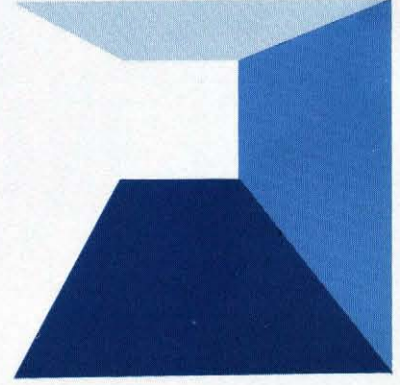
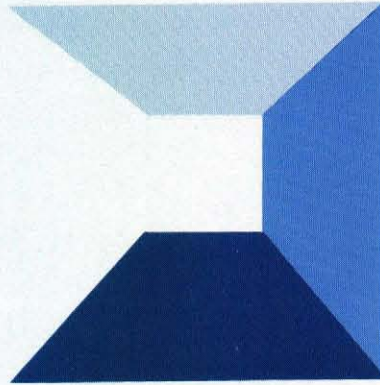
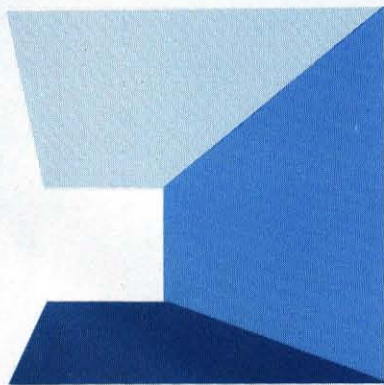
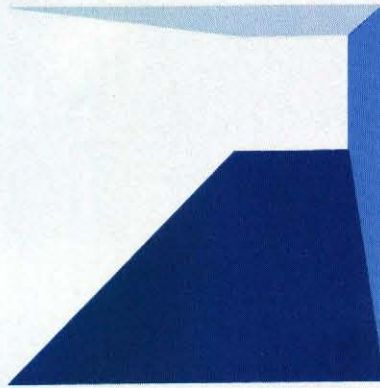
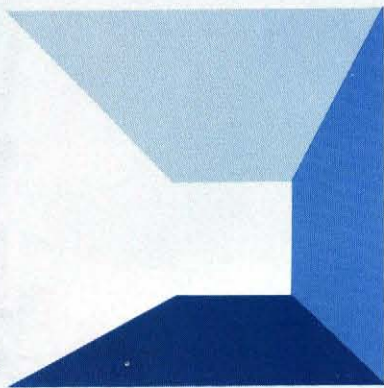
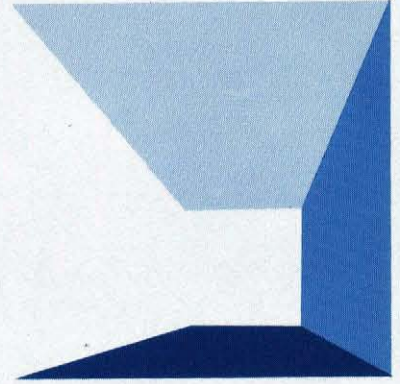
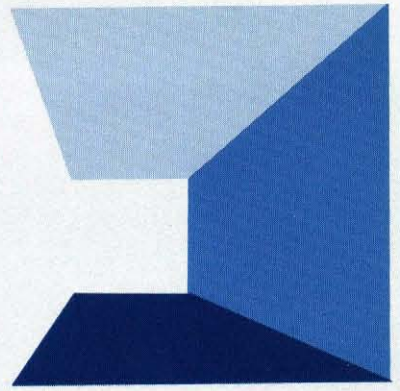


水と土

第 41 号

昭和55年 6 月号
農業土木技術研究会



完成近い末広ダム



(本文 2 ページ参照)

満水した川西ダム



(本文11ページ参照)

泥水加圧シールド



泥水処理施設

(本文61ページ参照)

水 と 土

目 次

グラビア

完成した末広ダム，満水した川西ダム，泥水加圧シート

報文内容紹介(i)

巻頭文

乾田化の勧め

藤野欣一.....(1)

報 文

末広ダムの施工について

佐藤武俊.....(2)

川西ダムの工事経過と試験湛水

高橋英.....(11)

東総用水農業専用区間の送水方式について

奥村昭博
次田勝栄.....(22)

多目的畑地かんがい施設の設計と使用実態について

高須賀俊一
角田逸郎.....(37)

有明海沿岸の排水対策について

久我尚久.....(46)

犬山頭首工ゲートからの流出について

高井佐寿
片桐正己.....(52)

泥水加圧式セミシールド工法の施工例について

高内克美
橋田日出男.....(61)

暗渠排水の施工管理の一方法について

尾口毅.....(68)

東野田地区県営排水対策特別事業について

中本達磨.....(72)

県だより

設計・積算の合理化計画

秋田県農政部農業水利課 藤野欣一
佐々木 敵.....(75)
小野 宏

兵庫県における土地改良事業積算システムについて

兵庫県農林水産部農地整備課 寺西恒美.....(76)

会 告

.....(78)

訂正記事

前号「間違い易い水理設計」の一部訂正(85)

前号「水と土創刊号～第40号総目次」の一部訂正(88)

No. 41

1980

June

水と土 第41号 報文内容紹介

末広ダムの施工について

佐藤 武俊

末広ダムは大分県臼杵市の末広川上流に位置し、県営の防災ダム及びかんがい排水事業で築造している重力式コンクリートダムである。

このダムは、昭和52年10月に着工し、現在本体コンクリートの打設中である。

今回は、このダムの着工以来特に苦心した掘削工事の施工事例、その他現在までの各種工事の施工事例や今後の計画について報告する。(水と土 第41号 1980 P.2)

犬山頭首工ゲートからの流出について

高井 佐壽 片桐 正巳

木曾川犬山頭首工地点での流量を把握する必要性から(本文に記載)、頭首工地点での流量を、頭首工ゲートからの流出量を把握する方法により把握することとした。

頭首工ゲートの様な低水頭ゲートからの流出については、水理公式集等からも適当な流量係数が見当たらないため三重大学に委託して、水理実験によりゲート流出の流量係数を求めたものである。

(水と土 第41号 1980 P.52)

川西ダムの工事経過と、試験湛水

高橋 英

近年、試験湛水に当っては、ダムの安全性確認について、特に厳しくなっていることから、本ダムの試験湛水に先立ち、再度、ダム及び、貯水池周辺の全面的な見直しを進めると共に、本ダムが豪雪地帯にあり、しかも湛水期間が冬期間に計画され、春の融雪水に依存している条件下での、ダム及び、貯水池周辺の安全管理の確認に留意した事項について報告したい。

(水と土 第41号 1980 P.11)

泥水加圧式セミシールド工法の施工例について

高橋 克美 内田日出男

近年、公共事業といえども地域住民の十分な理解と協力を得なければ、事業実施の円滑化は図れない。

特にこの中でも、建設公害問題が大きなウェートを占めつつあり、この防止対策にかかる工法の決定について十分な検討が必要である。

本稿で排水路建設路線の立地条件から、地下埋設方式を採用するなかで、埋設から予想される公害問題に対処した工事の実施例について、その概要を紹介する。

(水と土 第41号 1980 P.61)

東総用水農業専用区間の送水方式について

奥村 昭博 次田 勝栄

石油危機以降の動力費急上昇の中で始まるポンプパイプラインによる大規模畑地かんがい事業を成功させるために、電力使用量を極限まで節約する計画を立てた。本文では、ファームポンドを持つ管路系の送水特徴を考え、何が電力節約につながるのか、末端でのかんがい満足に実施できて電力節約につながる水の送り方と、農水としての送水に対する安全対策を報告する。

(水と土 第41号 1980 P.22)

暗渠排水の施工管理の一方法について

尾口 毅

暗渠排水工事は、古い農業土木の歴史の中でも古いものに属し原理も極めて明解、簡単であるが、それだけに近年の新技术を導入した他の工事に比べて、入念な施工管理がなされているとは言い難いものがある。そこで、いかに簡便かつ有効な施工管理を実施するかということに腐心した一現場技術者が編み出した施工の手順にそった施工管理の野帳様式及びその記入方法等について報告するものである。

(水と土 第41号 1980 P.68)

多目的畑地かんがい施設の設計と使用実態について

高須賀俊一 角田 逸郎

当多良岳開拓建設事業も、昭和39年工事着手以来10数ヶ年を経て土地改良事業計画に基づく全工事の施工が終了としている。工事の発注に際しては、細心の注意を払い設計施工することが当然である。年度工事の終了後部分的に、施設の一部使用契約を締結する。この際地元土地改良区から問題点を提起されることも多い。以下多目的畑地かんがい施設の設計の基本方針及びかん水防除方法を掲げると共に問題点と処理方針の一端を述べる。(水と土 第41号 1980 P.37)

排水対策事業による水田汎用化のための一考察

中本 達磨

県営排水対策特別事業として計画した東野地区について、取水堰は極力ポンプ揚水に切りかえ、又地形上取水堰を計画したところは堰上流の貯溜部の浸透水排除のため、両側に集水暗渠を設けて、地下水の低下を旨とし汎用耕地化したものである。

(水と土 第41号 1980 P.72)

有明海沿岸の排水対策について

久我 尚弘

耕地の汎用化に資するため、排水対策特別事業が創設された。佐賀県においても、特に低平地を中心に本事業が進められているが、有明海沿岸は、従来から潮の干満を利用した排水樋門に頼っていた。しかし、満潮時の排水は、ポンプによらないと湛水解消にはならないし、常時地下水の低下も図れない。

そこで、佐賀県久保田地区について、ポンプによる排水計画設計の一事例を紹介する。(水と土 第41号 1980 P.46)

乾田化の勧め

藤野 欣一*

最近、国内農業をめぐる情勢は極めて厳しいものがあります。すなわち、国民の食生活の高度化、多様化と過去の農産物価格政策に起因して、米の生産過剰が進む一方で米以外の穀物の輸入が急激に増加しつつあって、昭和54年度における我国の穀物自給率はわずか34%となり、先進工業国の中でも極端に低くなっています。

穀物類の輸入量は昭和54年度では約28百万tに達し、世界の穀物類の貿易量の2割近い量になっていますが、世界の人口の増大、食生活の高度化から長期的には穀物需給が均衡を失するだろうと予測されていますし、また、最近では食糧が国際的な戦略物資になり始めています、必要な食糧をいくらかでも、安く入手できる時代はそう永くは続かないだろうと考えられています。

この様な状況の中にあつて、消費者は国民食糧の安定的な供給を求めながらも、国際価格に較べて極めて高い国産農産物価格に大きな不満をいんでいます。

一方、農産物の生産に携わる農家は、安心して農業に従事できるよう、再生産を保証する農産物価格と、長期的な国内生産計画を求めています。

この様な国内与論を受けて、農林水産省では農業の生産構造の変革を図るべく諸政策を展開しています。

一つには農産物の総合的な自給率の向上を意図し、水田利用再編対策や価格政策によって、過剰の米の生産を調整するとともに自給率の低い麦、大豆、飼料作物等の生産の振興を図っています。

また、農産物の生産性の一層の向上を図るため、土地基盤の整備を始めとする生産条件の整備に加え農地の流動化の促進による生産組織の規模拡大を進めています。

しかしながら、農家の間では少なからぬとまどいが見受けられます。米価の3年連続据置きと、転作目標面積の毎年の増大によって農業所得が低下しつつあって、農業の先行きに不安を感じ、また、転作面積がどの程度まで拡大するのか、奨励金を含めた転作々物の価格が今後どの様になってゆくのかといった疑問や不安が主な原因の様に思いますが。このため、新しい時代にむかっただの対応が必ずしも十分に盛り上らず、農業生産活動、特に新規の投資に停滞がみられることも事実であります。

この様な農家の不安に対しては農政の基本方向をより明確に示して、農家の理解を高める努力が必要であります。土地改良行政としてどの様な対応をなすべきか私見を述べてみたいと思います。

土地改良事業は計画に着手してから事業が完了するまでに相当の時日を要しますし、その効果は完了後20年以上の永い年月に亘って発揮される長期的な設備投資であつて、社会情勢の急激な変化には即応しにくい性質をもっていますが、それだけに、20年先、30年先の農業情勢を展望し、それに向つて着実に進める必要があります。

戦後30年間営々と行われてきた土地改良事業は、ある時期は食糧増産対策であり、またある時期は労働生産性の向上を中心とした対策でありましたが、その根幹は生産性の向上であつたといえましょう。その成果として米でいえば労働生産性が5倍程度に向上し、消費者価格の実質的低下、農家所得の向上、さらには日本経済の高度成長のための労働力の供給等幅広い貢献を行つてまいりました。

これからの土地改良事業においても、この生産性の向上という根幹は変わらず、一層これを推進すべきものと考えます。

日本農業には今後とも多くの変化と困難が待ち受けていまいしょうが、国民の必要とする食糧を安定的に供給し、消費者価格の相対的低減と農家の再生産を保証する基本的な方向は生産性の向上によるのみ達成されるものと思ひます。

米の過剰にのみ目をとられ、土地改良罪人論を唱える方もいらつしやいますが、狭少な国土の中で、食糧（特に穀物）の自給率を向上させるには土地生産性を高めることが不可欠の要件です。また、消費者価格の低減と、農家の再生産を保証するためには、単収を上げるとともに、単当生産コストの引下げを図ることが必要です。

この様な観点から考えますと、これからの土地改良事業は、これまでも進めてきたほ場整備を中心とする各種事業をさらに強力に進めることが必要ですが、水田にあつては乾田化のための排水改良に一層の重点を置くべきでしょう。

乾田化されたほ場では高度な栽培技術が適切に行えますので、良質の作物が生産され、単収も向上します。

また、農作業の作業効率が向上し、経営規模の拡大を図ることも可能になり、生産コストの引き下げを図ることが出来ます。

排水の良くないほ場では降雨後1週間も10日も農作業ができず適期を失することが多い訳ですが、この様なほ場では経営規模の拡大も難しい状況にあります。

農家の方々との話し合いの席でこの様な話をしましたところ、年輩の方から、あなたの話は「乾田馬耕」と同じ主旨ではないかとの質問を受けました。「乾田馬耕」とは、明治時代の後半、米の収量を増し、かつ重労働の農作業を馬耕によって改善するため、耕地整理事業によって湿田の改良を図る事業で国内に各地で行われたとのことでした。

この話に接し、先人の偉大な業績に敬意を覚えるとともに一世紀近い時代の流れを経ても変らない土地改良事業の本質に深い感慨を味わいました。この感慨故に、慣用語の「汎用農地化」に変えて「乾田化」の語を使いました。

改めて唱えます。日本農業の発展のために「乾田化」を進めよう。

* 秋田県農政課

末広ダムの施工について

佐 藤 武 俊*

目 次

1. まえがき	(2)	5-2. コンクリートおきかえ	(7)
2. 計画の概要	(2)	5-3. コンソリデーショングラウト	(7)
2-1. 地域の概要	(2)	5-4. カーテングラウト	(7)
2-2. ダムおよび貯水池の諸元	(3)	6. コンクリート工事	(8)
3. 地形および地質	(3)	6-1. コンクリート打設計画	(8)
3-1. 地形の概要	(3)	6-2. 仮設備計画	(8)
3-2. 地質の概要	(3)	6-3. 配合設計と品質管理	(9)
3-3. ダムサイト附近の地質	(4)	6-4. コンクリート打込み	(9)
4. 掘削工事	(5)	7. 埋設計器, その他	(10)
4-1. 掘削の概要	(5)	7-1. 埋設計器	(10)
4-2. 右岸部の掘削の経過	(5)	7-2. 管理設備	(10)
5. 基礎処理工事	(7)	7-3. 水理模型実験	(10)
5-1. 概要	(7)	8. むすび	(10)

1. まえがき

末広ダムは、県営臼杵地区防災ダムおよびかんがい排水事業の一環として、大分県臼杵市の末広川流域の農地の防災およびかんがい用水確保のために建設される重力式コンクリートダムである。

臼杵地区は、昭和45年～46年度に調査計画を行い、昭和47年度より先行の中ノ川ダム（ロックフィル型式）に着手し、すでに完成しており、一部その効果を發揮している。

本ダムは、昭和52年10月より本体工事に着手し、昭和56年3月を完成予定として、目下本体コンクリートを打設中である。

2. 計画の概要

2-1. 地域の概要

末広川は、豊後水道の北端、臼杵湾に注ぐ2級河川であり、その源を九六位山(452m)に発し、流域面積32.2 km²の急流河川である。

流域の地質は、古生層起源の三波川変成岩類であり、地形も急峻であり、流出速度、流出率も大きく、過去に水害や旱害の発生がしばしばあり、洪水防止および水田の補水や畑地へのかんがい用水確保の要望が強かった。

そこで、これら流域の洪水調節およびかんがい用水確保をかねたダムを末広川本流に1カ所、支流の中ノ川川

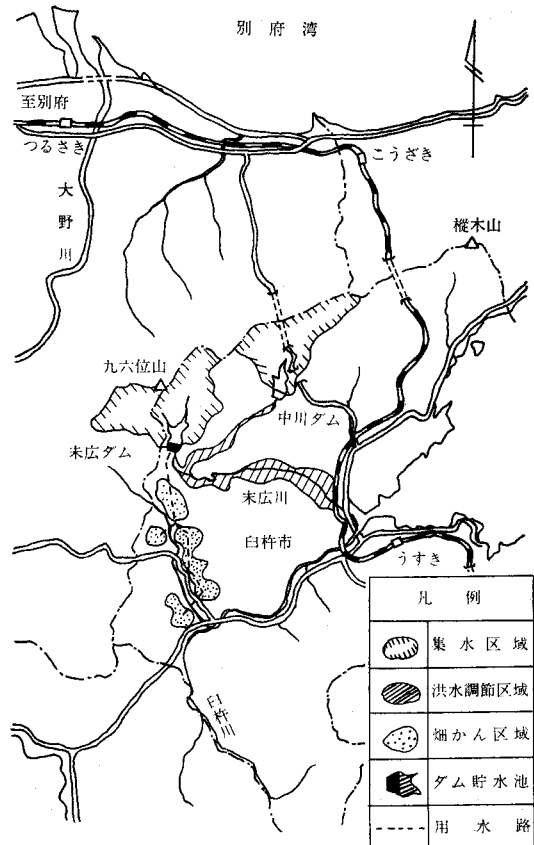


図-1 臼杵地区事業計画平面図

* 大分県臼杵土地改良事業事務所

に1カ所築造し、かんがい用水629,000m³、洪水調節2,161,000m³を有する貯水池を設ける計画をしたものである。

2-2. ダムおよび貯水池の諸元

本ダムは、当初は中ノ川ダムと同様なロックフィルダムで計画されていたのであるが、その後洪水調節方式をバルブ調節方式より自然調節方式(いわゆる穴あき方式)に変更することになった。この時点ではすでに中ノ川ダムは工事中であり、変更が不可能のため、本ダムで洪水調節容量の増加分を受けもつことになった。これにより堤高を7.0mアップすることになったが、フィルタイプダムでは堤敷が大きくなり、比較設計の結果、重力式コンクリートダムを築造することにしたものである。

ダムおよび貯水池の諸元を示すと表-1のとおりである。なお参考として、中ノ川ダムについても併記した。

3. 地形および地質

3-1. 地形の概要

九州の北東端にくさび状に突き出した佐賀関半島は、別名縦木山脈とも称され、東北東に走り、その東は豊後

水道に没して、四国の佐多岬半島に連なり、西は大野川によって切られている。

この背梁山脈より、南北に小河川が急流をなして流下しており、この末広川も南流する河川の1つである。

ダムサイト附近は、河床部の巾約10mでV字形をなし、極めて狭く、露岩が多い。左右岸の傾斜は、約1/1~2/3と急峻であり、湛水区域は北へ広がり、ダムサイトとしては良好な位置を占めている。

流域の地形は急峻な山腹斜面が迫り、比高200m~300m、平均傾斜30°~45°の比較的急峻な山地と狭小な谷低地よりなっている。

3-2. 地質の概要

当地域は、地質構造的には西南日本を外帯と内帯に分ける中央構造線に沿って、外帯に属する位置にある。

基盤の地質は、三波川変成岩類であり、片岩類を主としており、変成度の強い泥質岩起源の黒色片岩、塩基性岩起源の緑色片岩と一部に変成度の弱い砂質岩起源の砂質片岩より構成されている。

これら基盤岩のうち、緑色片岩は風化に対して強く、岩質的にも堅硬であり、また片理面沿いの剝離性にも乏

表-1 ダム及び貯水池の諸元

ダ ム 名			末 広 ダ ム	中 ノ 川 ダ ム
河 川 名			末 広 川 水 系 末 広 川	末 広 川 水 系 中 ノ 川 川
位 置			臼 杵 市 大 字 田 尻 字 松 原	臼 杵 市 大 字 獄 谷 字 中 ノ 川
ダ ム	型 式	重 力 式 コ ン ク リ ー ト ダ ム	中 心 コ ア ー 型 ロ ッ ク フ ィ ル ダ ム	
	堤 高	45.5m	37.3m	
ム	堤 長	163.0m	120.0m	
	堤 体 積	87,000m ³	205,000m ³	
ム	上 流 面 法 勾 配	1 : 0.00	1 : 3.00	
	下 流 面 法 勾 配	1 : 0.78	1 : 2.50	
ム	非 越 流 頂 標 高	E L 97,500	E L 135,800	
	越 流 頂 標 高	E L 93,700	E L 131,800	
貯 水 池	地 質	緑 色 片 岩, 黒 色 片 岩	緑 色 片 岩, 黒 色 片 岩	
	流 域 面 積	6.62km ²	4.80km ²	
貯 水 池	湛 水 面 積	81,000m ²	150,000m ²	
	洪 水 時 満 水 位	E L 93,700	E L 131,800	
貯 水 池	常 時 満 水 位	E L 79,000	E L 123,100	
	総 貯 水 容 量	2,098,000m ³	881,000m ³	
貯 水 池	有 効 貯 水 容 量	1,967,000m ³	823,000m ³	
	洪 水 調 節 容 量	1,640,000m ³	521,000m ³	
貯 水 池	かんがい利水容量	327,000m ³	302,000m ³	
	堆 砂 容 量	131,000m ³	58,000m ³	
貯 水 池	堆 砂 位	E L 69,000	E L 113,400	
	計 画 高 水 流 量	66m ³ /s	48m ³ /s	
貯 水 池	調 節 流 量	51m ³ /s	18m ³ /s	
	放 流 量	15m ³ /s	30m ³ /s	

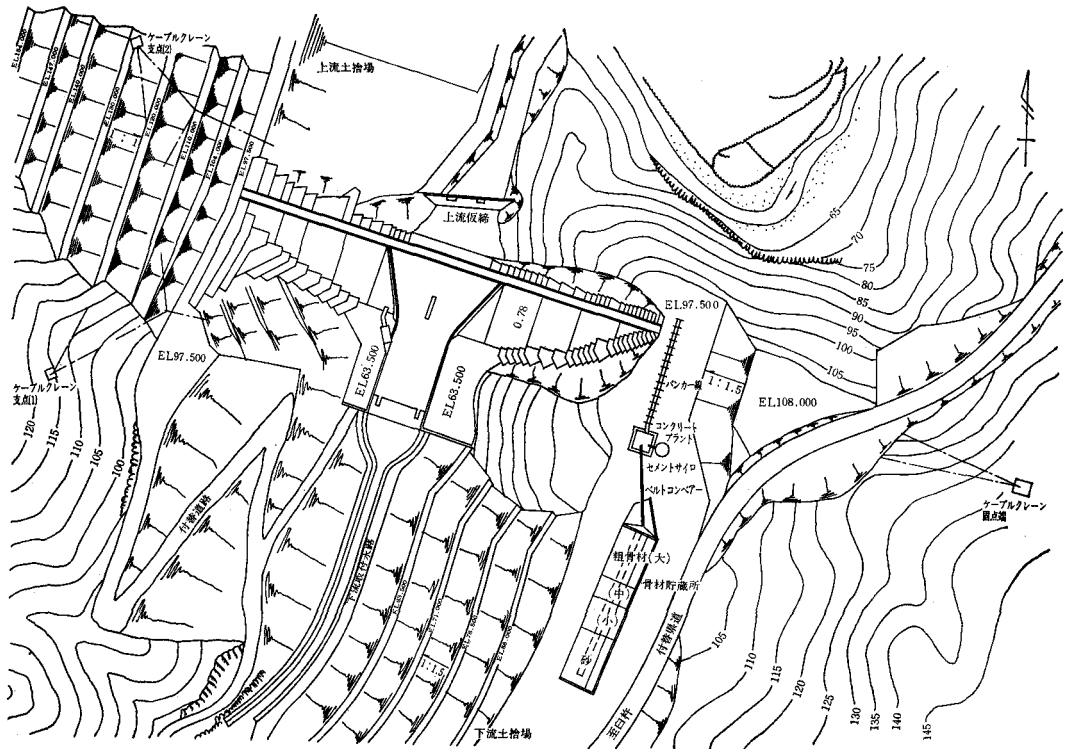


図-2 末広ダムサイト平面図

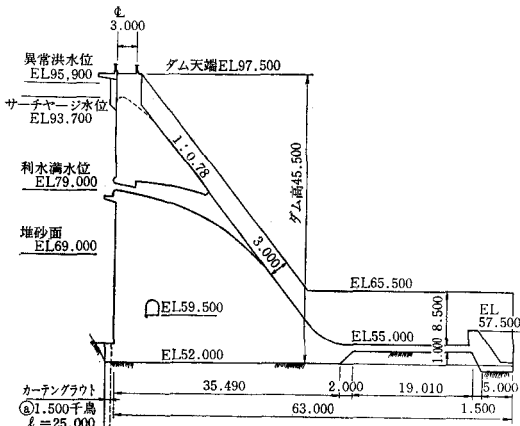


図-3 越流部断面図 (J5+7.50)

しく、このため岩盤としては良好な塊状を形成している。黒色片岩については、片理および線構造の発達が目立ち、微褶曲構造もよく発達しており、緑色片岩に比べて風化に対しても弱く、岩質的にも軟岩であり片理面沿いの剝離性にも富んでいる。また砂質片岩は、片理面の発達も弱く、また剝離性にも乏しく風化に対しても比較的強く、岩質的にも堅硬である。

表層の地質については、河床部以外には、崖錐堆積層が沢部、谷部、山腹緩斜面に分布している。

3-3. ダムサイト附近の地質

ダムサイト附近は、大局的にみた場合、片理面の走向は現河川にほぼ直交する $N70^{\circ}E \sim EW$ を有し、傾斜は下流に $20^{\circ} \sim 40^{\circ}S$ で傾斜する見掛上向斜構造を呈する。

基盤岩に発達する片理は、波長 $20 \sim 50m$ を有し、ゆる

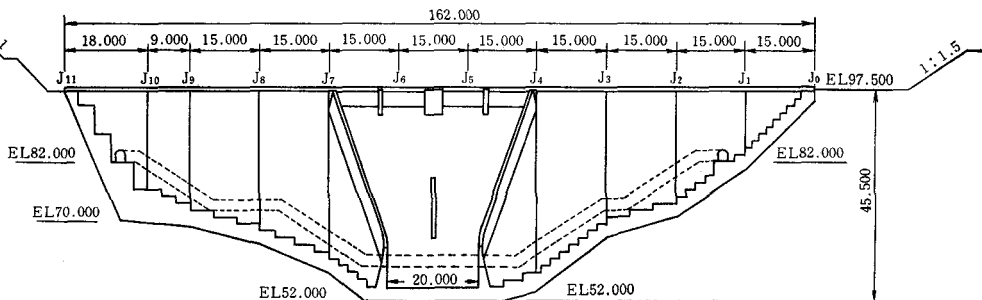


図-4 末広ダム下流面図

やかにうねっている。基盤岩は左岸は緑色片岩が主体を占めているが、右岸は黒色片岩との互層をなしている部分が多く、各単層中においては、微褶曲が発達しており、構造を複雑なものにしている。黒色片岩には微褶曲が顕著に発達しており、さらに塊状をなす緑色片岩を狭在するなどして、一般にもめた状況をなしており、これらが断層で随所切断された状況を呈し、きわめて複雑な地質構造をしている。

岩盤の力学的特性は、既往の調査によれば、左岸については表層2～6m間は風化したD～CL級岩盤であり、深度を増すに従ってCM～B級岩盤と良好である。右岸は風化が深部までおよび、すべり面も確認されているが、深部はCM～CH級岩盤でやや不良である。またせん断試験の結果によれば、左岸の緑色片岩部は30kg/cm²、右岸の黒色片岩部は15kg/cm²で設計せん断強度10kg/cm²を上まわり、重力式コンクリートダム基礎岩盤としては良好であると判断した。

なお、透水性は全般に10ルジオン以上の大きな値となっており、基盤岩は開口気味の割れ目が発達する岩盤状況をなすものと推定されている。

4. 掘削工事

4-1. 掘削の概要

堤体の基礎掘削工事は、上流仮締切工事完了後左岸より開始した。工法は、ベンチカット工法（高さ2.5m）、

小発破工法、および仕上は手掘工法で進め、左岸は大過なく進み、岩盤の状況は前述の予想通り良好であり、特に問題なく完了した。

右岸部の地山は河川に向かって突き出した尾根のような部分であったが、図-7に示すように中腹に小段があり、異様な地山状況を呈していた。これが以下に述べるように掘削計画の変更を余儀なくされ、その対策に大いに苦慮した原因を暗示していたのかもしれない。

4-2. 右岸部の掘削の経過

右岸部については、図-5に示すように計画掘削線に従い、ダム天端まで掘削を完了した時点で、掘削法面を調査した結果、この法面にまだすべり面が残存しており、この状態で下部への掘削を続行することは危険なため、

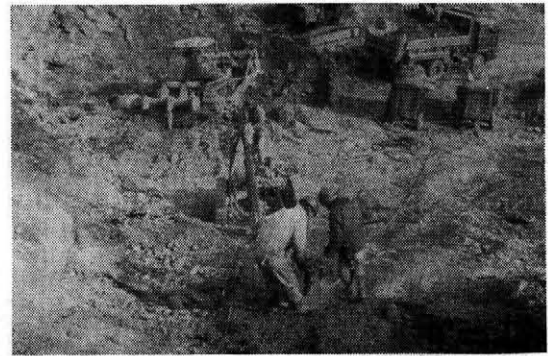


写真-1 基礎掘削状況

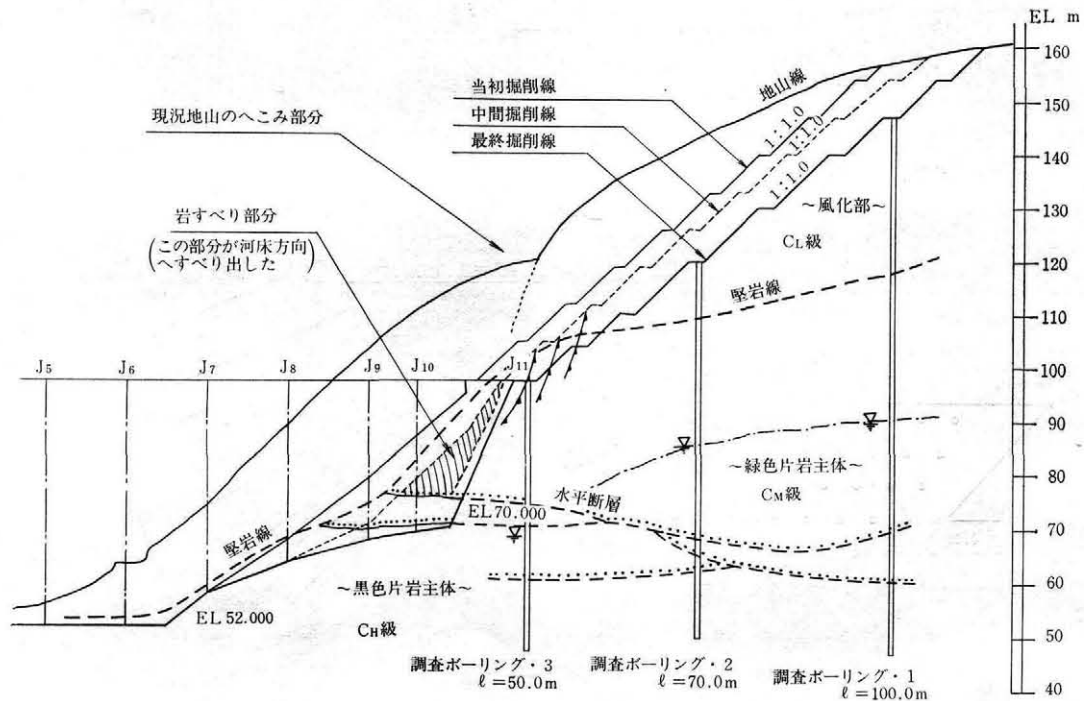


図-5 右岸掘削経過図

専門家等と協議して掘削線を5m後退させることにした。

ついで尾根の上部より掘削をやり直して、ダム本体の岩着部の掘削にかかり、ほぼ河床部附近まで基礎岩盤線に沿って掘削を行った時点で、岩着部の上下流に残る地山があいついで崩落した。

この崩落を取り除いて堅岩線を調査した結果、以外にもダム下流側において地山にもぐり込むような状態であり、この堅岩線を延長すると前述の地山の中腹のへこみの部分に一致するような結果であった。これより下流側の掘削計画を変更し、岩着部の掘削を施工した。この掘削がほぼ完了した時点において、屋久島沖地震（大分市で震度3）の影響により、岩着部の岩盤が河床部側へすべりを起してしまった。

これより、右岸部の対策については、抜本的に対策を検討する必要が生じ、専門家と数度にわたる協議を重ね地表地質調査や調査ボーリングを行った結果、基礎岩盤には開口キレットが多く、またEL70.00附近に水平断層が確認された。これより右岸の岩着部は、水平断層との関係から直に近い掘削（高さ27.5m）を行うことにした。しかし、掘削斜面はゆるみがひどく不安定な状態であり、ダム天端に深掘削のためにはなんらかの対策が必要となった。

この対策工法として、ロックアンカー工法が考えられるが、この工法は緊張に対する工作物が必要であり、ダ

ム本体がのる部分であることから、仕上掘削や岩盤清掃が不可能となるから、他の工法として、グラウチングによる岩盤改良とグラウチング孔を利用しての鋼材による岩盤逢込みを計画した。ダム軸をモデル化し、有限要素法で応力解析を行い、これをもとにして、対策後の安全率の算定を行って、工法の妥当性を検証した。

施工法としては、図-7に示すように、右岸岩着部全面にわたって上部掘削ずりを足場として順々に斜面を切り下げ、ボーリング孔を利用して鋼棒を挿入し、モルタルで固定する計画とした。

以上の検討の後、再度尾根の上部より掘削を行い、ダム天端までの掘削法面にはすべり面も残らず安定した状態となった。岩着部の掘削は前工法により進めたが、冬期でもあり、また法勾配が急なため肌おちの危険もあるので、工事中の安全のため上半部（EL80）以上には、モルタル吹付を行い、計画線に沿って掘削を行った。

この部分の掘削法面へのグラウチングの結果は、表-2のとおりであり、全セメント注入量は376,598kg(9,415袋)、平均注入量は215.2kg/m(5.4袋/m)という状態であり、これより岩盤内の空隙も大部充填されたものと考えている。

以上3度の掘削線の変更により、掘削ずりは当初計画の140,000㎡に対し、270,000㎡と倍増し、ダム直下流の土捨場では収容しきれず、ダム直上流の崖錐部が湛水後不安であったので、この部分の押え盛土として流用し、

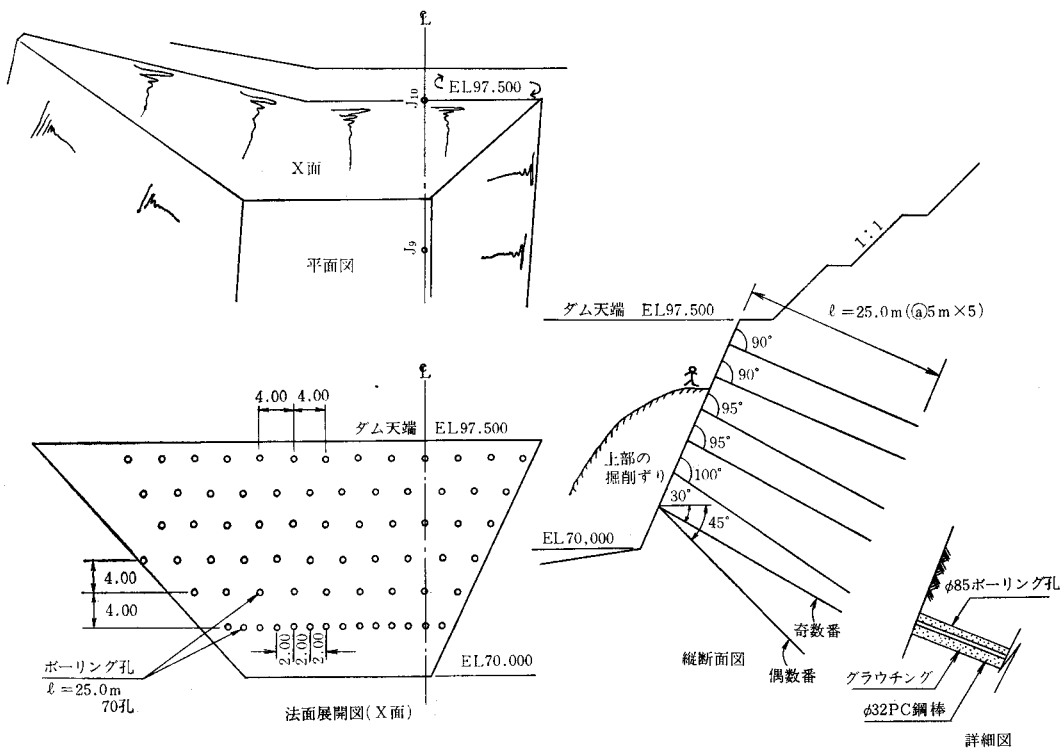


図-6 右岸掘削法面保護工

盛土面は掘削土中の岩石で石張を施工し処理した。

なお、右岸部の掘削も順調に進行し、完了目前の時点において、左岸部の第1回岩盤検査を昭和53年12月8日

に受け、以後54年5月25日を最後に計3回受検し、完了している。

表一 右岸法面セメント注入量

ステージ	ステージ長	孔数	全ボーリング長	全注入量	注入圧力	平均注入量	kg/m/kg/cm ²	備考
1	5 m	70	350m	73,189.2kg	2.0kg/cm ²	209.1kg/m	104.6	
2	5	70	350	77,615.9	3.0	221.8	73.9	
3	5	70	350	90,930.8	5.0	259.8	52.0	
4	5	70	350	65,406.1	7.0	186.9	26.7	
5	5	70	350	69,455.6	7.0	198.4	28.3	
計	25	350	1,750	376,597.6	—	—	—	
平均	5	70	350	75,319.5	4.8	215.2	44.8	

5. 基礎処理工事

5-1. 概要

本ダム基礎処理としては、ダムの支持力の均一性と浸透水の低減を図るのを目的としてグラウトによるものと、軟岩すなわち破碎帯のコンクリートおきかえ、との2本立で工事を進めた。

5-2. コンクリートおきかえ

右岸部の水平断層は、ダム軸の位置では、ほぼ水平であったが、これが下流下りの断層であり、この下部は破碎帯となっており、軟岩であるのでこの部分はすべて取り除き、コンクリートでおきかえて基礎岩盤を作ることとした。

このおきかえコンクリートは約1,700m³に達したが、岩盤よりコンクリートが3mほど打った時点で、ひびわれ防止を考えて、補強鉄筋としてD25を30cmピッチでブリッジを作り、次のコンクリート打込みを行った。

なお、河床部において小断層がみられたが、これらはVカットにより処理した。

5-3. コンソリデーショングラウト

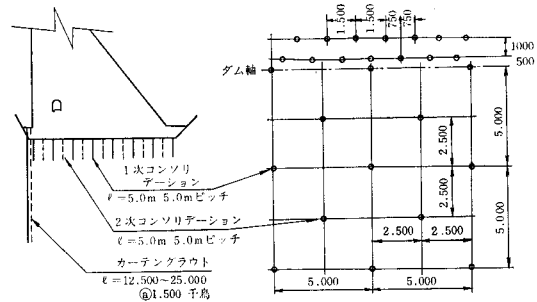
コンソリデーショングラウトは、原則として基礎岩盤面よりコンクリートが3.0m打った時点で5×5m方眼で1次を行い、この終了後に2次として、その中央に5×5mで施工し、最終的に2.5m千鳥となるようにした。

穿孔は、46mmで行い、岩盤穿孔5.0mを基準とし、穿孔終了後、水洗いを行い、セメントミルクを注入する。注入圧力は3kg/cm²とし、濃度は1:8より開始した。濃度の切り換え基準は表一3のとおりとしたが、圧力が上昇せず、注入速度が減少しない場合は、状況により濃度の切り換えを行う。濃度を切り換えて圧力が急上昇した場合は、もとの配合に戻し、その後は原則として、濃度の切り換えは行わないこととした。

表一 濃度切り換え基準

濃度	基準
1/8から1/6への切り換え	500ℓ/20分以上の場合
1/6から1/4	400ℓ/20分
1/4から1/2	300ℓ/20分
1/2から1/1	300ℓ/20分

図一 末広ダムグラウト計画図



最終配合で、規定圧力に達し、注入量が0.2ℓ/分/mに達してから、更に20分間以上その状態を維持し、その間に注入量の増加がない場合をもって注入の完了とした。

現在までの注入量の実績は、表一4のとおりであり、左岸部に比べて右岸部は多く、地質構造が悪く、岩盤内のキレツが多かったことを反映している。

5-4. カーテングラウト

カーテングラウトは、上流フィレット面上から、孔間隔1.5mで列間隔1.0mの2列の千鳥で計画した。施工時期は隣接ブロックが岩盤面上3リフト以上となった時点で実施する。孔深はSimondsの公式、 $D=1/3H+C$ において、 $C=10.0m$ として最深部を25.0mとしたが、パイロット孔を径66mmでカーテングラウト計画長より10

m追加して穿孔し、コア採取、透水量テストを行って、随時施工長を検討することとしている。

施工順序は中央内挿法とし、注入はステージ工法で行い、5.0mまでを1ステージ（圧力5.0kg/m²）、11.0mまでを2ステージ（7.0kg/m²）、18.0mまでを3ステージ（10.0kg/cm²）、18.0m以上を4ステージ（15.0kg/cm²）として行うことにしている。濃度の切り換え基準は、コンソリデーショングラウトに準ずることとしている。

なお、目標の基盤透湿度をいくりにするかは難しい問題であるが、本ダムでは一応の目安として、3ルジオンとしている。

また、右岸部は基礎岩盤に割れ目が多いことが推測されているので、この部分のグラウティングについては、目下検討中であり、これまでの注入実績も数孔にすぎないので、注入実績等は割愛したい。

表一4 コンソリデーショングラウト注入実績表

ブロック名	1次孔		2次孔		計	
	孔数	注入量	孔数	注入量	孔数	注入量
4	20	kg/m 63.4	17	kg/m 84.2	37	kg/m 73.0
5	23	65.3	21	26.4	43	47.8
6	24	151.8	21	47.7	45	103.3
7	23	141.9	21	88.9	44	116.6
8	7	110.5	12	119.6	19	116.3
9	17	200.9	15	121.1	32	163.5
10	10	140.7	10	102.4	20	121.5

6. コンクリート工事

6-1. コンクリート打設計画

本ダムのコンクリート量は、ダム本体、減勢池をあわせて87,000m³（当初計画71,600m³）で、これを18カ月（当初15カ月）で打設する計画として、月別の打設可能日数を気象条件、電休、公休等を勘案して算出し、これにもとづいてリフトスケジュールをたて、ピーク月の日平均打設量413m³/日を求めて、これを12時間で打設するとして、1時間当り打設能力を413m³÷12hr=34.4m³/hrと設定した。

なお、単価作成においては、全期間の日平均打設量311m³/日をもとにして積算した。

6-2. 仮設備計画

本地区は、ダムサイト近傍に良好なコンクリート用骨材がないので、すべて購入骨材によることにしている。よって仮設備計画としては、ダム下流の左岸付替渠道と土捨場の間に骨材貯蔵所を設け、購入骨材は途中現場事務所前のトラックスケールで検量して、貯蔵所に粒径ごとに貯蔵する。この貯蔵所の下部に引出し暗渠を設け、

骨材を引出し、45°という急勾配の新型ベルトコンベアー（巾700mm）を使用して、コンクリートプラントへ運ぶことにした。

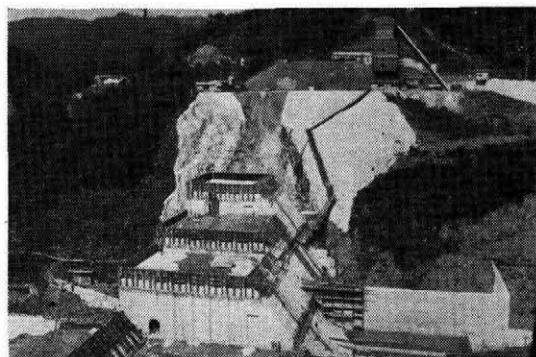
コンクリート打設計画により、仮設備の設備能力を決定したが、その主なものの概要を次に記す。

① ケーブルクレーン

主打設備を地形条件より軌索式ケーブルクレーンとし、サイクルタイムのチェックを行い、重心位置で3.1分を求めた。これより1時間当り60分÷3.1分=19回の打設能力があるから、バケット容量は34.4m³/hr÷19回÷2m³となるから、6.0tケーブルクレーンとした。

② コンクリートプラント

コンクリートプラントの製造能力は、ピーク月の1時間当り能力34.4m³/hr以上、もしくはケーブルクレーンの打設能力60分÷3.1分×2m³=38.7m³/hr以上あればよい。



写真一2 コンクリート打設状況

これより、ミキサ-36切（1m³×2）を考慮して、1バッチの所要時間を3分とすれば、1時間当り1m³×2台×60分÷3分=40m³/hrであり、36切（1m³×2台）とした。

③ セメントサイロ

セメント使用量を外部コンクリート200kg/m³、内部コンクリート150kg/m³の平均180kg/m³として、ピーク月の3日分を貯蔵することとして、180kg/m³×413m³/日×3日=223tより250tサイロとした。

④ 骨材設備

前述のように、骨材は購入によるので、粒径ごとに分離して、粗骨材はピーク月の日平均打設量の3日分、細骨材は4日分を貯蔵することにして、次の如く決定した。

100~40mm	600m ³ ×1基
40~25mm	150m ³ ×1基
25~5mm	350m ³ ×1基
5mm~	250m ³ ×2基（屋根をつける）

⑤ その他の仮設備

給気給水設備は、土木工事との共用部分もあるので、

表一五 末広ダムコンクリート示方配合表

区分	打設場所	粗骨材のスランブ空気量の					単 位 量 (kg/m ³)							混和剤 cc
		最大寸法 mm	の 範 囲		W/C	S/a	W	C	S	G				
			cm	%						%	%	5~25	25~40	
A	内 部	100	4±1	3±1	65	26	98	150	556	513	214	856	1,583	27
B	外 部	100	4±1	3±1	52	26	104	200	540	500	208	832	1,540	36
C	鉄筋廻り	40	7±1	3.5±1	55	30	143	260	575	—	—	—	1,340	52

表一六 コンクリート品質管理実績表

年 月	圧 縮 強 度 (σ_{28})			ス ラ ン ブ			空 気 量			温 度	
	標本数	平均値	変動係数	標本数	平均値	変動係数	標本数	平均値	変動係数	外 気	コンクリート
		kg/cm ²	%		cm	%		%	%	°C	°C
53. 12	21	276.3	4.6	30	3.4	12.6	21	2.9	25.5	11.6	10.7
54. 1	12	266.2	6.9	13	3.3	14.4	10	3.1	14.7	13.6	10.8
2	12	265.8	7.4	9	3.4	17.4	4	3.2	9.0	11.7	9.3
3	21	278.9	7.1	21	3.1	10.7	14	3.1	10.3	11.7	9.6
4	36	277.6	4.1	35	3.1	9.1	24	2.8	9.9	18.2	11.2
5	18	280.9	4.0	18	3.0	8.9	12	3.0	6.3	22.7	13.4
6	9	285.1	3.7	9	3.0	11.1	6	3.1	6.0	24.3	15.0

これらを考慮して必要容量を決定した。電気設備は、工
程計画より3段階に分けて、契約電力量を算定した。

また、コンクリート打設にともなう、岩盤清掃、グリー
ンカット、ボーリング、グラウチング等による河川汚
濁防止のため、シクナーを仮締切上流部に設置するよ
うにした。

6-3. 配合設計と品質管理

コンクリートの配合については、本ダムは重力式コン
クリートダムであり、配合設計にあたっての単位セメン
ト量は、所要の強度(最大主応力度は13.61kg/cm²である)
が小さいので、耐久性、水密性の条件より、示方配合を
表一五のとおり決めた。

材料としてのセメントは高炉セメント(B種)を使用
し、骨材は大野川沿いの砕石とし、粗骨材100~40mmは
津久見産の石灰岩を使用した。また混和剤はセルックス
を使用した。

品質管理としては、コンクリートプラントの隣りに試
験室を設置し、下記を主体に管理を行っている。

- ①スランブ試験
- ②空気量試験
- ③圧縮強度試験

これらは、ダム本体の1ブロック1リフトごとに試料
を採取して、各種の試験を行っている。

現在までの品質管理の実績の一部を示すと、表一六の
とおりで特に問題はない。

6-4. コンクリート打込み

本体コンクリートの打込みは、昭和53年12月の岩盤檢
査終了後、直ちに開始した。54年9月までの打設量は全
量87,000m³に対し、44,700m³と51%の進捗をみており、
昭和55年6月の打設完了をめざしている。月別の打設実
績を表一七に示す。

打設ブロック割は15mを標準として、レヤー方式で打
設する。打設リフトは1.5mとしたが、着岩部や30日以
上放置した場合は数リフトまで0.75mのハーフリフトと
した。

打設サイクルは、1.5mリフトは5日以上、0.75mリ

表一七 コンクリート打設実績表

年 月	月打設量	累 加 打 設 量	月 打 設 日 数	日 最 大 打 設 量	日 平 均 打 設 量
	m ³	m ³	日	m ³ /日	m ³ /日
53. 12	3,229.81	3,229.81	11	557.25	293.62
54. 1	3,084.55	6,314.36	9	455.13	342.73
2	2,868.57	9,182.91	7	538.83	409.80
3	4,841.03	14,023.94	13	565.24	374.42
4	4,389.11	18,413.05	21	482.44	207.13
5	5,087.45	23,500.50	15	560.93	341.79
6	4,059.35	27,559.85	11	548.44	369.03
7	5,857.02	33,416.87	15	548.44	390.47
8	6,372.64	39,789.51	17	524.89	376.84
9	4,927.80	44,717.31	14	527.72	351.99

フトは3日以上とした。

打設面は常に湿潤に保ち、打設開始に際しては、モルタルを岩盤面は2.0cm、打継目面は1.5cm敷均し打設することにしている。グリーンカットは、打設終了後6～8時間に行うことにし、クーリングは特に行わない。

型枠は、上下流、横継目とも鋼製スライド式型枠を使用した。

7. 埋設計器, その他

7-1. 埋設計器

ダム完成後の管理用の埋設計器として、間隙水圧計を右岸に6個、左岸に4個、計10個設置し、また岩盤変位計を同様に右岸に6個、左岸に4個、計10個設置する計画としている。

止水板は、当初鋼板を使用する計画としていたが、施工の不便、他のダムの施工例等を考慮して、塩化ビニール止水板(450mm)を使用した。また、止水板の下流側1.0mにφ150mmの半割の塩化ビニール管を設置し、漏水を監査廊に導くようにした。

なお、堤体内の監査廊よりドレーンパイプを岩盤内に5.0m穿孔し、揚圧力の軽減を図るとともに、漏水量の測定のため、監査廊より堤外への排水口に三角堰を設けて、流量測定を常時行えるよう計画した。

7-2. 管理設備

本ダムは、弟分の中ノ川ダムとともに防災ダムとして

の役割が主であるから、管理設備として自記雨量計、自記水位計等各種の器機を設置し、テレメーターで管理予定者としての臼杵市と結び、洪水時の警戒体制に対処出来るように設備する計画である。

7-3. 水理模型実験

最後に、本ダムは洪水吐の導流壁に28°の絞りを設けており、河川協議の段階で水理模型実験が義務づけられたので、その結果の概要について述べてみたい。

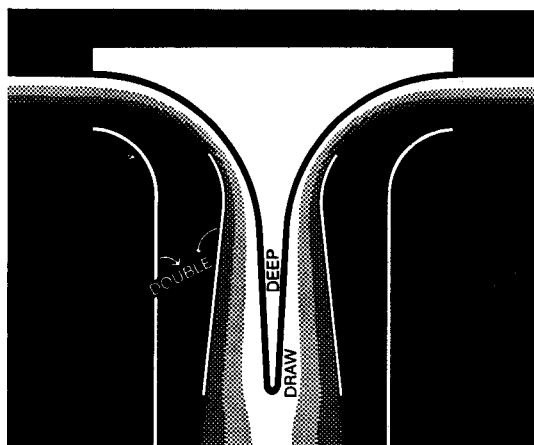
まず、絞りを持った導流壁は、実験結果によれば、最大流量(250m³/sec)まで絞りの度合いおよび高さとも安全であることが確められた。

また、減勢工は設計流量50m³/secのときは、十分な減勢機能をもつことも確められたが、小流量の場合には、水川内の水位が不足して減勢効果が不十分となるので、原設計案で副ダムに予定されていた3カ所の切欠きのうち中央部の切欠きを除くことにした。

その他、下流取水水路等は原設計案で充分機能を発揮することが確められた。

8. むすび

本末広ダム工事は、梅林建設㈱の施工により56年3月完成予定で工事の進捗をはかっているが、現在まで無事故であり、今後も事故がなく無事全工事が完了するよう祈るとともに、関係各位に対して本稿をもって、感謝の意を表わすものである。



3つのDで 決定的な取水性能

選択取水に威力。経済性は並はずれたMCゲート。

ダムの表層取水に、濁水放流に。決定的な選択取水性能を誇る、丸島のマルチ・シリンダゲート(MCゲート)。性能がよいため、独立塔径をぐっと縮小でき、経済性でも他を大きく引きはなします。

- ①DEEP 制流子をロート型にし、取水管内に深く(ディープ)さし込む設計になっています。
- ②DOUBLE 取水管を二重(ダブル)にし、表層水の流入を加速させました。
- ③DRAW ①と②によって強力な吸引(ドロー)現象がおこり、取水量が大幅に増加します。

丸島水門

株式会社丸島水門製作所



ゲートのリーディングメーカー

本社	大阪市生野区鶴橋1-6-15	〒544	TEL(06)716-8001
東京事務所	東京都中央区日本橋室町4-3(松田ビル)	〒103	TEL(03)242-1972
福岡営業所	福岡市博多区博多駅東2-5(筑前ビル)	〒812	TEL(092)472-5336
仙台営業所	仙台市一番町1丁目12(星光堂ビル)	〒980	TEL(0222)66-5497
札幌出張所	札幌市中央区大通西1丁目(大通ビル)	〒060	TEL(011)251-2682
奈良工場	奈良県大和郡山形町300	〒639-11	TEL(07435)9-2121

川西ダムの工事経過と試験湛水

高 橋 英*

目 次

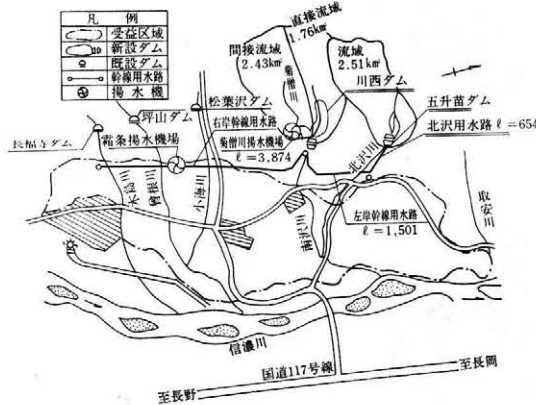
1. はじめに……………(11)	5. ダム堤体の盛土と施工管理……………(12)
2. 川西ダムの概要……………(11)	6. ダムの試験湛水について……………(16)
3. ダムサイトの地形地質……………(11)	7. おわりに……………(21)
4. 基礎処理……………(12)	

1. はじめに

川西ダムは、新潟県中魚沼郡川西町の信濃川水系南沢川（一級河川）に位置し、川西町の信濃川左岸河岸段丘622haの水田用水補給を目的に県営かんがい排水事業の一環として施工したものである。ダム工事は、昭和46年付替道路の着手により開始され、昭和47年以後仮排水路工から始まり、堤体工、余水吐、取水施設、観測施設、および管理事務所等の順に着手し、昭和53年8月に完了した。このため同年9月27日にダム一部使用検査を受け、10月4日から事業効果の早期発現を期待し試験湛水を開始した。その結果昭和54年4月11日に満水位に達し、6月1日には受益関係者の渴望した通水式を挙行して水利使用を開始し、9月20日には土砂吐ゲートを開放して試験湛水を完了した。今回は工事および試験湛水に当ってのダムの安全管理上留意した事項について報告する。

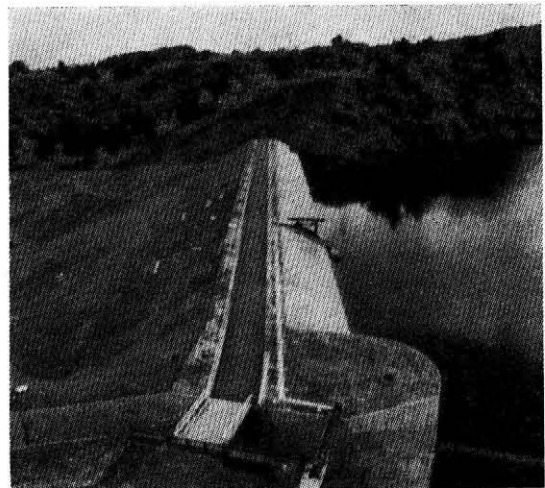
2. 川西ダムの概要

川西ダムは昭和48年6月基礎掘削工事に着手以来5年



図一 川西地区計画概要図

* 新発田農地事務所



写真一 川西ダム満水状況

後の昭和53年には、ダムの付帯設備を含む工事の大部分が完了した。なお川西ダムの諸元を表一に、また堤体標準断面図を図二に示す。

3. ダムサイトの地形地質

ダムサイトは十日町市街地北西約7kmの丘陵性山地に位置する。ダムサイトを含む川西町一帯は、松之山付近から北は長岡市付近へと伸びる東頸城丘陵内に位置し、ここを流れる南沢川は東頸城丘陵の東縁に無数に支沢を発達させ極めて複雑な丘陵地形を造り出す東西性の水系の一つでダムサイト上流約2.5kmの付近を源とし、標高300m~400mの東西方向の分水嶺に囲まれた長方形の流域を有している。ダムサイトの地形は左右両岸から張り出した比高約50mの尾根により、約100mの区間に亘って狭窄部を形成しており上流及び下流は谷が大きく開け、左岸は標高220m付近に至る比較的急峻な斜面で、平均40°、最大60°の傾斜を有している。右岸も左岸と同様な急斜面が標高230m付近まで続き、それ以上はや

表一 川西ダム諸元

河川名	信濃川水系 南沢川	
流域面積	直接1.76 間接2.43	計4.19km ²
ダム形式	中心コア型	アースダム
堤高	43m	
堤長	170m	
堤体積	347,800m ³	
総貯水量	1,215,000m ³	
有効貯水量	1,118,000m ³	
利用水深	22.80m	
満水面積	0.1027km ²	
標高	E L 214.80m	
ダム天端標高	E L 218.00m	
ダム利用回数	1.7回	
余水吐	設計洪水量71.01m ³ /S	側溝式
取水設備	フローティングタイプアーム型	取水量0.688m ³ /S

や狭い尾根となっている。一方河床は幅10m以内で比較的狭く砂礫が堆積し、ダム軸における高さ、スパン比は38m : 130m ≒ 1 : 3.4である。池敷の地形は谷が広く谷壁に複雑な支沢が発達しているが、河床勾配が約1/20と急であり貯水効率は比較的小さい。ダムサイト及び流域の地質は新第三紀鮮新世～第四紀更新世に堆積生成したとされる、魚沼層群の泥岩、砂岩、礫岩、凝灰角礫岩などの互層を基盤とし、これを覆う段丘礫層、ローム、河

床堆積層、及び、崖錐などよりなる。ダムサイトに分布する魚沼層群は N30°E20°~30°S 即ちダムサイト右岸上流から、左岸下流へと傾斜する構造をなしており泥岩が優勢であるが、砂質泥岩から未固結砂岩、凝灰角礫等各種の粒度の薄層を狭在しており、層相の変化が著しい。

ダムサイトの地質層序及び縦断面図は本誌第21号を参照。

4. 基礎処理

基礎処理については、本誌第21号(1975)に鎌田、坂口両氏が報告済であるのでその後の結果を示す。

5. ダム堤体の盛土と施工管理

① 築堤材料

イ 不透水性材料(コア材料)

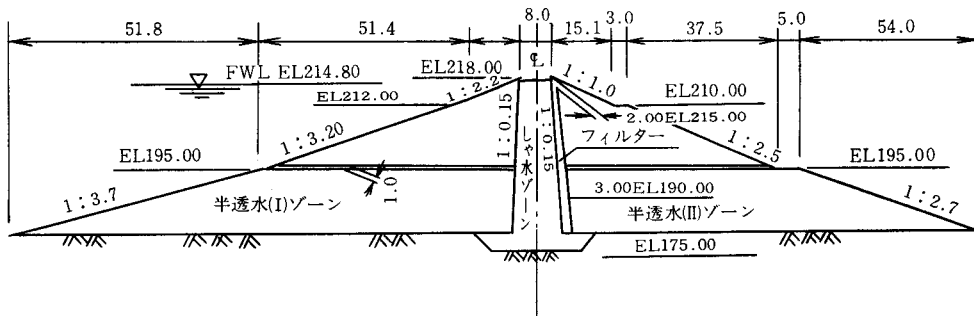
コア材料はダムサイト左岸段丘地のローム質粘性土を使用した。

ロ 半透水性材料(半透水、(I)、(II))

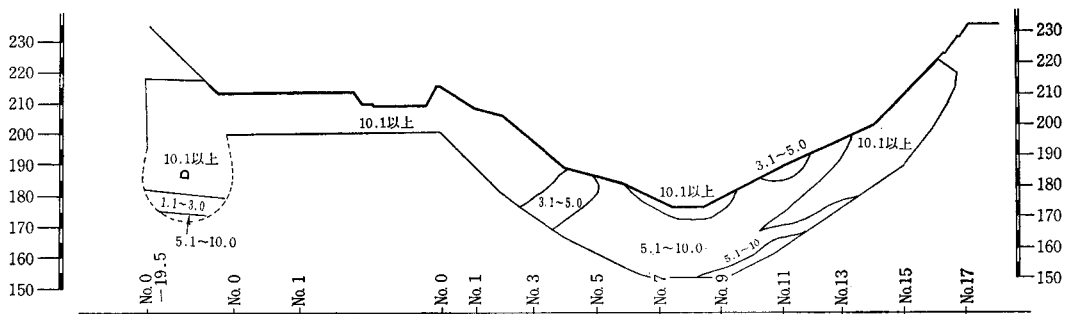
半透水(I)、はダムサイト上流左岸段丘砂礫材を使用し、半透水(II)、は構造物(余水吐、仮排水路)等の掘削土を主として使用し、最終盛土年度には一部砂礫材料を使用した。

② 盛土と施工管理

盛土は昭和49年8月7日開始し昭和52年8月31日の3年間で完了した。盛土の施工管理は、土取場変更毎に試験を実施し、設計値を定め、表一3、4、5のように施



図一2 川西ダム標準断面図



図一3 グラウト前ルジオンマップ

表-2 川西ダム基礎処理工(グラウト)集計表

() 書はセメント注入重量

[] 書は薬液中セメント量

施工場所		堤 体					余 水 吐					仮 排 水 路					計				
		施工年度	孔NO	孔数	グラウト 延長(m)	グラウト 注入量 (Kℓ)	施工 年度	孔NO	孔数	グラウト 延長(m)	グラウト 注入量 (Kℓ)	施工 年度	孔NO	孔数	グラウト 延長(m)	グラウト 注入量 (Kℓ)	施工年度	NO	孔数	グラウト 延長(m)	グラウト 注入量 (Kℓ)
テスト グラウト	1次テスト グラウト	S49年度	1~7	7	378	(13.9) 79.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	S49年度	—	7	378	(13.9) 79.3	
	2次テスト グラウト	"	1~7	7	378	(8.9) 56.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	"	—	7	378	(8.9) 56.4	
	計			14	756	(22.8) 135.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—		—	14	756	(22.8) 135.7	
グ ラ ウ ト	A 列	S49, 50 年度	1~160	160	3,114	(199.2) 1,202.7	S50 年度	1~61	61	727	(11.9) 95.3	S51 年度	1~78	53	842	(33.7) 205.7	S49~51 年度	—	274	4,683	(244.8) 1,503.7
	B 列	"	1~161	161	3,087	(197.2) 1,203.9	"	1~62	62	723	(12.6) 100.5	"	19~78	34	597	(26.6) 165.4	"	—	257	4,407	(236.4) 1,469.8
	C 列	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	"	130 ~155	21	234	(2.1) 8.3	"	—	21	234	(2.1) 8.3
	D 列	"	1~161	161	1,116	(32.4) 288.7	"	1~58	58	365	(9.0) 71.2	"	59~74	16	112	(6.4) 38.7	"	—	235	1,593	(47.8) 398.6
	E 列	"	1~161	161	1,108	(62.9) 285.7	"	1~60	60	378	(9.1) 72.2	"	61~77	17	116	(7.2) 38.2	"	—	238	1,602	(79.2) 396.1
	計			643	8,425	(491.7) 2,981.0		241	2,193	(42.7) 339.2		141	1,901	(76.0) 456.3			1,025	12,519	(610.4) 3,776.5		
ウ ト	A 列	S49, 50 年度	45~92	48	1,242	[6.7] 122.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	48	1,242	[6.7] 122.4	
	B 列	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	C 列	"	1~322	319	6,551	[25.6] 462.8	S50 年度	1~122	122	1,432	[16.3] 130.2	S51 年度	1~155	69	1,072	[9.2] 123.3	S49~51 年度	—	510	9,055	[51.1] 716.3
	D 列	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	E 列	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	計			367	7,793	[32.3] 585.2		122	1,432	[16.3] 130.2		69	1,072	[9.2] 123.3			558	10,297	(57.8) 838.7		
合 計			1,010	16,218	(524.0) 3,566.2		363	3,625	(59.0) 469.4		210	2,973	(85.2) 579.6			1,583	22,816	(668.2) 4,615.2			
試透 験水	テ ス ト 孔	S49, 50 年度	孔 44	m 1,408		S50 年度	孔 17	m 302		S51 年度	孔 18	m 217		S49~51 年度	孔 79	m 1,927					

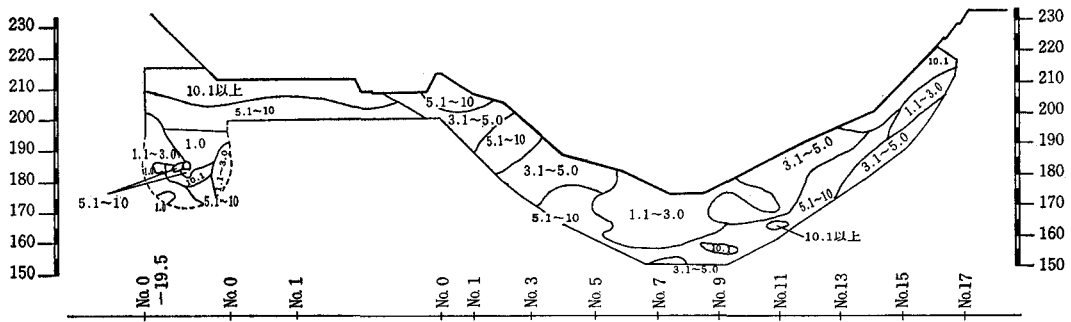


図-4 1次グラウト後ルジオンマップ

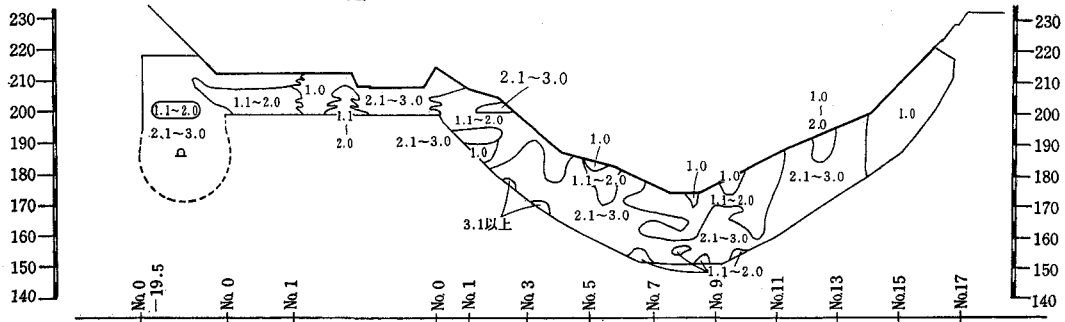


図-5 2次グラウト後ルジオンマップ

表-3 施工基準

名称	材 料	粒 径	まき出し厚さ	機 械 名	重 量 (t)	転圧回数
コアゾーン	ローム質粘性土	150%以下	0.20m	タンピングローラー	3.65 t (単胴)	6
半透水 (I)	段丘 砂 礫	200%以下	0.30m	タイヤローラー	13.5 t (水荷重5.5 t)	8
半透水 (II)	泥岩 砂岩	200%以下	0.30m	タイヤローラー	8.0 t	8
フィルター	砂	10%以下	0.20m	ブルドーザー	14.0 t	6

表-4 試験および管理基準値

名 称	材 料	試 験					備 考
		種 類	回 数	試験ヶ所	最適含水比との差	締固め度 (D値)	
コアゾーン	ローム質粘性土	含水比	1日当り1回	採取場ダム	Wopt ± 6%	92%	5000m³に1回
		現場密度	" "	" "			
		突き固め	土質が変化するごとに1回	" "			
半透水 (I)	段丘 砂 礫	粒 度	" "	" "	Wopt ± 2%	99%	5000m³毎に1回
		透 水	" "	" "			
		含水比	1日当り1回	" "			
半透水 (II)	泥岩 砂岩	現場密度	" "	" "	Wopt ± 5%	95%	5000m³に1回程度
		突き固め	土質が変化する毎に1回	" "			
		粒 度	" "	" "			
		透 水	" "	" "			" "

表-5 川西ダム 盛土設計管理一覽表

種別 ゾーン	施行年度	盛土標高 (E.L.)	盛土量 (m ³)	稼動日数	設 計 値				管 理 値			
					最大乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	最適含水比 $W_{opt}(\%)$	D 値 範 囲 (%)	透水係数 $K(m/sec)$	乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	含 水 比 $W_o(\%)$	D 値 (%)	透水係数 $K(m/sec)$
コア ゾーン	49	175.6~183.0	2,934	13	1,277	36.0	92.0	3.3×10^{-1} ~ 5.0×10^{-6}	1,229	41.4	96.3	
	50	183.0~200.2	19,829	33	〃	〃	〃	〃	1,264	38.6	99.0	2.80×10^{-6}
	51	200.2~206.2	7,517	20	1,218	42.6	〃	〃	1,105	48.5	90.7	1.35×10^{-6}
	52	206.2~217.8	13,343	21	〃	〃	〃	〃	1,208	42.5	99.8	2.12×10^{-6}
	計(平均)		43,632	23.3					1,202	42.8	96.5	2.09×10^{-6}
半透水 (I) ゾーン	49	178.0~184.6	21,395	10	1,707	19.4	99.0	1.98×10^{-5} 以下	2,234	19.9 (12.7)	136.1	
	50	184.6~198.6	82,852	32	〃	〃	〃	〃	2,182	20.2 (10.7)	127.8	1.24×10^{-4}
	51	198.6~205.3	32,476	15	〃	〃	〃	〃	2,099	17.9 (11.3)	123.0	1.11×10^{-4}
	52	205.3~219.0	31,194	21	〃	〃	〃	〃	2,031	17.2 (9.3)	119.0	1.47×10^{-4}
	計(平均)		167,917	19.5					2,137	18.8 (11.0)	125.2	1.27×10^{-4}
半透水 (II) ゾーン	49	176.6~183.0	16,918	13	1,530	24.2	95.0	3.43×10^{-5} 以下	1,495	26.6	97.7	
	50	183.0~198.4	56,082	28	1,432	19.0	〃	〃	1,442	28.1	100.7	1.49×10^{-4}
	51	198.4~203.7	19,912	8	〃	〃	〃	〃	1,402	30.2	97.9	8.97×10^{-6}
	52	203.7~215.2	22,521	10	〃	〃	〃	〃	1,411	26.1	98.5	7.14×10^{-6}
	計(平均)		115,435	14.75					1,438	27.8	98.7	5.50×10^{-5}
フィルタ ゾーン	49	179.0~180.8	ドレ(4,390) ン 300	3	1,532			3.3×10^{-4} 以下	1,693	11.3	110.5	
	50	180.8~198.3	ドレ(10,210) ン 3,680	18	〃			〃	1,666	6.4	108.7	
	51	198.3~204.0	1,758	6	〃			〃	1,677	4.9	109.5	
	52	204.0~215.0	3,362	11	〃			〃	1,696	5.4	110.7	
	計(平均)		(14,600) 9,100	9.5					1,683	7.0	109.9	

工管理を行なった。

6. ダムの試験湛水について

堤体盛立は、昭和52年8月31日の盛土完了式をもって終り、その後は、湛水及び水使用に必要な付帯施設工事の完成に全力をあげた。試験湛水に当っては、近年特にTETONダムの決壊以来ダム及び貯水池敷を含めた安全性確認が厳しくなっていることから全面的な見直しを進めた。その主たるものは次のとおりである。

① 本ダムは泥岩と細粒砂岩等の互層がダムアバット基礎、および裾部に分布し、貯水池内にその一部がでている。基礎処理は、この層をも被うように入念に施工されているが、グラウト処理効果の出にくい地質であり、しかも、地山が浸透水に対して極めて弱い性質のものである。したがって湛水によりこの部分を回っての漏水があると、地山法面の崩壊、それに伴う構造物の崩壊につながる事が危惧される。この対策として、

① 試験湛水前に、貯水池周辺の地山法面、構造物、地山からの湧水、漏水観測施設からの湧水量、水温、にぎり、植生、その他の状況等を観察し写真等に記録する。

② 本地区は、全国的にも有数の豪雪地帯であり、本ダムの湛水期間は計画立春の融雪期に依存している。したがって、地山の地下水位も冬から春にかけて変化する

ことが予想され、地山や、ダムの安全性への影響が懸念されたため、図-6、に示したとおり地山左右岸にそれぞれ4カ所地下水観測施設を増設し、気象条件等も考慮して、浸潤線と同様管理事務所において常時観測出来るようにした。

② 余水吐流入部の、露頭岩斜面処理。

余水吐流入部前面の露頭岩が、軟岩であるため、将来貯水により風化浸食され崩壊することが懸念されたので、この部分の岩を採取し、各種試験を実施し、この部分の処理の必要性の有無を検討した。この結果から次のことがいえる。

○ 安定性試験結果から水のみによる乾湿の繰返し試験では、1回で100%崩壊し細粒化してしまう状態であった。

○ 比重については、仮比重が1.93と2.0以下を示し、また単位体積重量試験結果でも、乾燥密度が1.34~0.95 t/m³と小さい値を示している。

この結果露頭岩は水浸、乾燥がくり返されればスレーキング現象を生じ将来露頭部の斜面崩壊を起し、余水吐流入部構造物への悪影響が懸念された。したがって、湛水以前に何等かの露頭部表面処理工を施工する必要から種々検討の結果、斜面の凹凸に密着する不透水性工（アスファルトシート）を施工し、貯水池水による露頭部への直接の影響を防ぐこととした。

表-6 比重および吸水量試験

試料番号	表面乾燥飽和状態の空中重量 A (g)	水中重量 B (g)	体積 V = A - B (cm ³)	仮比重 A/V	乾燥重量 C (g)	吸水重量 D (g)	吸水量 (重量百分率) C/D (%)	
No. 1	1	3,121.1	1,490.8	1,630.3	1,914	2,428.5	692.6	28.5
	2	3,210.6	1,561.1	1,649.5	1,946	2,534.8	675.8	26.7
	平均				1.93			27.6

表-7 安定性試験

試料名	試験前重量 (A)	1回	2回	3回	損失重量 (B)=(A)-5回	損失重量百分率 (B)/(A)	破壊状況
凝灰質泥岩 No. 1	2,036.8	2,123.2 (0)	28.9 (-98.6%)	0 (-100)	2,036.8	100	1回目：ひび割れ 2回目：崩壊 硫酸ナトリウム飽和溶液
黒色凝灰質角礫岩 No. 2	1,375.9	0 (-100)			1,375.9	100	1回目：崩壊 水
凝灰質砂岩 No. 3	1,332.4	53.2 (-96.0)	0 (-100)		1,332.4	100	1回目：崩壊 "
" No. 4	1,477.2	0 (-100)			1,477.2	100	1回目：崩壊 "

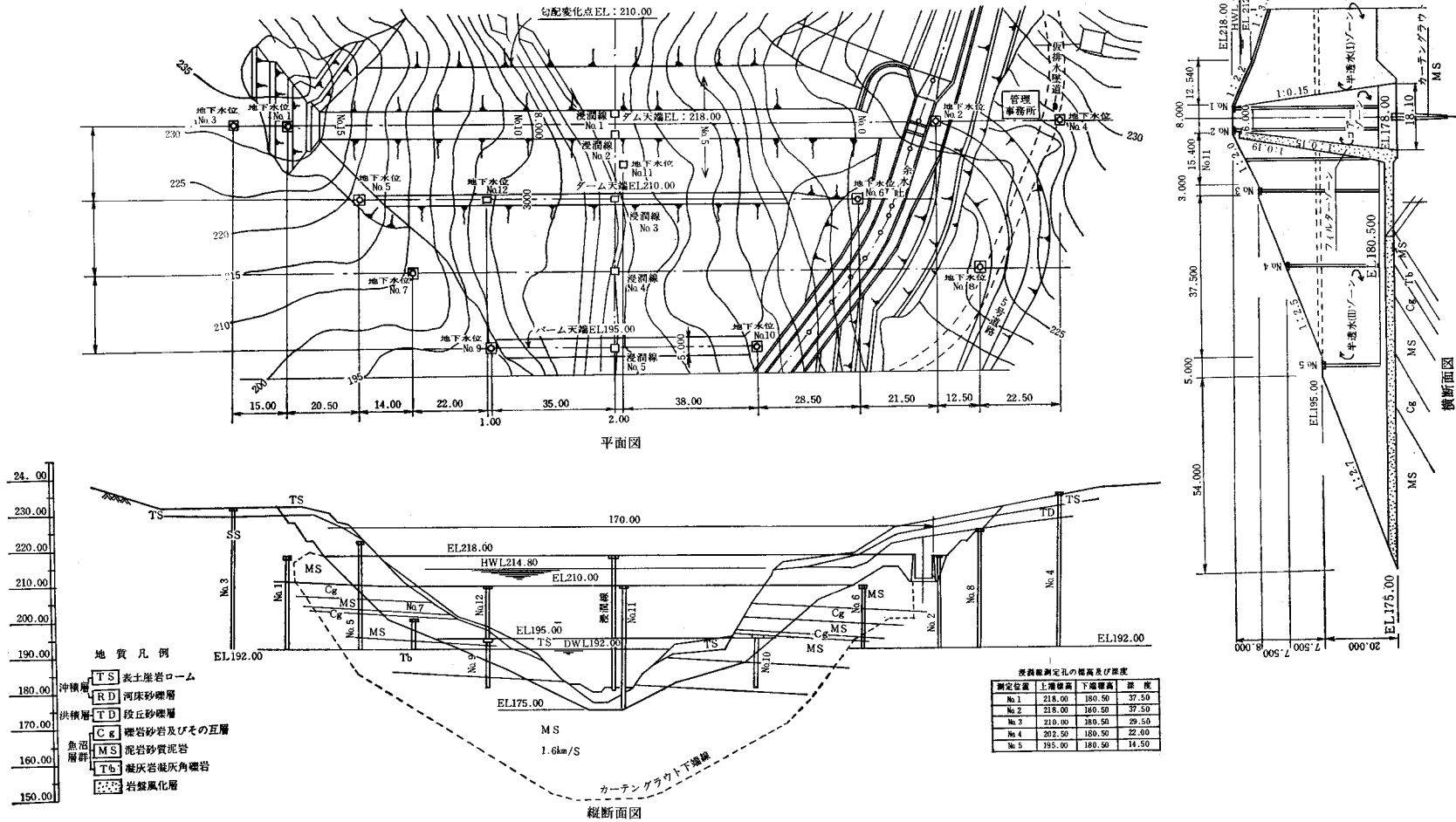


表-8 単位体積重量試験

試料名	項目	土の湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	土の含水比 W (%)	土の乾燥密度 γ_d (g/cm ³)
No. 2		1,817	35.9	1.337
No. 3		1,527	61.6	0.945
No. 4		1,442	44.5	0.998

③ 堤体フィルターゾーンの排水機能チェック。

本ダムの下流ゾーンは、構造物より出た掘削材料（軟岩が含まれている）により築堤されているため、フィルターゾーンの排水機能が発揮されない場合、下流ゾーンが貯水池からの浸透水により飽和されることになる。これに対する対策は、

① 図-6に示してあるように、地下水No. 11をフィルターゾーン内にボーリングし、排水効果を測定出来るようにした。

② 下流ゾーンが飽和される場合、他に要因がないかチェックするため、図-6に示してある地下水No. 11, をボーリングし他の地下水位との関連を見るときもコアおよび、半透水(II)ゾーン内の埋設計器観測値と関連させ検討することとした。

④ 貯水池周辺地山の湛水に伴う安全性。

将来、貯水池の湛水に伴う地山の強度低下や、貯水池

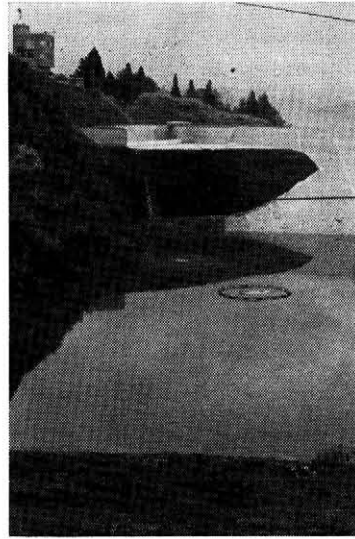


写真-2 施工完了

水位の変動による残留間ゲキ水圧等の影響により、地山斜面の崩壊や、それに伴う構造物への影響について、

① 地表地質踏査、試錐、土質及び岩石試験結果により、地山の工学的性質の解明、岩層分布状態の把握、地スベリブロックの区分等を行い、各ブロック毎に、スベリ安定解析を行い、次の対策を実施した。（図は省略）

I ブロック

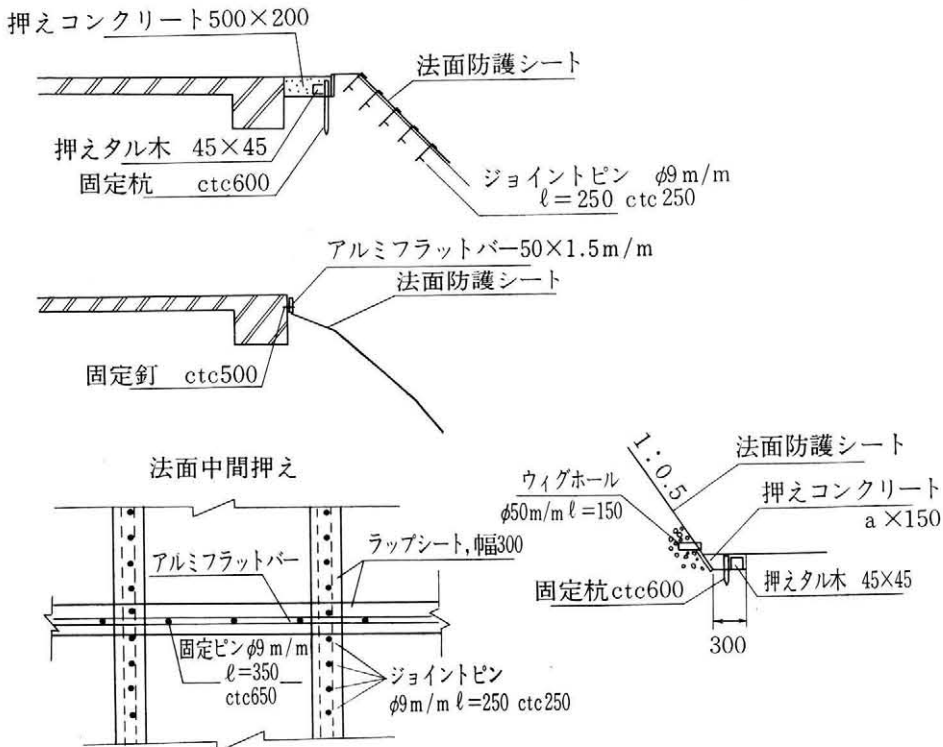


図-7 余水吐流入部前面の露頭岩斜面処理工法

地下水位が高いため、間ゲキ水圧の影響により、スベリが発生すると予想されたので地下水位が、満水面以下となるよう排水工を設置した。

Ⅱ ブロック

貯水池が満水状態になった場合、間ゲキ水圧により発生するスベリを抑止するため、鋼管杭を打設した。

Ⅲ ブロック

斜面法先に、押え荷重を置くことにより、スベリに対する安定性は確保できるという、結果を得たが、斜面先に取水設備が設置されていることや、限界安全率（SF=1.2）に対し、長大スベリ円による安全率で、十分な余裕がないことを考慮し、鋼管杭による抑止工と合せ、

取水設備前面での土砂流入防止工を設置し安定を期した。

なお、以上の地スベリブロックには、多段式地中変位計を設置し、管理事務所で観測出来るようにした。

⑤ ダムサイト右岸、やせ尾根の安全性。

地形、地質の項にものべたように、ダムサイト右岸はやせ尾根になっており、菊僧川左岸斜面迄の距離は、ダム水位が満水面（EL214.80m）では90m、また、ダム湖底部（EL191.00m）では180m程度であり、ダムサイト地質調査から、パイピングその他、安全性等は、十分であると思われたが、念のため次の事項を検討した。

① クリープ比の計算による確認

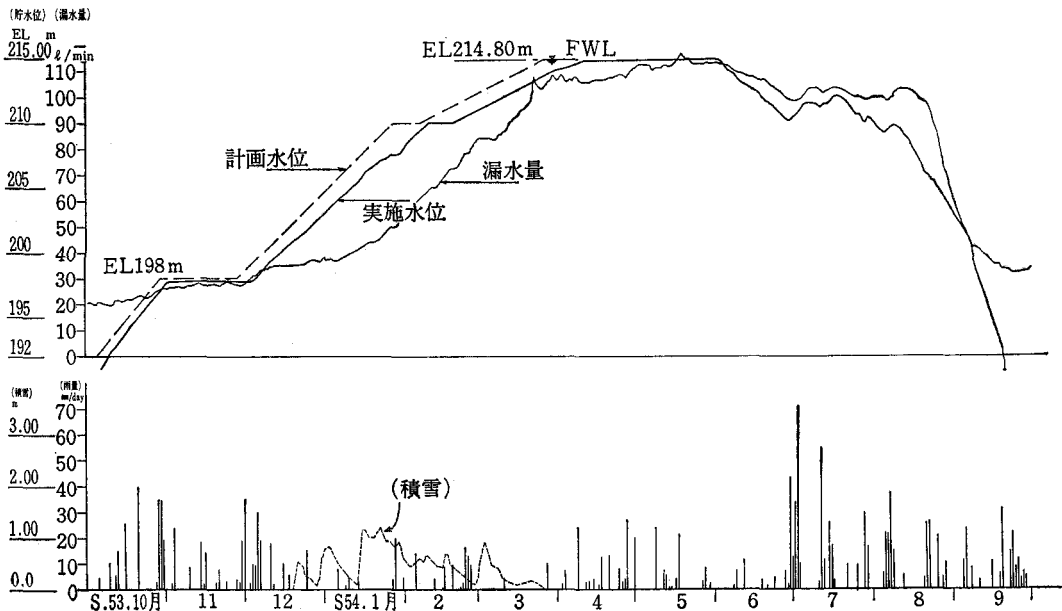


図-8 川西ダム試験湛水関係グラフ

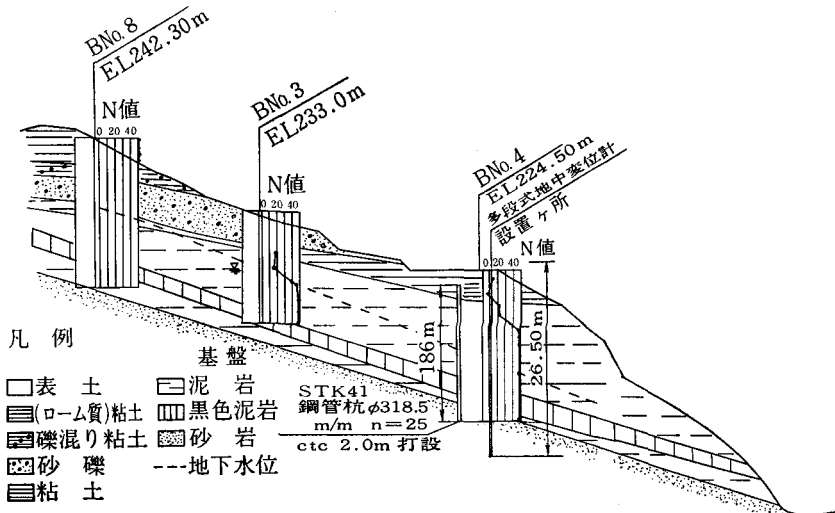


図-9 ブロック地質想定断面図

$$C = \frac{180m \times \frac{1}{3}}{23.80} = 2.52$$

であり本地盤は岩盤であるので安全である。

㊸ 地下水観測井戸の設置

上記から安全性は十分と考えられるが、やせ尾根の透水性や、ダム水位と、地山地下水位との関係等を把握する目的で、観測井戸を設置し管理事務所で監視出来るようにした。なお、地山地下水位は、E L 226.10m 付近を示し、揚水試験を実施した結果、透水係数は $2 \sim 5 \times 10^{-6}$ cm/sec であった。

㊹ やせ尾根の湧水量調査カ所の設置

㊸の結果から、更に湛水位変化による湧水量の関係を調査するため、既湧水カ所を利用して、湧水量の変化を追跡することとした。

㊺ 試験湛水の計画

ダム及び貯水池周辺の安全対策工事の完了に伴ない河川管理者側と協議し次のような試験湛水計画書を作成した。

① 第1次湛水の上限水位をE L 198.00m迄とし、1日上昇水位を0.30m以内に制限し、上限水位に到達後1カ月水位を静止し保守点検を実施する。

② 第2次湛水は上限水位を満水位(214.80m)とする。但しE L 210.00m迄の1日上昇水位は0.20m以内とし、水位が210.00mに到達後10日間水位静止後満水位迄

は1日上昇水位を0.10m以内にとどめる。

㊻ 水位の調整は、土砂吐ゲート(鋼製ローラーゲート1.00m×1.00m最大放流量 $Q=16.65m^3/S$)及び、フロート式取水装置(最大放流量 $Q=1.30m^3/S$)を併用して水位調整をする。

㊼ ダムに異常が生じた場合は、土砂吐ゲート及び、取水装置を併用して緊急放流を行う。(放流所要時間は満水位の場合22時間15分)

㊽ 観測事項は表一9の通り。

以上の計画に基づいて試験湛水を開始し、昭和53年11月1日に水位はE L 197.80mに到達し、12月3日迄水位をE L 198.00m以内に静止させ、12月4日より第2次湛水を進め昭和54年2月9日にE L 210.02mに達し、2月19日から最終湛水に入り4月11日に満水位E L 214.80mに到達した。この間、漏水量は昭和54年3月22日に108.22 l/minの特異値(その原因としては、河床ドレーン部に埋設された有孔管の周辺の材料移動により流出量が一時増大しその後材料の整列が進み着いたかあるいは漏水集水管の中に蓄積された空気または附着物等の排出による突発的な増量と考察する)が発生したが、その後の挙動は落ちついているので、ダムは十分安定しているものと判定出来る。

湛水開始から落水までの水位-漏水量の関係は図一8のとおりである。

○積雪及び融雪期の最低降水量。(昭45年), 1.073%

表一9 観 測 施 設

名 称	観 測 場 所	記 録 場 所	測 定 方 法	測 定 回 数			備 考
				第1期	第2期	第3期	
1. ダム附近の天候気温	ダム管理事務所	ダム管理事務所	直 読	毎 日	毎 日	毎 日	
2. " 降雨降水量	同 上	同 上	自 記	毎 日	毎 日	毎 日	
3. " 降雪積雪量	同 上	同 上	直 読	毎 日	毎 日	毎 日	
4. 貯 水 位	ダム堤体中央	同 上	電 気 式	毎 日	毎 日	毎 日	
5. 使 用 水 量	取水設備工	同 上	超音波式流量計	毎 日	毎 日	毎 日	
6. 間 隙 水 圧 計	堤 体	同 上	電 気 式	毎 日	週1回	4 半期 1 回	
7. 土 圧 計	同 上	同 上	同 上	毎 日	週1回	毎月1 回	
8. 層 別 沈 下 計	同 上	現 位 置	直 読	毎 日	週1回	"	
9. 漏 水 量	河床ドレーン吐口 (余水吐合流点)	ダム管理事務所	電 磁 流 量 計	毎 日	週1回	毎月2 回	
10. 沈 下 移 動 (変形)	堤 頂 及 法 面	現 位 置	レベル又は トランシット	週1回	月1回	4 半期 1 回	
11. 地 震 計	堤 頂	ダム管理事務所	地 震 計				地震発生時観測
12. 浸 潤 線 測 定	堤 頂 及 法 面	同 上	水 位 検 知 器	毎 日	週1回	4 半期 1 回	
13. 地 山 ひ ず み 計	貯水池右岸地山	同 上	自 記	毎 日	週1回	毎月1 回	
14. 地 山 地 下 水 位	左 右 岸 地 山	同 上	水 位 検 知 器	毎 日	週1回		
15. 地 山 湧 水 量	同 上	現 位 置	現 場 実 測	毎 日			

○最低降雪量（昭46年），760%

以上のことから，川西ダム（流域1.76km²）で，湛水量1.215千m³をそれぞれ試算する。

○平均流出率により算出した場合

$$(631\% \times 0.607 + 1.263\% \times 0.652) \times 1.76 \text{km}^2 = 2,123 \text{千m}^3$$

○最低流出率により算出した場合

$$(631\% \times 0.4488 + 1.263\% \times 0.5348) \times 1.76 \text{km}^2 = 1,687 \text{千m}^3$$

○最低流出率および最低降雨量より算出した場合

$$(418\% \times 0.4488 + 1.073\% \times 0.5348) \times 1.76 \text{km}^2 = 1,340 \text{千m}^3$$

となりいずれも非かんがい期間中に全量湛水可能である。

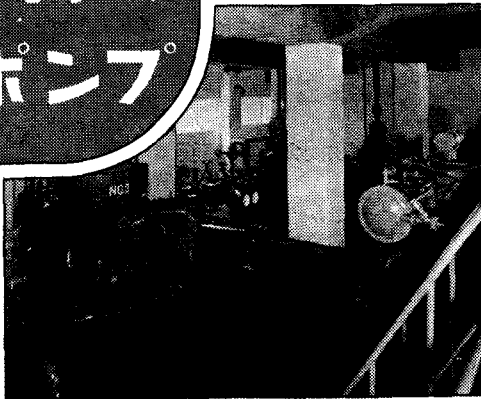
7. おわりに

以上，川西ダムの工事および，試験湛水を通して，本地区の気象，地質，等の特性を考慮し，留意した事項について記述した。今回は紙面の関係もあり，試験湛水結果については省略したが，次の機会に，その後の状況も含め，報告し，会員諸兄の御指導，御意見を仰ぎたいと考えている。

本稿を結ぶに当たり，工事および試験湛水に当って，御指導下さった関係機関の方々，および御協力いただいた施工管理指導の榊三祐コンサルタンツ技術部の方々，並びに，工事施工の榊福田組を初め関係施工業者に対し深く感謝致します。

トリシマ ポンプ

揚水用立軸うず巻ポンプ
口径：1200×800mm、
2000kW

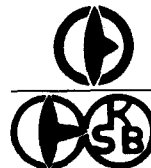


農業用水の安定供給と効率的な利用にポンプは欠かせません。

トリシマは農業用の散水、灌漑、排水ポンプをはじめ上下水道、工業用水道、建築設備、化学、淡水化、火力・原子力発電用などの小形から大形・大容量ポンプまであらゆるニーズにお応えしています。

営業品目

- 各種ポンプ、メカニカルシール
- ラッピングマシン
- 除塵機
- 鑄鉄鋼品
- マルチスタッドテンショナ
(原子炉圧力容器開閉用油圧装置)
- コンデンサチューブ、クリーニング装置
(西独タブロゲ社との製作提携品)
- ポンプステーションの設計・施工・アフターサービス



株式会社 西島製作所
西島ケエスビ商事株式会社
西島サービス株式会社

取締役社長 原田 龍平

資本金 10億320万円

本社・工場 大阪府高槻市富田町1-1-8 ☎0726-95-0551(大代)
 営業所 大 阪 ☎06-344-6551(代) 札 幌 ☎011-241-8911(代)
 東 京 ☎03-211-8661(代) 仙 台 ☎022-23-7292・3971
 東 京 分 室 ☎03-255-4371(代) 広 島 ☎0822-43-3700(代)
 名古屋 ☎052-221-9521(代) 高 松 ☎0878-22-2001(代)
 福 岡 ☎092-771-1381(代) 津 浦 ☎0988-63-7011(兼部)

東総用水農業専用区間の送水方式について

奥村 昭博* 次田 勝栄*

目 次

1. はじめに……………(22)	4-2 一日平均した送水……………(28)
2. 東総用水事業の概要……………(22)	4-3 予測送水……………(29)
3. 合理的な施設の設計……………(24)	4-4 農業用水としての送水特徴……………(30)
3-1 送水量とポンプ総揚程……………(24)	4-5 通常のポンプ起動停止……………(32)
3-2 単位水量当りの揚水動力……………(24)	4-6 停電……………(33)
3-3 損失水頭の大きなポンプ送水機構……………(25)	5. 送水方式と電力使用量……………(35)
4. 水の送り方……………(28)	6. おわりに……………(36)
4-1 幹線の「通常の流れ」……………(28)	

1. はじめに

戦後のかんがい事業は、国土総合開発事業の一環として、大規模な開水路を主体とした自然流下水路によって発達してきた。

これは、愛知用水に始まる米国水路技術の導入によるところが多い。その後、この自然流下水路技術も、多くの人々の努力で、日本に適合した技術として、育っていると考えられる。しかし、時代の経過とともに、この自然流下水路によるかんがい適地が減少してきた。

また畑作振興政策の推進もあって、今まで、かんがい事業が全く不可能と考えられてきた丘陵地帯にも、別の方式による送水が検討され、ここに、ポンプパイプライン方式によるかんがいが、計画実施されるようになった。しかし大規模な畑地かんがい地区への導水は、通水実績も少なく、まだまだ技術的に解明されていない問題が多い。特に石油危機に始まって、資源節約が叫ばれる時代に、数千KWの揚水機場を造ることは、現在とはともかく、果して将来、このかんがい事業の恩恵を、農民は得ることができるだろうか。

自然流下水路によるかんがい事業に比べ、大容量高揚程のポンプ運転が追加されることにより、多大な動力費の出費は必然である。

これに答えるには、行政による適切な受益農民への指導により、かんがい効果を十分に発揮させることである。一方、我々建設事業を担う者としても、こうしたポンプを使用したかんがい事業においては、動力費を始めとして維持費の軽減を真先に配慮する必要が生じる。こうした要請に答えるべく、東総用水事業においては、各

種の努力が払われてきた。

ここでは、農業専用区間の送水についてこれら事項への努力を紹介する。

この事業の特徴としては、実揚程約60m、幹線延長約22kmと、ポンプ総揚程が高くなることが予想された。このためポンプ動力費が高み、管理運営していくうえで非常に大きな負担になる事項と予想されている。

そこで本事業では、「いかに動力費を軽減させるか。」「いかに管理を簡素化させるか。」を重点に、送水方式の検討をした結果、受益地中央よりやや上流に増圧機場を設け、直結二段送水方式の採用と、受益地中央よりやや下流の地区内で最も高い地盤に調整水槽を設け、主機場並びに増圧機場の一括ポンプ台数制御を実施することにした。

その特徴を説明する。

2. 東総用水事業の概要

公団営東総用水事業は、千葉県東端に位置する通称東総台地の農地2,804ha(畑2,304ha、水田500ha)の畑地かんがい、水田用水補給をするための農業用水と、台地及び周辺地区の上水道用水をあわせ確保する多目的利水事業として、昭和53年3月より施工中であり、農業経営の安定と合理化、ならびに環境衛生の向上により、住民福祉の増進を計るものである。

農業用水について説明すれば、受益地は利根川沿右岸側に位置する台地である。水源は、上流ダム群等から供給されるが、取水工は水質の維持可能な河口31km地点の利根川とし、ここに一分目揚水機場を設け、利根川小支流である小堀川に揚水する。小堀川に注入された水は流下し、黒部川に合流する。さらに流下し、利根川河口

* 水資源開発公団東総用水建設所

から20km地点の黒部川（笹川地点）で再取水される。ここから約1km自然導水して、ここに主機場となる東庄揚水機場が設けられている。ここから標高50～60mの東総台地に揚水される。受益地は、この東総台地において、機場から東南約20kmの範囲にある。

台地の地形的特徴は、東南端の太平洋側に向け、10m程度の上り勾配となっており、各所に侵食を受けて形成された谷津田によって蝕ばれている。これらの受益地条件から、本事業の送水方式としては、ポンプ全線パイプライン形式となった。

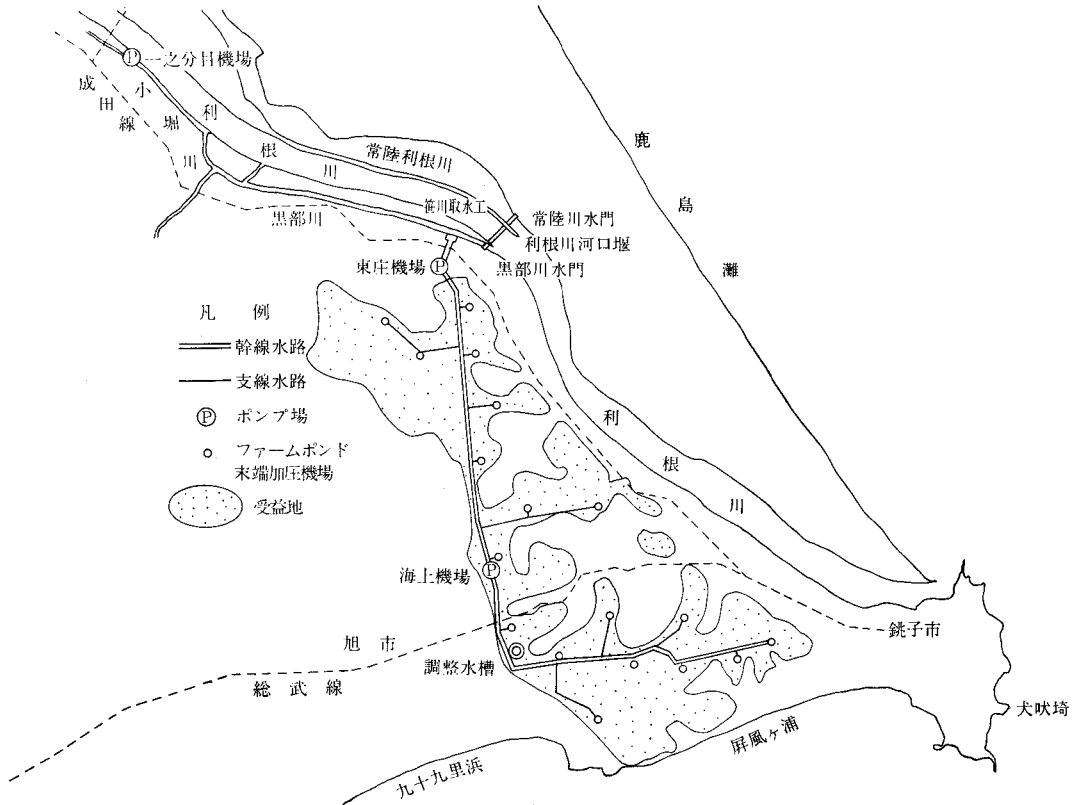


図-1 東総用水事業概要図

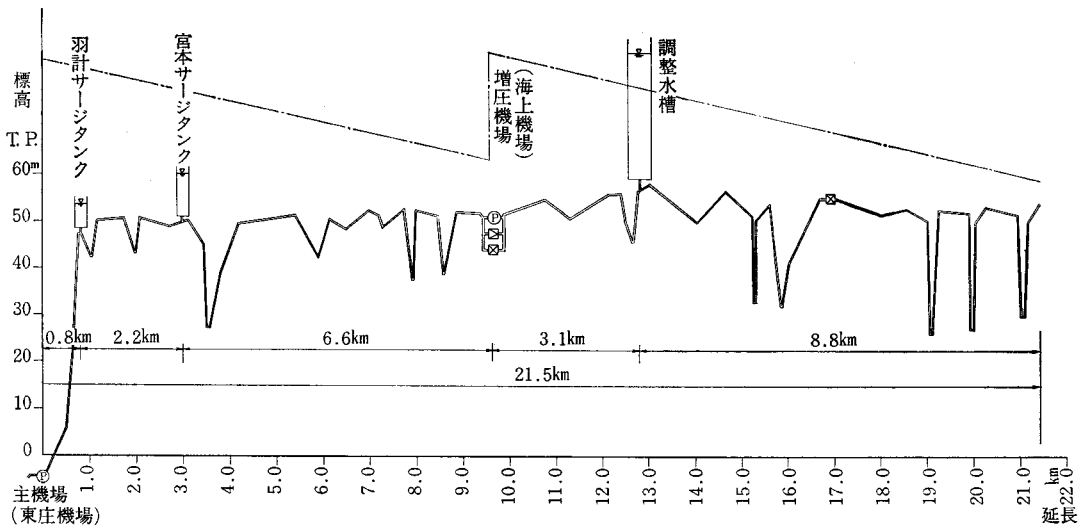


図-2 農水専用区間縦断面図

パイプラインは全長約22kmであり、主機場から幹線約9.5km地点に増圧機場としての海上機場が設けられる。さらに幹線約13km地点に調整水槽(内径20m高さ約30m)が設けられる。分水工は18カ所あって、それぞれ、ファームポンドから加圧機場に繋がっている。

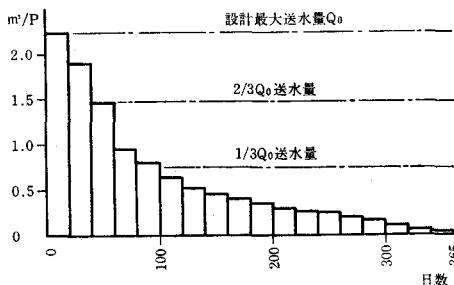
表一 工事計画概要

名 称	流 量	内 容
利根川取水施設	14.97 m ³ /S (補償 11.98合)	黒部川総合開発事業と共同事業
一之分目揚水機場		取水工 1式 揚水機場 斜流ポンプ φ1350×2台 φ800×2台 φ700×2台 ℓ=4,300m
小堀川改修	16.0	農水と上水の共同事業
黒部川取水施設	3.04	取水工 沈砂池 1式
笹川取水工	3.04	φ1800 ℓ=830m(内シールド560m)
導水路	3.04	揚水機場 農水 Q=2.24m ³ /S 渦巻ポンプ φ600×φ400×3台 上水 Q=0.80m ³ /S 斜流うず巻 φ300×φ300×5台
東庄揚水機場	3.04	
農水専用施設	2.24	幹線管路 φ1200~400 ℓ=22km
支線管路		φ600~200
ファームポンド		18カ所
増圧機場		Q=1.02m ³ /S 渦巻ポンプ φ700×φ600
調整水槽		1基

3. 合理的な施設の設計

3-1 送水量とポンプ総揚程

農業用水は作物の生理によって純用水量が変るうえ、有効雨量、流域流出量、湧水量、かんがい面積等さまざまな要因によって、送水量は大きく変化する。



図一 3 日用水量の分布

この結果、東総用水事業農業用水における*日用水量は図一3の通り、設計最大水量 $Q_0 \sim 0$ まで分布している。その特徴は、 Q_0 よりも、かなり少ない水量の頻度が多くなっている。

一方、ポンプの総揚程は次式で与えられる。

$$H = \alpha Q \beta + H_0$$

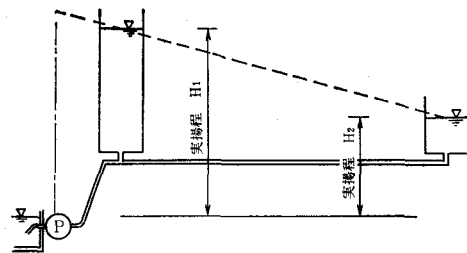
α : 流速に関する損失係数

β : 延長等に関する損失係数

$$\beta = 1.85 \sim 2.00$$

H_0 : 実揚程

本事業の場合、先に述べた通り、幹線延長22km、吸水位 T. P. 0 ~ -2 m で受益地標高 T. P. 50 ~ 60 m に送水する。この結果、現在の幹線管路口径では、ポンプ総揚程は、110m を越える。その内訳は送水方式によるが、いずれにしても、損失水頭が非常に大きな値 ($\alpha Q \beta = 50 \sim a m^*$ a は非常に小さな値) となる。



図一 4 ポンプパイプライン系の実揚程

3-2 単位水量当りの揚水動力

ポンプ特性曲線に、軸動力曲線 W がある。ある揚水量 Q に対する軸動力 W_Q を求め、揚水量で割ると、単位水量当りの動力量 ($W_Q = W_Q/Q$) が求まる。主機場のポンプ特性曲線に、この単位水量当りの動力量百分率曲線 W を入れた値が、図一5である。

図より、ポンプの総揚程が減少すれば、揚水量は増大するが、軸動力の増加はあまりなく、 W は急激に減少する。(ただし、ポンプ効率の低下と、キャビテーションの発生する危険は大きくなる。)

この特性で見れば、揚水量が設計最大流量 Q_0 の半分になれば、単位水量当りの動力量は、設計点 W_0 の151%になる。逆に $Q=1.2Q_0$ だと、 $W=0.88W_0$ となる。なお、この特性はポンプ N に大きく左右されるうえ、ポンプ設計方針によっても変化する。

この結果からすれば、送水量減少にともなう総揚程の減少を、バルブ等で調整するより、調整池を設けて、ポンプの断続運転によるのが有利なことが理解できる。

* あくまでもこの値は、1日の送水平均値であって、ファームポンドを有する送水系では一日平均した水量で送水するのは、容易な事項ではない。

* 幹線水路における吐出水槽設置位置によって、管路延長が変わり損失水頭も変る。機場吐出側に吐出水槽を設ければ損失水頭は、ほとんどポンプ廻り損失だけである。

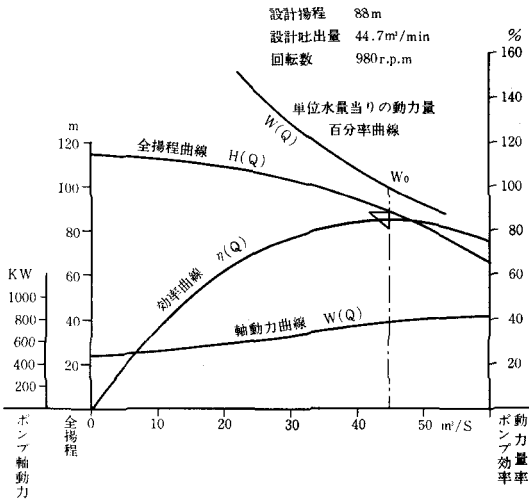


図-5 東庄ポンプ特性曲線

3-3 損失水頭の大きなポンプ送水機構

前に述べた通り、本事業は総揚程が大きくなることから、建設費及び管理費の軽減を計る目的で直結二段送水を計画した。

a. 施設設計

(1) 直結二段送水における経済的な増圧機場の位置
 経済的な機場位置を求めるに当たって、水路延長当り、一定流量 $q^{1/2}/m$ の分水量があって、動水勾配が一定な管路系を仮定して、検討する。

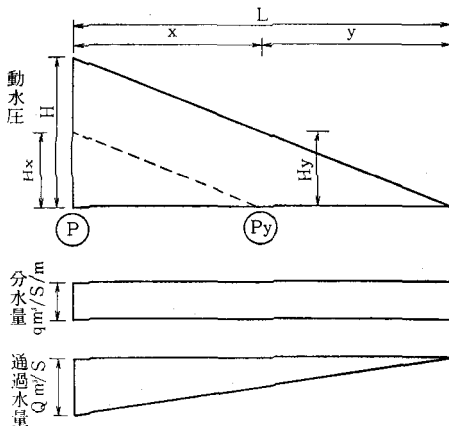


図-6 動水位と増圧機場の位置

図-6 で一段送水と二段送水の差を動力的に比較する。

$$\begin{aligned}
 P &= QH - (QHx + QyHy) & H &= Hx + Hy \\
 &= QH - QH + QHy - QyHy & Q &= qL \\
 &= Hy(Q - Qy) & Qy &= qy \\
 & & H &= IL \\
 & & Hy &= Iy \\
 & & Hx &= I(L - y)
 \end{aligned}$$

上式でPの値が最小になるポンプ P_y の位置が、二段送水としての最も経済的な位置である、この位置を求める。

$$\begin{aligned}
 P &= Hy(Q - Qy) = Iy(qL - qy) \\
 &= Iyq(L - y)
 \end{aligned}$$

$$P' = Iq(-2y + L) = 0$$

$$-2y + L = 0$$

$$y = L/2$$

増圧機場の位置として、幹線中央にあるのが一番経済的である。またその効果は、

$$\begin{aligned}
 \frac{QHx + QyHy}{QH} &= \frac{[qLI(L-y) + qyIy]}{qLIL} \\
 &= \frac{LL/2 + (L/2)^2}{L^2} = \frac{1/2 + 1/4}{1} = \frac{3}{4}
 \end{aligned}$$

一段送水の25%の動力量軽減が可能となる。

この他、幹線中央に増圧機場を設けることは、増圧機場によって、管路損失水頭を二分する結果となり、実揚程がない場合は、管路損失水頭の半分が各機場の総揚程となる。送水量が減少し、管路損失水頭が半分になれば、増圧ポンプを停止しても、主機場から末端まで送水可能となる。そこで、増圧ポンプの停止出来る流量を求めらる。

$$H'/H = (1/2)/1 \quad H, Q_0 \text{ 設計点の揚程, 流量}$$

$$= (Q/Q_0) \cdot 1.85 \quad H' = H/2$$

$$Q/Q_0 = 0.6875 \quad Q \quad H' = H/2 \text{ の流量}$$

計画最大送水量 Q_0 の大略69%以下の場合に、増圧ポンプを休止した状態で、主機場のポンプ運転だけにより送水が可能であり、この状態では、一段送水の50%の動力量軽減が可能となる。

全体として、この直結二段送水による動力量軽減量は、送水流量の分布状態にもよるが、各送水流量に対して、年間総送水量が図-7の通りであるから、各流量一定と見なせる。この水量分布を均等分割ポンプ3台で、水槽水位による台数制御を実施すれば、下式の通り、一段送水の5/12の動力量軽減が可能となる。(ただし、ポンプは

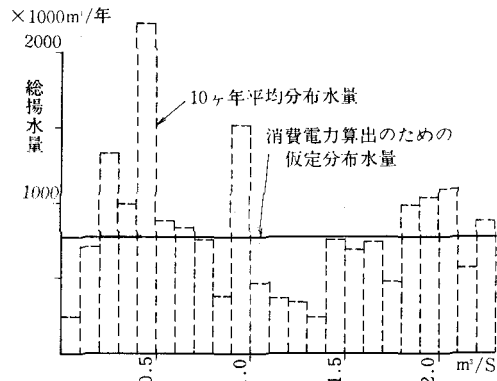


図-7 各流量ごとの年間総揚水量

各台数とも設計点で運転されるものとする。)

$$[1 - (1/2 + 1/2 + 1/4) \times 1/8] = 1/12$$

なお、直結二段送水の効果としては、さらに次の事項が考えられる。

①管路損失水頭が二分割されることにより、管路に与える最大静水頭が、管路損失水頭の半分近く軽減され、長大高揚程送水管路となる本事業においても、低圧管種の採用が大幅に可能になった。

②畑地かんがい事業などのように、計画から完成までかなりの変更が要求される事業で、しかも完成後直ちに100%の受益目標が達成されない事業において、直結二段送水方式を採用すれば、事業終了時点に変更内容に合せ、増圧機場のポンプ容量、揚程を変更すれば、無駄のない施設が完成する。また、受益面積が計画の69%までの範囲であれば、増圧機場を運転しなくて済み、非常に少ない動力で送水が可能となる。

この他、直結二段送水を実施するための注意事項としては、次の事項が考えられる。

①直結二段送水であることから、送水制御は単純明確でないと、トラブルの原因となる。

本事業では、調整水槽による増圧ポンプを含めた、ポンプ一括台数制御を計画しており、当然のことながら分水量と送水量の差は、調整水槽の容量となる。

②全線にわたって、幹線から支線が分岐されているが、支線側への分水が十分取れるよう、特に増圧機場の上流側での動水位には、充分注意を払うこと。動水位が不足する場合は、増圧機場を上流に移すとか、増圧機場の揚程を主機場に移す必要がある。多少の流量変更にも、対応可能なように計画する必要がある。

③増圧ポンプの吸込み側で、負圧にならないよう、②と同様、機場の配置、ポンプ揚程の配分をする。負圧になると、水柱分離あるいは、空気弁等を通じ空気を吸い込み、増圧ポンプ下流で、エアハンマーとして大きな水撃圧を発生する恐れがある。多少の損失水頭の変動があっても充分なように、増圧機場吸込み側に、10m程度の残圧を残す必要がある。

④ここでは、直結二段送水について検討しているが、幹線上下流で、受益標高に大きな差がある場合、あるいは主機場の吐出側に、水槽設置適地がある場合には、その都度、一段送水あるいは、それぞれに吐出水槽を持った二段送水とを比較し、成果を確認する必要がある。

⑤直結二段送水を採用するに当たって、送水本体の施設費及び動力費の軽減は当然であるが、二機場になることにより複雑な遠方監視制御機構の採用が必要となる。これらは、故障も多く、耐用年数も比較的短い(10年程度)ことから、運転管理が充分実施され得る施設以外は、充

* 実際問題としては、実揚程があること、増圧ポンプ廻りのロスがあること、主機場附近に分水がともなわぬ幹線があることから、全体としての動力軽減量は、もっと少ない。

分な検討が必要である。

(2) 直結二段送水におけるポンプ分割

ポンプの運転制御を、*調整水槽を使って、増圧ポンプも含めた一括台数制御を計画している。このため、消費水量に一致するよう、計画最大通水量 Q 、までのどの流量にも対応するポンプ送水を、可能にする必要はない。また、ポンプは、大型ポンプになるため、起動時間は、ポンプ小分割を実施しても、ほとんど短縮されず、水槽制御容量は、ポンプ台数が増えれば、増大する傾向になる。ポンプは、大容量ほど効率が良い。

経済性、部品の互換性を考えれば均等分割が望まれる。ポンプは可能な限り、効率の良い設計点で運転したい。当然設計流量では、主機場、増圧機場ともにポンプ設計点で運転される。

増圧ポンプを停止したとき、つまり前記の $0.69Q$ の送水量で設計点に近い分割としては、主機場ポンプ3台均等分割の2台運転 $0.67Q$ である。

以上より、ポンプ運転としては、設計流量 Q については、主機場ポンプ3台+増圧機場ポンプ1台、設計流量 Q の $2/3$ については、主機場ポンプ2台、設計流量 Q の $1/3$ については、主機場ポンプ1台運転となる。1台運転時については、3-1で述べた通り、増量揚水により、単位水量当りの動力量を軽減した送水となった。危険分散を考えたポンプ分割の面から検討しても、増圧ポンプの負担は全くなく、優れた分割と思われる。

b. 施設の軽減

直結二段送水することによる施設の軽減を、本事業で求める。対象となる事項は、施設動力、管路耐圧の低下及び増圧機場の追加が考えられる。

上記については、直結二段送水についての話してあって、増圧機場に吐出水槽兼吸水水槽を設け、それぞれの機場を分割した普通の二段送水とした場合は、増圧機場のポンプ分割も主機場並みとなり、電力量軽減効果もあまり期待できない。

(1) 施設動力

本事業では、一段送水とした場合、ポンプ総揚程は、111m、二段送水では、113mとなる。

ポンプの諸元としては、次の通りである。

	一段送水	二段送水	上段主機場 下段増圧機場
総揚程	111m	113m	88m 25m
容量	2,235 m^3/s	2,235 m^3/s	2,235 m^3/s 1,015 m^3/s

* 一般に使われる吐出水槽という名称を使わなかった理由は、途中分水があり、ポンプの吐出水量全部を水槽に入る目的でない。また幹線中央や下流に配置し、流量減少による損失水頭の変化を利用して大きな有効水深を取れるよう計画した。さらに受益地内にありポンプ側への逆送も行う。

効 率	84%	—	84%
			85%
設備動力	3,177KW	—	2,519KW
	1,100KW 3台	—	850KW 3台
			321KW
			350KW 1台

上記の通り、本事業での施設動力としては、一段送水が3,300KWであり、二段送水は、2,900KWとaで述べた施設動力の軽減率が、25%から14%に半減している。これは、総揚程に対する軽減効果でないことから、総揚程に対する実揚程の割合だけ、全体として見た軽減効果は低下している。

(2) 管路耐圧の低下

aで述べた通り、管路損失水頭(50m)の半分、約25mの静水圧軽減が予想される。本事業の場合、この効果によって、全線の9割を占める台地部の管種が、経済的な低圧管種であるP.C.管の採用が可能になった。この他、スラストブロックが小さく、各種バルブの耐圧が低下した。又、低地部で採用している鋼管板厚も薄くできた。

(3) 増圧機場の追加

二段送水を実施するには、増圧機場が必要となる。増圧機場としては、ポンプ1台用として、約150㎡の建屋が必要になる。さらに、遠方制御施設1式が必要となる。これに対し、主機場の建屋は、設備動力が減少してもほとんど変わらない。

(4) 一段送水と二段送水の概算施設費の差を求める。

ポンプ施設	$(3,300 - 2,900) \times 200$ 千円/KW	= 80,000千円
管路	$*2,540,000$ 千円 $\times (**1.1 - 1)$	= 254,000千円
増圧機場建屋	$150 \text{ m}^2 \times 200$ 千円/㎡	$\overset{***}{\ominus} 30,000$ 千円
遠方制御施設		$\overset{***}{\ominus} 30,000$ 千円
計		274,000千円

概算2億7千万円の施設費軽減が可能となった。

c. 電力料金の軽減

ポンプ設備動力としては、先に述べた通り、一段送水3,300KW、二段送水2,900KWであり、これによる電力料金は次の通りとなる。

(1) 基本料金

電力基本料金としては、特別高圧電力となり、契約電力量は別途協議事項となっているので、事情が解らないから設備電力をもって、契約電力量と仮定して、比較する。

一段送水

	$3,300 \text{ KW} \times *280 \text{ 円/KW/月} \times 12 \text{ 月} = 11,088,000$
二段送水	
	$2,550 \text{ KW} \times 280 \text{ 円/KW/月} \times 12 \text{ 月} = 8,568,000$
	$350 \text{ KW} \times **285 \text{ 円/KW/月} \times 4 \text{ 月} = 399,000$
計	8,967,000
	$11,088,000 \div 8,967,000 = 1.237$

二段送水を実施することによって、基本料金は約24%軽減される。

(2) 使用料金

電力消費量は、ポンプ軸動力にモーターの効率、トランスの効率等乗じた値が、消費電力量となる。ただしポンプは設計点で運転される割合も多くないので、近似的にポンプ軸動力の10%増の設備動力算出値でもって、消費電力と仮定し、一、二段送水の消費電力量を比較する。

一段送水

	$2,235 \sim 1.49 \text{ m}^3/\text{s}$
	$7,632,800 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{3,177}{3,600 \times 2,235} = 3,013,846 \text{ KWH/年}$
	$1.49 \sim 0.745 \text{ m}^3/\text{s}$

	$4,388,300 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{3,163 \times 2 \div 3}{3,600 \times 1,490} = 1,725,105 \text{ KWH/年}$
	$0.745 \sim 0 \text{ m}^3/\text{s}$

	$6,516,600 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{3,163 \div 3}{3,600 \times 0.745} = 2,561,771 \text{ KWH/年}$
計	7,300,722 KWH/年

二段送水

	$2,235 \sim 1.49 \text{ m}^3/\text{s}$
	$7,632,800 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{2,519 + 321}{3,600 \times 2,235} = 2,694,153 \text{ KWH/年}$
	$1.49 \sim 0.745 \text{ m}^3/\text{s}$

	$4,388,300 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{2,519 \times 2 \div 3}{3,600 \times 1,490} = 1,373,866 \text{ KWH/年}$
	$0.745 \sim 0 \text{ m}^3/\text{s}$

	$6,516,600 \text{ m}^3/\text{年} \times \frac{2,519 \div 3}{3,600 \times 0.749} = 2,040,183 \text{ KWH/年}$
計	6,108,202 KWH/年

電力使用料金としては、

一段送水の場合

$$7,300,722 \times 5.35 = 39,058,863 \text{ 円}$$

二段送水の場合

$$6,108,202 \times 5.35 = 32,678,881 \text{ 円*}$$

二者を比較すると、二段送水が、16.3%軽減される。

この値は、aで求めた値 $5/12 \div 0.42$ の軽減効果を想定していたのに、その40%の軽減効果にしかならなかった。これも前述と同様、ポンプ総揚程に対する実揚程が55%程度になっていて、この実揚程に対する効果はないため、全体として16%の軽減効果にしかならなかった。

* 全体の概算工事費 ** 二段送水に対する一段送水の概算工事比率
*** 二段送水の場合に追加になる施設

* 東電S51.8改正 農事用特高電力単価 ** 高圧用電力単価
* 増圧機場の高圧用の料金を考慮すると、15千円高となる。

(3) 電気料金

全体として、一段送水と直結二段送水を比較すると、
 一段送水 11,088+39,059=50,147千円/年
 二段送水 8,967+32,679=41,646千円/年

直結二段送水を実施することにより、年間850万円約17%の電力料金軽減が果せた。

4. 水の送り方

4-1 幹線の、「通常の流れ」

本事業の場合、先に述べた通り直結二段送水として、設備費、維持管理費の軽減を計った。

つまり図-2の通り、増圧機は動力量を軽減する目的で取扱い水量を少なくする配慮した結果、幹線延長から見れば、上流から45%で通水量としても45%相当の場所に増圧機場を設けた。

調整水槽は、増圧機場よりさらに下流で、地形的に受益地内で最も高く、水槽設置に有利な上流から距離的に60%、通水量的に40%相当地点に設けた。

一般の吐出水槽によるポンプ送水の場合、吐出水槽までの区間での分水は、無しか、あっても極めて少量であり検討の必要はなかった。しかし本事業では、受益地下流側が高いという地形的条件によって、一般形式の採用ができず、さらに各種の軽減を計ることにより、水槽上流側で60%に及ぶ大量分水を計画することになった。

これらより、幹線の流れについて、充分検討する必要が生じた。

まず、ポンプは水槽水位で台数制御を実施する計画であるから、検討単位としては、ポンプ1台容量とする。

①調整水槽に流入を伴わない送水

送水量 (Q) = 消費水量 (q) の場合
 $Q^{1/3} = q^{1/3}$ $Q^{2/3} = q^{2/3}$ $Q^{1/3} = q^{1/3}$

②調整水槽に流入する送水

送水量 (Q) = 消費水量 (q) + 水槽流入量 (q')
 $Q^{3/3} = q^{3/3} + q'$ $Q^{2/3} = q^{2/3} + q''$
 $Q^{1/3} = q^{1/3} + q'''$

③調整水槽から流出する送水

送水量 (Q) = 消費水量 (q₀) - 水槽流出量 (q₀)
 $Q^{2/3} = q_0^{2/3} - q_0'$ $Q^{1/3} = q_0^{1/3} - q_0''$
 $Q^{0/3} = q_0^{0/3} - q_0'''$

ここで、調整水槽に流入する水qは、ポンプを水槽水位により自動運転しているの、特に消費水量が急激に変化しない限りは、 $q', q'', q''', q_0', q_0'', q_0''' \leq Q^{1/3}$ である。

分水を詳細に検討すれば、動水位の変化により、分水圧も変動し、分水量も大幅に変化する本事業で最大分水量の規制(二次水位一定弁とオリフィスの組み合わせによる)を充分配慮しているの、一般的に均等分水と見な

* $Q^{3/3}, Q^{2/3}, Q^{1/3}$ は計画流量に対する比率

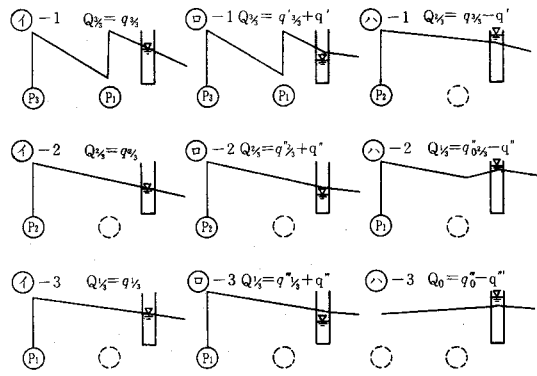


図-8 流れの形式(動水圧力線図)

しても大差ない。これより動水圧力線を描くと図-8となる。この図で②-2、③-3で動水勾配が逆となり、水槽上流で逆流が発生している。つまり、主機場ポンプ全台休止あるいは1台運転時に、幹線で逆流の発生が予想される。これは、消費水量が非常に減少したときに、小容量供給ポンプの役割を果す。

4-2 一日平均した送水

ファームポンドを持つ畑かん施設で、取水地点から末端の散水地点までの流れを考えると、取水地点からファームポンドまでの基幹施設では、一般に一日24時間通水であるのに対し、ファームポンド以降の流れは、日中かんが多い。本事業も1日4回散水で、1回当たりの散水時間は3時間20分として、図-9で示す末端送水を行

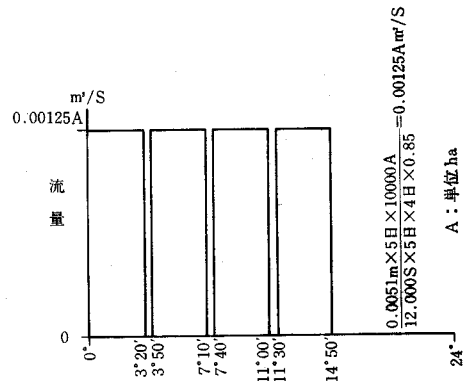


図-9 計画点での末端加圧ポンプの運転

なう。これにもなったファームポンドの水位変化は、図-10の通りである。ファームポンドの水収支は、散水している時は、貯水量が $5,556 \times 10^{-4} \text{Au}_m^3/\text{s}$ の速さで減るのに対し、休止中は $6,944 \times 10^{-4} \text{Au}_m^3/\text{s}$ の速さで増え、図の水位変化として現われる。

ファームポンドの貯水容量は、 $5,556 \times 10^{-4} \times \text{Aux} \times 12,000 \times 4 = 27 \text{Au}_m^3$ となった。

しかし、かんがい用水量、面積は、作物、季節等によ

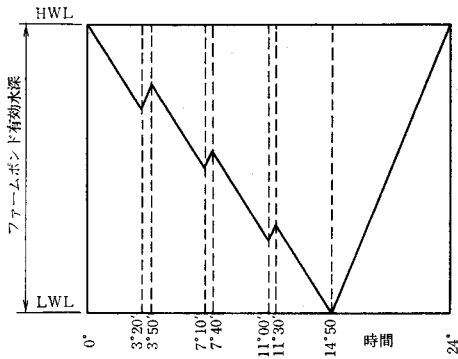


図-10 計画でのファームポンド水位変化

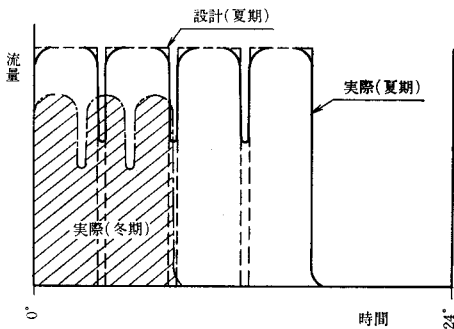


図-11 通常の末端加圧ポンプの送水

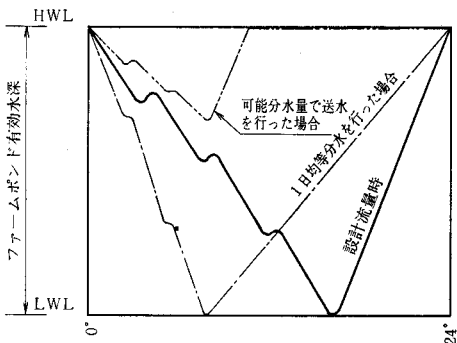


図-12 通常のファームポンド水位変化

って変化する。このほか、スプリンクラー移動のため休止時間も不規則になり、これらを考慮に入れば末端送水量は図-11となる。これにともなうファームポンドの水位変化としては、図-12となる。ここで設計水量時の水位変化は一定となるが、消費水量が減少した時点の水位変化としては、1日均等分水を実施した場合と、設計分水量で分水した場合で、大幅に差が生じる。

また、末端施設容量は、基幹施設容量の1.8倍が計画されていることから、なんらの対策がなければ末端で受益面積及び消費水量が減少し、スプリンクラーの設置本数が半分程度になっても、基幹施設の送水は、設計量で送水する状態となる。このことは、3で述べた基幹施設

の電力料金軽減のうち、増圧ポンプの休止にともなう電力使用量軽減効果が、あまり期待できないことを意味する。この対策としては、ファームポンドを常時活用するよう、分水量を1日24時間通して、均等に分水が行なえるよう、規制すべきである。しかし一般に末端消費水量は、かんがいが終了して、始めて解るものであり、送水前から明らかでない。又、各分水口分水量を毎日規制することは、分水口を数多く持つ基幹施設の場合、困難なことである。このため本事業では、基幹施設のポンプ分割と*ファームポンドの有効容量を配慮し、①設計分水量 q 、②ポンプ2台運転容量、としての設計分水量 q の $\frac{2}{3}$ 水量で、各分水口を規制する計画である。なお、消費水量 q が $\frac{1}{3}$ 以下になった場合は、分水口を規制しなくても、1日のうち1回ファームポンドを満杯にすれば、かんがいに支障が生じないので、分水口規制は新たに行なわず、②のままとして、3-2で述べた通り、基幹ポンプは1台で長時間運転を実現させ、電力使用量の軽減を計ることとしている。

期別最大分水量の規制は、下流水位一定弁とオリフィスの組み合わせにより、二次側水位を一定にする減圧弁と、水位変化による分水量変化が少ないオリフィスを組み合わせたもので、オリフィス断面を取り替えることで、一次圧が大幅に変化するパイプラインの分水口であっても、精度のよい分水量規制を実施する計画である。

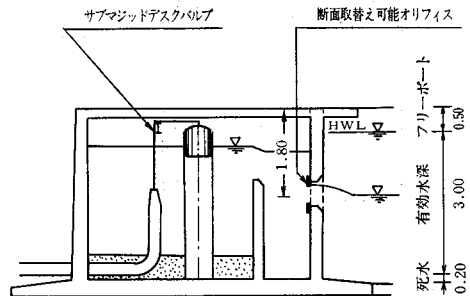


図-13 分水工の構造図

4-3 予測送水

かんがい作物、栽培方法、期別によって差はあるが、末端水消費は、一定の形状を示す。上水道では、都市の大きさ、種類、季節などによって差はあるが、図-14のような一日の消費形状を示す。

農業用水でも通水実績がある程度積み、地区の消費特徴をつかんだらうえ、前日の送水量と降雨資料、農作業状況が把握できれば、当日の必要送水量は正確に予想可能と思われる。この予想が立つなら、ポンプを水槽水位によって完全に制御しなくても、ポンプ運転は可能となる。これは予測送水によるものであるが、ファームポンドを

* 1日最大用水量の45%容量である。

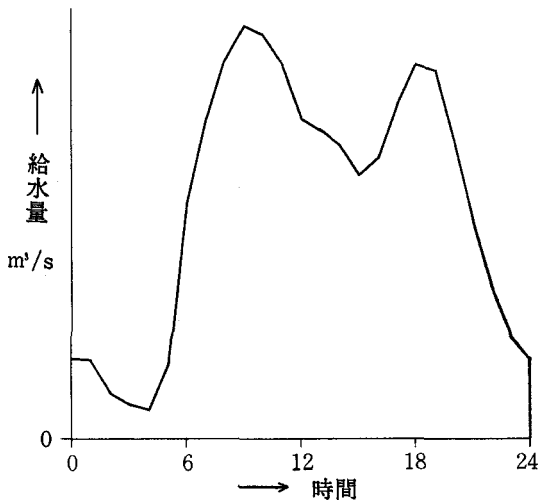


図-14 上水道の一日消費パターン

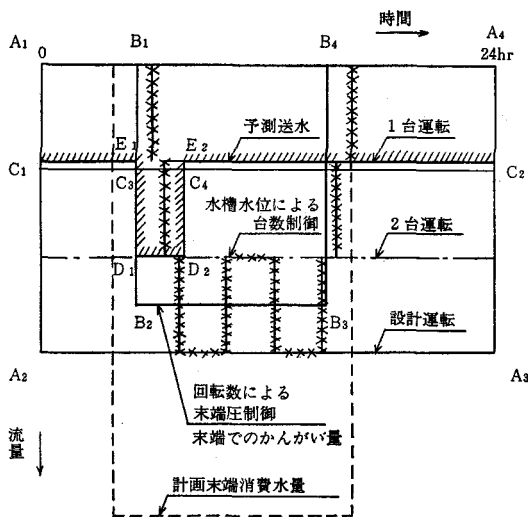


図-15 基幹施設と末端施設の送水組合せ

介在して、基幹施設と末端施設に分れる送水機構で、どのような方法の送水形式があるか、その特徴はどうかを検討する中で述べることにする。

図-15で説明すると、末端かんがいが□ $B_1B_2B_3B_4$ の場合、各分水口の分水量規制が、設計分水量の状態とする。末端圧一定制御で送水を行なえば、ポンプ設計台数で、 A_1A_2 の送水能力を持っているが、末端の消費量が B_1B_2 であるため、この能力に落して $B_1\sim B_4$ まで設計ポンプ台数で運転される。

これを水槽水位によるポンプ台数制によって送水すると、設計台数とこれより1台少ないポンプ台数による交互運転となる。

これを予測送水によって実施すれば、次の通りとなる。当日の推定用水量を求め、この値に多少の安全率を乗じた値を A_1A_4 上に取り C_1C_2 とする。末端のかんがいが

開始される時間 B_1 上で、 C_1C_2 に最も近い幹線ポンプ組み合わせ流量との交点を求め、大きな流量を D_1 、小さな流量を E_1 、 C_1C_2 との交点を C_3 とする。 D_1E_1 を通過して C_1C_2 に平行線を引く、任意の時間 CDE との交点を $C_4D_2E_2$ とする。

そこで□ $C_3D_1D_2C_4$ '=□ $C_3E_1E_2C_4$ 'となる任意の時間を求め $C_4D_2E_2$ を与える。ポンプの運転スケジュールは、 $B_1D_1D_2E_2E_1$ と決定される。ただし、安全を見込んでいるため、余裕量、あるいは、かんがい途中での降雨、末端加圧ポンプ場の停電などに対応する必要がある。このため調整水槽水位によるポンプ停止回路を併設する必要がある。以上3ケースを比較する。

末端圧一定制御による場合、吐出弁とポンプ回転数によって実施する2通りがある。吐出弁により実施する場合には、3-2で述べた通り、吐出量を絞れば絞るほど単位水量当りの動力量は上昇する。

ポンプ回転数制御により実施する場合は、回転数の変更方法によって、電力量の軽減を計れるものから各種ある。無理のない送水を実現するには、吐出弁制御によるより、回転数制御によるのが望まれる。しかし、ポンプ回転数制御運転が実施されたとしても、設計揚水量に近い状態で運転されるので、電力量を軽減できるモーター等を付けても、あまり効果は期待できない。

水槽水位によるポンプ台数制御を行なう場合、本事業のように、直結二段送水で増圧機場の休止が伴えば、末端圧一定制御より電力量は確実に軽減される。

予測送水を行なう場合、本事業では、前述二者が主機場ポンプ3台、増圧ポンプ1台で運転するところを、主機場、2~1台の組み合わせで十分な送水となる。

主機場ポンプ2台以下の運転であれば、調整水槽の制御水位も高く維持することもなく、増圧機場の休止以外にも電力軽減効果があり、この三つの積重ねによって、大きな効果が期待できる。

ここで、予測送水の効果を述べたのは、設計分水量で分水量規制する4月26日~5月10日、6月26日~8月21日までの期間にも、降雨、収穫期など消費水量が*少ない日数が相当ある。

この日のために分水量規制を変更することは、数十もの分水口を持つ事業では不可能である。以上から、かんがいに支障が出ない範囲で送水量をコントロールすることにより、消費電力量の軽減を徹底して計ることができる。なお、こうした人意操作を自動制御に追加すれば、さらにポンプ運転が簡素化されることによる電気系統の耐用年数が飛躍的に延びることが予想できる。

なお、これらはある程度、通水実績を積んで始めて実現できるもので、ポンプ運転後の努力目標として与えら

* 基準年で、1日平均送水量として、設計最大送水量の2/3以上の日数は、年間8半旬である。

れるものである。

4-4 農業用水としての送水特徴

本事業と一般上水道を比較すると、ファームポンド地点の分水口を家庭の給水栓と見なせば、年間通水の畑かん事業で、ポンプ、パイプラインで送水する本事業では分水カ所数が少ない以外は、全く上水道の送水と差がないと思われる。

しかし、送水に対する基本的な考えからすれば、上水道は断水することが許されず、もし不幸にして断水する事態が発生すれば、車によって各家庭まで、最少限の給水を行なうのが現状である。こうした給水車による配水は、非常に費用も嵩み、できる限りさける必要がある。この対策に、上水道では、予備発電機を設け、停電が発生しても、給水できるよう配慮している。

これに対して、農業用水では、4～5日の断水が生じたとしても、それによって栽培作物が枯れるわけではない。生育の遅れと品質の低下を我慢すれば済むことである。停電故障等であっても4～5日経てば、回復できることと考えられ、あまり使用頻度も多くなく、効果量の少ない対策は、省略される方向にある。

また雨が降れば、かんがいは不要になる。こうして、農業用水では、必ず毎日給水する必要もなく、年間かなりの日数が不要となる。そこで、断水がほとんど発生しない施設と断水が一般的である施設の差を考え、農業用水としては、常時通水が不要であり、しかも困難なものであれば、断水しても問題とならない施設の設計が必要となる。本事業のように、ファームポンドの水位によって末端給水弁が自動的に開き補給する施設では、送水ポンプが運転されずに、水消費が続けば、調整水槽の水位は下る。広い受益地の中で、分水口標高より高い管路標高があれば、この部分の水は、サイホンの働きによって、ポンプが止っていても分水口より流出する。又、管路は漏水につきものである。管内圧が低下すれば、漏水量は減少するが、なお、漏水は続く。管内水が減る替りに、管路には空気弁等を通じ空気を吸い込む。空気の貯留した管路で、送水を再開すれば、排気している間は、流れが下流に伝わらないので、排気の完了と同時に、上流側の流れが下流側に伝わり、急閉塞弁の場合の水撃圧 ($h = aV_0/g$) と同じ水撃圧がエアハンマーの形で発生する。つまり、管路に空気がある間は試験通水と同様に、非常に低流速での充水が必要である。小口径支線を数多く持つ管路系で、全ての管路を同時に低流速で充水するには、困難な問題が多い。特に空気の残留カ所と量、それに最後まで残留するカ所が解れば、それなりの対策も立てられるが、実際には、分水、漏水、負圧、経過時間などで、空気の残留状態は、常に一定ではない。排気作業も非常に手間のかかるものであるから、管路は、空気が流入しない構造を取ること。又、簡単に確実な排気方

法が必要となる。

そこで、断水がある施設として、次の対策をした。

①断水時には、分水口より管路内の水が流出しないよう分水標高が管路最高標高より低くなる分木工では図-16のサイフォンブレーカを設け、実質的分水標高を高める

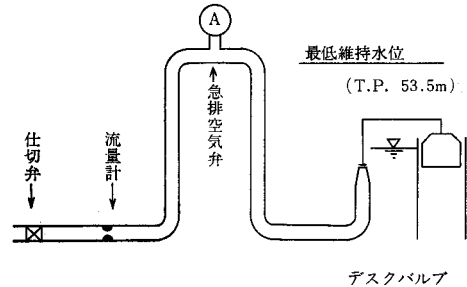


図-16 サイフォンブレーカのある分水口

ことにより、管路内の水が流出しないよう設計した。

ただし、受益地が凸形状で、10m程度の高低差もあり、一律のサイフォンブレーカ標高を与えた場合、高さが10mを越す施設も出ること。分水標高が上るため、ポンプ実揚程が5m程度高くなり、ポンプ動力が上ること。管内圧が上昇すること。以上3条件より図-17の通り、幹線を遠方制御の電動弁(2カ所)で三分割して、それぞれの区間で残留水の流出を防ぐ対策を立てることとした。

結果、上流からT. P. 53.5m, T. P. 59.0m, T. P. 55.0mより高い標高に分水口を、それより低い標高に管路の配管を計画した。

②断水中に管路からの漏水で管内に空気が貯留される場合、漏水量だけ給水すれば、管路には空気が流入しなはずだが、給水した水が完全に漏水量の補充とはならず分水に回る恐れもある。また漏水量と断水時間の関係もあり、断水時間が長くなると、漏水量を直ちに補給する方法は、予備電源のある保圧ポンプがないと困難と考えられるので、本事業は、漏水量の補充を、再通水直前に行なう方式とした。補充には、調整水槽と4-6で述べる通り、幹線に2つあるサージタンク及び、幹線末端に設ける水位計によって行なう。調整水槽と宮本サージタンクには、かなりの死水容量がある。ポンプが止って、調整水槽水位が、ポンプ制御水位以下のある水位になった場合に、調整水槽、宮本サージタンクと幹線を結ぶ管路にある仕切弁を遠方操作で閉め、貯水しておき、再通水前に、これらの弁を開き、幹線始点の羽計サージタンクと、幹線末端の水位計水位の上昇を確認して、残留空気の完全排除後に、通常のポンプ起動を計画している。

③ポンプ急停止時は、水柱分離が発生しない範囲で、ある程度の負圧(-6m)を許す設計方針で現在進んでいる。空気弁の種類にもよるが、負圧によって、大量の空気を管内に吸い込まれる場合もあるが、調整水槽、宮本

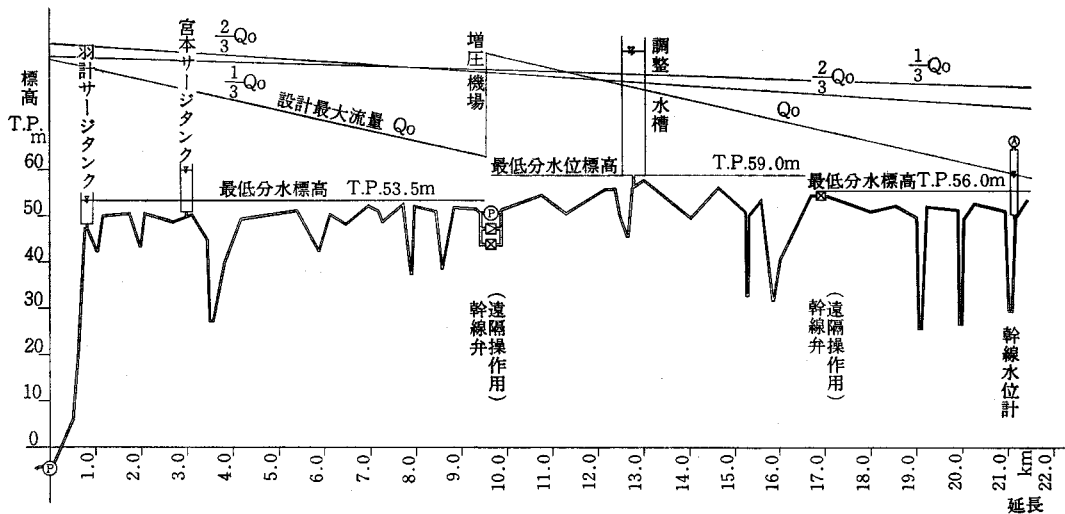


図-17 幹線の分割

サージタンクの維持水位が高いので、あまり吸気も考えられない。吸気があっても直ちに排気作業が行なわれるので、これら全く水槽のないクロズドタイプの管路系より優れている。

4-5 通常のポンプ起動停止

a 水槽制御

本事業の場合、送水量制御は調整水槽とポンプ運転台数によって実施される。ポンプの起動停止は、調整水槽水位によって、運転指令が出される。

現段階での調整水槽断面は、直径 20m とし、ポンプ ON-OFF 1 サイクルを 60min を予定している。ポンプ 1 台当り、次の値となる。

$$\text{水槽制御容量 } V = QT/4 = 44.7 \times 60/4 = 670.9 \text{ m}^3$$

$$\text{水槽制御水深 } h_1 = V/\pi d^2 = 2.136 \approx 2.2 \text{ m}$$

次に b で述べる制御条件に到達してから、制御が完了するまでの時間 $t = 5 \text{ min}$ の水槽水深を求めると、

$$h_2 = 5 \times 44.7/\pi d^2 = 0.712 \approx 0.75 \text{ m}$$

設計最大送水量 Q_0 の水槽地点動水位は、T. P. 81.4m であるので、この水位をもとにポンプを組み合わせた各制御水位は、図-18の通りとなる。

さらに、4-3 予測送水で述べた通り、消費水量が減少した場合に、必要制御水位は低くできる。ポンプにキャビテーションが発生しない範囲で制御水位を低く与えた値を水槽左側に与え、消費水量の大小によって、制御水位を切り替えることによって、3-2 単位水量当りの揚水動力で述べた動力軽減を実現する計画である。

なお、各水槽水位によるポンプ運転曲線は、図-19の通りとなる。

b ポンプの起動停止

ポンプの起動停止は、制御指令が出てから、制御が完了しないうちに、次のポンプの制御指令が出ないように、

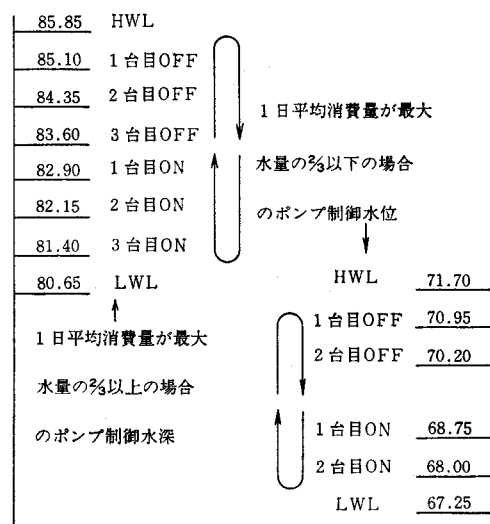


図-18 ポンプ水槽制御水位

十分な余裕が必要であると同時に、重複制御を防止するインターロックを設ける。

ポンプの起動停止スケジュールは、次の通りである。

ポンプ起動スケジュール (T_1)

$T_1 =$ 制御水位確認 10^* + ポンプ満水確認 10^* + モーター起動 60^* + ポンプ吐出圧の確認 10^* + バルブ開放 70^* + 水位計の精度 80^* 相当 + 重複制御を防ぐ余裕 $60^* = 300^*$

ポンプ停止スケジュール (T_2)

$T_2 =$ 制御水位確認 10^* + バルブ閉塞 70^* + 水位計の精度 80^* 相当 + 重複制御を防ぐ余裕 $60^* = 220^*$

ここで、吐出弁としては、電動油圧操作型ロート弁*を使って、平常操作には電動による図-20(a)の操作特性で操作され、弁開放、閉塞にともなう水撃圧は、全くと言っていいほど無い状態となった。

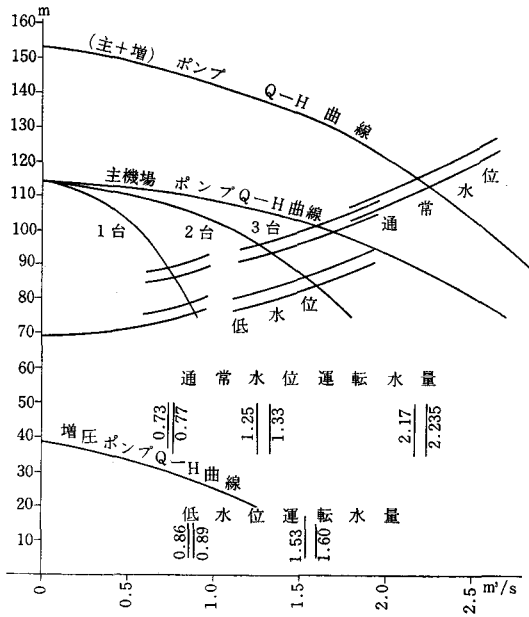


図-19 ポンプの運転曲線

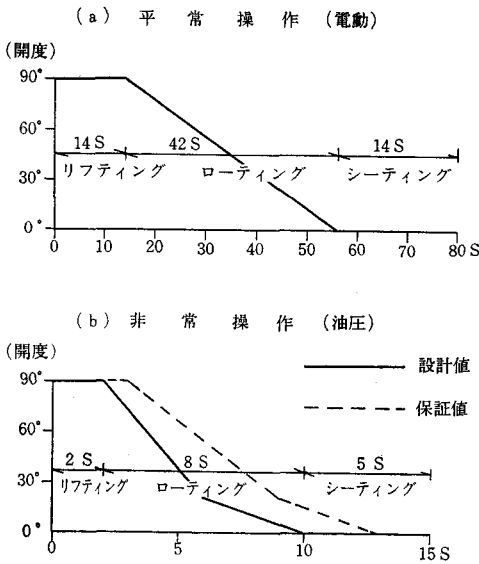


図-20 主機場の吐出弁閉塞特性

次に、直結二段送水である本事業の特徴は、設計最大流量 Q_0 になる場合と、 Q_0 から下の送水量に変化する場合である。これは、直結管路で、二機場の操作によって流量制御を行なうため、流れが不規則に変化する恐れがある。特に流量が増える場合に、増圧ポンプの送水が早かったり、流量が減る場合に、主機場の送水が早く減少すると、増圧ポンプ吸い込み側管路で、負圧が発生し、

* 図-20(b)は、ポンプ急停止にともなう非常操作の弁閉塞特性で油圧によって操作される。同時に、二段操作により水撃圧を低く押える対策が施されている。

水柱分離あるいは、空気弁より大量の空気を吸気し、エアハンマーの原因ともなる。主機場からの流れの変化と同様な流れの変化となるよう増圧ポンプの運転操作することが、水撃作用を最少限に押える方法である。

しかし条件の変化及び操作誤差もあるので、負圧対策が重要になる点を考えれば、計算値より流量が増える場合は、増圧ポンプの起動を遅らし、流量が減る場合は、増圧ポンプの停止を早めることが必要となる。

また、ポンプ制御が予定通り実施されない場合のために増圧機場吸込み側管内圧が、負圧になる場合については、増圧ポンプの電源を切って、管路を負圧から守る保護回路を設ける計画である。

この他、増圧機場には、増圧ポンプの停電あるいは、起動のためにスイング式逆止弁のバイパス管と、逆流用としての管路を設けた。図-21

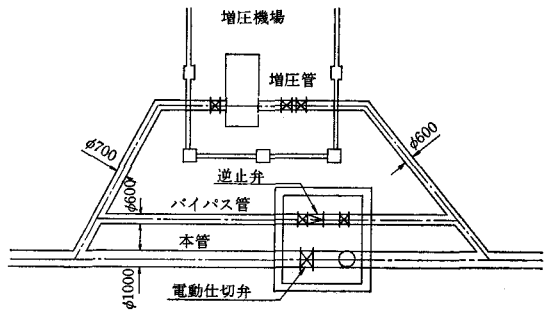


図-21 増圧機場廻りの配管

4-6 停電

直結二段送水である本事業では、単純にポンプ停電のみについての検討以外に、受電系統が全く異なる機場で停電組み合わせ状態を検討する必要がある。

a 主機場運転時のみの停電

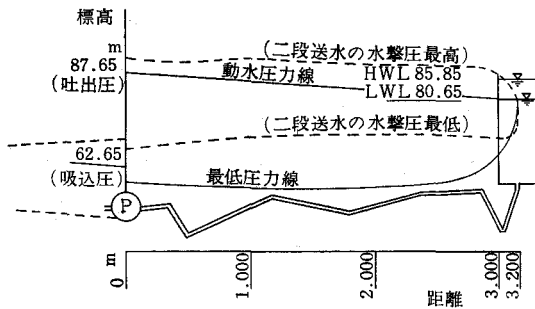
この状態は、通常の一段送水時の停電である。

計画最大送水量 (Q_0) の $\frac{2}{3}Q_0$ 以下の送水には、主機場ポンプ1, 2台運転である。ポンプは停電と同時に吐出弁を非常操作し、大きな逆流の発生、大きなポンプ逆回転の発生、空虚管路の発生並びに、大きな水撃圧の発生しないよう緊急閉塞する。管路内の流れが引続き下流側に流れる部分と、低位部であるポンプ側に逆流しようとする流れに分れるところで水柱分離が発生する。流れは当然 (Q_0) より遅くなり、(Q_0) 時に水柱分離が防げれば、この場合も問題ない。本事業での計算結果では、 Q_0 と、 $\frac{2}{3}Q_0$ では、最低圧は-4.8mと-4.5mとなった。

b 二段送水時の停電

(Q_0) の送水時には、ポンプは主機場と増圧機場が直列直結運転状態にある。この場合の停電としては、

- ① 増圧機場のみ停電する場合。(主機場運転)
- ② 主機場のみ停電する場合。(増圧機場運転)



図一22 増圧機場単独の水撃解析

③主機場、増圧機場同時に停電する場合。

以上3通りが考えられる。

(1) 増圧機場のみ停電する場合

増圧機場から調整水槽間の水撃作用を単独で考えると、

- ①管路系には、ほとんど実揚程なく水平に近い。
- ②増圧ポンプの揚程は、25mで、このうち23m相当は、実揚程であるが、調整水槽の水深に相当している。
- ③直結二段送水という形式から、増圧ポンプ吸込み側に10m相当の押し込み水頭がある。

以上から、増圧ポンプ単独で検討すれば、図一23の通り、全く水柱分離の危険性はない。

これに直結二段送水を加味すれば、増圧ポンプが停止し始めれば、ポンプの送水量は減少を始める。ただ主機場からの流れに変化はないので、二段送水の特徴として、増圧ポンプ吸込み圧は上昇し、増圧機場以降の最低圧力線を高く維持する。増圧ポンプの総揚程も次第に減少して、結果として、逆流も小さくなる。吐出弁閉塞に伴う水撃圧は、当然減少する。最高圧力線も、図一22の通りかなり減少する。このようにして、増圧ポンプ以降は、全く問題とならない。主機場側については、全く逆流は発生するわけではないから、水撃圧として問題になるのは、流れが最も大きく変化する増圧機場周辺であるが、図一21の通り逆止弁があるため、いくら上昇しても、増圧ポンプ吐出側最高程度である。ただし、引き続き送水を続ければ、調整水槽の水位にもよるが、定常流として0.8Q程度の送水となり、ポンプの吐出圧が10m程度上昇する。主機場側の動水圧はかなりの上昇となるが、流れが遅くなるので、水撃圧を含めた最高、最低管内圧は、小さな値となる。この場合のポンプ操作としては、全く行なわない予定である。

(2) 主機場のみ停電する場合

主機場ポンプは、aと同様の操作を実施する。

増圧機場は引き継ぎポンプ運転状態にあり、放置すると、増圧ポンプ吸込側管内水を増圧ポンプ下流側に送ってしまうので、吸込側管路では水柱分離、あるいは、大量の空気を吸い込んでしまう。水柱分離の場合は、再結

合時の水撃圧による管路の破壊が問題となる。空気を吸い込んだ場合、再通水以前に排気が完了していないと、エアハンマーが発生し、水柱分離と同様に管路の破壊が問題となる。こうした問題の対策として、増圧ポンプを速やかに止める必要が生じる。ポンプの止め方としては、

- ①主機場の停電と同時に、増圧機場の入力も断って、(非常停止)増圧ポンプを停電状態とする。
- ②主機場の停電と同時に、増圧機場のポンプを通常停止させる。
- ③主機場の停電から、減圧波が増圧機場を通過するのに合せ、ポンプを停止させる。

以上の3通りが考えられる。

ここで①は、積極的に水撃圧を発生させる行為であり、比較的小さな水撃圧でも問題は残る。特に遠方制御で操作する関係で、操作にトラブルが生じた場合の保護回路と、水撃解析条件に問題が残る。②は、増圧ポンプに送られてくる量と、増圧ポンプの送水量が、完全に一致するわけではなく、増圧ポンプの働きが大きければ、上流側に負圧が、増圧ポンプの働きが小さければ、上流側に正圧が伝わる。前にも述べた通り、負圧対策が最重要課題となるので、増圧ポンプ吸込み側がある圧力まで低下した場合、増圧ポンプの入力を断つ保護回路を設置するのに、容易な方式である。③は、最も水撃圧を小さくする方法であるが、水撃圧を発生させる諸条件は一定でなく変化するものであり、一致する操作になるよう、操作精度を高く望むことは、満足な操作ができなかった場合の事故発生にもなりかねないので、かえって、余裕の残る設計が望まれる。

以上の結果より、現在②による操作を予定し、スイング式逆止弁のバイパス管も併設し、操作ミスがあっても、充分な完全が確保できるよう計画している。

(3) 主機場、増圧機場同時に停電する場合

(2)の①と全く同じ状態である。発生する水撃圧としては、(2)の②の操作より、主機場吐出側と増圧機場吸込側で上昇する。主機場吐出側は、単段送水と同じであり増圧機場吸込側は、吐出圧以内であり全く問題ない。

c サージタンク水位とポンプ起動

水撃対策は、経済性から、ワンウェーサージタンクにせざるを得なかった。サージタンクの配置に当たっては、①主機場ポンプは、特に GD^2 が小さく、ポンプ減衰係数が大きく、そのうえ実揚程が大きいため、逆流開始時間も早く、大きな逆流量も予想され、逆流を早く止めるため、急閉の油圧ロート弁を逆止弁として使用することにしたが、さらに初期の逆流を小さくする目的で、ポンプに最も近いサージタンクの水位を、可能な限り低く配置した。(羽計サージタンク 維持水位 T: P. 53.5m)

②施設費及び維持費を考えた場合、配置カ所数を少くし

水柱分離を防ぐ効果の大きい高い維持水位のサージタンクを、次に配置した。(宮本サージタンク 維持水位 T. P. 60m)

③①②の対策で充分と考えられるが、②でサージタンクがあまり高くなるのも、施設費及び充水に問題があるので、長い支線については、切り離し計画した。結果として、1カ所サージタンクの必要が生じた。(長山サージタンク 維持水位 T. P. 53.5m)

こうして3カ所にサージタンクを設けた。このうち羽計長山サージタンクについては、分水口標高より低いこと、調整水槽より十分な供給が考えられることで、計画維持水位を確保することは、ほとんど問題ない。しかし、宮本サージタンクについては、設計送水量時の維持水位はT. P. 60mと高く、停電時になんらの操作も行なわなければ、最低分水標高であるT. P. 53.5mまで流出することが考えられ、再起動で、調整水槽水位によって、設計送水量まで、通常に起動すれば、当然、水柱分離に対し、安全なサージタンク水位を確保できない恐れがある。

表一 送水量と安全なサージタンク水位

	羽 計	宮 本	長 山
設計流量送水 Q_0	T. P. 53.5	T. P. 60.0	T. P. 53.5
$\frac{2}{3} Q_0$	53.5	54.2	53.5
$\frac{1}{3} Q_0$	53.5	53.5	53.5

※T. P. 53.5は、最低分水標高であって、調整水槽あるいは、宮本サージタンクから、供給可能な水位

これは、ポンプの起動サイクルとサージタンク供給水量サージタンク面積によって、水位は変るはずで $\frac{2}{3}Q_0$ から Q_0 に変わる5分間に水深5.8m容量164 m^3 を $\phi 300mm$ の給水管で充水可能か、試験通水を行ないながら充水時間を充分確認して、充水の確実性に疑問が残る場合には、ポンプ起動に当って、T. P. 60mの水位が確保されない場合は、全て手動操作による起動を予定している。

5. 送水方式と電力使用量

以上、東総用水についての検討を述べてきたが、再度各送水方式による東総用水の電力使用量を比較する。

送水条件

実質実揚程	62m	最低吸水標高	T. P. - 2 m
		最高分水標高	T. P. +60m
最大通水時の管路損失水頭			47m
ポンプ廻りの損失水頭		主機場	2 m
		増圧機場	2 m
増圧機場の取扱い水量		計画最大水量の45%	
増圧機場までの揚程		実質実揚程	55.5m

送水量パターン

農業用水の計画消費水量は、図一3の通りである。

これを各流量ごとに年間水量を求めた結果、多少バラツキはあるにしても、ほとんど各流量ごとの年間総揚水量には、あまり変化がなく、ここでは、図一7の通り各流量に対する年間総揚水量は一定と仮定して、検討する。*

絶対に必要な動力

ポンプ以外のどんな送水方式を採用しても、機器の効率を無視し、最低限必要な動力としては、実揚程の62mとなる。

①吐出水槽を使用し、ポンプ一段送水方式で送水すればポンプ総揚程は、実揚程と管路損失水頭とポンプ廻り損失水頭の合計で、 $62+47+2=111m$ となる。

ポンプを設計点で運転し、吐出水槽を使用して給水する。動力としては、111mとなる。

②①と同様にポンプ1台を使用して、吐出弁操作によりポンプを絞り運転して、給水を行なう。

総揚程も①と同様111m平均ポンプ絞り状態50%とすると、ポンプ特性を3-2単位水量当りの揚水動力で述べた値と同じとすると、設計点より運転動力量は1.51倍となる。これを揚程換算すれば、 $111 \times 1.51 = 168m$ となる。動力としては、168mとなる。

③②と同様な方式でポンプ台数を3台均等分割とした場合

1台の運転 平均絞り率 50% 単位動力量増 1.51倍
 2台の運転 平均絞り率 75% 単位動力量増 1.19倍
 3台の運転 平均絞り率 83.3% 単位動力量増 1.12倍
 となる。全体としては、

$$111 \times (1.51 + 1.19 + 1.12) \div 3 = 141m$$

となり、動力としては、141mとなる。

④それぞれに吐出水槽を持った二段送水の場合

$$\text{主機場の揚程 } 79.5m \quad (55.5 + 22 + 2)$$

$$\text{増圧機場の揚程 } 33.5m \quad (6.5 + 25 + 2)$$

となり、揚程換算すると、

$$79.5 + 33.5 \times 0.45 = 94.6m^*$$

となり、動力としては、94.6mとなる。

⑤直結二段送水により、ポンプを二段送水する場合、

$$\text{主機場の揚程 } 88m$$

$$\text{増圧機場の揚程 } 25m$$

となり、揚程換算すると、

$$(88 + 0.45 \times 25) \times \frac{1}{3} + 88 \times \frac{2}{3} = 91.8m$$

となり、動力としては、91.8mとなる。

* なお、ポンプの特性は、全て、現在設置している東庄ポンプ図一5と同じとする。

* 実際吐出水槽兼吹水水槽の有効水深の取り方によって、さらに2~4m程度の必要水頭を見込むのが普通である。

方式	揚程相当			備 考
	50	100	150m	
①				吐出水槽による一段送水
②	実			吐出弁操作による一段送水(1台)
③	揚			吐出弁操作による一段送水(3台)
④	程			それぞれに吐出水槽を持った二段送水
⑤				直結二段送水
⑥				回転数制御による一段送水(3台)

図-23 送水方式による動力量

以上を図で表わせば、図-23の通りである。

一方、電力基本料金的にも、⑤の方式で増圧機場が、年間4ヵ月運転すると考えれば、電力使用量と全く同じ値となる。

この他、ポンプ回転数制御による送水方式もあるが、畑かんの場合、計画最大流量に対して、平均流量は $\frac{1}{4}$ 程度と小さい。回転数制御の指標としては、分水カ所が多く、各分水口からの分水計画が入らない場合、通常管内圧一定制御が多い。この方式を採用すれば、本事業の場合、日平均消費水量が、計画水量 Q_0 の40%程度になっても、基幹施設が末端かんがい中に計画点で運転されることになり、送水時は①と同様の運転が予想され、ファームポンドは、末端かんがい終了後すぐに満杯となる。その後は漏水など、ごく一部の送水となり、大型ポンプを長時間、容量を非常に下まわる速度制御による送水は、あまり意味がないように思われる。この様な状態であることから、回転数制御の方式を採用し、電力軽減を検討してもあまり意味がない。

6. おわりに

農水送水施設の工事進捗状況は、主機場となる東庄揚

水機場土木建築工事は昭和55年3月完成、ポンプ機器設備については昭和55年8月完成を目標に進行している。幹線管路工事は、上流より12kmを完成し、現在、サージタンク工事、末端ファームポンド工事を実施中である。なお、公団営事業の工期である昭和58年3月にかけて、残りの幹支線、末端ファームポンド、調整水槽、増圧機場、遠方監視制御等の工事を完成させる予定である。

本報告にある施設の諸数値については、工事が完了しているものについては、報告した値であるが、それ以外の未施工部分については、工事実施にともなって、地形地質、人的条件により変更要因をかなり持った値である。これらの変更については、前に述べた通り、直結二段送水方式を採用したことにより、工事進捗状態を見きわめ変更要因がほとんど無くなった時点で、増圧ポンプの、揚程、容量を与えることで、施設全体に無駄な余裕が出ないように配慮している。

本報告では、ポンプパイプライン送水系で、最も重要な事項である水撃対策の報告が充分でない。これについては、各方面から検討を加え、解析を行ない、充分安全であるとの結論を得ている。この問題については、後日機会を得て報告することを考えている。

原稿をまとめている時期に、電力料金大幅値上げ申請が、各電力会社よりなされたとの報道が新聞紙上を賑わした。その値上げは、原油価格の高騰によるものであり、産業用電力料金としては、68%と大幅なもので、農事用電力としても、ほとんど同率が予想される。原油価格はなお予断を許さない状態であることから、報告の冒頭で述べた問題を、さらに認識する必要があると、事業を進めている者としては、痛感している。

今後各位のご批判、ご指導をいただければ、本事業における問題を少しでも改善し、使い易く、受益農民に喜ばれる施設を完成するうえで、はなはだ幸いである。

多目的畑地かんがい施設の設計と使用実態について

高須賀 俊一* 角田 逸郎**

目 次

I. はじめに……………(37)	V. 末端畑地かんがい施設設置に対する地元 反応……………(43)
II. 事業概要……………(37)	VI. 対応策……………(43)
III. 末端畑地かんがい施設設計の基本方針……………(37)	VII. むすび……………(45)
IV. かん水, 防除及び施肥……………(43)	

I. はじめに

当多良岳開拓建設事業も昭和39年度の事業着工以来10数年を経て土地改良事業計画に基づく全工程を完了し近年中にその終止符を打たんとしている。種々検討され設計施工された土地改良施設も部分的には地元土地改良区への一時使用契約を結び地元受益者により管理運営されている。その結果施設の一部の改修等を行い現地の実情に即した施設として完成されていく。このような過程を経た施設も総合的に判定した場合問題点も数種に及ぶ。

そこで本事業の末端畑地かんがいに的をしぼり、問題点及びその処理方針を記述し読者諸兄の御意見を賜れば幸いです。

II. 事業概要

本地域は佐賀県の最西南部に位置し鹿島市及び藤津郡太良町にまたがる多良岳山麓台地でその地区面積は742haである。

この地区の産業は、農業が主体であるが1戸当り平均耕地面積は、0.87ha程度で米・麦・甘藷等の自給農業にとどまり生産性も極めて低い現状である。

このため、多良岳山麓台地から有明海に向かって放射状に広がる陵線を中心に両側の山腹傾斜地(30°以下)に階段状に開こんして629haのみかん園を造成し経営規模の拡大と自立経営農家の育成をはかるものである。

工事計画は、地区の中央に幅員5.0mの主要幹線道路を通し、これから陵線にそって主要幹線(幅員5.0m)幹線(幅員4.0m)道路を国道207号線に連絡させる。また園内の各テラスには幅員3.0mの支線道路を配置する。

造成園は、みかんの品質向上と増収をはかるため多目

的畑地かんがい施設を実施する。かんがい水源は、既設ため池を嵩上げ(七曲・笹原・花取の各ため池)して浜川上流に築造する頭首工から導水して貯水する他、石木津川の上流に万才ため池を新設し、更に地区内に7カ所のさく井を行なう。かんがいの方法は、配分水路(管路)によって、各テラスに配水し散水かんがいを行なう。その他降雨時の安全排水、台風、季節風による被害、冬期における寒害の防止をはかるため排水帯並びに防風林を設置する。

事業計画一般平面図を(図-1)に示す。

III. 末端畑地かんがい施設設計の基本方針

本地区の末端畑地かんがい施設は、5~10haを1団地1制御区とした元混入方式を原則としているが、現地団地構成、地形条件等により止むを得ず末端混入方式(1団地平均1.2ha)を採用している。本項では元混入方式について記述する。

1. 末端施設の範囲

本地区では、基幹的な水利施設(頭首工・ため池・導水路)が施工済で、各用水ブロック入口まで配分水路により導水されている。

従って、末端畑地かんがい施設の範囲は、各かんがいブロックまでの配分水路の一部と多目的利用を行なうための制御施設を含む末端スプリンクラーまでの範囲である。立上り管模式図を(図-2)に示す。

1-1 かんがい基礎諸元

1) 日消費水量

月別日消費水量を(表-1)に示す。

表-1

月 別	6月	7月	8月	9月	備 考
消費水量	3.1mm	3.4mm	4.3mm	3.0mm	かんがい期 6/1~9/30 122日間

* 九州農政局多良岳開拓建設事業所所長

** 九州農政局総務部総務課監査官

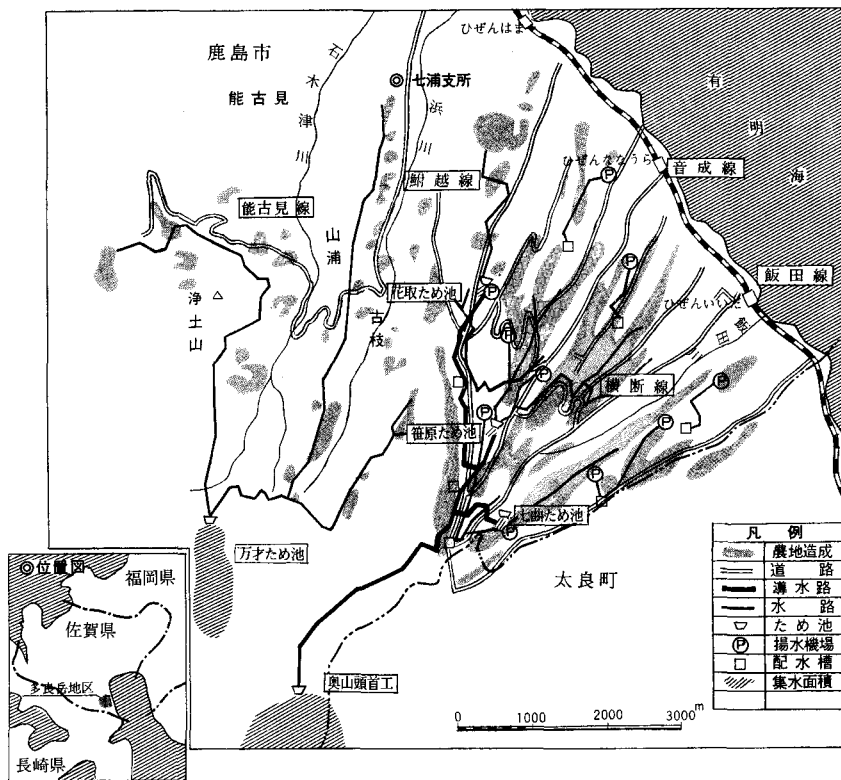


図-1 事業計画一般平面図

2) 基礎諸元

畑地かんがいの基礎諸元を（表-2）に示す。

表-2

項 目	区 別				備 考
	標準スプリンクラー		急傾斜地用 スプリンクラー		
	全 円	半 円	全 円	半 円	
計 画 日 消 費 量	4.3mm/day				() 内は急傾斜地用 スプリンクラーの諸元を示す。
間 断 日 数	7.0day				
1 回 の 純 かんがい水量	30.1mm				
適 用 効 率	80.0%				
1 回 の ほ 場 かん水量	37.6mm				
かん がい 効 率	75.0%				
1 回 の 粗 かんがい水量	40.1mm				
スプリンクラー間隔	14.0m (12.0m)				
散 水 線 間 隔	12.0m (8.0m)				
スプリンクラー仕様	標準スプリンクラー		急傾斜地用 スプリンクラー		
散 水 直 径	24.7m	26.2m	24.0m	22.0m	
散 水 量	26.0ℓ/min	15.6ℓ/min	15.0ℓ/min	10.0ℓ/min	
作 業 圧 力	2.5kg/cm ²	2.5kg/cm ²	2.5kg/cm ²	2.5kg/cm ²	
かん がい 強 度	9.3mm/hr				
1 回 の かんがい時間	4.0hr				
1 日 の 散水ブロック数	6.0ブロック				
1 日 の かんがい時間	24.0hr				

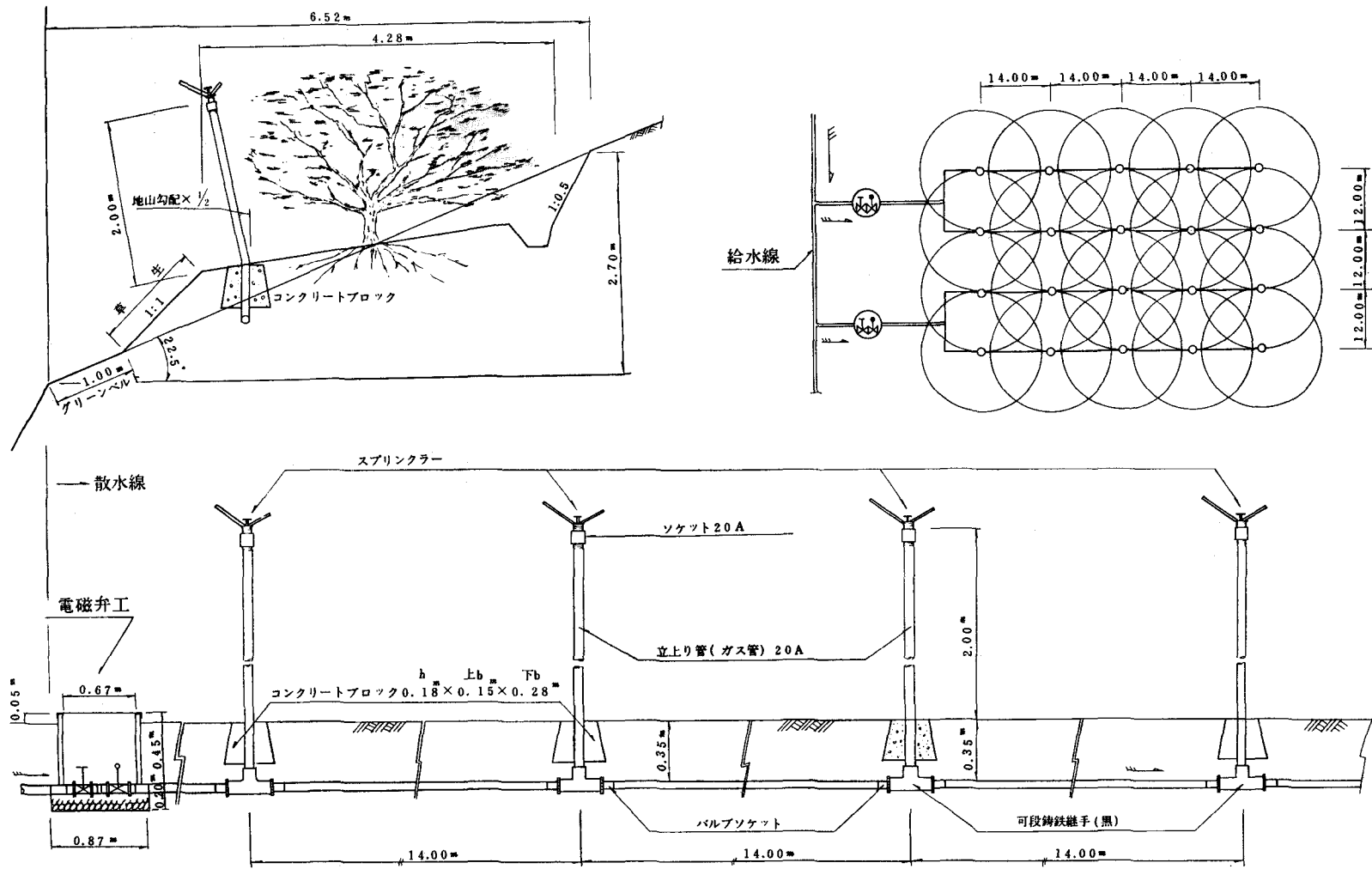


図-2 立上り管模式図

1-2 スプリンクラー設置の考え方

スプリンクラーを防除目的に使用する場合、薬液を直接枝葉に付着させなければならず下記事項に留意した。

1) スプリンクラーの配置間隔

(1) 散布直径からの推定

散布直径から推定する方法として、散布効率、均等係数が共に60~70%以上となるよう選定した。スプリンクラーの配置間隔は、スプリンクラーの散布直径をDとした場合0.5~0.7D、散水線間隔(ラテラル間隔)0.6Dとされているが、防除の場合はこの値から10%程度短縮する。傾斜地の場合は散水線方向の散布伸びが短縮するため、その値よりいく分短かくするのが望ましい。従って

$$\text{スプリンクラー間隔} = 24.7\text{m} \times (0.5 \sim 0.7) = 12.35 \sim 17.29\text{m}$$

散水線間隔 = $24.7\text{m} \times 0.6 = 14.82\text{m}$
上記の値を更に10%程度短縮すると、

$$\text{スプリンクラー間隔} = 11.1 \sim 15.6\text{m}$$

散水線間隔 = 13.3mとなる。

(2) 他地区の試験例及び実施例

(イ) 静岡県農業試験場における試験結果

(ロ) 和歌山県果実試験場の試験結果

(ハ) 佐賀県大浦地区(県営事業)の実施例

(3) 結論

本地区では、散布直径からの推定と他地区の試験例及び実施例を考慮に入れ、かんがい強度、かんがい時間とのかね合いから、スプリンクラー間隔14.0m散水線間隔12.0mとする。

2) ノズルの射出角度とノズルサイズ

防除に際して作物(みかん)の枝葉の中間部に農薬の飛散をもたらす防除効果を大きくするため、中間圧タイプで仰角17°~22°の低角度スプリンクラーを採用する。又ノズルサイズは、昭和51年度版“畑地かんがい機械便覧”(畑地農業振興会編)を参考にすると共に現地における散布試験の結果により、主ノズル4.0~4.4mm、副ノズル2.4~3.2mmとする。

3) スプリンクラーの回転速度

防除におけるスプリンクラーの回転速度は、防除効果を大きく左右するので毎分1回転以内のものとする。

4) ライザー管の高さ及び立て角度

ライザー管の高さは、樹高に近い程付着がよいとされている。本地区の場合は、営農指導による平均樹高が、2.0m程度になっているのでライザー管の高さは、地表より2.0mとする。尚ライザー管立て角度は、地山コウ配に対し1/2に立てる方法と、直角に立てる方法があるが、本地区では、傾斜地の実情を考慮し地山コウ配に対し1/2程度に設置する。

5) スプリンクラーの機種

スプリンクラー機種は、農林水産省構造改善局制定の「設計基準」及び構造改善局監修の「水管理制御方式技術指針」の分類に従いM-1型を採用した。

6) 防風林

かんがい施設の多目的利用を行う場合、防風林が地区内にあれば散布液に支障をきたすので、地区内の防風林は園内の樹高程度に切揃えることを前提とする。

7) スプリンクラー配置計画

配置計画に用いるスプリンクラーの散布直径は、全円24.7m、半円26.2mとしスプリンクラー間隔14.0m、散水線間隔12.0mを基本として配置するが、この配置間隔が得られるのは、概ね山成畑で階段畑では、この配置間隔を目標とし階段畑の状況に応じて配置間隔を変動させ散水分布の均等さ、ラップの均等さが得られるように努め、樹冠に対し最低二方向から重複散布するよう配置する。

なお隣接するテラス段差が3.5m以上の場合には、別に定める散布直径が全円24.0m、半円22.0mの急傾斜地用スプリンクラーを用い、スプリンクラー間隔12.0m散水線間隔8.0mを基本間隔として配置する。

8) 急傾斜地用スプリンクラー

テラス段差が3.5m以上の場合には、下段のテラスから上段テラスへは、十分なスプリンクラー散布が得られないため、段差の大きいテラスでは各テラス毎に小型スプリンクラーを配置する。小型スプリンクラーの配置は標準スプリンクラー配置間隔より短縮しかんがい強度が変わらないようにする。

(1) 急傾斜地用スプリンクラー諸元

急傾斜地用スプリンクラー諸元を(表-1)に示す。

(2) テラス段差が3.5m以下の場合でも、テラス間隔が(表-3)に示す値より狭いときは急傾斜地用スプリンクラーを使用する。(図-3)参照

2. 設計方針

1) 水理計算

(1) 公式

水理公式は、ヘーゼンウィリアム公式により摩擦損失水頭を求める。

表-3

テラス間隔	有効距離	テラス段差
4.0m	3.5m	2.4m
4.5"	4.0"	2.7"
5.0"	4.5"	3.0"
5.5"	5.0"	3.3"
6.0"	5.5"	3.5"
6.5"	6.0"	3.5"

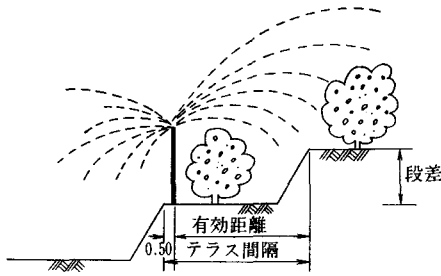


図-3

$$I = H/\ell = 10,666 C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85}$$

$$V = 0.35464 C \cdot D^{0.63} \cdot I^{0.54}$$

(2) 流速係数Cの値

	最大値	最少値	標準値
硬質塩化ビニール管	160	140	150

但しφ150mm以下の管は、C=140を採用する。

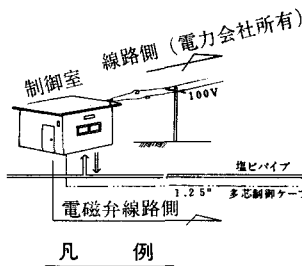
2) 管内流速

管内流速は、 $V=1.0\sim 2.0\text{m/sec}$ の範囲を設計標準値として管径を選定するものとする。しかし末端管路内に余剰圧力がかかるときは、管内流速を大きくし管路摩擦損失水頭を大きくすることにより末端圧力を適正な圧力に近づけるよう努める。なお最大流速は5.0 m/secとし、最少流速は水中の浮遊物が管内で沈殿するのをさけるため0.3m/sec以上とする。

3) 諸損失水頭

諸損失水頭として、(i)管路摩擦損失水頭（ヘーゼンウィリアム公式による）、(ii)末端電磁弁損失水頭（構造予想される損失水頭計算の積み重ねにより検討）、(iii)混入器廻り損失水頭（流入、湾曲、断面変化等の諸損失水頭の組合せによる検討）を考慮する。

3. 制御施設



凡 例			
Ⓟ	ポンプ	ⓧ	制水弁
Ⓠ	地下水	ⓧ	チャッキ弁
≡	薄水路配分水路給水線	□	フロースイッチ
—	散水線室内配管	ⓧ	Y型ストレーナ
Ⓜ	モーター	ⓧ	倍率ピース
ⓧ	電磁弁	○	スプリンクラー

1) 制御器（42回線用）

(1)基本計画における水源施設及び地形並びに団地構成等を考慮して、経済的なほ場流量(基本組織容量)から畑かん輪番区面積7.5ha(5~10ha)を決定した。次1電磁弁当りのスプリンクラーは、将来の畑地かんがいの管理上から14~16本程度とした。又、かん量及びかん水強度より1日のかん水時間、かん水ブロックがそれぞれ4hr、6ブロックを得た。

一方土壌中の保水能力等より間断日数7日が決定している。従ってかんがいブロック(1制御区)当りのブロック数(電磁弁数)は42となる。

制御施設は各かんがいブロック毎に、1台設けるものとし、かん水、防除、施肥等多目的使用が可能な機能を有するものとする。

(2)制御器は、電磁弁を直接作動させる機能を有し、制御対象電磁弁は最大42個で42回線用とする。

(3)制御方式は、維持管理上の労働力節減を図るため電磁弁を順次タイマーによる設定時間で直接制御するパルプレーション方式とし自動化する。

(4)防除作業の不参加等不慮の事態を考慮し、起動位置は自由選択ができ、任意の電磁弁から散水等が始められる機械でかつ自動運転と手動運転の切替が可能なものとする。

(5)落雷による被害は、一次側(原則的に電力会社側)と二次側(ほ場側)が予想される。従って制御器は線路側と電磁弁線路側の各々に避雷効果のある電気回路のものとする。(図-4)参照

(6)薬液混入に要する待ち時間を省き作業効率の増進を図るため薬液混入装置と連動運転が可能な機構を有するものとする。

4. パイプライン組織の諸施設

パイプライン組織には、次の諸施設が合理的かつ有機

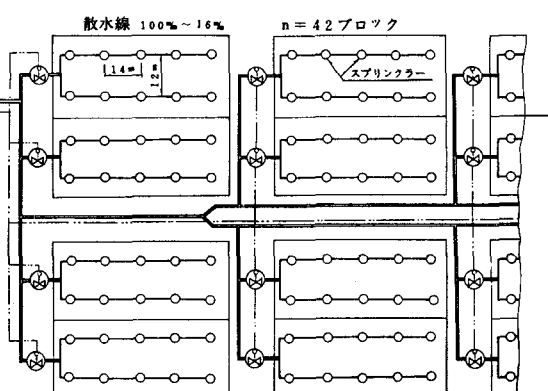


図-4

的に組み合わせられ一体となってその機能を発揮するような施設とする。

- 1) 配水施設 (パイプライン, サイフォン, 水管橋)
- 2) 減圧施設 (浮子式自動減圧弁又はバネ式自動減圧弁)

本地区は、原則として管の耐圧強度等から7.5kg/cm²以上の静水頭がかかる箇所に減圧施設を設けるものとする。

- 3) 排気施設 (空気弁工)
- 4) 管理施設 (制水弁, 排泥工, 余水吐, 量水計, 電磁弁, 安全弁, 上家工, 給水施設等)

5. 多目的畑地かんがい施設の組織

1) 畑地かんがい施設の組織

各水源施設に貯留された用水は、配分水路を経てかんがいブロック (平均7.5ha) のほぼ頂部に位置する制御室に配水される。制御室の制御盤にセットされた各種機器の操作により計画されたローテーションに従い必要水量がスプリンクラーによってかん水される。

防除については、制御室の一面に設けられた攪拌装置により液化された農薬が混入器を経て、各ほ場の果樹へ散布される。この場合も散水同様農薬の必要量に応じて散布時間をセットすることにより自動的に農薬の散布が可能仕組となっている。(図-5)に元混

入方式の畑地かんがい施設模式図を示す。

2) 農薬の混入装置及び混入方法

畑地かんがい施設模式図-5図にみられる制御室の一面に設けられた薬液槽において、一次希釈液が作られる。この薬液は制御室内に設けられた薬液混入タンクに導かれる。別途添付した混入室内部の現場写真にみられるとおり、散水の場合は下部の直線配管部を經由して混入室を通過する。一方農薬の場合は上部のU型配管のバイパスを經由することとしている。(混入装置の現場写真参照。), このバイパスはベンチュリ管を利用し上流側圧力と薬液混入タンクから配管されたベンチュリ管中央部の圧力差により、農薬がほ場に導かれるシステム (差圧方式) を採用している。

なお薬液混入タンクからベンチュリ管に接続される直前に倍率ピースを取付けている。一般的には40倍程度の倍率を有したものが取付けてある。従って前述の薬液槽内で作られる一次希釈液の倍率は、散布に必要なとする濃度の1/40のものでよい。

例えば、必要とする散布濃度が1,000倍液とすれば、 $1,000/40=25$ 倍の濃度の一次希釈液を作ればよい。その後薬液混入タンクより倍率ピースを経て所定の濃度を散布することとなる。

3) 制御装置

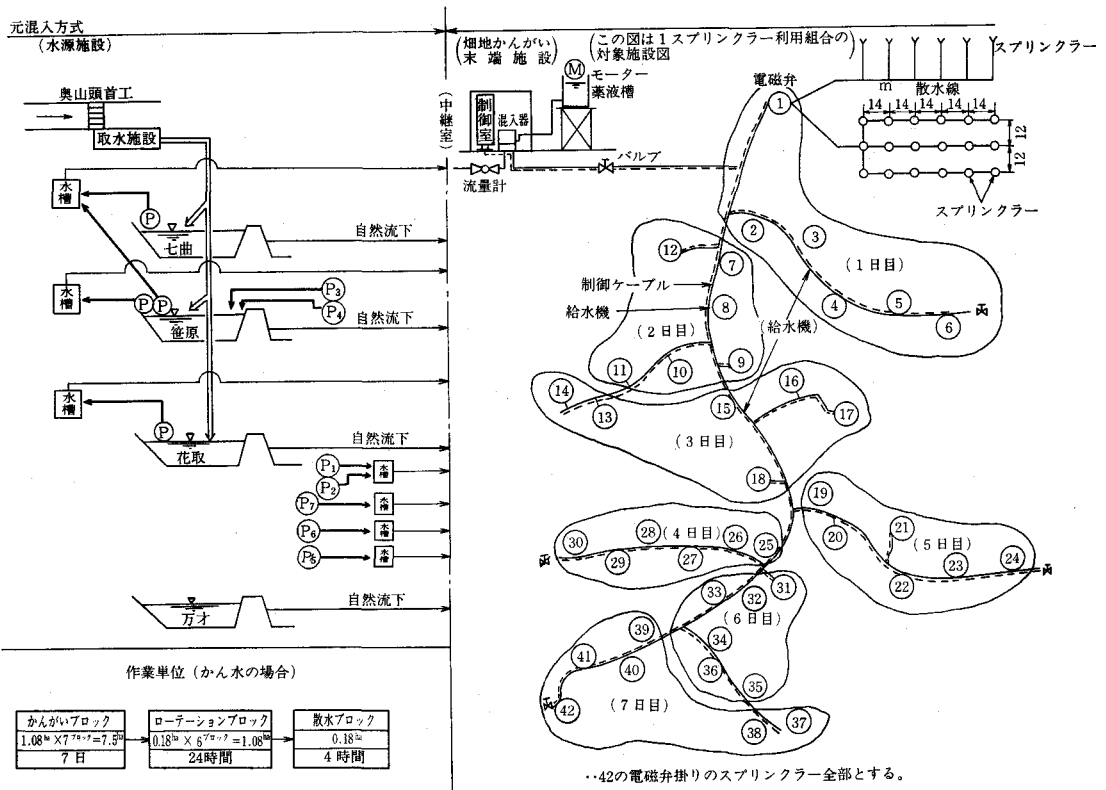
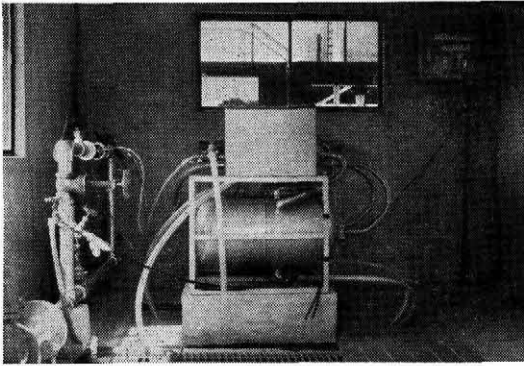


図-5 畑地かんがい施設模式図



混入室内部の現場写真

計画された散水量及び防除量を基に、与えられる散水時間（防除時間）をセットすることにより、ローテーションに従い自動的に散水（防除）が可能である。

又、施設のトラブル等で問題が生じた場合、不用ブロックを通過するようにセットすることも出来る機能をもたせると共に、手動操作も可能な施設として農薬などのロスの軽減を図るよう施工されている。

IV. かん水、防除及び施肥

1. 作業時間

1) かん水

1日のかんがい時間	24時間
1回のかんがい時間	1回のかん水量／散水強度 $37.6\text{mm}/9.3\text{mm/hr} \approx 4.0\text{hr}$
1日の散水ブロック数	$24\text{hr}/4\text{hr} = 6$ ブロック

2) 防除

1回の散布量	$900\ell/10a$ (0.9mm)
1回の散布時間	$0.9\text{mm}/9.3\text{mm/hr} \approx 5.8\text{min}$
1かんがいブロックに要する時間	$5.8\text{min} \times 42 \text{ブロック} \approx 4.0$ 時間

3) 施肥

1回の施肥量	$50\ell/10a$
散布濃度を300倍すると	$50\ell \times 300 = 15,000\ell/10a$ (15mm)
1回の散布時間	$15\text{mm}/9.3\text{mm/hr} \approx 1.6$ 時間

1日の作業時間を10時間とすれば、1日に消化出来る散水ブロックは、 $10\text{hr}/1.6\text{hr} \approx 6$ ブロック、従って1かんがいブロックが終了する日数は、 $42\text{ブロック}/6\text{ブロック} = 7$ 日となる。

2. 防除歴

本地域の防除は、鹿島市農協の指導により実施されておりその標準的な防除歴を（表-4）に示す。

3. 残液処理の方法

1) 最初管路内の真水を末端スプリンクラーから排除すると同時に薬液に置き換える。

2) 薬液に置き換えた後、ローテーション順に電磁弁を規程時間開放し散布する。

3) 末端に近づくにつれて、計算又は水押実績により使用量に見合った管路内残液を押し出して。（水押法）

4) 電磁弁以降の残液は、薬効が失すと思われる散布後一昼夜程度放置する。その後ヘッドの洗滌も兼ねて、スプリンクラーから残液処理を行う。

V. 末端畑地かんがい施設設置に対する地元反応

多目的かん水は、みかんの果実の肥培管理、営農作業の合理化・省力化及び人力散布による薬害防止等を目的とするものである旨、地元受益農家を対象に説明を重ねてきているところであるが、地元農家の使用実績は下記理由により、十分なる成果をあげてにっていない。

1) スプリンクラーによる防除の場合、ダニ等の殺虫効果が期待出来ない。

2) テラス開こんの場合、スプリンクラーによる散水及び防除効果の面でオーバラップさせる場合コスト高となる。

3) 本地区の場合、各個人所有面積の60%に相当する既設園がSS又は動噴による人力散布で40%相当がスプリンクラー施設を有した国営多良岳開発事業対象面積である。従って前記1)の対策と併せて人力散布を併用する必要がある。

4) 施設のトラブル（パイプラインのパンク、電磁弁等の故障、操作ミス等）による農薬のロス及び労務のロスが大きい。

5) 人力散布に比較し、テラス法面にも農薬を散布することとなりロスが大きい。定量的には人力散布 $300\ell/10a$ 程度に対し、スプリンクラー散布は $500\ell/10a$ 程度といわれている。

6) 畑地かんがいにおけるポンプの基本料金が使用料金に対して、そのウエイトが大きく地元負担がかさむ。

7) 地元水利用組合の組織の未整備。

8) 地元農家への啓蒙普及の不足が地元農家の意欲欠除となっている。

VI. 対応策

今後、この種の末端畑地かんがい施設の多目的利用は全国各地の国営、県営その他の事業により施設が設置されるに従い施設の有効利用がなされることを期待しながら、以下技術的及び制度上等の面から対策を記述します。

1. 防除効果に対する技術上の対応

スプリンクラーによる防除の中特に問題とされている事項として、ダニ類の殺虫効果が薄いことがあげられて

表-4 みかんの防除歴

月	1	4	5	6	7	8	9	10	11	12
病虫害名		そうか病	かいよう病・そうか病・ハナムグリ・黒点病	ミカンダニ・黒点病・そうか病・かいよう病	サビダニ	ヤノネカイガラムシ	ハダニ	貯蔵病害(普通)		ハダニ
防除法	コクテン病	かいよう病	灰色カビ病・ソバカス病	ヤノネカイガラムシ	黒点病	ミカンハダニ	貯蔵病害(早生)	ハダニ		ヤノネカイガラムシ
重点防除	・枯枝の除去 ・剪定屑の完全埋没	①発芽直前(3月下旬~4月上旬) 6-6式ボールド ②デラン水和剤(中旬) 1,000倍	①上旬 コサイド水和剤2,000倍,加用クレフノン200倍 ②上・中旬 デナボン粉剤3%(2~3回散布) ③下旬 ラビライト500倍	①中・下旬 ①夏期マシン200倍,加用ラビライト500倍,又は,ダイファー500倍 ②ダニカット1,000倍,加用ラビライト500倍,又は,ダイファー500倍(晩生)	①上・中旬 ダイファー500倍	①中・下旬 トーラック800倍,又は,ダニカット1,000倍 ※6月にダニカット使用園は,トーラックを使用する。	①下旬 ペンレート4,000倍,又は,トップジンM2,000倍 ②下~10月上旬 アクリシッドゾル600倍,又はモレスタン水和剤1,000倍	①中・下旬 ペンレート6,000倍,又は,トップジンM3,000倍 ②中旬以降 オマイト水和剤750倍	着色剤の徹底散布最低3回	①中・下旬 マシン油乳剤30~50倍
臨機防除及び補助剤	キズを少なくするため防風林を設ける 樹種 ヒノキ スギ マキ		①コサイド水和剤2,000倍,加用クレフノン400倍,樹勢が衰弱している園では散布をさける。 ②デランにかぶれる場合は,ペンレート水和剤2,000倍,発芽の前の防除をした園は,散布しない。	①ホッコーマシン1,000倍 ②開花初期から5~6分咲までに2~3回散布。 ③かぶれのひどい場合はペンレート水和剤2,000倍 ④アブラムシにはキルパール乳剤2,000倍 ⑤デラン1,000倍,(下旬)(そうか病多発園)	①夏期マシン200倍 5月...ダイホルタン } の 6月...デラン } 摘果剤 散布園は夏期マシンの散布はしない。 ②ホッコーマシン1,000倍 ③エカキムシにはアッパ粉を10a当り3~4kg	①上・中旬 ヤノネカイガラムシ } ロームシ } の 発生園にはスプラサイド乳剤1,500倍 ②スリップスの多発園は, Mダイファー600倍(上旬) かぶれに注意	①黒点病 ダイファー500倍(晩生) ②ヤノネ多発園 スプラサイド200倍 (中・下旬)			

おり、この問題を素通りには地元説得も出来ないといっても過言ではない。

殺虫効果を裏面より解すれば、枝葉面への農薬の付着度が劣るといえる。この対策として果樹（みかん）の樹形改造を提唱したい。樹形改造は果樹中央部に繁茂する枝葉を切り取りスプリンクラーによる農薬の飛散効果を顕著ならしめる事業であり、現在当地区においても佐賀県農業改良普及課が中心となり事業の推進を図っているところである。

今後この事業の効果を見守りつつ、地元関係受益農家への啓蒙普及を図る必要がある。

2. 土地改良事業の有機的組合せによる効果の増大

前記末端畑地かんがい施設設置に対する地元反応の3)項で述べたとおり、既設園のかん水、防除等を土地改良事業として取り組み、事業推進上よりよい成果を期待できたと考えられる。

本地区の場合、水源施設の規模等において用水確保に難点があり、実現できなかったことは残念であるが、今後この種のケースの場合、総合制度のフル活用により事業の推進を図るべきことを痛感した。

3. テラス工法に係るスプリンクラーの設置

多目的畑地かんがいの場合、二方向からオーバーラップさせることが原則であるが、テラス幅が狭小な条件下では法面への農薬散布が大きい。従って散布直径の小さいテラス用スプリンクラーの開発、量産化を期待する。

4. 施設設計に対する安全率

施設設計に当り必要とする強度に対し安全率を考慮して設計に対応している。一団地内で比較的大きな高低差(100m以上)がある場合、減圧施設など然るべき安全施設を設置しているが、塩ビ管等で設計施工している現場で、予想外の圧力が発生していることも見受けられた。今後現地の実情を調査すると共に、その対策を講じる必要がある。又、基幹施設に対する安全率は他の施設(道路、排水路等)への影響(舗装道路の掘り返し等の手振り)を考慮し若干の余裕をみる必要がある。

Ⅶ. む す び

国営事業における用水施設は、開拓を除いて基幹施設に止まり、末端施設の施工やそれに伴う利用者の直接交渉、利用実態を国営機関で把握することが少ないので、本地区での事例を紹介したが、本文にも記述したように必ずしも、散水施設の利用率は未だ十分とはいえない。

樹園地に対する水の必要性を認め、近代的散水施設を導入することを大方の同意を得て施工した施設を有効に利用しない手はないと思われるが水田に対する水のように絶対的な必要性とは感じられてはおらず、又品質の向上は施設が完成してから期間が経過しておらず、未だそれを立証するには決め手に欠けている。関係農家の効率的な水利用への十分な理解を得るためには、試験場における実験のみでなく、現地において造成施設を利用し、相当の年月をかけて樹園地における水利用の効用の理解を得ることが必要ではないかと考えている。

有明海沿岸の排水対策について

久 我 尚 弘*

目 次

1. まえがき.....(46)	[2] 事業概要.....(46)
2. 事業地区の概要.....(46)	3. おわりに.....(49)
〔1〕 地区概要.....(46)	

1. まえがき

佐賀県の南部は有明海に面しているが、有明海は潟の堆積によりかなり古くから干拓が進められ、それが背後地の排水を著しく阻害する要因となっている。

佐賀県には、福岡県と境をなす筑後川を始め十数本の河川が有明海に注いでいるが、いずれも有明海背後地の排水を直接有明海に排除することはむづかしく、それらの河川に設けられている排水樋門に依存せざるを得ない地形的特質をもっている。

干拓で造成された土地は、標高1.0m～3.0mの低平地であると同時に地形勾配1/6,000～1/10,000という緩勾配ならびに有明海特有の最大7mに及ぶ干満の差は、この地域に湛水という有難くないみやげを残して行く。

近年の水田利用再編の推進に伴い、水田の畑利用即ち耕地の汎用化を図ることは時代の要請である。特に、佐賀県では野菜産地指定や麦作振興にも力を注いでおり、これまで地下水排除や洪水排除はすべて用排兼用クリークを経て河川堤にとりつけた排水樋門だけに頼っていたが、これも充分な排水ができなため、これからは機械による強制排水に頼らざるを得ない状況になってきた。

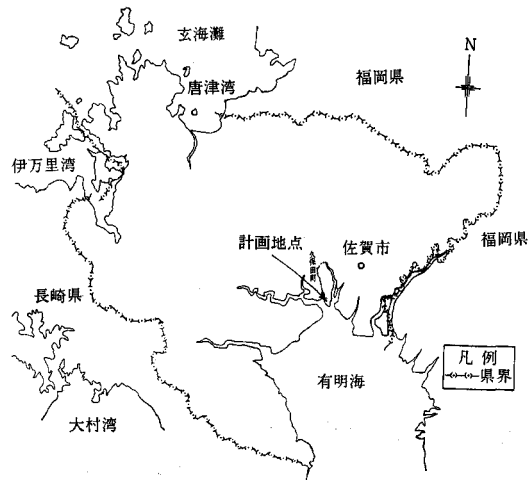
昭和54年度に排水対策特別事業が創設され、本県でも4地区の希望地区が採択され、更に55～56年度にも数地区を予定しているが、いずれも有明海沿岸の排水をポンプによって排除する計画である。各地区とも類似性があるため、今回代表的な久保田第二地区を取りあげ計画内容を紹介する。

2. 事業地区の概要

〔1〕 地区概要

本地区は佐賀市の南西にあり、佐賀郡久保田町南部の一帯である。南は有明海に面し、東は嘉瀬川、西は福所江川、北は旧干拓堤防に囲まれて、排水系統としては他から閉ざされた地域である。

* 佐賀県農林部土地改良課



図一 地区位置図

地形的には、旧干拓地であるので標高1.0m～3.0mと極めて低い低平水田地帯で、干満の差の著しい有明海に面しているため小洪水でも湛水害を被る。また、地区内にはは場整備が完了しており、排水路も系統的に整備されている。

地質は、河川の沖積作用で形成された有明海特有の重粘土層やシルト質粘土層（有明粘土層）が広く分布している。

〔2〕 事業概要

(1) 排水系統

(2) 計画基準雨量（1/10確率雨量）

3日連続雨量	321mm
日雨量	204mm
時間雨量	68mm

基準雨量の日配分（「昭和48年国営筑後川下流」地区花宗川沿岸排水検討資料による）

1日目	65mm
2日目	204mm

排水施設位置図

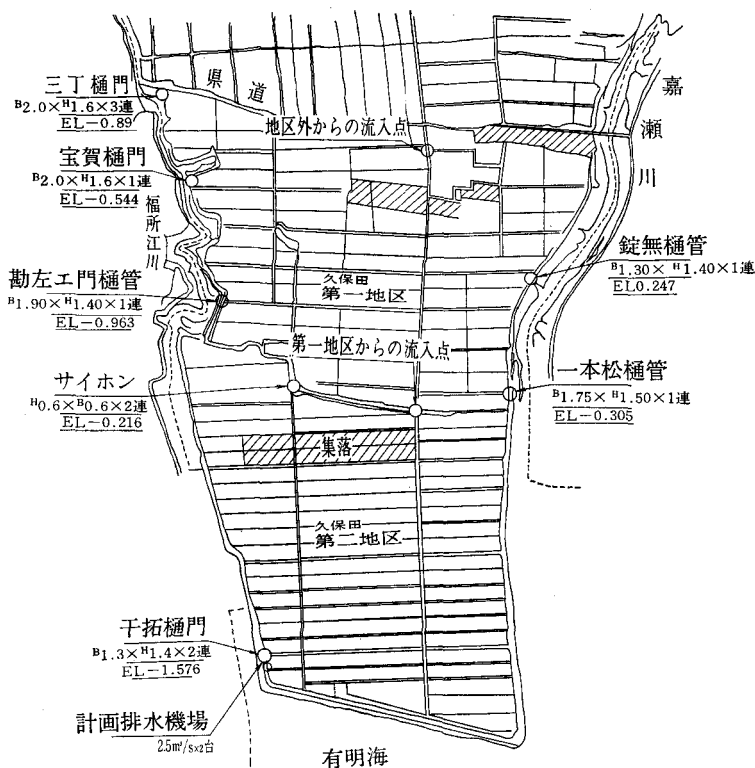


図-2 地区概要図

3日目 52mm

〔計画降雨の時間配分〕

基準雨量の時間分布は特性係数法（岩井・石黒著，応用水文統計学）にて確率強度式を求め，これにより確率ハイトグラフを算定した。計算は，2日目の204mm時間配分表を作成し，1日目，3日目の降雨分布は2日目の比率により計算した。

(3) 水収支計算結果

	単位	現況	計画	備考
① 最低田面標高	m	0.20	0.20	
② 最大湛水位	m	0.619	0.348	
③ 最大湛水深	m	0.419	0.148	(②~①)
④ 最低田面面積	ha	23.19	23.19	
⑤ 最大湛水面積	ha	77.3	31.7	
⑥ 最大湛水量	万m ³	33.8	17.0	
⑦ 許容湛水量	万m ³	25.0	—	
⑧ 総流出量	万m ³	61.1	—	0.8×0.321×238ha
⑨ 新規排水量	万m ³	—	16.8	(⑥の現況-計画)
⑩ 許容湛水深以上となる時間	hr	7.0	0.0	

(4) 排水口付近における洪水位，洪水量（設計条件）

項	目	単位	数値	備考
①	福所江川最大洪水量	m ³ /s	430	計画時 有明海小 潮平均潮 位に同じ
②	〃 最大洪水位	m	(+) 1.70	
③	地区内最大洪水量	m ³ /s	15.73	
④	ポンプ計画流量	〃	5.00	
⑤	地区内の最大湛水位(現況)	m	(+) 0.62	
	(計画)	〃	(+) 0.35	
⑥	計画内水位	〃	(-) 0.30	
⑦	最大内外水位差	m	2.0	(②-⑥)

(5) ポンプ形式の検討

本地区については，揚程が3m前後であるので，適用が考えられるのは軸流ポンプと斜流ポンプである。しかし，①0~0運転から計画全揚程までの揚程変化があり，又大潮時には計画全揚程よりさらに1m以上高くなり，全揚程が30%以上大きくなることもある。

②小洪水に対応する必要性があり，絞リ運転もしばしばあり得る。このようなことから，ポンプ単体の価格を

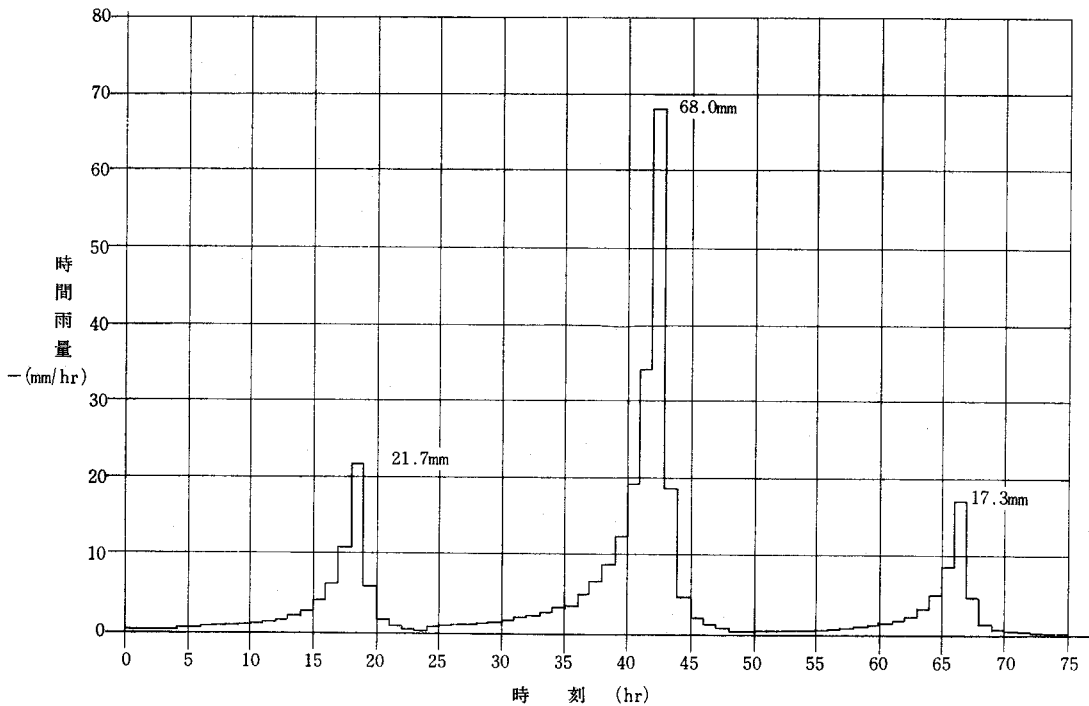


図-3 降雨分布図

比較すると斜流ポンプが3割高となるが、機能的に斜流ポンプでない適用し難いため斜流ポンプに決定した。

(6) 口径及び台数の検討

ポンプの弾力的運転及び危険分散の意味からもポンプ台数を複数として対処することが望ましく、本地区の場合計画排水量が $5 \text{ m}^3/\text{s}$ と小さいので、2台案とし同口径案 ($\phi 1000\text{mm} \times 2$ 台), 異口径案 ($\phi 900\text{mm} \times 1$ 台 + $\phi 1200\text{mm} \times 1$ 台) を検討した結果、経済的にも機能的にも同口径案が優れていることから、同口径、2台案 ($2.5 \text{ m}^3/\text{s} \times 2$ 台) を採用した。

(7) 吸水槽

① 計画内水位

本事業は水田の乾田化による田畑輪換が可能となるように計画しているので、常時排水も考慮し、最低田面下 0.5m を計画内水位 (-0.30m でポンプ始動水位) とする。

② 吸水位

吸水位 = 計画内水位 - (水路損失 + スクリーン前後の水位差)

$$= (-)0.30 - (0.10 + 0.20) = (-)0.60\text{m}$$

ただし、水路損失 = 0.10m

(最低田面の分布するところからポンプ場まで $1,000\text{m}$, 水面勾配 $1/10,000$)

・スクリーン前後の水位差 = 0.20m

(固定式除塵機でゴミが多い場合「ポンプマニュアル」による)

なお、吸水槽の水深及び広さすなわち断面形状はポンプ性能や運転状況に直接影響を及ぼすので「ポンプ計画技術マニュアル」に従って決定した。

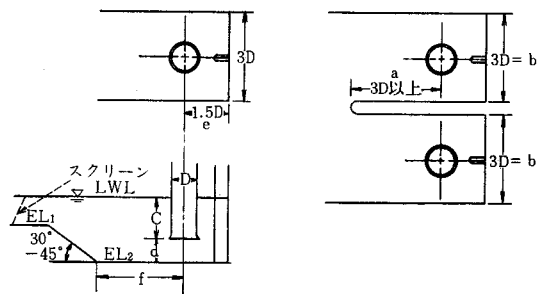


図-4 吸水槽の形状

- D : 1000 (mm) ポンプ口径
- a : 3000 (〃) $3D$ 以上
- b : 3000 (〃) "
- c : 1700 (〃) $1.9D$
- d : 1000 (〃) D
- e : 1500 (〃) $1.5D$
- f : 4500 (〃) $4.5D$ 以上
- LWL : $(+)0.60 \text{ (m)}$ 計画吸水位
- EL₁ : $(-)1,800 \text{ (〃)}$ 最低田面 ($+0.20$) より 2.0 m 下り
- EL₂ : $(-)3,300 \text{ (〃)}$ LWL - (c + d)

(8) 樋門及び樋管

① 位置の決定

ポンプで揚水した水は樋管を通して有明海に排水するが、樋管は堤体に対して直角に配置し、施工を考慮して直接堤体を横断するのではなく、既設の堤体より引き込んだ位置に樋門を設けることとした。

② 断面及び敷高

樋管の断面は敷高との関係でポンプ馬力に直接影響するので比較の上決定する。管内の設計流速は $V_0=1.5\text{m/s}$ を原則とした。樋管の高さは維持管理上 $H_0=1.5\text{m}$ とする。

$$\therefore B = \frac{Q}{H_0 \cdot V_0} = \frac{5.0}{1.50 \times 1.50} = 2.22 \rightarrow 2.00\text{m}$$

外水位が(+).1.70mであるので樋管の敷高が(+).0.20(EL1.70-H₀1.50)以下でないと満流にならない。しかし、現実的にはガタ面が(+).1.00であり、(+).0.20の位置はガタ面よりかなり下の方となるため、堆砂等を考えた場合(+).0.20以上にせざるをえない。従って樋管内の水流は、常に自由水面を持った流れになると考えられる。

樋管の末端における限界水深 hc は、

$$hc = \left(\frac{Q^2}{g \cdot B^3} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{5.0^2}{9.8 \times 2.0^3} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.86$$

従って樋管敷高(+).0.90m(≒EL1.70-hc0.86)以上は射流になると考えられる。以上を踏えて次の場合について検討した。

- 1) 案 常流となる範囲内 敷高(+).0.60m
- 2) 案 限界流のとき // (+).0.90m
- 3) 案 射流でガタ面に一致 // (+).1.00m
- 4) 案 射流でガタ面上 // (+).1.20m

樋管敷高によるポンプ馬力

事 項	単位	(1案)	(2案)	(3案)	(4案)
①吸 水 位	m	(-)0.60	(-)0.60	(-)0.60	(-)0.60
②吐 水 位	m	(+)2.05	(+)2.25	(+)2.35	(+)2.55
③ポンプ内 損 失 他	m	0.55	0.55	0.55	0.55
④全 揚 程	m	3.20	3.40	3.50	3.70
⑤ポンプ馬力	ps	170	180	180	190

以上のように敷高を上げ過ぎると工費も高くランニングコストも増すことになる。従って第3案を採用し、水位の関連を図-5に示す。

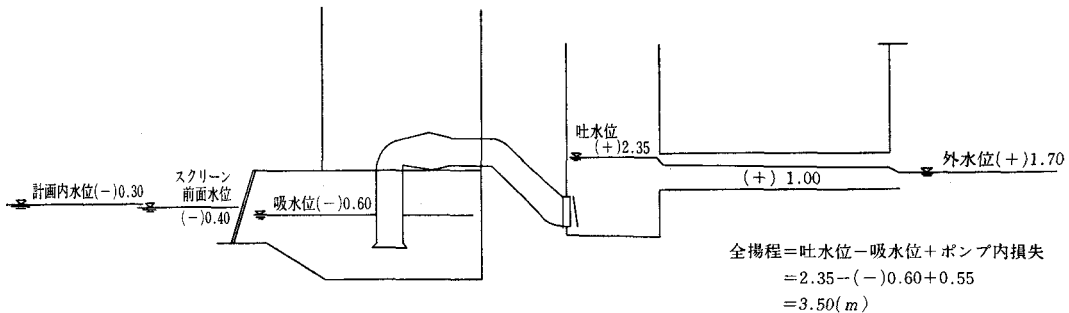


図-5 ポンプ揚程模式図

(9) 大潮時の検討

大潮時には樋管は満流状態となるので、どの程度吐出し得るか検討する。

① 吐水位 = 大潮時外水位 + 樋管損失 = 2.70 + 0.21 = (+)2.91(m)

大潮時外水位: (+)2.70m

樋管損失: ポンプ流量が変わらないと仮定して 0.21m

② 全揚程 = 吐水位 - 吸水位 + ポンプ内損失 = 2.91 - (-)0.60 + 0.55 = 4.06(m)

③ ポンプ流量

上記全揚程のときのポンプ流量は、ポンプ想定曲線図ポンプマニュアルより $Q=131\text{m}^3/\text{min}=2.18\text{m}^3/\text{s}$

$\therefore 2.18\text{m}^3/\text{s} / 2.50\text{m}^3/\text{s} = 87\%$

従って大潮時にも87%程度の吐出しは期待できる。

3. おわりに

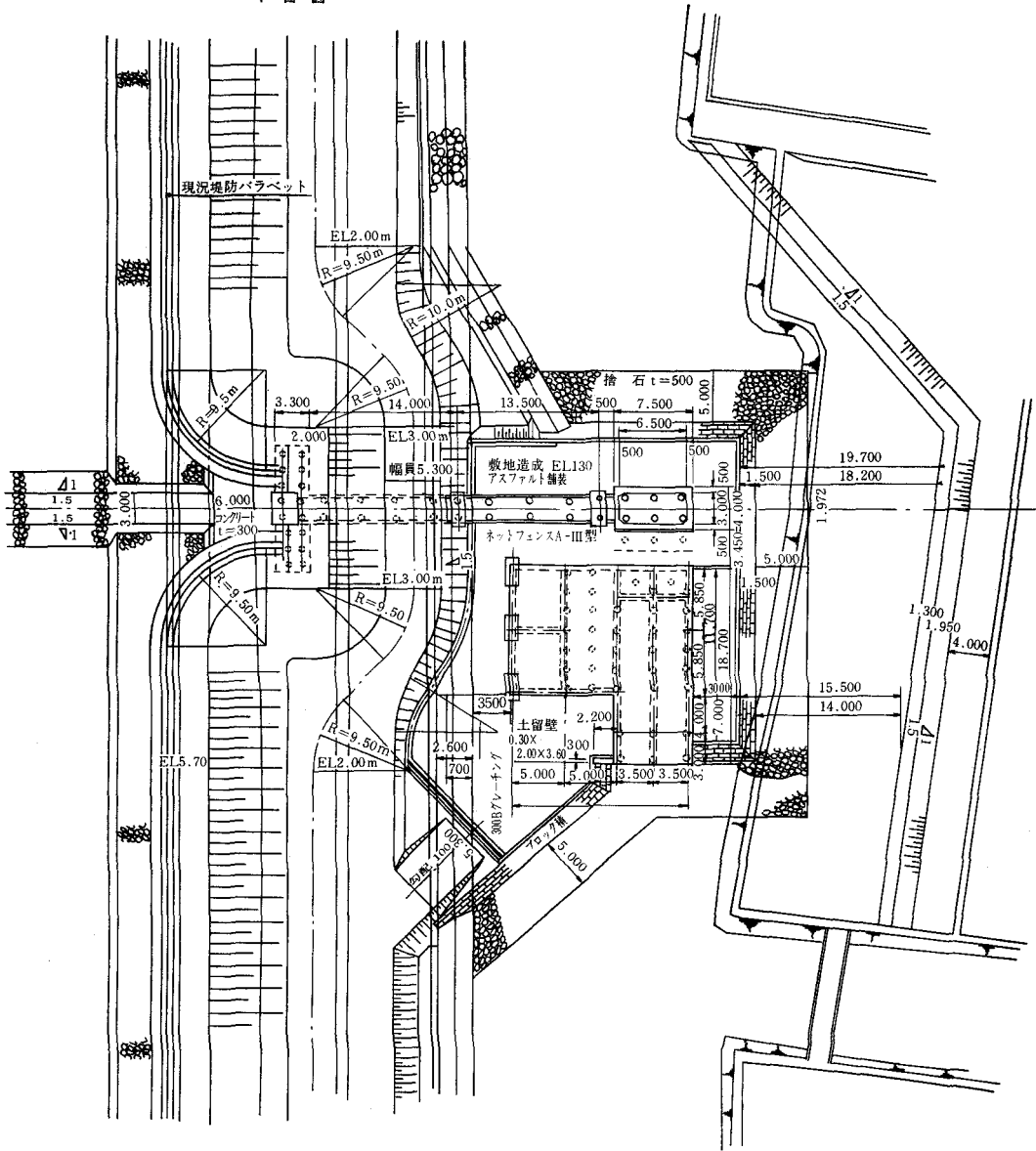
有明海沿岸地方では、これまで排水用ポンプ施設が非常に少なく、外潮との関係で招戸付排水樋管に頼っていた訳であるが、これも経済的な維持管理費とこれまで米中心農業であったため、ある程度の湛水も止むなしとして許容されて来たところである。

しかし、近年のすう勢と安定的農業を前提とすれば、ポンプの必要性は極めて高く、更に背後地排水との関係で市町村の積極的姿勢も見うけられ、これから益々ポンプ施設の要望が高まると考えられるところである。

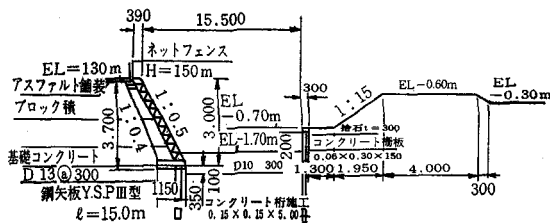
今回、紙面の都合でふれなかったが、干拓で造成されたこの地方の地質は、最初にも述べたように超微粒粘土であり、基礎杭の検討、仮締切鋼欠板の検討(特にヒービングとの関係)等に一層の配慮が必要であった。

最後に本地区の設計を委託した「技術開発コンサルタント」の成果品を参考としたことを併記する。

平面図



護岸工



樋管標準断面図

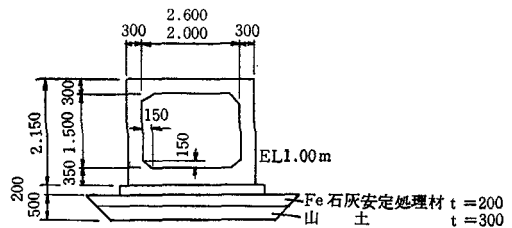


図6-1 一般計画図(1)

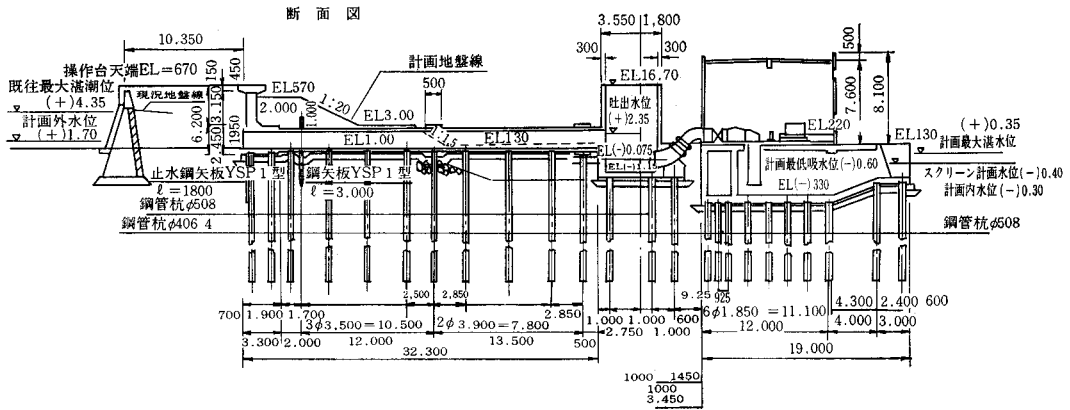
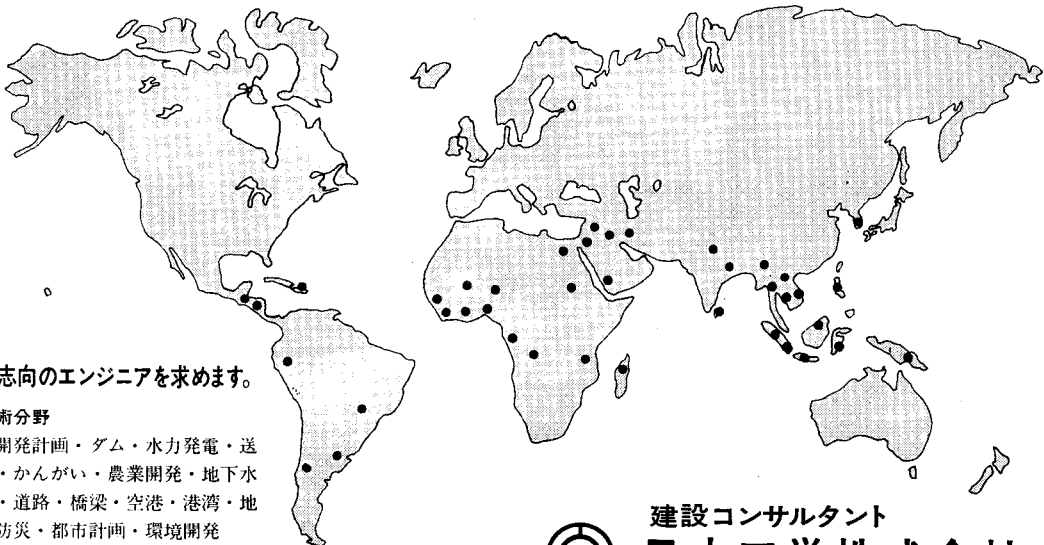


図 6-2 一般計画図(2)

よりよき環境の創造をめざして

発展途上国の開発プロジェクトに協力しています。



海外志向のエンジニアを求めます。

■技術分野

河川開発計画・ダム・水力発電・送配電・かんがい・農業開発・地下水開発・道路・橋梁・空港・港湾・地質・防災・都市計画・環境開発

●希望者は履歴書・身上書を人事部宛御提出下さい。応募の秘密は厳守します。



建設コンサルタント
日本工営株式会社

〒102 東京都千代田区麹町5丁目4番地
☎東京 (263) 2121 (大代表)

犬山頭着工ゲートからの流出について

高井佐寿* 片桐正己**

目 次

1. はしがき.....(52)	(b) ゲート流量係数.....(56)
2. 犬山頭首工の概要.....(52)	4-2 門扉が水面上に完全に引揚げられた
3. 水理実験の方法・装置.....(52)	状態における脚柱間の流出.....(59)
4. 実験結果.....(55)	(a) 脚柱縮流係数.....(59)
4-1 ゲート下部からの流出.....(55)	(b) ゲートの流量係数.....(59)
(a) 脚柱縮流係数.....(55)	5. 結び.....(59)

1. はしがき

河川を利水を目的として使用する場合は、その河川流量、とくに平水量以下の流量をできる限り正確に知ることが必要である。

木曾川においては、兼山地点、今渡地点等で、建設省の観測が行われており、犬山頭首工は今渡流量の通報を受けて（今渡流量はおおむね犬山流量に等しいとして）ゲート操作を行っているが、今渡地点から犬山地点間の流域はかなり大きく、支川が流入していることもあり、その間の極地的降雨等により流量が変動すること、また今渡ダム放流量変更があった場合、犬山地点への影響は2～3時間後であり、その間の流量変化は押えられないこと等の事情があり、犬山頭首工ゲートの効果的な操作の上から、同地点の流量を独自に把握する必要があった。

今回、犬山頭首工が国営施設整備事業で整備され、頭首工取水水位、導水路水位が高精度で記録されるようになるのを機会に、当調査事務所が同頭首工を利用して、流量把握を行なうこととなった。

同頭首工の取水量は導水路でパーシャルフルーム等により、かなり正確に（最近になってチェックが行われている）把握することは可能なので、頭首工ゲートからの下流への放流量を知れば、同頭首工地点での流量を知ることが出来る。

低水頭ゲートからの流出については、水理公式集に水平水路床のゲートからの流出、越流頂ゲートからの流出

の流量係数があるが、頭首工のように水平床でもなければ、ダムクレストゲートとも異なる中間的なものに対しては適当な流量係数が見当らない。

このため、三重大学に委託して、水理実験によりゲート流出の流量係数を求めた。

2. 犬山頭首工の概要

犬山頭首工は農林水産省が国営事業で、昭和32年度から昭和43年度まで、総額約15億円で犬山城下に築造したもので、宮田用水、木津用水、羽島用水の3用水、面積22,000haをかんがいしている。その構造の概要は表—1ならびに図—1のとおりであり、可動堰の詳細は図—2のとおりである。

3. 水理実験の方法、装置

頭首工可動堰のゲートが一部引揚げられた状態でのゲート放流時と、ゲートが堰上げ水位以上に引揚げられ、いわゆる開放状態になった場合におけるゲート放流時の両者についてのゲート特性、即ち、ゲートの流量係数と脚柱による縮流係数を知るための水理実験を行ったものである。

(a) ゲートが一部引揚げられた状態での実験

模型は1/50の縮尺で左岸土砂吐部から可動ゼキ6門を含み、固定ゼキ部までを作製した平面模型(7.5m(長さ)×5.0m(幅)×0.5m(深))と縮尺1/17でゲートを1門ずつ(模型ゲート幅1.0m)作製した部分模型を用いた。後者は既設の幅1.0m長さ10.0mの水路に設置した。(図—3、4参照)

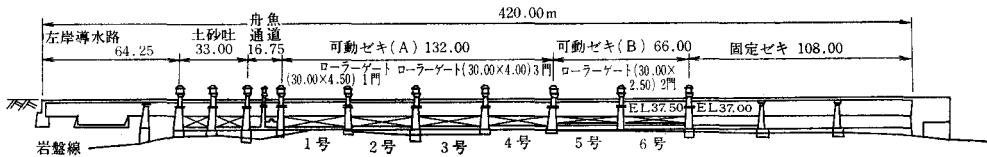
平面模型は各種ゲート操作時に生ずる脚柱による縮流の程度を測定する為に用い、部分模型は脚柱縮流の生じない状態でのゲート流量係数を求める為に用いた。模型はA型樋門でゲート敷断面の異なる2種類(制水1号樋門

* 前東海農政局
木曾川水系総合農業水利調査事務所長
現東北農政局
名取川農業水利事業所長
** 東海農政局
木曾川水系総合農業水利調査事務所

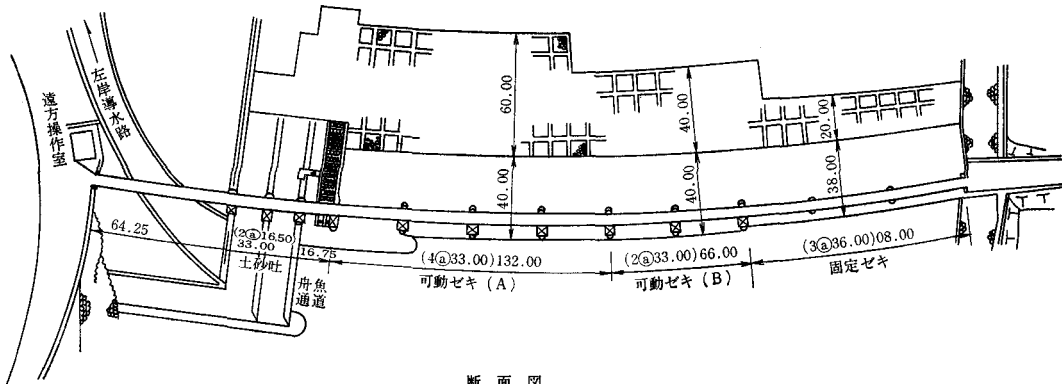
表一 犬山頭首工の概要

工 種	内 訳	工 種	内 訳
1. 位 置	愛知県犬山市	11. 敷 高	土 砂 吐 部 E L. 33,000m
2. 型 式	両岸取水 一部可動ゼキ, 一部固定ゼキ		可動堰 A型-1部 E L. 33,000m
3. 基礎地盤標高	+33.00m		〃 A型-2部 E L. 33,500m
4. 基礎河床状況	表層 砂礫層 3~7m 基層 珪岩		〃 B 型 部 E L. 35,000m
5. 堤 長	420m		固 定 堰 部 E L. 37,000m
6. 堤 体 積	コンクリート88,000m ³	12. 主要構造物	左岸導水路 64.25m
7. 木曾川の最大洪水量	12,500m ³ /S		土 砂 吐 33.00m
8. 取 入 水 位	+37.00m		魚 道 16.75m
9. 取 入 水 量	最大52m ³ /S		可 動 堰(A)132.00m ローラーゲート 4門
10. 計画洪水位	+42.58m		〃 (B) 66.00m 〃 2門
			固 定 堰 108.00m

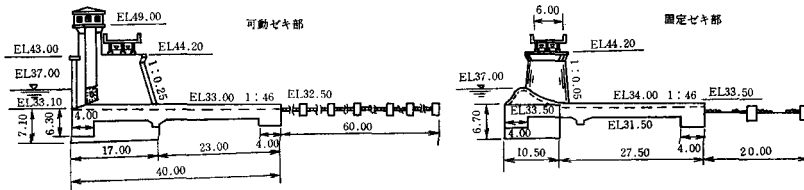
正 面 図



平 面 図



断 面 図



図一 犬山頭首工一般図

と制水 2~4 号樋門), B 型樋門の合計 3 種類について作った。いづれも Froude 相似率に従って諸縮尺を定めた。

(b) 門扉を完全に引き揚げた状態での実験
 模型は1/50の縮尺で土砂吐部から可動堰, 6 門を作製した平面模型 (7.5m×5.0m×0.5m) と各樋門敷を縮

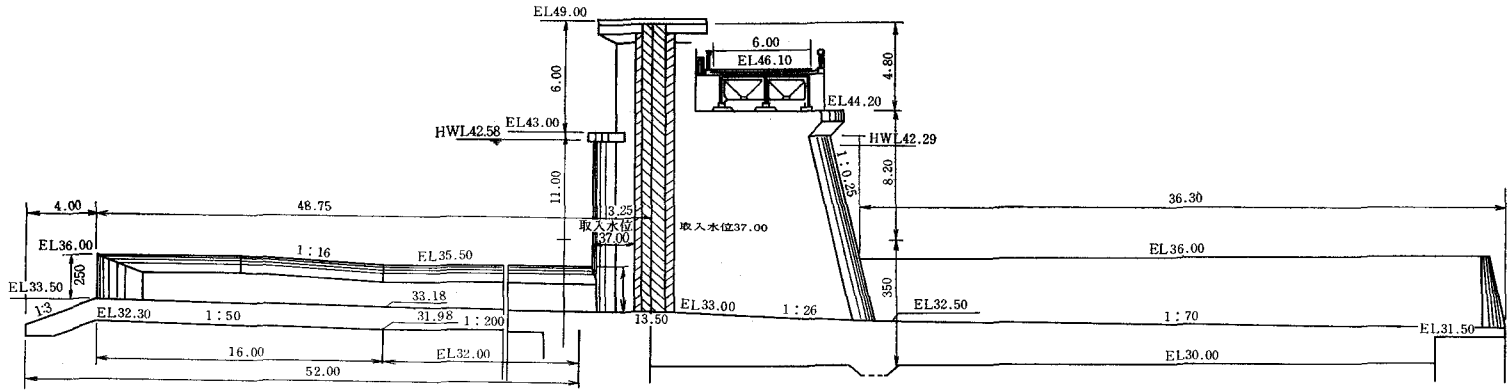


图 2-1 土 砂 吐 詳 細 图

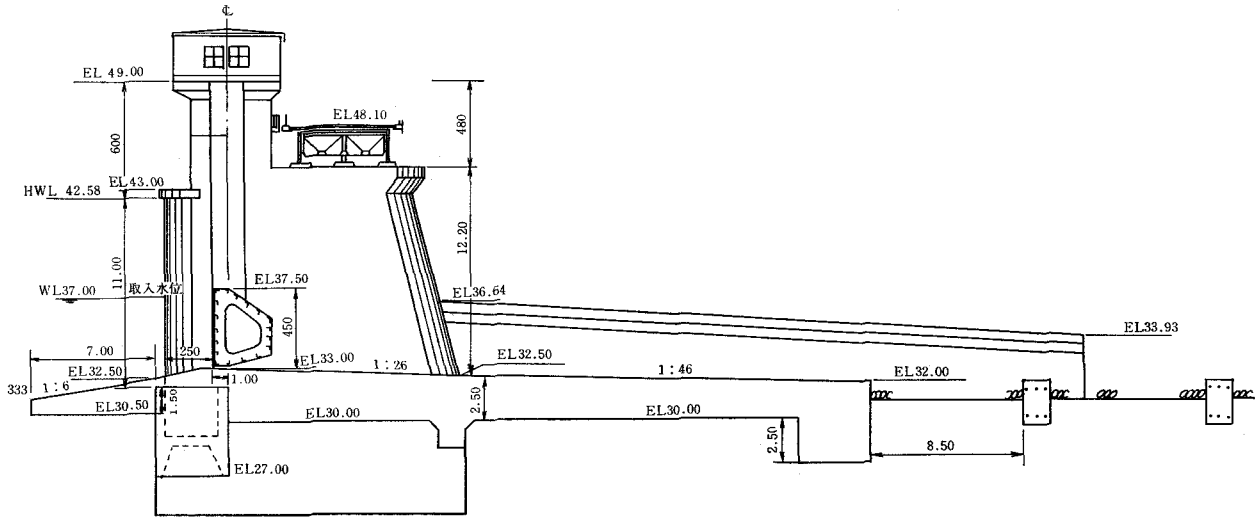


图 2-2 A 型 可 动 堰 1 号 详 细 图

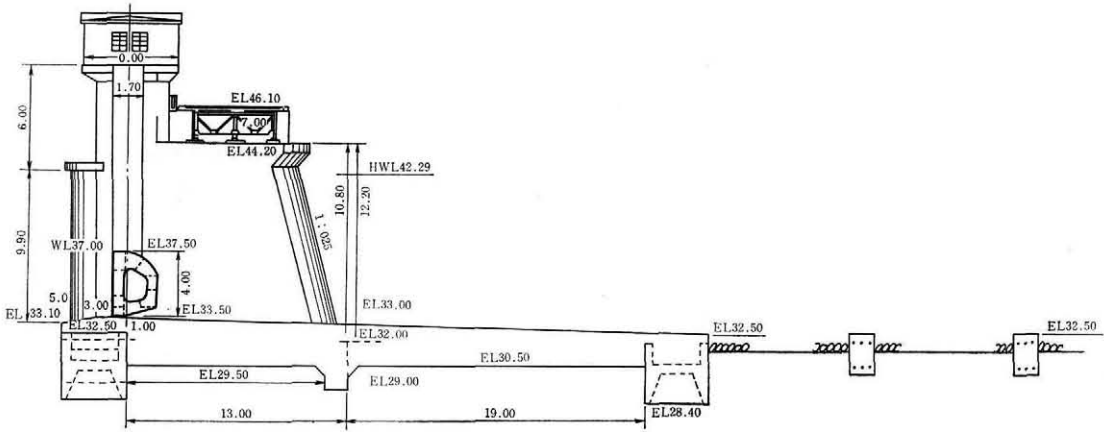


図 2-3 A型可動堰 2~4号詳細図

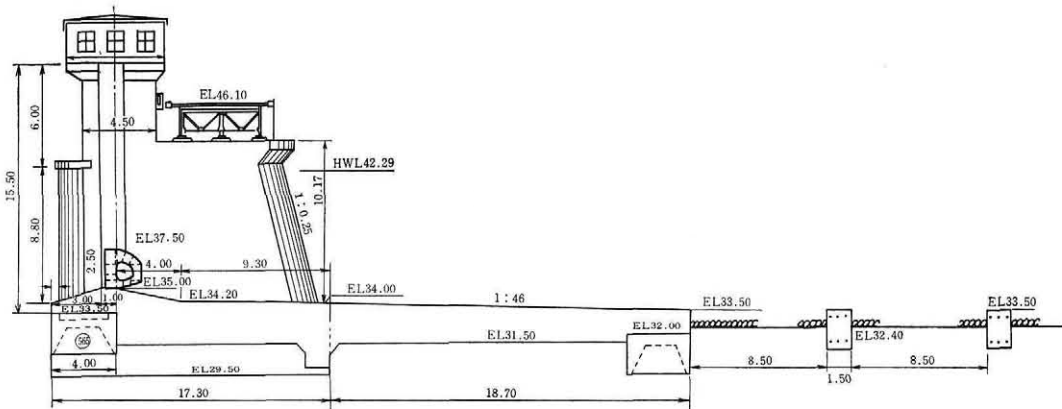


図 2-4 B型可動堰 5~6号詳細図

尺1/25，固定堰を縮尺1/30で作製した部分模型（模型幅はいずれも0.5m）を用いた（図-5，6 参照）。平面模型は脚柱による縮流の程度の測定と土砂吐部流量係数を測定するのに用い，部分模型は縮流の生じない状態での樋門，固定堰の流量係数を求めるのに用いた。

4. 実験結果

4-1 ゲート下部からの流出

(a) 脚柱縮流係数

ゲート操作規定によると，ゲート開放の順番は次のとおりである。

1. 制水1号樋門 0~70cm
2. 制水2号樋門 0~20cm
3. 制水4号樋門 0~20cm
4. 制水3号樋門 0~20cm

（開度は10cmきざみに調節する）

この順にゲート操作を行うと，脚柱による縮流が生じたり，消えたりする。一般に脚柱の両側に流れがあると

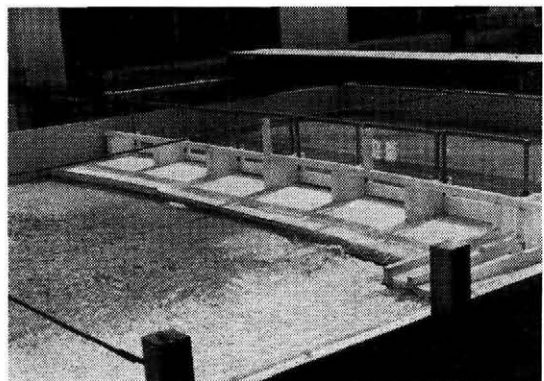


写真-1 平面模型（下流から）

きは縮流は生じない。

縮流の生じうる脚柱について縮流係数を求めた。測定は次のように行った。脚柱による縮流は脚柱中心部から上流側に導流壁を出し，流れを円滑に導いたときにも発生しない。流量，ゲート開度を一定に固定して，縮流の

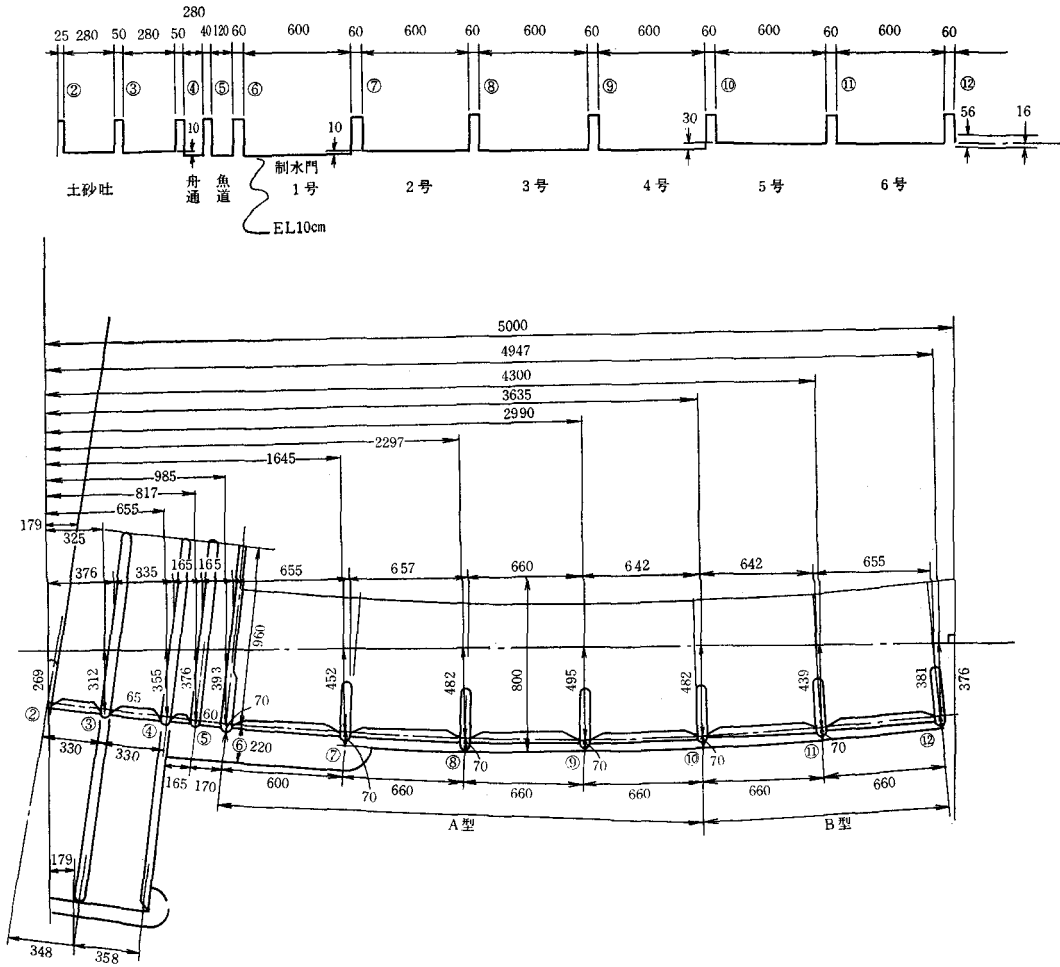


図-3 平面模型図

生じる時と生じない時を作り、上流水深の変化を測定して縮流係数を算出した。

すなわち、

$$Q = c b d \sqrt{2 g H} = c \cdot c_e b d \sqrt{2 g (H + \Delta H)}$$

$$C_e = \sqrt{1 / \left(1 + \frac{\Delta H}{H}\right)}$$

ここで、 Q ：1 樋門流量、 C ：流量係数、 d ：ゲート開度、 C_e ：脚柱縮流係数、 H ：敷からはかった上流水深、 ΔH ：導水壁のない場合（縮流の生じたとき）の水位増加量、 b ：樋門幅員。

実験による縮流係数は次式、および図-7である。

脚柱 No. 7

$$1 < H/d < 12.3 \quad C_e = 2.3620 \times 10^{-4} \left(\frac{H}{d}\right) + 0.99709$$

$$12.3 \leq H/d \quad C_e = 1,000$$

脚柱 No. 8

$$1 < H/d < 21.3 \quad C_e = 5.8410 \times 10^{-5} \left(\frac{H}{d}\right) + 0.99875$$

$$21.3 \leq H/d \quad C_e = 1,000$$

脚柱 No. 9, 10

$$1 < H/d < 20.7 \quad C_e = 9.3536 \times 10^{-5} \left(\frac{H}{d}\right) + 0.99806$$

$$20.7 \leq H/d \quad C_e = 1,000$$

脚柱10

$$1 < H/d < 20.7 \quad C_e = 3.7515 \times 10^{-5} \left(\frac{H}{d}\right) + 0.99922$$

$$20.7 \leq H/d \quad C_e = 1,000$$

(b) ゲート流量係数

ゲートからの流出状態は自由流出である。

流量係数 $C (= Q/bd\sqrt{2gH})$ と相対ゲート開度、 d/H の関係は開度 d に無関係に1つの曲線になる。

A型樋門制水1号と2～4号のものはゲート断面形状が上流面のみ異り、他は全く同一形である。 $C \sim H/d$ 関係は図-8に示すように両者に差異はみとめられない。両者を一緒に、最小自乗法で係数を定めた。B型樋門についても同様に整理した。

結果は次式、および図-8である。

A型樋門 流量係数

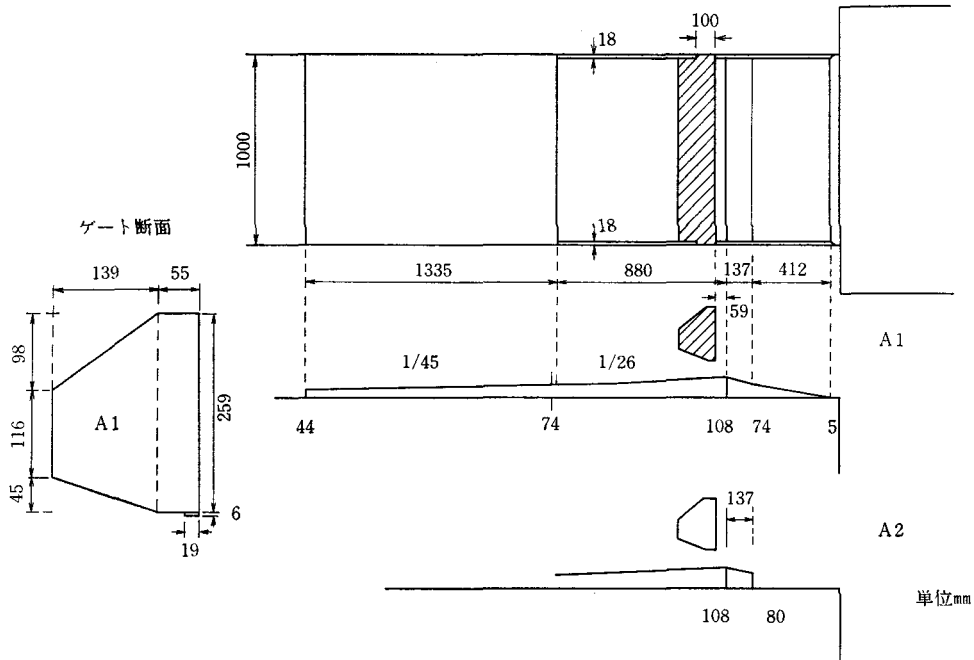


図4-1 部分模型(ゲート)

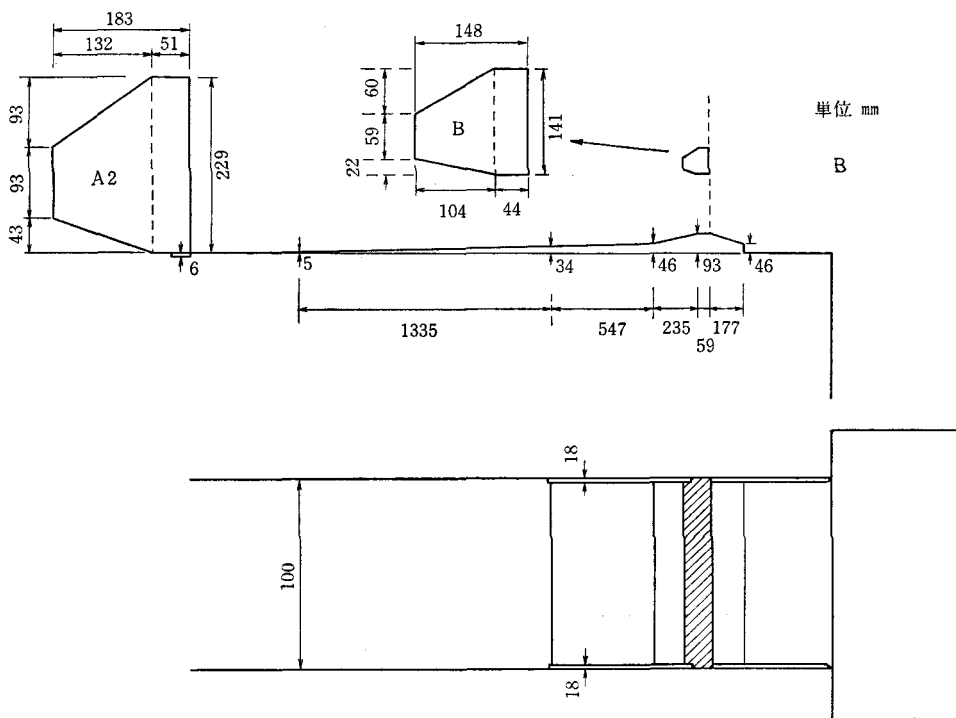


図4-2 部分模型(ゲート) $S=1/17$

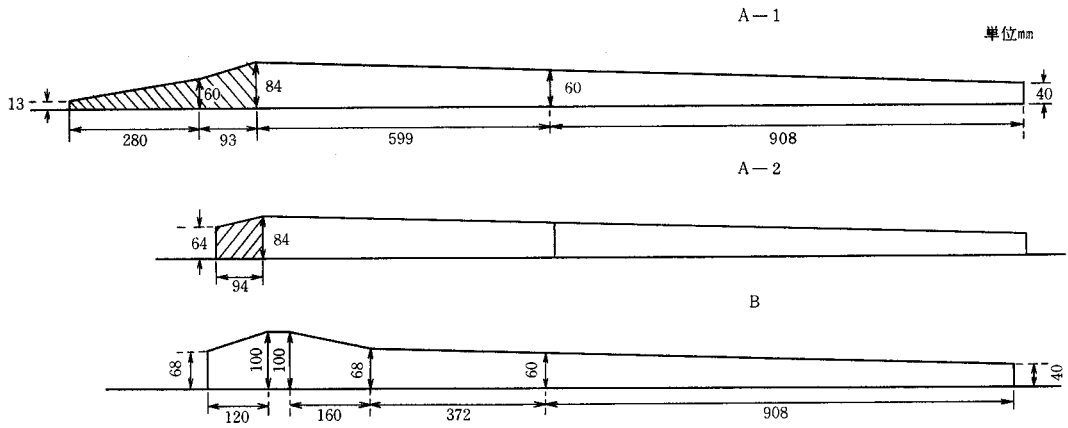


図-5 ゲート敷断面形 (幅500mm)

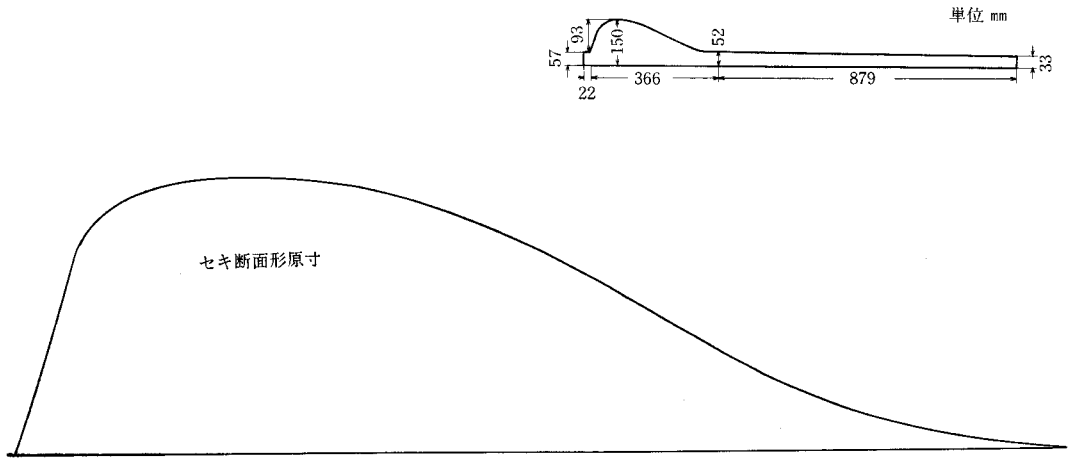


図-6 固定セキ断面形 (幅500mm)

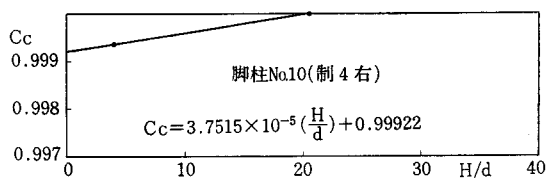
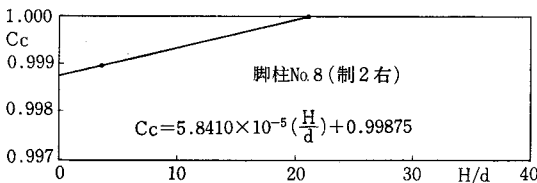
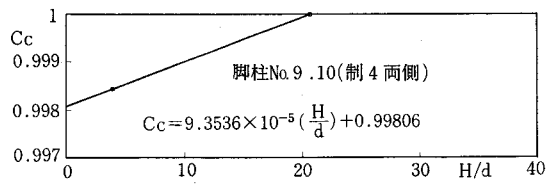
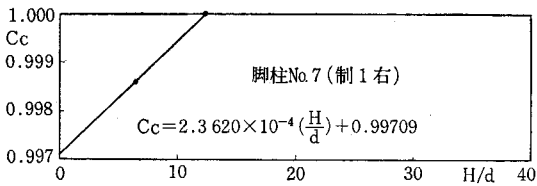


図-7 脚柱縮流係数

$$0 < H/d < 4,911 \quad : \\ C = 0.4806(H/d)^{0.1594}$$

$$4,911 < H/d \quad : \\ C = 0.5532(H/d)^{0.0710}$$

B型樋門 流量係数

$$0 < H/d < 3,587 \quad : \\ C = 0.4950(H/d)^{0.1465}$$

$$3,587 < H/d < 9,618 \quad : \\ C = 0.5286(H/d)^{0.09406}$$

$$9,618 < H/d \quad : \\ C = 0.5876(H/d)^{0.0482}$$

4-2 門扉が水面上に完全に引揚げられた状態における脚柱間の流出

(a) 脚柱縮流係数

洪水時の樋門操作はその時の施設の状態によっていろいろな場合が考えられている。それ故、すべての場合に対応できるように、任意の樋門が任意の組合せて開放されたときに生ずる縮流を算出できるように実験した。測定方法は、ゲートの流れが堰の流れに変わるだけで、ゲート下部からの流出の実験と同様の方法である。縮流係数 C_c は次式で表わされる。

$$Q = c b h^{3/2} = C_c \cdot C_c b (h + \Delta h)^{3/2}$$

$$\therefore C_c = \left(\frac{h}{h + \Delta h} \right)^{3/2}$$

ここで、 Q ：流量、 C ：縮流のないときの流量係数、 b ：樋門幅員、 C_c ：脚柱縮流係数、 h ：縮流のないときの数から測った上流水深、 Δh ：縮流の生じたときの水位増加量。

実験による各脚柱の縮流係数は数値を基準にした上流水深と関係づけて図-9に示した。各樋門において、そのみを全開したときはその樋門の左、右岸側脚柱から縮流が生じ、また、隣接樋門が開放されているときはその間の脚柱からは縮流は生じない。

(b) ゲートの流量係数

各樋門、土砂吐の縮流のない時の流量係数を求めた。なお、洪水時に各部の流れは完全越流であることを確認してあるので、完全越流状態での実験を行なった。

流量係数を、 $C = Q/b h^{3/2}$ 、(Q ：流量、 b ：樋門幅員、 h ：数値(土砂吐はゲート位置)基準の上流水深)として、 $c \sim h$ の関係を最小自乗法により求めた。

○ $Q \sim h$ の関係とあわせて以下に示す。

A型樋門 制水1号： $C = 1.774 h^{0.0969}$ (m単位)

($b = 30\text{m}$) $Q = 53.22 h^{1.5969}$ (m^3/sec)

〃 制水2~4号： $C = 1.722 h^{0.0915}$

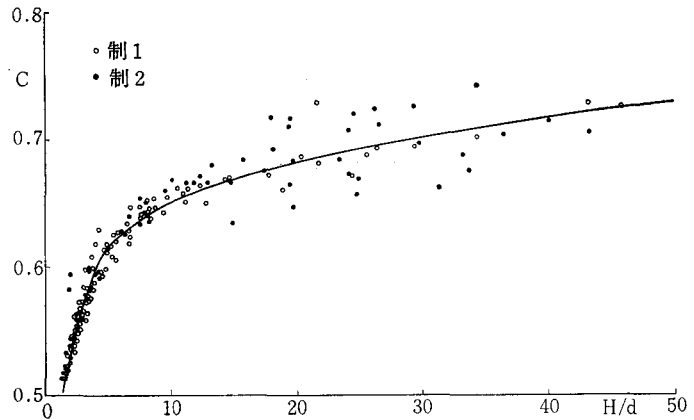


図8-1 A型樋門(制1, 2) $C \sim \frac{H}{d}$ 曲線

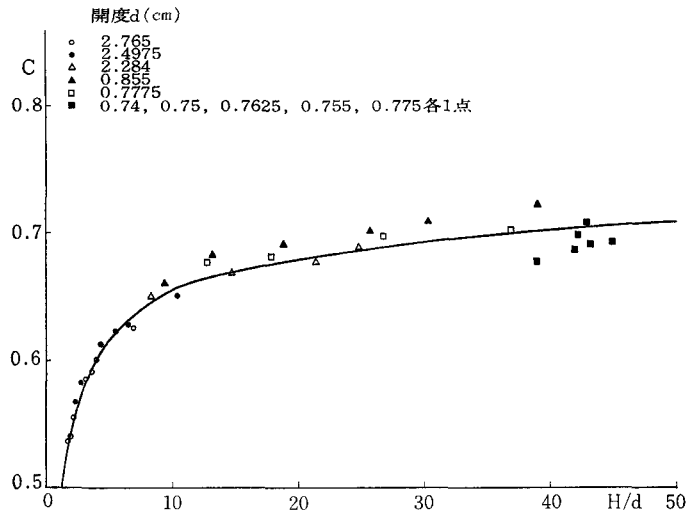


図8-2 B型樋門 $C \sim H/d$ 曲線

($b = 30\text{m}$) $Q = 51.66 h^{1.5915}$

B型樋門 制水5, 6号： $C = 1.652 h^{0.176}$

($b = 30\text{m}$) $Q = 49.56 h^{1.676}$

土砂吐 $C = 1.313 h^{0.0900}$

($b = 14\text{m}$) $Q = 18.382 h^{1.5900}$

5. 結 び

実際の頭首工におけるゲート流出量を水理実験により求めた。実験課程での詳細な水理的な検討の記載は割愛したが、他地区の頭首工の設計においてこの流量係数が参考になれば幸いである。

終わりに、この水理実験を担当していただいた三重大学の松下玄教授他関係者の方々に対し、厚く感謝の意を表します。

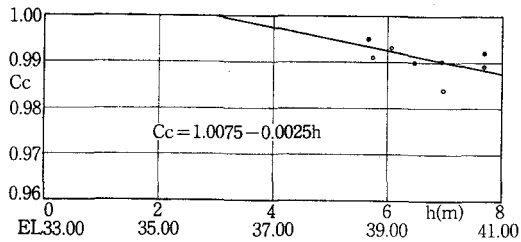


図 9-1 土砂吐 左岸側脚柱縮流係数 (No. 2 または No. 3 脚柱縮流係数)

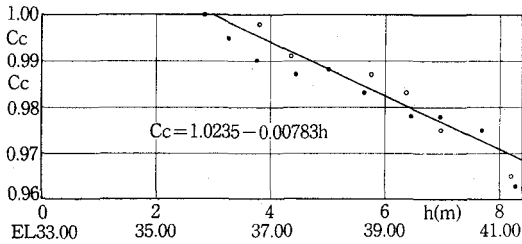


図 9-2 土砂吐 両岸総合 (No. 3, 4) 脚柱縮流係数

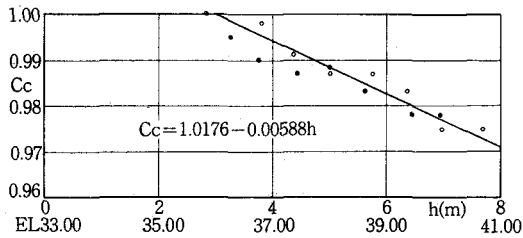


図 9-3 土砂吐 右岸側脚柱 (No. 4) 縮流係数

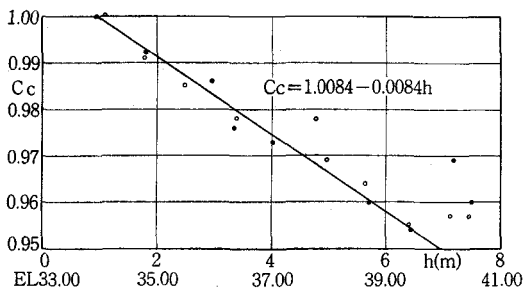


図 9-4 A型樋門 制水1号 No. 7 脚柱縮流係数

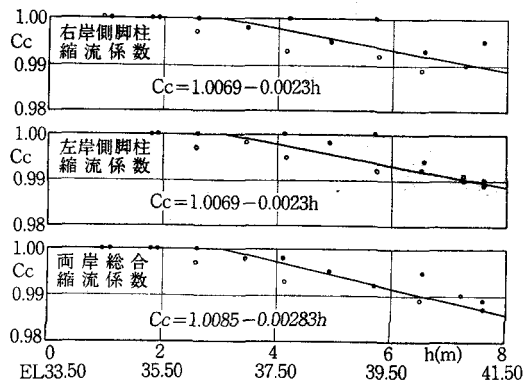


図 9-5 A型樋門制水, 2, 3, 4号

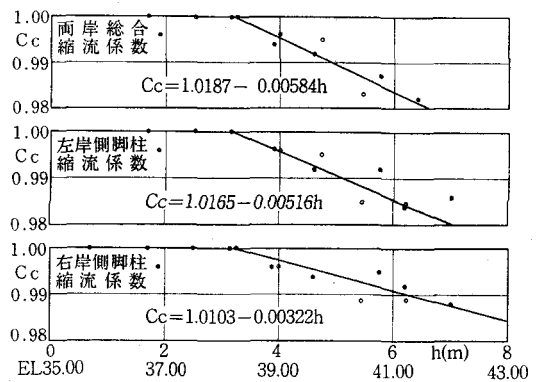


図 9-6 B型樋門制水5, 6号

泥水加圧式セミシールド工法の施工例について

(湛水防除事業大垣北部地区排水路工事)

高橋 克美* 内田 日出男**

目 次

1. はじめに……………(61)	5. 工法の概要……………(62)
2. 事業の概要……………(61)	6. 施工計画の概要……………(62)
3. 路線の概要……………(61)	7. 工事の実施状況……………(65)
4. 工法の決定……………(62)	8. むすび……………(67)

1. はじめに

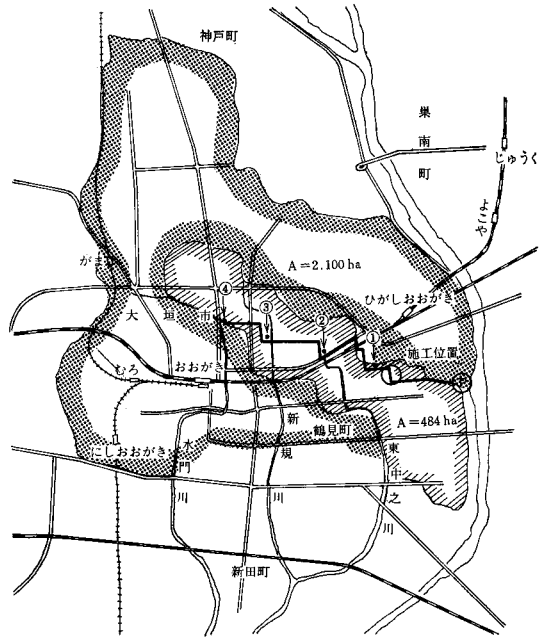
近年、公共事業といえども地域住民の十分な理解と協力を得なければ、事業実施の円滑化は図れない。特にこの中でも、建設公害問題が大きな部分を占めつつあり、この処理の如何によっては、工事の一時中止等事業の実施に大きな障害をきたすので、建設公害防止対策にかかる工法の決定には十分な検討が必要である。

ここに紹介するのは、排水路建設路線の立地条件から地下埋設方式を採用し、その埋設方式から予想される建設公害問題を、「泥水加圧式セミシールド工法」の採用により排除した、内径3,000mm $\ell=170.98\text{m}$ の排水路工事概要の一部を報告するものである。

2. 事業の概要

大垣市街地北部一帯に広がる約1,100haの農地排水は、図一1に示すように、市中心部を貫流する水門川とこの支川の新規川、東中之川の各流末部にいずれも位置しており、現在洪水時は水門川排水機により牧田川へ排水しているが、流末部で且つ市街周辺地域としての立地特性からも、排水条件は極めて悪化している。

この排水対策として、既存の各河川改修を行うことには問題が多く効果的でないので、洪水時のみ各排水区域別の受益地を、排水路延約3,200mを新設して揖斐川へショートカットするものとし、揖斐川右岸堤に新設する口径1,500mm ポンプ600KW モーター各2台(排水量10 m^3/s)の排水機により機械排水する計画で昭和48年度、県営湛水防除事業による全体実施設計を樹立し事業に着手したものである。



図一1 施工位置図

3. 路線の概要

排水機場と各取水点を結ぶ路線が全線市街周辺区域を通過せざるを得ない立地条件下から、種々路線案について検討を加え、その都度用地交渉を重ねたがいずれも不調に終り、結果既設公有地の下を利用することとし、最終的に排水機より約860mは、既存の排水路と市道の下を利用し、その先170mは県道の下を利用する。更に上流はいずれも市道の下を通り、第一取水点から最終第四取水点に至る図一1に示す路線が確定された。県道部分の約170mについては特に国道21号線への乗り入れ部に位置するところから、交通量は非常に多く、又沿線には

* 大垣土地改良事業所長
 ** " " 防災課長

大規模なレストラン、ガソリンスタンド等があり、施工条件は極めてきびしい路線であるため安定した工法の検討が必要となった。

本地区の地質は、揖斐川後背湿地帯の沖積層で、N値1～3を示す軟弱な粘性土と砂質土の互層で構成されており、粘性土の透水性係数は 7×10^{-6} 砂質土で概ね 10^{-2} オーダーであり、地下水は地表下90cm位と高く、特に輪中地域特有の無数に散在したクリークの埋立地域でもあり、地下水の挙動の適確な把握には、極めて困難な地質区域である。

4. 工法の決定

排水機場より当県道に至る約860mの区間も、地質状況は概ね前項で記載した、地下水位の高い軟弱地帯には変りはないが、路線に利用した市道(上幅4.6m下幅5.7m)は、地区内の支線道路であり全面交通止めが可能であったので、図-2に示す断面で工事中沿線に及ぼす影響と

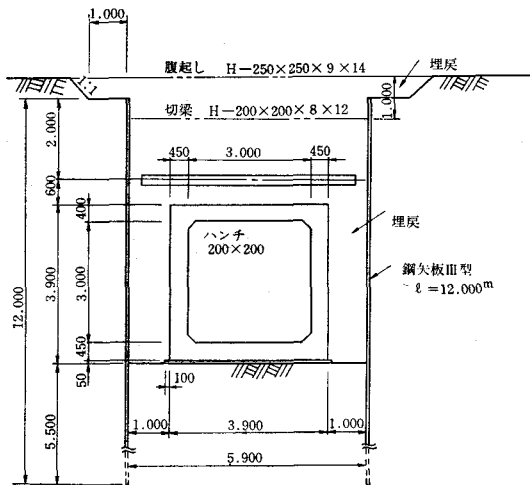


図-2 標準断面図

しての、騒音、振動、地下水吸上げによる地盤沈下、地盤のゆるみ等の防止対策に検討(注1)を加えた開削工法で実施したが、本工区間にはこの工法が適用出来ないことが判明した。すなわち、当工区間は全面交通止めは勿論、迂回させる道路も、迂回の為の仮設道路の設置も周囲の状況から困難であり、道路管理者側からも難点が表示された。又基礎の地質条件も複雑且つ軟弱なクリークの埋立地であり、地下水は高くその挙動の把握が困難なため、通常の地下水対策では不測の事故に対処し得ない点もあった。そこで、上記条件を満たす工法を選定するに当たって、現計画断面(図-2)と断面の変更を含め検討を加えた。考へられる工法としては現計画断面の場合は、推進工法、圧気シールド工法の2つの工法であり、断面を円形に変更する場合はこれに泥水加圧シールド工

法を加えた3つの工法が考へられる。検討の結果、推進工法では止水を目的とした薬液注入と、土被りの関係から土載土の移動防止を計る必要から鋼矢板の打設が必要となり、従来の工法に比しメリットが少なく且つ経済的でない、圧気シールド工法の場合は、圧気による地上への噴発などの危険が考へられこの防止対策として矢張り莫大な薬液注入による地盤強化が必要となり、経済性に乏しく施工上に問題がある。シールド工法のうち、水のある軟弱地層用に開発された、泥水加圧式セミシールド工法は泥水圧で切羽を保護するため、地下水の変動が少ないところから周辺への影響も少なく、又管体の途中に中押し装置を装備することにより、推進距離を相当延ばすことも可能であり、推進の為に必要な堅坑の数も最小量にすることが可能で、これに基因する公害も又防止出来得る。以上の結果から、地質条件、周辺への影響及び施工の完全性、経済性より泥水加圧による中押し式セミシールド工法に決定した。

5. 工法の概要

本工法は、地下水位の高い軟弱地盤や透水性の高い砂質土等の不安定な地盤で、地下水を流動させないで掘削出来るのが特長であり、その機構は、閉そく形機械掘りシールドを中間部に設けた隔壁を境として、前面切羽側泥水室へポンプで圧送封入された泥水圧で地下水を抑え、カッター板の回転によって地山を切崩し泥水の還流によって土砂を坑外に流体輸送するもので、カッタービット自動開閉装置、カッターヘッド加圧装置等を内蔵し、掘削速度を推進速度に応じて自動的にシンクロナイズする構造となっており、掘削機、推進側のどちらからもこれが制御出来る。又切羽地山に対する土圧抵抗力を常時確実に保持することも出来、更に掘進停止時には勿論、任意にカッターヘッドの開閉部を閉鎖することが可能なため、地山のゆるみ防止に効果があるのが特長である。その他推進管の吊込み据付や圧入方法、運転方法等については他の工法と大差ないが、ただ、ずり処理方法が他工法とは全く異ったシステムによって行われる点である。

すなわち、流体輸送によって泥水として坑外に搬出されたずりを、再利用する送泥水と、捨土とに機械的、化学的分級処理する泥水処理設備を要する点であり、この処理能力が作業サイクルのネックとなり得る点に留意する必要がある。

6. 施工計画の概要

〔1〕推進力について

排水路線の計画上、本工区の延長は183.03mでこの内発進、到達坑のスペースを見込むと、170.98mが推進区間となる。そこでシールド工法の施工実績等から考察す

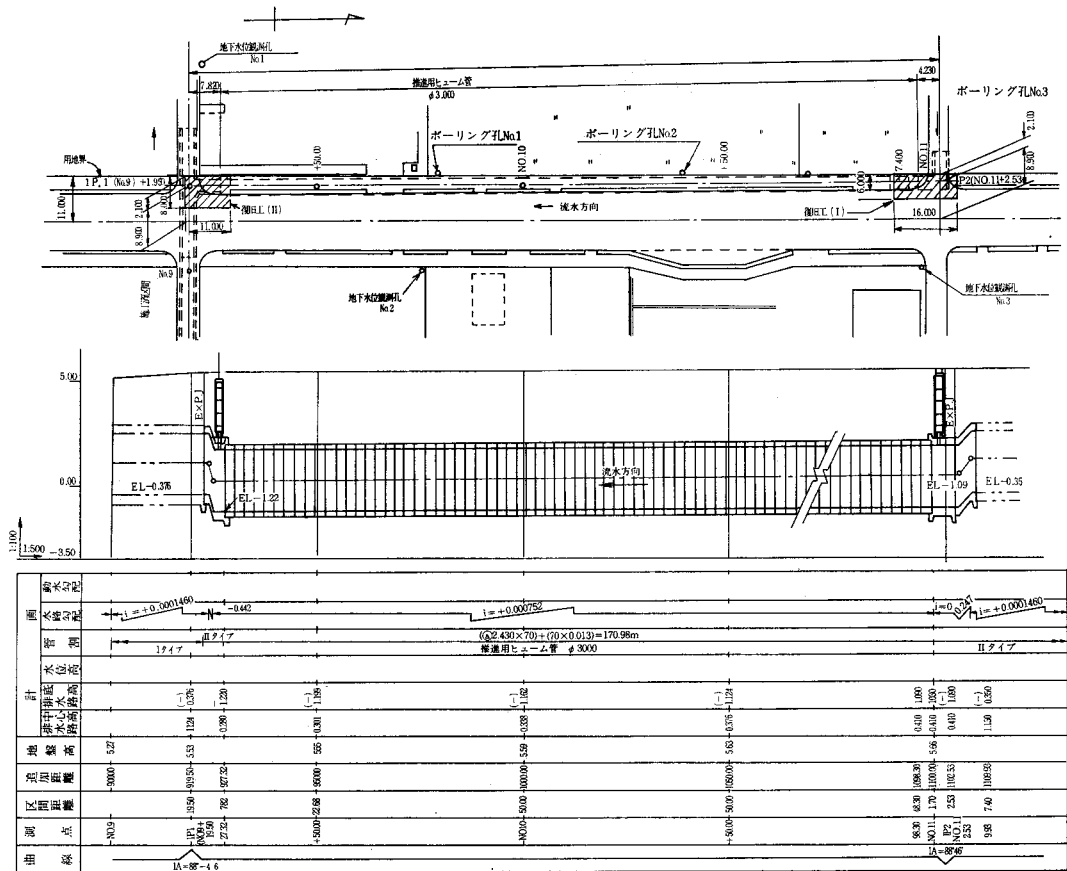


図-3 平面縦断面図

ると、軟弱な粘性土層を推進すると言へども推進距離に問題が生じ、これにかかる検討を次により行い決定した。

(1) 管耐荷力の算定

$$Fr = oca \times Ac$$

ここで

Fr: 管耐荷力

oca: コンクリートの許容平均圧縮応力度 130 kg/cm²

Ac: 管の有効断面積 22,785 cm²

(日本下水道協会規格 3,000mm)

$$Fr = 130 \times 22,785 = 2,962 \text{ ton}$$

(2) 支圧壁反力の算定

ランキンの受働土圧式

$$R = \alpha \cdot B \left(\gamma \cdot H^2 \cdot \frac{Kp}{2} + 2C \cdot H \cdot \sqrt{Kp} + \gamma \cdot h \cdot H \cdot Kp \right)$$

ここで

R: 反力

γ: 土の単位体積重量 1.70 t/m³

B: 支圧壁幅 5.60m

Kp: 受働土圧係数 1.7 (φ = 15°)

C: 土の粘着力 2.5 t/m²

α: 係数 2.5

H: 支圧壁高 6.50m

h: 地表よりの高さ 1.50m

$$R = 2.5 \times 5.60 \left(1.7 \times 6.50^2 \times \frac{1.7}{2} + 2 \times 2.5 \times 6.50 \times \sqrt{1.7} + 1.7 \times 1.50 \times 6.50 \times 1.7 \right) = 1842 \text{ ton}$$

(3) 所要推進力

現場条件、施工条件、地質条件などによる不確定要素が多く計算のみでは決定出来ないため、滑材使用による施工実績等を参考に 3000ton と決定した。

(4) 設備能力

(1)~(3)の結果より、支圧壁反力値 1842ton に安全を見込み 1500ton の元押設備と、不足分 1500ton に対しては管体の途中 2カ所に 800ton の中押し設備を配置し合計 3100ton と決定した。

〔2〕 泥水処理設備について

泥水処理設備の計画は、次の基本条件から各規模を決定した。

(1) 基本条件

シールド外径 3,550mm
 掘進速度 4.7cm/min
 泥水圧 0.3kg/cm²
 リング長 2,430mm
 推進時間 52min
 掘削サイクル 180min (最大)

(2) 土質条件

土粒子真比重 2.72
 地山の含水比 45%
 飽和度 100%
 粒度構成 0.42mm < D 2%
 0.42 < D < 74μ 12%
 74μ > D 86%

単位体積重量 1.77 t / m³

(3) 送水仕様

送水流量 0.835m³/min
 送水比重 1.10
 送水濃度 14.6wt%

(4) マスバランス

① 送泥水

送泥量 $Q = 0.835 \times 52 = 43.42 \text{ m}^3$
 送泥の重量 $W = 43.42 \times 1.1 = 47.76 \text{ t}$
 土粒子の量 $SS = 47.76 \times 0.146 = 6.97 \text{ t}$ 2.63m³
 $D < 74\mu$
 水量 $w = 47.76 \times (1 - 0.146) = 40.79 \text{ t}$
 40.79m³

② 地山掘削

掘削土量 $Q = 3.552 \times 0.785 \times 2.43 = 24.03 \text{ m}^3$
 掘削土の重量 $W = 24.03 \times 1.77 = 42.53 \text{ t}$
 土粒子の量 $SS = 42.53 \times 100 \div 145 = 29.33 \text{ t}$ 10.83m³
 水分量 $w = 42.53 \times 45 \div 145 = 13.20 \text{ t}$ 13.20m³
 土粒子SSの明細

0.42mm < D 29.33 × 0.02 = 0.59 t 0.22m³
 0.42mm > D > 74μ 29.33 × 0.12 = 3.52 t 1.30m³
 74μ > D 29.33 × 0.86 = 25.22 t 9.31m³

③ 排泥水 (①+②)

$Q = 43.42 + 24.03 = 67.45 \text{ m}^3$
 $W = 47.76 + 42.53 = 90.29 \text{ t}$
 SS

0.42mm < D 0.59 t 0.22m³
 0.42mm > D > 74μ 3.52 t 1.30m³
 74μ > D 6.97 + 25.22 = 32.19 t 11.94m³
 $w = 40.79 + 13.20 = 53.99 \text{ t}$ 53.99m³
 ∴ 比重 $90.29 \div 67.45 = 1.34$

④ 1次処理量

一次処理により排泥水に含まれる土粒子のうち
 $D > 74\mu$ (含水比0) と

$D < 74\mu$ のうち20% (含水比40%) を処理し、捨土する。

0.42mm < D 0.59 t 0.22m³
 0.42mm > D > 74μ 3.52 t 1.30m³
 $74\mu > D (6.97 + 25.22) \times 0.2 = 6.44 \text{ t}$ 2.38m³
 $w = 10.55 \times 0.4$ 4.22 t 4.22m³
 合計 14.77 t 8.12m³
 (捨土)

⑤ 1次オーバー (③-④)

1次処理された後の排泥水の諸元は下記となる。
 $SS (74\mu > D) (6.97 + 25.22) - 6.44 = 25.75 \text{ t}$
 9.56m³
 w 53.99 - 4.22 = 49.77 t

⑥ 調泥槽 (比重1.10)

調泥槽において送水する泥水の条件を作る。
 $Q = 9.56 + 49.77 = 59.33 \text{ m}^3$
 $W = 25.75 + 49.77 = 75.52 \text{ t}$ 比重1.27
 ∴ 希釈水 ⊕102.5 t 比重1.10

⑦ 余剰泥水 (⑥-①)

$SS = 25.75 - 6.97 = 18.78 \text{ t}$ 6.93m³
 $w = 152.27 - 40.79 = 111.48 \text{ t}$
 合計 130.26 t 118.41m³

⑧ 凝集希釈水 (5 wt %)

余剰泥水を5%まで希釈する。
 $w = 18.78 \div (130.26 + x) = 0.05$ 245.32 t

⑨ 処理泥水 (⑦+⑧)

SS 74μ > D 18.78 t 6.93m³
 w 111.48 + 245.32 356.80
 合計 375.58 t 363.73m³

⑩ 凝集材

凝集材は土粒子1 t に対しPAC, 20kg, 高分子
 0.2kgを注入する。
 PAC 18.78 t × 20 = 376kg
 高分子 18.78 × 0.2 = 3.76

⑪ シックナー濃縮泥

土粒子の濃度を30%にする。
 SS 18.78 t 6.93m³
 w 43.82 t 43.82m³ 18.78 ÷ 0.3 = 62.60
 62.60 t 50.75m³

⑫ シックナー浄水 (⑨-⑪)

$w = 356.80 - 43.82 = 312.98 \text{ t}$ (凝集希釈水に利用
 又は排水)

⑬ 2次処理

土粒子の含水比を40%まで下げ捨土する。
 SS 18.78 t 6.93m³
 w 18.78 × 0.4 = 7.51 t 7.51m³
 26.29 t 14.44m³ (捨土)

⑭ フィルター汚水 (⑬-⑫)

$$w = 43.82 - 7.51 = 36.31 \text{ t}$$

⑮ 水収支

$$\oplus \text{ ⑭} + \text{⑫} \quad 36.31 + 312.98 = 349.29 \text{ t}$$

$$\ominus \text{ ⑥} + \text{⑧} \quad 102.50 + 245.32 = 347.82 \text{ t} \quad \oplus 1.47 \text{ t}$$

放流

(5) 処理機器の容量

マスバランスの結果から下記に決定した。

① 1次処理機

所要能力

水量	0.835 m ³ /min 以上
処理量	14.77 t/H 以上
分級点	70 μ 以上
含水量	40% 以下

② 調整槽

配管内容量と送水量の30分を見込み30m³ 1基。

③ 余剰泥水槽

余剰泥水量とシクナー送り容量から20m³ 5基とし、うち3基は調泥槽 2基は水槽として使用。

④ 2次処理機

処理容量14.44m³と最短サイクル80min以上、含水量40%以下とした。

〔3〕 推進能力等について

推進能力の決定は、中押し式による土質管径の類似した施工実績を参考にして、1日2交代平均3本とした。

又管推進に合わせ、同時にテールボイドにベントナイトを主材とした特殊潤滑剤の注入を行い、管の周辺摩擦の低減を計り、且つ地山の安定と地下水の遮断を図った。この注入は、発進堅坑附近に設備する注入機械で一定圧で連続圧送するものとした。

推進完了後に直ちに、各ヒューム管に設けられた注入孔を点検して、地山との密着を計るセメントモルタルの注入を計画した。

滑材及び裏込注入量の算定

シールド外径 3550mm φ

ヒューム管外径 3500mm φ

$$3.14 \times (3.55/2)^2 - 3.14 \times (3.50/2)^2 = 0.277 \text{ m}^3/\text{m}$$

注入量0.277m³/mに対し、地山への浸透および注入ロスを見込みこの2倍を計上し、その内の40%を滑材量残り60%を完了後の裏込注入量に計画した。

滑材

$$0.277 \times 2 \times 0.4 = 0.223 \text{ m}^3/\text{m}$$

配合

セメント	100kg
マッドオイル	40 l
CMC	2 kg
ハイゲル	2 kg
水	900kg

裏込注入

$$0.277 \times 2 \times 0.6 = 0.334 \text{ m}^3/\text{m}$$

配合

セメント	500kg
ベントナイト	250kg
フライアッシュ	100kg
微砂	0.176m ³
分散材	2 kg
水	600kg とした。

7. 工事の実施状況

本工事に使用したシールド機の概要は次のとおりである。

カッターヘッド回転数	1.0r.p.m.
同 トルク	48ton-m
同 動力	15kw × 6
同 耐圧力	16ton/m ²
同 スライド量	50~80mm
カッタービット開閉度	70~25mm
シールドジャッキ	100ton × 8
シールド外径	3520mm

掘進は、切羽圧力を0.2~0.35kg/m²に制御し、カッタ



写真-1 I D300 + t 250H P 泥水加圧式セミシールド機

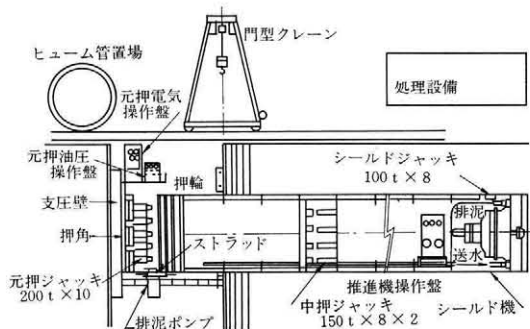


図-4 I D3,000 × t 250H P 泥水加圧推進工法図

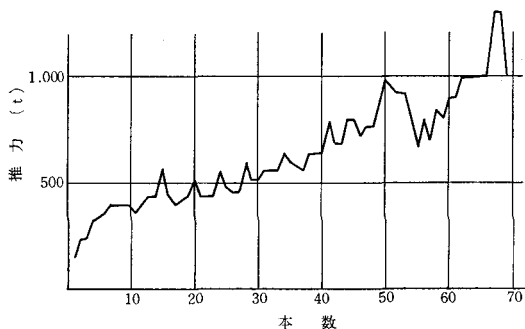


図-5 泥水加压セミシールド推進力曲線

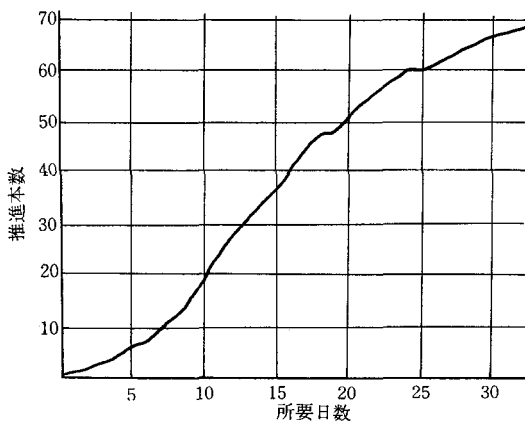


図-6 推進管出来高

ービット開度4.2~4.0mmでカッタートルク0t-mで噴発なく順調に掘進出来た。又推進設備は計画の元押し1500t、中押し800t×2の合計3100tに対し、実施では、元押し200t×10の2000tと、11本目と38本目に各々150t×8の1200tの合計4400t設備し施行した結果の所要推力は図-5に示すとおり最大値で管体自重(1本当たり約15t)とシールド機重量約50tの和の約1.5倍であった。又その推進能力は図-6に示すとおり最大日当たり5本、平均日当たり2.1本であり、この施工精度は基準高で+27~-37mm、中心線のずれは+37~-10mmの範囲で詳細は図-7に示すとおりである。

又推進に合せ使用した潤滑材、裏込め材の注入実績は滑材で注入断面の23.7%、裏込め材は実に60.7%を示した。

泥水処理設備は、表-1に示す各機器を25m×25mの敷地内に図-8に示す位置に配置し、掘進に必要な送泥水と、排泥の処理を実施したが特に問題なく施工出来た。

その他、工事にかかる各種の計測を実施し確認したなかで、推進による地盤沈下は、推進後2~3日目より始まり、その量はセンター土が最も大きく最大約10mm影響範囲はおおむね土被り厚(約35m)以内で、いずれも2

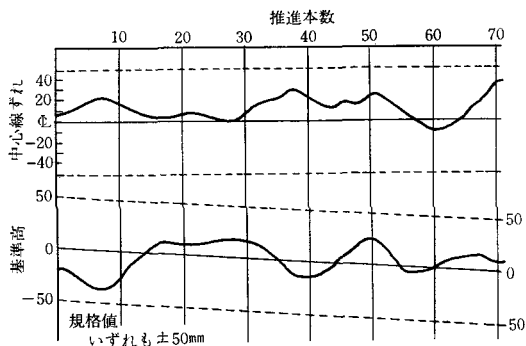


図-7 推進管推進精度

表-1 処理用機器

名 称	型 式	台 数	備 考
送 泥 ポ ン プ	V S 45 k w	2 台	
〃	V S 37 k w	1 〃	
フ ィ ル タ プ レ ス	3 m ³	4 〃	
フ ィ ル タ 押 込 ポ ン プ	15 k w	1 〃	
タ ン ク	2 m ³	1 〃	
調 整 タ ン ク	35 m ³	1 〃	
水 槽	20 m ³	5 〃	
ポ ン プ 制 御 盤		1 〃	
流 量 計		1 〃	
濃 度 計		1 〃	
ウ ル ト ラ ス ク リ ー ン		1 〃	
余 剩 泥 水 槽	30 m ³	1 〃	
ベ ル ト コ ン ベ ヤ		2 〃	
ホ ッ パ	20 m ³	1 〃	

表-2 電気設備容量

機 器 名	容 量	備 考
シールドカッター	20kw×3台=60 kw	
シールドジャッキ	15kw+3.7kw=18.7kw	
送 泥 ポ ン プ	45 kw	
中 継 ポ ン プ	37 kw	
排 泥 ポ ン プ	45 kw	
元 押 ジャ ッ キ	18.5kw	
中 押 ジャ ッ キ	15 kw	
門 型 ク レ ー ン	18.5kw	{15tづり1台 3tづり1台
グ ラ ウ ト ポ ン プ	5.5kw	
グ ラ ウ ト ミ キ サ	7.5kw	3.7kw×2台
給 水 ポ ン プ	5.5kw	
処 理 設 備	180 kw	
水 中 ポ ン プ	22 kw	11kw×2台
〃	15 kw	7.5kw×2台
照 明 お よ び 保 安 灯	15 kw	
最盛期の使用電力の最大負荷	508.2kw	

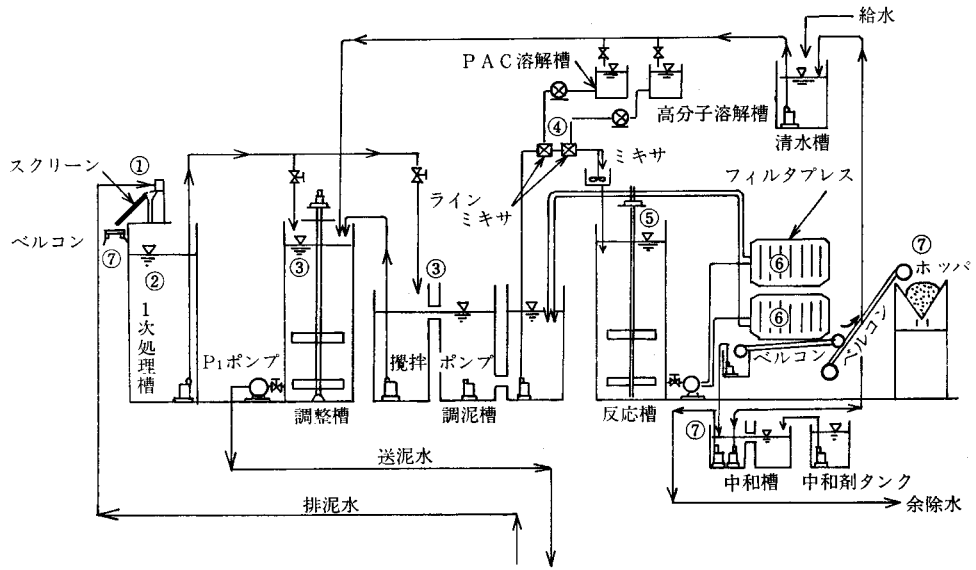


図-8 処 理 装 置

週間以後の進行は認められなかった。又泥水処理設備から生ずる騒音、振動レベルは、境界で64~83ホン、41~58dB、30m地点で54~69ホン、35~42dBであり、暗騒音値約50ホン、暗振動値約40dBに比しいずれも満足出来る結果であった。

8. む す び

口径3,000mmと大口径で、かつ縦断計画や周辺の制約

からその土被りを3.50mで実施したセミシールド工法の計画、施工実績の一部について述べましたが、綿密な計画と充分なる実績を把握し得ない報文となりましたが、今後一層努力いたしたいので諸賢の御指導を願いますと共に、当時本工事に御尽力賜りました諸兄に深く感謝する次第であります。

注-1 本誌第35号「龍渠の無振動無騒音工法による施工例について」参照

暗渠排水の施工管理の一方法について

尾 口 毅*

目 次

1. はじめに……………(68)	4. 施工管理野帳の記入……………(70)
2. 工法等……………(68)	5. おわりに……………(71)
3. 排水計画野帳の記入……………(68)	

1. はじめに

近年、米生産調整の方策として水田の汎用化が叫ばれその具体的な方法として暗渠排水の施工が急速に増えつつある。一口に暗渠排水と言っても、地域により設計諸元、工法等多種多様であるが、共通して言えることは、地下に埋設する狭小構造物ではあっても、「水路」であることには相違ないのだから、「水路」の持つ機能を保障する最低条件は満す必要があるということである。

水は低い方へ流れる、という自然の鉄則に従えば、暗渠排水といえども、逆勾配の配管は致命的な欠陥といわざるを得ない。

往々にして、暗渠排水は施工延長が長い為、発注者受注者共に施工管理が往々にして散漫になるきらいがある。そこでいかにしてこの欠陥を補うかという命題にとり組んだ一例として、県営は場整備事業塩田地区（長野県上田市A=329ha, うち暗渠排水320ha）における施工管理の方法等を以下に述べる。

2. 工法等

工法については、本稿の理解を得るために必要な部分を述べれば、図一A標準配置図を定規図として、これに施工段階で応用を加えて、排水口の位置等を決定してい

くわけであるが、なにせ、この地域では、過去において暗渠排水は小規模な面積で、散在的に施工された事例はあっても、300余haを一挙に施工する例は珍しく、発注者側も受注した地元業者も、少なからずとまどいがあった。

契約が結ばれ、請負人の担当者と現場に立った時、いかなる手順でこの定規図を現場構造物に変えていくか協議を重ねていく中で思いついたのが適切な施工管理の方法を見いだすことであった。

暗渠排水工事は、他の工事に比べて丁場が広い割には工事費が比較的少く、したがって、一般には施工業者も優秀な技術者を多数現場にはりつけることに躊躇するきらいがある。このため、同一年度に数工区発注する中で、何か各工区統一のとれた、簡便かつ実務的な施工管理の方法を編み出すことの必要性を感じた。

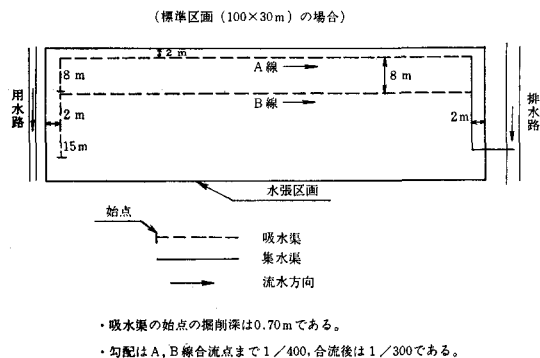
以上のような動機から、野帳様式を作るにあたってまず念頭に置いたことは、

- ① 測量の知識が乏しくても、作業の流れに従って機械的に記入していけば結論にたどりつけるものであること。
- ② 測量の知識が乏しくても、記入者以外の者が容易に読解出来るものであること。

の2点であった。つまり、以下に述べる2種類の野帳は記入すれば事すめりという性質のものではなく、この野帳をもとに機械掘削がなされたり、その後の人力による掘削溝底の修正がなされたりするからである。

3. 排水計画野帳の記入

施工するにあたっては、2の項で述べた図一A標準配置図に従ってまず丁張を掛けるわけであるが、暗渠排水の場合は、複数の耕区を串差しにする幹線集水渠（導水渠）等を新設しないかぎり、つまり、その耕区単独で排水路へ排水出来る場合は、耕区毎に独立した施設となる。したがって、高低関係については、その耕区の平均田面と関連づけたベンチマーク的なものとして、田面に

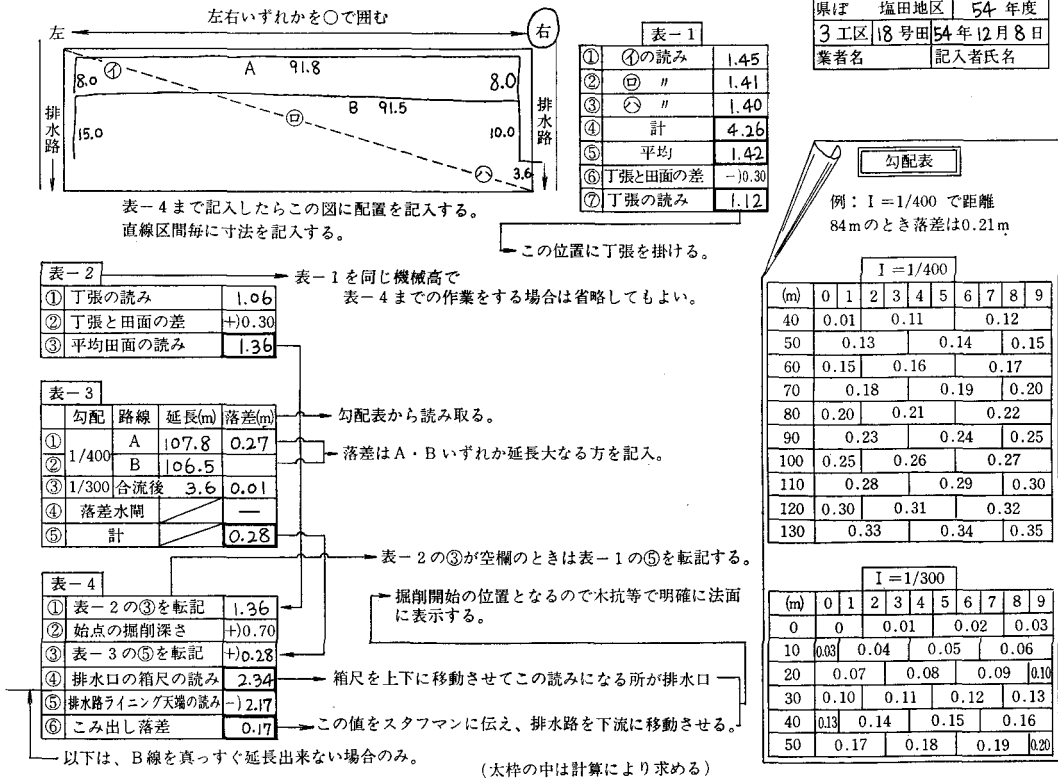


図一A 標準配置図

* 長野県北佐久地方事務所耕地課

様式-A 排水計画野帳 (本様式は左とじとする)

図-1



打込んだ木杭の横に釘を打つ程度でよい。

平面的な配置については、あまり厳格な施工管理は必要としないが、排水路へ排水する位置によって集水渠の延長に差異が生じるので、排水口の位置を適切に決定する必要がある。この排水口決定のための作業が様式-A 排水計画野帳の記入である。

- ① 田面に据えたレベルによって、図-1のように耕区対角線上に3点視準し、それぞれの読みを表-1に記入する。(本地区の場合は、区画整理が終了して2~3年稲作をした後に暗渠排水を施工しているの、整地工と同時に施工する場合と異なり平均度は十分である。) 続いて表-1の⑦まで計算し、平均田面より0.30m上りに丁張を掛ける。(丁張を設ける場所は、排水路寄り作業のじゃまにならない場所がよい。また、計算の流れとして表-1の④欄は必ず設ける。)
- ② 図-A標準配置図により、施工法線上にテープを張って測距しながら、石灰で白線を引く。その際に、上流から10m毎に、掘削土を置く側の反対側に石灰で累加距離を表示しておく。(石灰は降雨等で消え易いので、要所は木杭等で表示することが望ましい。)

そして、A、B線合流点までの延長を、表-3のそれぞれの欄に記入する。

次に、排水路が深く、B線をそのまま延長して排水出来る事が明らかな場合(以下「ケース1」と言う。)にはそのとおりに白線を引き、合流点から排水路までの距離を③欄に記入する。また、排水路が浅くて、ケース1の方法では排水出来ないと思われる場合(以下「ケース2」と言う。)には合流点以下には白線を引かず、ケース1の場合と同様に測距し、距離のみを③欄に記入する。

- ③ 続いて、勾配表から、A、B線いずれか延長大なる方の落差を読みとって(例、I = 1/400で84mの場合は0.21m)表-3の①又は②欄に記入する。同様に合流後も落差を記入(計を求める。この計の値が始点から終点までに必要な落差である。(落差水閘を採用する場合は、その落差分だけを定数として加えればよい。))

- ④ 次に、表-4にそれぞれの値を転記し、④欄を求める。これは「排水口の箱尺の読み」であるので排水路の法面に箱尺を持って立ち、この読みになるように箱尺を移動させて排水口の位置を決定する。この場合、ケース2(定義は前述。)であって、排水路ライニング天端に箱尺がつかえてしま

様式一B 施工管理野帳（本様式は左とじとする）

表一1

① 丁張の読み	1.09
② 丁張と掘削始点(計画)の差 +)1.00	
③ 始点(計画)の読み	2.09

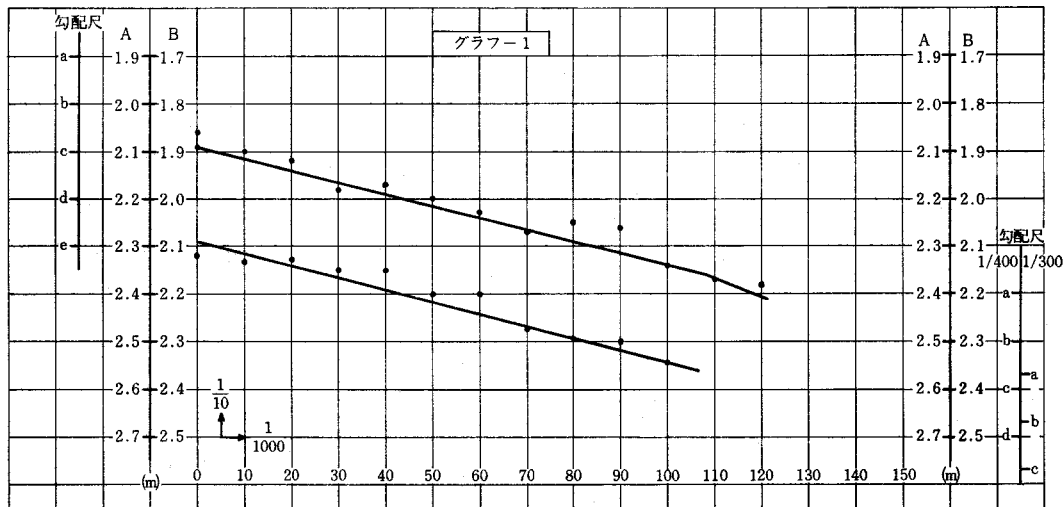
→この値を0の位置にプロットし計画勾配線を引く。

県	塩田地区	54年度
3工区	18号田	55年1月10日
業者名	記入者氏名	

表一2

路線	測点	0m	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
A線	の読み	2.06	2.10	2.12	2.18	2.17	2.20	2.23	2.27	2.25	2.26	2.34	2.37	2.38			
B線	の読み	2.12	2.13	2.13	2.15	2.15	2.20	2.20	2.27	2.29	2.30	2.34					

この表の値をグラフ・1にA Bそれぞれの目盛によりプロットする。



い、④欄の読みが得られない場合は以下による。

- ㉑ 排水路ライニング天端の読みを表一4の⑤欄に記入する。④から⑤を引いて⑥を求め、この値をスタッフマンに告げて排水路を下流に移動させ、④の値になる位置を求める。このときは合流後の延長が表一3の③欄に記入した値より長くなるので、この分の落差をも含めて、排水口の位置を決定することは言うまでもない。（記入例はケース2の場合である。この場合は、排水路の勾配が $I=1/50$ であるので10m下流へ行くと落差が0.20mとなる。また、集水渠10m分（図一1の流末3.6m分の落差は表一3の③欄に計上ずみ。）の落差は0.03mとなるので、 $0.17(\text{表一4の⑥})+0.03=0.20\text{m}$ となり、合流点から排水路と並行して集水渠を10m延長すれば排水出来る。）
- ㉒ 以上のようにして決定した路線を図一1に記入する。（図には、直線区間毎に距離を表示しておかないと、白線が消えてしまったようなとき、掘削にあたって再度レベルを持ち出さなければならないような場合がある。また、表一2については、表一1と同じ機械高で表一4までの記入をする場合は省略してよいが、表一1の丁張掛のみが先行する場合には是非必要となる。）

4. 施工管理野帳の記入

前項で述べた方法により、各耕区毎の排水計画が立てられ、機械掘削がはじまるわけであるが、この様式一B 施工管理野帳は、その耕区全線にわたって機械掘削が終了した時点で記入する。

- ㉓ 耕区の中央にレベルを据え、前項㉑で設置した丁張りに立てた箱尺を読み、その値を表一1に記入して始点の掘削（計画）の読みを求める。（②の、+）1.00は、平均田面+0.30mに丁張を掛け始点の計画掘削深が0.70mであるからであって、それ以外の場合は自から異なる。）
- ㉔ A、B各線とも、始点から10m毎に（前項㉑で現地に表示済みであるから今回は測距不要。）掘削溝底に立てた箱尺をレベルで視準し、その読みを表一2にそれぞれ記入する。
- ㉕ 次に、㉔で記入した数値を、グラフ一1にA、Bそれぞれの目盛りによってプロットする。
- ㉖ 続いて、㉓によって求めた表一1の③欄の値をグラフ一1のゼロmの縦線上にプロットし、この点を通る計画勾配線を引く。このときは、グラフ一1の両端にある勾配尺のaとaを結べば計画勾配が得られるので、目分量で勘案すれば、プロット

した点を通る計画勾配線は容易に得られる。

㉑によってプロットした点と㉒によって引いた直線との差が修正を要する高さである。グラフの1mmが現場の1cmとなり、このグラフを目測するだけで修正値が判るので、現場の技術者は作業員にこの野帳をわたして指示すればよい。

5. おわりに

以上述べた施工管理の方法は、塩田地区の工事を施工していく中で、幾度か修正を加えて実施され、また、本稿を起すにあたって更に一部修正を加えたものである。

ここにたどりつくまでには、他にいくつかの試みがなされた。その方法を1, 2述べれば、① 掘削溝の上に直接計画勾配で水糸を張り、これをトンボで追っていく方法。② 掘削溝の一端にトランシットを据え、仰角(俯角)を計画勾配に固定し、箱尺を移動させながら読みが一定になるように溝底を整形する方法。③ 帯状の白紙に2.5cm(I=1/400で距離10mの落差。)間かくに目盛りを入れ、その横に0, 10, 20……と距離(m)を表示しておき、田面に据えたレベルで、始点の計画溝底と

なる読み(様式-B, 表-1, ③の値。)の位置に、帯状白紙の0を合せて箱尺に鉄止めして、以下順次10mの位置でのレベルの視準位置と、帯状白紙10mとの差を修正する方法等種々試みたが、作業のじゃまになったり、トランシット等の測量機械が長時間拘束をうける等の難点があり、結局この方法におちついた。

この施工管理の方法は、構造改善局が制定した「土木工事施工管理基準」の構成から言えば、形態は出来型管理に属するものであるが、「施工」に対して「管理」の立場から、距離を置いて見つめるという趣旨ではなく、あくまでも、工程の中に組入れられた行為である。その意味では施工管理という表現はあまり適切とはいえないのかもしれない。

ともあれ、この方法は、現場にたずさわる者の一つの試みにすぎず、また、暗渠排水は基本的には各地区共通するものがあったとしても、細部の工法、施工の手順等は冠婚葬祭の如く地域毎に異り、ここに述べた方法がそのまま適用出来ない場合もあると思われるが、実際に行われた一つの事例として、臨場感をもって受けとめられ、参考としていただければ幸いである。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式
会社

三祐コンサルタント

取締役会長 久野 庄太郎
取締役副社長 長 柄 要
常務取締役 山 田 光 敏
国内事業本部長

取締役社長 久野 彦 一
専務取締役 渡 辺 滋 勝
東京支社長

本 社
東京支店

名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)
東京都中央区八重洲2丁目2番1号
(大和銀行新八重洲口ビル)

TEL (052) 201-8761(代)

TEL (03) 274-4311(代)

支社技術部

東京都港区赤坂2丁目3番4号
(ランディック赤坂ビル)

TEL (03) 586-7341(代)

仙台支店

仙台市上杉一丁目6番10号(仙台北辰ビル)

TEL (0222) 63-1857(代)

熊本出張所

熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)

TEL (0963) 54-5226

札幌連絡所

札幌市西区発寒5条7丁目579番地

TEL (011) 662-1296

青森連絡所

青森市花園二丁目11番12号

TEL (0177) 41-2508

技術研究所

愛知県知多市八幡字中嶋121番地

TEL (0562) 32-1351

東野田地区県営排水対策特別事業について

中 本 達 磨*

目 次

I はじめに.....(72)	IV 本地区の排水対策を行う上での考慮点.....(73)
II 地形および地質.....(72)	V 排水対策事業計画上の問題点.....(74)
III 計画概要.....(73)	

I はじめに

栃木県の農業は県民の食糧供給のみならず、首都圏への食糧供給基地の役割を担いつつある。

本地区は、栃木県の農用地15万haのうち約1/3の5万haに及ぶ湿地地帯を擁する県南部に位置し、茨城県に隣接する小山市南東部の110ha 狭少な細長い水田地帯である。

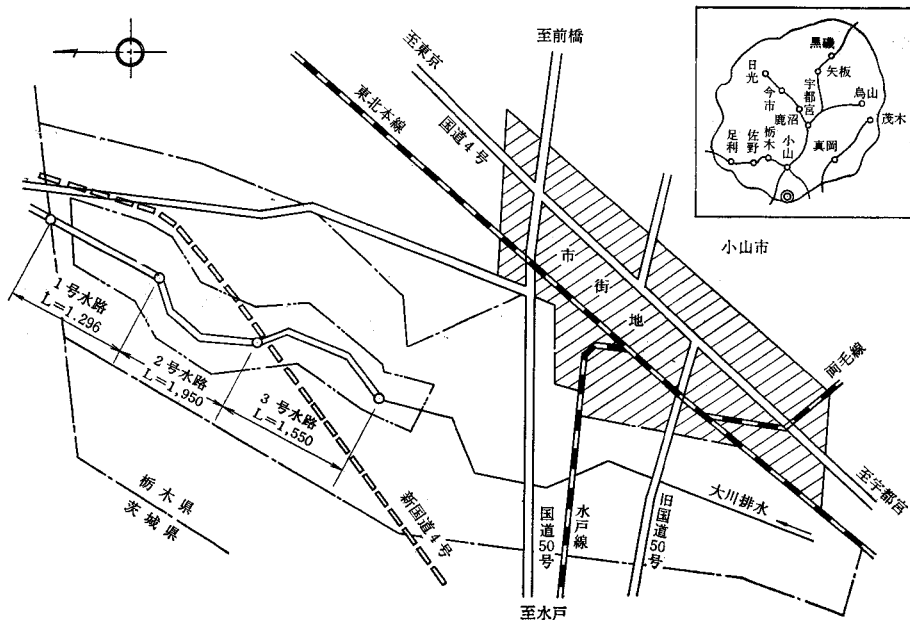
本地区は、大正7年から昭和3年まで区画整理を実施したが、用水不足のため幹線排水路をせき上げて用水の反覆利用していることから常時の地下水位が高いことや、末端水路が未改修のため洪水時には湛水被害を余儀なくされるなど、畑作は困難な状況にある。

このため、本事業の計画として、4,796mの排水路を空ブロック積水路として整備し湛水被害の軽減を図るとともに、現況のせき上げを行っている用水堰8カ所をポンプ揚水施設4カ所と自動転倒堰2カ所とに整理統合して、地区内の地下水位を夏期0.5m以下、冬期0.7m以下を目途に下げることとする。

これによって、地区内耕地の汎用化を図り、首都圏生鮮野菜（レタス、白菜、キュウリ、イチゴ、ハウレン草等）の生産に努めるものである。

II 地形および地質

本地区の属する地形は、思川右岸の河岸段丘でローム台地を形成しているが、所々砂礫台地が見られる。しか



図一 地区平面図

* 栃木県下都賀土地改良事務所

し、本改修路線沿いの水田地帯は扇状地性低平地で、その堆積物は礫および砂質が主で、その上層に泥質～粘土質の4～6mの層が帯状に分布している。

また、表層地質をみると、河岸段丘は、洪積世火山灰層でロームを主としているが、この水田地帯は沖積世未固結堆積物で、台地面を刻む狭長な沖積低地のシルト、粘土よりなっている。

県農業試験場の耕地土壌分類によれば、多湿黒ボク土のうち表層多腐植質多湿黒ボク土（排水不良）で「県下一円の台地及び丘陵地間の谷底平野に分布している。表土、有効土層ともに深く、粘～強粘質で湛水透水性が小さいため、還元化が進み、水稻根系障害の恐れが大きい。保肥力、固定力ともに中位で、自然肥沃度は中庸である。窒素は多く、磷酸、塩基は中位で、養分状態は、中庸である。谷底平野のため、湧水面が高く、水田の畑利用は、排水対策を行なわないと、困難である。」との見解である。

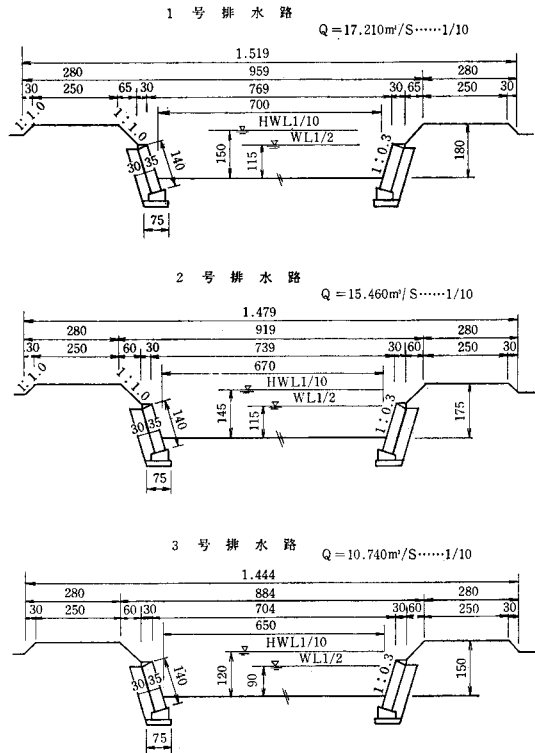
III 計画概要

(別図参照)

表一 計画概要表

	現 況	計 画
受益面積		
水田	110ha	85ha
導水路	—	6ha
稲転	—	19ha
計	110ha	110ha
基幹作目	水稻+大麦	水稻+大麦+野菜
排水		
基準雨量	4時間雨量, 4時間排除 57mm/4hr	4時間雨量, 4時間排除 57mm/4hr
排水方式	自然排水	自然排水
排水量	現況流下能力 4,612~7,739m ³ /s	計画排水能力 10,577~17,058m ³ /s
地下水状況	夏期 0.2m 冬期 0.5m	夏期 0.5m 冬期 0.7m
排水状況	湛水面積42.1ha 湛水時間18.2hr 許容湛水位以上面積 19.0ha	湛水面積 0 ha
事業費		
県営排水対策事業		570,000千円
関連小規模 "		14,000千円
計		584,000千円

IV 本地区の排水対策を行う上での考慮点



図一 2 主要標準断面図

本地区は、前記の通り狭少な低平地で地下水水位が高い地域であるため、この地域の汎用化耕地改良法として、第1に、現況の用水取入堰を撤廃し、ポンプ化により地下水を下げることを前提とした。

第2に、末流の茨城県に水路の未改修部分があり、洪水到達時間の調整を図る必要があることから、地区内に自動転倒堰を設けたが、これにより、堰上流に用水が貯溜されるため、附近の水田の地下水水位が上昇することとなる。このため、堰左右岸に集水暗渠を導入し浸透水の排除に努めた。

この方法として、集中暗渠の水力公式（渠底が不透水に達せず、不透水層まであまり深くない場合）を用いた。

$$Q = \frac{kL(H^2 - h_o^2)}{R} \sqrt{\frac{t + 0.5r_o}{h_o}} \sqrt{\frac{2h_o - t}{h_o}}$$

ここに、 Q ：透水量 k ：透水係数
 L ：暗渠長 H ：原地下水深
 h_o ：暗渠の水位から不透水層までの深さ
 R ：影響半径 t ：暗渠内の水深
 r_o ：暗渠の半径

また、浸透量 Q に対する水位低下量を定め、タイスの井戸関数表から tu を求め、影響半径 R を定めた。

$$W(u) = \frac{4\pi KH \Delta h}{Q} \quad R = \sqrt{\frac{4KH tu}{s}}$$

ここに、 $W(u)$: タイスの井戸関数

K : 透水係数

$4h$: 水位低下量

R : 水位低下量に対する影響半径

s : 貯留係数

t : 揚水時間

これによりm当りの浸透量 q を求め、透水管の吸水能力および通水可能量から管径を求めて、施工延長を決定した。

実施例として

$$Q_1 = \frac{0.00015 \times 730(9.49^2 - 8.71^2)}{1,000} \times \sqrt{\frac{0.30 + 0.50 \times 0.15}{8.71}}$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \times 8.71 - 0.30}{8.71}} = 0.00038 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 0.0228 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$W(u) = \frac{4 \times 3.14 \times 0.00015 \times 9.49 \times 0.1}{0.0228} = 0.08$$

$$R = \sqrt{\frac{4 \times 0.00015 \times 9.49 \times 1.440 \times 17}{0.02}} = 26 \text{ m}$$

$$Q_2 = \frac{0.00015 \times 730(9.49^2 - 8.71^2)}{26} \times \sqrt{\frac{0.30 + 0.50 \times 0.15}{8.71}}$$

$$\times \sqrt{\frac{2 \times 8.71 - 0.30}{8.71}} = 0.01469 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow 0.882 \text{ m}^3/\text{min}$$

m当り $0.0012 \text{ m}^3/\text{min}$

集水暗渠 径200m, 排水能力 $0.0016 \text{ m}^3/\text{min}/\text{m}$

流速 $0.243 \text{ m}/\text{s}$, 通水可能量 $0.456 \text{ m}^3/\text{min}$

施工に際しては、耕地面より平均1.20m, 下幅0.40m, 上幅0.64m, 高さ0.40mを川砂で被覆し、透水効率を高めた。

V 排水対策事業計画上の問題点

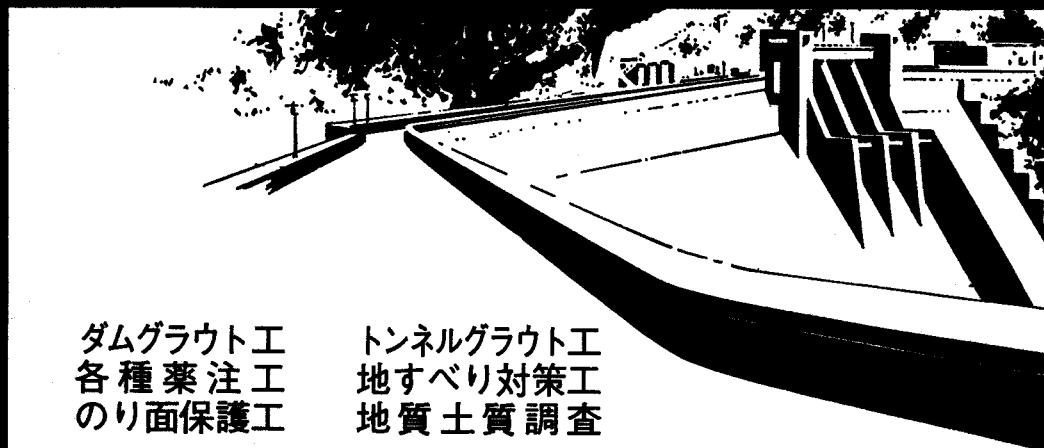
1. 洪水到達時間の算定

流域内の地目、地形状況の判断により、流出係数に大きな差が生ずる。一般には、Rziha 公式、Kirpich 公式、角屋福島公式、平均流速公式等、諸々の公式を算定し、平均して用いる様な手法をとっているが、これは洪水量に影響を及ぼし、強いては水路断面に差が生じてくる。このようなことから、理想的にはその流域内に定常的調査カ所を設け、異常出水時等の長期的な観測を行って、流出率等を定めるのが望ましいと思われる。

2. 地下水低下に伴う導入作目

導入作目により、地下水位の高低が生育に大きな影響を与える。特にハウレンソウ、ハクサイ等は、地下水位の影響を受け易いため、輪換田の選定には、気を配る必要がある。

また、本地区については、一部において小規模排水対策特別事業によって地区内の暗渠排水等を整備することとしているが、水田利用の再編を図るためには、全域にわたって面的な整備を実施することが望ましい。



ダムグラウト工
各種薬注工
のり面保護工

トンネルグラウト工
地すべり対策工
地質土質調査

技術と実績

日本グラウト工業株式会社

本社：〒530 大阪市北区松ヶ枝町6番22号 TEL.06-351-0562
東京本社：〒150 東京都渋谷区桜丘町13番10号 TEL.03-476-5707
支店・営業所：札幌・仙台・東京・大阪・金沢・高知・福岡 盛岡・長野・名古屋・富山・鹿児島

設計・積算の合理化計画

秋田県農政部農業水利課

藤野欣一 佐々木巖 小野 宏

1. 設計、積算の合理化構想

秋田県の土地改良事業は年々事業量が増大するとともに事業内容も複雑化、多岐化、高度化してきているが、事業関係職員は財政、社会状況等から増員できない状況にあります。

このため、関係職員は積算、現場監督、受益者団体等との連絡に忙殺され、事業の円滑な推進の上で最も重要な計画や設計企画の部門に充分手がまわらず、コンサルタントへの依存度を年々高めてきています。

このことは、職員の技術水準や業務に対する意欲（生きがい）の低下をまねくとともに、個々の事業についても、計画、設計上の手戻りをまねく等の問題を発生させつつあります。

この様な問題を打開するためには

- 1) 単純労務作業を中心とした省力化
- 2) 省力化された時間の計画、設計企画業務への活用
- 3) 技術水準向上のための環境改善

これ等を総合的に進める必要があります。

このため、秋田県では次の様な合理化計画を進めています。

- 1) 積算の電算化
開発49～51年度、実用化52年度
- 2) 設計積算要領の統一と標準設計図
門発53～54年度、実用化（一部）54年度
- 3) 共通仕様書の改訂と施工管理基準の見直し
55～56年度
- 4) パーソナルコンピューターによる技術計算、事務計算の電算化
開発54年度から、実用化（一部）54年度
- 5) 研修制度
55年度から、

次にこれらの内容について概要を説明します。

2. 積算の電算化

積算の電算化は52年度から実用化にふみ切りましたが、53年度には職員も慣れ、本課発注の設計書は大部分電算を利用してあります。

3. 設計積算要領の統一と標準設計図

設計積算要領は、従来、各事業毎に編集されていましたがこれを基本的事項の統一と、類似事項の整合を図り

秋田県の各種設計を行うための基本事項、運用事項、標準設計に関する事項等を取りまとめしており標準設計の基礎となっております。

標準設計図は、各事業の汎用性に富んだ工種を選び施工業者の施工図として編集しておりこれに取りまとめたものは図面の添付を不用としています。

又、これは土工を含めた数量表を作成しこの数量と必要最小限の条件を入力することにより、電算機と結びつけてあります。

このことよって、標準設計の対象としなかった工種、整地を主体とした工事を除き、数量計算の作業が大幅に省略できることになりました。

4. 共通仕様書の改訂と施工管理基準の見直し

標準設計との整合性をもたせることから、従来あった共通仕様書の改訂と、暗渠排水工事、区画整理工事を主体に施工管理基準を秋田県なりに現場に密着したものに見直しする作業を55年度以降に計画しております。

5. パーソナルコンピューターによる技術計算、事務計算の電算化

現在計画や設計企画部門は大部分をコンサルタントへ委託しているが、この中で行われる技術計算や比較設計等の作業は最近急激に電算化されつつあるため、担当職員がコンサルタントから報告書を受け取る段階で十分なチェックや、理解ができなくなってきました。このことに対応するため、外部記憶装置と80列の印字装置をもつパーソナルコンピューターと統一プログラム、又これを使用するためのマニュアルを県の全機関に各々セット配置しました。

その結果、現在では、コンサルタントの報告書のチェックに留まらず、技術計算や、事務計算の一部についても職員自らプログラムを開発し、業務の合理化と高度化に活用しております。特筆すべきことは、若い職員の方々が電算機の活用を通じて技術に対する関心を高めるとともに仕事に生きがいを見出しつつあるように思えてきたことです。

6. 研修制度

55年度からは、県立農業短大の御助力のもとに学校の夏休みを利用して一週間一クラス的全寮制の研修を行うこととしています。研修の具体的な内容はアンケートによ

って決定することとなっていますが、実習、実験、集団討論を含めて、グループの集団責任で行う様なものとし、

自主性の高揚の中から研修の実をあげ今後の技術力の向上に資したいと考えています。

兵庫県における土地改良事業積算システムについて

兵庫県農林水産部農地整備課

寺 西 恒 美

1. はじめに

最近における土地改良事業は、社会環境の複雑化、地元住民からの要求の多様化、あるいは事業規模の拡大による工事内容の多面化等により業務内容も複雑多岐にわたるようになってきた。一方、ますます複雑化する社会環境に対する行政サービスの増大に対して、これを支える農業土木職員の増員は、財政事情が厳しい折からあまり期待できず、これらに対処するため事務処理の合理化、簡素化が大きな課題となってきている。

現在のように多様化してきた土地改良事業を限られた組織体制の中で能率よく、効果的に実施していくためには、現行の事務処理をできるだけ標準化し、簡素化できる処理方法を考えることが肝要である。

これらの現実を踏まえ、解決策を検討した結果、最近あらゆる面で有効利用されている電子計算機の活用を図ることにより、定型化可能な部分は電算処理し、これによって生じた余剰時間を、設計、工事管理等、本来の技術的業務に振り向けることが非常に効果的であると判断し、電算システムの導入を真剣に検討することとした。

2. システム開発について

電算化を推進するにあたり、まず現状の業務を調査分析し、効率的な電算利用が可能な分野について検討を重ねた結果、日常技術業務の中でも、重要でしかも業務量の多い土地改良事業の積算について、電算処理可能なシステム開発を目標に検討を開始した。

システム開発にあたっては、昭和51年度に農林部工事検査室（現、農林水産総務課）に電算担当が設置され、第1次開発の目標として、県営工事（特に、ほ場整備）の工事価格算定を電算化することとした。システム開発の組織的体制については、主務課である農地整備課職員を主体とした「土地改良事業電算化推進委員会」を編成して、開発方針、研修計画等、計画的な事項は委員会で協議決定し、技術的事項は幹事会で、必要に応じ、協議又は、作業する形式をとり、システム化の実作業は、電算担当者が、日本IBM社のS・E（サービス・エンジニア）の援助を受け実施した。システム開発のスケジ

ュールとしては、昭和51年度に現状分析と概略設計を行い、昭和52年度前半は、この概略設計書により、規準書の整理及び入出力様式等のシステム設計に必要な各種の詳細設計を行った。昭和52年度後半から昭和53年度にかけては、プログラミング及びテストを繰返すとともに、電算利用を効果的に進めるため、各事務所の積算担当者が電算化に対する認識と理解を深めるため、技術職員を対象として、電算研修を幅広く行い、職員の電算モードの浸透を図った。

以上、土地改良事業積算システムの開発について検討を開始して以来、約3年が経過したが、この間関係職員の協力を得て、ようやく積算システムが完成し、昭和54年度から実行の段階に至ることとなった。昭和54年度に入り、電算システムの円滑な運用と有効利用を図るため、技術職員を対象に、入力データ記入要領説明会、入力演習を実施した結果、昭和54年度上半期で、電算処理件数46件と初年度前半としては、まずまずの利用状況を示していると言える。今後は、全土地改良事業についても本システムを拡張し、利用の拡大を図るとともに、近い将来予定しているオンライン化を目標に、さらにシステム化を進める所存である。

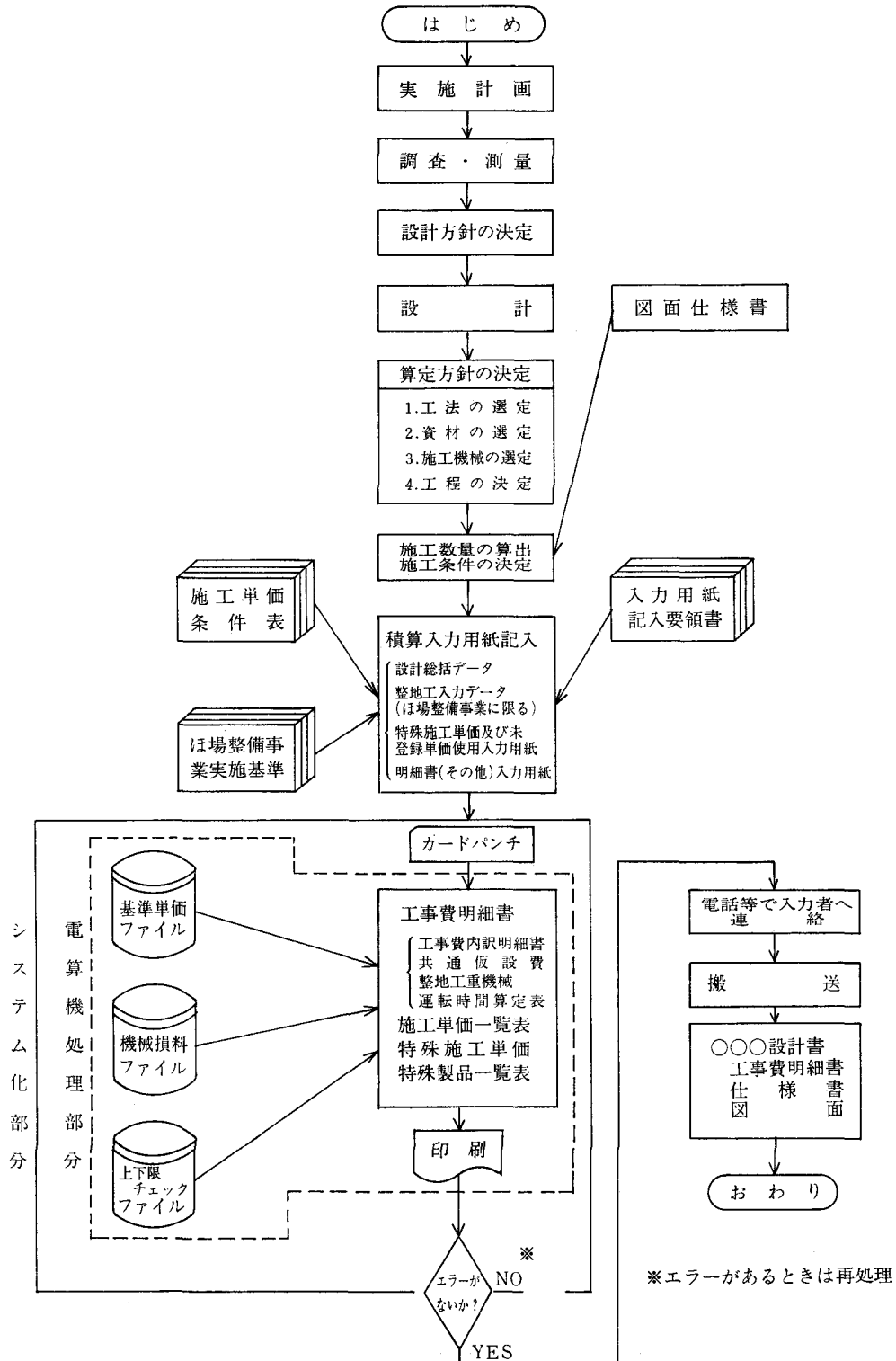
3. システム移行後の問題点と今後の対策

1. バッチ処理方式であるため入力データの発送から出力結果が手元に届くまで、かなりの時間を要する。また修正作業が従来の手計算に比較して、煩雑になる。処理時間の短縮のためには、県全体のオンライン計画を早急に進めるべきである。
2. 開発したシステムは、主としてはほ場整備工事を対象としたものであるため、処理範囲も面工事を中心となっている。今後は、電算利用拡大を図るため、土地改良事業全搬にわたって、処理可能なシステムへと発展させなければならない。そのためには、積算基準の統一化を進めるとともに、現行システムでは不足する施工単価条件等を整備していく必要がある。
3. 業務によっては、入力データの記入が不慣れたた

め、必ずしも電算化のメリットが活かされていない面があるが、今後、積算業務に従事する担当者を対

象として、説明会等を実施することによって、電算化時代に十分対応できるものと考えられる。

積算システムの概要



会

告

農業土木技術研究会第11回理事会

1. 日 時 昭和55年 5月13日 12:00~14:00
2. 場 所 東京都港区新橋 5丁目34-4
農業土木会館 6階中会議室
3. 出席者 会長浅原辰夫 理事伊東久弥, 内藤克美,
長野孝夫, 高須俊行, 後藤 孝, 永田正董
渡辺滋勝各理事
岡本勇, 坂根勇各監事
遠藤紀寛, 風間 彰, 各常任幹事

4. 会議の概要

会長の議事運営で下記議案の審議が行われた。

- (1) 第1号議案 昭和54年度事業報告並びに収支決算承認の件
- (2) 第2号議案 昭和55年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件
- (3) 役員改選に関する件
- (4) その他

以上の議案について全員異議なく, 原案どおり可決承認された。

5. 監査報告

農業土木技術研究会昭和54年度会計について監査を行ったところ内容が適正であることを認めます。

監事 岡本 勇, 坂根 勇

54年度決算書

収入の部

55. 3. 31現

科 目	54年度決算額	54年度予算額	増 減△	摘 要
会 費	15,545,100	16,550,000	△1,004,900	
通常会費	14,045,900	14,950,000	△ 904,100	54年度分通常会費
賛助会費	1,499,200	1,600,000	△ 100,800	
研修会等収入	1,431,000	700,000	731,000	54年度研修会
広告料	1,425,000	1,350,000	75,000	54年度3冊分
雑収入	254,153	200,000	54,154	銀行利息 雑誌売却
過年度収人	764,100	770,000	△ 5,900	
過常会費	324,100	280,000	44,100	53年度分
賛助会費	10,000	60,000	△ 50,000	同上
広告料	430,000	430,000	0	36号 1冊分
前年度繰越金	4,988,816	4,988,816	0	
合 計	24,408,169	24,558,816	△ 150,647	

支出の部

科 目	54年度決算額	54年度予算額	増 減△	摘 要
会誌発行費	7,421,806	11,690,000	△4,268,194	
印刷費	5,603,641	9,000,000	△3,396,359	54年度分 3冊分
原稿料	638,950	850,000	△ 211,050	同上
編集料	77,600	240,000	△ 162,400	同上
運賃送料	1,101,615	1,600,000	△ 498,385	同上
事業費	1,901,987	950,000	951,987	
研究会賞	110,000	200,000	△ 90,000	正賞1篇, 副賞2篇
研修会費等	1,789,687	700,000	1,089,687	座談会および54年度研修会
資料費	2,300	50,000	△ 47,700	
会議費	366,940	500,000	△ 133,060	理事会, 編集会議
事務費	2,546,517	3,100,000	△ 553,483	
備品費	0	50,000	△ 50,000	
通信費	472,170	600,000	△ 127,830	切手代, 電話料
旅費交通費	88,080	300,000	△ 211,920	職員2名出張旅費(研修会) 一般交通費
広告手数料	417,000	450,000	△ 33,000	契約広告料30%(土地改良新聞社払)

事務環境元費	389,743	500,000	△ 110,257	会費の5%手数料
振替手数料	62,365	100,000	△ 37,635	振替貯金局払
事務室費	654,000	700,000	△ 46,000	
消耗品費	332,419	300,000	32,419	原稿ゼロックス代, 一般印刷, 事務用品
雑費	130,740	100,000	30,740	電話消毒その他
給付料	3,356,000	3,400,000	△ 44,000	職員2名分
諸手当	1,603,571	1,750,000	△ 146,429	事業主負担分
退職積立	252,024	350,000	△ 97,976	
保険料	342,410	350,000	△ 7,590	
過年度支出	464,219	479,000	△ 14,781	
印刷費	0	0	0	
原稿料	0	0	0	
編集費	0	0	0	
運賃送料	335,219	350,000	△ 14,781	36号分発送費及工賃
広告手数料	129,000	129,000	0	36号1冊分
予備費	0	1,989,816	△1,989,816	
次年度繰越金	6,152,695		6,152,695	
合計	24,408,169	24,558,816	△ 150,647	

55年度予算書

収入の部

科目	55年度予算額	54年度予算額	増減△	摘要
会費	16,520,000	16,550,000	△ 30,000	
通常会費	14,950,000	14,950,000	0	2,300円×6,500(人)
賛助会費	1,570,000	1,600,000	△ 30,000	10,000円×157(口)
研修会等収入	700,000	700,000	0	
広告料	1,350,000	1,350,000	0	
雑収入	200,000	200,000	0	
過年度収入	770,000	770,000	0	
通常会費	230,000	280,000	△ 50,000	125人×2,300円×80%
賛助会費	90,000	60,000	30,000	
広告料	450,000	430,000	20,000	40号
前年度繰越金	6,152,695	4,988,816	1,163,879	
合計	25,692,695	24,558,816	1,133,879	

支出の部

科目	55年度予算額	54年度予算額	増減△	摘要
会誌発行費	11,740,000	11,690,000	50,000	
印刷費	9,000,000	9,000,000	0	
原稿料	900,000	850,000	50,000	
編集費	240,000	240,000	0	
運賃送料	1,600,000	1,600,000	0	
事業費	900,000	950,000	△ 50,000	
研究会賞	150,000	200,000	△ 50,000	
研修会費	700,000	700,000	0	
資料費	50,000	50,000	0	
会議費	500,000	500,000	0	
事務費	3,000,000	3,100,000	△ 100,000	
備品費	0	50,000	△ 50,000	
通信費	600,000	600,000	0	
旅費交通費	200,000	300,000	△ 100,000	

広	告	手	数	料	450,000	450,000	0	契約金の30%
事	務	還	元	費	500,000	500,000	0	
振	替	手	数	料	100,000	100,000	0	
事	務	室	費	700,000	700,000	0		
消	耗	品	費	350,000	300,000	50,000		
雑			費	100,000	100,000	0		
給			料	3,740,000	3,400,000	340,000	10%増	
諸	手	当	金	1,920,000	1,750,000	170,000		
退	職	積	立	480,000	350,000	130,000		
保	險	支	出	380,000	350,000	30,000		
過	年	度	支	2,650,000	479,000	2,171,000		
印	刷	費		1,970,000	0	1,970,000	40号	
原	稿	料		170,000	0	170,000	〃	
編	集	費		30,000	0	30,000	〃	
運	賃	送	料	350,000	350,000	0	〃	
廣	告	手	数	料	130,000	129,000	1,000	〃
予	備	費		382,695	1,989,816	△1,607,121		
合	計			25,692,695	24,558,816	1,133,879		

農業土木技術研究会役員名簿（昭和55年度）

会 長	浅原 辰夫	構造改善局建設部長	参 与	末松 雄祐	東北農政局設計課長
副 会 長	白井 清恒	東京大学教授	〃	坂根 勇	関東農政局設計課長
理 事	中川 稔	構造改善局設計課長	〃	吉川 汎	北陸農政局設計課長
〃	伊東 久弥	〃 水利課長	〃	小泉 恵二	東海農政局設計課長
〃	内藤 克美	〃 農業土木専門官	〃	秋山 光	近畿農政局設計課長
〃	長野 孝夫	関東農政局建設部長	〃	垣内 勝弘	中四国農政局設計課長
〃	高須 俊行	農業土木試験場長	〃	細谷 信行	九州農政局設計課長
〃	八木 直樹	新潟県農地部長	〃	滝野 好邦	沖縄総合事務局土地改良課長
〃	後藤 孝	水資源開発公団第二工務部長	〃	黒木 健	北海道開発局土地改良課長
〃	松井 芳明	(社)農業土木事業協会専務理事	〃	石上 勇	北海道農業水利課長
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事	〃	山下 義行	青森県土地改良第一課長
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役	〃	佐藤 政基	岩手県農地整備課長
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱常務取締役	〃	原田 滋	宮城県耕地課長
〃	内藤 正	大豊建設㈱副社長	〃	藤野 欣一	秋田県農業水利課長
〃	宮城 好弘	三井建設㈱取締役	〃	斉藤富美夫	山形県耕地第一課長
監 事	岡本 勇	㈱日本農業土木コンサルタンツ常務取締役社長	〃	鈴木 和五	福島県農地建設課長
〃	坂根 勇	関東農政局設計課長	〃	林 博一	茨城県農地建設課長
常任顧問	岡本 克巳	構造改善局次長	〃	手塚 克	栃木県土地改良課長
〃	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長	〃	中沢 功	群馬県耕地建設課長
顧 問	中川 一郎	参議院議員	〃	井奈 良彦	埼玉県耕地計画課長
〃	山崎平八郎	衆議院議員	〃	斉藤 哲哉	千葉県耕地第一課長
〃	梶木 又三	参議院議員	〃	繁沢 建夫	東京都農地課長
〃	岡部 三郎	参議院議員	〃	山井 良淳	神奈川県農地整備課長
〃	小林 国司	参議院議員	〃	小笠原力雄	山梨県耕地課長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授	〃	上条 堅	長野県耕地第一課長
〃	佐々木四郎	(社)海外農業開発コンサルタンツ協会々長	〃	東川 光雄	静岡県農地企画課長
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授	〃	谷山 重孝	新潟県農地建設課長
〃	緒形 博之	新潟大学教授	〃	高橋 昇	富山県耕地課長
〃	永田 正董	土地改良建設協会顧問	〃	中島 均	石川県耕地建設課長
			〃	古屋 修	福井県耕地課長
			〃	松久 勝	岐阜県農地計画課長

参 与 小塚 鼎 愛知県耕地課長
 " 岸田 俊男 三重県耕地第一課長
 " 冨永 義一 滋賀県耕地指導課長
 " 総山 信雄 京都府耕地課長
 " 角野 俊郎 大阪府耕地課長
 " 石川洋太郎 兵庫県農地整備課長
 " 三村 恵勇 奈良県耕地課長
 " 中川 勇 和歌山県耕地課長
 " 松本 吉郎 鳥取県耕地課長
 " 嘉本久仁男 島根県耕地第一課長
 " 高杉 杜雄 岡山県耕地第一課長
 " 正木 武徳 広島県耕地課長
 " 伊賀上俊三 山口県耕地課長
 " 宮崎 武美 徳島県耕地課長
 " 佐戸 政直 香川県土地改良課長
 " 樋口栄三郎 愛媛県耕地課長
 " 山本 忠弘 高知県耕地課長
 " 萩尾 正明 福岡県農地計画課長
 " 野方 良輔 佐賀県土地改良課長
 " 本村不二夫 長崎県耕地課長
 " 東 誠一 熊本県耕地第一課長
 " 川野 裕二 大分県耕地課長
 " 井上 清敏 宮城県耕地課長
 " 小牧 剛 鹿児島県農地整備課長
 " 比嘉 勲 沖縄県耕地課長
 支 部 長 黒木 健 北海道開発局土地改良課長
 " 末松 雄祐 東北農政局設計課長
 " 坂根 勇 関東農政局設計課長
 " 吉川 汎 北陸農政局設計課長
 " 小泉 恵二 東海農政局設計課長
 " 秋山 光 近畿農政局設計課長
 " 垣内 勝弘 中四国農政局設計課長
 " 細谷 信行 九州農政局設計課長
 " 滝野 好邦 沖縄総合事務局土地改良課長
 幹 事 伊藤 喜久 構造改善局防災課課長補佐
 " 岩崎 和巳 農林水産省農業土木試験場水利
 第三研究室主任研究官
 " 小木曾徳三郎 構造改善局開発課係長
 " 太田 信介 構造改善局事業計画課係長
 " 川尻裕一郎 " 地域計画課課長補佐
 " 河田 正治 " 防災課係長
 " 古賀 猷規 国土庁計画調整局調整課専門調
 査官
 " 塩田 克郎 構造改善局資源課係長
 " 遠藤 紀寛 " 設計課課長補佐
 " 杉浦 英明 " 事業計画課課長補佐
 " 寺尾 雅人 " 施工企画調整室係長
 " 中西 一継 (財)日本農業土木総合研究所調
 査研究部長
 " 鈴木 康夫 水資源開発公団第二工務部副参
 事

幹 事 福岡 忠広 構造改善局整備課課長補佐
 " 風間 彰 " 設計課農業土木専門官
 " 松本 政嗣 " 水利課係長
 " 大串 和紀 " 開発課係長
 " 本郷 尚文 " 水利課係長
 " 山崎 隆信 " 整備課係長
 " 吉田 与吉 関東農政局設計課農業土木専門
 官
 常任幹事 福岡 忠広 構造改善局整備課課長補佐
 " 遠藤 紀寛 " 設計課課長補佐
 " 風間 彰 " " 農業土木専門官
 " 野村 利秋 全国農業土木技術連盟事務局長
 編 集 内藤 克美 構造改善局設計課農業土木専門
 委 員 長 官
 編 集 委員 幹事及常任幹事

賛 助 会 員

東 京 (株) 荏原製作所 3 口
 " (株) 大林組 "
 " (株) 熊谷組 "
 " 佐藤工業(株) "
 " 大成建設(株) "
 " (株)電業社機械製作所 "
 大 阪 (株)西島製作所 "
 東 京 西松建設(株) "
 " (財)日本農業土木総合研究所 "
 " (株)日本農業土木コンサルタンツ "
 " (株) 間 組 "
 " (株) 日立製作所 "
 千 葉 福本鉄工(株) "
 愛 知 玉野測量設計(株) "
 東 京 (株)青木建設 2 口
 " 株木建設(株) "
 大 阪 (株)奥村組 "
 東 京 勝村建設(株) "
 大 阪 (株)栗本鉄工所 "
 東 京 三幸建設(株) "
 " 住友建設(株) "
 " 大豊建設(株) "
 " 前田建設工業(株) "
 " 三井建設(株) "
 青 森 田中建設(株) "
 愛 媛 安藤工業(株) "
 東 京 久保田鉄工(株) 1 口
 " 丸誠重工業(株)東京営業所 "
 大 阪 久保田鉄工(株) "
 山 形 前田製管(株) "
 愛 知 (株)三祐コンサルタンツ "
 東 京 旭コンクリート工業(株) "
 大 分 梅林建設(株) "

東京	技研興業	1口	山形	伊藤工業	1口
東京	久保田建設	"	山形	佐藤興業	"
"	五洋建設	"	"	菱和建设(山形営業所)	"
大分	後藤組	"	茨城	茨城県調査測量設計研究所	"
"	佐藤組	"	栃木	第一測工	"
三重	塩谷組	"	群馬	大和設備工事	"
東京	世紀建設	"	"	高橋建設	"
"	柳田原製作所	"	埼玉	柳古郡工務所	"
香川	大成建設高松支店	"	千葉	堀内建設	"
大分	高山総合工業	"	"	京葉重機開発	"
東京	中央開発	"	"	柳舛ノ内組	"
岡山	アイサワ工業	"	東京	前沢工業	"
香川	柳チェリーコンサルタンツ	"	"	日本大学生産工学部図書館	"
東京	東急建設	"	"	新光測量設計	"
秋田	東邦技術	"	神奈川	神奈川農業土木建設協会	"
栃木	東洋測量設計	"	山梨	峡中土地改良建設協会	"
神奈川	柳土木測器センター	"	長野	小林建設工業	"
茨城	中川ヒューム管工業	"	"	柳木下組	"
東京	日本舗道	"	静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"
"	日本国土開発	"	新潟	山崎ヒューム管	"
"	日本プレスコンクリート工業	"	"	新潟ヒューム管	"
"	日本エタニットパイプ	"	富山	柳婦中興業	"
"	ポゾリス物産	"	"	八田工業	"
"	日兼特殊工業	"	石川	柳豊蔵組	"
福岡	藤増総合化学研究所	"	福井	福井県土地改良事業団体連合会	"
東京	柳マルイ	"	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	"
"	柳丸島水門製作所	"	岡山	柳大本組	"
石川	真柄建設	"	広島	金光建設	"
東京	水資源開発公団	"	"	農林建設	"
愛知	若鈴コンサルタンツ	"	香川	青葉工業	"
東京	INA新土木研究所	"	"	宮本建設	"
福岡	新日本コンクリート	"	高知	須崎工業	"
茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設	"
東京	日本技術開発	"	"	柳古賀組	"
北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	"	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	"
岩手	菱和建设	"	熊本	佐藤企業	"
"	丸伊工業	"	"	旭測量設計	"
"	高弥建設	"	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	"
"	東北ブルドーザー工業	"	東京	東京コーケン	"
宮城	丸か建設	"	岡山	岡山土地改良技術事務所	"
"	上田建設	"	北海道	エスケー札興産業	"
"	北越ヒューム管	"			

115社 156口 (順序不同)

(83頁より)

今号はダム、頭首工、水路などの構造物に関するもの、暗渠排水工の施工管理、畑かん施設の設計、湛水防除の排水計画、それに54年度から水田の排水条件を整備し耕地の汎用化を図るための事業として創設された排水対策特別事業を実施している地区の事業概要等、我々の日常

業務の参考となる色々の分野のものを掲載しています。これからも、会員の皆様から多くの御意見や報文を頂戴し、本誌をますます充実させていきたいと思っていますのでよろしくお願ひします。

(松本政嗣 記)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員			
	県	農水省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		県	農水省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		
北海道	210	235	7	110	11	18	591	2	2	近畿	35	10	-	6	4	1	56	-	-		
東	青森	99	56	2	2	-	159	1	2	滋賀	67	62	8	18	4	3	162	-	-		
	岩手	95	22	6	5	8	137	4	4	大阪	44	-	4	32	4	5	89	4	8		
	宮城	73	80	5	58	1	229	3	3	兵庫	77	28	4	1	-	1	111	-	-		
	秋田	154	31	-	23	-	212	1	1	良	63	18	-	-	-	3	84	-	-		
	山形	78	42	5	5	-	131	4	4	和歌山	54	15	-	-	-	2	71	-	-		
北	小計	607	278	18	94	20	1036	13	14	畿	小計	340	133	16	57	12	15	573	4	8	
関	茨城	120	42	6	1	4	178	3	3	中国	鳥取	31	9	4	-	-	2	48	-	-	
	栃木	86	28	5	1	-	121	2	2		岡山	41	27	6	2	-	-	76	-	-	
	群馬	50	9	1	-	2	62	3	3		山島	58	77	5	2	-	1	143	3	3	
	埼玉	53	23	1	9	21	119	1	1		徳島	76	9	-	2	-	2	89	2	2	
	千葉	95	21	1	2	38	169	4	6		川島	45	4	1	-	-	1	51	-	-	
	東	1	207	7	251	51	27	544	44		74	香	37	16	-	-	2	55	-	-	
	神奈川	37	-	-	3	-	22	62	2		2	愛	41	6	5	16	4	3	75	4	4
	山梨	15	14	-	-	-	1	30	1		1	高	37	20	4	3	-	5	69	1	2
	長野	84	5	4	-	3	96	2	2		岡	26	-	2	-	-	1	29	1	1	
	東	小計	654	383	25	269	119	85	1535		63	95	九州	小計	392	188	27	25	6	15	633
北	新潟	221	65	1	8	-	303	2	2	九州	福岡	43	27	8	57	44	5	184	4	4	
	富山	75	5	1	2	-	86	2	2		佐	52	18	2	-	-	2	74	1	1	
	石川	47	84	3	14	-	148	2	2		長	20	3	1	-	-	1	25	-	-	
	福	92	9	-	-	-	101	1	1		熊	90	58	-	9	3	2	162	2	2	
	陸	小計	435	163	5	24	-	638	7		7	大	62	2	-	3	-	-	67	4	4
東	岐阜	32	5	4	4	5	55	1	1	宮	58	16	2	1	-	-	77	-	-		
	愛	57	89	1	112	33	303	3	5	崎	64	9	-	-	-	-	73	-	-		
	三	56	31	1	5	12	109	1	1	児	12	9	2	1	2	-	28	-	-		
海	小計	145	125	6	121	50	467	5	7	州	小計	401	142	15	71	49	10	688	11	11	
										内地計	3184	1627	119	711	267	193	8161	115	156		
										外国	21	-	-	-	-	-	21	-	-		
										総計	3205	1627	119	711	267	193	6182	115社	158口		

編集後記

生ビールがうまい季節になりましたが、会員の皆様いかがお過ごしでしょうか。

今年はカラ梅雨のようで、首都圏の水をまかなっている利根川系6ダムの総貯水量は満水時の4〜5割程度になっています。このため、53、54年に次いで三年連続の取水制限となり、首都圏の水不足はカラ梅雨のためでなく、どうやら慢性症状となってきたようです。

農業用水についても、最近では米の生産調整とのからみで、水田の補水を目的としたダムや頭首工の新設が抑制される傾向にあります。農業用水の確保は当面の減反等の問題に左右されるのではなく、百年の大計のもとに

行われるべきものではないかと考えます。

話は変わりますが、皆さん御承知のように史上初の衆参両院のダブル選挙が先日行われ、我々土地改良事業にたざさわるもの仲間である岡部三郎先生が参議院の全国区に立候補され、116万余の票を得てみごと第8位で当選されました。

これだけの大量票を得たことは、土地改良事業に対して、多くの方々の限らない信頼と期待を寄せていただいたあらわれだと考えています。

カラ梅雨にちなむ農業用水の確保と岡部先生の大量得票を思うとき、農業土木技術者の一人として、今後とも土地改良事業を積極的に推進していく必要があると痛感している今日このごろです。(82頁下段へ)

水と土 第41号

昭和55年6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
印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891
一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内，農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数，図枚数，表枚数，写真枚数
 - ③ 氏名，勤務先，職名
 - ④ 連絡先（TEL）
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図，写真，表を含め研究会原稿用紙（300字）65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い（請求次第送付），漢字は当用漢字，仮名づかいは現代仮名づかいを使用，術語は学会編，農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字（3単位ごとに，を入れる）を使用のこと
- 5 写真，図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し，それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し，写真，図，表は別に添付する。（原稿中に入れない）
- 6 原図の大きさは特に制限はないが，B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう，はっきりしていて，まぎらわしいところは注記をされたい。
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブリュー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v(バイ)と ν (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ，どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し，末尾に文献名，引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否，掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は，実費を著者が負担する。

ない。

9. 完全越流の流況におけるセキ上流側の水位

ここでは、水の流れの原則について述べ、ついで、特別（例外）な水理現象について説明しよう。

まず、水の流れの原則としては次のことを念頭に入れておかねばならない。

- ① 開水路においては常流の流れが射流へ移行する場合には必ず限界流（限界水深）が発生する。この限界流の発生する点はいわゆる支配断面であり、計算の起点である。
- ② 流量一定としたとき最小比エネルギーは支配断面に発生し、その値は限界水深の1.5倍である。
- ③ ある区間の流れを考えた場合、上流側のエネルギーはその区間の下流側のエネルギーより常に高い。これに対して、特別（例外）の場合は越流セキにおける完全越流の水理現象にみる事ができる。これが、ここの重要な問題である。

まず、完全越流セキの流量公式は一般に

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(1)$$

として表される。ここに Q : 流量, H : 越流水深, B : セキ幅, C : 流量係数である。

つぎに、セキ幅が限界流となるときの C の値について検討しよう。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gH}} = \frac{Q}{\sqrt{g \cdot B \cdot H^{3/2}}} \dots\dots\dots(2)$$

この式において、 F_r はフルード数であり、限界流の流れにおいては $F_r = 1$ である。いま、 $F_r = 1$ としたときの $H = H_c$ とすれば

$$Q = \sqrt{g \cdot B \cdot H_c^{3/2}} \dots\dots\dots(3)$$

また、(1)式と同様な形とするために、 $H_c = H/1.5$ とすれば

$$Q = B \cdot \sqrt{g} \left(\frac{1}{1.5} \right)^{3/2} H^{3/2} = 1.7 B H^{3/2} \dots\dots(4)$$

となる。すなわち、越流セキ頂が限界流となるためには $C = 1.7$ でなければならない。

ところが、一般の越流セキにおいて、完全越流状態の流量係数は $C \approx 2$ 程度となる。いま (1) 式を書きかえると、

$$H = \left(\frac{Q}{C \cdot B} \right)^{2/3} = \left(\frac{1}{C} \right)^{2/3} \left(\frac{Q}{B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(5)$$

この(5)式は C の大きさに H が逆比例する関係を示している。

すなわち、セキ上流側の接近流速を無視することができる。完全越流セキにおいては、セキ頂における最小比エネルギーより小さなエネルギーで越流することができる。

すなわち、 $C = 2$ のときは、その越流水深は理論上の最小比エネルギーより約1割小さい値となる。

この理由は越流頂においては流れの回転流により遠心力が働く。この結果、水路底面に働く水圧は静水圧より小さくなるためである。

結論として、完全越流セキを起点として、これより上流側の水面追跡を行う場合には、セキ公式を用いて、セキ上流側の水位を求めねばならない。

セキ公式の流量係数 C は実験結果から与えられている。

したがって、流量係数 C を用いる場合には、その実験条件を十分理解しておく必要がある。適用外の C 値を絶対に用いてはならない。

実験例：

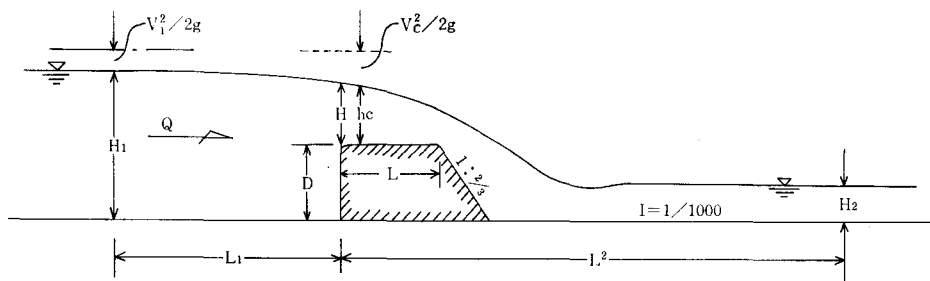
(1) 実験及びその結果

図一10に示す形状のセキを設けて水理実験を行った。透明アクリル製の幅26.0cm、高さ30.0cmの長方形断面水路を使用し、直線区間27mの部分に、下流から約7mの位置にセキを設置した。実験水路の底コウ配 i は $1/1000$ に設定した。実験結果を整理したものを表一2に示す。

(2) 実験結果の考察

① 流況について

実験番号1, 4及び7の場合は、完全落下の状態でセキを流下し、いずれも下流水路は射流となった。(図一11参照) すなわち、マンニング公式を使用し、粗度係数



図一10 実験状態説明図

表-2 水深測定値一覧

実験番号	実験流量 Q	上流水深 H ₁	セキ上流 端上の水 深 H	下流水深 H ₂	等流水深 H _w
	l/sec	cm	cm	cm	cm
1	11.7	20.35	8.65	3.3~ 3.8	8.4
2	"	"	"	12.2~ 3.8	
3	"	20.45	8.75	14.4~15.2	
4	17.7	22.60	10.60	4.6~ 4.9	11.0
5	"	"	"	15.2~15.8	
6	"	22.70	10.65	17.2~17.8	
7	30.0	26.45	13.95	6.8~ 7.6	15.5
8	"	"	"	20.4~21.0	
9	"	26.65	14.15	21.0~21.7	

備考 ① H₁の測定位置 L₁は 1.0m, H₂の測定位置 L₂は 2.0m である。
 ② H_wは、マンニング公式で n=0.015として算出した値である。

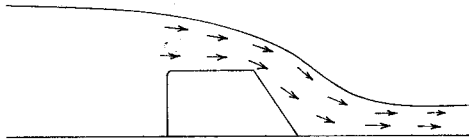


図-11 実験番 4号の場合の流況

nを0.015で計算した等流水深 H_wは維持できない。
 実験番号 2, 5及び8の場合に相当する下流水深が確保された場合には、セキを越す流れは完全落下の状態であって、図-12に見るような流況を呈する。

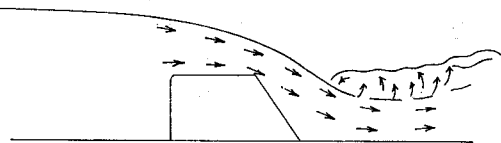


図-12 実験番号 5の場合の流況

実験番号 3, 6及び9の場合には、下流水路の水位が上昇し、上流側水位に影響を及ぼす不完全落下の状態となっている。(図-13参照)

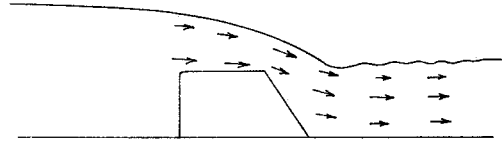


図-13 実験番号 6の場合の流況

② 流量公式について

完全越流となる流況の場合に適用可能となる公式を検討した結果、下記の Govinda Rao (ゴビンダ・ラオ) の式(昭和46年改訂版水理公式集 P.262)が比較的实验結果に適合する。

$$Q = C_1 B h^{3/2} \dots\dots\dots (6)$$

$$0.4 \leq h/L \leq (1.5 \sim 1.9):$$

$$C_1 = 1.444 + 0.352(h/L) \dots\dots\dots (7)$$

上式は、本来、上流端が角ばった広頂セキの公式であって、この式を求めた所の実験範囲 $h/D < 1$ に含まれるのは実験番号 1 だけであるが、便宜的に実験番号 4 と 7 の場合にも適用してみた。この検討結果を表-3に示す。

この結果からみると、本例の場合は実験番号 4 の $h/D = 1.06$ 付近の時が(6)(7)式に適合している。

③ エネルギー標高について

完全越流の流況の実験番号 1, 4及び7の場合について、セキ頂における最小比エネルギーと上流側水路内のエネルギーとの関係を比較した。この結果を表-4に示す。

この表から分かるように、セキ頂における最小比エネルギー④と、上流水路のエネルギー⑤とを比較すると、実験番号 7 の場合には、④>⑤になっている。この時の流量係数 C₁の値は 1.782 で 1.7より大きくなっている。

このように、流量係数 C₁の値が 1.7より大きな値の時、上流水路のエネルギーはセキ頂における最小比エネルギーより小さくなっている。更に、流量が増えれば C₁の値は 1.8より大きくなり、④>⑤の傾向がより鮮明になるものと推定されるのであるが、施設の都合で実験を行うことができなかった。

表-3 越流セキの流量計算

実験番号	実験流量 Q _m	越流水深 h	h/D	h/L	流量係数 C ₁ の値	計算流量 Q _c	誤差
	l/sec	cm				l/sec	%
1	11.7	9.45	0.859	0.583	1.649	12.5	(-) 6.4
4	17.7	11.70	1.064	0.277	1.698	17.7	0.0
7	30.0	15.55	1.414	0.960	1.782	28.4	5.6

備考 ① hの値は、 $h = H_1 - (D - Z_1)$ cm で求めた、ここに Z₁は 0.1cm である。
 ② セキ頂の長さ Lは 16.20cm, セキの高さ Dは 11.00cm である。
 ③ 誤差は $[(Q_m - Q_c)/Q_c] \times 100(\%)$ で算出した。

表-4 エネルギー標高の値

実験番号	限界水深 h_c	$1.5h_c$	セキ頂のエネルギー $(A) = D + 1.5h_c$	上流水深 H_1	速度水頭 $(V_1)^2/2g$	上流水路のエネルギー $(B) = H_1 + (V_1)^2/2g + Z_1$
	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1	5.91	8.87	19.87	20.35	0.25	20.70
4	7.79	11.69	22.60	0.46	0.46	23.16
7	11.08	16.62	27.62	26.45	0.97	27.52

④ その他

完全越流セキにおいては、セキ頂における最小比エネルギーより小さなエネルギーで越流することがあることを例をあげて示した。

それゆえ、セキの上流側の水面追跡を行う場合には、セキ公式を用いてセキ上流側の水位を求めなければならない。

セキを越す流れは複雑であり、セキの形状がセキ公式として発表されているものと異なる場合には、当然、流量係数が変わる。このような場合には、水理模型実験を行うことをお勧めする。短期間で終了することができ、自信を持った水理設計を可能にする。

10. 分水工の構造

近年、水路の改修工事に際して、水利構造物を設置するための用地取得が困難になったため、水の流れ方よりも既存の水路用地内に収まる形状を優先させた水理設計を行う傾向が見受けられる。

このため、分水工内の流れに偏流を生じ、大きな波立を伴う障害を発生させることがある。

図-14 に示す分水工は、最大通水量が約 $16.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ で幹線水路側に $8.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ を通水させる計画である。

この事例の場合には、最大通水量の6割程度の通水段階で、分水工内の波立ちの大きいことが判明し、水理模型実験を行って対策を検討したものである。

模型は縮尺を1/12に製作した。最大通水量に相当する模型流量を流した場合、図-14に最も大きな波が立つ範

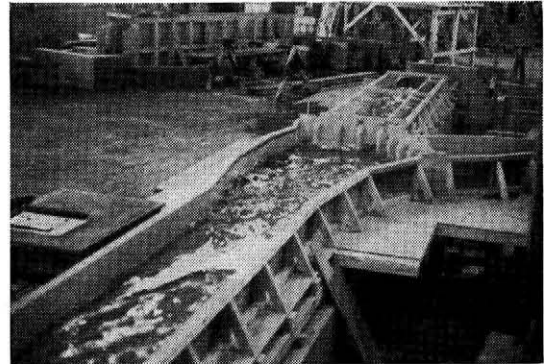


写真-6 分水工の水理模型実験の状況（計画最大通水量 $16.7 \text{ m}^3/\text{sec}$ に相当する流量を流している。）

囲として示した領域では、模型値での波立（測定した水位の最高と最低との差）は $5.0 \sim 6.5 \text{ cm}$ 程度にもなり（写真-6 参照）、それ以外の側壁沿いでも $3.0 \sim 4.5 \text{ cm}$ の波立ちとなった。

この水理現象を詳細に観察するとつぎのように説明されるであろう。

- ① B点より下流において断面の拡大が非対象となること。
- ② C点で幹線水路側への流入が先に生ずること。
- ③ C-D区間は水理的に横越流に似ていること。
- ④ 分水路への流速が遅いため、一部の流れがE点に向うこと。
- ⑤ A点の流れは上流にある落差工の波動の影響をうけて不安定であり、左右に振れる。
- ⑥ 以上の結果、F地点においてA点からの流れとE点からの流れによる衝突流が断続的に発生することとなる。

この衝突流は側壁を越えて越流する。

水理現象は以上であるが種々、検討の結果、分水工の上流側に消波工を設けた。

この結果、最も大きな波が立つ領域における波高が $1.5 \sim 2.0 \text{ cm}$ 、それ以外は $0.8 \sim 1.5 \text{ cm}$ 程度の波高に収まるようになった。

しかし、これは最善の工法とはいえない。

このように、施工がかなり進んだ段階で、その対策を

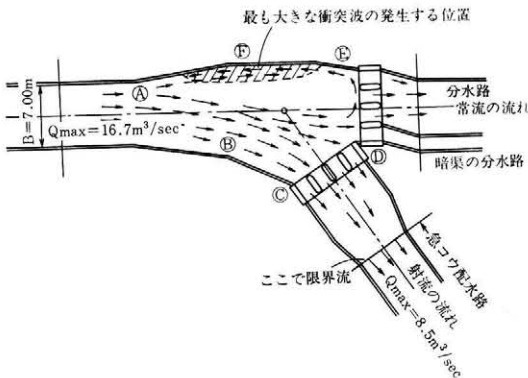


図-14 分水工内の流況図

問題とするのでは遅すぎるわけである。

分水工や落差工などのような水理模型実験は、比較的簡単に短期間で終了することができる。したがって、水理設計が行われた段階で、不審な点を発見したならば、早期に、水理模型実験を行って、最適の水理設計を行うことをお勧めする。

11. あとがき

水路工関係の水理設計上の注意事項を述べてきたが、書き上げたものをみると、極めてあたりまえの事をいっているだけのような気がする。しかし、設計に熱中している時には、案外、当然と思われるような大事な点が忘れられることがある。本文が少しでも参考になれば幸いである。

お詫びと訂正

第40号掲載「水と土創刊号～第40号総目次」の中で、94頁の上より11行目と12行目の間に下記の目次が欠落しましたので、お詫びして補足いたします。

ダム管理基準について	八木 直樹	10:66
地すべり地帯におけるため池工法について	緒方 斉	12:60
双葉ダムカットオフ及びグラウトの設計施工について	杉井 勲, 駒村勝善, 有川通世	12:64
ロックフィルダムの安定解析簡易化による基本断面形状の決定について		
	佐々木正次, 谷畑 実, 橋本稜威	14:19
笹ヶ峰ダム余水吐基礎工について	高木悦郎, 竹内 魁, 竹内兼蔵	15:18
グラウチングによる基礎処理の問題点	日根 修三	15:61
ソレタンシュ注入工法の特長と注入効果について	酒井文雄, 多久実, 木下吉友, 鈴木次郎	15:73
表面アスファルト舗装型ダムについて	中村 武夫	16:1
深山ダムの計画と工程	山内一郎, 秦 明, 谷山重孝	16:5
深山ダムの地形、地質の特徴	大野 勝次	16:21
アスファルト遮水壁の設計と施工	谷山重孝, 江口文夫, 加藤重男	16:29
深山ダムの施工二題	中島 哲生	17:1
深山ダム余水吐の設計と施工	西陽二郎, 石堂隆憲, 大和田幸彦	17:9
深山ダムにおける道路トンネルの閉塞と緊急放流施設	阿久津 弘	17:39
深山ダムの管理施設について	山下 進, 落合信義	17:60
深山ダムの基礎処理について	好光 雅, 武藤光次	17:71
深山ダム取水塔の設計	小林 一成	19:1
戸面原ダムの設計施工について	岡崎 義雄	20:13
しろがねダムの基礎処理	東海林盛夫	20:50