昭和61年度農業土木技術研究会研修会のご案内

農業土木技術研究会

農業土木技術研究会の昭和61年度研修会を下記により開催しますので、多数ご参加下さるよう御案内いたします。

1. 課題：「現場技術者のためのダムの設計、施工」
2. 日時：昭和62年3月5日（木） 午前10時から
3. 場所：科学技術館 サイエンスホール 東京都千代田区北の丸公園2-1 TEL (03) 212-8471
4. プログラム
 

10:00~10:15	開会挨拶	農業土木技術研究会会長	中川 稔
10:15~12:00	農業用ダムの現状と課題 (農業用ダムの建設状況と最近の技術的課題について、その概要を解説する。)	農林水産省構造改善局 設計課課長補佐	石堂 隆憲
12:00~13:00	昼 食		
13:00~14:30	ダム建設における地質調査と基礎処理 (現場技術者にとっての一般的知識を折込みながら、ダム建設に与える地質工学的ポイント、体系的調査の考え方を解説する。)	農林水産省構造改善局 資源課地質官	榎倉 克幹
14:30~14:45	休 憩		
14:45~16:15	ダムの解析技術におけるF. E. M. の応用 (F. E. M. による解析技術の具体的な事例を提示しながら利用に当たってのポイント、入力条件・結果の判断等について現場技術者向けに解説する。)	東京農工大学農学部農業工学科 助教授	青山 成康
16:15~16:30	閉会挨拶	農業土木技術研究会 編集委員長	大橋 欣治

5. 参加費等

- (1) 研修会参加費 会 員 5,000円 非会員 7,000円
- (2) テキストのみ 2,000円

6. 参加人員

定員 400 名、会場の都合で定員になり次第締切ります。

7. 申込方法

参加希望の方は、下記によりお申込み下さい。

- (1) 申込期日 昭和62年1月31日（土）まで
- (2) 申 込 先 〒105 東京都港区新橋5丁目34番4号（農業土木会館内）  
農業土木技術研究会 TEL (03) 436-1960

キ リ ト リ 線

## 参 加 申 込 書

所属機関名

所在地 〒

TEL

連絡者

所 属	氏 名	会 員・非会員別	備 考

(備考) 参加者多数の場合は、この様式で追加して下さい。

# 水と土 第67号 報文内容紹介

<p><b>大径石礫が流下する取水堰の構造と施工について</b>            桑野 定美</p> <p>径0.1~1.0m以上の大径石礫まで流下する河川は、日本では主に溪流と災害河川の上流部であるが、熱帯多雨地帯には多い。この場合の取水堰には、普通の鳩胸形(O'gee shaped type)より、砂防ダムの水褥形(Water cushion type)の方が有利と考え、①鳩胸堰と水褥堰の適性比較、②水褥堰の設計計算例、③堰頂部の鉄板被覆案を記し、④この種河川の取水堰の設計には、経験的、技術的積み重ねが必要なことを強調した。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 2)</p>	<p><b>赤坂ダムの堤体設計について</b>            井上 公一</p> <p>赤坂ダムは国営上場農業水利事業の一環として2級河川、座川に計画されている中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。本ダムについては昭和60年度までに工事用道路、仮排水トンネル工事を終り、61年度には基礎掘削、基礎処理工事に着手することとしている。その後62年度から約2カ年間で築堤を完了する予定であるが、今回ここに本ダムの堤体設計の概略について報告するものである。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 39)</p>
<p><b>鋼矢板セル仮締切工の設計施工について</b>            安本 巖 小田 智之</p> <p>児島湾締切堤防は昭和31年国営児島湾沿岸農業水利事業により建設されたものであるが、完成後30年近くを経過していることにより樋門等の老朽化が著しい。このため現在岡山海岸保全事業として堤防の改修樋門の統合工事を実施中であるが、本報告では、この児島湖樋門統合建設工事に当たって採用した鋼矢板セル式仮締切工の設計施工について報告するものである。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 9)</p>	<p><b>河川流量の簡易推定法            (緩流河川における移動床)</b>            川合 亨</p> <p>河川流量を求めるためには通常、多額の費用と多くの時間を必要とする。ここでは断面形、水面勾配および河床の平均粒径などを知ることにより、解析的に河川流量が求められることを示した。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 48)</p>
<p><b>泥水加圧シールド工の施工管理について</b>            小林邦輔 手塚秀利 富永 衛</p> <p>荒川連絡水道専用水路は、埼玉合ロ二期事業の施行によって、新たに利用可能となる用水を埼玉県及び東京都の水道用水として、見沼代用水から一級河川荒川まで導水する約9kmの水路である。同水路は都市化された地域の既設道路下を通過することから、安全性、経済性ならびに公害防止等を考慮して泥水加圧シールド工法を採用したものである。本稿は泥水加圧シールド工法の掘削に伴う施工管理について記述する。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 19)</p>	<p><b>高度利用集積圃場整備事業 三輪地区について</b>            因来 富夫</p> <p>本報告は、古代吉備王国の中心に位置する岡山県総社市で計画されている高度利用集積圃場整備「事業三輪地区」(40.1ha)の計画概要について報告するものである。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 50)</p>
<p><b>長良川取水地における河床の安定について            (ブロック配置方法の水理模型実験)</b>            児玉敏夫 小林仁美 飯田久穂</p> <p>県営かんがい排水事業中濃地区の取水地である。長良川の河床が低下し、取水位の確保が困難となったため、河床の安定を図るための帯工を施行することとなった。帯工は、ブロックを使用する型式のものとなったが、その最適な配置方法は、水理模型実験により決定された。ここにこの水理模型実験についての概要を紹介する。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 28)</p>	<p><b>圃場整備事業の完了した地域の意向調査結果</b>            段本幸男 足立元彦 岡 篤雄</p> <p>鳥根県において圃場整備が完了した地域の農業の意向調査を実施した。調査内容は、圃場整備事業そのものに関するもの、農業経営に関するものである。結果を集計、分析したのでここに報告する。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 56)</p>
<p><b>生居川ダムのトンネル型監査廊の設計</b>            浜田 清司 須藤 寛</p> <p>生居川ダムは自然発生する鉱毒水の抜本的解消を目的とする鉱毒対策事業として山形県上市に建設中の中心遮水ゾーン型ロックフィルダムである。本ダムではダム完成後の維持補修の為、監査廊設置計画がなされたが、在岸アバット部は変形係数の小さい火山泥流堆積層に変化するため、この区間はトンネル型監査廊とすることとした。本報告はこのトンネル型監査廊の設計について報告するものである。</p> <p>(水と土 第67号 1986 P. 35)</p>	

## 情報化時代の土地改良事業

——今こそ農業土木の技術を——

水野好路\*

昭和24年に土地改良法が制定されて以来、本県における土地改良事業は、これまでほぼ順風満帆に進んでおり、現在県内の12の地区で、44,000haの農地を対象に、国営土地改良事業が実施されており、これに県営、団体営の農業基盤整備事業をあわせると、事業実施のための年間投資額は、ここ数年450億円以上であり、農業基盤整備事業は、もはや農家の生産手段の改良という目的以外に、社会資本の整備として、又本県にとっては、大きな経済投資事業としての位置付けがなされている。

あえて言うまでもなく土地改良事業は、申請事業であり、事業によって利益を受ける農家が、それ相応の負担をすることを前提に農家の発意で事業をおこし、事業に参加するシステムである。

本県における大規模な土地改良事業は、昭和40年から50年の前半に着工したものが大半で、当時の農家の状況から判断すれば、農家経済の大半を占める米の価格が、30年の後半から年10%程度の割合で上がっていき、生産意欲があがり、かつまた農家の生活様式が急速に近代化され、そのために多額の現金を必要とし、土地改良事業の負担金を論ずる前に、省力化を求め、生産性の高いほ場を望んだことや、各地方、地域、集落に事業を推進するリーダーが居り、事業参加者とそのリーダーとの信頼関係が、かなり高い位置にあったことなどが、大規模土地改良事業を次々と事業化していった大きな原動力になったものであろう。今から思えば、当時は土地改良事業を計画、実施していく上で、我々は農家から農学や農業経済に関する問題を提起されることもなく、極端に言えば、農業の知識がなくても、土地改良事業を実施出来た時代でもあった。

テレビや新聞が大きな情報源となっている今日の情報化時代にあつては、本県においても、日本と先進諸外国との貿易の国際収支をめぐる輸入農産物に対する問題等のホットニュースが、農村の隅々まで行き渡り、土地改良事業の計画説明の段階で、正に国会での論戦になるような意見が出たりすることもある。

たとえば、A地区における計画説明では、米価の問題、米の生産調整ポスト3期対策の問題、野菜の価格の問題等の意見に終始し、かんじんな土地改良事業を実施することに対するメリット、デメリットの議論にまで発展することはないし、事業負担金がかからなくても、維持管理費の負担を伴うから事業には参加出来ないという極論が出ることもある。B地区においては、水源開発のメリットよりも、他の地域へ水を「とられる」という被害者の意識が先に立ち、ダム設置に伴う環境アセスメントのような議論に発展することもあり、土地改良事業の目的の議論でなく行政の施策説明会のようなもので、まことに妙なものになっている例もある。これらには、情報化時代のテレビ、新聞の報道が正しく、行政側の説明は、うそであるという「一方的情報のつなぎあわせ議論\*\*」に地域リーダー不足が拍車をかけている場合が多いように思う。

このような時代に、土地改良事業の必要性をPRし、事業実施に移行していくためには、今まではあまり要求されることのなかった、農学、農業経済、農政などの幅広い知識を身につけ、農業者の立場に立って「使い具合」のよい事業計画を立案しなければならないし、又土地改良事業の各種情報を積極的に情報媒体に乗せ「つなぎあわせ議論」の仲間入りをする必要ではなかるうか。

幸い農業土木技術者は「農業」に関するソフトウェアを持った土木技術者であると同時に、受益者が特定される事業を実施している関係上、地元対策のためのためのきめ細かいソフトウェアをあわせもった技術者でもある。

情報化時代にあつて土地改良事業を今までより以上に進めていくためには、今こそ農業土木技術者の持っている知識、技術、社会的対応性をフルに発揮すべき時ではなかるうか。

\*青森県農林部次長

\*\*「あのTVはこう言った、あの新聞はこう報道している、だから土地改良事業はこういうものだといった」情報と情報をつなぎあわせ議論

# 大径石礫が流下する取水堰の構造と施工について

桑野定美\*

## 目 次

まえがき	2	6. 張鉄板止ボルト	6
1. 鳩胸堰と水褥堰の適性比較	2	7. 堰頂の鉄板張工法, (第2案)	6
2. 取水堰築造後の河床変化と水褥堰	3	8. 堰頂の鉄板張工法, (第3案)	6
3. 水褥堰の設計方針	3	9. その他の工法	7
4. 水褥堰基本断面形の推定計算	4	結 語	7
5. 堰頂の鉄板張工法, (第1案)	5		

**概要** 径0.1~1.0m以上の大径石礫まで流下する河川は、日本では主に溪流と災害河川の上流部であるが、熱帯多雨地帯には多い。この場合の取水堰には、普通の鳩胸形(O'gee shaped type)より砂防ダムの水褥形(water cushion type)の方が有利と考える。即ち石礫の落下点が堰の基本断面下流端から遠くなり、また落下位置が狭い範囲に限定され、かつ落下点付近における石礫と水の運動勢力の減殺効果が非常に大きい。従って「本題の条件下では最適の堰形式」と言えよう。以下に、①鳩胸堰と水褥堰の適性比較、②水褥堰の設計計算例、③堰頂部の鉄板被覆案を記し、④この種河川の取水堰の設計には、経験的、技術的積み重ねが必要なることを強調し、また今後検討すべき事項を記した。

## まえがき

この論文は一般論で、特定現場の堰に関するものではない。従って挿入図面中の値は、すべて堰上げ高  $H_u=3m$ 、有効堰高  $H_1=6m$ 、越流水深  $h_1=4m$  の急流河川 ( $I=1/100\sim 1/300$ ,  $n\approx 0.04$ 程度) を想定して計算したものである。

この様な取水堰の被害場所は大体定っている。即ち

- (1) 流下玉石等による堰頂部の破碎・摩耗
- (2) 水叩の破碎, 摩耗
- (3) 下流河床の洗掘による水叩の破壊
- (4) 浸透路長不足による水叩下面の吹抜け

である。堰の構造は基盤の状態と異なり、岩盤の場合は、充分な岩盤処理をして、堰の安定と止水性を増せば、下流河床は岩盤の整形程度ですみ、硬岩河床では水叩きの concrete 張は不用になって、設計は比較的単純になるが、この論文では、問題点の多い、深い石礫層を想定し

\*愛媛大学名誉教授

た。

## 1. 鳩胸堰と水褥堰の適性比較

(1) 流下石礫による堰頂の損傷程度には大差がないと思われるが、堰下流面の損傷は鳩胸堰の方が当然多い。

(2) 堰頂を鉄板で張る場合、鳩胸堰(o'gee shaped weir)の曲線に合わせて鉄板を曲げる事は難しく、張る面積も広くなり、施工にも困難が伴う。これに反し水褥堰(water cushion weir)は、平鉄板の組合せと熔接とで、被災部位を包むことができる。

(3) 越流水勢の減殺は、鳩胸堰の場合跳水による衝力損失を利用する。然し水叩上の跳水位置に比し、流下転石の運動量減少位置は、これより相当下流になる。これは水と石との密度の相違による。

(4) 熱帯多雨地帯では、山間部の単位幅当り流量が多く、計画洪水時に溺れ堰になるのが普通である。鳩胸堰越流後の水と石礫の運動勢力は、大体水面落差だけ増加し、水叩上の跳水で減殺される様に設計される。

然し、好条件で跳水しても、水叩上の流水の減速は均一ではなく、水叩表面に近い流束は早く、表面渦の下を這って、下流で減速する。

(5) 鳩胸堰頂を越流した石礫は、密度が水の2.4~2.6倍あるから、溺れ堰の場合でも、水面落差に相当する運動量増加分だけでなく、水叩表面までの沈降勢力も加算されて下流へ転動するから、水叩表面の破碎・摩耗力と、被害長とが増大し、下流河床の保護工費も増す。

(6) 水褥堰でも、石礫は主に越流水脈の下面を落下する。低堰堤では水叩面上に約60度の角度で衝突し、水流は大部分が下流向、一部分が上流向流束になる。私はこの流束分岐に関して実験した経験はないが、落下点では水と石礫とが、水叩に最大の衝撃と摩耗とを与え、落下



の河床では水褥を深くし難い。下流河床を、できるだけ原流の状態に保つために、副堰頂高は原流河床高程度にしたい。また副堰頂は流下玉石による欠落を防ぐために、面取をしておく。

(5) 水褥堰頂の破碎、摩耗を防ぐために鉄板で被覆する方法を考えた。張鉄板の厚さは、従来の腐蝕厚さ(軟鋼で年間約0.1mm, 耐用年数50年として普通6mm)に、流下石礫の衝突、擦過條痕による腐蝕増加を10mm見込み、計16mmを採用した(第1案)。本来張鉄板の厚さは現場条件次第であるから第2・第3案では12mmを採用した。類似した流域に実例があれば貴重な資料である。

堰頂の被覆方法として、第1～第3案の3種類を考えた。この3案は被覆方法に対する私の思考過程であり、安全堅固な方法から先に記した。

(6) 図-2は第1案で、堤体に埋込むH鋼は、転石の衝突によるせん断力で、堰頂部の concrete と肌分れを生じ易い。この力を分散するために、山形鋼をH鋼の両側に溶接する。図中H鋼の寸法は、施工上の便宜から定めたもので、山形鋼の量も溶接位置も適宜に定め、計算はしていない。図中に説明が多いのは、本文を短くするためである。

(7) 軟鋼の線膨張係数  $\alpha$  は concrete と大体同一( $1.0 \times 10^{-5}$ 程度)<sup>3)P401</sup> であるが、熱帯乾季の張鉄板と、下面の堰体との日温度差が大きい事(40度を推定)と、工作及び取付精度とを考へて、縦・横の伸縮に対し充分な余裕をとる必要がある。

(8) 張鉄板の伸縮余裕溝も流砂で摩耗する。H鋼梁の上面中央を張鉄板接目にしたから、H鋼リブの厚さは張鉄板の厚さ程度に厚くした。堰体 concrete が露出しない様にし、かつ鉄板が重なる部分の滑動は自由にしておく必要がある。このため、張鉄板下面の僅かな隙間を埋

めるためのモルタル注入はしない事にした。

また工事の安全上、H鋼のアンカーを半分程度埋込むまでは、山形鋼等で仮止用斜材を入れる必要もあろう。

(10) 第1案は工事の確実性を主体に考えたが、鉄材費と加工賃が嵩む。これを次々に簡素化したのが第2・第3案である。本題の様な荒廃河川工事では「確実、頑丈、簡明、安全な設計」が大切である。

#### 4. 水褥堰基本断面形の推定計算

(1) 計算の前提。図-1の様に原河床は1/100～1/300程度の急勾配で、洪水時は限界水深  $h_1=4m$  で越流、取水と排砂のため堰上高  $H_u=3m$ 、堰の法勾配は上・下流共に  $m=n=0.3$  にした。数回試算した後、水褥水深  $H_2=3m$ 、水叩厚さ  $D_1=2.5m$  を採用したから、有効堰高  $H_1=6m$ 、堰高  $H=H_1+D_1=8.5m$  で諸元を検算した。

断面は砂防・治山に使われる水褥堰<sup>1)2)</sup>の式(尾字Cを付ける)と、土木で使う鳩胸堰<sup>3)4)</sup>の式(尾字Oを付ける)の内、使用した計算式だけを併記する。砂防関係の堰高は水叩厚さを含みぬ有効堰高、土木関係では水叩厚さを含む<sup>3)P45</sup> ことが明記されている。

(2) 計算値

$$\text{堰頂幅 } bc > (0.8 - 0.6 \cdot m) h_1 = (0.8 - 0.6 \times 0.3) \times 4 = 2.48 \cdot m (\text{柿式})^{1)P301}$$

$$b_0 = h_1 / \sqrt{\gamma} = 4 / \sqrt{2.3} = 2.64m (\text{Bligh式})^{3)P58}$$

$$\text{堰底幅 } l_{1c} = bc + (m+n)H_1 = 2.48 + (0.3+0.3) \times 6 = 6.08m^{1),2)}$$

$$l_{10} = [(H_1 + D_1) + h_1] / \sqrt{\gamma} = (6 + 2.5 + 4) / \sqrt{2.3} = 8.24m (\text{Bligh式})^{3)P58}$$

$$\text{水褥深 } H_{2c} = \beta(0.6H_1 + 3h_1 - 1.0) = 0.2(0.6 \times 6 + 3 \times 4 - 1.0) = 2.92m^{1)P305}$$

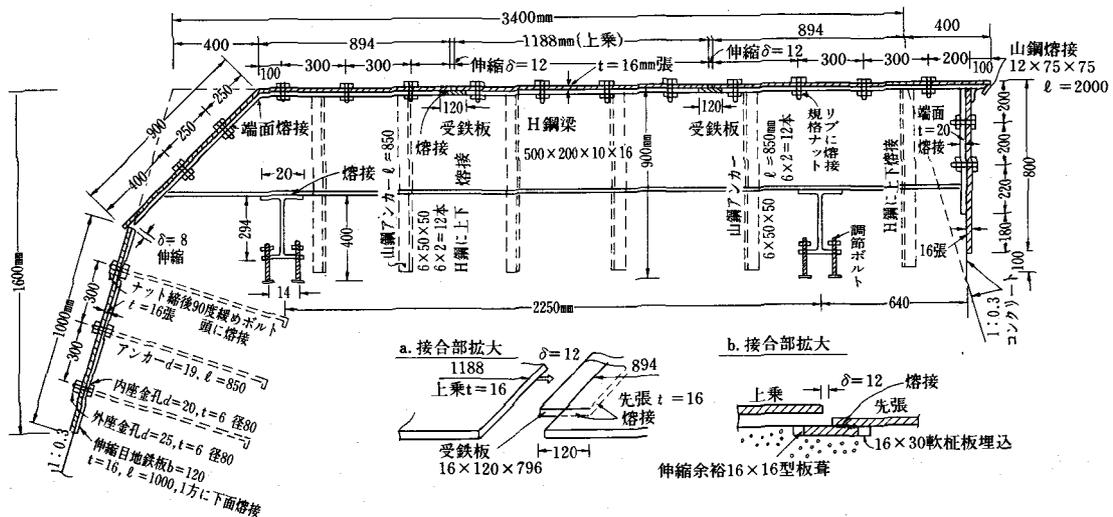


図-2 堰頂鉄板張横断面図(第1案)

$\gamma$ : concrete の比重,  $\alpha, \beta$ : 定係数  
 普通  $H_{2c} = 0.5 \sim 1.0\text{m}$ , 高ダムで  $2.0\text{m}$  内外  
 2)P130

本ダム高の  $1/3 \sim 1/4$  が普通 2)P138

$H_{20} \geq$  上・下流水面差の  $1/3 (= 1.0\text{m})$  4)P629

水叩厚  $D_{1c} = \alpha(0.6H_1 + 3h_1 - 1.0) = 0.1(0.6 \times 6 + 3 \times 4 - 1.0) = 1.46\text{m}$  1)P305

$D_{10}$  = そのこの揚圧に充分耐えうる厚さ。3)P84

Bligh の式は  $D_{10} \geq (4/3)(H_a - h_r) / (\gamma - 1) = (4/3) \times (3 - 0.86) / 1.3 = 2.19\text{m}$ ,  $4/3$  は安全率,  $H_a$  は上・下流最大水位差,  $h_r$  はこの場合, 上流新河床から水叩上流端までの浸透損失。いま図-1で  $H_a = H_u = 3\text{m}$ , 副堰下の鋼矢板深さ  $5\text{m}$  とすれば, 浸透路長は堰上流は堰上げ高の  $1/3$ , 下流は副堰高の  $1/3$  を見ると, 浸透損失は  $h_r = H_a l_r / l_t = 3 \times 16.1 / (45.7 + 2 \times 5) = 0.86\text{m}$  になる。

必要浸透路長  $L_s = CH_a$  (Bligh 式) 3)P82,  $C \cong 8 \sim 10$  程度と推定されるが, 必要浸透路長は浸透流による基盤微粒子の移動によるゆるみ, 吹抜け防止で, 渇水時の取水量増加とは別問題であるから, 後者が主体の場合は堰体上流端にも遮水壁を入れる必要がある。

[注] また河床石礫のために鋼矢板が打てない場合, 締切区間毎に, 堰の上流端と副堰の下流端にモルタル注入し, 伏流水を遮断しながら全長を順次 1 区画毎に施工してゆくのも一案であろう。

(3) 採用値と必要対策。堰高 ( $H_1 + D_1$ ) に対して数回安定計算した結果, 図-1 の値を採用した。即ち

堰頂幅  $b = 3.4\text{m}$ , 表面を鉄板張とする。

堰底幅  $l_1 = 7.0\text{m}$ , ( $H_1$  に対し)。  $l_1 = 8.5\text{m}$ , ( $H_1 + D_1$  に対し)。

水褥深  $H_2 = 3.0\text{m}$ , 落下水・石の勢力を充分減殺。

水褥厚  $D_1 = 2.5\text{m}$ , 落下点の碎掘を考慮。

堰の基本断面は, 安定計算の結果, 合力の偏心  $e = 0.73\text{m}$ , middle third  $= 8.5/6 = 1.42\text{m}$ , その他の安定条件も満足する。副堰のすぐ下流の河床保護工は, 特に堅固にする必要がある。万一部分的被害を受けた場合の安全対策と, 取水量増加の目的で, 副堰下流端に鋼矢板を深く打つか, 入念なモルタル注入をせねばならない。

## 5. 堰頂の鉄板張工法, (第1案)

(1) 図-2 は第1案である。この張鉄板の組立は自立型で, 下から積上げる方式で工事ができる長所がある。大転石が流下する河川に, 頑丈な工事をする場合に適している。H鋼梁は  $500 \times 200 \times 10 \times 16$  を使った。リブ (rib) の厚さ  $t = 16$  が張鉄板厚さに等しく, 高さが高いので採用した。

(2) 張鉄板の温度差伸縮。張鉄板と取付台又は堰体 concrete との温度差を  $40^\circ\text{C}$  とすると, 鉄板長  $1\text{m}$  当りの伸縮量  $\delta$  は  $\delta = 40 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 1000 = 4\text{mm}$ , 従って

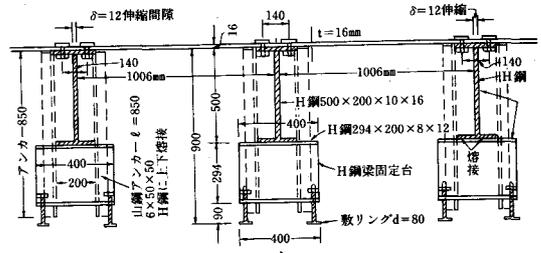


図-3 堰頂張鉄板縦断面 a-a (第1案)

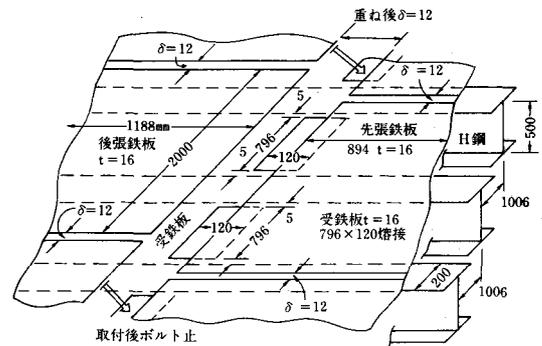


図-4 張鉄板重ね図 (第1案)

長さ  $2\text{m}$  の鉄板では  $8\text{mm}$ , 施工精度を考慮して鉄板の接目は  $\delta = 12\text{mm}$  伸縮できる様にした。

(3) 堰頂下流端の空洞・減圧対策 3)P46。国営早月川の「みのわ」ダムでは, 流下石礫対策として砂防ダム型 (水褥堰) にしたが, 越流水深が  $20 \sim 30\text{cm}$  の際に振動音が出るので, この部分に air pipe を取付けて問題を解消している。振動音の原因は, 越流水脈が部分的に, 附着流と完全越流を繰返すためと思われる。また水褥堰では堰頂の下流端に局部的空洞が必ず発生する。これは溺れ堰になっても同様であるが, 鉄材ならば耐用年数も長い。

air pipe の取付は工費が高むと思われるので, 図-2 の様に張鉄板を下流側へ  $100\text{mm}$  突出し, 下面に山形鋼を熔接して補強した。この部分を給気道にするためには, 堰長に応じて数箇所給気口を設ける必要がある。

(4) 張鉄板の取付。

1) 先づ図-2 の堰上流面の張鉄板 (勾配  $1:0.3$ ) にアンカーを取付け, これを型板に使う図-5 の H鋼梁固定台 (H鋼  $294 \times 200 \times 8 \times 12$ ,  $\ell = 400$  使用) のボルト下端の敷リング下の高さまで concrete を打つ。表面清掃 (laitance 除去) 後, H鋼梁固定台 (ジャッキと同じ作用) を据付け, 高さの  $1/2$  程度を concrete に埋込んで固めた後, 標高を再検査し, H鋼梁を据えて固定台に入念に熔接する。

2) H鋼梁は工場加工する。即ち H鋼のリブの張鉄

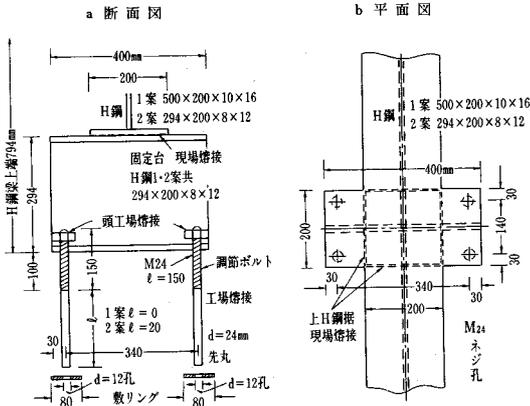


図-5 H鋼梁固定台 (第1・第2案)

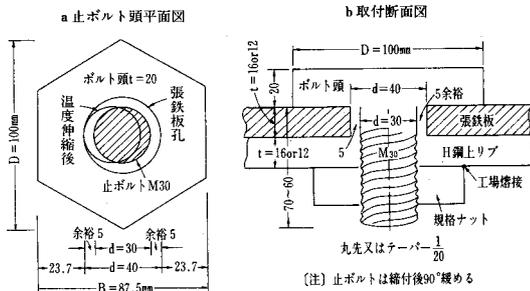


図-6 張鉄板止ボルト

板取付孔にネジ切りし、図-6の止ボルトを仮止めて、リブの裏から規格ナットで締め、ナットの周囲をリブに熔接する。この止ボルトは一旦抜取る。H鋼梁の両端面は20mm鉄板を張り、同様な加工をしておく。

3) H鋼梁と concrete の肌分け防止のために、図-2の様に山形鋼を熔接した。左右計12本長さ850mm、但し熔接位置は適宜に分散すれば良いと考える。

4) 張鉄板は堰の前部、後部、中央部分に分れ、工場加工しておく。前部と後部をH鋼梁に取付た後、堰頂部の concrete を打ち、中央部はコテ仕上げで均す。この時中央部鉄板を止めるH鋼梁のネジ孔には木栓をして、打設した concrete 中にボルトの入る余地を残し、また張鉄板の伸縮余地を確保する。硬化後に中央部の鉄板を張る。

## 6. 張鉄板止ボルト

(1) 止ボルトの寸法。ボルトの頭は図-6の様に  $D=100\text{mm}$ 、 $t=20\text{mm}$ にした。これはボルトの頭高が低いと、流下する大転石が頭の上面に衝突し難く、衝突しても応力は主にせん断力で、モーメントは小さくなる利点がある。然し大転石が転動中にボルト頭の上に衝突し、圧縮力が作用する事は当然予期される。

(2) ボルト頭の径を大きくした別の理由は、摩耗対策と、張鉄板が温度伸縮した後も、ボルト頭と20mm余りの重なりを残すためである。

(3) 止ボルトはH鋼梁に固定されるから、充分締付けた後、90°程度緩めて張鉄板の温度伸縮を容易にする。止ボルトは M30、並目ネジ、長さ  $l=70\text{mm}$ にした。

(4) 止ボルトの径  $d=30\text{mm}$ の論拠は、結局解らなかつた。然し、構造物の耐用年数を50年として、まずネジ山の表面腐蝕、ボルト頭に働らく流下玉石の衝撃、張鉄板の温度伸縮時の応力等の繰返し作用を考慮して、張鉄板厚さの約2倍  $d=30\text{mm}$ にした。

[注]径  $d=1.0\text{m}$ 、比重  $w=2.6$ 、重量  $W=1.361\text{ton}$  の大転石が  $v=6.26\text{m/s}$  で流下し、高さ2cmのボルト頭に当たる様な形で衝突し、 $\Delta t=0.2\text{sec}$  で完全に停止したとする。この時ボルト頭に作用する衝撃力  $P$  は、運動量の法則から

$$W = \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot \left(\frac{1.0}{2}\right)^3 \times 2.6 = 1.361\text{ton},$$

$$P = \frac{W}{g} \times \frac{v}{\Delta t} = \frac{1.361}{9.8} \times \frac{6.26}{0.2} = 4.348\text{ton}$$

他方、径30mmの M30 ボルトは<sup>5)P.25</sup>有効断面積  $a=5.463\text{cm}^2$ 、限度応張力  $\sigma_{te}=4\text{ton/cm}^2$  として、M30の限度張力  $F_e=21.9\text{ton}$ 、安全率  $f=5$  とすると、許容せん断力  $F(\sigma_{se} \div \sigma_{te})$  は

$$F = F_e / f = 21.9 / 5 = 4.38\text{ton} > P$$

故にボルトは M30 で安全であるが、 $d=1.0\text{m}$ の大転石が、6.26m/s で流下し、高さ2cmのボルト頭に当たって、0.2sec間に停止するとは考えられない。また前記の衝撃係数  $\alpha$  も、通常  $P=\alpha W$  の形で与えられる。流下大転石の岩質、衝突部の形、速度等で異なるが、 $\alpha$ の実験例は見当たらない。

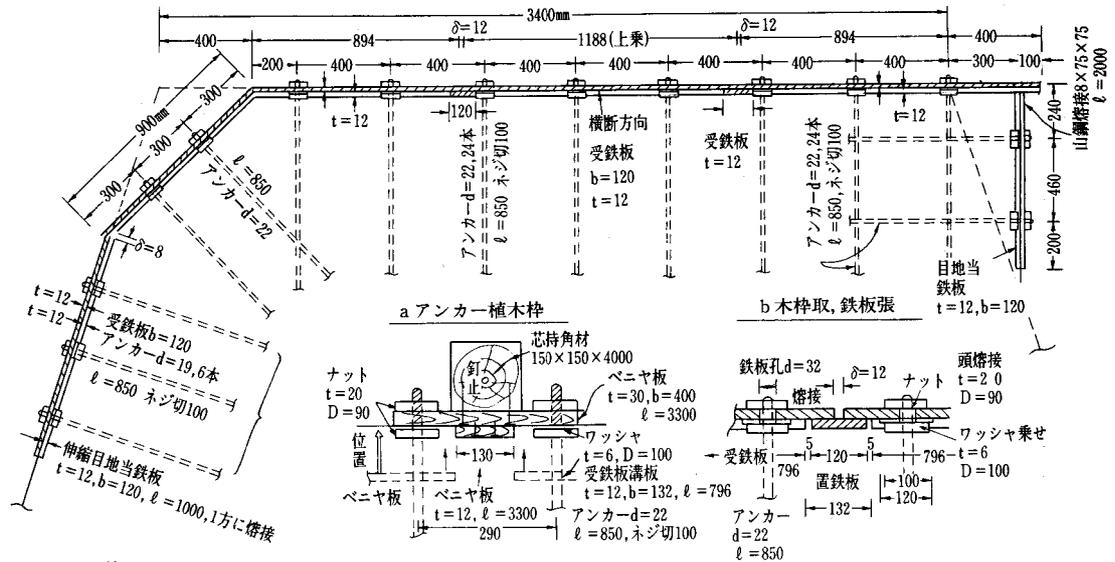
## 7. 堰頂の鉄板張工法 (第2案)

第2案は組立方法が第1案(図-2~6)と全く同様であるから、図面は省略する。流下大転石が比較的少ない場合は、鉄材節約のために張鉄板の厚さも  $t=12\text{mm}$ 、H鋼はすべて  $294 \times 200 \times 8 \times 12$  を使った。但しH鋼梁固定台を高くするために、ネジ先に  $d=24$ 、 $l=200\text{mm}$ の鉄筋を熔接する。然しH鋼梁の両端面張鉄板は、第1案と同一寸法で、厚さは16mmが良いと思われる。

## 8. 堰頂の鉄板張工法 (第3案)

図-7は、第1・第2案のH鋼梁固定台を全く省き、堰頂に植込んだアンカーボルトで、直接に鉄板を張付ける方法である。図-7の様に、アンカー植込木枠を作り、これにアンカーボルトを一旦取付けて、concrete 固結後、木枠を取外す。

この場合も、温度変化による張鉄板の伸縮接目には、第1~2案と同様に、堰頂の concrete 面が流下砂礫で



図一七 堰頂張鉄板横断面図 (第3案)

洗掘されない様に、下から鉄板を当てた。この置鉄板 (図一八 b 図) は、当然縦横方向にも入れる必要があるから、アンカー植込木型取付時に、置溝を作っておく必要がある。又置鉄板は必ず片側を一方の張鉄板に熔接しておかねばならない。

第3案の特長は、張鉄板の取付鉄材が一番少なくて済むことで、この方法は鉄材及び加工手間が少ないので、張鉄板が更に厚い場合を含めて、一番多く使われるものと思われる。然し安全・確実な点では、第1・第2案が優れている。更に、張鉄板をしてない堰の頂部が、流下石礫で被害を受けた場合、新しく鉄板を張って修復する時に利用できる。即ち所定の位置にボーリングしてアンカーを埋込み(挿しアンカー)、置鉄板溝は、堰頂を少し嵩上げするか、又は堰頂 concrete の一部分を削って作り、鉄板を張ればよい。

### 9. その他の工法

(1) 流下石礫による被害程度が少ないときは、堰の上流角や下流角だけを鉄板で張ってもよい。これは主に副堰上流角に適用できよう。然し堰頂中央部が損耗するから、望ましい工法とは言えない。

(2) 堰頂にゴム張りをする工法については、まだ設計例を見ていない。

### 結 語

大径石礫の流下で水叩が破壊されるならば、水褥型にすれば良い。堰頂が破碎摩耗されるならば、鉄板で張れば良い程度の考え方から、さて構造と施工法とを考察したが、案外難かしい。堰頂の鉄板張工法は第1~3案まで作った。

(1) 大径石礫が流下する取水堰では、鳩胸堰も水褥堰も、堰頂の被害に大差はないが、水褥堰の方が鉄板被覆が容易である。

(2) 堰上げによる落差の増加で、越流水と流下石礫の運動勢力が増加するが、その増加量以上をその堰の水褥内で減殺せねばならない。増加勢力を下流河床へ先送りする様な設計をしてはならない。

(3) 水叩上では流水の跳水と石礫の運動とは別になる。この点で水褥堰の方が有利と考えた。本論文では特に水褥水深を深くし、水褥内に沈積した大玉石に、次々と落下する石礫が衝突して、水叩に直接衝突せず、水叩表面が保護される様に考えた。

(4) 堰頂の鉄板被覆は、使用鉄材が少ない程良いが、流下石礫の大小・多少と、施工の難易、確実さ、工事の安全性を重視せねばならない。

(5) 現地の状況により①堰頂の鉄板被覆が不要な場合、②堰頂の上・下流角だけ被覆すれば良い場合、③流下石礫が小さく、厚さ12mm程度の薄い鉄板張で良い場合、④流心部の堰頂は鉄板張にして流心を固定し、その他の部分は堰頂を0.3~0.5m程度高くして、鉄板を張らぬ場合、⑤取水口横の排砂門に続き、大径間の洪水時排砂門を、片岸又は兩岸に、特に堅固に作る場合等、熱帯多雨地帯の大河川では色々な対策があると思われる。

(6) 取水堰の位置決定は関係要素が多く、①まず河相と流域の相とを判読する②ダム取水堰ではダム敷地の都合で位置選定が制約され、井堰掛りの方は選定に自由度が多い。

(7) 大径石礫が大量流下し、被災する取水堰の例は、アジアの熱帯多雨地帯に多く<sup>7)P49</sup>、今後特に研究されるべき課題としては、①設計対象河川の流下石礫の年間量

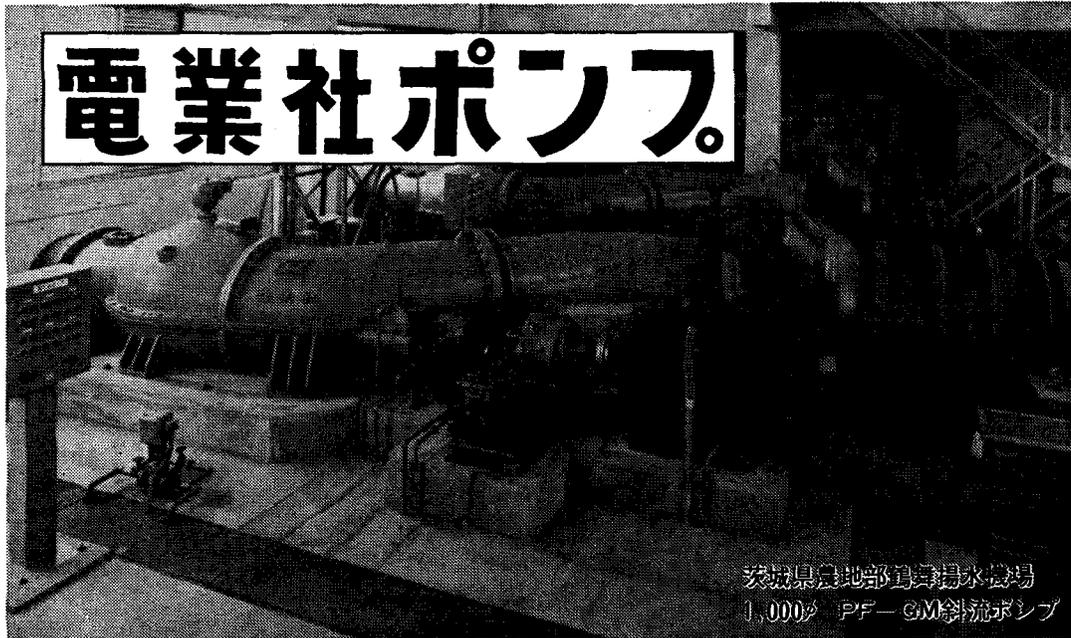
と分級の推定（実際には至難，最大粒径と平均粒径の推定程度）。②張鉄板厚さの決定法と張り方の改善。③河床石礫層が厚く，鋼矢板が打てぬ時の施工方法の改良。④伏流水の浸透速度を低下させ，砂モルタルを河床石礫と混和して，セメントモルタル注入によらないで，堰と水叩下部の concrete を安価に打つ方法の考案（深さ20m程度はユンボで可能な様子）。⑤台湾林辺溪の様に<sup>7)</sup>，堰を作らずに伏流取水だけで済ませる工法の改良と採用。⑥堰及下流水叩兩岸の補強，鉄板張工の要否。⑦施工地の経済状態に応じて，第一段階の工事計画をどの程度に限定するか<sup>8)</sup>の判断（台湾の嘉南大圳では，始めは自然取入堰にして，後固定堰に変えつつある<sup>7)</sup>），等がある。

(1986年10月)

### 参 考 文 献

- 1) 林野庁編，治山計画と実行，p. p. 291～311昭34年4月，日本治山治水協会
- 2) 十萬真一他7名：治山施設構造物，p. p. 138～144，昭57年6月，山海堂
- 3) 野知浩之：設計の手引(頭首工)，p. p. 55～78，1961年2月，土地改良新聞
- 4) 農業土木ハンドブック：落差工，p. p. 627～632，昭59年4月，丸善
- 5) 大西清：機械の設計法，p. p. 6-21～6-29，1976年，理工学社
- 6) 近藤春夫，坂静雄監修：コンクリート工学ハンドブック，p. p. 410～411，昭40年10月，朝倉書店
- 7) 桑野定美：台湾水利の概要と今後の課題，水利報第4号，p. 49，1986年4月，農業水利研究部会

# 電業社ポンプ。



茨城県東部自営揚水機場  
1,000ℓ PF-GM斜流ポンプ



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) 3131  
支店 大阪・名古屋・九州・東北  
営業所 札幌・金沢・横浜・静岡・広島・山口・高松  
沖縄

# 鋼矢板セル式仮締切工の設計施工について

安 本 巖\*小 田 智 之\*

## 目 次

1. はじめに.....	9	5. 設 計.....	13
2. 児島湖樋門建設工事の概要及び仮締切計画.....	9	6. 施 工.....	16
3. 仮締切工法の検討.....	9	7. おわりに.....	18
4. 鋼矢板セル式仮締切工の補助工法の検討.....	12		

### 1. はじめに

児島湾締切堤防は、昭和31年国営児島湾沿岸農業水利事業により造られ、現在に至っているが、完成後30年近くを経過した今日、樋門等の老朽化が著るしいことから堤防施設の改修を目的として、昭和55年度に岡山海岸保全事業が発足した。

本事業の主要工事である児島湖樋門建設工事は、現在ある甲号、乙号の樋門を1ヶ所に統合し、従前と同じ機能を備えた構造で締切堤防中央部に新しく建設するもの

であり、この工事をドライ施工するため、湾側および湖側に鋼矢板セル式仮締切堤を設けるものである。

### 2. 児島湖樋門建設工事の概要及び仮締切計画

児島湖樋門建設工事の概要は、次のとおりである。

樋門・開門 延長 172.3m  
樋門 161.4m  
 開門 10.9m

樋門工 門数 6門 (幅24.0m×高7.5m)

開門工 1ヶ所 2門 (幅8.0m×高7.0 (湾側), 6.1m (湖側))

開室 (幅8.0m×長29.0m)

児島湾締切堤防は、現在一般通行、高压電力ケーブル、電話線、水道管など他目的使用を行っている。これら他目的施設の使用を中止することはできず、現在設置しているままの状態で行くため、湾側と湖側の2期工事に分けて施工することとした。

湾側、セル21基 (国債第1期工事 昭和59~63年度)

湖側、セル15基 (国債第2期工事 昭和64~66年度)

をもって樋門工事を完了する予定である。

### 3. 仮締切工法の検討

本仮締切工は、工事期間中、堤防の代替施設となるため、高い信頼性が要求される。また基礎地盤が非常に軟弱 (N値<5、層厚15~20m) でもある。このような条

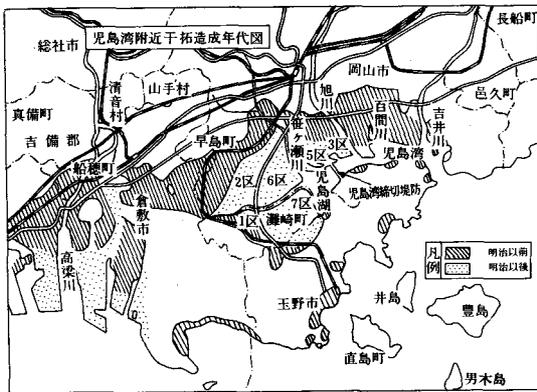


図-1 位置図

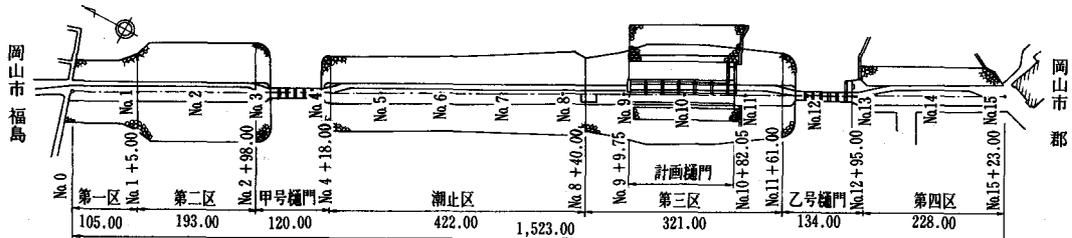


図-2 児島湾締切堤防平面図

\*中国四国農政局岡山海岸保全事業所

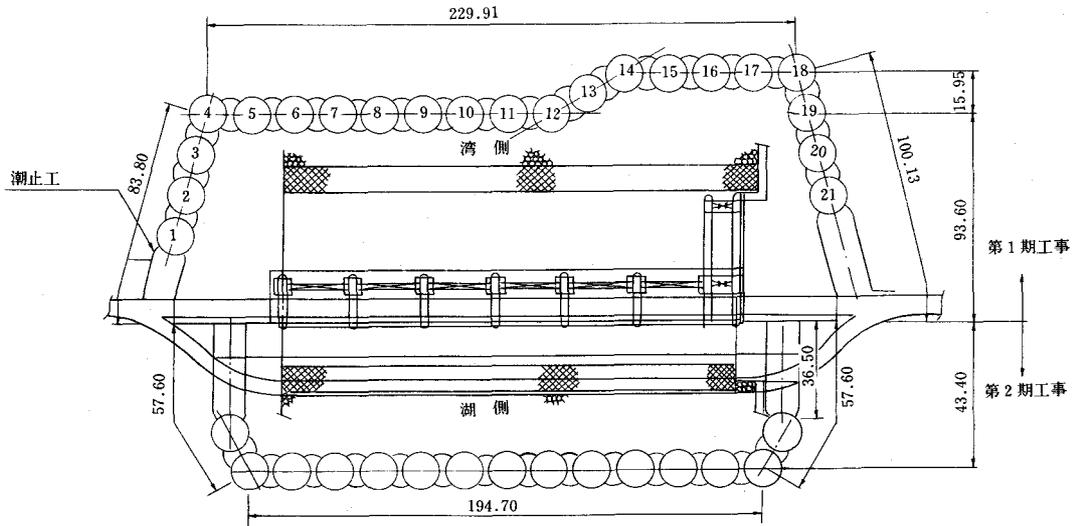


図-3 仮締切計画平面図

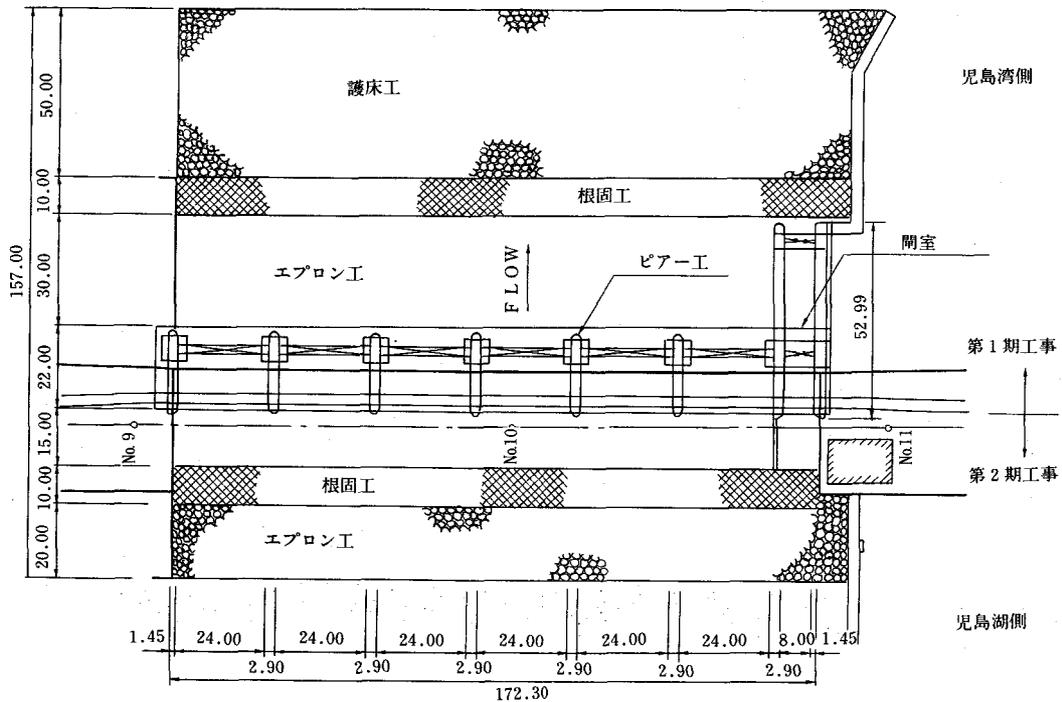


図-4 児島湖樋門平面図

件下での仮締切工法として、築堤工法、鋼矢板二重締切（地盤改良併用）工法、鋼管矢板二重締切工法、セル式締切工法、等について検討した結果、安全性、経済性等よりセル式締切工法を採用することと決定した。

採用するセル式締切工法の内容及び特長について次に記すこととする。

#### 1) セル式仮締切工法

セル式仮締切工法とは、円筒形の外殻を水中に設置して、土砂で中詰を行ない、これを連結した壁体として築

造する仮締切工法である。

この工法には、現場にて鋼矢板を円形に打込む方法と、陸上にて波形鉄板または鋼板を用いて円筒形の外殻を製作し、現場に運搬して水中に設置する方法があるが、本工事では鋼矢板を円形に打込む方法を採用した。鋼矢板を打込む方法は、次のように分類される。

#### 2) 平面形状からの分類

円弧の組合せにより、円形セル、タイコ形セル、クローバ形等があるがタイコ形セルやクローバ形セルは鋼矢



不可能な場合でも施工できる。

- (5) 軟弱地盤層が介在して比較的深い所に硬い層がある場合に適する。
- (6) 各セルが独立していて安定性が良いため、締切工によく用いられる。
- (7) 中詰が完了するまでは波浪に対して弱い。
- (8) 打込み精度を要する。又ガイドリングなどの仮設に工費がかかる。

#### 4. 鋼矢板セル式仮締切工の補助工法の検討

仮締切工法の検討の項で、検討し又本事業規模等より総合的に判断した結果、鋼矢板セル式仮締切工法を採用することとなったが、当現場の地層としては、前述のごとく、軟弱地盤層が介在して比較的深い所に硬い層がある場合に属しているため、シルト層の地盤強度を増加させなければならない。その方法として次のような工法が考えられる。

##### 1) 地盤改良併用案

図-9に示すように直線矢板で円形セルを組立、仮締切を行うものであるが、セル矢板の先端は比較的硬い砂礫層に打設するため、セル矢板の安定は保てるが、上部

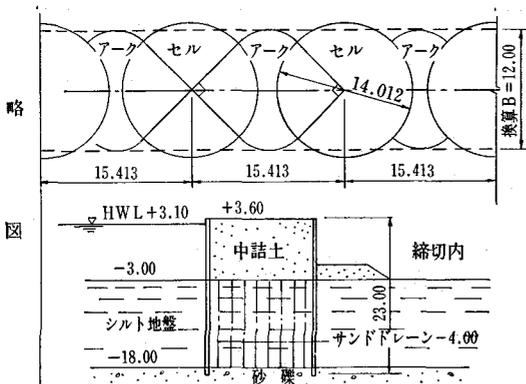


図-9 鋼矢板セル締切（地盤改良併用案）

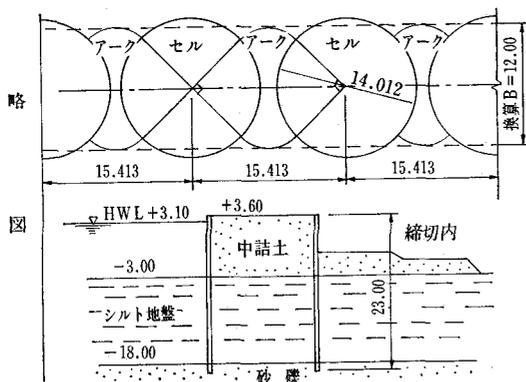


図-10 鋼矢板セル締切（プレロード案）

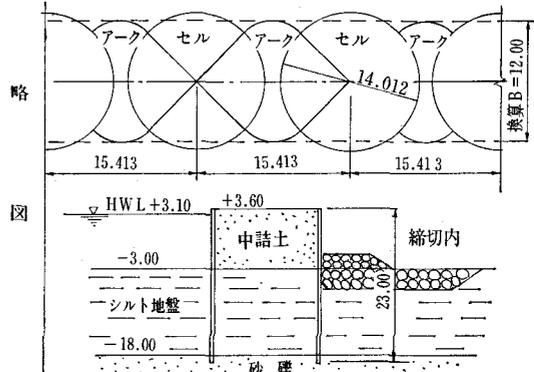


図-11 鋼矢板セル締切（根固め押え捨石案）

シルト層の処女地盤は抵抗強度が皆無に近いため、サンドマットを敷設して、サンドドレーンにより地盤改良を施工し、中詰土砂によるサーチャージが、加わった段階から急速に改良が促進されるものと考えられるが、土圧、水圧による横方向の力に対抗できるようになっていなければならない。押え盛土だけで対抗するためには、相当の日数が必要となってくる。また早急に横方向の力に対抗し、締切内地盤のすべりに対して安定するだけの地盤強度を得るためには、押え盛土部分にも、サンドドレーンを施工しなければならないこととなり、費用も高くつくこととなる。

##### 2) プレロード案

この方法は、図-10に示すように、断面の大きな押え盛土を行う工法であるが、セル内の中詰土砂および土圧、水圧等の横方向の力、すべりに対抗するだけの地盤強度が出て来るまで、自然圧密沈下を待って、工事に着手するためには、非常に長い年月のかかる欠点もある。

##### 3) 根固め押え捨石案

この方法は図-11に示すごとく円形セル矢板を組立、締切を行うものであるが、セルの先端は前記同様、洪積層の砂礫部分に入り、セル矢板の安定は保てるが、上部シルト層の処女地盤は抵抗強度が皆無に近いため、自然圧密沈下するためには、日時を要することになる。しかしながら、土圧、水圧等による横方向の力と、すべりに対抗する根固め捨石、盛土捨石を、水中工事にて掘削を行い設計断面に施工すると、セルに対する横方向の力とすべりに対抗する地盤強度は早期に発揮することが出来る。なお使用する捨石は全部現場内発生物である。

当事業所で、鋼矢板セル式仮締切工法の補助工法について色々と検討したが、最終的にはこの根固め捨石および盛土捨石による工法が、最良案であると判断されたためこの工法で施工することに決定した。

以上の検討結果により昭和59年10月より本格的な工事に取りかかり昭和61年9月まで約2年間の工期で国債第

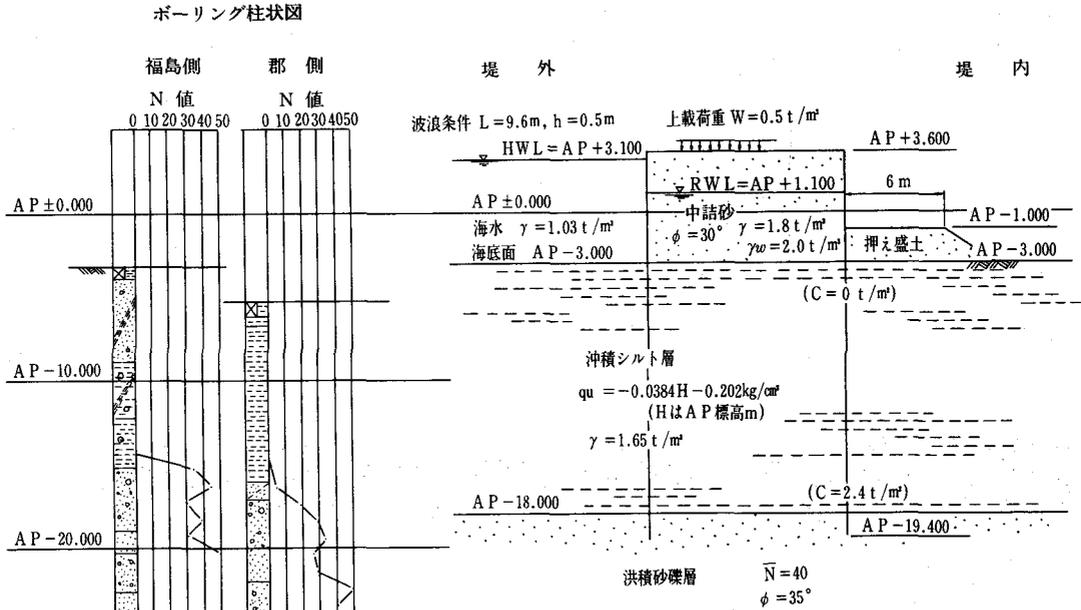


図-11' 設計条件図

1期工事の鋼矢板セル式仮締切（根固め捨石および盛土捨石）工事が完了したので、次に設計及び施工の概要について紹介する。

## 5. 設計

### 設計条件

本仮締切の設計条件は、最も危険側となる仮締切内水替直後の断面を想定し、図-11'の様にモデル化した。

なお、参考のため付近の代表的なボーリング柱状図を併記したが、海底面下1~2mは含水比100%以上となりそれより下部が、正規圧密粘土と判定される。粘着力は、 $c=0\sim 2.4\text{t/m}^2$ と、深度に比例し大となるが、 $N$ 値はいずれもモンケン自沈である。支持地盤の $N$ 値は平均40程度あり、支持地盤として十分な強度を有している。

### 1) 設計手順 (図-12)

設計手順は次図によるものとするが、以下そのフローに従い、簡単な説明を加えるものとする。

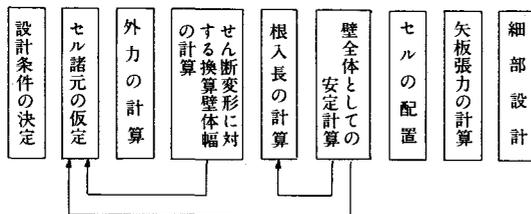


図-12 設計手順図

### 2) 外力の計算 (図-13)

先に述べた設計条件をもとに、設計外力としては次図に示す波圧・水圧・土圧（主働・受働）を考慮するもの

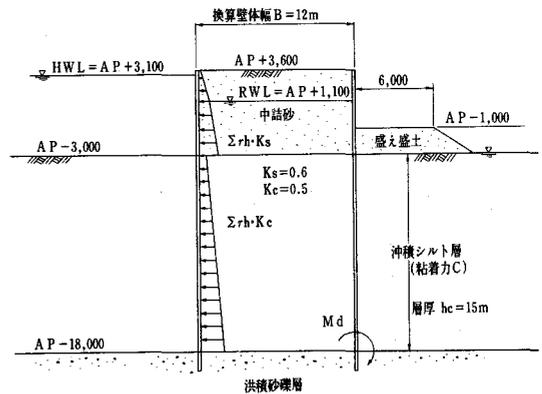


図-13 荷重図

とした。

### 3) せん断変形に対する安定性の検討

せん断変形に対する安定性の検討は、一般には海底面上にて行うが、経済性を考慮し、仮締切幅を抑えるため、洪積砂礫層根入れ部上面 (AP-18.0m) にて行なうものとし、それにて次式の関係満足させるものとした。

即ち、

$$\frac{Mr}{Md} \geq F$$

ここに、

$Mr$ : AP-18.0mに於ける抵抗モーメント (tm/m)

$Md$ : AP-18.0mに於ける変形モーメント (tm/m)

$F$ : 安全率 1.5とする。

尚、抵抗モーメントは、中詰土の大半が粘性土になる

事から次式にて算定するものとした。

即ち、

$$Mr = Mf + Ms$$

ここに、

$Mf$ : 中詰土による抵抗モーメント (tm/m)

$Ms$ : 矢板継手間の摩擦力による抵抗モーメント (tm/m)

$$Mf = \left( \sum_{i=1}^{\text{砂}} P_i \cdot \tan \phi + c \cdot hc \right) \times \frac{2}{3} B$$

$$Ms = \sum_{i=1}^{\text{全層}} P_i \cdot f \cdot \frac{2}{3} B$$

ここに、

$P_i$ : 中詰土圧の各層の合力 (t/m)

砂質土の場合  $P_i = \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j \cdot K_s$

粘性土の場合  $P_i = \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j \cdot K_c$

$\gamma_j$ : 各層の中詰材料の単位体積重量 (t/m<sup>3</sup>)

$h_j$ : 各層の中詰の層厚 (m)

$K_s$ : セル中詰の砂質土の土圧係数  $K_s = 0.6$

$K_c$ : セル中詰の粘性土の土圧係数  $K_c = 0.5$

$\phi$ : 砂質土の内部摩擦角 (deg)

$c$ : 粘性土の粘着力 (t/m<sup>2</sup>)

$B$ : 換算壁体幅 (= 12.0 m)

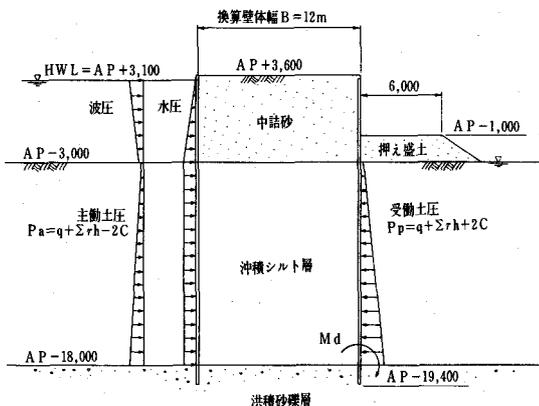
$f$ : 矢板継手間の摩擦係数  $f = 0.3$

#### 4) 矢板の根入れ長

セルに変形モーメントが作用した場合、セル前面の矢板には大きな押し込み力が働く。この為、セル前面の矢板は出来るだけ硬い地盤迄根入れし、押し込まれないよう注意する必要があるが、その押し込み力と根入れの支持力との関係は次式によるものとする。

即ち、

$$\frac{R}{T} \geq F$$



図一四 セン断変形に対する安定の検討図

ここに、

$R$ : 矢板の根入れ支持力 (t/m)

$T$ : 矢板の押し込み力 (t/m)

$F$ : 安全率 1.2とする。

$$R = (P_1 + P_2) \mu + q \cdot A$$

$$T = \sum_{i=1}^{\text{砂}} P_i \cdot \tan \frac{2}{3} \phi + c \cdot hc$$

ここに、

$P_1$ : 矢板根入れ部上面から矢板下端迄の主働土圧の合力 (t/m)

$P_2$ : 矢板根入れ部上面から矢板下端迄の静止土圧の合力 (t/m)

$\mu$ : 矢板根入れ部の土と矢板の摩擦係数

$$\mu = \tan \frac{2}{3} \phi$$

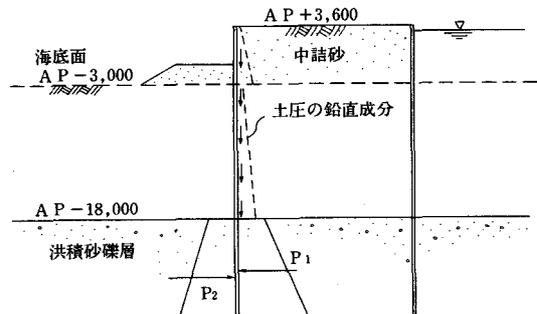
$q$ : 矢板の下端に於ける土の許容支持力 (t/m<sup>2</sup>)

$$q = 10 \cdot \bar{N}$$

$\bar{N}$ : 矢板根入れ部地盤の平均N値

$A$ : 矢板の断面積 (m<sup>2</sup>/m)

$P_i$ : 中詰土圧の各層の合力 (t/m)



図一五 矢板の押し込み力と抵抗力

#### 5) 壁全体としての安定の検討

壁全体としての安定の検討は、重力式構造物に準じて行なうものとする。

即ち、転倒に対しては、次の関係を満たすものとする。

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_0 - Md}{\Sigma W} \leq \frac{B}{6}$$

ここに、

$e$ : 偏心距離 (m)

$M_0$ : 自重による抵抗モーメント (tm/m)

$$M_0 = \Sigma W \times \frac{B}{2}$$

$Md$ : AP-18.0mに於ける転倒 (変形) モーメント (tm/m)

$B$ : 換算壁体幅 (m)

$\Sigma W$ : 中詰土有効重量 (t/m)

以上より、地盤反力は次式にて算定される。

$$\left. \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma W}{B} \times \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

今回の場合、仮締切幅が小さいため  $q_{\min} < 0 \text{ t/m}^2$  となり矢板に引抜きを生ずる結果となったが、根入れを十分取る事により対処することとした。

なお、地盤の許容支持力は、次式にて算定するものとし次式の関係为满足させるものとする。

$$q_{\max} < qa (\text{許容地盤反力 } 30 \sim 60 \text{ t/m}^2)$$

$$Q_a = \frac{1}{3} A' \left\{ \alpha K c N_c + K q N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B' N_\gamma \right\}$$

ここに

$Q_a$ : 偏心傾斜を考慮した地盤の許容支持力(t)

$c$ : 地盤の粘着力( $\text{t/m}^2$ )

$q$ : 上載荷重( $\text{t/m}^2$ )

$$q = \gamma_2 \cdot D_f$$

$A'$ : 有効載荷面積( $\text{m}^2$ )

$$A' = 1.0 \times B'$$

$\gamma_1, \gamma_2$ : 支持地盤及び根入れ地盤の土の単位体積重量 ( $\text{t/m}^3$ )

但し、地下水位以下では、水中単位体積重量を用いる。

$B'$ : 偏心を考慮した有効壁体幅(m)

$$B' = B - 2e$$

$D_f$ : 壁体の有効根入れ深さ(m)

$\alpha, \beta$ : 壁体基礎の形状係数

帯状より  $\alpha = 1.0, \beta = 1.0$

$K$ : 根入れ効果に対する割増係数

但し、根入れの大部分が軟弱粘性土地盤の為、割増を考慮しないものとし、 $K = 1.0$

$N_c N_q N_\gamma$ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (図-16参照)

$\tan \theta$ : 荷重の傾斜角

$$\tan \theta = \frac{H}{\Sigma W}$$

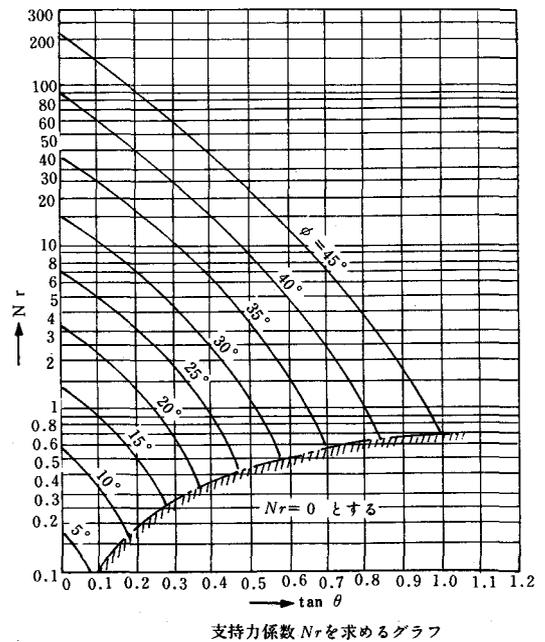
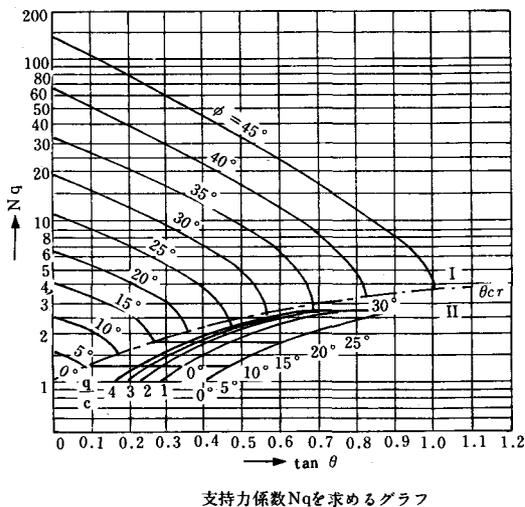
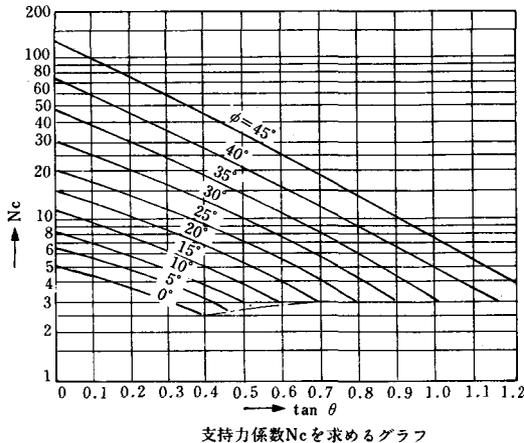


図-16 支持力係数グラフ

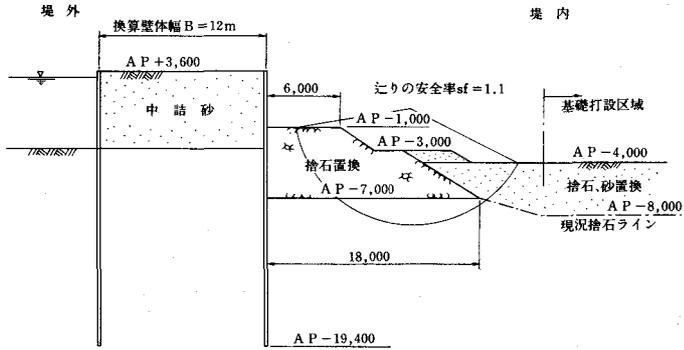


図-17 施工断面図

表-1 作業船团组织表

名称	規格・仕様	使用用途	単位	数量
起重機船	43m×18m×3m 100t吊	杭打設 矢板建込, 打込 諸材吊込	隻	1
起重機船	〃		〃	1
台船	30m×14m×22m 600t	綱矢板運搬	〃	1
台船	〃		〃	1
台船	35m×12m×25m 600t	リング等運搬	〃	1
曳船	21m×5.2m×25m 650ps	曳航転船	〃	1
揚錨船	1t吊 5t吊	アンカー転錨	〃	2
バイプロハンマー	45kw	綱矢板建込	台	2
バイプロハンマー	90kw	綱矢板打込	〃	2
ガット船	199t級	海砂運搬	隻	4
クローラクレーン	335t級 35t吊	綱矢板吊込	台	2
フェリー台船	45m×12.5m×3.0m	海砂, 捨石運搬	隻	1

H: 矢板根入れ部上面 (AP-18.0m) に作用する水平荷重(t)

6) 矢板張力の計算

矢板張力は、次式にて算定するものとする。

$$T = \left\{ \left( \sum_{j=1}^n r_j h_j + q \right) K_i + \gamma_w h_w \right\} R$$

ここに

T: 矢板張力 (t/m)

YSP-Fの場合  $Ta=150t/m$  である。

$K_i$ : 中詰の土圧係数  $K_i=0.6$

$\gamma_w$ : 海水の単位体積重量 (=1.03t/m<sup>3</sup>)

$h_w$ : セル内と前面との水位差

R: セル半径 (=7.006m)

q: 上載荷重 (=0.5t/m<sup>2</sup>)

7) 施工時の検討

以上の設計に基づき、施工を開始したが、詳細な追加

調査の結果、堤内の構造物基礎杭打設区域の現堤体捨石が、予想以上に深いと判断されたため、その撤去時の安定の検討を詳細に行ない、かつ、捨石の有効利用を考慮し図-17断面を採用するものとした。

6. 施 工

1) 作業船団

作業船団の組織と、その施工区分についてまとめると表-1となる。

2) 施工順序

施工順序図を図-18に示した。以下そのフローに従う簡単な説明を加えるものとする。

3) 支持杭打設

支持杭 (φ 600×9t) 打設位置近傍にH鋼杭 (H-350) を打設し、直角な二方向よりトランシットにて視準しな

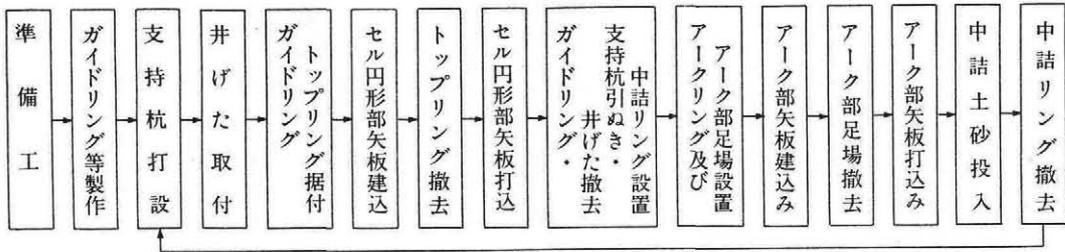


図-18 施工順序図

がら導材を設置した後、正確に支持杭を打設する。

**4) 井桁取付**

支持杭打設後、導材を撤去し、支持杭の所定の位置にブラケットを取付け、井桁を据付ける。

**5) ガイドリング・トップリング据付**

井桁上に正確にガイドリングを据付けた後、支持杭の所定の位置にブラケットを取付け、正確にトップリングを据付ける。

**6) セル円形部矢板建込**

ガイドリング・トップリングの据付完了後、双方に鋼矢板の割付け目盛をマーキングし、案内矢板 ( $l=10\text{m}$ ) を8ヶ所取付ける。その後、案内矢板を中心に左右交互に鋼矢板を建込むが、建込みに当っては、鋼矢板が長尺 ( $l=23\text{m}$ ) のため、起重機船にクローラクレーンを搭載し二点吊りするとともに、気象条件 (風速  $7\text{m/sec}$  以上では施工不能) に十分注意し、トップリングより1m程度高い位置 ( $AP+9.000$ ) 迄、建込みを行なう。その際、必要に応じて、パイプロハンマー  $45\text{kW}$  を使用する。

**7) トップリング撤去**

**8) セル円形部矢板打込み**

案内矢板を抜き換え、矢板建込みが完了した後、トップリング、ブラケットを撤去し、矢板打込みを開始する。打込みに当っては、パイプロハンマー  $90\text{kW}$  を使用し  $2\sim 3\text{m}$  程度毎の屏風多段打ちにて、所定の天端 ( $AP+3.600$ ) 迄打下げる。

**9) ガイドリング・井桁撤去**

**10) 支持杭引抜き、中詰リング設置**

セル円形部矢板の打込みが完了した後、ガイドリング・井桁を撤去し、台船上に仮置きする。更に、支持杭を引抜いた後、速やかに中詰リングを設置する。

**11) アークリング及びアーク部足場設置**

**12) アーク部矢板建込み**

アーク部足場支持杭 (H-350) を打設した後、アークリング及びアーク部足場を設置し、両サイドのT型矢板近傍より、左右交互に、 $AP+9.000$  程度迄、矢板の建込みを行う。

**13) アーク部足場撤去**

**14) アーク部矢板打込み**

両サイドのアーク部矢板建込み完了後、足場を撤去し  $2\sim 3\text{m}$  程度毎の屏風多段打ちにて、所定の天端 ( $AP+3.600$ ) 迄、矢板を打下げる。

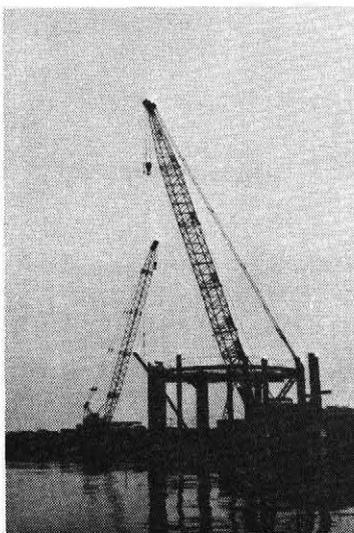


写真-1 セル円形部矢板建込状況

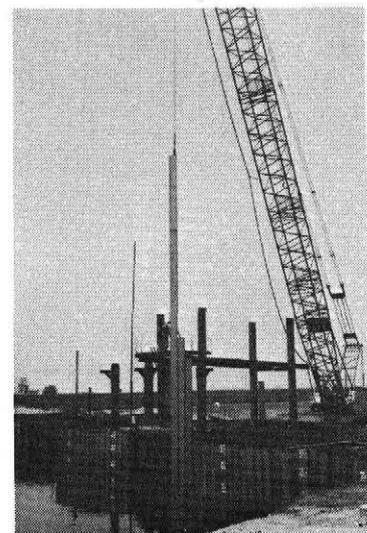


写真-2 アーク部矢板建込状況



# 泥水加圧シールド工事の施工管理について

小林 邦輔\* 手塚 秀利\*\* 富永 衛\*\*\*

## 目 次

はじめに.....	19	4-1 路線測量の自動化.....	23
1. 埼玉合口二期事業の概要.....	19	4-2 シールド機の制御.....	24
2. 泥水加圧シールド工法について.....	19	4-3 掘進管理の自動化における今後の課題.....	24
3. 掘進管理の推移.....	21	5. 裏込め管理.....	25
3-1 掘進管理の実情.....	21	5-1 裏込め注入.....	25
3-2 掘進管理の自動化.....	22	5-2 裏込め注入試験.....	25
4. 路線管理の一元化.....	23	おわりに.....	27

## はじめに

埼玉合口二期事業は、埼玉県東南部及び東京都足立区の一部に農業用水（慣行水利権量44.633m<sup>3</sup>/s）として供給している見沼代用水路を改修し、農業用水の安定供給と水利用の合理化を図り、地域農業の発展に資するとともに、この事業の施行により新たに利用可能となる水量約3.1m<sup>3</sup>/sを埼玉県と東京都の水道用水に供給可能ならしめるものである。

転用する水道用水は、利根大堰の取水地点から、見沼代用水の基幹線水路及び西縁幹線水路を流下し、新設する荒川連絡水道専用水路を通じて、荒川へ注水される。荒川連絡水道専用水路の路線周辺は都市化にともなって、ビル・マンション等が近接していること、及び水路路線の大部分が県道並びに大宮、与野市道下にあるため、

交通量も多い。また、その道路下にはガス管並びに上下水道管等地下埋設物も数多く存在するとともに横断排水路等も点在している。このような背景をうけて、当該水路工事においては泥水加圧シールド工法を採用することとなった。ここでは、昭和57年度から着工した泥水加圧シールド施工区間7.7kmのうち、現在6.5km（6工区分）を完了した当工事における一次覆工の工事実績に基づき、掘進管理・路線管理の自動化及び裏込め材の施工管理を中心に、シールド工事の施工管理について記述する。

## 1. 埼玉合口二期事業の概要

埼玉合口二期事業の概要は表1-1の通りである。荒川連絡水道専用水路の諸元は以下のとおりである。

- 路線始点 埼玉県大宮市天沼町地内
- 〃 終点 埼玉県大宮市西遊馬地先
- 路線延長 約8.9km（内シールド区間7.7km）
- 埋設深さ 地面前約10～18m
- 路線の地上状況 国道、県道、地方道、一級河川並びに国鉄線
- 送水量 最大約3.1m<sup>3</sup>/s
- 一次覆工 鋼製セグメント 外径φ2,950mm
- 二次覆工 水道用鋼管 内径φ2,000mm

## 2. 泥水加圧シールド工法について

この工法は、粉末粘土を主成分とした泥水を加圧し、切羽面での安定を保ちながら、機械掘削を行うものであり、従来の圧気シールドの原理と類似したものと言える。

泥水は地上のプラントで作泥した後、切羽面に圧送し切羽面の安定を保ちながらシールド機の Cutter によっ

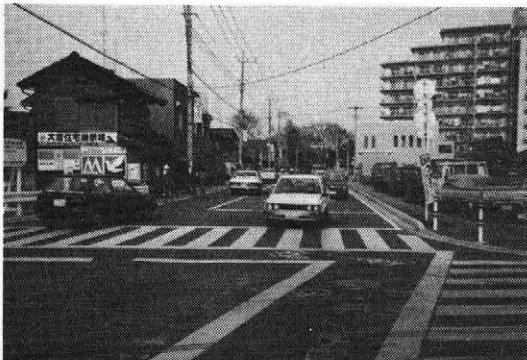


写真-1 道路下（約15m）を通過する

\*水資源開発公団埼玉合口二期建設所  
 \*\* 〃 霞ヶ浦用水建設所  
 \*\*\* 〃 本社

表1-1 埼玉合口二期事業の概要

水路名	用途	最大通水量	延長	構造	附帯構造物	
基幹線水路	共用	約43.5m <sup>3</sup> /s	約31.7km	開水路	水位調節ゲート 八間堰、十六間堰の改修、柴山伏越 1カ所 放流工2カ所	8カ所
西縁幹線水路	共用	6.9	10.6	開水路	水位調節ゲート 放流工	2カ所 1カ所
東縁幹線水路	農水	4.8	6.2	開水路	水位調節ゲート	2カ所
荒川連絡水道 専用管路	上水	3.1	9.0	管水路	揚水機工 注水機工	1カ所 1カ所
計			57.5			

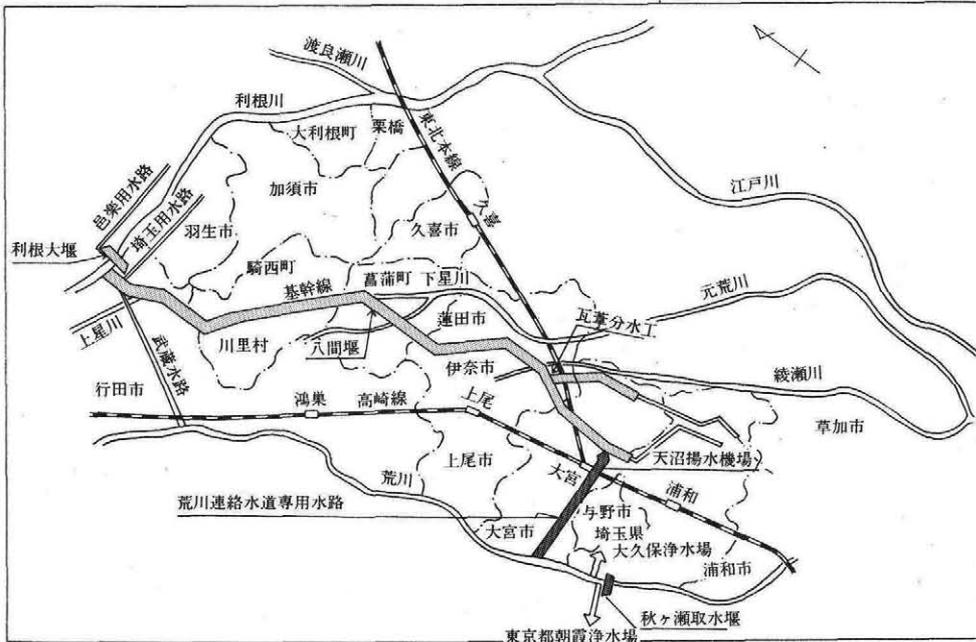


図1-1 荒川連絡水道専用管路位置概略図

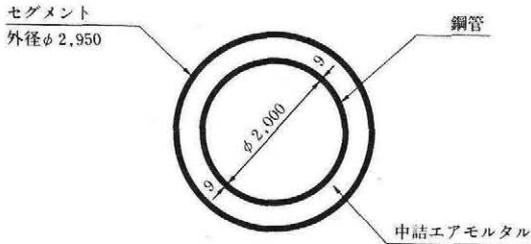


図1-2 シールド区間断面図

て掘削する。掘削した土砂は、シールド機のチャンバー内で泥水と混合され地上に返送される。その泥水は、振動スクリーンと呼ばれるフルイ分け装置を通過させ、74μ以上の砂礫を取除く。残りの泥水は調整槽へ送られ、比重、粘性を土質に適合するように調整した後、再び切羽へ送られる。

また、調整後、必要とされない泥水（余剰泥水とい

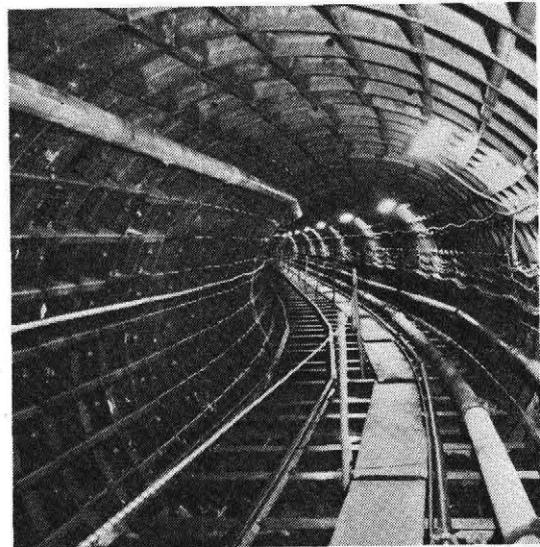


写真-2 一次覆工 (R=60)



写真-4 処理プラント

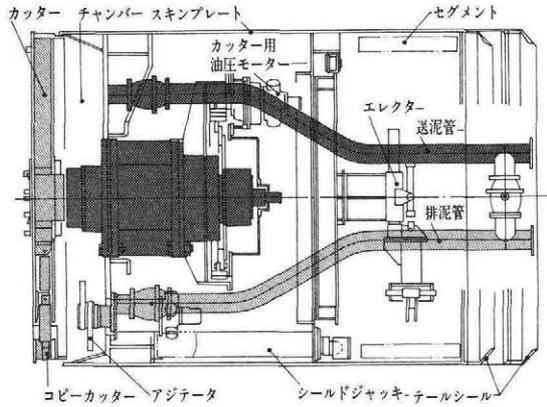


図1-3 泥水加圧式シールド機

う。)は、凝集剤を添加し、微粒子をフロック化させた後、フィルタープレスによって脱水し、ケーキ状にして搬出される。フィルタープレスで脱水された水は炭酸ガス等で pH 調整し排水される。

ここで泥水加圧シールド工法の特長を述べると、

- ① 泥水の管理、輸送、処理の面で技術が進歩したことから、省力化が図られ、かつ施工管理の面に優れている。
- ② 機械の性能の向上によって掘削断面への適用範囲が広がった。
- ③ 排泥処理技術の高度化により、適用可能な地盤の範囲が拡大された。

などの優れた点があげられる。

このため、現在では、シールド工事全体の約35%が、泥水加圧式シールド工法により施工されている状況にある。

### 3. 掘進管理の推移

#### 3-1 掘進管理の実情

##### 3-1-1 掘進管理の課題

泥水加圧シールドを施工するに際し、切羽の安定をいかに保つかが、施工管理上の課題の一つである。

このためには掘削土量を正確に、かつ、リアルタイムに把握することが重要である。切羽の崩壊現象は、シールド機前方の土砂取入口への流入として表われ、ひいては地表の地盤沈下につながる。切羽の崩壊現象をみると自然含水比が液性限界に近い粘土層か、ごく軟弱なシルト層等に多くみられる。砂質土地盤では、泥水中の分子によって切羽面に形成される泥水膜が不完全となり、逸泥、圧力低下が起きやすくなる。

地盤沈下の原因に掘進管理と裏込め管理の二要素があるが、ここでは、掘削管理の要因について記述する。

掘進管理での沈下の要因としては、次のようなことが考えられる。

##### ① 塑性変形

切羽面の地山の弾性変形が、塑性域にまで及んだ場合。

##### ② 余掘り

曲線部の施工は機械の機能上、ある程度の余掘りは避けられないため、空洞が生じ地山を緩める。

##### ③ シールド機周辺の地山のかく乱

シールド機のスキンプレートと地山との摩擦抵抗により、地山をかく乱する。

このように掘進管理においては、設計に従った構造物の構築とともに都市土木の観点から周辺への影響を極力抑えることが必要とされている。また、この中において建設コストの低下をもたらす作業効率の向上、省力化も重要な課題である。

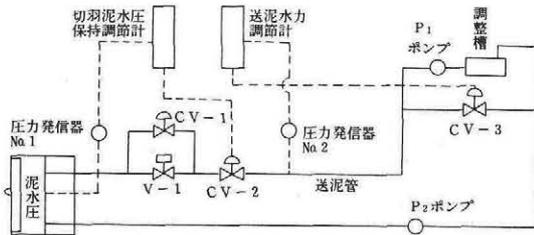


図3-1 泥水圧力管理フロー図

### 3.1.2 掘進管理の要点

掘削管理の要点としては、これまで述べてきた切羽の安定、地盤沈下の防止を主眼として考えると第1に掘削量の管理、第2に路線線形の維持があげられる。

安定した掘削量を保持するためには、適正な切羽泥水圧とジャッキ推力及び安定した泥水性状の管理が最も重要とされている。

切羽泥水圧は、送排泥水の圧力差を管理することになる。排泥に使用するポンプ（P2）は、排泥管内に土砂による閉塞を起さないよう一定の流速を維持する必要がある。このため送泥に使用するポンプ（P1）の運転操作は切羽泥水圧を維持する制御を行なう。泥水圧は、掘削深さにおける土圧と水圧の総和に、各機関や他事業の実績等から実験的に得られた $0.2\text{kg/cm}^2$ の与圧を加えたものとした。この圧力を測定する圧力計は、シールド機にもうけられたチャンパー（取込み土砂のかくはんと泥水を切羽に供給する区間）に設置されている。この測定値を基に送泥ポンプの自動調節が行なわれ、適正な泥水圧が維持される。

泥水加圧シールド工法では、掘削土砂の搬出を流体輸送の方式によって行なうため、坑内で掘削土量の直接の計量は不可能である。このため掘削土量の把握には、送排泥の流量と密度を逐次測定し、排泥流量と密度の積と送泥流量と密度の積の差より、排泥流に含まれる掘削土砂の流量と密度の積を算出する。これを、あらかじめ土質調査ボーリングで得た掘削深における土層の土粒子の真比重で除して、掘削土砂の重量を得る。（この重量を掘削乾砂重量という）。実際の掘削管理上では、シールド機の断面積に単位掘進距離と土粒子の密度を乗じて求まる理論掘削乾砂重量で、実測された掘削乾砂重量を除し、百分率で換算することにより掘削量を把握している。

### 3.1.3 管理限界

シールドトンネルの掘進管理においては、これまで述べてきたような項目を地上に設けた中央制御室で集中的に制御するようになっている（写真-6）

しかし、施工管理の向上を図るうえで、まだいくつかの問題点が残されている。その内容は掘削システムにおける機械の精度、システム運用方法についてである。機械の精度については、計測機器自体にそれぞれ精度差が

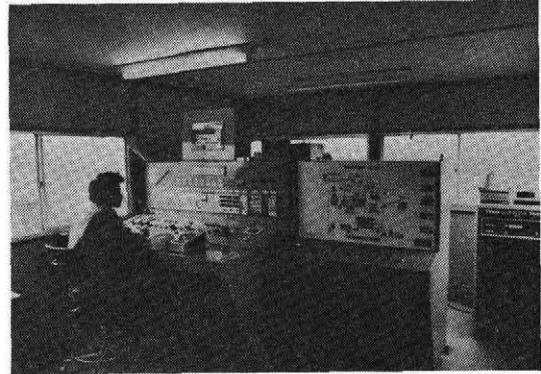


写真-6 中央制御盤

ある。そのため、掘進管理の指標となる掘削乾砂量の算出結果に5%程度の誤差として現われる。

また、掘進管理に必要な土質常数の設定は、調査ボーリング結果から得られた数値を採用する。これまでのシールドトンネルの多くは、下水道工事、地下鉄工事等の都市土木に採用されている工法であることから、路線周辺状況や経費等を考慮して、調査ボーリングの区間は200~300m程度の施工とし、土質状況を把握していた。

このことから、ボーリング施工位置以外の区間の施工管理は、やはりオペレーターの経験と勘が重要視された。

さらに掘削土砂の排出量管理において、その掘削量が適正かどうかは、オペレーターの判断のみに頼らざるを得なかった。

## 3.2 掘進管理の自動化

### 3.2.1 現状における掘進管理の状況

これまでの掘進管理においても、シールド機械に設置されている推進ジャッキの使用本数、推力、泥水圧、切羽圧及び掘削乾砂量等のデータを収集していたが、その管理データは1リング(90cm)単位のみとされていた。

このことから、データを総合的に検討し、リアルタイムに掘削システムの制御に生かすことまでは出来ていなかった。

近年、コンピューターの普及によって、高性能機器を安価に利用可能となったことから、これを掘進管理に導入し効率化、省力化等を図りつつ、データを総合的に検討することを考案した。

コンピューターの導入の最大の利点は、大量のデータを統計的に処理することにより、予測値や限界値の設定を逐次把握できることにある。

### 3.2.2 機器構成

掘削システムの管理に必要なデータの内容は3.2.1に示した使用ジャッキ本数等をコンピューターへ入力しデータギャザリング装置に集められ一時整理し保存される。そのデータをパソコン側へ伝送する。パソコンでは、

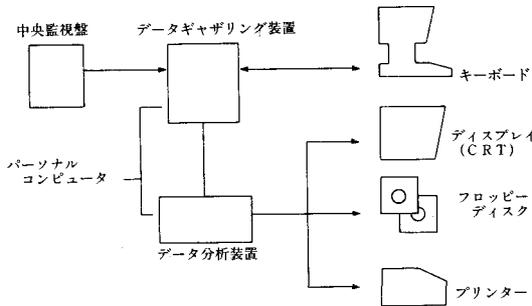


図3-2 掘進管理自動化機器構成

受けたデータを掘進システム適正管理プログラムに従って処理させ、ディスプレイ (CRT) とプリント紙へ出力し管理した。コンピューターに設けたキーボードでは、土質常数值等の設定値変更や規格値を超えた場合における警報にとまらう対応等の操作を行う。

### 3.2.3 コンピューター管理における特長

出力の表示は、ジャッキ推進中においても、各項目のデータ処理を行うことが可能なことから、掘削状況を表現できることから施工精度の向上が図られる。

また、掘進が終了したデータを出力することによって、次の予測値の判断が容易となった。

## 4. 路線管理の一元化

### 4.1 路線測量の自動化

#### 4.1.1 坑内測量

シールド工において、品質管理上最も大切なことは、一次覆工の線形をいかに設計どおりに施工するかである。坑内以外には、測量の基準点が設置できない為、測量は慎重に行なうこととなる。

坑内測量は、地表面における計画時の中心線及び縦断

測量を確認した後、以下の手順にて行なう。

- ① 地表面の中心線及び水準点の坑内導入測量。
- ② シールド機の位置測量。
- ③ シールド掘進に伴う、坑内測点及び基準点設置測量
- ④ 観測孔による検測測量。
- ⑤ 貫通後の全線測量。

坑内測量で施工上重要なものは、先に述べた①、②、③である。また、この中でも②のシールド機の位置測量は、施工管理・品質管理上とくに影響することから、最も重要な要素であるため、その測量頻度は高くなる。位置測量の方法は、坑内に設置したトラバース点にトランシットを据え、後方のトラバース点より所定の偏角を振って前方シールド機における前後の2定点を視準する。これに、あらかじめシールド機内に設けた傾斜計によりシールド機のローリング量を求め、シールド機位置の確定をする。次に、レベルによって同様にシールド機内の2定点を計測し、シールド機のピッチング (上下方向) を求める。測量作業中は、場所的な制約から、セグメントの搬入、組立といった掘進作業ができなくなる。また、測量の結果を検討し、次の掘進方向の指示をシールド機の運転者に伝えなくてはならない。この為、1回の測量は、その検討も含め30~40分程かかるので、掘削作業を先行させ、その休憩時間に測量を行なうといった形態をとってきた。

#### 4.1.2 自動測量

近年、都市の複雑化に伴い、より高い測量精度が要求されて来ている。こうした中で、施工精度の向上と作業の効率化・省力化を図る手段として、測量の自動化が考案されてきた。

ここでは、一例として下記の組合せによる測量装置を

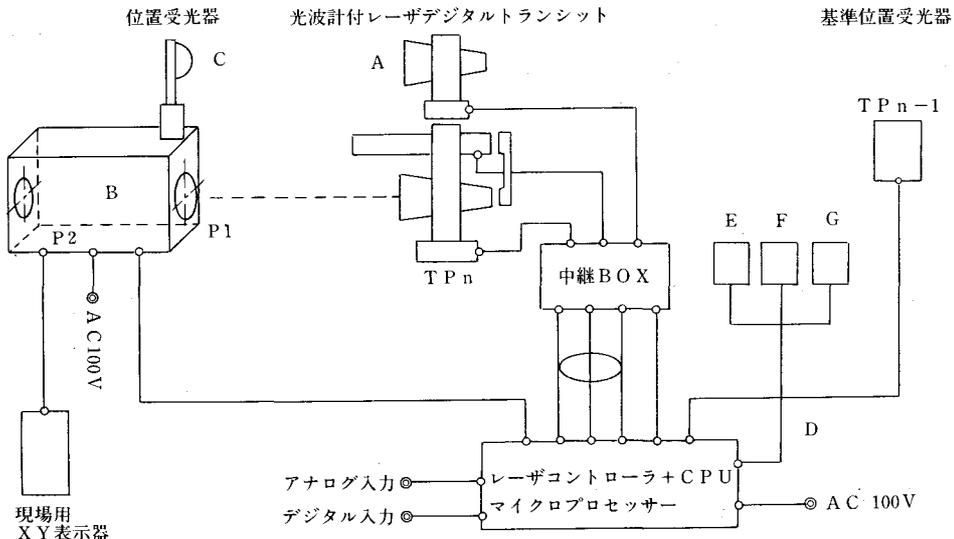


図4-1 シールド位置自動測定システム構成図

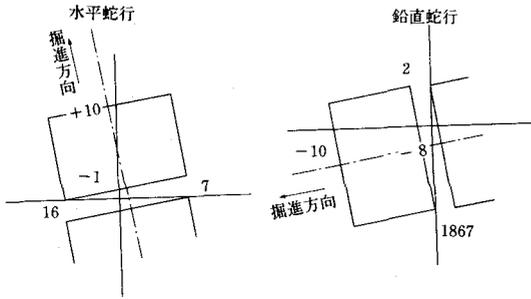


図4-2 ディスプレーに出力されたシールド機姿勢図

例にとり述べる(図4-1)

- Ⓐ サーボモーター付レーザートランシット
- Ⓑ レーザー受光器
- Ⓒ 位置受光器(光波計)
- Ⓓ 主及び制御コンピューター
- Ⓔ ローリング計
- Ⓕ ピッチング計
- Ⓖ ジャッキストローク計

この方式は、シールド機本体に固定の受光器を取付けておく。この受光器を追尾していくように、サーボ付レーザートランシットを操作してゆき、このトランシットの示す垂直、水平の偏角の値でシールドの位置を表わすものである。この値と主コンピューターに記憶された計画路線の諸元のデータとの比較によって、自動測量装置からの測定データを解析して、その結果を出力し施工管理に反映させる。図4-2にシールド機の姿勢の図化例を示す。

シールド機の進路設定に用いる位置測量は、自動化システムを導入したことによって、非常に高い精度と効率化が図られるとともに高度な施工管理が可能となった。

#### 4.2 シールド機の制御

##### 4.2.1 方向制御

これまで、シールド機の中心線に対するズレの修正、すなわちシールド機の方向制御は、土木技術者の位置測量の結果を受けて、シールド機の運転者が自分自身の経験と勘によって推進ジャッキの選択を行なってきたが、コンピューターで測量データの処理ができるに及んで、処理後のデータを利用し、シールド機の方向制御の自動化が可能になった。

##### 4.2.2 方向制御量

方向制御量は、測定された掘進機の現在位置より5リング分シールド機が前進した位置で、計画路線上にシールド機が到達すべき1リング当りの方向変化量を主コンピューターで解析する(図4-3)。

##### 4.2.3 方向制御の方法

方向制御の方法としては以下のとおりである。

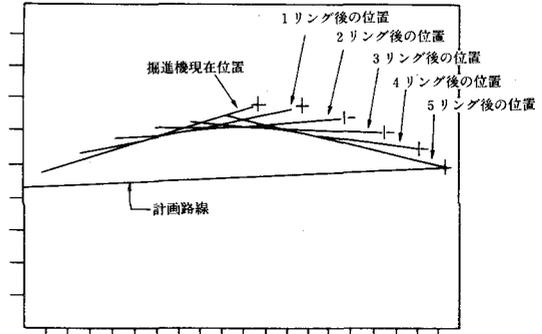


図4-3 シールド機の掘進方向制御の解析モデル

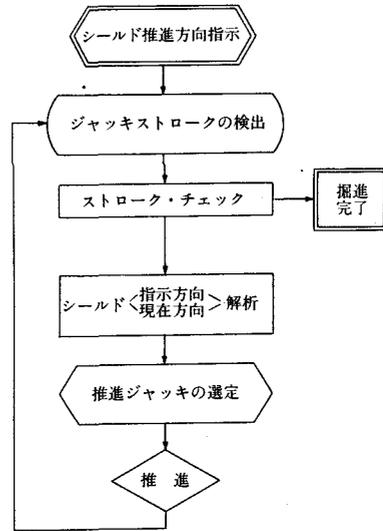


図4-4 方向制御システムフロー図

- ① シールド機の天・左・右の3ヶ所の推進ジャッキのストロークを測定。
- ② 前項によって、既設セグメント面を基準としてシールド機の現在方向の確定。
- ③ 主コンピューターで解析された1リング当り方向変化量を、水平角・鉛直角として方向制御コンピューターへ伝送する。
- ④ シールド機の現在方向と目標方向を対比解析する。
- ⑤ 方向制御に適した推進ジャッキの選択をする。

これをフローチャートにすると、図4-4のようになる。方向制御では、このループを数回繰り返して、計画線形に修正することになる。

方向修正は、ジャッキの制御によって行なうが、制御方法もストローク制御、推力制御、ジャッキ数制御とあり、効率、コスト、現況機器への適合性から、ジャッキ数制御が一般的である。

#### 4.3 掘進管理の自動化における今後の課題

掘進管理を自動化することにより、今までよりさらに

綿密にデータの分析ができるようになり、またそれを高度に解析することで、取扱い者の勤と経験に頼っていた部分をかなり定量化する事ができたと思われる。しかし今後解決すべき点として以下のようなものがある。

第一に、コンピューターでの計算条件の設定が必要であることである。例えば、土粒子の真比重、泥水圧の設定などあらかじめ土質資料による入力が必要であり、コンピューターの分析の精度も大きくこれに左右される。この為、コスト面も含めどの程度の精度が常数值に必要か、数多くの自動管理による施工例を集積していかなければならないと思われる。

第二には、コンピューターによる解析結果等の信頼性を、どのように管理するかである。現在、現場では、従来の管理方式を並行して行ない、コンピューターによる掘進管理の信頼性を評価しているが、これも施工例を重ねることによって解消されていくものと思われる。今後の、シールド工事における掘進管理には、このようなコンピューターによる自動管理が数多く採用されることが見込まれるため、機器の精度の向上と相まって掘進管理の信頼性も深まると思われる。

## 5. 裏込め管理

シールド工事による地盤沈下は、地山によって大きな差があり、完全にこれを避けることは難しいが、表面沈下を最小に押え、地上にある道路あるいは家屋への被害を発生させないことである。このためには、テールポイドによる地山の乱れや緩みに対し、この領域拡大防止に有効な裏込め材料、工法の選定が必要であるが、裏込め管理が適正でないと地盤沈下を生じる。裏込め管理から見た沈下の原因として下記の事項が推定される。

- ① シールド径（外径 $\phi 3,100\text{mm}$ ）とセグメント径（外径 $\phi 2,950\text{mm}$ ）の差から生ずる空隙（テールポイド）による沈下。
- ② 曲線区間における余掘りによる沈下（ $R=100\text{m}$ の時約 $40\text{mm}$ ）。
- ③ 注入完了から硬化までの時間（モルタルで8～9時間）内に起こる地山の崩壊、弾性変形による沈下。
- ④ 土被り及び土質構成と、これに対応する注入材との関係。

これらに対処するための裏込め注入は、地山の緩みを防止するとともに、セグメントリングの早期安定や漏水の防止など、シールド工事には欠く事の出来ない重要な工種である。

当工事のシールド路線上は、ほとんどが交通量の多い道路であるほか、ガス管・上下水道管・電気通信設備などの埋設物が多く、また、国鉄高架線が横断していることから、裏込め材の注入試験を行ない、後続の工事の裏

込め管理に役立てた。

### 5.1 裏込め注入

#### 5.1.1 裏込め注入工法

裏込め注入工法は、注入方法の違いから

##### ① 同時注入

ジャッキのストロークと連動させて、推進しながらテールポイドに注入を行なう方法。

##### ② 即時注入

推進後、速やかにセグメントからテールポイドに注入を行なう方法。

の2通りに分けられる。また、注入材料から

① 豆砂利とモルタルを分離注入する方式。

② 豆砂利コンクリートを注入する方式。

③ モルタル系材料を注入する方式（一液型）。

④ 瞬結系薬液を注入する方法（二液型）。

等に分類される。一般に、シールド通過後、肌落ちの生ずるまでに余裕のある地山には①、②を、直ちに崩壊の恐れがある地山には③、④の方式が採用されている。

また、特殊な例としては、セグメントを拡張したり、セグメント背面に注入袋を設けるなどの方法もある。

注入作業は、あらかじめセグメントに取りつけられている注入口に注入管を接続し、 $2\sim 3\text{kg/cm}^2$ の圧力で、注入を行なう。

注入材は、立坑周辺の作業基地に混合プラントを設け、ここで混合した注入材を、ポンプ圧送または専用トロで後続台車まで運搬し、後続台車に取り付けた注入ポンプにて注入する。

#### 5.1.2 二液型注入材

一般に使用されている材料は、A液とB液によるものであるが、A液は、主にセメントあるいはスラグ系硬化剤による難溶性アルカリ剤で、B液は、シリカゾル溶液である。このA液にB液を作用させると、セメント粒子の表面にシリカゲルを析出して凝集するという特異な反応を起こす。

### 5.2 裏込め注入試験

#### 5.2.1 試験方法

当工事におけるシールド通過付近の地層は緩く、かつ砂層ではシルト分をほとんど含まないため粘着力が期待できない。それゆえ、わずかな振動に対しても液状化の恐れがある滞水砂層と考えられ、シールド機のテール部がセグメントを離脱すると同時に上部の崩壊が起きている。これに対処するためには、瞬結系薬液の裏込め材を同時注入する工法が沈下防止対策として最も効果的であることは明らかであるが、当工事においては、シールド路線が道路下である事や経済性などを考慮し、即時注入を採用した。

そこで、注入材料の硬化時間の差が、沈下量にどのような影響を与えるかを把握するため、周辺に影響が及ばな

表5-1 一液型材料配合表 (1m<sup>3</sup> 当り)

名称	セメント	フライアッシュ	ベントナイト	砂	水
数量	150kg	50kg	100kg	0.47m <sup>3</sup>	0.423m <sup>3</sup>

表5-2 二液型材料配合表 (1m<sup>3</sup>当り)

		単位	1 工 区	2 工 区	3 工 区	備 考	
A	主 剤	セメント	kg		200	300	
		カルメント	〃	250			
	骨 材	助 剤	〃	90			
		フライアッシュ	〃			50	
		ベントナイト	〃			100	
		砂	m <sup>2</sup>			0.35	
		ウラゴメール	kg			10	
		粘 土 S	〃		100		
		添加剤	完 定 剤	〃	2	2	
	保 進 剤		〃		25		
液	水	ℓ	871	786	390		
B 液	急 結 剤	ℓ	100 (TG剤)	100 (グリーンバック)	100 (グリーンバック)		

表5-3 裏込め材料強度比較表

一軸圧縮強度	材 料 単位：kg/cm <sup>2</sup>					
	1 日	3 日	1 日	3 日	7 日	28 日
1 工 区	0.2~0.5		5~8			10~30
2 工 区		1.1	3.5	4.8	9.8	

い発進部分において、一液型と二液型材料による注入試験を3工区で、下記事項を標準仕様として実施した。

- ① 調査範囲はシールド発進部分で、一液型及び二液型をそれぞれ50m程度実施する。
- ② 一液型の注入材は、砂モルタル系で設計による配合(表5-1)とし、二液型の注入材は急結材とするが、配合は各社の実績に基づき行なう。ただし、瞬結であることを目的としているため、注入材が水に希釈されることなく短時間で強度が出ることを条件とする(表5-2)。
- ③ 注入圧力は、地表面への影響が生じない範囲とし、注入圧力約2kg/cm<sup>2</sup>、注入量130%程度を目標とする。
- ④ 地表面に観測点を設け、原則として毎日測定する。

#### 5・2・2 試験結果

配合・注入圧・注入率について、試験の標準とはそれ

ぞれ若干の差があったが、土質に対する適応性を考慮し現場にて対処した。全く同レベルの試験とはいかなかったが、一液型と二液型とでは、各工区とも後者の方の沈下量が前者に比べ約1/2となっており、二液型裏込め材の沈下に対する防止効果が非常に大きいと評価された。

そこで、後続の工事については、ガス管等が埋設されている箇所や重要構造物が横断している所は極力沈下を押えるよう二液型の裏込め材を採用することとした。

#### (1) 沈下量

各工区における一液型及び二液型の沈下量は表5-3のとおりである。ここで、各工区の平均沈下量を比較してみると、2及び3工区に比べて1工区が約2倍沈下している(図5-1参照)。これは、1工区が他工区に比べ、シールド上部に粘性土を狭んでいないことが原因で、裏込め材が硬化するまでの間に、上部の砂が崩壊して沈下量が大きくなったと思われる。

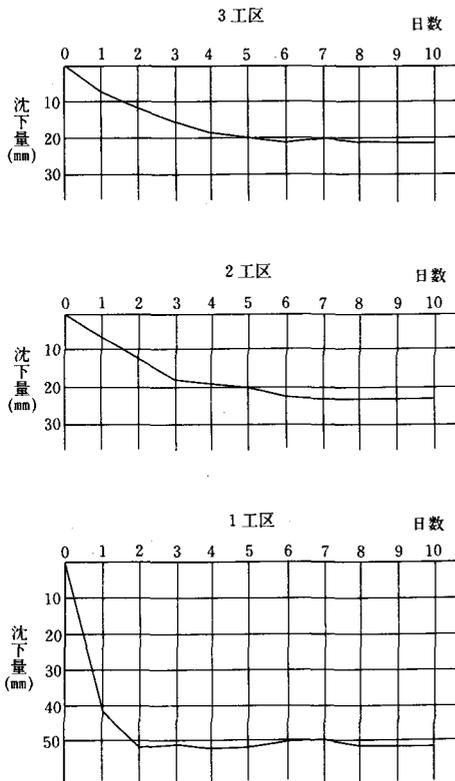


図5-1 各工区別地盤沈下量の経時変化

(2) 沈下量の経時変化

沈下量の経時変化を比較すると、1工区の地表面沈下は、他工区に比べシールド機通過後急激に沈下し2~3

日程度で収束している。2及び3工区では、シールド機通過後徐々に沈下が始まり約1週間で収束している。これは、土質による違いが明らかに出ており、前者は、上部まで砂層のため自主性に乏しく、急激で短期的な沈下形態となっており、沈下量も大きい。これに比べ後者は、上部粘性土層がある程度自立しており、それが徐々に弾性変形を起こすために沈下量も少なく、期間も長くなっていると思われる。図5-1に各工区のシールド直上の平均的な経時変化を示す。

おわりに

以上、埼玉合口二期事業の泥水加圧シールド工事における掘進管理の自動化と、地表面沈下を極力抑えるための裏込め注入工法について、当工事の数少ない施工例を参考として記述してきたが、要約すると、シールド工事の施工管理の大半が自動化され、経験による施工管理が、定量的な施工管理へと確実に進んできているということである。

掘進管理が、コンピューターの導入で自動化されたことにより、切羽状態、掘削量、シールド機の位置等が、リアルタイムに把握でき、次の掘進管理値を予測し指示を行なえるようになったことと同時に、精度の高い施工が可能となったことである。

今後の課題として、セグメントの組立て、地山地質に合った泥水の管理及び裏込め量の把握など総合的な掘進管理の自動化の開発が望まれており、このことにより、より高品質の施工管理に結びつくものといえるであろう。

# 長良川取水地における河床の安定について

(ブロック配置方法の水理模型実験)

児玉敏夫\* 小林仁美\*  
飯田久穂\*

## 目 次

1. はじめに.....	28	3-1 模型実験の概要.....	30
2. 地区の概況と計画の概要.....	28	3-2 模型実験流量.....	30
(1) 地区の概況.....	28	3-3 護床ブロックについて.....	30
(2) 計画の概要.....	29	3-4 実験結果の考察.....	31
3. 水理模型実験.....	30	4. おわりに.....	34

### 1. はじめに

県営かんがい排水事業中濃地区は、岐阜県の長良川中流部の右岸一帯を受益地とする地区である。

当用水の水源は、長良川及び武儀川から取水しているが、長良川からの取水は、取水口下流部で、取水位の安定を保つ役目を果たした遷移点の河床が低下したため、用水不足が生じ、とくに渇水時の取水が不可能となった。そこで関係農民は、漁業組合の反対の中で再三にわたり、

仮り井堰を構築するなどして取水していたが、農民と漁業組合との間に険悪な状態が続き、昭和52年中濃用水連合は知事に対し、河床低下防止工事等の陳情をした。そこで取水口より下流約150mの地点に堰を設け、取水位の確保をはかることになったが、漁業組合との協議の中で、長良川は鮎漁が盛んなため、鮎の上を妨げる施設では同意が得られず、また河川内工事は11月始めから翌3月末までとする条件がつけられたことなどから、ブロックを使用した全面魚道方式とすることで同意を得た。構造はその結果から、全面ブロック張り方式の「帯工(おびこう)」とし、舟通し及び魚道を併設することとした。

帯工に使用されるブロックの安定性と、その最適な配置は水理模型実験により決定された。ここに、この水理模型実験について紹介する。

### 2. 地区の概況と計画の概要

#### (1) 地区の概況

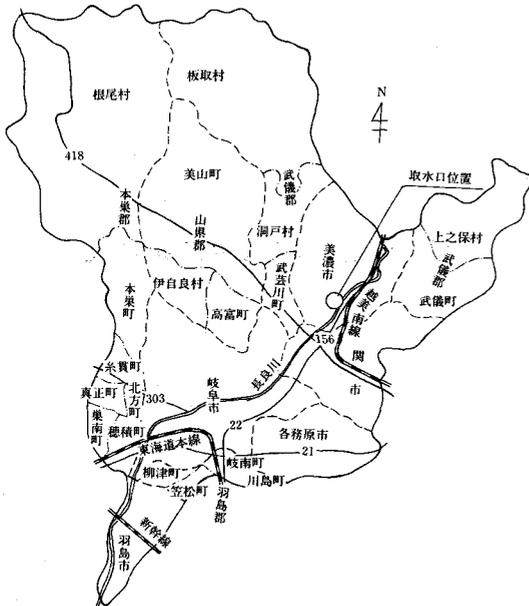


図-1 位置図

\*岐阜県岐阜土壌改良事務所

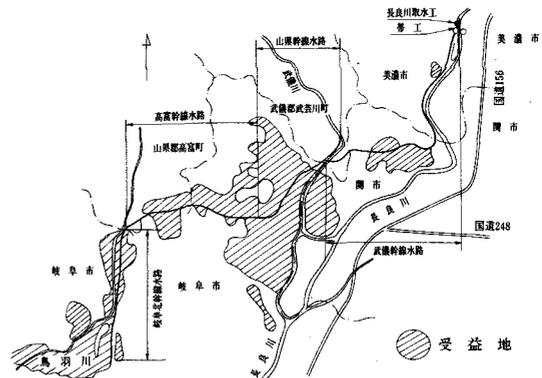


図-2 用水系統図

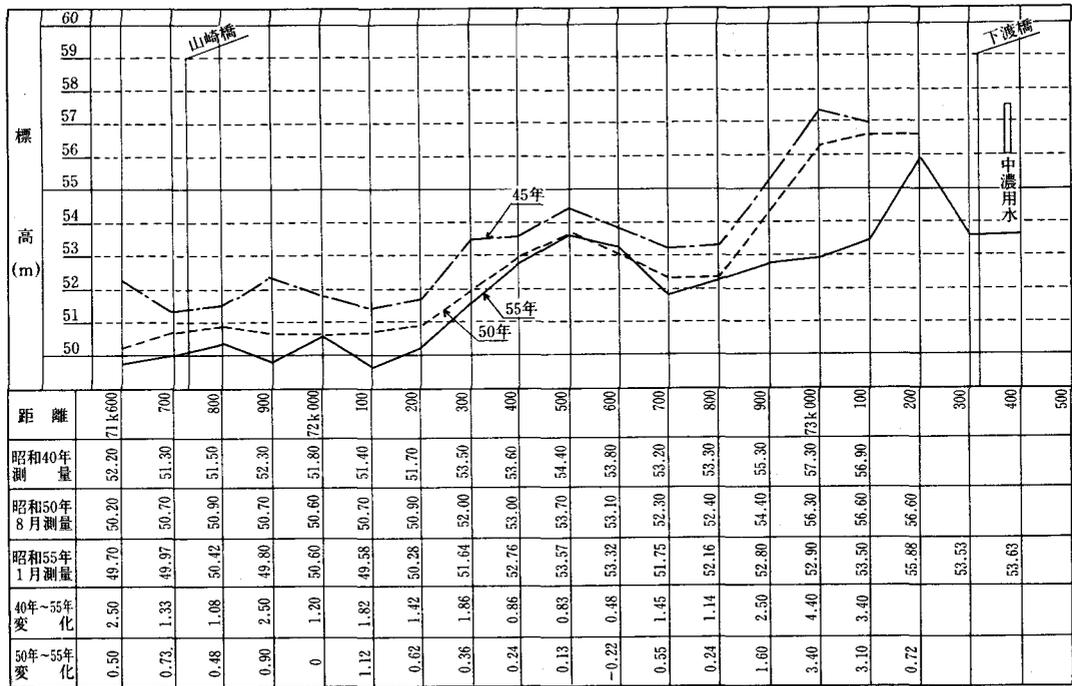


図-3 河床の経年変化

本地区は、岐阜市の北東約18kmの長良川中流部に位置する美濃市から、岐阜市の北部に至る長良川右岸一帯の比較的平坦な地帯で、美濃市・関市・岐阜市・高富町の3市1町を受益地とし、受益面積1,159haの地域である。

この地域の用水は、長良川、武儀川、鳥羽川を水源とし、自然取水又は井堰により取水し、23kmにおよぶ幹線水路によってかんがいている。

近年長良川の河床は自然的、社会的要因により低下が著しく、これに起因して取水位が低下し、用水不足が生じている。一方、地区内の幹線水路の老朽化による漏水もはなはだしく、用水不足を助長している状態である。このため、毎年長良川に仮り井堰を設け、取水位を確保するとともに、幹線水路の漏水防止工事、ならびに揚水機の設置等が必要となっており、関係農家への負担が増大している。

(2) 計画の概要

長良川距離標71K60~73K80は、近年河床低下が著しく進んでいる。河川縦断の経年変化をみると、昭和40年~昭和50年迄の10年間では、ほぼ平均的に低下の傾向を示しており、縦断的な偏在はそれほどではないが、その低下量は10年間に0.95m(年平均10cm)にも達しており、かなりの速度で進行している。昭和50年~昭和55年の5ヶ年間に至っては年平均17cmとなっている。このため、73K37に設置されている中濃用水の取水が困難となった。このため73K20に取水位確保のため帯工を建設することとなったが、一級河川に新設される河川内構造物であるところから、河川管理者に対し、河川管理施設と

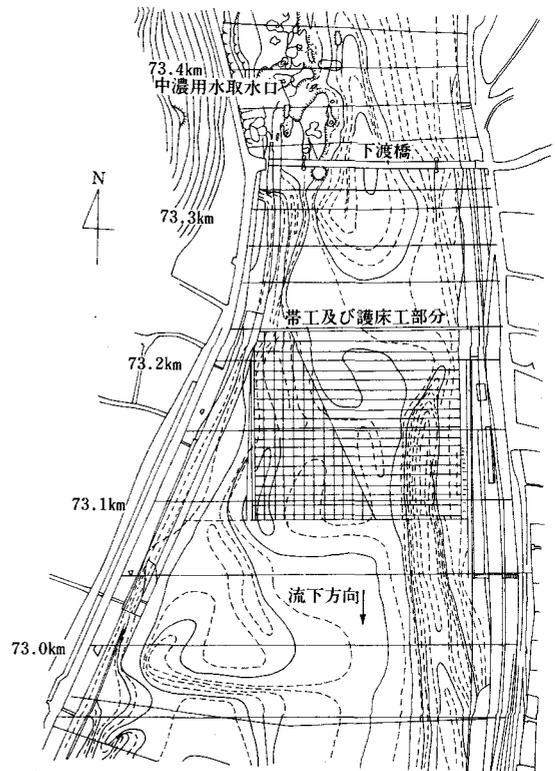


図-4 帯工全体図

して位置づけられるよう調整をおこない、その結果長良川改修計画の一環としての、河川管理施設として位置づ

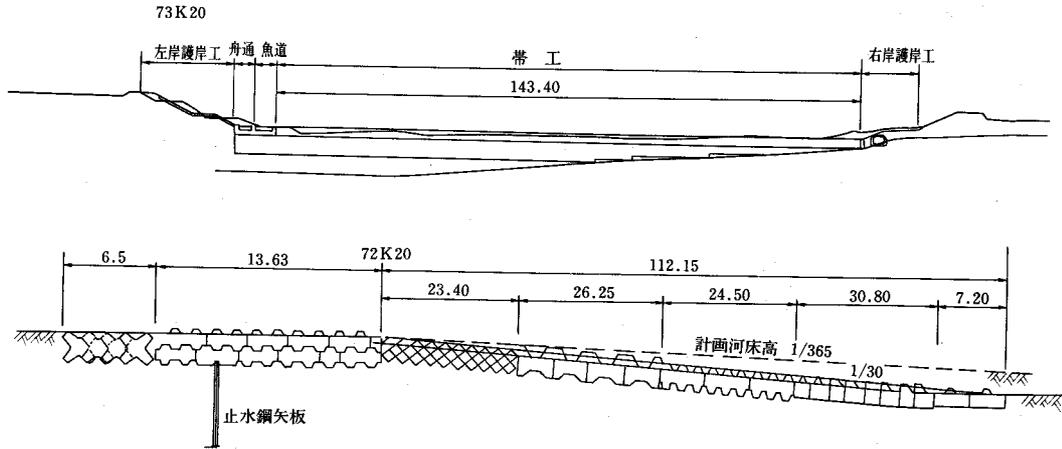


図-5 帯工 縦横断面図

け、河川法第17条の「兼用工作物」とした。

年々の河床低下は、堤防等の河川管理施設に悪影響をあたえており、このまま放置しておくとう治水上重大な問題が発生すること。一方、中濃用水の取水は、河床の低下により、取水口での取水位の確保ができず、極めて重大な事態となっていること。いわゆる治水機能と、取水機能との効用を相互に兼ね備えていること、をその理由としている。

### 3. 水理模型実験

この実験は、帯工に使用されるブロックの安定性と、その最適な配置について、検討する目的でおこなわれた。

#### 3-1 模型実験の概要

実験に使用した水路は、図-6に示すような巾50cmの水路である。実験は給水能力の関係から、木製側壁で二分水路巾25cmとして行った。従って本実験は基本的には、実際河川のミオ筋に沿った単位巾についての流況を対象としたものである。

護床ブロックの安定性と、その下流側の局所洗掘を検討する目的から、最悪の場合、即ち、流れが護床ブロッ

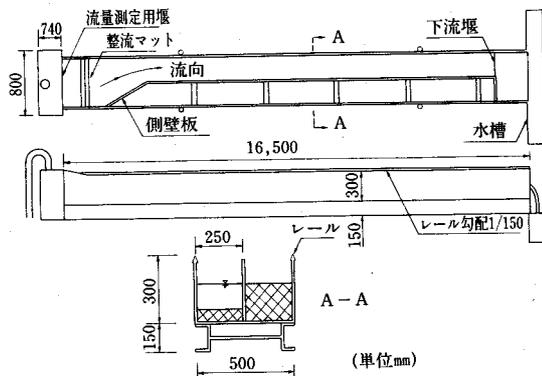


図-6 実験用水路

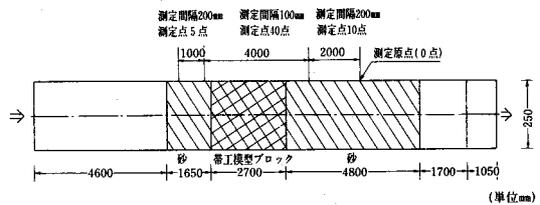


図-7 護床ブロックの配置と測定点

ク上で射流となり、かつ、その下流側で掃流砂の移動がある場合を仮定し水位を設定した。その結果図-7に示された測定原点での水深を、各流量に対応する等流水深の1.2倍と設定することとした。但し、流量の極端に大きい5,155m<sup>3</sup>/sについては、水深が等流水深の1.5倍となるように設定した。実際の河川では、流量が増すにつれて河川巾も大きくなるので、実験から得られる結果は、いずれの流量の場合も安全側である。

なお、単位巾当りの流量を計算する際、帯工設置予定地点の直上流の河川巾200mを使用した。

#### 3-2 模型実験流量

実験流量は生起確率が1/3程度の洪水流量、河床変動に一番影響のある流量で比較的小さい場合(生起確率が1/10)、と大きい場合(昭和50年8月洪水,生起確率が1/20)、の2種類、それと既往最大流量(昭和51年9月洪水,生起確率が1/50)、の4種類とした。河川の実験対象流量と、それに対応する模型実験流量を表-1に示す。

表-1 実験流量

実験対象流量 (m <sup>3</sup> /sec)	1000	2500	3655	5155
模型対象流量 (m <sup>3</sup> /sec)	56.6	141.4	206.8	291.6
実験流量* (1/sec/25cm)	3.54	8.84	12.9	18.2

\*: 水路幅25cmに対する換算値

表-2 護床ブロックの特性

番号	ブロック名	記号	安定性	ブロック下面の状態	被覆性(%)	屈曲性	減勢機能	連結性	厚み(t/m <sup>3</sup> )	備考
1		a	良い	4支線線形支持	高い(100)	あり	あり	組み合っている	大きい(2.05)	標準型帯工
2		b	重心が低く安定性が高い	平坦	高い(96.0)	ブロックの布設間隔により左右	少ない	組み合っているが噛み合っていない	大きい(1.88)	n-2型帯工
3		c	良い	6支点線形支持	良い(90.0)	あり	あり	噛み合っており組み合わせが可能	あり(1.60)	A型護床工
4		d	良い	4支点線形支持	良い(93.0)	あり	あり	組み合わせさらに噛み合っている	あり(1.54)	標準型護床工
5		e	良い	6支線線形支持	良い(92.0)	あり	あり	噛み合っており組み合わせが可能	あり(1.56)	3単位標準型護床工
6		f	重心が低く安定性が高い	平坦	良い(93.0)	ブロックの布設間隔により左右	少ない	組み合っているが噛み合っていない	大きい(2.09)	平型十字アクモン護床工
7		g	重心が低く安定性が高い	平坦	高い(97.0)	ブロックの布設間隔により左右	少ない	組み合っている	大きい(1.90)	標準型護床工

3-3 護床ブロックについて

(1) 護床工の基本的な考え方

帯工下流部の局所的な洗掘を防止する基本的な考え方として、帯工を流下した高速流のエネルギーを、護床工の抵抗によって漸次減勢し、護床工の下流部分の流速を、これに続く下流河床の流速と等しくすることである。流下水勢の減勢方法として、水平方向に徐々に減勢するような護床工法が望ましい。

(2) 護床工としてのブロックに要求される条件

イ. 護床工全体の安定性(連結性)

護床工は、個々のブロックの安定性より、全体が如何に一体となって働くかが要求される安定性であり、このことは、護床工法の最も重要な事項である。

連結方法はいろいろあるが、最も望ましい事はブロック自体のかみ合せが容易で、十分なかみ合せがあることである。

ロ. 減勢効果と局所洗掘の防止

帯工を越えた高速流の流水を、下流河川へ穏やかに変換させ、護床工末端における局所洗掘が生じないようにする。そのため粗度が極端に大きい型式あるいは並べ方、であると護床工部分の水位が上昇し、下流水位との間に大きい水位差が生じて、下流地盤の洗掘が発生する恐れがあるので、粗度の余り大きくないブロックとする。

ハ. 屈曲性(沈下適応性)

将来護床工下流側の河床が低下した場合において、河床の変化に順応した屈曲性が必要である。

ニ. 耐摩耗性

洪水時にはおびただしい土砂流を伴うので、この土砂

流に対する耐摩耗性をもたせる。

ホ. 土砂の流過性

自然河川においては、土砂の連続移動を十分考慮し、これを粗害しないような構造とする。

ヘ. 吸い出し現象及び流砂現象

発生する揚圧力、及びブロックの底面に沿って流れる流水等による、基礎地盤の「吸い出し現象」「流砂現象」を出来るだけ起さない構造と並べ方とする。

一般に市販されているブロックは現在20数社60余種の形状があるが、上記の条件を考慮し、7種類を選定した。各々のブロックの特性を表-2に示した。

帯工は、図-4に示したように、上流の帯工と、それに続く護床工をもつ構造となっている。帯工頂面は、計画河床高に合わせ、護床工部分は現況河床とほぼ同じ勾配1/30に設置し、護床工長は護床工下流端が現況河床に結びつくまでの約110mとする。

護床工に使用するブロックの配置案は、次の3案とした。

A案：各護床ブロックの低端部が、護床工の計画基準線となるように設置する。

B案：各護床ブロックの軸の上端部が、護床工の計画基準線上となるように配置する。

C案：各護床ブロックの上端部が計画基準線上となるように配置する。

これら3種類の配置案を図-8に示した。なお、A案では帯工最下流の護床ブロックが、河床面上に直接設置されるため、その直下流の局所洗掘がB案、C案と比較して大きくなることが予備実験から明らかとなったの

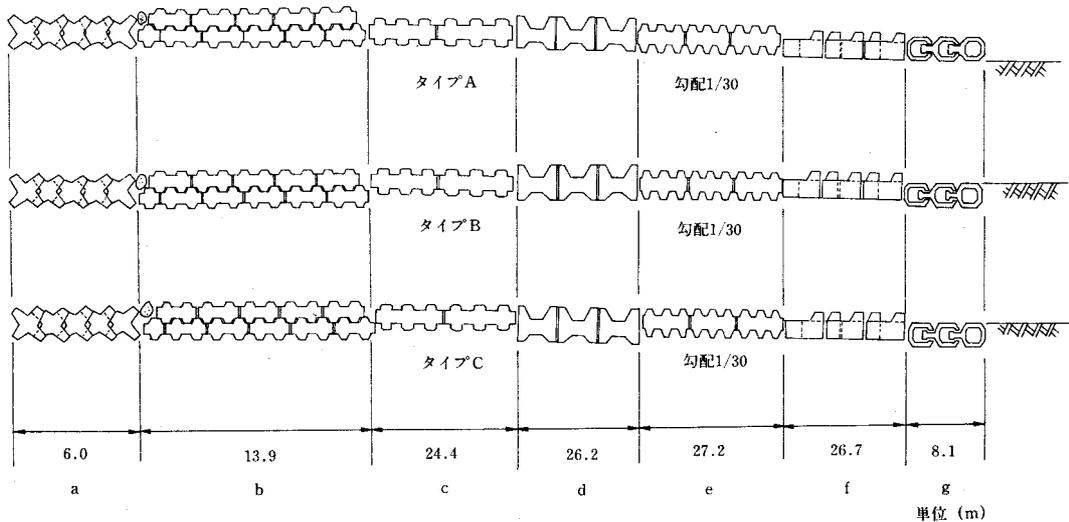


図-8 護床工の設置案

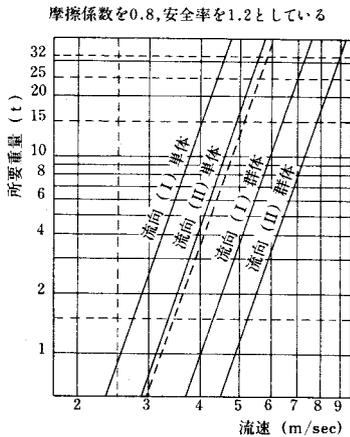
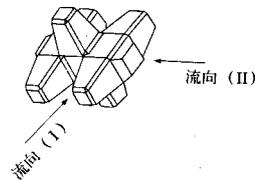


図-9 流水に対する安定重量算定図



で、以後の実験はB案、C案のみを対象とした。

### 3-4 実験結果の考察

#### (1) 河床変動と護床ブロックの安定性

護床の安定性についてはB案、C案ともすべての流量について問題はないと思われる。護床工下流では、B案、C案とも局所洗掘を生じる。大流量の5,155m<sup>3</sup>/s以下の場合は、最大洗掘深50cm~75cm程度であり、その長さは30m~40mである。この局所洗掘は流量1,000m<sup>3</sup>/s程度のときが最大となるようである。洗掘深、洗掘の状態についてB案、C案にそれほどの差はなかった。

大流量5,155m<sup>3</sup>/sの場合、下流側の局所洗掘の最大深は、B案で1.5m、C案で1.1mとなる。また、その他の流量の場合にみられなかったが、上流側で掃砂流の移動が生じた。そのため、上流側の河床が低下した。輸送された砂は、帯工及び護床工部分に堆積した。上流側の洗掘が問題となるような場合でも、帯工として空隙率が

大きく、かみ合わせが比較的良好なaブロックと、被覆性が高いbブロックとの組合せには、次のような長所があると考えられる。

- イ. aブロックが流水を減勢するとともに、さらに空隙中にも流水があるので、断面が垂直壁に近いbブロックのみを使用した場合よりも、前面での局所洗掘は小さくなる。
- ロ. aブロックの空隙から、一旦は、砂の吸い出しがあるが、それらの土砂は、後例のbブロックの空隙にも堆積するので、結果的に帯工本体のbブロックを保護する。

帯工に使用するaブロックに必要な重量の推算には、図-9の安定重量算定図を利用した。しかし、実際に重量を決定する場合、図中の単体流向(I)と群体流向(I)の中間値を利用した。その理由は、①長期的にはaブロックの空隙が、流木や土砂あるいは浮遊物等で埋まるこ

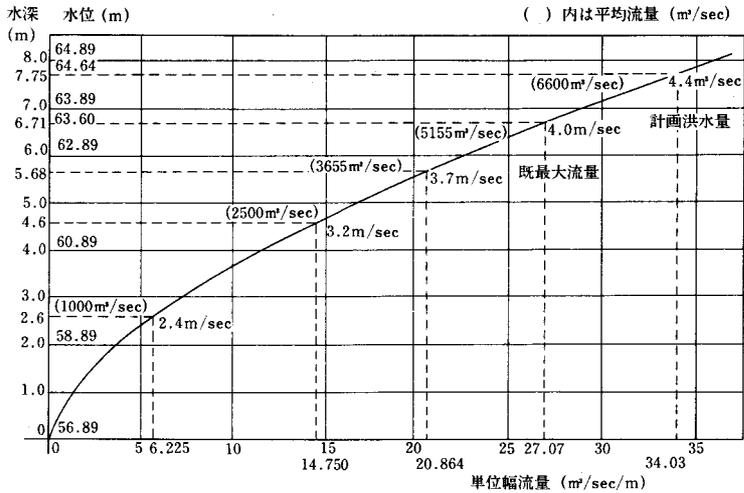


図-10 水位一単位幅流量曲線73.2km地点

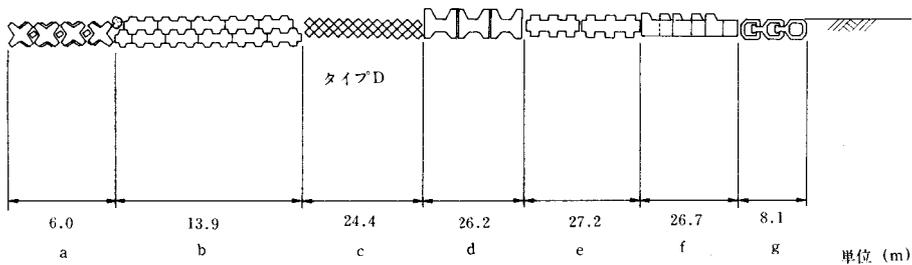


図-11 帯工全体のブロック配列状況

とが予想される。②かみ合わせによる結合性から、流水への抵抗、および安定性を得るタイプのブロックでは、突起の欠損など、単体の損傷が構造物全体に及ぼす影響は、個々の単体の自重によって抵抗するタイプのブロックよりも大きいと思われる。

図-10は73K20帯工地点の水位・流量曲線を示した。この図から、計画洪水量で平均流速が4.4m/s となることがわかる。従って、aブロックの重量は7t 以上が望ましいと考えられる。

### (2) 流速および水面形

流量が少ない場合、護床工部分の水深も小さくなるので、流速はかなり護床ブロックの粗度によって乱れる。

しかし、一般に初期と最終状態では、流速の縦断分布に相違はみられない。また、いずれの流量の場合もB案、C案に重要な差異はなかった。水面形についても、初期と最終状態が大きく変化した場合はなかった。B案の方が幾分C案よりも水面形が滑らかであった。

### (3) 最終案

実験結果からB案・C案とも大差なく、護床ブロックの安全性についても問題はないとの結論をえたが、次の点について改良の余地があると思われた。

イ. Cブロックの長軸が流下方向に平行となるようか

流量 (m³/sec)	タイプ	射 流 域						
1000	B							
	C							
	D							
2500	B							
	C							
	D							
3655	B							
	C							
	D							
5155	B							
	C							
	D							
ブロック	a	b	c	d	e	f	g	

図-12 各流量における射流域

み合わされているため、護床面上で縦に溝が入ったようになっている。そのためブロック上で流速は加速され、ブロック下端で流速がピークとなる。

ロ. 流量 1,000m³/s 程度の比較的小規模な出水の場合、いったん減勢された流水が護床工下部で再加速される。

ハ. 大流量のとき、護床工上流側で河床低下がみられ

た。

以上のことを考慮し、最終案（D案）を決定したが、基本的にはB案と同様であるが、護床工の上流側、下流側に護床ブロック附近の局所的な河床低下を抑え、護床ブロックを保護するために玉石区間とした。さらにaブロック、cブロック、fブロックの3種類の並べ方を次のように変えた。

イ. B案では、aブロックのかみ合わせは流下方向のみであったが、横方向にもかみ合うように配列し安定性を高める。

ロ. B案では、Cブロックの長軸は流下方向に平行であったが、これを直角になるようにした。

ハ. B案では、fブロックの突起が流下方向側にあるよう配置されていたが、これを上流側に突起がくるように並びかえ幾分粗度を大きくする。

図-11に最終の全体の配列を示した。

#### (4) 最終案の実験結果

D案は、流量 $1,000\text{m}^3/\text{s}$ では、護床工下流部に生じる第2の流速ピークを抑えることはできなかったが、護床工上流部分での流速を減少させるには効果的であった。

流量 $2,500\text{m}^3/\text{s}$ では、C案で生じたcブロック下端の最高流速を約 $1.0\text{m}/\text{s}$ 減少させることができた。また、B案・C案より護床工下流部分での減勢が円滑であり、fブロック下端の流速は、下流側の流速とほぼ等しくなった。それ以上の流量では、流速の分布、水面形など、B案とはほぼ同様な結果がえられた。帯工の前後に設けられた玉石層は、護床工前面の局所洗掘防止に効果があり、大流量の $5,155\text{m}^3/\text{s}$ の場合でも、上流側の河床低下をよく抑えている。しかし、下流側の玉石層直後の河床では局所洗掘が生じる。洗掘深は流量に比例しており、最大洗掘深の流量は $5,155\text{m}^3/\text{s}$ で約 $1.6\text{m}$ である。図-12にそれぞれの流域における射流域を示した。帯工上での射流域が一番小さいのはD案である。

#### (5) 結 論

実験結果から、次のような結論がえられた。

イ. D案の護床ブロックの安定性については問題な

い。また、選択されたブロックのかみ合わせ方や配置、護床工長さ、及び勾配についても適当であると思われる。

ロ. 粒径約 $50\text{cm}$ の玉石層を帯工の前後 $25\text{m}$ 程度の区間設けると、帯工上流側の河床低下を抑えるので、帯工ブロックの沈下、転倒への安全性が高められる。

また、流量が $1,000\text{m}^3/\text{s}$ を超える場合、護床工下流側の局所洗掘を抑制することはできない。従って、洪水後に何らかの護床ブロックの維持管理が必要となる。これに対処するのが、下流側の長さ約 $25\text{m}$ の玉石区間の設定であって、護床ブロック本体を局所洗掘による転倒などから守る役割を果たすものである。

ハ. 最前列のaブロック前面の砂の吸い出しは、流量の増加に伴い著しくなる。従って、最前列のaブロックの空隙には、適当な玉石などを詰めた方が前面の局所洗掘による転倒への安全性が高められる。

ニ. 水面形が比較的滑らかであり、護床工上での射流域を抑え、減勢が効果的であったD案が最良案と思われる。

#### 4. おわりに

以上、帯工及び護床工の、ブロック配列方法についての、水理模型実験について述べたが、本実験は、岐阜大学工学部河村教室においておこなわれた。その後これらの実験結果に基づいて設計がなされ、昭和58年度からブロックの製作を開始した。昭和61年度は河川内へのブロックの設置という工程になっている。

#### 参 考 文 献

- 1) 下渡帯工の水理模型実験報告書、岐阜大学工学部河村三郎
- 2) 長良川水理模型実験報告書 財団法人 日本農業土木総合研究所
- 3) 長良川水理模型実験報告書(その2) 財団法人 日本農業土木総合研究所

## 生居川ダムのトンネル型監査廊の設計

浜 田 清 司\* 須 藤 寛\*

### 目 次

1. 地区概要	35	3. 監査廊	35
2. 地質とダム型式	35		

### 1. 地区概要

本地区は、山形県村山盆地の南端上市市を貫流する最上川水系須川の東側に展開するほぼ平坦な面積 544ha の水田地帯である。かんがい水源は、蔵王川に依存している。蔵王川は、主に蔵王山を源とする蔵王沢、仙人沢からなっている。うち蔵王沢の水は標高1,400~1,000mの沢底一帯から湧水しており、その水質は、蔵王山熊野岳西側山腹に胚胎している一部の硫黄、硫化鉄鉱の鉱化帯を浸潤し滲出する為硫酸鉱毒を含んだ、pH 1.8~2.0の強酸性である。そのため途中仙人沢等の貞水の混流があっても、蔵王川の水は pH 2.9を示し、水田でも pH 3.1の強酸性となっている。この鉱毒被害を抜本的に解消するため蔵王川上流の鉱毒水混入前の、仙人沢から、真水を取水し、かんがい区域に導入すると共に、生居川にダムを築造して、真水転換を計る。

### 2. 地質とダム型式

ダムサイトを構成する地質分布は「図-1」に示す通り下位より河床下30m附近をほぼ水平に分布する、下位凝灰角礫岩層であり層厚70m以上を有している実用上不透水性岩と考えるがマトリックスの固結度は弱く、岩級もCL~CM級である。凝灰角礫岩を覆い、層厚20m余りで、略水平に分布する砂岩、頁岩層があり、かなり層内変化が見られるが、強度的には軟岩に属し、一軸圧縮強度は80kg/cm<sup>2</sup>内外に止っている。砂岩、頁岩を覆い左岸アバット面を形成しているのが、上位凝灰角礫岩で、比較的固結度の良い岩盤である。右岸アバット部は、火山泥流層が丘陵部に張りつくように分布し最大層厚は50m余りにも及んでいる。層内には径1.0m以上に及ぶ転石を含み、未炭化木片を混える未固結~半固結の堆積であるが非常に良く締っている。本泥流層は全般的に難透水性岩盤に属するが、下底附近に一部高透水性ゾーンを有している。これらの地質を踏まえ、地形築堤材料の条件

からタイプを検討し、中心遮水ゾーン型フィルダムを採用した。

### 3. 監査廊

本ダムの監査廊は、ダム完成後における止水上の対策としての安全性を確保する目的で、地質性状と変形解析結果をふまえ、左岸アバット及び河床部は暗渠形監査廊とし、右岸傾斜部は火山泥流岩で岩盤が不良な上、極度の勾配変化点に於いては応力集中が生じ、暗渠形では不適と判断し局所的にトンネル形を選定し、廊内でのグラウティングを行い、一部の高透水性ゾーンを改良する。この際監査廊のタイプ上から、施工性及将来の維持管理上、連絡通路トンネルを計画とした。

#### (1) トンネル型監査廊の設計

トンネル型監査廊はダム軸直下に42.5m設置し、大きい貯水圧が作用する。従って万一の湧水に備え1/69勾配を与え、内空断面は廊内グラウト工事のスペースの確保から暗渠形と同一の幌型トンネルとした。

#### (2) 支保工

本トンネルは、ゆるみ地圧及び軽度の押し出し地圧を主に支保工によって支えるものとし、トンネル地圧を検討する。

$$\frac{q_u}{\sigma_v} = \frac{q_u}{\gamma_t \times h} = \frac{296}{2.02 \times (5 \sim 27)} = 5.4 \sim 29.3$$

$q_u$  : 一軸圧縮強度296t/m<sup>2</sup>

$\gamma_t$  : 単位体積重量2.02t/m<sup>3</sup>

$\sigma_v$  : 垂直応力

$h$  : 土かぶり5~27m

$q_u/\sigma_v$  による地圧の予想と支保工の設計はトンネルタイプCと判定した。尚、坑口付近は最小土被が確保出来るまでDタイプとしてゆるみ高を決定した。

#### ① 支保工に作用する地圧(H)

Cタイプ  $H = 1.0 \times De = 1.0 \times 4 = 4.0\text{m}$

Dタイプ  $H = 2.0 \times De = 2.0 \times 4 = 8.0\text{m}$

H : ゆるみ高

De : 掘削断面直径4.0m

\*山形県生居川ダム建設事務所

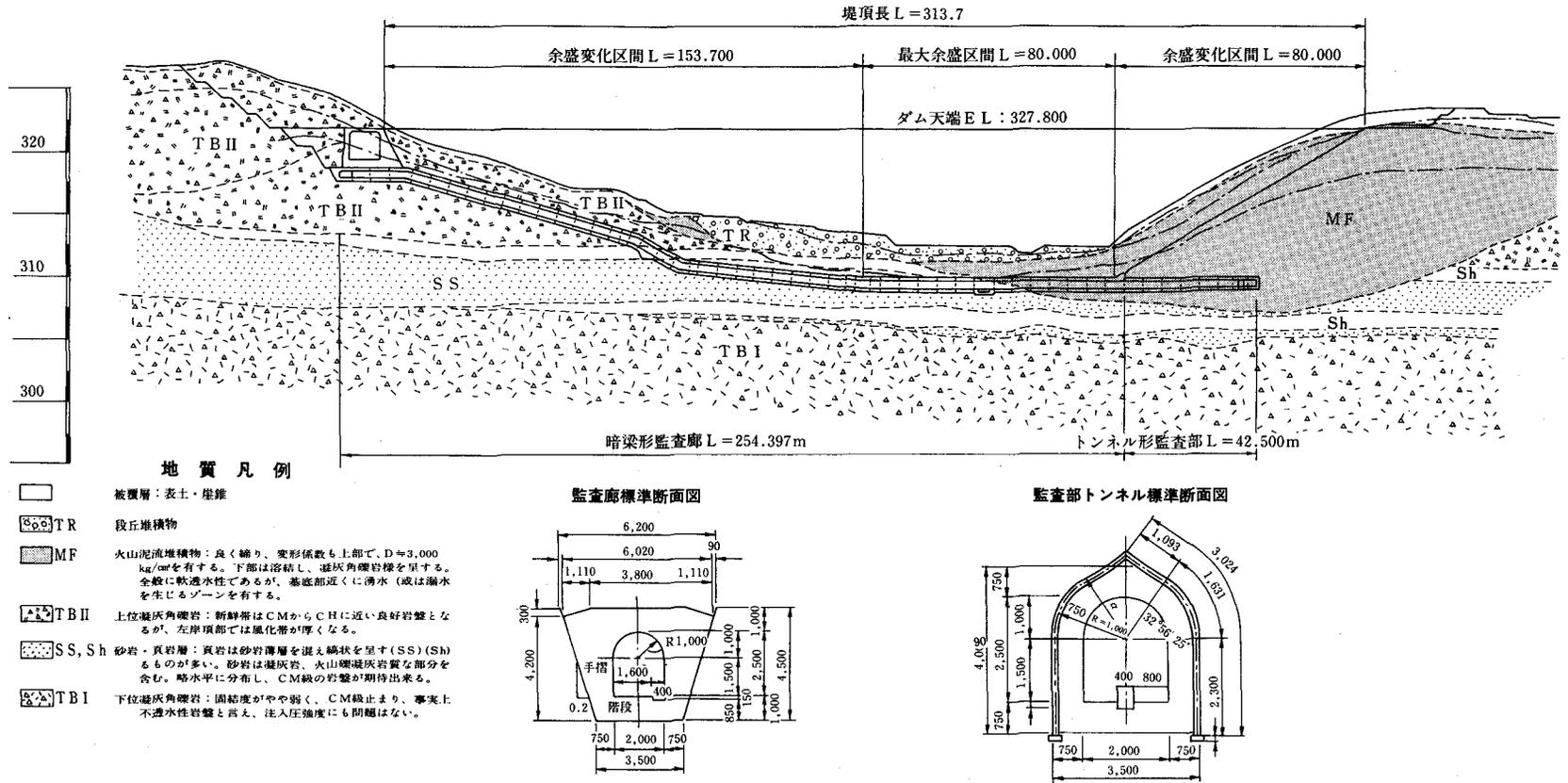


図-1 ダム地質断面図

表-1 支保工算定表

トンネルタイプ	支保工中心から中立軸(R)	ブロッキング間隔(C)	アーチライズ(h)	支保工軸方向(T)	最大曲げモーメント(M)	支保工に生ずる応力(σ)
C	1,6875m	0.8m	0.0481cm	16,160kg	66,847kg.cm	1,025kg/cm <sup>2</sup>
D	1,6875m	0.8m	0.0481cm	32,320kg	133,695kg.cm	2,049kg/cm <sup>2</sup>

② 支保工，アーチに生ずる軸力 (T)

$$T = \frac{1}{2} \times De \times \gamma \times H$$

γ : 地山の単位荷重 2.02TON/m<sup>3</sup>

③ 支保工アーチ部に，生ずる最大曲げモーメント Mmax は，ヒンジが支保工の頂点とする。

$$M_{max} = 0.86 \times Th$$

h : アーチライズ

R : 支保工中心から中立軸までの距離

C : ブロッキング間隔

$$h = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{C}{2}\right)^2}$$

④ 支保工に生ずる応力

$$\sigma = \frac{T}{A} \pm \frac{M_{max}}{Z}$$

σ : 支保工に生ずる応力 kg/cm<sup>2</sup>

A : 支保工断面積 30.31cm<sup>2</sup>

Z : 支保工断面係数 136cm<sup>3</sup>

支保工の許容応力度はSS41の30%増とする  $\sigma_s A = 1400 \times 1.3 = 1,820 \text{kg/cm}^2$

⑤ 支保工間隔

表-2 設計条件

材 料	単位体積重量 (t/m <sup>3</sup> )	弾性係数 (t/m <sup>2</sup> )	ポアソン比
コンクリート	2.3	2.1×10 <sup>6</sup>	0.2
岩 石	2.02	3.6×10 <sup>4</sup>	0.35

$$B = \frac{\sigma_s A}{\sigma}$$

表-1 に示すように支保工はH型鋼 125×125×6.5×9 を使用し，間隔はCタイプ1.2m，Dタイプ0.8とする。

(3) ライニング背面と地山との空隙及び松矢板の経年の腐蝕は水ミチの原因となるため，網目を有したエキスバンドメタルを使用し，吹付コンクリートの充填度の向上を図り，吹付コンクリートは単に掘削近傍の肌落ち落石等の一次変形のみを防止するものと考え「NATM」工法により必要とされる最小10cmを設計厚とした。

(4) ライニング厚さは過去の施工例を基に経験的に決

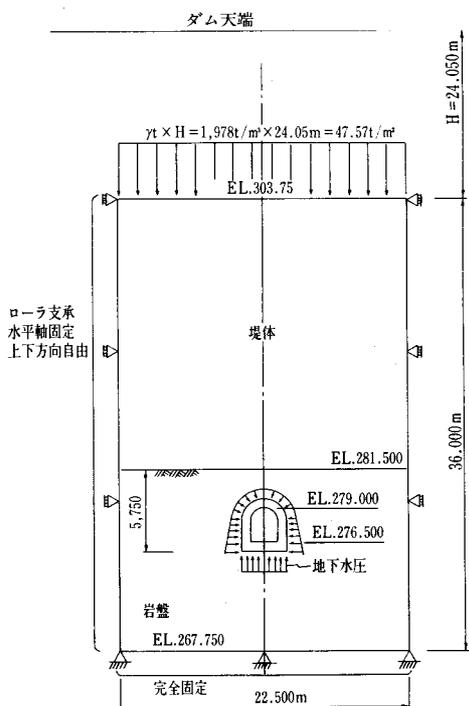


図-2 解析断面(空虚時)

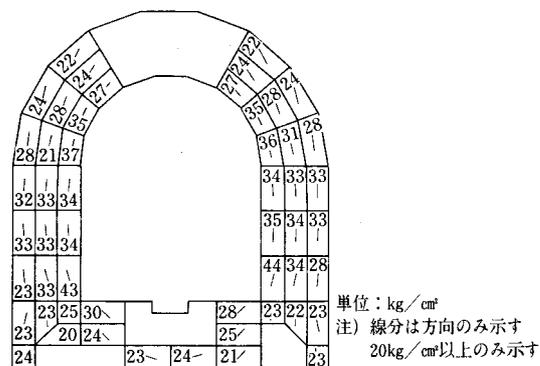


図-3 圧縮応力図

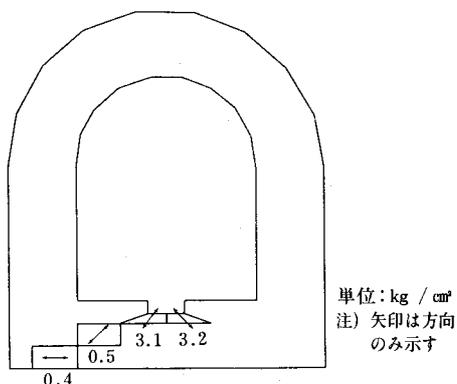


図-4 引張応力図

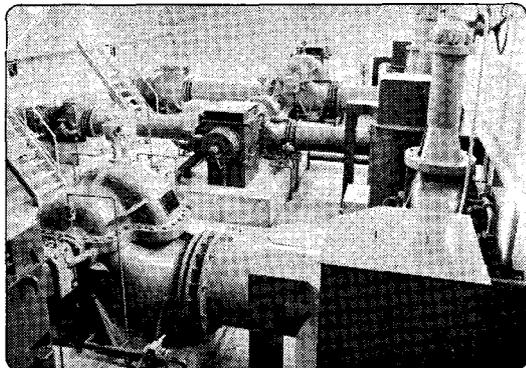
定する。通常のトンネル設計手法は適用出来ないと判断されたため有限要素法で構造の安定を検討すると共に、施工時不確定要因による解析条件の変化を考慮し、弾性重心法による検討も加え部材厚を総合的に判断し決定した。

(5) 構造解析

本解析領域並びに要素分割は、トンネル式監査廊の解析であるので「図-2」に示すとおり、広範囲な領域を、二次元連続体を、有限要素法で解析し、構造物の解析領域を、四角形要素に分割した、応力の集中が生じやすく、

変化の著しい個所は、密に岩盤内は粗にした。荷重条件は、ダムの空虚時と貯水時に大別し地下水、施工状況を把握し、構造物に対する荷重の分布と大きさを求め、「表-2」に示す設計値を用い部材の所要強度を決定した、ここで断面の、解析結果値は、「図-3、4」に示す。

- ① 土地改良事業計画設計基準 第5編水路工(その3)第6章トンネル
- ② 土地改良事業計画設計基準「設計」ダム



揚水用両吸込うず巻ポンプ、口径：900×800mm、370KW  
農林水産省殿関東農政局 新宿揚水機場納



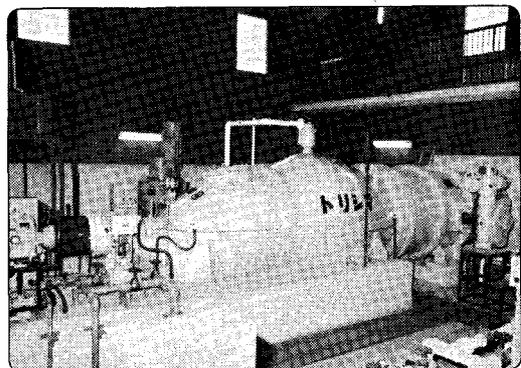
株式 西島製作所  
番社

本社・工場 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号  
☎0726-95-0551(大代)  
営業所 大阪、東京、名古屋、福岡、札幌、仙台、  
広島、高松、那覇  
出張所 佐賀、宇都、新潟、横浜

荒野を  
みのり豊かな  
大地に

トリシマの  
使命です

トリシマ  
ポンプ



排水用横軸斜流ポンプ 口径：1600mm、500PS  
広島県尾道農林事務所殿 両名排水機場納

# 赤坂ダム堤体設計について

井 上 公 一\*

## 目 次

1. はじめに.....	39	4. 堤体観測計器.....	42
2. ダムの概要.....	39	5. あとがき.....	46
3. 堤体の設計.....	40		

### 1. はじめに

赤坂ダムは上場農業水利事業の一環として、2級河川座川水系座川に建設されるものである。上場農業水利事業は佐賀県の西北端に位置し、東松浦半島一帯に広がる。この地域は県内の代表的な畑作地帯であるが、山林、田畑等が錯綜し、小規模な経営と相まって、近代的農業の確立が阻害されている。また気象は概して温暖であり、年平均気温16.3°C、年間降雨量は1,784mm程度であるが、地形が半島であるため河川の発達も乏しく、特にかんがい期の降雨が少なく常襲干ばつ地帯となり、自然的、社会的諸条件が悪く、農業生産性は極めて低い現状である。よって、本事業において6,336haを対象に、農業用水確保を中心とした畑地かんがい、水田への用水補給、経営規模拡大のための農地造成を行うと同時に、既耕地の区画整理や農道の整備等を実施し、土地生産性の向上と農業経営の安定合理化をはかるものである。当赤坂ダムは本事業の5ヶ所のダムの中の1つで、昭和60年度までに仮排水路トンネル、工事用道路工事を終えており、昭和61年に本体工事に着手し、河床部掘削、基礎処理工事を行なって、築堤は昭和62年5月より開始し、昭和64年3月に全工事を完了する予定である。

### 2. ダムの概要

#### (1) 諸元及び構造

赤坂ダムの主要諸元及び構造は表-1、図-1～3に示す。

#### (2) 地 質

ダムサイトの地質は第三紀の杵島層群とこれを不整合に被覆する第四紀の松浦玄武岩類に大別される。河床部では現河床堆積物が約1mほど堆積しその下位に直接基礎となる玄武岩が分布する。玄武岩は深度1～3mまでは風化が進行し粘性土～砂質土状を呈する軟質な基盤であるがそれ以深には新鮮・堅硬な岩盤が分布する。玄武

岩と杵島層群の境界には二次マサ、砂礫層を主体とする旧期堆積物が分布しており、固結度は良好であり透水性も小さい。杵島層群（佐里砂層）は砂岩・頁岩・礫岩・凝灰岩からなり、左岸側に緩く傾斜している。固結状況は上位は良好であるが、下位は不良であり、ボーリング

表-1 赤坂ダム諸元

一 般	位 置	佐賀県東松浦郡肥前町大字赤坂
	河 川 名	2級河川座川水系座川（普通河川）
貯 水 池	基 礎 地 盤	玄武岩
	ダ ム 名	赤坂ダム
	流 域 面 積	380,000m <sup>2</sup>
	満 水 面 積	190,000m <sup>2</sup>
	総 貯 水 容 量	1,460,000m <sup>3</sup>
	有 効 貯 水 容 量	1,450,000m <sup>3</sup>
	設 計 洪 水 位	EL 194.7m
	常 時 満 水 位	EL 194.0m
	最 低 水 位	EL 175.0m
	利 用 水 深	19.0m
堤 体	型 式	ゾーン型フィルダム（中心遮水ゾーン型）
	堤 頂 高	32.0m
	堤 頂 長	257.9m
	堤 頂 幅	8.0m
	ダ ム 天 端 標 高	EL 197.0m
	非 越 流 部 標 高	EL 196.7m
	本 堤 築 堤 量	240,398m <sup>3</sup>
体	ZONE1 （遮水ゾーン）	47,803m <sup>3</sup>
	ZONE2 （半透水性ゾーン）	48,567m <sup>3</sup>
	ZONE3(トランジションゾーン)	61,525m <sup>3</sup>
	ZONE4(ロックゾーン)	62,077m <sup>3</sup>
	フ ィ ル タ ー 水 平 ド レ ー ン	19,592m <sup>3</sup> 834m <sup>3</sup>

\*九州農政局上場農業水利事業所南部支所

洪水吐	型式	シュート式
	ダム設計洪水流量	19.0m <sup>3</sup> /sec
	緊急放流量	3.3m <sup>3</sup> /sec
	洪水吐設計洪水流量	15.7m <sup>3</sup> /sec
	クレスト堤頂	EL 194.0m
越流水深		0.7m
	越流セキ長	13.0m
取水設備	型式	ドロップインレット(計画)
	最大取水量	0.735m <sup>3</sup> /s
	かんがい受益面積	663ha
仮排水路	型式	トンネル型式
	設計洪水流量	5.2m <sup>3</sup> /sec
	トンネル断面	3R幌型(R=0.9m)

コアは指圧にて容易に潰すことができる。透水性は砂岩・頁岩では概ね5Lu以下の難透水性であるのに対し、礫岩・凝灰岩では局部的ではあるが100Lu以上の大透水性を示す。左右両アバット部では玄武岩風化部(オンジャク)が10~15m分布し、限界圧は小さく透水性も大

である。それ以深には堅硬な岩盤が分布する。自破砕部は淡黄色細粒物質に充填され岩質はやや不良であるが透水性は小さい。以上の述べたように本ダムサイトの地質、透水性は玄武岩と杵島層群では全く異なり、さらに各地質ごとの性状にも特異性が認められる。

### 3. 堤体の設計

#### (1) 堤体基礎

基盤は、主に玄武岩類からなり、比較的堅硬な岩盤が分布している。このような岩盤には、セメントミルクを用いた基礎グラウチング工法により十分な基礎改良がグラウト試験により確認されており、赤坂ダムの基礎処理工法としては、最も一般的なグラウチング工法を採用した。ダム基礎地盤に必要な止水性は、ダム型式、規模、地盤の状態によって異なるがフィルダムでは、一般に2~5Luを目標とすることが多く、また本ダムのグラウト試験結果より判断して、改良目標値5Lu以下とした。

グラウト深度については、貯水深、基礎の地質状況及びブルジオンマップ等を考慮して決定すべきであるが、孔

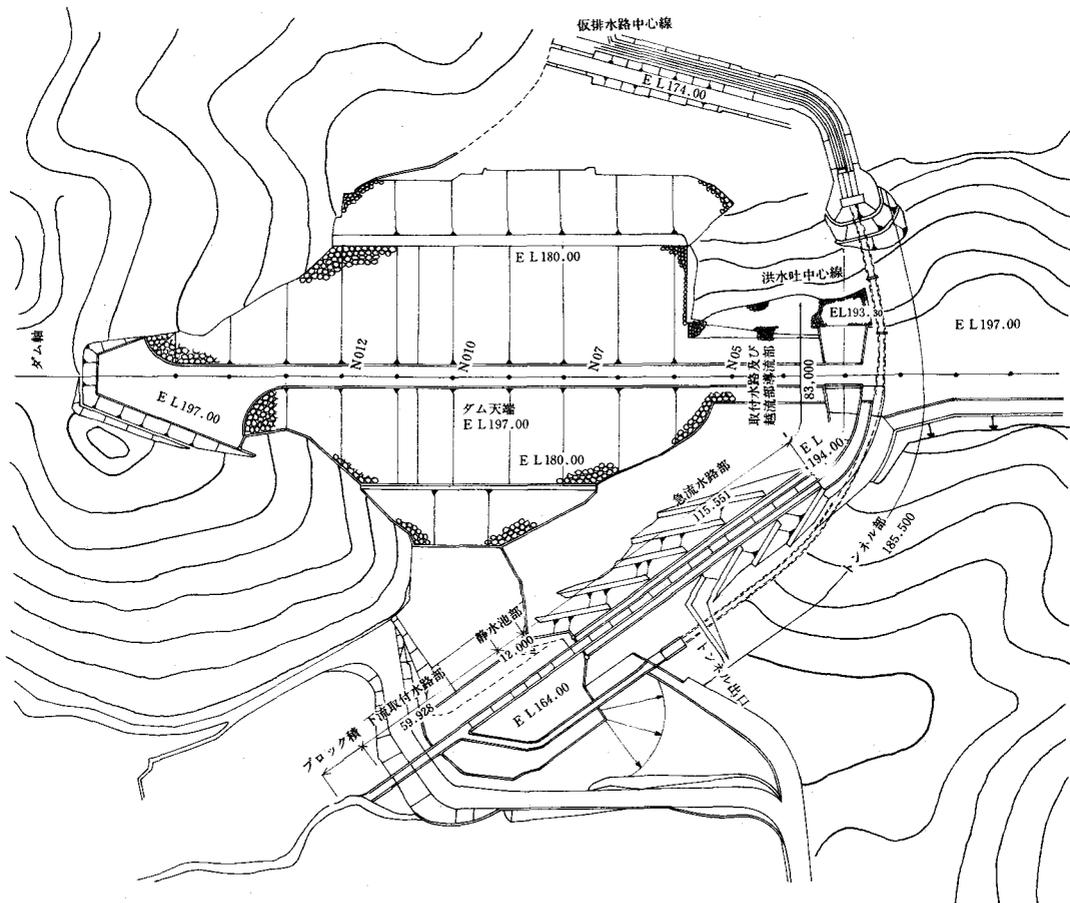


図-1 赤坂ダム計画平面図

表-2 砂岩風化土の物理的性質

	昭和54 年度採 取試料	59TP-1		59TP-2	
		深度 2 m	深度 5 m	深度 2 m	深度 5 m
自然含水比 wf(%)	22.5	30.1	24.0	25.1	21.2
土粒子の比重 G <sub>s</sub>	2.748	2.721	2.716	2.719	2.697
レキ率 P <sub>4.76</sub> (%)	—	36.1	50.0	39.9	34.6
74μ 通過率 (%)	50.9	22.7	20.6	19.9	17.5
塑性指数 I <sub>p</sub> (%)	19.2	11.2	6.9	17.0	8.1
レキの表乾比重 G' <sub>s</sub>	—	1.77	1.96	1.93	2.02
レキの吸水率 (%)	—	35.4	25.8	25.6	23.1
統一分類	SC	SC	GC	SC	SC

表-3 オンジャクの物理的性質

	59TP-4		赤坂地区 オンジャク
	深度 2 m	深度 5 m	
自然含水比 wf(%)	58.8	54.8	31.3~71.9
土粒子の比重 G <sub>s</sub>	2.944	2.959	2.88~3.04
レキ率 P <sub>4.76</sub> (%)	28.1	55.7	19.2~93.8
74μ 通過率 (%)	39.5	21.0	8.0~66.3
塑性指数 T-P (%)	21.4	12.7	12.6~47.4
レキの表乾比重 G' <sub>s</sub>	1.71	2.00	—
レキの吸水率 (%)	59.2	24.5	—
統一分類	SM	GM	MH~GM

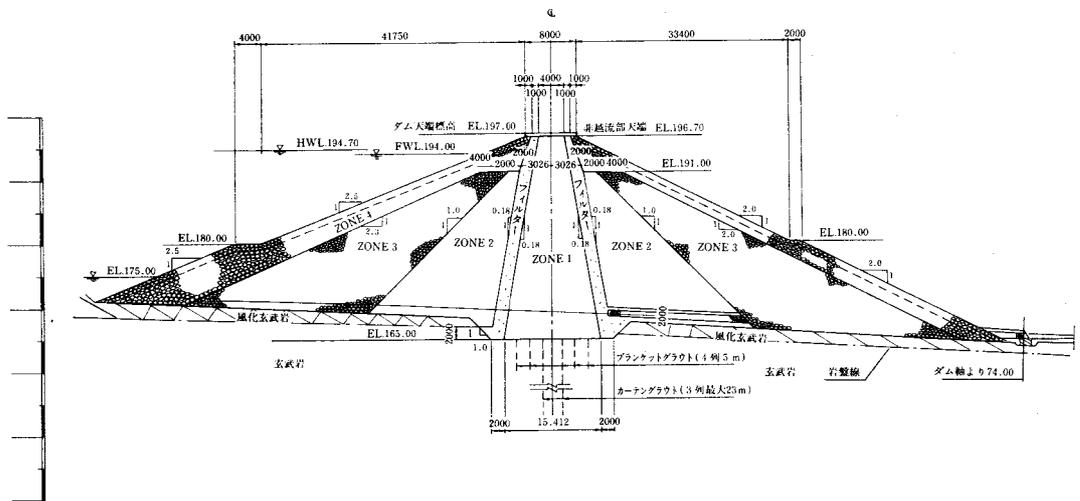


図-2 堤体標準断面図

深度を決定する理論的な方法はない。従って、現段階では、シモンズの提唱した次式により算出している。

$$d = \frac{H}{3} + C \quad C = 5 \text{ m} \sim 25 \text{ m (平均15m)}$$

ただし、本ダムの場合、ルジオン値 5 Lu 以下までグラウト下端線を計画するもので、いずれか深い深度までとして計画した。

ブランケットグラウトについては一律 5 m としている。なおグラウト配置については図-4 に示す。

(2) 堤体の設計

ア) 不透水性材 (コア材)

不透水性材は、ダム周辺地質調査結果から、掘削発生材として利用可能なオンジャク (強風化玄武岩) が量的には多く散在するものの、高含水比であり、安定性または施工性についても多くの問題がある為、ダム下流約 400

m の土取場から採取する砂岩風化土とオンジャクを乾土比 1 : 1 で混合し盛立てる事とした。なお混合は、貯水池内に設けた、ストックヤードで、2 種類の材料を交互に敷均しし、築堤時において小口の全高さを一度に削り混合積込を行うこととして計画した。

イ) 半透水性材 (ランダム材)

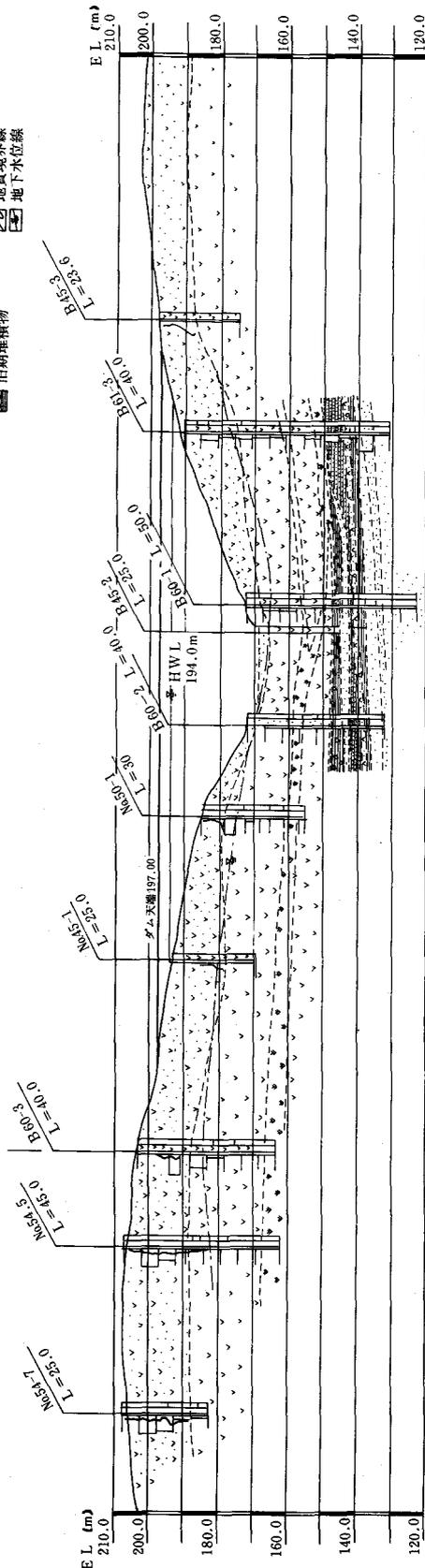
堤体掘削及び原石山からロック材料を採取する際に発生する弱風化玄武岩を用いる。

ロ) 透水性材 (ロック及びトランジション材)

ダム下流 450 m の位置ある原石山から採取する玄武岩のうち、多孔質部をトランジションゾーンへ、新鮮部をロックゾーンへ用いるものである。

ハ) フィルター材

フィルター材は、現地に適当な河床レキ等がない事、採取材料では、材料コスト及び安定性に問題があること



から購入材を使用する。

#### 4. 堤体観測計器

盛土施工中含めた長期間のダム構造物の安定性を確保するために、下記の各種計測設備を設けるものとする。

##### (1) 漏水量

漏水は、ダムの安全管理上で最も重要な項目の一つである。今回の計画では、堤体及び堤体基礎からの漏水量を河床部に設置した三角ゼキを用いて観測する。

##### (2) 変形

築堤、貯水によって生じる堤体及び基礎の沈下や側方移動量を観測しこれによって圧密の進行状態や破損等を予知するために設ける。

##### a) 表面沈下計 (図-10)

ダム天端及び上下流斜面に、方眼状に表面沈下計を設け、堤体の累積沈下量、ダム軸直角方向の水平変位量を知る。この表面沈下計の計測は、レベル測量及び見越し線上からのオフセット測量によって行うものである。

##### b) 層別沈下計

表面沈下計では、盛土内部の沈下状態を知ることができない。これを計測するために層別沈下計(クロスアーム)を設ける。またこれによって基礎面の沈下量が計測できる。クロスアームの機構は、図-11に示すとおりである。アーム間の長さは、通常3~5mであり、本ダムでは、3m間隔に設置する。

##### (3) 土圧計

遮水性ゾーンと床掘岩盤の接合部付近は、ダムの止水上最も重要な部分である。遮水性ゾーン盛土のアーチアクション、ハイドロフラクチャリングを検定し遮水性ゾーンの密着性を確めるために土圧計を設置する。

土圧計は、二次元の応力分布を知ることができる三面体構造(図-12)とする。

##### (4) 間ゲキ水圧計

間ゲキ水圧計は、次の通り大別される。

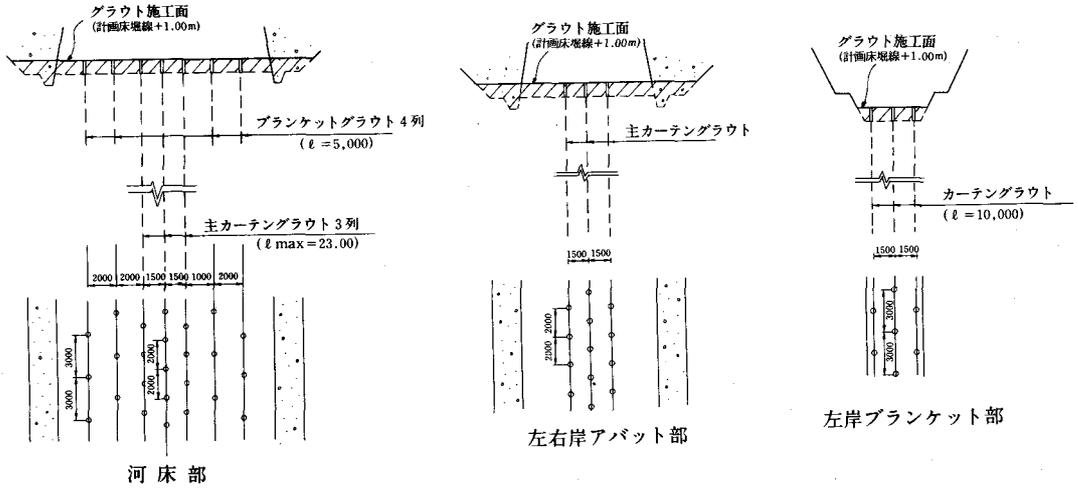


図-4 グラウト孔配置

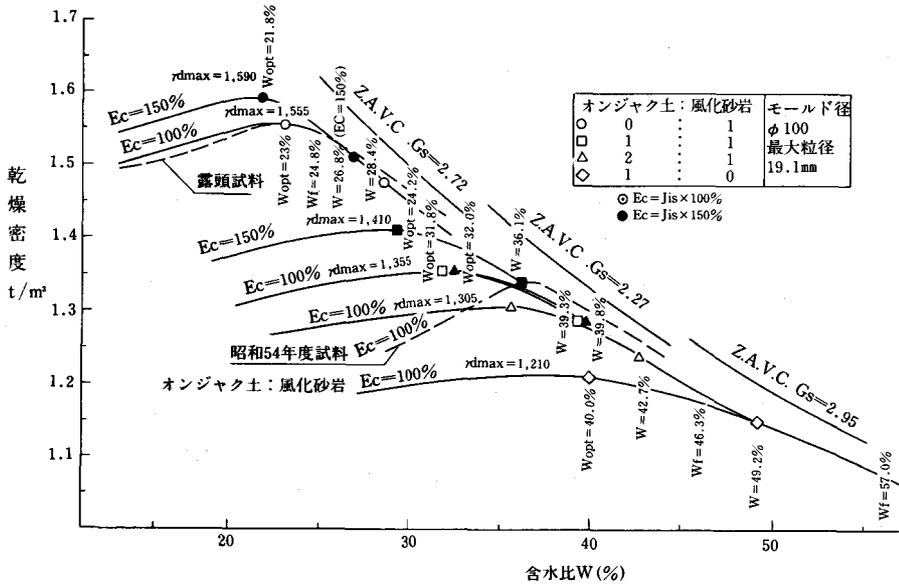


図-5 オンジャクと風化砂岩混合材の締固め特性

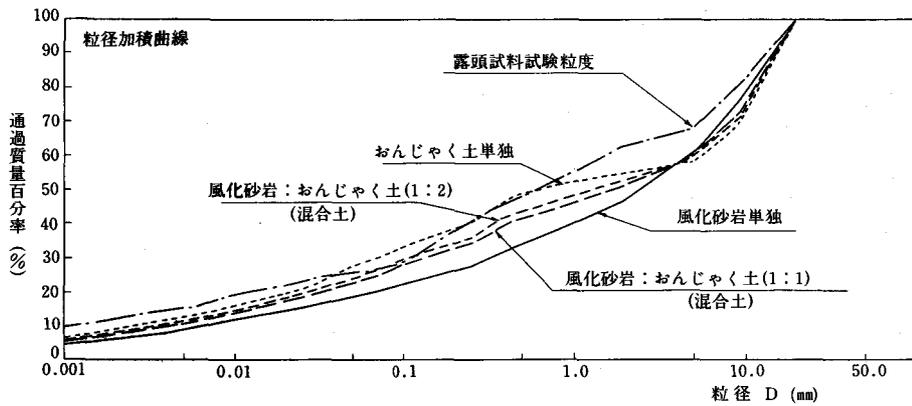


図-6 試験粒度

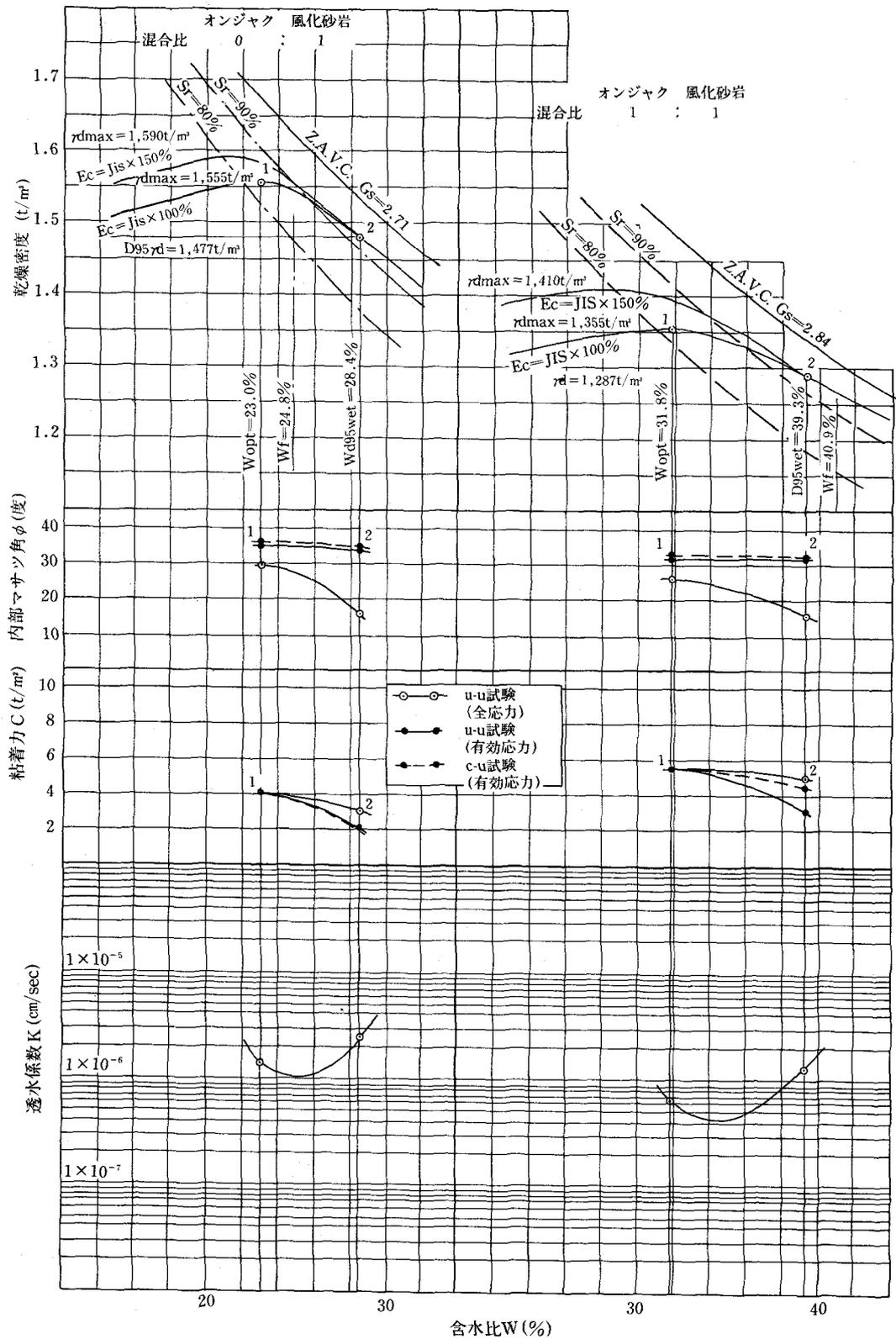


図-7 試験点とせん断強度常数, 透水係数

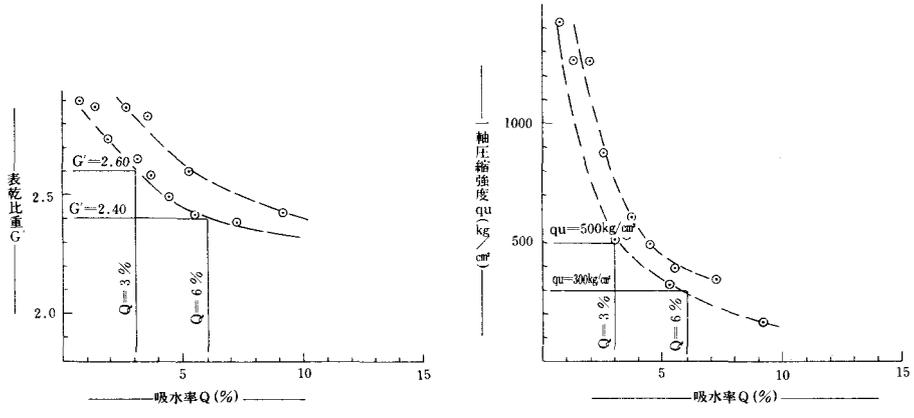


図-8 玄武岩の吸水率と表乾比重及び軸圧縮強度の関係

表-4 赤透ダム築堤材料設計数値一覧表

Zone 区分	Zone 1 (遮水性ゾーン)	Zone 2 (半透水性ゾーン)	Zone 3 (透水性ゾーン)	Zone 4 (透水性ゾーン)	フィルター	備考		
流用材料	砂岩風化土とオンジャックを1:1(乾土比)で混合して用いる	風化玄武岩	玄武岩(多孔質部~新鮮部)	玄武岩(新鮮部)	購入材			
設計 密度	比重 Gs	2.84	2.85	2.40	2.60	—		
	含水比 w(%)	39.2	30.5	6.0	3.0	—		
	乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	1.29	1.43	1.88	1.93	—		
	湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	1.80	1.87	1.99	1.99	2.10		
	飽和重量 $\gamma_{sat}(t/m^3)$	1.84	1.93	2.09	2.19	2.20		
	水中重量 $\gamma_{sub}(t/m^3)$	0.84	0.93	1.09	1.19	1.20		
間ゲキ比 e	1.20	0.99	0.28	0.35	—			
設計 せん断強度	完成直後	C(t/m <sup>2</sup> )	3.0 *1	2.0 *1	0	0	*1全応力表示 他は有効応力表示	
		$\phi$ (°)	11°00' *1	15°00' *1	38°00'	42°00'		35°00'
	完成後	C(t/m <sup>2</sup> )	3.0	2.0	0	0		0
		$\phi$ (°)	25°00'	30°00'	38°00'	42°00'		35°00'
品質管理基準	オンジャック	38.1mm以下の含水比 $\geq 35\%$	38.1mm以下の含水比 $w < 35\%$	礫表乾比重 $G' \geq 2.40$ 礫吸水率 $Q \leq 6\%$	礫表乾比重 $G' \geq 2.60$ 礫吸水率 $Q \leq 3\%$	礫表乾比重 $G' > 2.50$ 礫吸水率 $Q \leq 3\%$		
	砂岩風化土	38.1mm以上の含有率 $< 30\%$ 74 $\mu$ 以下の含有率 $\geq 15\%$	礫含有率 $\geq 50\%$ 74 $\mu$ 以下の含有率 $< 15\%$	一軸圧縮強度 $qu \geq 300kg/cm^2$	一軸圧縮強度 $qu \geq 500kg/cm^2$			
施工管理基準	D値95%以上 $K \leq 1 \times 10^{-5}$ cm/sec	D値97%以上 or $Ec = JIS \times 100\%$ の密度(自然含水比状態)以上 $K > 1 \times 10^{-5}$ cm/sec	$e \leq 0.28$	$e \leq 0.35$	$1 \times 10^{-3} < K < 1 \times 10^{-2}$ cm/sec			

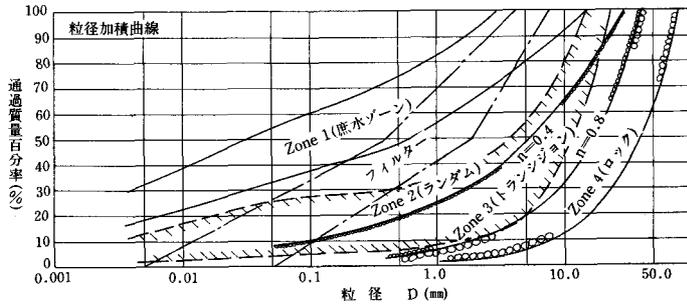


図-9

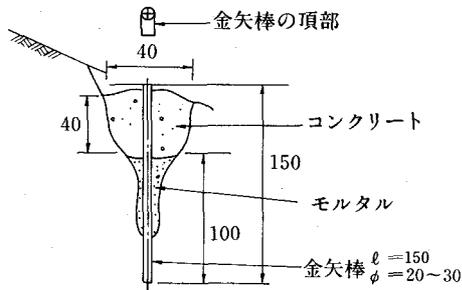


図-10 表面沈下計

- 水圧計
  - 開式間ゲキ水圧計 (オープンピエゾメーター)
  - 閉式 " (循環式水圧計)
- 電気式間ゲキ水圧計

各型式の特徴などを考慮し、設置目的・場所に応じた間ゲキ水圧計を設けるものとする。

a) 堤体

盛土の止水性、圧密度の検定、その他各ゾーンの排水性を検定し、ダム の安定性を確保するために間ゲキ水圧計を設ける。計器は、計器の手軽さ及び湛水後の管理が容易 (マイコン処理) である電気式を用いる。

b) 基礎地盤

グラウトによる改良効果やダム荷重が作用して変形した後の止水性を検討する為に、基礎内にも間ゲキ水圧計を設ける計画とする。

計器配置は、図-13の通りである。

以上の埋設計器の設置位置は、表-5に示したように No. 10 断面 (ただし、層別沈下計は No. 10+3) に設置する。

5. あとがき

赤坂ダム堤体設計の概要について述べたが、ダムにおける技術的な諸問題については、高度の専門的な知識と経験が必要であることから、学識経験者を中心とした赤坂ダム検討委員会を設けていただき、適切な指導と助言をいただいて今日に到っている。本年から、いよいよ本格的なダムの工事に着手し、64年3月完成をめざし進行

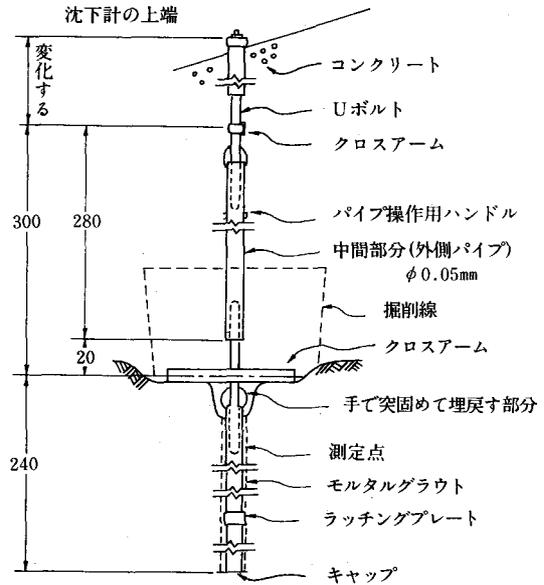


図-11 クロスアームの機構

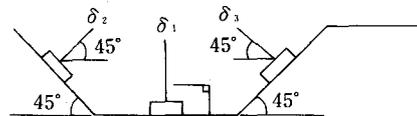


図-12 三面土圧計の配置

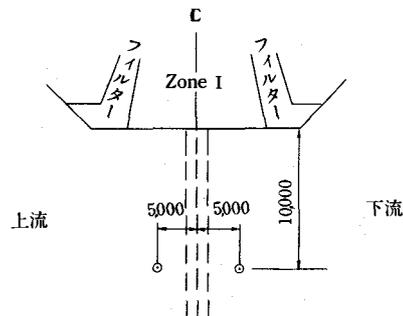


図-13 No. 10

中である。今後の工事に伴う問題点等については別の機会に報告させていただくこととする。

表-5 埋設計器一覧表

表面変位計				間ゲキ水圧計				土圧計				層別沈下計				
計器 番号	設置位置			計器 番号	設置位置			計器 種類	計器 番号	設置位置			計器 番号	設置位置		
	測点	からの距離	標高 (EL)		測点	からの距離	標高 (EL)			測点	からの距離	標高 (EL)		測点	からの距離	標高 (EL)
T <sub>1</sub>	No. 6	D-4.00	197.0	P <sub>1</sub>	NO.10	U-5.0	155.0	電気式	E <sub>1</sub>	NO.10	φ	165.0	CR <sub>1</sub>	NO. 10 <sup>+</sup>	D-2.0	165.0
T <sub>2</sub>	8	"	"	P <sub>2</sub>	"	D-5.0	"	"	E <sub>2</sub>	"	U-25.0	170.0		"	"	170.0
T <sub>3</sub>	10	"	"	P <sub>3</sub>	"	U-9.0	165.0	"	E <sub>3</sub>	"	D-21.0	172.5		"	"	175.0
T <sub>4</sub>	12	"	"	P <sub>4</sub>	"	U-5.0	"	"	E <sub>4</sub>	"	φ	180.0		"	"	180.0
D <sub>1</sub>	8	D-17.40	190.0	P <sub>5</sub>	"	D-5.0	"	"	E <sub>5</sub>	"	φ	190.0		"	"	185.0
D <sub>2</sub>	9	"	"	P <sub>6</sub>	"	D-9.0	"	"						"	"	190.0
D <sub>3</sub>	10	"	"	P <sub>7</sub>	"	U-25.0	170.0	"						"	"	195.0
D <sub>4</sub>	11	"	"	P <sub>8</sub>	"	U-15.0	"	"								
D <sub>5</sub>	10	D-38.40	180.0	P <sub>9</sub>	"	φ	"	"								
D <sub>6</sub>	"	D-59.40	170.0	P <sub>10</sub>	"	D-14.0	172.5	"								
U <sub>1</sub>	"	4.00	197.0	P <sub>11</sub>	"	D-21.0	"	"								
U <sub>2</sub>	"	20.75	190.0	P <sub>12</sub>	"	U-3.0	175.0	"								
U <sub>3</sub>	"	47.75	180.0	P <sub>13</sub>	"	D-3.0	"	"								
				P <sub>14</sub>	"	U-12.0	180.0	"								
				P <sub>15</sub>	"	φ	"	"								
				P <sub>16</sub>	"	D-12.0	"	"								
				P <sub>17</sub>	"	U-2.0	185.0	"								
				P <sub>18</sub>	"	D-2.0	"	"								
				P <sub>19</sub>	"	φ	190.0	"								

# 河川流量の簡易推定法

(緩流河川における移動床)

川 合 亨\*

## 目 次

1. まえがき.....48	3. 河川流量の推定.....49
2. 粗度係数の推定方法.....48	4. あとがき.....49

### 1. まえがき

本来、河川の流量(Q)は通水断面積(A)と平均流速(V)の積としてあらわされる。実際の観測においては河川横断方向の水深測量によって通水断面積(A)を求め、ついで各測線の代表流速を計測することによって平均流速(V)を求める。

このような方法では多額の費用と長い時間を要することは避けられない。さらに洪水時には危険をとめない、その測定精度もかなり低下するものと考えられる。

この基本的な観測方法に対して、白石<sup>1)</sup>らは数理モデルによる新しい解析法を開発した。これは通称、三点水位法と言われている。

三点水位法とは粗度係数が不明である水路の流量を求める方法である。この方法では一定水路区間の3ヶ所の断面形と水位を同時測定する。これによって通水断面形が明らかとなり、粗度係数を仮定することにより流量が求められる。しかし、仮定した粗度係数は流量の流れの条件が3ヶ所の断面積と水位を満足する値でなければならない。この流れの条件を満足する値を求めるために最も汎用性のある解析方法として不等流の基礎式(運動方程式と連続式)を用いる方法が適当である。この三点水位法による解析は電子計算機において行われる。

この報文では河床の平均粒径と水面勾配を既知としてまず粗度係数の求め方を示し、ついで河川流量の推定法を紹介した。

### 2. 粗度係数の推定方法

流れの抵抗を表わすために粗度係数が用いられる。ここでは移動床について二次元的な取扱いによる粗度係数の求め方を示した。

#### 2.1 樁・古屋の方法<sup>2)</sup>

$$\log_{10} \frac{k_s}{d_m} = 3.48 \left\{ 1 - 0.225 \sqrt{(\sigma - \rho)g \frac{d_m}{\tau_o}} \right\} \quad (1)$$

ここに  $k_s$ ; 相当粗度,  $d_m$ ; 平均粒径,  $\sigma$ ; 土砂の密度,  $\rho$ ; 水の密度,  $\tau_o = \rho g R I$ ; 掃流力,  $I$ ; 流水の勾配,  $R$ ; 径深,  $g$ ; 重力の加速度

取扱いを行えば(2)式を得る。

この(1)式において  $\sigma = 2.65$ ,  $R \doteq h$  として二次元的な取扱いを行えば(2)式を得る。

$$\log_{10} \frac{k_s}{d_m} = 3.48 \left\{ 1 - 0.225 \sqrt{\frac{1.65 d_m}{h I}} \right\} \quad (2)$$

一方、Manningの粗度係数  $n$  は

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g} \left\{ A_r - \frac{1}{K} + \frac{2.3}{K} \log_{10} \left( \frac{R}{k} \right) \right\}} \quad (3)$$

で与えられる。ここに  $A_r$ ; 粗面水路の流速分布にかかわる常数,  $K$ ; カルマン常数  $k$ ; 粗度

いま,  $A_r = 8.5$ ,  $K = 0.4$ ,  $R \doteq h$ ,  $k = k_s$  とすれば

$$n = \frac{h^{1/6}}{\sqrt{g} \left\{ 6 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{h}{k_s} \right) \right\}} \quad (4)$$

となる。すなわち(2)式から  $k_s$  を求め、(4)式で  $n$  値を求めることができる。

#### 2.2 著者の方法<sup>3)</sup>

自然河川のデータを整理して次の関係を得た。

$$Fr = 9.82 (\sqrt{I})^{0.933} \quad (\text{緩流河川の場合}) \quad (5)$$

ここに  $I$ ; 河川勾配,  $Fr$ ; フルード数

$$q = Fr \sqrt{gh^3} \quad (6)$$

ここに  $q$ ; 単位幅流量,  $h$ ; 水深

$$n = \frac{h^{5/3} I^{1/2}}{q} \quad (7)$$

[計算例](1)

計算条件,  $d_m = 0.3 \text{mm} = 0.0003 \text{m}$ ,  $h = 5.0 \text{m}$ ,

$$I = 1/5000 = 0.0002, \sigma = 2.65, \rho = 1.0$$

a) 樁・古屋の方法

$$\log_{10} \frac{k_s}{d_m} = 3.48 \left\{ 1 - 0.225 \sqrt{\frac{1.65 \times 0.0003}{5 \times 0.0002}} \right\}$$

$$= 2.929116$$

\*農業土木試験場

$$\frac{k_s}{d_m} = 849.4, \therefore k_s = 849.4 \times 0.0003 \div 0.255 \text{ m}$$

$$n = \frac{5^{1/6}}{3.13 \left\{ 6 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{5.0}{0.255} \right) \right\}} = \frac{1.308}{42.041} = 0.031$$

b) 著者の方法

$$F_r = 9.82(0.01414)^{0.933} = 0.18$$

$$q = 0.18 \sqrt{9.8 \times 5^{-3}} = 6.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$n = \frac{5^{5/8} \times 0.0002^{1/2}}{6.3} = \frac{0.2068}{6.3} = 0.033$$

### 3. 河川流量の推定

#### 3.1 樁・古屋の方法

三次元的な取扱いを行うために  $h = R$  とすると(2), (4) 式はそれぞれ次の如くあらわされる。

$$\log_{10} \frac{k_s}{d_m} = 3.48 \left\{ 1 - 0.225 \sqrt{\frac{1.65 d_m}{RI}} \right\} \quad (8)$$

$$n = \frac{R^{1/6}}{\sqrt{g} \left\{ 6 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{R}{k_s} \right) \right\}} \quad (9)$$

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (10)$$

ここに  $A$  ; 通水断面積

#### 3.2 著者の方法

$$F_r = 9.82(\sqrt{T})^{0.933} \quad (\text{再掲}) \quad (5)$$

$$Q = F_r A \sqrt{g \left( \frac{A}{T} \right)} \quad (11)$$

ここに  $A$  ; 断面積,  $T$  ; 水面幅

[計算例](2)

計算条件,  $I = 1/4000$ , 水面幅  $T = 150 \text{ m}$ , 洪水深  $h = 5.9 \text{ m}$ ,  $d_m = 3.3 \text{ mm} = 0.0033 \text{ m}$ , 断面形は台形であり, 図-1に示した。したがって, それぞれの諸量は下記のとおりである。

$$A = (126.4 + 11.8) \times 5.9 = 815.38 \text{ m}^2$$

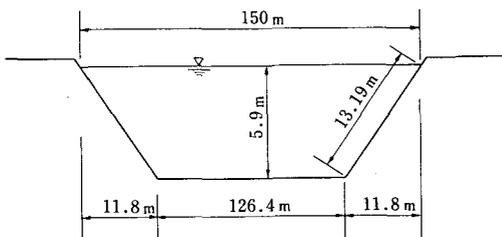


図-1 河川の断面形

$$P = 126.4 + 2 \times 13.19 = 152.78 \text{ m}$$

$$R = A/P = 5.34 \text{ m}$$

a) 樁・古屋の方法

$$\log_{10} \frac{k_s}{d_m} = 3.48 \left\{ 1 - 0.225 \sqrt{\frac{1.65 \times 0.0033}{5.34 \times 0.00025}} \right\} = 1.898688$$

$$\frac{k_s}{d_m} = 79.19, \therefore k_s = 79.19 \times 0.0033 = 0.261 \text{ m}$$

$$n = \frac{5.34^{1/6}}{3.13 \left\{ 6 + 5.75 \log_{10} \left( \frac{5.34}{0.261} \right) \right\}} = 0.031$$

$$Q = 815.38 \times \frac{1}{0.031} \times 5.34^{2/3} \times 0.00025^{1/2} \div 1270 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) 著者の方法

$$F_r = 9.82(0.0158)^{0.933} = 0.205$$

$$Q = 0.205 \times 815.38 \sqrt{9.8 \left( \frac{815.38}{150} \right)} \div 1220 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 4. あとがき

樁・古屋の方法では正しい平均粒径の見積りが大切であり, 著者の方法では正しい河床勾配の見積りが重要であろう。このように, 河川の性質を知るうえで河床勾配と平均粒径は非常に重要な意味をもっている。もし, 平均粒径が観測されていない場合には河床勾配を既知として次式で推定することもできる。

$$d_m = 19.86 \times 10^4 (\sqrt{T})^{3.764} - 39 \times 10^6 (\sqrt{T})^{6.31} \quad (\text{cm単位}) \quad (12)$$

この(12)式はあくまでも便法であり, 出来る限り実測されることが望ましい。

ここで紹介した河川流量の簡易推定法は洪水時における危険性や測定が不正確になり易いことを考えると大勢を知るために役立つと思われる。より正確な方法として数理モデルによる解析法<sup>1)</sup>を推奨したい。

### 参考文献

- 1) 白石英彦, 岩崎和巳, 松本良男; 数理モデルにおける現地定数の推定法と現地現象との相似性について, 農業土木試験場報告第13号 (p. p. 111~137) (1975)
- 2) 樁東一郎, 古屋朝治; 流砂ある河川の流速法則について, 九大流体工学研究所報告第7巻4号(1951)
- 3) 川合亨; 河川の流砂機構に関する考察, 農土試技報B(水理)35(1975)

# 高度利用集積圃場整備事業三輪地区について

因 来 富 夫\*

## 目 次

1. 地区の位置及び概況.....	50	4. 高度利用集積圃場整備事業（三輪地区）.....	51
2. 総社市地域の農業動向.....	50	5. おわりに.....	55
3. 総社市地域の圃場整備.....	51		

本報告は、昭和61年度に新規創設された高度利用集積圃場整備事業の三輪地区（岡山県総社市）に関する計画概要について報告する。

### 1. 地区の位置及び概況

岡山県総社市は、県の南中部に位置し、全国第10位の巨大古墳（三須作山古墳）を有し、古代より吉備の中心地として栄えた地域である。本地区は、総社市の南端に位置し、岡山県都窪郡清音村と接する。地区の西には、県の三大河川の一つである高梁川が流れ、この川の沖積作用によりできた平坦地であり、地区内には旧河川跡を残し、一部は低湿地となっている。受益面積は40.1haで、このうち14haは清音村の受益者であり出入作が進んでいる。

### 2. 総社市地域の農業動向

総社市の耕地は、高梁川に二分された東西に広がる沖積平野を中心としている。耕地の整備率は10%（県平均



図-2 A



図-1 位置図



図-2 B 計画地域航空写真

\*岡山県倉敷地方振興局耕地課

表一 総社市の耕地面積動向

年別	種別			
	全 体	水 田	畑	樹園地
	ha	ha	ha	ha
昭和55年	2,752	2,352	247	153
昭和60年	2,577	2,216	224	137

表二 総社市の農家数の動向

年度	項目			
	総 農 家	専 業 農 家	第一種兼業	第二種兼業
	戸	戸	戸	戸
昭和55年	5,016 (100)	403 (8.0)	289 (5.8)	4,324 (86.2)
昭和60年	4,839 (100)	492 (10.2)	409 (8.4)	3,938 (81.4)

( ) は割合%

40%)と低く、狭小不整形な耕地は、農業の近代化、生産性の向上に大きな障害となっている。

(1) 耕地面積の動向

面積の動向は表一のとおりであり、平均耕作面積は、53aである。

(2) 農家数の動向

農家数の動向は、表二のとおりであり、全体的な農家数が減少する中で、専業農家、第一種兼業農家が増となっている。しかし第二種兼業農家の割合は81%と依然として高い。

3. 総社市地域の圃場整備

(1) 圃場整備の取り組み

耕地整備率が10%、平均農家所有面積が53aという中で、農業政策の第一は基盤整備であるという認識から、今後も圃場整備を強力に進めることとしている。

(2) 圃場整備推進の考え方

- ㉞ 農地の汎用化と水田利用再編対策の推進
- ㉟ 第二種兼業農家所有の農地流動化の促進
- ㊱ 大区画圃場整備により、大型機械導入による営農労力節減

(3) 大区画圃場整備への取り組み

総社市は圃場整備を進める中で、平坦地では従来の1区画30aにはこだわらず、できるだけ大区画で実施する方針としている。

総社市で実施されている例

㉞ 県営圃場整備事業(新本地区) S57~S61

受益面積62.6haのうち50a以上の区画数16, 全区画232

$$50a \text{ 以上の割合} = \frac{11.8(\text{ha})}{62.6(\text{ha})} = 19\%$$

㉟ 団体営圃場整備事業(江崎地区) S56~S61

受益面積19.2haのうち50a以上の区画数14, 全区画数39

$$50a \text{ 以上の割合} = \frac{12.2(\text{ha})}{19.2(\text{ha})} = 64\%$$

と、従来より大区画圃場整備に取り組んでいる。

(4) 大区画圃場整備のメリット

総社市では、従来より進めて来た大区画圃場整備のメリットを次のように考えている。

㉞ 経費等

傾斜度の小さい地形の所では、畦畔が少なく、本地面積が増える。又用水等の管理も容易となる。経費は全体的に安くなり、地元負担の軽減となる。例えば30a区画で900千円/10a, 100a区画850千円/10aとなっている。

㉟ 機械の大型化

大型機械の導入により、営農労力の節減となる。また全体の機械数を減らし、利用効率を高める。

㊱ 水田利用再編

作目、品種の統一化、団地化が促進され、集団転作が容易となる。現在、市では、表作に大豆、裏作に麦類(小麦、ビール麦)を栽培し成果が上がってきている。

㊲ 農地の流動化

割田の中の第二種兼業農家の作業委託が促進される。現在は麦作を中心に、作業受委託が促進されている。

㊳ 換地事務

大区画の中で移動割田で対応するため、配分等の事務が軽減されている。

(5) 大区画圃場整備における検討事項

㉞ 割田となり個人の転作が困難となる。

㉟ 農作業の時期が個人の自由にならない。

㊱ 用水、排水に時間がかかる。

㊲ 基盤の均平作業が難しい。

㊳ 用水路の動水勾配が取りにくい。

現時点では以上のような検討事項が考えられるが、これは今後、農業機械の共同利用、集団転作と農地の高度利用等による地域農業者の新たな再編を行なうことによって解決できると考える。

4. 高度利用集積圃場整備事業(三輪地区)

(1) 三輪地区の計画概要

本地区の概要は表三のとおりである。

本地区の計画図は、図一三のとおりである。

(2) 三輪地区の高度利用集積について

昭和61年度に創設された高度利用集積圃場整備事業においては、下記のモデル的な高生産圃場を作り、この波及効果を発揮させることとなっている。

㉞ 大区画圃場を中心とした土地利用の秩序化。

㉟ 農地の流動化による中核的農家の経営規模拡大。

表-3 三 輪 地 区

県名	岡山県	地区名	み わ			所在地	総社市下三輪					
			三 輪				水系	高梁川水系(1級指定河川)				
受益面積		区画・整理	土地総	排特	防 災	合 計	稲転率	$\frac{2.0+10}{42.0} \times 100 = 29\%$				
		40.1 ha	— ha	— ha	— ha	40.1 ha						
事業費	本事業費	426百万円1,062千円/10a			地域指定	農 振		過 疎	年 月		経済地帯	
	その他関連	— " — "				指 定	47年4月	山 振	41年 月			
	計	426 " 1,062 "				計 画	49年11月	都 計	46年 9 月			平地農村
面積関係	項目	地区面積				事業別面積						
		種目	現 況	計 画		区 画 ・ 整 理			土 地 総	排 特	防 災	
	区 画 理			同左外	計	区 画 整理工	暗 渠 排水工	客土工				附帯工
	水 田	42.0 ha	40.0 ha	ha	40.0 ha	40.0 ha	19.4 ha	8.3 ha	ha	ha	ha	ha
	畑	0.1	0.1		0.1	0.1						
	樹園地											
	小 計	42.1	40.1		40.1	40.1	19.4	8.3				
	道水路	3.7	5.7		5.7	5.7						
非農用地	0.3	0.3		0.3	0.3							
そ の 他												
合 計	46.1	46.1		46.1	46.1	19.4	8.3					
事業費	種目	工種区分	工 事 内 容				工事費	10a当り	割 合			
			整地工	面 積	40.1 ha	表土面積	40 ha	63百万円	157千円	15%		
	区画整理工	道路工	幹線 L = — km (内舗装 L = — km)									
			支線他 L = 4.3 km ( " L = — km)				41	102	10			
			連絡農道(関連農道)									
	区画整理工	用水路工	幹線 L = — km ( " L = — km)									
			支線他 L = 6.4 km ( " L = 6.4 km)				120	299	28			
			水源施設									
	区画整理工	排水路工	幹線 L = — km (内舗装 L = — km)									
			支線他 L = 3.6 km ( " L = 3.6 km)				83	207	19			
	小 計						307	765	72			
	暗渠排水工	本暗渠	19.4 ha	簡易暗渠	— ha	30	75	7				
		客土工	面 積	8.3 ha	客土深	24cm	23	57	6			
	附 帯 工											
計						360	897	85				
土地改良総合整備												
排水対策特別事業												
防 災 事 業												
近代化施設用地整備												
測 試 他						66	165	15				
合 計						426	1062	100				

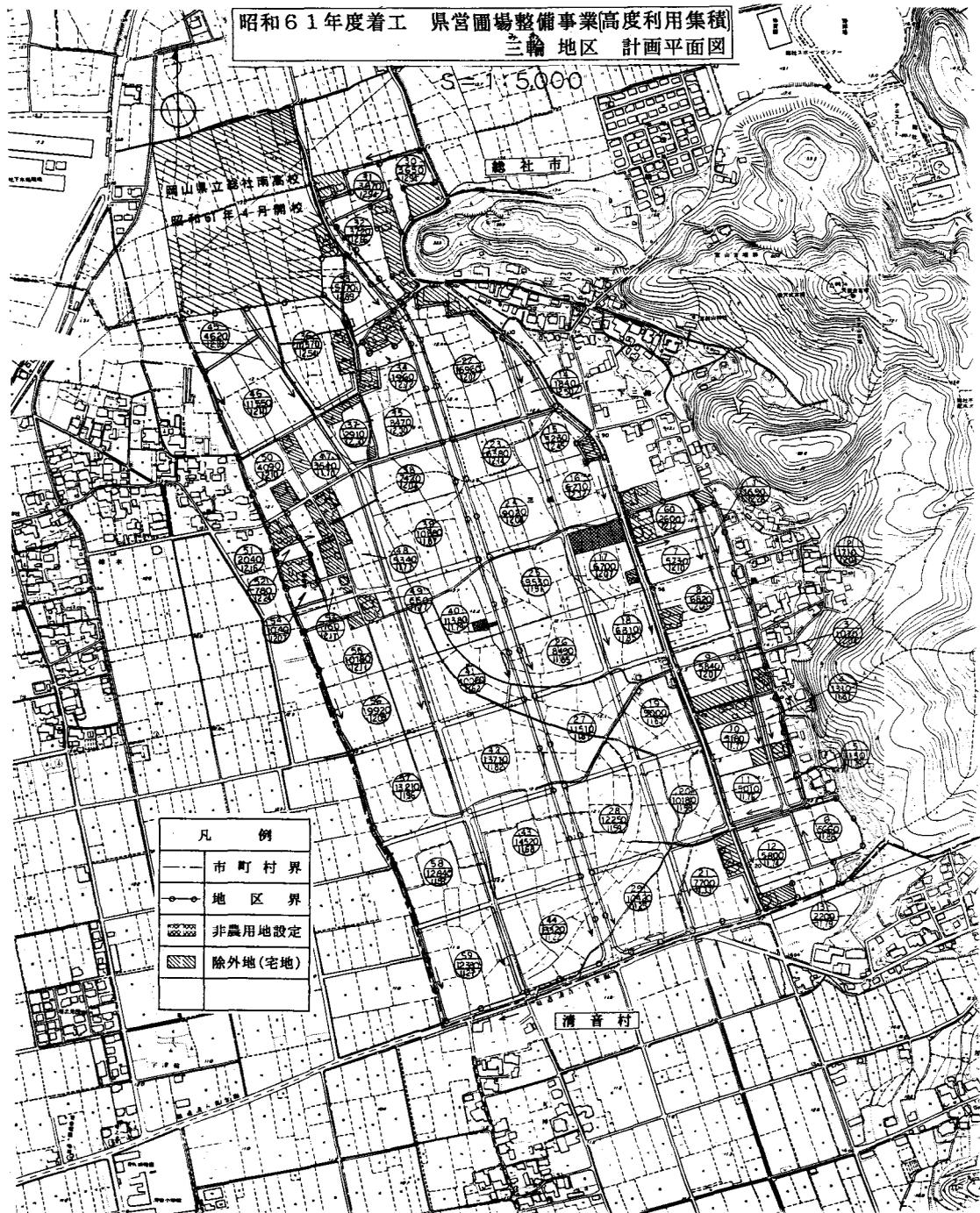


図-3 計画平面図

⑦ 中核農家を中心とした高能率生産組織の育成。  
また新規制度の実施要綱要領によれば、事業計画の策定に当って以下3条件を満足する必要がある。

- ⑦ 50a 区画以上が2/3以上
- ① 利用権設定率20%以上、又は利用集積率60%以上
- ⑦ 集落協定の取り決め

① 50a 以上の区画2/3以上について  
前述のとおり、総社市では、従来、大区画圃場整備を進めており問題はなかった。

受益面積40.1ha、50a以上の区画数35、全体区画51

$$50a \text{ 以上の区画の割合} = \frac{33.2(\text{ha})}{40.1(\text{ha})} = 83\%$$

表一4 農地流動化計画（利用増進法に基づく）

地域	項目	現 況			目 標		
		農振農用地	流動化面積	流動化率	昭和65年目標	流動化面積	流動化率
総 社 市		2177.5 ha	111.2 ha	5.0 %	2177.5 ha	130.7 ha	6.0 %
三 輪 地 域		42.1	2.1	5.0	40.1	3.7	9.2

表一5 利用集積計画

項 目	面 積	受 手				出 手			
		専 業 (担手)	1 兼	2 兼	計	専 業	1 兼	2 兼	計
利用権設定面積	37,263 m <sup>2</sup>	6 戸	1 戸	8 戸	15 戸	— 戸	— 戸	21 戸	21 戸
主要2作業以上の受委託面積	123,791	10	—	4	14	—	—	27	27
担手農家所有面積	90,654	11	—	—	11	—	—	—	—
計	251,708								

表一6 農家数および経営耕地規模（昭和60年調査）

	専業別農家戸数（戸）				経営規模別農家戸数（戸）					
	専 業	兼 業			0.5 ha 未 満	0.5~1.0	1.0~1.5	1.5~2.0	2.0以上	計
		1 兼	2 兼	計						
市 全 体	492	409	3,938	4,839	2,633	1,678	436	92		4,835
三 輪 地 区 現 況	11	7	104	122	64	49	7	1	1	122
三 輪 地 区 計 画	11	10	101	122	43	12	6	3	2	66

表一7 農家人口および農業従事者（昭和60年調査）

	全 人 口			農 家 人 口			農 業 従 事 者			左のうち後継者		
	男	女	計	男	女	計	男	女	計	男	女	計
市 全 体	25,232	26,989	52,221	10,238	11,037	21,275	6,574	6,014	12,588	11	0	11
三 輪 地 区 現 況	851	826	1,677	245	232	477	23	70	93	0	0	0
三 輪 地 区 計 画	851	826	1,677	117	111	228	20	30	50	2	0	2

② 農地の流動化と利用集積

総社市における流動化率は、5%であり、県平均の3%台に比べ流動化が進んでいるが、三輪地区では5%と市の平均と同じである。今後とも地元と関係機関が一体となって流動化対策を促進することとし、総社市で6%、三輪地区では、利用集積を進めることと併せ、9%を目標とする。

$$\text{三輪地区の利用集積率} = \frac{251,708(\text{m}^2)}{401,000(\text{m}^2)} = 63\%$$

③ 営農と生産組織

⑦ 営農計画

本地区は平坦な地形であるが、多くの圃場は小区画不整形で、農道は狭く、1戸当り平均耕地面積は65a

と少ない。県南の水島工業地帯へも近く、ほとんどが兼業農家であり、経営類型をみても一部に水稲+麦、酪農+水稲の複合経営はあるものの、大部分は農外収入に依存した水稲単作の小規模経営である。このため本事業により、農業基盤整備を行ない、優良農地を確保するとともに、農地の利用集積を行ない、中核的担手農家の育成を図る。土地利用率を高めるため、又、水田利用再編対策を推進するために、稲一麦一大豆の作付を中心として実施する。

④ 生産組織

現在三輪地区においては、稲、麦、大豆の任意組織が結成されているが、その活動は停滞ぎみである。したがって一層の産地規模の拡大、生産技術の向上に努

表-8 営農組織計画

組織名	組織の形態	設立年月日	事業(活動)の内容	
			現況	計画
三輪稲作集団 三輪麦作集団 三輪大豆生産組合	任意 " "	S42. 10 42. 10 45. 6	栽培技術研修会 機械の共同利用	
三輪地域 営農集団	集落協定	61. 10		栽培技術協定 施設機械の共同利用計画 栽培技術研修 土地利用計画

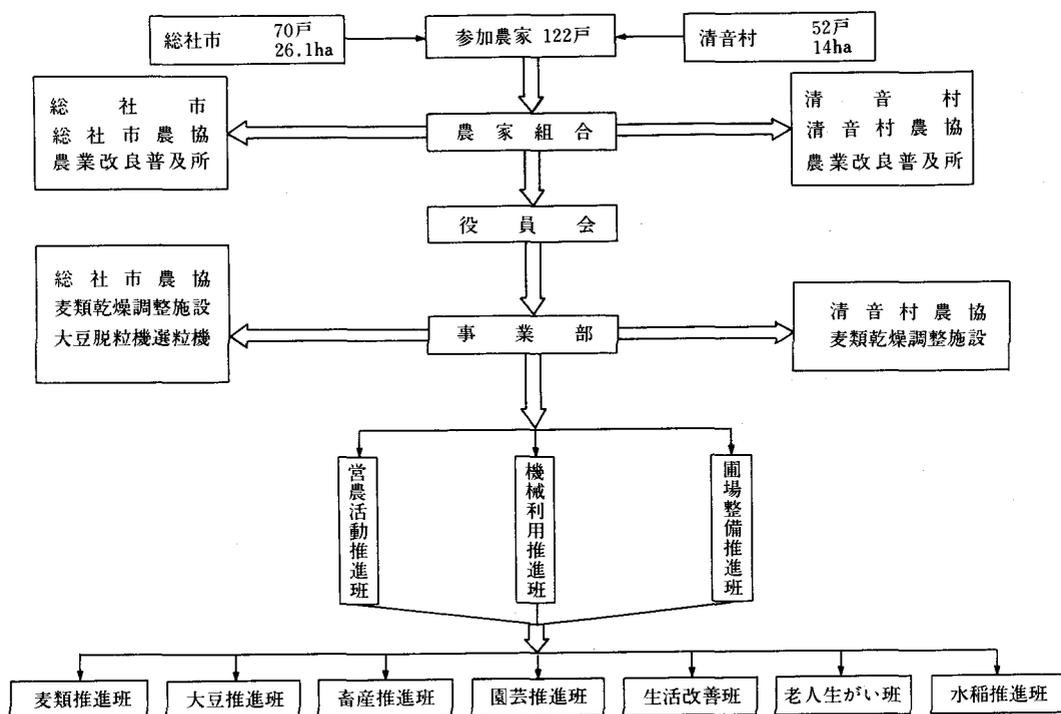


図-4 「三輪地域営農集団」組織図

めるため、既存組織を再編成し、「三輪地域営農集団」を組織し、効率的な土地利用の確立や機械の共同利用、作業の受委託を通じて利用集積、農地の高度利用を推進し、地域農業の活性化を図る。

### 5. おわりに

本地区の圃場整備計画については、地元を始め総社市、清音村、普及所、農協等により熱意ある取組が行なわれた。本地区の工事は、昭和61年度から昭和64年度までの工期で実施する計画となっており、工事完成後は、大区画圃場整備により所期の目的が十分に達成され、他地区のモデル地区となることを確信して報告を終える。

## 圃場整備事業の完了した地域の意向調査結果

段 本 幸 男\* 足 立 元 彦\*  
岡 篤 雄\*

### 目 次

1. 調査の背景.....56	4. 総合評価としての圃場整備.....57
2. 調査の目的と方法.....56	5. 圃場整備と農業構造との関係に関する調査結果.....58
3. 圃場整備に関する調査結果（主な項目について）.....56	6. 総 括.....58

### 1. 調査の背景

島根県の農業は水稲作を中心に展開しており、生産性の向上とコスト低減がその重要な課題となっている。圃場整備事業はそのための有力な手段として位置づけられ、昭和38年の制度改正以降鋭意事業を推進している。

昭和60年度末現在での本県の整備済面積は約1万6千haで水田面積4万haの約40%に相当する。図一1に見るように水田の整備率は昭和50年以降急速に伸びており、その内容を見ると、昭和45年以前は整備がなされていなかった中山間地域で、現在積極的に進められている。

しかし、近年は国及び県の財政のひつ迫下、整備進度も鈍化しているうえ、整備の中心が地形条件の悪い中山間地域であり、単位面積当りの事業費も急増している。加えて、混住化や兼業化の進展等農業構造の変化、高齢

化の進展や作物選定の難しさ等に伴う営農意欲の減退など、圃場整備をめぐる環境は、近年きわめて厳しい状況にある。

### 2. 調査の目的と方法

こうした中にあっても、今後引き続き整備しなければならない地域も相当数残されており、また、事業が完了した地域でも一定の年月が経過した現在では様々な問題が発生していると思われる。このため本県では、このような状況に対処していくためには、農家のニーズを的確に把握し、各々の地域に合ったきめ細かな事業対応が必要であると考え、昭和60年8月にこれまでに事業が完了した地区の農家に対して意向調査を行ない、それぞれの農家が圃場整備に対してどのような評価をしているのか調査を実施した。

調査の方法は最近10か年間に整備が完了した県内の80地区を対象に、それぞれ約10%の農家を無作為に抽出し、アンケート形式により調査を実施した。調査票は1,252戸に配布し全戸回収した。地域別・経済地帯別・地形別の戸数分布は、図一2のとおりである。

調査結果の集計・分析は島根大学農学部経営学研究室（代表平塚教授）に依頼した。以下、調査結果について報告する。

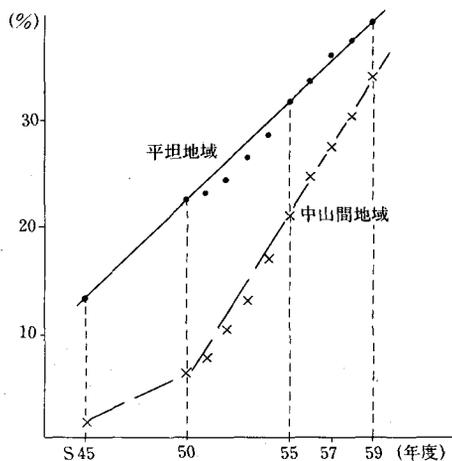
### 3. 圃場整備に関する調査結果（主な項目について）

#### (1) 圃場整備事業実施のきっかけ

地域性が見られ、大きく分類すると比較的立地条件に恵まれている地域では土地改良区（地元）主導型、他は市町村（行政）主導型である。

#### (2) 圃場整備事業実施に際して最も聴きたかったこと

各地域とも「区画、農道、水路の全体配置」に最も関



資料：島根県耕地課調べ  
図一1 島根県における水田の圃場整備率の推移

\*島根県農林水産部耕地課

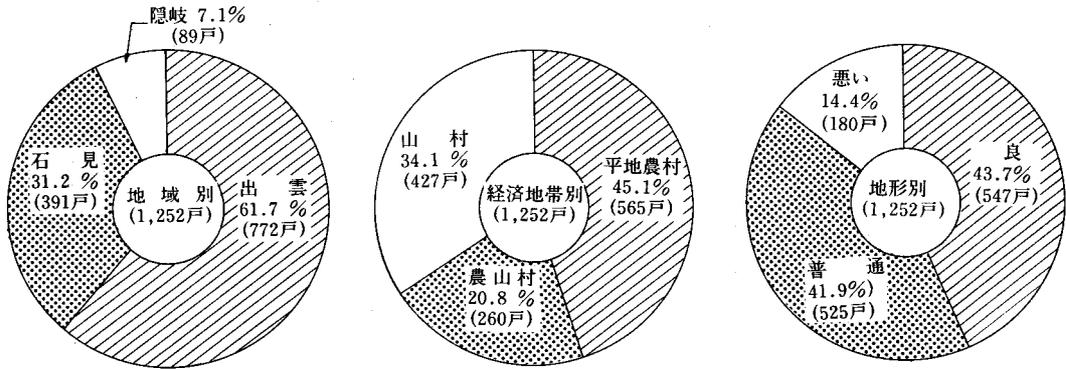


図-2 調査対象世帯の分布

心があり、「換地配分」がそれに次いでいる。

(3) 圃場整備の目的

一般的にいわゆる労働節減効果に目的が集中し、「水田の汎用化による畑利用」とか「農地貸借の進展」など農業経営の改善を目的とする農家は少数派にとどまっている。そんな中で、出雲地域・地形条件「良」地域では「換地による農地の団地化」をあげている農家が9%余りあるのは注目される。

(4) 区画の大きさについて

30a 区画で整備した農家の84%、20a 区画で整備した農家の87%が「適正である」と評価している。しかし、30a 区画で整備した農家の13%が「大きすぎる」としており、地形条件の悪い地域ではその割合が30%前後と高くなっている。

(5) 耕土の厚さについて

耕土の厚さは「浅すぎる」が全体で34%、とりわけ石見地域・山村・地形条件「悪」地域では40%以上にもなっている。自由意見の中にも耕土を深くしてほしいという要望が多数あり、このことは地力の向上との関連からも今後の大きな課題と考えなければならない。

(6) 排水路の大きさについて

「小さすぎる」が14%、「大きすぎる」が7%であった。とりわけ地形条件の悪い地域では「小さすぎる」とする農家の割合が20%以上と高くなっている。

(7) 農道の舗装について

全体の94%（簡易舗装を含む）とほとんどが舗装を希望している。

(8) 暗渠排水について

出雲地域・平地農村・地形条件「良」地域では「効果があった」の割合が7割前後であるのに対し、他の地域では5割台にとどまっている。このことは、暗渠排水施設の効果が十分あがっていないケースが意外に多いことを示している。

(9) 換地の話合いの経過について

「話合いが十分なされた」としているのは38%であり、

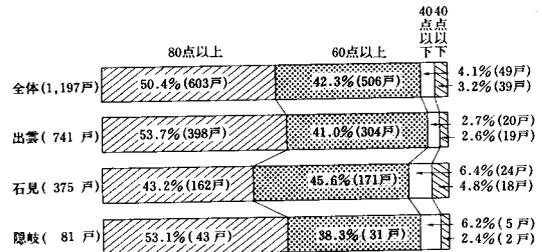


図-3 圃場整備に対する総合評価（100点満点）

「多少の問題があったが実施された」が53%であった。このことから、半数以上が換地に不満を持っているものと思われる。

(10) 負担金の償還期間について

「今のままで良い」が55%、「長い方が良い」が33%、「短い方が良い」が11%である。地域別に見ると、後継者がいる地形条件が良い地域で「長い方が良い」とする割合が高くなっている。

4. 総合評価としての圃場整備

圃場整備を実施した時期について全体の78%が「早くやって良かった」と評価し、「遅かった」の20%は「早くやった方が良かった」の意味と解され、ほとんどの農家が経験的に圃場整備をするなら「早くする方が良い」と考えている。このことは、図-3に示す「総合評価」に端的にあらわれている。実に93%の農家から合格点（60点以上）を頂いている。

総合評価を分析すると以下に要約される。

- ① 世帯主の年齢が50才以下の層からは比較的厳しい評価を受けている。
- ② 経営規模が1 ha以上の農家からは高い評価を受けているが、経営規模の小さな農家の評価は比較的厳しい。
- ③ 「暗渠排水の効果がなかった」とする農家の評点が低い。
- ④ 換地に不満が残る農家の評点が低い。
- ⑤ 「負担金が高い」とする農家の評点が低い。

## 5. 圃場整備と農業構造との関係に関する調査結果

この調査のもう一つのテーマとして、圃場整備事業が農業経営、農地流動化及び農業生産の組織化といった農業構造に与える影響等を調査することであり、主な調査結果は次のとおりであった。

### (1) 圃場整備後の営農体系

「変わった」が52%で「変らない」の48%をやや上回っており、作業体系や土地利用方式が圃場整備によって影響を受けているといえる。比較的早期に完了した地域で「変わった」とする者の割合が高くなっていることは、早晩圃場整備の効果が表われてくるものと思われる。

### (2) 農地流動化への影響

農地貸借や賃貸借が「進んだ」が45%あり事業の効果が認められる。この割合は地形条件の良い地域では50%を超えている。

### (3) 生産組織について

「出来た」が全体の32%となっている。

### (4) 将来の農業経営規模について

規模を「拡大したい」が13%、「縮小したい・やめたい」が9%、残りの78%が「現状維持」であった。ほとんどの地域で「拡大したい」が「縮小したい・やめたい」を上回っている。

### (5) 中核農家指向について

将来中核農家になることについて、「希望する」20%「迷っている」37%、「希望しない」43%であり、2割の農家が将来中核農家になることを指向している。従って、これらの農家に有効な対策を講じれば島根農業の発展の可能性があるとと思われる。

## 6. 総括

これまで本調査結果の一部を紹介したが、農家の貴重な意見から次のようにまとめられる。まず第一に、結果の多くは地域差（立地条件）が相当大きく、出雲地域・平地農村・地形条件「良」地域といった立地条件の良い地域では問題点が少なく、圃場整備事業の評価も高い。しかし、中山間地域等では様々な問題点が浮び上がり、今後圃場整備の実施にあたっては、地域性を十分考慮し、農家との事前の話し合いによる納得づくりの計画及び事業実施が必要と思われる。第二に、圃場整備事業の実施は、農業経営や農業生産に総じてプラスの影響を与えている。そして農家の中には意欲のある農家も多数あることがわかり、今後これから積極的な農家に具体的な各種の施策が必要と思われ、ハードな面では、例えば、排水改良・客土・小規模開発等のアフターケアが要望されてくる。

以上この調査結果について述べてきたが、本県では農業振興の有力な手段として圃場整備を位置づけ事業を推進しているが、調査結果から本県の大部分を占める中山間地域では圃場整備事業が定住条件の整備を進める大きな柱となる事業であることが明らかとなった。従って、中山間地域では地域振興という意味から、様々な困難はあるとしても事業を推進していく重要性をこの調査から感じている。

### 参考文献

- 1) 圃場整備事業の現状とあり方に関する調査研究：島根県農林水産部耕地課
- 2) 農業基盤整備の展望と課題：島根県農業基盤整備問題懇談会

## 河川協議について

西野 明\*

## はじめに

最近の河川協議が難行し、土地改良事業の実施に支障を来たす事例が多い。また、農業水利問題が最近特によく議論されており、これは現河川法が制定された昭和39年当時とならぶ現象であると言われているが、その背景には機械化の進展、営農の変化等の農業生産性の発展傾向や兼業化に代表される農業構造の変化といった農業内部の要因ばかりでなく、都市用水をはじめとする用水需要の増大に対し、ダム等の水資源開発が追いつかないことによる水需給のひっ迫が、外部要因として特に大きいと考えられる。

高度経済成長を通じ都市用水を中心に急増した水需要は、今後鈍化傾向にあるものの、依然として増大することが予想され、その歪みという形であらわれた地下水の過剰汲み上げによる地盤沈下や、農村と都市の混住化等による水質汚濁の進行により、水源を転換しなければならない状況も依然として相当数出て来ている。

このような用水需要の増大基調に対し、水源開発は最近ますます困難になってきているが、この理由としては、地形、地質あるいは開発水量から見たダムの開発適地が減少してきており、水源を河口湖や淡水湖に求めるにしても環境問題等でトラブルの生じる例が多く、また水没者等に対する水源地域対策も増大していることが挙げられる。

これらを背景に、複雑かつ多様化した農業水利問題が土地改良事業を実施する際、あるいは水利権の更新を行う際の河川協議の場で表面化したものが言わば河川協議の問題点であり、これに対処する我々の基本的姿勢は、農業用水の確保とその合理的利用にある。これは、確保すべきところは確保し、見直すべきところは見直すということである。このためには、農業水利について河川管理者はもとより一般国民に対して理解が得られるよう今後とも努力が必要であろう。

## 1. 河川協議システムについて

わが国の水利秩序は、慣行を基礎としながら地域の実態に即したのものとして自治・自主的にされてきたものであるが、明治29年に制定された「旧河川法」の制定以来、

水利権の新設または変更に伴う水利秩序の改編は、河川協議という行政手続を経て行われるようになった。

河川協議とは河川管理者と水利使用者とが水利権を設定する場合の調整システムを意味するが、広い意味で考えると、我が国の水利制度としては河川法のみならず、様々な利水制度が存在しており、その中で水利調整全般に渡る相互の協議調整システムと理解しなければならない。

本稿では、主として利水者が水利権を取得する場合の河川管理者との調整システムについて述べることにするが、その前提として河川法の中で示されている基本的な考え方を、若干の歴史的な経緯も踏まえ説明することとしたい。

前述のように、水利利用に関する法制度が必要となった背景には、人間社会の発展に伴って、水争いが生じたという事情が存在し、水をめぐる社会的関係を秩序だてることが必要となり、水利権に関する制度が発生し発展することとなったのである。旧河川法（明治29年制定）はその第3条において、「流水ハ私権ノ目的トナルコトヲ得ス」と規定し、利水に関して初めて公権力の行使が認められたものであるが、この旧河川法においてはまだ利水の調整規定は不十分であったと言える。すなわち、旧河川法は基本的には治水対策を主眼としたものであり、利水については、「河川敷地若ハ流水ヲ占用セムトスル者ハ地方行政庁ノ許可ヲ受ク」（第18条）こととされ、言わば地方自治を尊重した上での許認可権限が与えられているにすぎなかったのである。

旧河川法の制定以降、産業の発展に伴い、各種の利水の発展がみられるとともに、治水事業との調整もさることながら、利水制度の整備が進められることとなる。明治44年「電気事業法」の制定は一つの契機となり、統一的水利法典をめざし、内務省と農商務省がそれぞれの立場から、法案を数度にわたり提出したがいずれも政府内部での統一を図ることはできなかったのである。

戦後になると、国土と経済の復興を目的に各産業の基盤整備等の事業が著しく発展し、各種の利水関係法が次々と整備されてくる。（表一）

このような情勢の中で、河川法も昭和39年に旧河川法制定以来70年を経過して、大改正が行われた。この時、設けられた新河川法が現在の狭義の水利調整のシステム

\*地域計画課計画調整室水利調整班

表一 利水関係法制定の経緯

年 月	法 律 名
(昭和) 24. 6	土地改良法
25. 5	国土総合開発法
27. 7	電源開発促進法
30. 8	愛知用水公団法
31. 6	工業用水法
32. 3	特定多目的ダム法
33. 3	河川法改正
36. 6	水道法
33. 4	工業用水道事業法
33. 12	河川法改正
36. 4	水資源開発促進法
36. 4	水資源開発公団法

注 緒形博之編「水と日本農業」より

を構成しているものである。

新河川法の基本的理念は、治水と利水対策の一貫管理を打ち出したもので、すなわち、旧河川法の区間主義の河川管理体系から、水系を一貫した河川の管理体系を確立し、水利使用の許可権限も、建設大臣に集中化する等利水に対する公権力の行使が強まった内容となっている。

現在の水利調整については、以上述べたような歴史的な法体系の整備が進んだ結果、行政庁間で各種の水利調

整が行われている。(表一2及び3)このうち、特に新規の利水事業を行う上で不可欠となっている河川法における河川協議システムを具体的に述べることとする。

現行河川法の下で、河川からの利水事業を行う場合、法23条(流水の占用許可)、法24条(土地の占用)、法26条(工作物の設置)に基づく、河川管理者の許可を利水者は得なければならないこととなっている。利水に関して、このような許可使用制度が設けられているのは、前述のように、河川の水は私物ではないとの前提に立ち、その河川の水を特定人が排他的、独占的、継続的に使用する場合には、河川管理者の許可による特別の使用権が必要としているからである。

法23条、24条、26条の許可申請者は、1級河川の場合は建設大臣、2級河川の場合は各都道府県知事に申請することとなり、その申請に当たっては予め関係河川使用者の当該水利使用者に対する同意を取得することとなっている。許可申請を受けた場合、河川管理者は一般に水利使用規則という利水上の条件を添付し、許可しているが、この際、特定水利使用(かんがい面積300ha、又は取水量1.0m<sup>3</sup>/s以上のもの)については、当該水利使用の許可処分の際に、法35条の規定に基づき建設大臣は関係行政機関の長に協議することとなっている。農業水利事業の場合は、一般に国営事業にあっては農林水産大臣、都道府県営事業にあっては都道府県知事が許可申請者であり、このことから、現行河川法における協議システム

表一2 河川法における利水関係協議調整

条	事 項	発 議 者	対 象	協議または意見
4	一級河川指定	河 川 管 理 者	関係行政機関の長	協 議
		〃	河川審議会	意 見
		〃	関係県知事	〃
14	河川管理施設の操作規則	〃	関係行政機関の長	協 議
		〃	関係県知事	意 見
		〃	特別水利使用者	〃
16	河川工事実施基本計画	〃	河川審議会	〃
35	水利使用の処分に関する行政庁協議	〃	関係行政機関の長	協 議
36	水利使用の処分に関する関係地方行政庁の意見の聴取	〃	関係地方公共団体の長	意 見
38	水利使用の申請があった場合の通知	〃	関係河川使用者	通 知
39	関係河川使用者の意見の申し出	関係河川使用者	河川管理者	意 見
41~43	水利使用の許可に係る損失の補償の協議等			
47	ダムの操作規程	ダムの設置者	河川管理者	承 認
		河 川 管 理 者	関係県知事	意 見
53	渇水時の水利調整	水 利 権 者	関係河川使用者	協 議
		〃	河川管理者	斡旋または調停
70の2	流況調整河川工事	河 川 管 理 者	関係行政機関の長	協 議
		〃	関係県知事	意 見
		〃	特別水利使用者	同 意

資料：川又・千賀：「今日の水利行政と水利調整」、水と日本農業(1979)

表-3 利水関係法におけるおもな行政庁協議

法律名	条	事項	協議または意見	対象
特定多目的ダム法	4	多目的ダムの建設に関する基本計画	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	31	多目的ダム操作規則	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
水資源開発促進法	3	水資源開発水系の指定	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	4	水資源開発基本計画	協議 意見 意見 決定	関係行政機関の長 関係県知事 水資源開発審議会 閣議
水資源開発公団法	19	事業実施方針	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	20	事業実施計画	協議	関係県知事
	21	施設管理方針	協議 意見	関係行政機関の長 関係県知事
	22	施設管理規程	協議	関係県知事 河川管理者
電源開発促進法	3	電源開発基本計画	決議 協議	電源開発審議会 関係行政機関の長
	4	総合調整	決議	電源開発審議会
土地改良法	4の2	土地改良長期計画	意見 意見 決定	関係行政機関の長 関係県知事 閣議

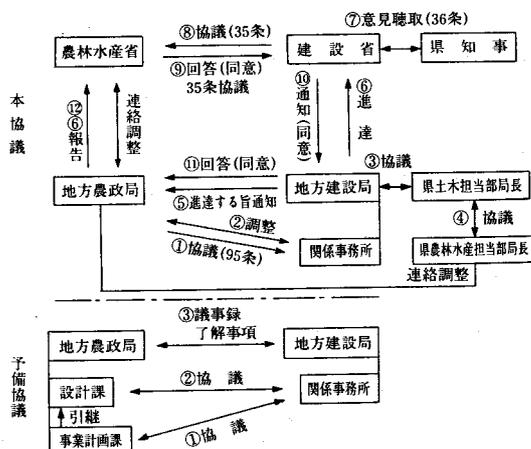
資料：川又・千賀「今日の水利行政と水利調整」水と日本農業（1979）

は、国営事業の場合、水利権主体として農林水産大臣が河川管理者たる建設大臣に協議し（国の場合は、法95条の協議成立をもって、法23条、24条、26条の許可を受けたものとみなす。）、更に、建設大臣が許可処分の際し、農林水産大臣に協議することとなっており、農林水産大臣は利水者としての側面と、関係行政機関の長としての側面の2面性を有し、その中で河川協議調整を行うというシステムのもで行われているのである。

なお、利水事業を行う場合、その水利権主体が農林水産大臣等の公的機関の長となっているのは、実際の水使用者は農業者であることから、水利権の名目的な主体とその実質的な主体とが分離し、水利権の行使に関する責任の所在が不明確になるという議論もあるが、農業水利権については、その権利の保護と事業主体との一貫性から、公的機関が水利権主体とすべきとする立場をとっているものであり、河川管理者側もこれを是としているのが現在の運用である。（むろん、水利権主体の問題については、財産権の移行と同時に水利権も譲渡すべしとする要望もあり、今後の検討課題として残っている。）

国営土地改良事業における河川協議の流れを示すと図-1のとおりであり、河川協議には多くのデータ収集、

シミュレーション、同意取得、関係行政庁との協議等何段階もの過程を経なければならず、最近の国営事業の場合をみると、予備協議から水利権取得まで10数年以上もかかっているのが実情である。このように、河川協議に



注：1) 番号は手順を示す。  
2) ⑤は、水利使用規則案の送付をもって代えることができる。

図-1 国営事業地区の水利使用協議の流れ

表-4

水利使用規則(例)

建設省 第 号  
 昭和 年 月 日  
 (〇〇〇土地改良事業)

(目的)

第1条 この水利使用は、農業用水のためにするものとする。

(取水口の位置)

第2条 取水口の位置は、次のとおりとする。

〇〇県〇〇町〇〇番地(〇〇川右岸)

(取水量等)

第3条 取水量等は、次のとおりとする。

区 分	期 間	
	夏 期	冬 期
最大取水量	〇〇m <sup>3</sup> /s	〇〇m <sup>3</sup> /s

(取水の条件等)

第4条 取水は、この水利使用に係る権原の発生前にその権原が生じた他の水利使用および漁業に支障を生じないようにしなければならない。

(河川工事等による支障の受忍)

第5条 (略)

(工作物及び土地の占用)

第6条 工作物の位置又は土地の占用の場所および占用面積は、次の表のとおりとする。

名 称	区 分	工作物の位置又は土地の 占用の場所	占用面積
取水施設	河川区域	取水口の位置の表示に同じ。	〇〇m <sup>2</sup>
	河川保全区域	同 上	—

(許可期限等)

第7条 許可期限は、昭和〇〇年〇月〇日とする。

2 許可期間の更新のための協議の申出は、許可期間の6カ月前から許可期間の1カ月前までの間にしなければならない。

(工事)

第8条 水利使用者は、この協議に係る工事のすべてについて、河川管理者が行う検査を受けなければならない。

2 水利使用者は、第1項の検査に合格した後でなければ、当該検査に係る工作物又は部分を使用してはならない。

(取水開始の届出)

第9条 水利使用者は、取水(設備の点検のためにするものを除く。)を開始しようとするときは、あらかじめその旨を届け出なければならない。

(取水量の測定等)

第10条 水利使用者は、毎日(取水しない日を除く。)の取水量を測定し、年ごとにその結果をとりまとめて、翌年の1月31日までにこれを届け出なければならない。

(取水施設等の取水能力の変更等の承認)

第11条 水利使用者は、この水利使用に係る取水施設の取水能力を変更し、その他の設計を変更し、又はこれを改築しようとするときは、あらかじめ、河川管理者の承認を受けなければならない。ただし、その設計の変更が軽微なものであるときは、この限りでない。

(取水量の変更の協議)

第12条 (略)

(標識の掲示)

第13条 (略)

(申請等の経由)

第14条 (略)

(失効)

第15条 この水利使用に関する河川法の規定に基づく許可は、許可期間の更新のための協議の申し出がなされた場合において、当該協議がととのわなかった後に許可期間が到来したとき、又は許可期限後に当該協議がととのわなかったとき、その効力を失う。

表-5 最近年の各種協議の回答件数

協議名	事項	50年度	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
河川法第35条協議	地区数	9	34	35	24	11	9	11	22	1	51	22
特定多目的ダム基本計画	ダム数	8	3	8	11	10	3	11	6	3	7	4
一級河川指定	河川数	262	171	194	108	110	76	102	89	68	73	87
河川工事実施基本計画	〃	9	1	2	3	4	2	3	2	3	2	1
電源開発調整審議会	発電所数	19	30	28	46	22	49	33	31	23	17	17

多大な時間と経費がかかっているのは、他の法制度の中でも類例はないといっても過言ではない。

河川協議の手段を経て、水利権の許可処分が行われる場合、許可の条件として付される水利使用規則がある。(表-4)、この条件については、法90条の中でも適正な河川の管理を確保するため必要最小限のものに限り、かつ許可を受けた者に対し不当な義務を課すこととなるものではないと、法文上明定されているが、水利使用規則の表示方法等について、河川管理者との調整が難行するケースが多々ある。

## 2. 河川協議の現状

一般に河川協議と称して県、農政局、農林水産省が取り扱っているものについては、河川法に基づくもの他、特定多目的ダム法、電源開発促進法に基づくものがある。

近年におけるこれらの各種協議の状況は表-5のようになっている。

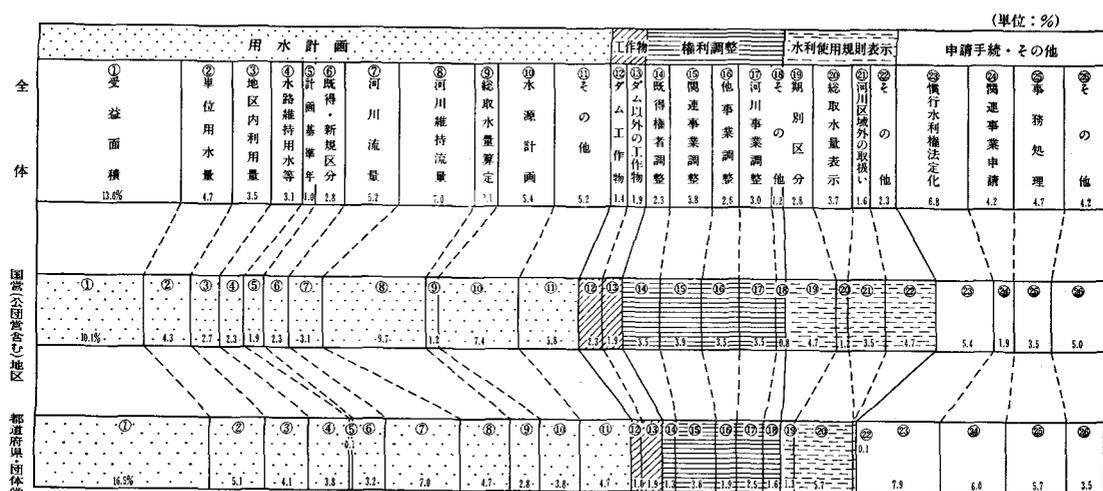
農業における水利用は、自然の水循環に融合した形でなされており、降雨を有効利用し、反復利用を行いつつ限られた水を効率的に活用し、河川への還元による流況平滑化や地下水のかん養を行い、さらに広大な田面へ

の降雨貯留を通じた治水機能を有するなどいば流域全体の保全にも大きく貢献している。このように農業水利は極めて社会性、公共性が強く不可避的に国土の保全を担っているものである。このような歴史的、自然的特性を有する農業用水も先に述べたように、都市排水の増大に伴う水質汚濁の進行、地下水の過剰採取に伴う地盤沈下地域の拡大、兼業化や都市化等による農業水利施設の管理面への影響、水需給のひっ迫に伴う他種水利との水利調整の必要性の増大などにより農業用水の開発、保全面に大きな影響を及ぼしている。

このような水利環境の中で、河川管理者は水利について一元管理のため、管理強化、合理化を求めている。農業用水は、その管理実態を含め機械的に処理できないものであるが、適正な水利権の確保のため中央・地方において様々な努力がなされている。図-2は現在協議中の地区について協議上問題になっているものである。

## 3. 河川協議における問題点

河川協議における問題点は、近年の水需給のひっ迫と歴史的に一定の水利秩序を形成してきた農業水利の性格が根底となっているいろいろな要因が絡んで発生している



注：(1)「農業水利に関する水利権の事務処理状況」(計画調整室S61-8)による。より分析。  
(2)調査対象は、地区調査、全体実施設計、事業実施中及び完了地区において協議中(協議を要するものを含む。)のものであって、国営、公団等、都道府県等、団体等事業地区で特定水利使用に係るもの。

図-2 河川協議上の問題点事項別全国集計

が、分類すれば次の6つの要因によって問題が発生していると言える。

- ① 水需給の逼迫
- ② 農業用水の性格及び実態
- ③ 河川の一元管理
- ④ 環境問題
- ⑤ 計画のそご
- ⑥ その他

これらの要因から発生している具体的な問題点は現在20数項目に及んでいるが、これらについて以下に述べる。

### (1) 期別水利権の細分化と総量表示

水利権の内容のうち最も重要なものが最大取水量であり、一般的には  $m^3/s$  単位で表示され従来1～2期(例えば、かんがい期と冬期)であったが、最近では年間4期(水田かんがい期3期と冬期)に分けて表示されるケースが多い。この期別水利権の設定については河川協議上特に注意を要し、いたづらな細分化は非現実的であり、期間の設定には十分な余裕が必要である。と言うのは、農業水利は自然条件や社会条件により、取水時期が変動するということである。自然条件では降水量、日照時間等が年毎の気象条件によって変化し、また社会条件では農業のもつ社会経済的意義の時代毎、年毎の変動によって個々の農家の作付計画や栽培時期が変化する。特に作物の品種改良、栽培技術の向上によって大きく変化し、さらに畑作物の場合は食料の需給の動向に対応した適正な作付が必要となるからである。

次に、年間総取水量が水利使用規則に表示される場合がある。しかし一般的な総量表示は、水管理の労力が増大したり、施設対応が困難な場合が考えられることと、従来の権利の保護・確保のため、基本的に問題がある。

しかし、水資源が逼迫していること、ポンプ場や取水施設の新しいものについては施設が整備されていること、および新規畑地かんがい・農業用水合理化事業ではパイプラインによる末端施設が整備されて実施の対応が可能であること、流域外導水については水利調整上、総量表示がある程度必要なこと、また総取水量を表示することにより期別最大取水量が巾広く設定でき、期別変動に対応できること等から、特定水利使用に係るものとして、次の場合に水利使用規則に表示することとしている。

1. 施設の新築又は改築に係るものであって
  - (1) 流域変更するもの
  - (2) ダム等の貯留水から補給を受けるもの
  - (3) 新規利水
2. 農業用水合理化事業に係るもの

この場合、年間総取水量としてどのような性格の量を表示したらよいかであるが、土地改良事業計画等を基礎に将来の変動にも十分耐え得るように、極力弾力的な水

利用が図られるよう設定すべきである。また、地域用水、営農のための雑用水などの必要量も十分勘案しなければならない。

総取水量表示をする場合、取水実績や文献をベースに地区の規模、水源状況、用水施設の形態、送配水管理方式、ほ場における水管理方式などの諸条件を考慮し十分な安全を見込む必要がある。しかし、河川管理者は事業計画で有効雨量を差し引いて算定された基準年の総必要水量を表示することを主張しているが、農業用水の性格、実態の理解を得る必要がある。

### (2) 地域用水

農業用水は長い歴史過程を通じて、単に稲作栽培管理のための機能だけでなく、それぞれの地域に密着した、種々の機能を持ち合わせてきた。農業用の機械・器具等の洗浄用水として、生活用水として飲用あるいは洗濯に供され、防火、融雪用水として、家庭雑排水の受け入れや畜積のための水質浄化用水として、さらには農村を縦横に走る農業用水は、そこにとうとうと流れる水とあいまって農村に潤いのある景観を与える他、魚つりにも供されるものである。

しかし、最近では、都市との混住化による水質汚濁などによりこれらの機能が失われつつあることも事実である。しかし最近、農業用水の持つこのような地域用水としての機能を見直そうとする動きがあり、用水路改修の際、これらの機能を発揮させようとする事例も見られるようになった。

従来の農業用水にはかんがい期以外にも、いわゆる「冬水」と称して冬期の水利権が確保されていたのが普通である。この冬水は、かんがい期間にはかんがい用水の中で表面化しない水路維持のための水量や地域用水が含まれている。しかし最近、水利権の更新や新規水利権の取得の際、河川管理者はあくまでかんがい期間のかんがい用水に限定して水利権を付与し、冬期については保留、もしくは従来にくらべて著しく減量するような動きがある。冬期用水については、冬場の畑かんや水路維持のための直接農業に必要な水は当然のことながら、地域用水についてもそれぞれの地区の実情に合わせて確保すべきものである。

### (3) 受益面積の減と水利権更新

水利権更新の際、農地のかん廃等により受益面積に減が生じている地区が多いが、この場合、「水利権水量を減ずべきである。」という主張が河川管理者からよくなされる。しかしながら、農業用水は単に受益面積に比例して増減するものではなく、農業用水が持つ地下水かん養、水質浄化、あるいは地域用水的な機能について十分考慮されなければならないし、また施設の整備なくしては水量の減は難しい。特に農地のスプロールのかん廃がなされている場合には、末端施設の整備を行わなければ難し

い。従って、面積が減ったからといって単純に水利権水量を減らせばよいというものではない。

しかし、水需給のひっ迫している地域においては、難しい面もあるが極力施設の更新や末端施設のバイプライン化等を実施することにより、水に余裕が出れば新規畑かんに戻すとか、都市用水に転用する方向での検討も必要と考える。

#### (4) 農業用水の合理化

ダム建設による水源開発が一層困難になりつつある今日、水資源の有効利用の方途として、利水転換も含めた水利用の合理化が一層強く要請されている。農業用水合理化対策事業は、都市近郊において、農地のかい廃等により農業用水に潜在的な余裕が生じているものについて水路を改修したり、末端をバイプライン化してこれを顕在化し、その余剰水を都市用水へ供給するための事業として昭和47年度に事業化されたものであり、現在まで7地区の事業が実施されている。この場合、農業側に対し都市用水側から、その水源施設あるいは水価に見合う分の負担がなされている。

農業用水合理化対策事業における河川協議上の問題は大きく分けて2つある。

1つは、合理化水量、すなわち転用水量の算定における問題点で、通常は現況のかんがい水利権水量（慣行水利権水量も含む。）と合理化事業実施後における必要水量との差をもって転用としているが、これについて河川管理者から、さらに2つの問題点が指摘されている。1つは、「現況における農業側の取水実績が水利権水量に達していない場合、この方式で算定された合理化水量を転用することは河川流況を悪化させるものであり、取水実績をベースにするべきである。」という指摘である。しかしこれは、水利権の根本にかかわる問題であり、その解釈をめぐってなかなか結論を得るに至っていない。もう1つは、現況の農業用水が持っている地下水かん養なり、下流河川への回復還元りの問題である。「合理化水量は通常上水等で別の地域で消費されるため、それまで農業用水の還元水を利用して下流河川に影響を与えるので、下流河川への還元量相当分については転用すべきでない。」という指摘である。これについては、対象地域における還元機構の解明がなされなければならない、その分の水量をどう取り扱うべきか、下流河川の必要水量にどの程度影響するかも含め、河川管理者と調整中である。

2つめの問題は、合理化水量の平滑化と冬期水量の確保である。農業用水合理化によって生み出される水量は時期によって変動するのが通例である。一方、転用先である都市用水は平滑化された水量が必要であり、また、冬期も必要である。基本的には、都市用水側で平滑化のための方策なり、冬期の用水確保を考える必要があるが、

農業サイドとしても極力合理化水量の平滑化を内部で考え、対応することが合理化事業推進のためには必要なことと考える。いずれにしても、このように河川協議上複雑な問題もあるので、河川管理者との十分な協議調整が必要とされる。

#### (5) 基準点流量と取水制限、貯留制限

基準点流量は、河川法第16条の規定により、河川管理者は工事実施基本計画の中で、河川の主要な地点における流水の正常な機能を維持するために必要な流量を定めることになっている。この基準点流量は次の10項目を検討して算定している。

- ① 既得の水利権水量
- ② 舟運
- ③ 漁業
- ④ 観光
- ⑤ 流水の清潔の保持
- ⑥ 塩害の防止
- ⑦ 河口閉塞防止
- ⑧ 河川管理施設の保護
- ⑨ 地下水位の維持
- ⑩ 動植物の保護

この他、一般的に平均的渇水量を確保すれば、これらの条件は一応クリアーされるものとして、流域面積  $100\text{km}^2$  当たり  $1.0\text{m}^3/\text{s}$  を一律に設定する傾向が河川管理者側にある。

いずれにしても、基準点流量や取水地点、貯留地点（ダムサイト）における正常流量の設定は必要なことであるが、水利用計画に及ぼす影響は非常に大きい。このため、この問題に対応するに当たっては、次の点に十分留意する必要がある。

- ① 事前に河川管理者と打合せ・調整して、計画に手戻りがないようにする。河川によっては、公のものとしては決定していないが、河川管理者の判断で定めている場合がある。
- ② 基準点流量、正常流量の妥当性については十分調整する必要がある。利水者側としては、既得のかんがい用水が十分確保されていることが重要なポイントであるが、正常流量の確保とは言え、過大な設定は水源施設の規模に直接影響する。
- ③ 土地改良事業で取水口を合口する計画の場合、新たに設定された基準点流量等をまともに取水制限として受けている場合があるが、基準点流量等は既得の水利権を確保することを目的の一つとしており、既得水量まで制限されるものではない。
- ④ 最近、河川環境等の配慮から、ダムからの下流責任放流量を設定されることがあるが、本来、河川流況の改善は河川管理者の義務であり、土地改良事業では対応していない。

## (6) 情報の報告義務

河川管理の一元化のためか、ダムを擁する大規模な地区に対し、河川に関係する各種情報を即時的に把握するため、報告を義務づけようとする動きがある。

洪水時の安全対策の面からは、土地改良事業も当然協力しなければならないが、ダムについてはすでに河川法第47条に基づく操作規程の中で、治水に関係あるデータの報告を義務づけられており、実施しているところである。それ以外の特に治水に関係する諸データを即時的に報告することは、土地改良サイドに対し、テレメータ等の設置に伴う事業費の増嵩や将来の維持管理費の増大を招くばかりでなく、将来土地改良施設の管理にまで河川管理者が踏み込むものであり、問題である。

テレコン・テレメータの設置やその情報項目の検討に当たっては、将来の維持管理も含め、あくまでも土地改良事業の妥当性の範囲の中で考えるべきものである。

しかし情報の報告については、雨量や河川流量について河川サイドから提供してもらっているものもあり、特に治水に関係する情報の相互交換については地域の实情に応じて弾力的に対応すべきと考える。

また、異常洪水時における治水関係の諸データの報告公表については、土地改良サイドとしても必要と考えるが、これについては河川法第53条の中に治水者間でやるべきとはっきり明示されており、治水権の許可条件として治水使用規則の中で明示すべきものではないと考えられる。

## (7) 管理規程と取水規程

管理規程については、治水上の観点から従来ダムについては、河川法第47条に基づきダムの操作規程を定めることとなっており、土地改良サイドで造るダムについてもこれを適用してきているところである。

最近河川管理者は、河川管理上重要という抽象的な理由からダム以外のものについても治水使用規則の中で管理規程の策定を義務づけたいとしている。現在15m未満の堤高のダムや堰について議論がなされているが、その適用については、各施設についての河川管理上の重要性について具体的な内容が必要と考えられ、一律に定義できるものではないと考えられる。当然土地改良施設においても治水上悪影響があってはならず、また、洪水時においては、対応できるものは極力対応すべきものと考え、構造物設置の際、河川法第26条の協議に基づき、治水上の配慮は当然その構造等で配慮されているわけであり、また、将来の管理は通常土地改良区へ委託されるのが通例である。このようなことを考え合わせれば、現在協議中の15m未満のダムや堰に管理規程を一律に課すことは不合理性と無理がある。

洪水吐ゲートを有する15m未満のダムや可動堰については、上下流域の治水上の重要性を判断して、場合に

よっては管理規程が義務づけられるのもやむを得ないと思われるが、この場合もいたずらに高度な管理を課すべきものではないと考える。また、15m未満の洪水吐を有しないボーズダムやゲートを有しない堰等については、その管理の可能性からみても、せいぜい出水期前後における保守点検ぐらいしか管理の内容としては考えられず、これは土地改良施設の管理として現在もやっているところであり、特に治水使用規則の中で河川管理者から義務づけられなければならないものとは考えられない。

取水規程については、治水権の内容を明確にすることから、従来発電ダム等については治水使用規則の中でその作成を義務づけられているところであるが、最近、河川管理者は治水水面における管理強化の観点からか、河道外貯留施設、共同取水施設及び注水用取水施設について取水規程の策定を義務づけようとする動きがある。

これらの施設に対する取水規程の義務づけについては、一律に論ずべきものではないと考えられる。

河道外貯留施設については、通常補助的な水源として位置づけられており、河道外貯留施設からの取水について取水規程を義務づけようとするのは、土地改良施設の管理に対する不当な介入と言わざるを得ない。また、河道外貯留施設の水位、貯水量等について報告を義務づけようとする動きもあるが、これも同様の趣旨と考えられる。

また、上水、工水あるいは発電との共同取水を行う取水施設については、従来もその権利内容を明確化するため取水規程を定めているものもあるが、これは河川管理者が義務づけるものではなく、治水者間で協議してその必要性が認められれば定めるべきものであろう。

注水用取水施設については、単独の場合は当然治水使用規則の中で明示されておりその必要性はないが、本取水と併せて行う場合が議論の対象となっている。この場合には、治水権の期別表示、総量表示と関連性があり、これらが一本で表示される場合には権利の内容を明確にする必要性から取水規程を設けることも考えられるが、これは治水者が考えるべき事項といえる。また、治水権の内容が本取水と区別して表示される場合にはその必要性は考えられない。

以上、各施設に対する取水規程の必要性については、治水者において治水権の担保上必要かどうかということで判断すべきであり、河川管理者がこれらに一律に取水規程を課すということについては、農業用水の弾力的な使用の範囲を狭げることとなり、また、土地改良施設の管理の範ちゅうに介入することと考えられるので注意を要する。

## (8) 河川指定

最近河川協議の遅延する原因の一つに、現況では普通河川であるところにダム等の河川工作物を設置しようと

して都道府県土木部局と協議を行っていたものが、その途中で二級河川に指定され、特定水利使用の場合は地方建設局への説明が必要となり、従来の県土木部局でおおかた合意されていたものが、また最初から協議をやり直し、大巾な構造変更等を命ぜられる場合がある。

これについては、当然県土木担当部局との河川協議の経過を尊重すべき改善策が講じられる必要があると考えるが、土地改良サイドとしてもほとんどの場合、現況では普通河川といえども河川指定されることを前提にして、地建なり河川工事事務所への説明等について早い段階から対応すべきである。

河川指定については、一級河川は農林水産大臣へ、二級河川は都道府県知事に協議することが河川法上義務づけられており、この際、現に実施しているものだけでなく、計画中の土地改良事業に対する影響について地方局及び県の耕地課サイドは特に注意を払う必要がある。

#### (9) 河川区域外の工作物に対する取扱い

最近河川管理者は、水利権の許可の条件として、河川区域外の工作物についても検査、確認を行いたいとして、その旨水利使用規則に記載したいとしている。しかし、あくまでも安全確保の観点から治水上重要なものに限定すべきであるが、今後河川区域内の許可工作物と機能的に一体不可分な揚水機場や大規模な河道外貯留施設については、使用に先立って河川管理者の確認を受けることとしている。また、これらの施設を変更し、それら取水条件に変更を及ぼす場合には、事前に河川管理者へ連絡することとなる。

また、治水上の観点から、ダムに係る洪水吐、放水口及び警報施設については、ダムに係る完成検査と併せて河川管理者の検査を受けることとしているので承知されたい。

#### (10) 慣行水利権の法定化

慣行水利権は農業用水の永い歴史的過程における慣行をその基礎としており、その内容は、目的、場所、取水量、取水の方法、下流の責任放流量、取水条件等時代により、水源により、地域により、水利集団等によりさまざまである。また、その目的もかんがい用水を中心に、その周囲に他の目的を付帯させた総合的な地域用水としての目的機能を果たしているものが多い。

最近、土地改良事業の実施に伴う河川協議の際、地区内または近傍の慣行水利権を許可水利権へ切換えるよう河川管理者から要請されることが多い。

慣行水利権はそれ自体河川法による許可を受けたものとみなされて、河川法上も保護されている権利であり、単に河川との対応関係を明らかにするという意味でしかない「許可水利権」へ切換えることは、①妥当な水量の算定、②申請者としての土地改良区的能力等を考えれば、いたずらに混乱を招く恐れなしとしないので、その取扱

いについては、農業サイドで考えるべきであり、原則として取水施設を改修し、慣行水利権の内容に変更を加える場合に限るべきである。

#### (11) 同時申請

国営かんがい排水事業における河川協議の際、付帯関連事業における水利権についても同時申請をすべきであるという河川管理者の意見がある。これは、国営かんがい排水事業のうち付帯関連事業の水利権の新規取得あるいは変更を前提としているものについては、国営事業の水利処分を検討する際には、付帯関連事業についての水利権（変更）の申請がなされて当然であり、また、それが担保となって国営事業の水利権処分が行えるのだという河川管理者の主張である。この場合、付帯関連事業の水利権処分の時期は、国営事業が完了し、付帯関連事業がある程度進まなければ施設の対応ができないので、国営事業より遅れることは当然考えられる。

この問題は、付帯関連事業が通常国営事業より遅れてスタートするため、なかなか申請図書整備が間に合わないという実態から生じるものである。この水利権の国営事業と付帯関連事業の間の一時的な矛盾というか跛行というものは、現行土地改良事業制度上やむを得ないところであり、よく河川管理者に対し事情を説明しているところである。

しかしながら、付帯事業が大巾に遅れるような場合、国営事業との整合性が問題となることもあり、付帯事業に係る水利権については、同時なり極力国営事業とは遅れない段階で申請すべきである。

#### (12) 多点豊水取水

現在河川協議で難行している地区の中で、流況の異なる複数の河川から取水を計画し、それぞれの取水工掛りの面積が計画基準年において半旬毎に変動するような計画のものがある。これは、土地改良サイドとしては、有効な水の活用であり、そのためダム等の水源施設容量を小さくすることができ、経済性の点からも優れたものと考えられる。しかし、河川管理者としては、それぞれの水利権の対象となるかんがい面積が決まらない点で水利権処分には問題があり、また、水利権水量としてはいかなる水量とするのか決められない、しいて決めようとするれば豊水水利権とならざるを得ないとしてこのような地区の河川協議が難行している。いわゆる「多点豊水水利権」の問題である。

この問題については、主水源となるものについては、本水利権(安定水利権)とし、補助的なものについては、豊水水利権とするなど今後水利権の形態とその表示方法等について河川管理者と詰めなければならない問題である。

#### (13) 計画基準年の相違

土地改良事業計画における計画基準年と河川の利水基

準年はいずれも10年程度の確率を採用することとしているが、その性格上異なることは当然考えられる。

河川管理者は、水利権処分の際には、必ず河川の利水基準年における流況で判断するので、水計算をする際、河川基準年を含んだ形で検討をしなければならない。

農業用ダムの基準年と河川の利水基準年が異なる場合には、河川の基準年における必要ダム容量と総量について両面の検討が必要であるので必ず河川の利水基準年における水計算も併せて実施し、水利権の設定方法等について土地改良事業計画策定の段階から充分検討しておく必要がある。

#### (14) 排水改良事業と河川工事実施基本計画

排水改良を実施する地区において、洪水時に田面で湛水した水を河川へ排水することは、治水上悪影響があるというような指摘が河川協議の際、河川管理者からなされることがある。これは、河川の治水対策のベースになる河川工事実施基本計画で定められている計画高水位や計画高水流量の算定の際、これらの農地は湛水することを前提にしているので、これを排水することは治水対策上問題であるという指摘である。

通常工事実施基本計画で定められる計画洪水位なり洪水量は、1/80~1/100の洪水を対象としており、農業側の排水事業は、1/30程度の洪水を対象に実施するもので、矛盾するものではない。排水量も計画高水量に比べれば微々たるものであり、まことに理不尽な話ではある。今後工事実施基本計画の策定や変更についての建設大臣あるいは知事（土木サイド）からの協議の際、農地の湛水等をどう扱っているのか充分注意をして対処する必要がある。

#### (15) 暫定豊水水利権、劣後条項

水利権は取水の安定性により安定水利権、豊水水利権、暫定水利権といった分類が行われることがある。

安定水利権は、水利権の取水量が基準渇水流量から既得水利権量および河川維持流量を控除した流量の範囲内であるもので、他の河川使用者等との調整がなされており、かつ取水が安定的に継続し得るところから安定水利権と呼ばれている。

豊水水利権は、流水の占有の条件として、河川流量が基準渇水流量を越える場合に限り取水できる（豊水条項）と明記されている権利で、安定水利権が基準渇水年において通常の取水をすることが可能なのに、豊水水利権では通常の取水をすることが不可能な場合が生じることがある。従って豊水水利権は、流水を排他継続して占有するという水利権の一般的な性格からしても特例的なものと言える。

暫定水利権は、安定的な水源はまだ確保されていなくても、水需要が増大し、緊急に取水することが社会的に要請されている場合に認められることがあるもので、

この場合一般的に豊水条項が付されるとともに、許可期限の到来とともに権利が失効するものとされ、必要な水源確保のための措置を早急にとることが条件になる。このような場合の水利権が、許可期限の到来とともに失効する点に着目して「暫定水利権」または一般に豊水条項が付されるため「暫定豊水水利権」と呼ばれる。この暫定豊水水利権は、水利使用規則の中で取水の条件として、「〇〇地点における〇〇川の流量が〇〇 m<sup>3</sup>/s をこえる場合に限り、その越える部分の範囲において取水すること。」という豊水条項と「この水利使用に係る権原の発生後にその権原が生じた他の水利使用のうち、ダム、その他の流量の貯留のための施設に関するものに支障を生じないこと。」という劣後条項が付されている。農業用水においても特ダムに水源依存し、そのダムの完成が遅れている地区について、暫定豊水水利権が付与されたものがある。

また、河川の自流から新規取水をする地区で、その水利権について安定水利権か豊水暫定水利権とするかで河川協議の難行している地区もある。これは、農業側の基準年における河川流況では充分自然取水が可能であると判断していたものが、河川利水基準年との相違、河川維持流量の設定等により困難となったことにその原因がある。

さらに、河道外貯留施設や多点豊水あるいは基準年の相違等の場合にもこの豊水水利権云々が論議される場合がある。

また、最近利根川水系では、よく渇水が生じるが、これは利根川本川において取水されている都市用水のうち50%近くが暫定水利権であり、上流のダムの完成が遅れているのが原因であり、これが渇水時に農業用水を圧迫するような事態が起っている。

#### (16) 特定多目的ダム

最近、調査計画段階では農業専用ダムの築造を予定していながら、途中から特定多目的ダムにその水源を変更するようなケースがまま見られる。

特定多目的ダムについては、その水量の確保等検討しなければならない点は別にあるが、管理運営等によりその地域における将来の農業用水の弾力的な活用を考えると、ただ単に経済的であるからという理由から、特定多目的ダムに変更することには慎重でなければならないと考える。

### 4. 一級河川指定、工事実施基本計画、特定多目的ダムに係る協議について

前述のように、利水事業を実施する場合の利水者側からの河川協議システムは、水利調整の根幹に係わるものであるが、一方、河川管理者側が河川行政上必要な措置を講ずる場合は、河川管理者側から関係行政機関に協議

が行われており、これらの協議の中でいかに利水者側の意見を反映するかも、重要な水利調整の問題である。

このような河川管理者側からの協議案件のうち、1級河川指定に係る協議と工事実施基本計画に係わる協議について述べることにする。

1級河川とは、国土保全上及び国民経済上特に重要な水系として政令で指定された109水系に属する河川のうち建設大臣が指定したものをいう。(河川法第4条第1項)建設大臣が1級河川の指定を行う時は、関係行政機関の長に協議するとともに、あらかじめ河川審議会及び関係都道府県知事の意見を聞かなければならないこととなっている(河川法第4条第2項)。

指定109水系内の河川総延長は約20万kmあると考えられ、このうち1級河川として指定されているのは約8万7千kmあり、残りは普通河川や準用河川である。指定水系に係る河川のうち、1級河川については、河川工事等の実施予定河川や利水事業が計画されている河川は1級河川に指定するのが一般的であり、常に1級河川が延長されているのが現状である。

1級河川と指定に伴う法的効果は、水利権については、河川法では従前同様の取水は認めることとなっているのでいわゆる慣行水利権の届出義務が生ずる。また、利水事業が計画されている場合は、水利権取得、工作物の設置等に係る許可が必要となってくる。1級河川指定に対しては、支障が生じないような協議調整を行っておく必要がある。

なお、2級河川については、都道府県知事が指定することとなっているが、これについても、1級河川指定と同様な協議調整を行っていく必要がある。

工事実施基本計画は、河川法第16条に基づき河川管理者が水系ごとに計画高水流量その他当該河川の河川工事の実施についての基本となるべき事項として定めることとされている。建設大臣が定める1級水系については、河川法制定以降、直ちに工事実施基本計画が策定され、その後順次に見直しが行われている状況にある。

工事実施基本計画は、河川法上関係行政機関への協議規定がなく、河川審議会への意見を聞くことのみとなっており、農林水産省へは覚書に基づき協議が行われている。しかしながら、工事実施基本計画は河川管理者が行う河川工事のみならず、農業水利事業で建設する施設又は工作物の位置、構造等の決定の基本となるものであるから、その内容と根拠等を明確に分析把握し、農業水利事業の実施に支障のないように調整を図っておく必要がある。

特に、河川の各地点における計画高水量、及び流水の正常な機能を維持するための流量については、既設、計

画中の工作物への影響や既存農業水利権量とその取水を満足させるのか等十分な検討が必要である。

戦前から河水統制事業として引き継がれてきた河川工事は、昭和25年から河川総合開発事業として動き始めた。その後治水、利水の一元管理のため、国土総合開発法(昭和25年)や電源開発促進法などの法制定が行われていく中で昭和32年に特定多目的ダム法が制定された。

昭和61年度において、建設省直轄多目的ダム建設工事は47ダム、実施計画調査中は19ダムである。

最近の特ダムの特徴としては、建設目的の中に“異常渇水時等の緊急水補給”をもち込んだものが出てきたことである。異常渇水年(定義は明らかでないが)において、通常のダムでは貯留水がなくなり水の供給ができなくなるため、ダムに都市用水への水の供給を目的とした貯留容量を持たすものであるが、異常渇水時に特定者に向け水を融通するような水管理が行われることとなれば公平な立場としての河川管理者の位置づけが揺らぐこととなることや、利水者負担金をどうするかなど今後の協議に当たっては注意を要するものである。

これまで特ダム法第4条による協議において問題とされていることは、河川管理者がダム規模を決定する際の水収支計画の内容を我々農業者側に明示しないことである。ダム下流に位置する既得農業用水が適正に評価されているかどうかは重大な事項であり、我々が農業用水を保護する立場からも最も明らかにしなければならないことである。特に、特定かんがいとして特ダムに乗る際、ダムの水収支はアロケーションにも大きく影響する事項であり、農業計画とダム計画との整合性を図る上で地方局間の十分な検討が必要である。

## おわりに

農業水利問題は地域性があり一律には論じられないが、河川協議に当たってはその地域における農業用水の実態とその地域性を良く把握し、河川管理者をはじめ一般住民にもよく理解してもらう必要がある。特に今後ますます複雑多様化する農業水利問題に充分対応し農業用水の確保とその合理的利用を図るためには、土地改良施設やその管理主体の中心である土地改良区の充実が不可欠と考えられる。

また、水利調整はやはり利水者間の自主的な調整が基本となるべきで、今後自主的な農業水利調整組織の樹立、拡大、整備が期待されるところである。

さらに渇水調整にあたっては、農業専用ダムの運用に期待するところが大きいと考えられるところから、今後も農業専用ダムの築造を一層推進していく必要がある。

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省 関係	省 係	公団 体	等 学校	個人	法人		外国	県	農水省 関係	省 係	公団 体	等 学校	個人	法人
北海道	143	190	5	8	20			近畿	滋賀	51	20	2	1	5		
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森	64	53		2		京都	大	46	60		7	6		
		手	86	28	6	5	21	阪	庫	33			4	4		
		城	45	72		5		奈	良	65	29	1	4	3		
		田	118	21		1	6	和	山	49	28			4		
		形	42	19		2		歌		49	5			1		
北	小計	430	240	10	15	28		小計	293	142	3	16	23			
関	茨城 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨城	104	51	14	3	8	中国 四国	鳥取	26	13		3	4		
		群馬	81	18	1	5	2		島	24	15		4			
		埼玉	35	7	1	1			岡	51	44		4	3		
		千葉	66	19	16	1	13		山	53	8			2		
		東京	62	17	14	1	12		徳	34	3		1	1		
		神奈川	5	184	65	11	21		香	24	6	1				
		山梨	29	5		3	16		愛	25	2	1	5	3		
		山梨	19	5			1		高	56	13		5	4		
		長野	51	3	1	4	2		高	21	3	1	1	1		
		静岡	84	19			4			小計	314	107	3	23	18	
北	小計	536	323	112	29	79		九州	福	29	18	27	7	5		
陸	新潟 富山 石川 福井	新潟	118	58	2	1	5		佐	23	17			2	1	
		富山	57	12		1	4		熊	19	4					
		石川	32	62		2	1		大	40	40	4				
		福井	65	12			1		宮	46	5	1				
		小計	272	144	2	4	11	児	30	12		3				
東	岐阜 愛知 三重	岐阜	27	5	1	4	7	島	55	9						
		愛知	42	73	39	1	8	繩	32	21		2				
		三重	23	15	7	3	3	小計	274	126	32	12	10			
海	小計	92	93	47	8	18		合計	2,354	1,365	214	115	207	833	19	
総合計																5,107名

編集後記

昭和61年度も残り少なくなり、何かとおちつかなくなってきました。会員の皆様も工事に、調査に御多忙な毎日のことと思いますが、寒さもこれから一段と厳しくなる折から、健康に留意されて頑張ってください。

さて水についての今年度の大きな話題の1つとしては、中部地方の渇水ではないでしょうか。12月2日時点で愛知用水の水源地である牧尾ダムは貯留率3.5%となっており、また岩屋ダム22.1%、宇連ダム23.9%となっています。このため流域の農業用水、上工水は大幅な節水を行っています。この渇水は夏季の台風等による降雨

が少なかったことに起因して冬季に発生したことで重要な課題を含んでいます。すなわち今後の水利計画においては夏季渇水のみでなく、冬季渇水についても、さらに渇水状況を踏まえた水管理計画についても検討が必要となってくるのが考えられます。特に冬季渇水については夏季渇水のように一度降雨があればその渇水も解消されるということにはならず、雪どけ水が出る3~4月頃まで続くことが予想されます。従ってその影響も直接、間接に大きくなり、関係各位のご苦労も大変なものと推察しますとともに一日も早く渇水が解消されますことをお祈り申し上げます。(荒木正栄 記)

水と土 第67号

昭和61年12月30日発行

発行所 〒105 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 〒161 東京都新宿区下合落2-6-22

一世印刷株式会社  
TEL (952) 5651 (代表)