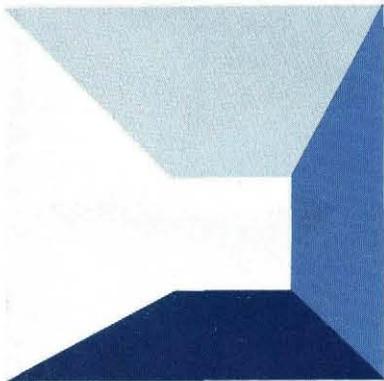
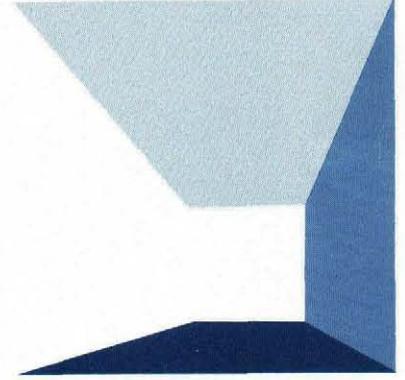
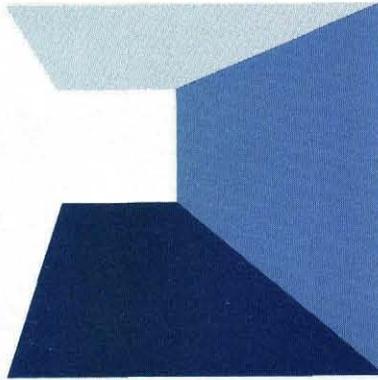


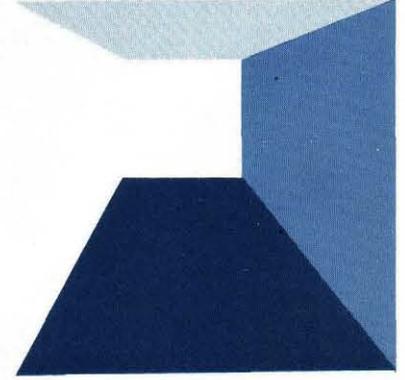
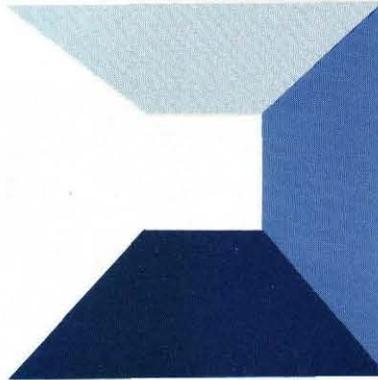
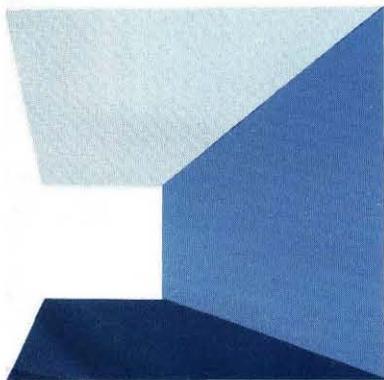
水 と 土

第 44 号

昭和56年 4 月号
農業土木技術研究会



水田パイプライン
特集号



農業土木技術研究会会賞(第10回) 写真集

正賞 宮古島における地下ダムの技術開発(第37号)



地下ダムからの取水実験



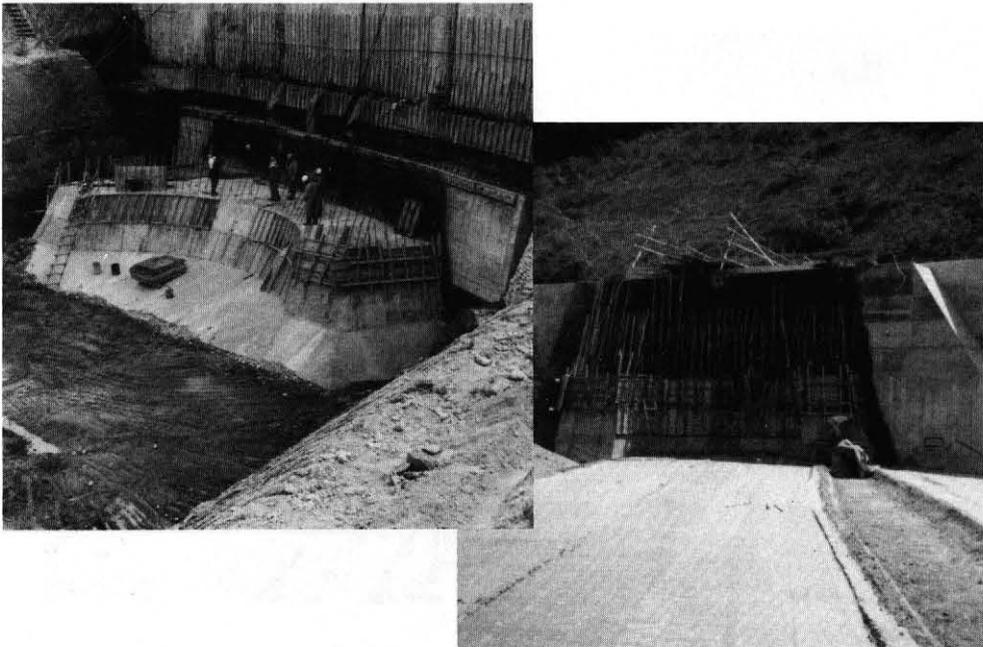
止水壁の施工

副賞 隈西地区広域農道の軟弱地盤対策 (第40号)



サンドパイルの施工

副賞 浪岡川農業水利事業コア接合ブロックの設計について (第38号)



浪岡ダムコア接合ブロック

—— 目 次 ——

水田パイプライン特集号

グラビア

農業土木技術研究会会賞（第10回）写真集

第10回農業土木技術研究会々賞発表

巻頭文

——農業土木技術者の夢——

藤井 敏……………(1)

報 文

水田パイプラインの発展とその背景

内藤 克美……………(2)

水田パイプラインシステムの水理的問題点

内藤 克美……………(6)
白石 英彦

水田パイプラインの技術的問題点と対策

猿 渡 良 一……………(22)

低平地水田におけるパイプラインについて

喜 多 輝 昭……………(32)
緒 方 雄 一 郎

自然庄利用の水田パイプライン

——県営ほ場整備事業般若地区の事例——

森 田 清 三……………(39)
稲 積 登 代 治
七 沢 寛

ポンプ送水による水田パイプライン

山 本 成 夫……………(49)

山形県（上山西部地区）の自然庄とポンプ送水による

水田パイプラインの概要について

秋 葉 信 蔵……………(59)
武 田 俊 夫
菅 野 信 也
渡 辺 信 吾

水田パイプラインにおける流量調節

稲 葉 一 忠……………(68)
海 老 原 司

泥炭地におけるパイプライン工法について（富良野地区の施工例）

田 村 良 男……………(79)

水田パイプラインの水管理

小 林 寿 男……………(91)

パイプラインを利用して

楯 重 夫……………(97)

昭和55年度研修会の報告

……………(96)

会 告

… (101)

第10回農業土木技術研究会々賞発表

第10回農業土木技術研究会賞は、第37号～40号に掲載された論文のうちから、任意に抽出された200名の会員のアンケートを基に編集委員会で選考した結果、下記のとおり決定されました。

正賞（賞金5万円）

● 宮古島における地下ダムの技術開発

農林水産省構造改善局 相場 瑞夫
計画部 資源課
沖縄総合事務局 黒川 陸生
農林水産部土地改良課
(現在 九州農政局)

副賞（賞金3万円）

● 浪岡川農業水利事業

コア接合ブロックの設計について

東北農政局浪岡川農業水利事業所
(現在 東北農政局
八戸平原開拓建設事業所) 山崎 芳夫
東北農政局浪岡川農業水利事業所
(現在 農林水産省 官房企画課) 山村 宗仁
日本技研株式会社 技術研究所 巽 勝弘

● 隈西地区広域農道の軟弱地盤対策について

宮城県大河原土地改良事務所 大沼 長成
鈴木 勝
株式会社 三祐コンサルタンツ 小関 昭一

受賞論文の選考にあたって

正賞「宮古島における地下ダムの技術開発」は沖縄県宮古島における実験地下ダムを紹介したものである。

地下ダムについての基本的な概念は既に明らかにされており、構想についてもいくつかの提案がなされてきているが、実施例としては飲料水の確保を目的として極く小規模のものが存在する程度である。

本論文は、地下ダムの調査手法、建設手法及び水管理手法の確立を旨として行なわれた実験地下ダムの調査、施工及び試験取水について報告されており、とくに地質構造、水文状況、地下水機構等綿密な基礎調査と適確な止水工法により地下ダム貯留に成功し、事業化に対して技術的な見通しを得たことは、今後の水資源の開発、利用に対する一つの有力な手段として道をきり開いたものであり、読者から高い評価を得たものといえよう。

なお、事業化にあたっては地下ダムの管理、環境に及ぼす影響など今後の検討に待たれる分野もあり、引き続き調査、検討が進められ、成果が報告されることを望むものである。

次に、副賞「浪岡川農業水利事業コア接合ブロック設計について」は、同事業の浪岡ダム（フィルダム）の遮水ゾーンとそれに接する洪水吐及びその基礎のコンクリート部分との接合ブロックの設計について紹介したものである。

コアゾーンがコンクリート壁と接合する場合、盛土の沈下によるコンクリート壁接合面におけるズレ、土とコンクリートの剛性の相違による地震時の挙動特性により考えられる盛土とコンクリート壁面とのズレ、これにもなうパイピング等を考慮しなければならない。本論文ではこのような条件下におけるコンクリート壁面付近のコアの変形挙動を一様にし、応力状態を乱さないという配慮のもとにコンクリート接合構造物の設計がなされるべきという考え方のもとに有限要素法により変形と応力の解析を行い設計を行った結果を報告している。

今後恵まれたダム築造箇所は限定され、いろいろ制約をうけることが増えると考えられるが、地山の透水性等の理由からコンクリート止水壁を設けコアの接合に同様の措置を必要とするケースも出てくるものと思われる。

最後に、副賞「隈西地区広域農道の軟弱地帯対策について」は、宮城県隈西地区の軟弱地帯の農道施工の検討のために行った試験工場の結果の報告である。

この地区の軟弱地帯は、第4紀沖積地堆積物で含水比は100～400%と高く、一軸圧縮強度は0.06+0.16Zで低く初期間隙比も8～3となっており、盛土の安定、沈下量及び速度等からみて現況地盤上の盛土が難しいため、各区間の土質特性を適確に把握し、それに対応する工法の選択及び設計、施工計画の検討を行い試験施工したものである。

本論文は、これら一連の計画的な検討経過をとりまとめられたものであり、今後軟弱地帯において施工される農道の設計、施工の検討を進めるにあたって役立つ内容といえよう。

今回受賞の対象となった3編は、いずれも現場からの論文となったが、農業土木技術が、現場に根ざした応用的な技術と考えるとき技術の広がり、深まりのため現場からの本誌への投稿が更に盛況になることを期待するものである。
(文責 設計課 遠藤紀寛)

一 農業土木技術者の夢

藤 井 徹*

最近、「この米の余っている時代に、又、土地の値上りによって、農家の資産が、うなぎのぼりに増加しているこの御時世に、国民経済的にも、個々の農家の経営の立場からも、農業基盤整備事業の今日的意味は何なのか。」と言う批判めいた質問をよく耳にする。特に財政再建を至上命令とする財政当局から、その旨の指摘があるやに聞いている。

一面ではたしかにその通りであろう。しかし、私は、このような主張の中に、農地の保有すべき機能についての認識不足があると思えてならない。

農業土木学は、「土地の農業的価値を、土木工学の手法を用いて高めて行く学問である。」とされている。現存する農地は、もう手を加える必要のない程、農業的価値の高い土地であると言えるだろうか。

米の生産過剰に端を発して、汎用耕地化、即ち、水田の畑利用がさげられて久しいし、又、そのための基盤整備事業が、着々と進められてはいるが、全国津々浦々の農地が、すべて、汎用耕地化されるまでに至っていないことは、読者のすでに御案内の通りである。

これまでの基盤整備事業が、水田を主たる対象として、進められ、従って、農業土木技術もまた、水田を主たる対象として、進歩発展して来た。

一例を排水改良事業にとってみよう。水田を対象とした場合の単位排水量は、ある程度の湛水を許容すると言う前提の下に、日雨量、日排除程度とすることが一般であったが、畑作では、湛水は許容されないので、4時間雨量、4時間排除、対象作物によっては、時間雨量、時間排除程度にまで、整備水準を高める必要が生じて来た。従って、すでに、水田を前提として建設された排水施設を持つ水田を、畑利用する場合には、排水路断面を拡幅するための事業を、又、実施しなければならないと言う事態に直面している。

道路を通行していて、つい、この間、排水溝埋没のために掘りおこされていた道路が、今日は又、地下ケーブル埋設のために掘りおこされていて、いらいらした経験をお持ちの方も、少なくない筈である。

上記の排水路再建設のケースは、目的が、同じ農地の排水であるだけに、なお、世間の批判もきびしいと言わねばなるまい。

現在は米の生産過剰時代であっても、昨年冷害にも見るように、いつ何時、米の生産不足時代を迎えることとなるかも知れない。その時には、逆に畑地が水田化されて、畑利用のために拡幅された排水路は、過大施設とならざるを得ない。即ち、道路の掘りおこしと似たような事態が、延々と続くこととなる。

従って、少くとも農地を直接支配する施設——所謂末端施設——は、排水施設であれ、用水施設であれ、どのような土地利用にも対応出来るような、言わば、フレキシブルな施設であることが、理想的である。

建売りマンションでよく言う例を見る。即ち、柱、梁等の所謂構造材は、鉄筋コンクリート造りであるが、部屋の仕切り等は、ブロック、又は木材を使用して、購入希望者の要望に応じて、台所の位置を適当にかえたり、又、間取りは4DKを3LKに変更したりして、構造物の骨組は変えなくとも、細部は、ユーザーのニーズに応じて、自由自在に変えられると言う建て方、売り方である。

農業土木事業においてもこう言うことは出来まいか。即ち、ダム、揚水機、幹線水路等の所謂基幹施設は、構造材的位置づけとして、永久施設とするが、末端施設は土地利用の変化に対応し得るような、フレキシブルな施設とすることである。

このためには、計画面でも、建設面でも、又資材面でも研究開発すべき余地が、多分に残されているよう。

このような技術が研究開発され、全国津々浦々の農地が、そのような施設で整備された時に始めて、「もう手を加える必要のない程、土地の農業的価値は高められた。」と言い得るし、そうなって始めて、冒頭の批判は甘受してよからう。

汎用耕地化のための農業土木技術は、研究開発の面においても、事業実施の面においても、まだ緒についたばかりであると言っても過言ではない。

* 農業土木総合研究所

水田パイプラインの発展とその背景

内 藤 克 美*

目 次

1. はじめに.....(2)	(3) 管理資材.....(4)
2. パイプラインの特長.....(2)	(4) 計画設計基準.....(4)
3. パイプラインの発展の現状.....(2)	4. 今後の検討課題.....(4)
(1) 農業基盤整備事業費.....(2)	5. おわりに.....(5)
(2) 水理解析.....(3)	

1. はじめに

最近、ほ場整備事業等において、従来の開水路によるかんがい方式をやめ、パイプラインによるかんがい方式を採用する地区が多くなってきている。

特に、40年代以降、農業の近代化、経営の合理化が叫ばれて以来、その傾向は著しい。

水田にとって、用水は排水と共に、営農技術にとって最も基本的な要素である。その用水を供給する施設を、パイプライン化し、新しい技術体系に変更するのであるから、受益農家に対する我々技術者としての責任は重大である。

我々としては、新しい技術の特徴を十分認識しながら、その技術を研究開発し、確実なものとして一般に普及し、農業基盤整備の発展に寄与する必要がある。

今回のパイプラインの特集は、現時点における水田パイプラインの発展状況、実施状況を知り、今後の啓蒙に役立てようという目的で計画されたものである。

2. パイプラインの特長

水田のほ場整備事業等において末端用水路に、パイプラインが導入されるに至った理由として開水路に比べ有利な点を列挙すれば、

- (1) パイプラインの水の流れは、動水勾配によるものであることから、適切な設計をすることにより、開水路に比し、水の均等配分、合理的な水配分が可能なこと。
- (2) パイプラインとして土中に埋設することにより、開水路に比し、潰れ地を減少させることが出来ること。
- (3) 機械化農作業等、重機作業にあたり、埋設水路であるため、作業に支障をきたさないこと。
- (4) 農業用水路に汚濁水が混入することを防止するこ

とが出来ること。

- (5) 水管理上、水路損失を減少させることができると共に、水位維持用水面でも、開水路に比し有利なことから。
 - (6) 水の流れが、エネルギーによるものであることから水路設置上、地形的制約が少ないこと。
 - (7) 水の制禦が容易なことから、管理上合理化が可能なこと。等が考えられる。
- 一方、パイプラインかんがい方式も当然のことながら下記のような欠点もある。
- (1) パイプかんがいの施設機能の維持のため、開水路に比し、精度の高い除塵施設が必要。
 - (2) 用水路に通水能力の余裕がとりにくいため、営農方式の変更等水利用方式の変更に対応しにくい。
 - (3) 末端まで、ライニング化することから、建設コストが、末端が土水路の場合に比し割高になる。(一般的な場合)
 - (4) パイプの破損に対処するため、資材の備蓄が必要であり、事故個所の修復には時間を要する場合が多く、時には、長期に亘る一部断水が避けられない。
 - (5) 埋設水路のため、日常の点検に不便なこと。

しかしながら水利用の均等化と共に、建設コストはやや高価になっても、土地改良区から特に要望の強かった末端水路のライニング化が、パイプラインの導入により一挙に解決することが可能になり、しかも、初期投資を上廻る維持管理面での経費節減効果が期待でき、更に水の均等配分が可能になることから、配水調整のわずらわしさから解放され、個人の自由な水の操作によって農家個々の営農に対応した水の利用により、農家経営に大いに寄与する等の利点が認識され、急速にその普及を高めたといえよう。

3. パイプラインの発展の現状

(1) 農業基盤整備事業費

国の財政再建という厳しい情勢のもと、56年度の農業

* 構造改善局設計課

表一 パイプかんがいの実施状況

46年度					52年度					55年度				
全 体		左のうちパイプかんがい面積		割合 B/A	全 体		左のうちパイプかんがい面積		割合 D/C	全 体		左のうちパイプかんがい面積		割合 F/E
地区数	面積	地区数	面積		地区数	面積	地区数	面積		地区数	面積	地区数	面積	
	(A)ha		ha(B)	%	ha(C)		ha(D)		%	ha(E)		ha(F)		%
530	300,700	66	40,290	13.4	970	419,020	221	83,324	19.9	1,176	456,766	347	103,618	22.7

表二 パイプラインの分類

区 分	かんがい方式による分類				パイプラインの機構上の分類			
	ポンプ直結	ポンプと配水槽を併用	自然流下	計	クローズドタイプ	オープンタイプ	併用	計
	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha	ha
水田を主とするもの	61,772 (69.9)	7,351 (8.3)	19,287 (21.8)	88,410 (100.0)	77,700 (87.9)	8,718 (9.9)	1,992 (2.2)	88,410 (100.0)%
畑を主とするもの	8,013 (52.7)	1,764 (11.6)	5,431 (35.7)	15,208 (100.0)	15,095 (99.3)	5 (0)	108 (0.7)	15,208 (100.0)

基盤整備事業の予算は、55年度に引続き、その伸び率は殆んど零ということになった。しかし、予算額そのものは、56年度約9,000億円、事業費ベースにして、1兆4～5千億という膨大な費用を農業の基盤整備に投資することになっている。

この農業基盤整備事業のなかで、ほ場整備事業は推進役として中心的役割を担っているが、これも、昭和38年以降のは場の形状、用排水系統農道等にかかる新しい技術手法開発の賜である。

パイプラインによるかんがい方式は、樹園地、及び畑地で多く利用されてきたが、水田のパイプラインの利用は、ほ場整備の発展と共に伸展したといって過言ではない。水田のためのパイプラインは、当初、幹線用水路等に利用されてきたが、ほ場整備事業が急速に普及するにつれ、前記のような特徴が理解され、土地改良区、受益農家の評価が高まり表一に示すように水田のパイプラインによるかんがい方式は一般化してきたのである。

水田の歴史は、水との斗いと共に、水争いの歴史でもあり、水は農家にとって最も貴重な土地と組み合わせた財産である。その水の配分が、農家の期待にそう成果が挙げられれば、その普及が進むのは当然といえよう。

かんがい方式による分類では、ポンプ加圧、およびポンプと配水槽を併用するものが、水田で78%も占めている。(表一)これは現在、施工中のは場整備事業が比較的平坦地で実施されているものが多く、水頭に限界があるが、河川から直接揚水し加圧しているものが多いと考えられる。傾斜地においても、パイプライン化は自然圧の利用と、併せて水の流れのコントロールが容易にな

るといことを考えると、増大することとなろう。

(2) 水理解析

水田のパイプラインの採用が増加した要因の一つとして、水理解析の進歩を挙げて良いだろう。ほ場整備においてパイプラインのかんがい方式を採用した目的は、合理的な水の均等配分が可能になるという期待にある。

パイプラインの流れとしては、定常流と非定常流とがある。

扱て、農業用水の流れの特徴は、上水道に比し、流量が大であり、水圧は一般的に低く、かつ、流量の時期による変化、特に代掻期と普通期の変化等が著しい等にある。このような条件を考慮して、各分水地点において、所要の流量を得るといことが、水理設計上要求されることになる。

水利用計画によって決められている代掻期、及び普通期の流量配分をいかに適切に解析するかということとは、前者がブロックかんがい、後者が一応は全域かんがいという流れの差があることから、管理上の問題を抜きにしては考えられない。定常な流れとして、口径を決め、各分水地点において、所定の圧力が得られるように設計すると共に、代掻期と普通期の流れの差等をおぎなう為に必要となるバルブを適切な個所に設置することの解析等が必要になるが、電算期の発展と共に、数値モデルによる水理計算法が確立されたことから、この水理解析手法は、急速に長足の進歩を遂げた。最近の水理設計は非常に精度も高くなり、この結果、管理に対して、適切な方針を与えることも可能になっている。

パイプラインには利点は多いが、開水路に比し、水理

的には応答が極めて早いことと、調整能力が極めて小さい等の特徴がある。このことから組織全体の安全性を確保するために、水撃圧や、サージング等の非定常な現象の解析が不可欠である。これらの非定常な流れは、パイプラインの形式、管路の長さ、配管方式、断面積、流量、弁等の操作時間と操作具合、ポンプの運転方法等により関連される総合的な現象であるから、設計されたパイプラインシステム的に解析されなければならない。この分野においても、電算機の発展による効果は目覚ましく、新しい解析手法の開発により、非定常な流れの解析はほぼ完全になされておき、組織全体の安全性の高揚に大いに寄与している。

(3) 管路資材

パイプラインが普及した要因としては、機材の開発効果が、特に著しい。パイプラインには、一般に既製管が使用されているが、当初の製品は、品質管理が十分でなく、パイプラインとして埋設された長物の施設の安全性に問題があったが、日本の他の工業製品と同じく、品質管理面での改良効果は著しく、特に末端水路に利用される小口径のパイプについては、石油化学製品等の出現と、急速な進歩により、建設コストの低減が可能となった。施工の容易さと、安全性を併せて、パイプラインの普及に大きく貢献している。

各種の継手の改善、進歩も効果的であり、制水弁、減圧弁、給水栓、制禦弁等の進歩も著しく、これらが総合して、パイプラインの組織全体の安全性、耐久性の増大、合理的な水の配分に大きな役割を果たしており、この結果、パイプライン化の促進をもたらしている。

(4) 計画設計基準

農林水産省は、計画設計基準として水路工編にパイプライン編を設定、52年10月、改訂をしている。これは、パイプラインの利用が農業基盤整備事業の技術のうちでは、比較的新しい分野に属するものであり、特に最近に至り、パイプの利用が急激に増大し、施工規模も拡大したことに対応して、技術基準として考慮すべきことを網羅し、施設全体の安全性を確保するために基準を示したのである。この計画設計基準の内容は、

- (1) パイプラインの設計、施工について、管体のみでなく、組織全体としての安全性を保つものであり。
- (2) 大口径化、長大化、高圧化等に対する技術の発展について考慮すべき基準を定め。
- (3) 水理設計においては、非定常的なものも重視し、開水路と異なる面での技術基準を示し。
- (4) 構造設計での規格化を図る。

等を基本にしている。この基準は主に、用水の搬送を目的としており、既製品を埋設して造成する場合の標準的なパイプラインを取扱い範囲、(口径……300～2,000mm, 最大水圧……100m以内)とし、設計、施工にあたって、

遵守すべき一般的な事項を定めている。

パイプラインかんがい方式におけるような、用水配分にかかわる部分については、この基準によるということではないが、一般的に遵守すべき技術基準が示されていることにより、水田のパイプラインのようなものについても、技術的に検討すべき事項が、網羅されていると考えられ、この基準の改定は、水田のパイプラインの発展に重要な役割を果たしているといつてよい。

4. 今後の検討課題

(1) は場整備の進展に伴い、水田利用再編もからみ、は場の汎用化、あるいは営農方式の変化により水利用の変更、拡大等が考えられる。

パイプラインの場合、一般に開水路に比し、流量の余裕がとりにくい性格があり、このような変化に対応するため、計画時より、将来の変化の予測をすべきなのかどうか、水圧、流量の余裕をどの程度設計にくみこむか。

(2) パイプラインは、開水路に比し、均等な配水が可能とされているが、それは適切な設計、それを利用する管理が適切な場合である。パイプラインは、開水路の上流優位に比し、高圧部有利になっているということ、十分認識し、組織全体として余裕の少ないことから、管理体制の充実が必要である。

(3) パイプラインは埋設水路のため、管理点検が困難な場合が多い。農業用水は上水と異なり清水でなく、微細なゴミ、泥土等の混入は避けられない。それが長年月の間にもたらす悪影響にどう処理するか。特に泥土等の沈積のフラッシュを可能にする設計、施設を造成し、適切な管理のマニュアルを作成し、組織全体の保全等を講ずべきである。

(4) パイプラインの場合、制禦方式が自動化への方向に強く向くことになろうが、操作機器の作動計画に検討を加え ON-OFF の頻度等を考慮し、組織全体の耐久性を考慮するため、管理面を重視し、管理より設計へのフィードバックを十分行なう必要がある。

(5) 設計上の問題としては、パイプラインのような長物の埋設物の耐震設計への検討を早期に了し、設計法を確立すること、それにより安全にして、安価な建設コストの組織の設計が可能になろう。

(6) 水管理の合理化は、パイプライン化に伴い最も求められるものである。適正な水配分、管理労力の節減、管理費の低減等について有利な面をもっているが、水管理は、営農をする農家の水利用形態により左右されることになる。管理と営農との整合性をどのように解決して行うか。

等々、技術面、管理面で未だ多くの解決されるべき問題をかかえている。

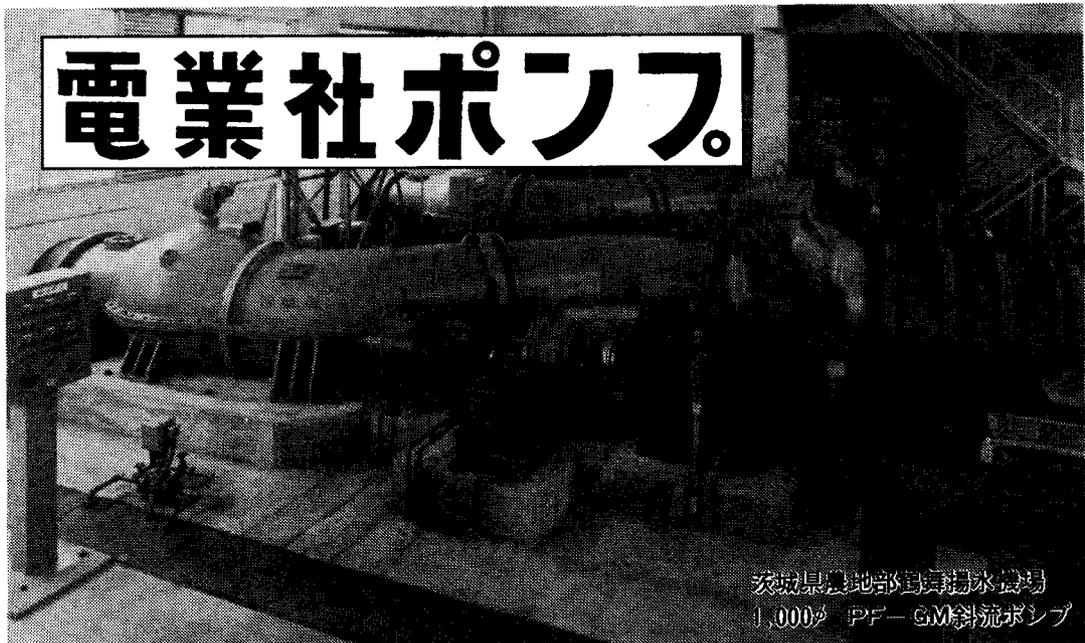
5. おわりに

パイプラインを水田のかんがい組織に採用して、未だ10数年にしかならない。科学技術の進展は、日進月歩の今日、我々の農業基盤整備においても、同様のことが日頃の経験と研究の積重ねによって実現している。

全国いたるところに、パイプラインによるかんがい組

織が設置されている現在、これら貴重な施設を、技術者として科学的に分析、研究し、このパイプラインによるかんがい技術を発展させ、我が国の農業に適合した技術に進展させなければならない。今後共、お互いに大いに努力し、農業基盤整備への貴重な投資を、有効適切に活用しなければならない。

電業社ポンプ。



茨城県農地部建費揚水機場
1,000馬力PF-GM斜流ポンプ



株式会社 電業社機械製作所

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1-309号
電話 東京 (761) 3 1 3 1 (代)
営業所 大阪・名古屋・福岡
出張所 札幌・仙台・金沢・三島・広島・高松・沖縄

水田パイプラインシステムの水理的問題点

内 藤 克 美*
白 石 英 彦**

目 次

1. はじめに……………(6)	4-1. 水田パイプラインシステムの範囲…(11)
2. 水田パイプライン化の導入要因と パイプラインシステムからみた水 田用水の特徴と問題点……………(6)	4-2. 集中代カキ用水と一様代カキ用水…(12)
3. 既施工区における調査解析事例……………(7)	4-3. 幹線パイプラインと支線 パイプライン……………(12)
3-1. 第1工区パイプラインの 施設機能解析手法……………(7)	4-4. 機場揚程の決定……………(13)
3-2. 第1工区パイプライン モデルの概要……………(7)	5. 水田における多点注入管網系の 水理的問題点……………(13)
3-3. 計画流量配分時の流況……………(9)	5-1. 多点注入の問題点……………(13)
3-4. 給水バルブを全開した場合の流況…(10)	5-2. 流量境界としての、代カキ期, 普通期における流況解析……………(14)
3-5. 第1工区パイプライン改善案……………(11)	5-3. 複数の圧力境界による流況解析…(14)
4. 単点注入水田パイプラインの 水理的問題点……………(11)	5-4. 多点注入管路系での管理の問題点…(19)
	6. おわりに……………(21)
	参考文献……………(21)

1. はじめに

我国における水田パイプラインは、は場整備事業の発展とともに普及し、今後多くの地区で採用される可能性が高い。この導入においてこれまで上工水あるいは畑かん分野での使用実績を過信し、その技術体系が直接導入されているきらいがあり、水田のパイプラインとしての特色をとり入れた十分な技術検討を受けているとはいえない面が見うけられる。

我々は、まず、これまでの水田パイプライン化の導入にあたっての動機について調べ、また、実際に施工されている地区について調査解析を行ない、問題点を把握し、これの対策を検討した。つぎにこれらの成果をとり入れ、単点注入、多点注入地区について検討し、水田パイプライン設計の留意事項のいくつかをとりまとめたのでここに報告する。

水田パイプラインには、水田かんがいシステムの末端は場と密着したものであり、受益者各人の要求に応じてきめこまかく設計されるものであるがその要求もいろいろでありしたがってその設計も種々のケースが考えられる。ここで述べた留意点が全てのケースにあてはまるものとは考えていないが、これまでの設計法の問題点のい

くつかを解決し得た方式であるので、各地区についての基本パターンとしては役立つと考えている。

2. 水田パイプライン化の導入要因とパイプラインシステムからみた水田用水の特徴と問題点

一般に水田用水のパイプライン化に踏みきる場合に考慮される点はずぎのような場合があげられる。

- ① 地区内の地形条件が起伏が多いか、あるいは平坦地でも地盤標高の関係から開水路配水系の設置には、盛土水路など多くの費用と、技術的問題点がある場合
- ② 水源が湖沼・河川などの地区で、低位部に水源を求めざるを得ない場合
- ③ 水源水量が不足のため地区内低位部に機場を設け、反覆水を取水する循環方式をとる場合
- ④ パイプ化することによるつぶれ地の減少により共同減歩を減らしたり、他用地を生み出す必要のある場合
- ⑤ 営農形態の変化で営農労力のかかる果樹等の作物を導入したり、兼業などのため水田水管理労力を減ずる必要が強い場合

実際の計画地区においては、それぞれこれらいくつかの項目が決定要素になるが、パイプライン化するにあ

* 構改局設計課
** 農土試水利部

って要求されることは、地区内では均一な水配分が行なえるということであろう。換言すれば、均一な水配分は前提として了解事項となっている。それゆえ、施工後使用者から水配分が均一でないという声が出ることはパイプライン化の成否を決定してしまうことになる。

これまで筆者らが実施地区の聞き取りにおいて、均一な水配分が行なえない地区ではその理由として「水源水中に含まれる藻類・魚類・落葉・あるいは生活廃棄物など、いわゆるゴミ処理、管内空気の除去対策などを完全にすれば」との説明を多く受けた。

しかし、筆者らは、パイプラインシステムからみた水田用水の特徴は、その通水量の変動範囲が大きく、上水道などに比べれば施設全体の稼働率（ここでは、全給水栓に対して給水を行なっている給水栓の割合をいう）が高いこと、稼働時間が長いことからいわゆる施設の故障による説明だけでは十分でなく、配分時の圧力管理にも問題があると判断し、水理設計の段階にまでもどって、施設に生じている水理現象を把握することが大切だと考えた。

すなわち、必要水量では、たとえば減水深18mmの30a区画を例とすれば有効雨量のないときの必要水量は0.625 l/secである。一方代カキ用水を150mmとすれば、5.21 l/secで普通期の約8倍強になる。支配面積の大きい幹線水路では、施設規模の決定のための水計算は、この代カキ用水を、代カキ日数を設定し各田区で、代カキ日数の逆数をかけた面積ずつ代カキが行なわれるものとして算定される。いま代カキを20日とすれば必要水量は代カキ最終日の1/20の面積の代カキ用水量と、残り19/20の区画の維持用水量の和として、0.854 l/secとなる。

しかし、支配面積の小さい末端水路では営農作業単位面積から考えてみる必要がある。今後の経営の大型化、協業化、機械化を是とすれば、トラクタ(30馬力)1台あたりの代カキ作業量は、4.5~5.0 ha/dayの能力を有する。このことは、代カキ期間の水使用は、各田区で1/20ずつ代カキをするのではなく、代カキ20日で全地区面積を割った1日あたりの代カキ面積だけ集団的に行なわれるので、地区内での使用水量の集中化がおきると推定される。管路システムにおいて流速を一定とすれば、所要口径は流量の1/2乗に比例するので、前述の事例で検討すれば0.854 l/secと5.21 l/secでは2.47倍の口径が必要になる。すなわち、どの流量で管の径をきめ、ポンプの容量揚程を定めるべきかが問題になる。これについては、いまだ決定論的なものはないようである。

つぎに、水田用水のもう一つの特徴である給水栓の稼働率について考えてみる。一般の上水道での水使用の特色は、各給水栓での水使用が短時間であること、流量が1~1.5 l/secと小さいことである。一日のうちで集中的に使用される朝夕を除いては給水栓の稼働率は低い

ものと考えられる。これに対し水田用水は、使用水量が大きく、しかも稼働率の高い状況が長時間（大部分は24時間）にわたって続くことである。

このように水田パイプラインは、大きな変動幅をもち、かつ長時間の送水を要求されるので、必要流量に応じたある圧力状況を維持しなければならないが、この管理については、これまであまり配慮がなされていないのが実情であろう。

3. 既施工区における調査解析事例

まず、これまでに施工され稼働しているパイプラインについて、調査解析をし、以下に述べるような問題点を明らかにした。

調査対象地区は、46年度に施工された、C県第1工区で、160haに、ポンプで給水するシステムで、施工後配水があまり平等に行なわれていないと地元から苦情がつけられた地区である。我々は、この地区の養い期における流況を解析することによって、これまでの設計法の問題点がうかびあがるものと考え、調査解析を行なった。

まず、解析手法の概要を、つぎに結果とその対策について述べる。

3-1. 第1工区パイプラインの施設機能解析手法

この第1工区のパイプラインの特徴は、管網を採用していることである。水田パイプラインとしては、管網にする必要性が判然としない所があり、樹枝状配管でその目的は十分達し得るのではないかと考えられる。この地区のように管網になっている場合、管網の水理計算法としては、一般にハーディークロス法にみられるように管内流量を未知数として、管内流量を求め、附随的に管路の損失水頭を求めるものである。しかし、この計算法には、節点取り出し水量とエネルギー位が計算式の表面には現れていない。さらに近年は、これを改善した節点エネルギー位を未知数とした計算法が用いられている。この計算法は、節点における流量条件を満足するようなエネルギー位を求めるものである。この計算法は、系内の1地点の境界圧力と他点での流量境界を与えて解くものであり、圧力境界点を増加したい場合への応用は、最近、高桑³⁾により解決された。

しかるに、実際の施設における流況把握は、複数個の圧力境界条件を満足するような手法でなければならないことが多い。そこで筆者らは、この圧力境界、流量境界の設定の自由度の多い管路の不定流数理モデル手法により解析することにした。

3-2. 第1工区パイプラインモデルの概要

この地区の配管は図-1に示す（主要部のみ示す）とおりである。給水の管軸は、各田区に設置された給水減圧バルブにより水田所有者が個々に行なっており、使用者が地区代表者に申請し機場オペレーターへ伝達され給

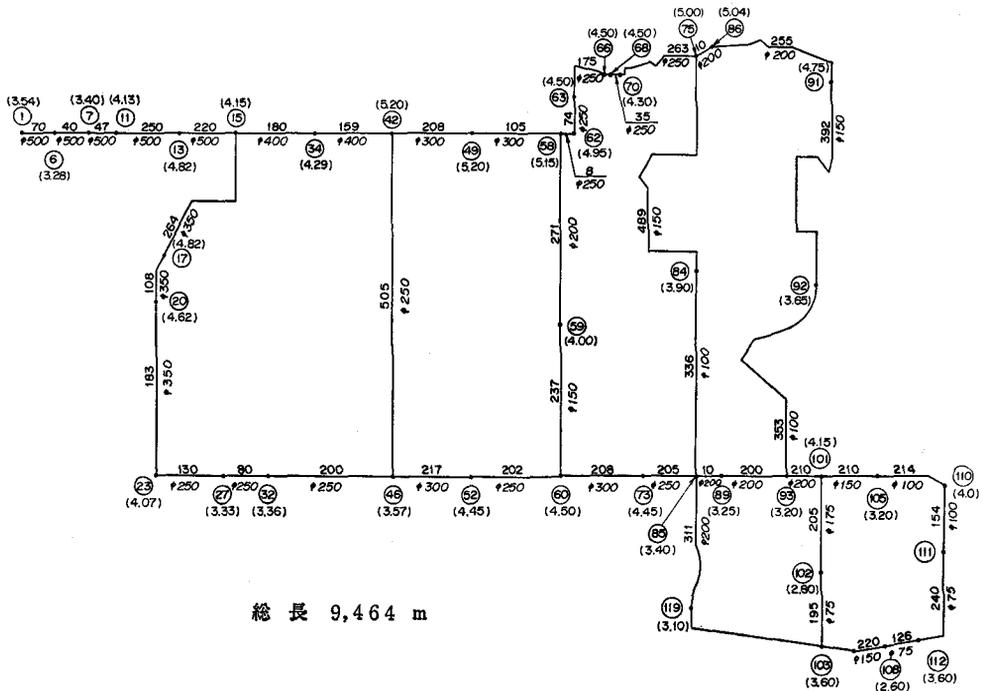


図-1 検討地区の主要管網

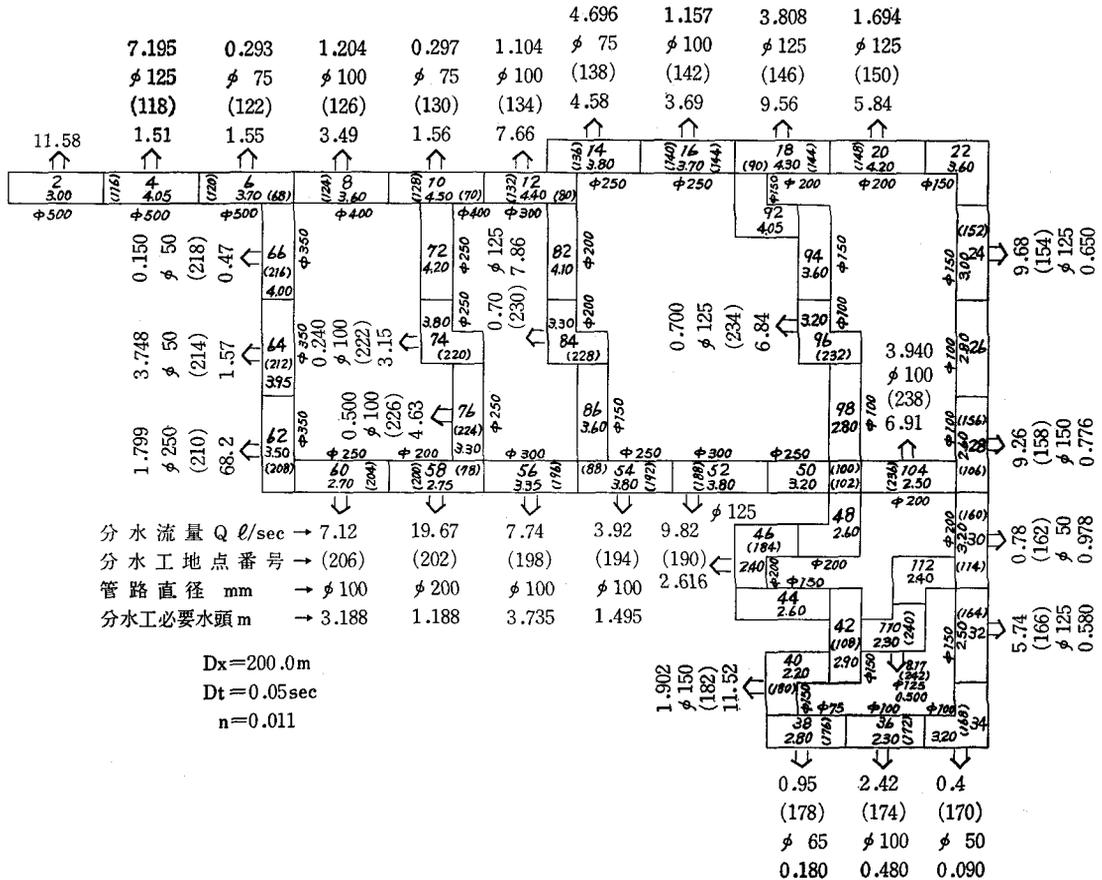


図-2 検討モデル系統図

水が行なわれるようになっていく。

この管路系の数値モデルは、機場・主管網・分土工から構成される。演算を行なう際の格子は、管網を構成する管路を200m毎に区切って作成し、系統図と呼び図-2に示す。分土工については矢印で示してあるが実際には格子が構成されている。すなわち、格子の偶数番号地点で連続方程式により圧力が奇数番号地点で運動方程式により流速が計算される。

モデルを動かすにあたっては、境界点（ここでは、系統図の地点番号3の流量としての機場流量と、地点番号2の機場圧力および、図中に矢印で示される32ヶ所の分土工地点の流量か圧力を与える点をいう）の境界値を設定しなくてはならない。この境界条件の与え方はポンプあるいは分土工の流量を与える場合の流量境界とポンプ場、あるいは分土工地点の圧力を与える場合の圧力境界に分けられ、これをいろいろ組み合わせることで流況を解析する。つぎに分土工での圧力境界値について述べる。

このモデルに組み込まれた管路は、主要管路のみであり、支派線については省略されており、モデル上では分土工として扱われている。そこで各分土工での必要圧力は、その支派線で所定の流量を配分できなければならないので、この支派線での損失計算を行なって決める。こ

のように計算された値を分土工必要水頭として図-2の系統図の分土工地点に示した。

3-3. 計画流量配分時の流況

パイプラインシステムに於いて、所定の流量配分を行なうには圧力制御が不可欠である。この圧力制御は実際には、給水バルブの開度調整による流量制御により行なわれている。この検討モデルに於いては地点番号3に設定されているポンプで、251.52 l/secの流量が送られ各分土工では、系統図の矢印外に示される分水流量になるよう分水されればよい。一方機場の揚程は、水理的な最遠点分土工のバルブが全開の状態での分水流量が確保できればよい。そこでモデルの境界条件をつぎのように設定した。分土工では、地点番号40地点を圧力境界、すなわち、この分土工の給水栓150mmを全開にし、分土工での必要圧力19.02mに設定する。他の分土工およびポンプ場は流量境界とし所定の流量を取水・送水する。このようにしてモデルを動かしたときの系内の流況を図-3に示す。

なお、この演算中分土工地点では流量境界であるのでバルブのしぼり具合を知るため、分土工設置点管路圧力と分土工必要圧力水頭をもとに流速を計算し、分水量をこの流速で割って必要断面積を計算した。この値を表-

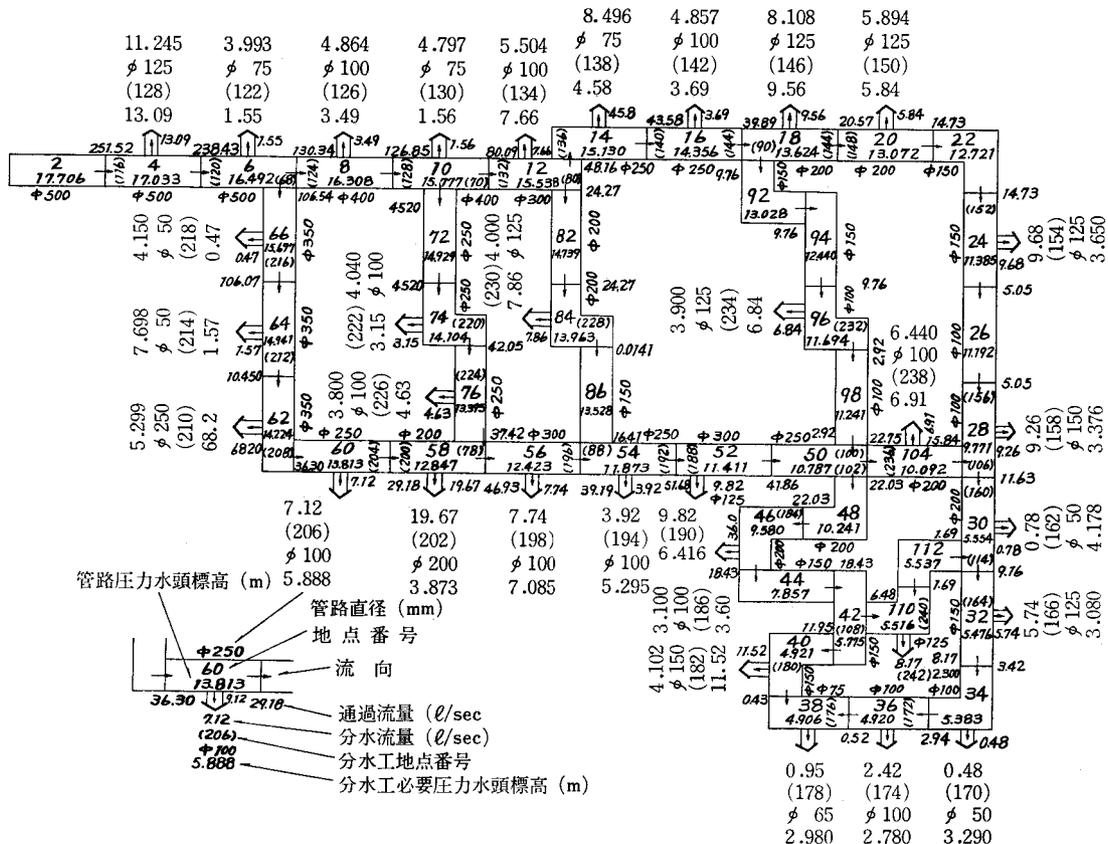


図-3 流量境界時の定常流況

表一 1 分水工における必要バルブ開度と圧力境界の分水量

① 分 水 工 番 号	② 分 水 工 地 点 番 号	③ 管 径 (mm)	④ 分 水 量 (ℓ/sec)	A ⑤ 分 水 管 路 断 面 積 xO ² m ²	A' ⑥ 計 算 断 面 積 xO ² m ²	⑦ A'/A	⑧ 圧 力 境 界 時 の 分 水 流 量 (ℓ/sec)	⑨ 規 定 分 水 量 に 対 す る (%)
1	4	125	13.09	12.27	8.53	0.70	0.00	0
2	6	75	1.55	4.42	0.97	0.22	4.86	314
3	8	100	3.49	7.85	1.88	0.24	9.47	271
4	10	75	1.56	4.42	1.04	0.24	4.18	263
5	12	100	7.66	7.85	4.40	0.56	8.00	104
6	14	75	4.58	4.42	3.92	0.89	0.79	17
7	16	100	3.69	7.85	2.18	0.28	7.67	208
8	18	125	9.56	12.27	6.38	0.52	0.00	0
9	20	125	5.84	12.27	3.42	0.28	7.89	135
10	24	125	9.68	12.27	5.46	0.45	10.37	107
11	28	150	9.26	17.67	5.08	0.29	14.25	154
12	30	50	0.78	1.96	1.92	0.98	0.00	0
13	32	125	5.72	12.27	5.81	0.47	4.76	83
14	34	50	0.48	1.96	0.96	0.49	0.24	50
15	36	100	2.42	7.85	3.01	0.38	2.92	121
16	38	65	0.95	3.32	1.66	0.50	0.79	83
17	40	150	11.52	17.67	17.67	1.00	0.00	0
18	46	100	3.62	7.85	2.57	0.32	5.66	156
19	52	125	9.82	12.27	6.87	0.56	0.00	0
20	54	100	3.92	7.85	2.78	0.35	3.32	85
21	56	100	7.74	7.85	6.10	0.78	0.00	0
22	58	200	19.67	31.42	7.53	0.24	41.19	209
23	60	100	7.12	7.85	4.60	0.59	4.79	67
24	62	250	63.20	49.09	22.55	0.50	73.46	108
25	64	50	1.57	1.96	1.68	0.86	0.50	32
26	66	50	0.74	1.96	0.40	0.20	1.50	203
27	74	100	3.15	7.85	1.81	0.23	7.71	245
28	76	100	4.63	7.85	2.72	0.35	7.19	155
29	84	125	7.86	12.27	3.90	0.32	13.77	175
30	96	125	6.84	12.27	3.84	0.31	9.61	140
31	104	100	6.91	7.85	6.58	0.84	0.00	0
32	110	125	8.17	12.27	7.14	0.58	6.61	81

1の⑥欄に示す。表一1の⑤欄が分水管路断面積であるので、⑦欄に示す計算断面積と、分水管路断面積のバルブのしぼり割合を示している。図一2の流況は所定の水配分を満足するものであるが、そのときここに示すような圧力状況を維持する必要がある、そのためには表一1⑥、⑦欄に示すバルブの開度調整が保障される必要がある。

3-4. 給水バルブを全開した場合の流況

各分水工がそれぞれの分水量を確保するには圧力境界点となる最遠分水工以外は強制的なバルブ開度設定がなされなければならないことがわかった。しかし、実際の管理面ではバルブ開度は農民個人の自由意志によってなされている。このため実際の現地での流況把握は不可能に近く、流況がわからないため管理手法さえきめか

ね、パイプライン化のメリットとして上げられた取水したいときに自由に取れるということが実現しない場合もある。この不平等な流量配分の最も極端な場合は全ての分水工バルブが全開された場合であろう。このときのパイプラインシステムの流況を解析するため、境界条件としてポンプは流量境界、分水工は32ヶ所全て圧力境界として演算を行なった。ただし、この演算において分水工必要圧力水頭が管路圧力よりも大きい場合、流速は送水管路中に向かう逆流現象が生じるのでこのような場合には流量をゼロ、すなわち、分水不能として計算上処理した。演算結果を図一4に示す。演算結果のうち各分水工での分水流量および、所定の分水量に対する比を表一1の⑧欄、⑨欄に示す。この結果をみると分水できない地点（現地ではこの支派線の先端で極度に水の出の悪い）

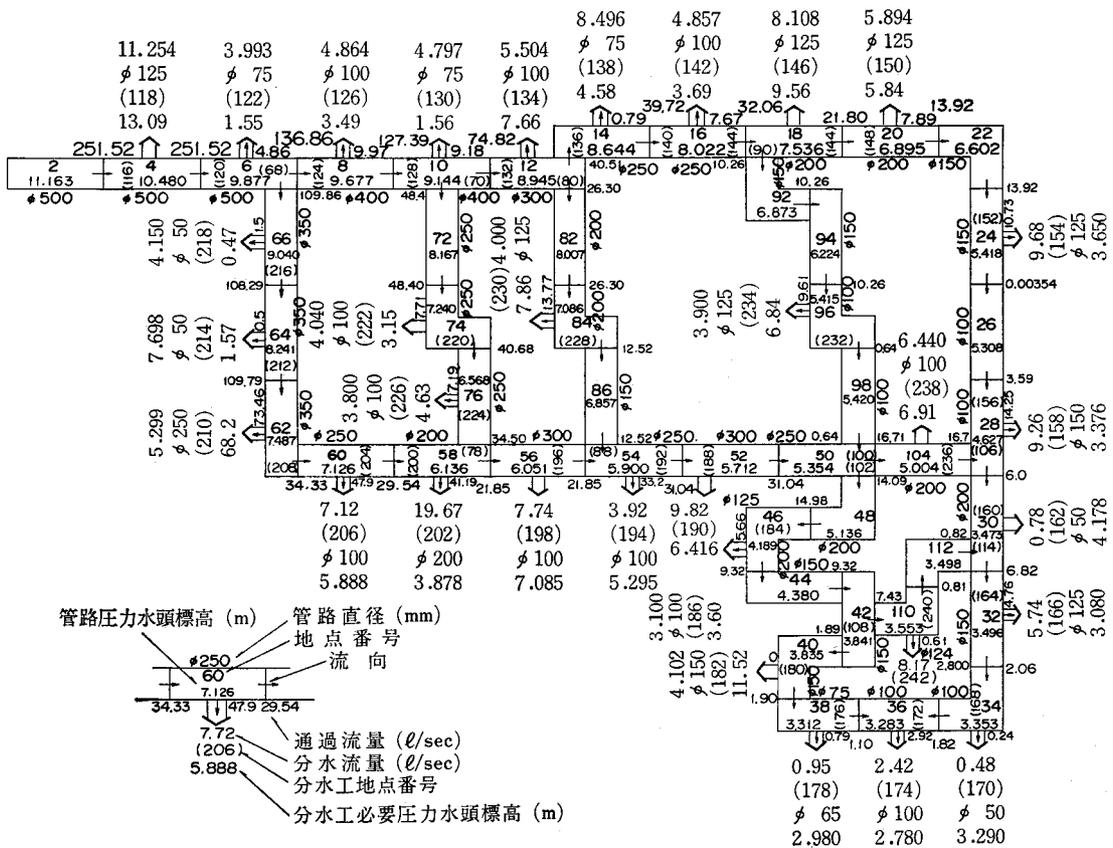


図-4 圧力境界時の定常流況

が7ヶ所ある。この水の出の悪い地区については現地の聞き取りもほぼ一致している。

3-5. 第1工区パイプライン改善案

第1工区パイプラインの流況改善案として、第1にあげられるのは、個々の給水栓を強力な人的管理組織により管理することである。しかし、給水栓個数と地域の広がりなどを考慮すれば、管理のための労力が大きくパイプ化したことのメリットがうすれる恐れがある。

施設の改良案としては、幹線水路・支線水路の区分分けを行ない、幹線から直接は場に給水している直給水栓を副水路などに統合し、幹線水路から支線水路への分岐点に圧力（流量）制御用のバルブを設置する。バルブは管理のための情報を得るため、圧力計または流量計がセットになったものを選定するか、これら機器の端子を設けておく必要がある。

また、圧力管理のレベルによって水配分の不均一度は異なるため、この工区では排水路へ出た水を循環させて使用できるので、ポンプ容量の増加をはかる必要も検討されるべきである。

4. 単点注入水田パイプラインの水理的問題点

4-1. 水田パイプラインシステムの範囲

現在水田のパイプライン化で問題の多い地区は比較的立地条件に恵まれている水田の場合が多い。すなわち、棚田などでなく水の便も地形的にも比較的恵まれている地区が多い。それ故に長い歴史の中で、これらは場につきこまれた資本は大きなものであり、特に水利については、近傍まで幹線水路により対策が講じられている場合が多い。このため、開水路を中心とした水配分システムから管水路を中心としたシステムへの移行に伴っては、自然落差のみでは手当てのつかない場合が大部分である。大部分の地区では、揚水ポンプによる加圧を伴わなければならない、エネルギーすなわち、動力費を含む施設のランニングコストは非常に大きな問題であり、十分な配慮の払われた設計が行なわれる必要がある。

水田パイプラインシステムの要素としては、管配置、管径、管材、水源圧力が考えられ、これらの要素が互いに影響されてシステムが成り立っている。そしてこのシステムの目的は、水源と各給水栓の要求を結びつけ適切な水配分を行なうことである。更に、水配分に当っては施設などハードな面と、これを利用する管理の考え方からなるソフトな面を有している。ソフトな面の中には、これらパイプラインシステムでどのような需給（具体的にいえば、普通期の水配分をするのか、代カキの水配分

を中心にするのか) に対応する場合を中心にするかという問題も含まれていよう。前項で述べたように、代カキと普通期の要求があまりにも水量的に差が大きいため、代カキ期は集中使用の出来るような代カキローテーションを組めるか、あるいは、従来の設計のように、何分区分かで代カキが行なわれていると仮定するのかという問題である。

また1機場の支配する面積については、大きな面積にすれば、機場揚程がそれだけ増すことになり、施設管理面からは電気技術者の資格等から低圧受電の範囲で考えることが望ましく、配水管理面からは圧力管理バルブ操作などがあるので、一般的には100ha以下程度が適当な大きさと考えられる。

この計画時における1機場の面積決定は、これによってその給水システムの性能を限定してしまうことになるので、関係者の意見を参考にして、できるだけ綿密に行なうことが必要である。

4-2. 集中代カキ用水と一様代カキ用水

従来の開水路システムあるいは、1部の管路システムにおける設計では、水計算書にある代カキ日数 n 日を想定し、末端は場 $A=(30a)$ においても A/n^a だけ代カキが行なわれ残りの $A\left(\frac{n-1}{n}\right)$ が養い水であるとして積みあげた水量を用いて、管径および機場揚程を算定したものがあつた。このような代カキが行なわれると仮定した水配分をここでは一様代カキ用水配分と呼ぶことにする。

これに対し実際の営農作業から考えると、1枚の水田の代カキはむろん1日で行なわれるし、前項で述べたように現在農村に導入が盛んである30馬力級のトラックによれば、4.5~5.0ha程度の代カキが可能である。さらに地区によっては、「ブル代」が導入されてもいる。このように営農的には、面的に集中することになる。すなわち、1支線内にトラックが1台あるとし、1日に4.5haの代カキが行なわれるとすると、この支線に供給されるべき代カキ水量は代カキ用水を115mmとすれば60ℓ/sec(30a水田1枚当り代カキ水量は4ℓ/secである)である。このような代カキ方式をここでは集中代カキ用水配分と呼ぶ。この集中代カキでの水量は1日当りの代カキ面積があくまでも A/n であるので水源である機場の最大流量は、一様代カキ用水と同じ値であるが、地区内の特定地点への集中給水になるので集中給水が行なわれる支線に対する必要圧力水頭は一様代カキの場合より大きな値が必要である。

4-3. 幹線パイプラインと支線パイプライン

管径の設計対象流量に何を用いるかということがそのパイプラインシステムの性格をきめることになる。すなわち、全線を集中代カキ用水量が所定の流速で配分できるように設計するのも1案である。しかし、この案では、機場揚程は小さく、ランニングコストは小さくなるが、

管資材・工費に代表されるイニシャルコストは大きくなる。これに対し全線を一様代カキ用水量を配分するように設計すると、実際の施設の使用形態においては、集中代カキの行なわれるルートには大きな流速が発生し、これを保障するため機場揚程としては大きなものを与えなければならない。また、大きな流速が出ることは、バルブ操作により発生するであろう水撃圧が大きなものになり、管種を上位のものにしなければならないことになるであろう。

そこで、つぎのような幹線パイプラインと支線パイプラインを区分けする設計案も検討の価値があるであろう。すなわち、支線パイプラインは、設計対象流量を集中代カキ水量(60ℓ/sec)にその支線がかりの残りの面積の養い水を加えた値とする。これに対し幹線パイプラインは、水源機場と支線パイプラインを結ぶもので、設計対象流量は一様代カキ用水量である。

この案によれば、感覚的には幹線水路は従来の管径で、支線水路は従来の値より大きめの管径を用いることになる。

そして、現地施設の解析の項で示したように圧力管理のためのバルブを設置する必要があるが、この位置は、幹線パイプから支線パイプが分岐する地点とする。すなわち、幹線パイプラインとは、管径を一様代カキ用水から算定し、圧力的には機場に直接対応する部分ということができる。

一支線管路の支配面積は、水理的な面から考えれば、各給水栓を全開したときに、上流部が最も水が出やすく、末端が出にくいわけであるが、これが許容できる範囲にすべきである。また、この支線水路にかかわる使用者間で給水栓の開度調節、代カキ順位が話しあえる範囲も一つの目安になるであろう。いずれにしても、30aに給水栓1ヶ所とすれば、6haで20ヶ所になるので、1支線では大きくとも10ha止まりになるであろう。また管の配置形状については単直線管路を原則とし、枝分れする場合も、1ヶ所位とすべきである。管径の算定にあたっては、支線水路の最も下流で代カキが行なわれている場合を想定する。すなわち、図-5はこの支線で末端の16枚のは場で代カキが行なわれるためには、管径・管長・通

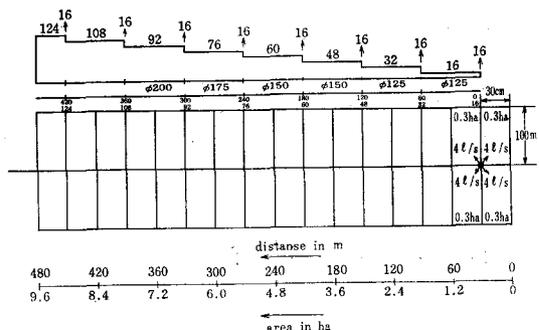


図-5 末端におけるは場と給水量の関係

過流量がどのようになるかの一例を示したものである。

4-4. 機場揚程の決定

設計対象流量と平均流速範囲が決まると、管径が求められる。つぎには、目的とした流況を管路システムに発生させるために必要な揚程を決定する必要がある。

すなわち、水田パイプラインとしての全ての要素を結びつけるものとして揚程をとらえることになる。

ここで、目的とした流況とは、系内で最も水理的な遠点に代カキが行なわれているときを指す。水理的な遠点とは、一般的には地形的に最も機場から遠い支線を指しても良いが、地盤高さ、そこまでいくルート、すなわち管長と管径によっては地形的には近い所であっても水理的な遠点になる可能性があるので注意が必要である。このため設計にあたっては、何回かの試行を行なって求めるべきである。

普通期における機場揚程は、普通期最大の配分流量を用いて求めれば良い。ここで求めた普通期の揚程は、代カキ時の揚程よりは相当小さな値になる。そこで、新潟大学の緒形教授のいうように、代カキ期間は10～20日位であるので、機場で年間を通じて大きな揚程のポンプを運転するのはランニングコストを大きくし得策でない。機場の揚程は、普通期最大のものを与え、代カキ期のみは、ブースタポンプにより加圧してやる方式をとれば、イニシャルコストは少々高くなって良いとの提案もある⁴⁾。このことは、現地での設計にあたって十分考慮する価値のある提案である。これに対し計画書による水計算は24hr給水であるのに、実際には水温障害が問題となる北海道あたりでは、夕刻取水をはじめ、朝止める方式や他の場合は、逆に朝取水し夕方止めるなどの営農管理が行なわれている地区も多い。すなわち、水源として、瞬時流量に規制される場合には許されないが、日容量で考えることが許される地区では対象流量を大きくしておけば、給水時間の調節が出来るとして、最大流量で設計する場合もある。

5. 水田における多点注入管網系の水理的問題点

5-1. 多点注入の問題点

水田パイプラインシステムは、原則として単点注入(揚水機場が1ヶ所)を採用できる範囲で考えられるべきである。1機場の支配面積は前述のとおり100ha以下が望ましい。地区が広大になればなる程、管路が長くなり、送水のための摩擦損失が増大し、ランニングコストが大きくなり、また流量配分管理も高度化してくるので、この経済的な観点から限界をさぐる必要がある。このため、機場はできるだけ地区の中央部に設けた方が有利である。さらに、水田パイプラインシステムは、個人の所有である場合は、共同施設である水利施設を結びつ

ける施設系であるので、個人的な欲求が強く出る傾向にある。このため、きめの細かい管理が必要になる。これらのことから、単点注入システムが理想であるが、一般的には多点注入のシステムの計画が多い。これには、3つのケースがあると考えられる。

第1は、水源水量が豊富で、しかも対象地区の中で、自由に機場地点を選定できる場合である。代表的な事例は、湖岸に沿う地区で、湖を水源にする場合である。このような地区では、ポンプ場を多くすることにより、それぞれの機場揚程を均一化し、全体としてのランニングコストを下げるができる。

第2は、地区を大きくとり、水源を複数にする場合である。このような事例は、山間地、あるいは傾斜地で、自然圧を有効に利用しようとする場合である。

第3は、水源水量が季節的に不安定で、この水源水量に対応するために、水源が複数になる場合である。すなわち、代カキ時には、主水源水量が豊富であるが、渇水期になると、地区内の反覆水を利用するか、他の支川流量に依存する場合がある。

これらケースの分け方を、水理的な観点からながめると、水源の流量配分の自由度が高く、圧力がある一定値にしたい場合と、水源の流量がきまわって、圧力を自由に決定するという2つの問題を含んでいることがわかる。すなわち圧力が定められるということは、どのような流量変化が起っても、水源水位が変わらないと考えられるし、流量が定められるということは、この流量を押し込むための必要圧が保障されるということである。圧力が定まる場合は、流量配分の決定をすることが計画、設計上問題となり、流量が決める場合は、圧力、すなわち揚程をどう決めるかということが問題となる。

さらに、水田パイプラインシステムの最も特徴的な点は、何度もいうように水使用の季節的な変動が大きいことである。すなわち、圧力境界の場合は、注入点の圧力を最大流量を流し得る値にしておけば流量が少ないときは下流のバルブ制御により調節すればよい。これが流量境界であると、極言すれば流量が異なるごとに、パイプラインシステムへの注入圧力、すなわち揚程はちがった値になる。そのため、揚程の決定をどうするかが大きな問題である。

また、パイプラインシステムへの注入点が、自然圧(圧力境界)の点と、機場(流量境界)とが混在する場合の揚程の決定は、さらに難しいものになる。すなわち、㊸地区を例とすれば、水源の水量の多少によって、使用するポンプが異ってくる。代カキ期は主水源での水量が一般には豊富であるので、水源ヶ所数が多くなることは少ない。この地区においても、㊹頭首工の自然圧と、㊺2ヶ所の機場によって代カキ用水はまかなわれる。この代カキ時の機場揚程は、自然圧を最優先使用するとし

て考えるのは当然であり、自然圧を最高圧とし、機場地点からの補給量を管系に流入させ、各取出し節点で必要流量になるよう圧力制御、または流量制御されるとして、管内の圧力分布を求めればよい。

これに対し、渇水時の普通期においては、地区内還元水、または近傍の支流に水源を求めざるを得ず、この地区の場合も代カキの主水源の他に(S-1)、(S-2)、(S-3)、①、(A-1)、(A-2)、⑤、⑥の8ヶ所の機場を運転して、必要量をまかなうことになる。この普通期についても、所定の水配分を行なっているときの圧力分布は求めることができる。しかし、水源機場の揚程は、代カキ期と普通期では一般には異なった値になる。代カキにも普通期にも共通して用いられる機場の揚程は、大きな値をとらざるを得ないが、たとえば代カキ時の揚程を採用して、普通期に用いるときは、一般的に揚程が大きいので、普通期として求めた管系の圧力分布になるかどうかの保障はないわけである。すなわち、制限要素としては水源水量になるが、極端な場合は、地区内の水使用総量が少ない時は、ポンプによって加圧された水を使い、自然圧による使用水量が水源での流入可能水量より少ないという流況を呈することもあるから注意しなくてはならない。

5-2. 流量境界としての、代カキ期、普通期における流況解析

ここでは、⑩地区の管路系(図-6)について、代カキ用水、普通期用水を配分しているときの流況解析(それぞれAケース、Bケースと呼ぶ)結果を述べる。

計算に用いた摩擦損失係数Cの値は、C=140である。管路直径、長さ、節点取出し水量を図-6に示す。水源は前述したように代カキ期の水源は3ヶ所、普通期最大

時の水源は11ヶ所である。各水源の流量を、表-2に示す。

流量境界時の節点エネルギー法による代カキ期の計算結果を図-7に、普通期の計算結果を図-8に示す。図-7、8から、それぞれの圧力分布状況を保持するために必要な各機場の圧力標高と、揚程(圧力標高一節点管軸標高)を求めれば表-2となる。

ここに示した流況は、自然圧水源である⑧頭首工の水位がE.L.285.00mとし、各節点で取出し水量を守れるという前提での計算結果であり、代カキと普通期では、ポンプ揚程、容量とも変化させた場合を意味している。

5-3. 複数の圧力境界による流況解析

代カキ期の給水状況を満足するように定められた代カキ期の水源揚程を有する機場は、普通期には大きな揚程となりこの揚程で運転されるであろう。このことは、管路系から見れば、複数の圧力境界が設定されたことになる。しかし、水源水量としては、個々に割り当てられた値の範囲内でなければ水がないので、パイプラインシステムは、代カキ水源については流量境界と圧力境界を満足するように、残りの機場の揚程を定めなければならないことになる。このようなことは可能か、あるいは、全システムでの投入エネルギーとして得な方式であるのか検討する必要がある。そこで、⑩地区について次のC~Eの3ケースの演算を行った。

すなわち、⑧頭首工地点水位をE.L.253.65mとして、代カキ期、普通期単独に計算したときの各機場の必要揚程は、表-2のとおりである。この結果は、普通期の本地区の総必要水量は、1,537m³/secで、代カキ用水1,701m³/secより少ないにもかかわらず、①、⑤機場の揚程は、大きな値が必要である。これは、普通期は水源自然

表-2 (K) 地区代カキ、普通期における必要圧力

番号	水源名	代カキ期			普通期			図-6 節点番号	節点 地盤高	備考
		流量 m ³ /sec	圧力標高 m	揚程 m	流量 m ³ /sec	圧力標高 m	揚程 m			
1	⑧ 頭首工	1.419	253.65	自然圧	0.532	253.65	自然圧	①	253.65	
2	① 機	0.066	231.58	5.73*	0.038	250.49	24.64*	③	225.85	
3	⑤ //	0.216	209.73	6.78*	0.216	255.07	52.12*	(100)	202.95	
4	(S-1) //	—	232.28	20.38	0.053	250.19	38.29*	⑬	211.90	
5	(S-2) //	—	219.18	18.20	0.030	246.88	45.90*	⑭	200.98	
6	(S-3) //	—	210.61	20.23	0.038	247.47	57.09*	⑮	190.38	
7	④ //	—	216.70	22.98	0.020	253.63	59.91*	(93)	193.72	
8	(A-1) //	—	220.87	26.87	0.047	252.95	58.95*	(115)	194.00	
9	(A-2) //	—	209.60	15.50	0.070	250.68	56.58*	(109)	194.10	
10	⑤ //	—	228.75	10.25	0.080	258.27	39.77*	(155)	218.50	
11	⑥ //	—	200.64	25.04	0.413	254.26	78.66*	⑳	175.60	
合計		1.701		*のみ揚程	1.537					

(注) 揚程とは、地盤高からの値をいう。

節点数 158
管路数 176

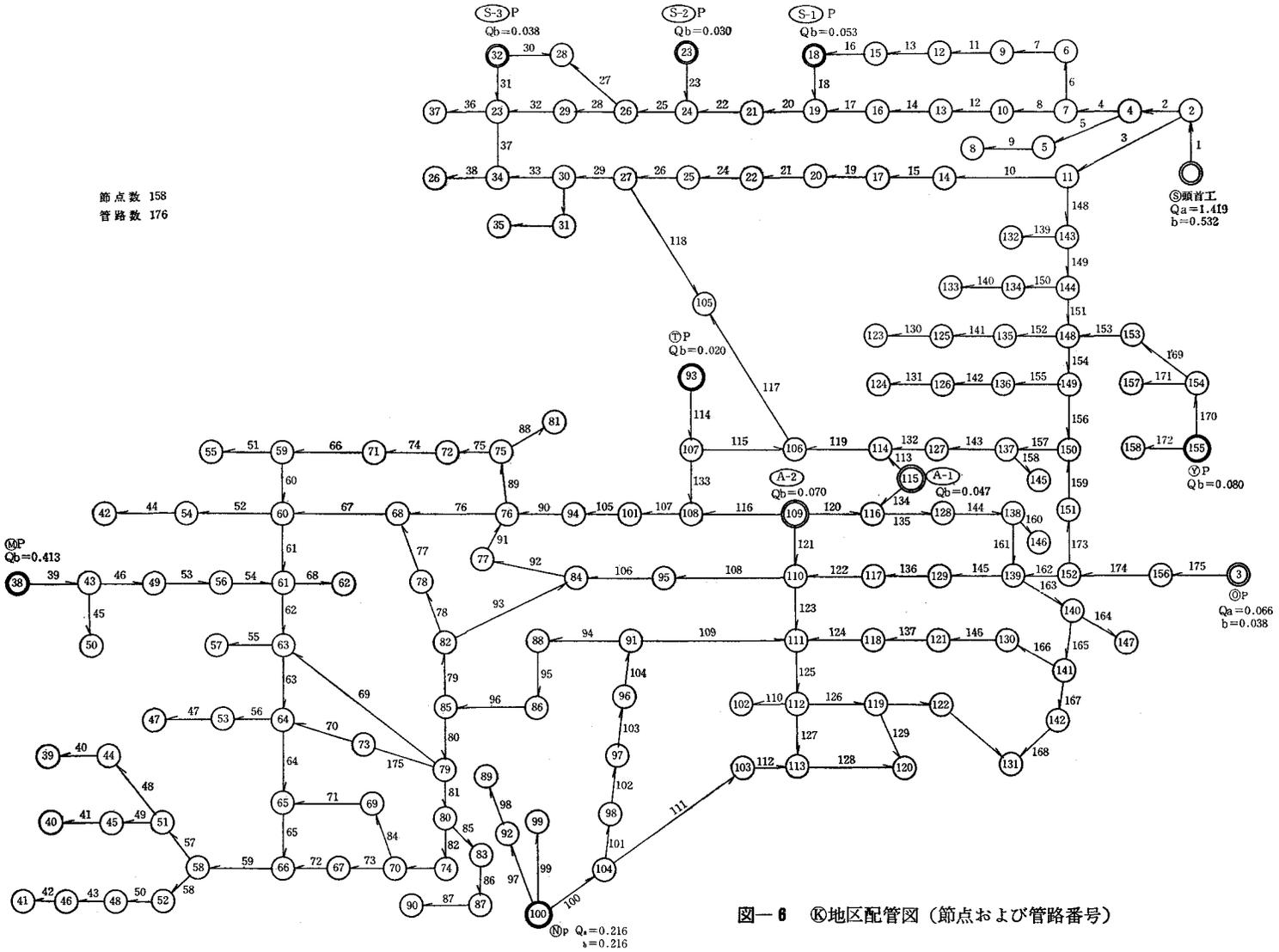


図-6 ⑧地区配管図(節点および管路番号)

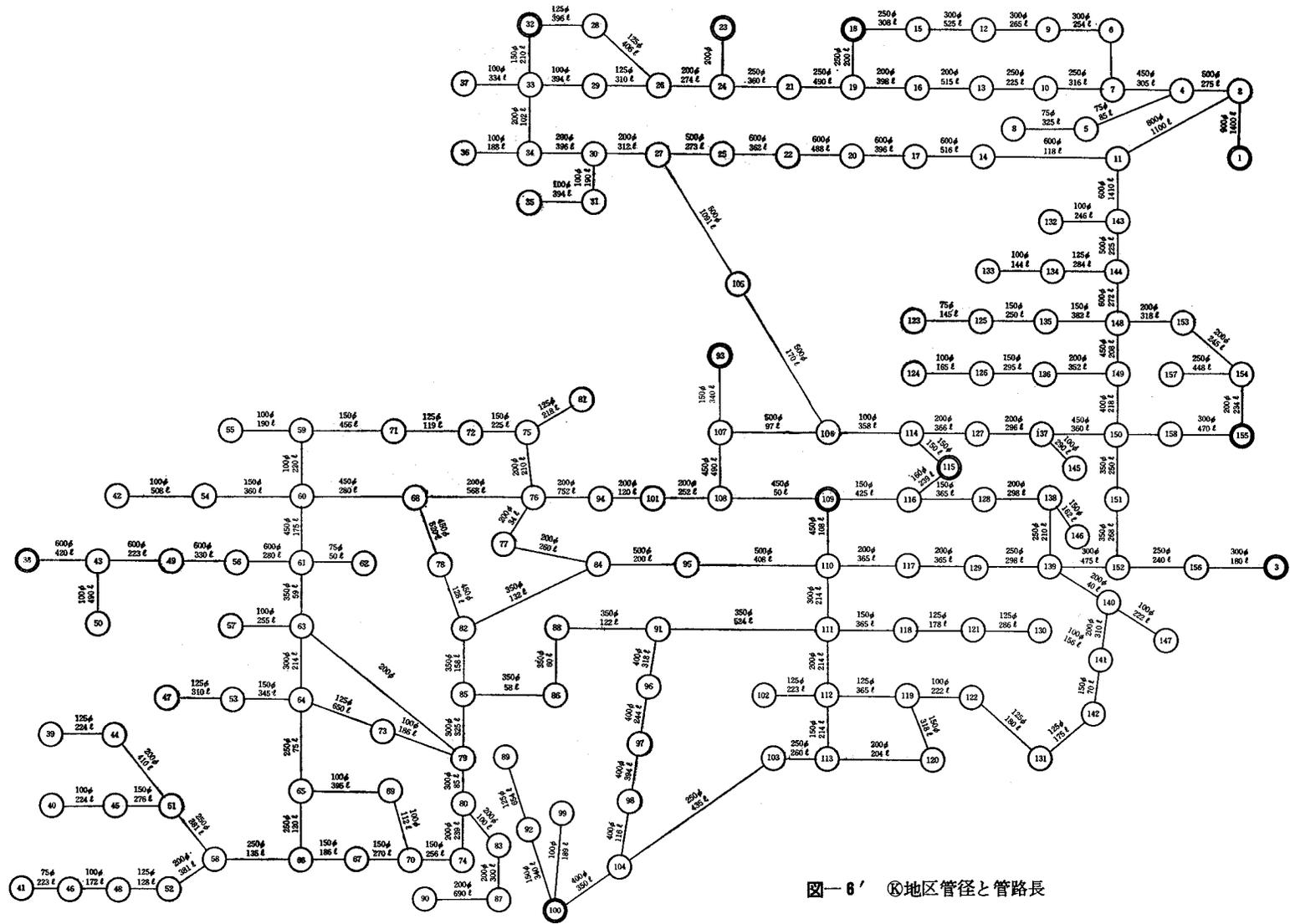


図-6' ⑧地区管径と管路長

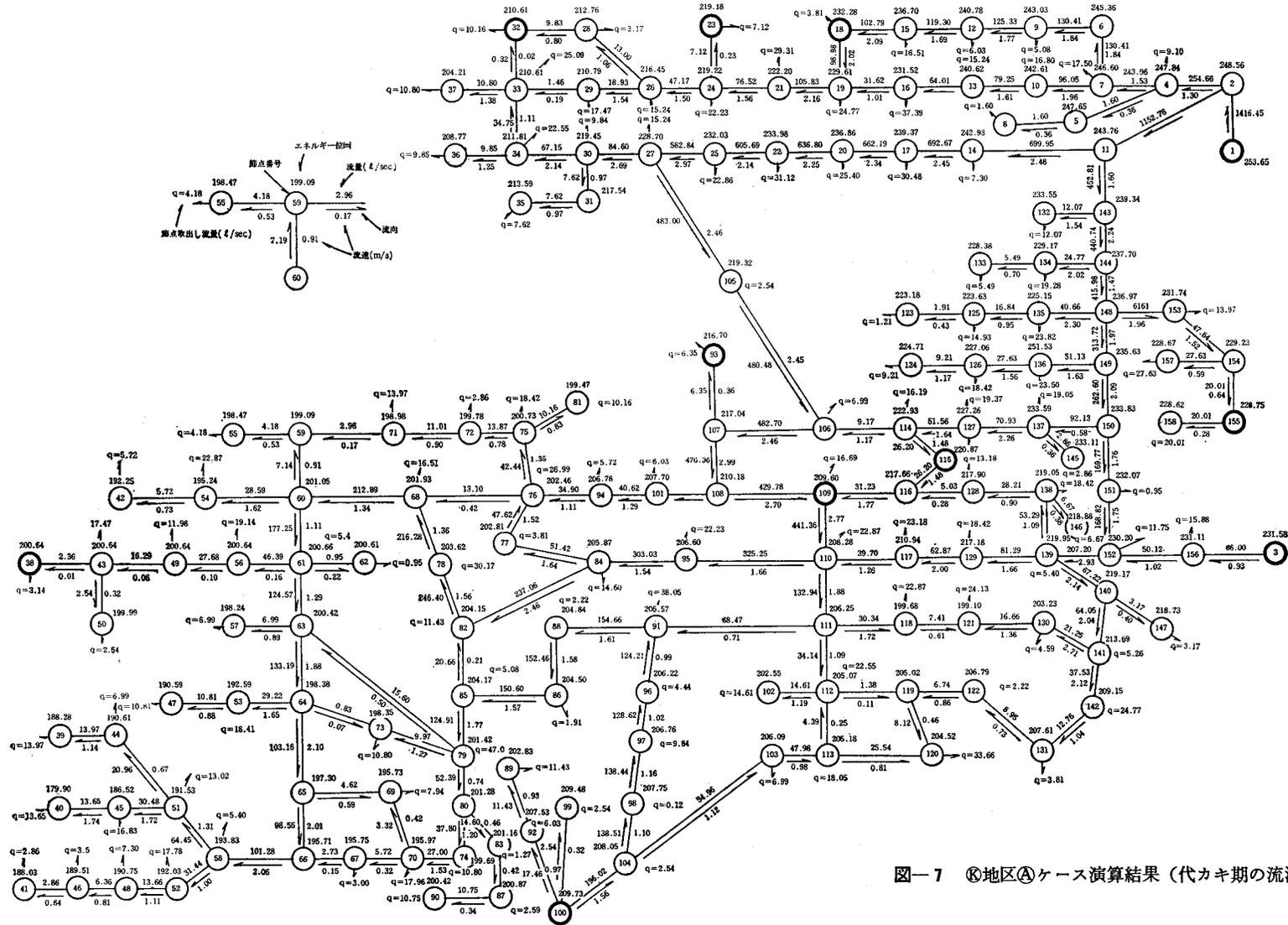


図-7 ㊸地区㊸ケース演算結果(代カキ期の流況)

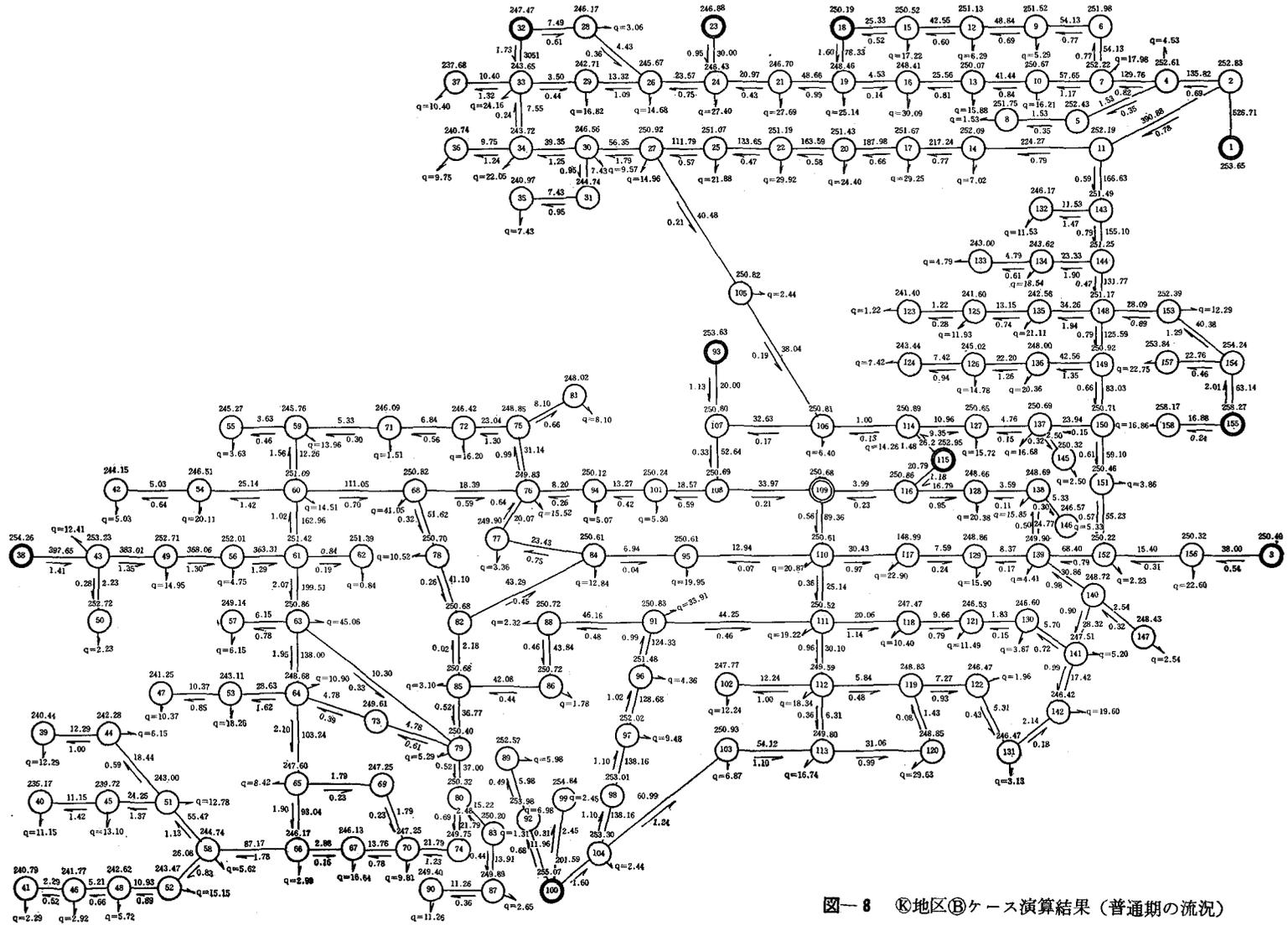


図-8 〇地区⑧ケース演算結果(普通期の流況)

水圧が E.L. 253.65m で、取水量が 0.532 m³/sec であるので、この条件をみたすため対抗上、大きな値になるわけである。

◎ケース

そこで、一般的には⑩、⑪機場の揚程は、普通期の必要値が採用されるであろう。しかし、この普通期の揚程で代カキ期に運転したら、管路系にはどのような流況が発生するであろうか。◎ケースにおいては、代カキ期の水源地である⑨頭首工、⑩、⑪の3ヶ所で、圧力境界が設定できる。(すなわち、実際には水源水量に規制されるが、圧力境界では流量制限はないと仮定する)と仮定して演算を行った。◎ケースの演算結果から各水源での圧力標高と水源流量を表一3に示す。この結果は、⑩機場③地点、⑪機場(100)地点の揚程が大きいので、これらの機場からの注入水量が多く、逆に自然流入点、⑨頭首工での流入量が小さくなっている。すなわち、代カキ期には、機場では圧力を減少させて運転する必要がある。

①ケース

⑩、⑪の2機場の揚程を、補給水量が少ないのに、大きな揚程を要する普通期の値を採用するのは得策ではないので、代カキ時の揚程をそれぞれ与え、⑨頭首工の自然圧水源では、0.532 m³/sec の流量境界として、普通期の水配分をするときの流況解析を行った(Dケース)。このとき、普通期の他の8ヶ所の機場では、流量境界を設定している。このDケースの結果から、各水源での圧力標高と水源流量を表一3に示す。水源水量をみると、節点番号(100)の⑪機場では、計画では0.216 m³/sec 注入されねばならないが、管路系の圧力分布のため、0.01467 m³/sec がマイナス、すなわち逆流してしまっている。また③番の⑩地点でも、計画注入流量0.038 m³/sec に対し、0.18642 m³/sec と余分に注入しなければ、この③地点の圧力、E.L. 231.58m を維持できないことを意味している。さらに、⑩、⑪の両機場で注入すべき計画量 0.038+0.216=0.254 m³/sec が、0.18642+(-0.01467)=0.172 m³/sec しか注入され得ないので、この差(0.254-0.172=0.082 m³/sec)は補給されないことになる。このDケースの演算においては、節点でのエネルギー位が該当節点の地盤高に0.1mを加えた値より小さくなれば、節点では給水できない。すなわち、節点取出し流量をゼロとして計算している。この条件にふれて、給水が停止される地点は、主に自然圧の⑨頭首工付近に存在している。すなわち、④、⑦、⑧、⑨、⑩、⑪、⑬、⑭、(152)の9地点では、本来合計量ではほぼ0.080 m³/sec の配分が必要であるのに、圧力低下のため補給ができないことを意味している。圧力分布の節点番号①の値が222.2mの意味は、この水理計算では管軸の概念がはいっていないためで、実際には⑨頭首工からE.L. 222.2mの標高までの管路は、開水路流水となっており、当然空気の連

行があり、管路としては好ましくなく、エアハンマー等の事故に結びつく危険を有していると判断される。

②ケース

②ケースでは、主水源である⑨頭首工の堰上げ水位 E.L. 253.65m は変わらないので、①ケースのように流量境界ではなく圧力境界とし、⑩、⑪機場も代カキ給水時の E.L. 231.58, 209.73m の圧力境界として、普通期の給水を行なう場合について演算を行った。このとき、⑨頭首工、⑩、⑪機場以外の8ヶ所の水源は、流量境界としている。

②ケースの結果から、各水源での圧力標高と水源水量を表一3に示す。

この結果では、⑩、⑪両機場の揚程が小さいため計画注入が行なえず、むしろ⑩機場で0.0563 m³/sec、⑪機場で0.2124 m³/sec 逆流してしまうことになる。逆にその逆流分と計画注入量分だけ⑨頭首工で注入してやらねばならず主水源では1.049 m³/sec 水量が必要になる。

5-4. 多点注入管路系での管理の問題点

機場揚程の決定と多点注入パイプラインシステムの管理の問題は、切り離すことはできない。すなわち、管理での最大の問題は、いまだこと、どこの機場を運転するべきかの決定である。つぎは、各支線への給水量を所定の値にするための系内の圧力管である。このことを、⑩地区を例として述べれば、つぎのように考えられる。

管路系における水理計算結果から多点注入方式を採用するならば、各機場は普通期の水配分を行なう。②ケースの揚程を保持する必要がある。代カキ時には、⑩、⑪機場は、④ケースに示した値までしぼり込んで運転する必要がある。

しかし、この多点注入方式は、代カキ時よりも少量の給水をするのに、大きな揚程、すなわちエネルギーが必要であることに割り切れない所が残る。多点注入のメリットをもう一度洗い直しての検討が必要と考えられる。

例えば、普通期には水源水量が不足するのであるから、10ヶ所の機場を設けることはしかたがないが、管網の途中に制水弁を多く設け、水源水量に応じてこれらを個々の給水ブロックに分け給水するようにすれば、はるかに小さな揚程での給水が可能になるであろう。この給水ブロックは、計画水源水量と、営農管理のための人的なブロックとを考えて、分ける必要がある。

管路系での圧力管理は、前章で述べたように、極めて重要である。この⑩地区においても、幹線から支線への分岐点には圧力調整のための施設を設け、農民個々でなく、機場オペレーター、または土地改良の係員が管理して、公平な水配分を期す必要がある。

水源である個々の機場の運転は、前節の計算例に示したごとく、圧力管理が大切になる。ましてや水源水量に不均一性があれば、自動運転方式は採用できない。むしろ

表-3 各演算ケースにおける水源水量と必要圧力

番号	水源名	節点番号 (図一)	節点地 盤高さ m	A 代カキ期		B 普通期		C 代カキ期			D 普通期			E 普通期		
				水源水量 m ³ /sec	圧力標高 m	水源水量 m ³ /sec	圧力標高 m	水源水量 計画値 m ³ /sec	計算水 源水量 m ³ /sec	圧力標高 m	水源水量 計画値 m ³ /sec	計算水 源水量 m ³ /sec	圧力標高 m	水源水量 計画値 m ³ /sec	計算水 源水量 m ³ /sec	圧力標高 m
1	⑤ 頭首工	①	253.65	1.419	253.65*	0.532*	253.65*	1.419	1.079	253.65*	0.532*	0.532	222.20	0.532	1.049	253.65*
2	⑩ 機場	③	225.85	0.066*	231.58	0.038*	250.49	0.066	0.144	250.49*	0.038	0.1864	231.58*	0.038	-0.0563	231.58*
3	⑮ "	(100)	202.95	0.216*	209.73	0.216*	255.07	0.216	0.474	255.07*	0.216	-0.0147	209.73*	0.216	-0.2124	209.73*
4	(S-1) "	⑬	211.90	—	232.28	0.053*	250.19	—	—	236.04	0.053*	0.053	219.57	0.053*	0.053	247.28
5	(S-2) "	⑭	200.98	—	219.18	0.030*	246.88	—	—	224.31	0.030*	0.030	215.83	0.030*	0.030	242.38
6	(S-3) "	⑯	190.38	—	210.61	0.038*	247.47	—	—	218.68	0.038*	0.038	215.01	0.038*	0.038	240.11
7	⑰ "	(93)	193.72	—	216.70	0.020*	253.63	—	—	235.04	0.020*	0.020	217.28	0.020*	0.020	234.36
8	(A-1) "	(115)	194.00	—	220.87	0.047*	252.95	—	—	236.35	0.047*	0.047	220.21	0.047*	0.047	238.03
9	(A-2) "	(109)	194.10	—	209.60	0.070*	250.68	—	—	232.60	0.070*	0.0513	212.81	0.070*	0.070	226.33
10	⑱ "	(115)	218.50	—	228.75	0.080*	258.27	—	—	236.24	0.080*	0.080	227.25	0.080*	0.080	250.43
11	⑲ "	⑳	175.60	—	200.64	0.413*	254.26	—	—	225.84	0.413*	0.3977	215.19	0.413	0.413	226.38
計				1.701		1.537										

流量ゼロ地点 (ℓ/sec)

④	4.53	⑳	6.29
⑦	17.98	㉑	15.88
⑧	1.53	㉒	7.02
⑨	5.29	(152)	2.23
⑩	16.21		

ろ各水源水量の把握に全力をあげ、この水源水量の集中監視を行って、ポンプ稼働台数の決定をし、遠方操作にすればよいと考える。ポンプをかけるかどうかは、管系内各点での圧力が所定値に保たれているかどうかによるであろう。この圧力分布、水配分状況は、管理用圧力調整弁の状況と機場管理者の巡視、農民からの意見を参考にして把握し、システムの円滑な制御に必要な経験をつみあげるのがわかり切ったことではあるが、最も必要なことであると考えられる。

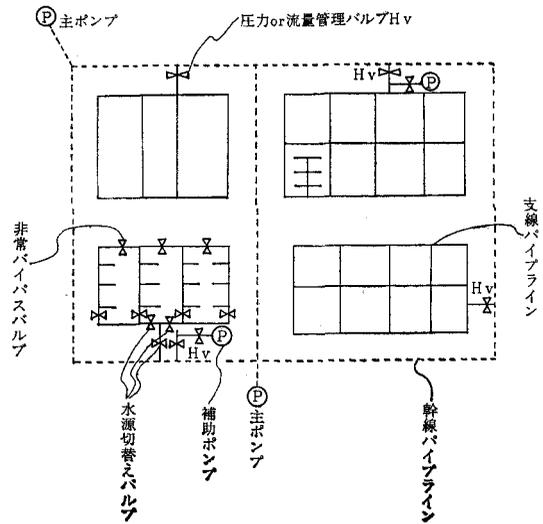
6. おわりに

水田パイプラインの設計法はこうあるべきだという指針は、まだ示されていない。しかし、現場においては、地元の要求、施工計画年の関係から、設計担当者の努力によって実施に移されてきている。

この報告で述べた様に、水田パイプラインは、管径、管長、粗度、配管形状、水源流量、水圧（揚程）などの要素からなるシステムと考え、問題点を洗い出し、整理した。この検討を通じて感じたことは、水配分という目的はわかっているが、実際の水利用、施設の稼働状況からかけはなれた水利解析が行われているという点である。すなわち、水田パイプラインの最も重要な点は、ある水配分をするための圧力管理である。しかも、水田の水配分は、様々なパターンを示し、系内での圧力分布も異なったものになる。しかるに従来の設計論は1～2パターンに対して流量境界で水理計算を行い、施設完成後は計算にある圧力分布が生じると考えている盲点があった。このため、圧力管理のための配慮が欠けていたといえる。

圧力管理の手段は、各田区に設けられている給水栓によることは不可能であろう。それゆえ、この手段としての圧力制御バルブを系内に設定する必要がある。すなわち、開水路系での支線水路への流量制御のできる分水路の役割をもたせることである。

この報告では、配管、管径はあらかじめ決定されているという立場で、揚程をどう決定するかにしぼって検討してある。この点に関して、今後計画される地区については、圧力管理のしやすい配管を考えるのが最も大切である。すなわち幹支線管路の区分を導入する必要がある。このことは特に多点注入系においては、圧力、流量管理（どの機場を運転するか）の面から重要である。そこで今後の計画にあたっては、次のような方法を提案し、検討のケースに加えてもらうことを希望する。すなわち、図一9に示すように、管網にする場合も、あるいは樹枝状にする場合も、幹線管路系と支線管路系を分離



図一9 幹支線パイプラインと管理施設類の概要

し、設計することである。そして、幹線管路系から支線管路系への分岐点は分水路であるので、必ず圧力制御、あるいは流水制御の可能な施設を導入することである。このため施設の増加、あるいは揚程の増加に伴う費用の増加は必要であると考えべきである。このような圧力管理施設と、水源の流量配分を区分するための切替バルブを要所に導入することにより、使いやすい、あるいは施設故障の原因の存在を明らかにし、改善できる水田パイプラインの設計施工が可能になると考えられる。

最後に、本文中で使用させてもらった対象地区の資料の提供、現地調査に協力下された関係部局、事務所の担当官の皆様へ、心より御礼申し上げます。次第です。

参考文献

- 1) 白石英彦, 岩崎和巳, 伊藤喜一(1975): 水田用水パイプラインシステムの水理的問題点, 農土試技報, B第35号, P. 71~P. 76
- 2) 白石英彦, 岩崎和巳(1973): 数理モデルによる管水路系の非定常現象の解析, 農土試報告, 11号, P. 11~P. 30
- 3) 高桑哲男(1975): 配水管理のための管網解析プログラム, 水道協会雑誌第488号, P. 2~P. 13
- 4) 緒形博之他(1975): ほ場整備における農道およびパイプラインの設計に関するシステム解析(パイプライン編), 農土学会 山武中央地区 道路配置設計調査委員会報告書

水田パイプラインの技術的問題点と対策

猿 渡 良 一

目 次

1. パイプラインシステム計画上の 技術的問題点と対策……………(22)	1. 埋設管の管体(横断方向)構造の 設計上の問題点と対策……………(27)
1.1 システム計画上の問題点と対策……………(22)	2. 埋設管の縦断方向の管体設計上の 問題点と対策……………(27)
1.2 施設の水管管理面からの問題点と対策……………(23)	3. 掘削断面設計上の問題点と対策……………(28)
1. 水管管理面からの問題点と対策……………(23)	4. 管体の浮上に対する問題点と対策……………(28)
2. 水路施設面からの問題点と対策……………(24)	5. 管種の選定上の問題点と対策……………(28)
1.3 水田かんがいシステム計画に当てる 問題点と対策……………(24)	6. パイプ基礎の設計……………(28)
1. 自然落差の利用の場合の 問題点と対策……………(24)	2.2 付帯構造物の構造設計に当てる 技術的問題点と対策……………(29)
2. ため池利用の場合の問題点と対策……………(25)	1. 取水施設設計上の問題点と対策……………(29)
3. ポンプ揚水が導送水システム内に 組込まれる場合の問題点と対策……………(25)	2. 分水施設設計上の問題点と対策……………(29)
1.4 地区内配管上の問題点と対策……………(26)	3. 水圧調整施設設計上の問題点と対策……………(30)
2. パイプラインの構造設計上の 技術的問題点と対策……………(27)	4. 通気施設設計上の問題点と対策……………(31)
2.1 埋設管の設計上の問題点と対策……………(27)	5. マンホール及び監査マス設計上の 問題点と対策……………(31)
	6. 集中監視制御装置……………(31)

1. パイプラインシステム計画上の技術的 問題点と対策

1.1 システム計画上の問題点と対策

既存の開水路による水田かんがい施設をパイプライン化する場合に、大規模計画地区では、幹線水路は国営事業で、支線水路は県営事業で、それ以下の末端水路は団体営事業で計画事業化するという、事業規模によって事業主体を変える現在の事業実施の手法では、従来の開水路の改良事業では左程問題は生じないが、水理特性のまったく異なるパイプラインに変える場合には、次のような問題が生ずる恐れがある。

例えば、国営事業で施工する幹線水路の路線位置を含む送水方式及び水路形式など、導送水システムの選定に当り、水源から末端は場までの施設の全体をとらえ検討し、システム設計しておけば、支線以下がパイプライン化により必要とする分水位を十分得られるのに、支線以下のパイプライン化計画が樹立されていないため、従前の開水路の分水点、分水位で計画したために、折角の落差が有効利用されず、支線への送水にわざわざポンプ揚水しなければならなくなるという、重要な計画上のミス

をおかす危険がある。また、路線位置及び分水位置についても同様で、パイプラインの特性を生かす場合には、多くの場合開水路の場合の路線位置及び分水位置では適当ではなく、位置を変えた方がより管理もしやすく、かつ施設費を安くできるという問題が生ずることである。

以上のように、既存の水田かんがい施設である開水路を、パイプライン化するに当り、かかる計画上の技術的な誤りをなくし、効果的なパイプライン施設とするには、次のような対策が必要である。

(1) 送配水システム計画上の基本的対策

かんがい施設を国営とか県営あるいは団体営とに分けて事業化する場合でも、まず、(は場での給水栓位置での必要水頭)——(地区内配水管路)——(導送水管路)とは場から水源まで一貫してバランスのとれた1つの機能体(システム)としてとらえ、パイプラインの水理及び機能上の特性を十分活用した施設計画をシステム工学の理論と手法を用いて行い、最良のシステム案を選び出すことである。

(2) 前(1)で計画した最適のパイプラインシステム案を事業化するに当っては、事業採択の基準に従い国、県及び団体営事業に分割し施工すればよい。

以上は、水田かんがい施設のパイプライン化に当り、

* 愛知県農地林務部耕地課

最も重要な技術的問題点とその対策であり、水田パイプラインシステムの優劣を決定する重要事項である。

1.2 施設の水管管理面からの問題点と対策

1. 水管管理面からの問題点と対策

(1) 水管管理施設の単純化

水理的に極めて応答性のよいパイプラインシステムでは、水源から末端給水栓までのかんがい施設全体を一貫管理しない限り管理に混乱を生ずる危険がある。ところが大規模な水田かんがい施設でも、専門家による全施設の一貫管理は困難で、せいぜい国営級か県営級にとどまり、それ以下は土地改良区などに管理をゆだねるのが普通で、まして県営とか団体営級のかんがい施設では、土地改良区が直接管理することになり、技術水準の低い水管管理者ということになる。従って、このような管理組織の体質の中で、円滑な水管管理をするには、まず、第一に管理のしやすい施設、すなわち水管管理施設の単純化が必要である。水管管理施設は、導送配水施設の内容によって大きい差が生ずる。よって、水管管理施設の単純化は、導送配水施設をどのような内容の機能体にするかにある。そこで、以下に水管管理施設の単純化に当たっての対策について述べる。

◎ 水管管理施設の単純化に当たってのシステム計画上の基本的対策

(a) 末端は場の給水栓を開けない限り管内の水が流れないような需要主導形の水路タイプ（クローズド及びセミクローズドタイプのパイプライン）とする。

(b) 水源からの導送水中に調整池（設計基準4.1解説(9)）が設置される場合は、水源から調整池までは供給主導形（オープンタイプパイプライン）の水路タイプでもよい。

(2) 水管管理労力の節減

水田かんがいの特徴として、冬期の断水はもちろん夏期かんがい期においても「中ほし」とか降雨時の給水停止による断水があり、断水中に管内が空虚となり空気の滞留するようなパイプラインシステムでは、管内の滞留空気が排除されない状態で計画量に近い水量を流そうとすればエアハンマが発生しパイプ破壊につながる危険がある。従って、通水に先だち管内に滞留する空気を排除する水張り作業が必要となるが、この水張り作業は大変な作業で、長大水路では多くの労力と時間を要し、かつかんがい時間にそれだけの遅れがでるなど、水管管理面はもちろん管理労力と費用の面で大きな問題となる。そこで、このような問題を解決し、容易かつ円滑な水管管理を行う対策としては、次のような点を考慮し、施設計画をたてねばならない。

◎ 通水時の水管管理労力を節減するに当たってのシステム計画上の基本的事項

(a) 給水を停止した場合に、管内の水が流れ出ない水

路タイプとする。すなわち、クローズドタイプかセミクローズドタイプのパイプラインとする。特に地区内配水管路は原則としてクローズドタイプパイプライン（設計基準図-1.3.1参照）とし、セミクローズドタイプ（設計基準図-1.3.1参照）は、減圧の必要ある場合にのみ採用するものとする。

(b) オープンタイプパイプライン（設計基準図-1.3.1参照）はもちろん、セミクローズド及びクローズドタイプのパイプラインにおいても、断水時に末端取水により管内の水が流れ出れば、管内に空気が滞留することになる。従って、通水開始に当り水張り作業が生ずるが、この作業を極力迅速に行うために、管路の凸部に配置する通気施設が空気弁の場合には、水張り作業時の多量の空気の排除に役立つよう取水弁（制水弁とかアングルバルブなど）を空気弁位置に併設（設計基準図-4.1.25参照）することはもちろん、どの水路形式とする場合も、取入口で連行した空気、又は水中に溶解していた空気が遊離して管内に滞積すると流れが阻害されたり、通水不能となったりするので、それを自動的に排除するためパイプラインの凸部には、すべて空気弁を設置することはいうまでもない。（設計基準4.1解説(6)参照）

(3) 導送水システム内にポンプが組込まれている場合

かんがいシステム内にポンプ揚水が組込まれている場合には、水管管理においてポンプの運転操作及びランニングコストが加わるが、水田かんがいの特徴として、生育時期によって需要量がかなりの変動があること、さらに断水問題とか、ポンプの時間給水問題などがあり、ポンプが導送水路の途中に配置される場合には、導送水システムの内容によっては、需要に応じたポンプの運転ができないとか、ポンプアップされた水が無効放流されてしまうなどの問題が生ずる。これらの問題に対処し、容易かつ単純なポンプの運転操作のもとに、需要に応じた円滑な水管管理を行うには、次のような対策が必要となる。

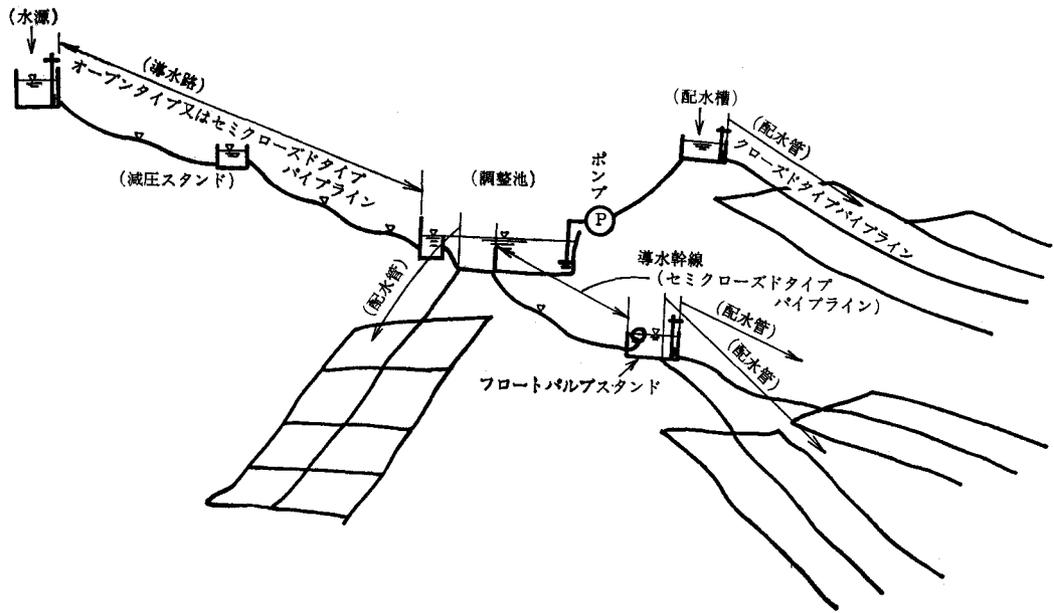
◎ かんがいシステム内にポンプが組込まれる場合のシステム計画に当たっての基本的対策

(a) 容易な水管管理のもとに需要主導に応じたポンプの運転と、それに即応できるような水源からの供給システムとする。

この場合水源からポンプ場への供給方法は、需要主導形とするか、吸水槽位置に調整池を新設するか、について検討する。もし、調整池を設ける場合とか、無効放流が許される場合には、水源からの導水路は供給主導形（オープンタイプパイプライン）でもよい。（図-1参照）

(b) ポンプ以降は、無効放流のない需要主導形のパイプライン（クローズドタイプ又はセミクローズドタイプパイプライン）とする。

この場合、ポンプの送水方式は配水槽式とし、運転方法は最も単純な配水槽内設定水位によるON-OFF制



図一 導送水途中に調整池及びポンプ揚水が組込まれたパイプラインシステムの一例

御とする。

(c) 吸水槽及び配水槽には、水管理上十分な容量をもたせねばならない。

ポンプ吸水槽の容積は、大きいほど有利であるが、水源からの送水方式がセミクロズドタイプパイプラインの場合には、最小容積は最大計画揚水量の30分間以上、クロズドタイプパイプラインでは、弁の開閉遅れ及び導水管路中の送水遅れ（水理特性から送水遅れはほとんど無視されよう）及び自動弁の最小休止時間（通常30分程度以上）などを考慮し40分間以上とする。なお、配水槽容量は設計基準（4.1解説(3)）による。

2. 水路施設面からの問題点と対策

水理的に応答性のよいパイプラインでは、管内流量や圧力の変化が分水量及び給水量に敏感に影響する。水田パイプラインでは、流水かんがいとされることから、低圧では場に給水されるので、応答性のよさが反って欠点となり、水の出のわるい給水栓がでてトラブルの原因となることはよく聞くとところである。このような問題に対して極力円滑な水の配分管理を行うには、次の対策が必要である。

◎ 施設面からの対策

(a) 分水量の規制又は分水量の確保に必要な水圧調整施設を分水工位置に配置する。（設計基準 4.1解説(5)参照）

(b) 傾斜地での管網配管は避けること。また、末端での管理組織の異なる区域を含む管網配管は、避けるのが望ましい。

(c) 計画上の通水断面に、水管理施設の機能上の精度

及び施設の分水操作精度上の誤差として10%程度組織容量に余裕をみこんだ通水断面とする。また給水栓には、0.6~1.0m程度の余裕水頭を見込む。

(d) 末端ほ場での給水栓を湛水位により作動する自動給水栓方式を考慮する。

(e) 大規模地区では、調整池の設置を考慮する。（設計基準 4.1解説(9)参照）

(f) その他、管路の機能保持に必要なマンホール、監査マス、排泥施設及び余、放水施設などを必要に応じ配置する。（設計基準 4.1解説(8)参照）

1.3 水田かんがいシステム計画に当たっての問題点と対策

1. 自然落差の利用の場合の問題点と対策

水田かんがい施設のパイプライン問題は、開田計画の場合を除き、一般に既設田のかんがい用水路をパイプライン化することであり、このような条件の中でパイプライン化するには、いかに巧くパイプラインの特性を生かした新しいパイプラインかんがいシステムを選び出すかがポイントとなる。対策としては、次のような点について考慮する。

◎ 自然圧利用のパイプラインシステム設計に当たり考慮すべき基本的事項

(a) 既存の開水路位置に固執せず、パイプラインの特性である最低動水勾配線以下に布設するという条件を満たせば、他の条件（用地、構造物、地質、既製管の耐内圧強度など）が許されるならば、目的地（分水点とか給水栓など）に向って最短距離を通すよう路線選定する。

(b) 利用落差が小さい場合には、①水源位置とか取水

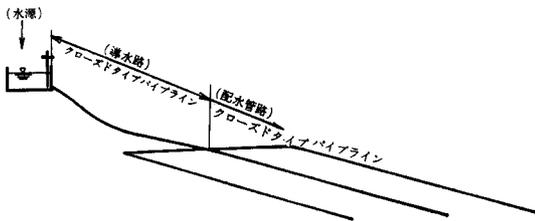


図-2 クローズドタイプパイプライン
(自然圧利用)

位は変更できないか、②路線の最も短くなる位置を選ぶ、③管径を太くするなどして、極力自然圧式送水方式とする。(図-2参照)

(c) 利用落差が過大の場合には、管径を絞る方法は過大流速となり、弁開閉時に過大な水撃圧を発生させる原因となるのでフロートバルブスタンド形式の水圧調整施設を配置したセミクローズドタイプパイプラインシステムとする。(図-3参照)

(注) 省資源、省エネ時代でもあり、このように大きな水源とかんがい地区との間に落差のある場合には、発電問題についても考えるべきである。

2. ため池利用の場合の問題点と対策

ため池がかりの水田かんがい用水路のパイプライン化に当たっての問題点は、ため池の有効貯水深が大きい場合には、ため池に直接パイプラインを持続すると、パイプラインに大きな静水圧がかかり高圧管が必要となる。一方パイプラインの組織容量の決定に当たっては、ため池内の最低取水位で設計することになる。また、水利用に当

っては、貯水位の変動が給水栓からの放出量に影響し、円滑な水配分ができないなどの問題が生ずる。そこで、極力円滑な水配分ができ、かつ管路費を安くする対策としては、ため池から取水した水を一旦減圧スタンド(フロートバルブスタンドで、設計基準、図-4.1.19及び図-4.1.20参照)を設けて減圧した後、地区内パイプラインに接続するシステム(図-4参照)とすることである。この場合の減圧スタンド以降の水路タイプは、需要主導形のクローズドタイプパイプラインとすることである。

3. ポンプ揚水が導水路システム内に組み込まれる場合の問題点と対策

ポンプ揚水が必要な水田パイプライン計画では、ポンプをどの位置に配置し、どのような運転方法とするかは、かんがいパイプラインシステムの内容に大きく影響する。ランニングコストの加わるポンプ揚水はないに越したことはないが、必要な場合には、ポンプを加えたパイプラインシステム計画に当たっては、ポンプの運転を含む水管理が容易で、施設費及びランニングコスト等が安く、かつ信頼度の高いかんがい施設とするには、どうすればよいか問題となる。

水田かんがいの特徴は、前述してきたように、①夏期かんがい期でも断水があること、②代かき用水を含め生育期を通じ需要量に変動がある等のなかで、ポンプを需要量に合わせ、かつ効率的に運転させるにはどうすればよいか、また、ポンプを導水路の途中に配置した場合に、ポンプの揚水計画に即応した水源からの供給方法をどうするか、また、この場合無効放流を認めるかどうかなどの問題点がある。

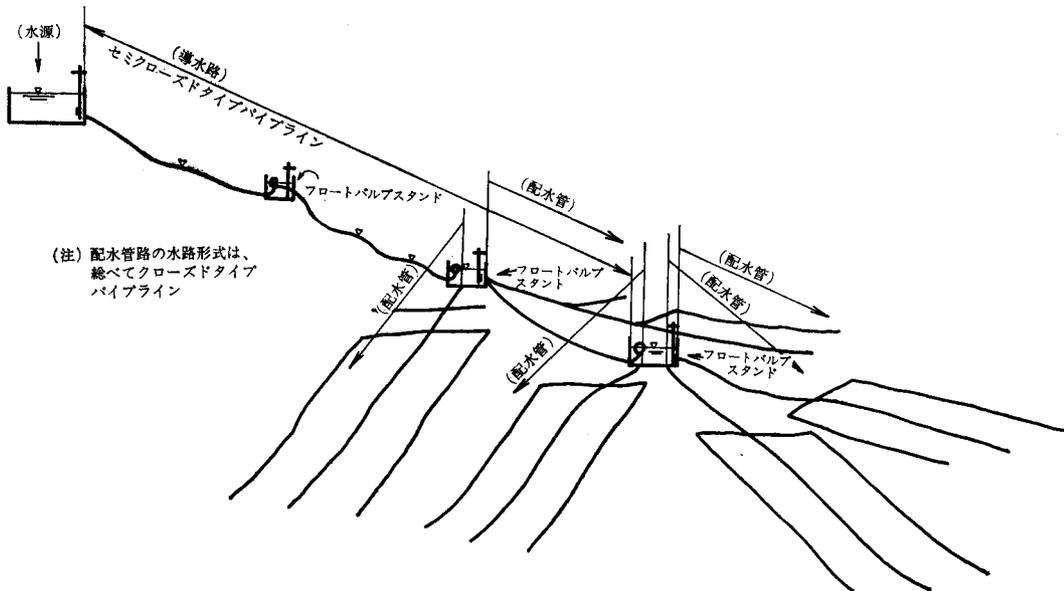
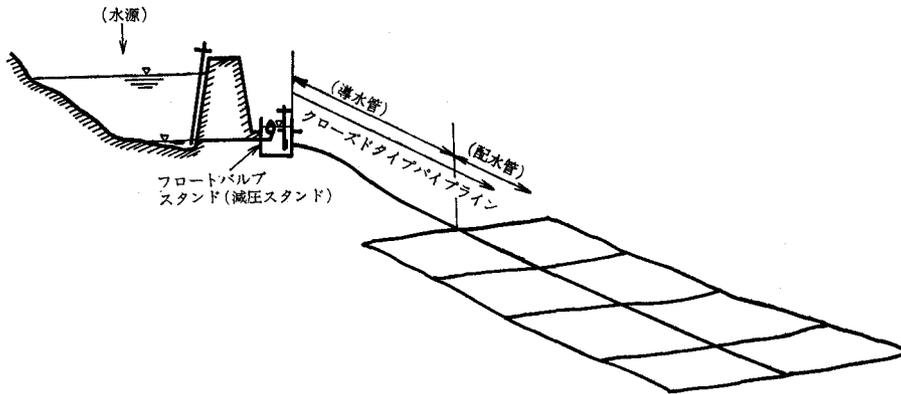


図-3 セミクローズドとクローズドタイプパイプライン混合地区
(水源からかんがい地区までの導水路が長く、かつ、落差が大なる場合の例)



図—4 減圧後クローズドタイプパイプラインで地区に配水する場合
(ため池からの取水の一例)

このような問題に対し、ポンプの運転管理を含め、単純な水管理施設で効率的、かつ円滑な水操作管理を行うためには、次の点を考慮する。

◎ ポンプアップ計画の入ったパイプラインシステム計画に当り考慮すべき事項

(a) ポンプアップは最小限にする。

計画地区内に自然圧送水可能区域がある場合には、導幹線水路は自然圧式送水方式で送水し、ポンプアップ必要区域については、その導幹線水路より分岐取水し、ポンプアップするというシステムとする。

(b) ポンプ位置選定に当っては、ポンプ施設費及び揚水費(ランニングコスト)を、最小にできる位置を選定する。

パイプとその付帯構造物の大部分は、数十年以上の寿命をもつが、ポンプはせいぜい20年程度で、その間にも補修、点検の費用がかかるし、さらに毎年揚水費や運転費が必要となることから、全体のシステムでは初年度投資は割高でも、ポンプ施設費及びランニングコスト等の最小となるようなポンプ位置を選定することが必要である。従って、水源からかんがい地区が相当離れているような地区では、配水槽の築造適地とか、水源からの導水問題などの条件が許されれば、かんがい地区内か地区に接近してポンプ設置位置を選定することである。

(c) ポンプ設置とその操作

前、1.2、1.(3)に記述したので省略する。

1.4 地区内配管上の問題点と対策

地区内配管は、水源から導送水(ポンプも含め)路によってかんがい地区まで輸送されてきた水を、かんがいシステムの目的であるほ場に取付けた給水栓に配水するパイプラインであり、各ほ場の給水栓にいかにか能率的、かつ安定確実に配水するかにある。

この目的を達成するための地区内配管上の問題点と対策は次のとおり。

◎ 地区内配管計画上の問題点と対策

(a) パイプラインの水理特性である応答性のよいことが反って欠点となり、配水管路内の水理条件のよい給水栓から計画量を上回る取水をすれば、水の出の悪い給水栓ができてトラブルを起すという問題がある。これを解決する対策としては、地区内配管路全体として圧力のバランス(終局には各給水栓位置での圧力水頭であり、途中の管路中の圧力水頭は必ずしもバランスのとれている必要はない。)がとれており、各給水栓に極端な圧力差がないような配置が望ましい。

(b) 平坦地では、管網配管の方が一般に組織内各部の圧力の均衡を保ち易く有利であるが、地区の形状が細長い場合には、管路費が樹枝状より割高となることが多いので経済比較し判定することである。ただし、施設園芸などとり入れている地区では、事故時の全面断水を受け被害を最小限に抑える上から、極力管網配管とする。

管網配管とする場合の水路タイプは、クローズドタイプパイプラインしか採用できない。

(c) 傾斜地区での管網配管は、調圧施設(制水弁)による調圧が困難であり、このような地区では樹枝状配管とする。

また路線配置は、主管を低位に配置し、傾斜の上位部に向って給水管路給(水栓の取付けた管路)を配置する方法は、上位部の給水栓の給水圧を保持するために給水管路の水圧調整をしようとしても不可能であり、このような配置は絶体へ避け、主管路は高位部をコンター沿いに配置し、給水管路はそれより傾斜に沿い下位に向って配置する。

(d) 地区内配水管路中の給水栓は、通気施設の役割を兼ねるものと考えてよい。よって、平坦地の配管の布設縦断は、給水栓に向って、1/200~1/500の登り勾配に配置する。

(e) 給水栓の配置に当って考慮すべき事項は次のとおり

① 給水栓は、操作管理に便なるよう道路沿いに配置

する。

- ② 給水栓は施設費が許される限り1ほ場に1個あて配置することが望ましいが、給水栓を狭んで両側のほ場に給水するよう配置する場合もある。いずれにしても農家と計画時点で協議了解を得ておくことが、後のトラブルを防ぐうえで大切なことである。
- ③ 段々水田地帯で、上段のは場に給水栓を設置し、下段はそれより「たれ流し」のかんがいは、水管理上適当でないのを避けるべきである。

2. パイプラインの構造設計上の技術的問題点と対策

2.1 埋設管の設計上の問題点と対策

1. 埋設管の管体（横断方向）構造の設計上の問題点と対策

水田かんがい水路としてのパイプラインは、管周囲に加わる外圧（埋戻土による土圧、管内水重、管自重、路面荷重による動土圧、その他の荷重及び底面反力）との合成荷重によって、管体の安全を検討するという手法で、管体の横断方向の構造設計をしているが、ここで問題となるのは、管が設計基準に示す埋設深（設計基準3.1解説(1)参照）よりうんと浅く、かつ、地表面荷重が極めて小さいかなど、外圧荷重が極端に小さくほとんど内圧荷重によって管厚とか管種が決まるような場合には、標準埋設深度以上の深さに対して考慮されている現在の設計基準の設計法及び安全率（設計基準3.4.1～3.4.7

式）では、使用可能管種が過大内圧にも耐えることになり不適當で問題となる。従って、内圧荷重に対する安全率を適当な値にあげることによって、この不合理を是正するという、例えば、ISOの方法¹⁾によらない限り各管材とも危険である。よって、現在の設計基準によって設計する場合には、このような不合理を是正するため、各管種とも、次に示す使用静水圧以上では、いかなる場合も使用しないがよい。

(a) JISとか協会規格などで、使用静水圧が示されている場合には、その静水圧以内で使用使用する。

(b) JISとか協会規格などで、使用静水圧が示されていない場合には、表一に示す使用静水圧値以内で使用使用する。

(注) ¹⁾ ISOの管種選定規準（ISO 2785～1974）によると、内外圧が同時に作用するとき、管の破壊荷重と内外圧との関係式として Schlick の一般式を適用している点では同じであるが、外圧が極端に小さい付近の使用可能な過大内圧は、実用的には反って邪魔になることから、内圧に対する安全率を適当にあげて、外圧の小さい付近の使用可能な内圧を適正にしたものである。

2. 埋設管の縦断方向の管体設計上の問題点と対策

地下埋設管では、コンクリートなどの固定支承としない限り、一般には弾性地盤上に埋設される。この場合、埋設深がほぼ一様に布設される場合には、管軸方向に均一等布荷重がかかるので、管体の管軸方向には曲げモーメントは発生しないことから、管が折損するおそれはな

表一 各管材と管種の使用静水圧の制限

管 材	管 種	使用できる静水圧の上限
遠心力鉄筋コンクリート管 ロール転圧鉄筋コンクリート管	2 K, 4 K, 6 K	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{3}$ の値
コア式プレストレストコンクリート管	1～5種	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{3}$ の値
石綿セメント管	1～4種	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{3.5}$ の値
鑄 鉄 管	低圧, 普通圧, 高圧	JIS に示す試験水圧の管径 900mm 以下は $\frac{1}{5}$ の値, 管径 1,000mm 以上では $\frac{1}{5.5}$ の値
ダクタイル鑄鉄管	1～4種	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{5}$ の値 ただし、最高は 10kg/cm ² 以下
塩化ビニル管	VP, VU	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{4}$ の値 ただし、最高は 7.5kg/cm ² 以下
ポリエチレン管	2.5K, 3.5K	JIS に示す試験水圧の $\frac{1}{4}$ の値
強化プラスチック複合管	1～5種	FRPPA に示す試験水圧（保証水圧）の $\frac{1}{3}$ の値

い。しかし、管軸方向にかかる荷重が一樣でないとか、一部に荷重が載る場合には、管軸方向に曲げ応力が発生するので、管縦断方向の応力計算を弾性地盤上のハリの理論により行い、管体の折損に対する安全度を検討しなくてはならない。特に断面係数の小さいほど曲げ応力は大き(設計基準 3.5.10 式参照)となるので、トラック荷重のかかる道路下埋設管で、かつ小口径の靱性のない不とう性管では、管軸方向の応力検討を行い、不安定の場合には基礎の変更あるいは、管種を変更し安全なものとしなくてはならない。

3. 掘削断面設計上の問題点と対策

埋設管に働らく土圧は、溝断面の場合マーストン公式より明らかなように、溝高が一定なら溝幅が小さいほど管体にかかる土圧は小さくなるので、継手作業及び締め固めが安全にできる範囲で、できるだけ幅を小さく、かつ、地質その他の条件が許される限り断面は鉛直、かつそれに近づけることが、土圧及び土工費の点からは有利である。しかし、わが国の水田地帯は一般に低湿地帯とか軟弱地盤地帯が多く、地下水とか地質及び施工上から溝幅が広くなる場合も多いと考えられる。このように溝幅が広くなると、在来地盤上に布設し、その上に盛土する突出管と同じ状態になるので、静土圧の計算に当り溝管の理論と突出管の理論との両者の比較設計を行い、小さい方をとることに設計基準ではなっている。しかし、一般にかかる場合には、突出管として設計上の鉛直土圧を求めてよい。

4. 管体の浮上に対する問題点と対策

水田地帯では、一般に地下水位が高いと考えられるが、このような場所での埋設深の決定に当っては、鉛直土圧や管側面と土との摩擦角に打勝って、管が浮上する恐れがあるので、管内空虚時に管体が浮上しないかどうかを検討し、安全な埋設深としなくてはならない。(設計基準 3.1.1 式参照)

5. 管種の選定上の問題点と対策

(1) 荷重に対する検討

管種選定に当っては、内外圧合成荷重について管の耐圧強度が示されている管では、管体にかかる荷重が許容荷重を上まわらないか、また管の材料引張強度が示されている管では、管体にかかる荷重によって管に生ずる応力が許容応力を上まわらないか検討し、いずれも許容の範囲内にあり、十分安全で経済的な管種でなくてはならない。しかし、ここで注意すべきは、とう性の管では、許容荷重とか、許容応力の範囲内で安全であっても、直径たわみ量が許容範囲を越え継手から漏水したり、管内外面被覆が離脱したり、亀裂が入ったり、さらに進んで挫屈にいたる場合もある。一般に布設後の最終たわみ量が 5% まで安全といわれているが、管にかかる直径たわみ量は、管体強度の他、埋戻土の締め固めの程度が施工

のばらつきによって変動することに対応して、たわみ量も変動することから、設計に当ってあらかじめこのばらつきを考慮しておかねばならない。この施工上のばらつきは 2% 程度とみてよいので、設計容量たわみ量は 3% 以内とする。

(2) 管の継手の水密性に対する検討

近年埋設後数年以上経過したパイプラインで、漏水し始めたということをよくきくところであるが、パイプライン構造設計に当っては、管体がいかに安全であっても、水田パイプラインはかんがい水を輸送する施設であり、継手の水密性がよくない管材は適当でない。

設計基準では、継手に対する検討において、一般に設計内圧(静水圧+水撃圧)の 2 倍以上の耐水圧強度と規定しているが、実際施工前の製品耐圧強度に合格しても、軟弱地盤地帯に布設したパイプラインを始め、小地震による振動とか路上の自動車荷重による反復振動及びクローズドタイプパイプラインで、バルブ開閉などによる圧力波による、振動などにより、次第に継手部のゴムリングの位置がずれ数年以上たつてから漏水し始めるというようなケースがある。従って、管種選定に当りその管の継手部の製造上の固有の特性も十分検討し継手の耐久性があり、施工が容易で、確実かつ信頼度の高い適切な管材を選び出すことは、極めて重要である。このことは異形管類についても同様である。

◎ 管種選定に当っての一般的な目安

管種選定に当っての大略の目安は次のとおり。漏水問題などの事故実績から判断するに、①軟弱地盤地帯、②クローズドタイプパイプライン、③トラック荷重などにより反復振動のある道路下埋設、④複雑な起伏の多い地形、等では、継手の安全性、施工の確実性及び耐久性などの高い塩化ビニル管、強化プラスチック複合管、石綿セメント管、ダクタイル鋳鉄管、及び鋼管などが適している場合が多い。今後水田かんがい排水事業とか水質障害対策事業及びは場整備事業などの事業による水田かんがい用水路としてのパイプラインには、水路タイプはクローズドタイプパイプラインが最も多くなると予想されること、低平地が多く地下水が比較的高いところが多いこと、主として道路下に布設されること、腐食問題、内面粗度問題、地質及び地震問題などなど考えるとき、それらに対して安全性の高い管種が使用される必要がある。

6. パイプ基礎の設計

水田パイプラインの基礎問題については、特に他の目的のパイプラインの場合と設計上変わったところはないが、パイプラインの基礎工としての基本的問題点と対策についてのべると次のとおり。

(1) 土基礎の場合

埋設管が外圧によって生ずる応力は、基礎工の状態に

よって大きく影響されることは、管体に発生する曲げモーメントからわかるように、同じ土の上に布設する場合でも、支承角 30° とするか 120° とするかによって約60%も相違する。このことから支持角が大きいほど管は薄肉のものでよいことになるわけで、土基礎の場合の設計に当っては、この支持角を大きくとれるような基礎工法をとることである。このためには、例えば、地盤が軟弱地質のところでは、レキ砂とか良質土に置き換えるなどの工法が必要となる。

(2) 岩盤の場合

管を岩盤に直接布設すると管体と地質との間に不陸が生じ、管体に局部的な集中反力が生じ折損したり破壊したりする事故につながるので、必ず設計基準に示すように余掘りし、砂とか良質土で基床をつくりその上に布設する基礎工法とすることである。

(3) 構造物との接続部

パイプラインにおける折損事故の1つに、構造物（スタンド、スラストブロック、土砂吐、弁類、マンホール、監査マスなどのコンクリート構造物）との接続部の不等沈下による管体の折損事故がある。従って、この防止対策としては、構造物との接続部には可とう性の継手の短管（1m程度）を挿入し、不等沈下を吸収するような構造とするが、管底となる部分は、構造物築造時に掘削されるので、砂とか良質土に置換え十分締め固めて基床をつくり、できるだけ施工後の沈下量を少なくすることである。

(4) スラストに対する対策

パイプラインの屈曲部に用いる曲管、分岐点に用いるT字管、管路末端及び制水弁設置カ所では、流速による遠心力や水圧の不均衡によって管が離脱したり破壊したり、又は折損する危険がある。このようなところでは、それを防ぐため安定計算を行って、必要に応じそのズレに正しく抵抗するよう外側にコンクリート支台（スラストブロック）を設け、くい打ち及び緊結金物などで防護、管の安全を期するが、この場合スラストブロックと管の不等沈下に対応するよう継手部は、コンクリートで巻立せず、可とう性を保持させておかねばならない。

(5) 急傾斜地に布設する場合

傾斜地での管布設に当っては、埋戻土と一緒に管体のずり下がりを防ぐとともに、埋戻土部分が地下水の通路となり、この地下水が埋戻土を下流に運んで空洞部ができ、管の離脱、折損、ときには破裂事故にもつながるので、埋戻土（砂基礎部を含む）の流亡を防止するため、地下水が流れないよう止水壁（設計基準図-3.2.6参照）を適当に配置することが必要で、この工事は忘れられ勝ちで、事故発生後、補修で施工するというような結果にでもなれば、極めて不経済なことである。

止水壁は不透水性の粘質土を用いればよい。止水壁の

設置間隔の標準は、傾斜 15° 以上は管体1本に1カ所、 $15^\circ\sim 10^\circ$ では、2~3本に1カ所、 $10^\circ\sim 5^\circ$ では20m程度に1カ所、50前後は、必要と認められる以外は設けなくてよい。

2.2 付帯構造物の構造設計に当っての技術的問題点と対策

水田パイプラインの水路形式は、地区内配管は一般にクローズドタイプとするが、水源からかんがい地区への導水幹線水路には、セミクローズドとかオープンタイプも採用される。これらの水路形式に採用される構造物のうち、水田パイプラインとして問題となる点についてのみ以下に述べることにする。なお、構造の詳細についてはほとんどが農水省の設計基準に示されており、重複は避けるので、ここに述べない部分の詳細については、設計基準によることにする。

1. 取水施設設計上の問題点と対策

水田パイプラインでは、細かいゴミなどの浮遊物が流入すると、給水栓を始めパイプライン内の弁類に付着し、その機能に支障をきたしたり、さらには管内に累積して通水を阻害したりすることになるので、これらゴミなどの浮遊物の流入を防止しなくてはならない。その対策としては、最も効果的なのは取水点で除塵することである。

◎ 取水口地点に除塵装置など設置に当り考慮すべき基本的事項

(a) 一般の開水路の場合の沈砂施設とか除塵のためのスクリーンの他に、取水口に流下するゴミの内容にもよるが、普通の水田かんがいの場合1cm×1cmの網目の金網スクリーンを設ける。

(b) 一部に施設園芸が導入され、チューブなど用いての点滴かん水が含まれている場合には、個々のほ場へ取水後、小形の除塵機（A T式除塵機など）を設ける方が有利か、取入口に設けた方が有利かは比較設計により決定する。

(c) 金網スクリーンによる水頭損失は大きいので、沈砂池、バースクリーンなどと共に十分な水頭を水理設計に当り見込むこと。

2. 分水施設設計上の問題点と対策

(1) 分木工

水田パイプラインの分木工における分水量の調節は、ゲートとかバルブ類によって行うので、操作に弾力性がある反面分水が不安定であり、量水装置を併設すると十分な配水管理をしない限り、円滑な水配分はできないという欠点がある。これがパイプラインのもつ最大の欠点といえる。しかし、パイプラインの中でも自由水面をもつスタンド形の分木工では、その構造、例えば、オーバーフロースタンド形分木工（設計基準図-4.1.9参照）のように、広幅の中壁を越流させることによって上流側

分水位をほぼ一定に保つという機構では、定量分水の一種ともいえるが、実際には流量の変動により越流水深も変動するので、正確な定量分水は出来ない。また、フロートバルブスタンド形の分木工（設計基準図-4.1.19参照）では、フロートバルブの開閉に必要な水位差の変動を覚悟することになり、オーバーフロースタンド形よりさらに精度はおちることになる。

次に水田パイプラインにおける分水施設の設計に当たっての基本的事項をあげる。

◎ パイプラインの分木工設計に当たっての基本事項

(a) 主として地区内配管に採用されるクローズドタイプパイプラインでは、分木工はT字管を用いたクローズ形（設計基準図-4.1.11参照）の分木工で、流量調節形の分水施設であり、分水は不安定であるので、末端管理組織を作つて配分管理をするとともに、特に給水栓の操作に対して、農家にルールの厳守を徹底させることである。この問題は愛知県内の事例からみて、慣れてくればほとんどトラブルなくかんがい実施されている。

(b) 導水路に主として採用されるオープンタイプパイプラインの自由水面をもつスタンド形の分木工では、出来るだけ定量分水のできるようオーバーフロースタンド形（設計基準図-4.1.9参照）とし、かつ、越流水深を小さくするために中壁にオリフィスゲートを設けると共に中壁の越流巾もできるだけ広くする構造とする。また、セミクローズドタイプパイプラインに用いる減圧調節兼用のフロートバルブスタンド形（設計基準図-4.1.19参照）の分木工では、フロートバルブから噴流するエネルギーを拡散して静水とする能力を最小限もたせることになるが、分木工を兼用させる場合には、50%以上の余裕を見込むことが望ましい。また、オーバーフロースタンド形分木工及びフロートバルブスタンド形分木工とも、下流側パイプラインへの流入口には、スルースバルブを設置し、流入量を調節したり断水したりできる構造とすることは、設計基準（農水省）に示されているところである。

(2) 給水栓

給水栓からの水の出が悪いとか、ゴミが給水栓につまったら閉じようとして給水栓が故障してしまった、ということをよく聞く。これらに対する対策としては、次の点を考慮して給水栓の選定をすることである。

◎ 給水栓の選定

(a) 最低動水位の場合でも計画水量を取水できる能力をもつ容量とする。特に代かき時についても検討する。

(b) 細かいゴミなどに対して機能を低下しないような機構のもので、かつ、十分な耐圧強度をもつもの。

(c) 給水栓には、クローズドタイプ及びセミクローズドタイプパイプラインでは、最高の内水圧は静水圧に近い水圧がかかるので、噴出水の水勢で田面を侵食するの

で、減勢マス（設計基準図-4.1.12(a)参照）内に内蔵する構造とする。

3. 水圧調整施設設計上の問題点と対策

(1) クローズドタイプパイプラインの場合

クローズドタイプパイプラインに用いる水圧調整施設としては、制水弁が唯一の水圧調整施設であるが、この制水弁の選定に当たっては、従来から上水道に広く用いられてきた仕切弁（JIS製品）かバタフライ弁（水道規格）を採用すれば別に問題はない。ただ、農業用水は前述してきたように細かいゴミの流入が考えられるので、弁全開時でも弁体が管径内に残る構造のものはゴミが付着し機能を低下させることがあるので、口径300mm以下ではバタフライ弁は用いてはならない。

(2) セミクローズドタイプパイプラインの場合

水田かんがい用水には、細かいゴミなどの浮遊物が混入する機会が多いことから、セミクローズドタイプパイプラインに用いる水圧調整施設には、多少のゴミにも機能低下しないフロートバルブを用いた形式、構造（設計基準図-4.1.19参照）のものを用いるがよい。また、水撃の発生しにくい緩閉塞の機構のものを用いねばならない。スタンドの大きさは最小でもバルブから噴出するエネルギーを拡散し静水とする役割を果す規模のものとする。

(3) オープンタイプパイプラインの場合

オープンタイプパイプラインに用いる水圧調整施設には、減圧のみを目的とする減圧スタンド形（設計基準図-4.1.18参照）とオーバーフロースタンド形（設計基準図-4.1.17参照）及びゲートスタンド形（設計基準図-4.1.8及び図-4.1.16参照）とある。

減圧のみを目的とするスタンドでは、特に問題となるのは、減圧を効果的に果すためにはスタンド断面は本管の断面以上とする。分木工も兼用したオーバーフロースタンド形及びゲートスタンド形では、上流側分水位を確保するためスルースバルブを設置するが、この場合のスルースバルブは緩閉塞の機構のものを用いねばならない。また、ゲートスタンド形では、ゲート操作後の上流からの流量変動によりスタンドを越水する危険があり、必ず全量放流のできる余水吐を設ける。

オーバーフロースタンド形では、スタンドの中央に中壁を設け、その越流壁を越水させることによってスタンドより上流の分水位をほぼ一定に保持する構造となったもので、この構造では、越流時に混入する空気が下流側パイプライン内へ流入する欠点をもつ、従って、空気の混入を極力避けるよう中壁に下流側管径と同径のオリフィスゲートを設け、分水位の確保の必要のあるときのみ、オリフィスゲートを操作する構造とする。農水省設計基準図-4.1.9はゲート付きのオーバーフロースタンド形分木工で、オープンタイプパイプラインの最も典型的

な分土工の形式、構造である。

(4) その他

オープンタイプパイプラインの水圧調整施設は、通常頭部が開放され自由水面をもったスタンド構造とされる。この種のスタンドは、減圧調節とか水圧調節の他に水撃緩和、通気施設、及び沈砂施設などの役割を果させることができるので、設計に当りこの特性を十分熟知しておくことである。

4. 通気施設設計上の問題点と対策

パイプライン内の空気の排除と管内への空気の供給を目的としてパイプラインの凸部に配置する通気施設には、通気スタンド（設計基準図-4.1.22及び図-4.1.23参照）と空気弁（設計基準図-4.1.24参照）の2種類の形式がある。

水田かんがいでは、断水することがあり、かかる場合に水路形式にもよるが、管内に空虚部ができ空気が滞留するので、通水に先だち管内の空気を完全に管外へ排除する小張り作業が必要となる。この水張り作業を迅速に行えるよう小張り作業時のみ操作する弁を空気弁位置に併設（設計基準図-4.1.25参照）することである。

5. マンホール及び監査マスの設計上の問題点と対策

管径800mm以上のパイプラインでは、管内の点検、清掃及び補修のために人が管内へ出入りする施設として、マンホールとか監査マスがある。監査マスは自由水面をもつ箱形のスタンド構造で、農水省の設計基準図-4.1.18の減圧スタンドと同形式の構造（スタンド内寸法最小1.0m×1.0m以上）とする。この種の監査マスはオープンタイプパイプラインに用いられ、最高動水位が地上1.0m以下の場合に用いる。マンホールはそれ以上の場合で、主としてクローズド及びセミクローズドタイプパイプラインに用いられる。これら施設は、水道などでも用いられており水田パイプラインとしての特別な施設ではないが、いずれにしても人が出入りできる十分な寸法が必要であるし、上部のフタも取外し容易なように、監

査マスでは縞鋼板製を、マンホールでは水道ですでに広く使われている鑄鉄製品がよい。

8. 集中監視制御装置

水田パイプラインシステムにおいて、例えば、水路タイプをクローズドタイプかセミクローズドタイプのパイプラインとし、末端ほ場には自動給水栓を取付けた需要主導形のパイプラインかんがいシステムとして、水源からは需要に応じかんがい水を供給できるシステムとすれば、給水栓はほ場の湛水位によって自動開閉し給水され、人為的な操作はシステム全体に生じないので、分水量調節のための装置（例えば、分水バルブの遠方監視制御装置）は不要となる。よって、水管理施設は単純化され水管理費は最低となる。これに対し、水路タイプをオープンタイプとし、末端給水栓は手動操作とする供給主導形のパイプラインかんがいシステムとすれば、前例のように無効放流もなく、需要に既応して供給するには、各分水及び各給水栓まで含め高度かつ複雑な集中監視制御（恐らく不可能に近い）が要求され、莫大な水管理費となる。これらは両極端な例ではあるが、このようにパイプライン施設の内容によっては、水管理施設に大きな差を生ずるので、水田かんがい施設としてのパイプラインシステム設計に当っては、水管理施設が単純で、故障が少く、信頼度の高いシステムとするよう、十分な比較検討を行って最良の水田パイプラインシステムを選び出すことである。もちろん、水管理のための集中監視制御が必要な場合でも、極力範囲を少くし単純化を図り、故障が少く経済的で、信頼度の高い集中監視制御装置を選ぶことはいうまでもない。集中監視制御装置の設計上の問題についてはここでは省略する。

（注）本文中（設計基準）とあるは、農林省（現農林水産省）構造改善局の「土地改良事業計画設計基準」の水路工（その2）パイプライン、昭和52年10月改定を指す。
以上

低平地水田におけるパイプラインについて

喜 多 輝 昭*
緒 方 雄 一 郎*

目 次

1. はしがき.....(32)	6. 施工および施工管理.....(35)
2. 佐賀平野の農業用水の概要.....(32)	7. パイプラインの問題点と対策.....(36)
3. 低平地水田地帯の水路計画.....(33)	8. パイプラインの設計例.....(36)
4. パイプラインの水力計算.....(34)	9. むすび.....(38)
5. パイプラインの構造設計.....(35)	

1. はしがき

パイプラインによる水の送水施設については従来、上水、工業用水を目的としたものが殆んどで、水質の保全、配水技術等の点から建設費の大小をとわず採用されてきた。これに対し農業用水においては、水利用の方法、取水する場合の低位水頭の利用、建設費、投資効率等の点から、開水路型式が採用されてきた。

しかしながら、水の効率的利用と水管理の合理化および農業機械化の進展と栽培技術等の進歩と相まって、パイプラインシステムの導入が要請されるに至った。

今回これら佐賀平野の低平地水田におけるパイプラインについて報告する。

2. 佐賀平野の農業用水の概要

(1) 佐賀平野とクリーク

佐賀平野は有明海に面する標高0~10m、傾斜1/3,000~1/10,000の低平な沖積平野である。平野の大部分は図一1のとおり大潮平均高潮位と同程度、または、それ以下で、地質は、河川と有明海の潮流による河海、沖積層の軟弱な粘質土壌(深いところでは20m以下)である。

土壌類型は、北部の山麓側は灰褐色土壌に属し土壌は埴壌土、埴土であるが中部以南の江戸時代までに干陸化された地域は灰色土壌強粘土型で、南部海岸沿いの干拓地はグライ土壌強粘土型に属している。

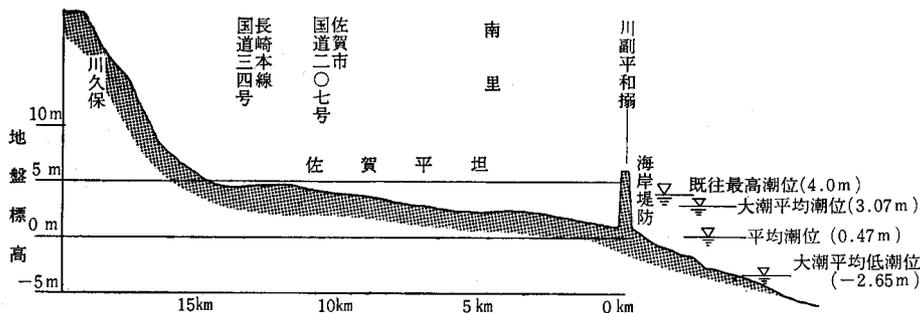
佐賀平野の水田は約33,000haで、その大部分が標高5m以下のクリーク水田地帯である。

クリーク地帯は流域に乏しく用水の絶対量が不足する一方、内水湛水による排水障害が大きいが、耕地の10%内外を占めて平野を縦横に交錯する大小のクリークは用水源として、あるいは洪水調整池としての役割を果している。

このクリークは雨水貯溜、河川(淡水)よりの導入により貯水され、2~5IPの固定式および移動式の小型ポンプで揚水し、コンクリートやレンガ造りの水路によって送水され、循環かんがいが行われてきた。

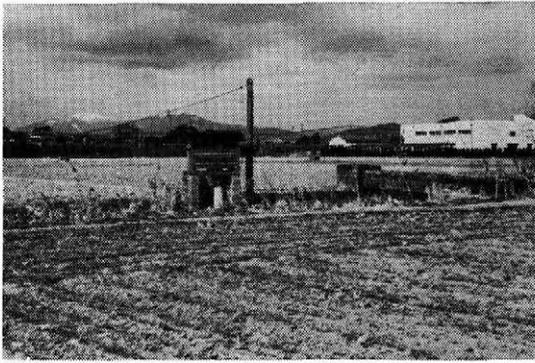
(2) パイプかんがいの普及

佐賀平野の農業はクリークを切り離すことは出来ない。このクリークからの揚水は、労働に制約されて歴史的な変化をたどって現在に至っている。古い文献によれば、寛政(1789~1801年)の末期には、波樋(打樋とも言う)から足踏水車に変わっているのであるが、大正末期



図一1 佐賀平野横断図

* 佐賀県農地整備課



写真—1 従来の用水施設

に至って初めて、今日のポンプ（バーチカルポンプ）が導入されている。丁度このポンプ揚水が普及していたところに、一部の地域（昭和3年）で用水路が上流地域の悪水排除の阻害となったことから、水利紛争となり、解決策として鉄筋コンクリート管を地下に埋設し、取水部にレンガ積み水槽を設けてかんがいをしたのが、パイプかんがいの始めとされている。その後経費難、資材難、施設の共同利用に対する認識の不足等の理由で、行き悩みの状態にあったが、昭和35年頃からしだいに普及し始め、今日ますます拡大し施工されている。パイプかんがいの普及状況は表—1のとおりで、昭和40年には4,400haであったものが昭和45年には1.7倍となり、昭和55年までの15年間に3.4倍の15,100haとなり年平均約700haの伸びを示している。

表—1 パイプラインの普及状況

年 度	普及面積	備 考
昭和40年まで	4,400ha	
〃 45 〃	7,500	
〃 50 〃	10,800	
〃 55 〃	15,100	
〃 56年以降	12,000	

ほ場整備事業等で現在実施中ならびに今後実施予定の佐賀平野低平地水田地帯では、末端かんがいは、すべてパイプライン方式が採用され、近い将来開水路方式は全く姿を消すことになるであろう。

このように急速に普及しつつあるのは、その方式が理論的、経済的にも地形および地域営農にマッチしているとともに、水資源の効率的利用という要請にも答えているためである。

3. 低平地水田地帯の水路計画

(1) 用排水路計画

一般には、排水路と用水路をそれぞれ分離して建設する場合が多く、排水路はほ場排水の調節を行い、用水路

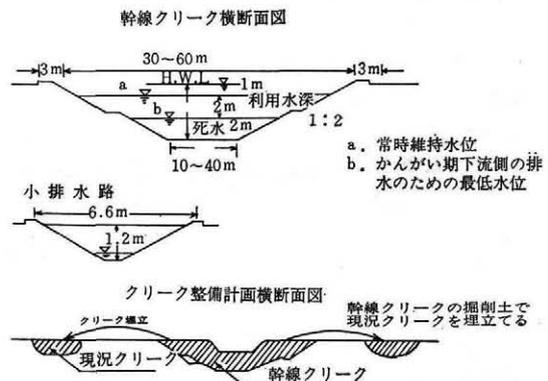
によって適正量のかんがい用水を供給する方式が理想であるが、本県のような低平地水田地帯では、先に述べたとおり、用排水路（クリーク）の水面勾配は地表勾配と同じく緩勾配となっている。このような地帯では、それぞれの機能を十分に発揮できるような水位を維持するには多額の投資が必要であり、また貴重な水資源の効率的利用もできず外海へ放流することになるため、用水路、排水路の分離は行わず、幹・支線用排水路（クリーク）を建設するよう計画、実施している。この用排水路は、排水路、用水路および貯水池の機能を兼ね備え、更には洪水時の一時貯溜を行い洪水調節の役割を持たせるものである。低平地水田地帯においてクリークは利水、治水の両面から必要不可欠なものであって従来からクリーク水田地帯の形成がいかに合理的なものであったかをものがたっている。

かんがい用水は、既存の河川水、ダム等の他に国、県営かんがい排水事業、ほ場整備事業（既存クリーク貯水量＝新設用排水路貯水量）等によって確保されているが、用排水路に還元される水量は、浸透水の50%が再利用（水取支計算では1旬遅れで還元）されるものとして計画しているが「重粘土クリーク水田におけるほ場整備後の水取支について」（生島芳雄・黒田正治・昭和48年）の試験によれば、水田浸透水は水路に還元される割合が大きく、70%～90%に達し、諸条件を考慮しても50%程度は確保することが可能であると云われている。

ほ場整備事業等で計画しているクリーク統廃合計画構想は図—2～4のとおりです。

(2) 支線用水路計画

低平地水田地帯では、幹・支線用排水路の水位は田面標高以下に維持されており、各ほ場にかんがい用水を供給するためには水量の確保と所要の水頭が必要であり、用水機と支線用水路の組合せ方法となる。従来は開水路とバーチカルポンプの組合せが多く採用されていたが、近年のほ場整備事業等では、加圧ポンプと埋設管水路の組合せシステムを採用している。このパイプライン方式



図—2 クリーク統廃合計画構想図(1)

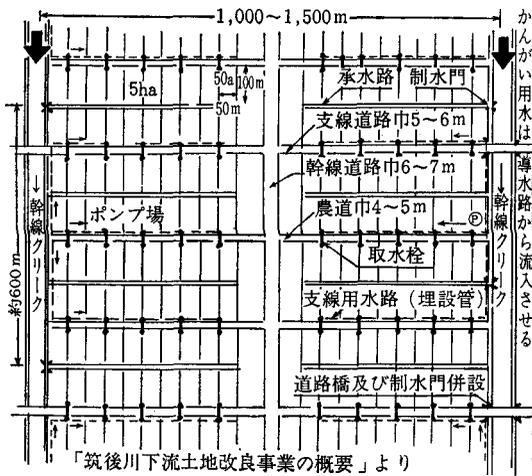


図-3 クリーク統合計画構想図(2)

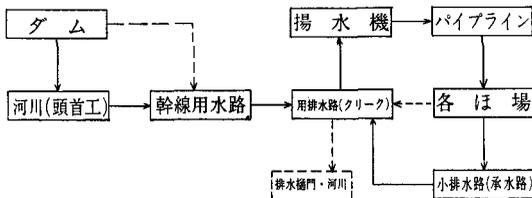


図-4 用水系統模式図

の利点は、

- ① 営農、特に機械利用上の障害にならない。
- ② 水管理が合理的で、水配分調整が容易であり、高価な水の損失を少なくすることが可能である。
- ③ 用水の反覆利用が容易である。
- ④ 地形及び自然水頭に影響されることなく、送水可能であり、用排水路(クリーク)水位を、かんがい期間中低下させ浸透促進を図ることおよび汎用耕地をつくること出来る。
- ⑤ 高温障害が防止できる。
- ⑥ 低平地の軟弱地盤においては耐用年数等考慮すると安価である。(塩ビ管等は可とう性が大きく不等沈下、基礎工に有利)
- ⑦ 漬れ地が少ない。

また、不利な点は、

- ① 一般地区と比較すれば工事費が割高となる。(ポンプ揚水であるため、貯水池兼用排水路の建設および附帯施設費)
- ② 土中に管水路を埋設するため、漏水および破損ヶ所の発見が困難で、補修費が高い。
- ③ パイプラインにゴミや土砂の混入によって通水に支障がないよう管理しなければならない。

しかし、低平地においてはパイプライン方式の利点が欠点を補って余りあるために、支線水路として、パイ

プラインを採用しているものである。

4. パイプラインの水理計算

パイプラインの設計は、費用と効果を最も有利にすることが必要であるとともに各ほ場に所要の用水量をいかなる場合でも均等に供給できるものでなければならない。

(1) パイプラインの形式

パイプラインは機構上、開放式、半閉塞式、閉塞式があり、本県低平地水田地帯においては、昭和47年頃までは開放式を多く採用していたが、これは地形勾配が緩やかで所要水頭が4~5mと比較的に低い場合に採用され、低平地のパイプラインの標準的方式とされていた。

しかし、昭和48年頃以降のは場整備事業等による計画では、末端まで同一水圧の調整が容易で営農機械の進展にともない短時間にかん水が必要となったことから、加圧ポンプ方式(ポンプ直送)を採用し取水バルブ(給水栓)を開くだけで所要の水量、水圧を得ることのできるクローズドタイプで計画し実施している。この方式は地区内かんがい用水を地形の変化および給水圧力等の諸条件に対応できるパイプラインとして最適である。

配管方式は樹枝状配管をほとんどの地区で採用しているが、これは200m間隔に排水路または、用排水路が配置され比較的には区の形状は縦横比が大きい長方形となっており管網配管の利点は少なく、樹枝状配管が適していると言える。

(2) 用水量と給水時間

現在のは場整備事業等で実施している用水ブロック(ポンプ1台当りのかんがい面積)は、10~20ha程度を標準としている例が多く(佐賀県の高性能農業機械導入基準のトラクターは地耐力等考慮して30PS程度を標準としている。)これは、区画の形状、ブロック面積決定要素と関連している。現在営農での代播の実態をみれば、15ha程度のブロックで5~7日程度となっているが、トラクター能力2~2.5ha/dayとおおむね見合うものである。また耕区の長辺の長さは営農機械利用からみれば長い方が望ましいが、用水、排水等の理由から100mとし耕区面積は30aを標準として給水栓を設けている。

本県低平地は国営筑後川下流土地改良事業受益地が大部分であって、代播用水150mm、夏期ピーク減水深15~20mm程度である。

パイプラインによる給水時間、即ち揚水機の運転時間は、還元水貯溜、各クリーク間の過不足調整および補給水貯溜に要する時間、管理面を考慮して通常運転は10時間程度とすることが好ましく、また代播期は24時間運転を原則(特殊な場合でも20時間程度)としているが、営農機械の進展にともなう作業時間の短縮による代播期間の短縮および他事業による用水系統の変更(淡水取水地

域は現況取水口が計画で最下流となり、用水の到達時間が長くなる。)等によるクリーク貯溜および調整時間の必要性から運転時間等について今後検討が必要である。

(3) 管路の水理公式

一般にパイプラインの流量は摩擦損失水頭および各種損失水頭を計算することによって求められる。

平均流速の公式は、管路の実用計算として適用される公式は、HaZen-Williams 公式、Manning 公式であって HaZen-Williams 公式が水理計算には最も広く用いられている。

HaZen-Williams (ヘーゼン・ウィリアムス) 公式

$$V = 0.84935 C R^{0.63} I^{0.54}$$

$$Q = A \cdot V = 0.27853 C D^{2.63} I^{0.54}$$

$$I = h_f / L = 10.666 C^{-1.85} D^{-4.87} Q^{1.85}$$

V: 平均流速 C: 流速係数 R: 径深 I: 動水勾配 D: 管径 h_f : 摩擦損失水頭 Q: 流量 L: 管路長 A: 通水断面

また損失水頭は

$$h_f = f \cdot L / D \cdot V^2 / 2g$$

したがって、ヘーゼン・ウィリアムス公式に対する摩擦損失係数は

$$f = \frac{133.7}{C^{1.852} D^{0.167} V^{0.148}}$$

その他各種損失水頭(流入, 流出, スクーリン, 断面変化, わん曲および屈折, 分流, 弁類等)を設計条件に応じて考慮しなければならない。

本県低平地におけるパイプラインの水理計算で、送水管路の損失水頭を求める方法として、流速係数 $C = 130$ を採用し各種損失水頭は省略している例が多く、複雑な地形, 新規地区等では一般の計算の方法によってチェックを行うことが必要である。

(4) 揚水機の全揚程

揚水機の全揚程は、実揚程と吸込管路および吐出し管

路の損失水頭によって定める。

$$H = (\text{ポンプ実揚程}) + (\text{吸入, 吐出損失水頭}) + (\text{送水管路損失水頭及び各種損失水頭}) + (\text{管路末端残溜水頭})$$

低平地(クリーク地帯)における全揚程は上記計算値に10%を加算している。これはパイプラインおよび機場の沈下, 吸込み側のクリーク地帯特有の損失(水草, 塵埃, 浮泥混入)を考慮しているものである。

末端の残溜(吐出)水頭は 1.5m(末端給水栓高+1m)程度としている例が多い。

5. パイプラインの構造設計

送水管路(パイプライン)の構造設計は管路の安全性を考慮することを目的とし、現地の地形条件, 土質条件, 水理条件, 施工条件等を考慮して管体に作用する荷重を決定し、耐圧強さ, 移動, 変形, 水密性の検討を行うものであるが、低平地の軟弱地盤地帯における地域性, 経済性を十分考慮しなければならない。

送水管の埋設は不等沈下, 維持管理を考慮して、道路沿いのは場内に埋設し、その深さは60cm以上(耕土面~管頂)となるよう設計しているが、管の基礎は行なわず、掘削面(溝形)に配管し、掘削土で埋戻を行っている。これは前述のとおり軟弱地盤であるために基礎処理を施工し不等沈下を防止することは経済的ではない。

したがって自重等設計荷重を小さくする。(管径, かんがいブロックの検討)とともに不等沈下に対応できる管種の選定を行う必要がある。

使用する管種は諸条件を満足し、その特性が十分に生かされる管種として、軽量で可とう性をもつ、塩化ビニール管およびポリエチレン管を採用している。

6. 施工および施工管理

パイプライン工事の内容をみると、資材搬入, 掘削,

表-2 管種一覧表

管種	規格	管径	特性
硬質塩化ビニール管 一般管(VP)	(10kg/cmf) JIS. K 6741	13~300 ^{mm}	軽量で、耐食性、耐電食、内面粗度は変化が小さく、最も滑らかである。継手は、TS(接着)工法とRR(ゴム輪)工法があり、いずれも施工が簡単である。 特にRRは伸縮性と、可とう性にすぐれ軟弱地盤にも適する。
硬質塩化ビニール管 薄肉管(VU)	(5kg/cmf) JIS. K 6741	40~800	
RR型 硬質塩化ビニール管(VP)	AS-14	75~300	
RR型 硬質塩化ビニール管(VU)		75~800	
一般用ポリエチレン管	JIS. K 6761	8/3~12インチ	軽量で衝撃強度大、耐食性はすぐれている。低圧パイプラインに適する。メーカー規格150~1,000mm

配管接合、人力および機械埋戻しと、一連の流れに従って終始単純な、そして僅少な土量扱いで構成され、作業場所が連続して移動する特徴をもっている。

パイプライン工事は、単純な工種の連続であることが習慣となってルーズになりがちであること、機械グループと土工グループそして職人グループがお互に関連し、各々のグループ単独では作業をすすめられないことから施工責任者の工程管理のたてかたによって、配管工事そのものの精度が大幅に異なる結果をもたらすものである。軟弱地盤の場合は、地盤そのものが不等沈下を起すもので、常に管の移動が持続していると考えるべきであって、設計者としては現場経験が要求されるが延長の長い路線であることから、土質、作業条件の予想が困難である。また、施工業者は施工経験にとどまらず、管内の水の流れ、地形土質、管種の特長等を理解して安全性の向上を図るとともに、設計の不備をチェックする技術も要求されるものである。

現在までの施工後の経過において事故例を述べると、

- ① 埋戻し締固め不十分による管の移動及び沈下を起し、接続部の破損または、管の浮上（埋戻し時の排水不良、掘削部の泥ぬい化によるものと思われる。）
- ② 埋設深不足による暗渠排水施工時に管の切断
- ③ 塩ビ管の接合部接着剤塗布の忘れまたは不十分のための漏水
- ④ 管内に作業用具（ウエス）のおき忘れによる給水能力低下

パイプラインは土中に埋設されるものであるから、施工時の記録と整理を行うことによって事故発生のおき原因追及を行うための資料および、パイプラインの埋設位置を正確に明示することが、将来維持管理のために要請されるものである。

7. パイプラインの問題点と対策

パイプライン施工は、ほ場整備事業等によって本格的に普及したものであるが、従来のかんがい方式として、クリークを統合整理した水路は用・排水路を兼ね、この用排水路に設置したポンプでパイプラインに圧送され給水栓から各ほ場に給水するものである。これ等の方法は、理論的、技術的にも進歩しているが、今日まで実施されたパイプラインの問題点および対策について述べると、

- ① 施工ミスによる漏水
施工管理を十分行うことによって、事故の原因追及および事故の未然防止に努める。
- ② 軟弱地盤地帯の不等沈下による埋設管の破損
主要道路およびクリーク跡地等沈下にもない変形、破損があるため、伸縮継手、可とう継手を用いる。また、横断部は管の保護を行うか、道路両側に配管を行う。

- ③ パイプラインの施工不良および不等沈下によって、空気溜りによる通水阻害

管内の空気溜り（これに伴う射流現象）の回避が出来ない場合があるので、設計施工には十分注意する。

- ④ 揚水機吸込口に水草、塵埃等の流入による揚水能力の低下

粗目と細目の2段階のスクリーンにすることによって、塵埃等の流入を防止するとともに吸込口の水面低下が避けられる。

- ⑤ 営農機械等が給水栓に接触して、給水栓または、管の破損

給水栓が破損する場合は分岐点の折損が大部分であり、本管から直接給水栓を分岐したものが破損した場合は、補修に時間と経費が多くなる。

- ⑥ クリーク地帯では、用水に浮泥が多く含まれており期間の経過にともない、泥土が管壁に付着する。

設計に際して流速係数および粗度係数の数値を直接用いることは危険である。また管内流速を諸条件においてもチェックし管理方法を明確にする。

以上おまものについて述べたが、設計および施工技術の向上にもなつて欠点は順次改善されつつあるが、地元要望（代掻期間、給水時間の短縮）等も考慮して今後一層問題解決には努力が必要である。

8. パイプラインの設計例

本地区は代表的なクリーク地帯である。佐賀市東方10kmに位置する県営ほ場整備事業佐賀東部地区（5113ha）千代田工区の昭和54年度実施区域の一部を抽出し、図5のとおり21.9haについて設計を行ったものである。

(1) 設計条件

① 給水時間

抽出した工区は淡水地域の水取口であつて、事業計画

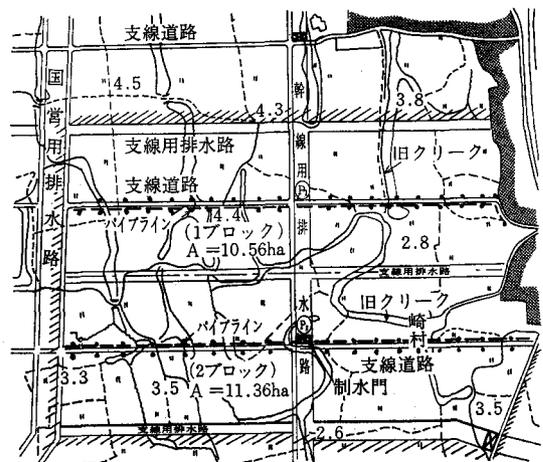
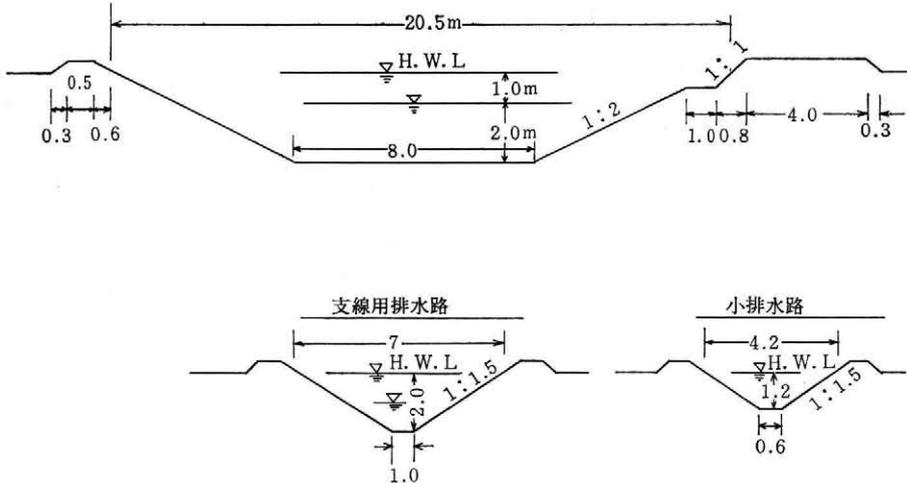
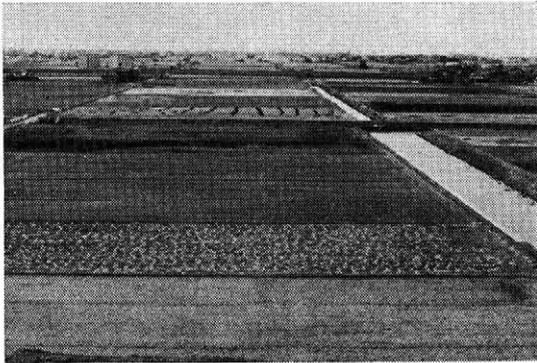


図-5 千代田工区計画平面図

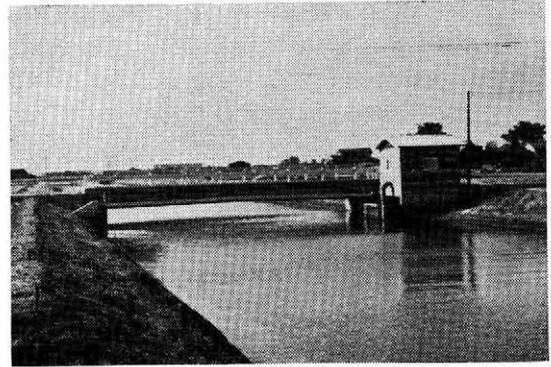
幹線用排水路 (千代田工区)



図一 6 千代田工区水路標準断面図



写真一 2 ほ場整備状況 (佐賀東部千代田工区)



写真一 3 幹線用・排水路と揚水機

(国営筑後川下流土地改良事業千代田線)では末端受益地域となるため、還元水の貯溜、不足水の調整および補給水貯溜等を考慮して、代掻期の給水時間は20hrとした。

③減水深および代掻用水

事業計画書による減水深18.6mm/day代掻用水150mmを採用した。

④代掻日数

代掻日数は、地区、各工区別では10日となっているが営農形態および農業機械(トラクター)を考慮し、用水ブロックで5日とした。

⑤流速係数

流速係数は設計基準で140~160(硬質塩ビ管)を採用することとされているが、各種損失水頭を無視して計算したためにC=130を採用した。

⑥末端水頭(残溜水頭)

地形変化がないものとして1.5m(給水栓高+1.0m)とする。

⑦設計流速

設計流速の標準値(設計基準)は $\phi 75 \sim 400\text{mm}$ で0.7~1.6m/secとされているが、1.0m/sec程度を採用した。

⑧最小管径

水理計算上は100mm以下でも可能となるが、水理計算のとおりの水管理が出来ず末端の給水能力の低下および土砂吐弁を末端に布設し管理することとしているために最小管径は125mmとして計算した。

⑨給水栓

給水栓は、耕区30a(100m×30m)に1ヶ所を設置するよう設計した。

(2) 設計例

図一5~6, 表一3のとおり21.9haを2ブロックに分割してそれぞれポンプを設置し一路線の樹枝状配管とした場合, 21.9haを1ブロックにした樹枝状配管および管網配管の場合の3タイプについて比較したものである。

①1タイプ

表—3 設 計 例

項 目	1 タ イ プ		2 タ イ プ	3 タ イ プ
	1 ブ ロ ッ ク	2 ブ ロ ッ ク	(1+2樹枝)ブロック	(1+2管網)ブロック
かんがい面積	105,600m ²	113,600m ²	219,200m ²	219,200m ²
代播用水	65.17ℓ/sec	68.60ℓ/sec	131.16ℓ/sec	131.16ℓ/sec
夏期ピーク用水	57.02ℓ/sec	61.63ℓ/sec	118.41ℓ/sec	118.41ℓ/sec
全揚程	(代播時) 7.87×1.1≒9m	(同左) 8.05×1.1≒9m	(同左) 8.05×1.1≒9m	(同左) 8.66×1.1≒10m
パイプライン延長	738m	755m	1,707m	1,911m
10a 当り延長	70m/ha	66m/ha	78m/ha	87m/ha
管径	300mm~125mm	300mm~125mm	400mm~125mm	400mm~125mm
給水栓	36	39	75	75
動力	11kW	11kW	11kW×2台	11kW×2台
工事費	10,625千円	11,378千円	30,538千円	26,293千円
10a 当り工事費	101 "	100 "	139 "	120 "
m 当り "	14 "	15 "	18 "	14 "

パイプラインの延長は、70~66m/haで短く平均管径(加重平均)もφ217mm~φ232mmと小さい。また附帯施設等(水路横断それぞれ1ヶ所)も少なく、3タイプのうち建設費が一番安い。本地区ではこの方式を採用している。

④2タイプ

1タイプの2路線を送水管で連絡し、揚水機場を1ヶ所に統合したものであって、パイプライン延長(78m/ha)は連絡部分が増延となっている。また連絡部の管径が大きくなったことによって平均管径もφ275mmと3タイプでは一番大きく、附帯施設(水路横断3ヶ所)も大口径となり建設費も高い。

⑤3タイプ

パイプライン延長は、87m/haであり延長が一番長く、水路横断(5ヶ所)等の附帯施設も最も多い。また平均管径は、φ243mmで、管網であるため2タイプより管径は小さい。

(3) 考 察

前述のように同一の設計条件での比較設計と、その結果について検討を行う。

①1タイプ(2ブロック)の送水管路の損失水頭は、流速係数C=130で計算した場合112cmであり、流速係数C=150で計算し、各種損失水頭を加算した場合は、ほぼ同じ損失水頭(117cm但し各種損失水頭計算で1cm未満は1cmとした)となる。

②代播期の給水時間を24時間とすると、揚水量は夏期(10時間とした場合)が大きくなる。但し損失水頭は代播期が大きくなる。

③水理計算では、最大値(用水量、損失水頭)を採用するが、計算では30cm/sec以下となる場合(代播期の補

給水および夏期かんがい末端)があるため流速を考慮した管理方法を明示する必要がある。

④設計条件では流速を1m/sec程度(計算結果は0.9m/sec程度となっている)としているが、(設計基準200~400mm・0.9~1.6m/sec)設計流速を大きくすることによって、管径が小さく工事費が安くなり有利である。

⑤抽出は場では障害物等もなく66~87m/haであるが、これは、現在実施しているパイプライン延長は100~120m/ha(本県平均)に比較して少なくなっている。

設計の最適化としては、維持管理費としての電力料金を組み込んで計算する等、諸条件で比較検討を行うことも必要であるが、本報告では省略した。

9. む す び

この報告でとりあげた低平地におけるパイプラインはこれといった特徴のない極く一般のパイプラインシステムである。しかし今後、本県のパイプライン施行予定面積は約12,000ha程度残っており地域の特性を十分に考慮して、地域営農形態に合致した、理論的、経済的な低平地水田かんがいの用水路として、パイプラインをつくるよう心掛けなければならないと考える。

参 考 文 献

1. 筑後川下流域の特質とパイプかんがいの必然性——生島芳雄
2. 水田かんがい用管路システムの計画——九州大学 黒田正治
3. 水田のパイプかんがい施工管理について——日立化成工業・西村 順
4. 土地改良事業計画設計基準

自然圧利用の水田パイプライン

— 県営ほ場整備事業般若地区の事例 —

森田 清三* 稲積登代治** 七沢 寛*

目 次

1. はじめに……………(39)	(2) ファームポンド……………(42)
2. 水田用パイプラインとファームポンド (調整池)……………(39)	(3) パイプライン……………(44)
3. 設計及び施工計画……………(41)	4. 地元の反応……………(47)
(1) ファームポンド取付水路……………(41)	5. むすびに……………(48)

1. はじめに

富山平野は、大小の急流河川が貫ぬぎ、これらの流域に発達した扇状地は、その特質からかんがいしやすい傾斜をもち水量も豊かで、その発端には、水力発電所とタイアップした合口用水の堰堤が設けられている。しかし、山地流域の谷がけわしい等の自然条件と、従来からの水路式発電所併用の用水は、総合的な利水計画のもとに管理され、地形の利を活用した多目的水利用と、豊富な水量が逆に水温上昇の機会を阻害している。

これらによる弊害は、県が昭和45年度から実施した庄川流域農業用水実態調査にもあらわれ、用水状況に何らかの不満を表明しているものが81パーセントにもものぼっている**。

その原因は、24時間連続かんがいを行うと冷水温被害が発生するため、かんがい時間帯を夕方から朝までの短時間に行ない、特に早朝に集中するためである。このことは、水利権水量が確保されているにもかかわらず、時間帯によっては用水不足をきたし、非かんがいの時間帯では無効放流をするという矛盾に陥っている。

これらを解消するため、昭和48年度新規県営ほ場整備事業「庄川地区」及び51年度新規「般若地区」において地形上の自然落差を活用した水田パイプラインが計画されたので、特に55年度までの般若地区を中心に紹介する。

2. 水田用パイプラインとファームポンド（調整池）

般若地区は、典型的な散居村で有名な砺波平野を、南北に流下する庄川の右岸に位置する。その受益面積は、319ヘクタールで地形は東より西方に向けて傾斜し平均

勾配は80分の1である。地質的には、第3紀沖積地と洪積台地によって形成されている。

計画のかんがい方法は、自然圧利用のパイプライン方式で、幹線用水路から分水した直後に水田用のファームポンドを配置している。用水系統は図-1に示すが、大別すると福山溜池系、三合新用水路系、および芹谷野用水の安川ファームポンド、頼成ファームポンド掛りの4系統からなり、パイプラインの形式はファームポンド直結の完全クローズドタイプである。配管方式は、一部の樹枝状配管を除いて管網配管を原則としている。これらの採用にあたっては、落差を最大限に活用した水の効率的利用と、維持管理、受益ブロックの広がり等を考慮して決定したものである。

24時間かんがいを原則とする水田かんがい方式において、ファームポンドを採用する計画については、議論のあるところであるが1でも述べたように、地区のパイプライン取水地点は、庄川合口幹線用水路のダムより下流約5km地点にある。この水路は、山腹を走るため水温の上昇はほとんど見られず、ダムの水温がそのまま取水地点の水温となっている。しかも、用水源である合口幹線用水の計画では、代カキ期、普通期とも24時間連続かんがいとして用水路が決定されているので、水口水温を表-1で示すが、活着期で11℃、分けつ期で16℃、幼穂形成期で17℃と冷水が連続的に流入することになる。

この場合の被害の程度は設計基準より単純に算出しても

$$R = 0.025 I t - 0.907 = 6\%$$

$$I : (\text{日平均かんがい水深}) 34\text{mm}$$

$$t : (\text{限界水温} - \text{平均水温}) 23^\circ - 15^\circ = 8^\circ$$

となる。

一方、管水路の最大通水能力は、代カキ用水量によって決定されるので普通期のかんがいは、短時間でも可能である。このことは、24時間連続かんがい方式で綿密な

* 富山県農地林務部ほ場整備課

** 富山県砺波農地林務事務所

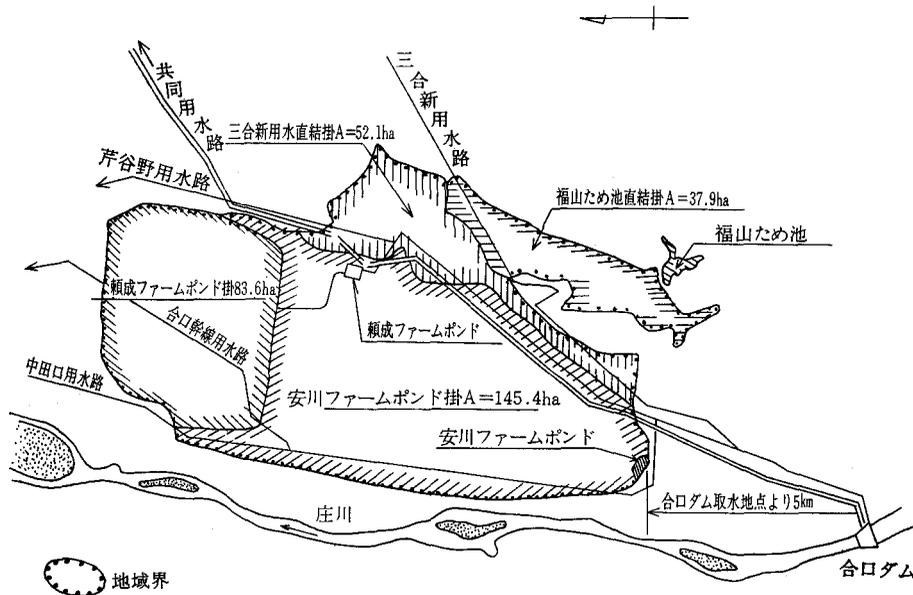


図-1 用水系統図

表-1 ほ場水口における水温、気温（砺波市安川地内）

期 別	活 着	分 け つ	幼 穂 形 成	出 穂 開 花
月 日	5.8~5.25	5.26~6.30	7.1~7.20	7.21~8.10
最高～最低水温	12℃～10.2℃	17.2℃～12.6℃	17.5℃～16.7℃	19.8℃～17.8℃
平均水温	11.1℃	15.8℃	16.9℃	18.5℃
最高～最低気温	11℃～22℃	27℃～14.5℃	27℃～20℃	30℃～19℃
平均気温	17℃	21.4℃	22.2℃	26.3℃

用水計画や設計を行なったとしても、1筆ほ場内の水管理は個人管理となるため短時間ピーク、かん水方式となる可能性が強い。このような状況では実際の水利用にあたって混乱を招くばかりでなく、管路自体も耐えられなくなる可能性がある。しかも、合口用水からの取水量は法定水利権として一定であるため、このピークを何らかの方法で、解消する必要があった。これらの解決策として、極端な冷水被害の発生が予想される、日中の10時から16時までの6時間分を中断し、この水量を一時的に貯水して他の時間帯に分散できるファームpondを計画したものである。

その容量の決定にあたっては、水田用ファームpondについて定めたものがないので、設計基準かんがい編、第4章、畑地かんがい（案）による、ファームpond容量の決定方法で行った。

$$V = 10 \cdot Au \cdot Eu \cdot \left(1 - \frac{Tu}{24}\right)$$

V : 調整池容量 (m³)

Au : 受益面積 (ha)

Eu : 粗用水量 (mm/day)

Tu : かんがい時間 (hr)

上式により、ファームpond容量を算定すれば

頼成ファームpond

$$V = 10 \times 83.6 \times 36.5 \times \left(1 - \frac{18}{24}\right) = 7,629 \text{ m}^3$$

安川ファームpond

$$V = 10 \times 145.4 \times 38.8 \times \left(1 - \frac{18}{24}\right) = 14,104 \text{ m}^3$$

となる。この式の採用にあたって、昭和49年度に施工した庄川地区のファームpondは、水道施設基準の公式を基本式として水田かんがい用に修正した式^{*)}

$$x = \frac{\theta}{q}$$

$$y = 7 \times (x - 1)^{0.5}$$

$$V = q \times 3,600 \times y$$

θ : 代カキ期用水量 (m³/sec)

q : 普通期用水量 (m³/sec)

V : ファームpond容量 (m³/sec)

を採用して受益面積90.6ヘクタールの21時間かんがいとして容量4,600m³で造成したが、かんがい中にたびたびファームpond容量が不足する日があったことから、再検討を行ない決定したものである。なお頼成ファームポ

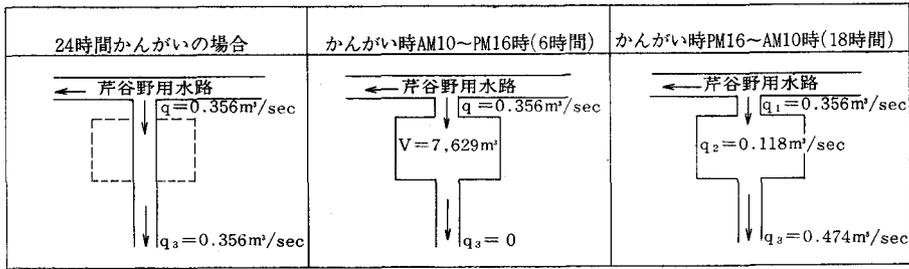


図-2 頼成ファームポンドの時間別配分図

表-2 ファームポンド工事費の内訳

工 種	工 事 内 容	工 事 費	備 考	
取 付 水 路 工 事	芹谷野用水分水工, 水路工 (三方コンクリート開渠), サイフォン, 呑口水槽	31,942千円	施工長 $\ell=285.0\text{m}$	
頼成ファームポンド工事	土 工	C=10,250 m^3 B&R=1,920 m^2	12,103	
	張コンクリート基礎工	施工長 $\ell=179.0\text{m}$	3,073	m当り 17,170円
	底張コンクリート工	捨コン t=0.05, 底版コン t=0.15及ラス張 ($\phi 4 \times 100 \times 100$) 等1式	9,562	底張面積 A=1,575 m^2 m当り 6,070円
	張コンクリート(側壁)工	捨コン t=0.05, 張コン t=0.15及ラス張 ($\phi 4 \times 100 \times 100$) 等1式	13,655	側壁面積 A=1,826 m^2 m当り 7,480円
	その他外周側溝等	B F 300mm $\ell=237.0\text{m}$ 等	984	
	小 計	上幅 83m \times 38m 深さ 4.50m 下幅 69.5m \times 24.5m (水深 3.50m)	39,377	
円筒分水工	内径 2.80m 外径 3.80m 深さ 4.60m	5,375	地区外地 導水路工 $\ell=48.1\text{m}$ 含む	
パイプライン取水工	幅 1.70m 長さ 5.95m 高さ 5.60m 鋼製スクリーン 1.7m \times 5.5m 1面付	4,606	スクリーンバー間隔 F B-75 \times 6 ctc 30mm	
余水吐吐土砂吐工	溢流堤幅 4.5m 溢流水深 0.26m 鋼製門扉 (B=0.80m H=0.65m)	4,676	背面部合流水槽含む	
背面ドレーナー工	$\ell=497\text{m}$ Vu $\phi 100 \sim \phi 150\text{mm}$ (有孔管) フィルター材洗砂利 Gmax \times 40mm	1,976		
除塵壁工	ビニール被覆ネット (50 \times 50mm) A=60.6 m^2	631		
計		56,641		
取出管路工事	用水パイプライン工 FRPM $\phi 900\text{mm}$ $\ell=54.2\text{m}$ 余水吐管路工 HP $\phi 800\text{mm}$ $\ell=52.5\text{m}$	5,735		
整地工事	A=0.06ha	132		
合 計		94,450		

ポンドにおける時間別水配分モードを図-2に示す。

3. 設計及び施工計画

本地区におけるパイプライン工事は、すでに5年目を迎えているが、新しく造成される2つのファームポンドのうち頼成ファームポンドは、昭和54年10月に着手して55年3月に保安柵の一部を除いて完成したもので、工事費の概要を表-2に示す。

(1) ファームポンド取水路

幹線水路である芹谷野用水の分水地点から、ファームポンド予定地までは、直線距離にして約140mであるが、地形が複雑で高低差が30mもあるうえ、すぐ途中で

発電併用の共同用水路(幅9.51m, 深さ4.75m, 最大流量70 m^3/sec)を横断しなければならない。そこで、共同用水路の盛土施工区間を避けるとともに、横断後は市道内への埋設となるため450mmのダクタイル鋳鉄管(K型3種)による逆サイフォン方式の管路を計画した。共同用水の横断部は、河床下3.3m地点を用水量70 m^3/sec の断水なしに施工しなければならないことから、横ボーリング方式によるAH削進工法*2)を採用した。この工法は、SK型大口径専用機により回転式水平ボーリングで最大径800mmまで削進できるが、本工事では圧力配管用炭素鋼管の内径435mm, 管厚 $t=11.1\text{mm}$ のものを使用し、その先端には人工ダイヤモンドビットを溶接して削進す

る。回転速度は2～3分で1回転するが、土質の硬軟によって調整ができるし、砂礫層や玉石地盤も容易に切り抜くことが可能で、掘削土は、削進管の内部を通して排出される。掘進が完了すれば削進鋼管は導水路本管としてそのまま使用するの、ダイヤモンドビットを切断し、ラップ管を溶接して呑口水槽に取りつける。

実際の施工精度は、30mの削進で下側に約15cmの誤差であった。この工法は、先掘とならないために管外周の地山をゆるめることはないが、管本体が回転するため当初から無塗装であることと、共同用水路の安全性を考慮してセメントミルクによるグラウト(最大圧力1.5kg/cm²)を行っている。

一方、呑口水槽は、深さ8.0mもあり、しかも、共同用水路の壁体($t=0.35\sim 0.9\text{m}$, $H=4.75\text{m}$ 法コウ配1:0.7無筋コンクリート)との余裕間隔が3.50mと狭いため、地すべり対策工事の集水井で使用されるライナープレート(AN型 $\phi 4,000\text{mm}$, $t=2.7\text{mm}$)を使用して立抗掘削を行いその内側に2.50×2.50m、深さ8.50mのコンクリート水槽を設計した。すなわち、ライナープレートは、掘削時の土溜工と水槽の外型枠を兼用させることになる。

取付水路の末端にあるファームポンド流入工は、地区外用水路の分水を兼ねるため、高さ4.60mの円筒分水路で設計した。円筒内で適正な分水をさせるためには、代カキ期の流速5.07m/secと普通期3.36m/secを水流が安定するまで減勢させなければならないことから、底部の吐出し口から1.20mの高さの地点に、方角阻水ブロックを配置するとともに、その円形の大きさの決定にあたっては、一般にスリップ系バルブの場合の減勢池の決定方法に採用されている、一辺の長さは、管径の3.5～6倍を参考にして検討を行なった。その結果、この場合は、開放吹出のため水流拡散が小さいことから大きい値を使用すべきであること。明確な円周分割をするために直径2.80m(円周長8.80m)に決定した。

(2) ファームポンド

ファームポンドの構造には、逆T字型コンクリート擁壁タイプ、重力擁壁タイプ、バットレス擁壁タイプ、張ブロック護岸タイプ、各種土シートによる法面保護タイプが考えられるが、将来の維持管理と耐久性、経済性を総合的に検討した結果、コンクリートライニングタイプを採用することにした。このタイプの設計にあたって、張コンクリートの厚さ、及び、法コウ配をどの程度にするかが最大の検討課題となった。まず、張コンクリートの厚さについては、粗骨材の寸法 $G_{\text{max}} 25\text{mm}$ と考えた場合には10cm程度でよいことになるが、ラス張鉄筋の挿入及び圧密具合による漏水を考慮すると15cmが必要になる。

ファームポンドの側法コウ配については、一般的土木

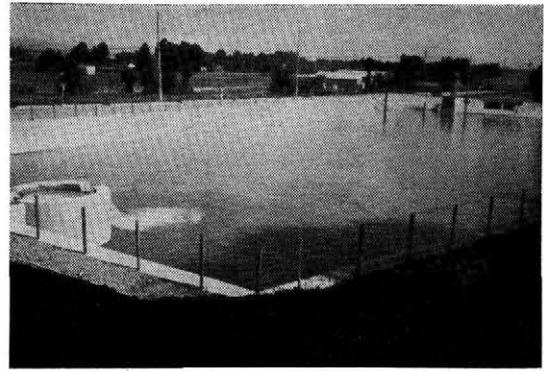


写真-1 ファームポンド全景

工事における土羽コウ配は1:1.0～1.2であること。

河川工事の堤防やアースダムの堤体などは1:2.0～3.0であること。

本体の2/3以上が掘削部分におさまること。など、地形的条件を加味して1:1.5の法コウ配に決定したものである。法面の張コンクリートの配合設計及び打設方法の決定にあたっては、前面無型枠でコンクリートの単位重量2,300kg/m³を、100パーセントとした場合の圧密比率を90パーセント以上にすることを条件に、ほ場整備地区内の土羽法コウ配1:1.5の現場で種々の実験実施を試みた結果、施工に際して、ある程度の熟練度と十分な施工管理を行えば、生コンクリート $\sigma_{28}=180\text{kg/cm}^2-25\text{mm}-5\text{cm}$ で可能であるとの結論に達したのでこれに決定したものである。しかし、打設法面が長くて広いため、コンクリートのひびわれと打設中の崩れさがり防止のため、ラス張鉄筋($\phi 4\times 100\times 100\text{mm}$)を配筋することとした。この時の配合設計における目標強度は、 $\sigma_{28}=180-25-5$ で、 $\sigma_{28}=222\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{28}=210-25-15$ では $\sigma_{28}=259\text{kg/cm}^2$ としたが、施工時のコア採集の位置を図-3、試験結果を表-3に示す。

ファームポンド内の構造物の配置は、取付水路の円筒流入工を上流端中央部に余水吐及び土砂吐工は、下流端中央に配置し、用水パイプラインの取入工は、余水吐に隣接させた。ファームポンド底面は、砂、浮遊泥等の沈澱物の排除を容易にするため、横断方向に1/25の舟底形にするとともに、縦断方向に1/300の排泥溝を設けた。排泥水門は、減水及び排泥効果を速やかに行なわせるため、張コンクリート法面に平行して堤上で操作可能なスルースゲート($B=0.80\text{m}$, $H=1.44\text{m}$)を1門設置する。

ファームポンドの側体を張コンクリート方式にしたことに伴い、その漏水検知及び附近の山林からの湧水処理を兼ねてドレーナを設置したが、その位置は、山側法面の中段と下段に各1本、インバート部に4本の計6本である。その末端は、土砂吐と余水吐の合流水槽に取り付

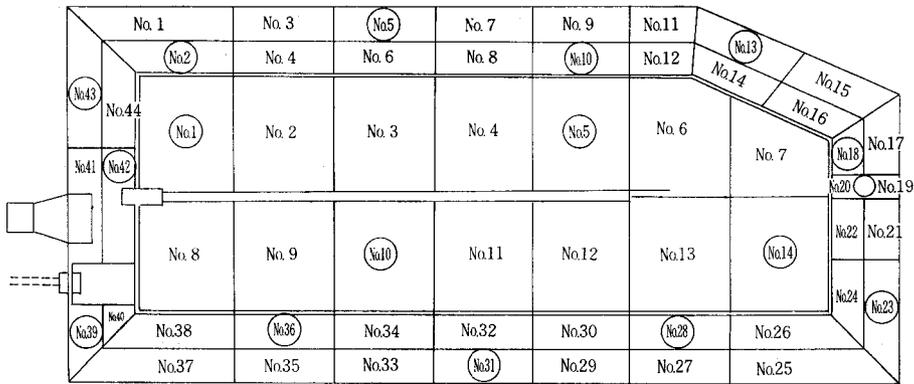


図-3 コンクリートコア採集位置

表-3 圧縮試験結果表

供試体番号	打設日	材令(日)	寸設法計測定値(mm)	寸実法測測定値(mm)	供試体体積(m ³)	乾燥重量(kg)	飽和重量(kg)	m ³ 当り重量(kg)	密度(2300kg/m ³ =1.0)(%)	供(キャッピング後)試体寸法	圧(供試体寸法補正)縮強補正度(kg/m ²)
※側壁コンクリート設計強度 $\sigma_{28}=180-25-5$, 施工時配合強度 $\sigma_{23}=180-25-5$											
No. 2	12.14	102	150	158	0.0012162	2,640	2,673	2,171.0	0.944	168	158
No. 5	12.14	102	〃	165	0.0012701	2,941	2,946	2,316.0	1.006	177	216
No. 10	12.16	100	〃	162	0.0012470	2,780	2,811	2,229.0	0.969	171	213
No. 13	12.20	96	〃	205	0.0015780	3,560	3,599	2,256.0	0.981	211	231
No. 18	2.15	39	〃	150	0.0011547	2,654	2,687	2,298.0	0.999	168	260
No. 23	2.28	28	〃	141	0.0010854	2,472	2,514	2,278.0	0.990	155	233
No. 28	12.4	112	〃	160	0.0012316	2,781	2,787	2,258.0	0.982	170	186
No. 31	12.4	112	〃	141	0.0710854	2,432	2,452	2,241.0	0.974	151	167
No. 36	12.6	110	〃	187	0.0014395	3,381	3,395	2,349.0	1.021	200	186
No. 39	3.15	28	〃	150	0.0011547	2,480	2,534	2,148.0	0.934	158	181
No. 42	2.16	38	〃	185	0.0014241	3,058	3,110	2,147.0	0.934	176	200
No. 43	1.20	65	〃	140	0.0010777	2,468	2,477	2,290.0	0.996	150	225
※底張コンクリート設計強度 $\sigma_{28}=180-25-8$, 施工時配合強度 $\sigma_{23}=210-25-15$ (ポンプ打設のため)											
No. 1	2.24	30	150	170	0.0013086	3,072	3,097	2,348.0	1.021	185	254
No. 5	2.24	30	〃	158	0.0012162	2,796	2,817	2,299.0	1.000	183	255
No. 10	3.1	28	〃	165	0.0012701	3,005	3,033	2,366.0	1.029	165	223
No. 14	3.4	28	〃	190	0.0014626	3,382	3,398	2,312.0	1.065	205	240

けて、ドレーナー効果が直接目で確認できるように考慮した。ドレーナーの構造は図-4に示す。出水の状況は初めての湛水時に1週間程度にわたって、ファームpondからのものと思われる少量の流出をみたが、その後は雨水の滲透水以外みられない。

用水パイプラインの取水工は、ファームpond内の水温上昇効果が少ない等の理由から、表面取水を目的とした取水塔方式は採用しないで、幅1.70m、高さ5.60m、長さ、5.95mの取水庭の底部より直接幹線パイプを接続させると共に、流入工直下流に圧力低下防止の通気孔

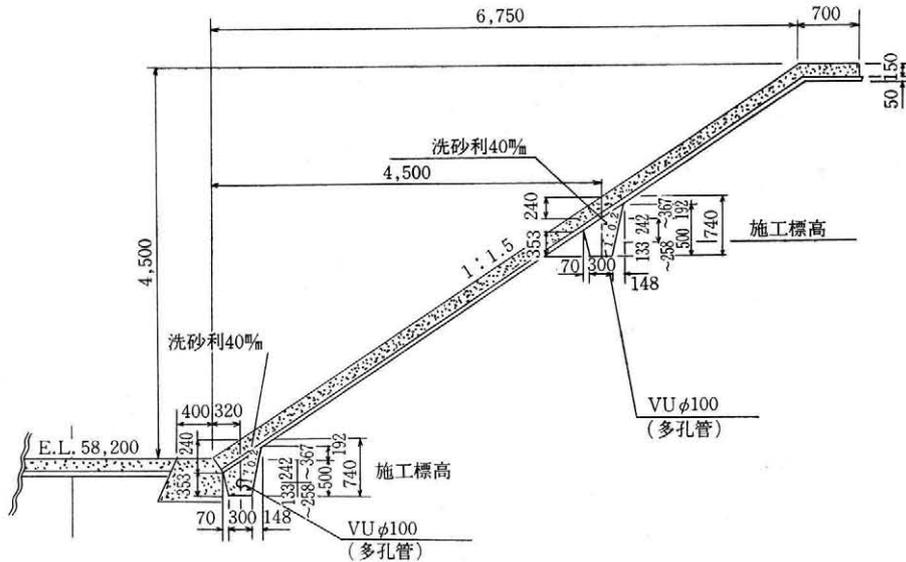


図-4 ドレーナーの位置及び構造

φ100 (VP) を設けた。

制水門は、鋼製スルースゲートとして、その前面には、バー中心間隔30mm (フラットバー75×6mm)の鋼製スクリーンを配し、その中間の2ヶ所で水圧による挫折破壊を考慮して、H型鋼(150×150×7×10mm)による桁補強を行った。

バー間隔を24mmとした根拠は、現在要望の強い営農雑用水の設置が可能になった場合には、その給水センは、φ25mm程度となるので、この場合を考慮したものである。また、春先などには、本地域特有の突風があるためさらにスクリーン前面5m地点に落葉などの吸い込みを防止するため、ビニール被覆ネットによる防塵壁を設置した。このネットを支える管柱は、水位検知装置の取付台となるとともに、管理橋の下部工に使用できるように設計されている。

(3) パイプライン

パイプラインの形式及び、配管方式については、2で述べたが、水理、構造設計にあたっては、管径600mm未



写真-2 パイプライン工事

満は硬質塩化ビニール薄肉管(VU)、幹線の600mm以上については、設計水圧2.8kg/cm²(静水圧1.4kg/cm²、水撃圧1.4kg/cm²)、土被り1.20m、路面荷重T-14(1台)、管の基礎についてはとう性管は180°コンクリート基礎、とう性管は120°砂基礎として、遠心力鉄筋コンクリート管プレストレストコンクリート管、強化プラスチック複合管の3管種について比較検討を行い、運搬、土工、据付接合作業スピードから言っても、その有利性が充分期待されて、経済的にも有利な強化プラスチック複合管(5種)を採用することとした。

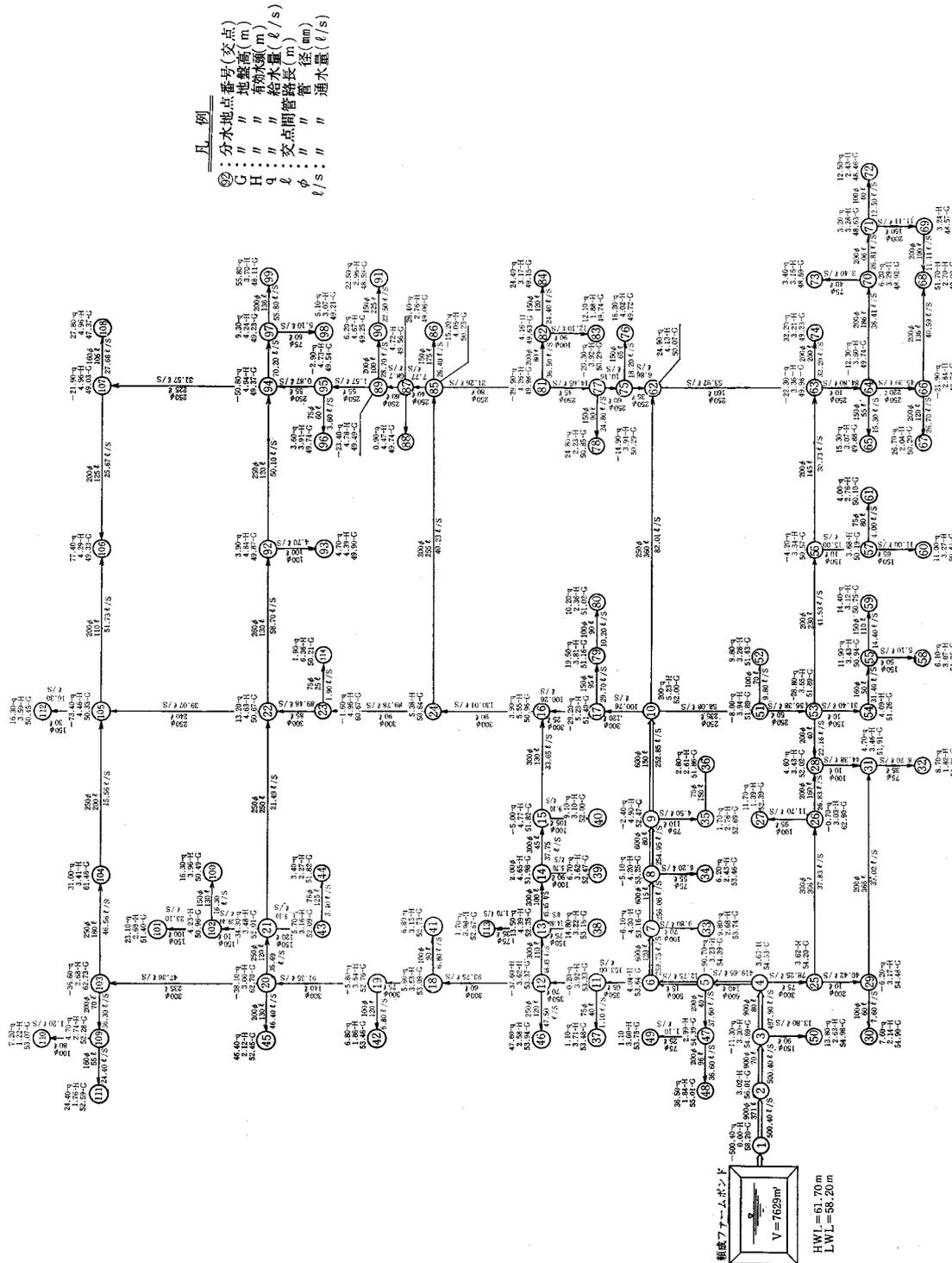
水理設計の手順を、頼成ファームポンド掛りを例にとれば、土壌タイプより代カキ期の減水深140~185mm/day(平均156mm/day)、普通期の減水深31mm/day(平均)に損失水量(幹支線5%、末端水路10%)を加えて与える。代カキ日数を7日間として、トラクターの代カキ能力を3.5ha/dayとする。7日間で24.5ヘクタールを基準に、83.6ヘクタールを分割すると3ブロックになる。そのブロック面積のうち代カキ給水量は1/7(14%)、残りの6/7(86%)を普通期の給水量として、管網計算を行った図例を、図-5及び図-6に示す。

次に、構造設計により地区内で採用している一般的な定規図を図-7に示す。付帯構造物のスラストブロックは350mm以上のバンド管及びT字管部に設け、バンド管の場合は角度の範囲により4タイプを使い分けている。空気弁は、管径400mm未満は単口、400mm以上は双口を用い路線内の高位部や制水弁の直下に設け、直線区間でも400m程度に1ヶ所を原則としている。ボックスは、特に既成品の組立式を採用して、路面高との調整を容易にしている。その構造図を図-8に示す。制水弁は、バタフライ弁を採用し弁室の鋼製ぶたを図-9に示すが、

市水道局管理の上水道と区別するため土地改良区の名入特注品を使用し、給水センは、ステンレス製のフィールドバルブ改良型を採用している。

富山県は、積雪が多いため凍結深は、そう大きくなく

30cm程度と言われている。したがって、埋設パイプには、ほとんど影響がないが排水路などの横断の面出し部と給水センが問題になる。管路の面出し配管には、ビニールライニング鋼管(VLP)を使用し、給水センボッ



図—5 管網計算模式図代カキ時〔1〕

凡例

- ①② : 分水地点
- △ : 基点(交点)
- C : 管径高(m)
- H : 地盤高(m)
- h : 管内高(m)
- q : 給水量(l/s)
- φ : 交点間管長(m)
- φ : 管径(mm)
- l/s : 通水量(l/s)

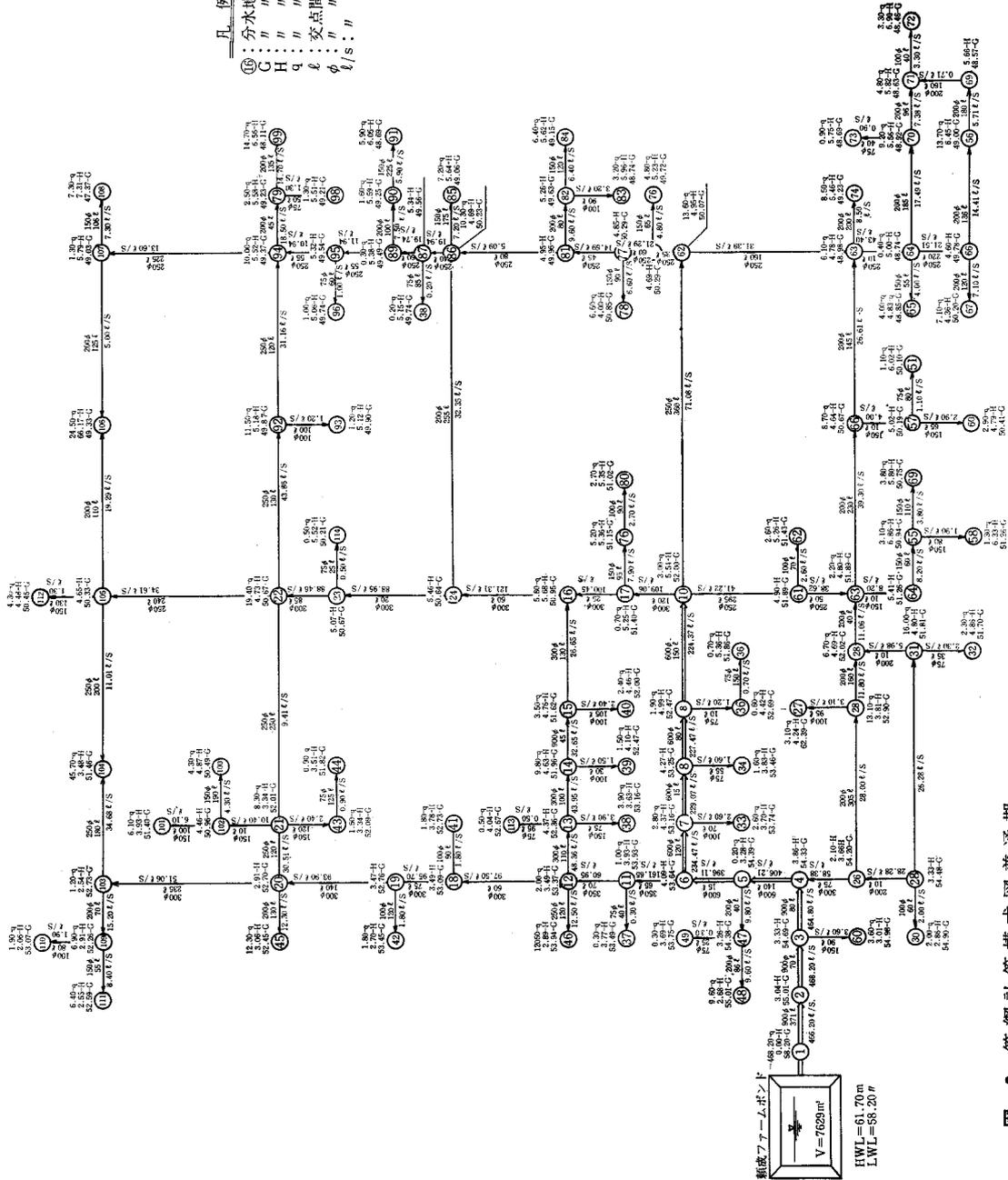


図-6 管網計算模式図普通期

- 注 1) : 管内流速の最小限度は、計画流量時において0.3m/sec以上とする。管内の設計流速は、設計基準「水路工」その2、パイプライン、表-2.2.2による。
- 注 2) : 定常時の水理計算は、ヘーゼンウィリアムス公式により求め、流速係数Cの値は硬質塩化ビニール管及び強化プラスチック複合管とも150(ただし150mm以上の場合はC=140)
- 注 3) : 非定常的水理現象については、経験則による方法からクローズドタイプで静水圧が1.4kg/cm²であるのでその100%とする。

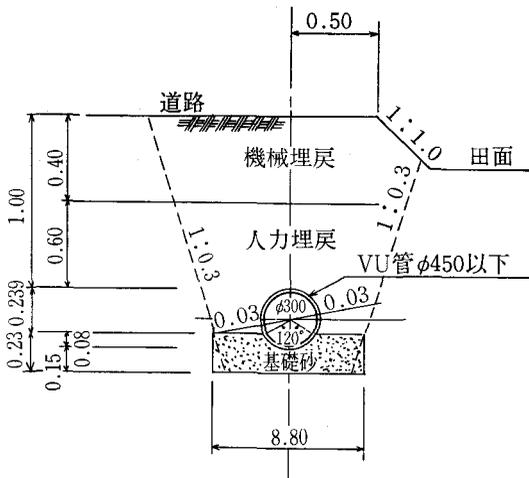


図-7 パイプライン定規図

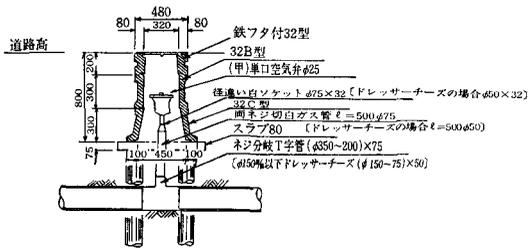


図-8 空気弁ボックス構造図

クスは、図-10に示すように冬期間モミガラを入れるなどの工夫をこらしている。また、ブルドーザ等の除雪による破壊防止の点からみると、空気弁、制水弁の露出部分のまわりはコンクリート舗装で固めておくのがよい。給水センは、路面より高くしないように配慮すべきである。

4. 地元の反応

最近、水田のは場整備に伴い用水路をパイプライン方

式にする地区が増加しているが、これは配水管理の合理化、水管理の容易性を求める農家が多い結果だと思われる。実際に般若地区で聞き取りをしてみると

- ① 水管理の容易性。(田回の手間が省ける)
- ② 用地の節約。
- ③ 用水量の節約。

④ 便利になりすぎたための過剰使用の懸念。の順であげられ、開水路における上流優先からの水利秩序の変更に伴う換地への心配等は、まったく問題にされず、また、自然環境をそこなう間にも「今の農家は、せせらぎの音を聞いて生活する程ゆとりのある人は少ない。」というのが言い分のようなのである。これらの対応策については排水路を必ず開水路で計画して防火用水に備えるとともに、水田用パイプライン自体に中水道的な役割を持たせた営農雑用水の蛇口や、消火センを農村総合整備事業や県単事業等で取り組む行政上の配慮が必要となる。

また、必要な時期に必要な圧力をもって所定の水量が確保できたか、ということに関しファームポンドの容量、位置については、地区全体としての結果は、まだ、わからないとしている。これは頼成ファームポンドが完成したが、実際にこの水をパイプラインを通して使用した面積は、計画の約半数の40ヘクタールで、十分に余裕があったために評価できないとするためである。

また、水の出の悪い給水センがある場合の農家の許せる自由度の範囲については、「事業実施前は用水が確保できない場合、夜も寝ずに引水したが今度は、充分に水があるのだから圧力があがるまでしばらく待つ。」という答えであった。朝夕、あるいは、時間的な集中化現象の用水の対応については普通期は問題なしとしながらも、「水路直結の単独受益地の一部で代カキ期に圧力が下る所がある。」と言っている。

この原因については、富山平野では、5月のゴールデンウィーク前に代カキが集中し、中型トラクターを各農家が保有するという兼業率97パーセントの特殊な、農業

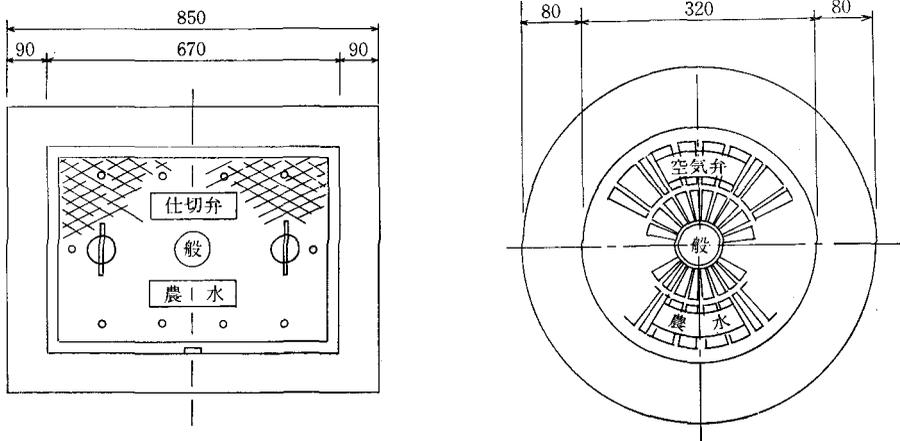


図-9 名入鋼製フタ

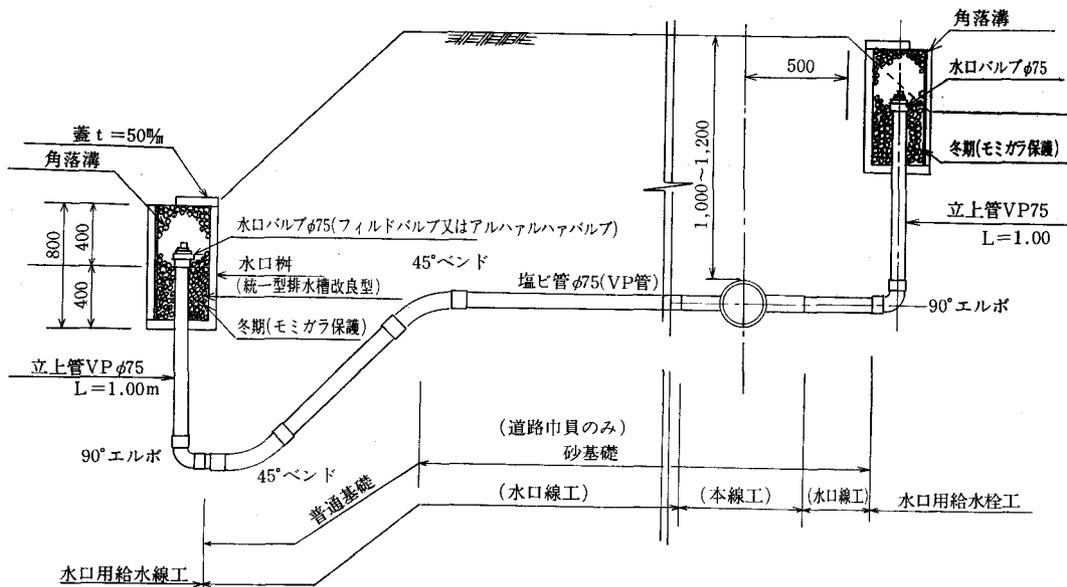


図-10 給水セン (冬期モミガラ保護)

形態がさらに拍車をかけているためと思われる。

水理設計の条件を満足するような操作管理について、土地改良区は、操作管理規定はまだ作っていないが、設計、操作の条件は県の担当者からよく聞いているし、できるだけそれに合わせる操作をしているので、水利用に際しての混乱もないし、施設のトラブルもほとんどない。操作管理規定は、地区全体の工事が完了するまでに、その使用経験から実態にあったものを作りたい。維持管理の専門技術者については、従来からの溜池管理者、土地改良区の職員を養成して上水道と同じような一貫した管理体制でのぞみたいとしている。

5. むすびに

般若地区のファームポンドは、安川ファームポンド及びその受益地のパイプラインが未着工のことと、今回、紹介した頼成ファームポンド掛りの約半分のは場整備が未完のため、機能全体についての評価はできないが、聞き取りでもパイプラインを使用している90パーセントの人が良くなったと思っている。ということから全体として好評であると言える。また、昭和51年からファームポンドを使用した庄川地区では、農業改良普及所に委託して、水収支、水管理、ファームポンド及びは場の水温、収量調査を継続実施しており、昭和53年度実績調査報告書によれば、開水路区と比較してファームポンド掛りのパイプライン区では、登熟歩合(102.7%)、千粒重(105%)で効果があったとされている。

また、昭和52年度の報告書でも、早生種(越路早生)で登熟歩合が5.8パーセントも高く、収量で1.2パーセントの増収、中生種(コシヒカリ)で5.2パーセントの

増収、晩生種(日本晴)でも1.3パーセントの増収をみた。その原因として考察では

- ① パイプライン区は短時間に水の供給ができるので、は場水温の位置別の差が少なく、そのため初期生育が促進され強勢穂数がとれやすかった。また、生育が均一で出穂のムラが少なく全般に生育の揃がよい。
- ② パイプライン区は、夏期高温時に冷たいかんが水水を容易に供給できるため、根の活力維持に良い結果をもたらした。下葉の枯れ上りが少なく登熟日数が長くなり、登熟歩合、千粒重の向上に大きく貢献している。
- ③ パイプライン区は、計画的にかんがいできる利点があるため、その気象変動(フェーン現象等)に対し、きめ細かな水管理ができる、ことなどをあげている。

本地区における今後の課題は、調整容量をじょうずに使う送水管理の問題であるが、は場内の水管理は個人の判断による独立したものとなり、また将来、営農指導の変化等により水使用も当然変わると思われるが、その時に計画、設計時と実際の使用が異なった場合、トラブルが生ずる可能性がある。この場合における適正なファームポンド容量を決定するためにも、また、農家の人達に過大な期待を持たせず計画に合った管理をさせるためにも、水使用の実態調査は今後も続けたい。

引用文献

- ※1)：森田，長谷川，広瀬：水田用調整池について 農土誌46(4)，P 8～(1978)
- ※2)：新技術開発院による工法

ポンプ送水による水田パイプライン

山 本 成 夫*

目 次

1. 地域の概況……………(49)	3-2. パイプラインの構造上の問題点……(51)
2. 事業の概要……………(49)	3-3. 配管方法の決定……………(53)
(1) 用水計画……………(49)	3-4. 普通期に於ける内水圧管理……………(54)
(2) 排水計画……………(50)	3-5. 管種の決定と水理計算……………(55)
(3) 道路計画……………(50)	3-6. 圧送ポンプの設計……………(57)
3. パイプライン計画……………(51)	おわりに……………(57)
3-1. パイプライン化の決定……………(51)	

1. 地域の概況

本地域は、千葉県東部の九十九里平野のはぼ中央に位置し、地形勾配は谷津田部で、概ね1/300、平地部で1/1,500の傾斜を呈している。地質はいわゆる関東ローム層に属する沖積層で、砂土および植土からなる土壌で、部分的に泥炭、黒泥を含む地帯もある。

気象は太平洋に接しているため、年平均気温は約15℃で5月～9月平均気温は22℃、冬期においても積雪を見ることは極めて稀で、最低気温は-2℃内外という気象温暖にして農作物の生育に好適な地域である。

農業の状況は、一戸当たり平均経営面積1.06haで、兼業（一種、二種）農家が約80%を占める。水田のほか、畑作では「らっかせい」、「ねぎ」、「ばれいしょ」、「だいこん」が主要作物で近年、水田裏作として、ブロッコリー、ミニセロリーの栽培が盛んである。

2. 事業の概要

この県営は場整備事業地区は、山武郡成東町など1市4町村にまたがり総事業費約170億円、受益面積3,206haである。

畑は混在、点在の形で水田の周辺に同居していた。ほ場整備計画では、水田の集団化はもちろんであるがこれらの畑も集団化し、水田団地と畑団地は、図-1のような一区画30a（100m×30m）を標準として、大型機械の導入を可能し営農規模を拡大及び、近代的農業経営の可能性を図るべく、原則的には田畑とも1団地当たり90a（100m×90m）以上とした。

(1) 用水計画

従来、この地区のかんがい方式は、数戸の農家が協同して行う小規模なポンプ揚水によるほか一部地域で自然

流下によって行われていた。

また、用水源は、二級河川作田川及び木戸川の二河川と、国営両総用水の施設が利用されていたが、用水量が不足がちであるために、水争いの事例も数多く残されている。

用水計画では、水の有効利用と省力化を図るために全地域に20揚水機場を新設し、パイプラインかんがい方式を採用した。

表-1 市町村別受益面積（計画）

市町村名	田 (ha)	畑 (ha)	計 (ha)	摘 要
東 金 市	54	16	70	総事業費 16,876百万円
九十九里町	192	164	356	昭和54年度までの 実施面積
成 東 町	1,541	685	2,256	2,846ha (進捗率89%)
松 尾 町	217	153	370	
山 武 町	163	1	164	
蓮 沼 村	14	6	20	
計	2,181	1,025	3,206	

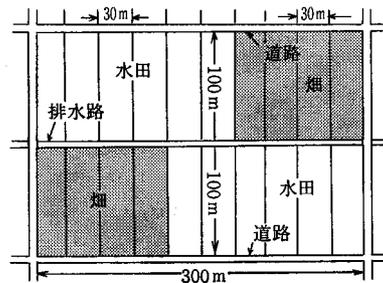
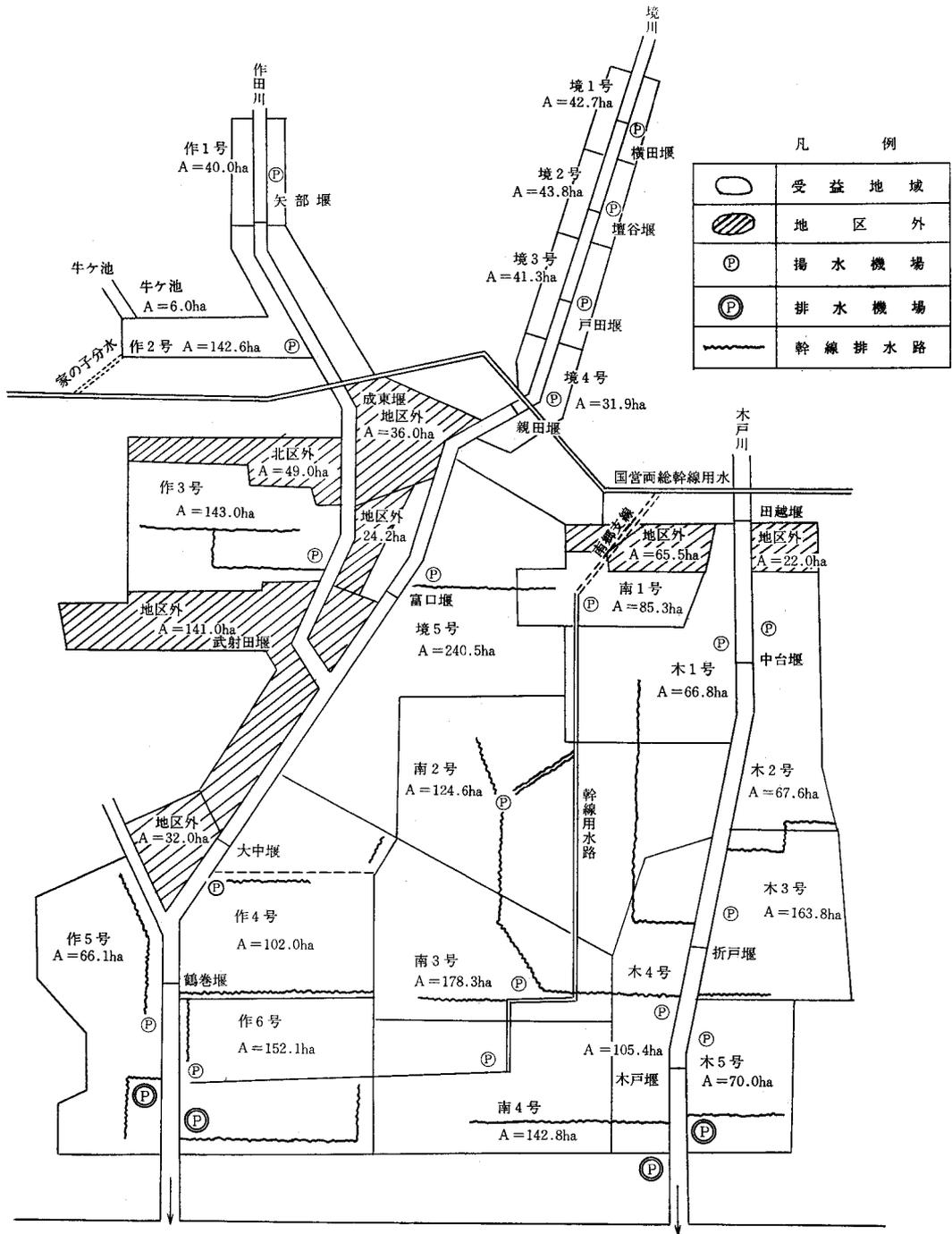


図-1 集団計画

* 千葉県山武中央は場整備事務所



図一 揚排水機場及びパイプライン区割概要図

(2) 排水計画

は場整備前の排水路とは名ばかりで、用排兼用の目的で作られた水路のほかは、畑の間を縫うように作られた水田が、田越しに排水を行いその役割を果たしていた。また海岸線に近い一部地域では、感潮の影響を受け塩害や湛水被害がしばしば発生していた。このため排水

計画では、14の幹線排水路とそれらに接続する小排水路を整備する一方、作田川と木戸川の感潮区間に於いては、左右岸の幹線排水路最下流部に排水機場を設置し強制排水も可能にした。

(3) 道路計画

は場整備前の農道は全国の例にたがわずこの地区に於

いても、その巾員、密度は狭少であり、特に畑が混在しているために、農道に沿っていない畑が50%以上にも及んだ。また、畑作はただでさえ労力を要する上に、水田の畦畔を農道がわりに利用して農作業を行うため、その労苦の程は並々ならぬものがあったと聞かされている。

農道計画では、主要幹線道路3路線（有効6.5m）と幹線道路10路線（有効5.5m）を網状に配置し、延42kmを舗装道路とするほか、支線道路（有効3~4.5m）を約380km配置した。なおこの結果、道路密度はha当り約132mとなり、55年度で約80%の進捗となる。

3. パイプライン計画

用水計画の概要で述べたように本地区では、全地域を20揚水機場によるパイプライン方式で用水計画を樹立した訳であるが、これらの決定理由や計画上特に議論が展開された事項について、以下記述することにする。

3-1. パイプライン化の決定

全地域をポンプ圧送によるパイプライン化に踏切った理由は以下のとおりである。

- ① 水源水量が不足がちであるため、地区の低位部（幹線排水路の末部）に揚水機場を設け、還元水を利用し水の循環方式とする。また全用水路を管水路とするため、かんがい効率を90%まで高めることにより、用水量が確保できる。
- ② パイプラインにすることで減歩率の低下が図れる。
- ③ 水源が河川又は既設の用水路であり、かんがい区域への必要な水頭が確保できないため、ポンプ圧送とする。

なお、本地区の場合には、上記に①による理由が特に大きかったのであるが、このことについては、従前の用水慣行に大いに関係が深いので、少し詳しく述べて見たい。

この地区の大半は土壌が砂土であるため、透水係数（ 10^{-3} オーダー）が大きいにも拘らず、減水深が普通期最大で、表-2の砂土の場合でも、現況で9mm、計画で12mmと小さい値が示されている。これは一つにはこの地域は全体用水量が不足がちであるため、用水量を確保する目的で排水路（は場整備前には用排兼用水路）に簡単なゲートや角落し堰を設置し排水路水位を上昇させ、地下浸透量を抑制し、減水深を小さくしているためである。こうした方法は、九十九里平野全域で行われている慣行であり、通称「地下水止め」と言われている。また、用水量が不足していることは従来のかんがい方法にも特色が現われている。この地域の農作業は3月下旬になると用水路にパーチャルポンプ（φ200~400mm）を設置することから始まる。このポンプは、各部落ごと（1部落10~20戸）の管理となっており、最初に設置する場所は、

表-2 単位用水量

土壌区分		代かき期 (4/21~5/10)		普通期最大 (5/11~8/20)	反 覆 利用率
		代かき水	管理用水		
砂土	現況	80 ^{mm}	6 ^{mm}	9 ^{mm}	33%
	計画	120	6	12	45
壤土	現況	70	6	9	33
	計画	110	6	10	38
粘土	現況	60	6	8	27
	計画	100	6	9	33

そのかんがい区域の最上流付近である。ポンプ揚水された用水は、田越しに順次かけ流しする方法でかんがいされる。降雨などで水量に余裕がある場合には、ポンプを下流部に移動することはあったが、ほとんどの場合こうした作業は行われず、下流部の水田は天水に委ねることが多く、収穫量もせいぜい250kg/10a程度であった。従ってこの地域には、各部落ごとに用水確保のための約1,500㎡の貯水池が数多く設けられており、また、非かんがい期には落水することをせず、水田には常に灌水されていたと伝えられている。また、用水事情が悪く、田越しかんがいであったために、用水量を確保する方法として、田面を掘り下げて導水を良くした。従前、この地域の水田の周辺に畑の多いのは、この盤下げの土捨場として畑が利用されたとの説もある。

このような水利状況が悪い地域であるため、本地区の用水計画を策定するに当り、この用水量問題の解決が先決課題であったことは言うまでもない。

そして、は場整備事業の目的でもある営農規模の拡大を図り、農業経営を安定化させるためには、水田を乾田化し大型機械の導入を可能にすることも併せ考える必要があった。このためには本地区のような場合、用排水路の分離が最も効果的であるが、この用排水路分離案は、必要用水量が増大すると言った問題などもあり、これらのことを総合的に考慮に入れ、ここにパイプライン化による用水計画を樹立したのである。

3-2. パイプラインの構造上の問題点

パイプラインの構造を考える場合、建設費及び維持費等の比較設計は当然行う必要があるが、労働力的な面からは、「水の管理が容易である」ことが最大のメリットとして挙げられなければならない。私達が文化生活を営む上で、上水道の存在は、現代はむしろ便利さを忘れ、当然のごとく使用されているのが現状であり、農業用水の場合にも、蛇口の操作一つでどのようにも水の管理ができるとなれば、農業用水の歴史上、画期的なことである。

しかしながらパイプラインのこの最大であるはずのメ

表-3 揚水機一覽表

揚水機場名	施行年度	かんがい面積	ポンプ口径	全揚程	ポンプ出力	ポンプ台数	最大揚水量
	年度	ha	mm	m	kw		m ³ /m
木戸川 1号	54	66.8	φ 250	12.9	22	2	6.15
〃 2号	53	67.6	250	12.5	22	2	6.21
〃 3号	47	163.8	250	20.0	37	2	15.2
〃 4号	52	105.4	300	17.0	37	2	11.6
〃 5号	49	70.0	200	16.1	22	2	8.7
作田川 1号	52	40.0	200	18.2	22	2	4.0
〃 2号	51	142.6	250	15.1	22	2	11.8
〃 3号	計画	143.0	250	20.5	37	2	12.4
〃 4号	52	102.0	300	15.5	37	2	9.0
〃 5号	53	66.1	250	11.2	18.5	2	6.1
〃 6号	50	152.1	350	12.0	37	2	14.0
南郷 1号	54	85.3	300	14.3	37	2	10.3
〃 2号	54	124.6	350	14.7	55	2	15.2
〃 3号	52	178.3	350	11.7	55	2	16.4
〃 4号	53	142.8	350	10.5	37	2	13.2
境川 1号	55	42.7	150	23.3	15	2	3.7
〃 2号	55	43.8	150	24.8	15	2	3.8
〃 3号	計画	41.3	125	27.0	15	2	3.6
〃 4号	55	31.9	125	21.4	15	2	2.8
〃 5号	54	240.5	南北 300 300	南北 11.5 12.5	南北 30 30	南北 2 2	南北 12.3 11.1
計 20機場		2,050.6 平均 102.5					

リットが実は、給水管理方法によって計画の成否を決定づけることになる。

本地区に於けるパイプライン工事は、表-3のとおり、最初は、昭和47年から施行し、既に給水を開始しているものがほとんどであるが、給水栓の管理が「何時でも何処でも自由に使える」といった観念のある耕作者個人に委ねられている以上、パイプラインによる完全な用水管理は、現行の施設費の考え方を革新し、管理上必要な計器を全て完備するまでは到底困難である。

従来の用水慣行でも説明したように、本地区の場合は、かけ流しかんがいが行われており、水の豊富な時期には、灌水の開始、停止あるいは微妙な水量調整を行うことなく、取水可能な水は、全て取水するという実態がある。これは灌水の水量調節に要する労働力を節減し、水管理を簡易にする目的のほか、水量が不足がちであるために、常時水田は必要以上の灌水を行い、満水状態に保つことが予想不可能な干ばつ時の予備手段であったものとも解される。この我田引水とも言える風潮が、パイプラインの管理上、困難な問題を提起する原因となる。

当初(47年度)のパイプラインの配管方式は、管網配管として設計したが、ここで問題となった点は、各分水工がそれぞれの分水量を確保するには、圧力境界点となる最遠分水工以外は、強制的なバルブ開度設定がなさな

ければならないことであった。しかし、当初のこの区域での管理面は、これらの分水工バルブ開度は、農民個人の自由意志によって操作されたため、現地での流況は設計上考えられるものとは、全く異なった状態となり、流況把握は不可能であるばかりでなく、流況が解らないために、管理手法さえ決めかねた。パイプライン化のメリットとしてあげられた取水したい時に自由に取水できるという観念からは、およそ異なった結果が表面化した。実際にこのパイプラインでは、32ヶ所の分水工があり、普通期に於いて末端支線の先端で極度に水の出の悪い地点が7ヶ所にも及んだのである。このような結果を踏まえ、昭和49年度に、農業土木学会の援助のもとに、「パイプラインの設計に関するシステム解析」を実施した。この調査報告結果により下記の結論を得た。

パイプラインによる給水方式は、全区域にわたって、一斉にしかも連続的に給水することが要求される。ところによっては、立地条件、あるいは生産効果をあげるために、栽培技術上、水田の間断かんがいを採用する場合もあるが、この場合でも、一般的な給水方式の下では、パイプライン区域内部である期間毎に水流が切替えられるのであって、流量や流向が時間とともに絶えず変動するものでない。また、シロカキ用水を給水する場合でも、区域内部の局所に対し集中的な給水を行うのであ

り、普通期の給水方式とはやや異なった方式になるとは言え、普通期に比べて給水の目標地が限定され、しかも目標地が日を追って切替えられるのみである。

このように、水田の給水方式は基本的には、定常流を前提として考えられることができるので、用水路の路線構造は複雑な流向の変動を前提とする網状構造としないで、樹枝状構造を原則とすることにした。これによって、設計理論が簡単になるばかりでなく、管網構造とした場合に発生した前述のような問題や、管径が小さいためゴミ等による管路閉塞が生ずるのを防止し、給水不能となる欠点の解決を図った。

なお、樹枝状構造とした場合でも樹枝状の先端支線が比較的接近している場合には、事故等の予備線とし先端配管を連結することとしたが、この路線については、水理計算上無視した。

以上のように水理的には、パイプライン形式を管網構造から樹枝状構造に改めることで一応の解決を見たが、変更後の形式の場合でも制水弁、給水栓の管理が現行のままでは、末端部で均一な水配分を望むことは難しい。

以下これらのことについて記述する。

3-3. 配管方法の決定

パイプラインによる給水で最も問題とされるのは、水配分が均一でなくなることであることをこれまで述べてきたが、かんがい期間をシロカキ期と普通期に分けて考えるとより明確になってくる。まず普通期には、使用者はできるだけ沢山の水を自分の田へ引き入れるために、給水栓を全開することを予想しなければならない。これを防止するのに、この給水栓の管理を強制的に、専任の管理人によって行いか、流量計器や圧力計器を設置し正確な流量チェックにより行わない限り、水の相互干渉により、完全な均等分水は困難である。専任の管理人でなく各給水栓をその耕作者に委ねる方法では、個人差が大きく我田引水となりますます均等な配分が崩れるだけでなく、末端耕地への給水ができなくなる。また、給水栓の開度を一定とした場合でも、場所によって内水圧が異なるために、給水栓から流出する流量に差が生じてくるので解決方法とはならない。水源からの供給能力は限定されているので、この能力一ばいの流量で各畦区毎の面積に比例した配分がなされず、場所によって給水量の差が恒常的に発生するという状態を解消するには、全部の給水栓が全開となっても、各畦区毎に定められた純用水量に相当する水量をほぼ均等に給水することのできる水理構造とすることが必要である。

次にシロカキ期には、普通期のように一斉に給水されることはなく、番水制による局所的な集中給水が行われるので、普通期のような問題が発生し難い。しかし、シロカキ給水量は限られた水源水量を

元にして計画されるところから、集団的な水利用のルールによって番水制によらざるを得ない。本地区の場合もシロカキ用水量の決定に際し、シロカキ日数を20日間と設定し番水制を前提とした設計で施設を計画している。ここで問題となるのは、シロカキ用水は集中給水するために、給水栓通水量は普通期に比べ拡大することが必要となって来ることである。このことは普通期とシロカキ期の配管や給水栓などを別々に区分しない限り、普通期の基本的な水配分が成立しないことでもあるが、しかし、期別に施設を設備することは考えられない。

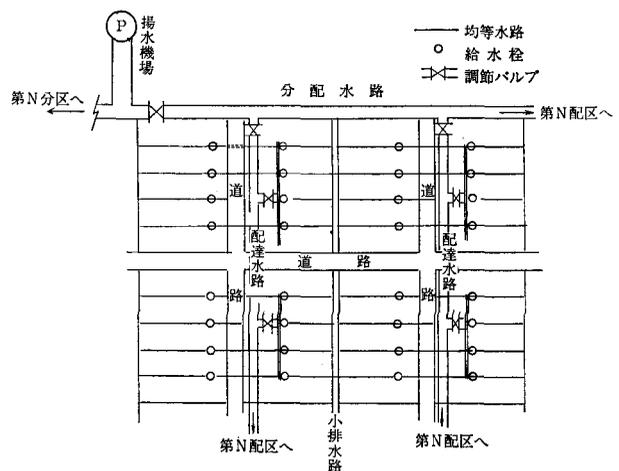
この矛盾を解決する方法として

- ① 各給水栓の開度調整を行う。
- ② いくつかの給水栓を一つの配区とし、その配区ごとに調節バルブを設置する。
- ③ いくつかの給水栓を一つの配区とし、シロカキ期と普通期別の専用バルブを設置することなどが考えられる。

上記①の場合は、労働力が大きくなるので労働力を節減するために、遠隔制御、あるいは、フロート方式や定流量等の自動制御を設備すれば良いが、施設費が大きくなり、また調整精度としても差程シビアなものは不要と考える。また③についても、施設費をより投入するだけに、①の場合よりは調整がスムーズになるが、依然として給水栓の開度調整が残ることになる。

以上を総合し本地区の場合は、②の方法によることとした。以下にその方法を示す。

図-3からも解るように、まず地区をシロカキ用水ブロックに分割する。これを「シロカキ」区分と呼ぶことにするが実際面では、1分区面積は40~60ha程度にすることが多く、1機場当たり2~3分区に分割している。こうした後、シロカキ用水は各分区のシロカキ用水量に応じ、それぞれの分区へ分配される。各分区への給水



1分区面積 約40ha, 1配区面積 約2ha, 1畦区面積 標準30a

図-3 パイプライン配管模式図

は、その分区の面積や位置に拘らず一様の進捗で給水され、シロカキは20日間で終了することになる。この各分区へ分配する幹線を「分配水路」とした。

分区の内部では番水が行われ、その番水の単位となるのが「配区」で約2～3 haとしている。よつて毎日1分区面積の1/20ずつのシロカキ面積を完了し、その畦区の管理用水を補給することになる訳である。この分区内での各配区までの水路を「配達水路」と呼ぶ。

各配区は通常何枚かの畦区(標準区画では1畦区30 a)から構成されている。

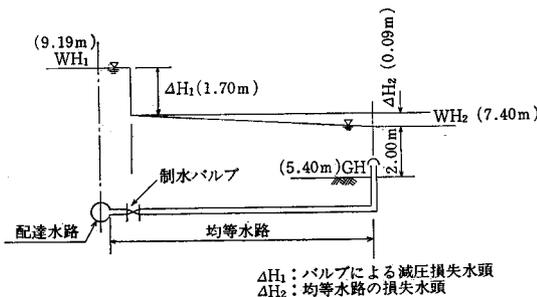
この用水路の末端で各場合へできるだけ均等に用水を配達する役割をもった水路を「均等水路」とした。(図一3参照)

それぞれの役割を持った、分配水路、配達水路、均等水路の3水路のそれぞれの分岐点には必ず調節バルブを設置し、また分配水路と配達水路の分岐点と、状況によっては配達水路にも途中で流量計を設置することになっている。シロカキ期には、前述の説明のとおり番水制の給水を行うことから、配達水路と均等水路の分岐点にある調節バルブは、全開か全閉のいずれかの操作が行われており、現在特別な問題は発生していない。問題は、やはり普通期の一斉給水時の操作である。

3-4. 普通期に於ける内水圧管理

普通期に於ける給水を均一に行うには、シロカキ期に全開状態とした制水弁を、その配区の末端畦区所要水頭、 $H=2.0\text{m}$ を確保するように調整する必要がある。圧力管理の手段は、各畦区に設けられている給水栓によることは不可能であるから、均等水路入口での過剰圧力を制水弁の開度を絞ることにより、所定の圧力を与えることにする。

管口径の決定は、シロカキ期の水理計算によって行われているため、当然普通期に於ける管内水圧は異なってくる。図一4から、普通期には制水弁によって余剰水頭 ΔH_1 を減じなければならないのであるが、途中いずれかの制水弁でこの操作を怠った場合には、末端部までの均一な給水は不可能となる。現在、これらの制水弁の管理は、各揚水機場ごとに数人のメンバーで構成された水利



図一4 制水弁開度による分水管理

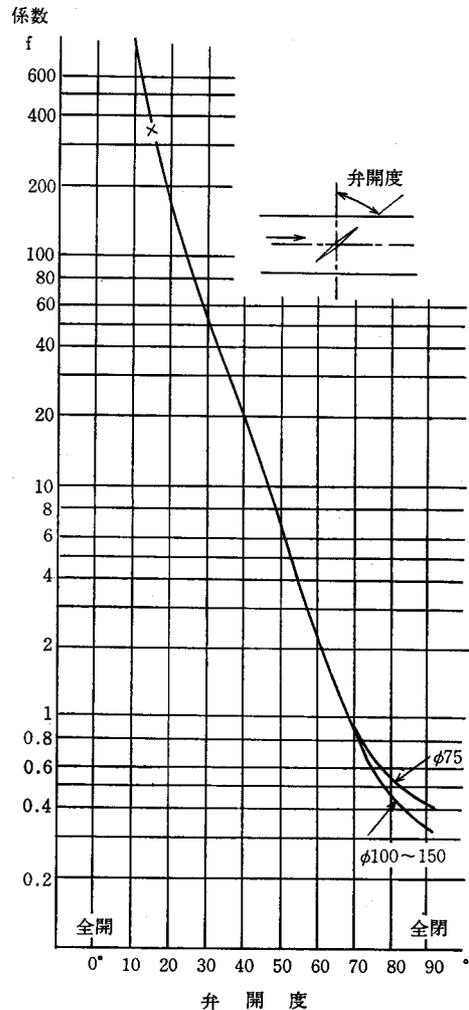
委員によって行われている。

さて、ここで図の ΔH_1 を減じるために制水弁の開度を設置することになるが、下記の計算により全制水弁の回転数を算出し管理を実施している。

例題として、均等水路入口の内水圧は、水源からの水理計算は9.19m、また均等水路末端における所要水頭は、 WL_2 は地盤高(Tp 5.40)+管路損失(0.09m)+末端必要水頭(2.00)=7.49とすると、ここに制水弁によって減ずる水頭差 $\Delta H_1 = 9.19 - 7.49 = 1.70\text{m}$ となる。
 $\Delta H_1 = f \frac{V_2^2}{2g}$, $f = \Delta H_1 / V_2^2 / 2g$ から、 $f = 1.70 / \frac{0.31^2}{28} = 340$ ∴ 弁開度 $\theta = 15^\circ$ (表一4参照) $\theta = 15^\circ$ は、バタフライ弁による場合は、0.7回転となる。

なお、農業用パイプラインの制水弁として水道用仕切弁(JIS B 2062)が一般化されているが、本地区では54年からバタフライ弁に変更した。その理由は、制水弁の開度調整は、代かき時、同管理用水時、普通期の切替時の他、普通期内に於いても水理計算どうりに内水圧が

表一4 弁損失係数



表一五 バタフライ弁と仕切弁のトルク比較

種別	口径mm					
	75	125	200	300	400	500
仕切弁 (JIS B2062)	g・m 2.2	7.1	20.5	50.0	95.0	125.0
バタフライ弁 (キャップ式)	g・m 0.5	1.1	3.4	11.1	17.0	19.0

表一六 全開から全閉に要するキャップ回転数

弁の種類	口径mm					
	75	125	200	300	400	500
仕切弁 (JIS B2062)	回 13	回 19	回 25	回 31	回 37	回 42
バタフライ弁	4	4	6	7	10	12

管理できず、末端畦区で不均一な給水が発生した場合、弁開度の調整が数回に及ぶこともあり、この調整にはかなりの労力が必要とされることから、1) 弁開閉に要するトルクを下げ操作を容易にする。(表一五)

2) 開閉に要する回転数を少なくする(表一六)ことにより、管理上、取扱いが簡単になるようにした。また仕切弁に比較し、バタフライ弁はφ200mm以下では材工とも約3割程度経済的であること、及び軽量小型のため取付作業が容易である、配管スペースが小さくて済む、フランジ用ガスケットが不要であり施行性に富むことなどの利点もある。

一方水理的には、弁の操作による水撃圧は、管内流速と弁の操作速度に大きく影響することから、弁の操作時間は長い程良いとされているが、本地区の場合のように、設計水圧が約2kg/cm²、設計流速がシロカキ期、普通期とも最大で約2.0m程度であること、また、制水弁の数が多いため、全制水弁が一時的に閉塞されることはなく、むしろ期別を問わず開放状態の弁数が多いので、水撃圧の問題はないと考えた。

次に、制水弁によって圧力調整をする場合、弁前後の内水圧の差によってキャピテーションを誘発することもあるので、このことについても検討を行った。

一般にキャピテーション係数σは次式により求められる。

$$\sigma = H_d + H_b - H_v / H_u - H_d$$

ここに H_u: 弁上流側の圧力

H_d: 弁下流側の圧力

H_b: 大気圧 10.33m

H_v: 蒸気圧0.238 (20℃)

なお、キャピテーションが発生し始めるときの係数σは、バタフライ弁の場合には、σ=2.5~3.0とされており、弁の操作では、σ=2.5以下とならない範囲で弁開

度を調整することにした。

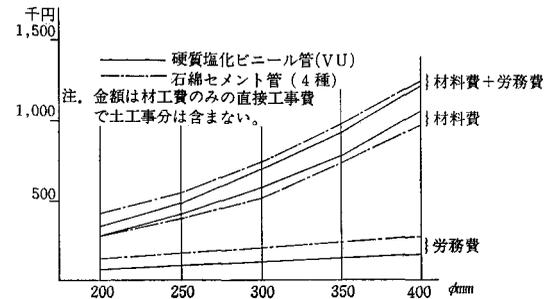
3-5. 管種の決定と水理計算

本地区は、高低差が小さく平坦なために、管内に作用する静水圧は、2~2.5kg/cm²程度である。これに水撃圧を、静水圧の100%とすると、作用水圧は4.0~5.0kg/cm²となり、この範囲内で使用可能な管種は、硬質塩ビ管(VP, VU)、石綿セメント管(1種~4種)、硬質ポリエチレン管(3.5K, 2.5K)等があげられる。さらに耐圧強度、経済性について比較検討した結果、硬質塩ビ管(VU)と決定した。VU管と石綿セメント管の比較については表一八のとおりである。

表一七 硬質塩ビ管と石綿セメント管の比較条件

	硬質塩ビ管	石綿セメント管
材質及(定尺長)	VU (4.0m)	4種 (4.0m)
接続方法	スリーブ接合	カラー継手: ギボルトジョイント
	RR管使用 1個/30m	8:2
異形管個数	鋼板製T字管 2個/120m	鋳鉄製T字管 2個/120m

表一八 硬質塩化ビニール管と石綿セメント管の比較 (120m当り) S 54. 8月



なお、管理設の標準図は図一五のとおりである。道路等の横断に鋼管、もしくは硬質塩ビ管(VP)を使用するが、その他は全て硬質塩ビ管を耕地面下に布設した。管路の水理計算は、下記のヘーゼン・ウィリアムズ式を使用している。

$$I = 10.666 C^{-1.85} \cdot D^{-4.87} \cdot Q^{1.85} = h_f / L$$

I: 動水勾配

C: 流速係数

D: パイプの内径 (m)

Q: 流量 (m³/s)

L: 管路長 (m)

h_f: 摩擦損失水頭 (m)

ここで流速係数Cは、土地改良事業計画設計基準でも、硬質塩化ビニールの場合、最大、最小値をそれぞれC=160, 140とし、φ150mm以下については、C=140とすることが示されているが、我々の計算では、使用する

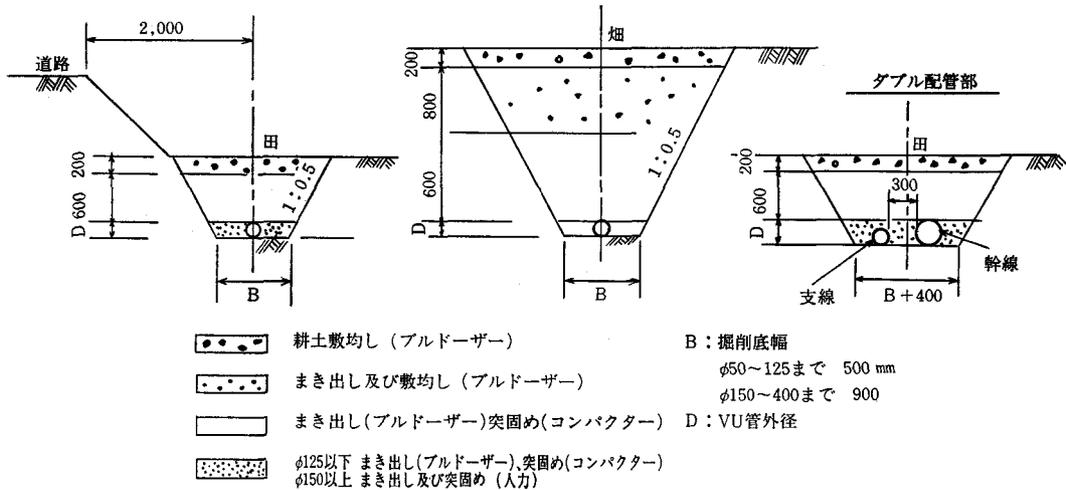


図-5 パイプライン管理設土工標準図

管径がφ75～φ300であるので、これらの流速係数は全てC=140とした。これは、水力計算の簡略化を行うばかりでなく、本地区のようなパイプライン延長の場合には、局所的な各構造物の損失水頭は、このことでカバーできるという理由にもよる。

また、水管理上どうしても制水弁や給水栓の操作が設計どりに実施不可能な面もあることから、水力計算では多少の余裕を持たせて置くことも必要と考えた。

流速係数C=140とした根拠は、次の計算結果にも基づいている。

計算を簡単にするため、今最遠配区地点の面積2.0haの代かきを、第1日目に行うとすると、

$$\begin{aligned} \text{代かき単位用水量 } q &= \frac{(120+6/1,000) \times 10^4}{24h \times 3,600 \times 0.9} \\ &= 0.0162 \text{ m}^3/\text{s}/\text{ha} \end{aligned}$$

よつて、2.0haの用水量は $Q = q \cdot A = 0.0162 \times 2.0 = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$

なお、最遠配区までの管路の150mm以下：200mm以上の比率は、約1：8～1：4までと路線によって様ではないが、これらの流速係数の加重平均を算出すると、

$$8:1 \text{ の場合 } C = \frac{1 \times 140 + 8 \times 150}{1+8} = 149$$

$$4:1 \text{ の場合 } C = \frac{1 \times 140 + 4 \times 150}{1+4} = 148$$

となる。ここでは、管径 $D = 0.20\text{m}$ として試算すると、公式から

$$\begin{aligned} C=149 \cdots \cdots I &= 10,666 \\ &\times 149^{-1.85} \times 0.20^{-4.87} \times 0.032^{1.85} = 4.43\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C=148 \cdots \cdots I &= 10,666 \\ &\times 148^{-1.85} \times 0.20^{-4.87} \times 0.032^{1.85} = 4.48\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C=140 \cdots \cdots I &= 10,666 \\ &\times 140^{-1.85} \times 0.20^{-4.87} \times 0.032^{1.85} = 4.97\% \end{aligned}$$

一方、実際の管径の変化、分岐、曲り等の局部施設による損失水頭は、 $Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $D = 0.20\text{m}$ として $V = \frac{Q}{A} = 1.02\text{m}/\text{s}$ から、損失水頭 Σh を計算すると、 $\Sigma h = f \cdot V^2/2g = 3.11 \times 1.02^2/2 \times 9.8 = 0.17\text{m}$ となる。

以上の試算結果から、本地区のように末端給水栓までの管路延長が約1.0km程度の場合、流速係数の違いによる損失水頭と、各局部の損失水頭の差は微小であり、ポンプなどの施設を大きく変更する要素とはなり得ないものとする。

表-9 標準的な管路の各損失係数

(1,000m当り)

	損失係数	1,000m当り個数	f×個数	備考
管径変化	$f_s = 0.13$	8	1.04	$D_2/D_1 = 0.8$
曲管 (22° $1/2$)	$f_{b1} = 0.03$	5	0.15	平面及び横断工
曲管 (45°)	$f_{b2} = 0.04$	23	0.92	平面
分岐	$f_r = 0.01$	10	0.10	分水 $q_B = 0.1$
弁類	$f_v = 0.18$	5	0.90	バルブ開放度100%
計		51	3.11	

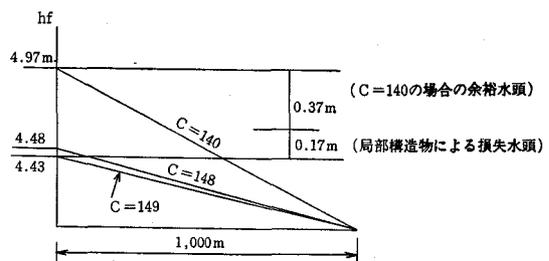


図-6 流速係数Cによる損失水頭差

表-10 分区分別の管路延長の揚程比較表

分 区 管径決定の期別		1 分 区 案 (A=85.3ha)		2 分 区 案 (A ₁ =42.6ha A ₂ =42.7)		摘 要
		普 通 期	シロカキ期	普 通 期	シロカキ期	
管 路 延 長	幹線 φ 200以上	1,280 ^m	1,750 ^m	960 ^m	2,250 ^m	南郷第1機場の概要 かんがい面積 85.3ha 代かき期最大用水量 171.6ℓ/s
	〃 φ 125~150	2,480	2,010	4,500	3,210	
	均等水路 φ 125まで	7,220	7,220	7,220	7,220	
計		10,980	10,980	12,680	12,680	普通期 〃 151.09ℓ/s
管路の概要工事費率		99%	100%	77%	84%	ポンプ容量 10.3m ³ /min
配 区 別 の 最 大 揚 程	普 通 期	14.8 ^m	9.3 ^m	15.2 ^m	12.1 ^m	〃 揚程 14.0m 〃 台数 2台 モーター出力 37kw
	シロカキ期	73.9	28.3	44.6	25.3	

3-6. 圧送ポンプの設計

ポンプ及びモーターの規模は、パイプライン設計の場合、シロカキ期と普通期で揚水量と揚程が異なるため、管水路の口径等により、大きく異ってくる。

また、期別ごとのポンプを1台ずつ設置するとか、または、ポンプを1台とし可変速機によって期別の送水に対応するかなどの検討が必要である。

表-10は、45年度に実施した南郷第1揚水機の概要を示したものであるが、表からも解るように

- 1) 最大揚程差は、全体のかんがい区域を1分区(85.0ha)とする場合も、2分区(43haと42ha)に分割する場合も大きな差は生じない。
- 2) 全体管路延長比は、1分区：2分区=1：1.2となるが、施設費の割合では約2割程度2分区案が有利となる。これは1分区案では設計流量を分割せず一路線で送水するため、総体の管路延長が短くなるが、管口径が大きいのに対し、後者の方は揚水機場付近で路線を分岐させ、口径の小さい管路で送水するためである。
- 3) また、設計揚程地点となる配区(一般的に約2~3ha)用水量は、減水深が大きく、集中給水を行うシロカキ期の方が、普通期に比べ大きくなる。従って、水理計算は管内流速を0.3~3.0m/sを基準としているので、当然シロカキ期用水量を送水に必要な管径で普通期用水量を送水した場合には、ポンプ揚程が小さくなり、逆に普通期用水量を送水する管径では、シロカキ期の揚程が大きくなるのが解る。

以上のことから、この揚水機計画では、2分区案による期別の管路の工事費と、ポンプの建設費及び維持費による比較設計の結果、分区案のシロカキ期管径による揚程を採用した。また、ポンプ台数については、シロカキ期と普通期の揚程比を、2：1にしたことで同規格のポンプ

プを2台設置し、図-7のようなバルブ操作によって、シロカキ期にはP₂をブースターポンプとして運転し、普通期には、P₁、P₂ポンプの交互運転とすることで、期別の給水を実施することにした。

なお、このポンプ計画は運転経費の節減が図れるとともに、普通期に於ける危険分散(ポンプ故障時の予備)を兼ね備えた構造となっている。

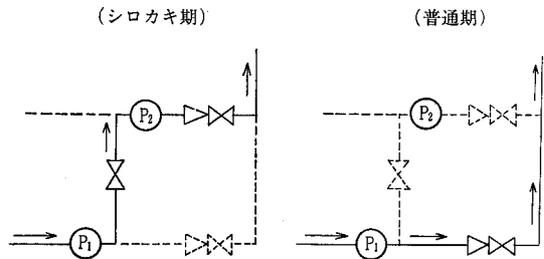


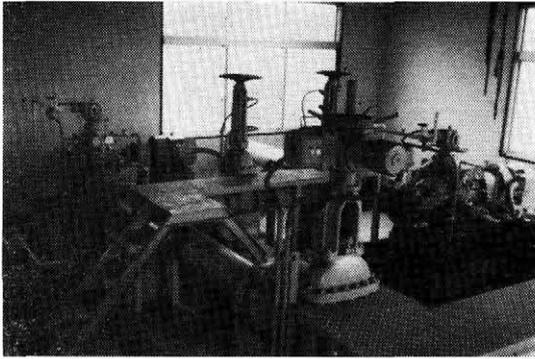
図-7 期別のポンプ操作方法

おわりに

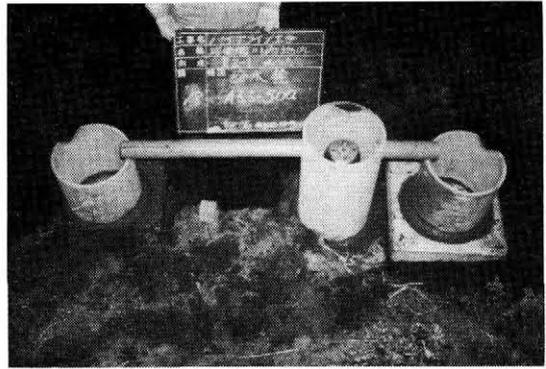
水田のパイプラインの設計手法は、水理学的、あるいは構造的にも多種多様であると考えるが、パイプラインの成否は、再三述べたように、区域全体が均一な給水が行えるか否かによって決定される。

本地区の場合も、昭和47年度から継続して、現在も工事を実施している関係で、着手当初のパイプライン計画から見れば試行錯誤的な面はあるにせよ、受益者からのナマの声を反映し、各施設の改善を行い、目的に向って数歩の前進を見たことは、また我々の自負するところでもある。

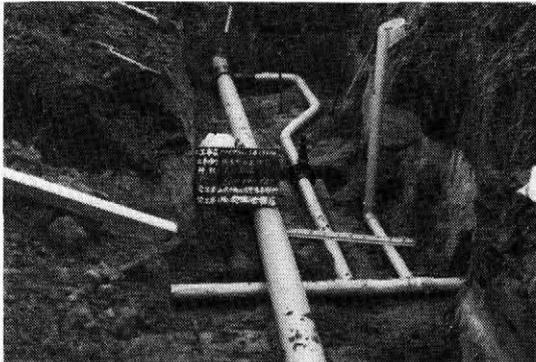
しかし、昨今に於いてもなお、普通期で末端支線の一部が均一な給水が実施できないために、畦区末端水頭を大きくする、あるいは、均等水路管径を最低100mm程度



ブースター方式によるポンプ施設



給水栓



配達水路と均等水路

に拡大する、計画用水量を大きくするなどの声を耳にする。

このことは、全て普通期に於ける圧力管理の難しさに基因するものと推察されるが、圧力管理の解決策は、シロカキ期と普通期に於いて、同一の施設を使用する限り、今後も、大いに検討の余地が残されている。

今後とも関係諸氏の貴重な御意見を拝聴し、より良いパイプライン設計の完成を期待するものである。

営業品目 PSコンクリート橋梁設計施工・PSタンク設計施工
PSコンクリート橋桁・矢板・コンクリート各種製品
ボックスカルバートPC・RC・組立柵溝・U字溝・
生コンクリート製造販売

特定建設業 建設大臣許可(特53)第841号



昭和コンクリート工業株式会社

代表取締役 村瀬 賛一

本社 岐阜市明德町10番地 ☎ <0582> 65-5151(大代表)

支店 東 京、大 阪、名 古 屋、新 潟、湯 敷、東 北、山
 営 業 所 岐 阜、京 都、大 阪、三 重、東 京、北 関、岡 本、福 山、島
 出 張 所 新 潟、湯 敷、東 北、山 形、都 府、鹿 嶋、木 岡
 西 濃、中 濃、東 濃、岡 崎、四 日 市、大 分、津 和 野、盛
 滋 賀、静 岡、神 奈 川、東 京、千 代 田、和 田、盛
 茨 城、富 山、福 井、北 陸、鷹 巣、相 模、松 本
 仙 台、北 海道、青 森、岩 手、宮 城、福 島、新 潟、秋 田、加 藤、松 本、木 曾、穂 高

製造工場 揖斐川(岐阜)、滋賀、熊本、相模、松本
 生コン工場 福島、新潟、秋田、岩手、宮城、福島、大垣、多治見、加茂、松本、木曾、穂高
 機材管理所(岐阜)

山形県(上山西部地区)の自然圧とポンプ送水 による水田パイプラインの概要について

秋 葉 信 蔵* 武 田 俊 夫*
菅 野 信 也* 渡 辺 謹 吾*

目 次

- | | |
|----------------------|----------------------|
| 1. まえがき.....(59) | 5. 地元利用者の意見.....(65) |
| 2. 用水計画.....(59) | 6. 今後の問題点.....(66) |
| 3. パイプライン計画.....(60) | 7. あとがき.....(67) |
| 4. 施工方法.....(62) | |

1. ま え が き

東北の米どころ山形県でも、近年農業をめぐる社会経済情勢の急速な変化は、他産業および都市部と比肩するための農村環境整備、農作業省力化、あるいは水資源の有効利用等が要請されている。

本稿では、上山西部地区の水田パイプラインによる水資源の有効利用について紹介するものである。

2. 用 水 計 画

本地区は、最上川中流部の支流である、須川、及び前川に狭まれた平均約1/100の勾配を有する小扇状地である。本事業は、県営かんがい排水事業として、昭和48年から着手し、用水対策を講ずるもので、その対象かんがい面積は、515.1ha(水田)である。同時に県営は場整備事業により、区画整理、暗渠排水客土事業を併せて実施する計画である。

本地区は、須川、前川及び前川支流思川に係る30余个所の自然取入堰、浅井戸29箇所、集水暗渠19箇所、溜池8箇所を水源とし、特に須川においては、阿武隈川水系白石川支流横川からの流域変更取水を行なっている。地区内用水状況は、水源の多様さ用水系統の錯綜及び水源水量の不足等のため、反復利用の繰返しによるかんがいをおこない、加えて水路は、用排兼用で施設は、老朽化し配水に多くの労力を要し、特に下流地域は、かんばつ被害を受けていた。

このことから本地区の両事業により、河川取水口の統合用排水路の完備による用水の合理化を図り、過湿田の暗渠排水、砂礫層地域での客土をおこなうものである。従って、本地区は、取水施設、及び用水の管理形態が、一変することになり、確保された水源を最大限有効に利

用し、かつ公平な配分を行なうことが必要である。

本地区の用水量は、かんがい期(5月12日～9月3日:115日)の積算消費水量1,990mm、代かき期最大23.3mm/day(粗用水量1.69 m^3/s)、普通期最大21.1mm/day(粗用水量1.53 m^3/s)、であるのに対し、5～8月の有効雨量は、S15～48年の平均で333mm、計画基準年次S30年では、237mmにすぎず地域内の小流域は狭小であり、渓流水に期待できず、主水源を須川及び前川に依存することになる。須川の濁水量は、S33～46年の平均で0.73 $\text{m}^3/\text{s}/100\text{km}^2$ であり、本地区に関係する須川頭首工、長湊頭首工(前川)の流域面積は、98 km^2 であるので、融雪水の多い代かき期や豊水期においては、須川及び前川に所要水量の全量を依存することができるが、濁水時は、既存溜池及び地域内小流域の渓流水、反復水等、地区内水源の有効利用が不可欠である。なお、須川については、横川堰の改修整備によりその機能の向上を図り、また前川においては、現在工事中である前川治水ダムの完成(利水容量50万 m^3 :既設忠川溜池)によってより安定した取水が期待される。

本地区の用水計画は、須川、長湊両頭首工地点における水源流量を、タンクモデル法による流出解析に基づいて再現し、かんがい用水量を水系別又はブロック別に算定して水収支解析を行ない、各水源水量に応じた用水系統を決定した。水源別のかんがい区域を、代かき期及び普通期において検討し、全域を長湊、思川及び須川の三つの用水系統に分割した。このうち、長湊頭首工掛地区(前川)及び思川頭首工掛地区(思川)は、河川自流並びに頭首工上流に位置する、大山沢溜池及び前川ダムの利用により、期別を問わず用水補給が可能である。一方、須川系統の用水ブロックは、須川頭首工から最下流部までの距離は約5km、標高差は約60m、かんがい面積は、413.2haで、地区全体の75%近くを占めており、代

* 山形県山形平野土地改良事務所

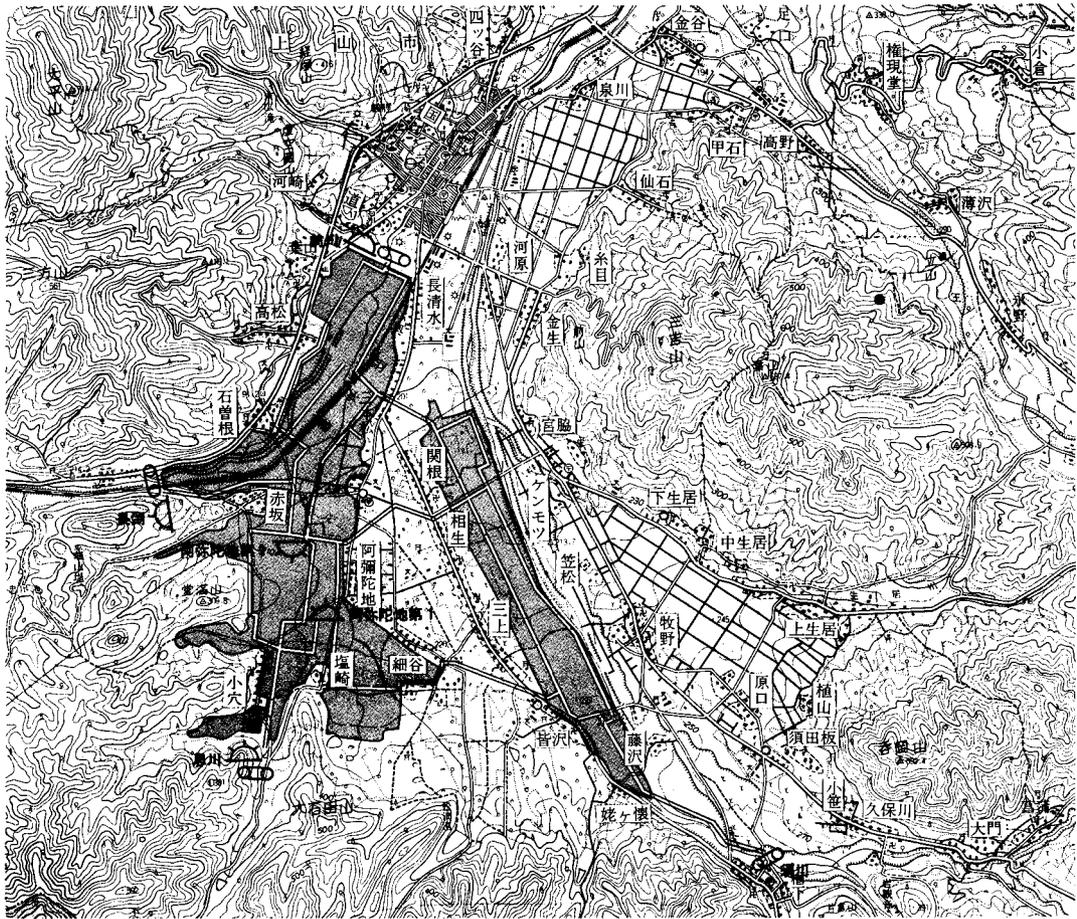


図-1 上山西部地概要図

かき期又は豊水期においては、須川頭首工から河川水を、自然取水することにより用水の完全手当が可能であるが、渇水時には、須川の河川水取水のほか、地域内の溜池、幹線排水路や前川、思川に流下する反復水等を揚水機7個所で利用する計画が、大きな特徴となっている。

以上の用水計画から、水源の有効利用その適正配分、及び用水管理の合理化のために搬送ロス、管理ロスを極力少なくし、また、反復水等の不安定水源に対する安全度など、総合的判断から用水路は、パイプライン計画とした。

本地区の計画用水系模式図(図-2)、及び計画基準年における水収支状況は、(図-3~4)のとおりである。

3. パイプライン計画

水田のパイプラインは、水源施設、管路、給水栓、その他付帯設備から構成され、これらの施設の最適なつながりにより、地区全域への公平な配水を目的とするシステムである。既に、水源圧力に余裕があれば、管内流速

を許容最大流速の範囲内となる最小口径の配管となり、逆に配管口径が定められれば、これに対する必要揚程(圧力)が決まるという関係にあり、揚程の大きさは、施設の維持管理費用に影響し、管の配置、管径は、建設費を左右するので、両者のバランスをどこに求めるかは、重要な問題である。

長測、思川系統については、全期を通じ河川水及び前川ダム、大山沢溜池よりの放流によって、頭首工より取水可能である。

また、須川系統について、代かき期及び豊水期には、河川水のみで必要水量を取水できるが、普通期の渇水時には、河川水のほかに溜池、反復水等を水源とする、7個所の揚水機の稼働が必要である。(図-4参照)、この須川系統の管配置並びに、管路への注入については、各揚水機場が互いに影響しあう、いわゆる多点注入方式がよいのか、また、各水源水量に応じて、予め配水区域を定めて、それぞれ単独運転にする方がよいのかを検討した結果(表-1)、単点方式に比し、多点注入方式は、有効水頭の差が22.0m~48.6mと大きくなり、標高差のある本地区では、経済的な理由から単点注入方式による

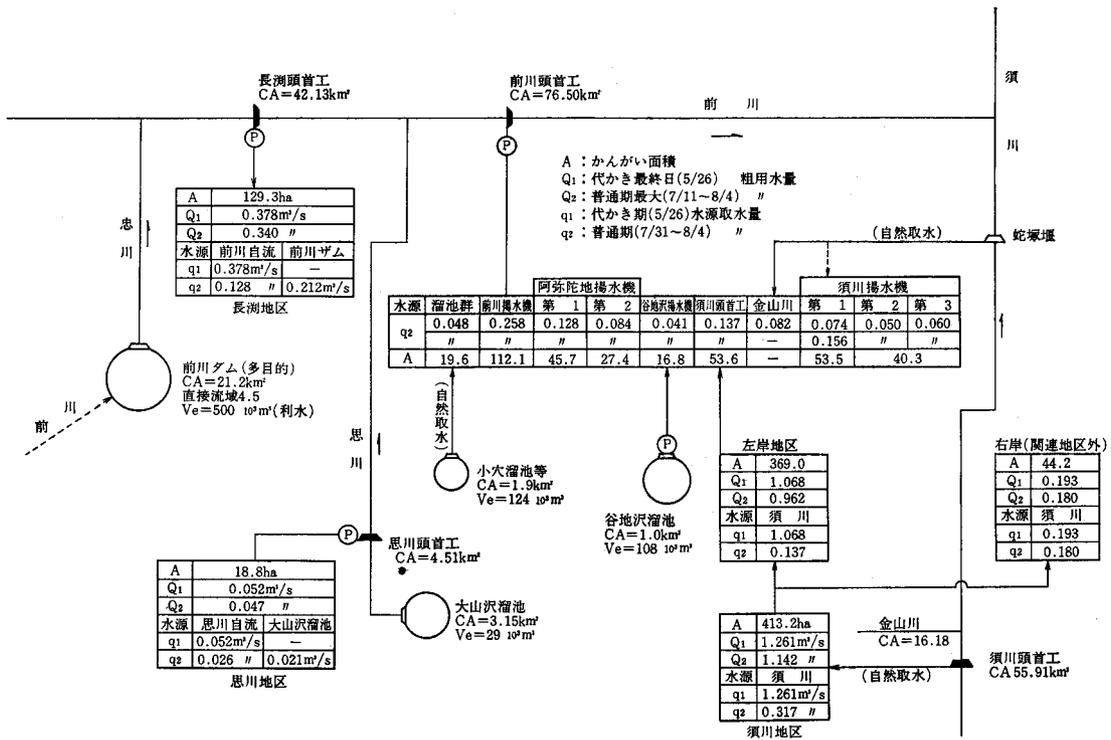


図-2 用水系統模式図

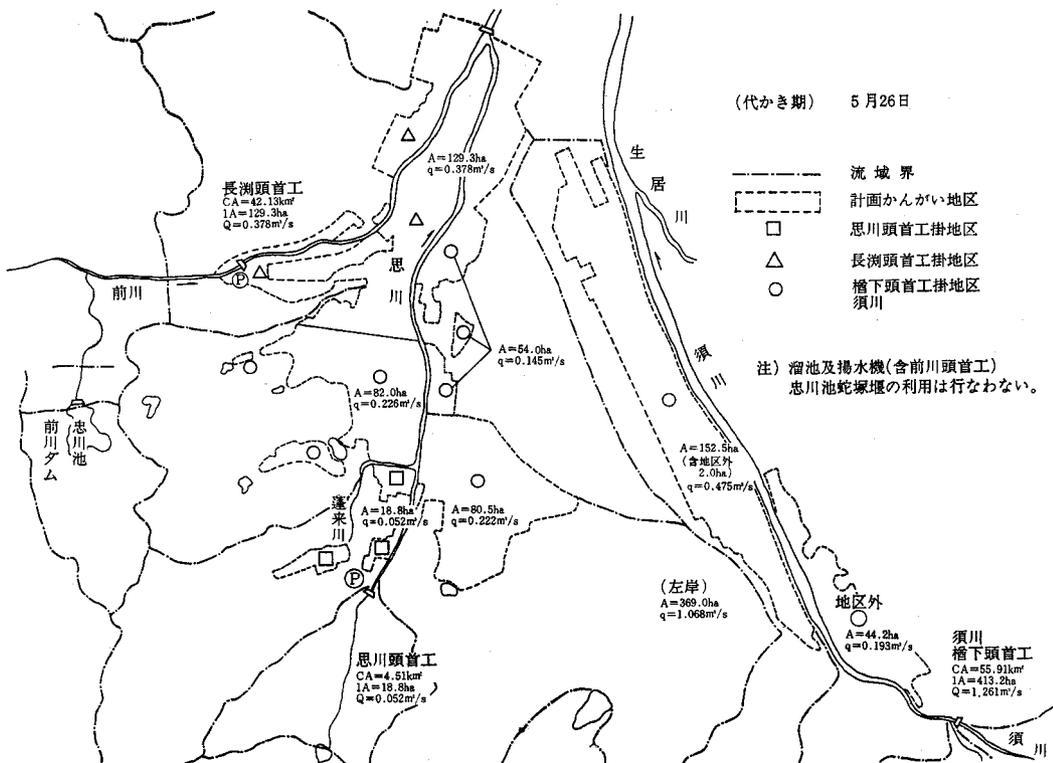


図-3 計画用水系統図

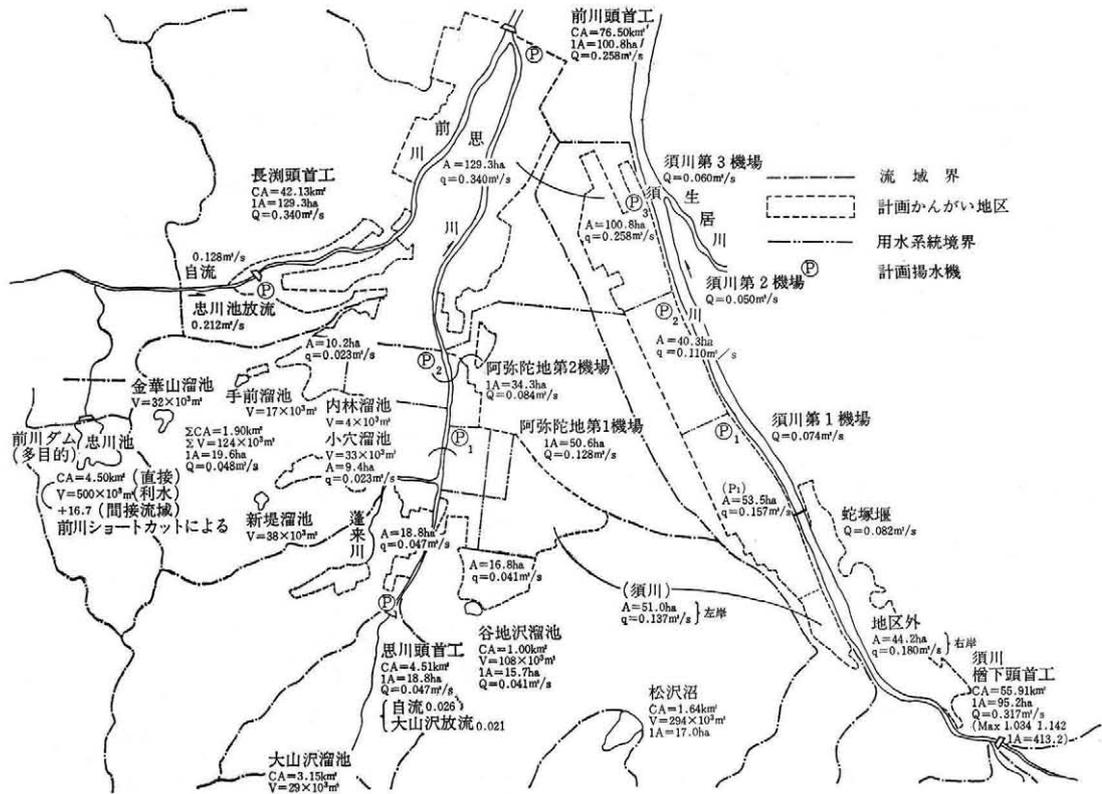


図-4 計画用水系統図

給水に決定した。

管径の決定については、前述の用水計画による水源計画に基づいて、長洲、思川については、最大流量となる代かき最終日における単点注入による樹枝状配管の水力計算により決定した。

須川系統においては、頭首工からの代かき最終日の水量と普通期で反復水等の水源水量が、最も期待できる前川頭首工からの単点注入による樹枝状配管水力計画（かんがい区域約100ha）により、メインとなる管路の配置、

口径を検討し、更に各配水ブロック毎に再検討を加え管径を決定した。

水力計算法は、節点エネルギー法により節点エネルギーを求めた。平均流速公式は、ヘーゼン・ウィリアムス公式により、流速係数 C は、 $\phi 150\text{mm}$ 以下は硬質塩ビ管で150、 $\phi 200\text{mm}$ 以上は石綿セメント管で140、主要地方道に埋設する部分は铸铁管として130とした。

（図-5）は、長洲、思川及び須川の3用水系統別の管路配置図であり、接点番号、圧力標高、取出支配面積、管種、管長を示す。

4. 施工方法

(1) 地形

本地区は、標高253.50m~178.70mの間にあり、その差は74.8mで平均地形勾配は約1/100である。

(2) 土質

この地域の一般的な土質は、表土(0.2m~0.5m)の下部にシルト質、又は粘土質砂礫(平均礫径 $\phi = 10\sim 50\text{mm}$ 程度)が1.0m~3.30mの層厚で分布し、N値12~50を示し、相対密度は、中~極密である。

上記砂礫層の下部は、砂質粗粒凝灰岩で、層厚は6.70m~9.20mあり、N値は13~50で、中~極密である。

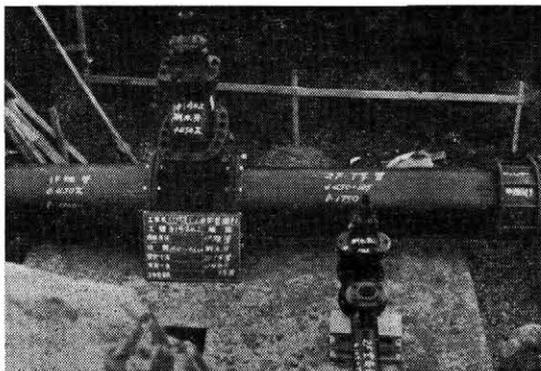


写真-1 分水用制水弁

表-1 用水系統別必要圧力

用水系統	番号	水源名	代 換 期				普 通 期							接点(図-5)		
			面積	流量	圧力 標高	有効 水頭	面積	用水ブロック割			多点注入方式			番号	地盤高	
								流量	圧力標高	有効水頭	流量	圧力標高	有効水頭			
ha	m ³ /s	m	m	ha	m ³ /s	m	m	m ³ /s	m	m	m ³ /s	m	m			
長 瀧	1	長 瀧 頭 首 工	129.3	0.378	211.00	2.00*	129.3	0.340	211.00	2.00*	—	—	—	①	209.00	
思 川	1	思 川 頭 首 工	18.8	0.052	235.00	2.00*	18.8	0.047	235.00	2.00	—	—	—	①	233.00	
須 川	1	須 川 頭 首 工	413.2	1.261	252.00	0	97.8	0.317	省 略	省 略	0.317	252.20	0	①	252.20	自然圧 普通期蛇塚取水を含む
	2	須 川 第 1 機 場	—	—	239.63	27.34	53.5	0.156	232.25	19.96*	0.156	254.26	41.97*	⑱	212.29	
	3	須 川 第 2 〃	—	—	236.50	34.21	40.3	0.050	216.97	14.68*	0.050	255.97	54.68*	㉑	202.29	
	4	須 川 第 3 〃	—	—	234.62	43.32		0.060	223.18	31.88*	0.060	257.62	66.32*	㉒	191.30	
	5	谷 地 沢 揚 水 機	—	—	240.57	19.37	16.8	0.041	省 略	省 略	0.041	251.86	30.66*	㉓	221.20	
	6	阿 弥 陀 池 第 1 機 場	—	—	238.32	38.42	45.7	0.128	212.61	12.71*	0.128	252.81	52.91*	㉔	199.90	
	7	阿 弥 陀 池 第 2 〃	—	—	233.90	39.80	27.4	0.084	205.77	11.67*	0.084	252.09	57.99*	㉕	194.10	
	8	前 川 機 場	—	—	234.32	58.32	112.1	0.258	215.40	39.40*	0.258	264.00	88.00*	㉖	176.00	
	小 計			413.2	1.261	—	—	393.6	1.094	—	—	1.094	—	—	—	
合 計			561.3	1.691	—	—	(19.6) 541.7	(0.048) 1.481	—	—	(0.048) 1.094	—	—	—	—	

(注) *は既略揚程(有効水頭—地盤高)を示す。

()内は須川系統普通期の溜池利用, 自然圧で下段の外数である。

普通期用水ブロック割においては, 須川第2~第3機場に依る2点注入方式としその他は単点注入である。

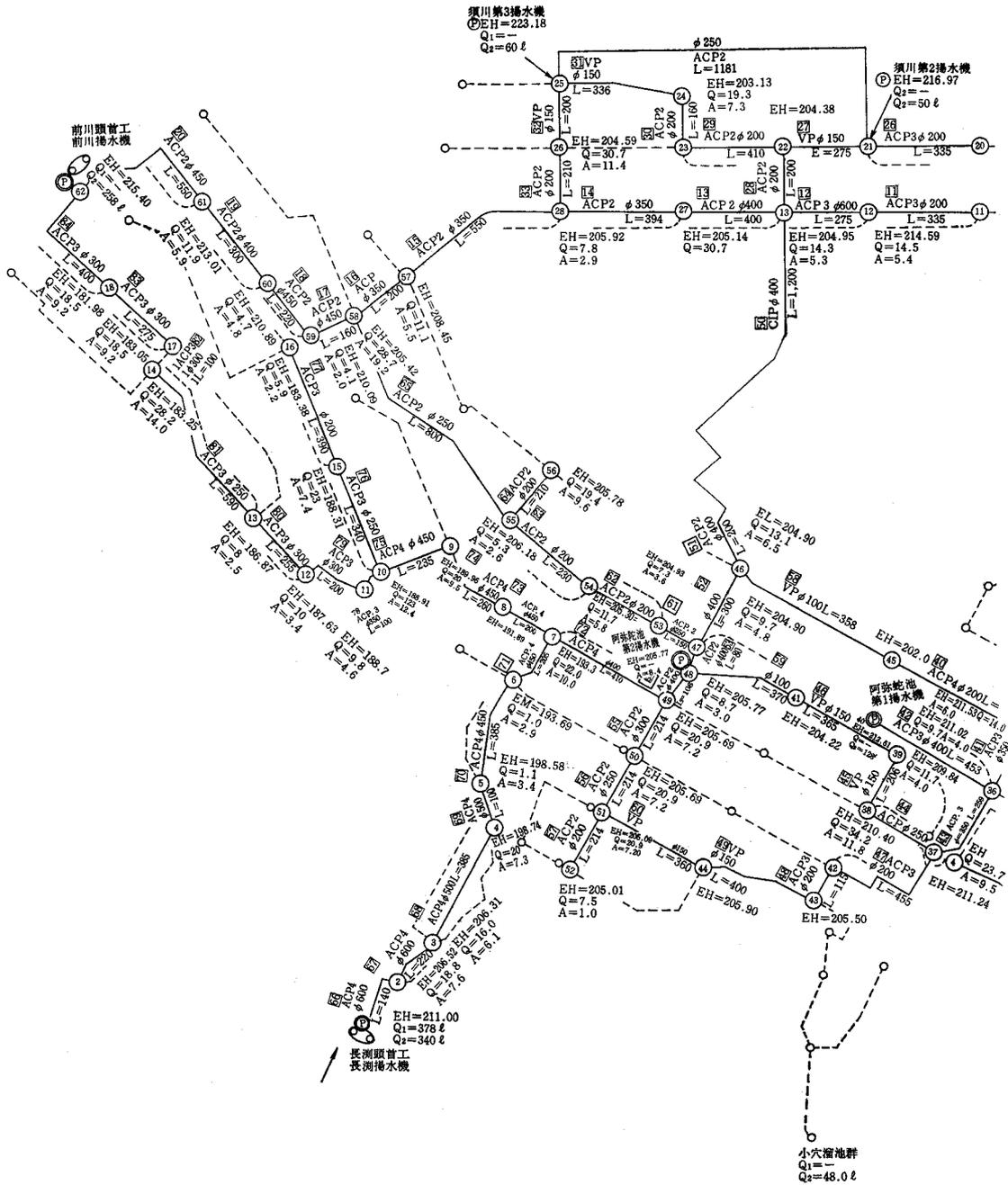


図-5 模式図

(3) 管種の選定

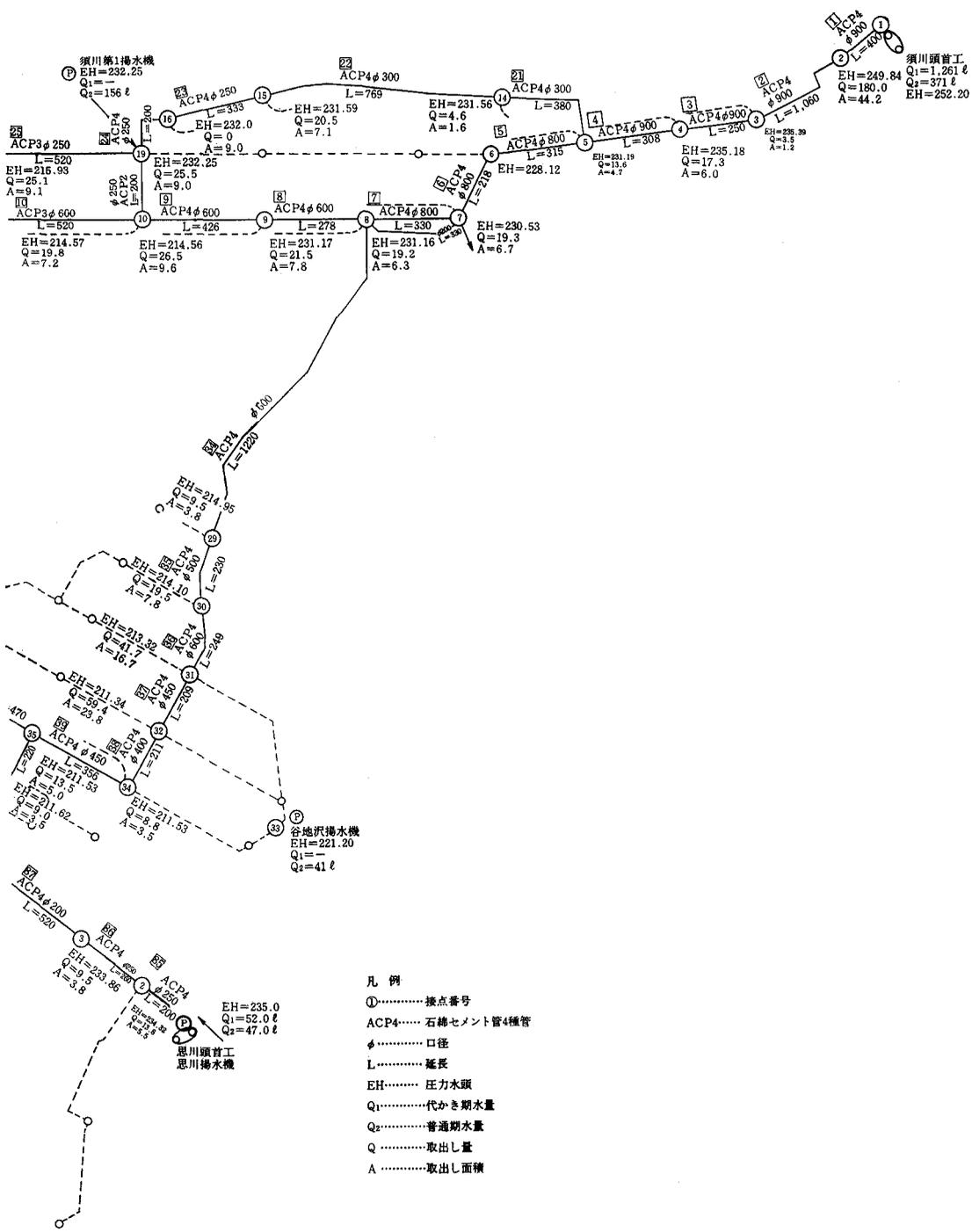
パイプラインの管種の選定にあつては、安全性と経済性から種々検討した結果、 $\phi 900\text{mm} \sim \phi 200\text{mm}$ は、石綿セメント管（2～4種）を、又 $\phi 150\text{mm}$ 以下は、塩化ビニール管（VP），を使用することとした。

(4) 施工

この地区は、かんがい排水事業とは場整備事業と並行

して工事を実施する関係上、パイプラインの総延長は、83,244mにも及び、工事施工区域の決定に際して土地改良区と充分協議し、施工中の区域が他の耕作中の区域に支障をきたさないように、又施工済の区域については、暫定取水が可能ないように配慮した。

昭和48年度から着工し、昭和55年度末でパイプラインについては約93%が完了している。



(普及期)

工事に際し特に注意を払った点は、φ900mm～φ200mmの管は石綿セメント管を使用したため、取扱いに充分気を付け、埋設前に各管毎に水を噴霧し、破損の有無を調べた後配管した。埋戻しに際しては、現場掘削材料が玉石混り砂礫土で、集中荷重による破損が予想されるので、管頂上30cmまではダストにより埋戻した。

標準掘削断面及びパイプ基礎は(図-6)のとおりで

ある。

5. 地元利用者の意見

パイプライン方式について、地元利用者からの意見を聴取したところ、次のとおりであった。

- (1) 有利な点
- ① 平等な配水

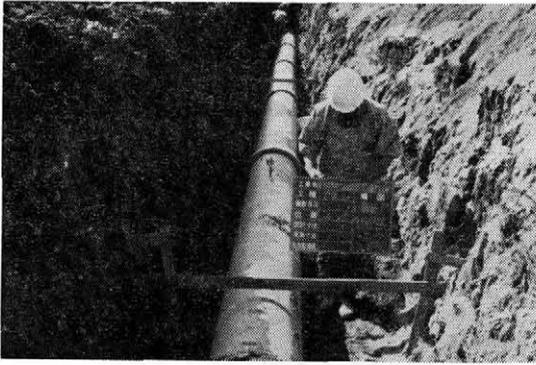


写真-2 パイプ伏設状況

石綿セメント管掘削標準断面
φ600

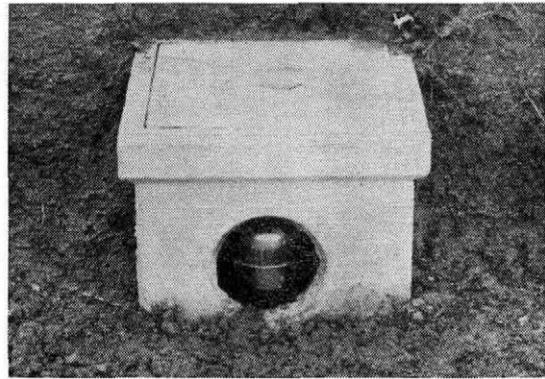


写真-3 給水栓

硬質塩化ビニールパイプ掘削標準断面
φ150

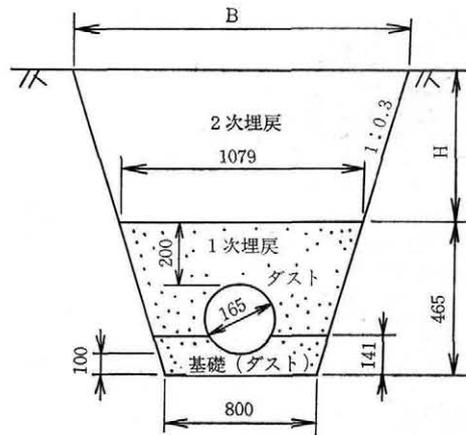
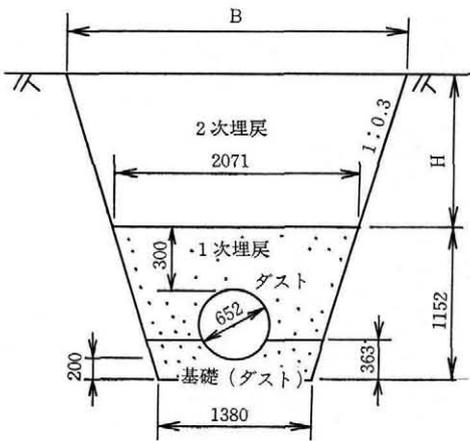


図-6

開水路の場合には、用水不足をきたすと、どうしても上流側が有利になるが、パイプラインの場合、上部部、下部部ともに均一な配水が可能になった。

当地区では、「用排水調整委員会」を設けて、より適切な水配分を行っており、用水不足の場合でも何らのトラブルも起きていない。

② 土地利用の増大

この地区は、上山市街に近く土地価格が高価であるので、開水路の用地が不要となることは非常に好ましい。

③ 機械の導入が容易

ほ場進入に際し、開水路がないので農耕用機械が容易に随処から進入可能となり、ほ場間の移動が有利となった。

④ 水の有効利用

反復利用を目的とする還元かんがいが可能となり、水の有効利用が図られるようになった。

⑤ 水質汚濁の防止

パイプラインの途中において、家庭等からの雑排水の混入がなくなるので、水質汚濁の防止が可能になった。

(2) 不都合な点

地下に埋設されているため、破損個所の発見に手間がかかり、又その修理のために部分的に断水を余儀なくされ、かんがいローテーションに支障を期たす場合がある。また早急な修理を行なうためには、各種資材の備蓄が必要である。

6. 今後の問題点

(1) 水管理の調整及び自動化

① 計画にもとづく代かき及び田植日数、地域割等を周知徹底するとともに、普通期における河川取水可能量の変化に対応する各揚水機の方法。

② 水田再編対策にともなう稲転計画に対する水管理

③ 自動化構想

を現在検討中である。

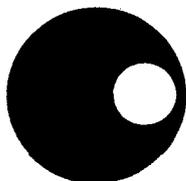
(2) 管理設位置の明示

埋設位置と、管種を正確に把握できるようにし、埋設後他事業が附近で実施される場合の保護対策が確実にとられるようにする必要がある。このため図面(1/1000)に明示すると共に、畦畔に表示する必要がある。

7. あとがき

上山西部地区の完成年度は昭和58年度と予定される

が、各頭首工については、水利権の協議中で、パイプラインとしての機能を十分発揮するにはなお3～4年要するが、地元農家のパイプラインに対する関心は強く、は場末端の水管理の合理化は直接営農の合理化に結びつくと考えられ、期待も大きく、事業の一日も早い完成が望まれる。



農業土木、農村計画の
建設コンサルタント

調査、測量、計画、設計、施工管理

株式
会社

チェリーコンサルタント

取締役社長 森 正義

本 社 ☎760 高松市栗林町3丁目7-23 TEL0878-34-5111
岡山事務所 ☎700 岡山市西古松387(備前商工ビル) TEL0862-43-1670
営業所 中 部・松 江

水田パイプラインにおける流量調節

稲 葉 忠*
海老原 一 司**

目 次

1. はじめに……………(68)	4. 給水パイプ内の水位差……………(73)
2. 計画用水量と配水計画……………(68)	5. 配水管径……………(73)
2-1 計画用水量の問題点……………(68)	5-1 代播最大用水量に対する配水管径……………(73)
2-2 配水計画……………(69)	5-2 常時最大用水量に対する配水管径……………(74)
3. 幹線パイプラインからの分水……………(69)	6. 摩擦損失水頭……………(75)
3-1 分水損失の現状……………(69)	7. オリフィスの構造……………(75)
3-2 用水配分の均等化対策……………(70)	8. むすび……………(78)

1. はじめに

近年、ほ場整備事業が進むにつれ、農業用機械も大型化し、牛馬耕をおこなっていた頃から見ると、作業能率は数倍も早くなり又、水管理が自由に出来るようになって、梅雨期の降雨に依存して植付をおこなっていた地方でも、早期栽培が取り入れられ、多収穫、良品質が得られるようになったことは、土地改良事業に携わる者として誠に喜ばしい限りである。

農業用機械の導入に伴う営農上の変化は、用水管理の面にも波及し、特に自然かんがいの出来ない低平地水田や、谷津田のポンプ揚水地区に於ては、揚水機場から末端水田に導水するに、時間がかかり思うようなかん水が出来にくく、更に大型機械がほ場に進入する際、用水路が邪魔になるなどの理由から、パイプライン方式に切り換えたいと云う要望が出されるようになって来た。

パイプライン方式を採用するについては、経済性に対する問題のほか、①用水配分、②末端水圧、③配管方法、などの技術的問題が起こり、特に用水量とその配分をどうおこなうかが問題のポイントとなって来た。河川に沿う低平地水田と背後台地間に介在する谷津田を同じポンプで揚水する場合には、水利的条件が逆の傾向となり、ポンプ場周りに水が出過ぎて末端高位水田に水が出ないという現象が起り、分岐点毎にバルブをセットして調整を計り、水管理をおこなわなければならないと云う維持管理に多大の経費と労力を提供するばかりか、水あらいのものになることも少くなかった。

用水配分の適正化を計るためには、各取水地点の有効水頭を均等にすることが必要であり、この方法とし

て管路中にオリフィスを挿入し、減圧をおこなうことによってほぼ問題が解消されたと見なされているので、この手法を報告することにする。

2. 計画用水量と配水計画

2-1 計画用水量の問題点

計画用水量は、作物の生育状態によって変化し、一般に代播期用水量がピークとなっている。この用水量は、代播日数が長い、短いによって変化している。地区の広狭によって違った日数を採用しているが、10～20日程度に入っているようで、受益面積300ha程度の県営ほ場整備事業では10日を代播期間とする地区が多い。

ほ場を耕起し、数日間放置してから入水し代播をおこなって植付すると云う手順で農作業が進められるが、計画用水量の計算は全体面積に対し、代播日数を N 日とすると、この期間各日計画全面積の、 $\frac{1}{N}$ に該当する面積の代播をおこない、代播最終日に計画全面積の $\frac{1}{N}$ の代播と、 $\frac{N-1}{N}$ の養生水をかんがいと云うことで代播期間を終るようにしている。即ち代播最終日に代播期最大用水量が必要となるもので、これが常時最大より大きければこれを基準として配水計画が実施されている。

しかし、用水系統のうちある部分については、1haにも満たない狭少な系統があって、このような系統でも、計画で定められた N 日間にわたって代播を実施すると云うことは、大型機械で作業をおこなう場合、現実的でないと云わざるを得ない。少くとも導入機械の1日の作業能力程度の用水量が、3～4日ぐらゐの間に、導水出来るようにしておかなければ、営農上支障が出て来ることは当然である。このように狭い系統のある地域は、山間部の水田に多く見られ、更に山間部では、高位部水田に

* 茨城県農地建設課
** 土浦測量設計(株)

なかなか水が到達しないと云うことがある。

狭少な用水系統の代掻日数を短縮して、特別多い水を送水するという事は、その他の用水系統に用水不足が出て、均衡上支障が出るのではないかと、心配される向きがある。このように狭少な系統は、低平地水田には少く、山間部に多いので、高位部に多量の水がかん水されるということは蒸発散以外の水は排水路に落さない限り、田越しに或いは浸透水として下位水田に利用されることも多いので案外効率的な水利用が出来るものである。

2-2 配水計画

大型機械で代掻をおこなう場合の作業能力は、機種によって差はあるけれども、ロータリーを使って比較的深く代掻する場合でも、1日当たり0.9~1.2 haは代掻出来るといわれている。このことからその地区に導入される機種によって、1つの用水系統に1日でもかんがいする最小面積を決定し、これ以下の面積しかもたない用水系統では、1日で代掻用水がかけられるようにしてやる必要がある。

面積の少い系統では、他の用水系統とのかんがい調整が必要であり、この点を考慮しながら水管理をおこなわなければならない。又最小面積以上の面積をもつ用水系統については、その系統内において少なくとも最小面積分の代掻用水量が確保出来るようにし、計画用水系統図に掲記されている用水量が、これ以下の場合には、最小面積分の代掻用水量に書き換え、水理計算模式図を別に作成し、用水配分計画をこれによっておこなうようにする。

この考え方は、各系統内又は僅少な面積しかもたない系統については、他の系統との番水かんがいをおこない、代掻をおこなうほ場に集中的に送水し、他のほ場では養生水以外の分水はおこなわせないと云う水管理を強いるもので、営農面を考慮した水配分計画と云うことが出来る。

水理計算模式図の作り方を要約すると次のようになる。

a) 最小面積以下の系統における分水量

$$Q_1 = \frac{D \cdot a_1}{T} \cdot \frac{1}{1 - C} \dots\dots\dots(1)$$

式中 Q_1 : 最小面積以下の系統における分水量(ℓ/s)

D : 代掻減水深(mm)

a_1 : 当該系統におけるかんがい面積(m^2)

T : 1日のかんがい時間(秒)=86,400 s

C : 導水路中における損失率

b) 最小面積(A)以上の系統における分水量

$$Q_2 = \frac{A \cdot D}{T} \cdot \frac{1}{1 - C} \dots\dots\dots(2)$$

用水系統図において Q_2 以上の流量部分については用水系統図の流量を採用することにする。

3. 幹線パイプラインからの分水

3-1 分水損失の現状

パイプラインの導水路中における損失水量は、一般に純用水量の10~15%とされている。パイプラインは埋設されるので、蒸発損失は無いと見なしても差しつかえなく、送水中の損失としてはパイプ継手の漏水が若干考えられるが、これも大した量にはならない。もし大きな漏水があるとすれば、被圧水の漏水となるので、射出しほ場に穴が出来たり、噴出水が現れたりして、支障を来たすはずである。このように考えると損失水量の大部分を占めているのは、分水損失であるといっても過言ではない。

用水の出が悪い地区について、流量測定等の調査をおこなって見たところ、ポンプ周りの有効水頭の大きい所では23m以上もあり、この部分での分水水路の蛇口を全開にし流量を測定した結果、計画規定流量の数倍以上も流出しており、末端の谷津田部では一滴の水も出ていなかった。ポンプ場周りでは必要以上の水が分水され、余分な水は排水路に落され、無効放流がされていたわけである。一方高位部の水田では、水不足になやまされ、作付不能地を出したり、作付がなされても、その後、萎凋現象をひき起して収穫皆無に近い区域が出る結果になりかねないのである。

分水損失がポンプ周りに多く、末端に水の出ない所が出来たということはほ場整備事業が低平地水田から山間地水田へと事業地区が移行して来たことと、特に谷津田では従来天水や山地等からの湧水に依存して来た比較的減水深の少い事業地区に至って多く出て来ている。

さて、分水損失を規制するにはどのようにしたらよいか、これまでパイプライン設計を担当して来た人達は、色々とその手法を試みて来た。或る時は、①蛇口にブッシュを挿入し孔口を流出させることによって水頭損失を発生させ、流量規制を計る方法又、②管径を細くして速度水頭を高くし、摩擦損失水頭を多く出すようにして、流出量を少くする方法、③蛇口の開度調整によって流出量を規制する方法等がその代表的手法であった。しかしほ場整備後の水田営農体系、特に水管理の現実をみると、いずれの場合も水理学的知識をもった者が、かんがい区域全体の水管理を念頭において管理に当たらなければ、蛇口の元からパイプを切断すること、ブッシュを取外し掛け流しをすることも起るのである。

以上のことを考えると、水配分規制は対耕区即ち蛇口における規制では効果はなく、少なくともほ区規制乃至幹線パイプから給水パイプに分水する地点での規制でなければ徹底した損失防止は出来ないと云わざるを得ない。換言すれば幹線パイプにおける分水ヶ所を極力少くし、幹線パイプには取出しパイプをセットしないことが必要

であり、幹線パイプ本来の役目は、かんがい地域全体にダイレクトに送水させるにあることを念頭において計画をなすべきであると考ええる。

3-2 用水配分の均等化対策

用水を必要とする量だけその場に運搬するのが、かんがい計画の基本的目的であるとするならば、その量は多くても少くとも絶対量が定まっている以上良くない結果をもたらすことになる。水は動けばエネルギーを消耗し、水源から離れば離れる程多くのエネルギーを与えてやらなければならない。従ってポンプ場地点附近の有効水頭は、土地の低さから末端特に高位部水田における有効水頭に比較すると、3~4倍の割合で差異を生じてしまうことは珍らしくないことである。

この水頭差を解消するための方法として次の様なことを考えて見た。

図-1において①点に加圧機場を設け、路線①~③を幹線パイプその他を給水パイプとして、給水パイプ末端①~⑥の蛇口に必要な末端水圧を与えるようにすればよいわけである。各給水パイプにおける流量 q_n は水理計算

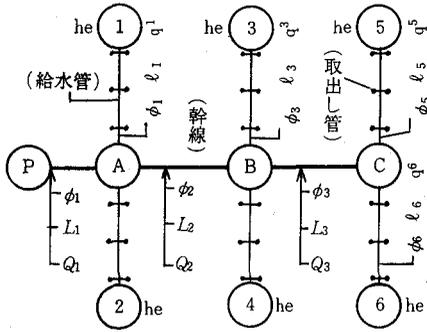


図-1 配管模式図

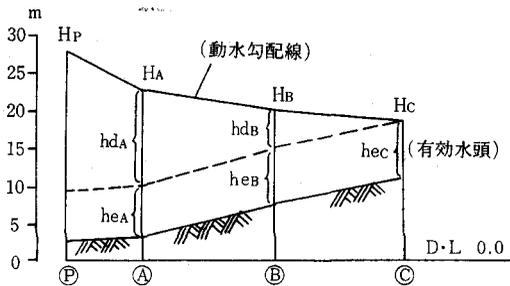


図-2 水頭説明図

模式図から既知であり又、管路長 l_n も解っているから、後記5.配水管径の項によって管径 ϕ_n が求められ、これによって幹線パイプ分水点までのロス計算が出来る。従って給水パイプ入口の必要水頭が求められることになる。これらの中で一番大きい水位を示す③地点の H_c が得られる様にポンプ施設と幹線パイプ施設を施行してやればその他の分水点においては、余裕が出て来ることとなり、この余分な水頭は何等かの方法で消費させてやれば、給水パイプ内の圧力差、即ち蛇口における水頭は可成り均等化されることになる。水頭損失を出す方法として古くから用いられて来ているのは、管路中に孔口を作ることでの方法は簡単で効果があるとされている。これを幹線パイプから分水して間もなく給水管内にセットしてやれば、不必要な水頭は無くすることが出来る。

a) 一般の孔口公式を用いる場合

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(3)$$

- 式中 Q : 孔口を通過する流量 (m^3/s)
- h : 幹線パイプと支線パイプの水圧差 (m)
- g : 重力の加速度 (m/s^2) = 9.8
- C : 流速係数*

*Farmerは鉛直壁面上の可成り小さいと考えられる円方形の孔口($A=1.267cm^2$)について水深 H と流速係数の関係を実験的に求め次表を得ている。

又物部は H/d を横軸にとって同じ H/d に対して d の小さい方が C の値は大きくなるといっている。

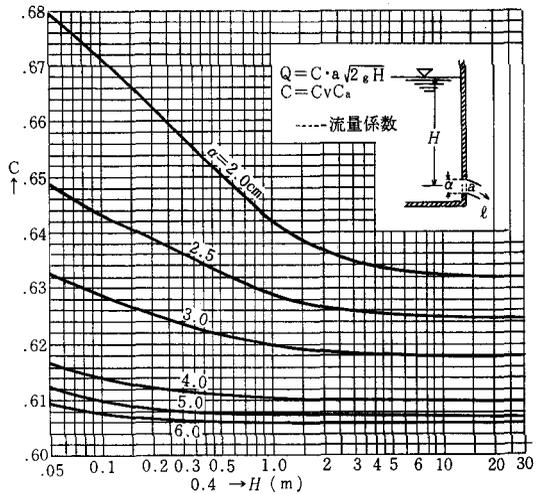


図-3

表-1

H (m)	0.305	0.61	1.22	1.83	2.44	3.05	6.10
円 ($r=0.635m$)	0.620	0.613	0.608	0.607	0.606	0.605	0.603
正方形	0.628	0.623	0.618	0.616	0.614	0.613	0.611
4:1 長方形	0.643	0.636	0.629	0.627	0.625	0.624	0.621
16:1 長方形	0.664	0.651	0.642	0.637	0.635	0.633	0.629

表-2

	実験者	H (m)	0.09	0.15	0.30	0.60	1.20	1.80	3.00	5.50
円形, $d = 1.5\text{cm}$	Smith	$C =$	—	.599	.597	.595	.595	—	—	—
〃 3 cm	〃	〃	.600	.600	.600	.599	.598	—	—	—
正方形, 一辺 1.5cm	〃	〃	—	.609	.607	.605	.604	—	—	—
〃 3 cm	〃	〃	.607	.605	.604	.603	.604	—	—	—
長方形, 幅 90cm, 高さ 1.5cm	〃	〃	—	.621	—	—	.620	.620	.618	—
円形, $d = 30\text{cm}$	Ellis	〃	—	—	—	.608	.602	.603	.600	.601
正方形, 一辺 30cm	〃	〃	—	—	—	.601	.601	.603	.605	.606
〃 112cm	Steward	$C = 0.614$								

以上は自由放流の場合の実験値を図表に表わしたものでパイプライン中に設けられる孔口は潜り孔口となるので刃形孔口の二、三の実験結果を表示すると次のとおりである。

標準孔口の流速係数 C は 0.62 と云われているが流速係数の値は Reynold's Number に影響され農業用水の場合には色々な溶解物を含み或いは固形物のまま混入されている場合もあって、これらが粘性や摩擦力をひき起し完全流体というには程遠い性質となっていることが考えられる。従って流速係数は前記の実験値よりは若干小さ目の値を取る必要があると思う。

分水工地点における孔口の断面は幹線パイプと給水パイプの水頭差と分水量によって決定されるわけであるが、口径にして 4 cm 前後になる場合が多いということは予想される。これまで掲記して来た図表から判断して $C = 0.60$ を採用すれば円形孔口の場合先づ実害は出ないと思う。今、 $C = 0.6$ を用いた場合の孔口の口径を計算する式を(3)式から求めてみると

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

$$= 0.6 \times \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gh}$$

$$\therefore d^2 = \frac{4Q}{0.6 \pi \sqrt{2gh}}$$

$$= 0.47933 \times \frac{Q}{\sqrt{h}}$$

$$\therefore d = 0.692 \cdot Q^{0.5} \cdot h^{-0.25} \dots\dots\dots(4)$$

式中 d : 孔口口径 (m)
 Q : 流量 (m³/s)
 h : 圧力減殺量 (m)

b) Gardelの式を用いる場合

パイプライン中に設けられる孔口には孔口前後に可成りの圧力差が生じ、自由水面下における落差によって流出する孔口の場合とは若干事情が異って来る。このことについては Gardel の損失水頭公式が発表されておりこれを変形して試算式を求めてみると次の様である。

Gardelの式

$$h_j = f_{ec} \frac{V_0^2}{2g}$$

$$= f_{ec} \cdot \frac{1}{2g} \cdot \frac{16Q^2}{\pi^2 \cdot d^4}$$

$$\therefore d^4 = f_{ec} \cdot \frac{1}{2g} \cdot \frac{16Q^2}{\pi^2 \cdot h_j}$$

$$= f_{ec} \cdot \frac{16 \times Q^2}{2 \times 9.8 \times 3.1416^2 \times h_j}$$

$$d = f_{ec}^{1/4} \cdot \frac{Q^{1/2}}{h_j^{1/4}} \times 0.53628$$

ここで

$$f_{ec}^{1/4} = \left\{ \frac{1.015}{1 - (1-m)(0.404 + 0.665m^{1.48})} - m \right\}^{1/2}$$

$$\therefore d = 0.53628 \times \left\{ \frac{1.015}{1 - (1-m)(0.404 + 0.665m^{1.48})} - m \right\}^{1/2} \times \frac{Q^{1/2}}{h_j^{1/4}}$$

式中 $m = \beta^2 = \left(\frac{d}{D}\right)^2$

$$\therefore 0.53628 \times \left[\frac{1.015}{1 - \left\{ 1 - \left(\frac{d}{D}\right)^2 \right\} \{ 0.404 + 0.665 \left(\frac{d}{D}\right)^{2.96} \}} \right]^{1/2} \times \frac{Q^{1/2}}{h_j^{1/4}} - d = 0 \dots\dots\dots(5)$$

式中 Q : 通水量 (m³/s)
 D : パイプ内径 (m)
 h_j : 圧力減殺量 (m)
 d : 孔口口径 (m)

即ち Q, D, h_j は既知量として与えることが出来るので、これらを上式に代入し未知量 d の値を色々変化させ、左辺が 0 になった時の d を求めてやれば目的が達成される。

一般の孔口公式を用いた場合の d と Gardel の公式で求めた d とを比較すると次の表図のとおりで一般の孔口公式を用いた方が大きい値を示している。

尚一般の孔口公式から d を求める算式は前に求めた流速係数 $C = 0.6$ とした場合の(4)式を用いた。

$$d = 0.692 Q^{0.5} \cdot h^{-0.25}$$

一般の孔口公式 $Q=0.010\text{m}^3/\text{s}$

水頭 (h_j)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10m
孔径 (d)	0.069	0.058	0.053	0.049	0.046	0.044	0.043	0.041	0.040	0.039

Gardel の式 $Q=0.010\text{m}^3/\text{s}$ $D=100\text{mm}$

水頭 (h_j)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10m
孔径 (d)	0.059	0.052	0.048	0.045	0.043	0.041	0.040	0.039	0.038	0.037

Gardel の式 $Q=0.010\text{m}^3/\text{s}$ $D=150\text{mm}$

水頭 (h_j)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10m
孔径 (d)	0.064	0.055	0.051	0.047	0.045	0.043	0.041	0.040	0.039	0.038

Gardel の式 $Q=0.010\text{m}^3/\text{s}$ $D=125\text{mm}$

水頭 (h_j)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10m
孔径 (d)	0.062	0.054	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.039	0.038

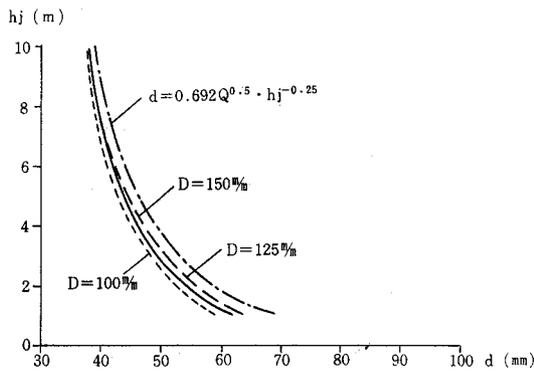


図-4 $h_j \sim d$ 曲線 ($Q=10\text{l}$)

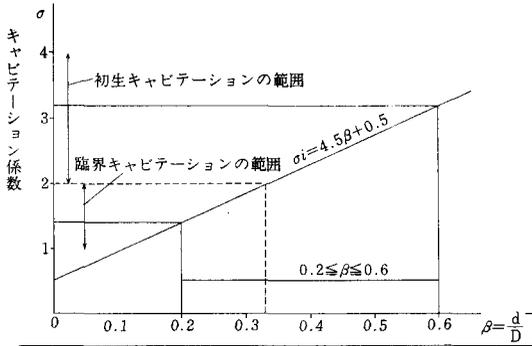
このらの図表から明らかなように孔口を取付ける管の口径が大きくなると即ちオリフィス開口比 $\beta = \frac{d}{D}$ が小さくなると Gardel の式の d の値は、一般の孔口公式を用いて求めた値に近づき又水頭が大きくなると同様な傾向が見られることが判る。

何れにしても Gardel の式を用いて口径を求めた方が合理的であると思われるが、我々があつかっている水圧は、水道設計で用いているような高水圧(1.5~7.5kg/cm²)ではなく、精々 3.0 kg/cm² 程度の小さなものであるから(4)式によって求めても過去の実績から支障はないようである。パイプライン中に孔口を設ける場合には、キャピテーションの発生が起る心配がある。従ってこれらを合せ考えたうえで口径は決定されるべきであり、この問題に対しては九州大学農学部において既に研究がおこなわれ農業土木学会論文集(78)、(81)に発表されてい

る。これによると、

- オリフィス開口比 β が $0.2 \leq \beta \leq 0.6$ の範囲においては、初生キャピテーション係数 σ_i 及び臨界キャピテーション係数 σ_c は夫々次式で与えられる。
 $\sigma_i = 4.5\beta + 0.5$ (6)
 $\sigma_c = 3.3\beta$ (7)
- 上式は水の溶解空気飽和度が100~130%の場合について得られたものであり通常のかんがい水を対象としている。飽和度が異なる場合には上式の形が若干異なることも予想される。
- キャピテーション係数 σ が臨界キャピテーション係数 σ_c 以上であれば圧力の回復は4~5Dで達成され、その時のオリフィス後流部の圧力変動は小さい。
- 5D間隔でオリフィス2個を直列に配置した場合前段後段ともに $\sigma < \sigma_c$ とすれば Gardel の式に従った圧力の調整が可能である。
- オリフィスを2段直列に配置する場合、その径の組合せは、前段を後段より僅かに小さくすればキャピテーション発生に対して前、後段オリフィスに同程度の安全性をもたせることが出来る。

実験に採用された管径は $D=51\text{mm}$ であり圧力調整オリフィス口径は $d=10\sim 30\text{mm}$ で我々が設計に使用する総ての管径についてなされたわけではない。従って β の値は出来るだけ初生キャピテーションに近いものを採用し更にエアパルプ等を設置して対処することが望ましいことである。



D	d					
	15	22.5	25	30	37.5	45
75	20	30	33.3	40	50	60
100	25	37.5	41.7	50	62.5	75
125	30	45	50	60	75	90
150	40	60	66.7	80	100	120
200	50	75	83.3	100	125	150
250	60	90	100	120	150	180

図-5 $\sigma \sim \beta$ の相関

4. 給水パイプ内の水圧差

蛇口から放流する水圧は 5.00m (0.5kg/cm²) 以上必要であると云われている。水は圧力があれば取水し易く無ければ規定流量はおろか取水不能となりかねない。

水の適正配分をおこなう為には各取水地点における有効水頭を均等に与えなければならず、大差がある場合には支線パイプと取り出しパイプ間に水頭規制用の孔口を設けるか取り出しパイプ径によって調節する必要がある。有効水頭は夫々の取り出し口の地盤高によって変化し、高位水田にとっては得難く低位水田ほど取り易い、これらの調整は是非ともおこなう必要があり調整後における有効水頭差は導水路中における損失水量即ち、純用水量の10~15%以内におさまる程度にしてやらないと問題である。

今一般に使用されている蛇口 $\phi 25\text{mm} \sim \phi 30\text{mm}$ に色々な有効水頭を与え流出量の変化を見てみると

$$Q = A \sqrt{2g \cdot h} \quad \dots\dots\dots(8)$$

式中 Q : 流量

A : 通水断面 $\phi 25\text{mm}$ $A_1 = 0.00049\text{m}^2$
 $\phi 30\text{mm}$ $A_2 = 0.00071$

g : 重力の加速度 = 9.8m/s²

h : 有効水頭 (m) = 5 ~ 7 m

※純用水量 (Q_p) と粗用水量 (Q_r) の関係は損失率を C とすると

$$Q_r = \frac{Q_p}{1-C} \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$\therefore C = 1 - \frac{Q_p}{Q_r} \quad \dots\dots\dots(10)$$

表-3

h	$\phi 25\text{mm}$		$\phi 30\text{mm}$	
	Q	損失率※	Q	損失率※
5.0	0.00485	0	0.00703	0
6.0	0.00531	0.087	0.00770	0.087
6.5	0.00553	0.123	0.00801	0.122
7.0	0.00574	0.155	0.00832	0.155

最小有効水頭を h_1 、この時の蛇口における流出量を Q_p とし、損失率 C を与えた時の有効水頭を h_2 、蛇口流出量を Q_r 、蛇口断面積を A として、 h_2 の計算式を求めると、

$$Q_p = A \sqrt{2gh_1} \quad Q_r = A \sqrt{2gh_2}$$

ここで $Q_r = \frac{Q_p}{1-C}$ であるから次の式が成立する。

$$A \sqrt{2gh_2} = \frac{A \sqrt{2gh_1}}{1-C}$$

この式を h_2 について解くと、

$$h_2 = \frac{h_1}{(1-C)^2} \quad \dots\dots\dots(11)$$

今、最小有効水頭 $h_1 = 5.00\text{m}$ 損失率 $C = 15\%$ とした場合の有効水頭を求めてみると、

$$C = 0.10 \quad h_2 = \frac{5.00}{(1-0.1)^2} = 6.173\text{m}$$

$$C = 0.15 \quad h_2 = \frac{5.00}{(1-0.15)^2} = 6.920\text{m}$$

従って導水路中の損失率 $C = 10\%$ を採用した場合には各蛇口の有効水頭は $h_e = 6.173\text{m}$ にしてやる必要があり、同様にして、 $C = 15\%$ の場合は、 $h_e = 6.920\text{m}$ で水圧をかけてやれば、少くとも純用水量が取水出来るし又粗用水量以上の取水は出来にくくなる。

換言すれば $C = 10\%$ の時には各蛇口間の制限有効水頭差は $h = 6.173 - 5.00 = 1.173\text{m}$ 、又 $C = 15\%$ の時には $h = 6.920 - 5.00 = 1.920\text{m}$ にしてやれば用水の必要且つ充分な条件を満足させることが出来るわけである。

5. 配水管径

5-1 代播最大用水量に対する配水管径

給水パイプ末端の蛇口に代播用水量を一気に送水出来るよう計画する必要がある。この場合他の蛇口からは養

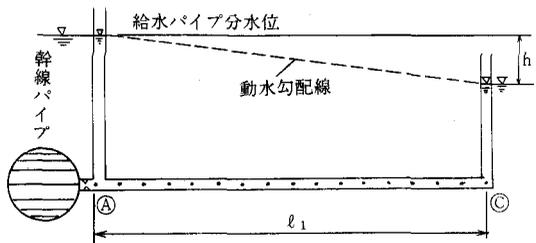


図-6

生水以外の水は分水させず、養生水はある程度深くしておけば分水を常時おこなう必要はないので、水理計算は代掻をおこなうほ場にだけ必要水量を通水させる条件で管径を求めることとする。

摩擦損失水頭計算式

$$h_1 = f \cdot \frac{l_1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(12)$$

式中 h_1 : 給水パイプにおける摩擦損失水頭 (m)

f : 摩擦損失係数

l_1 : 給水管路延長 (m)

d : 給水管口径 (m)

v : 給水管内平均流速 (m/s) = $\frac{Q}{A}$

A : 給水管通水断面積 (m²) = $\frac{\pi d^2}{4}$

g : 重力の加速度 (m/s²)

Q : 通水量 (m³/s)

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi d^2/4} = \frac{4Q}{\pi d^2}$$

$$\therefore v^2 = \left(\frac{4Q}{\pi d^2}\right)^2$$

これを原式に代入して管径 d を求めると

$$d = 0.6101 \left(\frac{f \cdot Q^2}{h}\right)^{1/5} \cdot l_1^{1/5} \dots\dots\dots(13)$$

制限有効水頭差 $h = 1.173\text{m}$ の場合

$$d = 0.5909 (f \cdot Q^2)^{1/5} \cdot l_1^{1/5} \dots\dots\dots(14)$$

制限有効水頭差 $h = 1.920\text{m}$ の場合

$$d = 0.5355 (f \cdot Q^2)^{1/5} \cdot l_1^{1/5} \dots\dots\dots(15)$$

(14)乃至(15)式を用いて管径 d を求め、これより多少太目の管径を使うようにすれば、給水パイプA~C間の水頭差は夫々 $h = 1.173\text{m}$, $h = 1.920\text{m}$ 以下となり、地形が水平であれば各蛇口の分水損失を10%乃至15%以下に押えることが出来る。有効水頭は地形の状態、特に高低差によって変化し、動水勾配と同じ勾配で地表勾配がついている場合には、給水パイプの分水水位は末端水圧と同じ水圧を与えればよく、蛇口からの取水量は等しくなって理想的な配水が出来る。しかし、この様な状態で配水されることは極く稀であり、特に谷津田地帯に入ると1つの路線の中でも凹凸があったり逆勾配となることがあるので難しくなる。

5-2 常時最大用水量に対する配水管径

幹線パイプから分枝した給水パイプには取出し管が数多く取り付けられ蛇口を開放して田区に給水される。

今、給水パイプ上流端 A 点より l_1 区間には分水装置がなく l_2 区間に均等に取出しパイプが取り付けられて単位長さ当り等量の分水をおこなうものとした場合末端 C 点から l_2 における流速を V とすると、流速は B 点より末端方向にゆくに従って分水されるので管径を一定とすれば、漸次減少し末端において零となるはずである。

末端Cより x^m の距離における流速を V_x とすると、

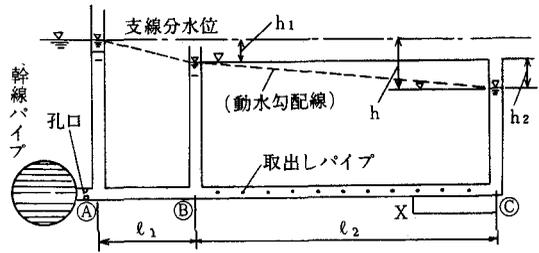


図-7

$$V_x = \frac{x}{l_2} \cdot V$$

x 点における微小長 dx の損失水頭を dh とすると

$$\begin{aligned} dh &= f \cdot \frac{dx}{d} \cdot \frac{V_x^2}{2g} \\ &= f \cdot \frac{x^2}{dl_2^2} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot dx \end{aligned}$$

これを0から l_2 まで積分すると

$$\begin{aligned} h_2 &= f \cdot \frac{1}{dl_2^2} \cdot \frac{V^2}{2g} \int_0^{l_2} x^2 dx \\ &= f \cdot \frac{l_2}{3d} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(16) \end{aligned}$$

l_1 部分における損失水頭 h_1 は

$$h_1 = f \cdot \frac{l_1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(17)$$

$$\therefore h = h_1 + h_2$$

$$= f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right) \dots\dots\dots(18)$$

此処で

$$V^2 = \left(\frac{4Q}{\pi d^2}\right)^2$$

これを(18)式に代入し管径 d を求めると

$$h = f \cdot \frac{1}{d} \cdot \frac{\left(\frac{4Q}{\pi d^2}\right)^2}{2g} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)$$

$$\therefore d = 0.6101 \left(\frac{f \cdot Q^2}{h}\right)^{1/5} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{1/5} \dots\dots\dots(19)$$

制限有効水頭差 $h = 1.173\text{m}$ の場合

$$d = 0.5909 (f \cdot Q^2)^{1/5} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{1/5} \dots\dots\dots(20)$$

制限有効水頭差 $h = 1.920\text{m}$ の場合

$$d = 0.5355 (f \cdot Q^2)^{1/5} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{1/5} \dots\dots\dots(21)$$

(20), (21)式を用いて管径 d を求めこれより太目の管径を使うようにすれば給水パイプA~C間の水頭差は、夫々 $h = 1.173\text{m}$, $h = 1.920\text{m}$ 以下となり、地形が水平であれば各蛇口の分水損失を10%乃至15%に押えることが出来る。

これらの式中 l_1 の値が大きい場合には l_1 と l_2 の部分を分離して考える方がよい。

l_1 の部分は幹線パイプと給水パイプの分岐点で落差がある場合、管径を細くして速度水頭を大きくし、損失を

出すようにして水頭調整をこの区間でおこなうことが出来る。この時、制限有効水頭差は \$l_2\$ 部分に入ってから考慮してやればよく \$l_1\$ 部分の管径は (2), (2) 式の \$l_2\$ を 0 とおけば前項で求めた (14), (15) 式に一致し、この式を用いて \$d\$ を求めればよい。

全く水平と見なせる地形の場合には、給水パイプ入口の有効水頭を末端水圧プラス損失率 \$C=0.1\$ の時で 1.173 m, 損失率 \$C=0.15\$ の時で 1.920m で計画すればよいが、地形の複雑な路線では各蛇口における有効水頭から夫々の流出量を求め、その和と当該路線の全純用水量との比が損失率 \$C\$ を満足するようにして、管径と分水位を求めなければならない。

今、各蛇口からの流出量を \$q_n\$, 有効水頭 \$h_n\$, 管径 \$d\$, 通水断面 \$A\$ (各蛇口同じものを用いるものとする)。蛇口の数 \$n\$, 給水管の純用水量 \$n \cdot Q_p\$, 粗用水量 \$n \cdot Q_r\$, 重力の加速高 \$g=9.8\text{m/s}^2\$ とすると

$$\begin{aligned} n \cdot Q_r &= q_1 + q_2 + \dots + q_n \\ &= A \sqrt{2g} (h_1^{1/2} + h_2^{1/2} + \dots + h_n^{1/2}) \\ &= 3.4771 \cdot d^2 \sum_{n=1}^{n=n} h_n^{1/2} \end{aligned}$$

これを (10) 式に入れ整理すると (22) 式が求められる。

$$\begin{aligned} C &= 1 - \frac{n \cdot Q_p}{n \cdot Q_r} \\ &= 1 - \frac{n \cdot Q_p}{3.4771 \cdot d^2 \sum_{n=1}^{n=n} h_n^{1/2}} \\ \therefore \sum_{n=1}^{n=n} h_n^{1/2} &= \frac{0.2876 \cdot n Q_p \cdot d^{-2}}{1 - C} \dots \dots \dots (22) \end{aligned}$$

(22) 式中 \$Q_p\$ は計画末端水圧における蛇口 1ヶ所当りの流出量で既知であり又、\$C\$, \$d\$, \$n\$ も解るから右辺は計算出来る。これに左辺が等しくなるように動水位を変化させ繰り返し計算によって給水管入口の動水位を求めればよい。しかし各蛇口での有効水頭 \$h_n\$ はあくまでも最小有効水頭 (\$h_1=5.00\text{m}\$) と損失率 10% の時で \$h_2=6.173\text{m}\$ 損失率 15% の時で \$h_2=6.920\text{m}\$ の間に入るようにすることが必須条件であり極端に高位差のある所ではその部分に特別なパイプラインを考へて別途処理するようにしなければならない。1~2ヶ所程度の低い蛇口がある場合は蛇口にブッシュを挿入して処理することも考えられるが水頭差が大きい場合にはブッシュの口径が小さくなり孔詰りを起し、水が出なくなることがあるので注意して採用しなければならない。

又特別高い逆勾配の路線では、一旦高位部まで全水量を揚水シダブル配管をおこなって下り管に分水装置を取りつけ配水をおこなう方法をとらなければならない。

摩擦損失係数は、ウィリアム、ヘーゼンの公式が多く使用されている。

即ち

$$f = \frac{133.7}{C^{1.852} d^{0.167} V^{0.148}}$$

式中 \$f\$: 摩擦損失水頭
\$d\$: 管径 (m)
\$V\$: 管内流速 (m/s)
\$C\$: 流速係数

この \$f\$ を (19) 式に入れて \$d\$ について整理すると

$$\begin{aligned} d &= 0.6101 \left(\frac{f Q^2}{h} \right)^{1/5} \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{1/5} \\ &= \left[\frac{\left\{ \frac{133.7 \cdot 1}{C^{1.852} \cdot \left(\frac{4Q}{\pi d^2} \right)^{0.148} \cdot d^{0.167}} \right\} Q^2}{h} \right]^{1/5} \\ &\quad \times \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{1/5} \\ &= 1.63312 C^{-0.38021} \cdot Q^{0.38021} \cdot h^{-0.2053} \\ &\quad \times \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{0.2053} \dots \dots \dots (23) \end{aligned}$$

土地改良事業計画設計基準によれば、流速係数 \$C\$ の値は標準的に 140 を採用することになっているので、これを (23) 式に代入し、制限有効水頭差 \$h=1.173\text{m}\$, \$h=1.920\text{m}\$ の場合について \$d\$ を計算する式を求めると

$$h=1.173\text{m} \text{ の場合} \\ d = 0.26160 \cdot Q^{0.38021} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{0.2053} \dots \dots (24)$$

$$h=1.920\text{m} \text{ の場合} \\ d = 0.21821 \cdot Q^{0.38021} \cdot \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)^{0.2053} \dots \dots (25)$$

6. 摩擦損失水頭

前項で求めた管径には端数が付いて来るのが普通である。このようなパイプは市販されていないので若干太目の口径のパイプを使用することとなる。摩擦損失水頭は、実際使用するパイプについて計算をおこないこれに末端水圧をプラスして給水パイプ入口における必要水頭を求めなければならない。(23) 式から摩擦損失水頭 \$h\$ を求めると、取水装置のない区間における損失水頭

$$h = 0.00115617 \cdot Q^{1.85197} \cdot d^{-4.87092} \cdot l_1 \dots \dots (26)$$

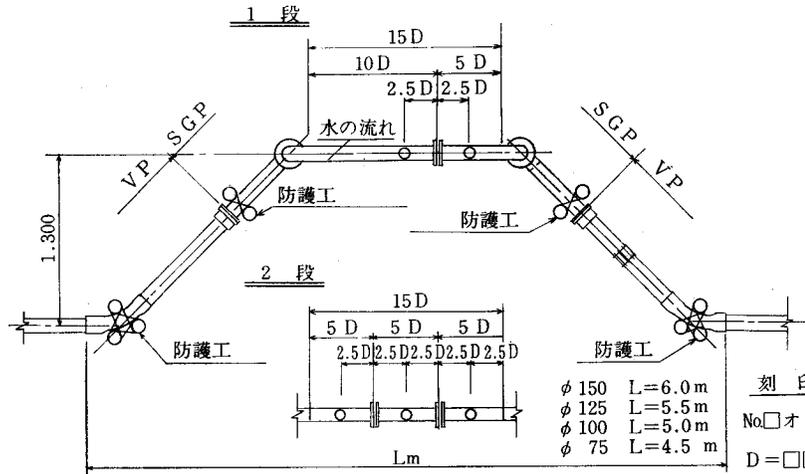
取水装置のある区間における損失水頭

$$h = 0.00038539 \cdot Q^{1.85197} \cdot d^{-4.87092} \cdot l_2 \dots \dots (27)$$

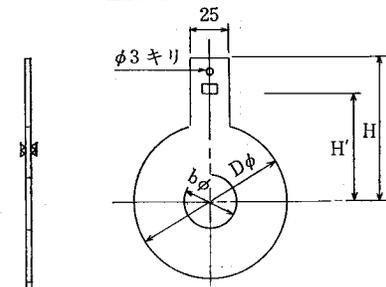
7. オリフィスの構造

埋設管路の一部に図一8のように鋼管を用い、地表面上に露出させて、ここにオリフィスを取り付ける。オリフィスの最小口径は孔詰りの危険をなくすため 30mm とし、圧力差の大きい場合には、段数をふやして処理するようにした。この際オリフィス間、又は前後に空気がたまるとキャビテーションをひき起すおそれがあるので、オリフィス前後に空気弁をセットし、オリフィスの材質

オリフィス取付標準図



リストラクシヨンオリフィス



1 材質は18-8ステンレス(SUS304)とする

2 オリフィスはフラットエッジとする

刻印詳細

No□オリフィスナンバーを刻印

D=□□取付フランジの呼び径を刻印

b=□□オリフィス穴径を刻印

寸法表

呼び径	D	H	H'
φ 150	217 $\frac{1}{8}$	175 $\frac{1}{8}$	145 $\frac{1}{8}$
φ 125	187	160	130
φ 100	156	140	110
φ75(80A)	131	130	100

◎注：オリフィス径は計算による

1 段

No	材 料 名	φ 150	φ 125	φ 100	φ 75
1	TSバンド 45°	2個	"	"	"
2	VP管	2.4m	"	"	"
3	フレキシブルフランジ	2個	"	"	"
4	上水用フランジJIS10k	8枚	"	"	"
5	90° 曲管 (SGP)	4個	"	"	"
6	S G P (鋼 管)	4.9m	4.5	4.1	3.8
7	リストラクシヨンオリフィス	1枚	"	"	"
8	ドレサージョイント	1個	"	"	"
9	空 気 弁 φ13%	2個	"	"	"

2 段

No	材 料 名	φ 150	φ 125	φ 100	φ 75
1	TSバンド45°	2個	"	"	"
2	VP管	2.4m	"	"	"
3	フレキシブルフランジ	2個	"	"	"
4	上水用フランジJIS10k	10枚	"	"	"
5	90° 曲管 (SGP)	4個	"	"	"
6	S G P (鋼 管)	4.9m	4.5	4.1	3.8
7	リストラクシヨンオリフィス	2枚	"	"	"
8	ドレサージョイント	1個	"	"	"
9	空 気 弁 φ13%	3個	"	"	"

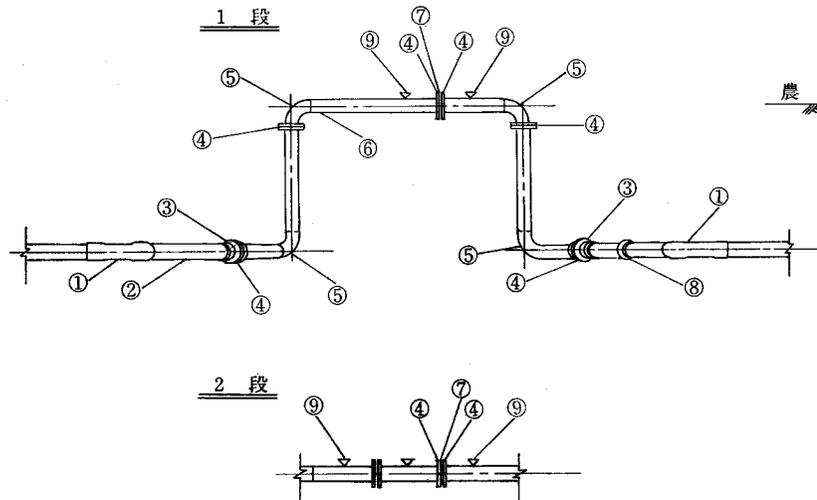
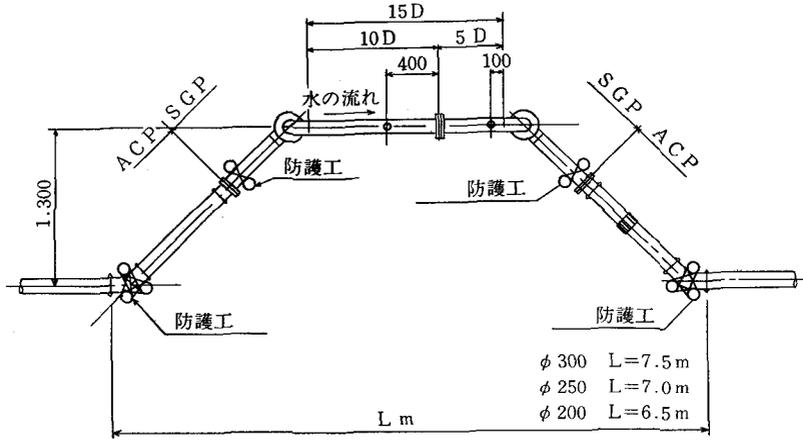


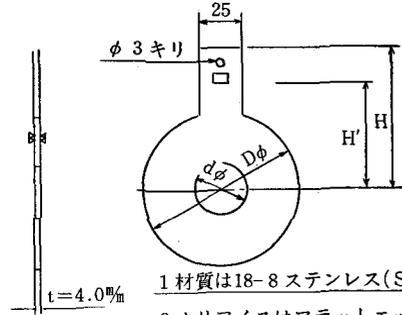
図-6-2

オリフィス取付標準図
(φ 200以上)



φ 300 L=7.5 m
φ 250 L=7.0 m
φ 200 L=6.5 m

リストラクシヨンオリフィス



1 材質は18-8ステンレス(SUS304)とする
2 オリフィスはフラットエッジとする

寸法表

呼び径	D(%)	H(%)	H'(%)
φ 300	370	255	225
φ 250	325	230	200
φ 200	265	200	170

注 オリフィス径bは計算による。

資材表

品名	材料名	φ 300	φ 250	φ 200
1	45°曲管	2個	"	"
2	ACP管	2.4m	"	"
3	短管3号	2個	"	"
4	KG継手	6個	"	"
5	溶接用フランジJIS 10K	3個	"	"
6	90°曲管	4個	"	"
7	SGP (鋼管)	6.1m	5.7m	5.3m
8	ドレーサージョイント	1個	"	"
9	リストラクシヨンオリフィス	1枚	"	"
10	空気弁φ 20%	2個	"	"

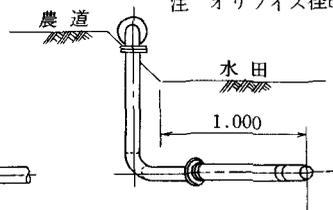
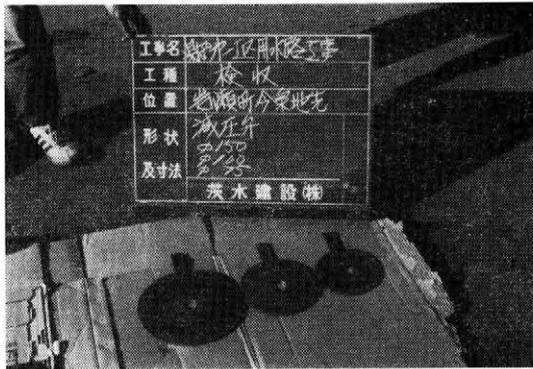
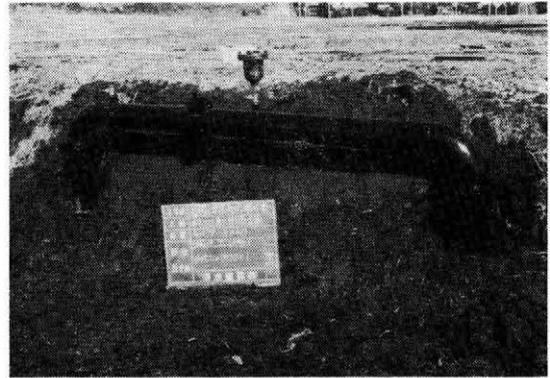
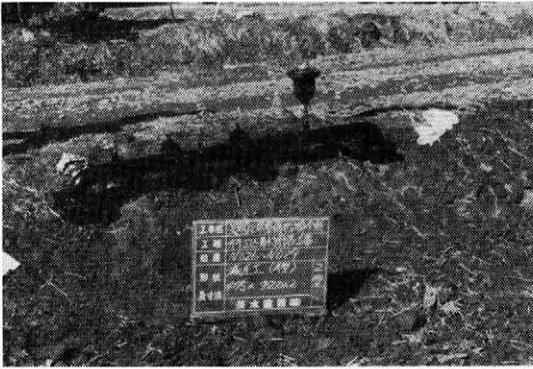


図-8-1



には腐蝕に強いステンレスを用い、鋼管継手フランジ間に挿入して固定するようにした。

8. むすび

ポンプ場周りの有効水頭の高い区域に水が出過ぎて末端に用水不足区域が出るような現象を解消するためには、先へ先へ水足を末端に向けて持ってゆくようにしなければならない。こんな考え方で水配分計画をまとめたものが本文である。

茨城県では昭和54年度に用水計画をパイプライン方式で実施した、22地区、50工区について、この手法を23工区について採用し、更に54年度以前に施行した工区についても水理計画をチェックし、改良を加えた結果、何れも順調な成果をおさめることが出来た。

今後も加圧ポンプ等を含め追跡調査をおこない設計、実施上の改善をしてみたい。

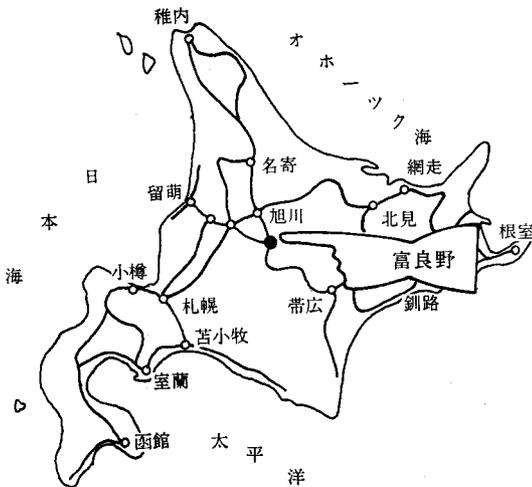
泥炭地におけるパイプライン工法について

(富良野地区の施工例)

田 村 良 男*

目 次

1. はじめに.....(79)	c. 分木工.....(86)
2. 地質条件.....(79)	(3) 小口径管の胴折れ
3. 地区内パイプラインの概要.....(81)	(ヒューム管φ150~φ200).....(87)
4. 施工例(問題点とその対策).....(81)	a. 損傷の状況.....(87)
(1) 支線用水路(道営かんがい排水事業).....(81)	b. 現場の変化.....(87)
a. 第1枝線.....(81)	c. 縦断方向の検討.....(87)
b. 第2枝線.....(81)	d. 結論.....(88)
c. 山手末流.....(83)	(4) ヒューム管鋼製継手の腐食について.....(89)
(2) 末端小用水路(道営ほ場整備事業).....(83)	a. 腐食状況.....(89)
a. 農道横断工.....(84)	b. 防食対策.....(90)
b. 制水弁基礎.....(84)	5. あとがき.....(90)



図一 富良野盆地位置図

1. はじめに

本地域は、北海道のほぼ中央富良野盆地の大半を包含する水田地帯で、平坦地の大部分は、かつての富良野湖のあとに発達した泥炭地である。

この地域の水田用水の主水源は、1級河川空知川で、国営かんがい排水事業富良野地区として、昭和27年から昭和45年まで、約20年の歳月と、1,673,000千円の事業費を投じて、地区の幹線水路(山手幹線)が整備されて

いる。

この山手幹線用水路から、地区内平坦部泥炭地の水田に導水する支線用水路は、昭和39年に、道営かんがい排水事業富良野地区として計画された。当時の工法は、N値1~2の軟弱地盤の層が深く、支持層まで杭打する工法は工事費が膨大になるため採用されず、止むを得ず、沈下を前提としたコルゲートフリューム装工が考えられた。

しかしその後、実施設計の段階に入り、国営山手幹線と末端ほ場の間に、10m以上の落差があることと、干拓地(不知火干拓)の軟弱地盤においてパイプラインが施工され、良好な結果を得ていることから、本地区の支線用水路(第1枝線、第2枝線、東幹線)もパイプラインに変更することにした。

この変更にあたっては、一部受益者の間に、地下にパイプを埋設すると、水温が下り冷害の被害を大きくするという不安から、反対する声もあった。

しかしながら昭和42年からはじまった9地区の道営ほ場整備事業においても、ほ場内の小用水路の工事にパイプラインが採用され、当地域の用水路工事としてパイプラインが普及する方向にあることから、この間の施工法を紹介するとともに、併せて各工法の問題点と、その対策について報告するものである。

2. 地質条件

この地区は、地質時代には富良野湖と称される一大沼

* 北海道中富良野平原土地改良区工務課長

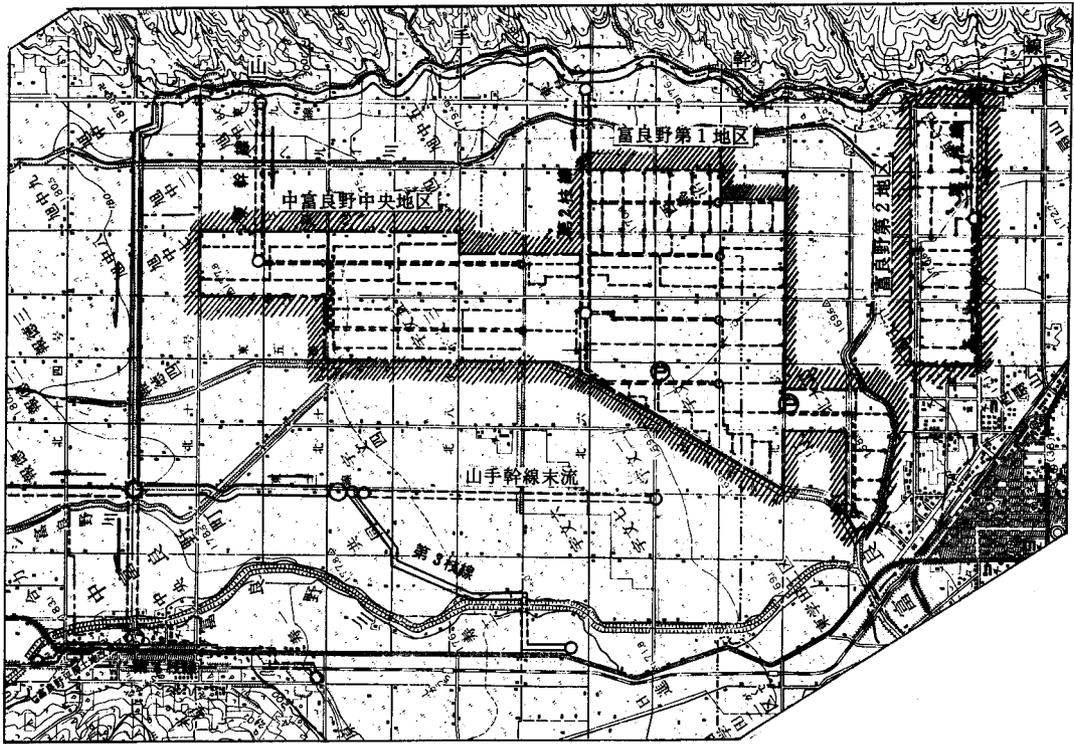


図-2 用水系統図

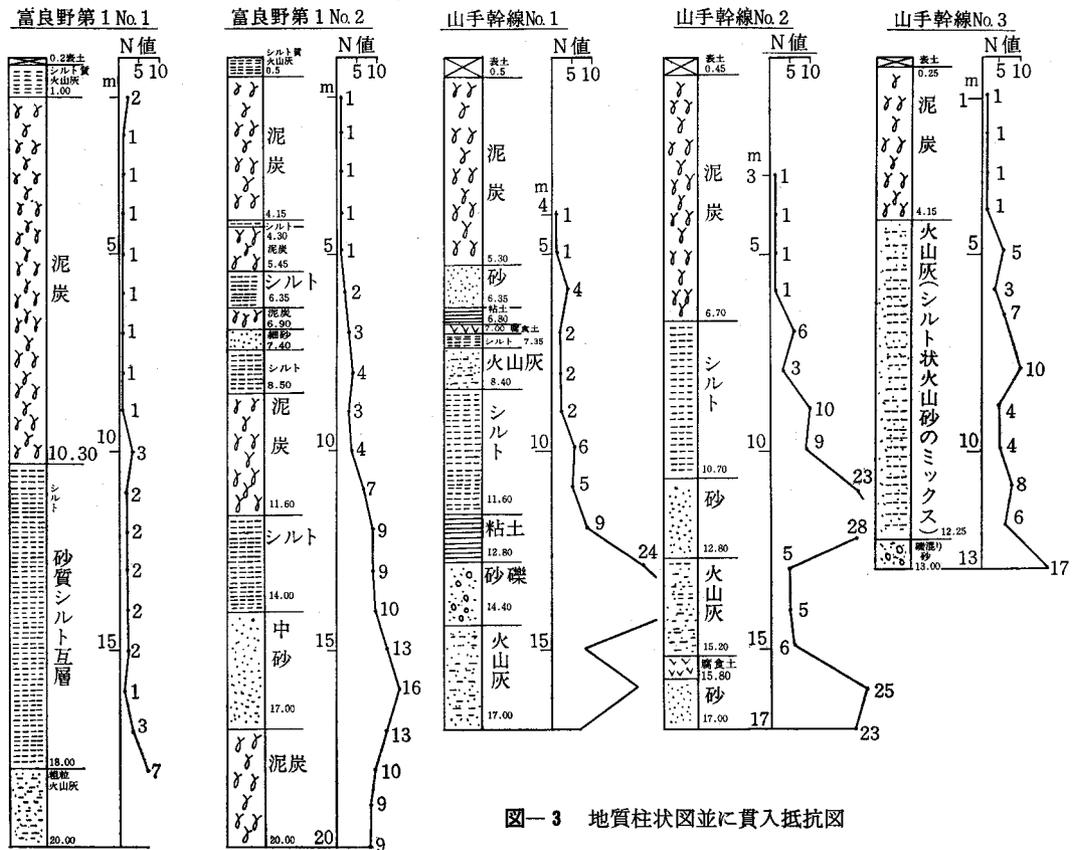


図-3 地質柱状図並に貫入抵抗図

沢をなしていたところで、昭和36年発表の、北海道農業試験場土性調査報告によると、富良野盆地の富良野川及びその支流域低湿地の大部分が低位泥炭統に属し、地形は南方に向かってわずかに傾斜しており、中央部がやや凹地になっており、往時は、融雪時或いは降雨時に北部から流下する雨水が停滞し、附近一帯が泥水に覆われていたと思われる。泥炭を構成する草種は主として「ヨジ」であり、「イヌスギナ」が混生している。泥炭層の厚さは、比較的深い所では10m以上に及び、平均的にも10m内外と考えられ、その下部に比較的軟弱なシルト層があり、そのため、N値も地表より深度10m～20m位までは、1～5程度しかない。

又富良野という地名は、アイヌ語の「フラヌイ」という語源から来ており、硫黄の匂いのする水が常に溜っていると称され、一説には「くされ野」「くされ泥」という説もある。

これは、十勝岳の噴火による硫黄が、河川水と共に流下し下流低湿地に停滞したため、非常に硫化物の多い泥炭地が生成されたことによるものである。

これは、後にパイプライン継手鋼管腐食の大きな要因となった。

3. 地区内パイプラインの概要

本地区のパイプラインは、国営山手幹線と、平坦部水田の落差約10mを利用することとし、管の材料は、当初一番工事費の低廉な、石綿第5種管（常用水圧2.0kg/cm²試験水圧9.0kg/cm²）を採用し、道路横断部はRC普通管をサヤ管として使用した。しかし施工後のトラブルが多いので、RC圧力管（4kg/cm²）に変更し継手はコンクリートカラー、ゴムガスケット付とした。しかしこれも不等沈下による抜け出し等があり、その後は、図-4に示す鋼製カラーstopper付を採用した。

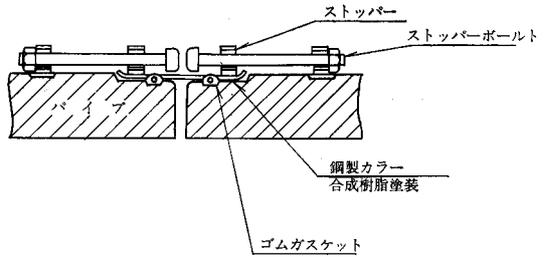


図-4 DGカラー
(日本高圧コンクリートKK)

4. 施工例（問題点とその対策）

(1) 支線用水路（道管かんがい排水事業）

a. 第1枝線

図-5に示すように山麓の傾斜部（勾配9.86%）をスパイラル鋼管φ500mmで施工し、下流の平坦な泥炭地（勾配0.046%）を石綿5種管φ700mmで施工した。

問題点

口径をφ500mmから、φ700mmに拡大した石綿管部分が、ウォーターハンマーにより、再三に涉り破損した。

対策工法

図-6に示す様に、パイプの一部を高くし、双口空気弁によって強制的に排気させる様改良した。

b. 第2枝線

図-7に示すように町道横断部を、石綿管の外側にRC普通管をサヤ管として使用した。

問題点

サヤ管内に浮力が働らき、内側の石綿管が浮き上り、サヤ管の両側（外側）の石綿管は反対に沈下し、この不等沈下により石綿管が破損し漏水した。

対策工法

サヤ管方式を廃止し、道路横断部をRC圧力管（4kg

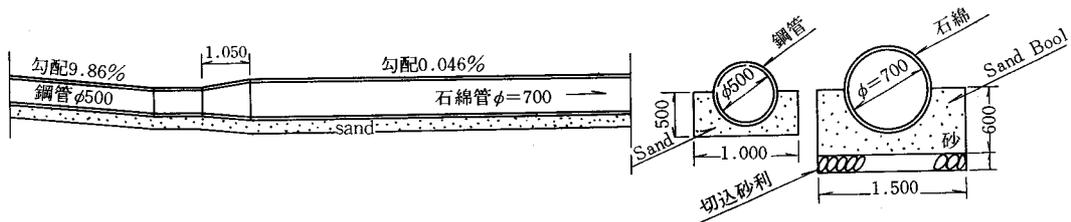


図-5 第1枝線断面拡大工

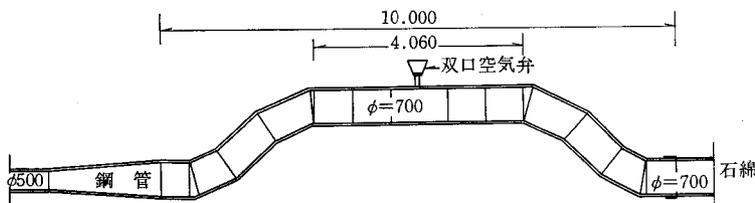


図-6 強制排気工

表-1 管径別事業量調査

地区名又は 路線名	管種 mm径 延長m	ヒューム管 (HP)					石綿管 (AP)							鋼管 (SP)			塩ビ管 (VU)					パイプライン の形式			
		150	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800	900	1,000	1,100	500	600	1,000	150	200	250		300	350	
道管かん排 第1枝線	1,122								HP 278	AP 462	AP 92					265	25								クローズド タイプ樹枝状
第2枝線	2,279											HP 723			AP 592	AP 764									〃
第3枝線	374									HP 374															オープンタイ プ
第4枝線	1,099											HP 525	HP 574												〃
東幹線	1,247														HP 1,190			57							クローズド タイプ樹枝状
山手末流 道管ほ場	2,778											HP 1,120	HP 380	HP 1,278										オープンタイ プ	
富良野第1	29,676	HP 2,902	HP 4,196	HP 4,599	HP 5,574	HP 5,258	HP 2,478	HP 1,790	HP 1,596	HP 972	HP 311													クローズド タイプ樹枝状	
富良野第2	5,758		AP 301	AP 145	AP 936																				〃
富良野中央	3,994	HP 690	HP 904	HP 624	HP 524	HP 553		HP 327	HP 151	HP 221														〃	
中富良野南	5,070	HP 68			HP 144	HP 210	HP 337	HP 432		HP 1,155		HP 1,077	HP 377	HP 1,270										オープンタイ プ	
宇文	2,551							HP 1,648	HP 284	HP 174	HP 53	HP 392												〃	
中富良野西	1,870									HP 157		HP 1,174	HP 539												〃
中富良野中央	14,580	HP 213		HP 2,675	HP 2,513	HP 851		HP 1,084		HP 1,068	HP 596		HP 536					195		2,400	1,918	531		クローズド タイプ樹枝状	
旭中	1,077					HP 123				HP 499		HP 178							277					オープンタイ プ	
報徳	2,726			HP 231					HP 1,090	HP 310	HP 414					HP 482					199			〃	
合計	76,201	4,416	6,494	9,122	10,909	7,264	3,220	5,281	3,399	5,392	2,189	4,466	2,998	4,702	482	265	25	57	195	277	2,599	1,918	531		

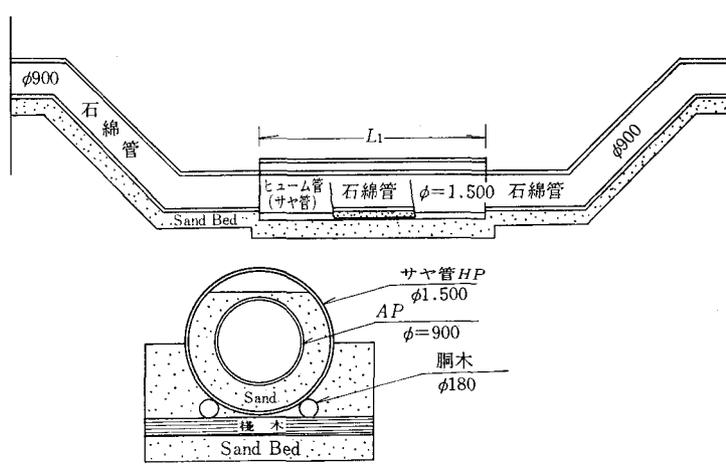


図-7 第2枝線町道横断工

庄)に変更した。

c. 山手末流

図-8に示すように、オープンタイプの間水分水スタンドを設けた。

問題点

通水量が、計画量以下、或いは下流低水頭部で多量に取水した場合、中間の分水スタンドの水位が低下し分水不能となった。又調節ゲートを絞って水位調節をしても流量の急激な変化があるとスタンド上部より溢水する等、通水量の変化に対応出来なかった。

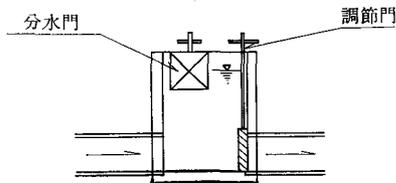


図-8 分水スタンド

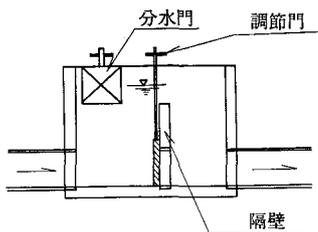


図-9 改良分水スタンド

対策工法

図-9に示すように、分水スタンドの中に隔壁を設け分水位を確保し、流量の変化は溢流量の増減によることとした。又非かんがい期は、調節水門を全開して全量放水することとした。

(2) 末端小用水路(道営ほ場整備事業)

ほ場内のパイプラインの標準的な配管は、図-10, 11

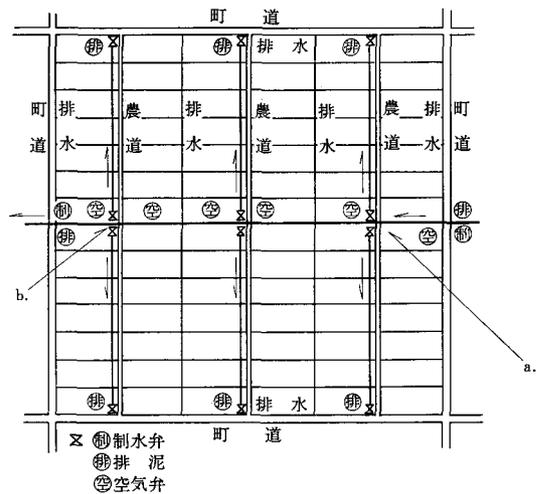


図-10 ほ場内標準配管図①

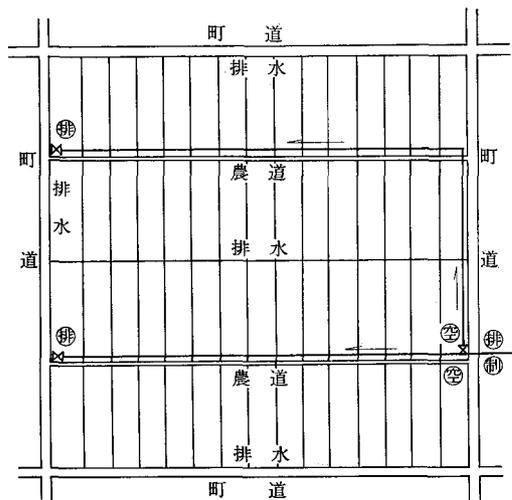


図-11 ほ場内標準配管図②

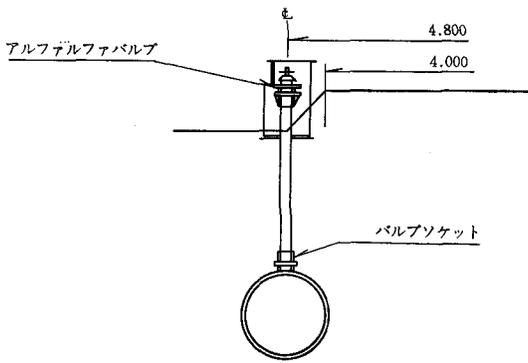


図-12 分土工並び埋設位置

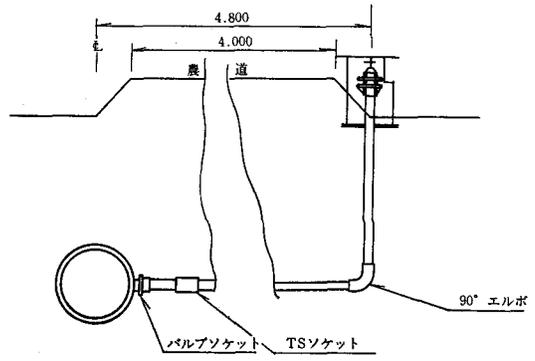


図-13 分土工並び埋設位置

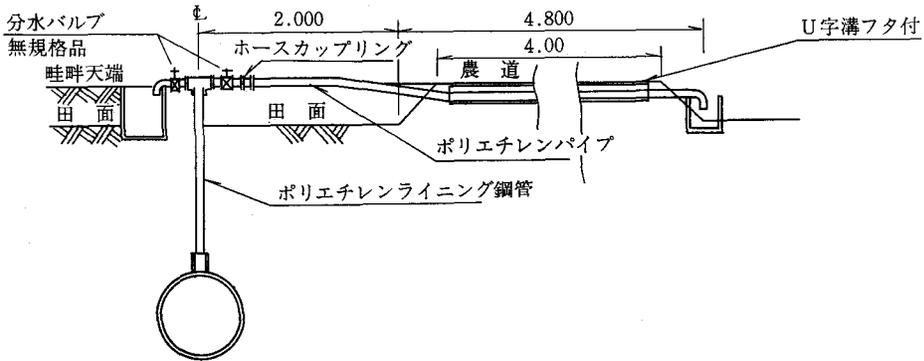


図-14 分土工並び埋設位置

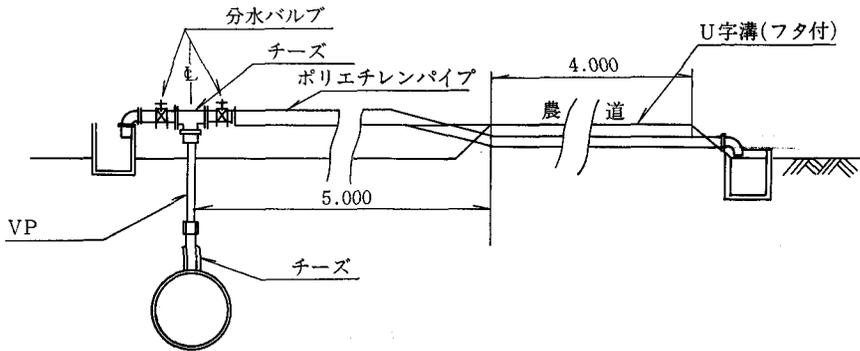


図-15 分土工並び埋設位置

に示す通り。又分土工及び埋設位置は、図-12, 13, 14, 15に示す通り。

ヒューム管の継手屈折角及び偏位量は、表-2の通り。

a. 農道横断工

配管図a点(図-10)の農道横断工は、図-16の通り施工した。

問題点

基礎コンクリート(180°巻)の長さが短かったため、写真-1のように、直接パイプに曲げモーメントが働らき、パイプが折れて漏水した。

対策工法

写真-2に示すように、基礎コンクリートを1F1DG鋼短管部まで伸し、S字曲管によってパイプ中心を合せ補修した。

b. 制水弁基礎

配管図b点(図-10)の制水弁は、図-17に示す通り施工した。

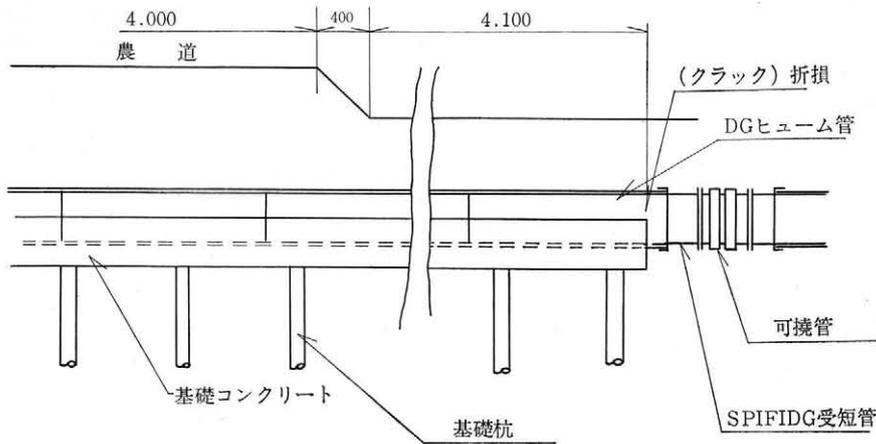
問題点

パイプのセンターが路肩より2mの位置に施工したが、農道の影響で制水弁(基礎杭打)の前後が沈下し漏

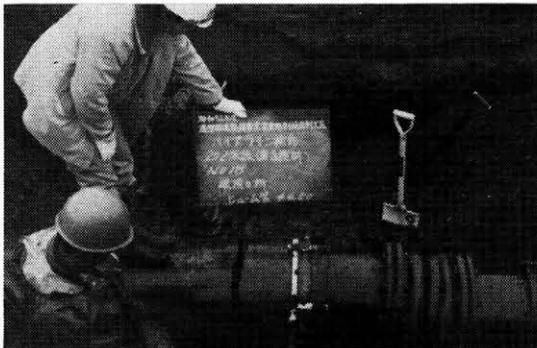
表一 2 ヒューム管継手屈折角及偏位量

(日本高圧コンクリートKK)

呼び径	長さ	シングルゴムカラー		ダブルゴムカラー		DG型カラー	
		屈折角	偏位量	屈折角	偏位量	屈折角	偏位量
φ 150	L 2,000	4°~30'	157 ^{mm}	6°~18'	219 ^{mm}	12°~36'	436 ^{mm}
φ 200	L 2,000	3°~35'	125	5°~02'	175	11°~15'	390
φ 250	L 2,000	2°~56'	102	4°~07'	144	9°~18'	323
φ 300	L 2,000	2°~23'	83	3°~20'	166	7°~57'	277
φ 350	L 2,000	2°~04'	72	3°~15'	113	6°~54'	240
φ 400	L 2,430	1°~50'	78	2°~33'	108	6°~00'	254
φ 450	L 2,430	2°~43'	115	3°~48'	161	5°~24'	229
φ 500	L 2,430	2°~27'	104	3°~25'	145	4°~48'	203
φ 600	L 2,430	2°~02'	86	2°~51'	121	4°~03'	172
φ 700	L 2,430	1°~45'	74	2°~28'	105	3°~27'	146
φ 800	L 2,430	1°~32'	65	2°~09'	91	3°~00'	127
φ 900	L 2,430	1°~21'	57	1°~54'	81	2°~42'	114
φ 1,000	L 2,430	1°~43'	73	2°~24'	102	2°~15'	95



図一16 農道横断工



写真一1 農道沈下に伴う
ヒューム管折損



写真一2 農道沈下に伴う
ヒューム管折損補修

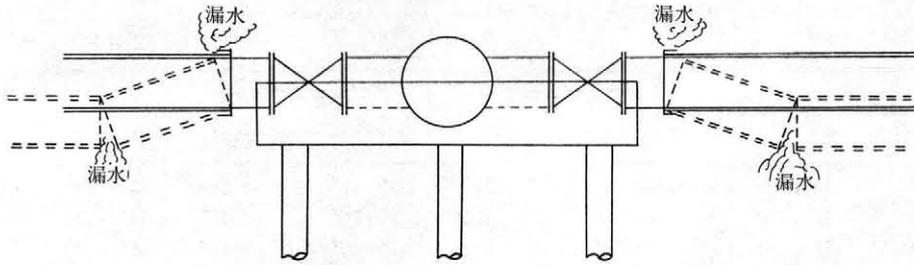


図-17 制水弁基礎工

水した。

対策工法

通水期間中の応急対策は、写真-3のようにパイプ2本を吊り上げ、2ツ割バンドで接続し、基礎砂を填充補修した。又恒久対策としては、図-18のようにS字曲管を取付け補修した。又新しく施工する路線は可撓管を2ヶ所使用することとした。

c. 分水工

図-12, 13のようにエンビ管を使用し農道法尻にパイプを敷設した。又分水バルブは硬質塩化ビニール製のアルファルファバルブを採用した。

問題点

農道沈下の影響で写真-4, 5のように、各所でエル

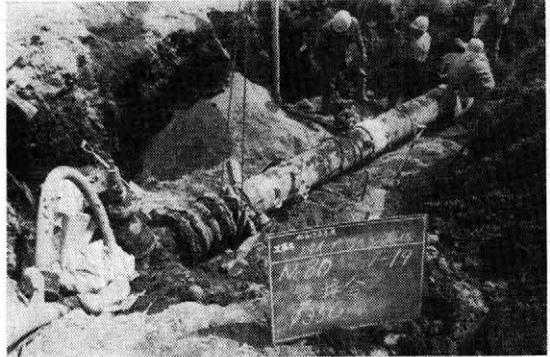


写真-3 ヒューム管沈下に伴う継手漏水応急補修

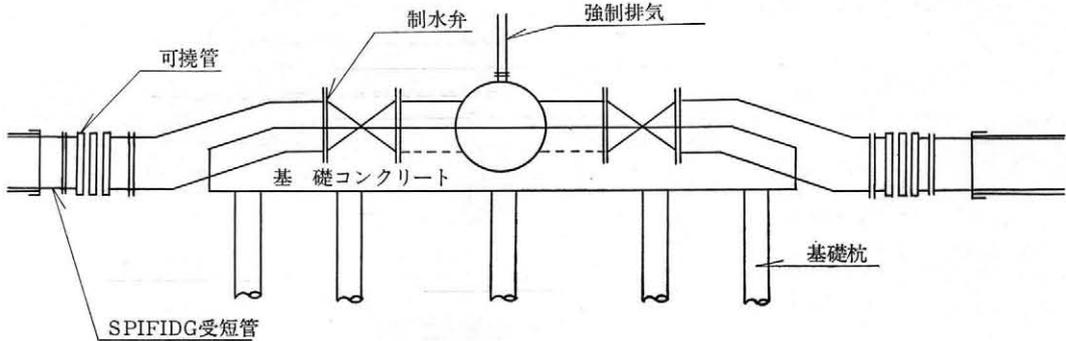


図-18 制水弁基礎(改良)工



写真-4 分水工エンビ管
エルボ折損



写真-5 分水工エンビ管
エルボ折損補修

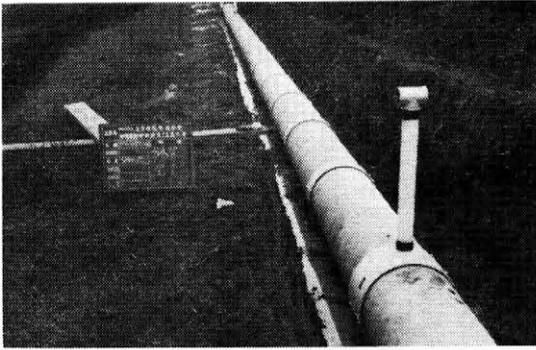


写真-6 改良分土工直鋼管

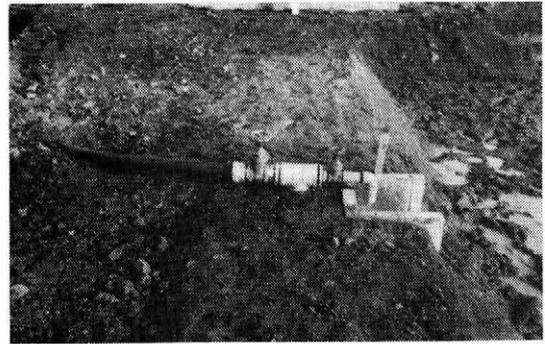


写真-7 改良分土工農道横断ポリ管と蛇口

ポの破損による漏水が発生した。

対策工法

写真-6, 7のように鋼管で真直ぐ立ち上げ, 蛇口式バルブで分水し, ポリエチレンホースによって, 地表面で農道横断することとした。又パイプのセンターも農道から2m離して施工する様にしたが, まだ農道沈下の影響があるので, その後は図-15のように, 路肩より5m離して施工した。

(3) 小口径(ヒューム)管の胴折れ,

継手鋼材の腐食については後述するが, 鋼製継手を, 耐食継手に取替工事中に, 小口径管特にφ150~φ200mmについてタラックが多数みつかった。

a. 損傷の状況

(i) 写真-8のようにクラックは管中央横断方向に1本のものも多く幅は非常に小さいものが多い。(肉眼では見つけ難いので, 全数雑布で濡らして調べた。)

(ii) クラックによって管鉄筋が錆びている様子は見られなかった。



写真-8 小口径ヒューム管の胴折れ

b. 現場の変化

(i) 現地の地盤沈下が非常に大きく, 施工時の布設高さから0.8m以上沈下しているヶ所もある。

(ii) 沈下に伴って, 高圧DG継手の特長である離脱防止が機能を発揮している。

(iii) 管路に沿って農道があり, 農作業用トラクター等が管路を横断しは場に入場するため, 特に侵入路地点でのクラック発生が多い。

c. 縦断方向の検討

φ150, φ200, φ250, の管径について, 縦断方向の耐力について検討する。

(i) 軸引張ヒビレ耐力

$$P_{cr} = A_c \times \sigma_t \dots\dots\dots(1)$$

A_c : ヒューム管断面積 (cm²)

σ_t : コンクリート引張応力度 $\sigma_t = 25$ (kg/cm²)

表-3 軸引張ヒビレ耐力

	Ac (cm ²)	Pcr (kg)	比率
φ 150	143.8	3,595	0.588
200	192.5	4,813	0.787
250	244.5	6,112	1.0

(ii) 抵抗ヒビレ曲げ耐力

$$M_{cr} = \sigma_{bt} \times Z \dots\dots\dots(2)$$

Z : 継面係数 (cm³)

σ_{bt} : コンクリート曲げ引張応力度

$\sigma_{bt} = 65$ (kg/cm²)

表-4 抵抗ヒビレ曲げ耐力

	Z (cm ³)	Mcr (kg·cm)	比率
φ 150	563.2	36,608	0.361
200	990.4	64,376	0.635
250	1,559.7	101,380	1.0

(iii) 許容土被り高さの算出

管が継手を支持点として単純に支持された場合について

での、縦断方向許容土被り高さについて直土圧公式について算出する。

$$W = PH \quad \dots\dots\dots(3)$$

W : 管外径幅での土の重量 (kg/m)

P : 土の単位重量 1,800 (kg/m³)

H : 土被り高 (m)

従って

$$H_c = \frac{8 M_{cr}}{P l^2} \quad \dots\dots\dots(4)$$

l : スパン (2 m)

H_c : 許容土被り高 (m)

表-5 許容土被り高

呼び径	H _c (m)
φ 150	2.04
200	3.82
250	3.68

従って横断方向でのヒビワレは軸引張ヒビワレ耐力、許容土被り高のいずれかを越えた時に発生することになる。

しかし軟弱地盤において、地盤沈下によって管に作用する応力は、かなり複雑なものがあると推定される。すなわち離脱防止による軸方向引張力と、土圧による曲げモーメントが同時に作用している状態が十分推定される。

(イ) 軸引張力、曲げモーメント相関式

軸引張力と曲げモーメントが同時に作用している状態は、非常に複雑な応力場となり、解析が困難であるのでヒビワレを生じる時のこれら2つの応力の関係を室内試験により求めることとした。

(ロ) 試験方法

図-19に示す通り材料及び試験器具を配置する。

チャンネル部のナットを序々にしめてゆき、ロードセルの読みが任意の値になるまで、管に軸引張力を与える。

次に外圧試験機によって少しずつ鉛直方向の集中荷重を加えて、管にヒビワレを生じる時の外圧荷重を読みとる。

(ハ) 試験結果

表-6 曲げ試験及び引張試験結果

種別	スパン	引張-曲げ試験		
		引張荷重	曲げ荷重	曲げモーメント
4 K 高圧 DG φ 150 × 2 M	1,500 m	1,500 kg	970 kg	363.8 kg·m
〃	1,500	750	1,040	390.0
〃	1,500	2,300	900	337.5

(ニ) 軸引張力、曲げモーメント回帰曲線の設定

縦軸に軸引張力(T)、横軸に曲げモーメント(M)をとり実験値をプロットし、これをT軸に頂点をもつ二次曲線に回帰させるとその回帰式は次のようになる。

$$0 \leq T \leq 2,300$$

M ≥ 337.5 のとき

$$T = -0.0445M^2$$

$$+7,366$$

$$T \geq 2,300$$

0 ≤ M ≤ 337.5 kg·m のとき

$$T = -0.01131M^2$$

$$+3,588$$

ここに T : 軸引張力 (kg)

M : 曲げモーメント (kg·m)

(ヒ) 軸引張力と胴折れ荷重の関係

この式によれば例えば、高圧DG継手によって継がれている管に、地盤沈下などによって、2,500 kgの引張力がかかったとすると、1.5mのスパンで集中荷重が800kg作用すると、その管には胴折れを生じることがわかる。

(ロ) 軸方向力と土被りとの関係、

d. 結論

従って、高圧DG継手によって継がれている管に、地

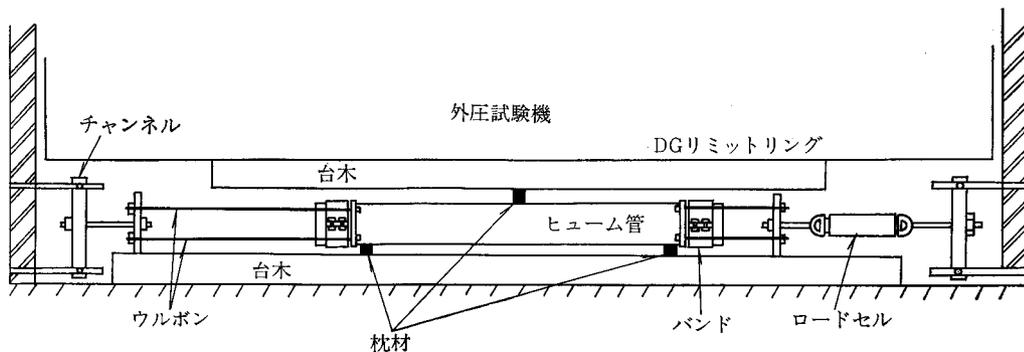


図-19 引張-曲げ試験器具及び方法

表一七 軸引張力と胴折れ荷重の関係
(4 K 高压 DG φ150×2 M)

軸引張力 (kg)	曲げモーメント (kg・m)	胴折れ荷重 (kg)
3,588	0	0
3,560	50	133
3,475	100	266
3,334	150	400
3,136	200	533
2,881	250	666
2,570	300	800
1,918	350	933
250	400	1,066
0	407	1,085

但し、胴折れ荷重スパンは、1.50mとしている。

表一八 軸方向力と土被りとの関係

呼び径	軸引張力 (kg)	ヒビワレ許容 曲げモーメン ト (kg・m)	許容 土被り高 (m)
φ 150	3,588	0	0
	3,560	50	0.275
	3,475	100	0.555
	3,334	150	0.825
	3,136	200	1,100
	2,881	250	1,375
	2,570	300	1,650
	1,918	350	1,925
	250	400	2,200
	0	407	2,239

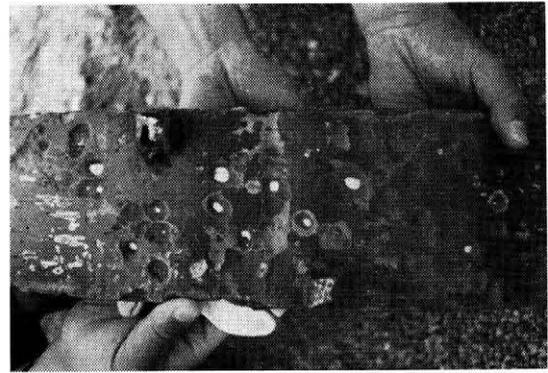
盤沈下等によって例えば、2,500 kg の張力が作用していると、土被り高さ1.65mでヒビワレ発生することが推定される。

当地区における土被り高と離脱型継手により発生する引張力を安全側に見積ると、小口径RC管ではひびわれ発生の可能性があり、今後施工するパイプラインについてはエンビ管を使用することとした。

(4) ヒューム管鋼製継手の腐食について

ヒューム管の不等沈下による事故を減少させるため、表一に示す通りダブルゴムカラーより屈折角の大きい、図一四のDG継手を採用した。この継手は鋼製で、表面はエポキシタータル刷毛塗り(250ミクロン以上防食塗布)されている。

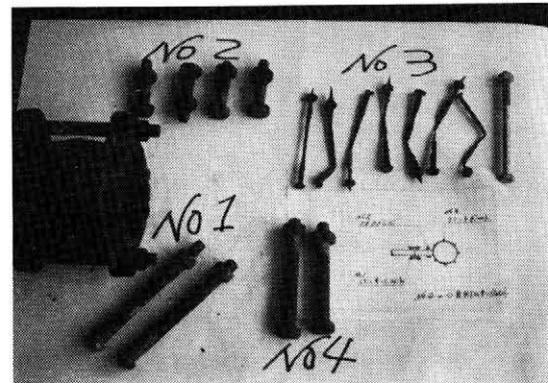
昭和46年秋に施工し昭和47~49年と3ヶ年使用したパイプに、昭和50年5月通水したところ漏水があり、堀削調査した結果、漏水はヒューム管の不等沈下による破損ではなく、継手の局部腐食によって生じた食孔からの漏水であることが判った。同時に、附属の亜鉛メッキボルトも写真一十に示す通り激しく腐食されていることが



写真一九-a 継手DG鋼管の孔食



写真一九-b



写真一十 継手ボルトの腐食

観察された。

a. 腐食状況

腐食度を判定するために、継手片側のボルトを全部取りはずし、表面の腐食成生物を除去し残存重量を測定した。

ボルトの重量測定結果を表一に示す。

ボルトの腐食は必ずしも埋設期間に従って進行しているわけではない。しかし埋設期間が短い(約12ヶ月)継手でも平均腐食率(残存率と埋設期間から、一年間の腐食減少率を出したもの)は5%前後で、腐食率としてはかなり激しい。

表-9 継手ボルト重量測定結果

ボルト原重量 76.3gr
 残存率 ボルト重量/ボルト原重量×100
 平均腐食率 (100-残存率)/年

継手番号	ボルト重量 (gr)	残存率 (%)	平均腐食率 (%/年)
46 } 89	61.2	80.2	4.8
	60.5	79.3	5.0
	58.0	76.0	5.8
	—	—	—
	60.0	78.6	5.1
47 } 56	46.8	61.3	9.3
	67.1	87.9	4.7
	45.4	59.5	15.7
	38.7	50.7	19.1
	32.1	42.1	22.4
47 } 68	34.3	45.0	21.3
	51.3	67.2	12.7
	71.5	93.7	2.4
	46.0	60.3	15.4
	47.4	62.1	14.8
47 } 76	46.5	60.9	15.9
	46.5	60.9	15.1
	71.5	93.7	2.4
	47.2	61.9	14.1
	35.5	46.5	19.8
49 } 63	35.7	46.8	19.6
	52.3	68.5	11.5
	70.3	92.1	8.6
	75.3	98.7	1.4
	65.3	85.6	15.7
	67.2	88.1	13.0
	65.4	85.7	15.6
	74.8	98.3	1.9

腐食の最も激しかったボルトの残存率は42%で、平均腐食率は22%に達している。単純に腐食がこの割合で進行するとすれば、5年たらずでボルトは消滅することになる。しかしこの種の腐食は加速度的に進行するので、実際には更に短期間で消滅することになると思われる。

b. 防食対策

(イ) ポリエチレン被覆による方法

ポリエチレンは耐硫化水素性に優れているので、ポリエチレン流動浸漬法によって継手鋼材を被覆することとした。しかしながら、被覆する際300度近い温度に加熱するので、肉厚変化の大きい材料又は溶接部にオーバーラップの部分がある材料はピンホールが発生するので好ましくない。

(ロ) エポキシタール積層ライニングによる方法

表-10 土壌分析結果

採取箇所 N員	PH	硫化物 (ppm)	比抵抗 (Ω cm)	水分 (%)
56	6.6	31.3	14,800	48.3
63	5.4	18.1	2,800	81.0
68	6.1	38.3	11,500	79.9
76	6.1	12.0	14,000	63.0
89	5.9	6.24	4,300	39.5

表-11 地下水分析結果

採取箇所 N員	PH	硫化物 (ppu)	比抵抗 (Ω・cm)	硫酸 イオン (ppm)	塩素 イオン (ppm)
56	5.8	0.58	3,000	51.4	13.0
63	6.5	2.17	2,200	26.9	13.4
68	5.9	0.00	2,100	43.7	11.7
76	6.1	0.00	3,300	86.7	22.5
89	5.0	1.42	3,300	127.0	4.5

エポキシタール塗布による防食効果は認められなかったが、これは塗膜厚さが薄く(0.2~0.3mm)塗膜強度が弱いために塗膜層にキズがつきやすく、これが致命的の欠陥になったと考えられる。本来エポキシタールは、防食効果に優れた材料なので塗膜強度と厚さを強化すれば防食効果は充分期待出来る。

(ハ) 採用した防食対策

本地区の防食対策としてポリエチレン被覆法を採用した。ただし被覆材の形状、寸法、重量等(異形管類)によってポリエチレン被覆が不可能な場合は、エポキシタール積層ライニング法を採用し、防食再施工を含めて本地区パイプラインの鋼材は、総てこの防食加工により施工した。

5. あとがき

以上富良野盆地泥炭地のパイプライン施工について問題点と対策を述べたが、この13年間、不等沈下による事故或いは硫化水素腐食等、再三不測の事態に直面し、試行錯誤を繰り返しながらの工事であった。

今日、我国の食糧事情が変り米の生産過剰による水田一辺倒の耕作から、田畑輪換経営に変わる時、パイプラインの果たす役割は非常に大きいものがある。

今後同様の問題をかかえた地区のパイプライン施工においてこの経験がいくらかでもの参考になればと考えこの報告を行った次第である。

参考文献

1. 富良野地区土地改良区史(昭和50年12月発行)岸本翠月編集
2. 富良野第1地区埋設ヒューム管継手腐食についての調査報告(昭和50年12月)北海道工業試験場
3. 富良野第1地区高圧DGヒューム管についての報告(昭和54年1月)日本高圧コンクリート(株)

水田パイプラインの水管理

小林 寿 男*

目 次

- 1. 地区の概要とパイプライン化の動機……(91)
- 2. 幹線用水とパイプラインの実態……(91)
- 3. 幹線管理費とパイプライン管理費……(93)
- 4. パイプラインの保守と問題点……(94)
- 5. パイプラインの効用と農民……(95)

1. 地区の概要とパイプライン化の動機

越後平野の略々中央、新潟県信濃川左岸土地改良区域の最北端に位する与板町南部地区、及び長岡市左岸北部地区の2地区を合せて紹介してみたい。

越後の清人良寛和尚が晩年、ここ与板地区に常に来られ、地方の水不足を次の様に詠っている。

君が田と我が田とならぶ畦ならぶ
我が田の水を君が田へひく

ここ与板南部地区も、左岸北部地区も共に信濃川左岸土地改良区域内の最北末端のため常に用水については不足を来し、その辛苦は往年来より大きかった。

反面、降雨ともなればたちまちにして湛水被害も続発する始末で、昔の人はこんな言伝をしている。

日照ればことごとくひび割れ田となり、雨降ればたちまちにして水たまり田となる。こんな田んぼを誰がよい田(与板)と名をつけた。

皮肉とも冗談ともつかずの言伝いである。

与板南部地区はいち早く昭和47年頃より県営は場整備事業の申請の声となり、昭和49年度には、着工初年度をむかえ、昭和55年度には工事の完工を見ている。

一方、左岸北部地区も昭和52年度より着工となり、昭和56年度には工事の完了の予定である。

何れの信濃川左岸土地改良区内でも県営事業を地元より着工が強く望まれ、それだけ用水不足に苦しみ、又過湿田に泣かされて来た地区で県営は場整備事業に期待する所大きく、その効果が望まれたものである。

与板南部地区は、地区面積 244 ha をパイプライン化され、3 台の主圧送ポンプの他、2 台の補給ポンプを設置し、幹線通水量の不足を地区内排水の反復利用補給している。

左岸北部地区は地区面積 383 ha で同じく全面積をパイプライン化し4 台の主圧送ポンプの他、1 台の補給ポンプを設置している。

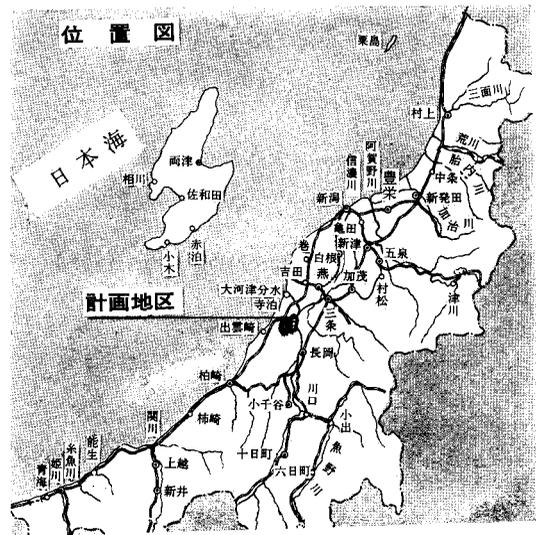
両地区共、本改良区地区最末端故に国营幹線、県営幹

線を経ての通水量は計画流量を本地区に来ると常に下り、それだけに通水配分は、本区管理、地区管理共、常に苦勞している地区である。

かような地区のため、県営は場整備事業を行うからにはパイプライン化は常識の感じて、ほとんど抵抗なく踏切った地区である。

着手前、先進地区を2~3 視察をなし、パイプライン化を見ていたせいもあるが、平坦地故に圧送ポンプについても当時は強く抵抗を感じなかった。

それだけ用水不足が身にしみ、用水の適正配分を望んだものである。



2. 幹線用水とパイプラインの実態

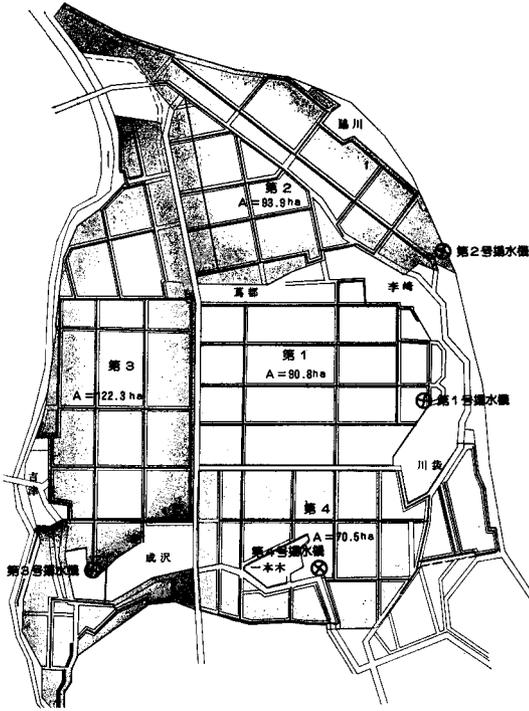
信濃川左岸土地改良区は名称の通り日本最長といわれる信濃川よりの取水で目下 12.75 m³/sec の取水と一部信濃川支川よりの 4.14 m³/sec の代掻取水であるが途中小河川又は地区排水路より約 1.6 m³/sec からの大小様々の用水補給をなし、辛うじて代掻期を切り抜けている現状である。

両地区共幹線(県営路線)は取水地点(圧送ポンプ)

* 信濃川左岸土地改良区

左岸北部地区揚水機概要

名 称	位 置	揚 水 量	揚 程		ポンプ型式	口 径	動 力
			実	全			
第 1 号 機	川 袋 町	0.458 m^3/s	1.20 m	10.5 m	両吸込渦巻	350 mm	37 kw
第 2 号 機	脇川新田	0.483	2.50	14.0	〃	350	55
第 3 号 機	広 野	0.609	2.80	13.0	〃	400	75
第 4 号 機	成 沢 町	0.383	2.10	12.5	〃	300	37
補 助 機	葛 都	0.1658	0.70	9.0	〃	300	22



用水計画略図・与板南部地区

線の余水吐（放水路）施設が出来るだけポンプ場に近い位置に必要となって来る。

ほ場整備事業の目玉的存在がいわゆるパイプライン化とも云れるだけ、その効用も大きいとそのパイプライン化そのものが地区毎に立地条件、用水条件、規模等が異なり、その地区、地区で幹線と圧送ポンプの運転関連が大きく影響して来る。

共通して伝える事は主ポンプ場に出来るだけ近い所に余水吐（放水路）を設け、常に余水の貯水放水又は、余水放水等が可能な限り、真のパイプライン化の運用が計れるものと痛感する。

わかりやすく云うと、ポンプ場の直下に放水路が必ず必要と云う事である。

ポンプ取水全量の放水可能が望ましいがせめてポンプ取水量の7～8割放水が出来得る放水路が欲しい。又代

掻期は何れにしろピーク運転となるが、かんばい事業では代掻期間を15日間と見ており、ほ場事業では約5～7日間を計画しているため、その絶対量は足らずどうしてもパイプライン化された地区は代掻期間はローテーションを計画実施せねばならない。

農業投資効果からしてもやむを得ぬものと思う。

3. 幹線管理費とパイプライン管理費

信濃川左岸土地改良区は受益4,450haからの地区面積を有しているが、用水の取水は大半が河川よりの自然取入れのため、全国的にも維持管理費は安い方かと思う。

国営路線は約40km、県営路線は約41kmからの用水路を有するが、国営路線、県営路線共、維持管理は全益プールで行なっているため、現在10a当り本区管理費（改良区共通管理）で1,143円内は場ポンプ電力費が10a当り128円を占めている。

他工区管理費（工区制としているため）平均1,000円前後、又直接パイプライン化の管理に当るほ場地区は10a当り600円～500円前後の地区管理費が掛る。

合計すると

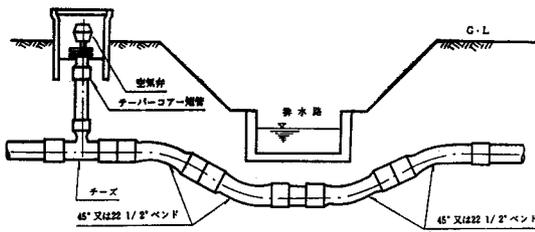
本区管理 128円 } 678円がパイプライン化による
地区管理 550円 } 経費増となる。

ポンプ揚水費の主を占める電力費（一部電気保安協会負担金も含む）を改良区全域でプール負担をなすため、ほ場地区は管理負担を軽減されていると云われる。

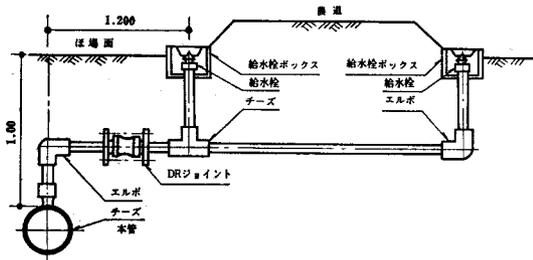
圧送ポンプでパイプライン化したため、10a当り約700円前後の管理費が従来より余分にかかると考えてもよいかと思う。

しかしほ場のパイプライン化による稲作管理は従来の稲作管理の一部である、いわゆる水管理を比した場合10a当り約700円が余分に費用高となるがその反面、朝、晩の用水管理の容易、又用水の安定配水の適正化、その効用たるや金銭にかえがたいものが大きい。

もっとも信濃川左岸土地改良区の約8割近い地域が将来パイプライン化を目指しているので圧送ポンプ等の数も増し、又電力費等も今後益々上昇される事を思うと10a当りのパイプライン化に基づく経費も高くなる事と察しがつく。



伏越工



ほ場内配管で農道より離れている場合

しかし便利な世の中になると、それなりの諸経費が嵩むのと同じく、パイプライン化も電力費、その他で費用高となるが、それらを営農生産費の中で如何にコストダウンさせるかが今後の課題かと思う。

4. パイプラインの保守と問題点

与板南部、左岸北部、2地区共パイプライン化の日も浅く圧送ポンプのトラブル、パイプラインの事故等、今のところ比較的数字は少ないがやはりいろいろの故障、障害等が発生する。

主なる故障事例をあげて見ると

圧送ポンプ場

- 1) オートゲートバルブの作動不良
(自動復起ならず、電気リレーのトラブル)
空カン、その他木片、ゴミ等のつまりによる全閉の不完全特に始動、度数の激しいポンプほどこの様なトラブルが多い。
- 2) 自動除塵機(噴射水流取除式)の筒のゴミづまりの障害、ゴミの分離不良
どこの用水もゴミとの闘いかと思うが。

パイプライン(ほ場)

- 1) 給水バルブの目詰り(αバルブ)
機場スクリーでゴミの取除きを行なっているがやはり細かいゴミはどうしてもポンプをくぐり抜ける。(自動除塵機もセットはしているが)
意外なのは小動物の混入である。
特に蛇、蛙、その他小動物(魚類)はスクリーをくぐり抜けたら、又吸水槽やフームポンドに直接混入するためポンプを通り抜ける。もちろんポンプミキ

サーされ粉々となるわけだが、それらがやはり末端パイプにどうしても溜りやがては腐敗し、それらのカスがバルブの目詰りの原因ともなる。

もっとも年1回(落水後)は泥出しと称し悪水水抜を行なっているがやはり最末端部を選び数ヶ所の悪水抜きが必要である。

もちろん、フームポンドの沈泥土砂や吸水槽の堆積土砂はポンプ運転前に取除きを必ず実行しているが、それ等の労力費もかなり出費をかけるのでそれらの作業容易な構造とされたい。

2) パイプラインの止水弁の作動不良

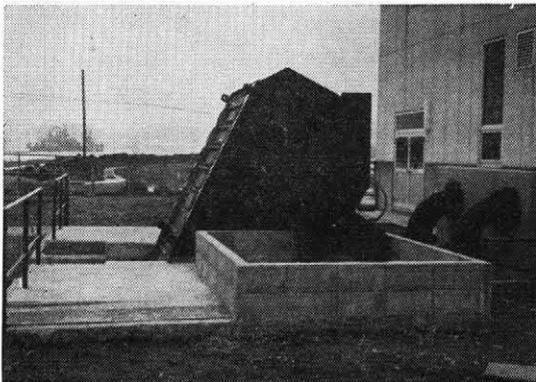
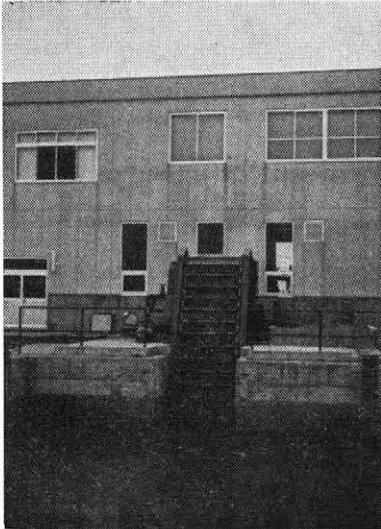
何しろパイプラインは地下0.8~1.2m前後の土中にあるため、止水弁等もその位置にあるのが大半でそれらの作動については、長柄のハンドル操作が主であり、時としては手さぐり操作になりかねない。バルブによっては年1回も使用するか否かの所もあるため、その大半は作動不良となり錆付もあれば長柄ハンドル操作のため、とかくバルブセンターの狂いも生じその操作にはほとんど担当者は苦勞をしている。やはり止水弁の取付や構造等については、より使い易い工夫が特に必要と思われる。

材質等も使用時の配慮が欲しいものである。

今後は代掻期はどうしてもローテーションを実施せねばならぬのでパイプ幹線等のゲートバルブも比較検討の上、ローテーション可能な配置もこれからの実施地区は考えて計画すべきと思う。

以上の様な管理面よりの機械的トラブルや使用上の留意点等より今後のパイプラインの保守管理の問題点がいくつか上げられるわけだが要約すると次の事がいわれる。

- ① 機械トラブルの場合、特定メーカーのみでなく、その診断と処置が容易に対応出来る態勢が必要と思うし、それには県単位の指導と修理技術の充実が欲しい。
とかく特定メーカーは営業マンは多いが修理担当者は数少ないきらいが多く、その対応に日数を要す場合が多い。
- ② 用水の安定、近代化を望むほど当然の事ながら費用が嵩むがより効果的にも今後はローテーションが是非必要となって来る。
- ③ 用水管理も近代設備が整って来るとどうしてもゴミによる障害が多くなり、ゴミとの闘いである。
一口にゴミと云っても大小様々、不特定多数なるが故にそれに対する研究、対応が乏しく反面それらの障害が多くなって来ている、今後とも研究の積重ねと思われる。
- ④ 圧送ポンプ自体が小分水口の統合の一つであるため、配分ロスがなくなる反面、ポンプ運転を中止の



除塵機の運転状況
又は据付状況の写真

際、その取水量分が幹線内に増流するため、通水ピーク時は溢水事故につながる場合が出て来る。

これからは必ずポンプ場の位置選定にも余水吐(放水路、排水路)の排水可能地点を考慮すべきだ。

以上4点が今後のパイプライン化の問題点として課題が残されている。

5. パイプラインの効用と農民

そもそもほ場整備事業を熱望し踏切った中にやはり目玉は用水のパイプライン化が1位で用水の安定化、水管理の容易さにあった。

確かに配分ロスがなく、ほ場全般に対し適正配分が可能となり農民も用水に対する観念も変って来た様だ。ほ場に行けばバルブのロックを廻すと何時でも水は出るとの意識ははじめて来た。

故に各個人の生活パターンによってそれぞれ取水するようになったので又それでよい事である。

過去は用水不足の関係もあり、我先に人よりも早く水かけをと、朝早く、夜遅く、その労力及び精神面のわずらわしさは、まず解消されたといってもよい。

特に整備前のほ場は、ほ場隣接者とのいうにいわれぬ用水の取水に関して心の畦み合いが大なり小なり持ち合せていた事と察する。これが特に親類縁者となると、それは深刻な心の傷あととして残ったものと思われる。事実ほ場整備に踏切り水争いがなくなっただけでも効果があったとの声を幾度かきいたものである。

確かにパイプかんがいには、配分ロスもゼロである上適正配分が計れる。オープンの場合はそれが出来ない。

上流ほどわがままな取水となり、そのしわ寄せを下流の受益者が直接うけ、その不公平も甚だしい。

広域に亘りパイプライン化が進めば進むほど適正配分が可能となり強いては節水にもつながるので、又反面排水路も排水量が少なくなる。

オープン時はとかく我田引水の気持が先に立ち用水不足時でも排水路に排水しながらも下流には用水をやりたがらないものだった。

今は全くその心配なくマイペースでかんがい出来る。又圧送ポンプのためパイプ内圧のバランスを考えほ場区域内、どのポンプを運転すれば平均圧となるのか、それは操作員が少しなれると、それなりに修得するものである。

管理期ともなれば天候にもよるけど用水量は計画以内に落着き、休転ポンプが多くなる。

あまりにも管理期は整備前と用水使用量が違ったと云える。

もともとは場整備の目的は基盤の整備はもちろんであるが耕地の集団化、営農の集団化が大きな役割を占めていたものである。

特に営農の集団化を計るため、ほ場の基盤整備となるのが理想であり、又他産業に対抗すべく行うものといわれるが現実にはほ場整備をなし、パイプライン化されて、いわゆる用水管理が容易になっただけと云うのがほんとのところかも知れない。

しかし便利となり精神面にもゆとりが出来たとすれば

それらを営農の集団化に計り少しでも生産コストを下げ他産業に追いつく努力がないと益々農家経営も難かしくなる、そんな気がしてならない。

確かにパイプライン化は建設費、管理費共、費用が嵩むがこれをいかに生産費に結びつけ農業所得を増すかが農民の心構えかと私は思う。

昭和55年度研修会の報告

農業土木技術研究会が研修会を昭和52年度に計画実施したところ、会員の皆様に好評をいただきましたので、以後53年、54年度と研修会を実施し、年々参加者が増加好評の裡に研修会を続けてまいりました。

この実施を踏まえまして、昭和55年度も「農業水利の設計と協議」を課題として、農業土木学会関東支部と共催し、東京港区虎ノ門の東京農林年金会館で実施しました。当初の予定参加人員は会場の都合で280名としていましたが、募集締切日の1月12日以前に参加申込者が予定人員に達したので、その後申込についてお断りしたが、たつてでもの方が多く、会場の座り方の模様を正面向きから、横向きに変更する等の手を加え340名と増して、締切したような状況で、会員皆様の熱意に事務局一同感激している次第です。止む得ず参加をお断りした方や、会場の関係でお聞き苦しい点のありました方には、改めて、お詫び申し上げます。

会の内容は課題「農業水利の設計と協議」として内訳は次のとおりであります。

開催日時 昭和56年1月30日(金)10時

- (1) 農業土木技術研究会会長農林水産省構造改善局建設部長中川 稔氏の開会挨拶で始まり、つづいて、
- (2) 農林水産省構造改善局地域計画課長補佐、延藤隆也氏が「水利協議について」と題し、

①水利行政と水利調整、②水需給の長期見通し、③農業用水の取水の実態、④水利権について、⑤水利使用に関する河川協議について2時間協議された。次に

- (3) 農林水産省農業土木試験場施設水理第1研究室長川合 亨氏が「ダム頭首工」と題し、①越流水深と流量係数の関係、②水圧とダム構造、③朝顔型洪水吐の水理、④高速噴流の処理、⑤跳水の条件と現象⑥取入れ口の平面位置と防砂、⑦頭首工における取水時のセキ上げ水位、⑧取入れ口前面のハングリップと土砂の吸引、⑨土砂吐導流壁尖端および固定ゼキと可能堰の境界部における洗掘現象、⑩集水渠による取水限界について約1時間講義された。

- (4) 同省同試験場施設水理第2研究室長石野捷治氏が「水理設計に関する問題点と解決事例——水路工関係——」と題して、①水理設計における考え方、②ホククッション型落差工、③消波工、④既設落差工を改修するための一工法(円柱ブロックを用いた減勢工法)について約1時間講義された。つづいて、

- (5) 同省同試験場企画科長久保七郎氏が「水理設計に関する問題点と解決事例——パイプライン——」と題して、①パイプライン事故の一般要因、②パイプラインの水理的特質と問題点について約1時間講義された。最後に

- (6) 16時40分より質疑応答を行い

- (7) 関東農政局建設部長金津昭治氏の閉会の挨拶でこの研修会を終了した。

なおこの研修会の実施にあたり、農林水産省構造改善局建設部および関東農政局建設部の方々の多大なご援助により無事会を成功させて戴きましたことを厚く御礼申し上げます。(農業土木技術研究会事務局)

パイプラインを利用して

楯 重 夫*

目 次

1. はじめに……………(97)	4. 管理状況……………(100)
2. 事業の概要……………(97)	5. 点検整備……………(100)
3. 利用効率……………(98)	6. おわりに……………(100)

1. はじめに

三宅土地改良区は、福井県の西部、若狭地方のほぼ中央部、遠敷郡上中町に位置する。標高 25m～75m、約 200 ha の耕地で一級河川北川の左岸に展開する帯状の緩傾斜地である。

この地区は町の中心地にあり、古くから若狭地方の米の生産地であるとともに、野菜生産団地（水田裏作かんらん）の中心的役割をはたしており、また、県下にさきがけてカントリーエレベーター等の近代的施設を導入するなど意欲的な地区であるが、土地基盤整備については、町内で最も立ち遅れ、区画の狭少、用排兼用水路が地形勾配と相まって、出水時においては地区内の用排兼

用水路が、蛇行や断面不足のため隣接田に溢流しは場の湛水をまねき、また地域によっては、たびたび早魃の危険にさらされた。

当地のかんがい方法は、絶体水量の不足から因襲的水利慣行によって行われてきたため、ひでりの度に水争いが繰り返されてきた。下部の者は用水に困窮し夜水引（他人の水田の事は考えずに夜は寝ないで水口の番をしたり、真夜中にこっそり他人の畦畔に穴をあけて取水する）などが原因で水喧嘩となり、人間関係においても、好ましからざる事態があった。

昭和46年県営ほ場整備事業の着手にあたり、組合員の強い要望として必要な時期に必要な水量を安全確実に配送水出来て、水争を解消、維持管理省力化、用水路用地の削減などを図るため用水計画を最優先にとりあげた。

2. 事業の概要

(1) 地区の概要

地区名	三宅地区
受益面積	19.8ha (当初 212ha)
受益戸数	395 戸
総事業費	13億 8 千万円 (内用水路関係 約 4 億円)
工 期	自 昭和46年度 至 昭和56年度

(2) 工事計画

- (イ) ほ場の形状 100m×30m
- (ロ) 道 路 L=31km

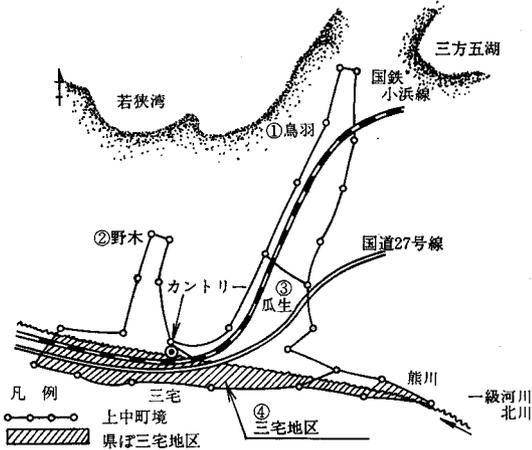


図-1 位置図

表-1 上中町生産基盤整備事業の実施状況

番号	事業名	地区名	実施面積	実施年度	備考
①	積 寒	鳥 羽	253.6ha	S30～37	S58年～再整備予定
②	積寒第1次農構非補助	野 木	312.0	29～39	S56年～県ば実施予定
③	県 ぼ	瓜 生	286.7	42～47	用水（開水路）
④	〃	三 宅	198.0	46～55	パイプライン

* 福井県上中町三宅土地改良区理事長

表-2 水稻生産状況（工事前早魃被害）

区分 年次	上 中 町			備 考
	作付面積 ha	単 収 kg/10a	生産量 t	
昭和 41 年	1,240	473	5,860	1. 左の表は上中町全体の水稲生産統計資料であり昭和42年に早魃被害を受けている 2. 当, 三宅施区の早魃被害状況を推定すれば 早魃被害面積 77ha×380=290 } 930 t で 無被害面積 141ha×455=640 } 約60 t の減収となった
42	1,230	431	5,300	
43	1,230	467	5,740	
44	1,230	453	5,570	
45	1,120	452	5,060	
計	6,050		27,530	
平 均		455		

(注) 福井統計情報事務所小浜出張の収穫高調査資料にもとづき上中町住民センター産業課及同農協の推定による。

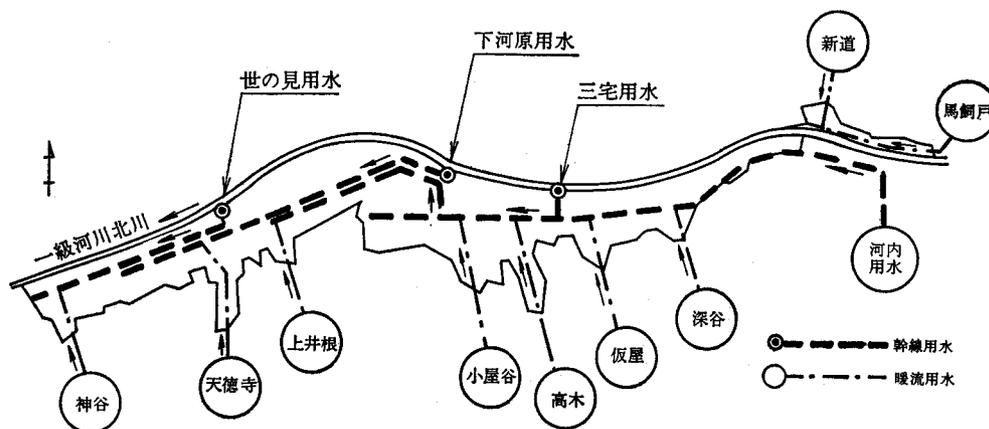


図-2 配管図（幹線）

(イ) 排水路 $L=34\text{km}$

(ロ) 用水路 $L=41\text{km}$

管水路（石綿管，ポリエチレン管塩ビ管）

$\phi 125 \sim \phi 600\text{mm}$

(ハ) 暗 渠 $A=28\text{ha}$

本地区の水源は、主として一級河川北川の現況取入比7ヶ所を3ヶ所に統合した外、河内川、天増川、および渓流水を利用した自然庄によるパイプラインで、幹線用水4路線、渓流水9路線からなる全地区を、上中町では初めてのパイプライン方式として計画がなされ、パイプ工事は、昭和51年度に終わった。

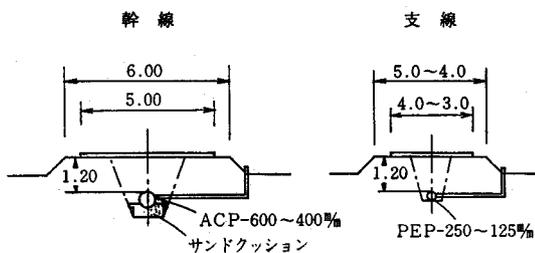


図-3 標準断面図

3. 利用効果

(1) 水管理

さてパイプラインを利用するにあたり、給水栓からの水の出の良否は、パイプラインに対する評価の決定的要因といわれている。

設計段階では、当地区のように絶対水量の少ない用水系統では、代かき期はローテーションによるブロックかんがいと、普通期では個別の水利用計画であることを聞かされていたが、兼業化が進み、休日などは、短日時に集中することもあり、当初は着工前の旧態依然とした観念が強く、水争いが懸念されたが、受益地係の用水系統機構の理解や、組合員それぞれのブロックで休日に給水が集中しないよう申し合せし代掻予定日の2~3日前に時間給水する者と、代掻時に給水する者を区分し用水量の確保に務めているこれらの協力と工夫によって、現在ではこの心配もほとんど解消された。

(2) 人間関係

パイプラインを利用することにより、水争いによって生じていた隣近所とのつき合い、集落間の協力態制等に

反対・いがみ合等人間関係の摩擦も全く解消され、近時強く望まれている村づくりについても、大きな役割を果たしていることを見逃すことはできない。

(3) 水田利用再編対策

水田利用再編対策第二期にあたり、昭和56年度上中町転作目標面積180ha、うち集団転作目標面積163haに見合う、当三宅土地改良区域配分面積35haに対し、45ha(130%)の集団転作実績となった。

なかには、同一水系にまたがる二つの集落が、一団地を形成するなど、いわゆる上中方式による町ぐるみの広域集団転作に大きく貢献している。

現在この集団転作地には、大、小麦が順調に生育しており、跡地にはキャベツ、南瓜、大豆などの作付が予定され、周年型農業による生産性の向上に努めている。

キャベツ栽培には、パイプラインを利用して、ホースかん水により直播栽培も行われ、着々と効果をあげている。今後は、落差の大きい場合は、スプリンクラーを取り入れて一層の高度利用を計画している。

(4) 稲の生育関係

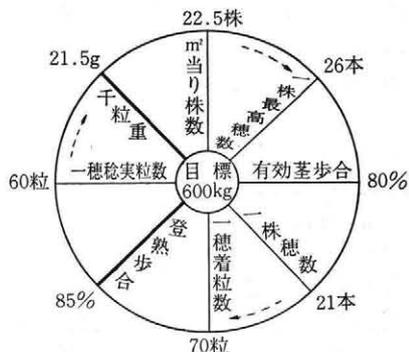
最も重要な稲作の上からみれば、早春気温の低い当地

では、初期かんがいに最も水温が上昇するよう留意しなければならない。

バルブ調節かんがいすることにより、田植期の用水の節約ができるとともに、稲の初期生育に大変有利と思われる。

パイプラインでは、短時間で、かんがいすることが可能であり、田の水温上昇効果も高く、水温のは場分布についても、水口より水尻にかけての温度勾配も少なく、それだけ均一に生育することになり、分けつも早く、且つ“ムラ”なく確保され、登熟もよく揃うようである。

またパイプラインをより適切に利用することにより、理想的な間断かんがいとなり、稲作後期の根ぐされによる生育障害も少なく、ひいては登熟歩合や、千粒重の増大に役立つ稲の生理にあった栽培が可能と考えられる。



(注) 若狭農業改良普及所が小浜市農業総合指導推進会議宮農座談会資料として作成のもの(福井県130地区調査による)

図-4 収量算定の方法(参考)

$$22.5 \times 21 \times 60(70 \times 85\%) \times 21.5 = 604 \text{ kg} \\ \text{千粒重 } 1,000 \text{ 粒当り } 18 \sim 24 \text{ g は標準}$$



写真-1



写真-2

従って増収も期待できるものと思われ、用水量やその他の条件を考慮に入れながら大いに活用すべきである。

4. 管理状況

施設の維持管理については、当然土地改良区が主体となっているが、本地区は冒頭に記述したとおり、帯状の地形上、用水系統も、13区域に分割されている。

このような地域の特異性から、土地改良区の管理組織として各用水系統毎に、用水管理組織を結成し、それぞれ実態にあった管理規約を定め、組合員に周知徹底をはかっている。毎年各組織毎に総会を開催し、役員を選出して関係区域内の円滑な運営に努めている。

即ち用水不足や早魃時には、組合員に連絡し必要に応じて時間給水をすることもある。制水弁の開閉ハンドルは、責任者が管理保管し、必要を生じたときは、役員に協議してブロックかんがいするなど公平適切な処置を講じ支障なきを期している。

パイプラインは、上水道の従量制と異り、多く使用しても面積割で水利費を支払えばよいという問題点もあるが、組合員のモラルの向上に期待すると共に、あらゆる機会をとらえて啓蒙している。

特に問題となったのは、ある水系において旧来の水源は地区外にありそのまま利用したため（パイプ取水口までは集落の中を開水路で流下している）ゴミの投棄が多く、この対策に頭を痛めてきたが、除じん施設に工夫をこらすとともに、前記のとおり地区住民に対しモラル問題として取り上げたため、一応効を奏しているが、今後異物混入による通水阻害とならないか、少なからず心配が残っている。

5. 点検整備

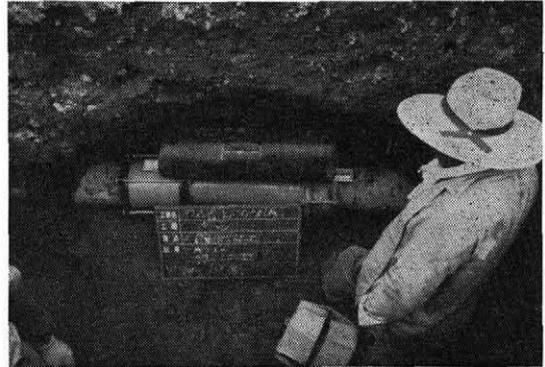
パイプラインは開水路に比べ、事故個所の発見が難しく、事前補修はできない。

従って事故防止には最大の配慮を行っている。前記組合の役員が、かんがい期になれば取入口の外、空気弁末端排泥口の清掃点検整備を行い、大雨時には直ちに水量を調節し、事故を未然に防ぐよう努めている。

万一パイプなどの破損事故が発生したときは速刻土地改良区事務局に連絡し、修復している。

土地改良区では、換地時、農地の集団化を積極的に進めた関係もあり、零細農家の経費の迫重負担を考慮し、給水バルブ以外すべての施設の事故修理や補修については、応急部品を準備し支障なきよう期するとともに、その必要経費は土地改良区の経常費より支出している。

また末端給水バルブは組合員の責任管理とし、冬期凍結その他事故なきよう努めている。



写真—3

6. おわりに

以上、近代的な施設を導入したことにより、パイプの維持管理に少なからず、問題が存在しているが、パイプラインの本質をよくふまえ、維持管理の徹底を期しつつ、さらにこれをより有効適切に利用することにより、ますます農業の生産性を高め、現下まことにきびしい農業情勢に対処したいと念じている。

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和56年度）

会 長	中川 稔	構造改善局建設部長
副 会 長	白井 清恒	東京大学教授
理 事	須藤良太郎	構造改善局設計課長
〃	長野 孝夫	〃 水利課長
〃	内藤 克美	〃 首席農業土木専門官
〃	金津 昭二	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	農業土木試験場長
〃	八木 直樹	新潟県農地部長
〃	嘉藤章太郎	水資源開発公団第二工務部長
〃	松井 芳明	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱常務取締役
〃	内藤 正	大豊建設㈱副社長
〃	宮城 好弘	三井建設㈱取締役
監 事	岡本 勇	㈱日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長
〃	坂根 勇	構造改善局施工企画調整室長
常任顧問	浅原 辰夫	構造改善局次長
〃	杉田 栄司	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	中川 一郎	衆議院議員
〃	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	参議院議員
〃	小林 国司	(財)日本農業土木総合研究所理事長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	佐々木四郎	(社)海外農業開発コンサルタンツ協会々長
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
〃	緒形 博之	新潟大学教授
〃	永田 正董	土地改良建設協会顧問
幹 事	西橋 順二	構造改善局地域計画課係長
〃	松嶋 隆司	〃 資源課係長
〃	太田 信介	〃 事業計画課係長
〃	荒金 章次	〃 企画調整室係長
〃	高橋 昭昌	〃 水利課係長
〃	松本 政嗣	〃 水利課係長
〃	鮫島 信行	〃 整備課係長
〃	奥村太樹雄	〃 開発課係長
〃	大串 和紀	〃 開発課係長

幹 事	半田 仁	構造改善局防災課係長
〃	岩崎 和己	農林水産省農業土木試験場施設水利第2研究室長
〃	古賀 猷規	国土庁計画調整局調整課専門調査官
〃	金井 太郎	水資源開発公団第2工務部副参事
常任幹事	脇坂 銃三	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
編 集 員	内藤 克美	構造改善局設計課首席農業土木専門官
編集委員	幹事及常任幹事	

賛 助 会 員

東 京	㈱ 荏原製作所	3 口
〃	㈱ 大林 組	〃
〃	㈱ 熊 谷 組	〃
〃	佐藤工業㈱	〃
〃	大成建設㈱	〃
〃	㈱電業社機械製作所	〃
大 阪	㈱西島製作所	〃
東 京	西松建設㈱	〃
〃	(財)日本農業土木総合研究所	〃
〃	㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
〃	㈱ 間 組	〃
〃	㈱ 日立製作所	〃
千 葉	福本鉄工㈱	〃
愛 知	玉野測量設計㈱	〃
東 京	㈱青木建設	2 口
〃	株 木 建 設 ㈱	〃
大 阪	㈱ 奥 村 組	〃
東 京	勝 村 建 設 ㈱	〃
大 阪	㈱栗本鉄工所	〃
東 京	三 幸 建 設 ㈱	〃
〃	住 友 建 設 ㈱	〃
〃	大 豊 建 設 ㈱	〃
〃	前 田 建 設 工 業 ㈱	〃
〃	三 井 建 設 ㈱	〃
青 森	田 中 建 設 ㈱	〃
愛 媛	安 藤 工 業 ㈱	〃
東 京	久 保 田 鉄 工 ㈱	1 口
〃	丸 誠 重 工 業 ㈱ 東 京 営 業 所	〃
大 阪	久 保 田 鉄 工 ㈱	〃
山 形	前 田 製 管 ㈱	〃
愛 知	㈱三祐コンサルタンツ	〃
東 京	旭コンクリート工業㈱	〃
大 分	梅 林 建 設 ㈱	〃
東 京	技 研 興 業 ㈱	〃
〃	久 保 田 建 設 ㈱	〃

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

116社 156口 (順序不同)

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	182	230	7	122	14	22	577	2	2	近畿	滋賀	32	10	-	5	4	1	52	-	-	
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	102	53	3	1	-	159	1	2		京都	67	56	7	16	1	4	151	-	-	
		96	23	6	5	6	1	137	4		4	大阪	43	-	4	38	4	6	95	4	8
		74	79	6	59	-	16	234	3		3	奈良	79	29	4	1	-	2	115	-	-
		152	30	1	17	-	5	205	1		1	和歌山	33	17	-	-	-	3	53	-	-
		95	36	5	5	-	1	142	4		4	小計	57	16	-	-	-	-	73	-	-
北	88	41	-	2	11	1	143	-	-		鳥取	34	9	-	-	-	3	46	-	-	
小計	607	262	21	99	17	24	1,020	13	14		岡山	40	24	6	2	-	1	73	-	-	
関東	茨城 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	118	45	5	2	11	7	188	3		3	中	59	67	5	4	-	-	135	3	3
		86	28	6	1	1	1	123	2		2	四	53	8	-	2	-	-	63	2	2
		52	11	1	-	3	-	67	3	3	国	43	3	1	-	-	1	48	-	-	
		53	11	1	6	22	15	108	1	1	愛	35	14	-	-	1	-	50	-	-	
		87	16	1	3	18	13	138	4	6	高	32	-	5	16	4	4	61	4	4	
		6	180	7	268	56	26	543	44	74	知	37	14	4	3	-	1	62	1	2	
		37	-	-	3	-	24	64	2	2	小計	21	-	2	-	-	1	24	1	1	
		12	13	-	-	-	1	26	1	1	福	34	20	8	57	45	3	167	4	4	
		79	6	4	-	1	-	90	2	2	賀	47	22	1	-	-	2	72	1	1	
		東	106	34	-	2	-	4	146	1	1	長	20	4	1	-	-	-	25	-	-
小計	636	344	25	285	112	91	1,493	63	95	崎	82	44	-	11	2	2	141	2	2		
北陸	新潟 富山 石川 福井	165	59	2	12	-	7	245	2	2	本	56	-	-	3	1	-	60	4	4	
		101	6	1	2	-	3	113	2	2	分	54	20	2	1	-	-	77	-	-	
		47	78	3	12	-	1	141	2	2	崎	65	9	-	-	-	-	74	-	-	
		87	7	-	1	-	-	95	1	1	組	12	12	1	1	1	-	27	-	-	
		小計	400	150	6	27	-	11	594	7	7	小計	370	131	13	73	49	7	643	11	11
東海	岐阜 愛三	33	9	4	5	5	7	103	1	1	内地計	3,007	1,508	117	805	298	204	5,939	116	156	
		55	88	1	110	35	10	299	3	5	外国	21	-	-	-	-	-	21	-	-	
海	59	27	2	7	12	2	108	1	1	総計	3,028	1,508	117	805	298	204	5,960	116	156		
小計	147	124	7	122	92	19	511	5	7												

編集後記

水田の末端用水路のバイブライニングは実施からまだ日が浅いにもかかわらず、は場整備の進展に伴い急速に各地区で採用されてきております。これらの事業実施に当っては各地区とも、その立案、設計、施工、管理の立場から各々、種々の工夫、改善がなされ、施工後、その結果が検討され、次の地区に反映されて今日の盛況が得られたものと思われま。

しかし、水田バイブライニングに関する諸技術のノウハウはそれぞれの地区や県の段階に止まり、全国農業土木技術者の共有の財産となるには至っていない面があるのではないかと考えられます。そこで今回、本号は各地区、各

県において技術開発された又は現在直面している問題点等を全国的な規模で紹介する目的で水田パイプラインの特集を企画致しました。本号が関係技術者の参考として又、今後の議論の糸口として役立てていただければと思っております。

本誌「水と土」は農業土木技術者の技術誌として年4回発行し、10年以上続けることができました。会員数は毎号掲載しておりますが約6千名です。会費2,300円/年で5年間据置きで頑張っております。一人でも多くの人に読まれ、業務に参考になることを願いつつ編集しております。

本誌充実のためにも皆様の御意見、御投稿をお願いします。(風間 彰)

水と土 第44号

昭和56年4月1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)