

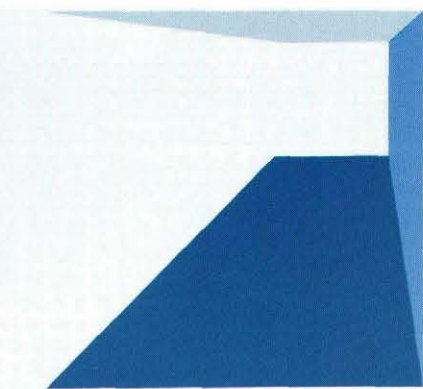
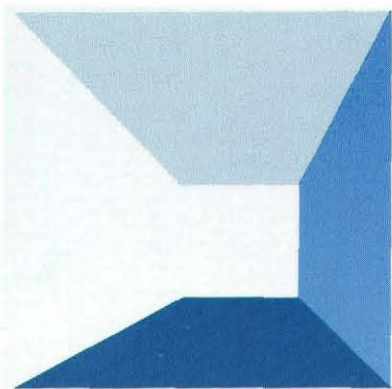
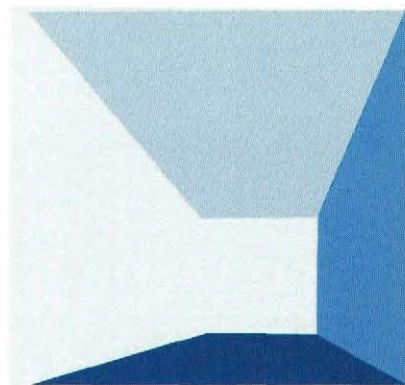
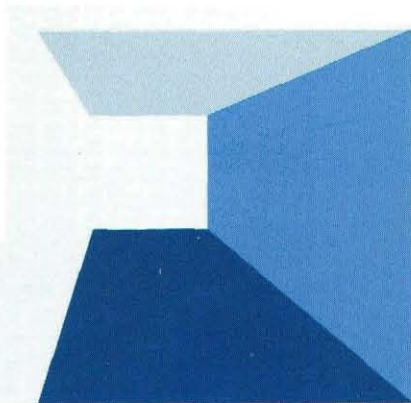
水 と 土

第 88 号

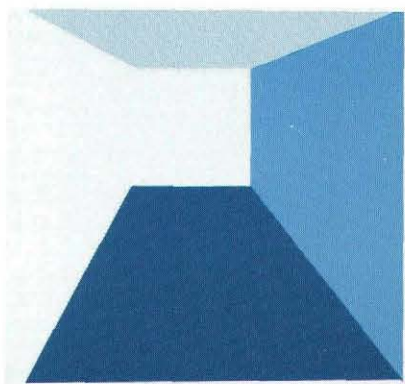
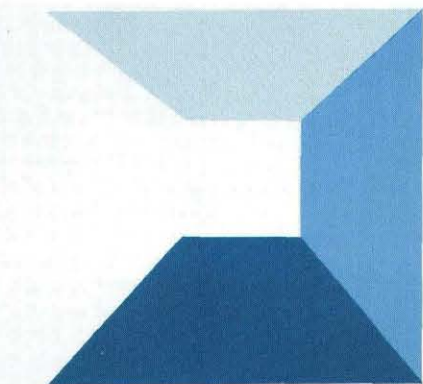
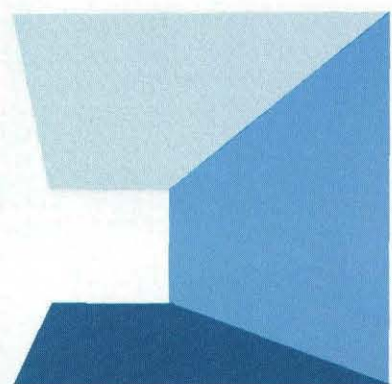
ISSN 0287-8593

平成 4 年 3 月号

農業土木技術研究会



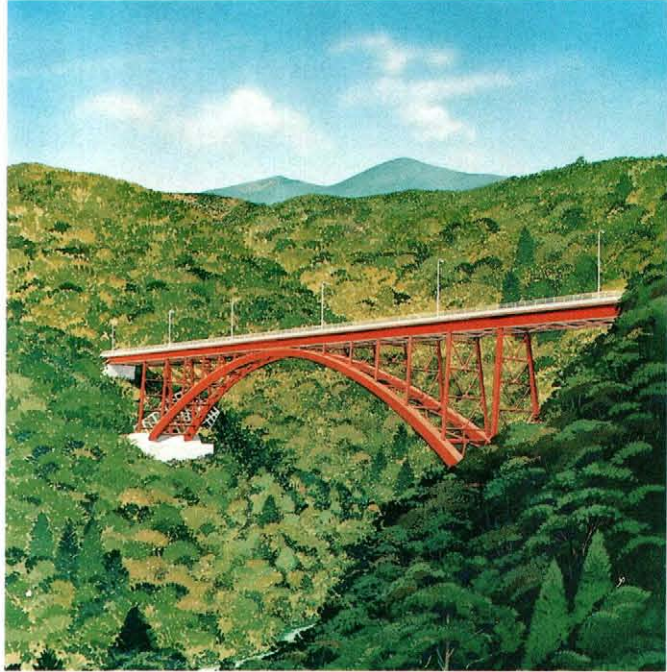
Japanese Association for
the Study of Irrigation,
Drainage and Reclamation
Engineering



深い溪谷における橋梁の仮設

(本文28頁)

完成予想図



施工状況
(アーチリブの架設)

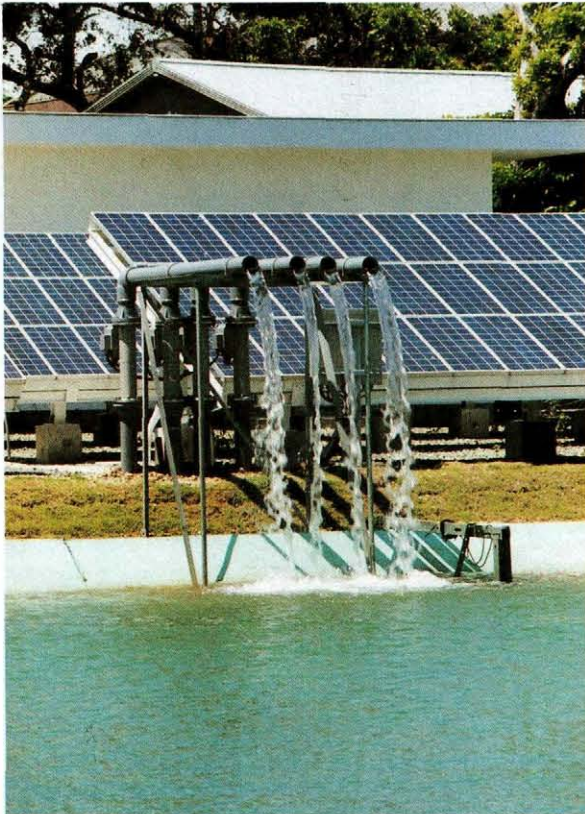
施工状況写真
(補剛桁の架設)



太陽光・風力エネルギーの利活用

(本文60頁)

太陽光発電設備の全景



貯水池への揚水の吐出状況



カリフォルニア州アルタモントパスのウィンドファーム

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

深い渓谷における橋梁の仮設
太陽光・風力エネルギーの利活用

研究会賞発表報告

巻頭文

農村社会の再生に向けて 川 嶋 久 義……(1)

報 文

ヘドニック法による水田の公益的機能の評価について
安 達 修……(2)

軟弱地盤における仮設道路計画

菅 原 和 夫・吉 池 一 孝……(9)
相 内 克 則

低公害型建設機械による仮設栈橋の施工

藤 本 精 一・岡 本 利 男……(19)
金 田 道 憲・大 西 俊 雄

深い渓谷における橋梁の仮設

丸 山 要 嗣……(28)

広域農業開発事業奥羽南部区域

農業用道路1号トンネルの概要について

白 戸 明……(38)

盛土施工管理における急速管理試験法について

——理論及び管理図の作成——

増 田 明 徳……(50)

太陽光・風力エネルギーの利活用について

下 舞 寿 郎……(60)

河川管理施設等構造令と水理模型実験(その1)

植 田 昌 明・常 住 直 人……(71)
斉 藤 哲 夫・小 川 玲 司

訂正について

川 合 亨……(80)

ニュース

高規格堤防に係る河川管理施設等構造令等の改正について(82)

投稿規定……(86)

農業土木技術研究会入会手引き……(87)

会告・編集後記……(88)

No. 88

1992

MARCH

農業土木技術研究会賞の発表（編集委員会）

第21回農業土木技術研究会賞は、第81～84号に掲載された報文のうちから、任意に全国から抽出された会員のアンケートをもとに編集委員会で選考した結果、下記のとおり決定されました。

（企画・計画部門）	
会賞「末端水管理からみた合理的な管網配管モデル」	
（A地区、水田パイプラインシステム解析）	
農林水産省熱帯農業研究センター	板倉 純
” 農業工学研究所	吉野 秀雄
” ”（現在農林水産技術会議）	中 達郎
” ”	島崎 昌彦
（設計・施工部門）	
会賞「農業集落排水施設の高度処理について」	
滋賀県農村整備課（現在農村下水道協会）	糠 信男
” （現在耕地課）	中川 五平

受賞報文の選考にあたって

「末端水管理からみた合理的な管網配管モデル」

（A地区、水田パイプラインシステム解析）

この報文は、近年、水利用、水管理の合理化の観点から水田水路のパイプライン化が進んできておりますが、この報文はA地区という事例を基に、送配水管一体型と送配水管分離型の2つの管網タイプについて数理解析を行い、末端での合理的な水管理の方法を見出だしたのもので、多くの読者から高い評価を得たものと考えられる。

「農業集落排水施設の高度処理について」

この報文は、農村の環境整備として、積極的に推進されている農業集落排水事業であります。特に、琵琶湖の水質保全にも大きな効果を有し、先進的な県である滋賀県において、小規模な処理施設における高度処理（長時間曝気方式における回分運転）の窒素除去方式について調査をされた結果を報告されたもので、今後の集落排水事業における技術の向上に大きな効果を有するもので、多くの読者から高い評価を得たものと考えられる。

今回の受賞は、以上の2報文となったが、本誌に投稿されたものには、他にも興味あるもの、優秀なものが多数あった。今後とも農業土木技術者が日頃研鑽されている技術について、各分野から多くの報文が本誌に投稿され、「水と土」が農業土木技術者の技術の発表の場となることを期待してやまない。

水と土 第88号 報文内容紹介

ヘドニック法による水田の公益的機能の評価について

安達 修

わが国の水田農業は、わが国固有の気象・地形条件に適合して、高い生産性を有し、この狭い国土に多くの人口を養ってきた欧米諸国にない優れた農業である。また、水田は、洪水調節、緑豊かな景観の保持等国土・環境の保全機能や、地域色豊かな文化の保持等の公益的機能を果たしてきた。そこで、これらの公益的機能について、ヘドニック法、代替法を用いて、経済的に計量評価を行ったことから、これについて報告を行う。(水と土 第88号 1992 P. 2)

軟弱地盤における仮設道路計画

菅原 和夫 吉池 一孝 相内 克則

東山田調整池は、谷津田を締切り建設するものである。容量を確保するために22万 m^2 の掘削と堤防盛土4万 m^2 を行うものであり、掘削範囲は池敷全体に及ぶものである。

掘削範囲の約70%は軟弱地盤であり、車輛の走行性を確保する仮設道路計画が本工事のポイントであることから、試験工事を行い仮設道路計画を検討することとした。

本報告は試験工事の内容と実施設計における仮設道路計画と排水計画について取りまとめたものである。

(水と土 第88号 1992 P. 9)

低公害型建設機械による仮設栈橋の施工

藤本 精一 岡本 利男

金田 道憲 大西 俊雄

建設工事に対する苦情は、騒音、振動に関するものが最も多い。早くから各方面で対策工法、低公害型機械が研究開発され、実用化され始めている。

本稿では、その事例として、県営かんがい排水事業東六間川地区の排水路工事において仮設栈橋の施工を低振動の油圧式超高周波杭打工法によって施工したので紹介する。

(水と土 第88号 1992 P. 19)

深い渓谷における橋梁の架設

丸山 要嗣

国営飯山開拓建設事業は日本有数の豪雪地帯である長野県最北端に位置する。本事業は、造成される造成畑により、高収益農業をめざす事を目標として着手されたが、この造成地を結ぶ基幹道路の完成は単に造成団地を結ぶという効用のみでなく各部落間を横断的に結び、地域の活力を生み出す。その道路の1部である橋はまさに「夢」のかけ橋である。今回はその橋「5橋」の架設について紹介する。

(水と土 第88号 1992 P. 28)

広域農業開発事業奥羽南部区域農業用道路1号トンネルの概要について

〔南昌第1トンネルの設計施工〕

白戸 明

農用地整備公団事業奥羽南部区域において施工されている農業用道路の第1号トンネルが貫通した。NATMによる全長2,005mの本道路トンネルは当公団施工実績では最長のものである。また、この農業用道路は盛岡地方広域営農団地整備計画による農道網の一部ともなるものであり、全線の開通が待たれている。本報文では1号トンネルの設計施工について、その概要を紹介するものである。

(水と土 第88号 1992 P. 38)

盛土施工管理における急速管理試験法について ——理論および管理図の作成——

増田 明德

ダム遮水材料の品質管理は剪断強度の確保とともに遮水性の確保が最重要事項である。透水係数は施工含水比 W_f 、締め度 D 値が強い影響因子になっている。

判定の基準となる最適含水比 W_o 、最大乾燥密度 γ_{dmax} の的確な算定がなされないと、施工含水比差、 D 値が適正に評価できない。急速管理試験法による管理は短時間に W_o 、 γ_{dmax} が算定でき、従って正しい施工含水比差及び D 値により盛土現場がコントロールできる。

(水と土 第88号 1992 P. 50)

「太陽光・風力エネルギーの利活用に向けて」

下舞 寿郎

太陽の光と地上を吹く風は、地球上のどこでも得られる自然エネルギーである。本報文はこれらエネルギーに比較的恵まれている沖縄県石垣島において、これらエネルギーを畑地かんがい揚水機場等の電力エネルギーとして活用することについて検討したものである。太陽光・風力発電の技術開発と利用状況、利用にあたってのメリットと問題点などのほか、実際の畑地かんがい揚水機場でのモデル検討について紹介する。

(水と土 第88号 1992 P. 60)

河川管理施設等構造令と水理模型実験(その1)

植田 昌明 常住 直人

斎藤 哲夫 小川 玲司

水理模型実験によるダム洪水吐の水理設計のあり方について構造令との係り合いを中心に述べた。

これに関連して模型実験実施に際して実験依頼者側が周知すべき技術的ポイント、特に原形・模型間の流況相似、実験でのチェックポイント等についても記した。

(水と土 第88号 1992 P. 71)

川嶋久義*

先日、NHKテレビで「人間は何を食べてきたのか・海と川の狩人たち」と題し、インドネシアのラマレラ村からの報告があった。本誌の読者の中にもこの放映を見ていた人があると思うが、その内容を少し紹介してみたい。

ラマレラ村は、捕鯨を生活の糧とする人口2,000人程の小さな漁村である。鯨の捕り方は、極めて原始的な方法で、鉦撃ちの船の動力も全て人力であり、ラマファーと呼ばれる鉦撃ち1名と20人程度の漕手による漁法である。このような漁法であるから鯨を遠く沖合まで追いかけることはできず、鯨が海岸近くまでくるのを待つしかなく、時には1ヵ月も2ヵ月も鯨を待つ日が続く、この間の村人の食生活は、一口の鯨の干肉とトウモロコシということになるわけである。鯨を待つこと、およそ2ヵ月、ようやく水平線に鯨が潮を吹くのをを見つけ、例の小船を漕ぎ出し延々数時間にわたり鯨との格闘が続くのである。捕った鯨の配分は、村人が争うことのないよう定められている。ラマファーは命がけで鯨と戦うことを誇りに思い、また村人達は、そんなラマファーを尊敬する。鯨が唯一のタンパク源であるこの村は、鯨という食を中心に見事に村社会の秩序が保たれているのである。このような村にも過去に近代的な漁法が導入されたことがあるという。しかしこの近代漁法は、鯨を必要以上に捕り資源が枯渇するので長い目でみると良くない等の理由により廃れたという。この放映を見て、非常に厳しい局面にある我が日本の農業を中心にした農村社会の現状、更には環境にやさしい農法等が求められている現状と比較して、改めて原点に立ち戻ったような気がしたのは、私一人ではないだろう。過疎化、高齢化が進む中山間の農村地域、混住化が進む平地の農村地域いずれをとっても共通の価値感がしだいに薄れ、農村社会の崩壊が叫ばれている今日、今一度原点に立ち戻って真の暮らしやすさ、幸せを考え直すことが重要だと思う。

このような中で、先日、過疎化、高齢化が著しい本県の中山間地域の日ノ影町において「豊かさ再発見」と題するシンポジウムが行なわれ、私もパネラーとして招待を受けた。この町では、地域の農産物を利用して特産品開発に積極的に取り組んでおり、町長自らの販路開拓に走り廻りながら、村おこし博覧会等多彩な催しも行っている。しかしなお、町民全ての意識の改革には結びついていないという。しかしこの大会に参加した全ての人達は、地域興し、住み良さ、若者定住等の各課題について関心が高く5時間余りにわたり、真剣な討議が行われた。

また、同じく中山間地域にある諸塚村では、現状のままでは村の資源管理も十分に行えないとの認識から、村内の山林、林道、農道等の管理を行う国土保全森林作業隊を発足させた。作業隊は、若者が安心して働けるよう、月給制による生活の安定、就業規則による労働条件の改善等が行われており、現在8名の若者が活動を行っている。これらの若者は、いずれも林業後継者あるいは都会からのUターン者である。現在は、作業隊の各種作業受託に伴う報酬と町からの助成で運営されているが、将来は人数を50名に増員し、町、林家、林業団体等の出資による第三セクターとして運営していく方針とのことである。

このように、過疎化、高齢化により地域社会の崩壊の危機に直面している地域、得に中山間地域を中心に、町民あるいは村民が、自らの問題として地域活性化の方策について真剣に考え始めたのである。職業、年齢、生活等の違いを超えて地域住民全てに「地域の活性化のためにどうするのか」という共通の認識が生まれてきたように思う。このように、従来の農村社会とは事なる形の中で、それぞれ共通の価値感を求めて新たな農村社会の秩序づくりが芽ばえてきている。

地域づくりの一端を担う我々農業土木技術者は、このような地域づくりの芽ばえを適確にとらえ、地域のニーズに積極的に対応する債務が一層増しているといえる。このため頭を柔らかく、弾力的な制度の運用を図ることはもとより、新たなニーズへの対応、農家のみならず、非農家も含めた地域の合意形成システム作り、農地や農業用施設等、地域資源の管理システムの確立等々積極的に取り組むべき課題は多く残されている。我々農業土木技術者も新しい農村社会の形成に向けて更なる前進が必要である。

*宮崎県農政水産部次長

ヘドニック法による水田の公益的機能の 評価について

安 達 修*

目 次

1. はじめに	2	4. 水田の有する公益的機能の評価結果	6
2. 水田の持つ多面的機能 (公益的機能) の評価手法	3	5. 今後の検討課題	6
3. 評価方法	3	6. おわりに	6

1. はじめに

我が国はアジアモンスーン地帯の最東北部に位置することから、温暖で雨が多いという農業にとって有利な気象条件を有している一方、狭い国土と急峻な地形で耕地となる平地が少ないという不利な地形条件を併せ有している。

しかしながら、先人達はこれらの与件に適合した水田農業という欧米諸国にない優れた農業を發展させ、この狭い国土に多くの人口を養ってきた。

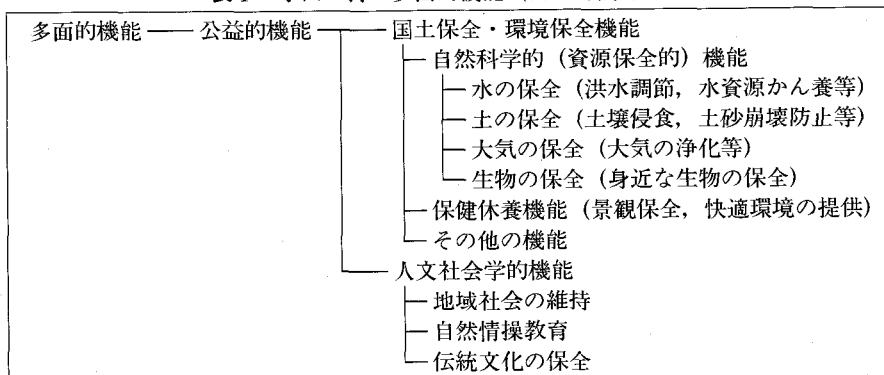
水田は畦を作って水を湛水することから畑に比べ、①雑草抑制効果が極めて大きく、②土壌有機物の分解は急速に進まず、土壌肥沃土や塩類の消耗が抑えられる他、③水平に造成されることで降雨や台風による激しい土壌侵食を抑制するとともに、湛水した水を、田越し、地下浸透を通じて徐々に放出する等の、今様に言えば環境に優しい優れ

た特性を有している。

また①反復利用システムを通じて農業内はもちろん、農業外部にも水を供給して水資源の有効利用に資するほか、②保水、貯水機能を通じて洪水調節といった国土の保全、③地下水のかん養、酸素の供給といった資源の培養、④大気や水質の浄化、緑豊かな景観の保持といった自然環境増進等の多くの国土保全・環境保全機能を有している。

更に我が国の水田農業は、稲作伝来以来2000年の長きにわたって、地域経済の主要産業として持続的な発展を遂げるとともに、社会環境にも多大の影響を及ぼして、①地域社会の活力の維持、②地域色豊かな文化の保持、祭の継承、③自然とのふれあいを通じた豊かな人間性の育成等、いわゆる人文社会学的機能にも貢献しており、日本人の文化、アイデンティティーの形成に深く根をおろしている。

表 I 水田の持つ多面的機能 (公益的機能)



* 農林水産省官房総務課環境対策室

しかしながら、水田の持つこのような多面的機能（公益的機能）は定性的には理解されているものの、経済的評価手法が確立していないこともあり、定量的には必ずしも十分評価されていない。特に、これらを貨幣換算した経済的価値での評価は、ほとんどなされていない状況である。そこで水田のもたらすこのような公益的機能の経済的評価について、三菱総合研究所に委託して調査・研究を行った。

本調査・研究の実施にあたっては、若手研究者を交えた「水田の持つ外部経済効果に関する調査・研究会」を設けて、十分な検討を重ねながらとりまとめを行った。以下その内容について報告することとする。

2. 水田の持つ多面的機能（公益的機能）の評価手法

水田の持つこれらの多面的機能（公益的機能）は、市場を通じた取引がなされる財でないことから、市場価格によって直接評価することができない。このため、これらの経済的価値を評価するために、従来より様々な手法が考案されてきたようであるが、代表的な手法としては、①代替法、②ヘドニック法、③サーベイ法（アンケート調査法）等の手法がある。

①代替法は、市場価格で評価する代わりに、それに相当する効果を得ようとしたときに必要とされるコストを用いるというものである。例えば、水田の洪水防止の効果を評価するために、同程度の洪水防止効果を治水ダムによって得ることとして、そのために必要なコストによって評価する方法である。従来の農林地の多面的機能の評価には、主にこの代替法が用いられてきた。

②ヘドニック法は、環境の質が地価の賃金などに影響を与えることを利用し、地価や賃金から環境の質の価格を推定する方法である。例えば、他の環境条件（人口密度、宅地面積、交通の便、教育施設……）が同一で、水田が多い地域と少ない地域の地価や賃金を比較することによって、水田の価値を推定する方法である。

③サーベイ法（アンケート調査法）は、消費者自身に直接質問調査（アンケート調査など）を行うことによって、多面的機能の効果額を推定する方

法である。例えば、水田の景観を維持するには何円払ってもよいかアンケート調査し、その結果を水田の景観の経済的価値とする方法である。

今回はこれらの手法の内、旧来より行われてきた代替法について再検討を行うとともに、従来誰も試みることのなかったヘドニック法を用いて、水田の公益的機能の評価試算を行った。

3. 評価方法

(1)ヘドニック法

1)ヘドニック法の考え方

人々は居住地や職場を選ぶときは、近隣の環境を考慮する。一方、企業は土地や労働を投入して生産活動を行う際に周辺の環境によって影響を受ける。従って、環境に関する情報（環境によって受けるプラス、マイナスの受益の質や効果の程度等）が、国民に明確に認識されて、自由に選択、移動することが許される状況では、各主体がある地域を選んで、そこで居住・就業したり生産を行うとすれば、地代や賃金と環境状況とを比較検討しながら、より高い効用や利潤を求めて地域間を移動することになる。

従って、長期的に均衡状態となると、個々の地域が有する環境のレベルに応じて、地代や賃金が補正されるとみられるので、地代や賃金と環境との間の関係を観察することで、家計や企業がそうした環境に付与する評価を金銭的に取り出すことが可能になると考えられる。この考え方を水田の環境評価に応用すれば、水田環境に対する評価額を貨幣タームで捉えることができる。

ヘドニック法を適用して水田環境を評価する経済モデルの基本的条件（前提条件）は次の事項に要約される。

①水田が有する洪水調節、景観保持、保健休養等の公益的機能に関する情報（水田が有ることによって受ける受益の質や効果の程度等）が、国民に広く周知されていること。

②国民は、環境要因（宅地、公園・緑地、田畑、人口密度、文教関係……）を考慮して、自由に地域を選定し、そこで居住（地価を払い）し、就業する（賃金を得る）こと。

③水田の公益的機能が、地価、賃金に適切に反映し、長期的に均衡していること。

〈具体的な例〉

水田を除くすべての環境条件が同一の2地域を想定してみれば、

A地域(水田が豊か) B地域(水田が乏しい)

↓

当該地域で居住し、かつ就業する場合

↓

A地域(水田が豊かな地域)を選択する者

↓

A地域はB地域に比べて水田の公益的機能(例えば、洪水を受けにくい、景観が優れている、居住環境が優れている等)を有することから

B地域に比べて若干高い家賃の負担と若干安い月給でも満足

↓

例えば、

A地域の家賃 10万円, 月給 39万円/月

B地域の家賃 9万円, 月給 40万円/月

↓

家賃と月給のそれぞれの差額の和(家賃1万円, 月給1万円, 合計2万円)が水田の公益的機能の評価額になる。

2) 入力データ等

地代、賃金を a_1, \dots, a_n という環境要因からなる地代方程式、賃金方程式として推定し、〈参考〉理論的枠組みの中の式(5)に従って、当該環境因子に関する評価額を求める。

各方程式を推定するにあたっては、資料の利用可能性等を考慮して、昭和60年を対象とし、沖縄県を除く46都道府県をサンプルに用いた。関数型としては、一般的に利用されるlog-linear型を当てはめることにした。地代は、実際には、観察することが困難であるため、将来にわたって、支払われ続けるとみなして、そのようなフローの割引現在価値が地価に相当すると解釈することで計算した。割引率と地価を α と R で記せば、 $r = \alpha R$ になる。 α については、試算としての土地のヘッジ機能に配慮すると、金融資産収益率を当てることはできないので、調査対象年を考えて、年間値換算で0.05を使うことにした。また、 R に関しては、住宅金融公庫の『住宅敷地価額調査報告』に記されている「価額」(円/㎡)を用いている。賃金には、労働省の『賃金構造基本統計調査報告』から男子

労働者に関する産業計・企業規模計の「きまって支給する現金給与額」(千円)を拾って12倍したうえで呼応する「年間賞与その他特別給与額」(千円)を加えたものを当てた。

どのような環境因子を採り上げるかは、分析者の判断による部分を否定できない。今回の分析では、各地域を代表させる自然的、社会的、経済的諸条件をそれぞれ代理させると思われる変数の中から、利用可能な変数を極力多く拾い出して、説明変数として使用した。東洋経済新報社の『地域経済総覧』を主要なソースとしていくつかの資料をあわせることによって、説明変数を得た。さらに、居住環境を代理させる目的から、一戸あたりの住宅敷地面積(『住宅敷地価額調査報告』に記載されている所有地の「平均面積」による)を含めることにした。

推定した地代方程式と賃金方程式から、式(5)に従って一家計当たりの水田の評価額を算出する。この数字は均衡時に、水田が1ha増えることによって得られる公益的機能の効果に対して、一家計が支払ってよいと思う金額を意味している。

3) 地代方程式と賃金方程式の推定

log-linear型の地代方程式と賃金方程式を推定した表IIは、通常最小二乗法に基づいた推定結果を示している。自由度があまり高くないにもかかわらず、地代方程式と賃金方程式のいづれについても、係数は安定的であると思われる。

表II 地代方程式と賃金方程式

	地代方程式	賃金方程式
宅地計のうち住宅地	-1.1848 (-4.3524)	- .0052 (-.0388)
水田面積	.0858 (1.4147)	- .0764 (-2.5540)
普通畑面積	.2774 (4.0787)	- .0476 (-1.4168)
樹園地面積	- .1052 (-3.8494)	- .0021 (-.1591)
牧草地面積	.0697 (2.2463)	- .0195 (-1.2773)
工場数	.2625 (2.4903)	- .0048 (-.0917)
小売業商店数	1.5445 (3.3251)	- .2272 (-.9914)
卸売業商店数	- .3712 (-2.3709)	- .0500 (-.6471)
飲食店数	- .4064 (-1.8698)	.0286 (.2663)
金融機関店舗数	- .0142 (-1.8087)	- .0072 (-1.8553)
農協店舗数	.2575 (2.1879)	- .0012 (-.0215)
人口密度	.2557 (2.5738)	- .0970 (-1.9768)
歯科診療所数	.3637 (1.9327)	.3130 (3.3714)
病床数	.0391 (.2667)	.0927 (1.2807)
都市公園面積	- .0230 (-.3288)	.0239 (.6932)
中学校数	- .1826 (-.7957)	- .2908 (-2.5688)
高校数	- .4568 (-1.6046)	-2083 (1.4830)
水道普及率	- .4426 (-1.3605)	- .3856 (-2.4019)
刑法犯認知件数	.1453 (1.1529)	- .1497 (-2.4070)
公害苦情件数	.0859 (1.2664)	.1049 (3.1368)
消防ポンプ自動車等現有数	- .1677 (-1.8873)	- .0764 (-1.7436)
祭礼数	- .0485 (-.9304)	.0327 (1.2690)
一戸当たりの住宅敷地面積	-1.3124 (-5.1912)	- .2901 (-2.3257)
植生自然度9, 10の面積	.0957 (3.4811)	- .0232 (-1.7115)
年平均気温	- .3393 (-.9484)	.0284 (.1611)
年平均相対湿度	1.7156 (1.6859)	.5549 (1.1050)
日照時間	1.4413 (3.1709)	.5237 (2.3349)
降水量	- .1561 (-1.3997)	- .0448 (-.8142)
可住地面積	- .4612 (-2.4311)	.2204 (2.3548)
原野面積	- .0031 (-.5530)	.0074 (.2644)
湖沼面積	.0063 (.1630)	- .0066 (-3.4854)
定数項	-5.3359 (-.8115)	6.5523 (2.0196)
決定係数	.9894	.9525
自由度修正済決定係数	.9859	.8472

注) () 内はt値である。

(2)代替法

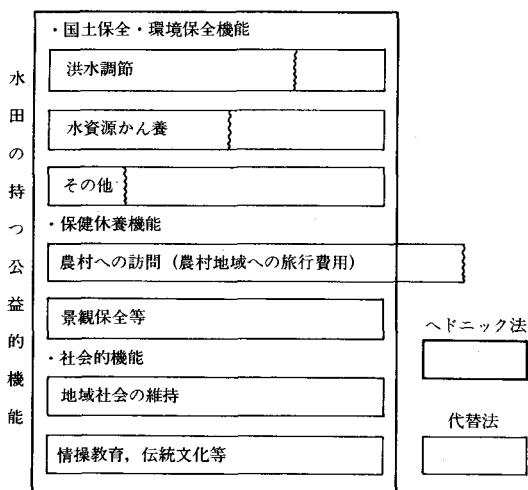
過去の水田生態系に関する研究成果に基づき、水田の持つ機能をリストアップし、次にこれらの機能が社会に対し、どのような効果をもたらしているかリストアップする。リストアップされた水田のもたらす諸効果について、同様の効果をもたらす代替物が存在するか否か検討する。適当な代替物が存在する効果に関しては、代替によってその効果の便益額を算出する。

例えば、水田の洪水防止効果の代替物としては治水ダムが考えられることから、洪水防止効果の便益額は、同程度の効果をもたらす治水ダムの建設費によって評価することとする。治水ダムの建設費はストックとしての価値であることから、ストックの価値をフローの価値(毎年発現する効果)に換算し、毎年水田の洪水防止効果を算出する。

また、適当な代替物が存在しない効果に関しては、定性的な評価を行うこととする。今回は、できるだけ多くの効果について、代替法による定量的な評価を行うよう努めた。

(3)ヘドニック法と代替法の評価の考え方

代替法は、水田の持つ公益的機能を評価するのに、代替可能なものしか評価できない。一方ヘドニック法は、それぞれの効果を個別的に抽出して評価するのではなく、総括的なものとして捉えている。



4、水田の有する公益的機能の評価結果

(1)ヘドニック法による試算評価額

水田環境に対する評価額

11兆8700億円／年(1985年データ)

(2)代替法による試算評価額(試算可能なもの)

水田の有する公益的機能 4兆7000億円／年

- 1) 洪水防止効果(ダム代替効果)
1兆2310億円／年
- 2) 水資源かん養(〃)
5953億円／年
- 3) 土壌侵食防止(砂防ダム代替)
370億円／年
- 4) 都市住民の憩いの場の提供
(農村への訪問) 2兆8000億円／年
- 5) 廃棄物処理 43億円／年
- 6) 地盤沈下防止 評価不能
- 7) 生物の保全 評価不能
- 8) 大気の保全 評価不能
- 9) 緑の景観の保持 評価不能
- 10) 文化の継承・情操教育等
評価不能

5、今後の検討課題

(1)ヘドニック法

①今回の評価の前提として、人々は環境に関する情報を明確に認識し、自由に地域を選択して、そこでの経済的機会に従って行動すると想定されている。しかし、環境に関する情報は十分でなく、また移住しようとする人々にも移住費用がかかり、仮定のように自由に地域を選択、移動できない場合も考えられる。農村は環境がよいので移住したいと考えても、社会的文化的等の理由によって、実際には移住しないケースがあると思われる。

②今回の分析では、地代、賃金方程式を求めるための地域は、便宜的に都道府県単位とした。環境を観察するに際しては、都道府県以外の単位を用いることも可能である。ただし、人々は選択した地域において、居住するとともに就業すると想定した今回の

ケースの場合には、市町村のような単位を採り上げることは難しい。

③説明変数には、地価や賃金に影響を与える土地の重要な属性、環境因子の全てが含まれている必要がある。しかし、変数の選択は分析者の判断による部分を否定できない。そのため、必要な変数が全て含まれている保証はない。即ち説明変数の組み合わせを変更した場合には、評価額は異なってくる可能性がある。従って、今回計測された評価額は、一応の試算と考えるべきものであろう。主成分分析といった手法を適用して、多量のデータを集約的に利用することも考えられる。

(2)代替法

①代替法による評価は、水田の有する全体の公益的機能の効果の一部(代替可能なもの)しか評価できない。従って、代替不能なものの評価が出来ないことから過小に評価されている。

②ダム代替による評価には次の問題点がある。(ダム代替による効果測定の限界)

1) 水田による効果は水田が存在する限り永続するが、ダムのよる効果は耐用年数内のみの効果である。従って、耐用年数を越えた段階で、再度他のダムを建設する必要がある。これをどう評価するか。

2) 近年ダム適地が少なくなってきたことから、ダム事業費が上昇する傾向にあるが、将来のダム事業費を現時点で予測することはできないことから、ダム代替による評価では水田の公益的機能の効果を通小に評価する傾向にある。

③農村への訪問は、農村地域への旅行費用で代替したことから、過大評価している可能性がある。

6、おわりに

今、最もホットな話題である熱帯林減少等の地球環境問題は、その根底に開発途上国の人口

爆発とそれともなう食糧不足があることから、これらの問題をぬきにしては地球環境問題の解決は考えられない。世界の人口は既に50億人を超え、西暦2000年には60億人台、2050年には100億人台に達すると予想されているが、人口増加の大部分は開発途上国である。現在でも開発途上国を中心に、毎年3億4千万人ものが最低限の栄養を取れず、1400万人もの乳幼児が栄養失調で死んでいると言われている。増加する人口を養うための食糧問題は近い将来、必ず大きな問題になると思われるが、その時に、自国の農林水産業を荒廃させて、世界中から食糧を買い集めることが本当に許されるものであろうか。水田、ひいては農林水産業が持っている本当の経済的価値というものはこうした問への答にあるのかもしれない。もちろん、農林水産業のような生命系の産業は、生命を育む過程を通じて、生命の貴さを学んだ

り、自然を相手にすることから、困難に立ち向かう心や人への思いやりを学んだりすることができる。こうした人の再生産に係わるような農業の教育的価値については、どんなに評価しても評価できるようなものではないのかもしれない。夏のぼたる、秋のトンボ、失ってはじめてわかる〇〇の価値、健全で環境に優しい農林水産業が営まれる過程で、健全な地域社会環境が守り育てられ、それが心の豊かさにつながっていく。農林水産業の持っている公益的価値の再発見の時代が来ているのかもしれない。今回の水田の公益的機能の評価は試算であることから、検討課題にも書いたように、更により多くの議論がなされることを期待している。水田の公益的機能が、ひいては農林水産業の公益的機能が、こうした議論を通じてより広く国民に理解され、農林水産業を身近なものと感じる一つの機会となれば幸いである。

(参考)

(1)ヘドニック法の理論的枠組み

多くの地域が散在していて、人々は自由にロケーションを選択し、その後はそこでの経済的機会に従って行動すると想定する。環境は外生的で地域内において均一に分布すると仮定し、 a_1, \dots, a_n という因子によって捉えられるものとする。

人々は、労働して賃金 W と不労所得 N を獲得する一方で、地代 r の土地を l だけ需要し、いろいろな財 x を獲得して環境を享受すると考えると、式(1)の予算制約のもとで、

$$W + N = r l + x \quad (1)$$

$$U = U(l, X; a_1, \dots, a_n) \quad (2)$$

式(2)で表される効用関数 (l, x という数量と a_1, \dots, a_n の環境因子で表される満足度の関数)を最大化する様行動するとみなし得るので、その結果人々は土地を l^* 、その他の財を x^* だけ需要する。いま賃金、不労所得、環境は与件とされているので、 l^*, x^* という数量はこれらの関数となる。このことを直接的に表し効用関数に代入すると次の

$$V = V(r, W; a_1, \dots, a_n) \quad (3)$$

式(3)で表される間接効用関数 (r, W という価格と a_1, \dots, a_n の環境因子で表される満足度の関数)を導出する事ができる。 $\partial V / \partial r < 0$ 、 $\partial V / \partial W > 0$ と判断される。また、プラス(マイナス)の効用をもたらす環境因子として a_i を想定するとすれば、 $\partial V / \partial a_i > (<) 0$ になる。

それらがロケーションを変えようとする誘因を持たないような状態が達成されるとすると、相等しい水準の効用が得られることになるために、

$$V = V(r, W; a_1, \dots, a_n) = \text{const.} \quad (4)$$

式(4)が成立する。ここで、 a_i に着目して式(4)を全微分し、Royの恒等式を用いて以下に示すように変形すれば、式(5)が導き出される。

$$\frac{\partial V}{\partial r} \cdot \frac{dr}{da_i} + \frac{\partial V}{\partial W} \cdot \frac{dW}{da_i} + \frac{\partial V}{\partial a_i} = 0$$

これを、 $\partial V/\partial W$ で除す。

$$\begin{aligned} \frac{\partial V/\partial r}{\partial V/\partial W} \cdot \frac{dr}{da_i} + \frac{dW}{da_i} + \frac{\partial V/\partial a_i}{\partial V/\partial W} &= 0 \\ \therefore \frac{\partial V/\partial a_i}{\partial V/\partial W} &= -\frac{\partial V/\partial r}{\partial V/\partial W} \cdot \frac{dr}{da_i} - \frac{dW}{da_i} \\ l &= -\frac{\partial V/\partial r}{\partial V/\partial W} \quad (\text{Royの恒等式) により} \\ \frac{\partial V/\partial a_i}{\partial V/\partial W} &= l \frac{dr}{da_i} - \frac{dW}{da_i} \end{aligned} \tag{5}$$

式(5)の左辺は、 a_i の限界効用を貨幣換算したものであるから、家計の a_i に対する評価額を示していると解釈される。さらに a_i が効用（不効用）を与えるとすると、右辺は全体として正（負）にならなければならないことがわかる。

言いかえれば、左辺の分母の $\partial V/\partial W$ は賃金の変化に対する満足度の変化であり、分子の $\partial V/\partial a_i$ は環境の変化に対する満足度の変化である。そして、環境の変化に対する満足度の変化を賃金の変化に置き換えることで、環境の評価額の測定が可能になる。

例えば、賃金が1単位上がった時に満足度が1単位上がったとすると、満足度の1単位の上昇は賃金1単位の上昇に相当する（つまり、 $\partial V/\partial W = 1$ ）。また、この時 a_i という環境因子が1単位上がった時に、満足度が3単位上がったとする（つまり $\partial V/\partial a_i = 3$ ）。この満足度3単位上昇は賃金3単位上昇に相当するので、環境因子1単位の上昇は賃金3単位の上昇に相当すると考えられる。

$$\left(\text{つまり、} \frac{\partial V/\partial a_i}{\partial V/\partial W} = 3 \right)$$

(2) ストックの価値をフローの価値（毎年発現する効果）に換算する方法

以下の条件で、毎年の原価償却費を算出する。

ダム耐用年数	80年	
利子率	5%	
建設費（ストック資産）	A円	
年当たり原価償却費	X円	
1年目	$X_1 = A(1+0.05) - X$	↓ ダムの効用（ストック）が 80年目で0になる。
2年目	$X_2 = X_1(1+0.05) - X$	
⋮		
80年目	$X_{80} = X_{79}(1+0.05) - X = 0$	

$$\begin{aligned} A(1+0.05)^{80} - X \{ (1+0.05)^{79} + (1+0.05)^{78} \dots + (1+0.05)^2 + (1+0.05) + 1 \} &= 0 \\ A(1+0.05)^{80} &= X \{ (1+0.05)^{79} + (1+0.05)^{78} \dots + (1+0.05) + 1 \} \\ -) \quad A(1+0.05)^{81} &= X \{ (1+0.05)^{80} + (1+0.05)^{79} \dots + (1+0.05)^2 + (1+0.05) \} \\ \hline (1+0.05)^{80} \{ A - A(1+0.05) \} &= \{ 1 - (1+0.05)^{80} \} X \\ X &= \frac{0.05 \times (1+0.05)^{80}}{(1+0.05)^{80} - 1} \end{aligned} \tag{6}$$

軟弱地盤における仮設道路計画

菅原和夫* 吉池一孝*
相内克則*

目 次

1. はじめに	9	5. 実施設計における仮設道路計画及び排水路計画	17
2. 東山田調整池の概要	10	6. おわりに	18
3. 地層、地質の概要	10		
4. 試験施工	11		

1. はじめに

国営霞ヶ浦用水農業水利事業は茨城県西南部の22市町村の農地約2万ha(水田11千ha, 畑9千ha)にかんがい用水を供給するために、日本第2位の広さを有する霞ヶ浦に水源を求め、水資源開発事業により生み出される安定水源を主水源として、最大約17.8m³/S(上水道、工業用水を合わせると

最大約19.4m³/S)を出島村地先で筑波山の中腹(標高55m)まで揚水し、受益地に送水するものである。

工事概要は水資源開発公団営は基幹線水路54km, 国営は基幹線、幹線水路220km及び東山田調整池外5ヶ所の調整池、揚水機場9ヶ所、畑かん加圧機場51ヶ所である。(図-1)

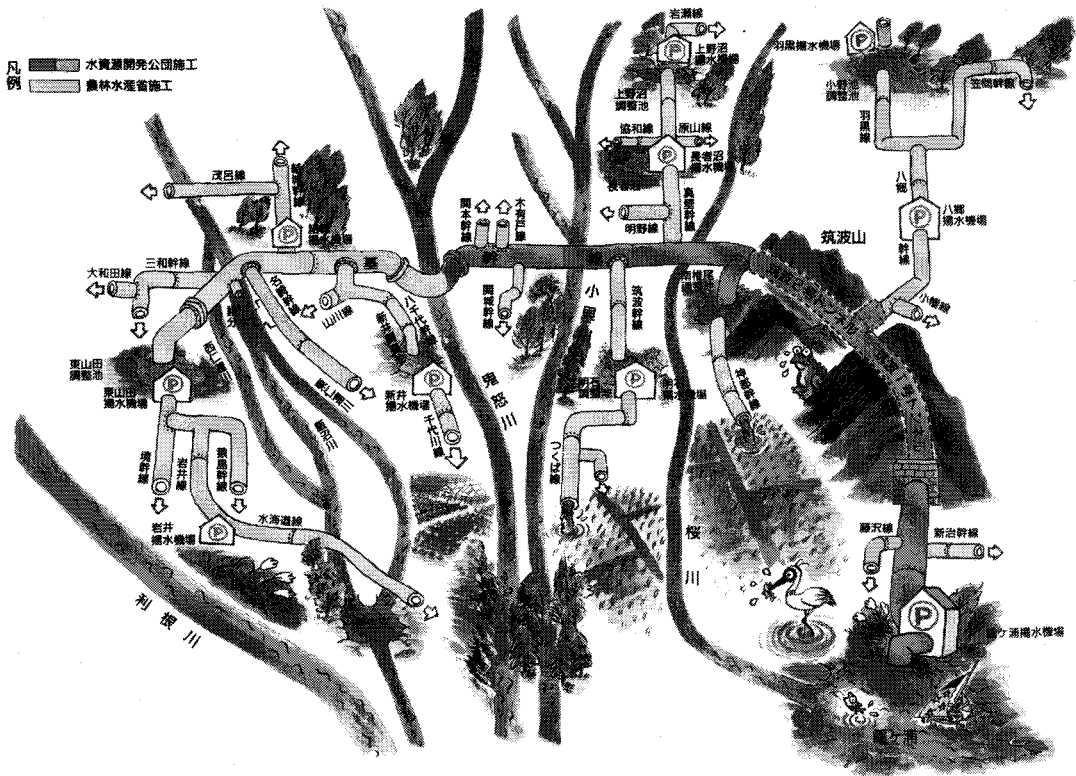


図-1 霞ヶ浦用水事業概要図

* 関東農政局霞ヶ浦用水農業水利事務所

2. 東山田調整池の概要

東山田調整池は基幹線の最末端に位置し、ピークカットを目的として建設される調整池であり、概要は次のとおりである。

(位置)	茨城県猿島郡三和町東山田地内
(堤防形式)	縮切堤 鋼矢板形式
	護岸堤 ブロックマット形式
(有効貯水量)	230,000m ³
(総貯水量)	235,000m ³
(常時満水位)	TP 15.00m
(高水位)	TP 15.40m
(池敷高)	TP 11.60m
(満水面積)	約 8 ha
(池周長)	約 2 km
(堀削土量)	約 22万m ³
(盛土量)	約 4万m ³

本調整池は谷津田を利用して建設するもので、掘削深は最大で6m程度あり、平均で約3mとなっている。また池の形状は中央部がくびれた瓢箪形をしている。(図-2, 3)

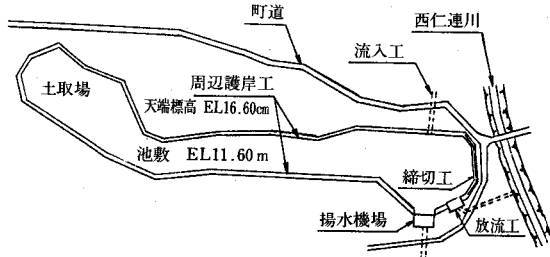


図-2 計画平面模式図

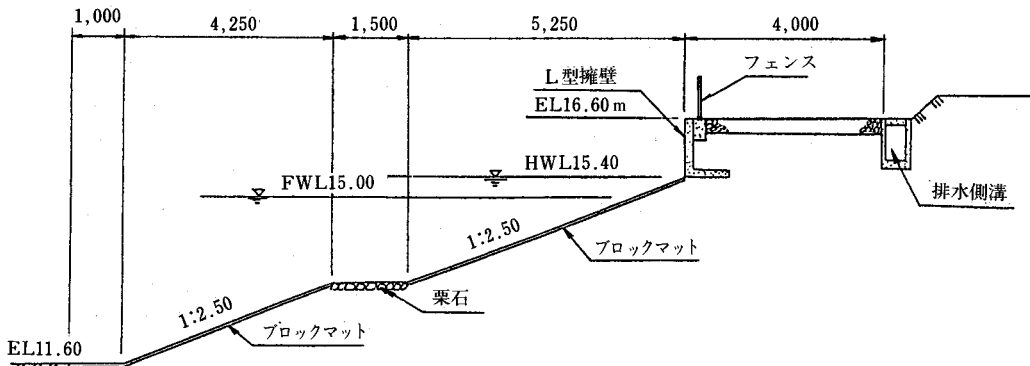


図-3 護岸堤標準断面図

3. 地層、地質の概要

調整池予定地の谷津田(凹地)は猿島台地が形成された後に竜ヶ崎(砂質土)層及び成田(砂質土)層に含まれていた湧水の浸食によって序々に形成されたものと推定される。(図-4)

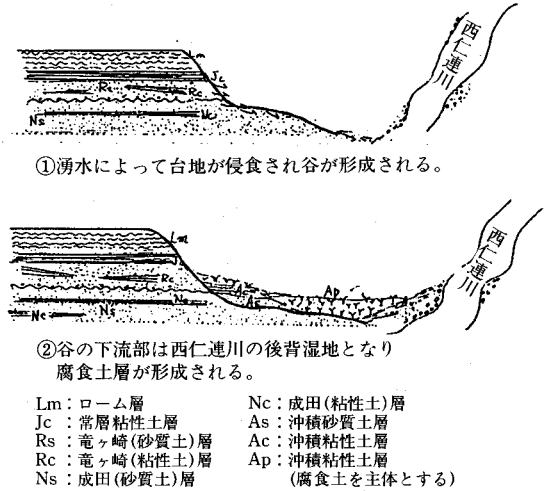


図-4 猿島台地の侵食と谷の形成

凹地内の成田(砂質土)層は凹地の形成過程で一度は地表面として露出していたか、あるいは地表近傍で表流水の影響下にさらられたと考えられるため沖積層の直下に堆積している本層は、応力解放や地表水の影響で強度が低下して、ほとんど強度的には沖積砂層と同様の性状を示している場合もある。

成田(粘質土)層についても同様に沖積層の直下の地層についてはほとんど沖積粘性土層と類似した強度を示すことが考えられ、スエーデン式サ

* 締切堤から上流350m地点

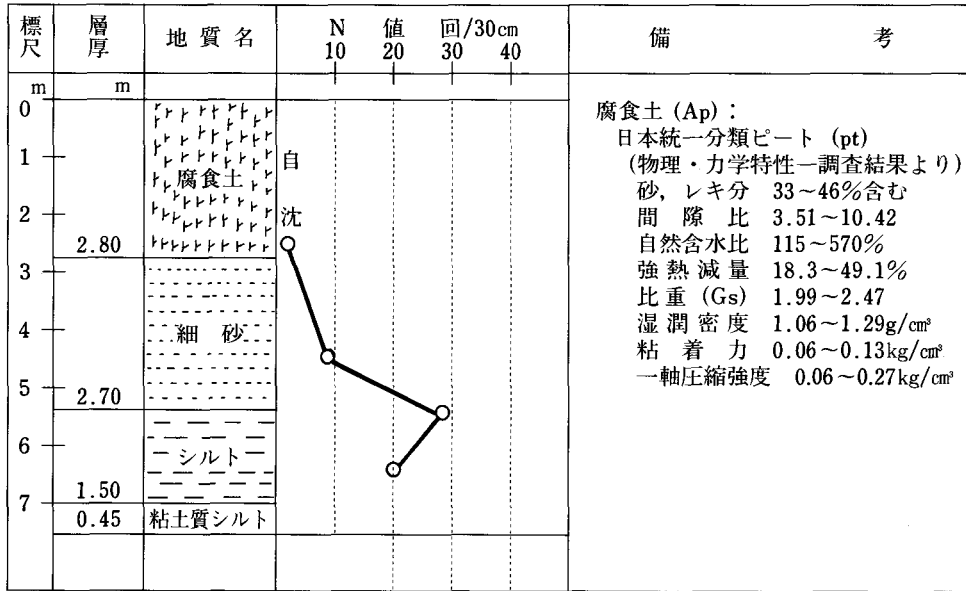


図-5 土質柱状図 (例)

ンウンディング試験による反知恵では両者の境界の判別はやや困難である。

本調査で最も腐植土層が厚いと確認されたのは、締切堤から上流100m付近までであり、暫次上流部に向って薄くなる傾向にある。

このことを地形・地質の形成史から考察すると凹地の形成過程で背後(成田層もしくは竜ヶ崎層)から供給される豊富な地下水によって、東側の西仁連川に向けて勾配をもつ谷が形成されたものが西仁連川右岸の堆積者によって谷の出口が塞がれ、その後背湿地Sに腐植土層が形成されたものと推定される。

また、調整池の西側では背後から地下水が供給される浸水状況にあって凹地の内部では緩やかな浸食と土砂の堆積が続くとともに側方からの浸食(崩壊)等によって凹地の内部にさらに凸凹ができて、排水不良の地点では植物が繁茂して薄い腐植土層が形成されたと考えられる。(図-5)

4. 試験施工

東山田調整池は盛土材を採取して池敷とする洪積台地と、沖積地の谷津田を開削して建設するものである。谷津田は軟弱地盤で、その面積は約6haで仮設道路延長は約1.5kmである。このことから、本工事の土工計画において、仮設道路が最も

重要な仮設計画であると判断される。そのため軟弱地盤における仮設道路計画の技術資料を得るために、仮設道路等の試験施工を行ったものである。

試験施工は、排水路掘削及び試験道路を造成し、排水路掘削に伴う腐植土層の排水効果及び地耐力の変化、仮設道路の沈下の有無、走行試験による仮設道路の沈下の状況等の調査を実施したものである。

なお、調査。試験項目の概略を表-1に示す。

表-1 調査・試験項目

調査・試験項目	数量等
地下水水位調査	16孔
地耐力調査	15回 (5点×3回)
排水量調査	1式
腐植土の領土による変化	15回 (5点×3回)
腐植土運搬試験	3回 (1回当り8km)
道路造成に伴う盛土状況	1式
盛土材の突き固め試験	2試料 (山砂, 現地掘削土)
仮設道路の密度試験	14点 (現地密度)
仮設道路走行試験調査	1式
地盤改良後の強度調査	6試料 (1軸圧縮強度)
室内土質試験	含水比, 粒土試験, 比重試験等

4-1排水路試験施工

腐植土層の排水効果及び地耐力変化等を調査するために調整池東西（上下流）方向を主に約900mの排水路を掘削した。（図-6）

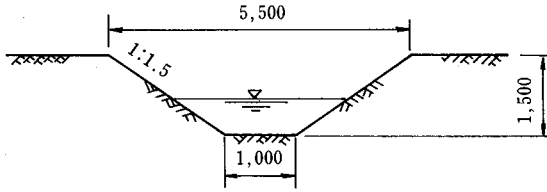


図-6 排水路掘削断面図

掘削方法は軟弱地盤上での施工であり、地耐力の関係から通常の掘削機械は走行できないため、水陸両用掘削機により施工した。

排水路掘削による効果については、排水路末端は現状地盤高と概説の排水樋管との標高差が少なく、下流側の水位低下は十分なものでは無かった。（図-7、図-8）

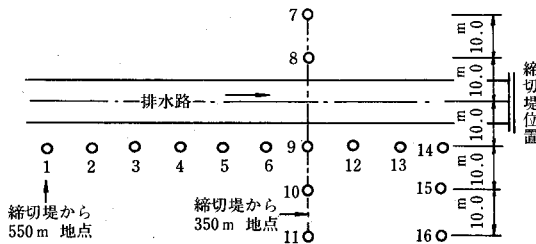


図-7 地下水観測孔位置図

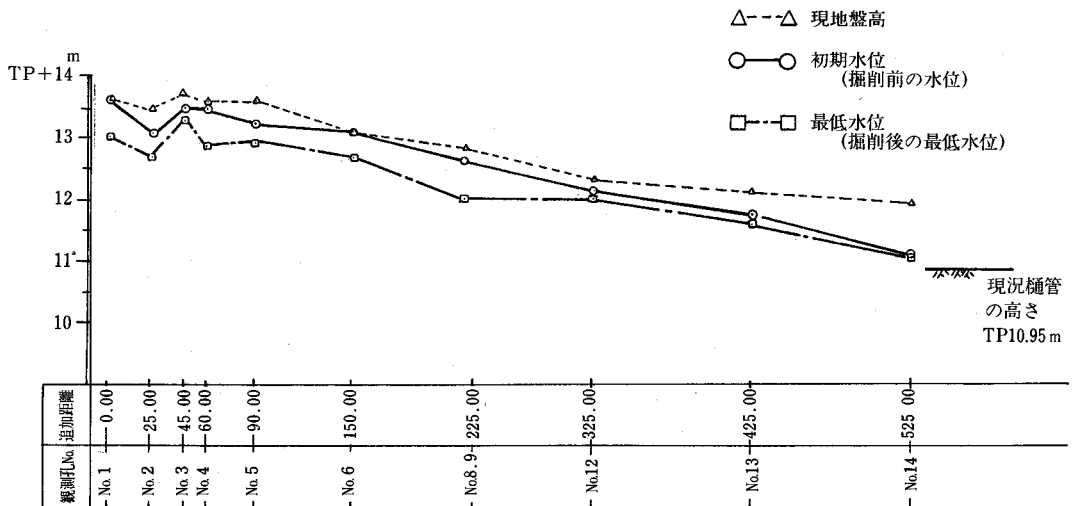


図-8 排水路掘削に伴う地下水位の変化

末端の水位に影響されない上流部では図-9のとおり初期水位（排水路掘削前の水位）と比較すると最大30～60cm程度の低下を示し、排水路掘削による排水効果は認められた。また、降雨は地下水の変動に直接的に影響をもたらしている。

横断方向は図-10のとおり排水路中心より10mの距離では水位差が約60cm程度と認められたが、20m離れると水位差が10cm程度となっている。

排水路掘削に伴う地耐力 (qc) の変化は、掘削7日後、上流部表層付近でqc1.0～2.0kg/cm²の増加が認められたものの、最下流部では変化が見られなかった。また、排水路掘削による含水低減効果は認められなかった。

排水路の掘削による地下水位の低下効果は、調整池内の土質でも排水路の管理水位（地下水位の影響を受けないで池敷掘削が可能な排水路の水位）になることが確認された。

排水路を深く掘削して管理水位を低くすれば、より効果を期待できると思われるが、軟弱層でもあり、過度の掘削は法面の崩落も考えられる。したがって、排水路の設置間隔により効果を上げるしかなく、その間隔は図-10より20m以下が望ましいと判断される。

4-2仮設道路試験施工

調整池内の表層の土質は殆どが軟弱なAP層で、その厚さも下流で5m上流で2mとなっている。

調整池内の池底掘削工事に際しては、この軟弱

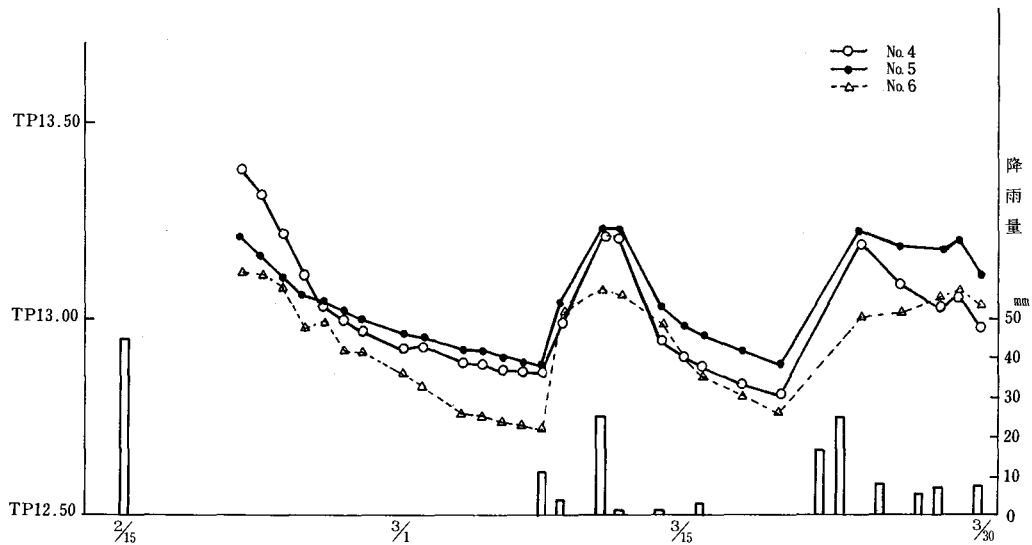


図-9 地下水位の経時変化

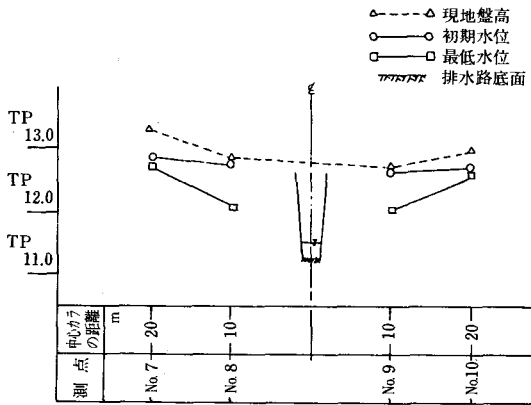


図-10 排水路掘削に伴う横断方向の地下水位変化 (No. 7 ~ No. 10)

なAP層の上に仮設道路を造らなければならず、道路構造の決定に当ってはAP層の支持力を十分に考慮する必要がある。

表層AP層の土の力学的性質等を得るためサウンディング及び一軸圧縮試験が地質調査で実施されているので、結果を基にして原地盤の支持力を算定した。

○一軸圧縮強さ (qu)

- ・調査数 8個 0.060~0.271kgf/cm²
平均qu=0.16kgf/cm²

○土の粘着力 (c)

- ・調査数 5個 0.055~0.130kgf/cm²
平均qu=0.08kgf/cm²

*含水比は、198~576%

原地盤の支持力をテルツァギーの支持力公式から算定した結果、次の値を得た。

$$qd = C \cdot Nc + \frac{1}{2} \cdot r_3 \cdot B \cdot Nr + r_3 \cdot Df \cdot Ng$$

- ・局部セン断につき $Nc = 2/3NC$ とする。
- ・2項以下は0となる。

- C ; 粘着力 (0.8t/m²)
- r₃ ; 土の単位体積重量
- B ; フーチングの巾
- Df ; フーチングの根入れ深さ
- Nc, Nr, Ng ; 内部摩擦角から決まる係数
($\phi = 0^\circ$ で $Nc = 3.81$)

$$qd = 3.81 \times 0.8 = 3.05 \text{tf/m}^2 = 0.3 \text{kgf/cm}^2$$

2) 試験施工盛土厚の検討

軟弱な路床土の場合、自動車の等分布荷重による最大セン断力により盛土厚を設計する方法と鉛直応力度から設計する方法がある。

①セン断応力から求めた盛土厚

輪荷重を円形等分布荷重と考え、その中心軸下の最大セン断応力を次式から求める。

$$\tau_s = \frac{3}{4} p_0 \left[\frac{(z/a)}{\{1 + (z/a)^2\}^{1/2}} - \frac{(z/a)^3}{\{1 + (z/a)^2\}^{3/2}} \right]$$

ここに、

τ_s ; 地盤内に発生する中心軸下の最大セン断応力 (kgf/cm²)

$$P_o; \text{タイヤの接地圧 (kgf/cm}^2) = \frac{P}{\pi a^2}$$

z; 表面からの深さ (cm)

a; 接地面の半径 $a = 12 + P$

P; 輪荷重 (tf)

後輪荷重 $P' = 8 \text{ t (} T = 20)$

衝撃係数 $i = 0.3$

輪荷重 $P = 8 \times (1 + 0.3) = 10.4 \text{ t}$

接地半径 $a = 12 + P = 22.4 \text{ cm}$

$$\text{タイヤの接地圧 } P_o = \frac{10.4 \times 10^3}{\pi \times 22.4^2} = 6.6 \text{ kgf/cm}^2$$

深さZ(cm)	50	100	150	170	200
セン断力 τ_s (kgf/cm ²)	0.75	0.23	0.11	0.08	0.06
原地盤のセン断力(η)	c=0.08				

この結果、盛土厚は170cm以上必要となる。

②鉛直応力から求めた盛土厚

輪荷重を円形等分布荷重と考え、交通荷重により地盤内に発生する鉛直応力を求め地盤の支持力と比較する。

$$\sigma_s = P_o \left[1 - \frac{(z/a)^3}{\{1 + (z/a)^2\}^{3/2}} \right]$$

$$= P_o \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + (a/z)^2} \right\}^{3/2} \right]$$

ここに、

σ_s ; 地盤内に発生する中心軸下の最大鉛直応力 (kgf/cm²)

$$P_o; \text{タイヤの接地圧 (kgf/cm}^2) = \frac{P}{\pi a^2}$$

(輪荷重より計算)

z; 表面からの深さ (cm)

a; 接地面の半径 $a = 12 + P$

深さz(cm)	50	100	120	130	140
鉛直応力 δ_s (kgf/cm ²)	1.58	0.47	0.33	0.28	0.24
原地盤の支持力(η)	qd=0.30				

この結果、盛土厚は130cm程度必要となる。

何れのケースにおいても、かなりの盛土厚が必要となる。

しかし、掘削積み込み等の作業性を考えると盛土厚はなるべく低く抑えた方が有利である。

一方、当地区の水田部に埋設のパイプライン工

事において、敷鉄板を併用した工事用道路(盛土厚50cm)の施工実績も数あることから、試験盛土厚については0.5~1.0mとして試験施工の道路を図-11のとおり4タイプ設定した。

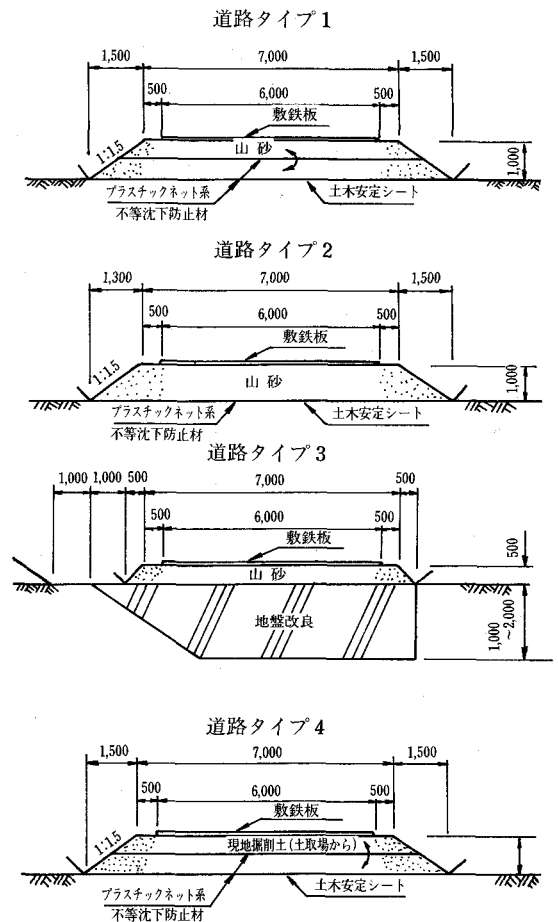


図-11 試験道路工法断面図

3) 試験道路の構造と工法

路盤高を0.5m~1.0mとした場合には安定シート工法や表層安定処理工法などの何らかの対策が必要と判断されることから、道路タイプ-1においては、土木安定シートを敷き山砂1.0m、不等沈下防止材としてプラスチックネットを2段、路面には敷鉄板を設置した構造とした。また、試験道路の各延長は地形条件から40mとした。

道路タイプ-2においては、道路タイプ-1の断面より中間のプラスチックネットを外した断面とした。

道路タイプ-3においては、地盤改良した上に、試験道路を造成するタイプとし、山砂を0.5m盛土

し敷鉄板を設置した構造とした。

地盤改良する箇所の軟弱層 (Ap層) の分布は2～3mと推定されることから、進入路より10m毎に1.0m, 1.5m, 2.0mと改良厚を変化させて施工を行った。

改良材はセメント系固化材 (一般軟弱用) を使用し、固化材混合量は $100\text{kg}/\text{m}^3$ として層厚50cm毎に改良した。

現場配合による改良土の強度は、地盤改良後7日間放置し、地表面より50cm毎にブロックサンプリングによる試料採取した。一軸圧縮強度の結果は $q_u=0.880\sim 1.060\text{kgf}/\text{cm}^2$ を示しており、室内配合試験の結果より多少値が低く出たが、ほぼ目標値を得られた。

道路タイプ-4においては、現地掘削土を使用し断面諸元は道路タイプ-1と同様にした。

造成方法は道路タイプ1～2, 4の盛土は第1層のまき出し厚30cm程度, 3t級ブルドーザーにより5回転圧とした。第2層目以降はまき出し厚30cm程度, ブルドーザー15t級により5回転圧とした。タイプ3の盛土については、ブルドーザー15t級により5回転圧とした。

以上の試験道路により転圧状況と基礎地盤の変形などを調査した。

4) 道路試験施工の結果

造成した各試験道路で山砂を満載したダンプトラック11tを用いて走行試験を実施した。

(写真-1)

走行試験に際しては以下に示す項目を実施した。

○沈下量調査 (レベル測量)

- ・走行試験前



写真-1 ダンプトラックによる走行試験

- ・走行試験後

○横断面形状の測定

- ・走行試験前

・ // 中

・ // 後

○路面の状態 (目視観測)

- ・敷鉄板のハネ上がり, 波打ち, たわみ
- ・ // 縦ズレ, 横ズレ, 重なり
- ・車輛通過時の鉄板の段差
- ・路盤材の吹き出し

(1)道路基盤沈下量

軟弱地盤上に造成した試験道路の基盤がどの程度沈下するかを測定する為に、縦断方向に10m離れた2測点に横断方向に3m間隔で3ヵ所の合計6個の沈下盤を設置し、走行試験前・後の沈下量を測定した。

道路タイプ-1の沈下量はバラツキがあり、3～38cmの沈下が認められたが、沈下量の少ない箇所は旧排水路に近く、路盤材の投入量が多くなったためによるものと推察される。

道路タイプ-2での沈下量は26～32cmを示しており、各測点におけるバラツキは少ない。

地盤改良を行った道路タイプ-3の沈下量は5～12cmを示しており、改良厚の相違によるバラツキは少なかった。

道路タイプ-4の沈下量は、8～18cmを示しており、排水路に近い測点ほど沈下量が大きい結果となった。

(2)走行試験による路面の状況

各試験道路において600回 (300往復) の走行試験を実施した結果を述べる。

①道路タイプ1

[路盤高1米, 中間ネット有り, 山砂]

走行後の変位量は、鉄板中央部以外については、ほとんど認められないものの、鉄板中央部においては9～20mmの沈下を示している。

走行試験時に確認された状況としては、鉄板の縫目部分のハネ上がり (MAX=35mm) が認められたが一部である。また、路盤及び走行状態は安定しており、ダンプカー通過に伴う波打ち、振動は全く無く良好なケースと考えられる。

②道路タイプ2

[路盤高1米, 中間ネット無し, 山砂]

走行後の変位量は, 鉄板中央部以外においては4~11mmの沈下を示している。一方, 鉄板中央部においては16~21mmの沈下を示している。

走行試験時に確認された状況としては, 鉄板のたわみ (MAX=10mm), 鉄板段差 (約20mm) が認められたが一部である。また, 路盤は全体的に多少沈下しているものの良好な状態である。更に, 走行状態も安定しており, ダンプカー通過に伴う波打ち, 振動は全く無く良好なケースと考えられる。

③道路タイプ3

[路盤高50cm, 地盤改良, 山砂]

走行後の変位量は, 鉄板中央部については10~78mmの沈下を示しており, 鉄板中央部以外(周辺地盤含む)も浮上りが1~36mm, 沈下が1~17mmと変形バラツキが大きい。この路盤の変形は, 路盤高50mmのために浸潤線が盛土上面まで達していたためであると考えられる。

走行試験時に確認された状況としては, 鉄板の縫目部分のハネ上り (MAX=50~60mm以上), 鉄板の移動 (横ズレMAX=60~540mm以上, 縦ズレMAX=70~470mm以上), 重複 (MAX=700mm) が多く見受けられ, また, ダンプカー通過に伴う波打ちが全体的に大きく振動も同様に全体的に感じられた。

④道路タイプ4

[路盤高1m, 中間ネット有, 現地掘削土]

走行後の変位量は, 鉄板中央部以外の一部に2mmの浮上りが認められたが概ね1~4mmの沈下を示している。一方, 鉄板中央部についても1~7mmの沈下を示しており, 比較の変位量は小さい。

走行試験時に確認された状況としては, 鉄板の縫目部分のハネ上り (MAX=10mm程度), 鉄板の移動 (横ズレMAX=110mm, 縦ズレMAX=50mm) が見受けられるものの, 我々良好なケースと考えられる。

但し, 降雨による亀裂, 土砂の流出が確認された。

(3)各種試験道路の変形及びその効果

①各種試験道路の変形

道路タイプ1及び2は軟弱層の層厚が左岸方向(北東方向)に向かって厚くなっているが概ね2m程度と推定され, 路盤及び周辺地盤の変形は道路タイプ2が道路タイプ1に比べて全体的に沈下量はわずかに大きい程度である。

道路タイプ1の基盤沈下量は前述のとおり砂の投入量が多かったこと等を考慮すると道路タイプ2と同程度で30cm前後であると判断される。

道路タイプ3は軟弱層の層厚は左岸方向(北東方向)に向かって厚くなっているが層厚は2m~3m程度と推定される。変形は浸潤線の上昇による含水状態の変化によって浮上りや沈下が激しく, 周辺地盤においても浮上りが確認されたが, 改良厚による相違は見られなかった。基盤沈下量は比較的少なく改良厚の相違による値のバラツキは少ない。

道路タイプ4は軟弱層の層厚は左岸方向(北東方向)に向かって厚くなっており層厚は1m~2m程度と推定される。現地掘削土による盛土を行った道路タイプ4は, 山砂による盛土を行った道路タイプ1~3に比べて路盤及び周辺地盤の変形量はわずかに認められる程度であった。

基盤沈下量は軟弱層が薄い分少なく出ているが傾向は同じである。

②プラスチックネットの効果

道路タイプ1と2は中間プラスチックネットの有無による違いであるが, 前述のとおり路盤及び周辺地盤の変形は道路タイプ2の方がわずかに大きい程度であり, 軟弱層が2m程度以下の場合, 中間プラスチックネットの効果はあまりみられなかった。

③山砂と現地掘削土との比較

山砂と現地掘削土の室内における突き固め試験を実施した。その結果は図-12に示したとおりである。

山砂は最適含水比 (W_{opt}) が11.9%において最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) が, 1.923t/m³を示している。しかし山砂の自然含水比 (W_n) は, 4.2%と W_{opt} に比べて小さく乾燥側の含水状態において道路造成が行われた。一方現地掘削土の場合は, W_{opt} =24.6%において ρ_{dmax} =1.506t/m³の値で, W_n =30.5%を示していることより山砂とは

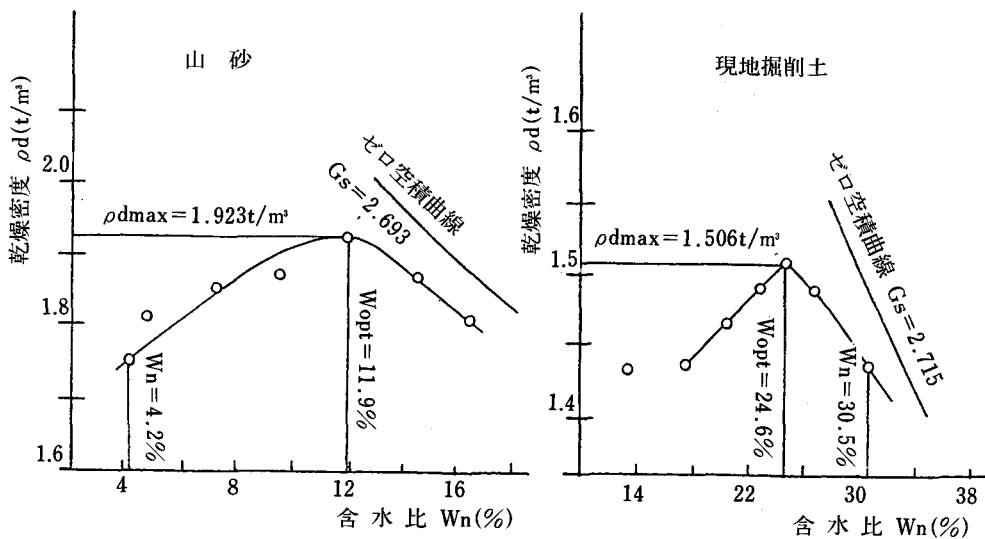


図-12 山砂及び現地掘削土の突き固め試験

逆に湿潤側の含水状態において道路造成が行われた。

以上の試験結果から山砂は乾燥側、現地掘削土は湿潤側の含水状態となっているが、それぞれの自然含水比は最適含水比から6~7%の範囲内であり、両方の盛土材ともに最適含水比付近での施工が可能である。

物理試験を行った結果、山砂は比重 (G_s) が2.693、自然含水比 (W_n) が4.2%、均等係数 (U_c) が3.79、また、曲率係数 (U_c) は0.915を示す。

一方現地掘削土は $G_s = 2.715$ 、 $W_n = 30.5\%$ 、 $U_c = 28.7$ 、 $U_c = 5.1$ を示しており、比重値はほぼ同じ値をしめしているものの、自然含水比は現地掘削土の方がかなり多く、これは細粒分含有量の差によるものと考えられる。(山砂の細粒分=7%、現地掘削土の細粒分=25%)

また、均等係数や曲率係数は粒度分布の広がりや形状を表わす指数であるが、この結果、山砂は均等粒度 (単粒径) となり「粒度分布が悪い」状態である。現地掘削土の場合は「粒度分布が良い」状態となっている。

試験施工の結果からは、山砂は透水係数が大きいため間隙水圧の上昇がほとんど無く、土砂流出などの影響が少なかった。

一方、現地掘削土は透水係数が小さいために降雨による間隙水圧の上昇で、路肩及びのり面から土砂流出が確認された。

従って、施工性から判断した場合、経済性を除けば現地掘削土より山砂の方が盛土材として適当であると考えられる。

5. 実施設計における仮設道路計画及び

排水路計画

東山田調整池の掘削運搬等のための工事用道路を計画するに当たり、先ず谷津田内の表面及び間隙水の排除を目的に排水路を開削することとした。その設置間隔は試験工事の結果から概ね20mとして上流から下流方向に並列配置した。

排水路の断面形状については、施工中において法面の崩壊もなく掘削ができた試験工事と同様の断面とした。

工事用道路の配置は、掘削土の運搬や護岸工事等のための外周道路については、現況地盤が良好なので山砂30cm厚の道路とした。池内の工事用道路については、池下流部 (池敷のほぼ中央より下流) の軟弱部は、掘削積込み可能な道路間隔で排水路間に排水路とほぼ平行に東西方向に配置した。

池上流部の台地部は築堤用の土取場であるが、比較的地盤が良いことから、山砂30cm厚で櫛形の配置とした。

下流軟弱層の道路構造については、試験工事の結果を踏まえ、道路タイプ2 (山砂1m) 若しくは道路タイプ4 (現地掘削土1m、中間ネット有り) の構造が適しているものと判断される。

但し、中間ネットはその効果も定かで無いこと

から採用しなことにした。

一方、調整池を建設するに当たり、その掘削量20余万 m^3 にも達し残土処理場の問題があることから、仮設に要する山砂は出来る限り少ない方が望ましい。

また、建設工事中の排水処理は、現況樋管の能力約 $1m^3/s$ でまかなうしかないので、異常降雨時には池内に湛水することも十分考えられる。

下流部は現況地盤も低く、掘削量も少ない場所であるが、下流に行くほど腐植土層も厚く相当めり込みが予想される。

以上のことを総合的に勘案して全体盛土厚1m(土木安定シート、鉄板横敷併用)で、下部50cmについては湛水に備え粘土分の多い現地発生土を使用し、上部50cmについては透水係数が大きく降

雨等の迅速な排除が期待できる山砂を使用しすることにし、道路タイプ2と4をミックスした図-13の構造とした。

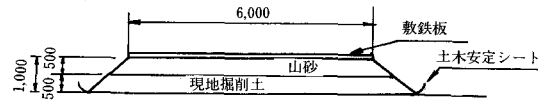


図-13 仮設道路断面図

6. おわりに

仮設道路と地盤支持力の強化を図る排水路の試験結果及び実施設計における仮設道路計画と排水計画について取りまとめたが、本調整池は平成4年度から2ヶ年国債工事により現在施工中であるので、実施段階の状況を観察していきたい。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

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 三祐コンサルタンツ

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)
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	北陸出張所 TEL (0762)23-5411
九州支店	TEL (096)354-5226	鹿児島出張所 TEL (0992)81-1657
札幌支店	TEL (011)222-3121	佐賀出張所 TEL (09546)5-3564
四国出張所	TEL (0888)24-4425	埼玉出張所 TEL (0485)43-1261
中国出張所	TEL (0862)82-6351	技術研究所 TEL (0562)32-1351
青森出張所	TEL (0177)88-3793	海外事務所 マニラ・バンコク・カイロ
山形出張所	TEL (0236)53-1310	

低公害型建設機械による仮設栈橋の施工

藤 本 精 一* 岡 本 利 男*
金 田 道 憲* 大 西 俊 雄*

目	次
1. はじめに	19
2. 事業の概要	19
3. 杭打工法の選定	21

4. 杭打工法の概要	24
5. 仮設橋の施工	24
6. おわりに	27

1. はじめに

建設工事に対する苦情は、騒音、振動に関するものが最も多く、ディーゼルハンマや振動杭打機の騒音、振動は建設工事公害の代表とされる程著しいため、工事が中止されるという事態に至るケースもみられる。

このような状況に対応するため、早くから各方面で対策工法、機械が研究開発され、実用化され始めている。

本稿では、県営かんがい排水事業東六間川地区の排水路工事において仮設栈橋の施行を最近注目を集めている低振動の油圧高周波杭打工法によって施行したので紹介するものである。

2. 事業の概要

本地域は岡山市から倉敷市にまたがる、起伏のない平坦な沖積平野で、受益地は低平地であるため湛水地帯となっており、その上、用排兼用水路のため用水の汚濁がかなり進んでいる。

本事業は湛水被害を解消し、用排を完全分離するための用水のパイプライン化と管理水位を下げため東六間川（排水路）の浚渫を行い、水田の汎用化を実現させ、畑作の導入等生産性の向上を図ることを目的に昭和58年度に事業着手した。

平成2年度までに排水路5,650mのうち2,976mの改修を終えており、これが完了すれば、用水路のパイプライン工事に着手する予定である。

- | | |
|----------|--------------|
| (1) 受益面積 | 711ha |
| (2) 受益戸数 | 1,410戸 |
| (3) 工 期 | 昭和58年度～平成8年度 |
| (4) 事業主体 | 岡山県 |
| (5) 総事業費 | 3,549百万円 |
| (6) 主要工事 | |
| ①排水改良 | |
| 排水路 | 5,650m |
| 樋 門 | 1カ所 |
| 橋 梁 | 17カ所 |
| ②用水改良 | |
| 機 場 | |
| 揚水ポンプ | 2カ所φ350mm×3台 |
| 用水路 | 67,740m |
| 末端施設 | 2,100カ所 |
| 水管理自動化施設 | 2カ所 |

また、排水路工事のため仮設栈橋を施工する第二工区は、県道岡山・倉敷線からJR山陽本線中庄駅へ向う県道中庄・停車場線の途中にある松島橋から東に164mの区間である。周辺には川崎医科大学、川崎医療短期大学及び今年4月に開校した川崎医療福祉大学がある。また、工事を施工する兩岸には写真-1のとおり、民家や学生マンション、アパート等が建ち並んでいるため、工事用の仮設道路を設けることができない。その上、県道中庄・停車場線は交通量が多く、幅員も狭いため松島橋から進入することは難しく、工事用道路として下流から東六間川の中に栈橋を仮設し、兩岸を鋼矢板で改修する計画とした。

[事業概要]

*倉敷地方振興局耕地課

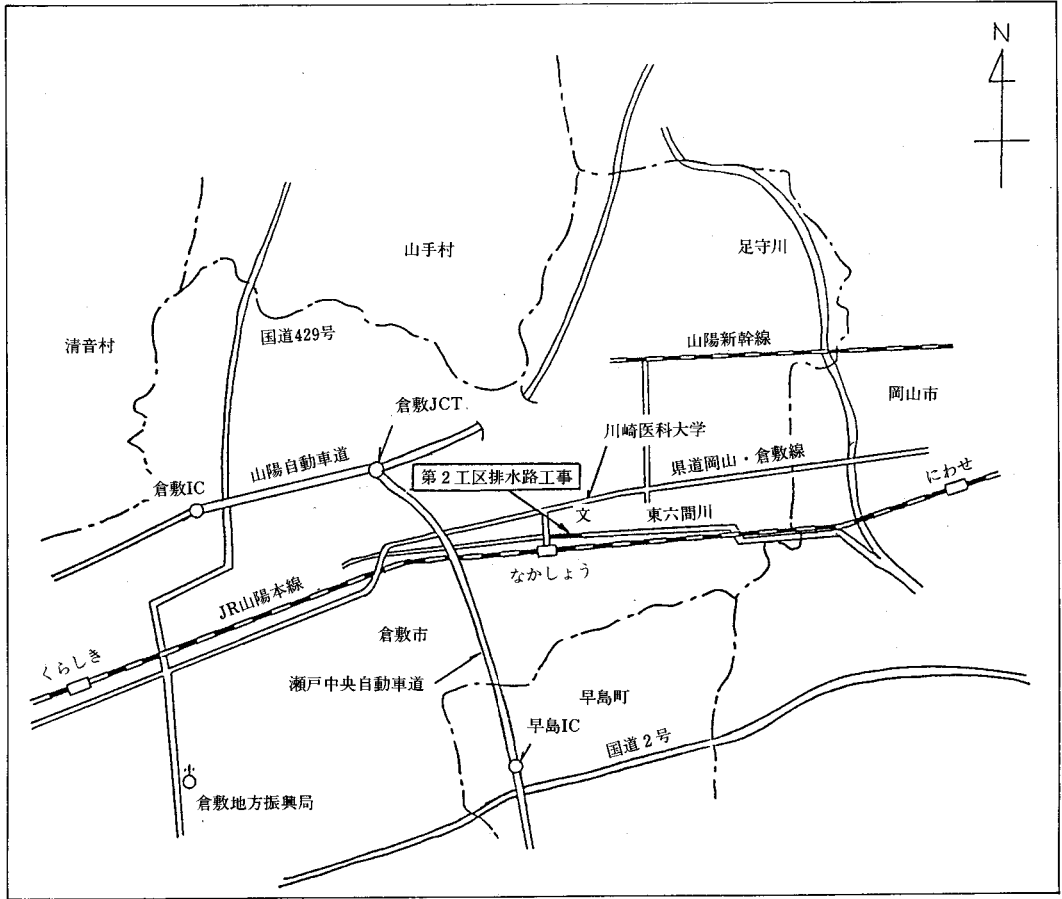


図-1 位置図

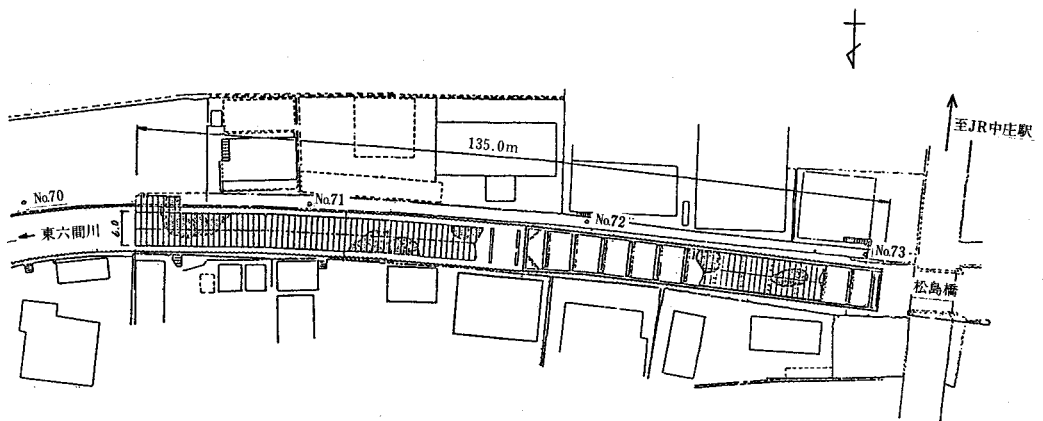


図-2 仮設棧橋計画平面図

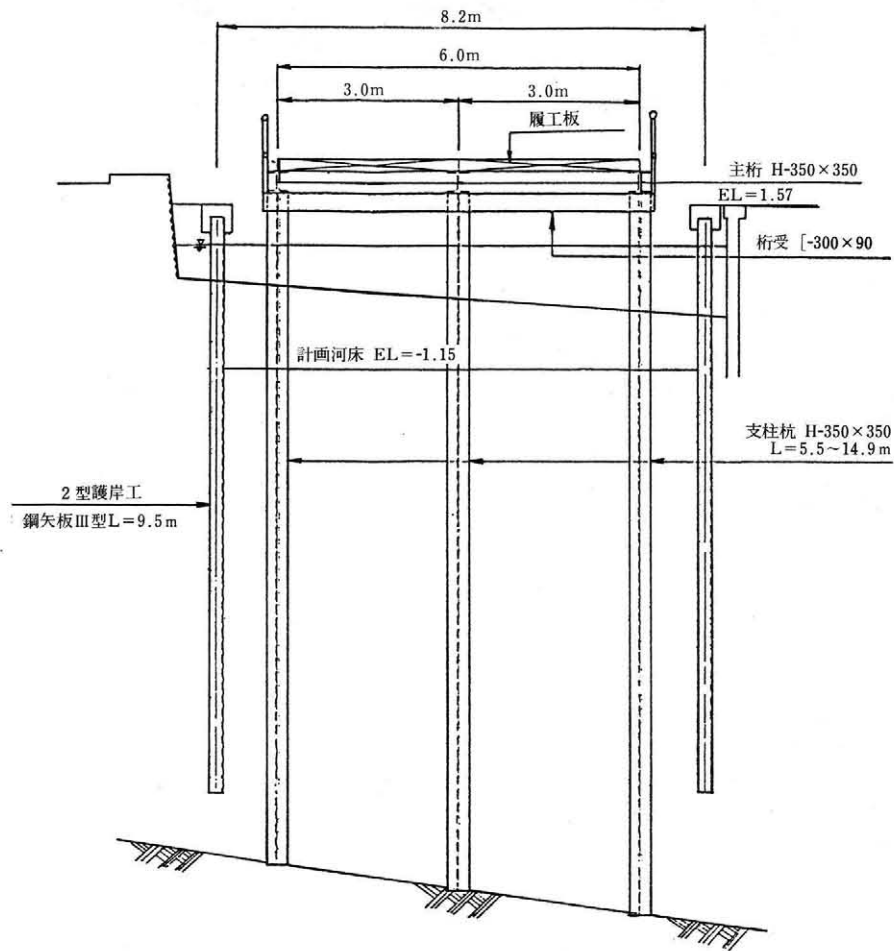


図-3 仮設棧橋標準断面図



写真-1 下流から施工区間を望む

3. 杭打工法の選定

市街地での建設工事で問題になるのは騒音と振動であり、特に騒音規制及び振動規制法が施行さ

れたことに伴い、工事を円滑に実施するためには騒音と振動に配慮して施工する必要がある。

建設作業からの騒音、振動については地域の区分ごと及び時間の区分ごとに基準が定められており、岡山県においては78市町村のうち、騒音を規制する地域に指定されているのは41市町村（振動は39市町村）である。本工事を施工する倉敷市は、騒音及び振動の規制を受ける地域に指定されており、区域の区分ごとに表-1に示す基準が定められている。

騒音規制法及び振動規制法はすべての建設作業が対象ではなく、騒音、振動を著しく発生する作業であって政令で定められた特定建設作業が対象となっており、本工事では仮設棧橋の支持杭の打込み及び引抜き作業が規制の対象となる。

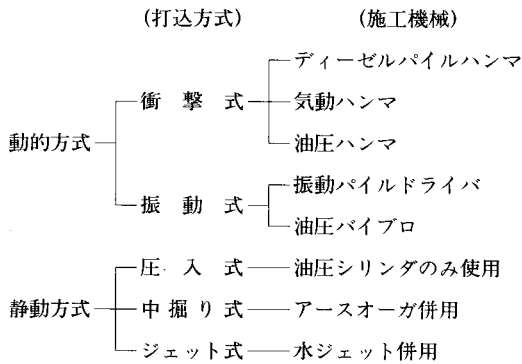
杭の打込方式は表-2に示すとおり、衝撃または振動を利用する動的方式と圧入、中堀り又は水ジ

表一 特定建設作業に係る騒音・振動の改善基準

規制種別	区域の区分	騒音	振動
基準値	1号及び2号	85ホン	75デシベル
作業時刻	1号	午後7時～午前7時の時間内でないこと	
	2号	午後10時～午前6時の時間内でないこと	
※1日当りの作業時間	1号	10時間/日を超えないこと	
	2号	14時間/日を超えないこと	
作業期間	1号	連続6日を超えないこと	
	2号	連続6日を超えないこと	
作業日	1号及び2号	日曜日その他の休日ではないこと	

- 備考
1. 基準値は特定建設作業の場所の敷地の境界線での値。
 2. 基準値を超えている場合、騒音、振動の防止の方法のみならず、1日の作業時間を※欄に定める時間未満4時間以上の間において短縮させることを勧告又は命令できる。
 3. 基準には、災害その他非常の事態の発生により特定建設作業を緊急に行う必要がある場合などに適用除外が設けられている。

表二 既製杭打込方式と施工機械



ェットなどを併用する静的方式の大別される。このうち、低騒音型に指定されている施工機械の種類による特性を比較すると表-3のとおりである。

工法の選定にあたっては、現場条件に最も適した施工機械を選定することとし、施工規模、地質、地下水位、施工深度等を総合的に検討した。その結果、図-4～図-6で示すように低騒音、低振動で施工できる油圧式超高周波杭打工法を選定した。

また、護岸については無騒音、無振動の油圧式圧入引抜機により施工する計画とした。

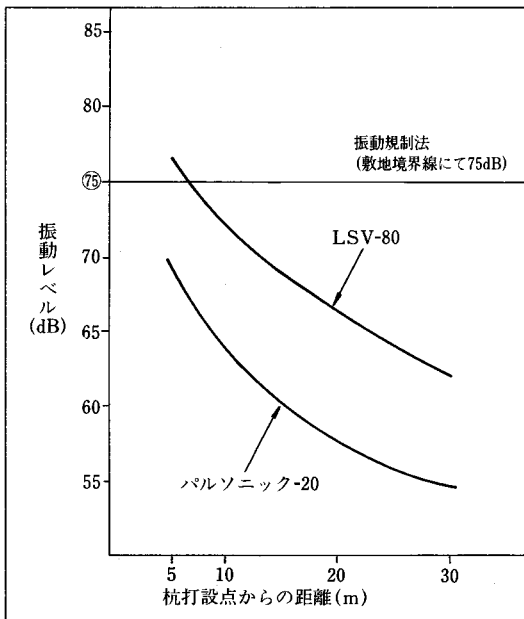


図-4 杭打機の振動測定比較

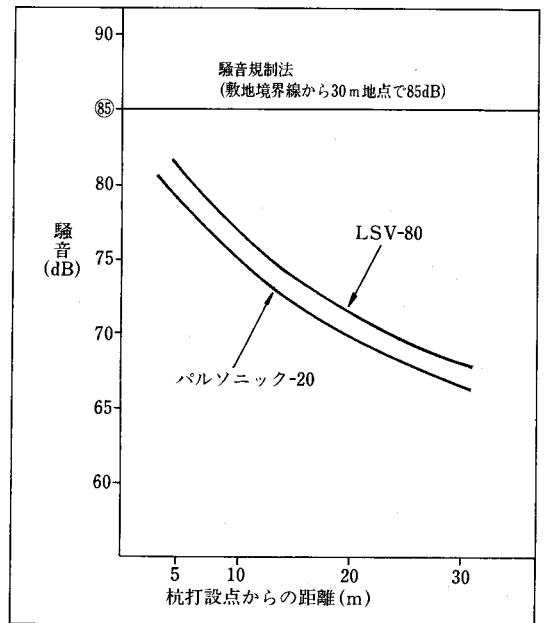


図-5 杭打機の騒音測定比較

表-3 杭打機の比較特性

機械の種類		油圧式杭圧入引抜機	油圧式可変超高周波杭打機 (ピストン・シリンダ型)	高周波型パイロハンマー (フリコ型)
機械の概要		油圧シリンダの往復運動によって静的に矢板の打抜きを行う	ピストン往復運動による垂直振動で矢板の打抜きを行う	偏心垂錘の回転により上下振動を発生し矢板の打抜きを行う
鋼矢板	型式	軽量鋼矢板を除くすべての形式	すべての形式	すべての形式
	長さ	あまり長いものには不適	長いものでも可能	長いものでも可能
H型鋼	型式	不適 (機械反力が困難のため)	すべての形式	すべての形式
	長さ	短いものでも不適 (機械反力が困難のため)	土質に応じて貫入	土質に応じて貫入
地盤	軟弱シルト層	不適	適	適
	シルト粘土層	適	適	適
	砂層	可能	適	適
条件	土丹層	不可能	不可能 (但しジェット併用時は可能)	不可能 (但しジェット併用時は可能)
	最大 N 値	(平均 N 値) 15	砂質土 35 粘性土 20	砂質土 35 粘性土 20
施工条件	騒音	小さい	62dB/30m	61dB/30m
	振動	少ない	69dB/7.5m 60dB/15m 50dB/30m	80dB/7.5m 75dB/15m 65dB/30m
	施工速度	普通	早い	早い
その他	工賃	高い	普通	やや安い
	場所	無振動無騒音型	低公害型	—
その他	短所	N 値 15以上は不向き コーナ矢板打設困難 単独くい (H鋼・鋼管) 打設が困難	—	振動は普通型パイロと余り変わらない
	機械能力	△	◎	○
総合評価	連続運転	◎	◎	△
	地盤性状に合わせた最適周波数の選定	—	◎	△
評価	クレーンに与える振動	◎	◎	○
	停止時における振動	—	◎	○
評価	地盤振動	◎	○	△
	振動の減衰	—	◎	△
	騒音	◎	○	○
	施工性	△	◎	◎

起振力	0~25tf	総重量	5.5tf
周波数	20~60Hz	全高	2.766mm
振幅	4.8~1.7mm	全幅	1.130mm
動力源	油圧ユニット 250kg/cm ² , 300ℓ/min		

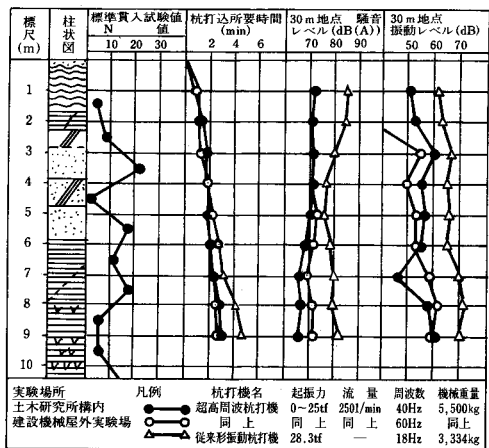


図-6 杭打機の性能比較

4. 杭打工法の概要

騒音、振動規制法が制定されてから、低騒音、低振動の工法がいろいろ開発されたが、施工速度が遅いことや施工単価が高いこと及び施工条件が限定されるなどの難点があった。

この問題解決のために建設省土木研究所が研究した杭打ち理論に基づき、日本建設機械化協会の指導の下で開発製作されたのが油圧式超高周波杭打機である。本機は振動の周波数が高くなれば地盤に伝わる振動が急激に減衰するという特性を生かして、最新の油圧技術を利用して稿高周波の波動力を発生させ、従来のパイロハンマーの杭打ち能力をほとんど損なわずに地盤振動を著しく低減して杭の打込み及び引抜きをする低公害型杭打機である。この杭打機を使用した施工法が油圧式超高周波杭打工法であり、その特徴は次のとおりである。

- ① 従来型の杭打機と比較して、通常の地盤における振動は約15デシベル低減できる。
- ② 起動、停止時におけるクレーンや地盤の共振振動が発生しない。
- ③ 地盤条件に合わせた最適周波数を選定できる。
- ④ 油圧チャックの方向を容易かつ安全に90度方向変換することができるため、接近して施工できる。
- ⑤ 従来型振動杭打機と異なり、油圧作動によるピストン・シリンダー機構を採用している。

ただし、本機械はパイロハンマー等に比べて買入力に劣る面があることを付け加えておく。

この杭打機の構造は、図-7に示すように4つの機能部分によって構成されており、従来型振動杭打機と異なるのは、緩衝装置が鋼製コイルスプリングであるのに対し、広範囲の振動周波数を緩衝させるためにゴムスプリングを使用していることと、加振装置が従来型は電動モータあるいは油圧モータで偏心重錘を回転させて振動を発生させているのに対し、振動シリンダ部と定位シリンダ部が一体化され、油圧による往復運動で振動を発生させる点である。

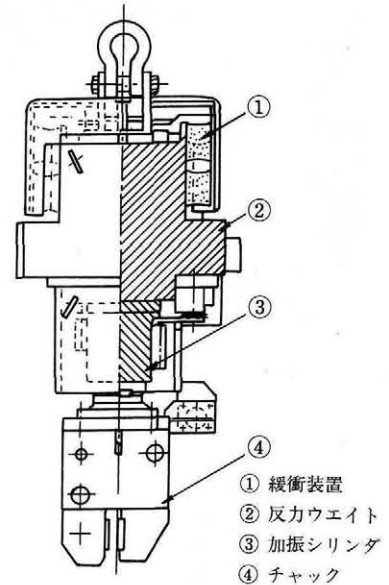


図-7 油圧式・可変超高周波杭打機の構造

5. 仮設栈橋の施工

仮設栈橋の施工数量は表-4、施工フローは図-8のとおりである。

この付近の岩盤線は事前の地質調査によって大きく変化していることが分かっており、支持杭の杭長について設計と実施において増減が生じることが予測された。このため下部工については指定仮設とし、仮設栈橋を施工する前に詳細な地質調査により岩盤線を推定し、その結果を基に杭長を決定することにした。

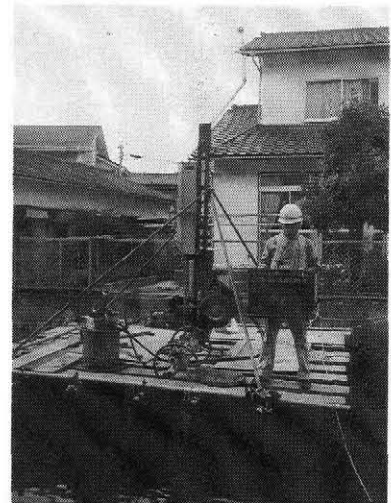


写真-2 オートマチックラムサウンド実施状況

表-4 仮設栈橋施工数量

名称	規格	数量	重量
支持杭	H-350 L=5.5m~15.0m	84本	135.6ton
桁受	[-300 L=6.35m	56本	135.5ton
主桁	H-350 L=5.0m	81本	55.5ton
覆工板	3,000×1,000	270枚	151.5ton
計			478.1ton



図-8 仮設栈橋施工フロー

詳細な地質調査は兩岸とも20m間隔でオートマチックラムサウンドを実施した。このオートマチックラムサウンドは標準貫入試験と同様の動的サウンドング装置で、ボーリング孔を必要とせずコーンを直接地盤に貫入させることにより標準貫入試験で得られるN値と同じ値が得られ、20cm毎に連続的に行うので、より詳細な地盤状況が把握できる試験である。その結果を基に地質断面図を作成したのが図S-9である。岩盤は松島橋付近が最も浅く一部地上に露出している所があり、下流に急激に深くなってNo.71付近が谷状に深くなっているのが分かる。また、左岸から右岸にかけて1~2m程度傾斜しており、岩盤上にはやや締まった層とやや軟弱な層の洪積層が互層をなして分布しており、その上に約8m程度の軟弱な粘土層が所々に砂層を挟んで堆積しており、N値はほとんど0に近く非常に軟弱である。

杭の支持力計算では、杭1本当たり27トンの荷重がかかることになり、沖積層、洪積層では支持力が不足するので十分支持力が得られる岩盤まで打

込む計画とした。

進入路及び仮業ヤードの仮設が終了し、8月24日から仮設栈橋の施工に着手した。作業手順は次のとおりである。

- ① 40トン吊クローラフレンによりH型鋼を吊込み、導材に合わせて建込んだ後、低振動型杭打機により打込む。
- ② 桁受材をクローラフレンにより吊込み支持杭にボルト締めする。
- ③ 主桁材をクローラフレンより吊込み桁受にボルト締めする。
- ④ 主桁の上に覆工板をクローラフレンにより敷いていく。
- ⑤ この栈橋を足場にして次の支持杭を打設し、①~④の作業を繰り返すことにより上流に向けて栈橋を仮設していく。

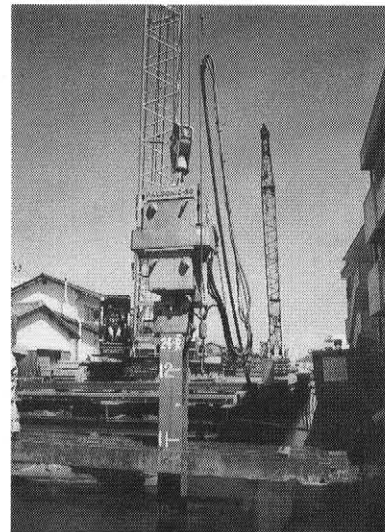


写真-3 支持杭の打込状況

この杭打機は、20~60HZの範囲で周波数を任意に設定することができ、周波数が高くなるほど振動及び騒音は小さくなることが確認できた。騒音については写真-4のように測定したところ基準内であった。

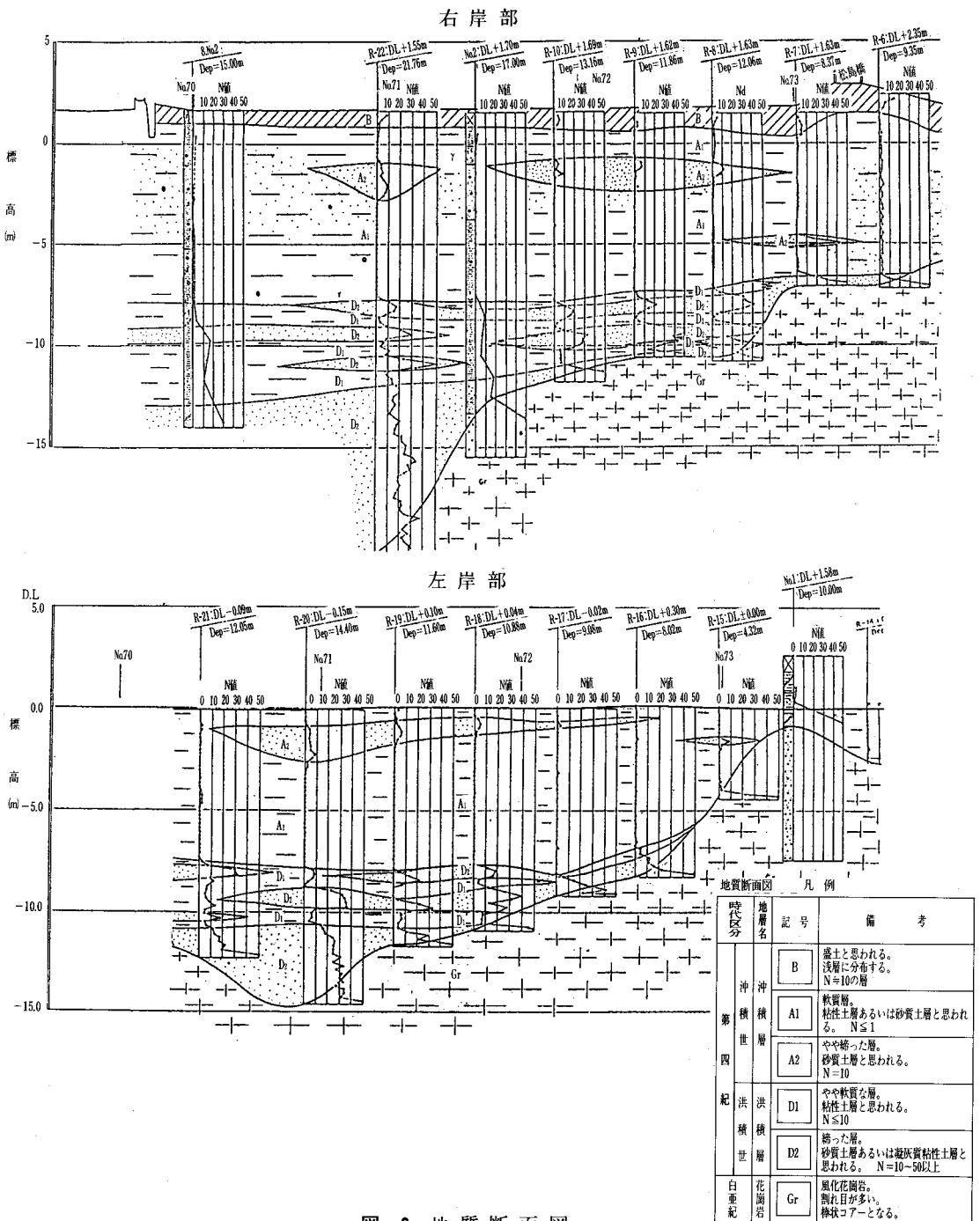


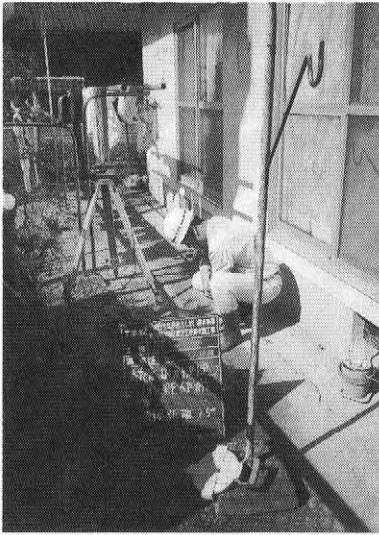
図-9 地質断面図

6. 施工結果の考察

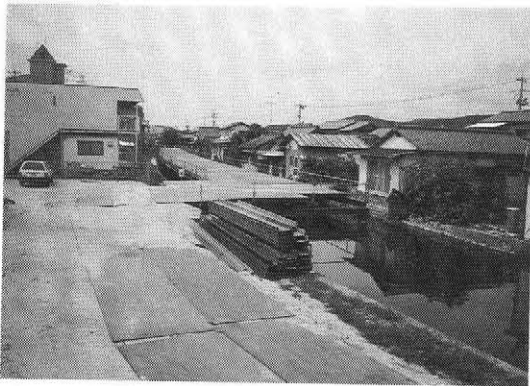
油圧式超高周波杭打法により仮設栈橋の支持杭の打込みを施工した結果、今後、課題と思われる事項を列挙すると次のとおりである。

(1) 支持杭の深度

設計では日当たり2スパン10mとし、上流へ向うほど支持杭の長さが短くなるため施行速度は速くなるはずであったが、実際の施行日数は設計上15日に対し17日かかった。この理由として次のことが考えられる。



写真一4 騒音の測定状況



写真一5 設置完了した仮設栈橋

支持杭は岩盤まで打込む設計としていたが、岩盤上に砂質土層があり設計深まで入らなかった。これは施工機械が油圧式超高周波杭打機であるため、振動により砂が締固まったものと思われる。杭が入らなくなったと考えられる。パイロハンマにより施工すれば設計深まで打込めたと思うが騒音と振動の問題があるためパイロハンマでは施工できなかった。しかし、当現場の砂質土層の支持力を確認したところ、十分支持力が得られることがわかったので、その深さで打止めとした。

その結果、支持杭の打込長がすべて異なったために杭頭標高がまちまちとなり、標高をそろえるために切断しなければならなかった。従って、その間作業がストップするため施行日数が延びるといふ支障が生じるようになった。今後、地質の変化

が激しいと予測される現場においては、地質調査を密に行い、現場の地質条件を十分把握するとともに、必要に応じて試験杭を施工するなどして設計する必要があると思われる。

(2)現場条件

両岸に家屋が建並んでいるので、クレーンが旋回できないため杭を吊上げた状態で栈橋上を移動しなければならず作業効率が低下した。

(3)施工工程

栈橋の施工は、図-8の施行フロー図のように一連の作業となるため、桁受、主桁および覆工板を設置する時には、杭打機が遊んでいる状態にあり、杭打ちだけの連続して作業する場合と比較して機械のリース期間が延びることになった。

(4)栈橋材の積算

栈橋材の積算は損料扱いとしているが、撤去時において支持杭の引抜きが周辺家屋に影響を与える恐れがあるため、全損扱いにするかどうか検討中である。

6. おわりに

居住環境について一層の快適性が要求される時代となっていることから、建設工事においても周辺住民の生活環境の保全対策が重要な問題となっている。

今回、低騒音、低振動工法のうち油圧式超高周波杭打工法によって仮設栈橋を施工したが、民家が密集している市街地内においてその効力を十分発揮して施工できたことを確信している。

来年度工事においても同様の工法による施工区間があるため、より一層円滑に実施した考えている。

引用文献

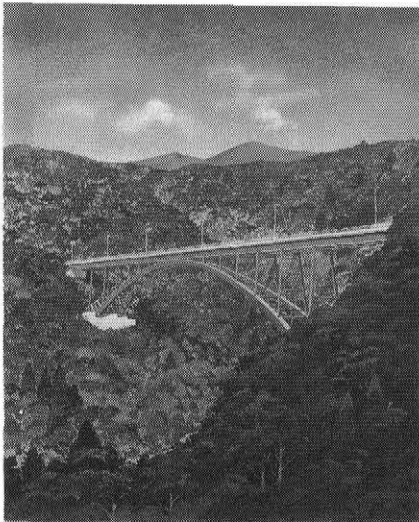
- ・(社)日本建設機械化協会編：日本建設機械要覧(1989)
- ・(社)日本建設機械化協会編：建設工事に伴う騒音振動対策ハンドブック<改訂版>
- ・岡山県環境保健部大気保全課：騒音・振動規制のあらまし(1991, 4)
- ・総合土木研究所編：最近の基礎工法(1974)
- ・(株)建設図書：杭基礎の設計実技とその解説(1974)
- ・(株)建調神戸：油圧式超周波くい打工法=パルソニック工法(カタログ)

深い渓谷における橋梁の架設

丸 山 要 嗣*

目 次

1. はじめに	28	4. 橋梁タイプの決定	30
2. 道路計画の基本的事項	28	5. 架設工法	33
3. 地形 地質条件	29	6. むすび	37



写真一

1. はじめに

飯山開拓建設事業岡山幹線道路は、主要地方道上越飯山線の飯山市温井から羽広山、土倉、柄山集落を縦貫して、国営農地造成団地を結ぶ、延長5,560m(全巾7.7m)の農地開発事業の基幹施設である。この完成により深い渓谷で分断された地域社会の一体化と、今後の地域活性化に果す効用は計りしれないものがある。この全体計画は、昭和58年着手し造成及び道路等を施工しつつ、平成6年度を目途に作業を進めている。平成2年度終了時点では約200haの造成が終り、増反等した各農家では、土作りを基とし造成後3年経過した現在では、かなりの高収益をあげている農家が出てきている。但し各農家にとって、それは“点”であ

り、“線”となるべき道路の完成がより目的を充実させる。この完成により、各部落間の営農における連携と生活上における連携が行われ、地域全体としてとらえると大変な活性化につながる。

このように大きなメリットのある道路計画ではあるが、問題となったのは、深い渓谷の横断ヶ所が5ヶ所もあり、このヶ所に橋を架けることであった。これについて、鋼橋、PC橋、RC橋等橋の種類を検討、その架設工法の検討経済性、施工上の安全、将来の維持管理の検討など総合的に検討のうえ施工し、平成3年度迄には5橋のうち4橋の完成に至った。地元の笑話の一つに、渓谷の片岸に立って、対岸の部落の家族に向かって「オーイ」と呼んでから、下へ廻って我家にたどりついたら、その間に我家の薪風呂が湧いていたという、本当の話がある。今回はこのような深い渓谷にどのように橋を架けたのか、5橋のうち、平成3年度施工の2号橋梁にしぼって、その内容を紹介する。

2. 道路計画の基本的事項

〔道路〕	道路区分	第3種4級
	計画交通量	1,370台/日
	設計速度	40km/h
〔橋梁〕	規格	一等級
	荷重	TL-20
	雪荷重	100kg/m ² (活荷重載荷)
	〃	400kg/m ² (活荷重無載荷)
設計水平震度, KH		0.18
全巾員		7.7m

* 関東農政局飯山開拓建設事業所

国営飯山開拓造成地

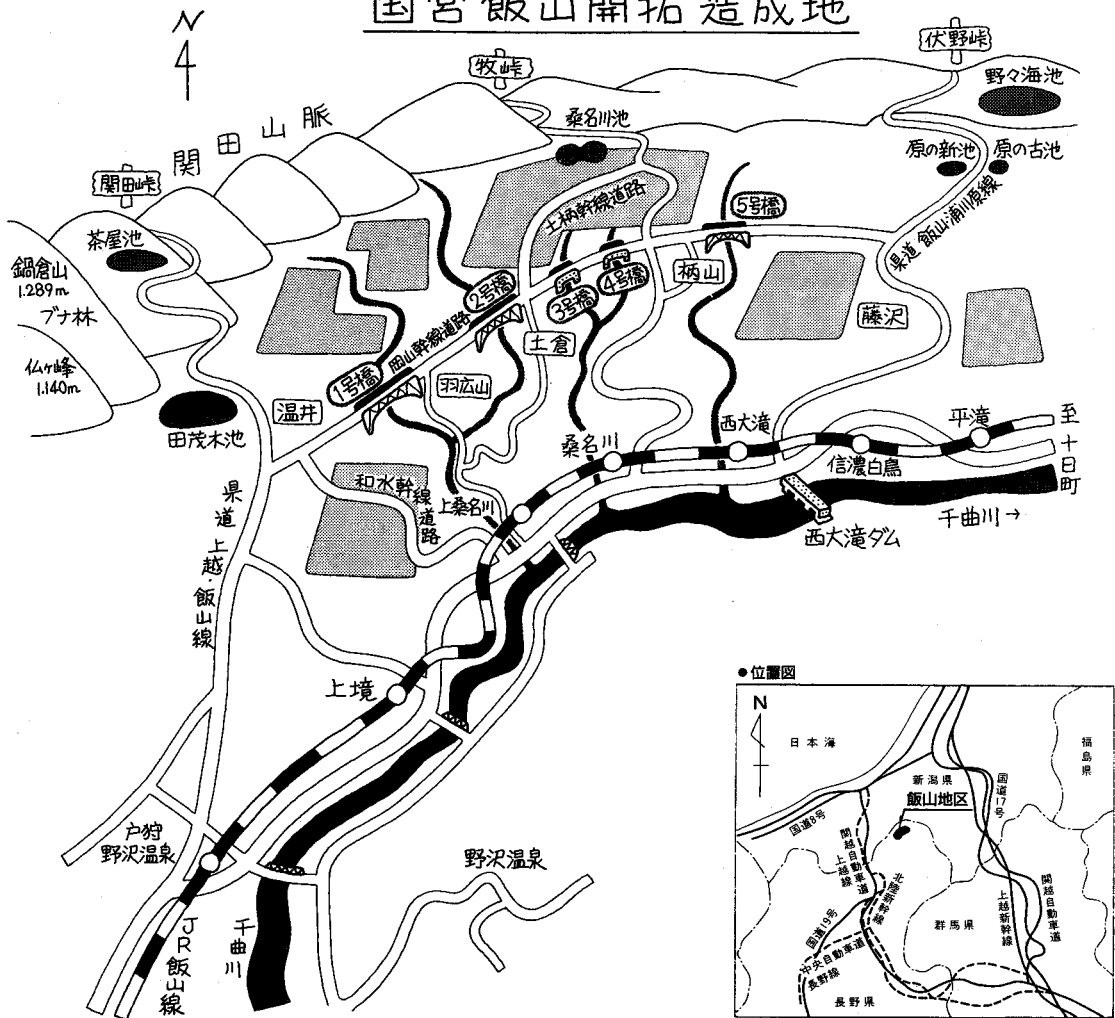


図-1

有効巾員 6.5m

3. 地形 地質条件

i) 地形

山地段丘上にある羽広山と土倉の両部落の間を流れる井出川の架設地点は、千曲川合流地点から約2.2km上流にある。合流点付近の千曲川は川巾100m~200mの谷間を蛇行して流れ、河床標高は約300mであり、架設地点迄の標高差は約125mで架設地点はV字谷に近い谷地形を形成している。兩岸の段丘標高は約500mで比較的平坦であり、地形分類では台地地形に属する。後背地は一部扇状地形を形成し、新潟県境に連続する山地地形に移行する。このあたりの千曲川支流は、V字谷に近

い谷地形が多く、河床と台地の標高差は80mに達するところもあり、河川両側斜面の平均勾配は30°~40°である。

ii) 地質

長野県地質図によれば、両輝石安山岩として区分されている。しかし架設地点には凝灰角礫岩が広く分布し、架設地点左岸側には安山岩の貫入が認められる。上述する火山岩類は鍋倉山火山の噴出物であり、架設計画地点を構成する地層である。基盤となる凝灰角礫岩は、第三紀鮮新世に形成された飯山累層中の大川層であり、凝灰質泥岩、凝灰質砂岩、凝灰質礫岩等で構成され、新潟県下に広く分布する魚沼層群の一部に対比される。表層には台地上面を覆う段丘堆積物の巨礫が多く分布

し斜面上には薄く崖錐性堆積物が被覆している。

iii) 河川の状況

架設地点の河川勾配は1:10~1:15と急流で、両岸に岩が露頭しているケ所もあり又転石も多い。流域面積約3.90km²、推定洪水量は35m³/Sとなっている。

4. 橋梁タイプの決定

橋梁上部工及び下部工のタイプ決定の目安として(表-1)(表-2)を参考としているが、当地方の特色(地形、積雪等)を考慮し、決定した。

a 経済性 施工性

b 斜面の復旧

c 維持管理

d 美観

2号橋梁タイプ決定……鋼橋 逆ローゼタイプとし耐候性鋼材使用とする。参考として、他の4橋のタイプを示すと下記のとおりである。

1号橋 鋼橋 逆ローゼ タイプ

3号橋 鋼橋 方杖ラーメンタイプ

4号橋 鋼橋 方杖ラーメンタイプ

5号橋 鋼橋 逆ローゼ タイプ

5橋共その維持管理費節減を図るため耐候性鋼材を使用した。尚今回は橋梁の「架設」について

表-1 標準適用支間

	形 式	支 間 (m)				曲 面 適 否		桁高比
		30	50	100	150	主構造	橋 面	
上 路 鋼 橋	トラスアーチ・パイプアーチ					×	○	1/6.5
	鋼板アーチ					×	○	1/6.5
	ランガートラス(ローゼ)					×	○	1/6.5
	ランガークラダ					×	○	1/6.5
	単純トラス					×	○	1/8
	連続トラス					×	○	1/10
	連続ボックスクラダ					○	○	1/20
	単純ボックスクラダ					○	○	1/20
	連続クラダ					○	○	1/20
	鋼床版ボックスクラダ					○	○	1/25
	単純H型鋼橋					×	○	1/20
斜張橋					×	×	1/20	
中 下 路 鋼 橋	トラスアーチ					×	×	1/6.5
	鋼板アーチ					×	×	1/6.5
	ランガートラス					×	×	1/6.5
	ランガークラダ					×	×	1/6.5
	単純トラス					×	×	1/8
	連続トラス					×	×	1/10
	単純クラダ					○	×	1/17
	連続クラダ					○	×	1/17
P C 橋	連続ボックスクラダ(カンチレバー工法)					○	○	1/17
	連続ボックスクラダ(支保工法)					○	○	1/22
	単純合成クラダ					×	○	1/15
	連続合成クラダ					×	○	1/17
	単純クラダ					×	○	1/17
	連続クラダ					×	○	1/20
	単純ボックス					○	○	1/22
	穴あきスラブ					○	○	1/22
	プレテン桁					×	○	1/15
	π型ラーメン					○	○	1/30
R C 橋	穴あきスラブ					○	○	1/20
	ラーメン					○	○	1/12

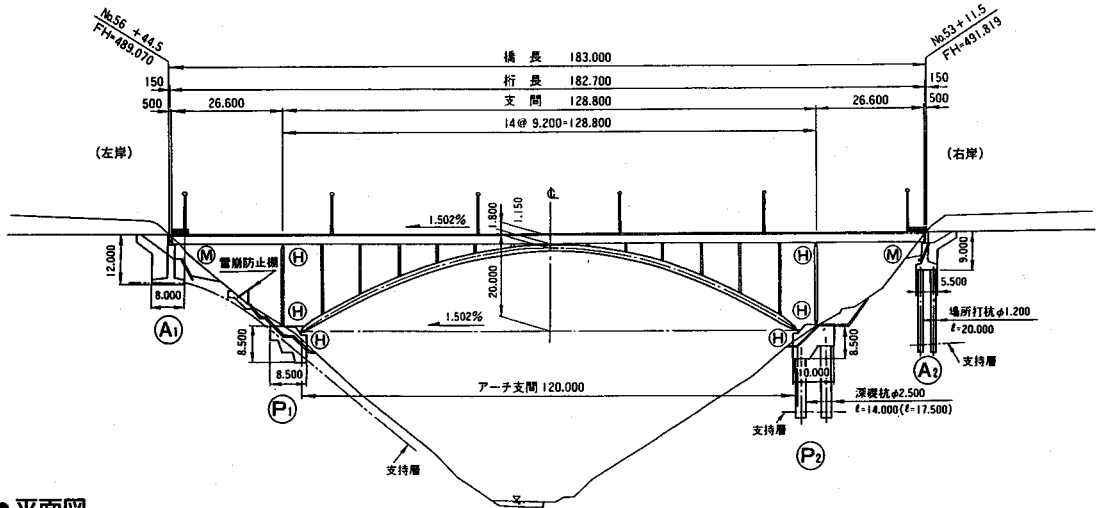
- (注) 1. アーチ型式の桁高比は、Sag-ratioを示す。
 2. 曲面適否で主構造の○印は橋梁構造を曲線に沿って曲げられるもの。
 曲線適否で主構造の×印は橋梁構造を曲線に沿って曲げられないもの。
 曲面適否で橋面の○印はブラケット等を用いることによって路面構造だけ曲線となりうるもの。
 曲線適否で橋面の×印は曲線にならないもの。
 3. 桁高比は統計的な目安を示す。

表一2 総合判定比較

比較案	施工性	判定	斜面の復旧	判定	維持管理	判定	美観	判定	経済性	順位	総合判定	
鋼橋	第1案 逆ローゼ橋	1.上部工はアーチ部材を利用した架設が可能。 2.橋脚部の位置が斜面の中腹であることから栈橋を設置し土工及びコンクリート打設を行う。	◎	1.橋脚部の設置位置が急傾斜地であるので、法面保護が必要となるが、コンクリート橋の第1案に比べると範囲は狭い。	◎	1.耐候性鋼材を使用するため塗装費は必要ない。	◎	1.優美な構造を有し、最も景観に合致する。 2.耐候性鋼材を使用しているため色彩にやや劣る。	○	千円 上工部 717,795 " 下工部 164,660 " 合計 882,455 "	1	◎
	第2案 方杖ラーメン橋	1.上部工は支保工とケーブルクレーンによる架設となるため策道が必要となる。 2.橋脚部の施工第1案と同じ。	○	1.上部工も施工が支保工施工となることから第1案に比べるとやや広い。	○	1.同上	◎	1.景観に変化を持たせた形式。 2.同上	○	千円 上工部 844,310 " 下工部 169,151 " 合計 1,013,461 "	5	×
	第3案 3径間連続鋼床版桁橋	1.上部工は第2案と同じく支保工を用いるため策道が必要となる。 2.橋脚部の位置が斜面の下の方であるため、策道が必要となる。	△	1.橋脚の形状が大きいことから第1, 2案と比べ広範囲な法面保護が必要となる。	△	1.同上	◎	1.最も一般的な景観を呈する。 2.同上	△	千円 上工部 595,367 " 下工部 350,536 " 合計 946,903 "	2	△
	第4案 3径間連続トラス橋	1.上部工は第2, 3案と同じく策道が必要となる。 2.橋脚部の施工は第3案と同じ。	△	1.同上	△	1.同上	◎	1.山間部での大型橋梁に良く用いられるので比較的景観に合致する。 2.同上	△	千円 上工部 615,549 " 下工部 383,150 " 合計 998,699 "	4	×
コンクリート橋	第1案 アーチ橋	1.上部工の施工は鋼橋の第1案と同じ。 2.橋脚部の施工は鋼橋の第1案と同じ。	◎	1.鋼橋の第1, 2案と同じ。	○	1.コンクリート橋であるため必要なし。	◎	1.鋼橋の第1案と同じ。	◎	千円 上工部 629,991 " 下工部 356,776 " 合計 986,767 "	3	○
	第2案 方杖ラーメン橋	1.上部工は脚部の施工時に支保工が必要となることから策道が必要となる。 2.橋脚部の施工は鋼橋の第1案と同じ。	○	1.上部鋼が支保工施工となることから、法面保護は広範囲になる。	△	1.同上	◎	1.鋼橋の第2案と同じ。	○	千円 上工部 875,610 " 下工部 309,775 " 合計 1,185,385 "	7	×
	第3案 3径間連続ラーメン橋	1.上部工はフィルバウワーゲンを使用し張出し施工となり実績も多い。 2.橋脚部の施工は鋼橋の第2, 3案と同じ。	△	1.鋼橋の第2, 3案と同じ	△	1.同上	◎	1.一般的な景観であるが橋脚が大きいので多少圧迫感がある。	△	千円 上工部 494,093 " 下工部 710,199 " 合計 1,204,292 "	8	×
	第4案 3径間連続有ヒンジラーメン橋	1.上部工の側径間部が支保工施工となることから策道が必要となる。 2.橋脚は上部工と一体であるので同時施工となる。	△	1.橋脚の大きさが他の橋脚と比べた場合小さいが、上部工が支保工施工となることから法面保護は広範囲になる。	△	1.同上	◎	1.主桁と橋脚のバランスが悪く、やや不安定な感じを与える。	△	千円 上工部 687,744 " 下工部 436,649 " 合計 1,124,393 "	6	×

述べることとしているので、上述タイプ決定の根拠等については、別の機会に述べさせて頂くこととする。

●側面図



●平面図

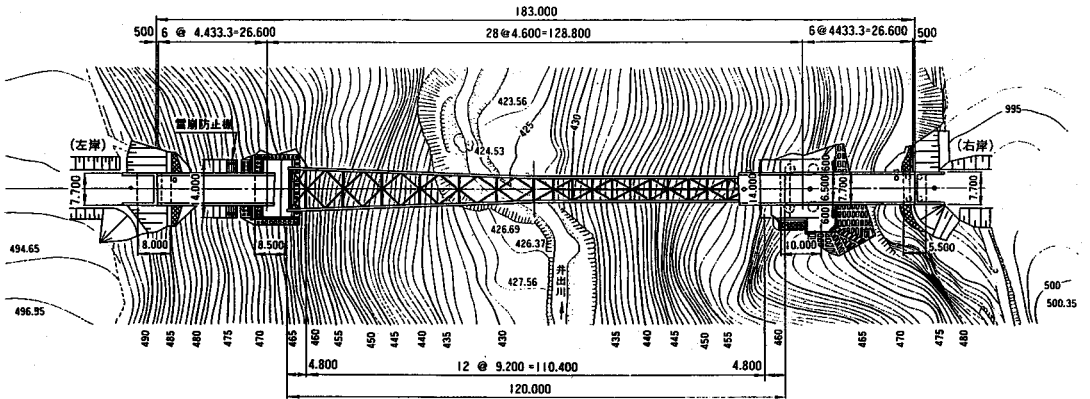


図-2

表-3 橋梁の特徴および諸元

上 部 工	橋種	逆ローゼ桁	
	橋格	1等橋 (TL-20)	
	橋長	L=183m	
	有効幅員	車道6.5m	
	支間割	26.6m+128.8m+26.6m	
	横断勾配	2%直線勾配	
	縦断勾配	1.502直線	
	床版	鉄筋コンクリート床版 厚 t = 21cm	
	舗装	アスファルト舗装 厚 t = 6 cm	
	雪荷重	活荷重載荷時100kg/m ² , 活荷重無載荷時400kg/m ²	
工	使用鋼材	無塗装用耐候性鋼材使用 (メンテナンスフリー)	
	概略鋼重 (単位=t)	橋体工	494 t
		伸縮継手	
		アンカーフレーム	
		排水装置	65 t
		検査路	
		支承	
総重量	559 t		
部	軀体型式	逆T式橋第2基 (A1・A2)	
		重力式基礎2基 (P1・P2)	
	基礎型式	直接基礎 (A1・P1) 場所打杭 (A2) 深礎杭 (P2)	
	コンクリート	軀体コンクリート σ _{CK} = 210kg/cm ²	
鉄筋	SD30 72 t		
コンクリート	2,030m ³		

5. 架設工法

下部工の橋脚，橋台，については，一般的な土木工事であるので，省略し，上部工の架設工法について述べる。

A 架設工法の選定

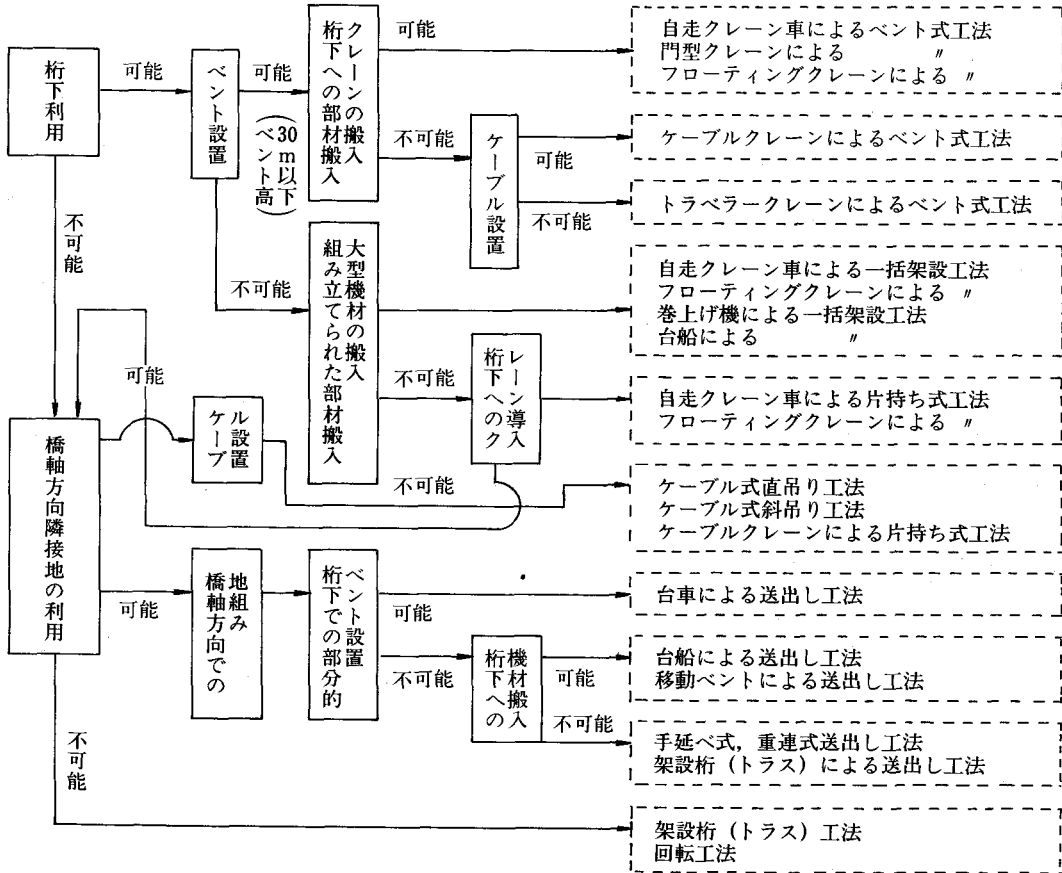


図-3 架設工法を決めるためのフローチャート

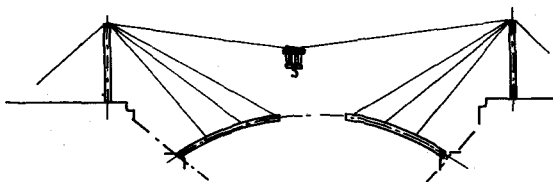
表-4 鋼橋の構造形式と適用されうる架設工法の関係

架設工法	ベント式工法		ケーブル式直吊り工法	架設桁(トラス)工法	送出し工法			片持式工法		一括架設工法		備考
	手延式	重延式			台船・移動ベントによる架設桁(トラス)による	自走クレーン車による	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	
構造形式	自走クレーン車による	ケーブルクレーンによる	ケーブルクレーンによる	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	フローンステッドカンチレバー工法	台船による 巻上げ機による
単純桁(板,箱)	◎	○		○	◎◎◎			◎		◎		
連続桁(板,箱)	◎	◎	◎	○	◎◎◎		◎◎◎◎		◎◎◎			端支間, 中間支間で異なることあり
曲線桁	◎	○		◎	◎◎		◎◎		◎			
単純トラス	◎	◎	◎	◎		◎◎	◎		◎◎			
連続トラス, ゲルバートラス	◎	◎	◎	◎			◎◎◎◎		◎◎◎			端支間, 中間支間で異なることあり
アーチ, ランガー, ローゼ形式	◎	◎		◎		◎◎			◎◎◎			
アーチ, ランガー, ローゼ形式				◎			◎					
ラーメン橋	◎	◎	◎	◎			◎◎◎◎		◎			
鋼橋脚	◎	◎										
斜張橋 端支間	◎	◎	◎					◎◎◎				
斜張橋 中間支間				◎				◎◎◎◎				

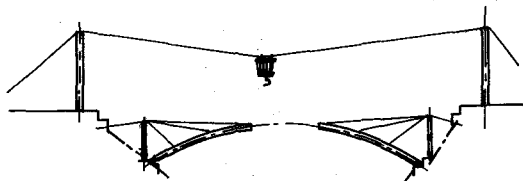
注) ◎:しばしば用いられる工法
○:ときどき用いられる, 又は採用を検討できる工法

架設地点は桁下が深い渓谷となっており, 桁下にトラッククレーンや, ベント等の仮設備の搬入が困難である。また本橋の橋架形式から, 手延べ工法, 仮設桁工法等の採用はむずかしく本橋のような上路式のアーチ系橋梁の架設は, 一般的にケーブルエレクション斜吊り工法が多く採用されている。この場合アーチリブを先行仮設し, 補鋼材はアーチリブに対し, 死荷重とし, 床版以降の後荷重に対し一体で働くように設計することでケーブルエレクション施工時の吊り下げ橋体自重を軽減する工法が最も有利と考えられる。また斜吊り工法でも, 下図に示す通り3通りの工法が考えられた。

(a) 斜吊り鉄塔とケーブルクレーン鉄塔を兼ねる工法



(b) 斜吊り鉄塔として端支柱を使用する工法



(c) 斜吊り鉄塔として別鉄塔を使用する工法

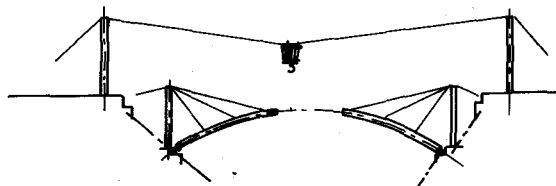


図-4

- ②斜吊り鉄塔とケーブルクレーン鉄塔を兼ねる工法。
- ①斜吊り鉄塔として端支柱を使用する工法
- ③斜吊り鉄塔として別鉄塔を使用する工法。

②の工法は一般に中小のアーチローゼ橋に採用例が多く、①、③工法は吊り下げ自重の大きい長大橋梁に採用例が多い。②の工法はケーブルクレーン反力および吊下げ橋体反力を、同一鉄塔で受けるため、鉄塔設備及びアンカー設備が大きくなる。①、③の工法は斜吊り鉄塔と、ケーブルクレーン鉄塔を別にするため、鉄塔設備が小さくなる。特に①の工法は、鋼橋の端支柱を鉄塔として使用するため有利であり、さらにアンカー設備として、橋台を使用すれば、工費及び工期的にも有利となる。

以上のことから、本架設工法は、①の端支柱を使用した斜吊り工法を採用した。

B 架設工法 詳細

作業手順（フローチャート）

i) 架設前の測量……架設前に下記の測量を行った。

①橋軸線及び支間測量

橋軸線測量は、既設中心点及び橋台、橋脚中心をチェックし、マーキングを行った。

②水準測量

③沓（支承）位置の測量

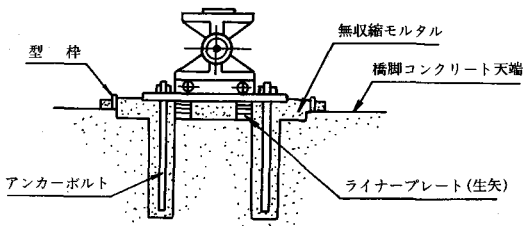


図-5 沓の据付要領図

支承沓の据付のため、沓の橋軸方向、橋軸直角方向の基準線およびアンカーボルト位置の測量を行い、沓据付位置を決定した。

④橋体の測量

架設の進捗に従って、下記の各段階で測量を行い、タワミの値を確認した。

- 桁架設完了時……………桁の製作キヤンバー。
- 床版打設完了時……………計画高から舗装、地覆、高欄によるタワミを除いたもの。

○舗装、地覆、高欄完了時……計画高

尚上述の桁架設完了時の段階においては温度分布の差が桁のねじれ、タワミに影響するので、できるだけ影響の少ない天候又は時間帯を選んで測量した。

⑤仮設備の測量

仮設途中の段階で、仮設構造物の安全性を確認すると共に、橋体のタワミにも影響を与えないため次の項目について、仮設備のチェックを行った。

- 鉄塔の沈下量、移動量（たおれ）
- アンカーブロックの移動量
- 橋台、橋脚の移動量

ii) 沓の据付

桁の架設に先立って、沓の据付を行う。

沓は、測量により決定した橋軸方向、橋軸直角方向の中心線に合わせ、据付高さを鋼製ライナープレート（生矢）にて調整し、仮支持しておく。沓の据付に対しては、架設時温度による支間長の変化、死荷重タワミによる支間長の変化に留意して施工した。沓の固定は、桁の架設が完了し、キャンバー調整などの高さの微調整後、無収縮モルタルにて固定する。

iii) 架設

①架設用仮設備

本橋は、ケーブルエレクション斜吊り工法により架設し、主ケーブルクレーン設備を上下流に各1系統、中央ケーブルクレーンを1系統、計3系統設置する。下図にケーブルクレーン設備概要図を示す。（図-6）

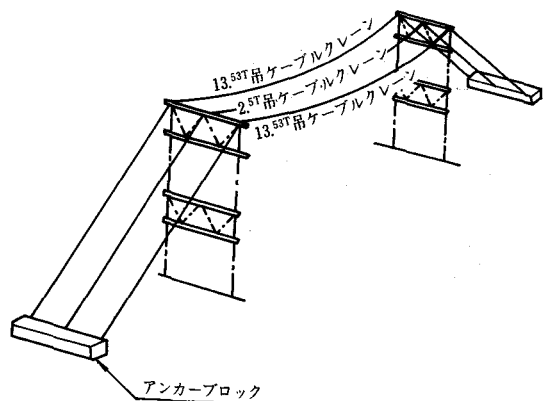


図-6

●ケーブル・エレクション斜吊り工法

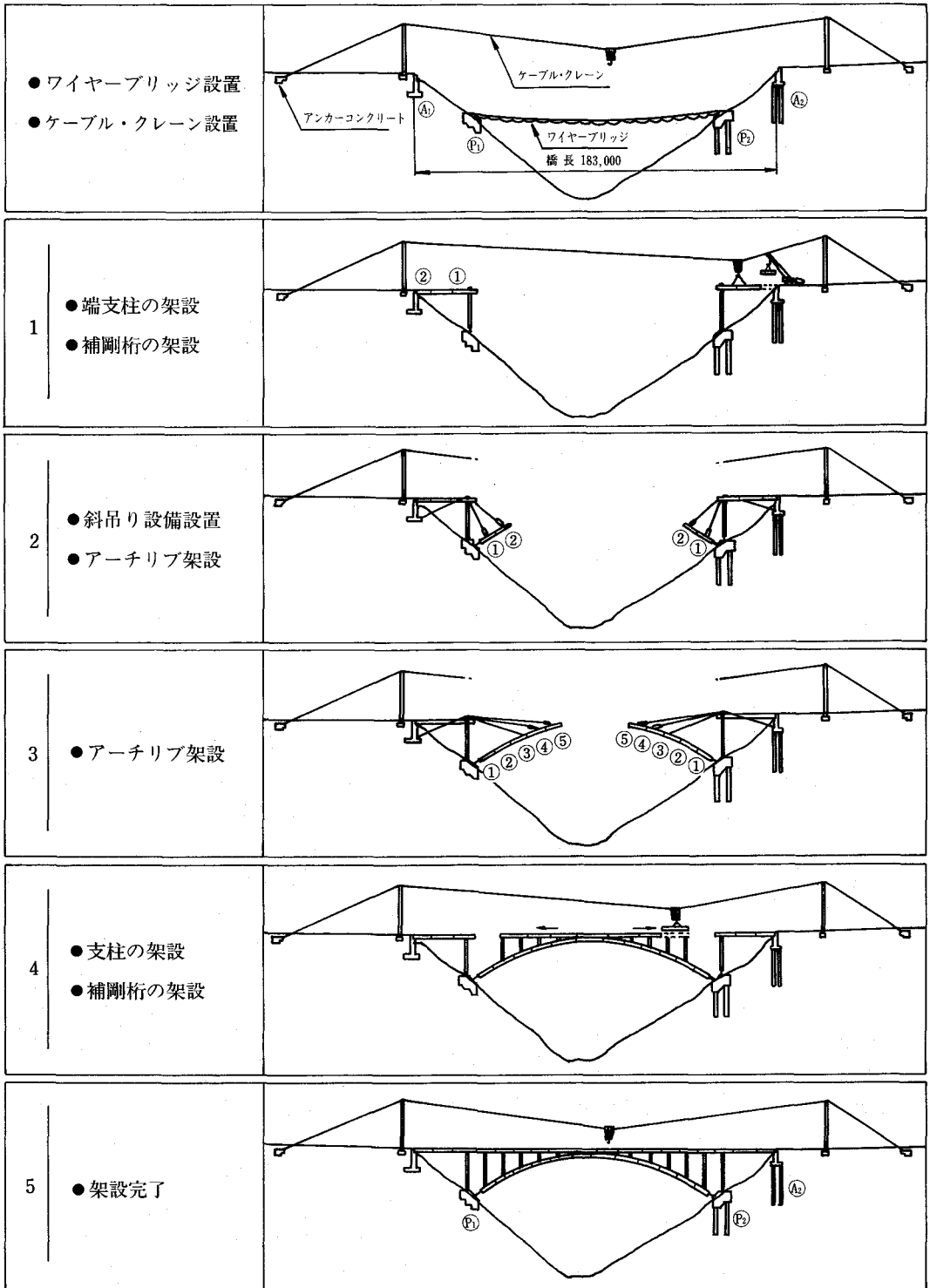


図-7 架設ステップ図

⑥ 架設順序

○ 側径間補剛桁の架設

兩岸の鉄塔を用い、側径間補剛桁の架設を斜吊りにて行う。(架設ステップ図1, 写真2)

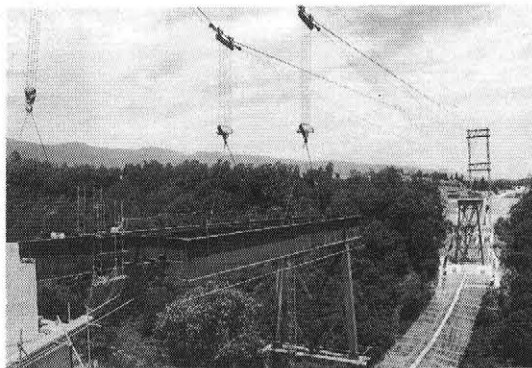


写真-2

○ アーチリブの架設

端支柱を用い、アーチリブの斜吊りを行う。(架設ステップ図2, 3, 写真3, 4)

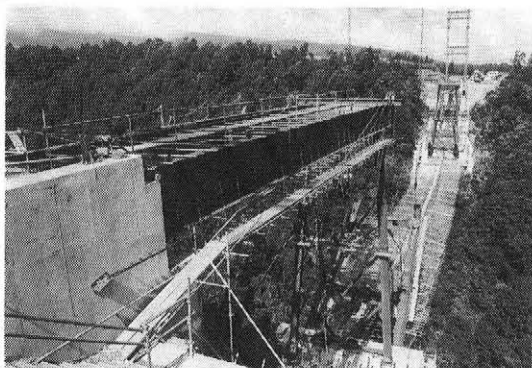


写真-3



写真-4

○ 補剛桁の架設

アーチリブ架設完了後、斜吊り設備を解体し、アーチクラウン部分より、左右対称に補剛桁の架設を行う。(架設ステップ図4, 写真5)

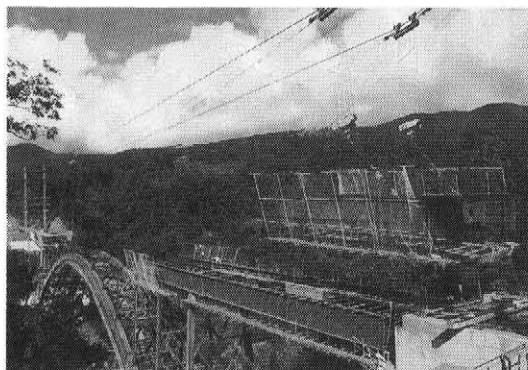


写真-5

6. むすび

2号橋梁の上部工工場製作は、平成2年度に施行し、現場据付は翌平成3年5月中旬に着工、9月3日にアーチリブの閉合作業が終り、12月中旬に完了した。谷底から70m~80mの高所作業も、無事故、無災害ですべての工事が完了したことは、工事関係者が、常に現場管理、安全管理等に最大限の努力をされた成果として、敬意を表するとともに、我々関係者としては最もよろこびとするところである。1号橋梁は既に供用開始されており、平成3年度に2号橋梁、3号橋梁、4号橋梁、が完成し、平成4年度には供用開始の予定となっている。残る5号橋梁が完成すれば上述したように、農業者のみならず、地域住民にとって、まさに「夢の架橋」の実現となる。その熱意は住民の投票となって表われ、岡山幹線道路は総称「みゆきのライン」、1号橋は「なべくら大橋」、2号橋は「はびろ大橋」、3号橋は「つちくら橋」、4号橋は「からやま橋」、5号橋は「ふじさわ大橋」と命名された。農業と農村を一体化させた、この幹線道路はこの5橋の架設完了により、地域にとって、大きく夢をふくらませる事となっているが、今後の地元住民の熱意が、どこまで広がっていくか、期待がもたれるところである。

広域農業開発事業奥羽南部区域農業用道路 1号トンネルの概要について

—南昌第1トンネルの設計施工—

白 戸 明

目	次
1. まえがき	38
2. 1号トンネル概要	38
3. 地形地質の概要	38
4. NATMの特徴	40
5. 内空断面の設計	41
6. 積算手段	43
7. 工種別設計施工	43
8. 計測の目的	48
9. おわりに	49

1. まえがき

本事業は、奥羽山系の中央部に位置する岩手県岩手郡雫石町、西根町、滝沢村、松尾村、紫波群矢巾町、和賀群和賀町、湯田町及び沢内村にまたがる地域において、未利用地および低位利用地を開発整備し、肉用牛を主体とした農畜産物の濃密生産団地を建設するとともに、開発する農用地と関連する既存農用地を受益地とする農業用道路の整備を行ない、もって農畜産物の安定的供給と地域農家の経営の合理化に資することを目的として実施している。1号トンネルの位置する農業用道路は雫石広域農道を起点、県道西安庭・津志田線を終点とし、紫波広域農道、都南農免農道及び東北自動車道盛岡南インター等の基幹道路に接続される総延長9.2kmの新設山岳路線である。

2. 1号トンネル概要

本農業用道路は、急峻な山腹部や沢部を通るため、トンネル2ヵ所、長大橋を含めた橋梁4ヵ所、補強土壁工、切土部法面工等多様な構造物が路線各所に設計されている。道路の主な構造規格は、道路構造令第3種第3級、設計速度40km/h、全巾8.0m、車道幅員6.0m(2車線)、最急縦断勾配7%である。農業用道路の本格的な着手は、昭和63年度から開始され、平成4年12月には完成の見込みである。なかでも1号トンネルは、本路線の最重要構造物で、延長2.005m、縦断勾配約2%、標準部上半半径4.5m、トンネル等級区分B、施工法

はNATMを採用した。工期は平成2年4月24日から23ヵ月を要し、設備工及び舗装工を除く工事費は概ね32億円である。

なお、表題の「南昌第1トンネル」の名称は南部藩益々繁昌という故事に由来する南昌山の山麓を農業用道路が通過することから命名された。

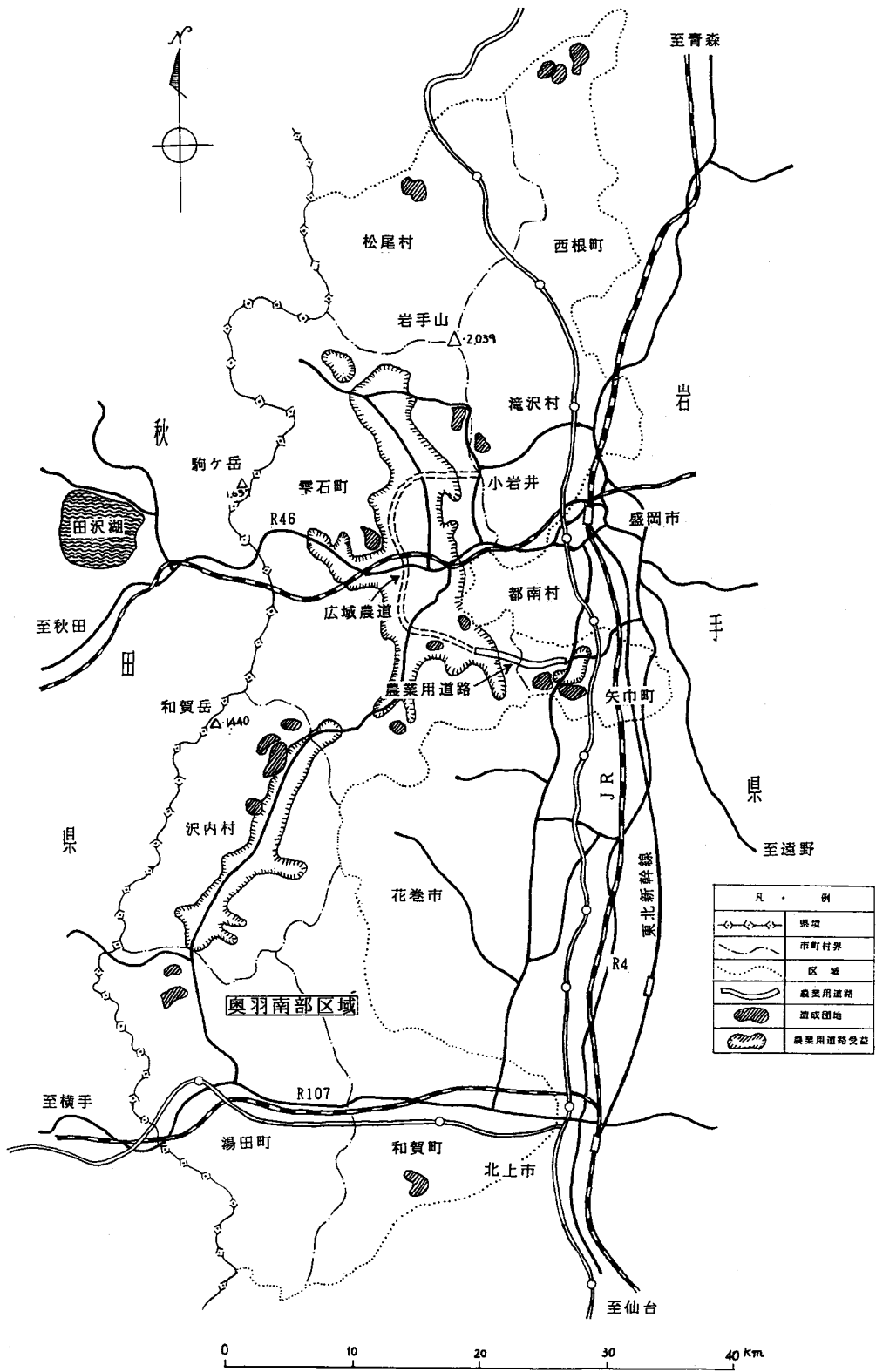
3. 地形地質の概要

本トンネルは、計画区域のほぼ中央に位置する標高約780mの毒ヶ森山頂の真下を、最大土被り約280mで通過する。雫石側坑口は滝の沢左岸斜面に位置し、傾斜40~45度の急斜面となっている。矢巾側坑口は北の沢とその支流合流点付近の傾斜40~45度の急斜面に位置し、上部は植生が繁茂しているが崩壊跡地状を呈している。

地質は、新第三紀の男助層と呼ばれる凝灰岩類と、これを貫く石英安山岩の貫入岩が分布する。凝灰岩は火山礫を含む軽石質火山礫凝灰岩で一軸圧縮強度が20kg/cm²~350kg/cm²程度と固結度が低く脆弱な部分が多いことから、著しい膨脹性地圧は作用しないと考えられた。一方、石英安山岩は非常に硬質な新鮮岩盤で風化や岩盤の弛みに影響はない。湧水については、層境界の亀裂集中帯からの恐れはあったが、全体に難透水の地層で少なかった。施工結果と地質調査との相違点は、石英安山岩帯を通過しなかったことが挙げられる。

本路線の場合、設計時の調査でNo.146~No.160の区間で弾性波速度値4.9km/sを観測したところから新鮮な安山岩の出現が予想された。石英安山岩は、男助層の火山礫凝灰岩等を貫く貫入岩である

*農用地整備公団東北支社



图一 奥羽南部区域概略图

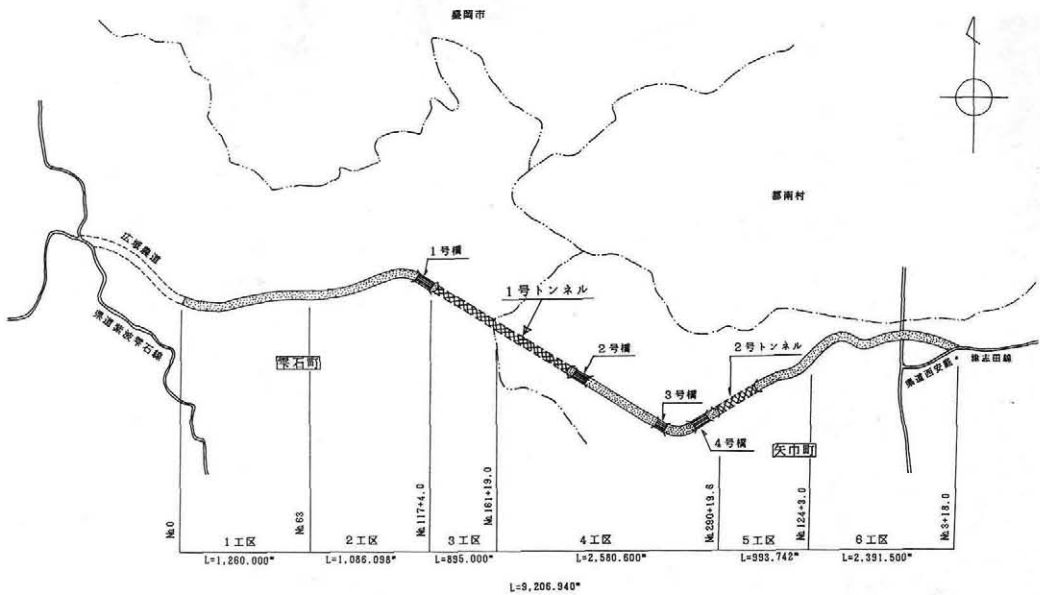


図-2 奥羽南部区域農業用道路略図

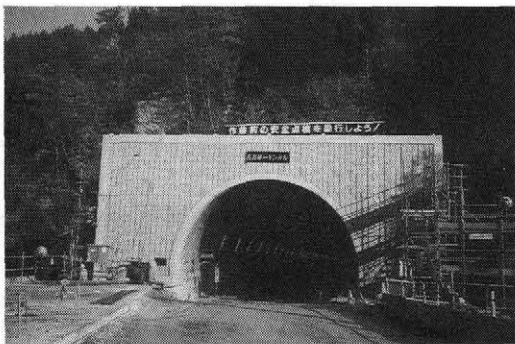


写真-1 坑口全景

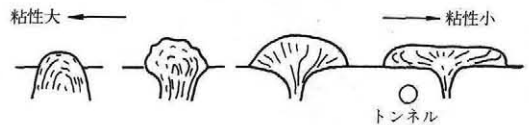


図-3 熔岩円頂丘の粘性による形状の違い

解説土木学会（昭和63年度版）によった。また、設計と実施後について、延長及び比率を（表-1）に示した。

4. NATMの特徴

がこの上部は溶岩として噴出した可能性がある。噴出した場合、その形状が円柱状であるかロート状であるかは溶岩の粘性に影響される。本トンネルの安山岩はロート状に噴出したため（図-3）のようにトンネルがそのカサの下を通過する形になったものと考えられる。

NATMとは、New Austrian Tunneling Methodの略称であり、工法の発祥地がオーストリアであることから、この名称が付けられた。我が国では昭和50年前半に導入され、導水路トンネルを手始めに大断面道路トンネルや軟弱な土被りの浅い地下鉄等のトンネル工事で着実に実績を上げ、いまやトンネル工法では常道ともいえる工法である。NATMがASSM等の在来工法と思想

地山区分については、建設省NATM技術基準（昭和63年版）、トンネル標準示方書（山岳編）同

表-1 地山区分

地山区分	B	B(L)	CI	CI(L)	CII	CII(L)	DI-i	DI i(L)	DII(L)	DIII	DIII(L)	坑門工	合計
延設計m	148.0	72.0	402.8	72.2	135.0		1,121.0			52.6		1.4	2,000.5
長施工m					893.1	36.1	894.2	56.7	72.2	25.0	21.5	6.2	2,000.5
比設計%	7.4	3.6	20.1	3.6	6.7	0.0	55.9	0.0	0.0	2.6	0.0	0.1	100.0
率施工%	0.0	0.0	0.0	0.0	44.5	1.8	44.6	2.8	3.6	1.2	1.1	0.3	100.0

的に違っている点は、周辺地山に対する考え方である。すなわち、NATMでは周辺の地山自体が支保の主要部分であり、人工的支保はこの地山と一体化して働くリングを形成させることにより経済的かつ安全にトンネルが掘られるとしている。すなわち、ゆるみを発生させないように掘削後すみやかに吹付コンクリートとロックボルトを主たる部材として施工し、地山の強度劣化を極力抑え、地山が本来持っている耐荷能力を活用し、現場計測管理のもとにトンネルを掘進する工法である。なお、NATMの特徴は次のとおりである。

- ①地山と密着した質の良い構造物ができる
- ②地山安定確認後覆工をおこなうので安全性が確保できる
- ③膨脹性地山や偏圧に対して適応性が良い
- ④完全に漏水を防止できる工法がとれる
- ⑤地質変化への適応性がよい

- ⑥地山の性質に応じた一発破進行長がとれる
- ⑦地表面の沈下が少ない
- ⑧近接施工が可能である
- ⑨施工機械の大型化が図れる

5. 内空断面の設計

1号トンネルの標準断面は(図-4)(図-5)のとおりである。標準断面の決定に関しては、建築限界を基準に決定した内空断面で地山状況に応じた経済的、合理的な形状が基本である。その構造形状の決定に当っては、ロックボルトや吹付コンクリートの効果の考え方により種々の設計法が提案されているが、設計法を大別すれば、①地山分類により標準設計を用いる。②解析的手法を用いてトンネル毎に設計する手法となる。本トンネルでは実績が豊富な「建設省トンネル(NATM)技術基準(案)昭和62年」により設計した。

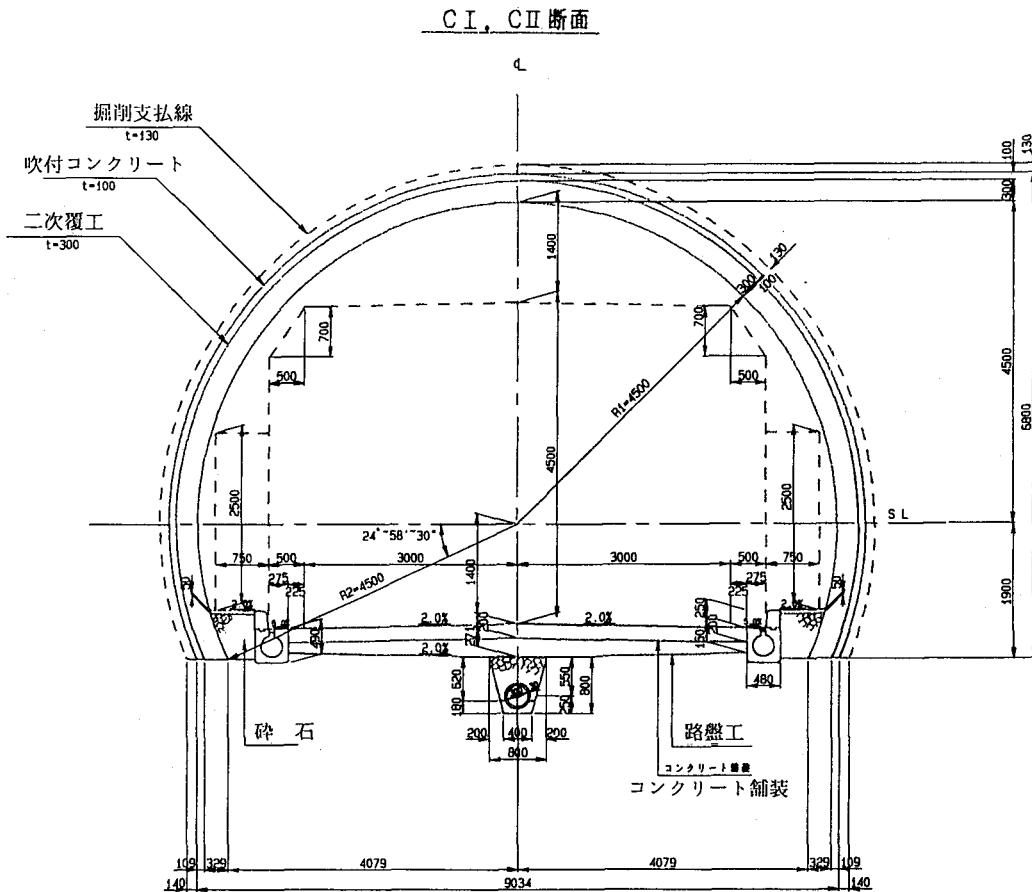


図-4 農業用道路トンネル標準断面図

D III 断面

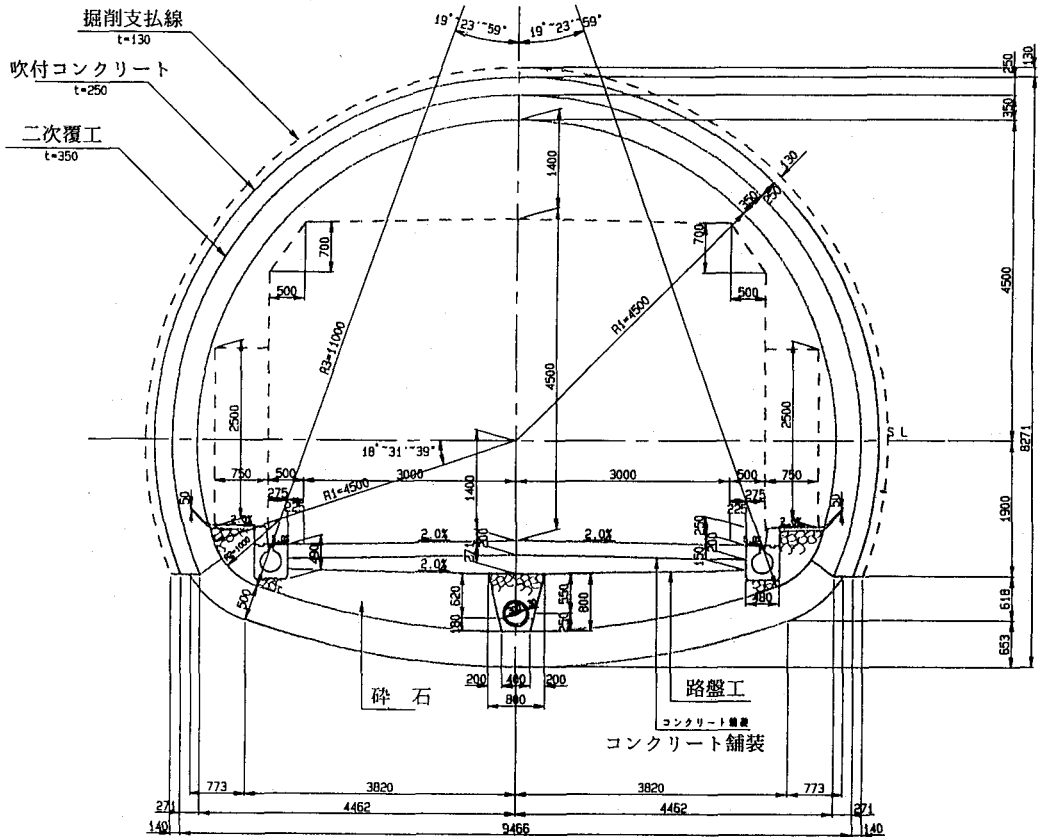


図-5 農業用道路トンネル標準断面図

内空断面の決定は、主として道路構造令に定めた所要の建築限界、換気の必要性の有無、非常用施設等の諸機器の有無、また保守点検用の監視員用通路の有無により各々の必要空間を車道空間に付加し土圧および施工方法を考慮してその大きさと形状を決定する。設計条件としては次の様な事項が挙げられる。

- ①道路構造規格
- ②幅員構成および建築限界
- ③舗装厚さと余裕
- ④施工余裕
- ⑤非常用施設等の諸機器
- ⑥内装
- ⑦照明器具の設置
- ⑧換気設備に対する余裕
- ⑨線形要素

- ⑩片勾配における監査廊下の路面，路肩の寸法
- ⑪セトルセットによる誤差

以上のような設計条件を考慮した所要空間を内包する内空断面は、次に示す要素によって決定される。

- ①上半半径： R_1
- ②スプリングラインの高さ： H
- ③道路中心とトンネル中心の離れ（偏心量）： e
- ④下半半径： R_2

具体的には、この4要素のうち上半半径 R_1 を仮定し施工誤差50mmの余裕が確保できるように他の要素を試算により求め、経済断面を算定した。換気設備は、掘削断面等からトンネル経費を試算し、安価となる600型ジェットファン方式を採用したが、ファンの吊り下げ金具の調整でもかなりの断面軽減を図ることができる。特にファンの設定

表-2 積算参考文献

文 献 名	監 修
第25編トンネル工 トンネル (NATM) 土木工事標準歩掛参考資料 (別冊) NATM 土地改良工事標準積算基準シリーズ① 土地改良工事標準積算基準シリーズ② 土地改良工事標準積算基準シリーズ③ 土地改良工事標準積算基準シリーズ⑤ 建設省土木工事積算基準 建設工事標準歩掛 標準工事歩掛要覧 建設物価 積算資料	日本道路公団 中部・近畿・中国地方建設局 建設経済局建設機械課 農林水産省構造改善局 農林水産省構造改善局 農林水産省構造改善局 農林水産省構造改善局 農林水産省構造改善局 土木工事積算研究会編 建設物価調査会 経済調査会編 建設物価調査会 経済調査会

地点はかざられているため、排煙効果と断面変化の関係については、今後設計施工の両面から検討されなければならない事項である。

6. 積算手段

本トンネルの内空断面は、概ね50m²程度であり農水省関係の歩掛りは適用外となることから(表-2)に示す建設省等の歩掛りを参考として積算を行なった。請負工事費の基本構成は農林水産省構造改善局の「CEAD/II」を使用することから間接労務費に含まれている世話役については一切削除した歩掛りとしている。

また、機械損料については、一般の明り工事で異なるため、使用機械の供用日当り運転時間が、標準と著しく相違するかどうか算定し、建設機械等損料算定表に示す標準の供用日当り運転時間の補正を行なった。供用日当り運転時間が標準と著しく相違するかどうかは下式によった。

$t/t_0 \leq 0.8$ または $t/t_0 \geq 1.2$ (但し t は当該工事の、 t_0 は損料表上の供用日当り運転時間)

7. 工種別設計施工

①工区割

全延長2,005mのうち、雫石側工区は平成2年4月から、矢巾側工区は同年9月から着工した。施工延長は各々1,191m及び814mとし工程上、貫通時期を一致させるように計画した。結果は雫石側工区が貫通地点に7日早く到達した。貫通地点に近くなると、どのようなベテランのトンネルマンでも数多くある掘削中の苦労も忘れ、線形の誤差が気になり出す。切羽に耳を押しあて相手工区の

音を探ったり、トンネル内を幾度となく往復してしまう。線形誤差はトンネル中心で、垂直3mm、水平10mmであった。

②削岩方式の選定

1号トンネルでは当初、石英安山岩層は発破工法、火山礫凝灰岩層は機械掘削工法で計画したが前述の様に安山岩が出現しなかったため、機械掘削工法で全工程を終えた。火山礫凝灰岩は地山の圧縮強度が弱いため、発破工法で施工するとトンネル掘削周辺の地山の緩みが増加し、切羽先端部の崩壊、余掘の増加が考えられ、施工性、安全性からみても機械掘削が適していた。

掘削機械は、上半部はロードヘッダー、下半部は油圧ブレイカーを使用した。なお、ロードヘッダーのビットは損耗が著しく、設計断面に応じて変更対応した。

また、掘削工法はNATMの一般的工法であるショートベンチカット工法を採用した。

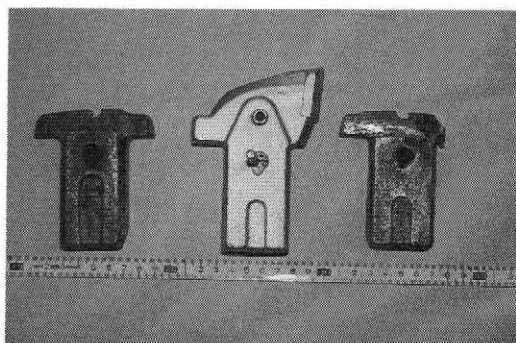
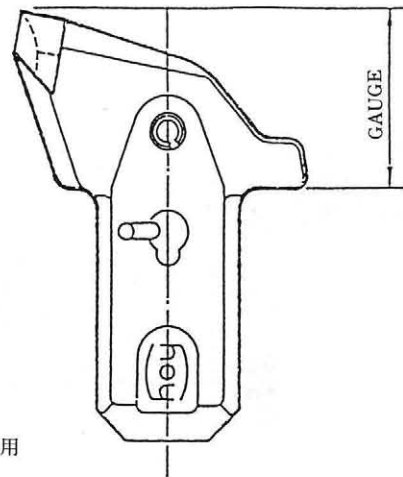
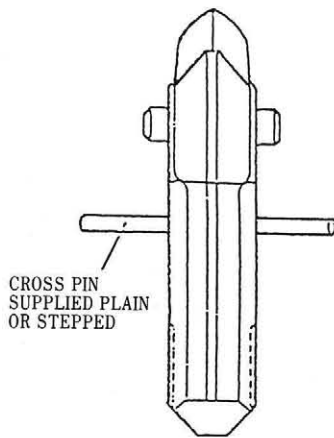


写真-2 ビットの損耗



② 軟岩・中硬岩用
HB200-5030

図一六 掘削ビットの形状



写真一三 トンネル掘進機

③吹付コンクリート

吹付コンクリートの効果は、1) 掘削後速やかに掘削面を被覆し初期の弛みの防止、2) 地山が水や空気に触れることによる風化の防止、3) 掘削面の凹凸を平滑にし集中応力発生防止等があげられる。コンクリートの吹付機は、圧縮空気によってその材料を耐圧パイプ・ホース内を高速輸送し高速度エネルギーをもった材料を掘削面に衝突させて締固め付着させる方法であり、コンクリートの混合過程によって乾式と湿式がある。本トンネルでは、粉塵、はね返り等を考慮して湿式タイプを採用した。強度管理は標準養生のものと、吹付時に型枠を設置し、現場養生したものにより行った。

なお、吹付コンクリートの設計厚さは(表一三)のとおりである。

また、D I 上半部とD III 上下半部には、吹付コ

表一三 吹付コンクリートの設計厚さ

パターン	設計厚	パターン	設計厚
B	5 cm	D I	15cm
C I	10cm	D II	20cm
C II	10cm	D III	25cm

Dは一次吹付有り

ンクリート施工時の剝落、落石防止および吹付コンクリート施工後の亀裂、剝落防止のため金網工(溶接用金網150*150*φ5)を設置した。

④鋼支保工

在来工法は、鋼支保工と肉厚コンクリートによる覆工を主体とする支保工形式で、トンネル掘削による緩み土荷重を支えるものとした工法であるが、NATMでは、トンネル周辺地山が有する抵抗力を最大限に利用できるようにロックボルトと吹付コンクリートによって地山の弱点を補強し、トンネルの安定化を図る考え方に基づいている。

このことからNATMの鋼支保工は、主要部材ではなく、1) 吹付コンクリートが固まるまでの支保として地山の加重を分担するものであるとされているが、その他の重要な効果として、2) 縫地ロックボルトの反力受け、3) 落盤及び崩壊性地山の安全対策、4) ロックボルト及び吹付コンクリートの協調支保がある。支保工の間隔は(表一四)のとおりとした。

⑤ロックボルト

ロックボルトの効果は、1) 吊り下げ効果とし

表-4 支保工の間隔

パターン	H鋼サイズ	間隔	設置場所
C II	H125*125	1.2m	上半部
D I	H125*125	1.0m	上下半部
D II	H150*150	1.0m	上下半部
D III	H200*200	1.0m	上下半部
D II	H125*125	1.5m	上半部

て、緩められた岩塊を深部の地山に結びつけて支保する。2) はり形成効果として、岩塊を数層縫い合わせて締めつけることにより層間の摩擦抵抗力を増大させて変形を拘束する。3) 補強効果として、岩塊を補強し一体化構造体として作用する殻を形成するものである。

ロックボルトの材質は、B, D I 区分は異形棒鋼12t以上とし、C II, D I, D II, D III区分は、ねじり棒鋼18t以上とした。

ロックボルトの配置は(表-5)を標準とした。

また、坑口付近は地山条件が悪く、切羽天端が不安定なため、通常のロックボルト施工では、共下がりにより効果が期待できないことから、斜め先受けボルト(フォアパイリング)D25異径棒鋼(L=3.0m)をアーチクラウン状に60cm間隔で先行打設した。なお、定着材は使用しないこととした。

矢巾側工区No194+9.6からNo194+6.0上半部進行方向右側で、ロックボルトの座金変形中央部約5mm及び厚さ10cmの吹付コンクリートにクラックが発生し、5日目で安定した。掘削時の切り羽状況は、火山礫凝灰岩で固結度は低く、ほぼ垂直に変質の激しい亀裂が発達しており、粘土が混入していた。

安定後、吹付コンクリートとロックボルトを再施工し、その後下半部を掘削したが、さらに同じ座金に1.5mmの変形があったため、下半吹付コンクリート厚を25cmとし、3日後に安定したものであ

る。付近の天端沈下、内空変異の測定経過については、(表-6)のとおりである。

⑥防水工

トンネルの漏水は、アーチコンクリートの打ち継ぎ目亀裂箇所からのものが多く、架線、通信、電気などの内部設備の保守管理及び交通安全上、又美観上種々の害をもたらすため、できるだけ防がなければならない。NATMでは、吹付コンクリートと二次覆工コンクリートとの間に、防水シートなどの面状の防水工を比較的容易に施工することができ、信頼性の高い防水工を施工できる。防水工の目的は、トンネル内への漏水防止、覆工コンクリートのひびわれ対策に分類される。NATMでは、二次覆工と吹付コンクリートが一体となるが、二次覆工のひびわれは、吹付コンクリート面の凹凸や両者間の付着状態によって生ずる。この対策として防水シートの裏面に透水性緩衝材を設置した透水性緩衝材付防水シートを使用した。また、防水工の施工範囲は、完成後の地下水位の上昇や水みちの変化によって掘削時には湧水をみなかった箇所からも漏水することがあることや、過去のトンネル事例からも漏水箇所のみ手当てただけでは、漏水範囲の広がりや移動を生じ、結局トンネル全長にわたって手当てせざるを得なくなる事が多いことから全延長にわたって防水工を施工した。

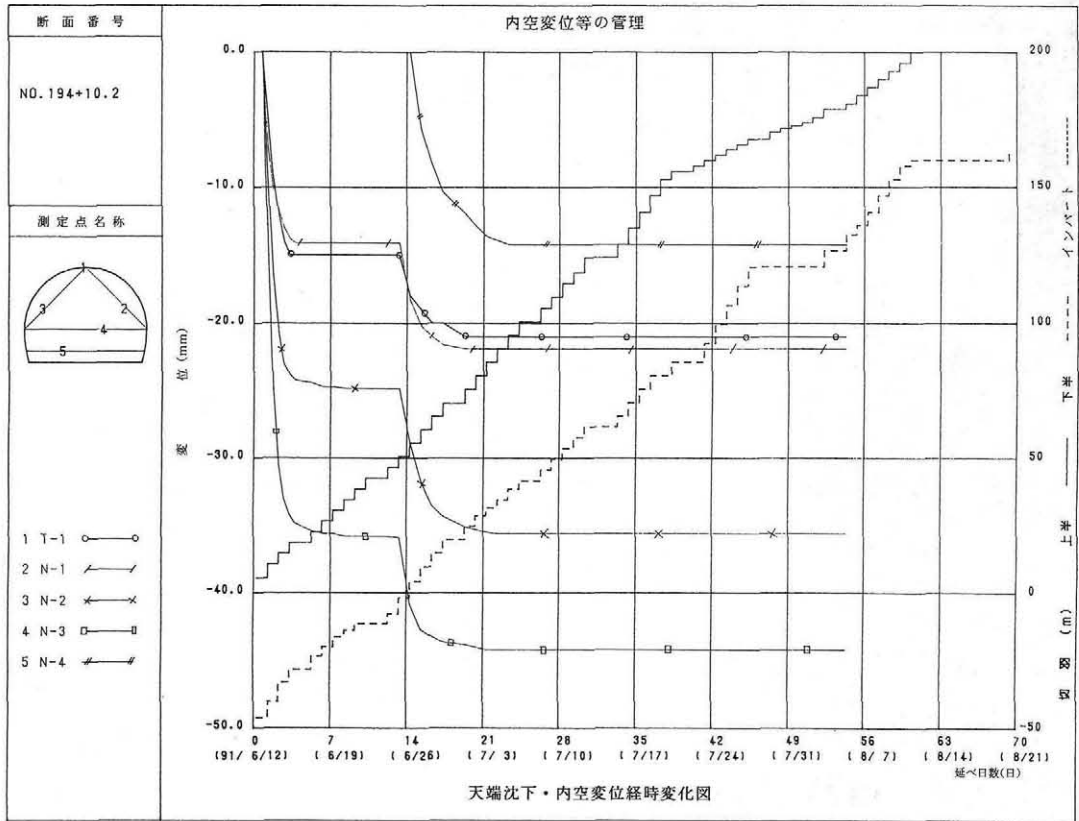
⑦覆工コンクリート

在来工法では、覆工は地圧などの荷重を永久に保持するということから、内水圧により覆工断面が決定される圧力トンネル以外では、地山の緩み荷重などの外圧に基づいて設計巻厚、設計基準強度が決定される。NATMでは地山の変化が著しく継続する場合や、施工後の一次覆工の強度低下が生じる場合は、二次覆工の剛性により地山の安定化を図ることも行なわれている。本トンネルの

表-5 ロックボルトの配置

地山区分	長さ×周方向間隔×延長方向間隔	材質/耐力
A I	1.5	異形棒鋼12t以上
A II	2.0	異形棒鋼12t以上
B	2.5* 1.5* 1.5	異形棒鋼12t以上
C I	3.0* 1.5* 1.2	異形棒鋼12t以上
C II	3.0* 1.5* 1.2	ねじり棒鋼18t以上
D	4.0* 1.2* 1.0	ねじり棒鋼18t以上

表-6 内空変位等の管理



場合は、NATMの原則どおりにトンネル周辺の地山を安定化させることが可能であり、二次覆工に作用する土圧も小さいことから化粧巻という観点で設計した。

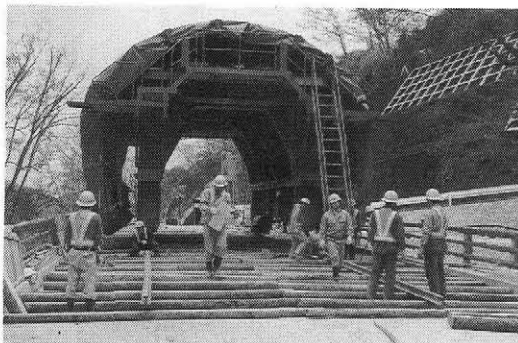


写真-4 セントルフォーム

巻厚については、コンクリート吹上げ式セントルを用いた場合には、巻厚30cm以下でも可能であるが、薄くすると型枠の清掃が不完全になり仕上

がり面の平滑さを欠くことやコンクリートの流動性を欠くことによる締め固めの不十分などの問題を生じやすい。このため、従来の実績等を勘案して、一般部の二次覆工厚は30cmとした。打設方式は、1打設長標準部10.5m、拡幅部6.0m、型枠は全断面セントルフォーム、打設機械はコンクリートポンプ車、吹上げ方式とした。

⑧施工順序

本トンネルで施工した上部半断面掘削、下部半断面掘削、覆工コンクリートの標準施工順序は(図-7)(図-8)(図-9)のとおりである。

⑨仮設備

トンネル工事は、仮設備の占める割合が他の明り工事よりも大きい。セントルフォーム、防水工設置架台、照明や換気設備などの坑内設備はもとより、コンプレッサー室、受変電所、修理工場、資材倉庫、作業員休憩所、現場事務所、ポンプ室、水槽、火薬取扱所、火工所、濁水処理設備、吹付コンクリートプラント、資材置場などの坑外設備

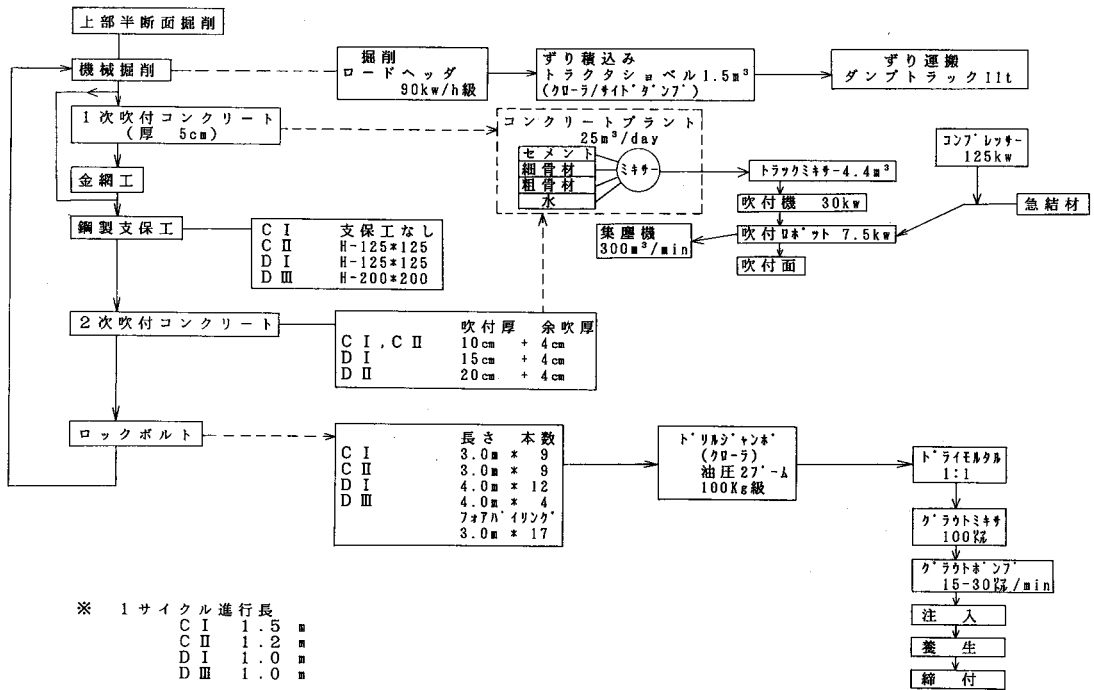


図-7 上部半断面掘削標準施工順序

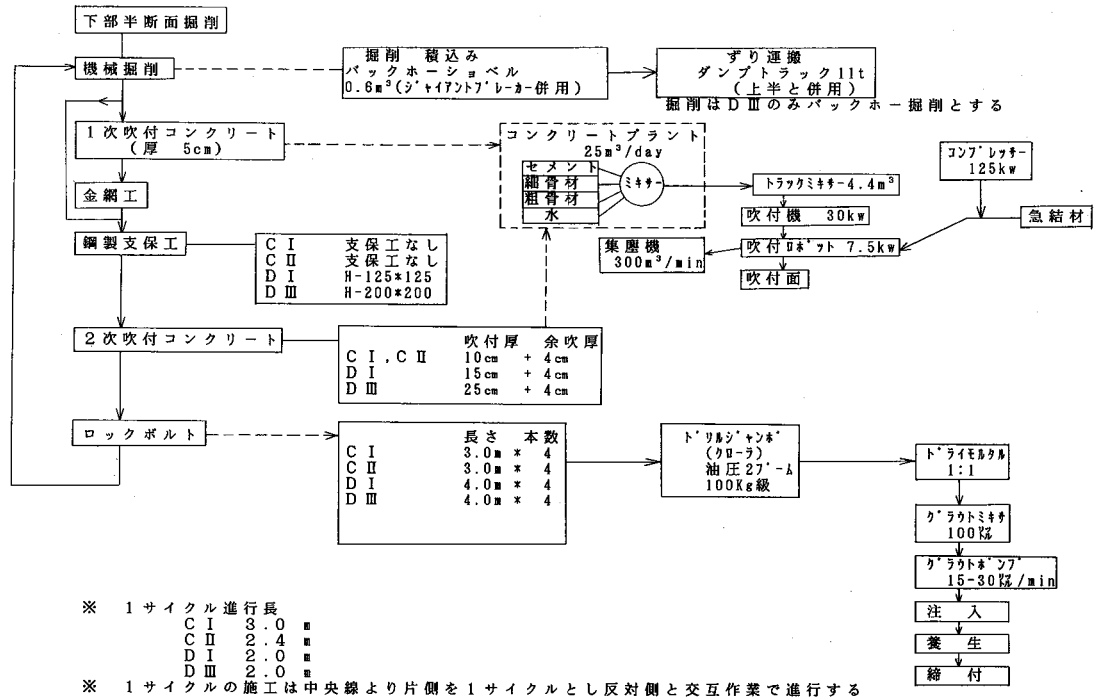
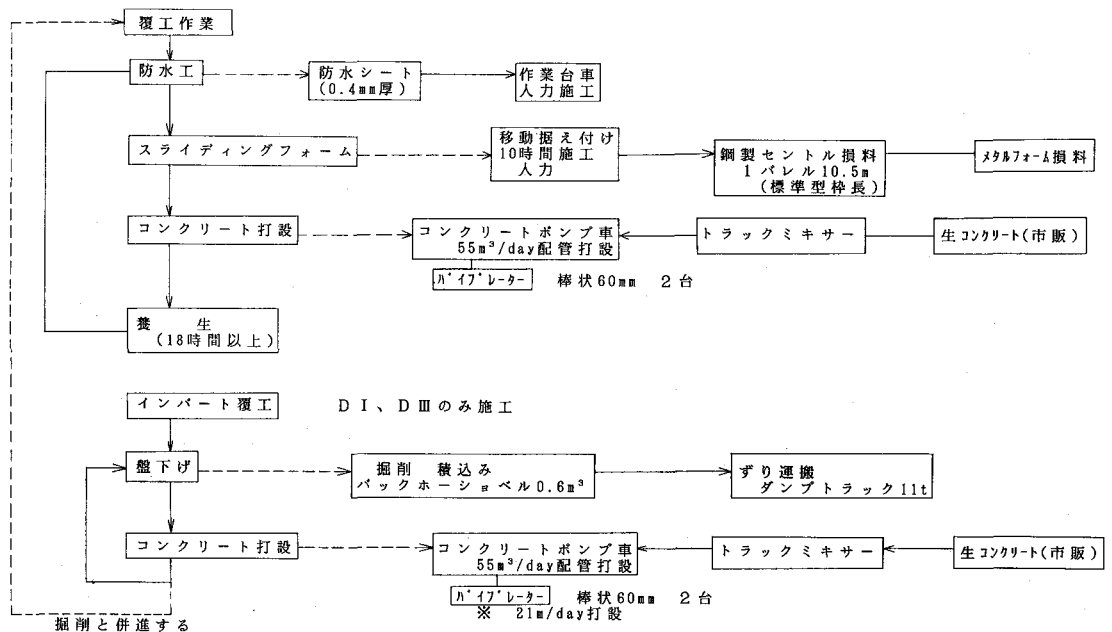


図-8 下部半断面掘削標準施工順序
 (ショートベンチカット工法) 上半部より35-40m後方で併進作業



※ インバートは下半掘削完了直後に、中央線を境界に片側ずつ施工し、原則的にアーチサイド覆工以前に完了させる施工順序であるが地山が安定している場合は覆工後明り工事として施工順序を変更するものとす。

図-9 覆作業施工順序

がある。特に坑外仮設備の配置は、山岳地という狭小な地形条件により配置が制限されるが概ね両坑口とも設計どおりの配置となった。

⑩事業損失防止施設費の内容

濁水処理設備の設置は、周辺の環境を保護する観点から不可欠のものである。濁水の原因となる不純物は、地山中の微細粒子、削岩に伴う粉塵、細粒化土の混入、コンクリート吹付及び打設、モルタル注入材等の混入、掘削機械等から漏出する油分等の混入があげられ、一般に水質汚染源として問題となる成分は、SS(浮遊物質)、PH、油分(ノルマンヘキサン抽出物)である。現場はヤードが狭小で汚泥の処理が困難であるため、シックナー方式を採用した。また、炭酸ガス中和剤や凝集剤等の薬品数量は、変更対応とした。

8. 計測の目的

事前に行なう地質調査では線状構造物であるトンネルの特殊性から、得られる情報には限度があり、地山状況を明確に予測することは困難である。従って施工時の各種計測によってこれらをとらえ、その結果を総合的に検討し、設計、施工に反映し

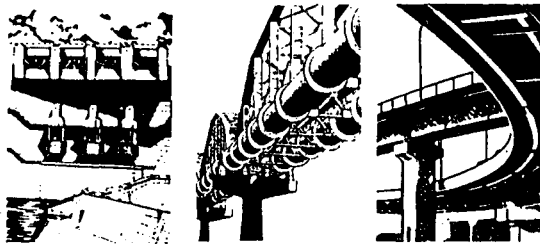
てゆくことは工事の安全性、経済性のために非常に重要となる。NATMでは、施工中の地山挙動を計測によりとらえ、その結果を設計と対比し、現場に即応した設計に速やかに変更しながら施工を進めるところに大きな特徴をもっている。トンネル計測については、計測Aと計測Bに区分される。計測Aは、日常の施工管理の指標を得ることを目的とし、この計測は知識と経験を有する技術者とその補助員が駐在して行なうものとする。その主な内容は、(1)坑内観察調査(2)内空変位測定(3)天端沈下測定(4)ロックボルト引抜き試験である。計測Bは設計へのフィードバックと設計標準パターンの検証、類似した条件のトンネルへの設計資料等の蓄積を目的とし、この計測は専門の技術者に行なわせるものとする。その主な内容は、(1)地山試料試験(一軸圧縮強度、単位重量測定等)(2)地山変位測定(3)ロックボルト軸力測定、(4)覆工応力測定(5)地表、地中沈下測定がある。本トンネルでは、計測Bは特に実施しなかったが、地山区分やパターンの変更については、別途に地質等施工管理委託業務を発注し、より客観的な判断での施工を目的とした。

9. おわりに

両工区の共同企業体による昼夜を分かたぬ懸命な施工努力により、平成3年10月下旬貫通の式典が関係諸機関列席のもと無事終了した。現在は覆工コンクリート、縦横断排水工等の施工を鋭意実施中である。平成4年度は坑内舗装、換気設備、照明、非常用設備の工事と、道路全線の舗装や、完全設備等の工事を完成させ、12月までには開通の予定である。このトンネルの完成による農業用道路の開通は、昭和63年3月に岩手県が策定した

盛岡地方広域営農団地整備計画による環状広域農道網の効果発現に大きく寄与することとなり、平成4年度工事完了について地域住民から大きな期待を寄せられている。

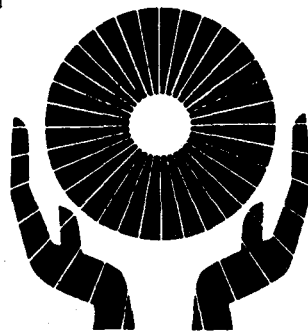
最後に、当公団におけるトンネル技術の修得は、いまだ不備な点もあろうかと思われるが、会員諸兄の御助言、御叱正を頂ければ幸甚に思います。と同時に、ますます広域化、複雑化してゆく土地改良事業の一端を担うものとして農道工事の技術力の蓄積をめざし、今後の業務を推進してゆきたいと考えている。



カキモト

X 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

盛土施工管理における急速管理試験法について

——理論及び管理図の作成——

増 田 明 徳*

目 次

1. まえがき	50
2. 土の多様性と急速管理の必要性	50

1. まえがき

ダムの遮水材料等の土質材料の現場密度管理は、施工含水比、閉固め密度及びJIS標準突固め密度に対する締固め度（C値、D値）の規制により行われているのが一般である。

しかしJIS標準突き固め試験で、最大乾燥密度、最適含水比及び施工含水比を求めるためには、乾燥時間が約15～16時間と長時間を要するため、現場をコントロールするには不便である。

即ち、乾燥密度を知るための含水比測定の作業を行っている間に、次の層、時には数層の盛立を行うことがあり、その試験結果は現場管理に反映されずに、結果的に試験値を知るのみに留まってしまう恐れがある。

このような管理を改善する方法として「急速管理試験」が有効である。この方法では、直接含水比を求めなくとも盛土施工中の用土の最大乾燥密度（換算最大湿潤密度）と、C値、D値、施工含水比差 $W_o - W_f$ をかなり真の値に近い精度で知ることができる。

しかしながら、急速管理試験を実施するためには、予め急速管理試験管理図を作成しなければならず、管理図作成法が理解しにくいこと、および「土地改良設計基準」の管理図の使用例は、簡略に計算で求める値であるにもかかわらず図上で求める手法を示しているため煩雑で理解しにくいことなどから、実際に急速管理試験で施工管理を実施しているダムは数少ない。

従って、急速管理試験法を採用していないダムでは土取場毎あるいはストックパイル毎に求めた最大乾燥密度 γ_{dmax} 、最適含水比 W_o を固定値としてみなし、C値、D値及び施工含水比差 $W_o - W_f$ を求めている例が多い。

しかし、同じ様に見えるストックパイルの築堤材料であっても、実際には γ_{dmax} 、 W_o は突固め試験の都度変化する場合が多い。ダム遮水材料では所要の遮水性を確保する事が最も重要な品質管理事項であるが、品質管理上、特に透水係数に強い影響因子である施工含水比、D値を把握する管理方法が γ_{dmax} 、 W_o を固定値（一定値）とした管理では例えば、バラツキの大きな材料ではD値を過大、あるいは過小に評価する恐れがあり、また、含水比も同様に湿潤側、乾燥側の判定を誤ることがあり管理方法として望ましいものではない。

急速管理試験は、牧尾ダム築造当時から紹介されてきたが、最近ではその適用法が理解されていない面もあるので改めて紹介しその適用を推進するものである。

2. 土の多様性と急速管理の必要性

一見同じように見えるダム堤体のコアー転圧面も施工管理データを綿密に調査すると施工含水比、最適含水比、最大乾燥密度は非常にバラエティに富んでいることがわかる。

図-1はHダムの1987年～1990年までの礫を含む全材料施工密度と全材料最大乾燥密度の度数分布図である。 $\gamma_{dmax} = 1.753t/m^3$ 、標準偏差0.06558と安定した品質のコアーが施工されている。

*日本農業土木総合研究所

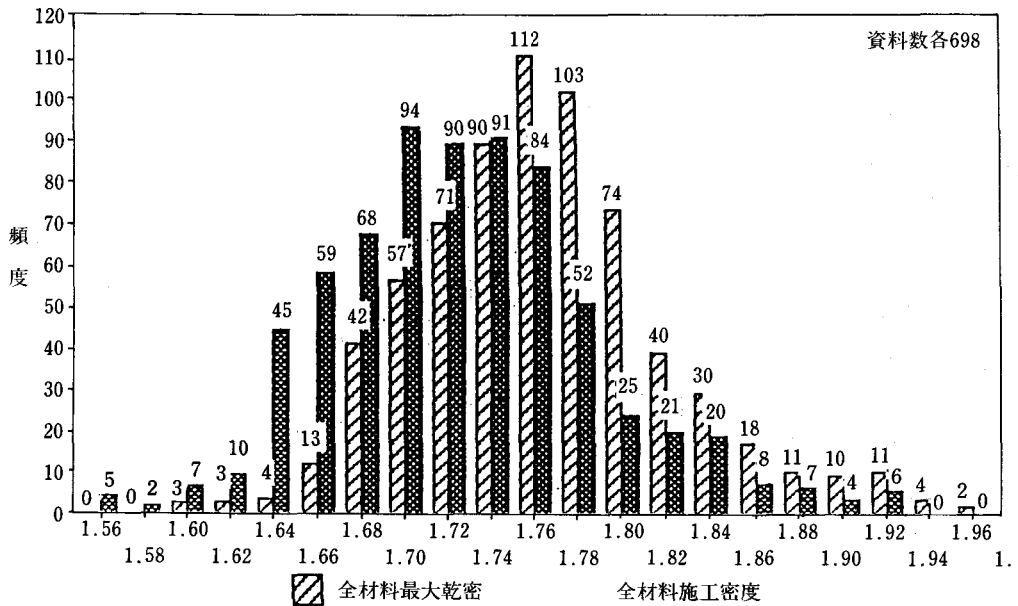


図-1 全材料施工密度と全材料最大乾燥密度

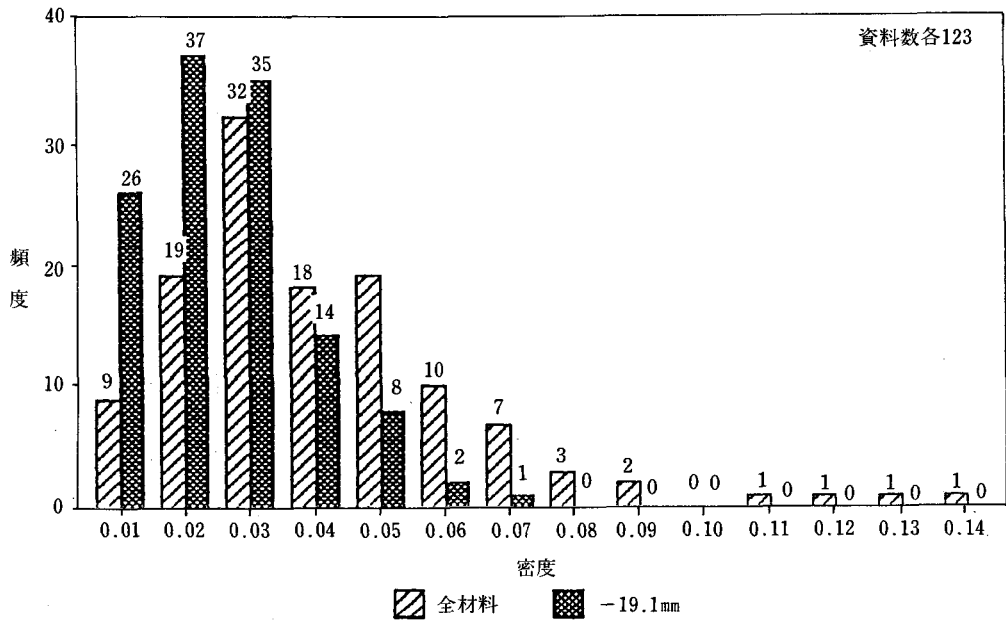


図-2 最大乾燥密度 層内変動幅 (転圧一層毎の3試料の最大-最小の較差)

Hダムのコア盛土施工管理は各転圧層毎に3ヶ所から試料採取しその都度、締固め密度、粒度及び含水比を測定している。締固め度の基準となる最大乾燥密度は急速管理試験によりに各層毎に求めている。特に、1987年度は一孔毎に急速管理法により突き固めカーブを描き、一層で3個の最大乾燥密度を求めている。

図-2は1987年度の同一撒き出し転圧層内の3個の最大乾燥密度の最大値と最小値の差異の変動幅を表したものである。同一転圧層内の最大乾燥密度の較差 0.03t/m^3 以上の発生確率は51% (62/123)である。即ち1987年度の最大乾燥密度の平均値 $\gamma_{\text{dmax}}=1.766\text{t/m}^3$ を固定値としてD値算定に用いるとD値が $\pm 1.6\%$ ($=0.03/1.766$)以上の

誤差を生じる可能性は51%となる。

また図-3に示す1987年の最適含水比の度数分布図において、全材料最適含水比平均値 $W_o=17.5\%$ であるが、この値を含水比管理の基準値として用いたとすると、図-4より最適含水比 17.5% より乾燥側の施工が 13.8% (51/369) 発生していたことになる。しかし、急速管理試験法を用いたHダ

ムの管理結果は、最適含水比-施工含水比の差はすべて湿潤側で施工されており、その平均値は $\Delta W=1.0\%$ である。これは、図-3,4を合成した図-5,6からもよく読み取れる。

透水係数は最適含水比より施工含水比が $1\sim 2\%$ 乾燥側になると約 $10\sim 100$ 倍大きくなる恐れもある。急速管理試験法によらない場合は乾燥側の

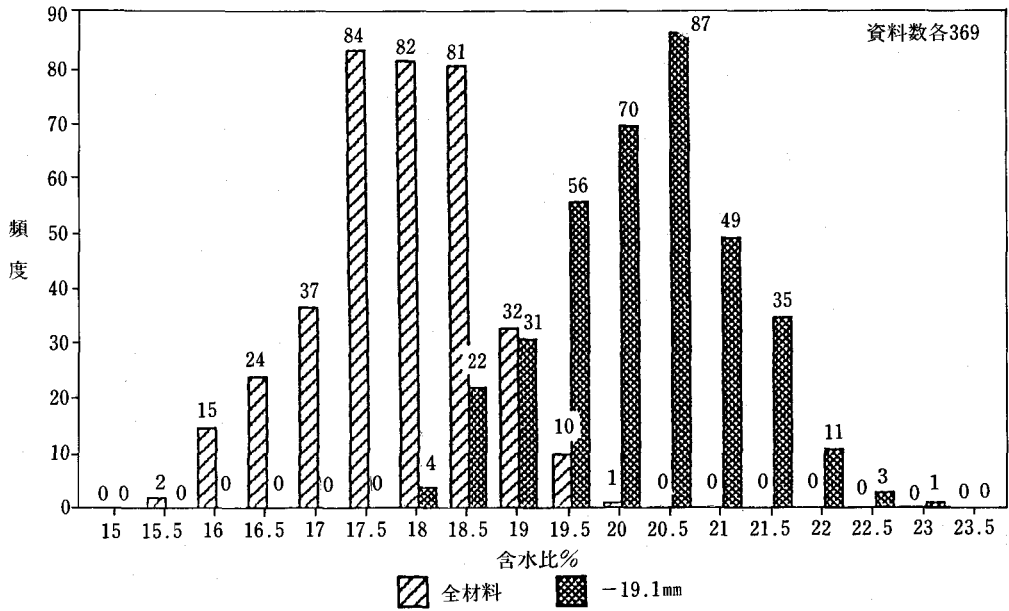


図-3 最適含水比

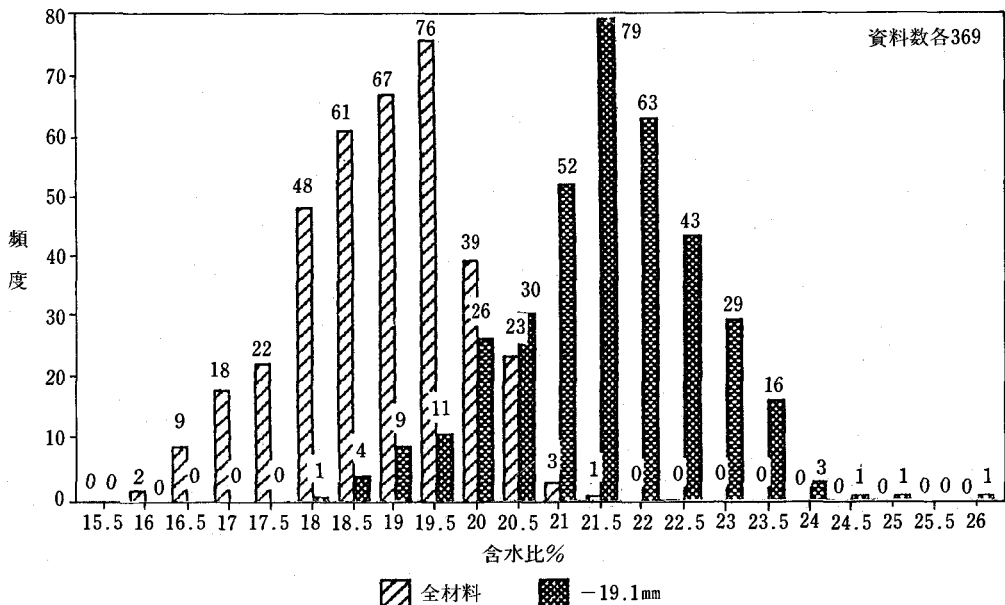


図-4 施工含水比

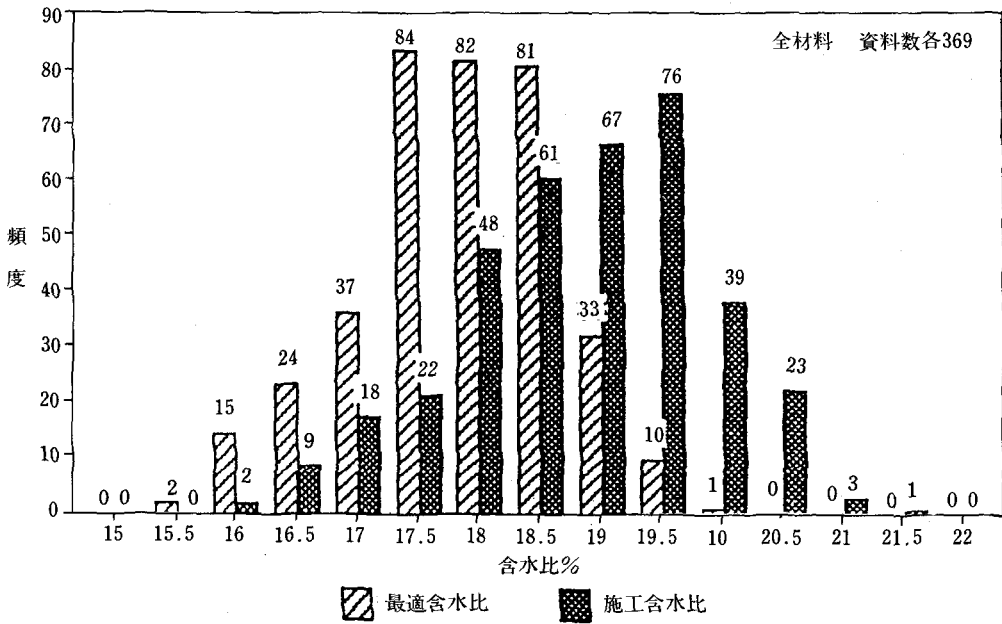


図-5 最適含水比と施工含水比

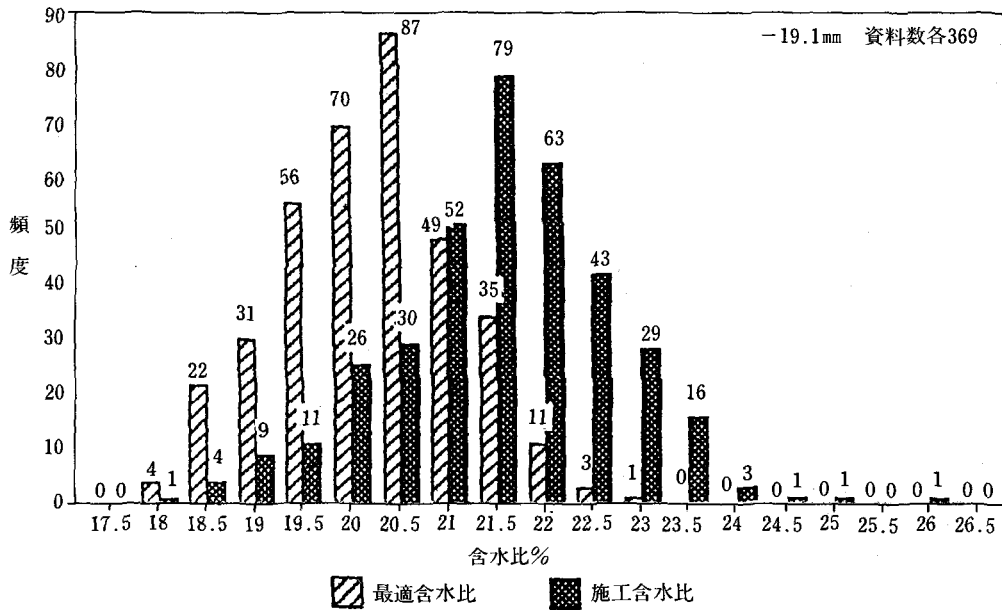


図-6 最適含水比と施工含水比

施工の可能性があり、ダムの遮水性が確保出来ない恐れがある。逆にD値が過小に（95%近くに上がらないようなケース）評価されている場合でも、もし急速管理試験法を採っていれば真のD値を得ることが出来、いたずらにダムの遮水性を心配することは無くなることもあり、ダムコア材にあっては特に適正な基準値の設定による管理の重要

性が理解できる。

（参考）

図-7は道路盛土の転圧面の10m×10mを1m×1mに格子点を121（11×11）測点落とし、ラジオアイソトープ法（RI）で含水比、密度を測定したもので—○— ●— ×—の1つの重みは、121ケである。線分の長さは含水比Wn、

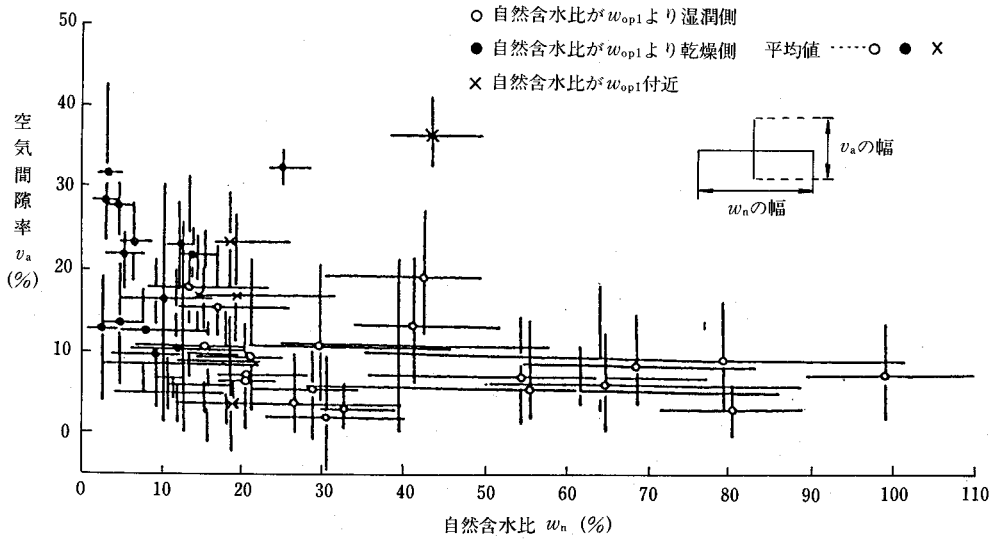


図-7 現場の含水比と空気間隙率

空気間隙率 V_a の範囲を示す。10m四方内の121ヶの含水比の変動幅が数%から約60%とばらつきが多いことから土の多様性がよく解る。

3. C値, D値等の定義

$$D \text{ 値} = \frac{\text{盛立て乾燥密度 } (\gamma_{df})}{\text{標準突固め最大乾燥密度 } (\gamma_{dcMAX})} \times 100 (\%)$$

$$C \text{ 値} = \frac{\text{盛立て乾燥密度 } (\gamma_{df})}{\text{盛立て含水比における標準突固め乾燥密度 } (\gamma_{dc})} \times 100 (\%)$$

$$= \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dc}} = \frac{\gamma_{tf}/(1+W_f)}{\gamma_{tc}/(1+W_f)} \times 100$$

$$= \frac{\gamma_{tf}}{\gamma_{tc}} \times 100$$

$$\text{含水比差} = W_o - W_f$$

これを図に示せば次の通りである。

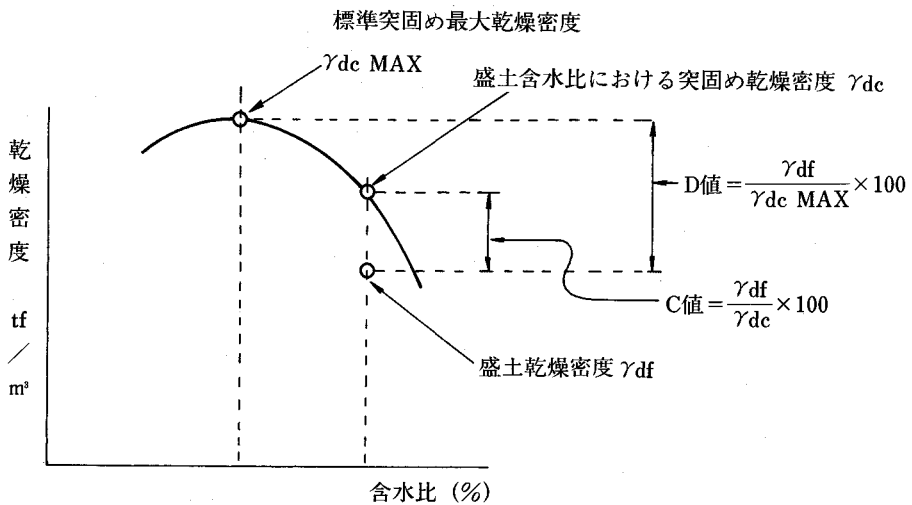


図-8 C値, D値の定義

4. 急速管理試験の理論

標準突固め乾燥密度曲線と湿潤密度曲線の関係は図-9に示すような形を描く。この時 γ_{dcMAX} を生ずる最適含水比 W_0 の点で、湿潤最大密度は生じない。従って、湿潤密度曲線から直接D値を求めることはできない。

しかし、盛立て含水比 $W_f\%$ を基準して、突固め湿潤密度を乾燥密度の形に換算した湿潤密度として表すことによって、乾燥密度曲線より得られるD値と同じ値が求められる。また管理図に示す曲線群より含水比差も求められるのが急速管理試験である。

① 換算湿潤密度について

・C値

盛土湿潤密度 γ_{tf} と、盛立て含水比における標準突固め湿潤密度の比は、両者の含水比が同じであるから、乾燥密度の比即ち、C値に等しい。

$$\frac{\gamma_{tf}}{\gamma_{tcf}} = \frac{\gamma_{df} \cdot (1 + W_f)}{\gamma_{dcf} \cdot (1 + W_f)} = \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dcf}} = C \text{ 値} \quad (1)$$

但し、

- γ_{tf} = 盛立て湿潤密度
- γ_{tcf} = 盛立含水比 W_f における標準突固め(シリンダー)湿潤密度
- γ_{df} = 盛立て乾燥密度
- γ_{dcf} = 盛立含水比 W_f における標準突固め乾燥密度

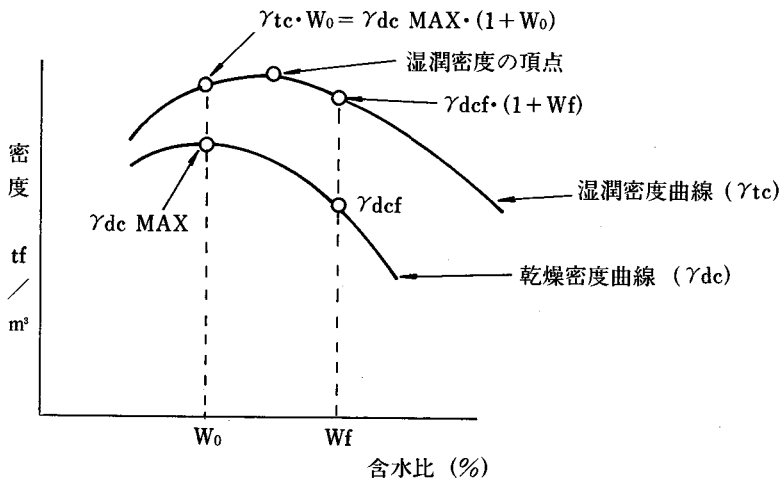


図-9 乾燥密度 γ_{dc} と湿潤密度 γ_{tc} の関係

W_f = 盛立含水比

・D値

任意の含水比(W_n)をもつ標準突固め試料の湿潤密度 $\gamma_{tcn} = \gamma_{dcn} \cdot (1 + W_n)$ は、 $\frac{1 + W_n}{1 + W_f}$ で除すことにより、現場含水比(W_f)をもった換算湿潤密度 $\gamma'_{tcn} = \gamma_{dcn} \cdot (1 + W_f)$ ……(2)式に変換できる。(以下換算した湿潤密度を γ' で表す。)

何ケースかの含水比に対応する γ'_{tcn} を求め、これにより得られる γ'_{tcn} の曲線を換算湿潤密度曲線と呼ぶ。(図-10参照)

この γ'_{tcn} 曲線は、(2)式の γ_{dcn} が最大の時(すなわち γ_{dcMAX} の時に)最大値を得ることから、乾燥密度曲線と同様の性質を有するものと理解できる。この最適含水比(W_0)状態での換算湿潤密度は(3)式で表わされる。

$\gamma_{tcW_0} = \gamma_{dcMAX} \cdot (1 + W_0)$ を、 $1 + W_0 / 1 + W_f$ で除し湿潤換算密度 $\rightarrow \gamma'_{tcW_0} = \gamma_{dcMAX} \cdot (1 + W_f)$ ……(3)を得る。

また同様の方法により、現場盛土材の湿潤密度(γ_{tf})を換算湿潤密度に変換すると、(4)式の様になる。(含水比が W_f のため、変換しても数値には変わりはない。)

$\gamma_{tf} = \gamma_{df} / (1 + W_f)$ を、 $1 + W_f / 1 + W_f$ で除す $\rightarrow \gamma'_{tf} = \gamma_{df} / (1 + W_f)$ ……(4)

そして(4)を(3)で除すと、

$$\frac{\gamma'_{tf}}{\gamma'_{tcW_0}} = \frac{\gamma_{df} \cdot (1 + W_f)}{\gamma_{dcMAX} \cdot (1 + W_f)}$$

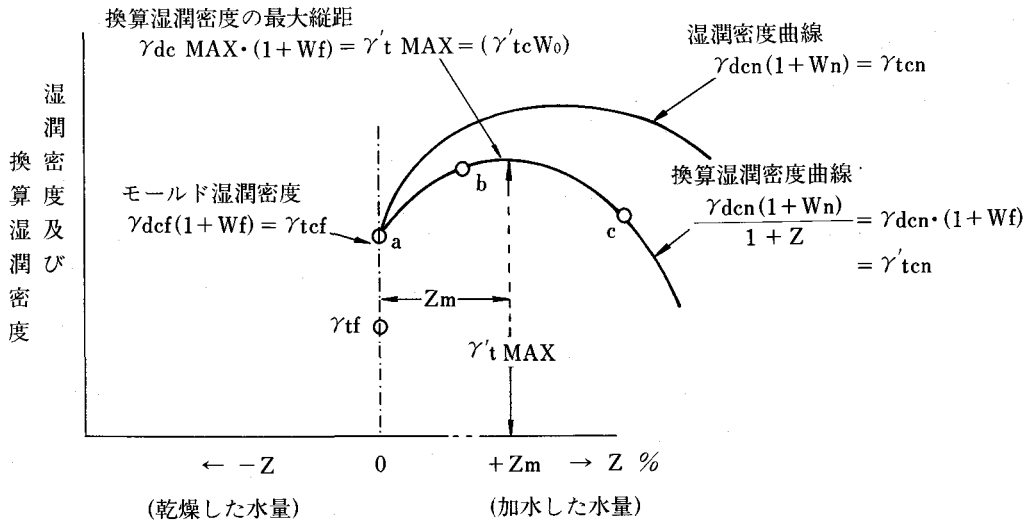


図-10 急速管理試験図

$$= \frac{\gamma_{df}}{\gamma_{dc} \text{ MAX}} = D \text{ 値} \dots (5) \text{ となる。}$$

すなわち、現場盛立て材料の湿潤密度 (γ_{tf}) と、(2)の換算湿潤密度曲線から得られる換算最大湿潤密度 ($\gamma'_{tf} W_0$) が判れば、含水比が未知でも換算湿潤密度の比でD値を算定することができる。

一方、湿潤密度から換算湿潤密度を得る時 ((2)式)用いた $\frac{1+W_n}{1+W_f}$ は試料の含水比を調整するという観点から以下の通り説明できる。

$$\frac{1+W_n}{1+W_f} = 1 + \frac{W_n - W_f}{1+W_f} \quad (6)$$

$$= 1 + Z \text{ と置く}$$

$$Z = \frac{W_n - W_f}{1+W_f} \quad (7)$$

このZは現場含水比Wfにおける湿潤重量にさらに加えた水量 (または乾燥させた量) の増加分を百分率で表したものである (便宜上小数とする) 何故ならば

$$\frac{\text{土に加えた水の量}}{\text{加水前の湿潤重量}} = \frac{W \cdot W_n - W \cdot W_f}{W \cdot (1+W_f)}$$

$$= \frac{W_n - W_f}{1+W_f} = Z \text{ となり (7) 式と等しい。}$$

ここに W=土の乾燥重量

Wn=任意の含水比

W · Wn=含水比Wn%の状態の水の重量

W · Wf=含水比Wf%の状態の水の重量

従って湿潤重量W · (1+Wf) にZ%加水した試料

の標準突固め湿潤密度を (1+Z) で割ることにより、現場含水比を持った換算湿潤密度として表すことができる。

即ち、

$$\frac{\gamma_{dcn} \cdot (1+W_n)}{1+Z} = \frac{\gamma_{dcn} \cdot (1+W_n)}{1 + \frac{W_n - W_f}{1+W_f}}$$

$$= \gamma_{dcn} \cdot (1+W_f) = \gamma'_{tcn} \quad (8)$$

②換算湿潤密度

実作業上、換算湿潤密度曲線は以下の方法により求められる。

現場密度試験のために採取した試料に加水または乾燥して標準突固め湿潤密度を求める。この値は、前述のとおり1+Zで除すことによって換算湿潤密度に変換することができる。(図-10下側の曲線) (但し乾燥させる場合、Zの値は負になる。)

換算湿潤密度曲線の最大縦距は、測点が多くなればそれだけ正確な値が得られるが、曲線が左右対象な放物線であると仮定し、適当な間隔の最小の3点 (a,b,c) をプロットすることにより放物線の頂点 ($\gamma'_{tc} W_0$) を求める。

a $Z_0 = 0\%$

(盛立含水比に於ける突固め湿潤密度)

$$\frac{\gamma_{dcz_0} \cdot (1+W_f)}{1+0}$$

b 盛立含水比の土に

Z₁%加水した突固め密度の換算湿潤密度

$$\frac{\gamma_{dcz_1} \cdot (1 + W_1)}{1 + Z_1}$$

c 盛立含水比の土に

Z₂%加水した突固め密度の換算湿潤密度

$$\frac{\gamma_{dcz_2} \cdot (1 + W_2)}{1 + Z_2}$$

即ち、図-10中のZ=0(盛立て含水比W_f)線上に、現場盛立て材の湿潤密度(γ_{tf})をプロットすれば、

C値= $\frac{\gamma_{tcf}}{\gamma_{tf}}$, D値= $\frac{\gamma'_{tc}W_0}{\gamma_{tf}}$ として求められる。

③ 含水比について

γ_{dcn}・(1+W_f)~z曲線の最大距γ_{tc}MAXの位置から、盛土含水比W_fが最適含水比W₀より乾燥側であるかまたは湿潤側であるかを判断することができる。しかし、最適含水比と現場含水比との正確な差を求めることはできない。

即ち、曲線の最大縦距までの横距Z_m(%)は、密度の項でも述べたようにW_f>0の場合は湿潤重量の百分率であり、Z_m=W₀-W_fではない。

いま(5)式にW₀, Z_mを代入して

$$W_0 - W_f = Z_m (1 + W_f) \quad (9)$$

Z=0であればW₀-W_f=0であるが、Z_m≠0であればW₀-W_fの値を求める必要がある。

(6)式にW₀, Z_mを代入して

$$1 + W_f = \frac{1 + W_0}{1 + Z_m} \quad (10)$$

(8), (9)式から最適含水比と盛土含水比の差は

$$W_0 - W_f = \frac{Z_m}{1 + Z_m} (1 + W_0) \quad (11)$$

(10)式の於いて、Z_mが既知でもW₀, W_fのいずれかの値を求めなければ、解、即ち施工含水比差W₀-W_fは得られない。

そこで、W₀の値をいちいち求めなくてもW₀-W_fの近似値が得られるようにしたのが急速管理試験図の修正曲線群である。

急速管理試験図に示す修正曲線群は、W₀-W_fの値を求めるためにZの補正值Δwの等値の軌跡を表している。

最適含水比と盛立含水比の差、即ち施工含水比差は補正值をΔwとすれば次式で表せる。

$$W_0 - W_f = \Delta w + Z_m$$

$$\therefore \Delta w = (W_0 - W_f) - Z_m \quad (12)$$

(10)式の(W₀-W_f)を(12)式に代入して

$$\Delta w = \frac{Z_m}{1 + Z_m} (W_0 - Z_m) \times 100 \quad (13)$$

また、W_fが判明した場合は、(6)式にW₀, Z_mを代入すると

$$\gamma_{dc} (1 + W_0) = \gamma_{dc} (1 + W_f) (1 + Z_m)$$

であるから

$$1 + W_0 = (1 + W_f) (1 + Z_m)$$

$$\therefore W_0 = (1 + W_f) (1 + Z_m) - 1 = Z_m + W_f (1 + Z_m) \quad (14)$$

(13)式を(12)式に代入して

$$\begin{aligned} \Delta w &= \frac{Z_m}{1 + Z_m} [Z_m + W_f (1 + Z_m) - Z_m] \\ &= Z_m \cdot W_f \end{aligned} \quad (15)$$

(13), または(15)式からΔwを求める。

実作業では施工含水比を直接測定せずに急速管理試験図からZ_m, Δwを求める。施工含水比差はW₀-W_f=Δw+Z_mとなり盛土密度測定から約一時間後に得られ、これによって現場施工がコントロールできる。

なお、盛立含水比及び最適含水比は施工管理結果を整理する目的のため恒温乾燥器のデータにより翌日取りまとめればよい。

④ 最大乾燥密度と最適含水比の関係

急速管理試験法は最大乾燥密度及び最適含水比の関係が「突固め仕事量が同一の場合、種々の土の最大乾燥密度を与える点は大略一つのカーブ上にある」ことに基礎をおいている。このカーブは次のように表される。

$$\gamma_{dc} \text{MAX} = \frac{1}{A w_0 + B}$$

また湿潤密度はγ_{tc}W₀=γ_{dc}MAX/(1+W₀)であるから次のようにも表せる。

$$\gamma_{tc} W_0 = \frac{1 + W_0}{A w_0 + B}$$

ここに γ_{dc}MAX : 最大乾燥密度

W₀ : 最適含水比

A, B : 常数

γ_{tc}W₀ : 最適含水比W₀に対応する湿潤密度

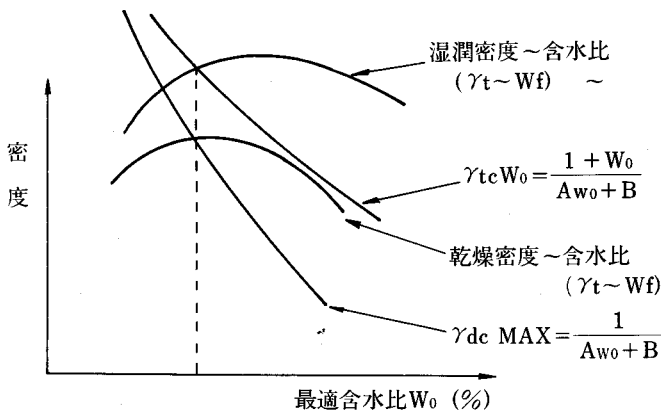


図-11 最適含水比W₀と密度の関係

γ _t 2.20g/cm ₃	→	W _{opt} =13.61%
γ _t 2.15g/cm ₃	→	W _{opt} =15.28%
γ _t 2.10g/cm ₃	→	W _{opt} =17.09%
γ _t 2.05g/cm ₃	→	W _{opt} =19.05%
γ _t 2.00g/cm ₃	→	W _{opt} =21.17%
γ _t 1.95g/cm ₃	→	W _{opt} =23.49%
γ _t 1.90g/cm ₃	→	W _{opt} =26.03%
γ _t 1.85g/cm ₃	→	W _{opt} =28.81%
γ _t 1.80g/cm ₃	→	W _{opt} =31.90%
γ _t 1.75g/cm ₃	→	W _{opt} =35.32%
γ _t 1.70g/cm ₃	→	W _{opt} =39.14%

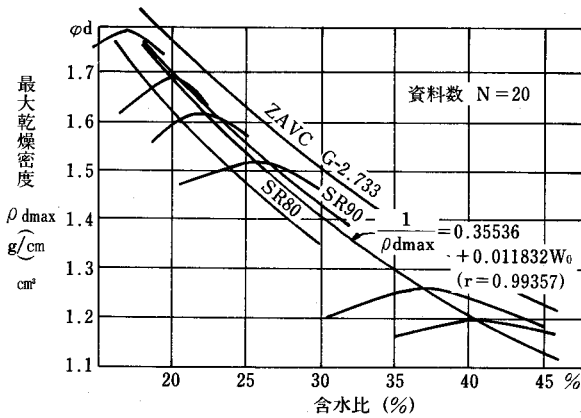


図-12 Hダム遮水材のW₀とγ_{dc}MAXの関係

次にZ_mを1,2,3,……と順次変化させて、Δwを求める。

Z_m=4.0%, W₀=21.17%, γ_t=2.00g/cm³の場合

$$\Delta w = \frac{Z_m (W_0 - Z_m)}{1 + Z_m} \times 100$$

$$= \frac{0.04 (0.2117 - 0.04)}{1 + 0.04} \times 100$$

$$= 0.66\%$$

表-1の数値を図-13の中の[Z_m; γ_two], 即ち, [+4; 2.00]の交点にΔw=0.66と記入する。表-1を図-13に記入が完了すれば、等値Δw曲線を作図して修正曲線群を得る。

⑤ 補正值Δwの計算と修正値曲線の作図法

施工中の含水比差W₀-W_f, 締固め度C値, D値を知るためパラボラを利用し、直接含水比を求めなくても、これらが求まる急速管理試験管理図にあらかじめ含水比修正曲線群(設計基準ダム編539ページ)を(13)式と(16)式から求めておく必要がある。

なお、Z_mは盛土材料の湿土重さらに加えた水の重量(または乾かして除いた水の重量)の割合で小数値で表す。たとえば、3%なら0.03と表す。以下に修正曲線群の計算及び作図の方法を示す。

図-12の(16)式からγ_{tc}W₀に対応するW₀を算出する。

表-1 修正曲線計算例

Zm%	$\frac{Zm}{1+Zm}$	γ_t Wo	1.70 39.14	1.75 35.32	1.80 31.90	1.90 26.03	2.00 21.17	2.05 19.05	2.10 17.09	2.15 15.28	2.20 13.61
+			Δw	Δw	Δw	Δw	Δw	Δw	Δw	Δw	Δw
0.3	0.002991		0.12	0.10	0.09	0.08	0.06	0.06	0.05	0.04	0.04
0.5	0.004975		0.19	0.17	0.16	0.13	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07
0.7	0.006951		0.27	0.24	0.22	0.18	0.14	0.13	0.11	0.10	0.09
1.0	0.009901		0.38	0.34	0.31	0.25	0.20	0.18	0.16	0.14	0.12
1.5	0.014778		0.56	0.50	0.45	0.36	0.29	0.26	0.23	0.20	0.18
2.0	0.019608		0.73	0.65	0.59	0.47	0.38	0.33	0.30	0.26	0.23
2.5	0.024390		0.89	0.80	0.72	0.57	0.46	0.40	0.36	0.31	0.27
3.0	0.029126		1.05	0.94	0.84	0.67	0.53	0.47	0.41	0.36	0.31
4.0	0.038462		1.35	1.20	1.07	0.85	0.66	0.58	0.50	0.43	0.37
5.0	0.047619		1.63	1.44	1.28	1.00	0.77	0.67	0.58	0.49	0.41
7.0	0.065421		2.10	1.85	1.63	1.24	0.93	0.79	0.66	0.54	0.43
9.0	0.082569		2.49	2.17	1.89	1.41	1.00	0.83	0.67	0.52	0.38
-											
0.3	0.003009		0.12	0.11	0.10	0.08	0.06	0.06	0.05	0.05	0.04
0.5	0.005025		0.20	0.18	0.16	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07
0.7	0.007049		0.28	0.25	0.23	0.19	0.15	0.14	0.13	0.11	0.10
1.0	0.010101		0.41	0.37	0.33	0.27	0.22	0.20	0.18	0.16	0.15
1.5	0.015228		0.62	0.56	0.51	0.42	0.35	0.31	0.28	0.26	0.23
2.0	0.020408		0.84	0.76	0.69	0.57	0.46	0.43	0.39	0.35	0.32
3.0	0.030928		1.30	1.19	1.08	0.90	0.75	0.68	0.62	0.57	0.51
4.0	0.041667		1.80	1.64	1.50	1.25	1.05	0.96	0.88	0.80	0.73
6.0	0.063830		2.88	2.64	2.42	2.04	1.73	1.60	1.47	1.36	1.25
8.0	0.086959		4.10	3.78	3.47	2.96	2.54	2.35	2.18	2.02	1.88
10.0	0.111111		5.46	5.04	4.66	4.00	3.46	3.23	3.01	2.81	2.62

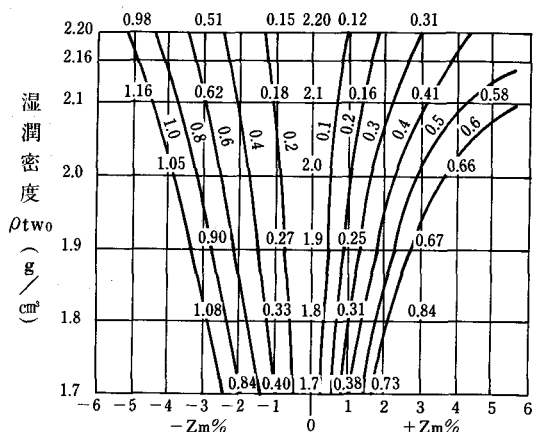


図-13 $\gamma_t c W_0$ に対する修正値曲線群

参考文献

- 1) B局Hダム施工管理資料より
- 2) 石井恒久, 三嶋信雄 RI計器の導入と盛土の締固め管理日本道路公団試験所報告昭和61年12月
- 3) 増田明德 荒砥沢ダムコア用土の特性把握と施工への反映 農土誌54(12)

太陽・風力エネルギーの利用に向けて ——石垣島に置ける地域エネルギーの利活用——

下 舞 寿 郎*

目 次

1. まえがき	60	4. 太陽光発電を活用した揚水システム	65
2. 増大する揚水機場の電力需要	60	5. 風力発電を活用した揚水システム	68
3. 地球にやさしいエネルギー	60	6. 積極的取り組みに向けて	70

1. まえがき

石垣農業水利事業所では、平成元年度、2年度において太陽光、風力エネルギー等について揚水機場の電力エネルギーとしての利用の可能性について検討した。検討に当たって、学識経験者等からなる地域エネルギー利活用検討委員会を設けて検討した。本文は、この委員会の報告書内容を中心に紹介する。

2. 増大する揚水機場の電力需要

(1)揚水機場電力の増大

現在、全国には9,800の農業用水機場がある。今後さらにポンプによる畑地及び樹園地のかんがい施設の整備が進み、これにともなう電力需要の増大が予想される。一方これら用水機場の管理費の大部分を占める電気料金が、厳しい農業情勢下では、畑作経営上の大きな負担となる場合も予想される。

(2)石垣島の揚水機械場

石垣島の国営かん排宮良川、名蔵川の両地区では、両河川の上流に築かれたダムから放流された用水は、中流部に設けた頭首工から取水され、排水池にポンプアップされた後、自然圧でスプリンクラー散水される。

平成3年度現在、国営宮良川地区で5揚水機場、国営名蔵川地区で1揚水機場、県営大浦川地区で

1揚水機場が完成している。将来的には、9揚水機場、27台のポンプ、総揚水能力4.81m³/S、総出力6,100kWの大規模な揚水機場群が整備されることになる。これは、契約電力にして5,000kWと現在の石垣発電所の総出力の1割強を占めることになる。ちなみに5,000kWというと、農事用電力基本料金だけでも月5,000千円、年60,000千円にも及ぶことになる。

3. 地球にやさしいエネルギー

わが国全体の電力エネルギーについても今後益々増加の見通しである。このエネルギー需要の増大に対して、また近年、都市の大気汚染、酸性雨、原油流出、地球の温暖化に対する心配もあり、石炭、石油等に変わるエネルギーの再検討も急がれている。

この代替エネルギーの中で注目されているものに太陽光発電、風力発電がある。石垣島は、亜熱帯地域に属する離島であり、豊富な太陽光、風力が存在する。太陽光、風力は私たちの身近に存在するエネルギーで、枯渇の心配もなく、利用に際し生命体に不具合な汚染物質も出さない地球環境に優しいエネルギーである。

次に、太陽光、風力を利用した発電システムについて説明する。

(1)太陽光発電システム

地表が太陽から享受するエネルギーは地球への全照射エネルギーの70%程度であり、1時間で1.23×10¹⁴kWhとされている。その1時間分のエネルギーでも全世界で1年間に消費するエネルギーを

* (社) 日本農業集落排水協会 主任研究員
前 石垣農業水利事業所 工事第二課長

上回る膨大な量である。今後、太陽光発電をいかに効率よく活用して行くかが資源の保全及び地球環境対策の見地からも重要である。

太陽光発電システムとは、太陽電池により得られた電力を利用して、負荷に供給できるようにした設備全体のことをいう。太陽光発電システムの実用化に当たっては、利用技術の確立と納得され得る発電コストの2つの条件が満足されなければならない。

ア 太陽電池の技術開発

太陽電池の原理等については多くの関係書籍に譲ることとしここでは述べないが、その技術開発の状況は、以下のとおりである。太陽電池による太陽光エネルギーの電力エネルギーへの変換効率は、図-1に示すとおりここ数年毎年向上しており、今後もその向上が期待される、また、周辺装置の高性能化技術あるいはシステム技術等においても世界トップレベルにあり、今後の技術開発で性能面での一層の改善も期待できる。

イ 発電システムの利用技術開発

太陽光発電の既存の発電方法とはまったく異なり、発生電力が直流であること、日射量の変化により発電量が変動するという特徴を持っている。従ってその利用に当たっては、太陽電池の他に直流を交流に変換するインバータ、余剰電力を蓄えたり出力を安定させるための蓄電池、制御装置等が必要になる。これらの構成はシステムの規模、

商用電力との連系の有無、負荷の種類により異なり、それぞれの形態に応じたシステムを構築することが必要である。

このためサンシャイン計画では、表-1に示すような各種実証システムを建設してきており、これら運転研究を含めた技術開発により、安全性、信頼性においても技術的に実用に耐え得る技術レベルに達している。表-1の中には、鹿児島県の沖永良部島で行われているかんがい用の揚水ポンプの電源に太陽光発電システムを利用するための試験運転も含まれている(写真-1, 2)。蓄電池を設置しないバッテリーレス・システムで、系統電力とも連系しない独立型システムであるが順調に運転されているようである。

畑地かんがい用は一般的に晴れた日ほど必要と

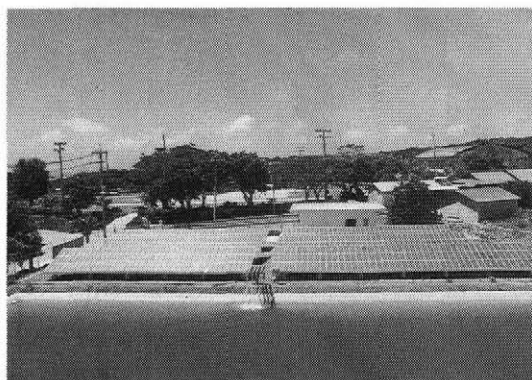


写真-1 太陽光発電設備の全景

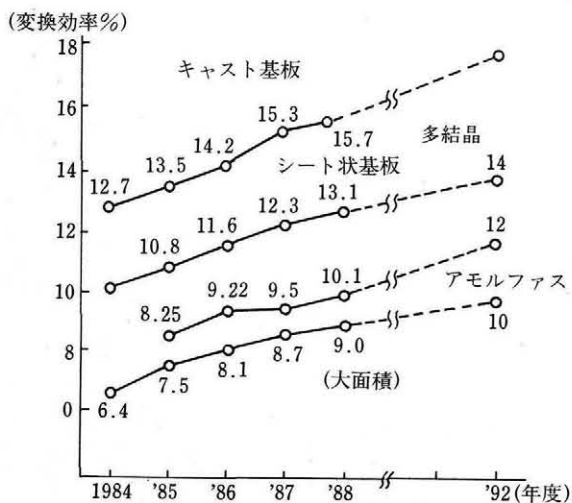


図-1 太陽電池の変換効率の推移及び次期目標

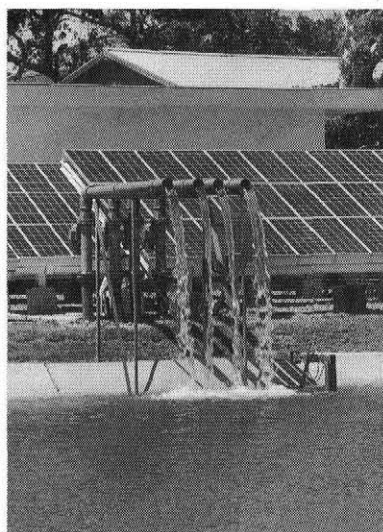


写真-2 貯水池への揚水の吐出状況

される。すなわち畑地かんがい負荷と太陽光発電とは需要と供給とがほぼ一致するという好関係にある。

ウ 太陽光発電コスト

1990年現在の太陽電池の価格は650円/Wとなっている(図-2)。現在1ワット(ピークワット)当りの太陽電池が耐用年数20年の間で発電する総量は28kWh程度である。太陽光発電システム全体の値段は太陽電池の2~3倍すると言われており、仮に3倍とすると1ワット当たりのシステム価格は1,950円となりシステム発電コストは70円/kWhとなる。太陽電池が100~200円/Wとなりシステム価格が200~400円/Wとなる2,000年頃には7~14/kWhとなり商用電力との差がなくなるものと思われる。

このように、将来的にはコスト低減の見通しがあるものの現段階ではまだ割高な電力といえるが、コスト低減のための需要の創出、自然環境の保全のためのコスト等を勘案すれば、公共事業で先駆的に取り組むことが重要ではないだろうか。

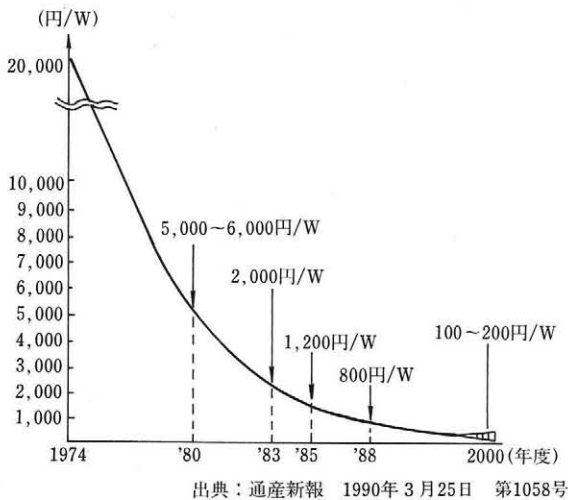


図-2 太陽電池価格の推移と見通し

(2)風力発電システム

風力発電システムの実用化に当たっても、その利用技術の確立と納得され得る発電コストの2つの条件が満足されなければならない。

ア 発電システムの利用技術開発

風力エネルギーも太陽エネルギーの1形態である。理想的な風車が風から取り出せるエネルギー

は次式で与えられる。

$$W = 0.613AV^3 \text{ (w)}$$

この式から解るように、エネルギー量は風車の面積と、風速の3乗に比例する。すなわち、風速5m/Sは7m/Sの約71%の風速であるが、その持つエネルギーは、約36%となる。したがって、風力発電を行う場合は、まず第一にある程度風速の速い、風当りのよい場所を選ぶことが重要である、一般的には、標高の高いところ、海岸線、風の集まりやすい地形などである。このような適地を選ぶならば、3-(3)に示す問題もあるが、発電システムそのものについては、信頼できる技術レベルにあるといえる。

実際に、カリフォルニア州のアルタモントには現在7500基の風力タービンがあり、発電された電力は、電力会社に販売されている(写真-3)。図-3は、その発電量の年次変化を示したものであるが、その増加傾向は風車の稼働率、信頼性、性能

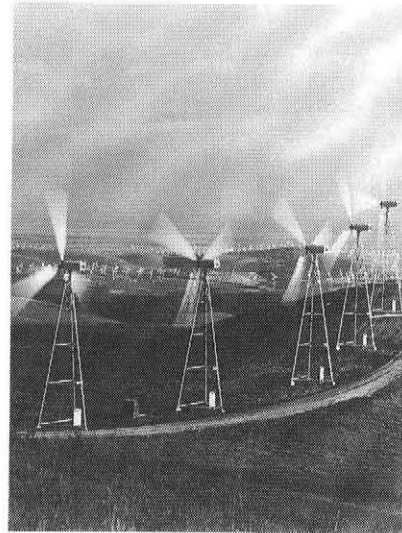


写真-3 カリフォルニア州アルタモントパスのウインドファーム

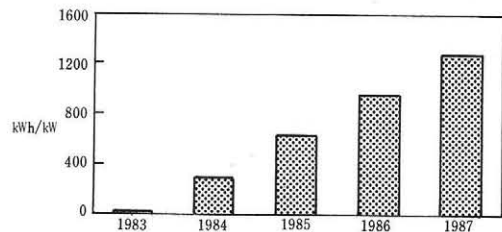


図-3 米国ウインドファームにおける単位出力当りの発電量の年次変化

等の順調な向上をよく示している。

また、デンマークでも既に新型の風車が3000基を数え合計出力35万kWと国の電力消費の2%を担うまでに成長している。しかしながら、わが国に置ける風力発電の歴史は浅く、主な風力発電設備は表-2に示すとおり数えるほどしかない現状にある。

イ 風力発電コスト

図-4にカリフォルニアウインドファームの発電コストの年次変化を示す。風車の信頼性の向上に伴い発電コストが低減し1987年には7~8セント/kWhとなり、目標値5セント/kWhに近づきつつある。デンマークでは、プラントの大部分は200~250kWの小規模なもので、大量生産によるコスト低下効果も現れ、88年のデータでは約6円/kWh(耐用年数25年の場合)、約10円/kWh(耐用年数15年の場合)となっている。いずれも大量生産によるコスト低下、性能の向上、適地の選択等によるものである。

実際に、アメリカで大量生産されている風車発電機(100kW級)を沖縄に導入した場合の発電コストは、年間発電量により異なってくるが12円~20

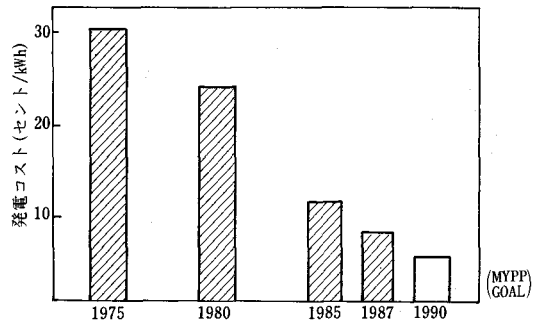


図-4 米国ウインドファームにおける発電コストの年次変化

円程度(系統電力に供給するとした場合)という試算結果もある。

(3)利用上の問題点

太陽光発電は、太陽エネルギーがあるときしか発電せず天候に左右され易く、また短時間的にも雲の影響など日射の細かな変動に影響される、また風力発電も天候に左右され易く、短時間的にも息をつくように風の強さが変化する。いずれにしても、発電出力が非常に不安定である。このような

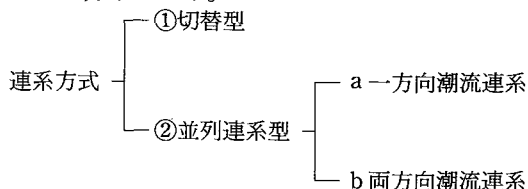
表-2 我が国の主な風力発電設備

開発時期(西暦)	開発主体 製造業者	設置場所	風車出力(kW)	ロータ直径(m)	目的
1982	九州電力	沖永良部島	300	33	離島での電力供給試験
1983	三菱重工 NEDO	三宅島	100	29	試験研究 (終了・撤去)
1985	東京電力	長崎市	250	25	商業化試験
1987	石川島播磨 工業技術院	つくば市	15	15	試験研究
1988	東北電力 ヤマハ	青森県 尻屋崎	16.5	15	試験研究
1989	ヤマハ	北海道 寿郡町	16.5 ×5台	15	中学校の電力供給
1990	九州電力 三菱重工	鹿児島県 瓶島	250	28	(建設中)
1990	沖縄電力 ヤマハ	沖縄県 伊是名島	100	30	(建設中)
1990	関西電力 ヤマハ	神戸市 六甲アイランド	16.5 ×2台	15 15	(建設中)
*	NEDO	沖縄県	ウインド ファーム など		エネトピア構想 (計画)

不安定な電気では負荷に対応するために、系統電力と連系したり、蓄電池を設置したりするが、これらについては以下のような問題がある。

ア 系統電力との連系

系統電力と太陽光・風力発電システムを結び、余剰電力を系統電力に流し、不足する電力を系統電力から貰えれば蓄電池（バッテリー）も不用、もしくは必要最小限になり建設コスト、維持管理費用を低減できる。系統電力との連系方式は、次のように分けられる。



①切替型システム

発電量が不足するとき発電をあきらめ電力系統に切り替えて電力供給するものである。ポンプ側の負荷さえ許容すれば電力系統を意識することが不用で、むしろ独立型に近いものであり、現時点でも採用に当たっての問題が少ない。

②並列連系型システム

発電システムと電力系統がある比率で同時に負荷の消費電力を分担しあうものであり、発電システムの余剰電力を系統に送電できるかどうかで次の二つに分けられる。

a 一方向潮流連系型

発電システムが十分に負荷に対し電力供給が行えない場合に電力系統から一方的にバックアップを受ける方式である。逆送電をブロックする逆流防止機能をつけるとともに、高調波が系統へ支障を及ぼさないようにする必要がある。これらをクリアすれば基本的には、採用可能と思われる。

b 両方向潮流連系型

発電システムで得られた余剰電力を配電線を通して電力系統に逆潮流させ、必要電力が得られない場合は系統側から電力の供給をうけるもので、バッテリーが必要最小限に出来ることから米国や欧州では既に実用化している。しかしながら、わが国では系統側の事故時の保護協調特性、電力品質等に問題が残されており現時点では採用不可能である。しかし現在この種の技術開発研究等も進められており近い将来には実現可能になるものと思われる。

イ 蓄電池のコスト

太陽光発電、風力発電は、分散供給したり、または系統に連系しない独立のシステムを作る方が最大の効果を発揮することがしばしばである。この場合、負荷を安定的に運転するために発電エネルギーを貯蓄し必要に応じて負荷に供給する必要がある。これを確実にしてくれるのが蓄電池（バッテリー）である。バッテリー容量が大きければ大きいほど安定した負荷の運転が可能となる。しかしながら、現在蓄電池は設置コスト、維持管理コストとも比較的高価であり大容量の蓄電池を設置することは多額の経費が必要になり現実的でない。今後の技術開発、大量生産等による生産コストの低減が是非とも望まれる所である。

4. 太陽光発電を活用した揚水システム

(1) 発電システム導入メリット

太陽光発電、風力発電の石垣島における導入メリットは、当地域に豊富に存在する自然エネルギーを活用することにより、地球環境の保全に寄与することは勿論のこと、当地域の厳しい電力事情の緩和および農家の維持管理費用の負担の軽減などにつながるものである。

ア 離島の厳しい電力事情の緩和

当地域における系統電力の発電は他の離島地域と同じようにディーゼル発電に頼っており、その発電コストは内地の火力発電等に比べ非常に割高となっている。今後、電力需要の増加も予想されるなど電力事情は益々厳しくなるものと思われる。

太陽光発電を導入することにより、揚水機場の系統電力からの電力需要のピークカットが可能となり、本地域の厳しい電力事情の緩和につながる。

イ 維持管理費（電気料）の軽減

規模の大きい太陽光発電施設は、建設コストが多額になり、広い敷地面積も必要となり、現時点では揚水機場の電源として太陽光発電だけで対応することは現実的ではなく、系統電力を補完する形での利用が望ましい。このような場合の購入電力の減少に伴う、維持管理費軽減のケースとして次のようなものが考えられる。

CASE 1：農事用電力の補完

当地域の農事用電力の契約は、通年契約で利用時間帯が制限されている（13時から21時の間は利用できない、一種の夜間電力である）。

この利用できない時間帯を太陽光発電で補うことにより購入単価の高い一般高圧電力契約に切り替えずに、農事用電力で負荷に対応できる。

CASE 2：契約受電期間の短縮 （冬期電力の完全自給）

図-8を見ても解るように用水需要の少ない冬期にあつては、太陽光発電のみで揚水機場の運転が可能となる。この間は受電契約をしなくても良いことになる。ただし沖縄県の通年契約では契約の基本料金が半額になる。

CASE 3：契約電力の抑制

負荷が最大となる夏場に太陽光発電システムの発電量も最大となるため、契約電力量を抑制することが出来る。負荷の規模によっては、高圧受電契約を低圧受電契約にできる場合も考えられる。

CASE 4：購入電力量の削減

負荷が必要とする電力の一部を太陽光発電で補うため系統電力からの購入電力量は減少する。

ウ 土地改良施設の空間の有効利用

土地改良施設の空間を利用して太陽電池を敷設することにより用地費用が不要になる。また、配水池の開口部を覆うことにより、配水池に差し込む太陽光を遮断し青糊の発生を防ぐこともできる。

(2)発電システムの規模の決定

系統電力との連系による運転の場合の発電システムの最適規模が問題になってくる。規模の決定に当たっては、次のような点を考慮する必要がある。

ア 目標とする系統電力の補完の程度

規模の決定に当たっては、前述の導入メリットを考慮し決定する必要がある。すなわちCASE 1を目的とするならピーク電力需要期の利用制限時間帯に必要な電力量を供給できる規模が必要となる。また、CASE 2を目標とするなら、冬期の消費水量はピーク時期の半分以下であり、この期間の最大必要水量を揚水するのに必要な電力が得られる発電規模となる。同様にCASE 3・4からも必要とする規模が決まってくる。

イ 太陽電池敷設可能な用地面積

変換効率10%程度の太陽電池1㎡の発電量は最大でも100W/㎡余りであり、また電池の設置に当たっては管理用等の設置感覚も必要となることからプラントの建設には広い面積を必要とする。したがって利用可能な用地面積の範囲で発電システムを設置することも考えられる。たとえば国営宮良川地区の底原ダムの下流押え盛り土上の広場を利用すれば3,800kW級の大規模太陽光発電プラントの設置が可能である。

(3)ポンプ運転システム

太陽光発電システムの利用に当たって重要なことはその発電された変動する電力をいかに有効に使うってポンプを運転するかである。この変動して供給される電力に対応するポンプ運転の方法として次の4つが考えられる。ア、イ、ウは、系統電力との連系運転を行わない場合である。

ア ポンプの運転台数の制御による

総揚水量が同じ場合でもポンプ台数が多いほど供給される電力の変動に細かく対応でき、発電された電力を有効に消費できる。

イ ポンプの回転数の制御による

可変電圧可変周波数インバータ（VVVF）を用いることによりポンプの回転数を制御し供給電力の変動に対応する。

ウ 蓄電池の設置

発電された電気をすべて一旦蓄電池に貯めてから一定の安定した電力をポンプに送るものである。この方法は、前述したように蓄電池の初期設置コスト、交換コストが現時点では比較的高価なためシステム発電コストも非常に高くなる。

エ 系統電力と常時連系による

常時系統電力と電気のやり取りが出来れば発電システムとしてもシンプルなものとなるが、現時点では前述のとおり両方向潮流連系は不可能であり、一方向潮流連系が考えられる。

(4)宮良川揚水機場における発電システム

国営宮良川地区の宮良揚水機場は、他機場に比べ施設規模も小さく、小さなポンプが多く、また隣接して配水池がありその上部空間が利用できるため太陽光発電システムの設置、利用に適しているため発電システム設置の概略検討を行った。

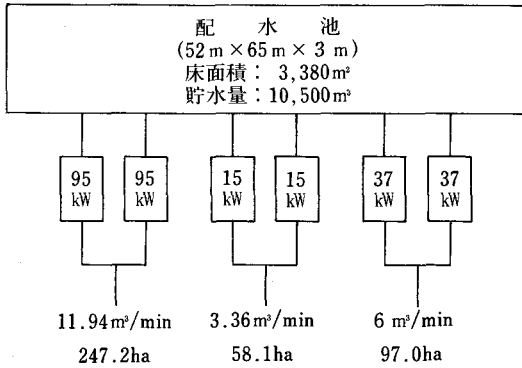


図-5 揚水機場ポンプシステム系統

当揚水機場は加圧機場であり、3系統に分かれている。

ア 太陽光発電システムの規模

規模の決定に当たっては、太陽電池の設置可能面積、農事用電力の補完等を勘案し400kWとし、系統電力と切替型連系を行うこととした。

太陽電池の敷設面積は、4,221m² (63m×67m)であり、敷設面積当りに換算すると、電池出力は

95W/m²、インバータで変換された後のポンプ供給電力は63W/m²となっている。

図-6 発電システムフロー

図-7 発電システム計画図

イ 必要電力量と発電供給量

揚水機場が必要とする電力量と太陽光発電システムが供給する電力量の関係を図-8に示す。夏場

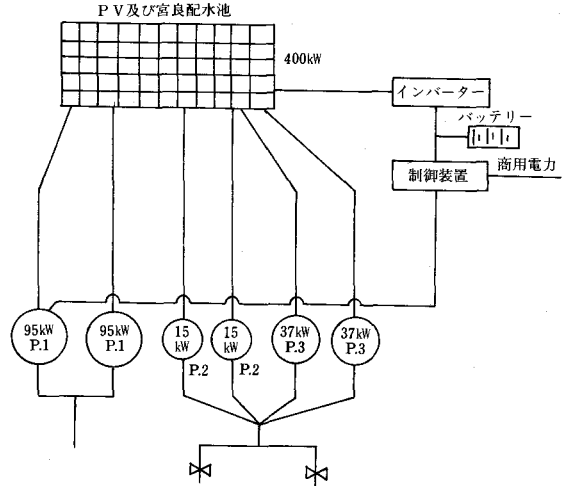


図-6 太陽光発電システムフロー

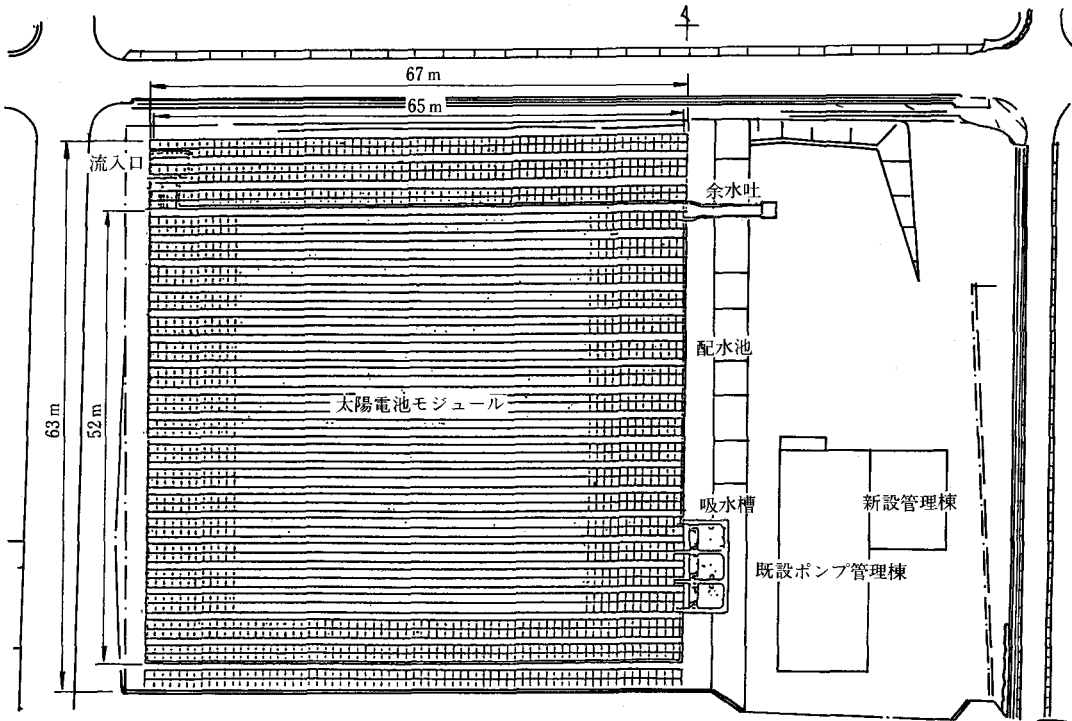


図-7 宮良揚水機場太陽光発電システム計画図

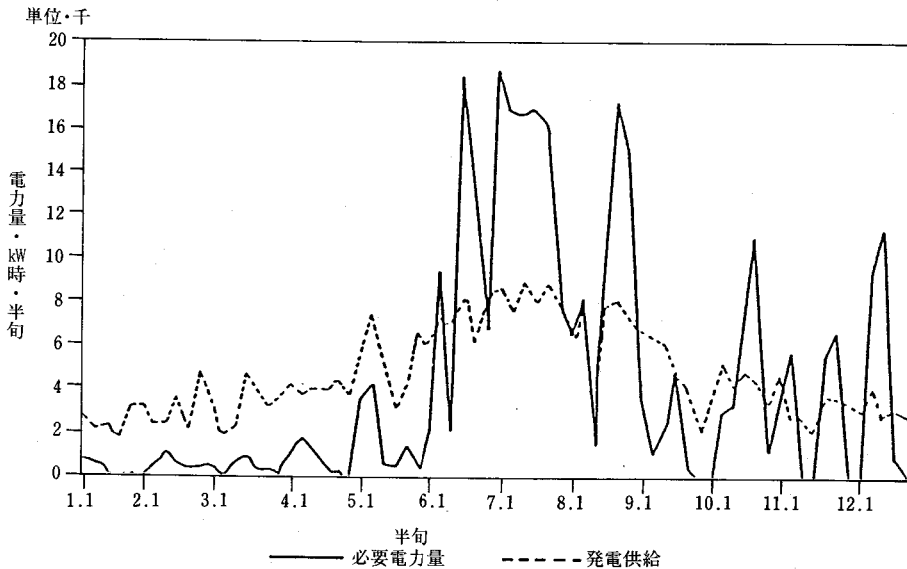


図-8 必要電力量と発電供給量
宮良揚水機場 (1998年)

においては必要電力の約半分を太陽光発電が補っており、1月から5月の間は太陽光発電のみで必要電力が賅えている。

ウ 太陽光発電導入による電力料の軽減

太陽光発電の導入により、3-(1)-イで示した各ケースにおける電力量の軽減が図られたことがわかった。

- 農事用電力契約が可能となる(前記CASE 1)
- 冬期5ヵ月間の購入電力がなくなりその期間の基本料金が半減する。(前記CASE 2)
- 契約電力量を軽減できる(計算では2/3に軽減した)(前記CASE 3)
- 購入電力量が減少する(前記CASE 4)

この試算結果は、表-3に示すとおりポンプの運転に1年間に必要な電力410,000kWhのうち220,000kWhが太陽光発電より供給され、残り190,000kWhが系統電力からの購入によることになり、一般高圧電力契約だけの場合に比べ年間約6割の電力料が軽減されることになる。

エ 建設コストと維持管理費用

発電システムの建設コストを1,950円/Wとすると、総建設費は約780百万円となる。

維持管理については、太陽光発電は可動部が無いいため維持管理が容易であり、維持管理費用として必要なものは主として蓄電池の交換費用である。現在100kWの蓄電池の交換費用は8,000千円程度必

表-3 太陽光発電による電力料の軽減(試算)

項目	一般高圧	農事+太陽光
契約電力(kW)	241	160
基本料金(円/kW)	1,470	965
月額料金(円/月)	354,270	154,400
年額料金(千円/年)	4,251 12ヶ月	1,467 7ヶ月
購入電力(kWhr/年)	409,990	189,057
余剰電力(kWhr/年)	—	141,775
電力料金(円/kWhr)	12.07	9.35
年電力料(千円/年)	4,949	1,768
合計電力料(千円/年)	9,200	3,235

注)・最大出力400kWの太陽電池を設けた場合
・1979~1988年の平均

要であり、耐用年数8年とすると年間1,000千円となり、この他の保守点検費用を1,000千円/年とすると合計2,000千円/年の維持管理費用が必要になる。

5. 風力発電を活用した揚水システム

(1)適地の選定

前述のとおり風力発電利用の成功の鍵を握る要因の第一は発電に適した場所を選定出来るか否かにある。

土地改良事業の受益地内には、標高の高い所、海岸沿い、地形そのものが風の集まりやすい場所が結構存在する。山腹に設けられる配水池は、一般的に風当たりが良い場所である。

また、発電機設置場所が電力の消費カ所などから離れている場合でも、管水路網に沿って送電線網を計画すれば管路敷設と同時に送電ケーブルを埋設することにより建設コストを抑制できるとともに、利用の範囲も広がり有効利用が可能となる。

(2)適した機器の設置

ア 信頼できる性能と低価格

風力発電システムの各種機器の選定に当たっては、必要最小限の信頼できる性能を持ち、購入コストの安価なものを選定する必要がある。国内はもちろん海外の製品も含め検討することが望ましい。特に風車発電機は高価なものから安価なものまで様々であり、その性能等も合わせ検討する必要がある。

イ 小中規模風車の複数設置

風力エネルギーは息をつくように変化するため風車発電機の出力も変動が激しい。このような出力の変化も設置台数を複数にすることによりある程度平準化されていく。また、ある程度小規模な風車発電機には傾倒式のものもあり、台風時の心配もなく、メンテナンスも容易である。従って、

大出力のものより中小出力のものが好ましい。

(3)シーラ揚水機場における発電システム

シーラ揚水機場をモデルに風力発電システムの設置の検討を行った。

崎枝配水池の建設予定地は、名蔵湾に面した標高100m程度の風当りのよい場所で風力発電に適している。この配水池に送水するシーラ揚水機場の設備様容量は約100kWである。年間の平均風速を7mとすれば、常時100kWの電力を得るのに定格出力150kW級の風車発電機が2台必要となる。(図-9)図-10に電力系統と連系しない完全独立型の発電システムブロックダイヤを示す。

①蓄電池

5時間放電で100kWを確保する容量を持つ。ポン

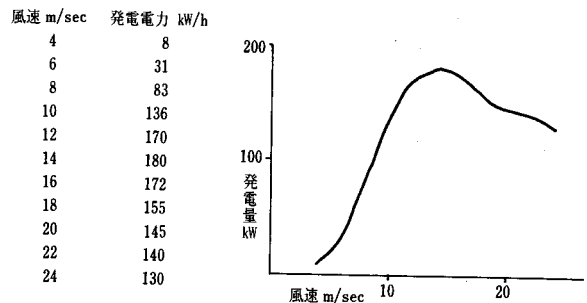


図-9 150kW 風車発電機の出力特性

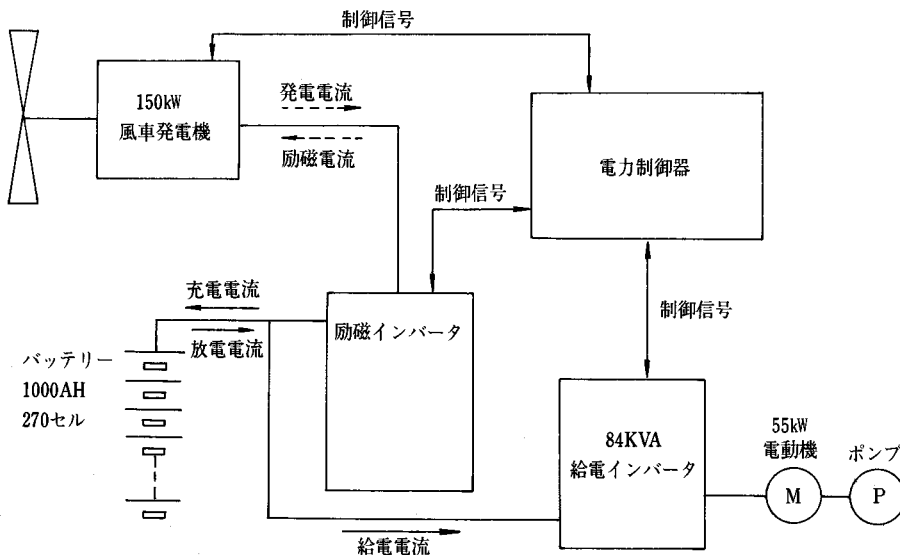


図-10 システムブロックダイヤ

プの運転を台数制御することなどにより蓄電池容量を極力小さくすることが望ましい。

②励磁用インバータ

風車発電機に風車の回転数にあった励磁電力を供給する。一方励磁された発電機で発生した電力は本インバータにより帰還され蓄電池の浮動充電と負荷への電力供給も行う。

③電力制御器

電池の浮動充電に必要な定電圧や垂下特性を制御する。定電圧と垂下特性を発電機に付寄するために、発電中は常に風車の回転数を検出し、発電機の励磁電力を制御するために励磁用インバータの周波数を制御する。

④供給用インバータ

電池に蓄えられた直流電力を負荷に供給するために交流電力に変換し、常に安定した3相電力を供給する。

ちなみに、150kW級風車発電システムの2セット

の概算工事費は250～300百万円となっている。

6. 積極的取り組みに向けて

地球温暖化防止のため政府は、2000年までにCO₂排出量を1990年レベルに安定化する計画であり、石油代替エネルギーの開発は益々重要となってくる。農業農村整備分野でも地球環境に優しいエネルギーの利用に積極的に取り組む必要があるのではないだろうか。そのためには、太陽光発電、風力発電を組み込んだ揚水機システムなど各種負荷設備に対応した利用技術の研究開発が不可欠である。畑地かんがい揚水機場とともに集落排水処理施設も休息な増大が見込まれ、その利用範囲は広い。

最後に地域エネルギー利活用検討委員会においてご指導くださいました九州大学の黒田教授、中野助教授、農業土木機械化協会の西出常務理事に厚く御礼申し上げます。

河川管理施設等構造令と水理模型実験

植 田 昌 明* 常 住 直 人*
斎 藤 哲 夫** 小 川 玲 司**

目 次

1. はじめに	71	3. 水理模型実験概要	72
2. 水理模型実験と構造令	71	4. 結言	79

1. はじめに

水理模型実験の目的は、構造物の水理設計の弱点の発見、最適案の確定にある。すなわち、構造物の水理機能の妥当性を検討し、安全で、経済的かつ合理的な構造物形状を決定すると共に、設計並びに維持管理上必要な水理資料を得ることにある。一方、水理模型実験以外の検討手段として最近では、電算機を用いた数値解析的な手法も多用される傾向にある。理論的には、かなり複雑な現象であっても数値解析によって数値的な答を得られるが、数値モデルの精度、係数の妥当性等、実際の現象への適応性やコストの面でなお問題も多い。これに対し、水理模型実験では、1)多数の実験ケースの比較検討も容易で数値解析による方法と比べて検討に要する時間・費用ともかなり節減できる、2)数値的に解の得難い複雑な実験条件でも実際に解きうる、という利点がある。また、模型上の水理現象を現実に目で見て理解を深めることができるという強みがあるので、素人から熟練した技術者までその能力・経験に応じた情報を提供する事も可能である。このように数値解析、模型実験とも一長一短があり、問題解決にあたっては、両者を併用してそれぞれの利点を引き出すことが望ましいが、ダム洪水吐のようにその流況が複雑に変化する流れでは、依然、水理模型実験による解決に頼らざるを得ないのが実情である。

本稿ではダム洪水吐の水理模型実験の一般事項

を河川協議、河川管理施設等構造令（以下「構造令」という。）との関連も含めてとりまとめた。

2. 水理模型実験でと構造令

一般にダム洪水吐は、現地の地形・地質等での条件により、常に標準的な設計を採用しようとは限らない。また、その設計の良否に伴う危険の度合いも高い。このため、構造の安全性、放流能力、減勢機能及び下流河床に及ぼす影響について信頼できる解析と判断が得られる場合のほかは、原則として模型実験を行って設計を検討する。

また、河川協議において河川管理者側は、“河川の従前機能の維持”を求めるが、水理模型実験により、協議に先だって机上の水理設計の確認、設計の改善を行い、これを充足させることも事業の円滑な実施を図るうえで重要である。現象の理論的な裏付けはともかく、現実の流況を再現できる、実際に目で確認できる、外部の者に対して強い説得力がある点で、協議に際しても模型実験は有意義である。

河川協議では、その構造物が構造令の要件を満たすことが求められる。構造令（「解説・河川管理施設等構造令」¹⁾）では、河道内施設築造後の“河川の従前機能（後背地の安全確保も含む）の維持”の観点から、机上の水理設計でこれを侵すおそれのある場合、“模型実験による設計諸元の確定”が詠われている。同書の中で模型実験及び水理計算に言及している箇所は表-1のとおりで、少なくともこれに触れる場合には水理模型実験による設計の検証が必要である。

* 農林水産省農業工学研究所
** 富山県山田川水系ダム建設事務所

表一 構造令と模型実験

番号	章	構造物	条	関連する事項	備考
1	3	堤防	17	越流堤 圍繞 背割堤 導流堤等の取 り扱い	P.103下から9行 必要に応じ ・模型実験や ・推理計算等の検討を 行う。 圍繞（イジョウ）…… まわりからとりまく 三省堂新明解漢和辞典 P.295
2	3	堤防	26	水制	P.136上1行 必要に応じ ・模型実験等を行う。
3	4	床止め	34	護床上	P.156下から11行, 10行, 9行 ・水理計画等によって ・模型実験によって ・模型実験でも
4	4	床止め	34	高水敷保護工	P.157上から12行 ・模型実験等
5	5	堰	37	改修計画と利 水計画との調 整	P.174下から5行 ・模型実験等
6	5	堰	22 16	護床工	P.208上から10行 ・模型実験又は ・水理計算等 撓曲（ドウキョク） ……たわめまげる 三省堂新明解漢和辞典 P.516 屈撓（クツウ）

ダム関連では、構造令第7～9条に洪水吐についての規定がある。これによるとダム上流側堤防区間に計画高水位以上の水位が生じぬよう洪水吐の越流部幅に制限が加えられている。一方、ダム下流部に対しては、洪水吐からの放流が下流諸施設に被害を与えないように、洪水吐～減勢工～下流護岸までの区間で、これを“ダム築造以前の従前河道流勢”まで減勢すると、としている。また、洪水吐の構造自体もダム設計洪水流量以下の流水を安全に流下させること、ダム堤体・貯水池・基礎地盤に支障をきたさないものとする、と規定されている。

以上のことから「設計基準ダム」²⁾でも、模型実験による設計の検証の必要性が明記されている。

実際、洪水吐の水理設計諸式は、洪水吐内の流れが乱れの強いものであるのに、洪水吐の各横断面毎に流速、水位等、水理諸量を平均化して扱っており、その形状がごく標準的なものでない限り、

設計諸元の確定を模型実験に依らねばならないケースも多い。この場合の模型実験は、設計作業の一環であり、その精度に十分に配慮する。

なお、水理模型実験の必要性の具体的な判断基準として、設計を6段階に区分した難易度で示し、難易度3以上の要素を除去できない場合には、実施設計前に水理模型実験が必要であるとした指標³⁾（表一2参照）もある。ここでは、水理設計式の適用条件からはずれるもの、十分な実験資料・事例のないものの難易度が高く設定されている。

3. 水理模型実験概要

以下、ダム洪水吐水理模型実験の一般的な実施手順、実験にあたって依頼者側が周知しておくべき技術的な事柄について記す。

(1) 模型実験の委託

一例として県から委託する際の手順を示す。

県から国立研究機関に試験を委託する場合、その手続きは、農林水産省関連の場合、農林水産省受託研究等実施規定に基づいて行なわれる。実際の実施手順は受託研究上の予算制限もあり、図一1⁴⁾のように研究所が仲介するような形になる。

(2) 模型実験の一般の手順⁵⁾

模型実験の一般の手順は以下のとおりである。

- 1) 関係資料の収集、現地調査
- 2) 実験計画の立案
 - 2-1) 問題の設定
 - 2-2) 実験条件の設定
 - 2-3) 模型縮尺の決定
 - 2-4) 計測内容の検討
 - 2-5) 解析方法（データ整理法の）の検討
- 3) 実験施設の整備、計測機器の手配
- 4) 模型製作
- 5) 模型実験の実施及びデータ解析
（データ処理、データ整理）
- 6) 実験結果の考察と追加実験の実施
- 7) 報告書の作成

2-1)の“問題の設定”は、水理模型実験によって適切な解答を得るために重要であって、この点をおろそかにすると実験に多大の労力・コストを費やすのみで依頼者側の求める結果が見出せない公算が大きい。模型実験で十分な成果を得るには、

表-2 洪水吐構成要素とその難易度

構成要素	難易度	構成要素	難易度	構成要素	難易度	構成要素	難易度
流入部		4. その他の管路		1. 直線急勾配		4. 傾斜した直線水叩き	
(1)越流式		(4)付属構造物, その他		2. 直線緩勾配		5. ローラーバケット型	
1. 接近流速の無視できる越流式		1. ローラーゲート戸溝		3. 湾曲, その他複合線形		(2)スキージャップ式	
a. 自由越流堤		2. コースターゲートの流水遮断				1. 水クッションの形成が予測できる	
b. 水門扉調整型		3. ゲートの上向力, 下降力		減勢工		2. それ以外	
テンターゲート (h≤15m)		4. ゲート等もキャビテーション				(3)トンネルの減勢工	
(h>15m)		5. スクリーン		1. 跳水式		1. 流出端が下流水位より高いもの	
ローラーゲート (h≤15m)		6. 給気設備		1. 水平で幅の一定な直線水叩き		2. それ以外	
(h>15m)		7. ゲート等の振動		a. 水叩き始端で流れが均一		(4)アーチダムの減勢工	
2. 接近流速の無視できない越流式				q≤30m³/s・m		1. 自由落下式 (越流部単独)	
a. 実験資料のある形状		導流部		q>30m³/s・m		2. 放水管との併用	
b. それ以外		(1)堤体流下式の形状		b. オリフィス下流		(5)河道部との接続	
3. 横越流型		1. 越流式		c. 放水管下流		二次減勢工	
(2)朝顔型		a. 重力ダム		n>3, q≤30m³/s・m			
(3)管路式		幅が一定		d. 補助構造物			
1. オリフィスの形状		幅が漸変		副ダム, 鉛直エンドシル		備考	
a. H<20mQ<500m³/S		b. 薄肉アーチダム		傾斜エンドシル		h: ゲート高	
b. それ以外		c. 厚肉アーチダム		バップルピアーなど実験資料の		H: 最大操作水頭	
2. 管長の長い放水管の形状		流れの偏向を含まない		ある形状		Q: 1条あるいは1門当りの流量	
a. 断面形が一樣である		流れの偏向を含む		それ以外		q: 単位幅当りの流量	
H<50mQ<400m³/S		2. オリフィス下流		2. 水平, 湾曲水叩き		m: 管路式放流設備の数	
それ以外		3. 全管路型放水管下流		a. 水叩き始端に直線部が跳水長の			
b. 断面形が変化する		4. 半管路型放水管下流		70%以上あるもの		* 各管路が水叩きに対して完全に対象で	
H<30mQ<200m³/S		(2)水路式の形状		それ以外		あることを条件とする	
それ以外		1. 直線, 幅一定		3. 水平で幅の漸拡うる水叩き		** 1, a, bおよびcと同一の値でよい	
3. 管長の短い放水管の形状		2. 直線, 幅が漸変		a. 幅の漸拡が片側10°以下		*** (水平直線水叩き) + 1 とする	
a. H<45mQ<450m³/S		3. 湾曲		水叩き始端で流れが均一			
b. それ以外		4. 他の形式との合流		それ以外			
		(3)トンネル式の形状		b. 片側10°以上			

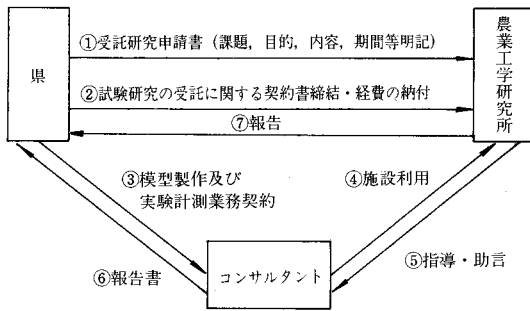


図-1 受託研究の仕組み

まず、問題を明確、かつ具体的に定義する事、問題をできるだけ小さい単位にまで分割する事が必要である。問題を更に小問題に分割すれば個々の問題に対する解答が見出し易くなる。そのためには、依頼者・実験担当者間で事前に十分に協議をもつ事が望ましい。

ダム洪水吐の水利模型実験の場合、一般的な問題点(検討点)は次項3.(3)1)に述べる検証事項(チェックポイント)にまとめられる。この他、個々の洪水吐に特異の問題、例えば取水塔が洪水吐に近接する場合、その洪水吐放流能力の影響、防災ダムとしての機能も兼ねる場合、治水計画との対応、下流側の構造物から背水がある場合、それによる当該洪水吐減勢工の減勢機能への影響……等々、もあるので協議を通じてそれらを掘り起こしていく。

2-2)の“実験条件の設定”では、2-1)を受けて実験対象構造物、実験対象区域、実験対象流量、

実験ケースを選定していく。

ダム洪水吐の水利模型実験における実験対象区域は、上流側はダム貯水池内で洪水吐放流能力に影響する範囲、下流側は、洪水吐設置による従前流況への影響が懸念される範囲である。下流区域は、河川協議で問題となる可能性が高いので、できるだけ広くとることが望ましい。また、実験対象流量には、設計洪水流量、減勢工設計対象流量が必須である。この他の流量は個々の洪水吐の設計条件に応じて補足する。一方、実験ケース選定にあたっては、構造物の配置案、洪水調節計画や下流末端の水位(セキあげの有無)、等々を考慮する。この際、ケース数を無意味に増やさぬよう注意することが重要である。これによりコスト・労力の節減が図れるうえ、個々のケースの位置付けもはっきりするので実験の焦点が絞られる。

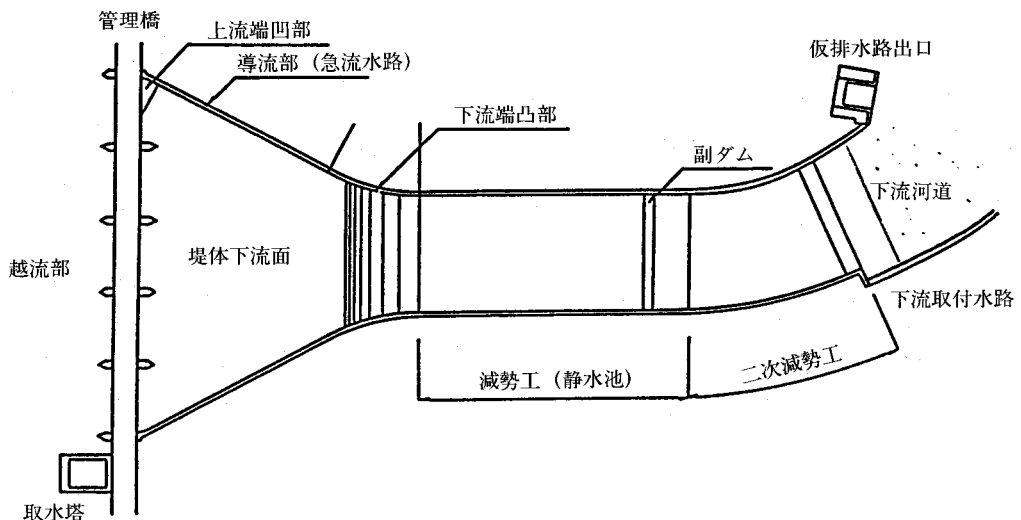
2-3)では、洪水吐の規模、実験対象区域、現地条件(流量、越流水深、粗度等)、使用する実験施設の大きさなどを勘案して模型縮尺を定める(詳細は以下3.(3)3)を参照)。2-4)の“計測内容の検討”では2-1)で抽出された問題点及びその必要とする計測精度に応じて計測項目(流速分布、水面変動、水位、圧力等)、計測方法(測定機器等)、計測点を決めていく。

(3)実験計画の要諦

1) 検証事項(チェックポイント)の設定⁶⁾⁷⁾

(表-3、図-2参照)

一般的に、ダム洪水吐の水利模型実験のチェックポイントは次のようになる。これらの点を踏ま



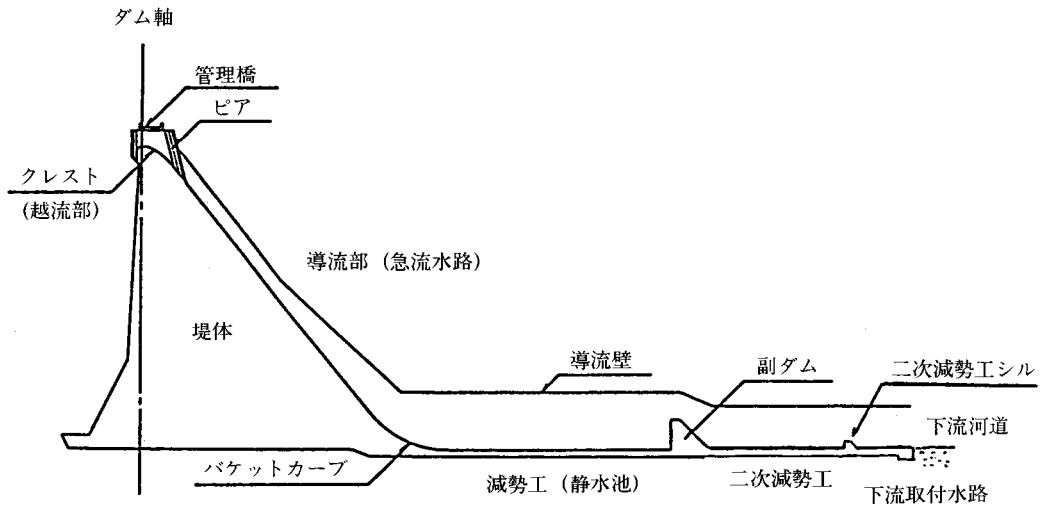


図-2 (1) 洪水吐構成図(コンクリートダム)

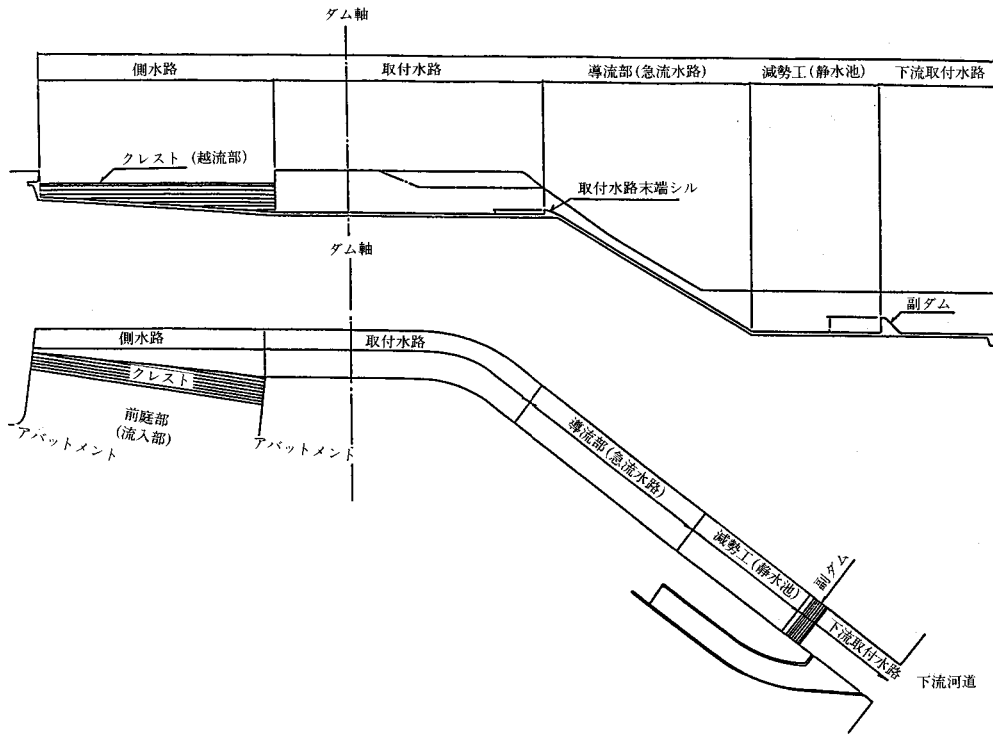


図-2 (2) 洪水吐構成図(フィルダム)

表-3 洪水吐各部の検討事項

部 位	検 討 事 項	検 討 方 法
流入部 (前庭部)	・洪水吐の放流能力に支障をきたす過度の縮流、水面変動の有無	・流況観測 ・水面形
	・過度の接近流速 ($V > 4 \text{ m/s}$, $Fr > 0.4$) の有無	・流速分布
越流部 (クレスト)	・計画どおりの適正な放流能力となっているか (過大もしくは過小放流でとなっていないか)	・貯水位～放流量曲線 (放流機能式の作成)
	・洪水調節計画との整合性 (防災機能を付与されたダムの場合)	
	・クレスト表面で許容負圧 (-3m水頭) を越えないか	・圧力分布
	・堤頂構造物、放流水脈間の余裕は十分か (1.5mもしくは1.0m以上)	・流況観測
	・下流側の減勢工機能に支障をきたす過度の放流水脈の動揺や剥離の有無	・放流水脈の形状
側水路～ 取付水路	・穏やかな流れとなっているか (側水路末端から取付水路で $Fr < 0.5$)	・流速分布
	・クレストが潜っていないか (側水路上流端で水位 (クレスト基準) が越流水深の1/2.5以下)	・水面形状 ・流況観測
	・対岸壁高は十分か ・過度の水面動揺の有無 (特に取付水路末端での放流水脈の動揺や剥離の有無)	
	・取付水路末端シル表面での負圧の状況 (-3m水頭を越えないか)	・圧力分布
導流部 (急流水路)	・下流側の減勢工機能に支障をきたす過度の偏流、水面動揺、水脈剥離の有無 (流況の安定)	・流況観測
	・導流高は十分か (グメンスキー式等による検討)	・水面形状
	・動水圧の状況	・圧力分布
減勢工 (静水池) ～二次減勢工	・十分かつ安定的に減勢がなされているか (特に減勢工設計対象流量以下で確実に減勢するか)	・水面変動 ・流速分布 ・流況観測
	・側壁高は十分か (特に減勢工設計対象流量以下では十分な余裕をもたせる。)	・水面形状
	・過度の負圧 (特にシュートブロック、ピア、副ダム表面) の有無	・圧力分布
下流取付水路 ～下流河道	・流況の安定性 ・新たな護岸・護床の必要性 (ダム築造以前の河川流況に回復していない区域で周辺の利用状況を考慮して検討する。) ・側壁高は十分か (下流取付水路)	・流速分布 ・水面形状 ・流況観測

*更に洪水吐全体にわたって経済性、施工性、場合によっては景観についても検討を加える。

えて施工性・経済性を高めた洪水吐形状を抽出する事が望ましい。

①放流機能の確認

設計洪水流量以下の流量で、放(越)流部が、過大にも過小ともならない、適正で安定した放流機能を有するか否かを確認する。特に設計洪水流量流下時に貯水位が設計洪水位以下となっ

ていなければならない。

防災も兼ねたダムでは、所定の水位でのバッファ機能(洪水調節機能)の評価検討も行う。

②流況の確認

設計洪水流量以下の流量で、堤本体及び洪水吐の構造に危険を生じるような越水や流況(過度の負圧、水脈剥離、水面動揺、偏流)の有無

を確認する。

具体的な確認事項に以下の事が挙げられる。

- 1) 流入部
 - ・接近流速が許容範囲内か否か。
 - 接近流向や接近流の安定性も確認する。
- 2) 放(越)流部
 - ・堤頂構造物、放流水脈間の余裕
- 3) 放(越)流部
 - ・過度の負圧の有無
- 4) 越流部・放流部(オリフィス等)及び側水路型洪水吐の導流部始端
 - ・下流側の減勢工の減勢機能を阻害する水脈剥離の有無
- 5) 取付水路～導流部
 - ・減勢機能に支障をきたす過度の偏流の有無
- 6) 導流部～減勢工
 - ・負圧発生状況
 - 特に静水池内付設構造物(副ダム等)、側水路型洪水吐の取付水路末端シルで。
- 7) 全体的な溢水、水沫の状況
 - ・側壁の余裕高の確認。特に空気連行の激しい導流部では注意を要する。小規模で、堤体構造に危険のない水沫ならば問題はない。

③ 減勢機能の確認⁹⁾

現状では減勢工機能可否の判断基準は、1)減勢工設計対象流量以下の流量で十分な減勢がなされているか(ダム築造以前の“従前河道流況の維持”が目安となる)、2)設計洪水流量以下の流量で、堤本体の構造、基礎地盤に危険を生じするような流況、越水が発生しないか、の2点でほぼ集約される。

なお、減勢工側壁の余裕高は、通例、以下1)～3)に基づいて設定される。

- 1)減勢工設計対象流量で充分余裕のある壁高とする。
- 2)設計洪水流量で最高水位が側壁を越えない高さとする。
- 3)設計洪水流量では、ある程度の越水を許容する場合もあるが、この際も堤本体、基礎地盤の安全に支障を及ぼさぬこと(越流水が堤体にかからない程度)を条件とする。

④下流河川の流況および保護対策の検討

下流河川は、安定した流況か否か、水位はどの程度上昇するか、を調べる。また、偏流とそれに伴う洗掘発生の可能性を調査し、河道周辺の利用状況から護岸・護床など保護対策が必要とあらばそれも検討する。これについては、現在のみならず将来的な利用状況も見越した検討が望ましい。

1) 実験対象流量の設定

実験対象流量は、1)の検証事項をもとに選定される。この際、実験ケースを無意味に増やさぬよう実験対象流量を十分に絞りこむことが重要である。設計洪水流量、減勢工設計対象流量は、洪水吐の本来の目的からして必須である。その他の対象流量は、個々の洪水吐の設計条件、現地条件をかながみて逐次選定する。

3) 模型縮尺の設定¹⁰⁾¹¹⁾

模型の縮尺は、現地条件(流量、越流水頭、粗度等)、実験対象構造物の規模、実験対象区域を踏まえたうえで

- 1)実験施設(放流能力、広さ、高さ)
- 2)実験経費・工期
- 3)原型と模型間の流況の相似
- 4)模型の施工精度

を考慮して決定する。

模型規模は、使用可能な実験空間、実験水量や実験経費・工期から制約を受けるが、その制限範囲内で原型・模型間の流況相似が確保されるように縮尺を決定する。模型の施工精度からは模型縮尺を充分大きくする事が肝要である。縮尺を小さくすれば材料も少なく施工も楽になるが、反面僅かな施工誤差が流況に大きな影響を及ぼす危険性がある。

ダム洪水吐の水理模型実験の場合、模型縮尺としては、1/30～1/50が多い。ちなみに今まで農工研で行われた実験は、設計洪水流量1000/m³/s以下の中小規模洪水吐を対象としたものが多く、縮尺1/30程度の事例がほとんどである。

4) 模型・原型間の流況相似について

(表—4参照)¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾

模型洪水吐と原型の流況(流速、水位等)の相似には、その流れに働く諸力の模型、原型間の相似が必要である。ただ、どのような相似則を用いたにせよ全ての力を相似にする事は不可能なので、一般には、実験で対象とする現象で特に影響の大

表—4 ダム洪水吐の水理模型実験における流況相似阻害要因
(フルード相似則を適用した場合)

ダム洪水吐のフルード模型における流況相似の阻害要因	指標	問題箇所	問題点	対策
粘性力	レイノルズ数	放(越)流部	流況・放流機能	1) 模型スケールの拡大 (模型越流水深, レイノルズ数を十分大きくする) 2) 抽出実験
表面粗度	粗度係数	放(越)流部 長大な導流部 下流河道部	流況・水位	1) 2) 同上 3) 粗度調整 (プラスチック材, 粗度石, 金網, 移動床)
空気連行		導流部 減勢工 堤趾導流部	流況・水位	1) 2) 同上 3) 水位補正式の適用 4) 十分な側壁余裕高の設定

きい力を選んで、それについてのみ模型、原型間の相似を満足させるようにし、残りの諸力は、その影響度を判定して実験結果に適宜、補正を加える。洪水吐の水理模型実験では、重力・慣性力が卓越するため、フルードの相似則を適用して、流量、流速、水位等の模型諸元を原型諸元に換算する。

この場合、粘性力、粗度、空気連行の3点が流況相似の阻害要因として残る。粘性力は、フルードの相似則を用いた場合、模型・原型間で相似とならない。しかし、洪水吐の流れでは、粘性力の影響度合は重力に比べかなり小さく、通常は無視する。ただし水脈の薄い箇所、レイノルズ数(=VR/ν, V:流速, R:径深, ν:動粘性係数)の小さくなる箇所では、その影響が大きくなる。ダム洪水吐模型実験では、放(越)流部の、水位～流量曲線(放流機能)を調査する際に問題となる。したがって実験にあたっては模型の越流水深、レイノルズ数を十分大きくとる。これが困難な場合には、放(越)流部のみの大規模抽出模型実験を実施して洪水吐放流機能を調査する。一般には、設計洪水流量の小さい小規模な洪水吐ほど越流水脈も薄くなるので、模型縮尺を大きくする必要が生じる。洪水吐規模が小さいので模型も小さくて済むというようには必ずしもならず、小規模洪水吐ほど模型は大きくなりその製作費も増高する傾向があるので注意を要する。

表面粗度の影響は、模型上の粗度係数が理論値どおり縮小されていれば問題ないが、これは現実

には困難である。ただ、洪水吐の流れは、比較的短区間での急変流現象であり、一般に粗度の影響は無視しうる範囲にあるので、模型表面を十分滑らかに仕上げるなどの対策で事足りる。しかし、粘性力と同様、放(越)流部などの水脈の薄い箇所では、この影響が大きくなるので注意を要する。また、長大なシュート式洪水吐、トンネル式洪水吐や下流河道部で底面の摩擦損失が無視できないケースもある。これらに対しては、放(越)流部では模型の越流水深を大きくとる(模型縮尺を大きくする)、抽出実験を実施する、粗度係数の小さなプラスチック材(n=0.008~0.009)を用いる、などの方策を講じる。長大なシュート部、トンネル部については、マニング抵抗則により原型・模型間の相似性を十分検討する必要がある。下流河道部は、通常、モルタルで製作する程度で厳密な粗度調整は行なわないが、場合によっては粗度石や金網による粗度調整を行う。粗度は、水深・流量など水理条件により変化するので実験で対象とする水理量近傍の粗度に合わせる。また移動床で実験する場合は、河床条件の相似は十分に成立しないので実験結果は定性的なものとして評価する必要がある。

空気連行の影響は、導流部、減勢工や堤趾導流壁型洪水吐の堤趾導流部で問題となる。これらの部分では原型・模型間の流速差により、模型での空気連行の度合いがいきおい小さくならざるをえないため模型水位が実際より過小となる傾向がある。したがって導流部ではグメンスキー式による

水位補正を行い、そのほかの部分でも側壁高決定の際に十分な余裕を見込んで対処する。減勢工では模型上でもある程度の空気連行が再現できるようにクレスト～減勢工間の落差を十分大きくとって実験することが望ましい。堤趾導流部では、今のところ水位補正式や所要余裕高の確たる基準もないので場合によっては、大規模な抽出模型実験を実施する。

4. 結言

水理模型実験によるダム洪水吐水理設計について構造令との係り合いを中心に述べた。これに関連して模型実験実施に際して実験依頼者側が周知すべき技術的ポイント、特にダム洪水吐水理模型実験の中で検討すべきチェックポイントについて記した。ダム洪水吐関連の河川協議に際しては、個々の現場にそれぞれの特事情もあり、協議の対象・内容も種々様々である。したがって、それらに応じて模型実験での検討点も変わっていくが、一般的な検討点は、前記のように整理されると思われる。本文が実際の河川協議に際して少しでもお役にたてれば幸いである。

参考文献

- 1) 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，山海堂：1978
- 2) 農水省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計ダム，(社)農業土木学会：P.327～328，1981
- 3) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設 第4巻，

- 土木施工管理技術研究会発行：P.147～153，1977
- 4) 農水省農業土木試験場：現場技術者のための農業土木試験場紹介，P.2～4，1986
- 5) 運輸省港湾技術研究所：波浪に関する水理模型実験，運輸省専門技術者研修テキスト（水工部課程）：P.1～6，1969. 2
- 6) 植田昌明他：漸縮型洪水吐の水理設計に関する実験的考察，農業工学研究所技報，第183号：P.36～37，1991. 1
- 7) 須賀堯三：水理模型実験，山海堂：P.97～103，1990
- 8) 農水省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計ダム，(社)農業土木学会：P.290～332，1981
- 9) 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，山海堂：P.56～64，1978
- 10) 農業土木試験場水理第2研究室：水理模型実験について：P.17，1975. 10
- 11) 須賀堯三：水理模型実験，山海堂：P.97～103，1990
- 12) 藤本成：洪水吐の機能設計，建設省土木研究所資料，第977号：P.82～84，1974. 11
- 13) 椎貝博美：水理実験法，山北出版：P.18～35，1976
- 14) 農業土木試験場水理第2研究室：水理模型実験について：P.3～16，1975. 10
- 15) 須賀堯三：水理模型実験，山海堂：P.2～14，P.40～52，P.97～103，1990
- 16) 建設省河川局監修：多目的ダムの建設 第4巻，土木施工管理技術研究会発行：P.147～153，1977

訂正について

川合 享

水と土, 第85号 (1991) に掲載した“頭首上の可動堰に関する堰体の実用的設計例”の本文の(4)と(5)の記述を次のように訂正願います。

1. 揚揚圧力水頭図

原案のFig. 5, 最終設計基本図をFig. 5 揚圧力水頭図に変更します。

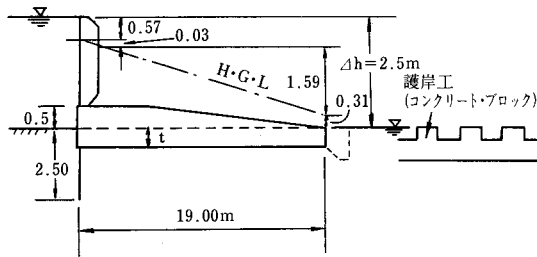


Fig.5 揚圧力水頭図

2. 任意点の揚圧力水頭

ここでは上流シートパイル直下流からセキ体末端直上流の区間, 近似的にセキ体幅W区間内の任意点における揚圧力水頭を hp_x とする。

$$hp_x = \frac{hp_A (S - X)}{S} \quad (15)$$

ここに hp_A : 上流シートパイル直下流の揚圧力水頭

S : $W + J$

X : 上流シートパイル直下流を起点とした下流方向の任意点

$$J = \frac{\left(\frac{hp_B}{hp_A} \right) W}{\left(1 - \frac{hp_B}{hp_A} \right)} \quad (16)$$

ここに hp_B : エプロン末端直上流の揚圧力水頭

3. 堰体の厚さの計算式

計算式は次のように示される。

$$T \geq \frac{4}{3} \left(\frac{hp_x}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \right) \quad (17)$$

ここに W_o : 水の単位体積重量

W_s : セキ体の単位体積重量

4/3: 安全率

4. 計算結果

$$hp_A = \Delta h - \Delta h_1 - \Delta h_2 = 2.5 - 0.57 - 0.03 = 1.9m$$

$$hp_B = \Delta h_s = 0.31m$$

$$W = 19.0m \text{ (セキ体積)}$$

$$W_o = 1.0, W_s = 2.3$$

$$J = \frac{\left(\frac{0.31}{1.9} \right) \times 19}{1 - \left(\frac{0.31}{1.9} \right)} = \frac{3.1}{0.837} = 3.7m$$

$$S = W + J = 19.0 + 3.7 = 22.7m$$

(1) 上流シートパイル直下流のセキ体厚さ

$$hp_A = 1.9m$$

$$t \geq \left(\frac{hp_A}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \right) = \frac{4}{3} \left(\frac{1.9}{1.3} \right)$$

$$= 1.95m$$

(2) セキ体の中間点, $X = w/2 = 19/2 = 9.5m$ 地点

$$hp_x = \frac{hp_A (S - X)}{S} = \frac{1.9 \times (22.7 - 9.5)}{22.7} = 1.10m$$

$$t \geq \frac{4}{3} \left(\frac{hp_x}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \right) = \frac{4}{3} \left(\frac{1.10}{1.3} \right)$$

$$= 1.13m$$

(3) エプロン末端直上流のセキ体の厚さ

$$hp_B = 0.31m$$

$$t \geq \frac{4}{3} \left(\frac{hp_B}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \right) = \frac{4}{3} \left(\frac{0.31}{1.3} \right)$$

$$= 0.32\text{m}$$

実用的にはセキ体の下流端の厚さを0.5m以上として全体を修正する。

5. (16)式の誘導

Fig.6のような図によって説明する。

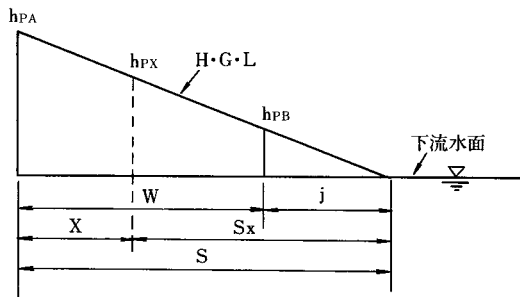


Fig.6 任意点の揚圧力水頭算定図

hp_A : 上流側シートパイル直下流の揚圧力水頭

hp_B : エプロン末端直上流の揚圧力水頭

W : セキ体の幅

$J : hp_B = S : hp_A$

$$J = \frac{hp_B}{hp_A} S \quad (a-1)$$

$$S = W + J \quad (a-2)$$

いま、(a-1)式に(a-2)式を代入して、 J について解くと次式を得る。

$$J = \frac{\left(\frac{hp_B}{hp_A} \right) W}{\left(1 - \frac{hp_B}{hp_A} \right)} \quad (a-3)$$

6. (15)式の誘導

Fig.6の任意の点における揚圧力水頭を hp_x とする。

$Sx : hp_x = S : hp_A$

$$hp_x = \frac{hp_A Sx}{S}$$

$$= \frac{hp_A (S-X)}{S} \quad (a-4)$$

ここに $S = W + J$

7. (17)式の誘導

Fig.7のような図によって説明する。

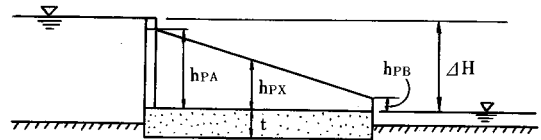


Fig.7 可動堰のセキ体厚さ決定概念図

いま任意の位置における揚圧力水頭を hp_x 、セキ体の厚さを t とすればセキ体が安全であるためには次式が成立しなければならない。

$$W_s T \geq W_o (hp_x + T) \quad (a-5)$$

$$\left(\frac{W_s}{W_o} \right) t - t \geq hp_x$$

$$t \left(\frac{W_s}{W_o} - 1 \right) \geq hp_x$$

$$t \geq \frac{hp_x}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \quad (a-6)$$

いま安全率を4/3とすれば

$$t \geq \frac{4}{3} \left(\frac{hp_x}{\left(\frac{W_s}{W_o} \right) - 1} \right) \quad (a-7)$$

ここに W_o : 水の単位体積重量

W_s : セキ体の単位体積重量

高規格堤防に係る河川管理施設等構造令等の改正について

田村 亮

1. 高規格堤防とは

高規格堤防とは、計画規模を上回る洪水が発生しても堤防の決壊による甚大な被害を回避するため、堤防の幅を堤防高の20～30倍と大幅に広げることにより、越水、浸透、地震等に対して耐えることができる規格構造とするものであり、堤防天端上の広大な土地において通常の土地利用に供するため、堤防敷地を買収しない（高規格堤防特別区域）ものとなっている。

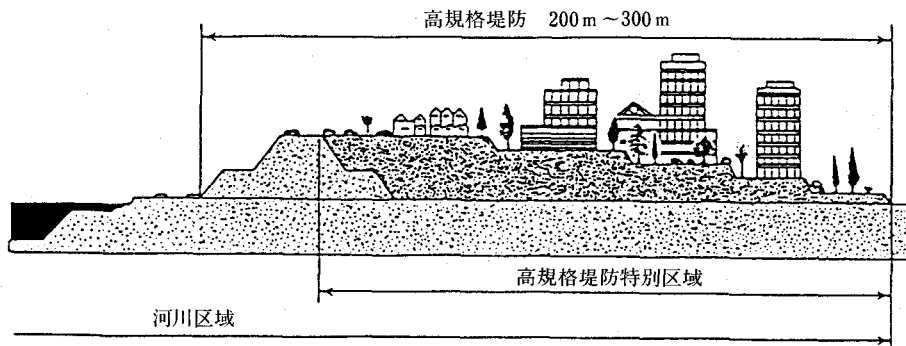
この高規格堤防が計画されているのは、現在のところ、利根川、江戸川、荒川、多摩川、淀川及び大和川に係る5水系6河川であり、高規格堤防整備事業は大都市地域の人口、産業機能が著しく集中している市街地の治水機能を総合的に高めるための事業である。この整備にあたり、特に利根川・江戸川では、埼玉県深谷市付近の小山川合流点から河口までの約170kmおよび江戸川約60kmの区間の堤防延長（両岸）で約460kmが対象となり、農地や農業用施設等への影響は大きいものがある。

2. 改正の概要

高規格堤防の整備に関連して、河川法は昨年2月に河川法の一部改正の協議が行なわれ、また、10月には河川法施行令の一部改正の協議が行なわれ、11月1日付で施工された。更に今年1月にはこれらの改正を受けて技術基準としての河川管理施設等構造令の一部改正の協議が行なわれ、2月1日付で施行された。

河川法一部改正では、①河川管理者が高規格堤防の敷地である土地の区域のうち通常の利用に供することができる土地の区域を「高規格堤防特別区域」として指定すること。②高規格堤防特別区域内の高規格堤防の部分が損傷し、河川管理上著しい支障が生ずる場合、河川管理者が他人の土地において、現状回復措置等構することができること。③高規格特別区域内の土地においては、堤防の機能を減殺しない工作物の新築、土地の掘削等の一定行為については、河川管理者の許可を要しないこと等が規定された。

また、河川法施行令の一部改正では、高規格堤防特別区域における新築等についての許可を要し



図一 高規格堤防概念図

* 構造改善局水利課農業用水対策室長

ない工作物（基礎ぐい、電柱等）及び地下工作物の新築等の深さ（1m）、土地の掘削深さ（1.5m）等を定めるとともに、河川の流水等について河川管理上支障を及ぼすおそれのある行為の禁止等に違反した場合の罰金額を引き上げること等が規定された。

更に、河川管理施設等構造令の一部改正では、①用語の定義において、現行の計画横断形の定義に高規格堤防に係るものを含めること、高規格堤防設計水位を高規格堤防設置区間において発生するおそれがあると認められる洪水及び高潮が生じた場合の当該区間の河道内の最高の水位として定め、計画高水位よりさらに高い水位の概念を設定したこと。②構造の原則として高規格堤防設計水位以下の水位の流水に対して耐えられることができるものとする。③高規格堤防は盛土により築造されるものとする。④高規格堤防に作用する荷重の種類を規定すること。⑤高規格堤防の構造計算に関し、必要な技術的基準は建設省令で定めること。⑥高規格堤防及び当該区間の係る背水区間における水門及び樋門の構造は、高規格堤防設計水位等に対して安全なものとする。⑦既存及び工事中（許可工作物にあっては河川法第26条第1項の許可を受けたもの）の河川管理施設若しくは許可工作物には適用しないこと等が規定された。

3. 改正に係わる主要な通達内容

これら一連の関係法令の一部改正にあたって、建設省と農林水産省はそれぞれ通達をもって関係部局に周知徹底することとしたが、主要な通達の内容を示すと次のようになる。

(1)高規格堤防上の土地利用

通常の利用に供することができる土地には、農地等が含まれること。また、今回の河川法の一部改正が高規格堤防上の土地の通常の利用を促進することを目的とするものではないこと等である。

(2)高規格堤防整備事業の規定等

高規格堤防整備事業は、現在のところ上記の5水系6河川の大都市地域内の市街化区域等が想定される区域であること。高規格堤防の幅に関しては必要最小限のものであること。高規格堤防を整備する区間である「高規格堤防設置区

間及び当該区間に係る背水区間」をすべて工事実施基本計画に定めることとし、前記を除き、支川（2次以降の支川を含む）には高規格堤防を設置しないこと。工事実施基本計画に高規格堤防の整備に関する事項を規定する場合は、農林水産大臣に協議を行い、文書による回答がない限り河川審議会に付議しないこと。

更に、具体的には工事実施基本計画の「参考」に「主要な地点の高規格堤防設計水位」、「背水区間に係る支川と本川の合流点のすべての高規格堤防設計水位」を規定すると共に、整備区間の記載方法等を規定した。

また、必要最小限の幅に関連して、高規格堤防の横断形を定めるために必要な算定式等は構造令、施行規則、省令（別紙通達参照）で定め、高規格堤防に類似した堤防の存在はないこと、堤防幅の変更はないこと等である。

(3)協議等

今後の工事実施基本計画の改定協議に必要な資料は、平面図、横断図、算定の基礎となる事項及び算出方法等とし、高規格堤防整備に係る具体の事業化等に伴う協議に必要な資料等については、平面図、横断図、施行時期、農地・森林及び土地改良施設等を規定した。また、高規格堤防の設置に伴う土地改良事業等の増高分は、その必要限度内において河川管理者が負担すること等である。

(4)高規格堤防の盛土材料等

高規格堤防の盛土材料による農業への悪影響を排除するため、有害となるコンクリートガラ等建設廃材、産業廃棄物などは堤防の盛土材料として使用せず、粒土分布のよい土質材料等を使用すること等である。

(5)その他

堤外地における農業用許可工作物の構造基準の適用は従来通りであること、高規格堤防特別区域内において実施する土地改良事業等の実施主体は土地改良事業等の事業主体であること、2Hルール適用はないこと、高規格堤防特別区域には、高規格堤防の機能に支障を及ぼすおそれのない限り、揚排水機場及びその付帯施設を設置することができるものとする等がある。

4. 終りに

高規格堤防の整備に関して、必要最小限の規模にとどめること、協議のルールを確立すること、等念頭に調整してきたが、具体的に5水系6河川では工事实施基本計画改定の協議を行っており、今後高規格堤防整備事業と土地改良事業の具体的な調整が必要となると考えます。高規格堤防は、膨大な盛土を必要とし、関係者の全員の同意を必要とすること、また、用排水けい系統の変更等を含め現在の農業用施設や農地への影響も大きいものがあり、両事業の担当者が更にお互いの事業内容について認識を深め、更に協議・調整して地域の振興のための最善な施策を協力して展開していくことが何よりも重要と考えます。

参考：通達資料（高規格堤防の横断形を定めるために必要な算定式等に係る部分）

高規格堤防の安全性について（規則第13条の5関係）

規則第13条の5に規定する安定性の検討は以下のとおり行うこととするものとする。

(1)河道内洗掘破壊に対する安定性について

水衝部においては、必要に応じ護岸、水制等設けるものとし、高規格堤防設計水位以下の水位の流水の作用による河道内の洗掘に対し、必要な抵抗力を有するものとする。

(2)越流水洗掘破壊に対する安定性について

越流水によるせん断力が堤防上部のせん断抵抗力以下となるよう、以下の式を基に、高規格堤防の川裏側の勾配を定めるものとする。

$$\tau = W_o \cdot h_s \cdot I_e = 0.3446 \cdot q^{3/5} \cdot I^{7/10}$$

$$\tau \leq \tau_a$$

ここに、

τ ：越流水によるせん断力 (tonf/m²)

W_o ：水の単位体積重量 (tonf/m³)

h_s ：高規格堤防の表面における越流水の水深 (m)

I_e ：越流水のエネルギー勾配

q ：単位幅越水量 (m³/s/m)

($q = 1.6hk^{3/2}$ ：hkは計画堤防天端高を基準とする高規格堤防設計水位の水深(m))

I ：堤防の川裏側の勾配 ($I = I_e$)

τ_a ：許容せん断力 (0.008tonf/m²)

(3)滑り破壊に対する安定性について

各荷重条件において、第3項に示すとおり、高規格堤防の地盤面の付近における滑りが生じないように、円形滑り面法によって検討するものとする。

(4)浸透水による浸食破壊に対する安定性について

高規格堤防において、有限要素法による非定常浸透流解析により算出した浸潤線が川裏側の堤体の法先より高い位置に浸出することのないものとする。

(5)浸透破壊（パイピング破壊）に対する安定性について

高規格堤防の地盤面の付近は、パイピング破壊の生じないように必要な有効浸透路長を確保することとし、以下のレーンの加重クリープ比で評価するものとする。

$$C \leq (L + V) / H =$$

$$(L_1 + L_2 / 3 + V) / H$$

ここに、

C ：レーンの加重クリープ比

(以下の表の値とする)

L ：水平方向の有効浸透路長

L_1 ：水平方向の堤体と基礎地盤の接触長さ

L_2 ：水平方向の地盤と構造物の接触長さ

V ：鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ

H ：水位差

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂又はシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
細砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む	2.5

(6)液状化破壊に対する安定性について

高規格堤防の地盤について、下式により求められる液状化に対する抵抗率FLが1.0以下の

土層については液状化するものとする。なお、地震時には設計震度が生じた時点より後の過剰間隙水圧の上昇により、安定度が低下する場合もあるので、このような場合には過剰間隙水圧の算定によりチェックを行うものとする。

$$FL = R/L$$

$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

$$L = rd \cdot ks \cdot \sigma_v / \sigma_v'$$

$$R_1 = 0.0882 \cdot \sqrt{N / (\sigma_v' + 0.7)}$$

$$R_2 = \begin{cases} 0.19 (0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}) \\ 0.225 \cdot \log_{10} (0.35 / D_{50}) \\ (0.05\text{mm} < D_{50} \leq 0.6\text{mm}) \\ -0.05 (0.6\text{mm} < D_{50} \leq 2.0\text{mm}) \end{cases}$$

$$R_3 = \begin{cases} 0.0 (0\% \leq FC \leq 40\%) \\ 0.004FC - 0.16 \\ (40\% < FC \leq 100\%) \end{cases}$$

$$rd = 1.0 - 0.015x$$

ここに、

R；動的せん断強度化

R₁；N値と有効上載圧の関数で表される動的せん断強度比の第1項

R₂；平均粒径の関数で表される動的せん断強度比の第2項

R₃；細粒分含有率の関数で表される動的せん断強度比の第3項

L；地震時せん断応力比

rd；地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

ks；規則第13条の3第2項若しくは第3項に規定する地表面での設計震度

N；標準貫入試験から得られるN値

σ_v；全上載圧 (kgf/cm²)

σ_v'；有効上載圧 (kgf/cm²)

D₅₀；土の平均粒径 (mm)

FC；細粒分含有率 (%)

x；地表面からの深さ (m)

なお、その他の細部事項については、道路橋示方書耐震設計編によるものとする。

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 α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カップ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v(バイ)と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は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し込んで下さい。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：

会 告

農業土木技術研究会役員名簿（平成3年度）

会 長	内藤 克美	水資源開発公団理事
副 会 長	中道 宏	構造改善局建設部長
理 事	志村 博康	東京大学教授
	黒澤 正敬	構造改善局設計課長
	佐藤 昭郎	水利課長
	片岡 泰三	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
	黒川 義孝	北海道開発庁農林水産課長
	川田 弘二	
	杉浦 英明	水資源開発公団第二工務部長
	坂根 勇	(株)土地改良建設協会専務理事
	中島 哲生	(株)農業土木事業協会専務理事
	北村 純一	(株)三祐コンサルタンツ常務取締役
	伊東 久彌	西松建設(株)常務取締役
	塚原 真市	大豊建設(株)専務取締役
監 事	村松 雄介	関東農政局設計課長
	池田 實	(株)日本農業土木コンサルタンツ 副社長
常任顧問	森本 茂俊	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	(株)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	(株)農業土木会館代表取締役社長
編集委員長	片岡 泰三	構造改善局首席農業土木専門官
常任幹事	廣瀬 峰生	事業計画課
編集委員	高祖 幸晴	設計課
	萩原 恒躬	整備課
	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	進藤 惣治	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
	須田 直也	施工企画調整室
	菅野 幸臣	水利課
	佐藤 具揮	

幹 事	印藤 久喜	構造改善局開発課
編集委員	塩屋 俊一	開発課
	坂根 勇	整備課
	谷 省治	防災課
	荻原 俊一	関東農政局設計課
	丹治 肇	農業工学研究所水工部
	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
	土岐 昭義	農用地整備公団業務部業務課
	中森 一郎	(株)日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

(株) 荏原製作所	3口
(株) 大林組	〃
(株) 熊谷組	〃
佐藤工業(株)	〃
(株)三祐コンサルタンツ	〃
大成建設(株)	〃
玉野総合コンサルタント(株)	〃
太陽コンサルタンツ(株)	〃
(株)電業社機械製作所	〃
(株) 西島製作所	〃
西松建設(株)	〃
日本技研(株)	〃
(株)日本水工コンサルタント	〃
(株)日本農業土木コンサルタンツ	〃
(株)日本農業土木総合研究所	〃
(株) 間 組	〃
(株) 日立製作所	〃
Fe石炭工業技術研究所	〃
	(18社)
(株) 青木建設	2口
(株) 奥村組	〃
勝村建設(株)	〃
株木建設(株)	〃
(株) 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業(株)	〃
住友建設(株)	〃
大豊建設(株)	〃
(株) 竹中土木	〃
田中建設(株)	〃
日石合樹製品(株)	〃
前田建設工業(株)	〃
三井建設(株)	〃
住友金属工業	〃
	(14社)
(株)アイ・エヌ・エー	1口

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

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	114	386	22	9	25			近畿	滋賀	41	5	2	1	4			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	50	33		1				京都	42	63		6	5			
		49	34	13	1	3			大阪	18		2	5	5			
		46	65		5	19			兵庫	43	11		4	3			
		118	7		1	6			奈良	51	26			5			
		22	13		2	1			和歌山	35	7		1				
58	40			1			小計		230	112	4	17	22				
北	小計	343	192	13	10	30			中国 四国	鳥取	32	10	3	2	4		
関	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	95	58	1	3	9				島根	64	16		6	4		
		82	27	1		2				岡山	113	51		4	2		
		40	17	1				広島		52	6			1			
		60	20	11	2	19		山口		32	6			1			
		44	21	3		16		徳島		21	2			1			
		4	187	75	10	19		香愛		43	2		6	3			
		44			4	19		高知		75	15		5	3			
40						小計	475	114		3	24	19					
東	小計	544	348	96	22	89		九州		福岡	33	16	33	7	10		
北	新潟 富山 石川 福井	74	52		2	3			佐賀	23	14			3			
		56	17		1	3			長崎	43	8			1			
		56	63		2	6			熊本	23	33	8		2			
		45	6			1			大分	43	3						
									宮崎	26	9		3	1			
陸	小計	231	138		5	13			鹿兒島	77	8						
東	岐阜 愛知 三重	32	22		2	6			沖繩	25	22	4					
		168	132	38	1	7			小計	293	113	45	10	17			
		13	2	9	1	6			合計	2,443	1,559	230	101	234	748	19	
海	小計	213	156	47	4	19		総合計	5,334名								

編集後記

労働省の試算による時間当たり生産性は、日本を100とした場合、アメリカの1.6倍を始めとしてドイツ、フランスの各国のいずれも日本を上回っていると言われている。

このことは、我国の経済が、欧米に比べて長い労働時間に支えられていることを示しているものである。これを裏付ける資料として、都心から50km圏に住む公務員を含めたサラリーマンの残業時間に関するデータがある。これによると過去1年間の1ヶ月当たり残

業時間は平均37.6時間、最高62.5時間となっている。このような中で、我国が安定的な経済発展を続けていくためには、勤務時間の短縮と生産量の確保という課題に取り組んでいくことが必要になってきている。農業土木技術者についても、受益者のニーズの多様化等に伴って事業量の増大することが予想される。このため、農業・農村整備事業の執行という観点から特に、本省、農政局、国営事業所等のそれぞれの組織のあり方について改めて検討する時期になっているのではないかと考えられる。

農用地整備公団業務課 土岐 昭義

水 と 土 第 88 号

平成4年3月20日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (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 (代表)