

# 水と土

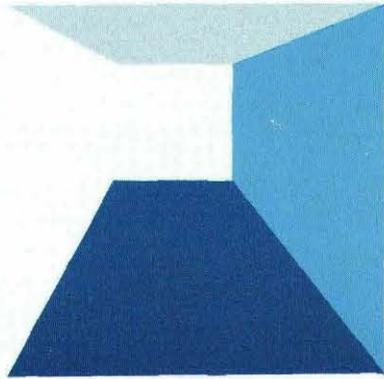
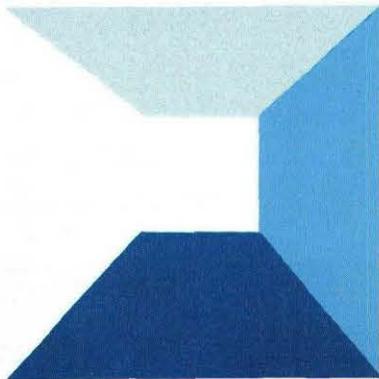
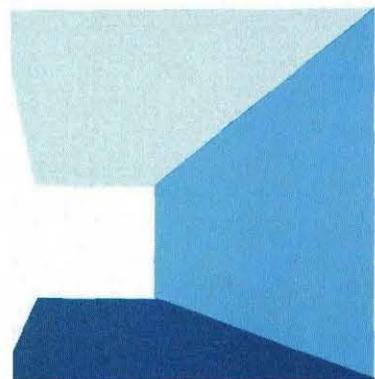
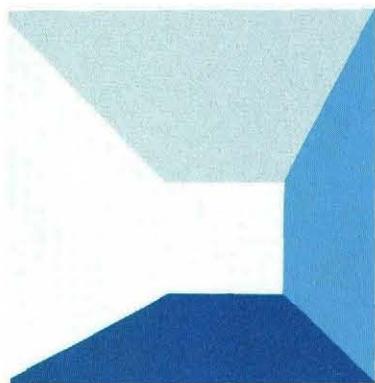
第 90 号

ISSN 0287-8593

平成 4 年 9 月号

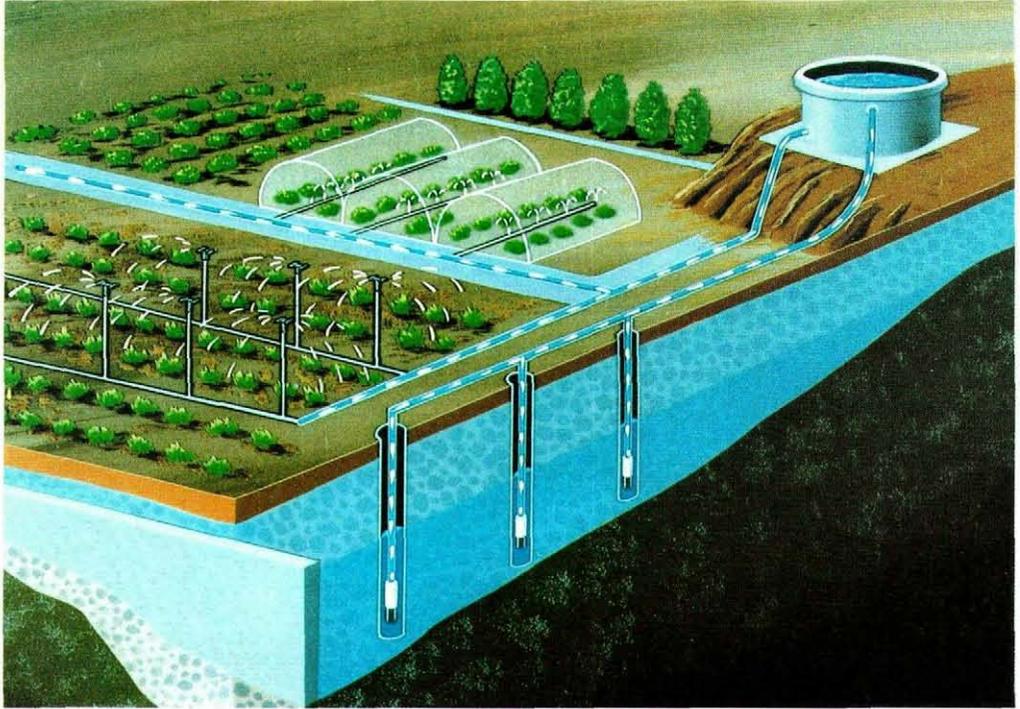
農業土木技術研究会

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



## 地下ダム竣工イメージ

(本文2頁)



## ◀地下ダム削孔状況 (本文2頁)

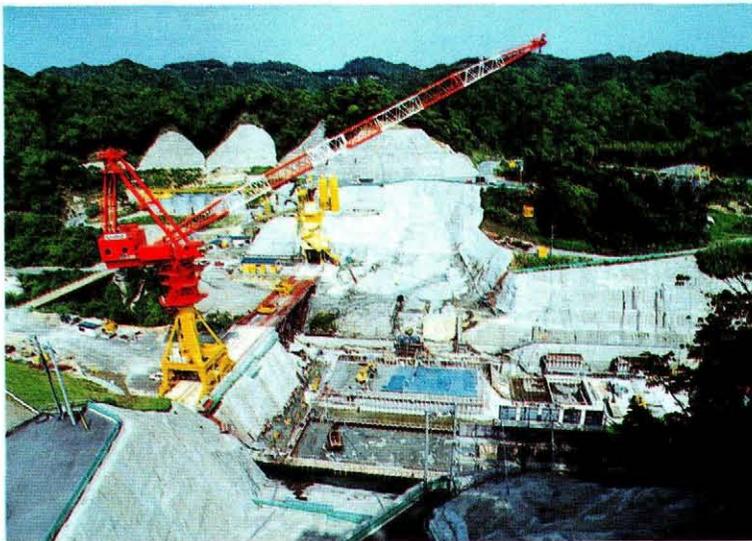
## 田光川溪流取水工全景

(本文63頁)



# 水管橋の全景

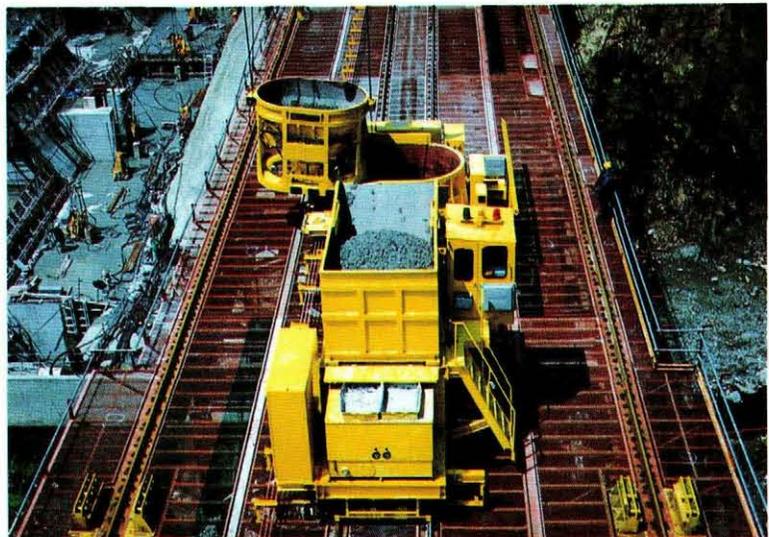
(本文10頁)



保台ダム打設状況

(本文43頁)

保台ダムトランスファーカーの  
無人運転自走式バケット受台車



(本文43頁)

# 水 と 土

## — 目 次 —

### グラビア

宮古島の自然条件を生かした水資源開発  
水資源開発公団の創立30周年にあたって  
周辺環境との調和を考慮した水管橋の設計について  
保台ダムのコンクリート打設システムについて

### 巻頭文

アンテナを高く、フットワークを軽く 佐藤 隆太郎……(1)

### 報 文

宮古島の自然条件を生かした水資源開発  
—砂川地下ダム建設の施工技術—

山田 哲郎・廣川 厚……(2)  
狩集 義門・廣内 慎司

周辺環境との調和を考慮した水管橋の設計について

神林 実・岡田 洋二……(10)  
笹 繁生・成 英 昭

中山間地域における排水路の施工例

—災害復旧事業とは場整備事業との共同施工について—

茂木 功……(18)

南部坂ダムの岩級区分と地震係数に関する検討

梅田 正実・佐藤 俊一……(25)

須野ダムの基礎処理について

慶田 芳昭・立本 成久……(34)

保台ダムのコンクリート打設システムについて

林 郁夫・五十嵐 昇……(43)

道路法面の地すべり対策

中野 照市・石井 和樹……(51)

水資源開発公団の創立30周年にあたって

—溪流取水工及び軟弱地盤処理工法の事例—

村松 雄介・長塚 裕……(63)  
木本 悦郎

団地毎の水需要に応じた溪流取水方式の採用について

—国営大邑地区における事例—

土井 恵・春日 忠夫……(70)  
佐々木 淳一

投稿規定……(80)

農業土木技術研究会入会手引き……(81)

会告・編集後記……(82)

No. 90

1992

SEPTEMBER

# 水と土 第90号 報文内容紹介

## 宮古島の自然条件を生かした水資源開発 —砂川地下ダム建設の施工技術—

山田 哲郎 廣川 厚  
狩集 義門 廣内 慎司

沖縄県の宮古島で農用地整備公団が大規模な地下ダムの建設を実施している。本報では宮古地下ダム建設事業の紹介と、珊瑚礁の隆起で生成された透水性の高い琉球石灰岩地帯において、地下ダム止水壁の建設を原位置攪拌工法によって柱列式地下連続壁として実施した施工例を公団が建設をはじめて4年目を迎えた砂川地下ダムの施工技術の中から、施工手順及び情報化施工管理システムを中心に紹介する。

(水と土 第90号 1992 P. 2)

## 中山間地域における排水路の施工例 —災害復旧とほ場整備事業との共同施工について— 茂木 功一

中山間地域は農業依存地域であるため潜在的な農業基盤整備要望地域であるが依存度が高ければ高い程償還金が重くのし掛り要望を押し潰している感がある。しかし、一般的に中山間地域は沢づたいに耕地が存在し、排水路沿いに水田が張付しており災害の常襲地帯でもある。そこで災害復旧事業の優先支出法を活用し農家負担を軽減することにより農業基盤整備事業を誘発し、県営農地総合開発整備事業を実施した事例を紹介する。

(水と土 第90号 1992 P. 18)

## 周辺環境との調和を考慮した、水管橋の設計について

神林 実 岡田 洋二  
笹 繁生 成 英昭

水資源開発公団が霞ヶ浦用水事業で施工した小貝川水管橋は、茨城県明野町及び関城町を通っており基幹線水路で唯一地上に現れる構造物である。水管橋は、直径2mの鋼管が2連の大規模構造物で、アーチ方杖橋という全国に例がないタイプを選定した。小管橋のタイプ選定は、堤防や隣接家屋等との周辺環境との調和を考慮して設計し、外面塗装にはフッ素樹脂塗装を採用して将来の維持管理費軽減を計って設計したものである。

(水と土 第90号 1992 P. 10)

## 南部坂ダムの岩級区分と地震係数に関する検討

梅田 正実 佐藤 俊一

南部坂ダムの基礎岩盤は、砂岩・泥岩・礫岩の互層からなり、一軸圧縮強度5kgf/cm<sup>2</sup>程度の固結度の低い軟岩である。南部坂ダムの河川協議において、ダムの基礎岩盤の評価に多くの時間が費やされた。

この中で、岩級区分基準及び地震係数の決定に至る、河川協議経過と検討結果について報告する。

(水と土 第90号 1992 P. 25)

## 須野ダムの基礎処理について

慶田 芳昭 立本 成久

須野ダムは、鹿児島県管かんがい排水事業笠利東部地区の水資源開発計画の一環として計画された傾斜遮水ゾーン型フィルダムである。本報告は、平成元～2年度にかけて行った基礎処理グラウチングについて、施工状況および結果を、カーテン部とブランク部に分けてとりまとめたものである。

(水と土 第90号 1992 P. 34)

## 保合ダムのコンクリート打設システムについて

林 郁夫 五十嵐 昇

近年の3Kに代表される建設作業の労働者不足は、慢性化し、大きな問題となっている。本地区のダム建設でも不規則な作業時間(二交替制のコンクリート打設)への労務配置が困難な状況となっていた。この対策として、施工者の選択は、仮設備の能力アップによる労務配置の改善であった。ここでは、任意仮設備の発注者案と業者案を紹介し、採用に至った経緯、施工性、安全性、環境への配慮等を報告する。

(水と土 第90号 1992 P. 43)

## 道路法面の地すべり対策

中野 照市 石井 和樹

山腹斜面に計画された道路建設工事にあたっては、予期せぬ「崩壊」、「地すべり」に遭遇し、原因の究明、対策復旧に奮闘した担当者も多かろうと思う。本稿では、農用地整備公団事業奥羽南部区域で施工されている農業用道路新設工事に伴い、切土法面中段部で小規模な崩壊が発生、その後の長雨で「地すべり」の特徴が顕著に現われ始め平成2年4月地すべりが発生し、対策工に必要な地質調査、設計施工を実施したので紹介する。

(水と土 第90号 1992 P. 51)

## 水資源開発公団の創立30周年にあたって —溪流取水工及び軟弱地盤処理工法の事例—

村松 雄介 長塚 裕 木本悦郎

水資源開発公団は、昭和37年に設立され本年5月、創立30周年を迎えた。その間、7水系(利根川、荒川、豊川、木曾川、淀川、吉野川、筑後川)において34の事業を完成させ、その施設の管理を実施することにより、7水系に係る地域の安定的な水資源の供給に努め地域の発展に寄与してきた。ここでは、本年度竣工する三重用水事業と竣工間近の埼玉合口二期事業で実施した溪流取水工と軟弱地盤処理工法について報告する。

(水と土 第90号 1992 P. 63)

**団地毎の水需要に応じた溪流取水方式の採用について  
—国営大邑地区における事例—**

土井 恵 春日 忠夫 佐々木淳一

農地開発事業国営大邑地下では団地毎の水需要の要求度合や、受益者の要望等を踏まえ水源施設として溪流取水工を施工している。本報告では平成2年度～平成3年度にかけ、実施した第7-6団地での事例を中心に、計画・設計上の留意点を紹介する。

(水と土 第90号 1992 P.70)

最近の世の中の変化は速い。農産物の輸入自由化にみられる国際化の急速な進展と農産物価格の低迷、消費者ニーズの多様化、さらには高齢化や担い手の不足、過疎化の進行等々があるが、今、農業農村は、これらの現状を正しく認識したうえで新たな対応に迫られている。しかし今日までもこれら問題に対応して各種の対策がなされてきたし、この度は、新政策により今後の政策展開の基本となる考え方が示されたところである。

農業土木事業も社会的環境の変化に対応して各種の工事を実施しており、その時代時代に応じた評価を得てきた。すなわち、食糧難時代の開墾や干拓によって増産、その後の生産性向上の観点からの水管理合理化や機械化作業可能ほ場による労力節減、米過剰時代の汎用耕地化による導入作目の多様化、混住化に対応して農村の快適な生活環境の実現、そして最近では環境にやさしい工事に取組む等で高い評価を得ている。また、農家の事業負担能力低下に対しては、各種負担金償還対策や地方財政措置等を速やかに実現させており、我が農業土木陣のフットワークは軽快であったと自負している。

しかし、我々現場技術者は、事業そのものの進捗にのみ視点が向き、地域営農や個々の農家の経営に対する配慮がなされず、画一的に事業を進めてきたきらいがあったことを反省しなければならないであろう。

ほ場整備事業導入の地元説明会等では、農家からは汎用耕地化に必要な事業だと理解しながらも、転作作物として儲かるものは何か詰問され、これらに私共は、適切に対応して来たとは言いがたい。一部の稲作農家は、食糧制度や高い米価に守られ、世の中の変化を認識せず、自ら工夫する姿勢を失って来たとは言え、農業土木技術者であっても、栽培技術の指導は別として、こうした経営面は関係ないと言っておれなくなった。数多くある各地の転作優良事例について勉強しておれば、私共農業土木技術者でもかなりのところまで説明説得できるものと思っている。

野菜や花での成功のポイントは、しっかりした栽培技術のほか、量的なまとまりによる安定出荷、近代的流通設備の保持、そして、市場動向を速やかにキャッチしこれを分析する能力等であり、地域や農協や一体となって取組まねばならず、一朝一夕にしてできるものでないことは常識となっている。

青森県では、概して米とりんごにこだわっている津軽に比し県南は野菜の生産が伸びており、農業に活力がある。このように差が出てきた背景には、地形や気象条件のほか、地域や組織としての取組みと、個々の農家のヤル気の差にあるように思われる。津軽にも転作の優良事例や大規模稲作経営での成功事例があるものの全体的には活力が乏しいのは、結局のところ強力なリーダー不在ということに収斂されるとみている。

今、地域の活性化に向けてむらおこしが盛んである。むらおこしの基本は、地域の特色を活かすことで、そのために、多くの情報を集め、優良事例を学び、組織体制を整備し、地域一体で行動を興すことであろう。地域の特色が弱かったり、あるいは気がつかない場合は物真似でもよい、段々とオリジナルなものへ展開して行けばよい。要はヤル気があって状況判断が出来れば、他地域に負けないむらおこしが出来る。

新政策より農政の方向付が示されたとは言え、各々の地域で今後どのように農業農村を維持発展させて行くかは、その地域で選択して行くことになるであろう。いずれにしても、私共の農業農村整備事業の果す役割は今後ますます大きく、より一層の期待と責任が課せられると言えよう。これに添えて行くため、単に事業そのものを推進するという考えではなく、幅広い情報をキャッチし、またそれを提供し、地域を誘導する仕掛人を育てて行く等、長期的展望に立った活動も必要であると考えている。

従って、世の中の変化を適格にキャッチし、あらゆる情報を集め、農政全般の議論や、地域振興議論に積極的に参加し、また、具体的に行動を講じて行く時である。農業土木の役人は腰が重いと批判されるようでは農業農村整備事業も進まない。これらのことを「アンテナを高く、フットワークを軽く」としたものである。

\*青森県農林部次長

# 宮古島の自然条件を生かした水資源開発

## —砂川地下ダム建設の施工技術—

やま だ てつ ろう ひろ かわ あつし  
 山 田 哲 郎 廣 川 厚  
 狩 集 義 門 廣 内 慎 司\*

### 目 次

1. はじめに .....	2	5. 止水壁建設の工法 .....	5
2. 宮古島の水事情と地下ダム構想 .....	2	6. 止水壁建設の作業工程 .....	5
3. 公団事業の概要 .....	3	7. 施工管理システム .....	8
4. 地下ダム止水壁の設計 .....	4	8. おわりに .....	9

### 1. はじめに

沖縄本島から南西へおよそ300km、北緯24～25度、東経125～126度に位置する宮古諸島の主島、「宮古島」で昭和62年度から国営の地下ダム建設事業が着工実施されていることは、多くの文献等で広く知られているところである。また、この事業は世界的にも類を見ない大規模な地下ダム建設事業として内外からも注目されている。

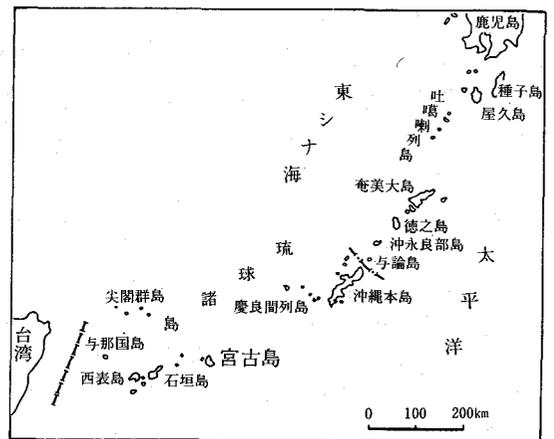
国営事業として着工した2年後の平成元年度には、事業の早期完成を図る目的で、緊急性の高い新設の地下ダム2カ所の建設事業が農用地整備公団に事業承継され、宮古地下ダムの基幹施設は国営宮古かんがい排水事業と公団宮古農用地保全事業とで建設されることになった。

本稿では、農用地整備公団が実施する2カ所の地下ダム建設のうち、先行実施している砂川地下ダムの建設技術を事業概要とともに紹介する。

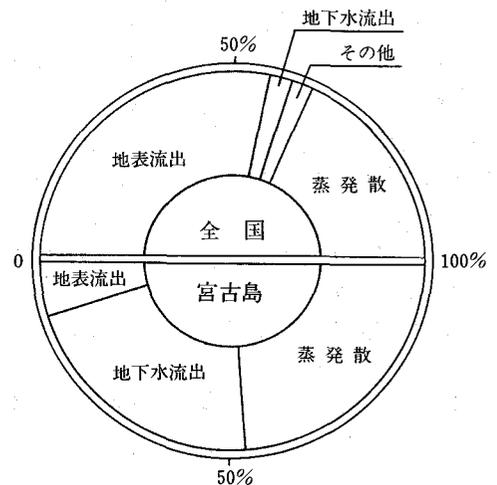
### 2. 宮古島の水事情と地下ダム構想

宮古島の気候は亜熱帯気候に属し、年平均気温23度、湿度80%、雨量2200mmと高温多湿で、多くの降雨があるがその大部分が梅雨と台風によってもたらされ極めて不規則である。また、島全体が珊瑚礁の隆起によってできた非常に透水性の高い琉球石灰岩に覆われているため降雨の40%は土壤中に浸透して地下水となり海に流失してしまう。このような自然条件の特殊性に起因して、総面積の57%もの耕地を有している島の農業は、地域を

\*農用地整備公団宮古地下ダム事業所



図一 宮古島位置図



図二 宮古島の水循環

頻繁に襲うかんばつによって大きな被害を受けてきた。

こうした「雨待ち農業」からの脱却を図るため、地中に人工的な止水壁を構築することによって地下水をせき止めて貯留し農業用水源とする、いわゆる「地下ダム」が計画されることになった。

この構想は、宮古島が空隙や空洞が多く透水性が高い琉球石灰岩と、この下位には逆に、水をほとんど通さない島尻泥岩の二層からなっていることや、数条の断層が生んだ地下谷地形等、地下ダムに適した地層構造にあったことと、国が実施した皆福実験地下ダムでの諸試験での実証を踏まえて順調に実施に向けられた。

### 3. 公団事業の概要

こうしてスタートした宮古の地下ダム事業は、島全体の耕地面積の91%にあたる8400haの受益地に、砂川、仲原、福里、皆福の4流域から2400万トンの農業用水の利用を可能にする、宮古島農業待望のかんがい事業である。

事業は、地下ダムの建設を担当する公団営事業、ファームポンド及び幹線水路建設を担当する国営事業、畑かん施設整備及び圃場整備を担当する県営、市町村営事業が密接に関連して構成されており、事業全体の総事業費は昭和61年度ベースで890億円に及ぶ大プロジェクトである。

着工4年目の公団事業は、平成4年度末には、砂川地下ダムの主ダム止水壁の堤体1835mの内

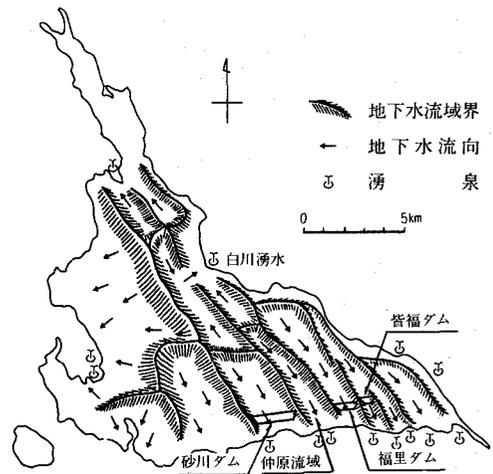


図-3 宮古島の地下谷

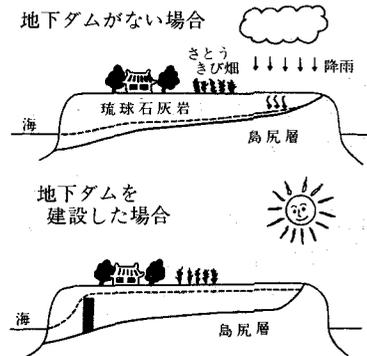


図-4 地下ダムの概念図

1130mの締切まで進捗し、平成5年度には締切を完成予定にある。

表-1 事業概要

対象地域		市町村名	平良市	城辺町	下地町	上野村	計
沖縄県宮古島、来間島		受益面積	2,500ha	3,490ha	1,260ha	1,150ha	8,400ha
		受益農家	2,087人	2,115人	790人	693人	5,685人
事業主体	事業内容					事業費	
公団営	地下ダム(取水施設等を含む)					2カ所	272億円
関連事業	国営	用水路				135.1km	218
		加圧機場				8カ所	
		ファームポンド				7カ所	
		水管理施設				1式	
県営団体営	末端畑地かんがい施設					8,394ha	400
	ほ場整備					3,140ha	
合計		(事業費は、昭和61年ベース)					890

表—2 水源の概要

水源名	砂川流域	仲原流域	福里流域	皆福流域
地下ダム	砂川主ダム 砂川副ダム	—	福里主ダム 福里副ダム1,2,3,	皆福ダム
流域面積	7.2km <sup>2</sup>	—	12.4km <sup>2</sup>	1.2km <sup>2</sup>
満水面積	4.89km <sup>2</sup>	—	7.00km <sup>2</sup>	0.90km <sup>2</sup>
総貯水量	9,500千m <sup>3</sup>	—	10,500千m <sup>3</sup>	700千m <sup>3</sup>
有効貯水量	6,800千m <sup>3</sup>	—	7,600千m <sup>3</sup>	400千m <sup>3</sup>
利用量	8,800千m <sup>3</sup>	3,600千m <sup>3</sup>	11,000千m <sup>3</sup>	600千m <sup>3</sup>

#### 4. 地下ダム止水壁の設計

##### (1)ダム軸

地下ダムのダム軸は、経済性に考慮して可能な限り直線に配置することが望まれるが、地下ダムの止水壁は壁体の連続性が保持できればダム軸は直線でなくても建設が可能であるため、砂川地下ダムでは施設の維持管理を考慮して既設道路敷下への建設を優先に設定されている。

##### (2)ダム堤高

止水壁の下端の標高は、不透水性基盤（島尻泥

岩）の標高と根入れ深さから決定されている。天端標高は、可能な限り高い位置に設定された方が効率的となるが、地表での洪水回避のため地下水解析によってダム天端標高を決定している。

ダム天端から地表部までは、越流部（余水吐）として現地盤を構成する琉球石灰岩層の透水性を損わない非締切部として設計されている。

##### (3)止水性

止水壁は、壁体からの漏水量が設計の許容値以下となる止水性が必要で、砂川地下ダムでは建設する柱列式地下連続壁の壁厚50cmで透水係数が

表—3 施設計画

地下ダム名	砂川ダム		福里ダム			
	主ダム	副ダム	主ダム	副ダム 1	副ダム 2	副ダム 3
止水壁名	主ダム	副ダム	主ダム	副ダム 1	副ダム 2	副ダム 3
止水壁型式	連続壁 注入壁	注入壁	連続壁 注入壁	連続壁 注入壁	注入壁	注入壁
堤高 (m)	49.0	3.0	52.0	14.5	2.0	5.5
堤長 (m)	1,835	500	1,720	684	134	367
締切断面積 (m <sup>2</sup> )	43,800	1,100	32,000	6,800	200	1,200
非締切断面積 (m <sup>2</sup> )	42,700	6,600	22,300	29,100	6,600	9,000
天端標高 (m)	31.0	33.0	46.0	46.0	46.0	46.0
越流余裕高 (m)	13.0	11.0	4.0	36.5	46.5	22.0
附帯施設	取水施設 (か所)	78			93	
	取水路 (km)	3.8			6.1	
	余水吐 (式)	-			1	
	水管理施設等 (式)	1			1	

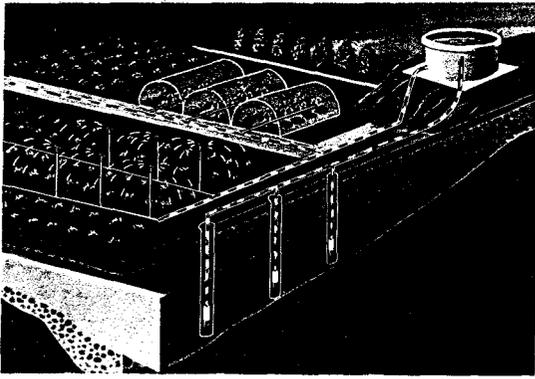


写真-1 地下ダム竣工イメージ

$1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 以上の止水性を確保する設計がされている。

また、壁体底部の不水性基盤からの浸透漏水対策としては、基盤の泥岩中に1m以上の根入れを行うこととしている。

#### (4)壁体強度

止水壁は一軸圧縮強度 $100 \sim 300 \text{kg/cm}^2$ の琉球石灰岩によって両側から支えられているため、壁体の強度としては水圧を考慮した $10 \text{kg/cm}^2$ 程度に設計されている。ただし、止水壁建設の途中で大規模な空洞に遭遇した場合は、別途、空洞の規模に応じた対策工法をとることとしたが、現段階まではこの対策工法は必要とされていない。

### 5. 止水壁建設の工法

止水壁建設の工法選定は、止水壁の機能や施工条件に、宮古地区への適用性や技術的・経済的検討を行って決定している。特に、建設対象が透水係数 $3.5 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ 程の琉球石灰岩で、全体的に多孔質で逸水しやすい性質であることや、溶食性の鍾乳洞が部分的に発達し、その大きさは数十メートルに及ぶ可能性があることが工法選定の大きな要因となっている。

こうして主工法として選定した、現位置攪拌による地下連続壁工法は、地表からオーガーにより琉球石灰岩を破碎して、地上プラントで所定の品質に製造されたセメントミルクを、オーガー内を通してオーガー先端まで送り噴射しながら混練翼により混合・固化させ、地下に直径55cmの単位柱壁を形成し、この工程を横方向に繰返して一体に連続する柱列壁を建設する工法である。

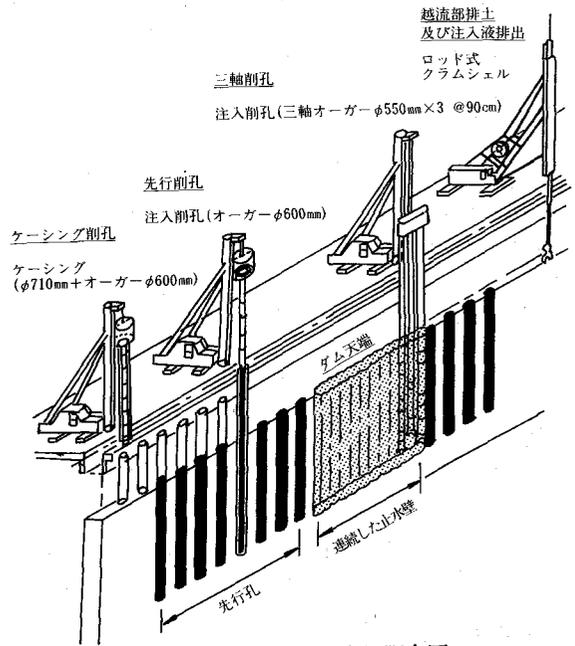


図-5 止水壁建設概念図

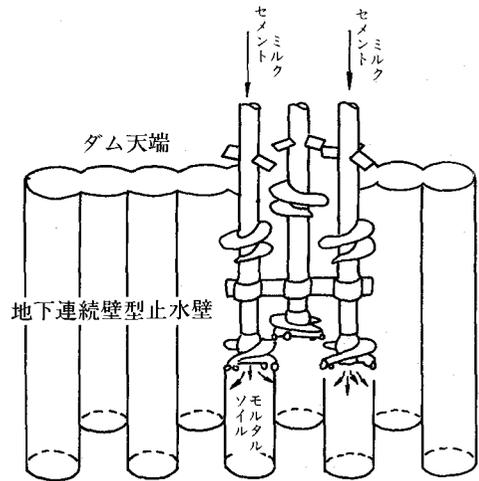


図-6 原位置攪拌イメージ

### 6. 止水壁建設の作業工程

#### (1)施工ヤード(作業床)

砂川地下ダムの建設深度は、最深部では地下65mにも及び、この場合の1%の削孔精度は傾斜角度(削孔機のリーダーの鉛直角度)換算で0.57度(約34分)になる。このように、柱列式地下連続壁の場合、基本的に壁の横方向の連続性は堀削前のオーガーの姿勢に大きく左右される。特に水密性を必要とする地下ダム止水壁の場合は重要で、

事業では削孔機械の作業足場の安定と削孔精度の向上の面からコンクリートの仮設床とガイドウォールを整備している。

### (2) ケーシング削孔

壁の鉛直精度を向上させるとともに、越流部の透水性を注入液に侵されることなく確保するため、ケーシング削孔により、GL=-20mまで(余水吐部)の掘削・排土を行う。削孔機はベースマシンに単軸オーガーを取付け、ケーシングφ710mmを使用して注入液を用いず削孔を行う。約5mごとに削孔→引上げ→排土の工程をGL=-20mまで繰返し行う。なお、ガイドウォールには削孔位置を明示するとともにケーシングガイドを製作して設置し、ケーシングを正確な位置に固定させ、さらにトランシットでX・Y方向のケーシングの鉛直性を確認することにより、ケーシング孔底での孔曲り施工精度を0.5%以内に保つこととしている。

### (3) I液及びII液

注入液は、機能の異なる2つの注入液、I液とII液を使用した。

I液は、削孔の作業性向上、削孔先端のビットの冷却、ビットと孔壁との摩擦の軽減、孔壁崩壊の保護、マッドケーキ形成によって注入液の漏液・逸液防止を目的に使用する。

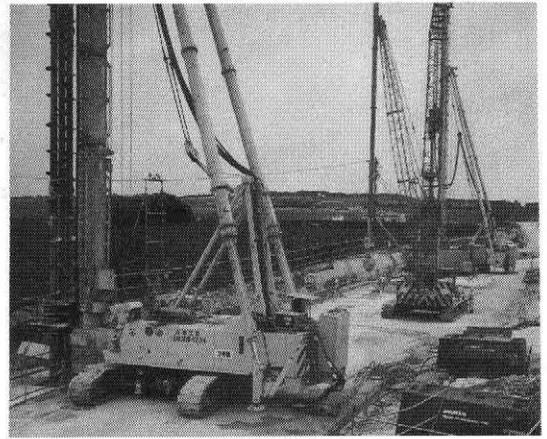
II液は、削孔後に壁体を固定させる目的に使用し、I液の機能も有しながら設計基準を満足する固化強度が必要である。

表一4 I液の標準配合  
(注入液1000ℓ当り)

水/補強材比 (W/S、F)	水	スラグ	フライアッシュ	ベントナイト
500%	924ℓ	140kg	45kg	16kg

表一5 II液の標準配合  
(注入液1000ℓ当り)

水/固化材比 (W/C)	水	セメント	膨張材	ベントナイト	増粘材
100%	750ℓ	692kg	58kg	23kg	2.3kg

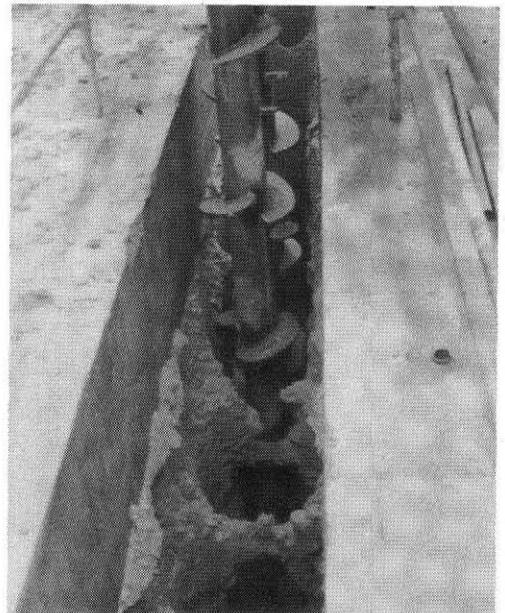


写真一2 止水壁の建設状況

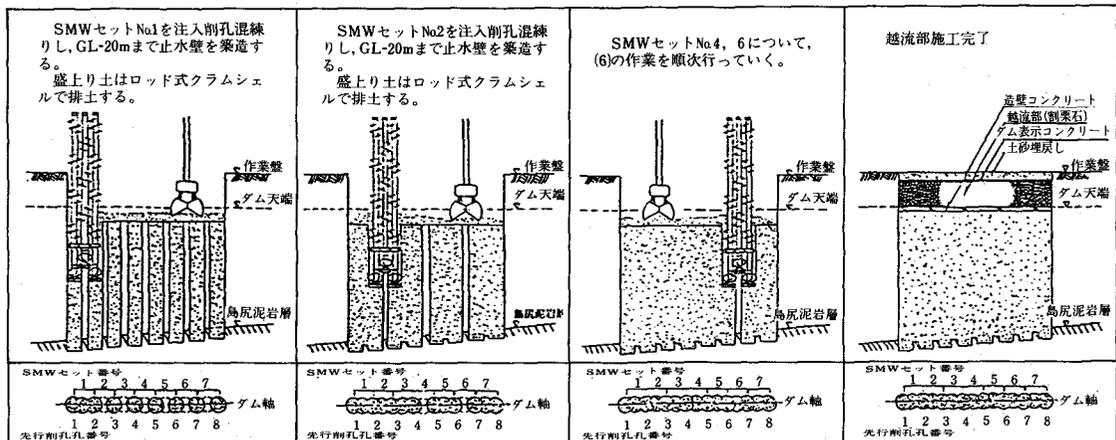
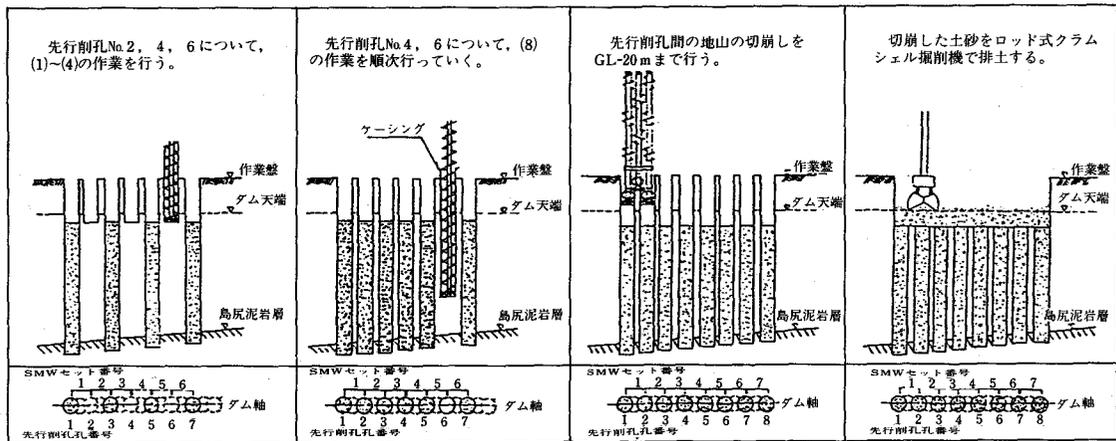
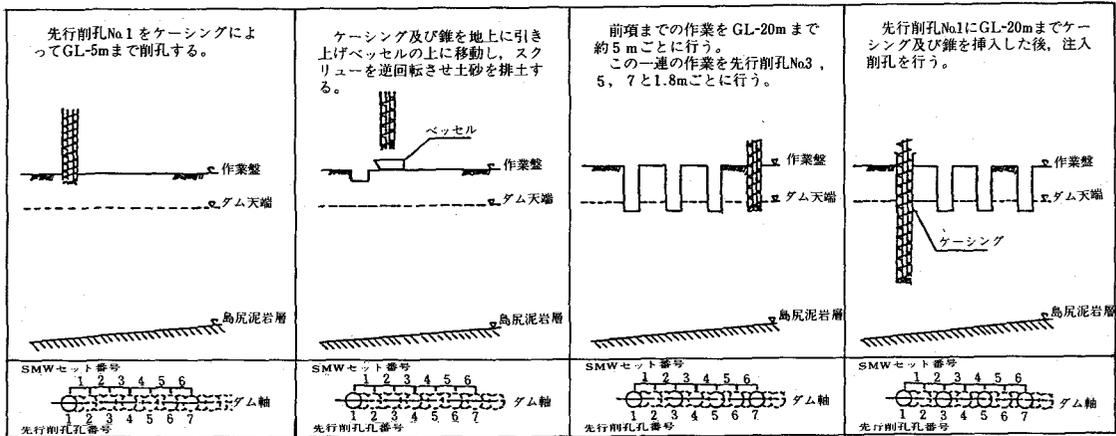
### (4) 先行削孔

三軸削孔の施工精度向上のためのガイド孔として、1本おきに先行削孔を行う。先行削孔は削孔を容易にし鉛直精度を確保するため注入液I液を使用しながら行う。

先行削孔の工程としては、ケーシング削孔終了後ケーシングを切離しオーガーを継ぎ足す。ここでケーシングをガイド管として利用し、セットのまま削孔を行う。削孔はφ600mmのオーガーで、注入液I液を用いながら不透水性基盤(島尻泥岩層)へ1m以上貫入するまで注入削孔する。所定深度に達したらオーガーの回転を逆回転に切り換えて



写真一3 削孔状況



図一7 止水壁建設手順

GL=-20mまでは注入液 I 液を注入しながら引き上げる。

なお、注入液の液面高さを管理することにより空洞等の遭遇度合を管理するため液面管理は慎重に行う。

(5)越流部の切崩し

先行削孔後、GL=-20mまで三軸オーガーによって切崩しを行い切崩した土砂はロッド式ラムシェル掘削機で地上に排土処理する。

初期の設計では、越流部（非締切部）の施工はロッド式ラムシェル掘削機のみによる施工としていたが、施工性等の総合判断から三軸オーガーによる切崩しを併用した開口施工によって施工性の向上及び越流部の機能確保を図っている。

(6)三軸削孔と原位置攪拌

切崩し終了後、トランシットにより杭芯合せを行い、GL=-20m位置に三軸オーガーを正確にセットし削孔を開始する。

オーガーを継ぎ足しながら削孔し、底部に到達後は速やかに挿入式傾斜計を用いて傾斜測定を行

う。計測終了後、注入液を I 液から II 液に切り換える。

底部はターニング（オーガーの上げ下げ）により島尻泥岩を壁体中部まで引き上げ攪拌し、壁体底部の品質向上を図っている。

現在のターニング仕様は、これまでの試験により底部 5m 区間では正転で 2.5m/分の速度で 2 回のターニング、底部 5m 以浅では 1 回のターニングとしている。また、断層部等で不透水性基盤の傾斜がきつい範囲ではターニング仕様を別途設定している。

壁体内で泥岩が十分に攪拌されていることはチェックボーリングの壁体断面等から確認されている。

(7)越流部

止水壁の施工完了後、天端整形コンクリートの打設を行う。コンクリートの硬化後は割栗石による埋め戻しを行い、その上にはケーシング削孔時の排土を敷均しする。越流部の埋め戻し完了後は作業床のコンクリート及び路盤材の撤去を行い原形に復旧する。

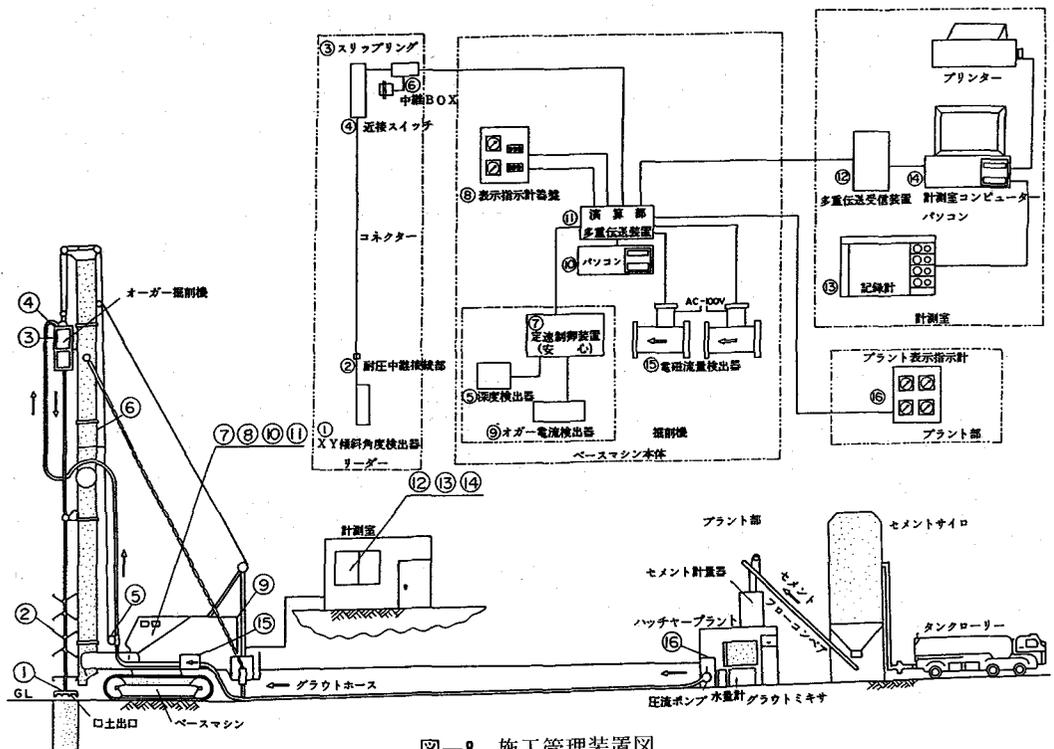


図-8 施工管理装置図



# 周辺環境との調和を考慮した水管橋の設計について

かんばやし のる おか だ よう ぞう  
 神 さ 林 の実 お岡 田 洋 三  
 さ き 繁 しげ お岡 なり 英 ひで あき  
 笹 繁 生 成 昭\*

## 目 次

1. はじめに .....	10	4. 水管橋の設計 .....	13
2. 事業の概要 .....	10	5. おわりに .....	17
3. 水管橋の設計条件 .....	12		

### 1. はじめに

水資源開発公団は、水の恵みを活かし社会に多くの貢献をし、心の豊かなゆとりのある生活を未来につなげていくことを使命とした水資源開発を進めており、現在、完成及び施工中の事業は全国7大水系において58事業に及んでいる。最近社会環境の変化に伴い、土木構造物の周辺環境に与える影響がクローズアップされるようになり、建設事業全般にわたり構造物だけの設計から周辺環境との調和を考慮した構造物の設計に変化して来ている。

霞ヶ浦用水事業の施設の大部分は、パイプラインで構成され土中に埋設されるため肉眼で見ることができないが、小貝川水管橋は唯一地上に現れる構造物でしかも、口径2,000mm×2連という大口

径水管橋となることから、上記の基本的な考え方に立って、水管橋設計を行うこととした。

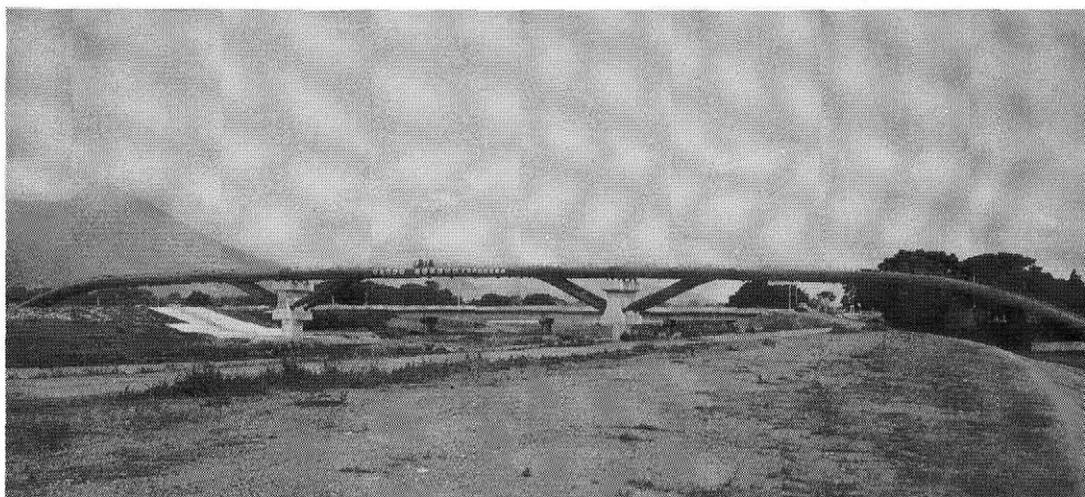
また、将来の維持管理費の軽減を図るため、従来から使用されている外面塗装仕様に替わり、近年開発され前仕様に比べ防錆機能及び耐候機能が高いフッ素樹脂仕様を採用することとした。

ここでは、水管橋のタイプ選定、上部工及び下部工の設計並びに外面塗装仕様の選定について報告するものである。(写真—1、水管橋全景)

### 2. 事業の概要

#### (1)事業の内容

茨城県西南地域は、東京から75km圏内にあり、耕地のうち畑地が52%を占める一大畑地地帯でかつ優良農業地域であるが、地理的条件に恵まれる反面、平均降水量は約1,200mmと少なく降雨分布が



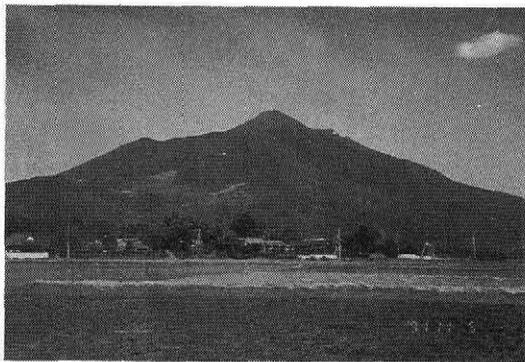
写真—1 水管橋全景

\* 水資源開発公団霞ヶ浦用水建設所

不均一なため、不安定な生産体系となっている。さらに、水田は地区内河川による水源が不安定でしばしば用水不足を生じている。

これらの用水不足を解消するため、霞ヶ浦用水事業は利根川水系及び荒川水系水資源開発基本計画（昭和55年3月閣議決定）に基づいて、茨城県西南地域22市町村の耕地70,500haのうち約30%にあたる耕地約19,650haに対し、最大約17.76m<sup>3</sup>/sを補給するとともに、15市町村に対し、最大約0.58m<sup>3</sup>/sを供給する水道用水供給事業及び17市町村に対し最大約1.06m<sup>3</sup>/sを供給する工業用水供給事業から成っている。（図—1、霞ヶ浦用水事業概要図 写真—2、筑波山）

(2)主要施設



写真—2 筑波山

①取水工

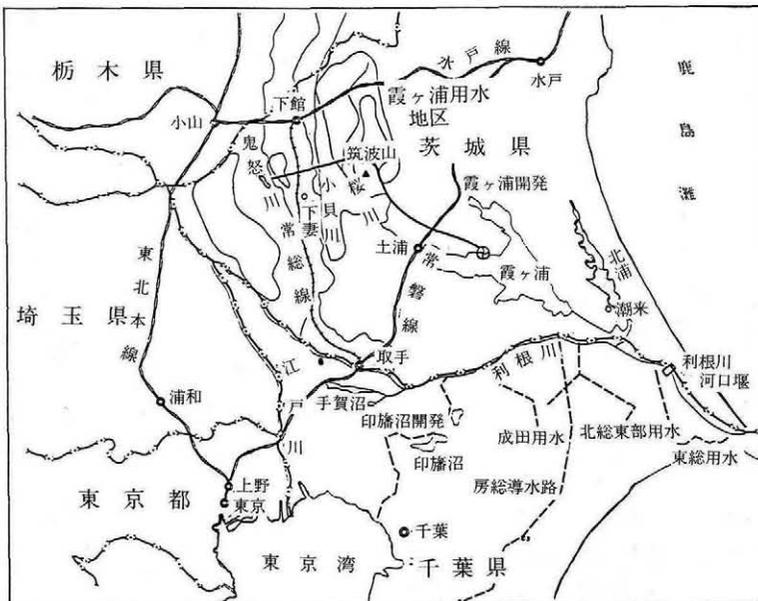
霞ヶ浦から出島村地先において最大約19.40 m<sup>3</sup>/sを取水するために取水施設として、長80 m×幅35mの導流堤と幅3.9m×高1.6m×3門と幅2.2m×高1.6m×1門の取水樋管で構成される。（図—2、取水施設概要図）

②揚水機場

取水工から取入れた水は、延長65mの吸水槽から揚水機場を通り、送水路に送られる。揚水機場の主要施設は、全揚程約100mの横軸両吸込渦巻ポンプφ1,650mm×2台、φ1,200mm×1台及びφ600mm×5台で構成される。

③基幹線水路

揚水機場から出島村、土浦市及び新治村の約22kmを、鋼管及びダクタイル鋳鉄管φ2,200mm×2連の送水路（図—3、送水路標準断面図）で結び、筑波トンネル入口の吐出水槽まで標高差約55mを圧送する。吐出水槽から筑波1号トンネル（延長約8,500m 2 R=3.8m）、筑波2号トンネル（延長約5,600m 2 R=3.8m）（図—4、トンネル標準断面図）を自然流下し、筑波山西麓の真壁町椎尾にある南椎尾調整池に入った後、調整池からのびる管水路で真壁町、明野町及び関城町の鬼怒川に至る区間約18kmを鋼管及びダクタイル鋳鉄管φ2,400mm～φ1,800mm×2連（延長約12km）、φ2,400mm～φ2,300mm×1連



図—1 霞ヶ浦用水事業概要図

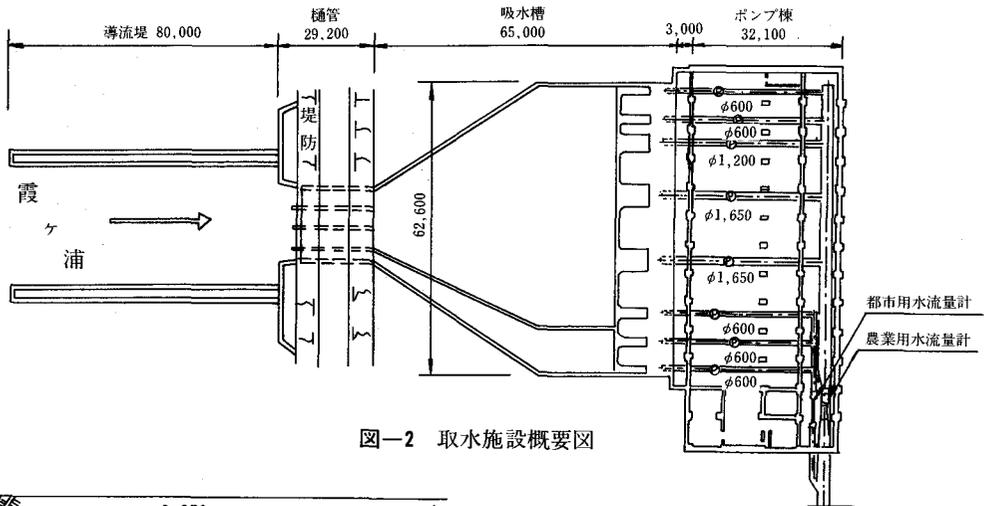


図-2 取水施設概要図

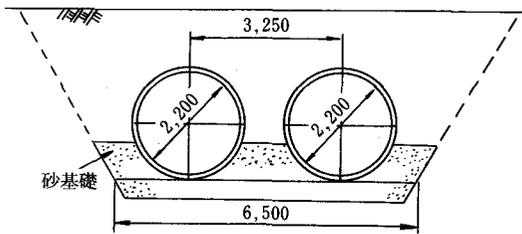


図-3 送水路標準断面図

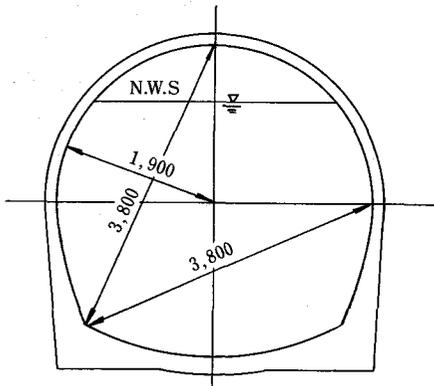


図-4 トンネル標準断面図

(延長約6km)で結ばれて霞ヶ浦から鬼怒川までを公団基幹線水路と称している。

### 3. 水管橋の設計条件

#### (1)横断地点の概要

小貝川は、利根川水系の支川で栃木県那須郡南那須村に源を發し茨城県北相馬郡利根村において利根川に合流する。流路延長は136km、流域面積は1,043km<sup>2</sup>であり、そのほとんどが平坦な関東平野を流下する平野河川である。

今回、基幹線水路が横断する小貝川は、昭和61年夏の集中豪雨により堤防が決壊し多数の家屋や田畑が水没したことも記憶に新しい河川である。

小貝川を横断する箇所は、利根川合流より約54km上流地点に当たり、上流約200m地点が小貝川と大谷川の合流点となっており、下流約120m地点には黒子橋(県道明野間々田線)がある。又、横断地点兩岸に民家が隣接しており、その間を通過した路線となっている。(図-5、小貝川水管橋平面図、図-6、小貝川水管橋縦断面図)

#### (2)水管橋の設計諸元

水管橋は、鋼管φ2,000mm×2連、最大通水量 $Q=8.061\text{m}^3/\text{s}$ 、橋長 $L=261\text{m}$ 、橋軸が洪水流心方向に対して69°の交角を持つ斜橋である。

#### (3)基本的な考え方

タイプ選定上の基本的な考え方と現場条件は、下記のとおりである。

##### 1) 基本的な考え方

- ①工事費及び将来の維持管理費が経済的であること。
- ②近接家屋に対する日照障害を最小限に抑えること。
- ③建設省の進めるフラワーベルト構想及び霞ヶ浦用水事業のシンボルとして美観上見映えのするもの。

##### 2) 現場条件

- ①河川横断部直下流に黒子橋があり、河川管理施設等構造令によると水管橋は近接橋の取扱いとなる。
- ②①のことから水管橋のピアは、黒子橋のピア

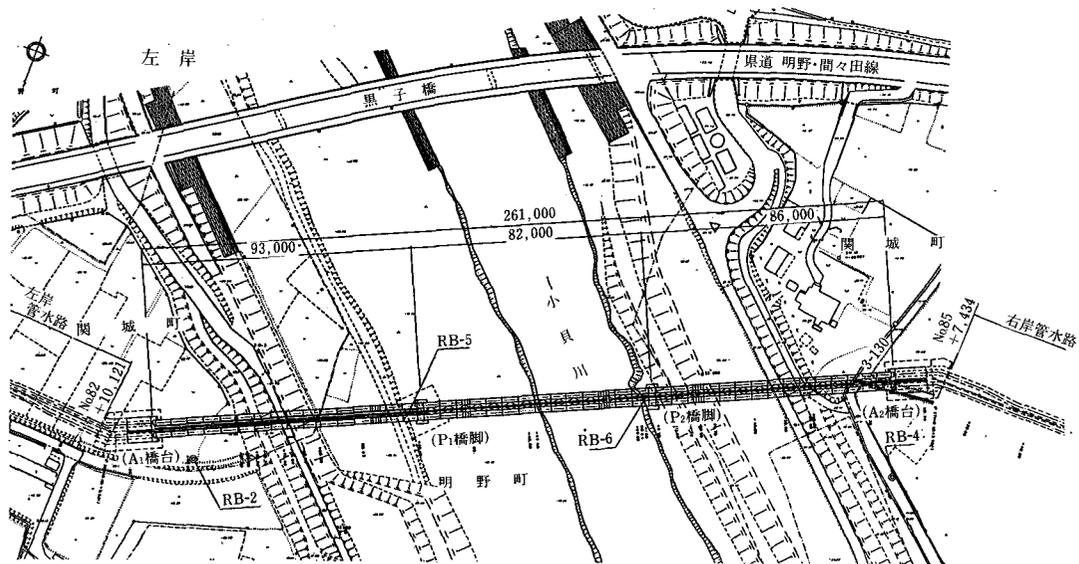


図-5 小貝川水管橋平面図

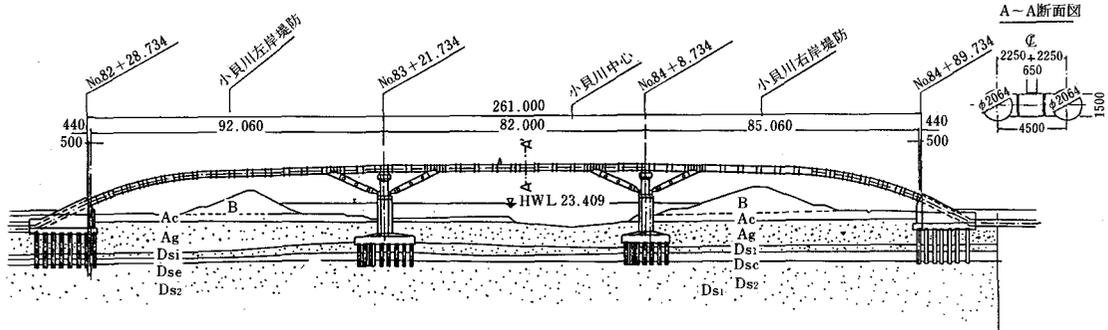


図-6 小貝川水管橋縦断面図

の見通し線上に設置することが基本となり、スパン延長のバランスを考慮して3スパンとする。

- ③堤防の横断方法は、計画堤防上に建築限界を確保して横断する。
- ④河川内工事であるために1非出水期施工で工事完成可能なタイプとする。

#### 4. 水管橋の設計

##### (1)タイプ決定

前節の話を基本とし、一般的に施工されているローゼ補剛形式と、日照障害を配慮したタイプとしてアーチ方杖橋形式及び斜張橋形式を比較検討した。(図-7、水管橋タイプ選定図)

##### ①ローゼ補剛形式

支間及び管径が大きい場合には鋼管をローゼ橋の補剛桁に利用したもので、美観もよく一般的に使用されている。

##### ②トラス補剛形式

管をトラスの上弦材又は下弦材に利用するもので、通常三角トラスが重量の点で経済的であり、また水平補剛の点でも有利であるので、一般的に使用されている。

##### ③斜張橋形式

一般に多支間の場合経済的であるが、風荷重に対して弱いため十分に検討する必要がある。

##### ④アーチ方杖橋形式

アーチ形式と $\pi$ 形ラーメン形式を組合わせた

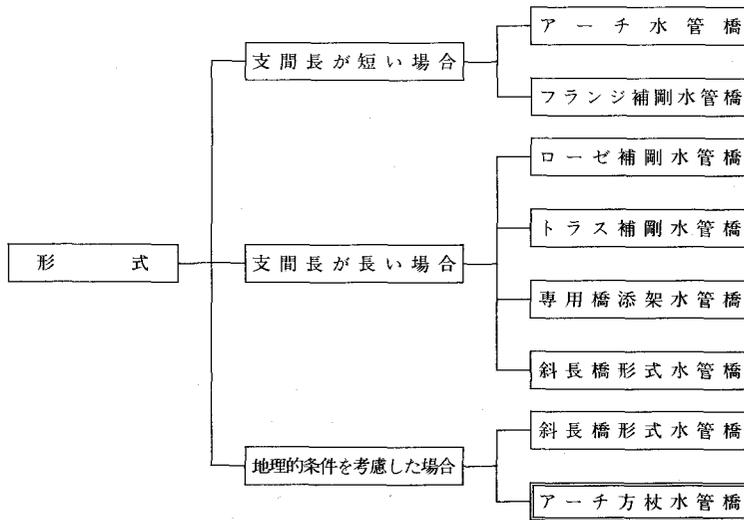


図-7 水管橋タイプ選定図

もので重量が経済的であり、日照障害の点で有利である。

⑤ PC専用橋添加形式

PC橋に鋼管を添加したもので、管径が小さく支間が大きい場合に使用される。

その結果、電ヶ浦用水事業のシンボルとして小貝川水管橋を位置付けた場合、美観上見映えのするアーチ形タイプで、日照障害的にも効果があり、一般的なローゼ補剛形式やトラス補剛形式に対して経済比較上有利であるアーチ方杖橋形式を採用することとした。

(2)水管橋の線形

水管橋の縦断線形は、次の条件を満足するような放物線形とした。

①橋台は低くし、埋設管に容易に接続できるようにする。

②堤防上の管理用道路の建築制限高 $H=4.50m$ を確保する。

③方杖の支点は、改修堤防高以上とする。

これらの条件から各スパンの線形は、次のとおりである。

①中央スパン・1つの放物線

②右岸及び左岸スパン・中央スパンの放物線とアーチ部の放物線の組合せ

なお、上部工を支える方杖については、景観の点から左右対象とするために同一管径とした。

(3)管厚の設計

上部工の管厚を計算する際の荷重条件は、表-1のとおりとし、構造物に作用する荷重の組み合わせと許容応力度の割増は、表-2のとおりとした。

表-1 荷重条件

項目	設計値	備考
1. 設計内圧	5.4kg/cm <sup>2</sup>	静水圧：2.7kg/cm <sup>2</sup> 水撃圧：2.7kg/cm <sup>2</sup>
2. 風荷重 円筒部 平板部	200kg/cm <sup>2</sup> 300 "	暴風時：最大風速50m/s
3. 地震荷重 水平震度	0.2	道路橋示方書・同解説V 耐震設計編より
4. 温度変化 管空虚時 管充水時	+40℃ ±15℃	架設時の気温は10~15℃とする。
5. 積雪荷重	考慮しない	
6. 歩廊通行荷重	100kg/m <sup>2</sup>	

表-2 荷重の組み合わせと許容応力度の割増

荷重状態	荷重の組み合わせ	許容応力度の割増
1. 常時	主荷重(P)	1.00
	(鋼重+水重+歩廊荷重+内圧) P+温度変化の影響(T)	1.15
2. 風荷重時	P+風荷重(W)	1.25
	P+W+T	1.35
3. 地震時	P+T+地震の影響(EQ)	1.65

上部工の管重は、上部工自体の管厚及び下部工の構造にも影響を与えることから許容応力度の高いSM490を採用した。

鋼管：溶接構造用圧延鋼材(SM490)

補鋼材：一般構造用炭素鋼鋼管(STK490)

鋼材：一般構造用圧延鋼材(SS400)

断面力の算定は、橋軸方向に力が作用する場合の平面解析と、橋軸方向と橋軸直角方向に力が2方向から作用する場合の立体解析を行った。

平面解析及び立体解析の荷重の組み合わせは次の通りとした。

①平面解析(橋軸方向)

ケース1…主荷重

ケース2…主荷重(鋼重のみ)

ケース3…主荷重+温度変化(管空虚時+40°C)

ケース4…主荷重+温度変化(管充水時+15°C)

ケース5…主荷重+温度変化+地震の影響

②立体解析(橋軸直角方向)

ケース1…主荷重+温度変化+地震の影響

ケース2…主荷重+温度変化+風荷重

解析より、本水管橋の特長は、左岸及び右岸スパンの本管アーチ始点から方杖接続部及び方杖部分と中央スパンの本管中央部及び方杖部分が上部工を支持する主要構造物となっていることである。

又、本管と方杖接続部には、軸力とせん断力及び曲げモーメントの最大値が集中しているところであるため、本管と方杖との力の伝達がスムーズに行われ、局所的な変形を防止する必要がある。

解析結果より決定した各スパンの管厚は、図-8の通りである。

(4)構造材等の設計

本水管橋は、アーチ方杖形式の大口徑鋼管構造であるためせん断及びねじれによる座屈または局所的な変形を防止する目的として補鋼リングを設置した。(図-9、補剛環構造図)

特に、主桁と方杖の接続部は応力が集中し、主桁断面での応力分布の不均衡が原因で変形のおそ

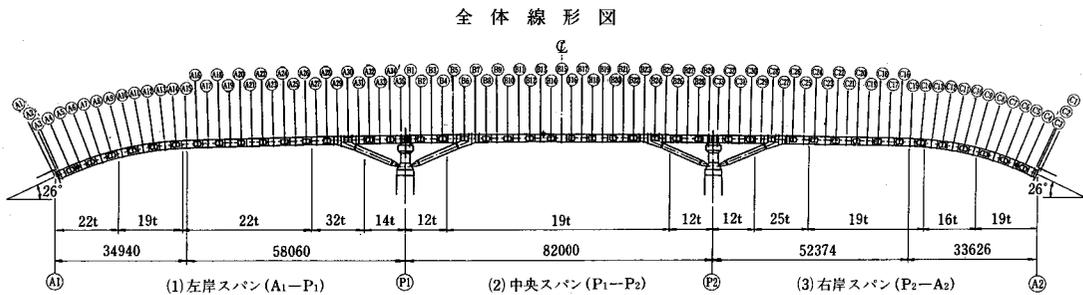
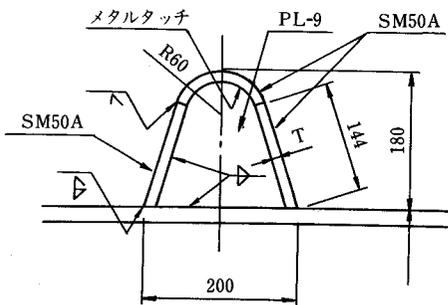
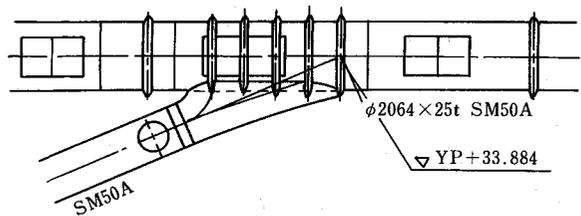


図-8 各スパンの管厚図



構造詳細図



方杖接続部詳細図

図-9 補剛環構造図

れがあるため、補剛リングを5箇所設けることにより力の伝達がスムーズに行われるようにした。

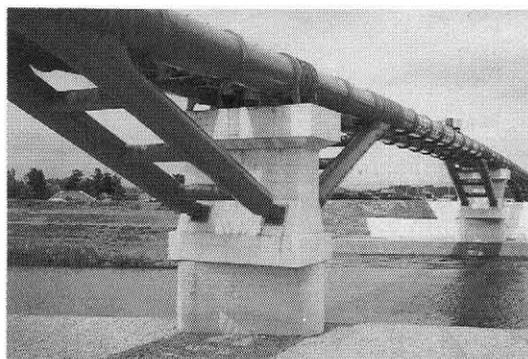
#### (5)下部工の設計

小貝川横断地点は、地理的には利根川水系鬼怒川流域の小貝川低地に位置している。横断地点周辺は、南東あるいは南に連なる数条の台地や低地からなる開析扇状地が広がっている。低地の標高は約20m、台地の標高は約30mであり、比高差は10m前後となる。

地層構成は、表土以下、上位より沖積粘性土層、沖積砂礫層、さらにその下位に火山灰質の砂である洪積砂層、固結した砂泥質土からなる洪積砂泥互層ならびに非常に締まっている（一部固結化）洪積砂層で構成されている。

水管橋の橋台及び橋脚は、水管橋の自重等による鉛直荷重と上部工の構造により発生する水平荷重が常時作用しているため、下部工の基礎は、直接基礎では水平荷重に対処できないため、水平荷重を杭で持たせる杭基礎構造とする。杭は、 $\phi 1,000\text{mm}$ の場所打ち杭とし、N値が高く安定している洪積砂層を支持層とした。

橋脚の根入れは、過去10ヶ年の横断地点の最深河床から2m下の位置にフーチング上面が位置するようにした。橋脚の構造は、計画洪水水位以下は流水方向に平行となるようにしたが、橋脚上部が方杖の支点にあたるため上部工による鉛直力と水平力が作用していることから、方杖と橋脚支持面とが直角に交わるように計画洪水水位以上については、橋脚中心軸が橋軸直角方向になるような構造とした。（写真—3、橋脚）



写真—3 橋脚

橋台は、上部工アーチ部の支持台となるので常時垂直力と水平力が作用しており、水管橋のアーチ部と地中のパイプを接続する部分に当たることから、すべり台に似た構造とした。（写真—4、橋台）



写真—4 橋台

#### (6)水管橋の外面塗装

水管橋は、土中に埋設された鋼管に比べ、太陽光線、風、雨等の自然条件下におかれるため、鋼管を保護する外面塗装の耐候性能が問題となる。

特に外面塗装の耐用年数が短いと、塗替のサイクルが早くなり、将来的に維持管理費の高いものになる。

水管橋外面塗装（図—10、外面塗装一覧図）は、一般的にはフェノール樹脂塗装を採用し、また、長期防食を考慮する時には、塩化ゴム系塗料を採用する機会が多いが、将来の維持管理費を経済的なものにしていくという観点から各塗装仕様を検討した結果、近年、海洋鋼造物等の外面塗装仕様に使用されており、将来の維持管理費の軽減を重視し、促進暴露試験等において防錆機能が特にすぐれているフッ素樹脂塗装を採用することとした。

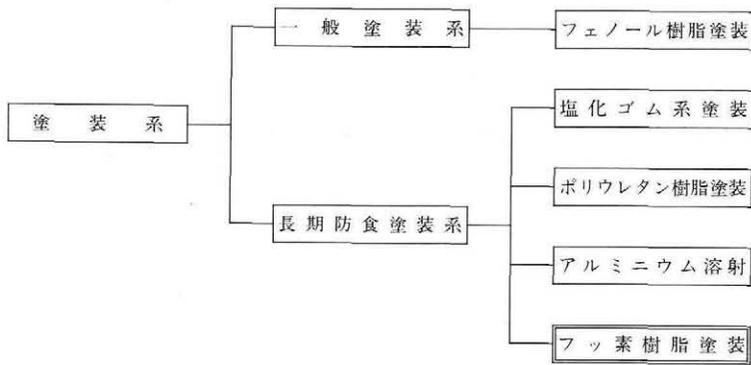


図-10 外面塗装一覧図

### 5. おわりに

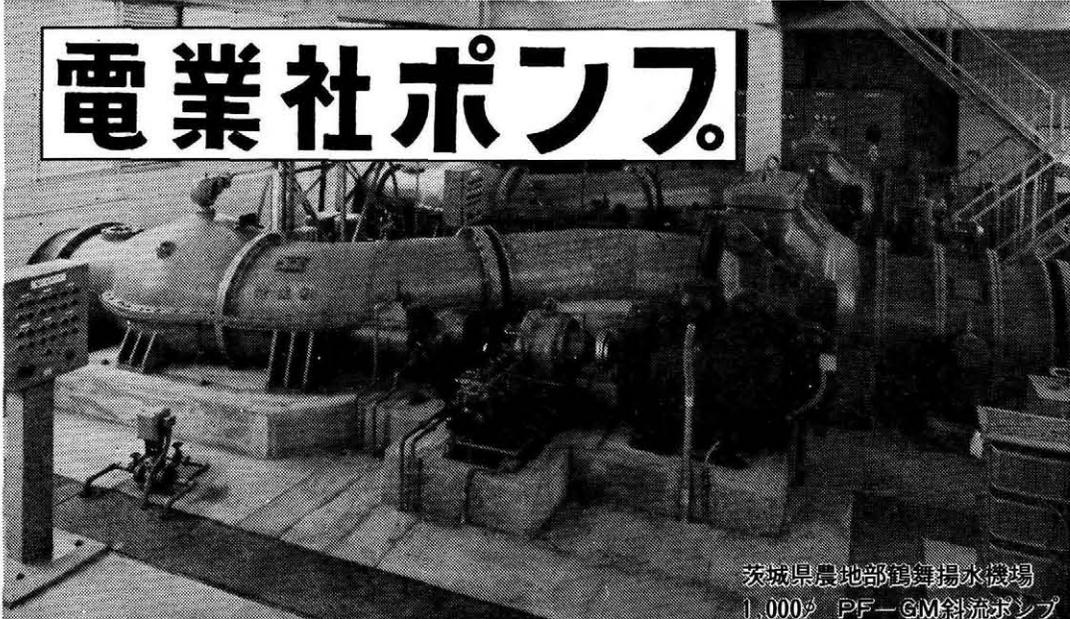
小貝川水管橋は、全国にも数少ない2連の大口径水管橋で、アーチ方杖形式という全国に例のないタイプである。工事は、平成2年10月に着工し大きな問題もなく平成3年8月に無事完成した。

横断する小貝川が昭和61年夏に大氾濫を起こした河川であるために、なるべく堤防に与える影響を少なくすると共に、近年土木構造物に求められ

ている周辺環境との調和を考えてタイプ選定を行って完成した水管橋は、その構造がシンプルで且つ外面塗装の色が水色ということから周辺に与える圧迫感も少なく、堤防の芝や筑波山の緑と調和していると思われる。

最後に、霞ヶ浦用水事業が茨城県西南地域の発展に寄与し小貝川水管橋がその象徴として地域の人々に親しまれている事を切に願うものである。

電業社ポンプ。



茨城県農地部舞舞揚水機場  
1,000ℓ PF-GM斜流ポンプ



株式会社  
**電業社機械製作所**

本社 東京都大田区大森北1丁目5番1号  
大森東京海上ビルディング  
電話 東京 (3298) 5115  
支店 大阪・名古屋・九州・東北・中国四国  
北海道・静岡・関東  
営業所 横浜・三重・岡山・高松

# 中山間地域における排水路の施工例

—災害復旧事業とは場整備事業との共同施工について—

もぎ こう いち  
茂 木 功 一

## 目 次

1. はじめに .....	18	4. 災害復旧事業と農地総合開発整備事業 .....	20
2. 管内の中山間地域の概況 .....	19	5. おわりに .....	24
3. 地区の状況 .....	19		

### 1. はじめに (原町農地事務所管内の概要)

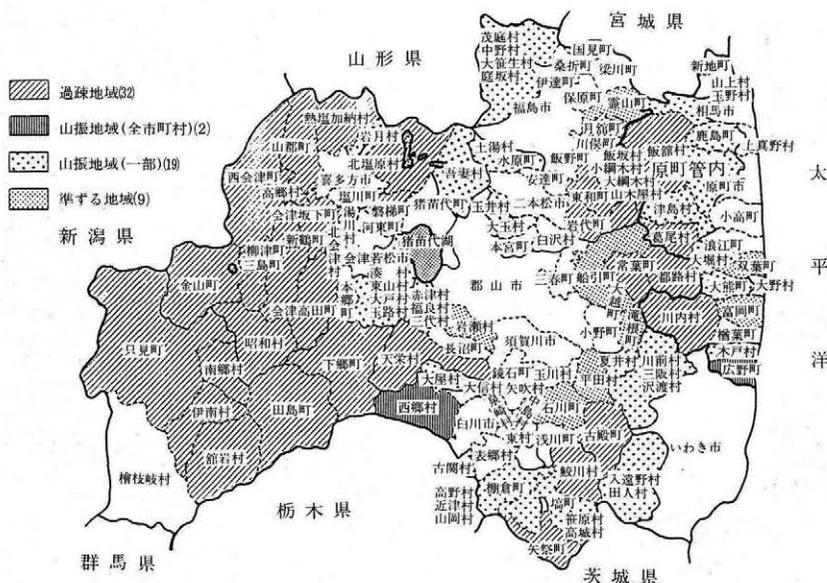
福島県は東北地方の最南端にあって、東は太平洋に臨み、南は茨城、栃木の両県、西は大部分を新潟県と境し、西南の一部が群馬県に、北は宮城山形の両県に隣接しており関東と東北の結節点という位置にある。

総面積は13,781km<sup>2</sup>で北海道、岩手県について全国第3位であり、その大きさは東京圏(東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県)1都3県の総面積の13,138km<sup>2</sup>よりも大きい。

また、本県では天気予報が3つ出される。沖合で黒潮と親潮の交流する海道(浜通り)、東北の大動脈、山道(中通り)、脊梁山脈背後の会津であり、それぞれ山脈で区分されている。

原町農地事務所は浜通り地方の中心部に位置し管内は原町市、相馬市をはじめとする2市9町3村の区域からなり、その面積は1,741km<sup>2</sup>で県土の12.6%、浜通り地方の58.6%を占めている。

当地方の農業は天保年間の「二宮仕法」(二宮尊徳の報徳の教えにより荒地を開き、堰や溜池を改修して凶作に強い農業を確立した)により開発さ



図一 中山間地域対象市町村区分図(62市町村)

\*福島県原町農地事務所



気象月報，平成元年8月，日本気象協会福島支部  
この台風13号災により後述する福島県相馬郡飯館村の県営農地総合開発整備事業の区画整理工区の南前田工区では農地2ヶ所，農業用施設4ヶ所，復旧事業費で総額5千余万円の災害を被った。

(2)ほ場整備事業の気運

台風13号災は南前田工区の農地と農業用施設に潰滅的な打撃を与えた。また，工区を縦断する前田川は蛇行が激しく，このまま災害復旧事業を実施しても再度の災害は免れないとの考えから，この際，ほ場整備を実施し，総合的に農用地の再生を図ろうとの気運が盛り上がり，当時，農地総合開発整備事業の調査が飯館村で実施されていたこともあり，この農地総合開発整備事業の併せ事業の中の区画整理事業で取り組むことで11戸の全受益農家がまとまり，概ね10ヘクタールのほ場整備事業が実施されることとなった。

4. 災害復旧事業と農地総合開発整備事業

(1)災害復旧事業の優先支出法について

災害復旧事業と他事業との合併施行（差額関連事業を含む）の取扱いについては昭和44年4月の査定官会議指示により，共同費用の振分方法について「一般に災害復旧の場合は，優先支出法による場合が多い。」として，一般的に災害復旧事業と他事業が関連した場合は優先支出法によることとしている。

これを踏まえて本工区については，災害復旧事業と農地総合開発整備事業は事業主体がそれぞれ村と県で異なるため共同施行に係わる協議書を作成し，災害復旧事業は優先支出すること，また，農地総合開発整備事業が施工することを明記し，事業に着手した。

これにより，本災害復旧事業が激甚災に指定と

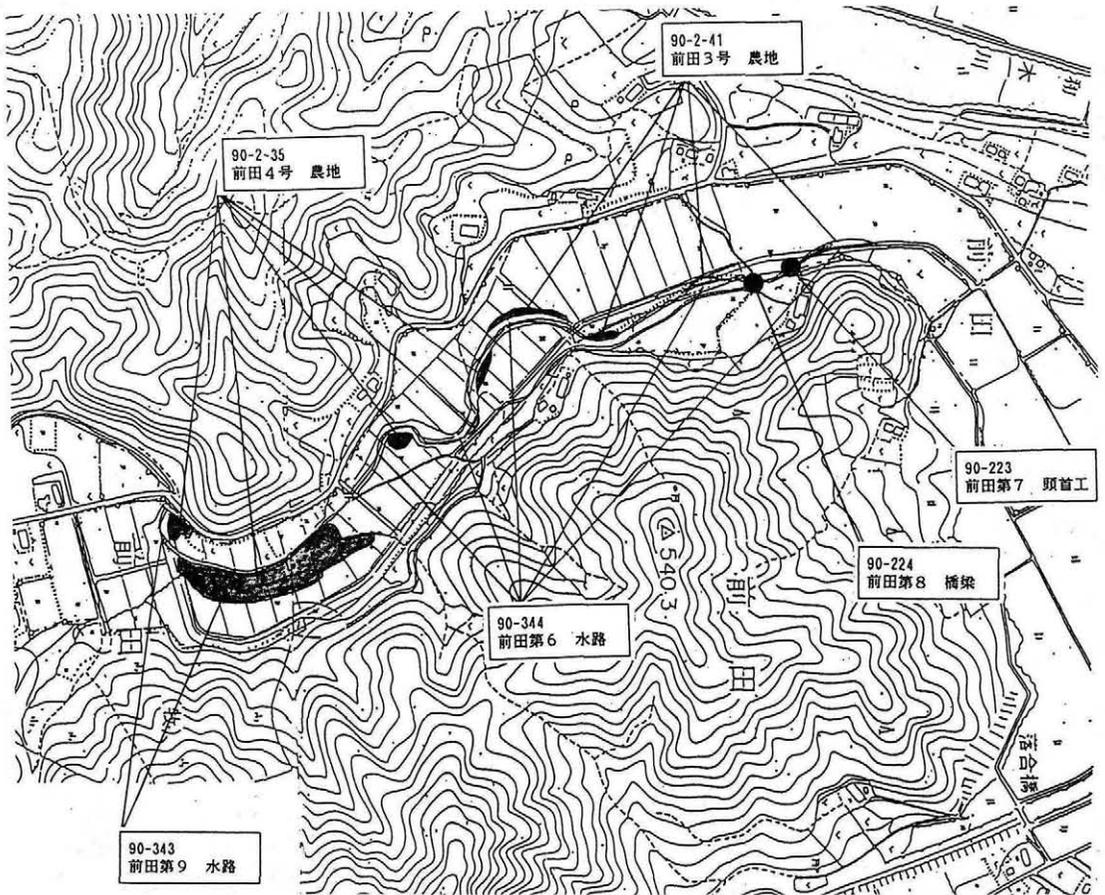
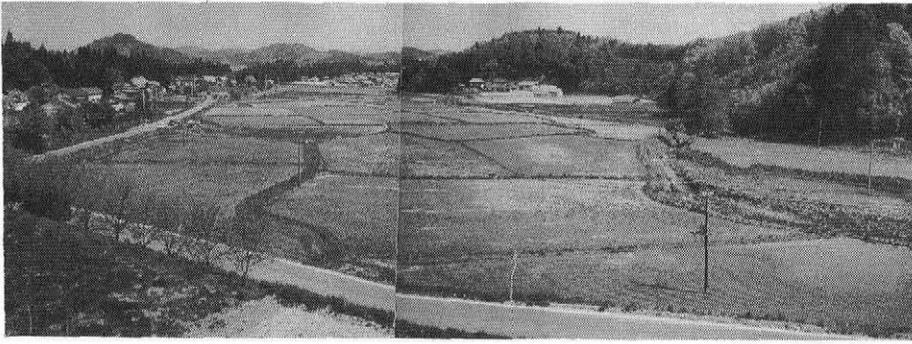
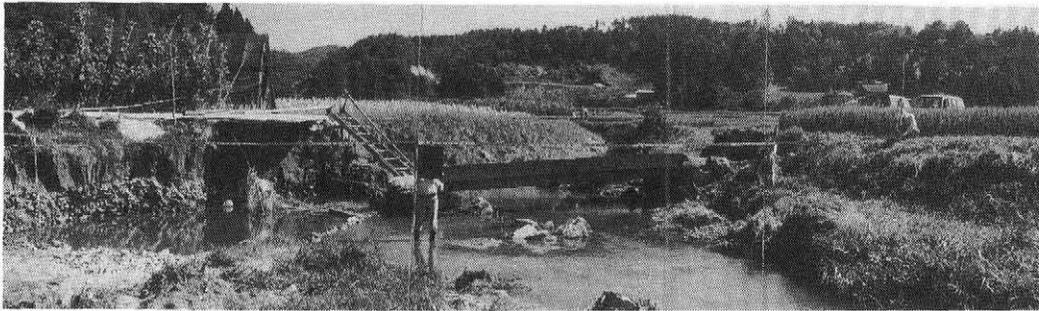


図-3 県営農地総合開発整備事業飯館西地区南前田工区内被災位置図



写真一 被災状況 (全景)



写真二 被災状況 (水路及び、橋梁)

表一 災害復旧事業地区別調査

区分	地区名	工種	事業量	事業費
農地計	前田3号	整地工	1.30ha	1,290
	前田4号	整地工	0.46ha	1,338
	2地区		1.76ha	2,628
施設計	前田第6	水路工	397m	31,955
	前田第7	頭首工	1ヶ所	3,482
	前田第8	橋梁工	1ヶ所	6,012
	前田第9	水路工	87m	5,955
合計	6地区			47,404
合計	6地区			50,032

適用) 事業費は査定額 (千円)

なったこともあり補助率が增高され、農地災96.9%、農業用施設99.6%の高率補助になったことから地元負担は大幅に軽減されることとなった。

(2) 農地総合開発整備事業について

本地区は、国有林野を活用し一部民有地を含めて規模拡大を目指した農地造成54.9haと区画整理10.9haを行うと共に道水路等の一体的な整備を通して地域の計画的な土地利用を図る基幹事業を主体に、併せ事業として溜池の整備2ヶ所、用水路の改修1ヶ所、排水路の整備3ヶ所、農道整備5ヶ所、区画整理9.8ha、暗渠排水、客土事業等

表一 農地総合開発整備事業 飯館西地区の概要

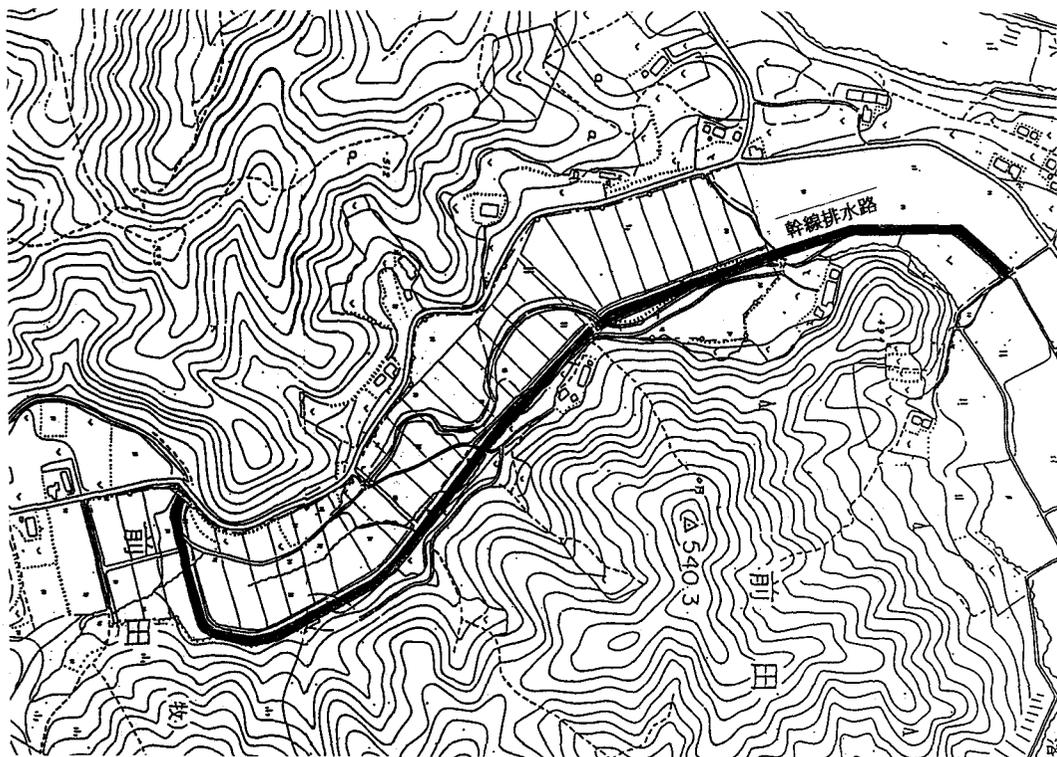
事業種目		内容	
農地の造成	基幹事業	農地開発 区画整理 幹線道路 幹線排水路 溜池	54.9ha 10.9ha 4,310m 1,450m 1ヶ所
	併せ事業	農業用排水施設 整備事業 農道整備事業 区画整理事業 客土事業 暗渠排水事業	用水施設 溜池 排水施設 幅員4/5m延長 整地工 客土工 暗渠排水
農業近代化施設整備事業		保冷库 集荷所 トラクター	A=65.4m <sup>2</sup> 1棟 A=33.0m <sup>2</sup> 2ヶ所 (35PS) 2台

を行い農業生産性を向上させ地域農業の振興を図ることを目的に平成元年度調査計画を実施し、平成2年度着工したものである。

平成元年、台風13号災と共同施行(災害復旧事業の優先支出法)を実施した南前田工区は、調査期間中に台風13号災が発生し、この台風被害を契機に本地区の併せ事業のうちの区画整理事業に取

表一 6 災害復旧事業及び農地総合開発整備事業の費用内訳

費目及び工種	全 体		災 害 復 旧 事 業										農地総合開発 整備事業		
			農 地		施 設						計				
			事業量	事業費	前田3号,同4号		前田第6,同第9		前田第7		前田第8		事業量	事業費	飯 館 西
	事業量	事業費			事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費	事業量	事業費			
本 工 事 費	整 地 工	9.8ha	20,105	1.76ha	2,555							1.76ha	2,555	9.8ha	17,550
	道 路 工	1,720m	13,568											1,720m	13,568
	小用水路工	1,035m	5,655											1,035m	5,655
	幹線排水路工	1,300m	126,500			484m	36,800	頭首工 (5m) 1ヶ所	3,381	橋梁工 (12m) 1ヶ所	5,837	484m	46,018	1,300m	80,482
	小排水路工	1,139m	11,672											1,139m	11,672
	小 計		177,500		2,555		36,800		3,381		5,837		48,573		128,927
測量及び試験費		13,300													13,300
用地買収補償費		9,900													9,900
換 地 費		7,000													7,000
工事雑費		6,300		35		550		50		87		722		5,578	
事務雑費		737		38		560		51		88		737		—	
計		214,737		2,628		37,910		3,482		6,012		50,032		164,705	



図一 4 県営農地総合開発整備事業飯館西地区  
南前田工区計画一般平面図

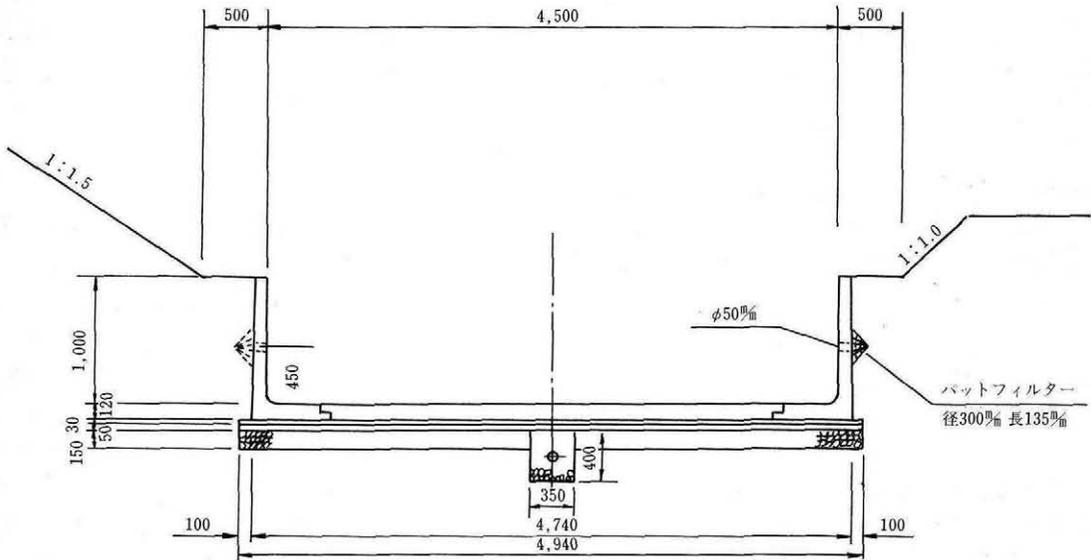


図-5 南前田工区幹線排水路標準図

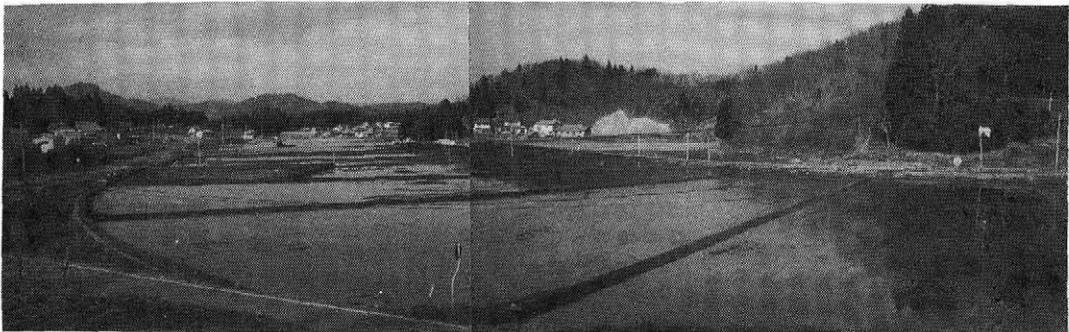


写真-3 南前田工区竣工写真 (全体)

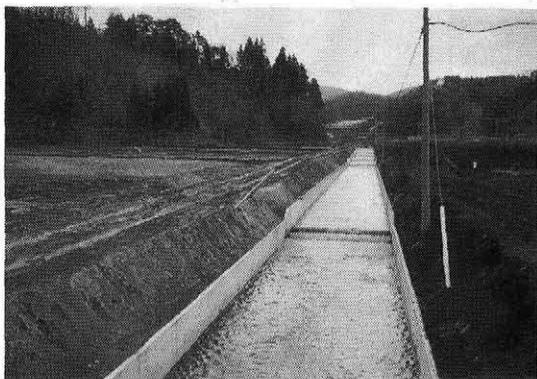


写真-4 南前田工区幹線排水路

り組んだものである。

急遽、事業がまとまった理由としては、

- ①台風13号により工区内の農地、農業用施設（橋梁、頭首工、及び排水路）が潰滅的被害を被ったこと。
- ②台風13号災の優先支出により地元負担金が大幅に軽減されたこと。
- ③区画整理の実施により国道399号線の拡幅計画も相乗りとなり、益々、地元負担金が軽減されたこと。
- ④受益農家数が11戸と比較的少ないため、まとまり易かったこと。
- ⑤農地総合開発整備事業の調査計画が同時期に地

元で行われていたこと。  
等によるものであり、また、地元役場の積極的な  
地元指導の姿勢も見逃せない。

以上の経緯により、災害復旧事業の優先支出法  
による地元負担は、金額で概ね、1千万円（災害  
復旧事業費×農地総合開発整備事業の地元負担  
率=50,032千円×20%≒10,000千円）、負担率で概  
ね5%（災害復旧事業費÷農地総合開発整備事業  
の総事業費=50,032千円÷214,737千円≒5%）軽減  
されたこととなった。

この金額は、負担農家が11戸しかないことを考  
え併せると大幅な負担軽減となっている。

### 5. おわりに

以上のように、中山間地域は平地と比べて農業  
依存度が極めて高率であります。しかし、農業依  
存度が高ければ高いほど費用負担は重く農民にの  
しかかることとなります。農業以外の収入があまり  
無いのですから当然の帰結であります。ほ場  
整備をしなければならないのも、また、（農家が心

の中で）要望が強いのも中山間地域であると思わ  
れます。ただ、現在の生活状況でほ場整備の負担  
金が払われるのか、農業者年金までも負担金の返  
済に廻さなければならないのか、また、孫子の代  
までも借金しなければならないのか、等の思いが  
農家の方々にほ場整備を躊躇させている原因の一  
つであると思われます。

本地区のように、沢づたいに開けた耕地は河川  
に張り付いた形で水田があるのは一般的であり、  
全国各地何処にでもある普通の地区であります。

このように、災害復旧事業や国、県、市町村道  
の拡幅計画をほ場整備事業の契機とするよう地元  
を喚起していくのも、我々、行政に携わる者の役  
目であると考えます。

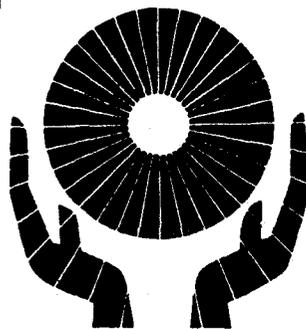
地元負担金の軽減を目的として種々の施策が行  
われていますが、排水路は被災箇所の復旧だけで  
は再度、災害を被るのは目に見えています。以上  
のような方法は一番分かりやすい負担軽減の方法  
の一つであると考えます。



# カキモト

**K** 株式会社 栗本鐵工所  
〈鉄構事業部〉

本社 大阪市西区北堀江1丁目12番19号 ☎(06) 538-7691  
東京支社 東京都港区新橋4丁目1番9号 ☎(03) 3436-8150  
北海道支店 ☎(011) 281-3307 中国支店 ☎(082) 222-8205  
東北支店 ☎(022) 227-1890 九州支店 ☎(092) 451-6627  
名古屋支店 ☎(052) 201-4501



われらの英知  
みんなの国土  
その最高のハーモニーをめざして

## 南部坂ダムの岩級区分と地震係数に関する検討

うめ だ まき み さ とう しゅん いち\*  
梅 田 正 実\* 佐 藤 俊 一\*

### 目 次

1. はじめに .....25  
2. 岩級区分 .....25

3. 地震係数について .....28  
4. あとがき .....33

### 1. はじめに

南部坂ダムは、道営防災ダム事業として、北海道函館市の北西、上磯町の宗山川水系宗山川中流域に建設中の提高26.1m中心遮水ゾーン型フィルダムである。防災ダム事業は、河川の氾濫による農地の湛水被害を防止する目的でダムによる湛水調節を行うものであり、受益面積127haを有している。

平成元年度より工事に着手し、現在付替道路を施行中である。南部坂ダムの河川協議は昭和62年から進められ、平成4年1月に申請を行なっている。

この河川協議において、南部坂ダムの岩級区分と地震係数について河川管理者と協議した経過及び検討結果について報告する。

### 2. 岩級区分

南部坂ダムの基礎岩盤は、新第三紀鮮新世の富川層であり、富川層は亀裂の稀な砂岩・泥岩・礫岩の互層からなる軟岩である。弾性波速度は $V_p=0.3\sim 1.8\text{km/s}$ 、孔内水平載荷試験による変形係数 $Db=210\sim 2,710\text{kgf/cm}^2$ 、一軸圧縮強度 $qu=0.6\sim 20.3\text{kgf/cm}^2$ である。

#### 2-1 岩級区分基準表について

基礎岩盤の岩級区分は、菊地・斉藤 (1982)<sup>1)</sup>の岩級区分をもとに、南部坂ダム独自に岩級区分基準を設定した。

岩級区分基準は、表-1に示すように目視による風化の度合いによりD級・CL級・CM級を区分

し、CL級・CM級の区分は、風化し褐色を呈するか新鮮岩盤であるかにより区分し、D級とCL級については、固結状態の良否で判定した。

表-1 南部坂地区 岩級区分基準表  
(目視による判定基準)

岩 級	判 定 基 準
D 級	強風化し、褐色を呈する。一般に泥質岩は粘土状で指圧でへこむ程度の固結状態。砂質岩、礫質岩は未固結状であり、ハンマーの打撃に対しては土砂状となって崩壊する。
CL級	風化し、褐色を呈する。亀裂は密着するが亀裂面は変色している。ハンマーの打撃に対しては、亀裂面に沿って崩壊するか、小片状に崩壊する。指圧では容易に崩壊しない。
CM級	新鮮な軟岩であり、一般に暗灰色を呈する。極稀に密着した亀裂が認められる。指圧、ハンマーの打撃に対しては、粗粒なものほど弱い。泥質岩、砂質岩の中にはハンマーの強打により片状となって崩壊する。
備 考	全般に、CM級とCL級の区分は、風化し褐色を呈するか、新鮮岩盤であるかで区分される。D級とCL級については、固結状態の良否で判定される。

しかしながら、河川協議において、岩級区分方法については了解されたが、富川層を構成する砂質岩 (Ts)・泥質岩 (Tc)・礫質岩 (Tg) の岩盤の物性値と各岩級との対応をはかるようにとの指摘を受けた。このため、各岩種と岩級との相関について検討を行い、なおかつ原位置試験による試験値により岩級区分を再構成した。(表-2)

風化の度合いのみではCL級とD級の判定が難しいため、標準貫入試験のN値と目視を組合わせて $N\geq 20$ をCL級、それ以下をD級と判定している。CM級は $N\geq 30$ である。ボーリングコアの採取

\*北海道渡島支庁農業振興部耕地課

表一 2 南部坂地区 岩級区分基準表

岩級・地質		目 視 基 準	N 値
D 級	泥質岩	強風化し褐色を呈する。一般に粘土状で指圧でへこむ程度の固結状態	N < 20
	砂質岩 礫質岩	強風化し褐色を呈する。一般に未固結状態であり、ハンマーの打撃に対しては土砂状となって崩壊する。	
CL 級	泥質岩 砂質岩	風化し褐色を呈する。亀裂は密着するものの亀裂面は変色している。ハンマーの打撃に対しては、亀裂面に沿って崩壊するか、小片状となって崩壊する。指圧では容易に崩壊しない。	N ≥ 20
	礫質岩	風化し褐色を呈する。亀裂は密着するものの亀裂面は変色している。ハンマーの打撃に対しては、亀裂面に沿って崩壊するか、小片状となって崩壊する。指圧では容易に崩壊しない。	
CM 級	泥質岩 砂質岩	新鮮な軟岩であり、一般に暗灰色を呈する。極稀に密着した亀裂が認められる。指圧やハンマーの打撃に対しては粗粒なものほど弱い一部片状となって崩壊するものもある。	N ≥ 30
	礫質岩	新鮮な軟岩であり、一般に暗灰色を呈する。極稀に密着した亀裂が認められる。指圧やハンマーの打撃に対しては、粗粒なものほど弱い。	

注1：調査孔内においてN値が測定された場合D級(N<20)、CL級(N≥20)、CM級(N≥30)を基準とし、周辺の地質状況を考慮して、かりに暗灰色を呈してもCL級と判定する場合がある。

注2：調査孔において被覆層や褐色を呈す風化帯の直下1m程度の範囲が暗灰色を呈す新鮮部として認められても弱線部である可能性があり、N値物性値が不明な場合は安全側に一様にこの範囲を上位層の岩級に区分する。

注3：ボーリングリングコアは採取状況により、自然の固結状態が確認されない場合がありN値を参考とする。(特に凝質岩は無水掘削の場合に、土砂状に採取される事がある。)

状況により、自然の固結状態が確認されない場合があるためN値を参考としている。また、仮に岩盤が暗灰色を呈する場合でも、周辺の地質状況等を考慮しCL級と判断する場合がある。

### 2-2 物理的性質

ボーリングにより採取された乱さない試料により、密度・比重・含水比等の測定を行なった。(図-1)

これによると、物理的性質は泥質岩・砂質岩ともほぼ同様の値を示しており、CL級とCM級の間にもそれほどの違いは認められない。泥質岩・砂質岩の間においては、岩質による物理的性質の違いは無いものと判断される。しかし、D級とCL級・CM級との間には、岩級による違いが認められる。

### 2-3 孔内水平載荷試験

ボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験結果を表一3に示す。

D級は砂質岩のみ試験が実施されており、その範囲は210~510kgf/cm<sup>2</sup>である。CL級は砂質岩・礫質岩ともに、300~770kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあり、

400~600kgf/cm<sup>2</sup>の範囲に集中している。CM級は比較的ばらつきは大きい、砂質岩では420~2120kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあり、1000~1500kgf/cm<sup>2</sup>の範囲が多い泥質岩は、500~2710kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあり、1000~2000kgf/cm<sup>2</sup>に集中している。

CM級全体としてみても、1000~1500kgf/cm<sup>2</sup>の範囲のものが多。以上の通りCL級とCM級には力学的性質において明らかに差異が認められる。(図-2)

変形係数及びN値の関係より、変形係数とN値との間には一般にN値が大きくなると変形係数も増加する傾向にある。CL級において、N値は19~50/12(50回の打撃で12cm貫入)の範囲にあり大略20~30程度に集中している。CM級は28~50/2(50回の打撃で2cm貫入)の範囲にあり大略50前後に集中している。(図-3)

### 2-4 強度特性

乱さない試料による室内試験結果を表一4に示す。

強度試験結果から、岩級の違いによる強度特性の差異が認められる。岩質的には、泥質岩・砂質

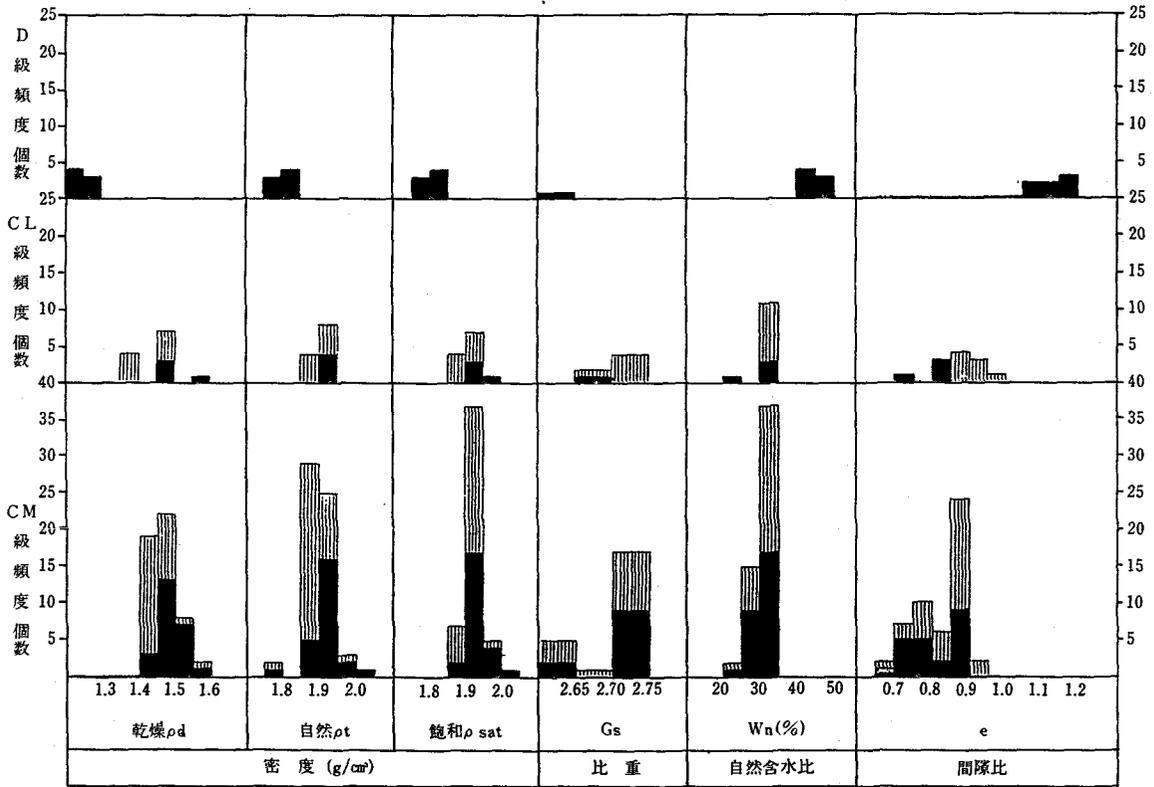


図-1 富川層の物理的性質

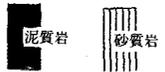


表-3 富川層の孔内水平載荷試験結果

対象地質 岩級区分	試験 個数	降伏圧 Pf(Kgf/cm <sup>2</sup> )	極限圧 PI(kgf/cm <sup>2</sup> )	変形係数 Dp(kgf/cm <sup>2</sup> )	平均 N値	
泥質岩	CM級	18	31	62	1413	50/22
砂質岩	D級	2	11	18	360	14
	CL級	(10)	20	39	450	42
	CM級	(34)	27	59	1075	50/23
礫質岩	CL級	(1)	40	80	770	50/12
	CM級	(7)	41	80	1410	50/13
岩級別	D級	2	11	18	360	14
	CL級	10	20	39	450	42
	CM級	57	30	62	1210	50/22

注1) CL・CM級の砂質岩・礫質岩の( )は、試験区間が両地層にまたがるためそれぞれに諸数値を加えている。

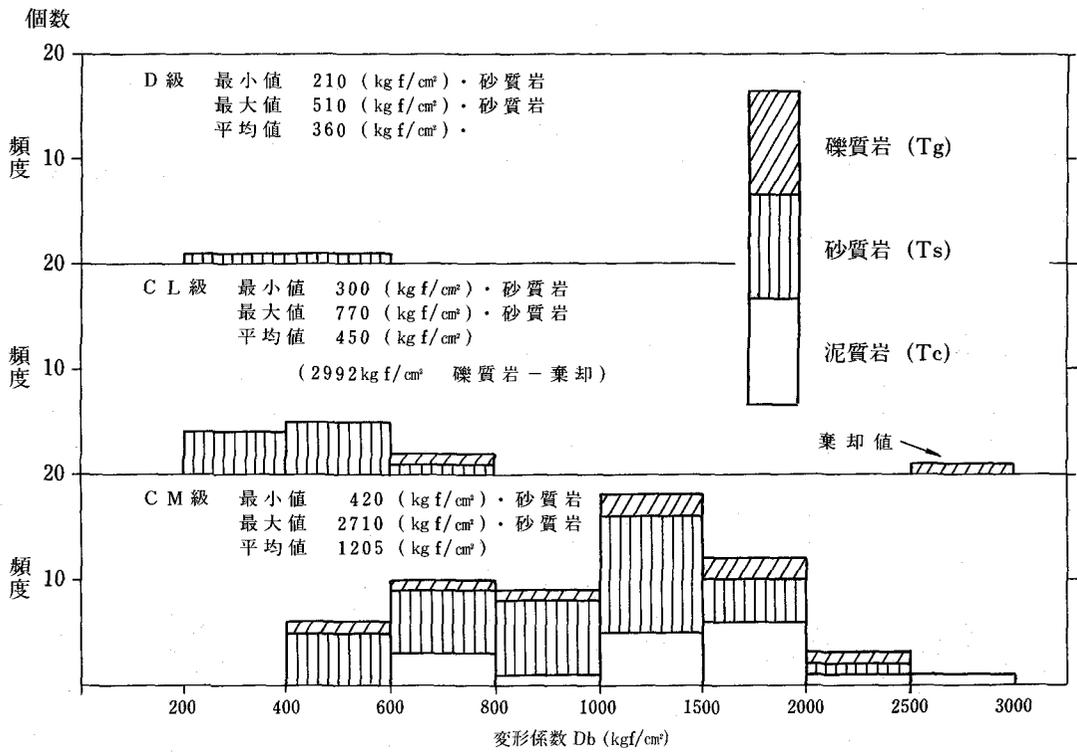


図-2 変形係数頻度分布

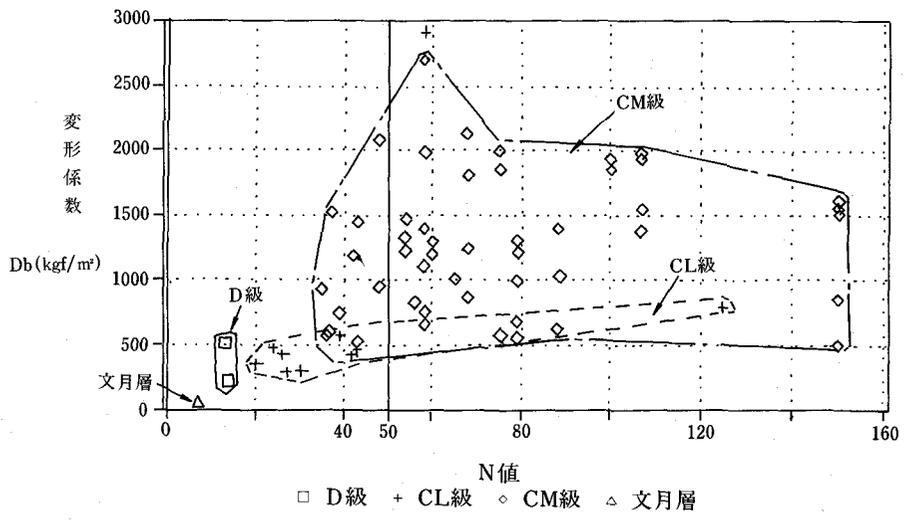


図-3 変形係数とN値の関係 (岩級区分)  
 N値50以上は、換算値 (30/貫入深度×50)。

表一 4 富川層の強度試験結果

対象地質 岩級区分	全応力表示		有効応力表示		N 値	一軸圧縮強度 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	
	Ccu(tf/m <sup>2</sup> )	$\phi_{cu}$ (°)	C'(tf/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)			
泥 質 岩	D級	4.5①	21.0①	0.5①	34.0①	11②	0.70②
	CL級	15.0①	15.0①	2.0①	32.6①	35①	-
	CM級	21.9⑥	34.1⑥	19.0⑥	35.6⑥	50/17⑥	8.15⑬
砂 質 岩	CL級	12.6②	26.8②	8.6②	35.8②	32②	3.79④
	CM級	24.0⑤	33.0⑤	14.2⑤	38.2⑤	50/28⑩	4.58⑭
岩 級 別	D級	4.5①	21.0①	0.5①	34.0①	11②	0.70②
	CL級	13.4③	22.9③	6.4③	34.7③	33③	3.79④
	CM級	22.9⑩	33.6⑩	16.8⑩	36.8⑩	50/22⑱	5.77⑳

C cu, C'…粘着力  
 $\phi_{cu}, \phi'$ …内部摩擦力  
 ○内は試験個数

岩においてCM級を比較した場合、強度特性はほぼ同様な値を示しており岩質的な違いは認められないと考えられる。

以上により、岩種による物性値の違いは顕著ではなく、それよりも岩級による違いが著しいという結果となり、各岩種を一括した目視基準及びN値による岩級区分表により了解を得た。

なお、堤敷掘削時の岩級判断については、表一5に示すように簡易弾性波速度及びシュミットハンマー反発値により、各岩級との対比を行う。CM級では $V_p=1.06\sim 1.42$ km/s、シュミットハンマー反発値4~19(平均10.5)、CL級では $V_p=0.64\sim 0.85$ km/s、シュミットハンマー反発値0~18(平均6.3)、D級では $V_p=0.71\sim 0.77$ km/s、シュミットハンマー反発値0~5(平均1.0)となっているが、必要に応じ標準貫入試験を行うことも検討している。

### 3. 地震係数について

南部坂ダムのダムサイトは中震帯地域に属し、計画ダム形式は中心遮水ゾーン型フィルダムであ

るため、河川管理施設等構造令に準じ「中震帯地域フィルダム：その他のもの $K=0.12$ ), また河川砂防技術基準(案)も考慮にいれ、同基準(案)の中震帯地域、岩盤基礎のゾーン型フィルダム $K=0.12$ を採用している。<sup>2)3)</sup>

ダムサイト周辺地域の地質は、西側に先第三紀及び新第三紀の堆積岩が広く発達し、東側には函館平野の沖積世堆積物と周辺の第四紀堆積物が分布している。活断層研究会編「日本の活断層」によると、第四紀断層は函館平野西端の丘陵地と平野部の境にほぼ南北の走向をもった断層群として発達する、とあるため、河川協議において、第四紀断層のダムにあたる影響についての検討をもとめられた。<sup>4)</sup>また、ダムの基礎岩盤の変形係数がCM級で $1000$ kgf/cm<sup>2</sup>、一軸圧縮強度においては $qu=5$ kgf/cm<sup>2</sup>程度の強度の比較的小さな岩盤であるため、より大きな地震係数についての検討を求められていた。

このため、ダム周辺の第四紀断層についての調査を行うとともに、基礎岩盤が南部坂ダムと同程度の強度を有する他ダムの事例調査、統計手法を

表一 5 富川層の岩級区分と原位置試験の対比

岩級区分	N 値 N(回)	変形係数(孔内載荷) Db(kgf/cm <sup>2</sup> )	変形係数(平板載荷) Db(kgf/cm <sup>2</sup> )	簡易弾性波速度 $V_p$ (km/s)	シュミットハンマー 反発値
CM	28~50以上	420~2710 (1210)	840~960 (900)	1.06~1.42	4~19 (10.5)
CL	19~50以上	300~770 (450)	340~690 (510)	0.64~0.85	0~18 (6.3)
D	20以下	210~510 (360)	190~260 (230)	0.71~0.77	0~5 (1.0)

ただし、( )は、平均値を示す。

用いた設計震度について検討を行った。

検討した。

### 3-1 第四紀断層調査

南部坂ダムのダム敷には、断層及び断層より派生したと考えられる亀裂等は確認されていない。しかし、ダム軸左岸丘陵地の東側に第四紀断層の分布が指摘されており、ダム建設に係わる影響を考慮して調査を実施した。

一次調査として、文献調査(半径50km)→空中写真判読(半径10km)→地表調査(変位地形を示す線状模様(長さ10km以上)が半径3km以内であれば詳細な調査対象とする)。を実施した<sup>5)</sup>

調査地域は歴史時代に大地震の発生した記録はなく、過去100年以上被害地震は発生していない。文献調査及び空中写真判読等の結果をふまえ、地表踏査を実施し、表-6、図-4に示すようにダムサイト周辺に分布する第四紀断層として5条の断層を抽出した。

この5条の断層はダム敷近傍(ダム敷周辺300m以内)に分布しておらず、二次調査の必要はないと判断され、直接ダム基礎地盤に地形的変化を与えるものではないと判断された。

### 3-2 統計的手法を用いた設計震度の検討

「ダムの耐震設計」(建設省河川局)によると、地震断層等が近傍で明確になっているダム地点、基礎地盤の地質が耐震上問題となるようなダムにおいては、過去の地震歴からダムサイトでの最大加速度を推定し、統計処理を行って期待値を算出する手法がある<sup>6)</sup>。この手法に基づき以下のように

#### a. 統計的手法を用いた最大地表面加速度の検討

南部坂ダム地点(東経140°36', 北緯41°51')において、理科年表に掲載されている過去1309年325件の地震データを用いて最大地表面加速度を算定する。<sup>7)</sup>

#### ・ 最大地表面加速度( $\alpha$ max)の算定

南部坂ダム地点において生じる地震動の最大地表面加速度を、建設省土木研究所が提案した以下に示す3種類の距離減衰式を用いて算出する。<sup>8)</sup>

$$\text{第I種地盤 } \alpha \text{ max} = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (R + 30)^{-1.218}$$

$$\text{第II種地盤 } \alpha \text{ max} = 232.5 \times 10^{0.313M} \times (R + 30)^{-1.218}$$

$$\text{第III種地盤 } \alpha \text{ max} = 403.8 \times 10^{0.265M} \times (R + 30)^{-1.218}$$

ここに、 $\alpha$  max: 最大地表面加速度(gal)

R : 震央距離(km)

M : 地震のマグニチュード

今回の検討地点は第I種地盤であるため、第I種地盤の式と過去325件の地震データより $\alpha$  maxを算定すると、図-5に示すようになる。この図より100年と200年の地震再来期間に対する最大地

表-6 ダムサイト周辺に分布する第四紀断層の性状

断層番号	線状模様番号 1)	文献断層との関係	ダムサイトからの距離	断層形態	変位基準	変位 2)	長さ	走向	傾斜	確実度 3)	活動度 3)	備考
①	1	渡島大野断層 a 4)	東方2.75km	低断層崖 鞍部	段丘面 山地斜面	W(隆起) 1~2.0m	12km5)	NS	-	I	B	-
②	3	観音山断層群 a 4)	北東2.5km	低断層崖 断層池	段丘面	E(隆起) 5m以下	5.5km	NNW ~NE	-	I	B~C	大野町文月地内の清四郎沢に露頭あり。
③	2	観音山断層群 b 4)	北東3.8km	低断層崖	段丘面	E(隆起) 1m程度	2km	NE	-	I	B~C	-
④	4	観音山断層群 c 4)	北方4.0km	ふくらみ	段丘面	E(隆起) 1m程度	20km	NNW	ほぼ垂直	II	-	大野町向野地内の八郎沼西方に露頭あり。
⑤	6	上磯町桜岱付近に分布するとされる 4)	東方1.5km	断層凹地	段丘面	SW(隆起) 不明	2km	NW	-	III	-	-

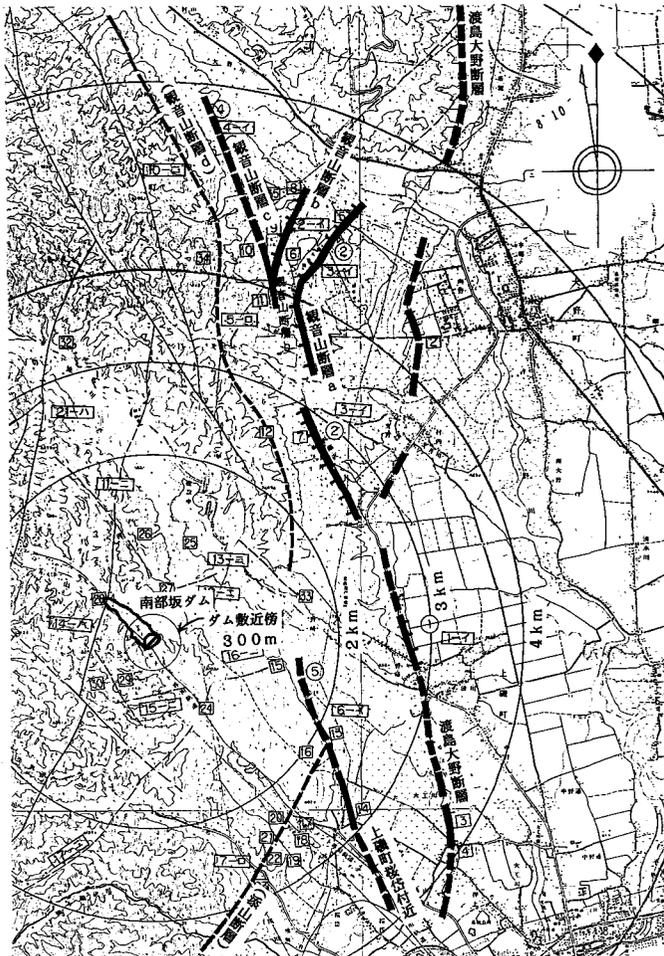
注 1): 空中写真判読結果による線状模様の番号

2): 地表踏査結果による。文献による変位位置より小さい。

3): 文献「日本の活断層」による。

4): 文献「日本の活断層」による。

5): 文献「日本の活断層」によると、①は長さ20kmである。



図—4 南部坂ダム周辺第四紀断層分布図

表面加速度  $\alpha_{max}$  を求めると、次のようになる。

100年 : 43 gal    200年 : 55gal

b. その他の検討

・ 北海道地域で代表的な地震である十勝沖地震に対する検討

十勝沖地震は過去2度（1952年, 1968年）発生しており、それぞれの地震について検討する。

第I種地盤の式を用いて、以下に示す2回の十勝沖地震を想定した場合の最大地表面加速度  $\alpha_{max}$  を求める。

- ① 1952年十勝沖地震：東経143°54' 北緯42° 2' M8.1
- ② 1968年十勝沖地震：東経143°36' 北緯40° 42' M7.9

①のデータの  $\alpha_{max} = 51.74$  (gal)

②のデータの  $\alpha_{max} = 46.08$  (gal)

・ ダムサイト近傍で予想される地震に対する検討

以下の2回の地震を想定した検討を行う。<sup>9)</sup>

- ① 東経140°32' 北緯41°48' M3.2 1940年 2月12日
- ② 東経140°39' 北緯41°56' M4.8 1970年 2月8日

①のデータの  $\alpha_{max} = 58.03$  (gal)

②のデータの  $\alpha_{max} = 119.65$  (gal)

凡例

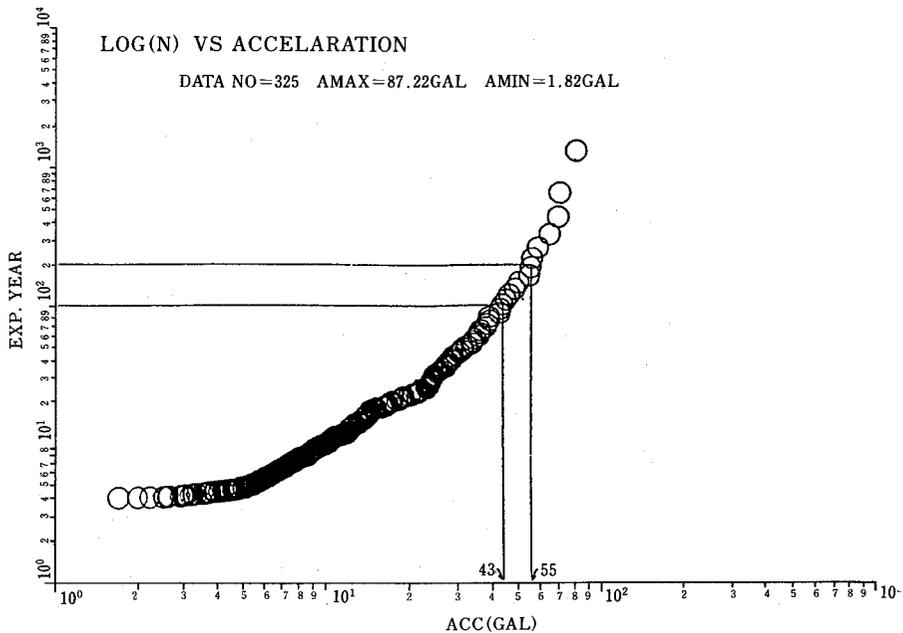
- ⑤ 断層番号  
其の別断層  
(文献調査、地殻調査で確認)
- ⑥ 断層番号  
(文献調査では抽出されたが、地殻調査結果では不明確なもの)
- ⑦ 断層  
(文献調査により算出されたが、地殻調査結果、一部は地殻調査で確認)
- ⑧ 断層番号  
(上記の断層以外に空中写真判読により抽出された主な断層番号)
- ⑨ 断層番号  
(地殻調査による主な断層の断層又は方位地影が確認された地点等)
- ⑩ 調査地  
マグニチュード(震度)  
観測年月日
- ⑪ 南部坂ダム

\* 地形図は、国土院発行 1:25,000より縮小。  
調査地は、国土地理院資料より転載。

1-1-1 主な断層番号の分類

分類	断層番号
⑤ 文献調査、地殻調査で抽出された断層番号	1, 2, 3, 4, 6
⑥ 文献調査"では抽出されたが、地殻調査結果では不明確な断層番号	5, 7, 8
⑦ 文献調査、地殻調査から、断層以前の断層による断層	9, 10, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 29, 30, 32, 36
⑧ 断層調査には含まれない断層番号のうち、空中写真判読によるもの	9, 10, 11, 12, 15, 16, 17, 19, 20, 27, 28, 30, 33, 34, 35

⑤: 一部文献で確認されていないが、その存在は明確ではない。



図一五 最大地表面加速度 ( $\alpha_{max}$ )

c. 設計震度の吟味

・ 最大加速度と設計震度

現行の設計では、最大加速度  $\alpha_{max}$  と設計震度  $K$  については、

$$K = \alpha_{max} / 980^{1.0}$$

の関係があるとされている。しかしながら、設計震度と最大加速度には線形関係がないことが最近いわれている。このような状況のもとで建設省河川局の「ダム耐震設計」では、最大加速度に割引係数 (0.5~0.6) を掛けて設計震度とするとしている。すなわち設計震度は、

$K = (0.5 \sim 0.6) \times \alpha_{max} / 980$   
 で与えられるとしている。

・ 設計震度の検討

a・bで算出された最大加速度より設計震度を求めると、以下のようになる。

100年	43gal	→k=0.022~0.026
200年	55gal	→k=0.028~0.034
	51.74gal	→k=0.026~0.032
	46.08gal	→k=0.024~0.028
	58.03gal	→k=0.030~0.036
	119.65gal	→k=0.061~0.073

以上より、南部坂ダムの設計震度は  $k=0.12$  で十分といえる。

3-3 他ダムの事例

同じ中震帯に属し、基礎地盤が南部坂と同程度の強度を有すると判断される他ダムの事例を調査した。

a. 上磯ダム

上磯ダムは、南部坂ダムの北方約1.6kmに位置している。上磯ダムの基盤は南部坂ダムと同じ新第三紀鮮新世の富川層であり、新鮮部で暗灰色を呈し風化部では褐色となる固結度の低い軟岩である。岩相の特徴により、礫岩・砂岩互層、シルト岩、砂岩、礫岩に区分される。

上磯ダムは均一型フィルダムであり、地震係数  $k=0.15$  を採用している。

b. 美利河ダム

美利河ダムは北海道瀬棚郡今金町に位置し、ダム周辺の地質は先第三紀の粘板岩及び花崗岩を基盤とし、これを不整合に覆って新第三紀の堆積岩が発達している。新第三紀の層として訓縫層の凝灰角礫岩層、八雲層の泥岩頁岩層、時代未詳の軽

石凝灰岩層，そしてルーズな砂岩層を主体とする瀨棚層が分布する。

美利河ダムは，コンクリートダムとフィルダムの複合ダムであり，右岸部のフィルダム部の基礎は固結度の低い瀨棚層である。フィルダム部は中心遮水ゾーン型フィルダムであり，地震係数は $k=0.12$ を採用している。

#### c. 沼田ダム

沼田ダムは北海道雨竜郡沼田町に位置し，ダム周辺の地質は新第三紀中新世の豊平層と幌尻層の砂岩，泥岩及び両者の互層からなる。豊平層は上流左岸に分布し，脆弱な泥岩を主体とする。幌尻層は硬質な砂岩，泥岩からなり，ダムの基礎岩盤となる。河床部には断層破碎帯がある。

沼田ダムは中心遮水ゾーン型フィルダムであり，震係数は $K=0.12$ を採用している。

#### d. エルムダム

エルムダムは北海道赤平市に位置し，ダムの基礎岩盤は第四紀洪積世のイルムケップ火山岩類の凝灰角岩，火山角礫岩，安山岩より構成されている。ダム堤体はCL級岩盤にのる。

エルムダムは中心遮水ゾーン型フィルダムであり，地震係数は $k=0.12$ を採用している。

以上から，南部坂ダム堤体に影響を与える第四紀断層は存在せず，過去の地震歴による最大地表面加速度からの設計震度の検討及び他ダムの事例からも，設計震度 $k=0.12$ は妥当であることを説

明し，了解を得た。

#### 4. あとがき

南部坂ダムの河川協議では，地質及び地震係数の検討に最も時間が費やされた。特に地震係数については，その評価についての調査検討に一年もの時間がかかり，その間堤体の設計等が滞ってしまった。しかし，これらの懸案事項も解決し，今後本格的なダム建設工事に着手する計画である。

#### 参考文献

- 1) 菊地宏吉・斉藤和雄他：ダム基礎岩盤の安定性に関する地質工学的総合評価について，大ダム，No.102，103合併号，1982
- 2) 河川管理施設等構造令研究会：解説・河川管理施設等構造令
- 3) 建設省河川局：建設省河川砂防技術基準（案），設計編
- 4) 活断層研究会：日本の活断層一分布と資料一，1980
- 5) 国土開発技術研究センター：第四紀断層の調査法（案），1986
- 6) 建設省河川局：ダムの耐震設計，1982
- 7) 東京天文台編：理科年表，昭和58年度版
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1990
- 9) 函館海洋气象台：函館における震度3以上の地震，1926～1989
- 10) 土木学会編：土木学会編：土木技術者のための振動便覧，1980



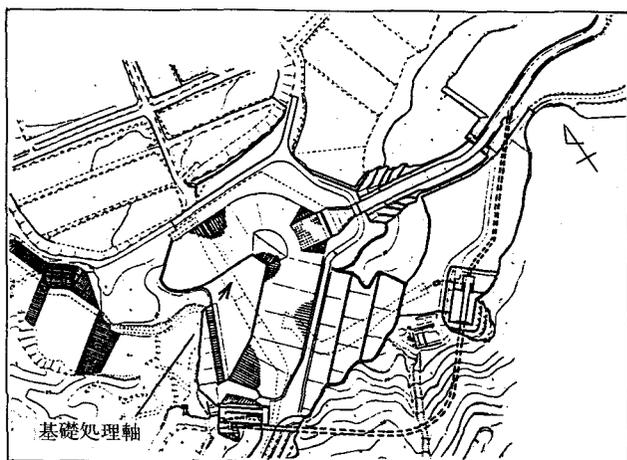


図-2 計画平面図

である。走向は一般に(北～北東)～(南～南西)方向であり、本堤ダム軸や止水軸(基盤処理グラウチング軸)にほぼ平行である。傾斜は西落ちが卓越するが、断層や褶曲が発達し東落ちを示す部分も存在し、一定していない。

頁岩は黒色泥質で劈開の発達したものが多く、風化し易い状況にあり、良好なものでもCM級程度である。一方、砂岩は硬質塊状であるが、開口性の亀裂が発達する。また、断層や褶曲構造により分断された形態で小岩体状に分布し、連続性に乏しい。また、砂岩と接する頁岩は全般的にせん断され、粘度化の進行したものが多い。断層破碎帯は数箇所が存在するが、止水トレンチ左岸側河床部に見られるF-2や、ダム軸にほぼ平行して走るF-3が比較的大規模(幅3～5mで粘土化進行)で、北東～南西方向(層理・片理面の走向に概ね一致)に連続している。

平層は主に堆積層から下位より砂礫主体の下部層、シルト～粘土主体の中部層、砂および礫混り粘土状の上部層に区分される。

### 3. 基礎処理グラウチング

止水軸は岩盤コンターの張出しが高い位置で、かつグラウチング路線長が最短となるような軸としている。そして本堤ならびに地山ブランケットコアとグラウチングトレンチとは、水平ブランケットで接続している。従って基盤の止水改良効果は、水平ブランケット効果+グラウチング効果となり、止水性を高める上でも適切な方法と考えら

れる。

#### 3-1. 基本事項

基礎処理の設計・施工を行う上で、基本となる事項は以下のとおりである。

- ①基盤岩は頁岩の風化帯で、亀裂が発達している。
- ②床掘面下 $d = 5 \sim 10\text{m}$ までは、約20ルジオン( $K \approx 3 \times 10^{-4}\text{cm}^2/\text{sec}$ )と若干透水性は高いが、これ以深は最大5ルジオン程度である。
- ③床掘面に作用する最大貯水圧は約 $2.2\text{kgf}/\text{cm}^2$ と小さい。
- ④ダム全体の止水効果は、「本堤コア+水平ブランケット+岩盤グラウチング」で構成されており、③からみても止水効果は高い。
- ⑤①～④より基礎処理グラウチングは、基盤岩表層部の遮水性を強化することがポイントと考えられる。

#### 3-2. 設計・施工の基本的考え方

##### (1)グラウチングカバーゾーンについて

以下の理由から、グラウチング施工面は設計床掘面とする。

- ①亀裂が発達しているため、キャップロック層を残してグラウチングする場合、二次掘削時に基礎岩表面を傷め、グラウチング効果が損われる。
- ②上記の場合、床掘面付近の遮水性を確保するため、再グラウチングによる表層改良が必要となる。
- ③設計床掘面から注入すれば、掘削による遮水性の低下を懸念することがない。
- ④再グラウチングが必要となれば、工程上もまた経済的にも不利である。

##### (2)グラウトミルクの表面漏洩(リーク)について

グラウト注入面は何ら被覆されていないこと、および亀裂が卓越していることから、リークが当然予想される。(キャップロック層を設けても同様)

このグラウトミルク漏洩対策は、前記第(1)項のことから、濃度を増したグラウトミルクが表面に漏出(リーク)するまで注入し、このグラウチングを中止して固結させる方法(断続注入)を基本とする。(スラッシュグラウチング的注入)

##### [補足事項]

ア. 通常、岩盤表面にリークが生じた場合にはコ

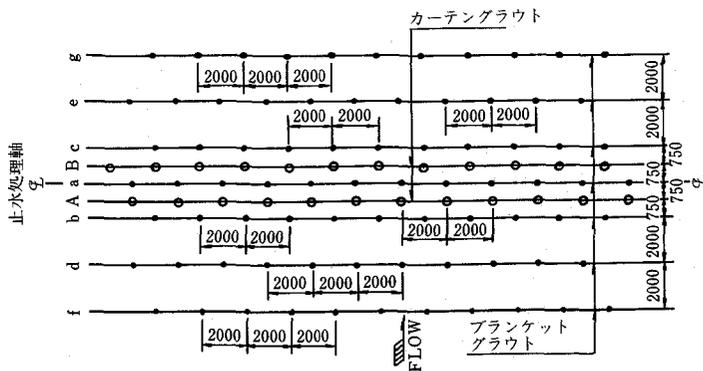


図-3 標準孔配置図

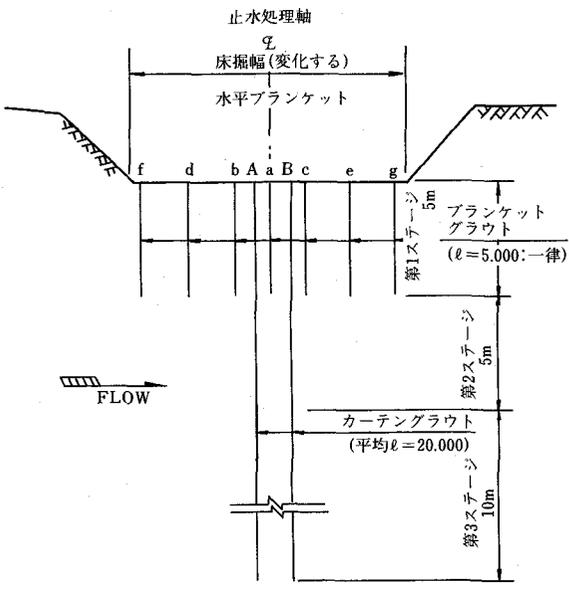


図-4 標準ステージ割図

ーキング処置を行い、グラウトの流失を防ぐが、開口亀裂性岩盤で表面へのリークが激しい場合、最表層のステージについて、注入圧力や注入速度を下げ、グラウトの配合を濃くし、リークに対する処理を行う。

- イ. セメントミルクがリークすると、基盤表面には硬化したセメントミルクによって、次第にプレート状に被覆された状態になる。これは図-5に示すのも同じ状況と考えられ、グラウチング有効範囲が拡大された状況になる。
- ウ. 計画床掘面=グラウチング施工面とした場合、基盤表層部に設けたパッカー周りにおいても、実際の注入状況は、第1ステージで口元および口元から2~3m離れた所に主としてリークしていることからグラウチング改良効果が現われているものと判断される。

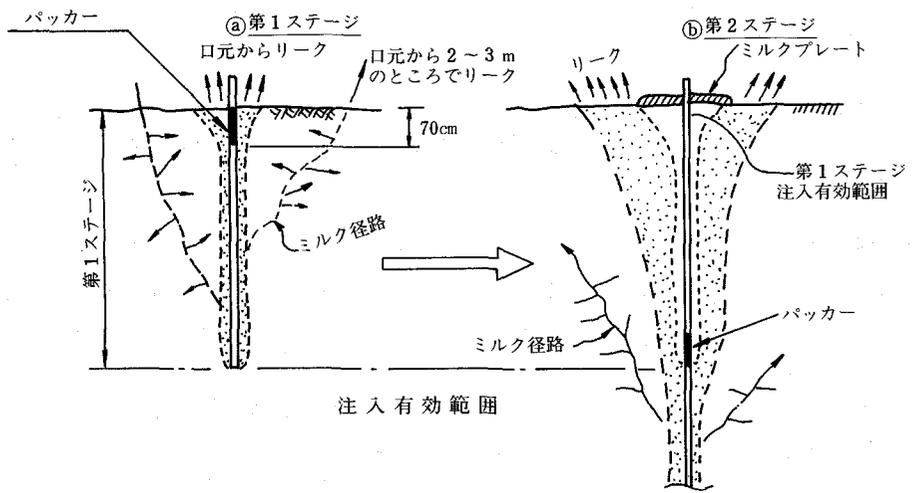


図-5 グラウトミルク表面リーク

(3) 基盤者面の保護について

基盤岩は既述したとおり、クラッキでしかもスレーキングを起し易いため、盛立直前まで何らかの保護が必要である。一方第(1)項で述べたとおり、グラウトは計画床掘面から注入する。

以上の観点から、保護工は、下記の方針とする。

- ①床掘面付近は、スラッシュグラウチングのように施工して、最表層の改良を行う。
- ②上記から結果的に、床掘面全体がセメントミルクによってプレート状に被覆されたことになる。
- ③表面のリークがない場所、または斜面部表面のミルクプレートができにくい所には、廃棄ミルクをひしゃく等で散布し団結させる。

3-3. グ라우チングテスト

本施工を兼ねて、施工仕様にに基づき当該施工エリアを注入した後、改良効果等注入仕様の再検討を行なう目的でグラウチングテストを行なった。試験の基本パターンは3点法で実施した。

(1) カーテングラウチング

CNo.6 ~ CNo.7 付近の施工エリアを標準孔パターンで注入した段階（プランケットも含め中央内挿法で施工）でテストを行なった。

図-6 に平面図を示す。

①試験位置（CNo.6 + 5）は、破碎帯部で全体の岩盤を代表するものではないが、周知の如く、当基盤岩は亀裂が卓越していることから岩盤性状は十分な代表性を備えており信頼性のある試験データが得られると判断される。

②水押し時のルジオン値は、表層部の第1ステージが高く、 $Lu' = 35.0, 153.3, 24.0$ である。第2のステージ以深は破碎部であるという影響もあるが、全体としては $Lu' < 5$ の難透水帯である。なお、全計時の調査では表層部は $Lu' = 26.8$ 、近くのパイロット孔では $Lu' = 38.0$ となっている。

③チェック孔の結果では、表層第1ステージ目が $Lu' = 8.9$ 、これ以深が $Lu' = 2.9 \sim 2.0$ となった。改良目標値である5  $Lu'$ を第1ステージ目は上回っているが、グラウト注入前の $Lu'$ 値が概ね30前後と考えられること、および試験位置が①であったことから注入効果は十分現われているものと判断できる。

④上記結果から現行の注入仕様および孔配置であれば、通常の1次、2次と改良効果を確認しながら追加孔を施工する方法によって、目標ルジオン値まで改良することは可能と評価される。

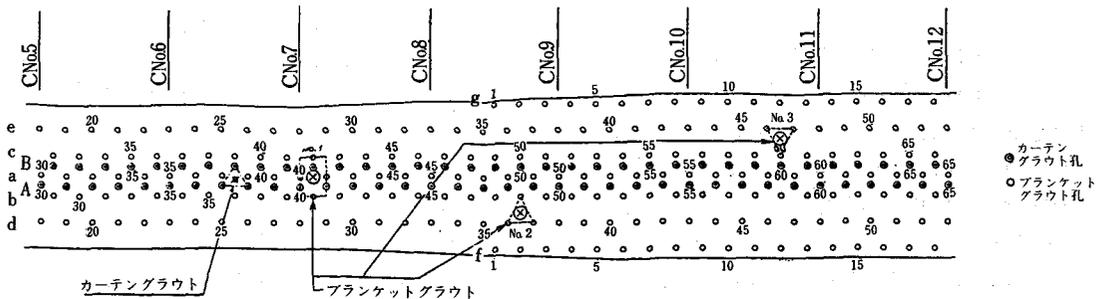


図-6 テストグラウト施工位置図

表-2 岩盤の透水性

テストNo.	基本三角形の水押し時換算ルジオン値				パイロット孔の換算ルジオン値	チェック孔あたりのピット法によるルジオン値	備考
£ No. 1	351.1	90.2	73.3	12.4	P-7(61B~26) 13.5 (17.3)	128.4	a列 (a~b~c)
上流側 No. 2	15.7	40.0	12.7	—	P-8 13.1	153.9	b~d 列間
下流側 No. 3	68.0	102.2	53.0	—	P-9 7.1	140.4	c~e 列間

(2) ブランケットグラウチング

カーテングラウチングを除くすべてのブランケットグラウチング終了後にピット法による透水試験を3カ所で行なった。

① 注入前の岩盤の透水性は表-3のとおりである。

② ピット法によるテスト孔の結果は次のとおりである。

No.1 ...  $Lu' = 8.2$

No.2 ...  $Lu' = 10.8$

No.3 ...  $Lu' = 6.9$

以上のとおり、改良の目安値である  $Lu' = 10$  程度は確保されていると評価され、計画孔配置ならびに施工仕様は妥当であると判断される。

3-4. チェック方法および追加グラウチング

斜めチェック孔を実施する前に、ピット法によって以下のとおり表層部の改良度を判定することとした。

なお、施工順序はブランケット本施工→カーテン施工→第1次チェック(ブランケット及びカーテン)→追加グラウチングの有無(→追加グラウチング部のチェック)→斜めチェック孔→終了の手順とする。

(1) カーテングラウチング

○ グラウチング  $\phi$  部で各測点間の中心部。(例: C No.5 + 5m)

○ b列~d列間, およびc列~e列間の中心部でチェック箇所は上記(1)項と同じ。なお、施工は中央内挿法であることから、d, e列の外側にあたるd~f, e~g列間のチェックは上記b~d, c~e列間の結果で判定することとする。

(2) 追加グラウチング

○ 改良目標値および目安値を上回る個所に追加グラウチングを実施する。

○ 施工区間は、当該チェック孔を中心として左右岸へ5mまでの区間(計10m)を原則とする。

3-5. 施工結果

a. 注入効果の判定

カーテングラウト孔:  $Lu' \leq 5$

原則として超過確率85%以上を目標とする。

ブランケットグラウト:  $Lu' = 10$  (以下)程度を目安とする。

b. 施工順序

以下を基本として図-7の順序で注入する。

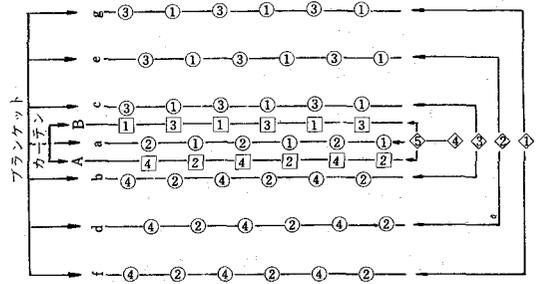


図-7

○ ステージ優先

○ 外側より順次内側へ

○ 列毎には4.0m千島

本報告では、基礎処理グラウチング範囲内のうち、代表的な河床部の施工結果(CNo.2 + 8 ~ CNo.12)について報告する。

3-5-1. 注入状況

(1) カーテングラウチング

① パイロット孔の結果は次のとおり、表層部分は透水帯であるが、これ以深は難透水帯を示す。

$$p-4 \sim 10 \left\{ \begin{array}{l} d = 0 \sim 5 \text{ m} : \overline{Lu'} = 16.2, \\ \frac{\sigma_n - 1}{2} = 5.5 \quad (n = 7) \\ d = 5 \sim 25 \text{ m} : \overline{Lu'} = 2.7, \\ \frac{\sigma_n - 1}{2} = 0.9 \quad (n = 28) \end{array} \right.$$

② 水押し時の  $Lu'$  マップから、第2ステージ以降  $Lu' < 5$  と評価できるのに対し、第1ステージは  $Lu' \leq 25$  が全体の30%、 $Lu' > 25$  が全体の70%を占め、明瞭に区分されている。

③ 注入力マップから、第1ステージの単位注量は  $50 \text{ kg/m}$  以上のものが全体の55%、 $50 \text{ kg/m}$  未満が45%を占める。これに比較し第2のステージ以降は  $20 \text{ kg/m}$  未満となり、上記①の注入傾向と符号している。

④ A列の方がB列に比較し、水押し時  $Lu'$  および注入力ともに大きい傾向にある。(A列: 上流側, B列: 下流側)

⑤ 透水試験の結果は次のとおりである。(改良目標値  $Lu' \leq 5$ )

○パッカー法によるテスト孔結果

表-3 換算ルジオン値

孔番	ステージ	1	2	3	4	5	6	7	備考
	ステージ長(m)	1.3	3.0	5.0	5.0	5.0	5.0	6.6	
	T-6	3.4	2.7	2.9	0.4	0.9	0.7	2.0	
	T-7	5.9	2.6	1.6	2.0	1.7	2.0	1.0	
	T-8	4.3	2.1	1.9	1.5	1.5	0.8	1.7	
	BT-23	4.8	-	-	-	-	-	-	

○ピット法によるテスト孔結果

<透水区間: 基盤岩表面~(40~60cm)>

$\overline{Lu'} = 4.8$  (n = 9個,  $\frac{\sigma n - 1}{2} = 1.2$ , BT-18.  
6は除く。)

$\overline{Lu'} > 5$  のものの  $Lu' = 7.3$  (n = 3個,

$$\frac{\sigma n - 1}{2} = 1.3)$$

\* CNo.4 ~ CNo.5 ↓ CNo.5 = 5.0 ~ CNo.7 + 5.

0の2区間

(2) ブランケットグラウチング

①水押し時の  $Lu'$  マップから、大部分のものが  $Lu' > 25$  を示し、 $Lu' > 100$  のものも結構多い。また外側より順次内側へ施工したにも拘らず、特に中央部の方が  $Lu'$  が小さいという傾向でもなく、全体的にばらついている。

(注)但し(1)“カーテングラウチング”の①項で述べたとおり、ブランケットをすべて終了させたのち施工したカーテングラウチングの第1ステージ水押し時  $Lu'$  は、ブランケットほど大きくなく、B列などはブランケットグラウチング効果により、大略  $Lu' < 25$  と評価される。

この事は、当岩盤でも、中央内挿法でかつ施

表-4 第1次チェックによる表層部分の透水試験結果(ピット法)

ピット法によるチェック孔結果一覧表(第1次)

カーテングラウト			ブランケットグラウト					
BT. No.	Lu'	K (cm/sec)	上流側			下流側		
			BT. No.	Lu'	K (cm/sec)	BT. No.	Lu'	K (cm/sec)
18	9.9	$1.25 \times 10^{-4}$	17	1.8	$2.33 \times 10^{-5}$	19	8.3	$1.05 \times 10^{-4}$
(T-3)	( )	( )						
(T-4)	( )	( )	20	11.2	$1.41 \times 10^{-4}$	22	4.9	$6.15 \times 10^{-5}$
パッカー法 (23)	(4.8)	$(6.36 \times 10^{-5})$	7	4.6	$5.74 \times 10^{-5}$	8	12.7	$1.60 \times 10^{-4}$
21	5.6	$7.11 \times 10^{-5}$	9	12.1	$1.53 \times 10^{-4}$	10	10.0	$1.26 \times 10^{-4}$
(T-5)	( )	( )						
(T-6)	(3.4)	$(4.5 \times 10^{-5})$	11	3.6	$4.51 \times 10^{-5}$	12	2.7	$3.42 \times 10^{-5}$
29	2.7	$3.42 \times 10^{-5}$				13	4.3	$5.47 \times 10^{-5}$
1	10.3	$1.30 \times 10^{-4}$	14	4.7	$5.93 \times 10^{-5}$	15	④4.6	$5.06 \times 10^{-5}$
2	6.1	$7.73 \times 10^{-5}$	16	⑤5.3	$5.88 \times 10^{-5}$	30	6.3	$7.92 \times 10^{-5}$
(T-7)	(5.9)	$(7.8 \times 10^{-5})$	24	9.2	$1.16 \times 10^{-4}$	26	24.2	$3.05 \times 10^{-4}$
3	3.4	$4.33 \times 10^{-5}$	27	8.3	$1.05 \times 10^{-4}$	28	10.0	$1.26 \times 10^{-4}$
(T-8)	(4.3)	$(5.7 \times 10^{-5})$						
4	⑥4.9	⑥ $6.2 \times 10^{-5}$	テストG 8-2	11.4	$1.44 \times 10^{-4}$	テストG 8-3	7.3	$9.18 \times 10^{-4}$
5	4.3	$5.37 \times 10^{-5}$	参考					
31	1.8	$2.33 \times 10^{-5}$	テストG 8-1	8.7	$1.09 \times 10^{-4}$			
(T-9)	( )	( )						
25	4.1	$5.18 \times 10^{-5}$						
6	8.1	$1.02 \times 10^{-4}$						

注) : ( )内はカーテングラウトテスト孔の第1 Stogeの  $Lu'$  および透水係数 ( $\ell = 1.3^m$ )

工次数を増せば、グラウチング効果が発揮できることを示している。

②注入量マップから、大抵のものが50~200kg/mの注入となっている。

③ピット法によるテスト孔の結果は、表-4から以下のとおりである。なおブランケットグラウチングについては、 $Lu'=10$ 以下程度を改良の目安としている。

・上流側ブランケット部……n=11個

$$\overline{Lu'} = 7.4 \frac{\sigma n - 1}{2} = 1.8$$

$$\left( \begin{array}{l} Lu' > 10 \text{ となるもの: } \overline{Lu'} = 11.6, \\ n = 3 \text{ 個} \end{array} \right)$$

CNo.4~CNo.5, CNo.6~CNo.7, CNo.8~CNo.9

・下流側ブランケット部……n=11個

$$\overline{Lu'} = 8.7 \frac{\sigma n - 1}{2} = 3.0$$

$$\left( \begin{array}{l} Lu' > 10 \text{ となるもの: } Lu' = 18.5, \\ n = 2 \text{ 個,} \end{array} \right)$$

CNo.5~CNo.6, CNo.11~CNo.12

なお $Lu'=10$ より高い部分で、床掘を上下流に横断する箇所は見られない。

### 3-5-2. 考察

#### (1)カーテングラウチング

①パイロット孔および水押し結果から表層

d=0~5m区間の初期ルジオン値がかなり高いものの、ミルク注入量および注入後の透水テスト結果からみると、ほぼ目標 $Lu' \leq 5$ が得られており、改良効果は十分認められるものである。かつパイロット孔の透水テスト時および水押し時と、テスト孔時のP-Q曲線からみて、後者の方が勾配がかなり急角度を示し、改良効果が十分発揮されているものと考えられる。(図-8参照)

(注)水押しテスト時の $Lu'$ は基盤の透水性を正確に把握できるものではない。水押しテストの主目的は、グラウチングの施工管理上および計画検証上の基礎資料を得ることにある。

従って当基盤の如く極めてクラッキンな場合は、水押しテストが限界圧力以上の透水試験となりみかけ上過大な値を得ている可能性がある。

②改良目標値を上回る箇所は表層部分のみでCNo.4~CNo.5, CNo.5+5~CNo.7+5の2区間が対象エリアとなる。

特に床掘測点CNo.6付近は断層破碎部で、追加グラウトが必要と考えられる。

③追加グラウトは、カーテングラウチングと言えども第1ステージの表層部分の改良が主題となることから、ブランケットグラウチング強化という面から行う。(CNo.4~CNo.5およびCNo.5+5~CNo.7+5区間を基本に詰める)。

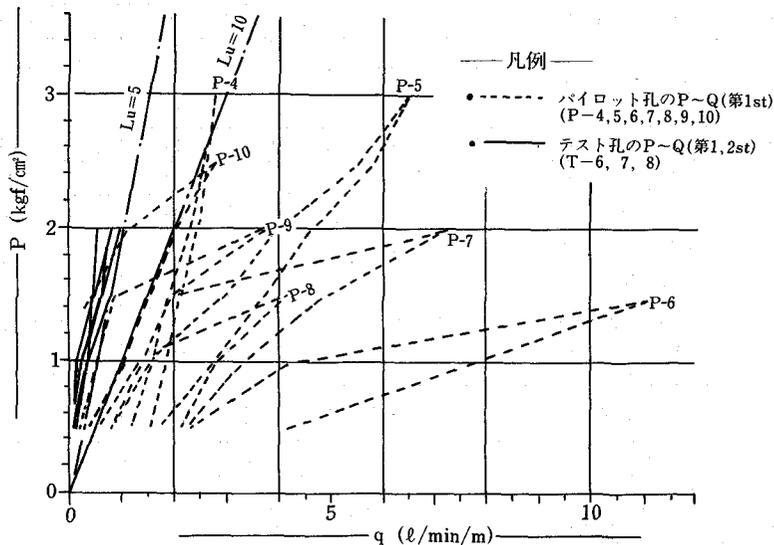


図-8 グラウト改良前・後の  
基盤岩表層部(d=0~5m)の透水特性

④表層部のピット法による試験で水位が一定となる面は、ミルクプレート上面より20~30cmすなわち岩盤表面より10~20cmまでは透水性が高いことから、掘削除去することとした。

⑤CNo.2+8 (BT-8) およびCNo.12 (+) (BT-6) で実施したピット法の結果では、ともに5Luを上回る。但し双方とも、これより左・右岸側のグラウチングが未だ実施されていないことから、最終的な評価はこの施工後とする。

⑥第2ステージ以深はLu'5と評価され、グラウト改良目標値を満足する。但し以下の事由により安全を考慮しミルク注入はすべて実施することを原則とする。

○パイロット孔 (P-6, 7, 8, 9, 10) のLu'テスト結果から、設計カーテングラウト下端線以高はLu'=1.5~7.1, これ以深がLu'=0.3~0.8を示し、やはり設計下端線以高はミルクの入る余地があること。

## (2) ブランケットグラウト

①改良効果の確認は3-1, 3-2のとおり、ピット法を基本としている。これはバッカー法によるテスト孔でも明らかなように、表層d=0~2m程度までの透水性がこれ以深より高い傾向にあることから、表層部分の透水性をチェックすれば全体としてl=5mの透水性を表現していると判断されるためである。

②このピット法の結果から、目安となる改良値Lu'≒10を上回る個所は、次のエリアが対象となる。

- c No. 4 ~ C No. 5 ……上流側
- C No. 6 ~ C No. 7 ……上流側
- C No. 8 ~ C No. 9 ……上流側 (ブランケットグラウチングテストNo.2の結果より)
- C No.11 ~ C No.12 ……下流側
- C No. 5 ~ C No. 6 ……下流側

当ダムは基盤岩表層の止水改良を設計の主目的としていることから、床掘敷全体の透水性を均一にすることに重点をおいた。

## (3) 追加グラウチング

表-12に前述の(1), (2)で述べた改良目標値を満足しないカーテン、およびブランケットグラウチング施工区間で実施した追加グラウチング結果を示す。同表から、1次改良まですべて改良目標値および目安値を満足している。

## (4) その他

現在のグラウト施工面はミルクで表面がカバーされており、結果的に岩盤面の風化防止対策工として効果が発揮されている。(通常はモルタル吹付を行っている場合が多い) 盛土前の岩盤清掃は、この表面の団結したグラウトミルクカバーゾーンをピックハンマー等で人力掘削除去した後基盤面を露出させ、浮石除去・浮陸整形等の人力清掃を行うこととしている。ここで重機(軽)によるプレーカー掘削は、岩盤表層部のグラウチング効果を損う恐れがあるため、原則として実施しない。なお平坦部および斜面部の一部はミルクプレートが厚いために、団結部はピックハンマーお

表-5 追加グラウト結果  
追加グラウト後第2次チェック孔結果

追加グラウト後第2次チェック孔	第1次チェック時のLu	追加グラウト後のLu	備考	
カーテン	BT-32	5.6 (BT-21)	3.8 (4.8×10 <sup>-5</sup> )	
	BT-35	10.3, 6.1 (BT-1.2)	4.1 (5.2×10 <sup>-5</sup> )	
	T-7'	5.9 (T-7)	4.5 (6.0×10 <sup>-5</sup> ) (T-7': ℓ=5.1m)	
ブランケット	BT-33	11.2 (BT-20)	5.8 (7.3×10 <sup>-5</sup> )	
	BT-36	12.1 (BT-9)	7.4 (9.3×10 <sup>-5</sup> )	上流側Br.
	BT-37	11.4 (B-2)	6.7 (8.5×10 <sup>-5</sup> )	
	BT-34	12.7 (BT-8)	6.3 (7.9×10 <sup>-5</sup> )	
	BT-38	24.2 (BT-26)	7.6 (1.0×10 <sup>-4</sup> )	下流側Br. (BT-38; ℓ=2.5m, 静水圧)

注)・BT:ピット法 (ℓ=50cm)  
・B:ブランケットグラウトテスト時チェック孔No.  
・( )内:透水性係数<sup>cm</sup>/sec

よびミニバックホー（但しツメはレベルに改造し、かつ足場板上を走行する）で掘削除去し、未固部は上記ミニバックホーですくい上げる様に除去する。また運搬はキャリアダンプ（タイヤ使用）を用い基盤を傷めない様配慮している。

#### 4. おわりに

以上、須野ダムの基礎処理について報告した。本ダムは、昭和63年度に着工し、現在は、基礎処理を終え、盛立に入り、平成6年度の完成へ向けて一層の努力を傾けているところである。

今後とも、技術力向上のため、関係各位の御指導をお願いしたい。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント



**土と水** をデザインする……豊富な経験と優れた技術

**株式会社 三祐コンサルタント**

取締役会長 久野彦一

取締役社長 渡辺滋勝

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
本社分室	〒460 名古屋市中区錦1丁目7番34号(ふあみーゆビル)	TEL(052)201-8771(代)
東京支社	〒104 東京都中央区八重洲2丁目2番1号(大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03)3274-4311(代)
支社技術部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03)3586-7341(代)
仙台支店	TEL(022)263-1857	北陸事務所 TEL(0762)23-5411
九州支店	TEL(096)354-5226	鹿児島事務所 TEL(0992)81-1657
札幌支店	TEL(011)222-3121	佐賀事務所 TEL(09546)5-3554
四国事務所	TEL(0888)24-4425	埼玉事務所 TEL(0485)43-1261
中国事務所	TEL(0862)82-6351	技術研究所 TEL(0562)32-1351
長野事務所	TEL(0265)53-4026	海外事務所 マニラ・バンコク・カイロ
青森事務所	TEL(0177)88-3793	
山形事務所	TEL(0236)53-8103	

# 保台ダムのコンクリート打設システムについて

はやし いく お いくがらし のぼる  
林 郁 夫\* 五十嵐 昇\*

目 次	次
1. はじめに .....	43
2. 地区概要 .....	43
3. 保台ダムの概要 .....	44
4. コンクリート打設システム .....	45
5. 仮設備承認の経緯 .....	48
6. 環境への配慮 .....	50
7. その他の機械化・省力化 .....	50
8. おわりに .....	50

## 1. はじめに

昨今、ダム建設工事は従来に増して多様な課題に対処しなければならないが、なかでも労働者不足対策と自然環境への配慮が強く意識されるようになっており、作業現場の環境改善や自然環境の保全が大きな問題となっている。

本県においても、キツイ、キタナイ、キケンの3Kで表せられる土木工事の労働者の不足は、現状で慢性化し、公共労務賃金が物価上昇を遙かに上回る労働賃金になっても、現場での人手不足は改善の方向にない。

このため、労働力不足の状況下において、いかにしてコンクリート打設の作用効率のアップを図るかが検討課題であった。

また、農林水産省所管でも水辺環境整備等の事業化がなされているように自然にやさしい工事への社会的要求が高まっている。近年に施工されたダム工事等を考えると水需要の強まる中、なかりきびしい地形条件の中でも工事が施工されるようになり、大規模な掘削法面をセメント系の吹き付けで覆っている。しかし、自然への配慮により環境整備として植生吹付等が行われる事例も多くなっている。

本地区では、コンクリート打設方法として当初ケーブルクレーンを予定していた。この方法では両岸ダムサイト部が全面吹付となる予定であったため、この面からもダムサイトの環境に配慮した工法の検討が求められた。

以上のような現場条件を考慮して本地区では、

コンクリート打設設備について種々の比較検討を行い、走行式タワークレーンを採用することにより、省力化施工が可能となり、併せて打設設備を湛水池内に納めたことにより、環境保全上有利な面が現れることとなった。

本報告では、このような背景で採用されることとなった走行式タワークレーンによるコンクリート打設方法を中心に採用に至った経緯、施工性、安全性、環境への配慮等を紹介する。

## 2. 地区概要

本地区は千葉県南東部に位置する鴨川市の二級河川待崎川下流に展開する水田地帯であり、その用水は待崎川よりの自然取水と溜め池及び地下水に依存しているが、各施設が老朽化し用水系統も未整備であるため、円滑な水利用ができず慢性的な用水不足をきたしている。さらに耕地は土地基盤整備が未整備で安定した農業経営の確立に対して大きな障害となっている。

又、鴨川市の水道事業は近年生活水準の向上、更には観光客或は保養客の入り込みが年々増大する傾向にあり、これに対応する施設の増加により水需要も急増し安定的な水源の確保が最大の課題となっている。このため待崎川上流6.5m地点に農業用水と、上水道用水兼用の保台ダムを建設し、計画的な水利用による積極的な営農をめざし、また関連事業として圃場整備を実施し農業生産基盤の改善、農業経営の合理化と安定を図ると共に、これを併せて鴨川市の上水道拡張計画に伴う増加必要水量の確保を図ることを目的として、昭和60年県営かんがい排水事業東条地区として着工したものである。

\*千葉県館山土地改良事務所

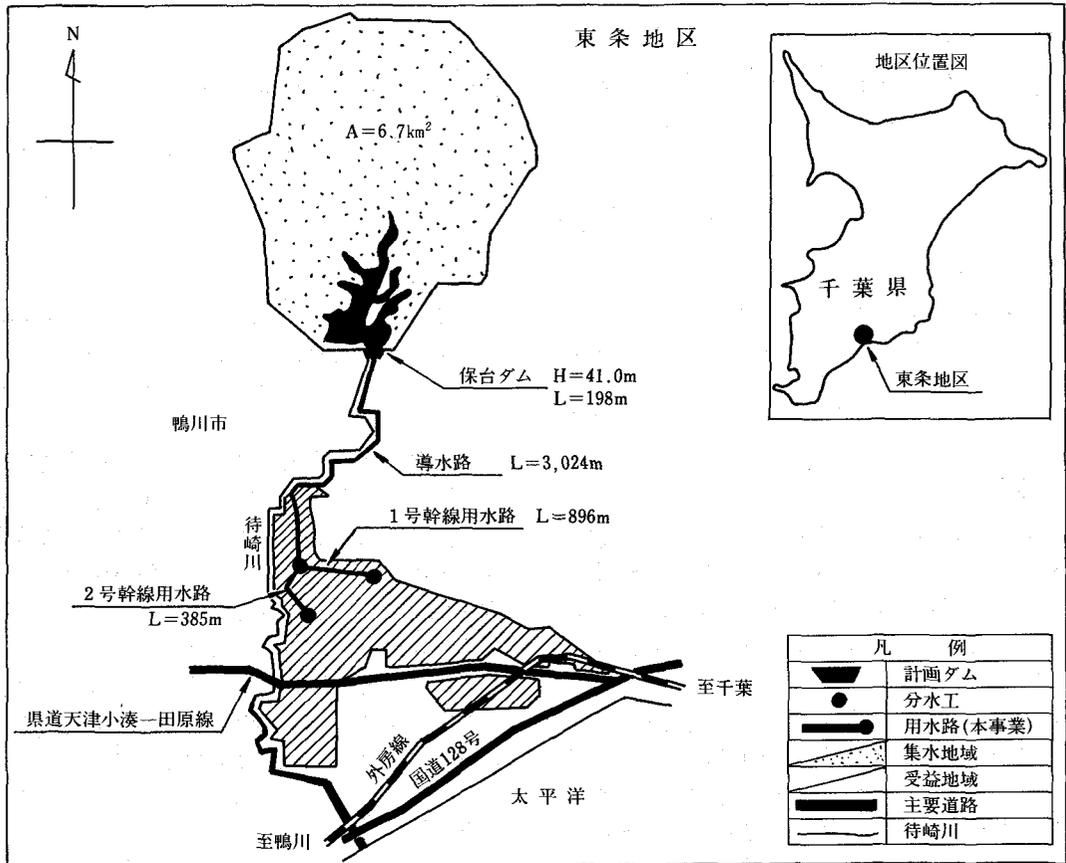


図-1 地区概要図

### 3. 保台ダムの概要

#### 3. 1 ダムサイトの地形

本地区は、房総半島中部・千葉県鴨川市の北方に位置し、ダムサイト及びその周辺は、標高200m前後の丘陵～低山地をなしている。待崎川沿岸には、数段の段丘堆積物から構成される平坦地が分布し、山麓部では崖錘堆積物が緩斜面を形成している。西北西～東南東の稜線及び谷は、地層の走行方向に支配され、鋸山に代表されるケスタ地形を形成している。水系は樹脂状～短棚状を呈している。また、ダム貯水池には地すべり地形は認められない。

#### 3. 2 地質概要

保台ダムの基盤地質は、新第三紀中新世の三浦層群清澄砂岩層に属する。本層は、1～数mの塊状中粒砂岩 (Ss) を主体とし、10～50cmの細粒砂岩、泥岩を挟在する中粒砂岩優勢層 (Ssm) 及び中

粒砂岩と泥岩等が10～30cmの間隔で繰り返す互層 (Alt) から構成されている。

これらの基盤層は、段丘堆積物 (td) や崖錘堆積物 (dt) 等の第四紀の末固結堆積物によって覆われている。

基盤岩の一般的な走向はほぼ東西方向 (ダム軸方向) であり、傾斜は、10～30°北落ち (上流傾斜) を示す単斜構造である。

基盤内に存在する弱層としては、両アバット部に地下水により褐色に酸化汚染された亀裂の集中する劣化帯と、河床部に破碎幅30～90cmを有する5条の断層 (左岸側から順にF-1, F-2, F-3, F-3', F-3'') がある。

#### 3. 3 ダムの概要

本ダムは堤高41.0m、堤長198.0mの重力式コンクリートダムとして計画されている。

#### 3. 4 ダム設計の概要

本ダムは、軟岩上に構築するダムとして、基礎

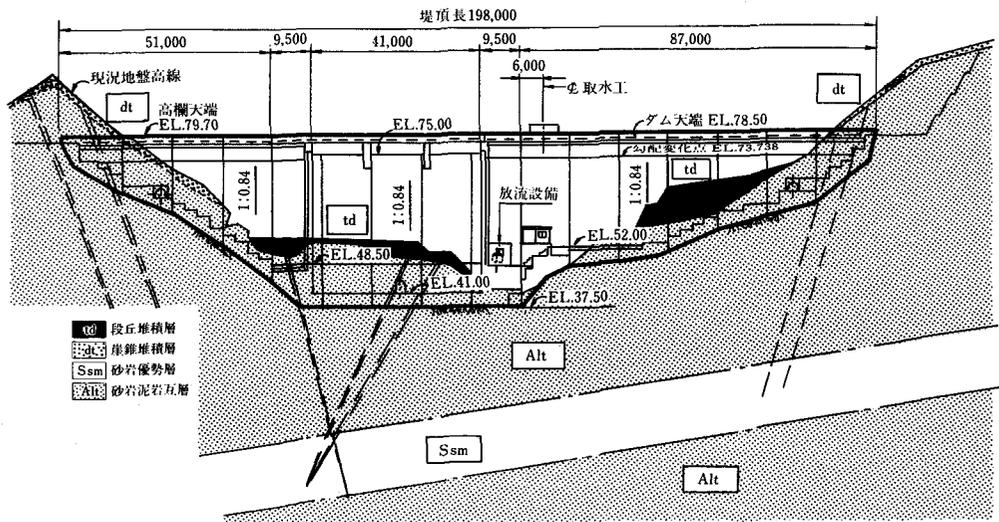


図-2 ダム地質概要図

表-1 保台ダム諸元表

一般	位置	千葉県 鴨川市和泉字保台 <sup>ボダイ</sup> (新第三紀中新世)
	基礎	三浦層群清澄砂岩層
提	型式	重力式コンクリートダム
	堤高	H = 41.0m
	堤頂長	L = 198.0m
	堤頂幅	B = 4.0m
	堤体積	V = 101.2千m <sup>3</sup>
	流域面積	A = 6.7km <sup>2</sup>
体	総貯水量	V = 2,740千m <sup>3</sup>
	有効貯水量	V = 2,540千m <sup>3</sup>
	常時満水位	EL = 75.0m
	設計満水位	EL = 77.0m

岩盤の設計定数等に配慮し図-3で示すように、上流に大きなフィレットを設けてせん断抵抗力をクリアしている。この他に堤体基本断面を決定するにあたり配慮した点は揚圧力である。設計基準等に示される揚圧力の規定は、カーテングラウトやドレーンが有効に働く場合の最小値を示したものであり、実際の適用に当っては基礎処理の状況、排水孔の位置等を考慮して、適切に定めなければならないとされている。特に基礎が軟弱である場合には、この値では過小になる場合があるので、注意を要するとされている。

当ダムと類似した新第三紀の軟岩を基盤とする、ダム揚圧力分布の実測例、軟岩におけるカーテングラウトの揚圧力に対する効果を検討した事例等をもとに揚圧力係数を推定し排水孔の位置で

$$\frac{3}{5} (H_1 - H_2) + H_2$$

の圧力を考慮して設計した。

#### 4. コンクリート打設システム

##### 4.1 主運搬設備の概要

一般に急峻な地形を有するわが国のダムサイトにおいては、ケーブルクレーンがコンクリート打設機械の主役として従来から利用されてきた。

ケーブルクレーンはコンクリート打設のほか、雑運搬で総称されるダム建設用の堤体内への搬入および搬出に極めて有用な運搬手段であり、その施工性も良好である。反面、これを設置するためには多量の走行路掘削を要するという極めて不利な一面を持っている。

このため地形条件によりケーブルクレーンの設置ができない場合や、自然環境保全の立場上からダムサイトの山腹掘削に制約を受ける場合には、代替手段として、ジブクレーンやタワークレーンが用いられてきた。また最近の工法として、小規模なダムにおいてもベルコン打設、ポンプ打設や汎用機を用いるRCD工法が採用されている。

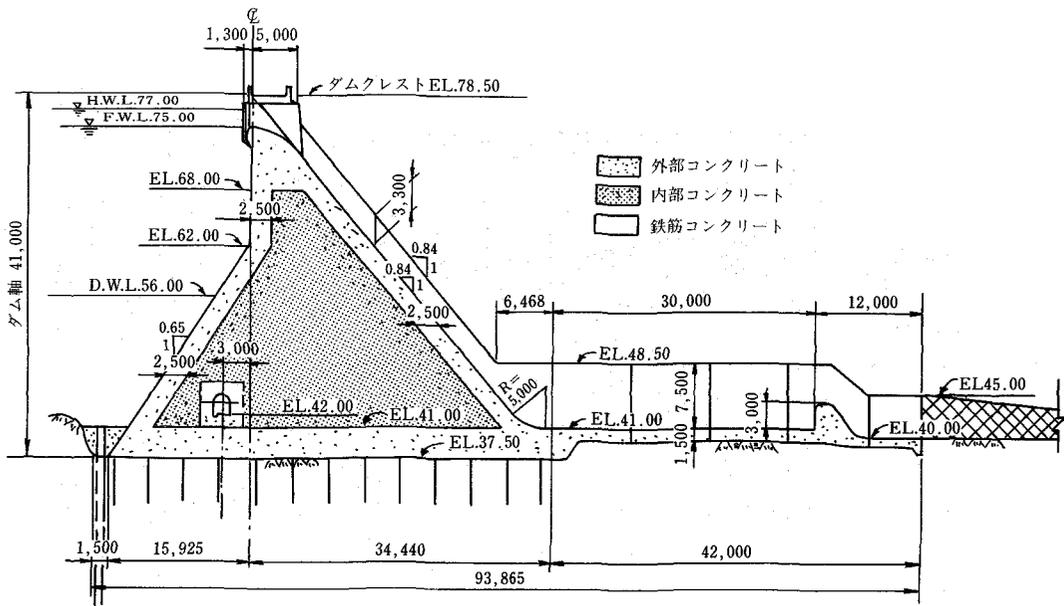


図-3 ダム標準断面図

表-2 主運搬機の種類

ダム用クレーン型式の分類

ゲープルクレーン	固定式	固定式
		走行式
	軌索式	片側走行式
		両側走行式
ジブクレーン	固定式	片側移動形 (発注者主運搬設備)
		両側移動形
	走行式	ブライドル式
		H形クレーン
タワークレーン	固定式	
	走行式	(施工者主運搬設備)
移動式クレーン	トラッククレーン	
	クローラクレーン	(発注者補助運搬設備)

#### 4. 2 ケープルクレーン方式

図-4で示すように、設計では、他型式との経済比較を行い、仮設備は主運搬設備を片側移動形軌索式ケーブルクレーンとした。この方式では、堤体全部をカバーエリアとするために、右岸側に設置する鉄塔を奥へおいこむ必要がある。地形条件から大きな掘削を必要とするため、右岸側のブロック(15.16BL)は、補助クレーン打設とした。

打設フローは、図-5で示すように骨材ビンに搬入された材料をバッチャープラントでコンクリ

ート製造する。ここまでは一般的なシステムであるが千葉県内ではコンクリート用の粗骨材が産出しないため、県外産の石をダンプ輸送して用いている。このため骨材生産プラントは造られていない。

バッチャープラントで練り上げられたコンクリートは、コンクリートバケットに投入され、エンドレスウィンチを使用して、バンカー線を走行し、所定の位置でバケット交換されケーブルクレーンにより打設位置に運ばれる。また、15.16ブロックでは更にバケット受台で交換され補助打設機(クローラクレーン)により打設地点に運ばれることとした。

#### 4. 3 走行式タワークレーン方式の採用

上述したように、設計では、経済性の観点からケーブルクレーン方式が検討されているが、発注に際しては、仕様書上打設システム全体は任意仮設である。

これに対して発注後施工者側から走行式タワークレーン方式を採用する旨の承認願いが提出された。

図-6で示すものが施工者の仮設備計画である。骨材ビン・バッチャープラント等の仮設備を池敷内に設置し、プラントで練り上げられたコンクリートをトランスファーカにより運搬しバケット受

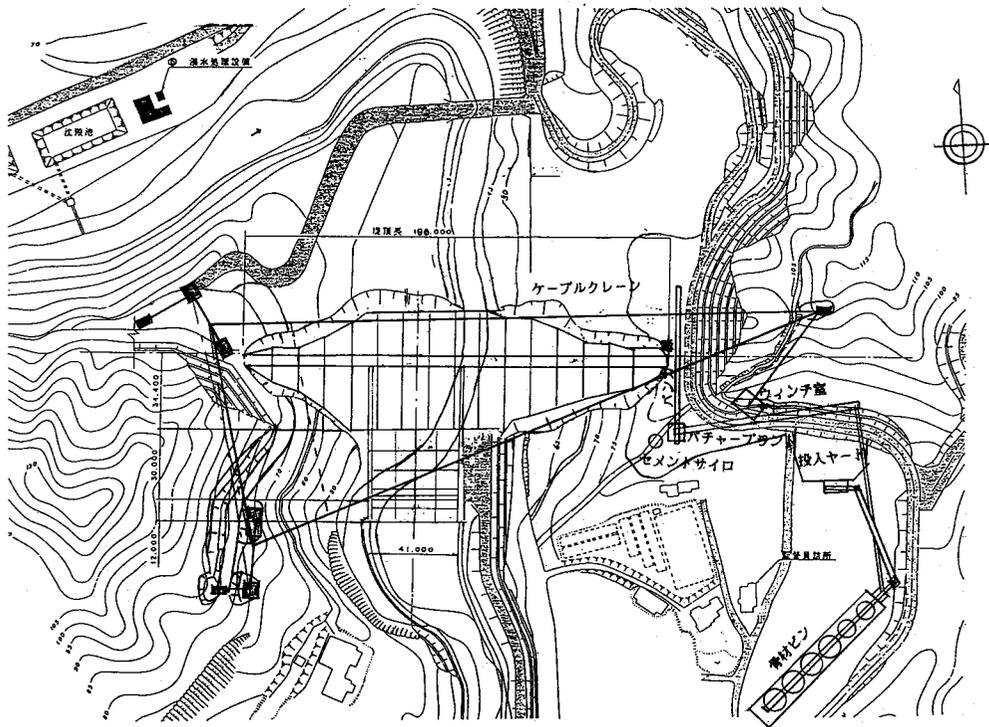


図-4 仮設備平面図

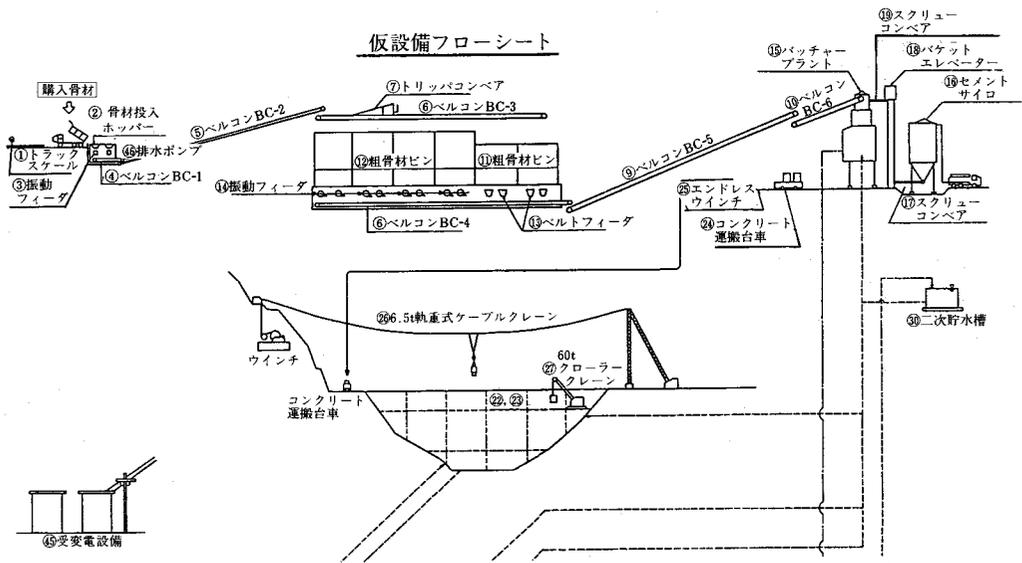


図-5 打設フロー図

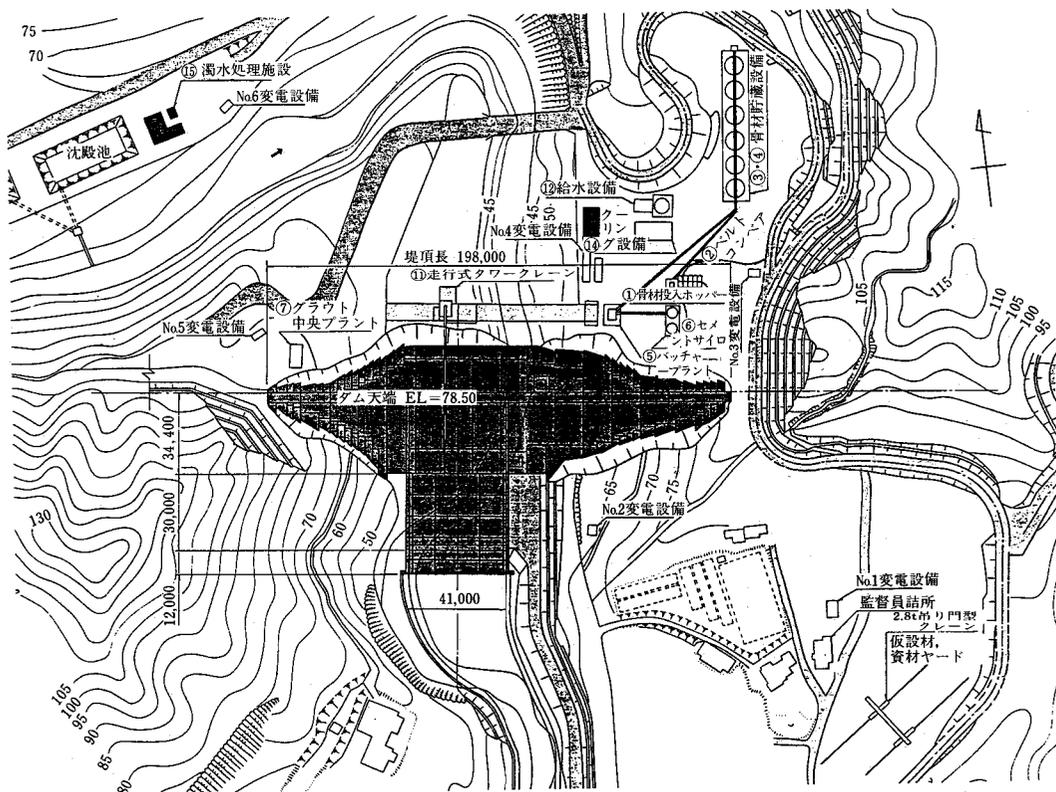


図-6 施工者仮設備図

台車でコンクリートをバケットに移し、走行数タワークレーンにより打設を行うものである。

#### 4. 4 施工者の事情

ケーブルクレーン方式で工期（打設28ヶ月）内に施工するためには、片番（1交替=12時間以内）と二片（2交替=12時間～16時間程度）が不規則に配置される。しかし現実の作業として、コンクリート打設になれた作業員を、必要に応じて1班編成で使いわけることは、人手不足からかなり困難であり、安定した人材の確保が難しくなるとダムコンクリートの品質に問題が生じるおそれがある。このため工期内にコンクリートを打ち上げかつ1班編成で打設を行うためには、仮設備能力をアップさせ、サイクルタイムを短くする方法が有利であると判断された。

しかし、サイクルタイムを短くして時間当たり30m<sup>3</sup>以上；日当たり500m<sup>3</sup>以上を基本とし、日当たり12時間での打設を可能とするには打設能力を大きくする必要がある。これに伴い他の仮設備も能力を上げることになる。

施工者側の仮設備を持ちこむことにより各機械の供用日当たり単価は当然ながらその能力が大きい分大きな値となり、負担が増加する。

#### 5. 仮設備承認の経緯

前述された、施工者仮設備を検討した結果、仕様書で制限された能力以上の機械であることを確認した。また、採用にあたり、福岡県で行われたダム工事（同一仮設を使用）の視察を行い、安全性、施工性を確認し承認を行った。

##### 5. 1 経済性・施工性

走行式タワークレーン方式を採用する最大のメリットは工期短縮であるが、現状の労働不足を考えると、変動の少ない労働力を確保し工期に余裕を持たせることが、品質管理上においても好ましい利点をもたらすと考えられる。

労働力不足の中、作業効率をアップすることで、安定した品質を維持することが、業者のメリットとなる。また、経済性において多少マッチしない点があったとしても、現況の労働条件下では、ス

表-3 仮設備比較表

仮設備比較表			
項目	仕様書規格	発注者規格	施工者規格
骨材ビン	打設4日分以上	G1: 250m³ G2: 400m³ G3: 300m³ G4: 400m³ S : 800m³  計 2150m³	G1: 480m³ G2: 600m³ G3: 480m³ G4: 600m³ S : 800m³  計 2960m³
バッチャープラント	1.0m³ 2基	1.0m³ (36s) 2基	1.5m³ (56s) 2基
コンクリートバケット	2.0m³以上	2.0m³ 3基	3.0m³ 1基
クレーン	6.5t吊り以上	ケーブルクレーン 6.5t吊り  補助クレーンクローラ 60t吊り	走行式タワークレーン9.5t吊り 作業半径 75m  補助クレーン なし

表-4 打設能力比較表

打設能力比較表				
施工位置	発注者能力		施工者能力	
左岸ブロック BL1・2	サイクルタイム 174s 時間最大 41m³/h 時間平均 31m³/h		サイクルタイム 241s 時間最大 45m³/h 時間平均 34m³/h	
中央ブロック BL3～14	サイクルタイム 222s 時間最大 32m³/h 時間平均 24m³/h		(バンカー線上部) サイクルタイム 203s 時間最大 53m³/h 時間平均 40m³/h (バンカー線下部) サイクルタイム 185s 時間最大 59m³/h 時間平均 44m³/h	
右岸ブロック BL15・16	サイクルタイム 298s 時間最大 24m³/h 時間平均 18m³/h		サイクルタイム 241s 時間最大 45m³/h 時間平均 34m³/h	

ピード化、自動化等で省力化を進め、作業性を改善し、危険作業や苦渋作業を解消することが、全体の工事費の節減につながる効果が大きいものと考えられる。

また、今回導入された、走行式タワークレーン(作業半径75m、吊り能力9.5t)は、クレーンがトレスル上を移動することで、1台のクレーンで堤体を全てカバーエリアとすることが出来た。これにより、補助打設機が不用となり施工性の向上が図られた。

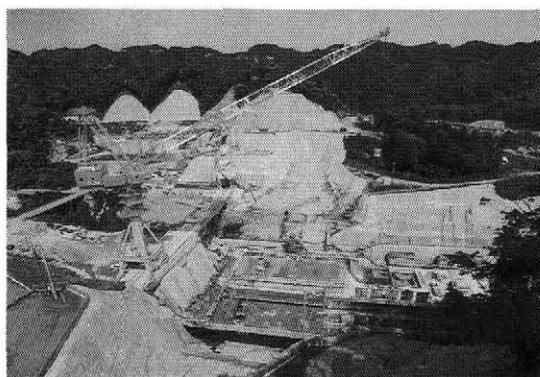


写真-1 打設状況

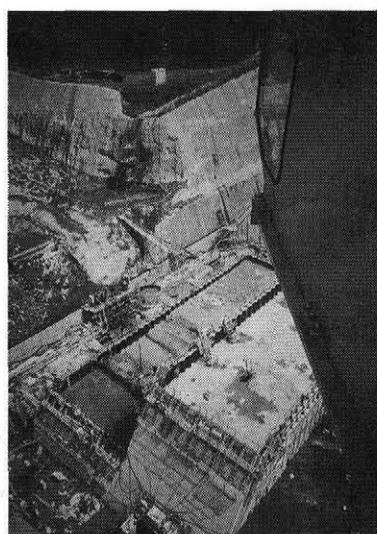


写真-2 クレーン操作室からの眺望

## 5. 2 安全性

一般にケーブルクレーン方式とする場合ダムサイトの高い位置に運転席が設けられ、運転席直下のブロックや、後行ブロックなど直視できない位置にバケットを操作する必要がある。また、直視は出来ても対岸の遠い位置(保台ダムでは、200m以上)など操作の難しい位置もある。これらの操作は、無線誘導が主となる。これに対しタワークレーン方式は、直視による操作ができるため、位置誘導の他のコンクリート打設時のリバウンドも小さく安全な打設が可能である。また、コンクリートバケットや雑機材の運搬等で、通過するブロックが少なくなるためクレーン下の作業に対して安全性が向上する。

## 6. 環境への配慮

当ダムは、県内でも有数の自然環境を有し、上流域には人家や水田、畑地等がなく山林のみであり、流水は清浄である。このような場所に、公共とはいえダム建設を行うことは、ある意味で自然破壊となり、新しい人工的環境を造り出すことになる。ダム本体や池敷については、しかたのないものであるが、その他の部分(周囲道路や仮設備)は、極力環境条件を変化させない工法が良好な工法と言える。今回採用された上流池敷内への仮設備の配置と走行式タワークレーンの導入は、ケーブルクレーン方式に比べて、ダムサイト部の環境を変えないため、この意味からも優れた工法と言える。



写真-4 グリーンカットマシン

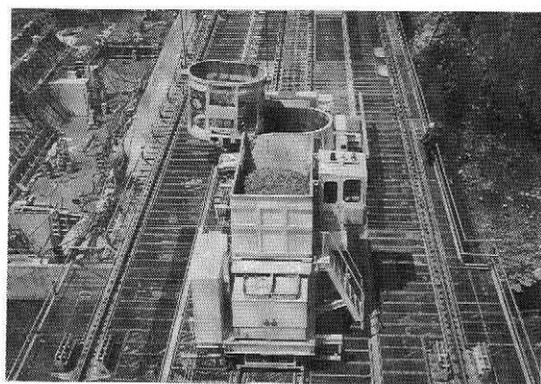


写真-3 トランスファーカの無人運転自走式バケット受台車

## 7. その他の機械化・省力化

施工者の導入した省力化を目的とした機械は、トランスファーカの無人運転(ロボット化)・自走式バケット受台車・グリーンカットマシン・吸水ローラー等があったので紹介する。

## 8. おわりに

本ダムは、千葉県農林部として実施する初めてのコンクリーダムである。

今回は、コンクリート打設システムの紹介をしたが、3Kに代表される建設作業の、労働不足問題はますます深刻にならざるを得ない。その一方策として施工機械の開発・新規施工は、官・民をとわず積極的に取り組む問題と思われる。

当ダムは軟岩上に構築するダムとして、基礎の処理等種々の問題をかかえ各方面の方々や先生方にお世話になりながら、職員一同仕事に励んでいます。今後より一層のご指導をお願い申し上げます。報告を終わります。

引用文献

多目的ダムの建設 第5巻 施工編

# 道路法面の地すべり対策

なか の て る いち いし い かず き  
中 野 照 市\* 石 井 和 樹\*

## 目 次

1. はじめに .....	51	5. 対策工の検討 .....	56
2. 事業の概要 .....	51	6. 設計 .....	58
3. 地すべりの経緯 .....	51	7. 施工 .....	60
4. 調査 .....	52	8. おわりに .....	62

### 1. はじめに

我が国は、限られた国土の中に、生活の場として条件の良い平野部は、高度成長期にかけて殆ど開発しつくされ、開発区域は中山間地へと追い込まれていくのが現状だと思う。そのためには、開発される区域への交通網の整備等、新たな地形の変状を人為的に行うこととなる。

このような場所で、安定しているかのように見られる地形が人為的なんらかの誘因によって思いがけない災害をもたらすことも少なくない。それを防ぐためには、綿密な調査を行い、計画・設計施工に継ぎあわせていかなければならないのは言うまでもないことである。

しかしながら、第一義的に本来の機能を持った目的物を計画する中で経済性を考慮した場合、目的以外の懸念されることについては、「事が起こることを待って事にあたる」傾向があるのは否めない事実である。土砂災害等は特に災害を予測する画一的な尺度として併せて、適宜より良い法則性を見出し計画に反映させることが、事後の混乱を避け、将来の安全な生活環境空間を造る重要な条件である。

ここに、地すべり対策工の調査・検討及び設計施工について紹介する。

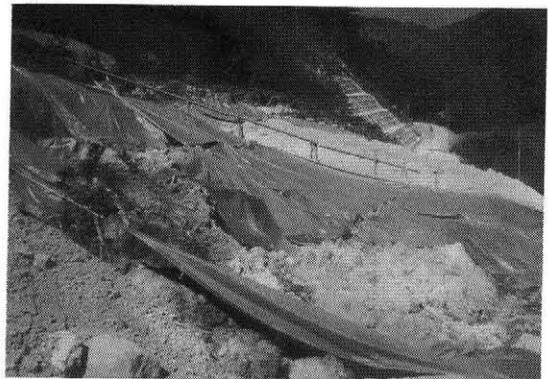
### 2. 事業の概要

農用地整備公団奥羽南部区域は、奥羽山系東麓部に位置する岩手県岩手郡雫石町、紫波郡矢巾町、

他6市町村に跨がる未利用地、低利用地を開発、整備して近代的な農業経営のために必要な農用地、農業用施設等を有する農畜産物の濃密生産団地を建設し、関連する既存農用地も含めて、生産される農畜産物の集出荷及び生産資材等の搬出入の迅速化を図ると共に、一般通行も含めた地域と、一体制の流通道路の位置付けをもった農業用道路を建設している。

### 3. 地すべりの経緯

雫石側起点より国有保安林内滝ノ沢右岸1.8 kmの地点で開削中に小規模な崩壊を繰り返し、開削完了後、長期の降雨により「地すべり」の特徴を顕著に現わし、平成2年4月延長約200m、幅約90mに亘って地すべりが発生した。押出域推定土量90,000m<sup>3</sup>、このうち約30,000m<sup>3</sup>が建設中の農業用道路に達し埋塞した。



写真—1 地すべり状況

\* 農用地整備公団奥羽南部事業所

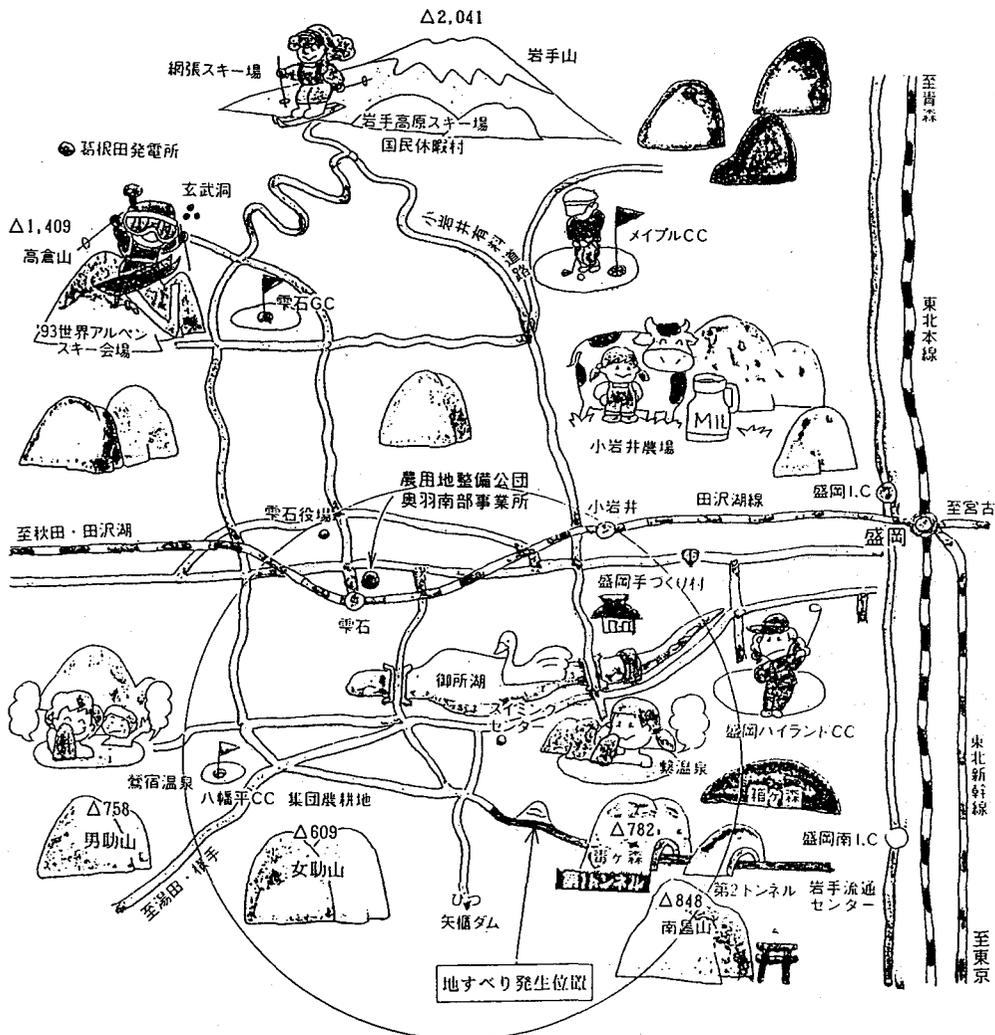


図-1 位置図

#### 4. 調査

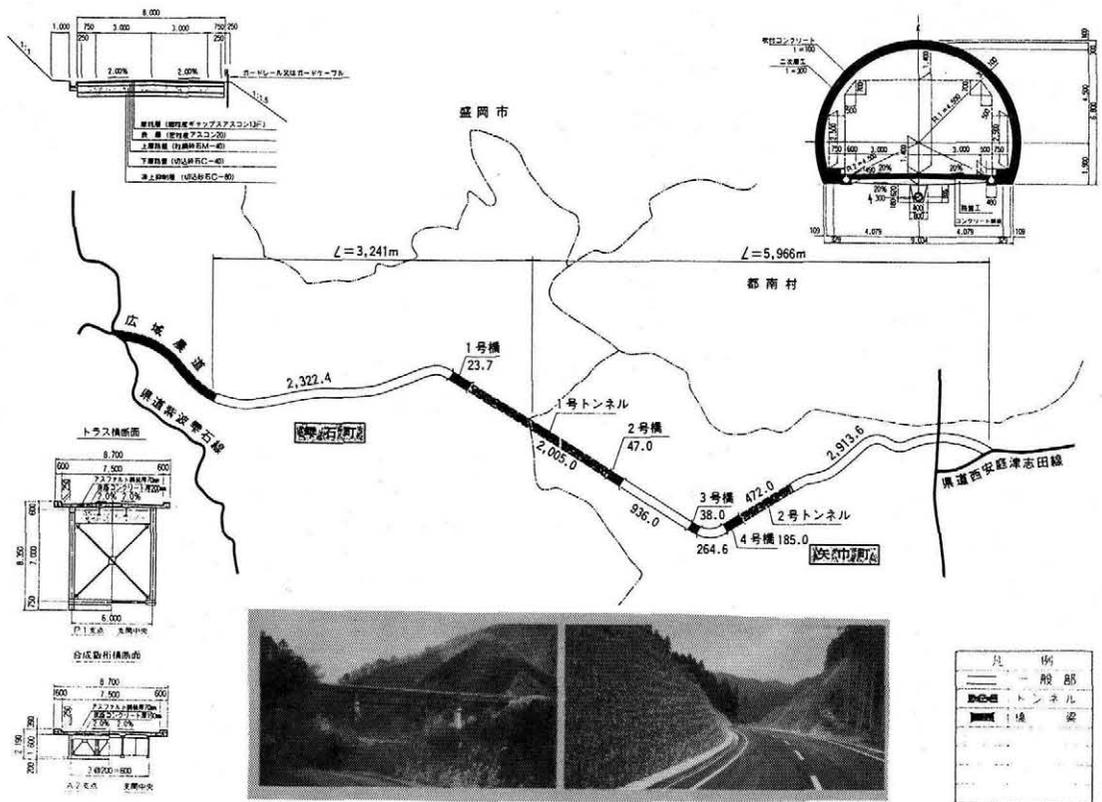
##### 1) 地形

地すべりの発生した付近は、連続するV～U字谷を呈する中で扇状地をなし緩傾斜となっている。背後は地形的に明瞭な地すべり地を控えていることから、背後地よりもたらされた移動土塊が堆積して形成されたものと推定される。また隆起部、凹部、溝状地などの微地形が存することから、ブロック状に移動した可能性が強い。今回行ったボーリング調査の結果、崩壊土砂の下位に旧河床礫と考えられる礫層が存在していることから、段丘

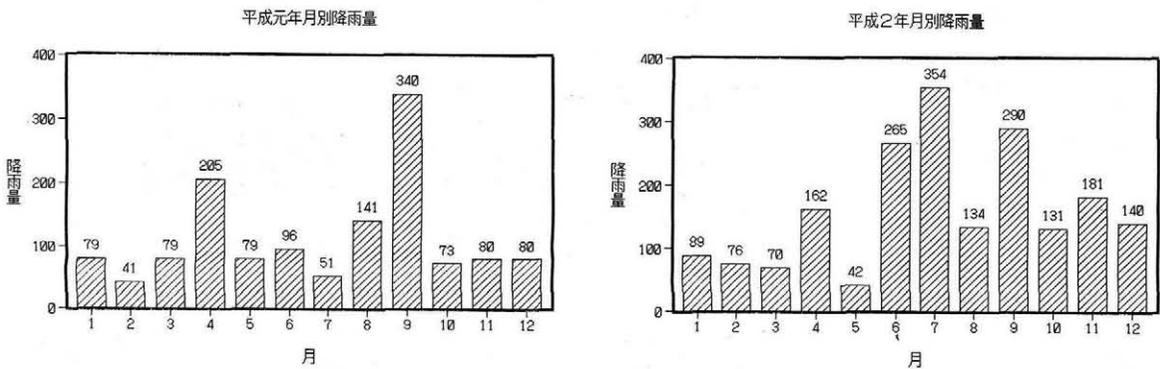
面を覆って崩壊土砂及び地すべり土塊が分布しているものと考えられる。段丘面と現河床の比高が約20mで、往時には河川が現在地よりやや山側を流下していたものと推定される。

##### 2) 地質

新第三紀中新世の男助層を基盤とし、これを覆って第四紀の段丘堆積物、地すべり土塊、崖錐堆積物が分布している。この土砂層厚は約30mで最下位の段丘堆積物は層厚約3mの玉石混り砂礫層であり、地すべり土塊が旧河川砂礫を覆っていることになり、緩傾斜面が段丘形成時の地すべりによって形成されたことを裏付ける。地すべり土塊



図一 奥羽南部区域農業用道路略図



図三 平成元・2年の月別降雨量

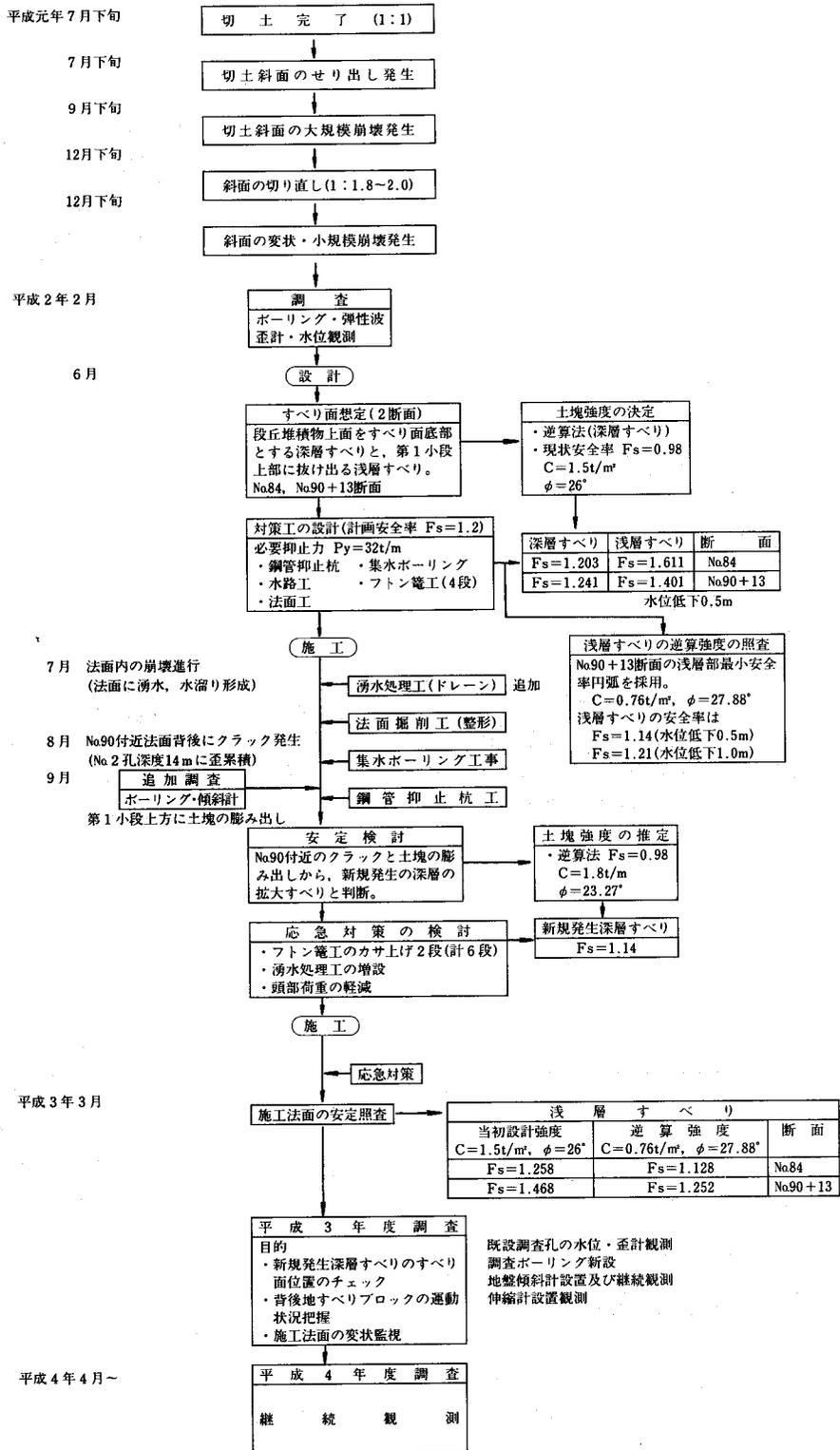


図-4 調査・対策・安全検討の流れ

は礫混り粘性土を主とするものであるが、安山岩の円礫を多量に含む部分とあまり含まない部分及び局部的に岩盤状（ただし風化が進行し、かなり粘土化している）を呈する部分も存在する。また、本層からはやや炭化の進んだ埋木が産出する。崖錐堆積物は、上方の土砂及び岩塊混り土砂から成る。

※男助層

模式地：雫石町男助山周辺

層厚：400～450m

分布：男助山周辺より矢櫃川上流に亘り、雫石盆地の南西縁、南縁及び東縁を取り囲むような分布を示す。

岩相：主として黄灰～灰緑色含異質礫凝灰岩角礫岩から成り、所によっては砂質凝灰岩や流紋岩質凝灰岩に移化する。

凝灰岩中には、黒色頁岩、安山岩、石英安山岩、流紋岩、白色凝灰岩、軽石塊等の亜角礫を含み、一般には無層理塊状であるが、泥質の薄層を挟んでおりこの部分で堆積構造が観察される。

固さはハンマーのピックが突き刺さる程度で打

撃音も鈍く軟質な岩である。風化を受けると褐色化し、また粘土化する性質を持っている。

3) 地表水及び地下水

地すべりの上方部は旧地すべりによって形成された明瞭な凹地となっており、集水性の高い地形となっている。また中央部には湿地が存在し、かつ、沢地形がやや発達している。下方部になると沢地形が存在するものの緩やかな起伏のある凸型の地形に代わることから、これは表流水の流動状態を良く示している地形と言える。

先ず、集水性の高い上方部で雨水は速やかに集められ中央部で一部水瓶状となって湿地部に溜められ、一部は勢いよく谷を刻みながら流下、そして傾斜の緩くなった下方で流速が減ぜられ表流水の一部は地下に浸透する。浸透した水は、下方部に分布する地すべり土塊のうち、主に礫質な部分を水平方向及び垂直方向に複雑に分化して流動しているものと思われる。

下位ブロックの崩壊及び滑動が、地すべりの特徴を呈し、順次上位ブロックの滑動を誘発するという形態が推定される。

表一 地すべり地の地質構成

地質時代	地質名	記号	分布・性状
第 完 新 世 四 更 新 世	河床堆積物	A1	河道沿いに平坦地を形成して分布する。径5～数10cmの石英安山岩・安山岩などの礫を主体とする。
	崖錐堆積物	Ta	斜面下部～谷型斜面部に緩傾斜地を形成して分布する。主として上方斜面からの崩壊によってもたらされた土砂で、ゆるい礫混り土砂からなる。
	地すべり地塊	LS	毒ヶ森の東側の溪流流域内に多く分布する。移動地塊の性状は、地すべりタイプにより個々のブロックで異なるが、風化岩～崩壊土からなると推定される。
新 中 第 新 三 世 紀	石英安山岩 (貫入岩～ 溶岩円頂丘)	Da	毒ヶ森の山頂部に分布する。凝灰岩類を貫く貫入岩体～溶岩円頂丘である。灰色を呈し、石英・長石の大きい斑晶が特徴で角閃石を含む。組織は岩体内で変化し、石英の巨晶を含む部分や、基質ガラス質で暗灰色を呈する部分がある。岩質は非常に堅硬で、節理間隔が大きい塊状岩盤である。
	矢櫃層	Ya	毒ヶ森の東側の標高500m以上の尾根に分布する。男助層の上位に重なり、整合漸移する。層理の明瞭な凝灰質シルト岩・凝灰質砂岩・凝灰岩からなる。白色～灰色を呈し、軽石質で岩質は軟質である。特に凝灰質シルト岩は、ハンマーのピックの打撃で少しくほむ程度である。亀裂は少なく、塊状～板状岩盤である。
	男助層	Ot	毒ヶ森の周辺地域に広く分布する。一般に灰色～青灰色を呈する塊状無層理の火山礫凝灰岩からなる。火山礫は径3～5cmの石英安山岩などを主体とするが、局部的に径1mの玄武岩や花崗岩の礫を含む。基質は径0.5～2cmの軽石を含み石英粒子を多く含む粗粒凝灰岩である。軽石は変質して緑色化したものが多い。岩質はやや脆弱であるが、亀裂の少ない塊状岩盤である。珪化を受けて硬質の部分も見られる。

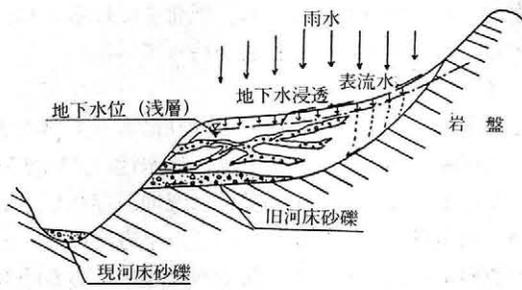


図-5 地表水・地下水流動模式図

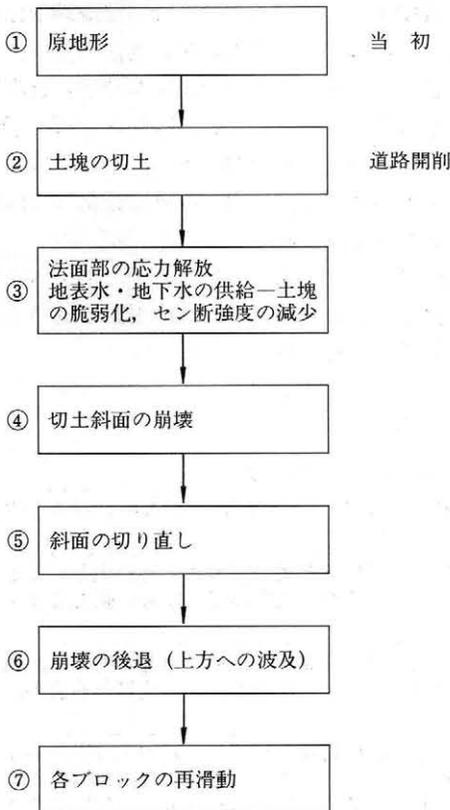


図-6 地すべりの発生機構

#### 4) 素因と誘因

##### 素因

- ① 背後に集水性の高い馬蹄状地形を控え、降雨には地表及び地下を經由して崩壊箇所に供給される。
- ② 移動土塊に含まれる男助層の火山礫凝灰岩は、風化すると粘土化する性質をもっている。

##### 誘因

- ① 地下水の流動により法面にパイピングホールが形成され、此処より浸食が増長し、斜面の安定が損われる。
- ② 粘性土に富む部分は、豊富な地下水により含水し、強度が低下する。
- ③ 降雨による地下水の上昇で間隙水圧が増大する。

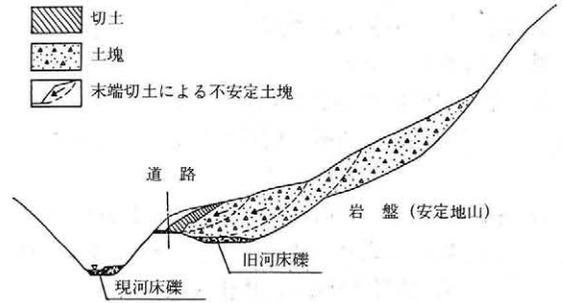


図-7 切土による不安定化

## 5. 対策工の検討

### 1) 基本方針

間隙水圧の上昇による剪断強度の低下で斜面部の浅層すべりが生じ、発生した引張り亀裂は、順次背後地方向へゆっくりと進行し、斜面全体が不安定化している。このことから地形条件、発生機構、素因誘因にも述べたとおり、現在変状が生じている末端部のすべりを抑止すれば、背後に存在する地すべりの安定を得られる。また、浅層のすべりだけでなく、すべり土塊の下面を境界とする深層のすべりも長期的な観点から懸念されるため双方の抑止を行うことで検討をした。



写真-2 地すべり初期法面せり出し状況



写真一三 背後地引張亀裂

## 2) 対策工の制約

国有保安林内のため、買受け用地外は森林法上コンクリート構造物等永久構造物の設置は認められない。埋塞した道路は延長2,005mのトンネル工事のため、大型工用車輛の安全通行を確保する必要がある。また滑動、変状の進む中での施工等制約があり、対策工法に求められる条件となる。

## 3) 工法の選定

地すべり対策工には、大別して、地すべり発生の誘因を除去する抑制工と地すべり推進力に直接対抗する抑止工の2種類がある。当該箇所は地す

べりの素因、誘因が明らかになっており、深層すべりも懸念されることから抑制工と抑止工を組合せて工法選定を行う。

### (1)抑制工

#### ①地表水排除工

##### ア. 排水路工 (地表面排水, 暗渠)

法面への地表水と浅層地下水の供給を遮断するため、植生土のうによる開水路と暗渠を組合せた複合型とし浸透防止も考慮する。

#### ②地下水排除工

##### イ. 暗渠工

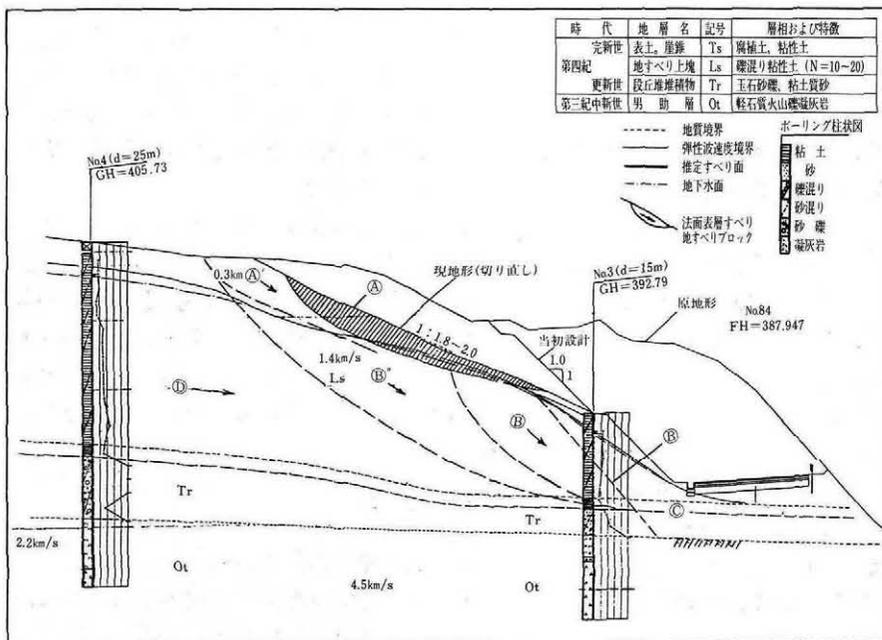
地すべり土塊内浅層部地下水を排除するため、地下水を集め排除して地下水位の低下を図り地すべり土塊の間隙水圧を減少させる。これによって崩壊面における剪断抵抗力も増加する。

##### ロ. 水抜ポーリング工

暗渠等の対象とする地下水より深い地下水を排除するため、周辺の地質、地下水検層結果に基づき位置を決定する。

#### ③侵食防止工

法面を降雨、融雪等による侵食から防止するため法枠工及び植生による法面保護工



図一八 対策工検討に当たっての留意点

#### 留意点

- A 切り直し後の法面の不安定性  
既に融雪による崩壊が発生している。  
Aの不安定化は後背斜面に波及する(A)
- B 構造物を設置する為末端部の切土を行なう場合、法面の自立性が問題B'B'のすべりを誘発する可能性が大きい。
- C 構造物を設置する場合、基礎の支持力が小さい。  
基礎を岩盤に置く場合、末端掘削量が増加し、Bの問題が大きくなる。
- D 道路法面の大規模な崩壊は、後背斜面全体の滑動を誘発する可能性がある。

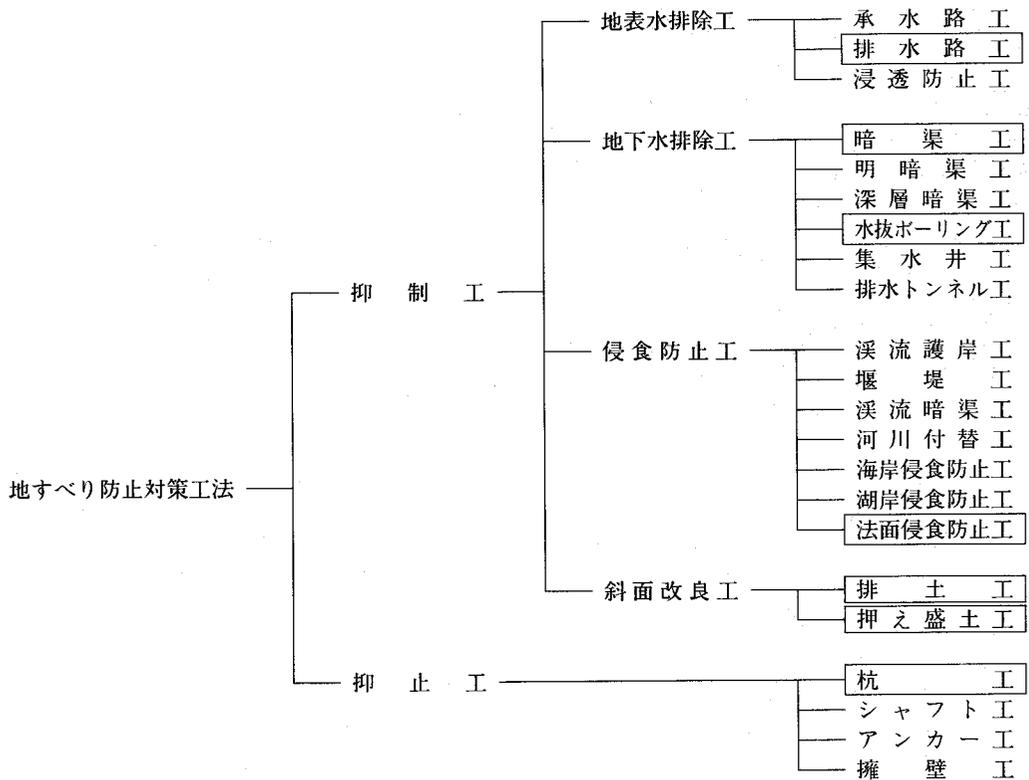


図-9 地すべり対策工法の種類

を行う。

④斜面改良工

イ. 排土工

崩積土を撤去し、押え盛土工施工のための法面を一律な勾配に掘削・整形する。

ロ. 押え盛土工

表層及び浅層すべりの安定化を図るため、第一小段部にフトン管を設置し、すべり面末端脚部の剪断抑止によって、後背地への波及を阻止する。

⑤抑止工

イ. 杭工

深層すべりに対しての安定性を確保抑止するため施工するもので、比較検討の中で特殊条件下の施工中の安全も考慮し、地すべり全般に広く利用されている鋼管杭工とする。必要抑止力に対する杭径及び間隔の比較検討と併せて、地すべり土塊の中抜け

が生じない範囲で経済的に有利な径、間隔を選定する。また鋼管杭の建込位置は現場状況、施工性を十分考慮すると共に、その機能を十分発揮する杭本体構造上問題のない位置に選定する。

4) 施工中の斜面安定に対する検討

滑動、変状の進行する特殊条件の中で、施工中の安全を確保するため、工法選定には安全性を配慮し、斜面末端部に仮設の押え盛土を行うものとした。盛土断面は、すべりに対して安全である最少断面とし、工事用車輛の通行が可能なものとする。

6. 設計

1) 杭の建込み位置の検討

すべり土塊中央部より下部のすべり面が水平に近い位置（受働域）に建込むものとし、すべり面での剪断力に抗し得るものとした。

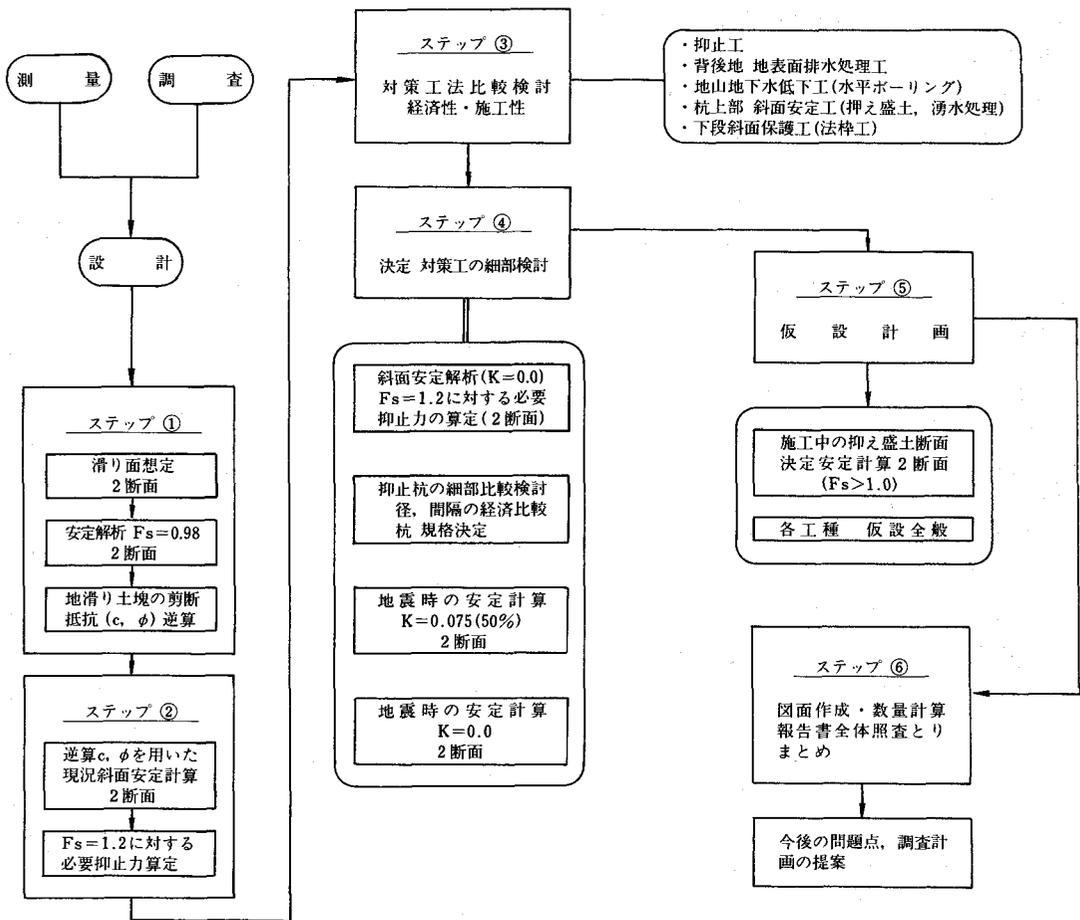


図-10 設計の手順

受働域：各分割スライスの剪断抵抗力  $R >$  各分割スライスの剪断力  $T$

主働域：  $R < T$

2) 管径及び間隔の比較検討

杭は受働域に建込み、かつ、杭背後に十分な地盤反力が期待できることから、剪断杭とし、管径・間隔の比較検討を行った。

杭の必要断面積

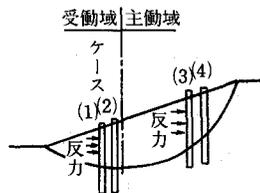
$$A = \frac{P}{\sigma_{sa}} \text{ (m}^2\text{)}$$

鋼管杭を使用するものとして次の値とする。

長期  $\sigma_{sa} = 800 \text{ kg/m}^2$

短期  $\sigma_{sa} = 1,200 \text{ kg/m}^2$  (長期  $\times 1.5$ 倍)

鋼管杭内部はコンクリートを充填し、外周部はモルタルを充填することから、杭本体の腐食は考慮せず、断面積の低減は行わない。



ケース	反力	考慮すべき力		備考
		せん断力	曲げモーメント	
(1)	有	○		せん断杭
(2)	無	○	○	モーメント杭(反力を見込めない場合)
(3)	有	○	○	モーメント杭(反力を見込める場合)
(4)	無	○	○	モーメント杭(反力を見込めない場合)

図-11 受働域及び主働域の判定

必要抑止力は、目標安全率 $F_s=1.2$ とし、地すべり土塊 $C=1.5\text{t/m}^2$ 、 $\phi=26$ の剪断強度を有する均一層とみなして算定するが、分布状況はランダムであるため大なる方の値を採用する。

表-2 計画断面の必要抑止力

解析断面	必要抑止力最大円弧			必要抑止力 $P_y(\text{t/m})$
	RR (t/m)	SR (t/m)	安全率 $F_s$	
No. 84	192.32	186.44	1.032	31.40

$$P_y = 31.40\text{t/m} \approx 32.0\text{t/m}$$

### 3) 杭の根入れ長の検討

根入れ長は、「設計基準」より

基盤が粘土及び礫質土——杭全長の $1/2 \sim 1/3$

岩盤 ( $N \geq 50$ ) ——杭全長の $1/3 \sim 1/4$

且つ、2m以上となっている。

ここでは、段丘堆積物(礫質土)及び軽石質火山礫凝灰岩であるため、杭全長の $1/3$ 以上且つ、2m以上の根入れとする。

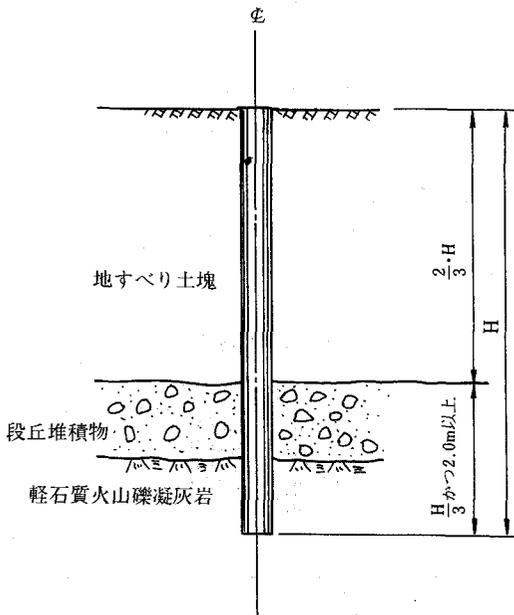


図-12 杭の根入れ

### 4) 杭間の中抜けに対する検討

理論式は中村式による。

$$\text{中村式 } D_o = 2H \cot \theta \sin \alpha + d$$

杭反力分布は、三角形分布と考えられるため、杭先端(移動層の $1/3$ )に応力がかかり中抜けの可

能性がある。

よって、

$$H = h/3 = 7.0/3 = 2.33$$

$$\alpha = 45^\circ + 26^\circ/2 = 58^\circ$$

$$\delta = 45^\circ - 26^\circ/2 = 32^\circ$$

$$d = 318.5\% = 0.3185\text{m}$$

$$\therefore D_o = 2 \times 2.33 \times \cot 32^\circ \times \sin 58^\circ + 0.3185$$

$$= 6.32 + 0.3185$$

$$= 6.64\text{m} > \text{計画杭間隔} 2.4\text{m} \quad \text{OK}$$

従って、計画杭間隔2.4mで中抜けの危険性はないと考える。

## 7. 施工

地すべり対策工事は、第一義的に地すべりに対する施設の安全性を図るべきであり、計画設計の考え方を十分把握して施工にあたらなければ、目的とする施設の確実な効果を見出すことができない。

工事の着手にあたっては、現場の地形、地質、その他付近地の状況を調査し、現地合った施工計画を受注者が作成するものであるが、計画設計の段階においても、施工計画等とのかかわりが深いので、監督する担当者は、特質、考え方を十分受注者に示すことが重要である。

次に施工に関する留意点を整理する。

- 1) 現地の気象条件を充分勘案し、施工方法は、施工中の災害防止に万全を期す必要から、
  - ①床掘及び切土は小ブロックに分けて施工を行い、床掘面、切土面の露出を短くする。
  - ②降雨時は、地すべり面を防水シート等で覆い雨水の影響を最小限に抑える。
  - ③地すべり面の状況が変化するため、特に抑制工法については現場状況に合わせて柔軟に対応し、計画及び工事数量等について、計画、設計の修正を行う。
- 2) 工事による新たな崩壊を誘発助長することのないよう施工順序について十分な検討をする。本工事では、地すべり面の滑動及び変状を最小限に抑えるため、素因、誘因である背後地からの地下水を遮断する。そのために先行する施工として、①排水路工、②暗渠工の順に抑制工を実施し、杭工のできる規定移動量以下を目途に、後続の施工にあたる。
- 3) 南昌第一トンネル工事のため通行する車輛等

表-3 管径の比較検討

使用管種 一般構造用鋼管 (STK 41)  $\sigma_{sa}=800\text{kg/cm}^2$  地震  $1200\text{kg/cm}^2$

必要抑止力  $P=32.0\text{t/m}$  (計画断面Fs=1.2に対して)

必要断面積  $A=\frac{32.0 \times 10^3}{800}=40\text{cm}^2$ 以上

比較検討上の杭長  $\ell=12.0\text{m}$  剪断杭とする

杭間隔  $D=\frac{\sigma_{sa} \cdot A}{P}$  (m)

管径 (mm)	管厚 (mm)	重量 (kg/m)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	杭間隔 (m)	190m当り杭本数 (本)	削孔径 (mm)	穿孔長				摘要
							粘性土 (8.0m) (m)	砂礫 (2.0m) (m)	岩 (2.0m) (m)	計 (12.0m) (m)	
φ216.3	8.2	42.1	53.01	1.3	147	φ250	1176	294	294	1764	
φ267.4	6.6	42.4	54.08	1.3	147	φ300	1176	294	294	1764	
	9.3	59.2	75.41	1.8	106	φ300	848	212	212	1272	
φ318.5	6.9	53.0	67.55	1.6	119	φ350	952	238	238	1428	
	10.3	78.3	99.73	2.4	80	φ350	640	160	160	960	採用 ○
φ355.6	6.4	55.1	70.21	1.7	112	φ400	896	224	224	1344	
	7.9	67.7	86.29	2.1	91	φ400	728	182	182	1092	
φ406.4	6.4	63.1	80.42	2.0	95	φ450	760	190	190	1140	
	7.9	77.6	98.90	2.4	80	φ450	640	160	160	960	

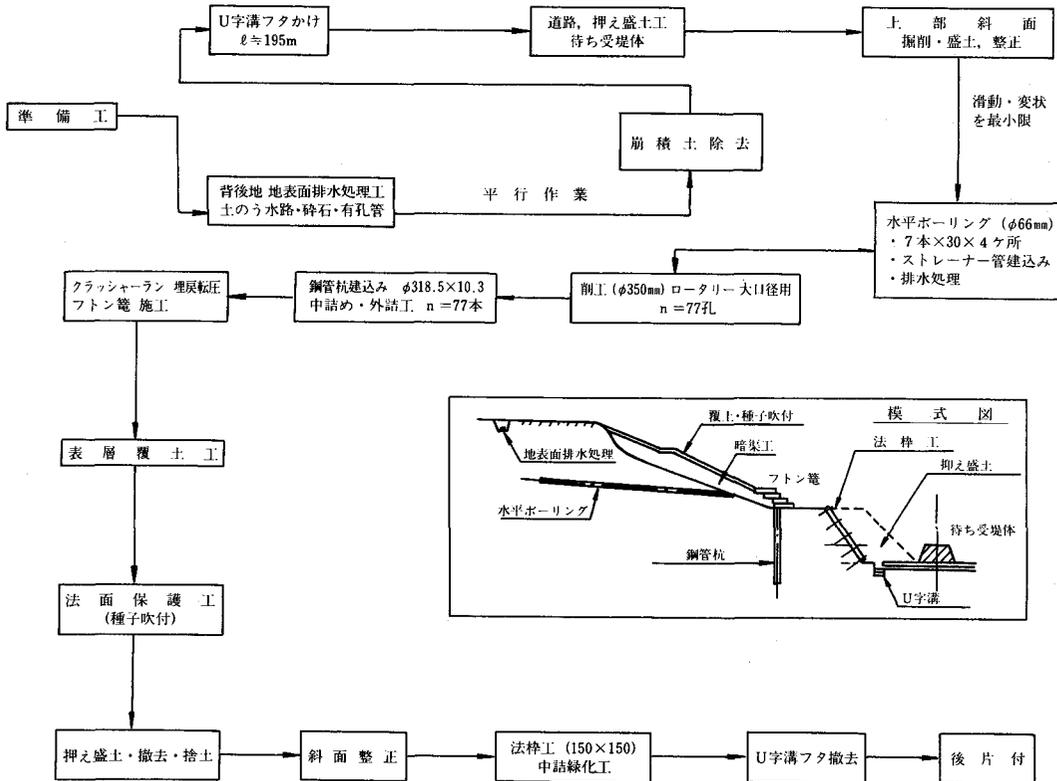


図-13 工事全体フロー

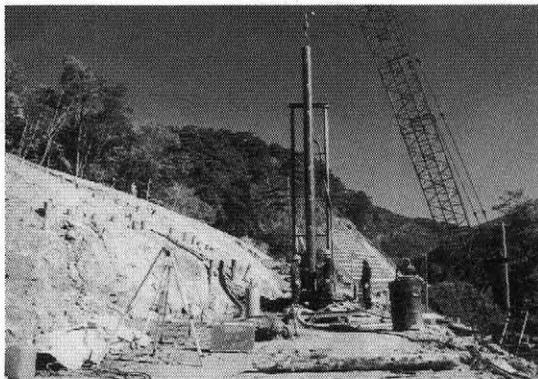


写真-4 鋼管杭建込み状況

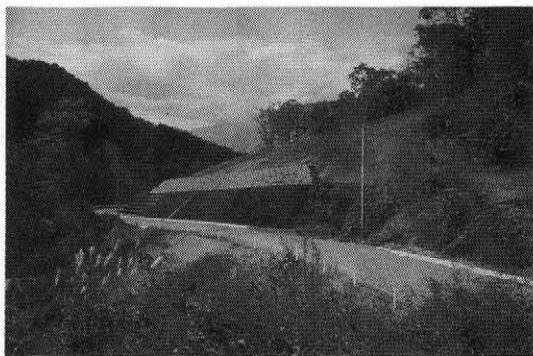


写真-5 完了写真

の安全確保のため、道路中央に待ち受け堤体を設置するとともに安全監視員の常駐及び伸縮計3基から警告灯、警告サイレンを連動させて安全管理に万全を期する。

- 4) 完了後も施設を過信することなく、継続して追跡調査を実施し、災害防止にあたる。  
(現在継続中、挙動は見られない状況下にある)

#### 8. おわりに

地すべり対策工の完了した現在、追跡調査を継続中であるが、調査結果にも変状は認められず目的どおりの効果の発現を達成している。

古典的な斜面安定論を振りかざし、工事を手探りで実施するといったようなことは到底すまされない。また、単なる理論だけではどうにもならな

い。理論に経験的なものを併せもって確実な効果を見い出すことが重要であることを痛感している。

末筆となりましたが、紹介した地すべり対策工の調査、設計施工にあたり、機関誌「水と土」等諸誌から修得できたものが多々あり、敏速な対応ができ有り難うございます。会員諸兄に厚くお礼申し上げます。

#### 引用文献

- 土地改良事業計画設計基準 農水省  
農地地すべり防止対策  
河川砂防技術基準(案) 建設省 計画編  
法面工, 斜面安定工指針 日本道路協会  
土木設計マニュアル砂防用地編  
岩手県建設技術協会

# 水資源開発公団の創立30周年にあたって

— 溪流取水工及び軟弱地盤処理工法の事例 —

むら まつ ゆう すけ なが つか ひろし  
村 松 雄 介\* 長 塚 裕\*\*  
き もと えつ ろう\*\*\*  
木 本 悦 郎\*\*\*

目	次
1. はじめに .....	63
2. 三重用水事業 .....	63
3. 埼玉合口二期事業 .....	67
4. おわりに .....	69

## 1. はじめに

水資源開発公団は、水資源開発促進法の規定による水資源開発基本計画に基づき、水資源の開発又は利用のための事業を実施し、国民経済の発展や国民生活の向上に寄与することを目的として、水資源開発公団法に基づき設立された国の主要な水資源開発事業を担う我が国唯一の特殊法人であるが、本年5月創立30周年を迎えた。その間、7水系（利根川、荒川、豊川、木曾川、淀川、吉野川、筑後川）において34の事業を完成させ、その施設の管理を実施することにより、7水系に係る地域の安定的な水資源の供給に努め地域の発展に寄与してきた。ここでは、本年度竣功する三重用水事業と竣功間近の埼玉合口二期事業で実施した溪流取水工と軟弱地盤処理工法について報告する。なお、その他本誌においては、公団事業に関して次に列挙する報文が掲載されている（第61号以降掲載分）。

1. セミシールド工法による推進用鋼管推進の設計施工について（61号）
2. 愛知用水二期事業の計画変更について（62号）
3. 荒川連絡水道専用水路シールドトンネル工事設計概要（62号）
4. 愛知用水二期バイパス分合流工の水理特性について（63号）
5. 泥水加圧シールド工事の施工管理について（67号）
6. 愛知用水二期事業について—特に二期事業と

\* 水資源開発公団本社第二工務部設計画  
\*\* 水資源開発公団三重用水建設所  
\*\*\* 水資源開発公団埼玉合口二期建設所

しての特異性について—（72号）

7. 筑後川下流用水事業における佐賀導水との合併施工について（73号）
8. 千葉県東方沖地震における長柄ダムの状況について（73号）
9. 長柄ダムの斜面保護工（74号）
10. 土砂トンネル（NATM工法）の設計（77号）
11. 筑後川下流用水のパイプラインシステムについて（78号）
12. 愛知用水二期事業と幹線水路等の設計・施工（80号）
13. 福岡導水取水口の設計—魚類の迷入防止対策の例—（87号）

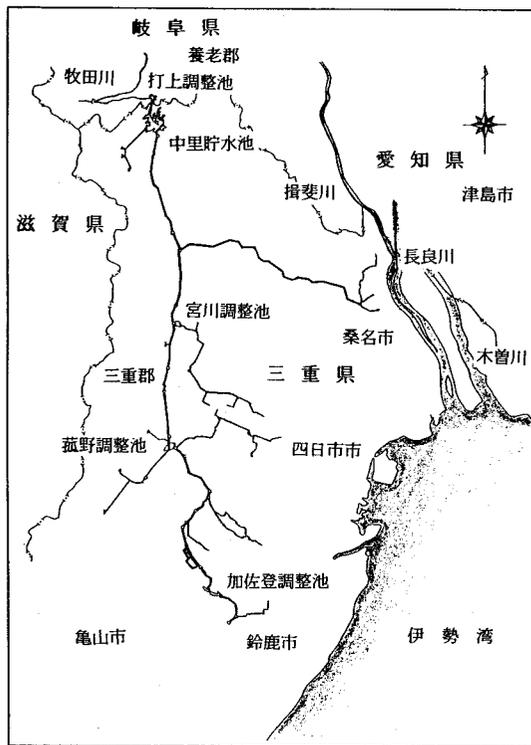
## 2. 三重用水事業

### 2-1. 事業概要

当事業は、三重県北勢地方の鈴鹿山麓から伊勢湾にわたる広大な農業地帯の慢性的な水不足を解消するための農業用水と、この地域の発展に伴い需要の増大が見込まれる都市用水を併せて供給することを目的として、岐阜県の牧田川の水を県境を越えて三重県に導水するとともに、主水源の中里ダムを始め5つのダム、8ヶ所の取水施設、125kmの水路を建設したものである。ここでは、当事業の特徴的な施設である溪流取水工について述べる。

### 2-2. 溪流取水工

山間部溪流からの取水には古くからいろいろな工法が考えられている。取水堰を備えたもの、いわゆるチロルタイプのもの、その他、地形・流況に応じて工夫を凝らしたものが設置されているが、



図一 三重用事位置図

出水のたびごとに流失・損壊したり、土砂礫浮遊流下物によって取入れ口が閉塞され、その都度みお筋の開削・補修を行い維持管理に多大の労力と費用をかけているものが多い。

溪流取水工の具備すべき基本的条件は、下記のとおりである。

- ①急激な流量変動でも安定した計画取水ができること
- ②取水工の築造による治水上の問題が生じないこと
- ③取水制限流量を優先的に放流でき、これを容易に確認できること
- ④流下土砂、石礫、枝葉、つる草等の浮遊流下物等による取水障害が起りにくいこと
- ⑤流石、流木等の流下物に堅ろうであること
- ⑥構造が簡単で補修・維持管理が容易であり、その費用も低廉となること
- ⑦溪流の景観・流況を損なわないこと

上記の条件に合うものとして、代表的な形式の特徴は表一のとおりであるが、当該地区に適したものとして図二のフローにより検討した結果チロルタイプ、バックストリームタイプ、自然取

水タイプを採用した。各タイプの選定理由は表一、二、概念図は図三に示すとおりである。

溪流取水工の付帯構造物の構成と配置は、その具備すべき要件を満たすよう、またタイプの特徴を生かせるよう、設計にあたり以下のような配慮をしている。

#### (1)還元孔の構造

取水制限流量を優先的に放流するために、

- ①沈砂池の末端に越流部(最大取水制限流量)を設けて導水路の起点とし、還元孔は取り入れた河川水を速やかに放流するため、沈砂池より上流側に設ける。
- ②河川流量が取水制限流量以下のときは、整流逆勾配区間を越えることなく、全量還元孔から放流水路を通して河川に還元される。河川流量が増大して取水制限流量を越えたときに限り、導水路への取水が可能となるようにする。
- ③還元孔はゲートを設置して、水位によって所定の制限流量が保証されるようにゲートの開度を設定する。還元孔ゲートの設定は夏期・冬期の区分を行う。

#### (2)沈砂池の構造

溪流取水工では、取水工のバースクリーンにより土砂礫の流入を規制するが、それでもなお多量の土砂が流入する。沈砂池はこれら土粒子の沈積・排除効果が高くなるよう、計画通水量及び地形条件に適した構造とする。なお、沈積すべき最小粒径は0.3mm、排砂すべき最大粒径をバースクリーンの目幅の1.5倍とし、自然排砂が可能のように設計する。

#### (3)余水吐の構造

余水吐の構造は越流方式とし、原則として、沈砂池の下流側に設ける。余水吐は洪水時において取水ゲートの閉鎖が不可能となり、また導水路への取水が停止するような非常事態の発生を考慮して、最大取水量を放流しうる能力を備えた構造とする。

完成した溪流取水工の各タイプとも、良好に機能しているが、チロルタイプにおいては、土砂礫及び浮遊流下物による目づまりをおこす場合があるので、最後に施工した田光川取水工及び三滝川取水工については、バースクリーンの取り付け角度及びパー形状等さらに改良し、バックストリー

表一 主な溪流取水工型式の特徴

溪流取水工の型式	構 造	特 徴
バースクリーン後方取水型	<p>バーを一定間隔（10～20mm）に配列した段落斜面部と水クッション部からなり、ナップ裏側で逆流取水を行うものである。</p>	<p>磨耗、損壊に強くまた補修が容易なバー構造である。                      バー取付け角を大きくし、バー下端を水クッション底面に固定させることで、バースクリーン底部取水型（チロルタイプ）より石礫、浮遊流下物による目づまりが起りにくい。                      単位幅当たり取水量はバースクリーンの開度が大きい程多いが、河川流量が計画取水量以下となる溪流では、開度が大きいと全量取水時に浮遊流下物がバーに付着しやすくなる。                      落差2m前後で0.2～0.3m<sup>3</sup>/s/m程度の取水が可能。</p>
バースクリーン底部取水型	<p>一般にチロルタイプと言われ、固定堰越流斜面または砂防えん堤副堤（又はエプロン）下流側にバースクリーンを適切な傾斜角、長さ及びバーすき間隔で取付け、石礫、流木等を排除しながらスクリーン隙間からの落下水を集水路に受けて取水するものである。</p>	<p>集水路にすきま幅より小さい砂礫の流入があり、石礫、浮遊流下物による目づまりが起りやすい。                      目づまりが全面に及べば取水量が半減することがあるのでスクリーン幅は広くとり、また、通水幅はバースクリーン全面にわたって広く安定させなければならない。                      0.1m<sup>3</sup>/s/m程度の取水が可能。</p>
側方取水型	<p>溪流の流れに対して側方から取水するものである。</p> <p>①自然取り入れ方式                      安定した淵、滝ツボ等の側方に孔口を設け取水するものである。</p> <p>②取水堰方式                      河床勾配が緩やかで、大きな転石の流下がない地点に固定堰を設け、計画取水位を確保するものである。</p> <p>③水クッション側方取水方式                      段落斜面部と水クッション部とを主要構造とし、水クッション内を常流状態に保ち、側壁に設けた孔口から取水するものである。</p>	<p>一般に流量変動が激しく射流状態になると安定した取水位を保つことが困難である。流況によっては土砂礫の巻き込み、浮遊流下物による取水障害を起しやすしい。</p> <p>洪水時の計画取水量以上の流入水を制御する方法が必要である。</p> <p>土砂吐の操作が適切でないと、土砂礫の滞積、流入等で取水障害を起しやすしい。                      取水工地点の地形、流況等によっては施設の配置及び形式により、土砂礫、浮遊流下物による取水障害を防げる場合がある。</p> <p>各部の諸元を適切に定めることにより、取水の安定と取水路への流入土砂量を減することができるが、浮遊流下物の流入防止に配慮する必要がある。                      落差2m前後で1.0m<sup>3</sup>/s未満の取水に適する。</p>
集水暗渠型	<p>溪流に集水用の暗渠を敷設するものである。</p>	<p>暗渠が溪流幅しか敷設できないため、取水量は取水地点の地形の影響を受けやすい。                      また、河床土砂や水位変動等から生ずる目づまりにより、経年的な集水機能の低下、あるいは集水暗渠露出、流出等の問題がある。                      常時たんすい状態を保てる場所、または、砂防えん堤内に集水暗渠を敷設し、50ℓ/s程度の取水を行う場合は比較的安定した取水ができる。</p>
水クッション後方取水型	<p>段落斜面部（ナップ誘導板）と水クッション部とを主要構造とし、ナップ裏側で逆流取水を行うものである。</p>	<p>水クッション内が常流状態にある限り、河川流量の大幅な変化にもかかわらず、安定した計画取水ができる。                      取水量は50ℓ～100ℓ/s/mで水理構造的には安定した取水ができ、土砂の流入も少なく構造も簡単であるが、ナップ誘導板の材料及び施工面における構造上の弱点がある。また、取水量の2倍以上の河川流量がないと比重の小さい浮遊流下物を巻き込みやすい。</p>
越流水俯角面付着堰型	<p>取水堰頂部を円弧とし、上流側は越流水の接近流速を一樣とするため4～8°の逆勾配に、下流側は円弧に接して鉛直に対して10～17°の俯角をなす壁面とし、この下部に集水溝を設けるものである。</p>	<p>流下水は堰頂上流側の逆勾配部で一樣な流速となり、円弧状の堰頂部を流下する水は付着力によって、俯角壁面に沿って、集水溝に落下する。                      石礫、流木等の流下物は慣性や遠心力により集水溝の前方に分離落下して、浮遊流下物の大部分は除去されるが、5mm以下の土砂粒子は集水溝に流入する。また、出水時越流水量が多くなると、ナップが堰頂を離れるため、ほとんど取水不能となる。                      10ℓ/s/m程度以下の事例がある。</p>

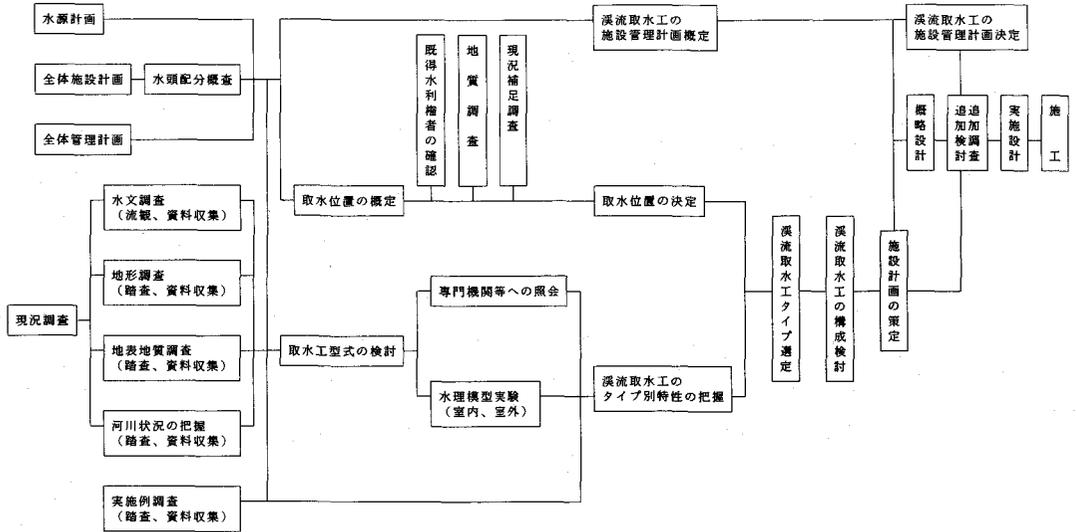
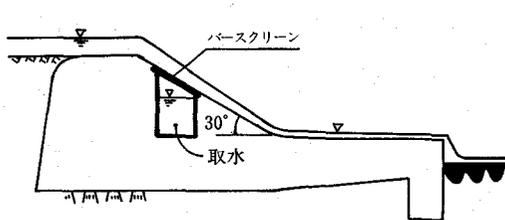


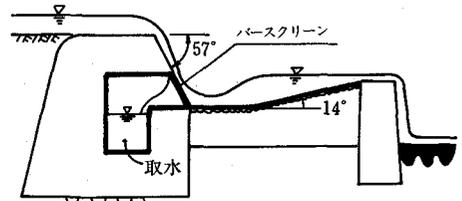
図-2 溪流取水工施設計画のフロー

表-2 溪流取水工の型式選定理由

タイプ	選定理由
バースクリーン底部取水型 (チロル型)	① 上流域に砂防堰堤が整備されているなど、流出土砂礫が比較的少ない河川であること。 ② 有効落差が比較的小さくてよいので、河床勾配と背後地の高さとの関係より落差高を高く取りにくい所に適し、又、既設の床止工等の河川工作物との整合がとりやすいので、流路工内でも適する。 ③ 単位幅取水量は $0.1\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度以下の所に適する。 ④ 河道及びミオ筋が安定している所に適する。 ⑤ バックストリームタイプに比較して建設費は安価である。
バースクリーン後方取水型 (バックストリーム型)	① 流出土砂礫が多い河川でも適する。 ② 有効落差が比較的高く必要で、背後地が高い所に適する。 ③ 単位幅取水量は $0.2\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ 程度以下の所に適する。 ④ 山間部で河道及びミオ筋が不安定な所に設けても、取水機能の大きな障害とならない。しかし、袖壁等を設け河道を安定させるような構造とした方が望ましい。
自然取水	① 天然の淵があり、ミオ筋が常に一定している。 ② 経済的に最も望ましい。



チロル型断面図



バックストリーム型断面図

図-3 標準断面図



閉斥された樹枝状の谷を、海進時の粘性土層が埋めるように堆積している。特に、後背地の湿地は軟弱な泥炭層がある。

(2)土質

谷地田の土質は、表層に腐植物を多量に含む5mの泥炭層(AP層)があり、下層に縄文海進時に堆積した8mの粘性土層(AC層)がある。これらは、N値がほとんど0である。

AP層は自然含水比(Wn)462~993%、間隙比(e)10.4~17.7、圧縮指数(Cc)5.6~10.8、オランダ式コーン試験の貫入抵抗(Dqc)1.7~3.5kg/cm<sup>2</sup>である。圧縮性が高く、盛土の際スベリ破壊を発生すると指摘されている。AC層はWn=133~156%、e=3.7~4.3、Cc=1.52~1.88、Dqc=2.0~3.5kg/cm<sup>2</sup>であり、液性限界が117~133%の乱れやすい土である。

(3)ペーパー・ドレーン工法の設計

①水路荷重による沈下

設計断面は図-7の通りである。水路による増加荷重は平均2.6t/m<sup>2</sup>となり、最大133cm沈下するため、基盤の処理工が必要となった。

②工法の設計

処理工法は、まずプレローディング工法を検討した。これでは設計荷重が4.2t/m<sup>2</sup>となり、200日以上ローディング期間が必要となった。本事業は、非かんがい期に改修した水路を翌かん

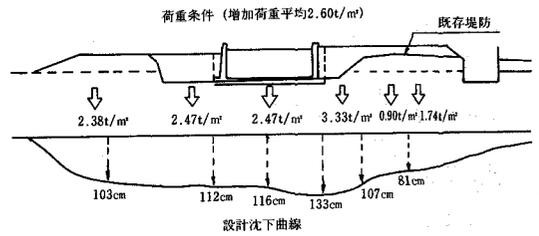


図-7 荷重条件・設計沈下曲線図

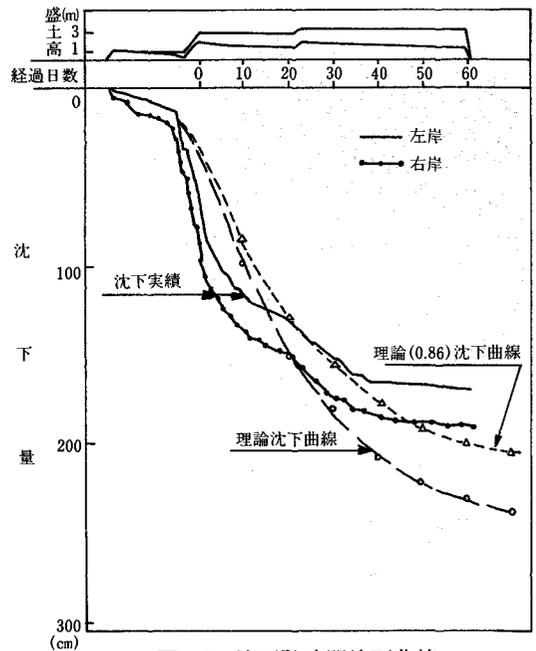


図-8 沈下計時間沈下曲線

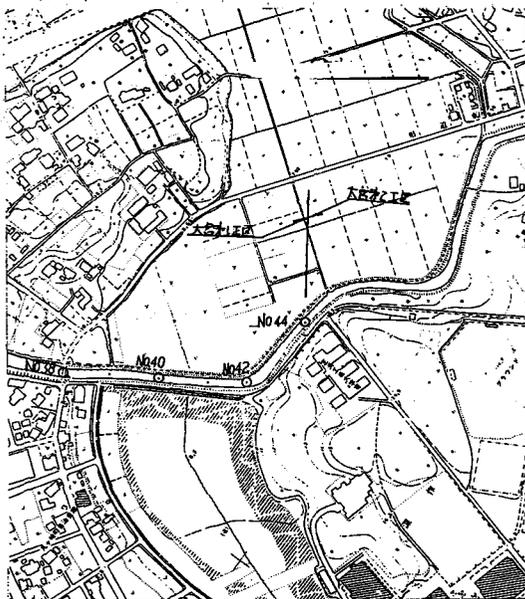


図-6 大宮第1工区地形図

がい期に供用するため、ローディング期間を長く取れない。

次に、ペーパー・ドレーンを80cmピッチの三角配置にすると、60日経過に必要な圧密度が得られた。しかし沈下量が増大するとともに設計荷重も増加するため、盛土の盛増しを要した。排水、盛土の段階施工、スベリ破壊などをトライアルの結果、45日経過で沈下量が205cm、沈下量の増大による設計荷重が4.35t/m<sup>2</sup>となり、60日経過ではそれぞれ220cm、4.5t/m<sup>2</sup>となった。これにより、ペーパー・ドレーン工法で施工できる見通しを得、施工管理することにした。この設計は次のとおりである。

- イ. プレローディング盛土高 H=3.5m  
(盛土荷重=6.3t/m<sup>2</sup>)
- ロ. プレローディング期間 45日間

- ハ. ペーパー・ドレーン配置 80cm三角配置
- ニ. 設計荷重 4.6t/m<sup>2</sup>
- ホ. 最大沈下量 232cm

③施工管理と設計の修正

周辺への影響、沈下状態、盛土と設計加重のバランスなどを検討するため、施工では沈下量、間隙水圧、地下水位、地表変位を測定した。

イ. 沈下の実測と解析

図-8に示すような沈下の実測値をもとに、プレローディングの50cm盛増しは20日経過で行った。60日経過後、双曲線法による理論値と実測値とで解析を行い沈下の傾向等から所要の効果は得られたと判断した。

ロ. 残留沈下

残留沈下に対する水路側壁の余裕高は、既存の試験資料と開水路の構造から、最大100mmと設定していたが、完成後の開水路はこの年の7月で143mmに達した。その後、沈下の著しい区間で

は、側壁を嵩上げしている。

4. おわりに

以上、三重用水事業と埼玉合口二期事業について報告した。事業効果の早期発現のため概成した施設を利用して、三重用水事業については昭和61年度より工業用水、平成3年度より水道用水を暫定通水しており、埼玉合口二期事業については昭和62年度より水道用水を暫定通水している。

当団は、水資源開発の技術集団として今後とも技術力を向上させていきたいと考えているので、関係各位の指導及び協力をお願いしたい。

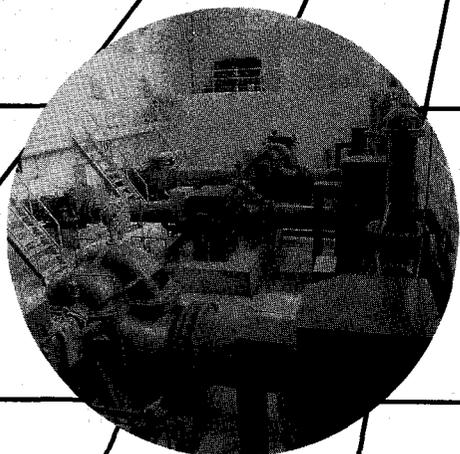
参考文献

- 1) 構造改善局：土地改良事業計画設計指針「溪流取水工」
- 2) 水資源開発公団：第16回技術研究発表会資料



**トリシマポンプ**

# かんがい、排水事業で 大きな働き



農業用用水設備

**株式会社 西島製作所**

東京支社 / 東京都千代田区丸の内1-5-1 新丸ビル  
 ☎ (03) 3211-8661 (代表)

支店 / 大阪・名古屋・福岡・札幌・仙台・広島・高松  
 営業所 / 横浜・佐賀・那覇

本社・工場 / 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号  
 ☎ (0726) 95-0551 (大代表)

# 団地毎の水需要に応じた溪流取水方式の採用について

— 国営大邑地区における事例 —

ど い めぐむ かす が ただ お  
土 井 恵\* 春 日 忠 夫\*  
さ き き じゆん いち  
々々木 淳 一\*

目	次
1. はじめに .....	70
2. 事業概要 .....	70
3. 用水計画 .....	70
4. 工事実施 .....	73
5. 農家負担及び維持管理等 .....	79
6. おわりに .....	79

## 1. はじめに

大邑地区は、島根県の中央部に位置する大田市及び邑智郡邑智町を受益とし、東には標高1,126mの国立公園三瓶山、西に808mの大江高山があり、これを主峰とする連山に囲まれた標高200～300mの起伏の少ない丘陵地である。これらの山林原野を対象に農地を造成し、タバコ、ブドウを基幹作物とし、酪農、肉用牛を導入し、経営規模を拡大することにより農業生産の増大と自立経営農家の育成及び地域農業の改善を図ることを目的として昭和54年度に事業着手している。

## 2. 事業概要

本地区は、当初農地造成37団地574ha(うち畑地かんがい83ha)でスタートし、10年経過後の昭和63年度末現在で、13団地209haの農地を造成したにとどまっている。こうした状況と農業をとりまく非常に厳しい状況や、老令化、農業後継者問題等により計画の見直しを余儀なくされ、平成元年度より計画変更作業に着手した。

変更計画では、農地造成16団地224haと大幅に縮少し、加えて団地が各所に点在しているため、これに伴うダム、頭首工、揚水井の水源計画、幹支線道路網の見直し、並びに近年の農業動向に及び営農作物の変更等を行った。

主要工事計画及び営農作物の当初計画と変更計画の対比は表-1、表-2のとおりである。

ここでは、以下用水計画を中心にその計画内容について述べることにする。

## 3. 用水計画

### 1) 経緯

事業概要で述べたように、造成団地を大幅に縮少したと団地が各所に点在していることから、水源計画を当初計画通り実施した場合、極めて不効率な計画となる。また、畑地かんがいを計画していた「ブドウ」の脱落やかん水の必要性が低い飼料畑が多いこと等により、用水計画についても基本的に見直す必要が生じたところである。

こうしたことから、①レイントラップ方式、②溪流取水方式、③地下水揚水方式、による取水について検討した。また、地元大邑地区開発土地改良区からの「当初計画の用水施設(ダム、頭首工等)を建設した場合、受益面積当たりの工事費及び維持管理費の増になることから溪流取水等に施設を変更のうえ、団地毎の営農作目、牛の飼養頭数等の実態に応じた水手当に変更願いたい。」旨の要望を踏まえ、畑地かんがい計画については将来段階的に整備することとした。そのため、当面は団地毎の飲雑用水計画に変更し、水源については、一部の団地で暫定的に実施している溪流水の利用実績も考慮し、溪流取水工を採用することとした

### 2) 水源計画

#### (1) 水源位置

こうした経緯のもとで、団地構成及び団地周辺の地形、地質を考慮して、10ヶ所の水源を選定した。溪流水の取水地点での利用可能量については、平成元年度から各地点に設置した自記水位計により流量の観測を行い利用可能量を確認している。なお、各団地の水源位置は、図-1に示すとおり

\*中国四国農政局大邑開拓建設事業所

表-1 主要工事計画の対比表

工 種	当 初 計 画		変 更 計 画		増 減
	諸 元	事業量	諸 元	事業量	
農地造成工	改良山成工	574 ha	改良山成工	224 ha	△ 350ha
用水施設工					
ダ ム	ロックフィルダム 堰高24.5m 有効貯水量 115千m³	1ヶ所		-	△ 1ヶ所
頭首工	固定堰	3 "	廃止	-	△ 3 "
揚水井	深層地下水	1 "		-	△ 1 "
幹・支線用水路		54.1km		-	△ 54.1km
溪流取水工		-	各団地毎取水	10ヶ所	10ヶ所
道路工					
幹線道路	全幅5.5m 有効4.5m アスファルト舗装	10.8km	全幅5.5m 有効4.5m アスファルト舗装	7.0km	△ 3.8km
支線道路(A)	全幅4.0m 有効3.0m 砂利舗装	12.2"	全幅4.0m 有効3.0m アスファルト舗装	12.3"	0.1"
" (B)	全幅3.0m 有効2.5m 砂利舗装	11.7"	全幅3.0m 有効2.5m 砂利舗装	1.3"	△ 10.4"
防災施設工					
砂防堰堤	コンクリート堰堤、フトン籠	164ヶ所	コンクリート堰堤、フトン籠	47ヶ所	△ 117ヶ所
洪水調節堰堤	コンクリート堰堤	92 "	コンクリート堰堤	9 "	△ 83 "
総事業費		135億円		88億円	△ 47億円

表-2 営農作物の対比表

当 初 計 画				変 更 計 画										
地目	作 目	造成面積	作付面積	備 考	地目	作 目	造成面積	作付面積	備 考					
樹園地	ブドウ	83ha	68ha	巨峰	樹園地	柿、梨	17ha	13ha	西条柿					
				テラウェア						普通畑				
	タバコ	299	247	輪作体系		ジャガイモ、サツマイモ	41	32	輪作体系					
	白菜		(123.5)			白菜、タマネギ、ブロッコリー		(23)						
普通畑	酪農	イタリアンライグラス	160	132	輪作体系	酪農	イタリアンライグラス	105	85	輪作体系				
											ソルガム		(43)	
											混播牧草			
	肉用牛	イタリアンライグラス	32	27	輪作体系	肉用牛	イタリアンライグラス	32	24	輪作体系				
											シコクビエ		(24)	
				( )は裏作		繁								
計		574	474		肉用牛	イタリアンライグラス	29	23	輪作体系					
						ヒエ		(23)						
					肥									
				( )は裏作	計		224	177						



農機具等の洗浄水の4タイプである。

(1) 単位用水量

単位用水量は、「国営農地開発大邑地区全体実施設計書」、「土地改良事業計画設計基準・計画・農地開発」、「農作物病虫害雑草防除指針……（島根県農業振興協会）」等を用いて計画する。

①普通畑の定植用水

定植用水は、「全体実施設計書」より、白菜を対象として3日間で5mmかんすいする。

$$\begin{aligned} \text{単位用水量} & 5 \text{ mm} / 3 \text{ 日} = 1.7 \text{ mm} / \text{日} \\ & = 1.9676 \times 10^{-4} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ha} \end{aligned}$$

②果樹の防除用水

果樹の防除用水は「防除指針」より、柿を対象として、一回当たり散布量を10a当り300<sup>リットル</sup>とする。

$$\text{単位用水量} \quad 300 \text{ l} / 10 \text{ a} = 3.4722 \times 10^{-5} \text{ m}^3 / \text{s} / \text{ha}$$

③牛の飲用水

牛の飲用水は、「計画基準」より単位用水量を次のとおりとする。

肉用牛（育成、繁殖の親牛）	50 <sup>リットル</sup> / 頭 / 日
肉用牛（子牛）	25 <sup>リットル</sup> / 頭 / 日
乳用牛（親牛）	125 <sup>リットル</sup> / 頭 / 日
乳用牛（子牛）	25 <sup>リットル</sup> / 頭 / 日

④農機具洗浄用水

農機具洗浄用水は、「全体実施設計書」より、施設を設置する場所で使用する。

$$\text{単位用水量} \quad 700 \text{ l} / \text{ヶ所}$$

⑤かんがい効率

かんがい効率は、適用効率85%に対し、搬送損失5%を引いて80%とする。

以上により、用水計算の基礎数値を求めると

表-3のとおりとなる。

なお、有効雨量については、かんがい期間が短く、用水自体が主として防除用水と牛の飲用水に使用され、降雨に影響されないことから考慮しないものとする。

4. 工事実施

ここでは平成3年度に完成し、共用を開始している第7-6団地の飲雑用水施設の実施例を紹介する。

1) 取水地点の決定

取水地点の選定条件として、①治水上に支障をきたさないこと、②下流部既得水利権に影響を与えないこと、③計画流量を安定的に取水できること、④取水・送水施設の設置が容易であることを考慮して、取水地点を栃谷角石線道路直下の寺谷川右岸とした。

2) 取水地点の河川計画諸元

寺谷川は、一級河川江川水系志君川の支流で、河川改修計画のない未改修の普通河川であることから、計画高水流量を定め、取水地点における計画諸元を決定し、設計及び河川協議資料とした。計画高水量は、島根県土木部で使用されている合理式によって算定した。

3) 取水方式の決定

溪流取水工は、地形・流況に応じ、自然の落差を利用して、機能及び維持管理上、土砂、砂礫及び浮遊流下物と水とを分離し、所要の水量を取水し得るものでなくてはならない。一般的なこの条件を列記すると、

表-3 用水計算の基礎数値

項目 \ 作目	普通畑 (定植用水)	果樹 (防除用水)	飲水 (肉牛・牛乳)	洗浄水 (農機具)
最大消費水量	1.7mm/日	300l/10a/日	肉牛50l/頭/日	700l/ヶ所/日
間断日数	3日	1日	1日	1日
適用効率	85%	85%	85%	85%
搬送損失率	5%	5%	5%	5%
かんがい効率	80%	80%	80%	80%
一回の純用水量	5.0mm	300 l	50 l	700 l
一回の圃場用水量	5.9mm	353 l	59 l	854 l
一回の粗用水量	6.25mm	375 l	62.56	875 l
計画かんがい時間	18hr	12hr	16hr	16hr

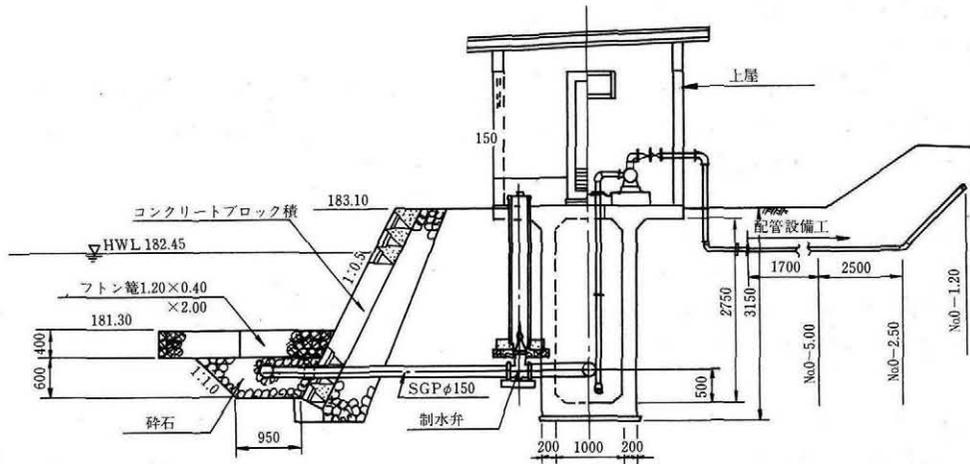


図-2 取水施設断面図

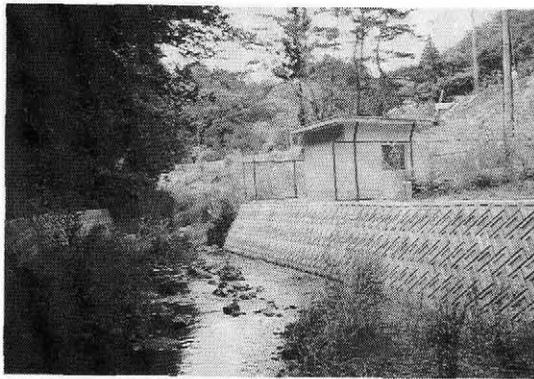


写真-1 寺谷川右岸より取水 (建物 はポンプ場)

本団地の計画用水系統図と送・配水系統模式図を示すと、図-3、図-4のとおりである。

(1)送・配水方式

この団地は、水源と造成団地との標高差が92mもあり、自然流下方式が採用できないため、団地近傍の最高位部に配水槽を設置し、ポンプによる送水を行う。配水は、末端での必要圧力を確保するために、再加圧を行う方式を採用する。圧力は、将来、かんがい施設を段階的に整備することを踏まえ、スプリンクラーの使用が可能となる最低圧力 2.0kg/cm<sup>2</sup>とする。

(2)配水槽

配水槽は、送水方式を24時間継続とした場合、ファームポンドの機能を有する必要があることか

- ①急激な流量変動にかかわらず、安定した計画取水ができること。
  - ②流下土砂、砂礫、枝葉、つる草等の浮遊流下物などによる取水障害が起こりにくいこと。
  - ③流石、流木等の流下物に対して堅牢であること。
  - ④構造が簡単で、維持管理が容易であり、その費用が低廉であること。
  - ⑤溪流の景観、流況等を損ねないものであること。
- 等である。

本団地では、前述した条件及び計画取水量が0.0015m<sup>3</sup>/sと非常に少ないこと、並びに、施工性、経済性、維持管理等の総合的な検討から、集水暗渠方式を採用することとした。

4) 送・配水計画

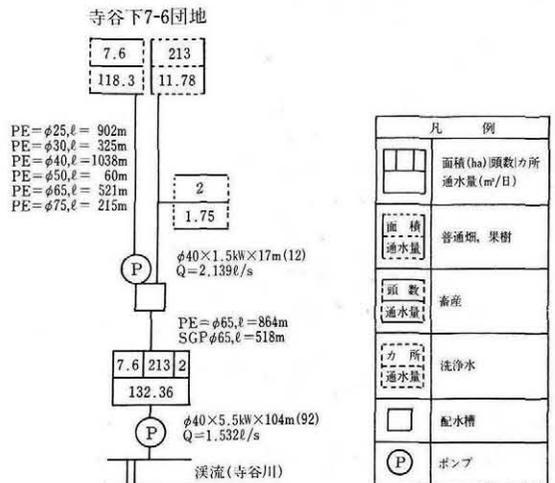


図-3 計画用水系統

第7-6団地

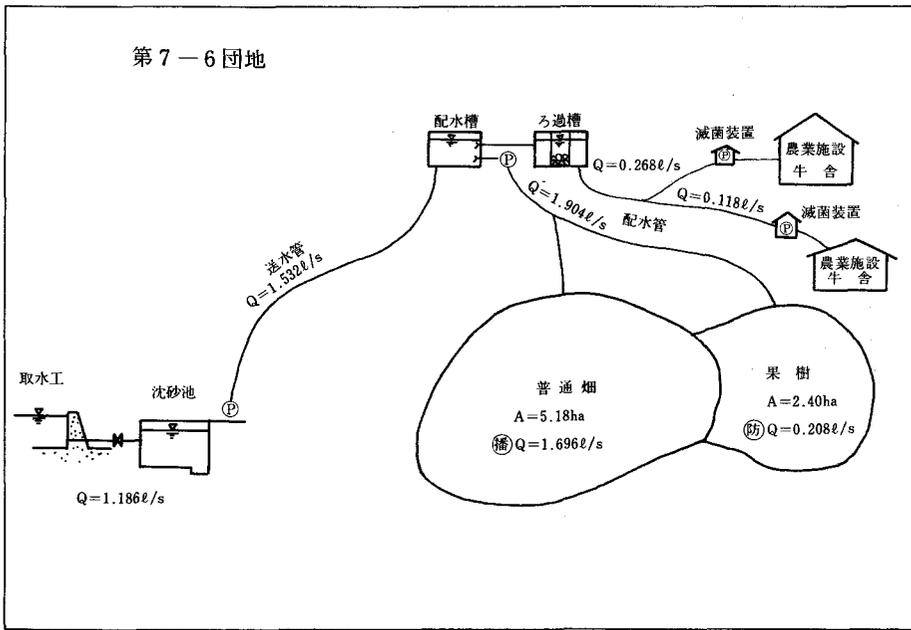


図-4 送・配水系統模式図

ら、原則として、1日以内の需給関係が調整できるように計画する。

これらの機能を有するために必要となる容量は、

- ①末端かんがい時間と送水系通水時間の時間差調整容量
- ②揚水施設の運転制御容量
- ③飲雑用水の調整容量

である。

(3)緩速ろ過池

緩速ろ過池は、砂層と砂層表面に増殖した微生物群によって、水中の不純物の捕捉と酸化分解作用を組み合わせた浄水方法である。

①構造及び形状

構造は、コンクリート造りのろ過池の底部に、下部集水装置を設け、この上に、ろ過砂利及びろ過砂を、それぞれ一定の厚さに重ねたものとする。規模は、計画浄水量、ろ過速度及びろ過面積により決定する。

②ろ過速度

緩速ろ過は、本質的に表面ろ過であり、耐用期間を迎えた場合には、表層を削り取ることによってろ過作用を持続することができるが、その期間を長く保つため、ろ過層内部に懸濁物質を浸入させることを極力避ける必要がある。従って、ろ過速度をあまり速くすると、ろ過層全体を速く劣化

され、懸濁物質の漏洩を招く等の問題があり、速度が遅いほど、緩速ろ過の浄水機能上の特徴を発揮する。

本施設では4～5m/日とした。

③ろ過砂

ろ過砂の品質は、JWWA-A-113-1967(水道用ろ過砂試験方法)による選定標準で、次のようになっている。

- ア. 外観は、ごみ、粘土質等の不純物、あるいは偏平な、または、ぜい弱な砂質を多く含まないで、石英質の多い均等な砂であること。
- イ. 有効径は、0.3～0.4mmであること。
- ウ. 均等係数は、2.0以下であること。
- エ. 洗浄濁度は、30°以下であること。
- オ. 強熱減量は、0.7%を越えないこと。
- カ. 塩酸可容率は、3.5%を越えないこと。
- キ. 比重は、2.55～2.65の範囲にあること。
- ク. 摩滅率は、3%を越えないこと。
- ケ. 最大径は、2.0mm以下であること。

以上の条件を満足する砂は、近傍ではなかなか入手しにくいことから、当地区では、島根県江津市の砂を使用している。また、砂層厚は、管理上削り取るための貯砂、ろ過層表面の熟成および内部ろ過層の溶解物除去機能を考慮して70～90cmとする。

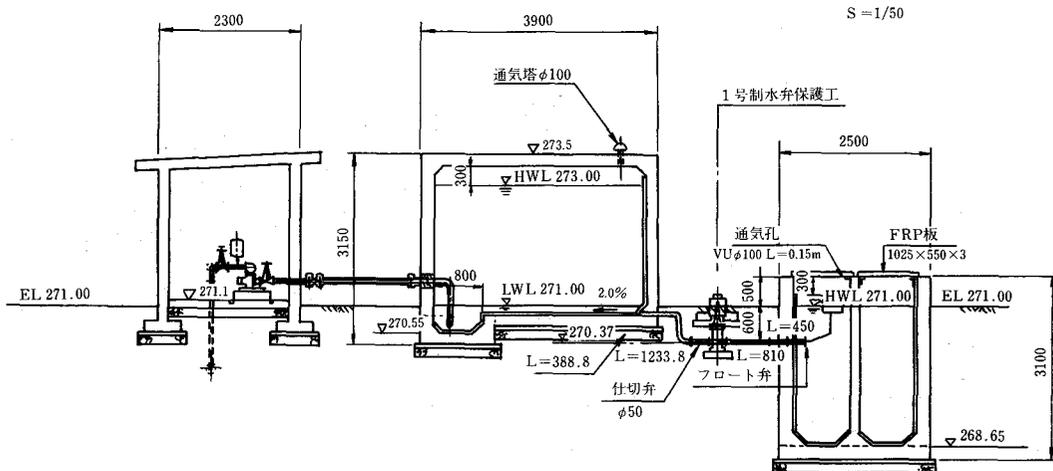


図-5 配水施設断面図

④ろ過砂利

ろ過砂利は、ろ過砂がろ過水とともに流出するのを防止するため、細砂利から大きな砂利を順次下方に向って敷き並べる。このことから、砂利層の厚さは40~60cmとする。また、使用する砂利は、ろ過水の流下抵抗を少なくするために球形のものがよく、割砂利、割栗石等の空隙率の不均一なものを使用しないほうがよい。

⑤下部集水管

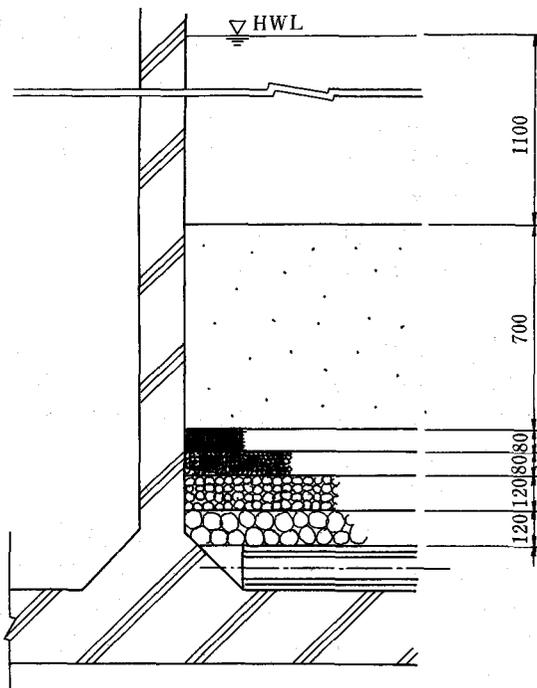
下部集水管は、次の事項を満足させることが必要である。

- ア. 集水管渠においては20cm/s以下とする。
- イ. ろ過池底部のいずれの点よりも、支渠までの水平距離は、4.0m以下とする。
- ウ. 下部集水管の底部勾配は、主渠で1/200、支渠で1/150程度とする。
- エ. ろ過池底勾配は、主渠に向って1/150程度とする。

⑥水深

ろ過池の水深については、これが浅いと損失水頭の余裕がなくなり、持続日数が減少したり、藻類の発生やろ過膜の損傷が心配される。また、逆にあまり水深を大きくすると、ろ過池の規模が大きくなったり、砂層を固めるという逆効果も出てくるため、砂面上水深は90~120cmとする。

なお、ろ過継続中は、水流変動を与えないように、ろ過池水位を一定に保つ必要がある。



- ろ砂 有効径 0.3~0.45mm
- 砂利 3~4mm
- 砂利 10~20mm
- 砂利 10~30mm
- 砂利 60mm以上

図-6 ろ過槽内詳細図

## (4) 送・配水路

送・配水路の設計については、土地改良事業計画設計基準による。

## 5) 計画用水量及び作付体系

計画用水量及び作付体系は、それぞれ、表-4、表-5のとおりである。

表-4 計画用水量(送水量, 配水量)総括

団 地 名		7-6 団地			備 考
作 目		普 通 畑	果 樹	肉 牛	
かんがい面積	ha	5.1790	2.3915	164,49頭	
かんがいほ地		③⑤⑥⑦⑨⑩⑪	⑥~⑨⑩⑪⑫	④	
かんがい作物		はくさい たまねぎ さつまいも ブロッコリー	柿		
計画用水 ピーク作物	(普通畑) ha	たまねぎ, さつまいも 1.50 3.67 0.6863 1.6995	2.3915 3.0490		
単位用水量		1.7mm/日	300 ℓ/100/日	50 ℓ/頭/日	
損 失 率	%	20	20	20	
必 要 水 量	m <sup>3</sup> /s/ha	2.459×10 <sup>-4</sup>	4.34×10 <sup>-5</sup>	0.062 0.013 m <sup>3</sup> /s/頭	
計 画 用 水 量	送水系 ℓ/s/ha	0.2459	0.0434	0.00072 0.00036 ℓ/s/頭	
(単位用水量)	配水系 ℓ/s/ha	0.3279	0.0868	0.00124 0.00062 ℓ/s/頭	
計 画 用 水 量	送水系 ℓ/s	1.272	0.104	0.136	
	配水系 ℓ/s	1.696	0.208	0.209	
用 水 区 分		は種用水	防除用水	飲 水	
洗 浄 水	ヶ所数	2			
	単位用水量	700 ℓ/ヶ所/日			
	損失率	20			
	必要水量m <sup>3</sup> /ヶ所	0.875			
計 単 位 用 水 量	送 水 系 ℓ/s/ヶ所	0.0101			
	配 水 系 ℓ/s/ヶ所	0.0174			
計 画 用 水 量	送 水 系 ℓ/s	0.020			
	配 水 系 ℓ/s	0.035			
	設置ほ場	④⑫			
計	送水系 ℓ/s	1.532			
	配水系 ℓ/s	2.148			

表-5 作付体系とかん水及び飲水期間

寺谷下7-6団地

営農類型	作物名 区分		月												用水計画諸元		
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	単位用水量	面積	
野菜	じゃがいも	作付体系			○											無	(5.1709ha) 0
		かん水期間															
	はくさい	作付体系								○	△					1.7mm/日 2.459×10 <sup>-4</sup>	1.4996
		かん水期間								15 31	.....						
	たまねぎ	作付体系											○	△		"	1.4996
		かん水期間				15 5	.....										
さつまいも	作付体系			○		△									"	3.6713	
	かん水期間				1 15	.....											
ブロッコリー	作付体系									○			△		"	1.4996	
	かん水期間											10 20	.....				
果樹	西条柿	栽培体系													300l/10a 4.340×10 <sup>-5</sup>	2.3915	
		防除期間			□	□	□	□	□	□	□	□	□	□			
肉牛肥育	肉牛(肥育)	肥育期間													50l/頭 0.0625m <sup>2</sup> /頭	100頭	
		飲水期間	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----			
	肉牛(繁殖)	肥育期間													50l/頭 0.0625m <sup>2</sup> /頭	64頭	
		飲水期間	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----			
	肉牛(子牛)	肥育期間													25l/頭 0.0313m <sup>2</sup> /頭	64×0.76 49頭	
		飲水期間	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----			

営農類型	野菜 (m <sup>2</sup> /日)				31.86	109.86			31.86			31.86		
	果樹 (m <sup>2</sup> /日)			8.97	8.97	8.97	8.97	8.97	8.97					
	肉用牛 (m <sup>2</sup> /日)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	
洗浄水	農機具洗浄水 (m <sup>2</sup> /日)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0.875m <sup>2</sup> /カ所 2カ所
	計(ピーク水量) (m <sup>2</sup> /日)	13.53	13.53	22.50	54.36	132.36	22.50	22.50	54.36	13.53	45.39	13.53	13.53	

○播種 △定植 —栽培, 収穫 □防除 .....かん水, 飲水

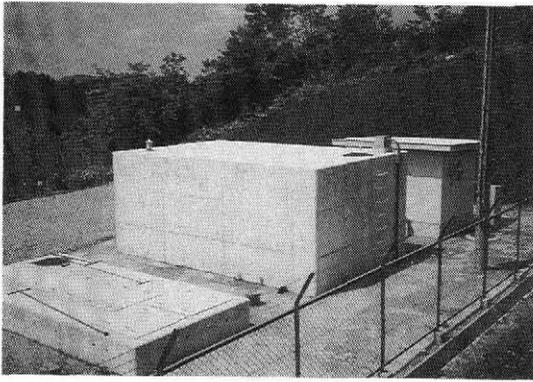


写真-2 配水施設全景  
左から、ろ過槽、配水槽、加圧機場



写真-3 柿、梨、ブドウ等の植栽状況

## 5. 農家負担及び維持管理等

### 1) 農家負担

本地区の施設は、用水計画の経緯で述べたように、団地毎に異なった施設となる。従って、地元負担は、整備水準に応じた団地別精算とすることで受益者から了解されている。

### 2) 維持管理

施設の管理は、この事業のために設立された大邑地区開発土地改良区が移譲を受け実施することとなるが、日常管理は、各団地で設立する用水利用組合（名称は任意）が委託管理することとなる。

維持管理費は団地毎に精算されるが、その内訳としての電気の基本料金、施設更新のための積立金、維持管理のための経常経費については、計画用水量比率をもって、また、電気の使用量は、水の使用量比率をもって負担することになっている。

## 6. おわりに

本稿は、主として計画に重点をおいた内容で事例を紹介した。管内では、団地別の溪流取水工による飲雑用水施設の実施事例が少ないため、試行錯誤的内容であるともいえる。今後、他地区で飲雑用水施設等を計画・設計される場合、この事例が多少なりとも参考になれば幸いである。

最後に、第7-6団地の飲雑用水施設は、本地区における最初の施設であり、通水を記念して、当事業に携わる関係機関10団体で構成する大邑開発事業負担者会議により、配水槽周辺及び同管理用道路沿いに桜の植樹も行っている。また、当地区の事業完了は平成5年度末であり、飲雑用水施設の建設はもとより、完了にむけて、各団地の整備工等に全力をあげて取り組んでいるところである。植樹をした桜が花をつける頃には、この水の供給を受けて大きく育った柿、梨、リンゴ等がたわわに実のり、喜びに満ちた顔で収穫している姿が間近いと思っている。

### 参考文献

- 1) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計指針「溪流取水工」

# 投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること  
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内、農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
  - ① 表 題
  - ② 本文枚数、図枚数、表枚数、写真枚数
  - ③ 氏名、勤務先、職名
  - ④ 連絡先 (TEL)
  - ⑤ 別刷希望数
  - ⑥ 内容紹介 (200字以内)
- 3 1回の原稿の長さは原則として図、写真、表を含め研究会原稿用紙(242字)60枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い(請求次第送付)、漢字は当用漢字、仮名づかいは現代仮名づかいを使用、術語は学会編、農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字(3単位ごとに、を入れる)を使用のこと
- 5 写真、図表はヨコ7cm×タテ5cm大を242字分として計算し、それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し、写真、図、表は別に添付する。(原稿中に入れない)
- 6 原図の大きさは特に制限はないが、B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう、はっきりしていて、まぎらわしいところは注記をされたい。
- 7 文字は明確に書き、特に数式や記号などのうち、大文字と小文字、ローマ字とギリシャ文字、下ツキ、上ツキ、などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと、  
たとえば  
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字  
O(オー)と0(ゼロ)                      a(エー)と $\alpha$ (アルファ)  
r(アール)と $\gamma$ (ガンマー)                k(ケイ)と $\kappa$ (カッパ)  
w(ダブリュー)と $\omega$ (オメガ)            x(エックス)と $\chi$ (カイ)  
1(イチ)とl(エル)                        g(ジー)とq(キュー)  
E(イー)と $\epsilon$ (イブシロン)               v(バイ)と $\upsilon$ (ウブシロン)  
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと  
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『                      』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は、番号を付し、末尾に原著者名：原著論文表題、雑誌名、巻：頁～頁、年号、又は“引用者氏名、年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否、掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は、実費を著者が負担する。

# 農業土木技術研究会入会の手引

## 1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

## 2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

## 3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

## 4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。

### ② 「水と土」の歴史

（農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。）

- S28年………コンクリートダム研究会の発足  
『コンクリートダム』の発刊
- S31年………フィルダムを含めてダム研究会に拡大  
『土とコンクリート』に変更
- S36年………水路研究会の発足  
『水路』の発刊
- S45年………両研究会の合併  
農業土木技術研究会の発足 ←  
『水と土』

## 入 会 申 込 書

平成 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

農業土木技術研究会役員名簿（平成4年度）

会 長	内藤 克美	水資源開発公団理事
副 会 長	黒沢 正敬	構造改善局建設部長
	志村 博康	日本大学農獣医学部教授
理 事	佐藤 昭郎	構造改善局設計課長
	岡本 芳郎	水利課長
	橋本 正	首席農業土木専門官
	久保田昭彦	関東農政局建設部長
	白石 英彦	農業工学研究所長
	山口 保身	北海道開発庁農林水産課長
	清原 祐孝	茨城県農地部長
	延藤 隆也	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	畑土地改良建設協会専務理事
	中島 哲生	畑農業土木事業協会専務理事
	北村 純一	㈱三祐コンサルタンツ常務取締役
	伊東 久彌	西松建設㈱常務取締役
	塚原 真市	大豊建設㈱専務取締役
監 事	石堂 隆憲	関東農政局設計課長
	池田 実	㈱日本農業土木コンサルタンツ 副社長
常任顧問	中道 宏	構造改善局次長
	中川 稔	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	岡部 三郎	参議院議員
	須藤良太郎	〃
	小林 国司	畑地農業振興会会長
	梶木 又三	全国土地改良事業団体連合会 会長
	福田 仁志	東京大学名誉教授
	福沢 達一	㈱農業土木会館代表取締役社長
編集委員	橋本 正	構造改善局設計課
常任幹事	三好 英幸	事業計画課
編集委員	高祖 幸晴	設計課
	中野 実	整理課
	小泉 健	設計課
総務部長	久郷 徳壽	全国農業土木技術連盟総務部長
幹 事	高橋 徹	構造改善局地域計画課
編集委員	内田 実	資源課
	堀内 正之	事業計画課
	渡辺 博之	施工企画調整室
	菅野 幸臣	水利課
	岩屋 照実	〃
	松岡 直之	総合整備推進室

〃	塩屋 俊一	開発課
〃	市川 宣明	〃
〃	荘田 祐次	防災課
〃	荻原 俊一	関東農政局設計課
幹 事	丹治 肇	農業工学研究所水工部
編集委員	〃	〃
〃	稲森 幹八	国土庁調整課
〃	高見 英之	水資源公団第2工務部設計課
〃	尾崎 保雄	農用地整備公団業務部業務課
〃	中森 一郎	㈱日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3口
㈱ 大 林 組	〃
㈱ 熊 谷 組	〃
佐 藤 工 業 ㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大 成 建 設 ㈱	〃
玉野総合コンサルタンツ㈱	〃
太陽コンサルタンツ㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西 松 建 設 ㈱	〃
日 本 技 研 ㈱	〃
㈱日本水工コンサルタンツ	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
㈱日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
Fe石灰工業技術研究所	〃
	(18社)
㈱ 青 木 建 設	2口
㈱ 奥 村 組	〃
勝 村 建 設 ㈱	〃
株 木 建 設 ㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業㈱	〃
住 友 建 設 ㈱	〃
住友金属工業㈱	〃
大 豊 建 設 ㈱	〃
㈱ 竹 中 土 木	〃
田 中 建 設 ㈱	〃
日石合樹製品㈱	〃
前田建設工業㈱	〃

三井建設(株)	//	中央開発(株)	//
(株)アイ・エヌ・エー	1口	東急建設(株)	//
アイサワ工業(株)	//	東邦技術(株)	//
青葉工業(株)	//	東洋測量設計(株)	//
旭コンクリート工業(株)	//	(株)土木測器センター	//
旭測量設計(株)	//	中川ヒューム管工業(株)	//
アジアプランニング(株)	//	日兼特殊工業(株)	1口
茨城県農業土木研究会	//	日本国土開発(株)	//
上田建設(株)	//	日本大学生産工学部図書館	//
(株)ウォーター・エンジニアリング	//	日本ヒューム管(株)	//
梅林建設(株)	//	日本プレスコンクリート(株)	//
エスケー産業(株)	//	日本舗道(株)	//
(株)大本組	//	西日本調査設計(株)	//
大野建設コンサルタント(株)	//	福井県土地改良事業団体連合会	//
神奈川県農業土木建設協会	//	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	//
技研興業(株)	//	(株)婦中興業	//
岐阜県土木用ブロック工業組合	//	古郡建設(株)	//
(株)クボタ建設	//	(株)豊蔵組	//
(株)クボタ(大阪)	//	北海道土地改良事業団体連合会	//
(株)クボタ(東京)	//	(株)北海道農業近代化コンサルタント	//
(株)古賀組	//	堀内建設(株)	//
(株)後藤組	//	前田製管(株)	//
小林建設工業(株)	//	前沢工業(株)	//
五洋建設(株)	//	真柄建設(株)	//
佐藤企業(株)	//	(株)舛ノ内組	//
(株)佐藤組	//	丸伊工業(株)	//
(株)塩谷組	//	丸か建設(株)	//
昭栄建設(株)	//	(株)丸島アクアシステム	//
新光コンサルタンツ(株)	//	丸誠重工業(株)東京支社	//
須崎工業(株)	//	水資源開発公団	//
世紀東急工業(株)	//	水資源開発公団沼田総合管理所	//
大成建設(株)四国支店	//	官本建設(株)	//
大和設備工事(株)	//	ミサワ・ホーバス(株)	//
高橋建設(株)	//	山崎ヒューム管(株)	//
高弥建設(株)	//	菱和建設(株)	//
(株)田原製作所	//	若鈴コンサルタンツ(株)	//
中国四国農政局土地改良技術事務所	//		(73社)
(株)チェリーコンサルタンツ	//	(アイウエオ順)	計 105社 155口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員							
	県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国		県	農水省 関係	公団 等	学校	個人	法人	外国	
北海道	104	391	22	8	28			近畿	滋 賀 都 府 大 阪 奈 和 歌 山	40 42 17 39 47 35	5 59 12 26 5	1 1 3 4 1	1 5 5 4 1	4 3 5 3 5		
東	青 森 手 宮 城 秋 山 福	48 42 57 120 21 55	34 35 65 6 13 35	14	2 1 5 1 2	4 18 6 1 1		畿	小計	220	107	4	16	20		
北	小計	343	188	14	11	30		中 国	鳥 取 島 岡 山 徳 山 香 愛 高	26 65 105 52 55 17 42 83 41	9 13 58 8 3 5 2 11 5	2 2 5 4	2 5 4	4 4 2 1 1 3 3 1		
関	茨 城 栃 群 埼 千 葉 京 奈 神 山 長 野 静	92 82 31 57 38 3 30 40 46 94	59 25 16 15 17 197 10 12	10 1 5 9 12 77 4	3 1 2 12 3 3	9 2 18 20 20 20 1 5		四 国	小計	486	114	3	23	19		
東	小計	513	351	118	23	95		九 州	福 岡 佐 長 熊 大 官 鹿 児 沖	39 34 44 20 49 22 73 25	17 12 8 39 3 10 11 17	29 4 5	8 5	13 3 1 3 1		
北	新 富 石 福	69 56 54 41	51 14 66 7		3 1 1	3 3 8 1		合 計	2,392	1,548	242	105	250	771	17	
陸	小計	220	138		5	15		総 合 計	5,325名							
東	岐 愛 三	27 160 13	20 122	37 6	4 1 1	6 11 5										
海	小計	200	142	43	6	22										

編 集 後 記

ダム建設は、農業土木技術者にとって、だれしも一度は経験してみたいと思う魅力ある現場の一つでしょう。ダム建設事業は地盤、岩盤、土構造物、コンクリート構造物等のダム工学の分野全体において、調査実験方法、解析設計方法などの基礎的・最先端的な学術研究に携わる研究者、及び、現場が直面する地質的・技術的課題に従事するコンサルタント、建設会社等の設計責任者、施工技術責任者などの実務者、そして現場の行政マンが、「人」・「組織」の関係において、調和のとれた協力体制を維持し、研鑽を重ねながら、個々のダムごとに異なった技術的問題を一つずつ解決し、克服していく過程に、自己啓発を覚え、充実感、連帯感を体験することができるからだろうと思います。

しかし、昨今では、時代の流れに伴い、事業ダム数の減少、人員不足等の事情により、ダム技術の勉強に余裕がなく、ダム技術に対する「人」・「組織」の適切な関係を維持する取組みが、ややもすれば、稀薄な印象を受け、「ダム委員会」を担当する自分自身のいたるなさを非常に痛感する次第です。

そして、ダム工事の経験の不足を補いながら、品位の高い現場技術責任者（行政マン）を養成するという難しい局面に対応するため、単にコンサルタントから業務補助のための人材派遣を行うという形ではなく、ダム建設のための企画力、判断力、問題点を見抜く能力、そして技術指導力を備えた質の高い専門技術者を現場に派遣し、若き技術者を指導・養成できるような人材バンクができれば良いと思っていますところす。

日本農業土木総合研究所 中森一郎

水 と 土 第 90 号

平成4年9月20日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4

農業土木技術研究会

農業土木会館内

TEL (3436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社

TEL (3952) 5651