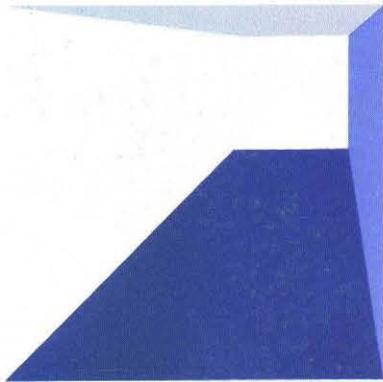
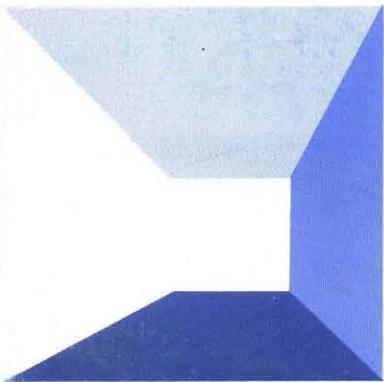
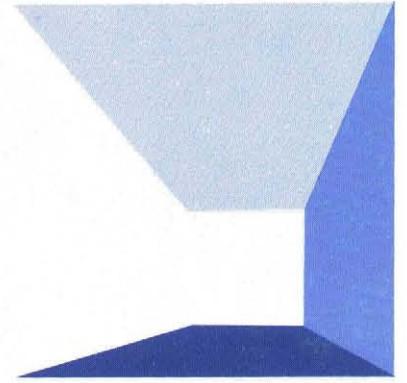
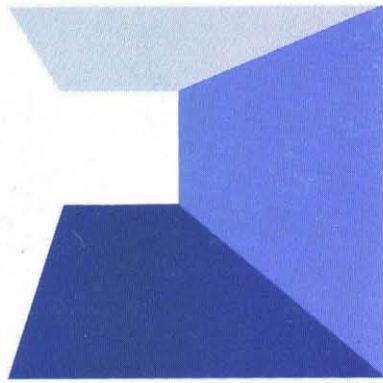
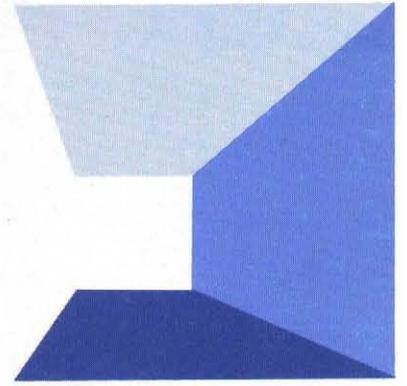


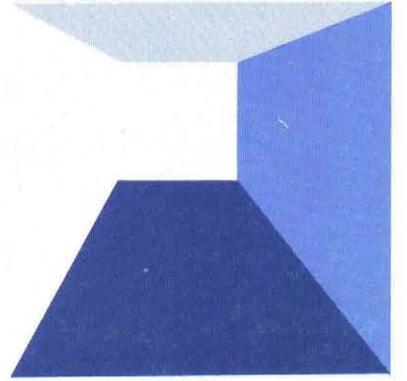
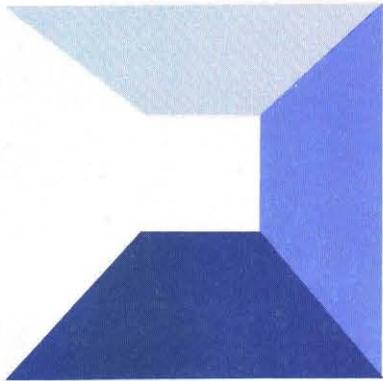
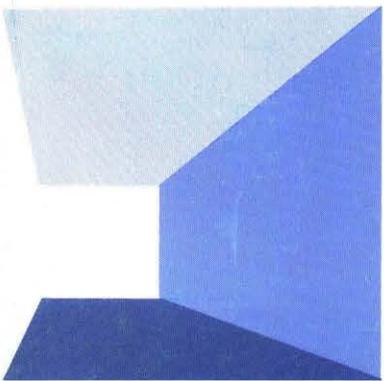
水 と 土

第 52 号

昭和58年 3 月号
農業土木技術研究会



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



スラリー輸送工法による客土の施工について

—— 農村基盤総合整備パイロット事業
湖西地区内浦工区(静岡県湖西市) ——



施 工 前



施 工 中

(本文26ページ参照)



施 工 後

(本文 26 ページ参照)

水 と 土

— 目 次 —

グラビア

スラリー輸送工法による客土の施工について

巻頭文

安積疏水通水百周年に思う

城野忠雄……(1)

報文

報文内容紹介

……(i)

地盤沈下の発生とその機構

相場瑞夫……(2)

群馬用水(トンネル部)の鉄道・国道交差部の施工

(簡易メッセル工法, 薬液注入工法)

稲葉延寿
小野宣昭……(10)
西巻喜代志

スラリー輸送工法による客土の施工について

榛葉虎平……(26)

霞ヶ浦用水埋設鋼管の挙動試験報告

青木三郎
宮武冲夫……(35)
都築昭夫
松本博嗣

技術向上対策講習会のノートから

—施工及び施工管理—

加藤昌平……(41)

管理総投資額からみた水集中管理システムに関する考察

宗志延……(45)

研修報告

Two Step Lax-Wendroff スキームを用いた不定流解析手法について

榎晃秀……(52)

水系シリーズ

淀川水系における水利開発の歴史と農業水利について

山下克巳……(62)

講座

OAのための例題中心 BASIC 講座(第2回)

丹治肇
山本徳司……(80)
永井安正

会告・編集後記

……(90)

No. 52

1983

March

水と土 第52号 報文内容紹介

地盤沈下の発生とその機構

相場 瑞夫

地盤沈下の防止に当って、その法制化がここ十年来議論されているが、いまだにまとまる状況に至っていない。その理由の一つは地下水採取と地盤沈下発生に関する科学的な関係についての理解が十分にえられないためである。本論では、被圧地下水採取に伴う地盤沈下発生とその機構について解説するとともに、地下水の基本的性質からみた、地盤沈下防止のための考え方と問題点について触れてみた。

(水と土 第52号 1983 P. 2)

霞ヶ浦用水埋設鋼管の挙動試験報告

青木三郎 宮武 冲 都築昭夫 松本博嗣

この試験は、水資源開発公団霞ヶ浦用水・新治2工区工事(φ2,200×2連, t=22.0mm)において実施し、埋戻し土の土質特性の把握、および埋設に伴う土圧、変形、歪等を実測して、土の受働抵抗係数 e' 、支持角係数 k を検討し、更に管内に充水、昇圧、減圧して内外圧が同時に作用する場合の変形、応力に検討を加えた。

(水と土 第52号 1983 P. 35)

群馬用水(トンネル部)の鉄道・国道交差部の施工について

(簡易メッセル工法、薬液注入工法)

稲葉延寿 小野宣昭 西巻喜代志

群馬用水予備取水施設の必要性、並びに予備取水施設岩本トンネル工事の一部で、国鉄及び国道横断掘削に採用した、メッセル工法と薬液注入工法について報告するものである。

(水と土 第52号 1983 P. 10)

技術向上対策講習会のノートから

—施工及び施工管理—

加藤 昌平

農地工事技術向上対策講習会において筆者は在官当時「圃場整備の実務」をテキストに使用し、その内容について補足等を加え説明をしてきた。本報文は講習会に臨むに際しノートした事柄の中からテキストに記載されていない事項について私なりの解釈を加え紹介したものである。

(水と土 第52号 1983 P. 41)

スラリー輸送工法による客土の施工について

榛葉 虎平

農村基盤総合整備パイロット事業湖西地区では、地耐力が小さい低湿田地域に客土をするため、隣接の畑地域の土砂をスラリー化して、パイプラインにより輸送している。

本報文は、スラリー輸送工法による土砂輸送の施工事例を紹介するものである。

(水と土 第52号 1983 P. 26)

管理総投資額からみた水集中管理システムに関する考察

宗 志延

近年、大規模なかんがい排水事業において、水の集中管理システム導入事例が多くなっている。この報文は、数十地区の国営事業を対象とし、各種レベルの水管理システム案を計画設計して、各案の年当管理総投資額を算出と経済的、機能的比較検討等の結果に基づき、水集中管理システム化のあり方について考察したものである。

(水と土 第52号 1983 P. 45)

安積疏水通水百周年に思う

——ファンダーンと日本人技術者の役割——

城野忠雄*

明治15年10月1日、郡山市開成山大神宮に時の政府から岩倉具視をはじめ高官50人を招き安積疏水の完成式を行ってから100年が経過し、これを祝う記念式典もさき頃、国営安積疏水土地改良事業の竣工と同時に盛大に挙行政され、同疏水百年史も出版された。これまで同疏水はオランダ人技師ファンダーンの手により測量設計がなされたことが通説になっていたが、実際は、殆んど当時の日本人技術者達によって行われたことが明かにされ、これまでドーレンの陰にかくれていた日本人技術者達のすばらしい功績が明確にされている。

明治初年、時の政府は、明治維新で禄を離れた多くの士族に自活の道を与えるため荒地を開拓し、帰農させる士族授産と、殖産興業によって生産力を高め、国力を増強し民生の安定を図ろうとする国策から、安積地方を東北開発の拠点とし、広漠とした雨量の少ない、用水不便な安積の荒野に猪苗代湖の水を引く大規模な開拓事業を政府直営の事業として明治12年に着手し、3年後の明治15年に完成した。

安積疏水百年史によると、ドーレンが宮城県野蒜港の築港工事場からの途中、郡山開成山に立ち寄ったのは、明治11年11月1日の夕刻、そして11月6日の午後に東京に向け出発している。活動日数は4日半日で、郡山～熱海～戸の口～山瀧～熱海～開成山の行程で、汽車も自動車もない当時、移動は歩く以外にない。従ってこの間、図面調製を实地見分に使った時間は全部で2日半日となっている。これが設計に寄与した彼のすべての時間で、それ以前、以後にも安積の地を訪れたことはない。

ドーレンは白紙で現地を訪れた。その時既に日本人技術者によって作られた設計の一部が存在していた。「従来調査所ノ図書」がそれである。彼はこの設計図書をもとに現地を調べこの案に「可」のサインを出したのである。

この案は山瀧から田子沼を經由、沼上峠の一部にトンネルを掘り五百川の自然流に流すものであった。つまりこの位置は自然の良路であつた向きに出来ていると喜び、「可」の指導をして去ったのである。この案は内務省勸農局の南一郎平が伊藤鉞五郎等の協力を得て作ったものだが、この時点では猪苗代湖の水を通す地点の決定だけで、いったん五百川に流下させた水を安積平野に流す幹線や分水路の設計も測量もされていなかった。安積疏水の詳細な全体設計は、その後、フランス留学から帰国した勸農局の山田寅吉技師を中心として、これを補助する数人の日本人技術者達によって完成されたのである。

これに基づき勸農局は、明治12年9月、安積疏水工事係員として、前述の南一郎平、本県職員の羽田延光、伊藤直記、大江保、後藤良介等13名を任命し、着工した。

従ってドーレンが唯一の設計者であるごとく喧伝するのは事実と反することになる。しかし彼の役割がなかった訳ではない。彼の技術者としての深い経験は、日本人技術者の手になる測量、設計に目を通して、これに断を下し、そして工事は成功した。明治11年11月6日、現地調査を終えた彼は、開成山の疏水係出張所において、南一郎平等の手になる図面、測量に対する指導をしたのである。当時、三森峠を通す案（トンネル延長約8.3km）、ドーレンが支持した案（同約1.0km）、そしてその中間を通す案（同約4.3km）の3つが出され、当時の技術水準では、沼上案が妥当であると断を下したのである。これにより安積疏水の完成が早まることになり無視できない役割を果たした。彼が安積疏水に果たした最大の治績はこの点にあると思う。

以来この疏水路は、県営事務局匡救事業、或は土地改良区の直営工事として部分改修したのみで、施設の大部分は老朽化が甚だしく、疏水本来の使命を完全に果たし得ない状態が続いたが、関係者の中から疏水開さく当時のように国、県挙げての大規模改修工事の必要性の声が高まり、昭和45年度から再び国営事業として着工し、今年度完了の予定である。3,800haから8,000haに拡大した地域の抜本的農業用水対策として、深田調整池を新設するとともに、完全に整備された用水施設により近代営農に対応する用水系統の合理的再編成を図ることができた。

この一世紀を顧みると、安積疏水が地域社会の発展に果して来た役割は非常に大きく、単に農業用水だけでなく、発電、上、工水道用水として利用され、今日に見られるような郡山市発展の基礎となっている猪苗代湖から安積平野へと通じたたった一本の水路が100年の間に東北の一宿場町を人口30万の大都市へと発展させたことは、正に奇蹟に近いものを感じると同時に先人技術者達の偉業に敬意を表する次第である。

*福島県農林部長

地盤沈下の発生とその機構

相 場 瑞 夫*

目 次

- 1. 地盤沈下の発生と被害……………(2)
- 2. 粘土層の収縮と地盤沈下の発生……………(3)
- 3. わが国の地盤沈下の現況……………(4)
- 4. 地盤沈下の防止とその問題点……………(7)

1. 地盤沈下の発生と被害

地盤沈下ということが公にいわれ出したのは昭和の初期であって、大阪と東京でほとんど同じ時期に指摘されている。地盤沈下被害がとくに顕著であった大阪市について、地盤沈下発生の経過とその被害の状況を簡単にたどってみよう¹⁾。大阪市は昭和の初め頃から市の北西域が周囲の土地に比べ、著しく沈下していることに気が付き、1934年から98点の水準基標を設け、水準測量を行ってきた。この結果は図-1に示すとおりである。観測以後、1940年頃までは著しい沈下が続き、1943年から48年頃にかけて、一時鈍化または停止したものの、1950年頃から再び急激に沈下が進んでいる。戦前で、すでに1m以上の沈下量が記録されていた。このような沈下の変動が、第二次世界大戦及び朝鮮動乱の時期に当ており、大阪臨界工業地帯における生産活動と密接に関連していることがわかってきて、地盤沈下が生産活動に伴う地下水採取に原因があるらしいということが次第に認識されるようになった²⁾。地盤沈下は徐々に進行していくので、その被害は普段は建物の抜け上りや多少の排水不良など顕著に目立つものでない。このため、一般の住民にとってはあまり関心の及ばない現象である。しかし大阪では、1934年9月の室戸台風、1950年9月のジェーン台風及び1961年9月の第2室戸台風による高潮の襲来によって、関係者はもちろん、地域住民にとっても、地盤沈下の恐ろしさを痛切に思い知らされる結果になった。高潮による災害は地盤沈下の直接的な被害ではないが、堤防の沈下と湛水面積の拡大はその被害を著しく増大させた。1934年の室戸台風では市内の床上浸水は約136,000戸に及び、1950年のジェーン台風では大阪市の約30%が浸水した。このため大阪は直ちに防潮堤の建設、水門及び橋梁の嵩上げ、港湾地帯の土盛り、排水施設の強化など総合的な高潮対策を実施した。しかしその後の地盤沈下の激化で、事業の完成時点で、すでに防潮施設に著

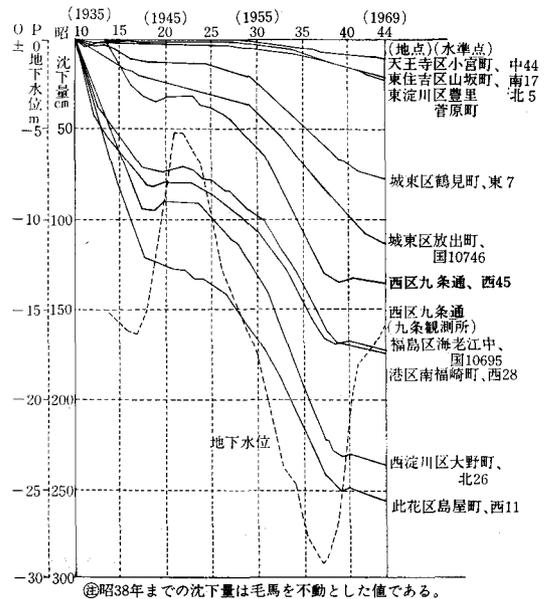


図-1 大阪市における地盤沈下と地下水位(頭)の経年変化(大阪地盤沈下対策誌による)

しい機能低下が生じていた。このような状況下に、1961年、第2室戸台風が襲い、市内各地に湛水被害が発生し、とくに今まで被害のみられなかった中之島地域にも湛水被害が及んだ。これらの台風に伴う高潮災害を通して、地盤沈下がその被害の助長に大きく影響したということが、一般の人々にもようやく認識されるようになり、もうこれ以上地盤沈下を進行させない対策を実施していくことが、緊急な課題になった。

大阪市では、すでに1951年から工業用水道の建設に着手するとともに、1959年1月には工業用水法に基づく地域指定を行って、西北部工業地帯の井戸の新設を制限した。さらに1954年4月には全国に率先して、大阪市地盤沈下防止条例を制定し、中心部のビル用水の採取規制を実施し、地盤沈下の停止にできる限りの努力を払ってきた。しかしこうした施策も完全に地盤沈下を停止させるに至らなかった。そのため、第2室戸台風による甚大な被害後に、地盤沈下防止のための強力な立法措置を国に

*構造改善局計画部資源課

注)すでに災害科学研究所、和達清夫らは1939年に、人為的な地下水の採取が地盤沈下の主な原因であると指摘し、注目されていた。

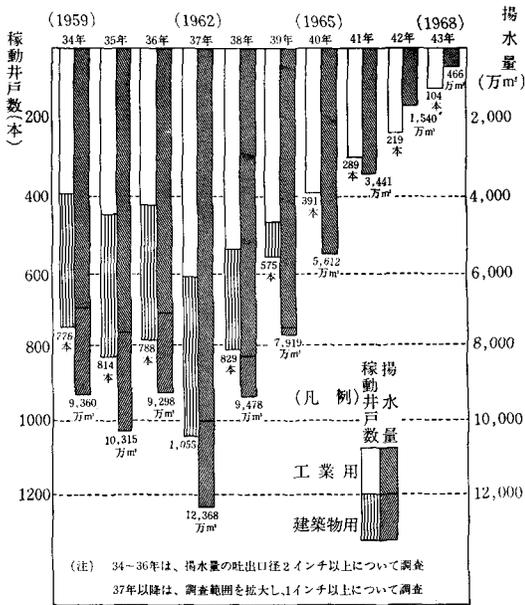


図-2 大阪市全域における地下水採取量の推移 (大阪地盤沈下対策誌による)

働きかけ、1962年5月、建築物用地下水の採取の規制に関する法律の制定と工業用水法の改正を実現するに至った。これらの法律による措置と工業用水道の拡張と相まって大阪市内の地下水採取は1962年をピーク(図-2)に減少しだし、これに伴って地盤沈下も1965年頃からよ

うやく鎮静化するようになった。

2. 粘土層の収縮と地盤沈下の発生

一般に、いわゆる地盤沈下は、被圧地下水の採取によって、地層全体が弾性的に変形して沈下するものと粘土層やシルト層などが圧密・収縮して沈下するものがあるが、これらが複合して発生すると考えられている。このうち、沈下の主体は地下水位(頭)の低下に伴って、粘土層から間隙水がしぼりだされ、間隙容積が減少して、粘土層が収縮するためであるといわれている(図-3)。粘土層の収縮は圧密と呼ばれ、土の圧密理論によって、その過程がある程度明らかにされている。しかし実際の地盤沈下は通常圧密だけでは説明できない点が多く、また、沈下機構の解明は今後の課題になっている。

以下、具体的な地盤沈下に関する調査、観測資料²⁾などをとらえて考えられてきた地盤沈下の発生機構について検討してみることにする。

圧密理論に基づく土の収縮は土の自重とか上部構造物のような静荷重によって圧縮応力が発生し、これが間隙水の圧力の増大(過剰間隙水圧)をもたらし、圧力の低い方へ間隙水が逃げていく結果、土の間隙が減少し、発生するという。地下水位が低下すれば、水面より上の土は浮力が減少して有効重量が増加する。すなわち静荷重が加わったことになる。この圧密理論によれば、粘土層に挟まれた帯水層から地下水を汲み上げ、水位(頭)を低下させると、低下量に相当する浮力分の有効重量が上

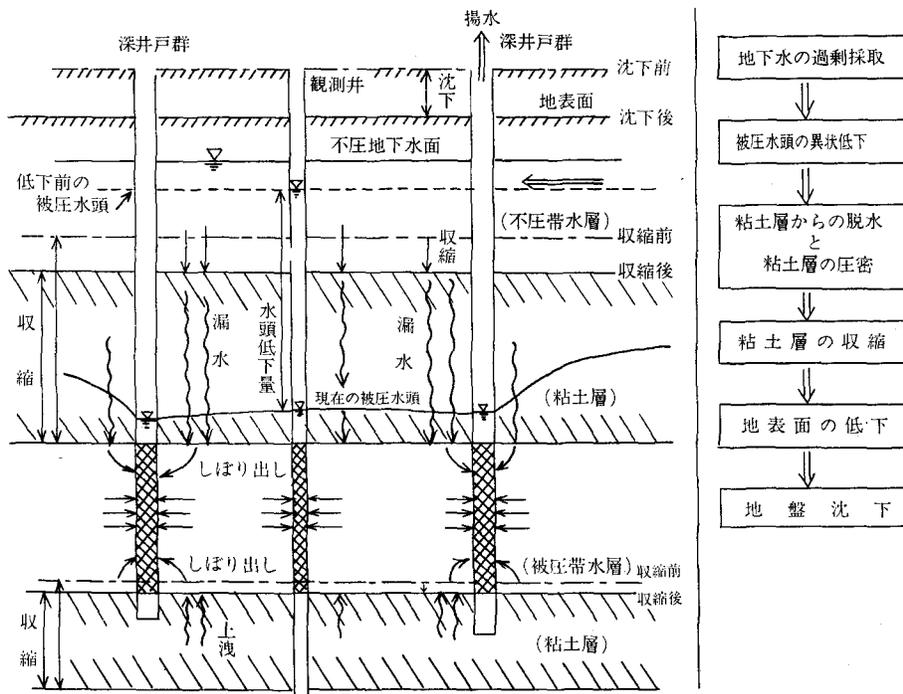


図-3 地盤沈下の発生

下の粘土層に加わり、間隙水の圧力が増大して帯水層へ向って間隙水が排出される。この結果、上下の粘土層が収縮して、地表面に沈下が生ずるとことになる。

ところが、実際の地盤沈下地帯における沈下は単純な地下水位の低下による浮力の減少と有効重量の増加だけでは説明がつきにくい。地盤沈下地帯では、何層にもわたって帯水層や粘土層があり、帯水層ごとに圧力を受けた被圧地下水があって、それぞれ異なった水頭をもっている。表層には不圧地下水があって、自由水面をもっている。少なくとも有効重量が単純な形で増加する状態にあるとは考えられない。実際は、地下水採取による帯水層の減圧によって、相対的に上下の粘土層の間隙水圧が上昇し、水圧勾配が発生して、粘土層中の間隙水が圧力の低い帯水層へ排出されると考えるのが正しいわけである。

また、地下水の採取規制が本格的に行われる以前の地盤沈下速度は異常に早いもので、1年に数十センチメートルにも及んでいた。単に有効重量の増加による圧縮だけでは考えられない早さである。これも帯水層の急激な減圧のためであると考えられる。さらに、脱水による間隙容積の減少のほかに、脱水過程で粘土構造そのものが変形あるいは破壊されて収縮する量も相当あるためであるといわれている。

さらに、地盤沈下の機構を考えるうえで、非常に重要な点がある。それは、地盤沈下地帯の粘土層の収縮が圧密理論で考えられている通常の粘土層の収縮と基本的に異なる点があるということである。すなわち、粘土層が静水圧の間隙水で飽和されているのではなく、圧力を受けた間隙水で飽和されているという点である。このため間隙水の流れや粘土層の変形が、圧密理論で考えられているそれと全然異質なものになっている^{*1}。また、圧力を受けた地下水が、つねに上昇する（上洩する）状態にあるため、自然状態における粘土層の圧密（先行圧密）が通常よりかなり軽減されていることも当然考えられる。地下水が大量に利用される以前には、多くの沖積平野で自噴する地下水がみられた。現に、被圧地下水が自噴する状態にある有明海沿岸の沖積地域では、表層に有明粘土層があって、20m近くの深さにわたって、N値が0またはそれに近い値であり、あまり圧密されていない状態を示している。この有明粘土層の分布する地域では、水頭低下を与えれば直ちに沈下することが観測されている。上部に荷重となる地層が存在しないため、極端に言えば、粘土粒子が圧力水の中に浮いているような状

態が想像できる。このことは、また、ある深度にある粘土層が上部の地層の静荷重を受けて、ある程度先行圧密されているが、被圧水頭の非常に高い地域では、静荷重が圧力上洩水によって軽減されて、通常起こりうる圧密が進んでいないことも当然予想される。このような状態が、地盤沈下の速度を想像以上に大きくし、しかも、東京江東区のように、数十年間に5m以上にも及ぶ沈下になって現われた大きな要因になっているものと思われる。おそらく、その地域に存在していた初期の被圧水頭の大きさが粘土層の圧密に大きく影響していて、その後の地盤沈下の程度にも深く係わっていたと考えられる。

また、この被圧間隙水で飽和状態になっているということは、逆に、被圧水頭の上昇によって、粘土層自体の吸水膨張も起こりうるわけである。従来、圧密、収縮した粘土層は非可逆的で、膨張しないということになっていて、地下水位回復後の地盤上昇は地層全体の弾性沈下に相当する量が回復するものであるといわれてきた。圧力水の上洩によって、粘土層の膨張による地盤上昇も当然考えられる現象である。

以上、実際の地盤沈下の発生状況から、考えられる要因について触れてみたが、まだ細部にわたって、十分証明される状態になっておらず、今後の大きな研究課題である。

いづれにしても、地盤沈下の発生は、被圧地下水の採取に伴う水頭低下、すなわち被圧水頭の減圧によって、①圧力上洩水による地層への浮力効果が消滅し、②粘土粒子間の間隙水が急激にしぼり出され、③粘土構造の変形・破壊による粘土粒子の圧縮が重なって、粘土層に急速な収縮が進行していくためであると考えてよい。見方を変えれば、被圧地下水がそこに存在しているということが、すでに地盤沈下発生の素因になっていると考えざるをえないといえる。

3. わが国の地盤沈下の現況

わが国では、ほとんどの平野部で、地下水採取に伴う地盤沈下が発生している。その数は、環境庁水質保全局「全国の地盤沈下地域の概要」によると、35都道府県、59地域に達している（図-4）。表-1は全国の地盤沈下の状況を1974年までの状況と1980年までの状況を比較して示したものである^{*2}。ここに示した沈下量はいづれも水準点の沈下量で、実際の最大の沈下量はこれよりも大きくなっているのが実態である。まず両者の沈下の状況を比較してみると、大部分の地域で、地盤沈下が鈍化しているのがわかる。これは、地盤沈下の激化に伴って、各地域で、法律^{*2}や条例^{*3}の制定が進んで、地下水採取が制限されてきていること、上水道供給事業、工業用水道事業の進展による地表水への転換が、大中市を中心、かなり進んできていること、水使用の節水及び合理

*1 例えば上向きの間隙水圧が常に働いていて、有効荷重の方向と逆になっているなど、圧密理論に必要な仮定条件からはずれている。

*2 工業用水法及び建築物用地下水の採取の規制に関する法律（通称ビル用水法）

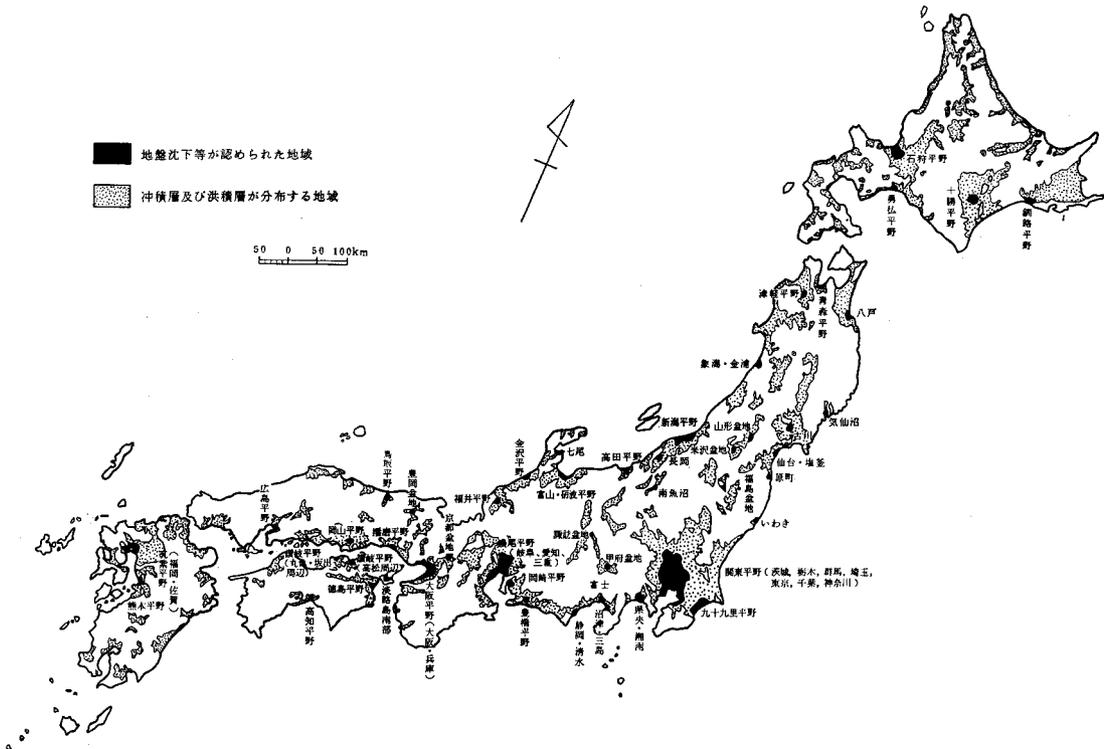
*3 大部分は都道府県及び市町村の公害防止条例の中で実施されている。

表一 全国の地盤沈下地域の状況

| 地盤沈下地域名 | 昭和49年までの沈下の状況 | | | 昭和55年までの沈下の状況 | | |
|--------------|---------------|--------|------------------|---------------|--------|------------------|
| | 水準点の 累計沈下量 | 測定期間 | 最近の年間沈 下量の最大値 | 水準点の 累計沈下量 | 測定期間 | 55年の 最大沈下量 |
| 1. 石狩平野 | 9 | S29~43 | 0.7 | 37 | S50~55 | 4.4 |
| 2. 釧路平野 | 14 | S27~44 | 0.8 | 18 | S27~52 | 1.3 (44~52平均) |
| 3. 十勝平野 | 12 | S28~44 | 0.7 | 3 | S52~55 | 0.7 |
| 4. 勇払平野 | 10 | S30~43 | 0.8 | 10 | S30~43 | 0.8 (30~43平均) |
| 5. 青森平野 | 39 | S33~49 | 8.2 | 49 | S33~55 | 2.2 |
| 6. 津軽平野 | 9 | S13~43 | 0.3 | 10 | S43~50 | 1.4 (43~50平均) |
| 7. 八戸 | | | | 10 | S50~55 | 0.7 |
| 8. 気仙沼 | | | | 7 | S50~55 | 2.3 |
| 9. 古川 | | | | 13 | S41~55 | 1.0 |
| 10. 仙台・塩釜 | 30以上 | S ~49 | 10以上 | 40 | S49~55 | 5.4 |
| 11. 象潟・金浦 | 85 | S31~48 | 5.8 | 52 | S43~55 | 0.7 |
| 12. 山形盆地 | 約30 | S42~46 | 約 6.0 | 28 | S49~55 | 0.9 |
| 13. 米沢盆地 | | | | 5 | S49~55 | 0.7 |
| 14. 福島盆地 | 11 | S29~42 | 0.8 | 13 | S29~53 | 0.2 (49~53平均) |
| 15. 原町 | 100~200 | S ~49 | 約25 | 159 | S30~55 | 1.2 |
| 16. いわき | 26 | S28~42 | 1.9 | 15 | S28~53 | — |
| 17. 関東平野(茨城) | | | | 44 | S50~55 | 5.4 |
| 18. " (栃木) | | | | 22 | S42~55 | 2.9 |
| 19. " (群馬) | | | | 7 | S50~55 | 1.9 |
| 20. " (千葉) | 165 | S39~48 | 17.6 | 210 | S37~55 | 5.3 |
| 21. 九九里平野 | 92 | S 6~48 | 10.9 | 60 | S43~55 | 5.6 |
| 22. 関東平野(埼玉) | 153 | S36~48 | 25.2 | 150 | S35~55 | 7.9 |
| 23. " (東京) | 454 | T8~S48 | 21.7 | 458 | T7~S55 | 1.8 |
| 24. " (神奈川) | 151 | S 6~47 | 11.2 | 139 | S 6~55 | 4.1 |
| 25. 神奈川県央・湘南 | 35 | S43~48 | 6.5 | 33 | S42~55 | 2.0 |
| 26. 新潟平野 | 259 | S30~48 | 6.1 | 267 | S32~55 | 3.3 |
| 27. 長岡 | 10 | S41~48 | 1.0 | 6 | S50~55 | 0.9 |
| 28. 高田平野 | 20 | S43~48 | 3.1 | 22 | S43~55 | 2.0 |
| 29. 南魚沼 | | | | 14 | S50~55 | 3.0 |
| 30. 富山・砺波平野 | 9 | S30~47 | 1.2 | 4 | S48~53 | 0.7 (50~53平均) |
| 31. 七尾 | 25 | S45~49 | 3.7 | 14 | S47~55 | 0.7 |
| 32. 金沢平野 | 7 | S24~46 | 0.9 | 14 | S49~55 | 0.7 |
| 33. 福井平野 | 18 | S41~46 | 3.6 | 4 | S52~54 | 0.5 |
| 34. 甲府盆地 | 24 | S25~47 | 1.6 | 5 | S49~55 | 0.7 |
| 35. 諏訪盆地 | | | | 13 | S53~55 | 3.6 |
| 36. 沼津・三島 | | | | 7 | S42~53 | 0.3 |
| 37. 富士(岳南) | 8 | S25~47 | 0.6 | 1 | S42~54 | 0.3 (51~54平均) |
| 38. 静岡・清水 | 10 | S25~47 | 0.5 | 3 | S52~54 | 1.4 (52~54平均) |
| 39. 豊橋平野 | | | | 7 | S28~55 | 0.9 |
| 40. 岡崎平野 | | | | 11 | S50~55 | 3.0 |
| 41. 濃尾平野(愛知) | 105 | S38~48 | 23.5 | 141 | S38~55 | 2.2 |
| 42. " (岐阜) | 4 | S47~84 | 3.8 | 13 | S47~55 | 1.2 |

| 地盤沈下地域名 | 昭和49年までの沈下の状況 | | | 昭和55年までの沈下の状況 | | |
|--------------|---------------|--------|------------------|---------------|--------|------------------|
| | 水準点の 累計沈下量 | 測定期間 | 最近の年間沈 下量の最大値 | 水準点の 累計沈下量 | 測定期間 | 55年の 最大沈下量 |
| 43. 濃尾平野(三重) | 133 | S36~48 | 21.3 | 157 | S36~55 | 3.1 |
| 44. 京都盆地 | 46 | S2~46 | 2.7 | 18 | S48~55 | 2.3 |
| 45. 大阪平野 | 277 | S12~46 | 10.4 | 286 | S10~55 | 1.7 |
| 46. 大阪平野(兵庫) | 284 | S7~48 | 3.8 | 276 | S7~55 | 5.7 |
| 47. 豊岡盆地 | 16 | S26~40 | 0.9 | 19 | S26~46 | 1.0 (40~46平均) |
| 48. 播磨平野 | | | | 6 | S23~45 | 0.6 (39~45平均) |
| 49. 淡路島南部 | | | | 5 | S39~45 | 0.9 (39~45平均) |
| 50. 鳥取平野 | 15 | S40~45 | 3.1 | 23 | S49~55 | 3.8 |
| 51. 岡山平野 | 12 | S39~46 | 1.9 | 10 | S44~55 | 0 |
| 52. 広島平野 | 20 | S40~46 | 4.1 | 21 | S30~53 | 0.3 (48~53平均) |
| 53. 徳島平野 | 11 | S40~46 | 1.8 | 11 | S40~46 | 0.4 (45~54平均) |
| 54. 讃岐平野(高松) | 8 | S22~39 | 0.4 | 10 | S22~54 | 0.3 (22~54平均) |
| 55. " (丸亀坂出) | | | | 6 | S22~54 | 0.2 (22~54平均) |
| 56. 高知平野 | 15 | S30~45 | 1.5 | 12 | S48~54 | 2.4 |
| 57. 筑紫平野(福岡) | | | | 14 | S32~54 | 0.2 |
| 58. " (佐賀) | 78 | S32~49 | 9.1 | 92 | S32~55 | 3.5 |
| 59. 熊本平野 | 4 | S37~44 | 0.6 | 18 | S49~55 | 2.2 |

資料：環境庁水質保全局「全国の地盤沈下地域の概要」昭和50年5月及び昭和56年12月



図一 4 わが国の地盤沈下地域（環境庁水質保全局の資料による、1980年）

表一 2 わが国の約1m以上沈下した地盤沈下地域

| 番号 | 沈下量 cm | 地盤沈下 地域名 | 都府県名 | 水準観測点位置 |
|----|-----------|-------------|------|-----------|
| 1 | 458 | 関東平野 | 東京 | 江東区南砂2丁目 |
| 2 | 286 | 大阪平野 | 大阪 | 此花区西島町 |
| 3 | 276 | 〃 | 兵庫 | 尼崎市末広町1丁目 |
| 4 | 267 | 新潟平野 | 新潟 | 新潟市坂井輪 |
| 5 | 210 | 関東平野 | 千葉 | 市川市湊新田 |
| 6 | 159 | 原町 | 福島 | 原町市米々沢 |
| 7 | 157 | 濃尾平野 | 三重 | 長島町 |
| 8 | 150 | 関東平野 | 埼玉 | 川口市並木町 |
| 9 | 141 | 濃尾平野 | 愛知 | 十四山村 |
| 10 | 139 | 関東平野 | 神奈川 | 川崎市川崎区 |
| 11 | 92 | 筑紫平野 | 佐賀 | 白石町 |

注) 地域内の水準点における累計沈下量の最大値

化のための対策も着実に普及しつつあることなどの理由によるものである。

地盤沈下の発生時期や測定期間の取り方によって多少異なってくるが、わが国のこれまでに1m以上沈下した地域を挙げれば表一2のとおりである。関東平野、大阪平野、濃尾平野など、大都市を中心とした人口の密集地域に集中しており、このほかに、新潟平野、関東平野の一部など天然ガス採取に起因する地域で著しい。これらの地域では、1年間の沈下量が、最大時に20cm以上に達したところもあり、いかに激しかったかがわかる。

農業地帯で地盤沈下被害の著しいのは、新潟平野、濃尾平野、関東平野及び佐賀・白石平野である。佐賀・白石平野では、干拓地における農業用地下水の採取が主原因の一つになっているが、他の地域では、天然ガス、工業用及び上水用地下水の採取が主原因になっているものである。

全体的に、地盤沈下が、近年、鈍化しているとはいえ、大都市の周辺部や中小都市域に、地盤沈下地域が拡大しつつあり、従来よりもきめ細かい対策を実施していく必要が生じている。

4. 地盤沈下の防止とその問題点

通常、地盤沈下地域及びその周辺地域における地下水利用は、浅層の不圧地下水から300mを超すような深層の不圧地下水まで各深度にわたっている。しかもそれぞれの井戸の揚水量がまちまちで、その用途も多方面に及ぶという複雑多岐な利用形態にある。さらにその地域の水文地質条件や地下水の収支に関する技術的諸資料が十分明らかにされていないことが多い。このため、地盤沈下の発生や原因についての理解が一般に乏しい現状にある。このことは、また、地盤沈下の防止対策を実施していくに当たって、いろいろな意見が飛び出してきて、お互

に納得できる効果的な対応を難しくしている。

地盤沈下が、全体的に鈍化しているものの、いまだに地盤沈下対策を早急に推し進めるべきであるという世論は強く、これは、現在の地盤沈下対策が、それぞれの地域の水文地質的な条件を踏まえた具体的な対策にまで立ち入っていないためと考えられる。一般に、水文地質条件、水循環そして地盤沈下の発生の仕方が非常に個別的で、地域的なものであるため、それぞれの地域の特性に応じた具体的な対策が実施されなければ、いつまでも地盤沈下問題は解決しないという状況が続くものと思われる。

そこで、現在、地盤沈下の防止対策を検討するに当たって、議論の焦点となるいくつかの問題点について整理してみよう。

第一は、地下水採取の規制に当たって、すべての地下水を対象にすべきであるという意見が大勢を占めている点についてである。地盤沈下の発生機構から考えて、対象にすべき地下水は被圧地下水であるということである。不圧地下水は粘土層より上面の表層の帯水層中にあって、地下水面は大気圧と同一であり、重力の作用によって流動している。したがって、その採取は地盤沈下を起こすような粘土層の圧密には関係しない。また浅層の不圧地下水を採取すると、深層への地下水の補給量が減少するから、不圧地下水も規制すべきであるという人もいる。これは逆転した論理である。もともと不透水性の粘土層でさえぎられていた不圧地下水が、地盤沈下の発生すなわち水頭差の増大に伴う漏水涵養によって漏れていくようになったもので、このために、地下水を採取しようがしまいが、必然的に水位が低下していく状況になっている。

第二は、地下水も地表水と同じように、地下の空隙を上流から下流へととうとうと流れているというイメージを多くの人々が持っているという点についてである。れっか水や空洞水などの不圧地下水ではこのような場合もみられるが、被圧地下水は目に見えて流れるような状態ではない。すなわち、低平な沖積平野においては、自然状態では、圧力勾配(動水勾配)はほとんどなく、したがって帯水層の中を水平方向に流れる地下水の流動はほとんどみられない。大部分は停滞水に近い状態で存在しているということである。被圧地下水はそこに停滞している地下水を汲み上げているものであるという認識が必要である。それでは、その被圧地下水の採取に伴う補給はどういう形で行われているのだろうか。大部分の補給は粘土層からのしぼり出し水とそれに伴って急速に発生していると考えられる不圧地下水や地表水からの垂直方向の漏水によるものである。これに水頭勾配ができた範囲内での帯水層の水平方向からの補給、さらに深部に存在する別の被圧地下水体からの上洩水が加わっていると考

えられる。名古屋大学植下教授らは濃尾平野の地盤沈下地帯における地盤沈下の予測と地下水の水収支に関する研究⁵⁾⁶⁾から、約9割に相当する量が垂直方向の涵養で補給されているという結果を得ている。また、東海大学柴崎教授らの試算⁷⁾によれば、同じ濃尾平野で、揚水量の約60%が農業用水からの漏水によってまかなわれており、被圧地下水への補給に占める漏水涵養の比率は、降水や河川水を含めると、ほぼ70~80%に近い値になるといふ。図-5は濃尾平野の一宮市における浅層の不圧地下水水位(井戸の深さ7m)と被圧水頭(井戸の深さ70m)の経年変化を示したものである。この地域は水田地帯で、木曾川から取水している宮田用水によってかんがいされているところである。浅層の不圧地下水水位はかんがい開始と同時に急激に上昇し、かんがい終了とともに低下しており、不圧地下水が水田からの浸透水によって涵養されているのがよくわかる。しかも1年間のうち、非かんがい期後期に当る3月から4月の最低水位が年々低下しているのがみられる。これは水田からの補給がストップしたにもかかわらず、深層の被圧地下水へどんどん引きこまれているため、不圧地下水の絶対量が減少して、水位が低下したものであり、次のかんがい開始とともに、水田からの浸透水がこの減少分をも補って、地下水水位を一定の水位まで上昇させているのである。この結果、宮田用水の取水量は年々増加しているといわれている。

第三は、地盤沈下を停止させるための被圧地下水の採取制限についてである。規制の目的はあくまでも揚水量の削減によって、被圧水頭の低下をおさえ、沈下地域の被圧水頭をあるレベルまで回復させるということに目標がおかれるものである。したがって、被圧水頭の低い地域、これは一般に、沈下の目玉の地域に重なってくる

が、その地域を中心に削減すべきであるということである。地盤沈下の発生そのものはかなり局地的な現象で、その局地的なものが重り合って広域化していくものである。したがってその地域の水文地質条件や沈下の発生過程を十分考慮する必要がある。水頭の高い地域、例えば、埼玉県における熊谷地域、愛知県における犬山地域などで、揚水量をいくら削減しても、その下流の春日部市、十四山村や弥富町などの沈下地域の水頭上昇にはほとんど寄与しない。

第四は、地下水の採取量は自然の涵養量を上廻らない範囲内の量で利用すべきであるという一般的な見解についてである。地表水に比較的近い性質をもつ不圧地下水の場合には、ある程度あてはまるかもしれないが、被圧地下水にはこの概念はあてはまらない。何故かといえば、被圧地下水はほとんど停滞して、水頭に差が出てきて、すなわち地下水を汲み上げることによって、はじめて地下水の流動が発生し、補給という形の涵養が開始されるからである。ある程度水頭を下げないと涵養されないということであり、水頭低下に即応して、漏水涵養という形で、不圧地下水や地表水からの自然涵養が促進され、その量も増えていく。極端なことをいえば、常時水頭を下げたおけば、自然の涵養はどんどん行われることになる。現状の被圧地下水の採取量からみれば、実際に行われている被圧地下水への自然の涵養は莫大な量に達しているということが容易に想像できる。以上のように、被圧地下水の補給と涵養について考えてみると、被圧地下水を採取するということと、地盤沈下が発生するということは、被圧水頭を下げるという点で表裏の関係にあり、被圧地下水の利用にあたっては、その利用方法あるいはその方式といったことについて、十分技術的に考慮しなければならないことがわかる。

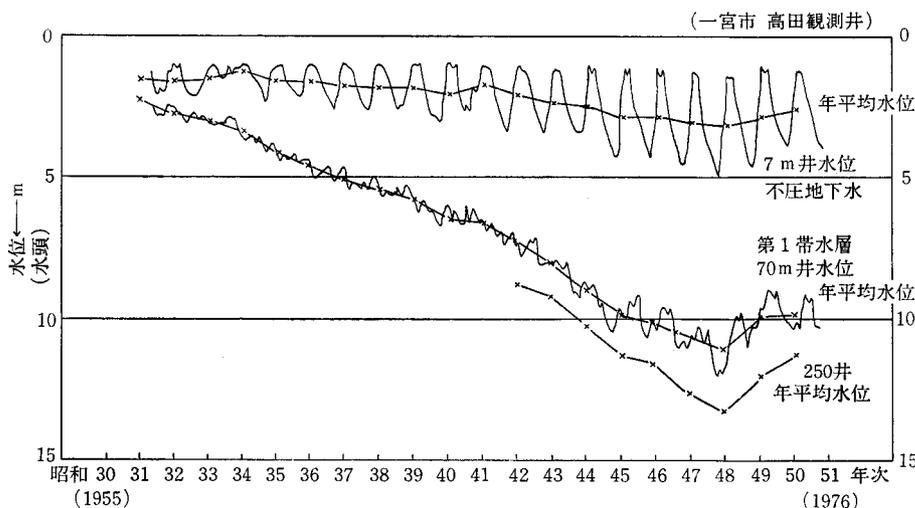


図-5 地盤沈下地帯の不圧地下水水位と被圧水頭の経年変化
(愛知県環境白書 昭和56年版による)

以上、地盤沈下の発生機構に係わる課題と地盤沈下の防止にあたって、水文地質的な観点から考えた問題点を中心に述べた。地盤沈下は、現代の社会生活にとって重要な課題である水・土地利用・災害・環境といった分野のいろいろな問題とからみあっている。したがって、地盤沈下問題に答えるということは、水問題、土地利用問題、災害問題、環境問題にある程度解答することでもあって、非常に複雑で、難しい問題であるといわざるをえない。最終的には、地域的な問題として、その地域の水文条件、土地条件、災害の危険性など考慮しつつ、住民の合意のもとに対策を見出していくことが必要であると考えられる。これらの課題については、また、別の機会に触れることとしたい。

【参考文献】

- 1) 大阪地盤沈下総合対策協議会：「大阪地盤沈下対策誌」1972年10月
- 2) 農林水産省地盤沈下調査関係資料
- 3) 南関東地方地盤沈下調査会：「南関東地域地盤沈下調査対策誌」1974年12月
- 4) 環境庁水質保全局：「全国の地盤沈下地域の概要」1974年及び1980年
- 5) 植下協・佐藤健：濃尾平野地盤沈下に対する安全地下水頭の研究，土木学会論文報告集，1980年
- 6) 植下協・佐藤健：濃尾平野の適正揚水量に関する研究，土木学会論文報告集，1979年
- 7) 水収支研究グループ：「地下水盆の管理」1976年1月

土と水と緑と太陽を考える

農村計画の総合コンサルタント

測量・調査・企画・設計

農村環境整備・地域開発・ほ場整備・畑地かんがい・農道・水路・
頭首工・用排水機場・土質調査・地形測量・家屋立木調査・農業
集落排水処理施設・建築設計監理



建設コンサルタント

北居設計株式会社

本社：滋賀県蒲生郡安土町下豊浦

TEL. 074846-2336(代)

姫路事務所：姫路市西夢前台2-49

TEL. 0792(67)-0456(代)

営業所：大阪・岡山・徳島・広島・米子・大津・長浜

群馬用水(トンネル部)の鉄道・国道交差部の施工について

(簡易メッセル工法, 薬液注入工法)

稲 葉 延 寿* 小 野 宣 昭*
西 巻 喜 代 志*

目 次

| | |
|--------------------------------|-----------------------------|
| 1. まえがき.....(10) | 8. メッセル工法のむすび.....(16) |
| 2. 群馬用水の概要及び利水の転用について.....(10) | 9. 補助工法の選定.....(16) |
| 3. 予備取水口の必要性.....(10) | 10. 注入工法による地盤安定の検討.....(17) |
| 4. 予備取水施設概要.....(11) | 11. 薬液注入の設計.....(18) |
| 5. 鉄道横断工法の決定.....(11) | 12. 施 工.....(22) |
| 6. 施工計画の概要.....(12) | おわりに.....(25) |
| 7. 工事の実施状況.....(14) | |

1. まえがき

近年トンネルの掘削工法もめざましい発展をとげ、種々の工法が採用されているが、ここに紹介するのは、群馬用水施設に新たに設けられる予備取水施設岩本トンネル(L=1,600m, 2R=2.60m)の一部で、日本国有鉄道道上越線との交差する34.5m区間に採用した簡易メッセル工法の施工、及び国道17号線と交差する29.7m区間に採用した薬液注入工法の施工の一部を報告するものである。

2. 群馬用水の概要及び利水の転用について

群馬用水は、群馬県の中央部に位置する赤城南麓及び榛名東麓に展開される広大な農業地帯のうち、前橋市他16市町村の耕地約10,000haを対象とし、田畑輪換、畑地かんがいの新規開発と一部既成田の用水補給のための用水を確保し、地域農業生産の安定と発展を期して、水資源開発公団営事業として昭和39年度着工し、昭和44年度に完了したものである。

以来57年度をもって13年間の維持管理を行って来たが、群馬用水の取水口は東京電力綾戸ダムの直上流右岸に設置されているため、綾戸ダムのゲートの点検や発電所の点検整備と利根川の出水(500m³/s以上)時にダムゲートの開放により水位が低下し取水不能となり、断水を余儀無くされている。

また、当初計画された群馬用水に依存する田畑輪換、畑地かんがいの開発が開田抑制問題、都市化の進展等により進まず、水と施設に不具合が生じ群馬県において計画の見直しが行われた結果、当初の群馬用水計画によ

表一 1 変更用水計画の総括

| 区 分 | 面 積 | 平 均 水 量 | 最 大 水 量 | 年 間 容 量 | |
|---------|-----------------|---------------------|---------------------|--------------------|---------|
| | (ha) | (m ³ /s) | (m ³ /s) | (千m ³) | |
| 当 初 計 画 | 10,205 | 13.60 | 19.68 | 177,232 | |
| 変 更 計 画 | 群 馬 用 水 | 7,449 | 7.79 | (6.80) 13.85 | 117,207 |
| | 赤 城 西 麓 用 水 | 2,400 | 0.87 | (1.67) 1.67 | 12,837 |
| | 水 道 用 水 (16市町村) | | 3.20 | (3.20) 3.20 | 47,208 |
| | 計 | 9,849 | 11.86 | (11.67) 18.72 | 177,252 |

()内は予備取水口より取水する場合。

て取得している利水量に余裕が生じることが明らかとなった。一方前橋市、高崎市を中心とする16市町村において人口の増加、生活水準の向上、産業活動の拡大等に伴い都市用水の需要が増大しており、今後の水需要の増大に対する水源処置として、群馬用水の余剰水を転用して利水することになった。更に赤城西麓地区約2,400haの畑作地帯は台地上にあり水利に恵まれず不安定な農業経営となっており、当該地域の農業の振興をはかるため関東農政局及び群馬県において大規模畑地かんがい事業を実施することになっているが、当該事業のかんがい用水として群馬用水地域の余剰水を利用することになった。

3. 予備取水口の必要性

群馬用水の断水は、当初計画時点から予想されたものであるが、当時は末端バルブを閉鎖してパイプライン内

*水資源開発公団群馬用水管理所

の充水を保持するように関係者を督励指導することとして計画されたが、実際の管理段階に入った断水時の対応状況は約7,000ヶ所のバルブ閉鎖率50%余と想定される。この様な状況は農家の経営規模、労働事情等から見てやむを得ないものと判断される。

しかし、上記の通り群馬用水は前橋市、高崎市を中心とする都市用水への転用及び赤城西麓地区への転用を実施すると長時間の断水は出来なくなり、その対応策として綾戸ダムからの取水不能時には新たに取水出来る施設が必要とされた。取水方法は種々検討されたが、現取水口より上流1.2kmに予備取水施設(東京電力岩本発電所放流水の自然取入)を設置することになった。

4. 予備取水施設概要

(1) 施設計画

(イ) 取水地点

群馬県沼田市岩本町川端

東京電力岩本発電所放流堤

(岩本発電水利権, 最大30.5m³/s, 常時22.54m³/s)

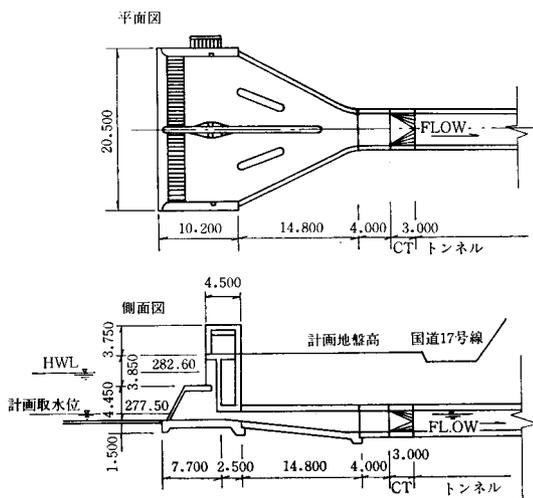


図-1 予備取水工構造図

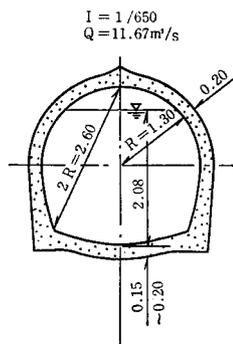


図-2 予備取水岩本トンネル標準断面図

(ロ) 施設

予備取水口 経間9.00m×2門, 高さ3.90m

(最大取水量11.67m³/s)

岩本トンネル L=1,600m, 2R=2.60m 標準馬蹄形, 国道横断1ヶ所 (L=29.7m), 鉄道横断1ヶ所 (L=34.5m)

(ハ) 概略構造図(図1, 図2)

(2) 工期

昭和56年1月~昭和58年3月

5. 鉄道横断工法の決定

鉄道横断部の施工方法を検討するにあたり、考えなければならない点を列記すると次の点があげられる。

- (イ) 横断部の鉄道は上越線で運行頻度がかなり大きく重要である。
- (ロ) 施工中列車の除行運転はもとより、停止は許されない。
- (ハ) 施工中、施工後の沈下は絶対に許されない。
- (ニ) 鉄道下の掘削地層は風化軟岩である。
- (ホ) 土被りは11mと浅い。

以上の点を考えると、トンネル掘削には余掘りや沈下を抑える目的として近年よく用いられる次の2つの工法が考えられるので、この工法について比較を行う(表-2)。

- (1) 簡易メッセル矢板による掘削とキーストンプレートをを用いた仮巻による工法。
- (2) パイプーフ工法。

ここでメッセル工法について簡単に説明すると、メッセル工法は木矢板の縫地工法に代る工法で、支保工で組立てられた仮設発進基地にメッセル矢板(鋼製矢板)を張付け、これを油圧ジャッキで1枚ずつ切羽に押し込み掘削し順次支保工を立込んで地山を緩めない様に進む。又、後方はメッセル矢板の通過と同時に木矢板を掛け地山を押えておき、すぐにキーストンプレートをH鋼に張付けて木矢板とキーストンプレートの間に1次コンクリートを打設し安定させる。

メッセル工法の特徴。

- (イ) 余掘りが少なく、コンクリートの巻厚が規定通りとれる。
- (ロ) 縫地工法に比べて土留裏矢板が少量ですむ。
- (ハ) 軽便な油圧ジャッキによりメッセル矢板を推進するので、労務者は少数で且つ熟練を要しない。
- (ニ) 木矢板をすぐ木製パッキンで締め付けるので掘削面の緩みが極めて少ない。
- (ホ) 特にルーズな地質ではメッセル矢板のテール部分でコンクリートを打設し(1次覆工)、メッセルの推進と共に注入を行えば殆ど沈下はない。又メッセルテール部でセグメントを組立て、シールド

表-2

| 工 法 | メッセル矢板工法 | | パイプルーフ併用工法 | | |
|-----------------|---------------------------------------|------------|------------|--|------------|
| 項 目 | | | | | |
| 掘削（風化軟岩転石は含まない） | メッセル矢板打込可能 | | ○ | パイプの圧入（オーガー併用）可 | ○ |
| 湧水対策 | 地下水量はそれ程多くないが部分的な遮水は必要と思われる。 | | ○ | 左と同様である。 継手のある鋼管を使用するときは止水性も良い。 | ○ |
| 施工速度 | 約30日 | | ◎ | 約120日 | △ |
| 施工中、施工後の安全性 | 地山の沈下は殆んどない。 覆工をすぐに行うので更に安全 | | ○ | メッセル工法の場合より沈下防止工法としては確実性があると言われる。 | ◎ |
| グラウト又は薬注 | 沈下防止に対して……特に必要とは言えない 止水に対して……一部必要 | | ○ | 沈下防止に対して……不必要 止水に対して……一部必要 | ○ |
| 振動騒音 | 殆んど問題はない | | ◎ | 公害になる様な問題はないが、メッセル工法より劣る。 | ○ |
| 経済性（延長30m） | メッセル掘削 | 12,900千円 | ◎ | パイプルーフ工 | 49,000千円 |
| | （キーストンプレート使用） | | | 掘削 | 6,000 " |
| | | 計 12,900 " | | | 計 55,000 " |
| その他 | 発進立坑幅がパイプルーフ工より小さくてすむ（ $b \div 6.5$ ） | | | 発進立坑幅が大きくなる（ $b \div 8.5m$ ） 鋼管そう入時に地中の概略の地質が予測出来る。 | |

工法と同じように裏込注入を行うこともできる。

- (ア) 任意の断面形状のトンネルが掘れる。
 - (イ) 機械設備は、軽便な油圧ポンプと矢板挿入油圧ジャッキ等があれば良く、機械設備費が安い。
- 上記の如く長所があるが、その割に使用実績が少ないのは、次の様な短所があるからと思われる。
- (1) 適合地質の範囲が限定される。
 - (2) 曲線部の施工が非常に困難である。
 - (3) メッセル矢板推進中先端が下がる傾向がある。

以上より総合的に判断すると、列車の運行を考える上で最も重視しなければならないことは、道床の沈下をおこさず安全に施工出来ることであるが、この点だけから考えるとメッセル工法よりパイプルーフ工法が沈下に対してはより安全性があると言える。しかし当現場の横断部のトンネルは風化軟岩（凝灰岩）の中になり、土かぶり約11mで断面積も12㎡程度でトンネル断面としては小さく、施工中施工後の沈下を防ぐ方法として、国鉄との協議の結果でもメッセル工法で十分対処出来ると判断された。

従って、工事費、工期等も勘案して国鉄下の掘削はメッセル工法を採用することにした。

6. 施工計画の概要

本工法は、土かぶりの浅いトンネルで掘削地山を緩めず、表面の沈下を最小限におさえる工法として、比較的柔かい地山に適用されるが、この地質は軟岩（凝灰岩）

で固結度が低く、メッセル工法で掘削出来ると考えられた。

(1) メッセル矢板

メッセル矢板は図-6のような形状の鋼製矢板であり、メッセル矢板の枚数は計22枚使用する。又矢板長は支保工間隔が75cmなのであまり長いものは施工性からも良くない。従って、矢板長としては補強度がのる3スパン（2.25m）とテール部及び歯口部を入れて4.00mとする。

(2) 油圧ジャッキ推力の検討

推力は次の摩擦抵抗力の合計となる。

- (1) 鋼製矢板と地山との摩擦力 (q_1)
- (2) 鋼製矢板相互間のジョイント部の摩擦力 (q_2)
- (3) 鋼製矢板とアーチ支保工との摩擦力 (q_3)
- (4) 鋼製矢板先端の貫入抵抗力 (q_4)

$$q_1 = A_1 \cdot (fc \cdot C + \delta \cdot \tan \phi \cdot \phi)$$

$$= 0.3 \times 4.0 \{ 0.35 \times 10 + 2.5 \times 2.2 \times \tan(0.65 \times 15^\circ) \}$$

$$= 5.34 \text{ t}$$

$$q_2 = \tau \cdot A_2 \cdot \delta$$

$$= 0.15 \times 0.05 \times 2 \times 2.25 \times 2.2$$

$$= 0.19 \text{ t}$$

$$q_3 = \tau \cdot P_3$$

$$= 0.15 \times 0.26 \times 2.50 \times 2.5 \times 2.2$$

$$= 0.54 \text{ t}$$

$$q_4 = A_4 \cdot \alpha$$

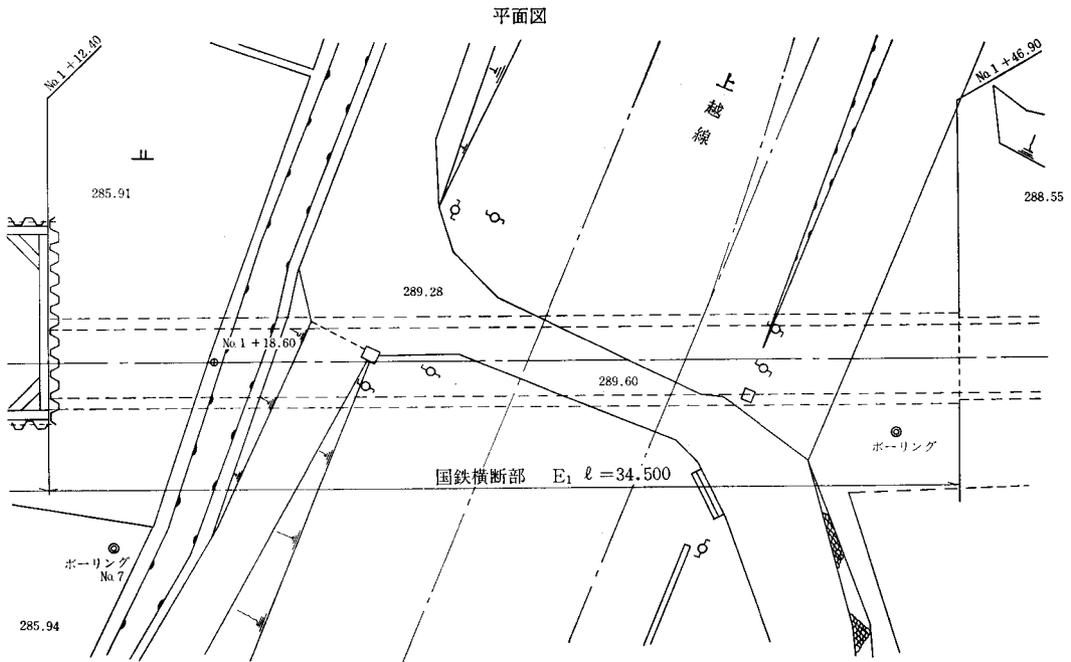


図-3

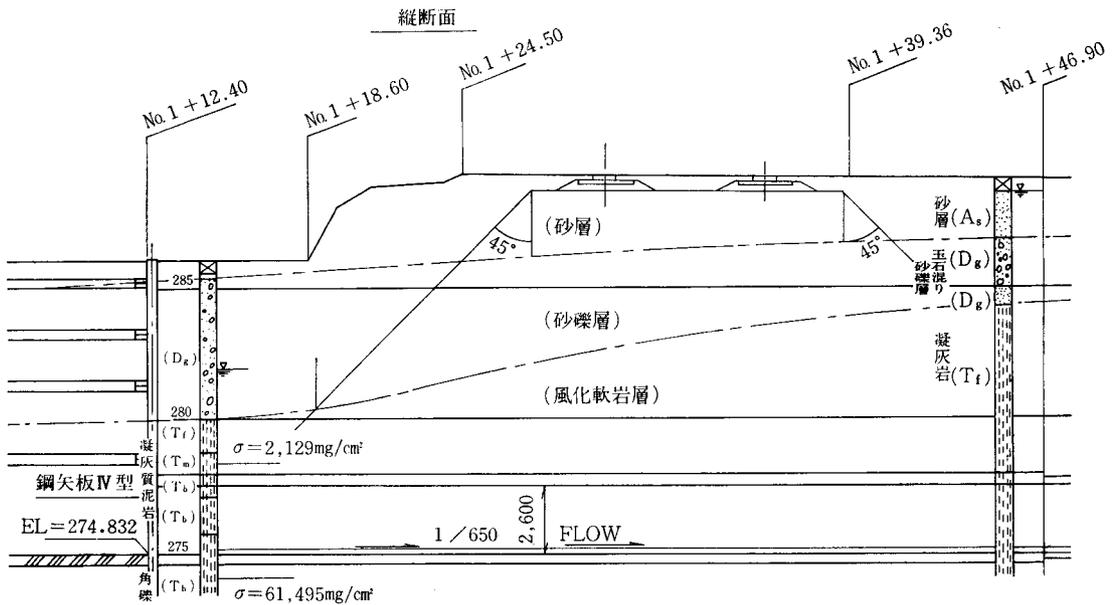


図-4

$$\begin{aligned}
 &= 0.25 \times 0.036 \times 1.32 \times 50 \\
 &= 0.60 \text{ t} \\
 \Sigma Q &= q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \\
 &= 6.67 \text{ t} \\
 \text{ジャッキ推力としては (R)} \\
 R &= \frac{Q}{\cos \alpha} \times F
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{6.67}{\cos 5^\circ} \times 1.5 \\
 &\approx 10.0 \text{ t} \leq 10 \text{ t/台 OK} \\
 A_1 &: \text{矢板面積 (m}^2\text{)} \\
 fc, f &: \text{係数} \\
 C &: \text{土の粘着力 (t/m}^2\text{)} \\
 \partial &: \text{垂直応力 (t/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

標準断面

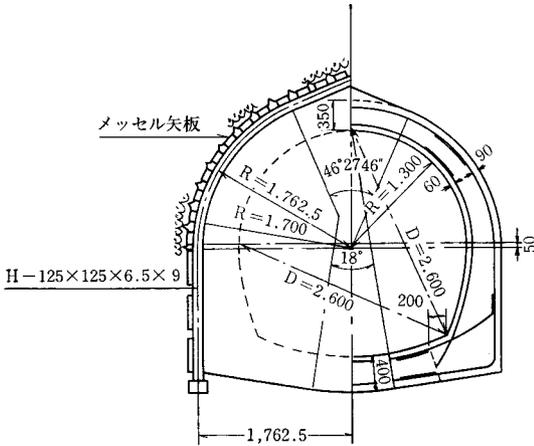


図-5

ϕ : センダン抵抗角

τ : 摩擦係数

P_3 : 垂直荷重 (t)

A_2 : 矢板接触面 (㎡)

A_4 : 矢板先端面積 (㎡)

α : 1.32N

N : 矢板先端の地山のN値

F : 安全率

$\cos \alpha$: ジャッキ角度

7. 工事の実施状況

(1) 使用機器

(イ) メッセル矢板 $l=4.00\text{m}$ 22枚 (写真-1)

(ロ) 油圧ジャッキ 10 t/台 3台 (写真-2)

(ハ) 油圧ポンプユニット 2.2 kw \times 4 p 2連式

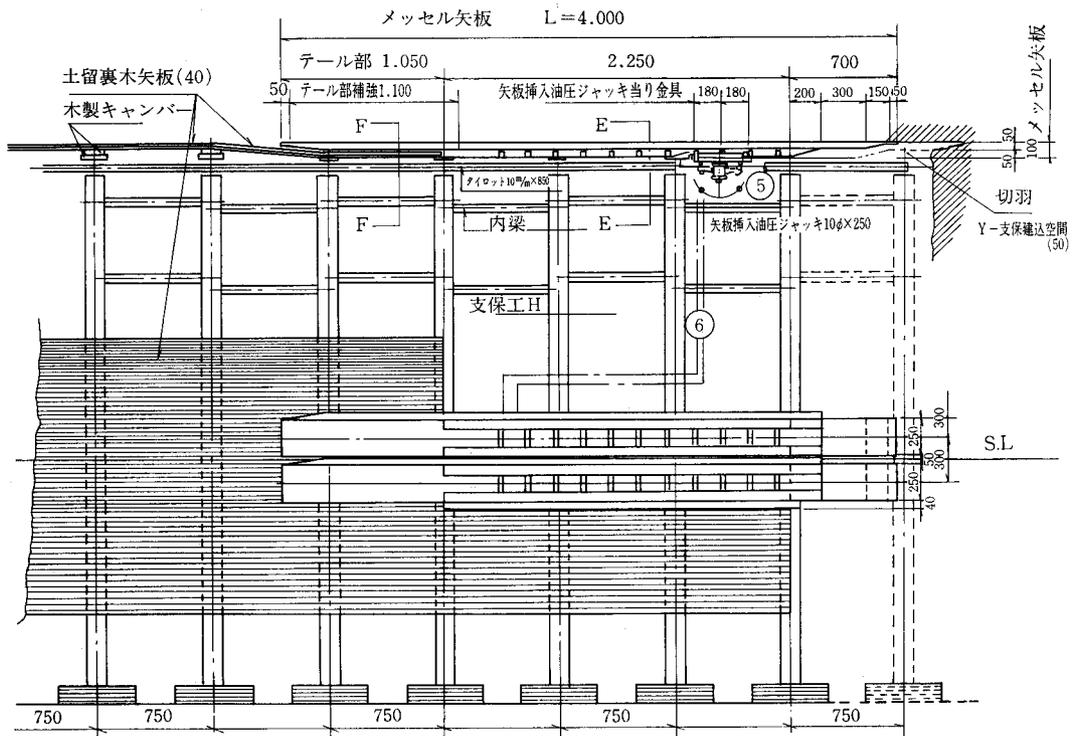


図-6

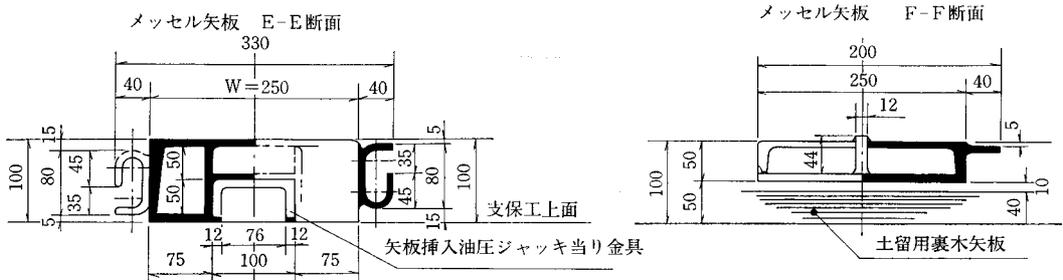


図-7

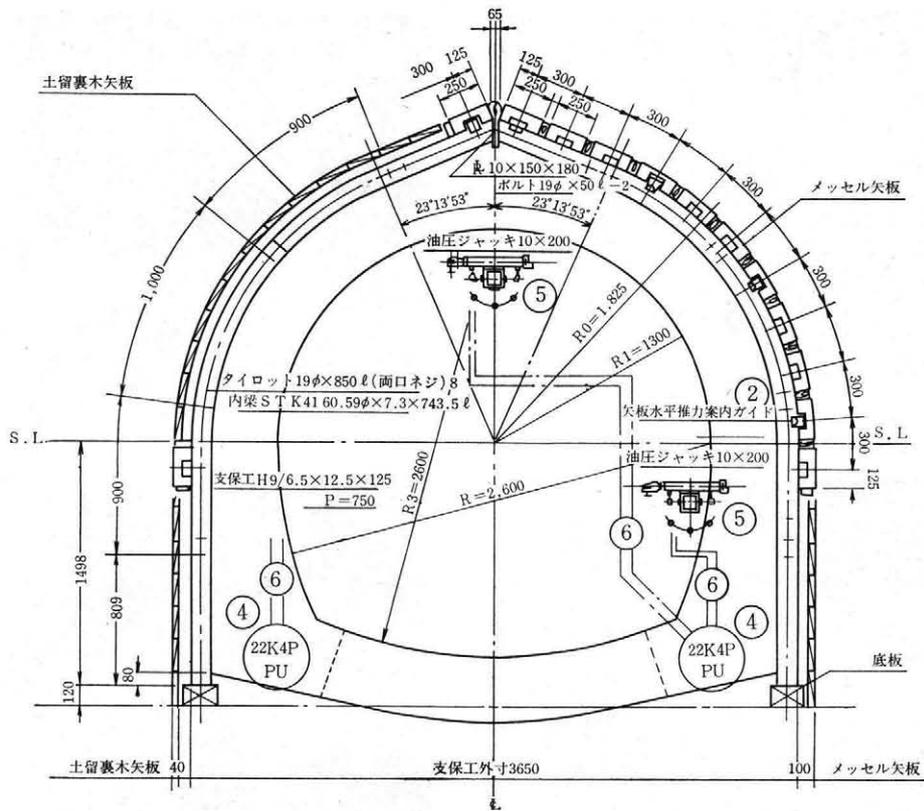


図-8

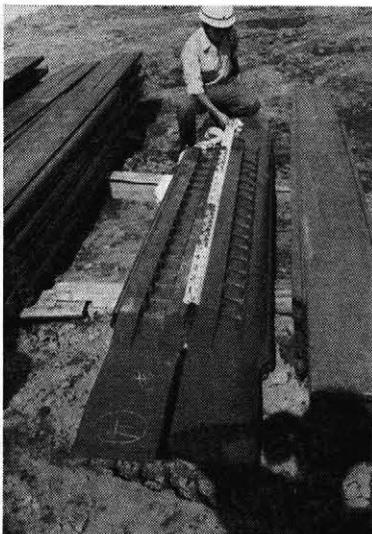


写真-1 メッセル矢板



写真-2 工事の状況

2台 (写真-3)

(=) ピックハンマー 3台

(2) 施工

立坑の矢板を掘削断面に合わせて切断し、坑口を開きメッセル発進基地を組立てる (写真-4)。鉄道下の掘削の

ため、あらかじめ国鉄の立合いを受けレールの水準測量を行い、現状確認を行った後掘削を開始する。

設計段階での土質推定では軟岩 (凝灰岩) であったが、実際に掘削した時に固結度が高かった場合、メッセル矢板の推進が困難となり、若干の先掘りが必要となり、本工法を採用した事に多少の心配もあったが、実際は固結度が低く粘性があり湧水も少くメッセル工法の採用は成功であった。

レールの検測を行いながらピックハンマーで掘削を進めたが、慎重を要するので昼間作業だけとし、日当り

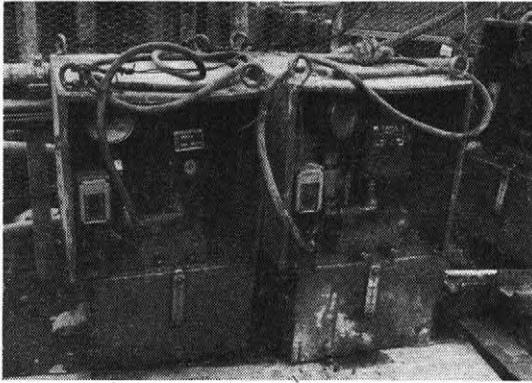


写真-3 油圧ポンプユニット

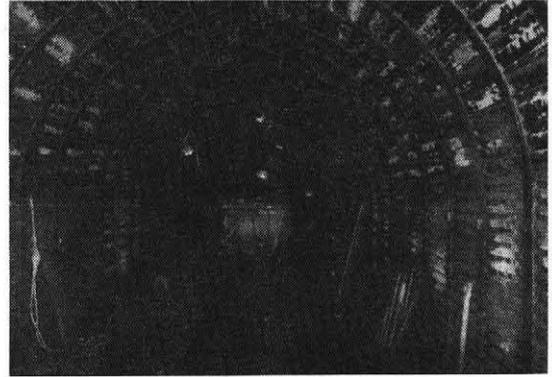


写真-5 一次コンクリート打設状況

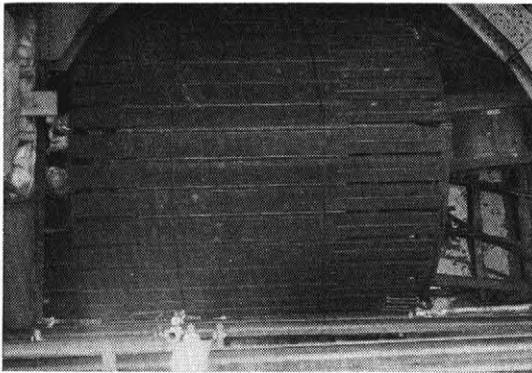


写真-4 メッセル矢板発進基地

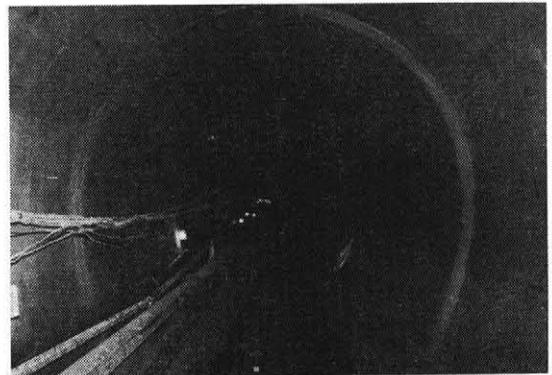


写真-6 アーチ部コンクリート打設状況

表-3

油圧ジャッキ仕様概略

| | | |
|-----------|--|--|
| ジャッキストローク | ma×300% | |
| 推 力 | 10ton | |
| 重 量 | 本体 8 kg 切換操作バルブ 4 kg 反力及び推進金具 4 kg | |
| ジャッキ台数 | 2本 | |

パワーユニット仕様概略

| | | |
|---------|-----------------------|-----------------------|
| 電 動 機 | 2.2Kw | 1.5Kw |
| 最 高 圧 力 | 700kg/cm ² | 760kg/cm ² |
| 寸 法 | 500×450×600 | 480×440×580 |
| 重 量 | 90kg | 85kg |

0.75m×2基で30日間で完了した。検測の結果沈下は認められなかった。

また、掘削と平行して支保工（H鋼）にキーストンプレート（厚さ1.2m/m、幅65cm、高さ25m/m）を張付

け、木矢板との間に一次コンクリートを打設し地山の緩みをおさえた。（写真-5）

掘削、仮巻が完了後すみやかにアーチ部のコンクリート（鉄筋コンクリート）を打設した。一定の養生期間をおきグラウト（気泡モルタル）を行い、インパートの打設を残し一応鉄道下の工事は終わったが、地表面（鉄道レール）への影響はまったく見られず現在に至っている。（写真-6）

8. メッセル工法のむすび

道床の沈下を絶対に許されない国鉄横断部分の施工に簡易メッセル工法を採用したが、非常に良い結果で完了することが出来た。

当工事において、日本国有鉄道高崎鉄道管理局の御指導いただいたことを、この紙面を借りて深く感謝します。

次に、国道横断掘削の補助工法として採用した薬液注入工法の設計・施工について報告する。

9. 補助工法の選定

地質概要および地下水の状況から、次のように補助工法の選定を行った。

- ① 国道下トンネルは砂礫層中に入り、しかも利根川

の平水位以下になるためディープウェルをかけても利根川からの水を呼び込み、ディープウェルの効果は殆んど期待できない。

② 国道下トンネルは、土かぶり（約5m）が少なくしかも砂礫層中を掘進することになるので掘削の安全性からもある程度地盤強化を計らねばならない。

以上により、ここにおいては遮水方法としては止水矢板が打てないので、薬液注入による工法又は凍結工法等も考えられるが、期間及び経済性から薬液注入を補助工法と決定した。

なお、立坑からの水平ボーリングは施工も難しく、工期もかかるので地表からのボーリングに決めた。

10. 注入工法による地盤安定の検討

(1) 工法の検討

地盤改良工法として注入工法が最も広く且つ経済的に用いられているのが近年の傾向である。しかるに注入工法はあくまで仮設的なものとしか考えられていないのも実情である。これは勿論、我が国における地盤の複雑さによるがそれ以上に注入工法自体の不確実性に依ると言わざるを得ない。

現在一般に用いられている注入工法にはボーリングロッドを注入管とするロッド式注入工法、ストレーナーパイプを注入管とするストレーナー式注入工法および近年わが国に導入された二重管式注入工法のソレタンシュ式注入工法がある。

これらの工法の特徴の比較は表-4のとおりであるが

ロッド工法では注入材の逸出防止が困難であるため計画的な注入、即ち所定の土層に所定の注入材を所定の量だけ注入することが困難であって信頼性に乏しい。

また、ストレーナー工法においても逸出を確実に防止することは困難であり、且つ土層の構成が複雑な場合特に層境の注入処理に困難を来し、そのため注入効果に不安を招く。

一方ソレタンシュ注入工法は二重管とダブルパッカーによる注入工法であり、他工法で常に問題とされていた注入周囲からの逸出を防止するため、管周囲にあらかじめスリーブグラウトを実施するものである。

従って、本工事は施工の重要性を考慮し、ソレタンシュ地盤改良工法で施工したものである。

(2) 施工順序

施工順序は次のとおりである。

①高性能の穿孔機を用いてφ=100mmの孔径にて穿孔して、ケーシングパイプを建込む。

②ケーシング内にマンシュットチューブを建込む。

③ケーシングとマンシュットチューブのあいだにスリーブグラウトを注入してからケーシングを引抜く。

④スリーブグラウト硬化後、注入を行う。注入は注入予定個所の上下にダブルパッカーを挿入出来るように造られている注入パイプをマンシュットチューブの中にセットして行う。

(3) 注入工法の特長

ソレタンシュ式注入工法の特長は次のとおりである。

①注入材を所定の位置で均一に一定範囲に計画的に注

表-4 注入工法の特徴の比較

| | ロッド（単管）式注入 | ストレーナー（有孔管）式注入 | ソレタンシュ式注入（二重管） |
|------------|--|--|---|
| 注入管及びその長欠点 | ロッド（単管）式注入 ロッド廻りからの注入材の逸出が多く、予定深度に予定量の注入を期することがむずかしい。 (理由：ロッドと孔壁にすきまが生じているため。) | ストレーナー（有孔）パイプ パイプ廻りからの注入材の逸出は防げるが同一ヶ所に異種の注入材を注入することがむずかしい。 (理由：有孔部の孔径が4～5%で第1回の注入による孔の回づまりが生じる。) | マンシュットチューブ（二重管） 注入材の逸出はスリーブグラウトにより防止される。 同一ヶ所に何回も異種の注入材を注入することが可能。 (理由：注入孔が8%と大きく、まわりにゴムスリーブで覆っているため注入材の逆流による目づまりはない。) |
| 使用注入材 | あらゆる種の材料を注入することが可能であるが、同一注入孔で再注入は不可能 (理由：注入施工システムが同一種の注入材しか注入出来ない。) | ゲル単体強度の高いものは、水洗いが困難なため低強度の注入材に限られる。 | あらゆる種の注入材を同一注入管で注入することが可能である。 |
| 注入対象地盤 | 特に一般グラウトでは、注入材料が水との親和性が良く、含水比の高い地盤では、グラウトの流失、希釈等があり、注入固結率に疑問がある。 | | この工法で使用するグラウトは水との親和性が全くない為、いかなる地盤でも注入の流失、希釈の心配はない。 |

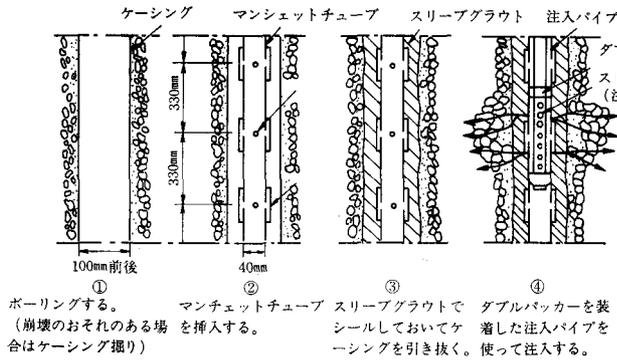


図-9 マンシエツトチューブによる注入の原理

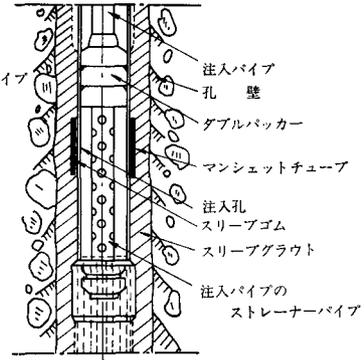


図-10 マンシエツトチューブ

入できる。

②同一位置で異種の注入材を繰返し注入できる。

③穿孔と注入作業工程を分離してすすめる事ができ、作業の省略化・簡易化をはかる事ができる。

④再注入が可能である。

この特徴あるマンシエツトチューブは、図-9、10のように注入孔が33cm毎に設けられ、グラウトの逆流を防ぐ構造にもなっている。そこで注入されるグラウトはこの注入孔からゴムスリーブを押し割って地盤内に注入されていく。その際のスリーブグラウトは、チューブに沿って起こるリーク現象を防止する役目にもなっている。

このグラウチングでは、パッカーの位置を下端から上部にかけて逐次引き揚げながら33cm毎に注入していく。この操作を繰り返しているうちに、ばらつきの多い浸透性に富んだ地盤も、しだいに均質な難透水性地盤に改良されていくものである。

11. 薬液注入の設計

(1) 注入改良範囲

改良範囲の検討は有限要素法解析により行い、解析は平面歪問題とし地盤を弾性体と仮定する弾性解析によった。

注入改良範囲の決定に関しては、必要改良範囲を仮定した上でトンネル掘削断面内を開放した場合に生じる地盤内応力 (σ_1 , σ_2) を全ての要素について求め、この応力に対して注入改良後の地盤およびその周辺の地盤が安全であるか否かを検討し改良範囲を決定した。

トンネル周辺の地山の任意の点に於ける応力状態をモール・クーロンの応力円で表示すれば図-11の1, 2, 3のいずれかとなる。

円1は弾性領域を表わす応力状態であり、円2および円3はモール・クーロンの破壊基準線に接するか、またはオーバーした状態を表わしており塑性領域にあることを示している。

地盤内の応力状態が全ての点に於いて弾性領域、すな

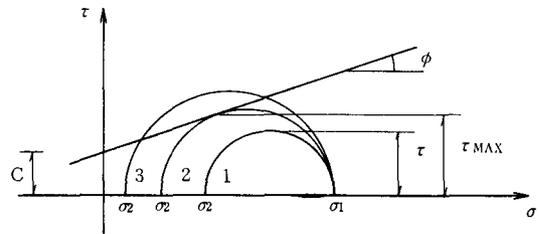


図-11 モール・クーロンの応力円

わち円1の状態であれば安定していることになる。地盤内の応力状態がどのような状態にあるかは、次の式により求める。

$$SF = \frac{2(c \cdot \cos\phi + |\sigma_1| \sin\phi)}{(1 + \sin\phi) \cdot |\sigma_1 - \sigma_2|}$$

SF: 安全率

C: 土の粘着力 (kg/cm^2)

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

σ_1 : 最大主応力 (kg/cm^2)

σ_2 : 最小主応力 (kg/cm^2)

この式に於いて、 $SF > 1$ となればその点に於ける応力状態は弾性領域となっている。

従って、注入改良後トンネル掘削を行った状態に於ける地盤内応力状態がすべて $SF > 1$ となるための必要注入範囲を求め有限要素法解析を行った結果、図-13に示す注入範囲で周辺地盤の $SF > 1$ となり弾性領域となることから計画注入範囲とした。

<解析結果>

F. E. M 解析を行った結果を次にまとめる。

1. 要素分割

節点数232, 要素数401

分割要素の形状, 周辺固定条件を図-12に示す。

2. 地盤条件

国道横断部の地盤を図-13に示すように、①, ②,

③に分割し表-5にその数値を示す。

解析結果から図-13の①の範囲を注入改良ゾーンとし

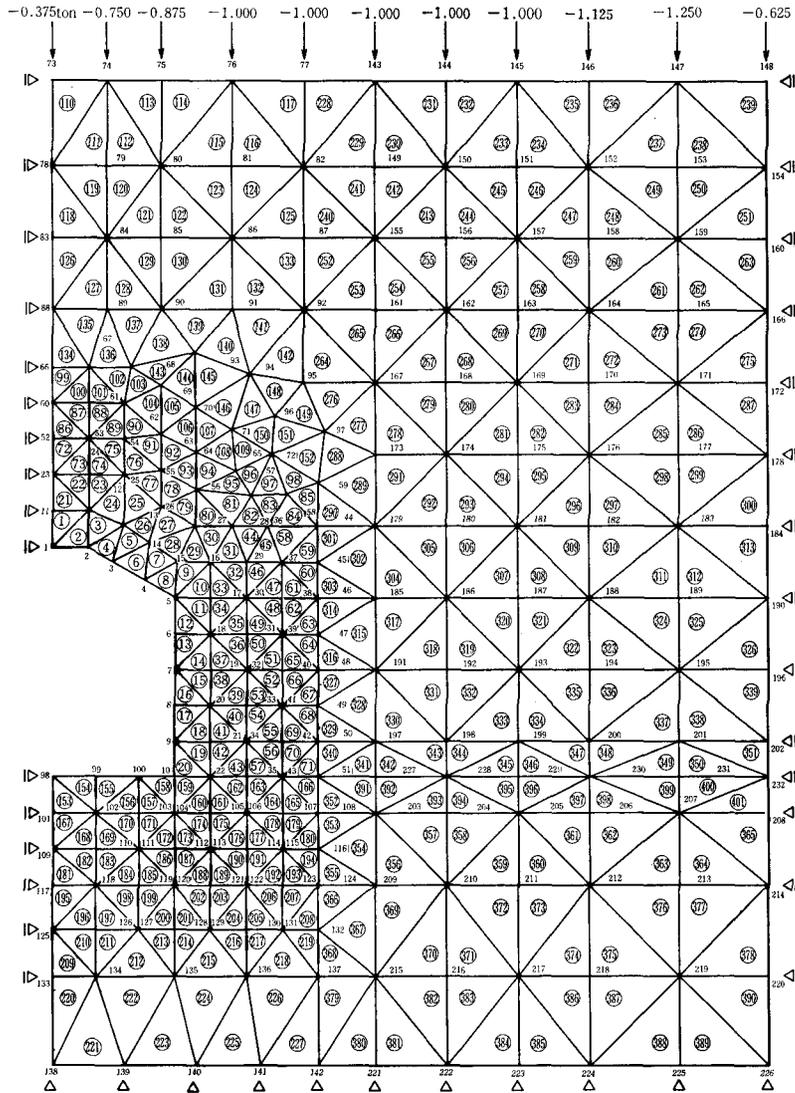


図-12 節点、要素番号

表-5 設計数値

| 数値 | $\sigma t(t/m^2)$ | $C(kg/cm^2)$ | $\phi(^{\circ})$ | $E(kg/cm^2)$ | ν |
|-----------------|-------------------|--------------|------------------|--------------|-------|
| 地盤分割 | | | | | |
| ①砂 礫 層 (改良後) | 2.0 | 4 | 35 | 200 | 0.3 |
| ②砂 礫 層 (未改良) | 2.0 | 0 | 35 | 100 | 0.3 |
| ③角礫凝灰岩 | 2.0 | 10 | 45 | 1,000 | 0.3 |

た場合、注入改良範囲の最少安全率は $SF_{min}=1.77$ (要素番号) となっており、また沈下量は地表面に於いて最大1.34cmとなり許容範囲内にあると考えられる。

ここで沈下量は、掘削後の弾性変位量から掘削前の弾

性変位量を引いたものとして求めている。

FEM解析結果より、国道横断部の注入範囲は図-13の①の部分として安全であると考え、図-14に示す範囲と決定した。

(2) 注入孔ピッチ

注入有効半径を決定する理論式は各種提案されているが、①地盤は完全均質である。②グラウトの浸透状態は層流である。③グラウトの粘性は不変である。等の限定的な条件を必要とする。

しかし、実際の注入においてはこれらの限定条件と一致しないことが多い。従って類似地質の施工実績より注入有効径は0.6~0.7mと考えるのが妥当であろう。

参考に Magg の式を示すと

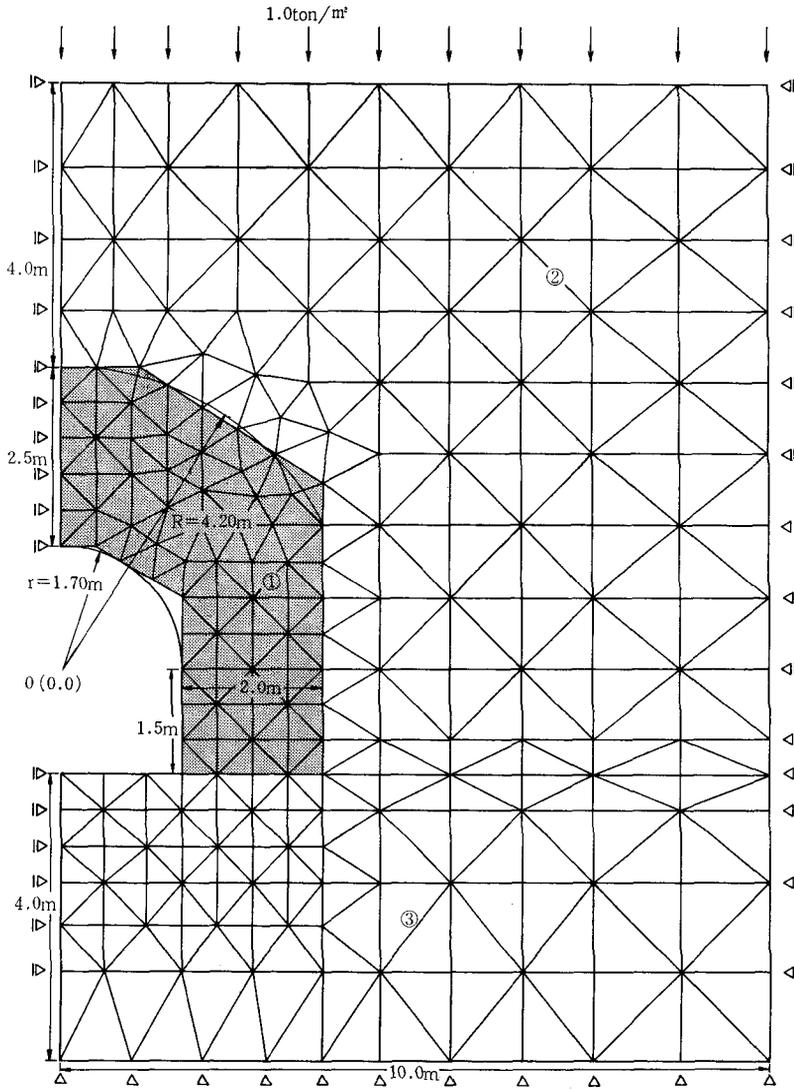


図-13 地盤区分, アミ点部改良

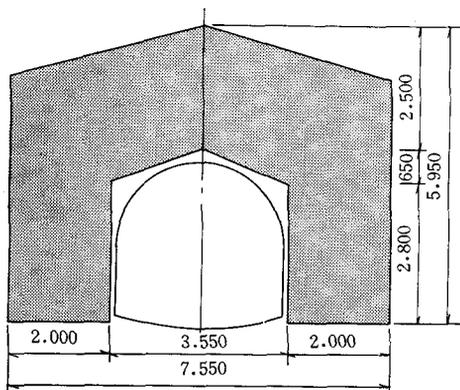


図-14 改良範囲

$$R = \sqrt[3]{\frac{3Kht}{\mu \cdot n} + r^3}$$

R : 注入有効半径 (cm)

μ : 薬液と水の比粘度 (C.P.S)

n : 間隙率 (CB注入後) (—)

K : 透水係数 (CB注入後) (cm/sec)

h : 注入圧力 (kg/cm²)

r : 注入管半径 (cm)

t : 注入時間 (sec)

注入有効半径 R と注入孔の間隔 α には次式が成立する。

$$\pi \times \frac{(2R)^2}{4} \leq 2R \cdot \alpha$$

$$\alpha \leq \frac{\pi}{4} \cdot 2R$$

$$\therefore \alpha \leq \frac{\pi}{4} \times 2 \times 0.7 = 1.1 \text{ m}$$

ここで本工事の注入孔間隔は1.0mと決定した。

(3) 使用注入材

① 注入材の選定

注入材を大別すると、セメントミルクに代表される懸濁液系、水ガラス系溶液型、この両者の中間に位置する水ガラス系懸濁型(LW)および現在使用禁止となっている高分子系に分類される。

又、注入対象地盤により分類すると、次のようになる。

- ① 礫層などに於ける空洞充填注入—懸濁液系
- ② 砂質土層などに於ける浸透注入—水ガラス系溶液型
- ③ シルト層などに於ける脈状注入—水ガラス系懸濁型
- ④ ①~③の複合注入

当注入工事の目的が砂礫層 ($K=10^{-1} \sim 10^{-2} \text{ cm/sec}$) 地盤の止水・固結強化であることにより④の注入型態が最適と考え、まず第1次注入に荒詰材として懸濁系注入材(CB液)を注入し、空ききおよび水みちの閉塞処理を行い、次に第2次注入として浸透性が良く固結強度の高い水ガラス系溶液型注入材RSG-Nを注入し、地盤の止水・固結強化を計った。図-15および表-6参照

(4) 注入率および注入量の決定

① 間隙率の設定

一般に広く用いられている次式により間隙率の算出を行う。

$$\text{間隙比}(e) = \frac{G_s}{\gamma_t} (1+W) - 1$$

土質試験結果より

$$W \text{ (含水比)} \quad 10 \sim 30\% \quad \approx 20\%$$

$$\gamma_t \text{ (単位体積重量)} \quad = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$G_s \text{ (土粒子の比重)} \quad = 2.70$$

$$e = \frac{2.70}{1.80} (1+0.2) - 1 = 0.80$$

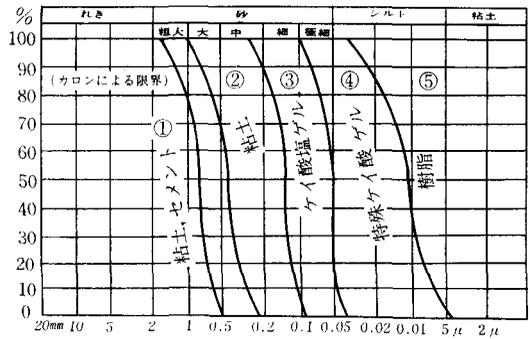


図-15 土の粒度に基づく注入材の浸透の限界

$$\text{間隙率}(n) = \frac{0.8}{1+0.8} = 0.44 = 44\%$$

② 注入率の決定

懸濁型グラウトの浸透限界を示す方法として、島田博士は注入対象土の粒径と注入材の粒径の比を注入比として、各種の実験をし次の経験式を導いた。(最近の地盤注入工法：理工図書P.134~137参照)

$$N = D_{10}/G_{95} \geq 8$$

N: 注入比 (グラウタビリティー)

D_{10} : 土の粒径加積曲線の10%径

G_{95} : グラウトの粒径加積曲線の95%径

即、 $N \geq 8$ の関係が満足されないと懸濁型グラウトは浸透できない。当現場にあてはめると

$$N = (0.074 \sim 0.2) / 0.11 = 0.67 \sim 1.8$$

$$N \leq 8$$

ゆえに当現場は、CB注入のみで地盤の固結および止水を行うことは不可能である。

つぎに、懸濁型グラウト(CB)と、溶液型グラウト(RSGM)の複合注入における注入率の分割について検討した。

一般的に、注入率は次の式による。

表-6 注入材の注入能力限界 (ソレタンジェ社)

| 土の種類 | | 粗砂・レキ | 中～細砂 | シルト質あるいは粘土質砂, シルト |
|--------|------|-------------------------------|--|----------------------------|
| 土の性質 | 粒径 | $D_{10} > 0.5 \text{ mm}$ | $0.02 < D_{10} < 0.5 \text{ mm}$ | $D_{10} < 0.02 \text{ mm}$ |
| | 比表面積 | $S < 100 \text{ cm}^{-1}$ | $100 \text{ cm}^{-1} < S < 1000 \text{ cm}^{-1}$ | $S < 1000 \text{ cm}^{-1}$ |
| | 透水係数 | $k > 10^{-1} \text{ cm/s}$ | $10^{-1} > k > 10^{-3} \text{ cm/s}$ | $k < 10^{-3} \text{ cm/s}$ |
| 注入材の種類 | | ビンガム懸濁液 (Bingham Suspensions) | コロイド溶液 (Colloid Solutions)(ゲル) | 純溶液 (Pure Solutions)(レジン) |
| 固結注入 | | セメント 発泡剤混合セメント | 高強度ケイ酸ゲル: 1ショット工法, RSG-III, IV | アミノブラスト フェノブラスト |
| 止水注入 | | ベントナイトゲル, 粘土 ゲル, 粘土セメント | ベントナイトゲル, 低強度ケイ酸ゲル, RSG-III, IV | アミノブラスト フェノブラスト |

$$\lambda = n \cdot \alpha (1 + \beta)$$

λ : 注入率

n : 空隙率

α : 充填率

β : 損出荷数

$n=44\%$, また損出を考慮して

$\alpha(1 + \beta)=90\%$ とすると

$\lambda=40\%$

調査ボーリング採取試料の粒度分析結果より, 当該場の粒度組成は,

礫分 (2%以上) 45~55 vol%

砂およびシルト分 (2%以下)

45~55vol%である。

ここで, 礫分に懸濁型グラウト (CB), 砂およびシルト分に溶液型グラウト (RSG-M)を注入する。

① 懸濁型グラウト (CB) 注入率

$$\lambda_{CB} = 40 \times \frac{45 \sim 55}{100} = 20\%$$

② 溶液型グラウト (RSG-M) 注入率

$$\lambda_{RSG} = 40 \times \frac{45 \sim 55}{100} = 20\%$$

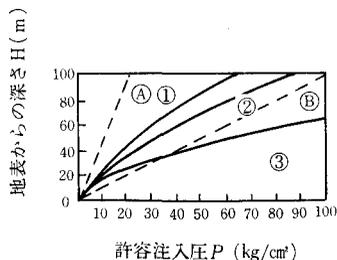
なお, CB注入率20%は第1次注入10%, 第2次注入10%と, 荒詰充填効果を高める為分割して実施した。

(5) 注入圧力

地盤の空隙に薬液を浸透または圧入するためには, ある程度の力が必要であり, それが注入圧力となってあらわれてくる。注入圧は注入材 (粘性), 吐出力, 注入深度, 対象地盤等により異なり, 非常に複雑な意味を持っているので一概に数値を決める事は難しいが, 注入圧は注入量によって変化し相関するものであるから, 施工管理上, 圧力管理は絶対に必要である。

これらのファクターを総合的に解析し, 適正な注入圧力を理論的に求める方法は現在のところ確立していない。しかし数種の経験式は提示されている。

図-16に示す式のほか, 次の式が提案されている。



① $P = 0.23H$ (米国開拓局)

② $P = H$ (イタリア)

- ① 層状岩盤
 - ② 注入済み岩盤の下
 - ③ 塊状岩盤
- } Greager
ほか

図-16 地表からの深さと許容注入圧

$$P = (3 \sim 5)P' \text{ (国鉄)}$$

$$P = (0.5 \sim 1.5)H + P' \text{ (藤田)}$$

P : 注入圧力 (kg/cm²)

H : 土被り (m)

P' : 地下水圧 (kg/m²)

ゆえに, 当地のような砂礫層地盤に対する注入としては, (藤田の式)を参考に, 適正注入圧力 $P = 7 \text{ kg/cm}^2$ と決定した。

12. 施 工

(1) 穿孔

当地点の地質は, 既述の如く, 玉石混り砂礫のため一般的なロータリー式ボーリングでは穿孔が困難であり, 実用的な工法ではない。したがって当地点のグラウチング工法の選定にあたっては, 穿孔方法との関連で選ぶ必要があり, 穿孔方法としてはロータリーパーカッション工法を採用した。この工法は二重管のボーリングロッドを使用し, 外管はロータリー方式で穿孔し, かつケーシングとして働き, 内管はパーカッション方式で外管に先行して穿孔する工法である。穿孔部品の損耗も多少あったが, 予定時間内に穿孔出来た。

(2) CB試験注入

図-17のとおり9孔のCBの試験注入を行った。試験

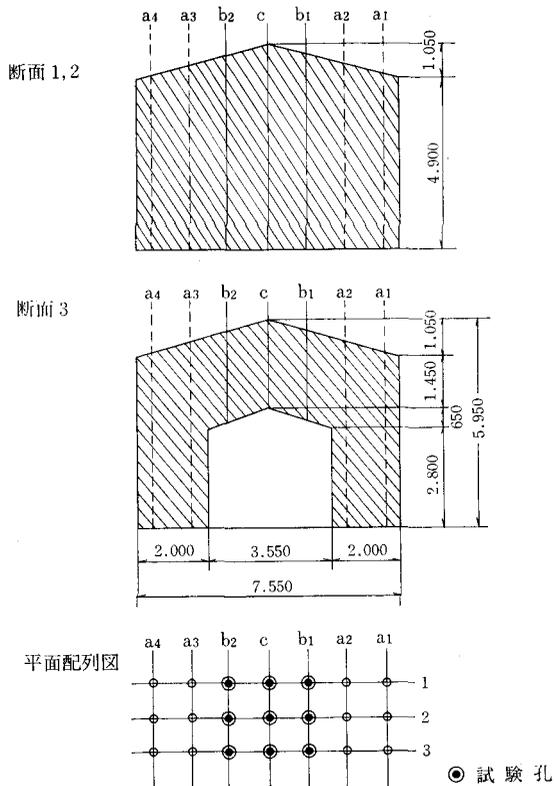


図-17 試験注入

表一七 試験注入結果

| 孔番 | 注入圧力 (kg/cm ²) | 吐出量 (ℓ/min) | 注入量 (ℓ) | Step 数 | 深長 (m) | 備考 |
|-------------------|----------------------------|-------------|---------|--------|--------|----|
| C-1 | 1.0~2.0 | 10 | 882 | 18 | 11.0 | |
| C-2 | 2.5~5.0 | 10 | 882 | 18 | 11.0 | |
| C-3 | 1.0 | 10 | 376 | 8 | 7.0 | |
| b ₁ -1 | 0.5~1.0 | 10 | 833 | 17 | 10.5 | |
| b ₁ -2 | 1.0~2.0 | 10 | 833 | 17 | 10.7 | |
| b ₁ -3 | 0.5~2.5 | 10 | 392 | 8 | 7.5 | |
| b ₂ -1 | 1.0~2.0 | 10 | 833 | 17 | 10.5 | |
| b ₂ -2 | 1.0~2.5 | 10 | 833 | 17 | 11.0 | |
| b ₂ -3 | 1.0~2.0 | 10 | 392 | 8 | 7.2 | |

注入率15%、注入の吐出量10 ℓ/min で行った。周囲の8孔を最初に注入を行い、最後に中側のC-2孔を注入した結果、平均注入圧力は、1.0~2.5kg/cm²と低圧であり、記録紙等から注入率の不足が判断された。

(3) 本注入

① CB注入

1次注入10%、2次注入10%と行い、2次注入の定量注入終了後、注入圧の上っていないステップ個所については3次注入を行った。3次注入の必要があった所は、ばらつきはあるものの、土被りが少なく、注入改良範囲の端部に多かった。

② RSG-M注入

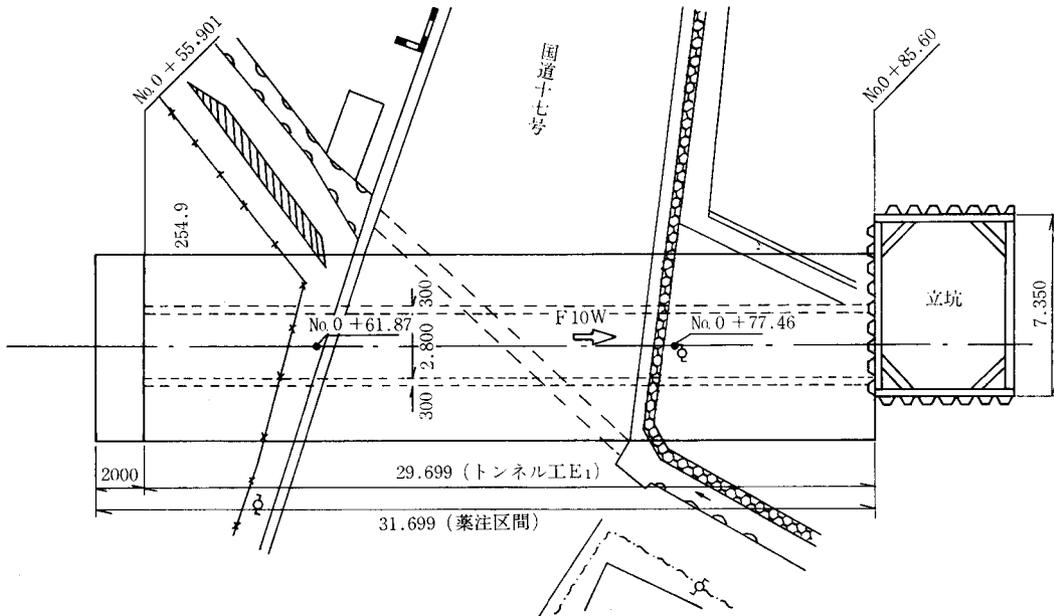
RSG-Mの注入については、各注入孔とも定量注入を行った。

表一八 施工数量

| | 単位 | 川側 | 山側 | 合計 |
|--------|----------------|--------|-------|--------|
| 穿孔本数 | 本 | 113 | 106 | 219 |
| 穿孔延長 | m | 1,248 | 1,144 | 2,392 |
| 対象土量 | m ³ | 514.5 | 454.4 | 968.9 |
| C B 注入 | m ³ | 110.02 | 90.84 | 200.86 |
| 水ガラス注入 | m ³ | 102.86 | 90.84 | 193.70 |

表一九 実施工程表 (工期75日)

| 工程 | 単位 | 数量 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 75 | |
|--------|----------------|--------|---------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|--|
| 準備 | 式 | 1 | [Gantt chart bar from 10 to 20] | | | | | | | | |
| 仮設 | 〃 | 1 | [Gantt chart bar from 20 to 25] | | | | | | | | |
| 穿孔建込 | m | 2,392 | [Gantt chart bar from 25 to 75] | | | | | | | | |
| C・B注入 | m ³ | 200.86 | [Gantt chart bar from 40 to 75] | | | | | | | | |
| 水ガラス注入 | 〃 | 193.70 | [Gantt chart bar from 50 to 75] | | | | | | | | |
| 跡片付 | 式 | 1 | [Gantt chart bar from 70 to 75] | | | | | | | | |



図一八 平面図

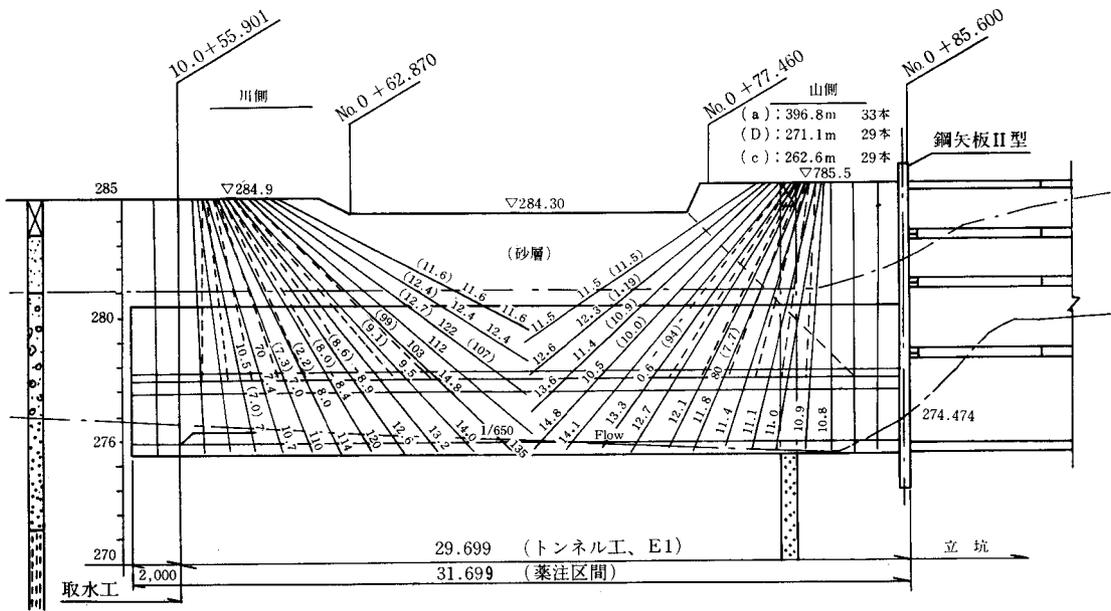


図-19 縦断図

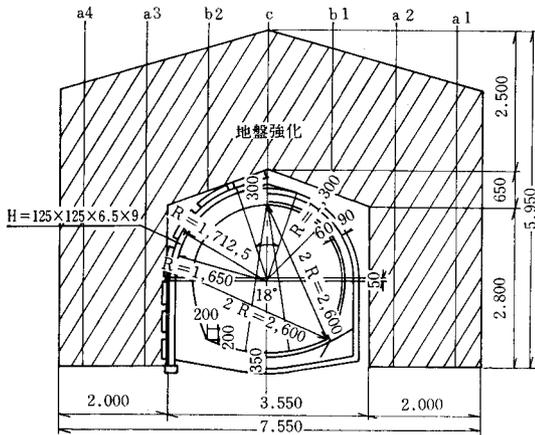


図-20 断面図

③ 水押しテスト

CB注入前、RSG注入後に水圧によるP-Q比較を6ヶ所選び行った結果、ともに注入前と比べ圧力が4 kg/cm²が10 kg/cm²程度に上がっている。

④ 施工実績

施工数量および実施工程を表-8、9に示す。施工平面図、縦断図および断面図を図-18、19、20に示す。

⑤ 施工管理

①注入時は常に注入深度、地質状況等を把握し、注入材の配分および注入圧力・流入量を管理しながら注入すると共に周辺の状況をよく観察し、現場状況に応じた最も効果のある施工をするものとする。

表-10 使用機械

| | 機械名 | 型式 | 規格 | 動力 | 使用台数 |
|--------|-------------|---------|--------------------------------------|------------|------|
| 削孔建込 | ボーリングマシン | ビューラー | | kw 22.0 | 2 |
| | 送水ポンプ | MG-10 | 120ℓ/min | 7.5kw | 2 |
| スリーブCB | コンプレッサー | | | 100HP | 1 |
| | グラウトミキサー | MS-400 | 360ℓ×2 | 7.5kw | 1 |
| RSG-N | CBポンプ | MG-10 | 120ℓ/min | 7.5kw | 1 |
| | ゲルミキサー | RSH-300 | 300ℓ×1 | 7.5kw | 1 |
| 注入 | ゲルポンプ | SX-15 | 200ℓ/min | 5.5kw | 1 |
| | インジェクションポンプ | RSP-50N | 0~18ℓ/min 0~50 kg/cm ² | 3.7kw | 4 |
| | ベビーミキサー | RSB-30 | | 0.3kw | 1 |
| | 自記流量計 | CHS-100 | 0~60ℓ/min 0~60kg/cm ² | 0.4kw | 4 |
| 貯蔵 | ベビーコンプレッサー | | | 5.5kw | 1 |
| | 珪酸貯蔵タンク | | 8.0m ³ | | 2 |
| | 反応剤A貯蔵タンク | | 2.0m ³ | | 1 |
| | 反応剤B貯蔵タンク | | 2.0m ³ | | 1 |
| 他 | 水貯蔵タンク | | 4.0m ³ | | 1 |
| | エキストラクター | T-2 | 2 t | 5.5kw | 2 |
| | サンドポンプ | | 3' | 3.7kw | 2 |

②各孔毎の注入記録は自記流量計を用いて、注入時間・注入圧・注入量をステップ毎に記録する。

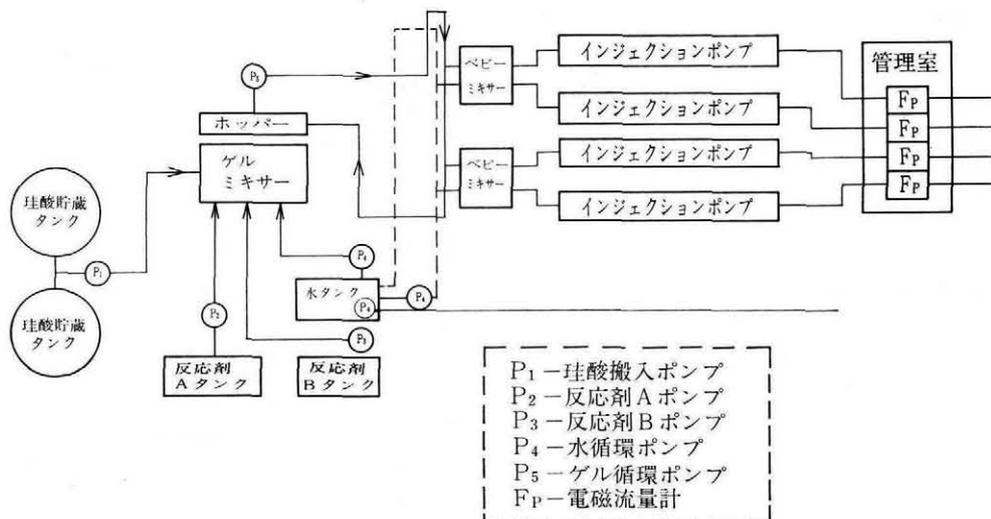


図-21 注入プラント図

(4) 使用機械およびプラント図

使用機械を表-10に、プラント図を図-21に示す。

(5) 水質監視

建設省より発布されたところの「薬液注入工法暫定取扱指針」に基づき次の調査を実施した。

① 事前調査

注入を実施するにあたって、注入近辺の井戸及び公共用水域等の調査を行う。

② 水質調査

水質の監視は注入地点より10m以内の2地点の観測

井から採水した資料を注入前の資料と比較検討しながらその変化を記録し、水質基準に適合しているか否かを判定する。

③ 水質検査項目および回数

検査項目および回数は表-11のとおりであり、いずれの場合も水質基準値以下であった。

表-11 検査項目および回数

| 項目 | 現場PH | | | 専門機関PH | | | 専門機関KMnO4 | | |
|----|------|-----|-----|--------|-----|-----|-----------|-----|-----|
| | 注入前 | 注入中 | 注入後 | 注入前 | 注入中 | 注入後 | 注入前 | 注入中 | 注入後 |
| 回数 | 1 | 48 | 26 | 1 | 5 | 14 | 1 | 3 | 14 |

おわりに

国道横断トンネルを掘削するうえに補助工法として本工事では、現場条件より薬液注入にて対応した。

穿孔は土質が玉石混り砂礫層地盤であったためボーリングには多少苦勞したが、注入においては予定注入量が完了した時点で注入をやめ、トンネル掘削の切羽の状況を見ながら必要ある時は再注入を行う事を考えていたが、計画どおり注入されトンネル掘削時には出水・はだ落ちおよび地盤の沈下等のトラブルもなくスムーズにトンネル掘削され、満足のいく補助工法であったと思っている。

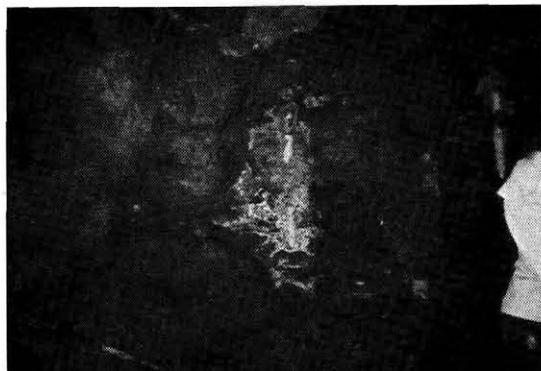


写真-7 グラウト確認状況



写真-8 グラウト確認状況

スラリー輸送工法による客土の施工について

榛 葉 虎 平*

目 次

| | |
|------------------------------------|----------------------|
| 1. はじめに……………(26) | 3. スラリー輸送計画……………(27) |
| 2. スラリー輸送工法による客土方式を選定した経緯……………(26) | 4. スラリー処理計画……………(31) |
| | 5. おわりに……………(34) |

1. はじめに

本文は、地耐力が小さい低湿田地域に客土をするため土砂をスラリー化し、パイプラインにより輸送している事例を、紹介するものである。(グラビア参照)

農村基盤総合整備パイロット事業湖西地区は、静岡県湖西市内の1,450haを受益面積とし、土地基盤及び生活環境の総合的・一体的な整備を行ない「活力にみちた地域づくり」をめざしている。

スラリー輸送工法による客土工事を実施している、内浦工区は、昭和23年度着手し、昭和32年度完成した面積43haの干拓地である。

工区の土壌は、もと海底のヘドロであるため、含水比は100%以上で常時においても、地表排水さえ完全にできない状態にある。現況水田のコーン指数は0～2であり、地耐力が小さいため機械化営農を進める上で大きな障害となっている。

また、近年の稲作転換政策による休耕田の増加に伴い荒廃田化が著しい状況にある。

このような低湿水田の地耐力を増強させ、機械化営農が可能な生産基盤に整備し、老朽化した耕土を改良して田畑輪換のできる生産基盤に整備するため、隣接の畑地

ほ場整備入出工区より、258,000m³の土砂を昭和55年度から昭和57年度にかけてスラリー輸送している。

この工法についての施工計画の概要を述べる。

2. スラリー輸送工法による客土方式を選定した経緯

内浦工区の客土は、当初計画ではダンプトラック輸送工法による施工方針であった。

しかし、現況水田の地耐力では、ダンプトラックによる搬入は施工性、経済性に無理があり実施は不可能となった。

そこで考えたことは、昭和54年度に実施した入出工区ほ場整備工事において、ほ場の畑面や法面が降雨及び湧水により流失する土質特性のため、アスファルト乳剤吹付け工法、板しがら工法、雑割栗石工法など従来考えられなかった新しい工法にて、法面保護工を実施した経験から、この土質の特長を生じたスラリー輸送工法による土砂輸送の方法しか施工の可能性はないと考え、スラリー輸送工法の検討を行った。

この工法は、内浦工区のような地域における盛土工法として、次のような点で優れていることがわかった。

- (1) 水田の地耐力が、小さくても施工できる。

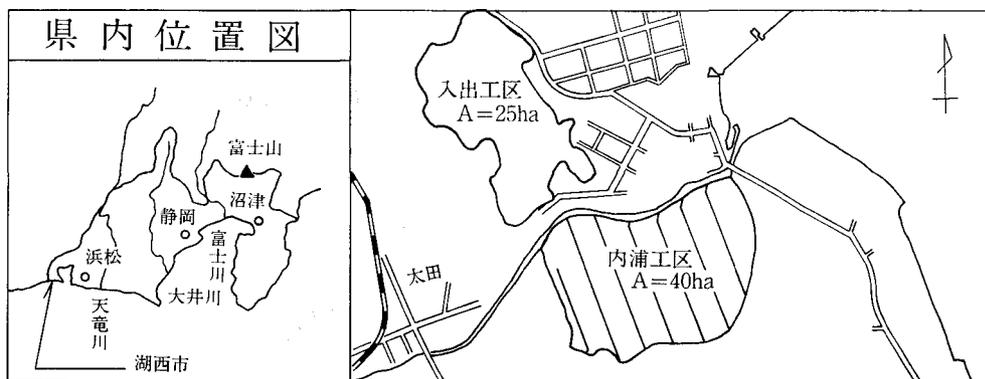


図-1 農村基盤総合整備パイロット事業湖西地区入出工区、内浦工区位置図

*浜松土地改良事務所

- (2) 大規模に輸送する場合、有利な方法として実施できる。
- (3) 送泥管路の占有面積が小さく、経路を任意に選ぶことができる。
- (4) 長距離輸送が可能で、かつ、自動化が容易にできる。
- (5) 送泥管路は、密閉されているため、騒音、飛散、交通などの公害が発生しない。
- (6) 隣接の入出工区より土取りして、内浦工区のは場を整備し、併せて土取りの後地を、は場整備するため、経済的な施工ができる。
- 従って内浦工区の客土は、スラリー輸送工法による土砂輸送で施工することとした。

3. スラリー輸送計画

本地区のスラリー輸送工法は、入出工区内の土砂を、スラリー化して、パイプラインにより、内浦工区へ圧送するものである。

3-1 計画条件

(1) 輸送土砂量

水田客土、畑地造成客土、道路及び排水路の盛土を
含み $V=258,000\text{m}^3$

(2) 土質

粘土、シルト、礫交り砂

含水比 $w=19.7\%$ 真比重 $G_s=2.619$

見掛単位重量 $\gamma=1.65\text{t/m}^3$

(3) スラリー輸送距離 l_s

$l_s \text{ max}=1,200\text{m}$

(4) 送水距離 l_w

$l_w \text{ max}=1,000\text{m}$

(5) 工事期間 35ヶ月

(6) 作業時間 8時間/日

(7) 月当り稼働日数

日曜日、祭日、雨天は休業とする。

(8) 1時間当り送流土砂量 Q

$Q=125\text{m}^3/\text{hr}$

(9) 1時間当り客土量

$125 \times 0.86=107.5\text{m}^3/\text{hr}$

3-2 スラリー輸送設計

(1) 送泥条件

イ. 不均質流体として取扱う

ロ. 見掛けの含泥率(地山状態土砂) $x=30\%$

ハ. 母液の比重 $\gamma_w=1.0$

ニ. 客土の歩止り $\mu=0.95$

(2) 土砂投入ライン

(土取場～ラインシュータ)

スラリー輸送用土砂は、入出工区は場整備の計画高に基づき、トラクタショベル等により、ダンプトラックへ

積込み、土砂投入設備まで運搬する。

堆積された土砂は、バックホウにより土砂投入設備上部に設けた、バースクリーン(目開き150mm)へ均一的にまき出し、ここで、大径礫や、木の根など輸送不可能なものを分離し除去する。

バースクリーン(SM)を通過した土砂は、土砂ホッパー(SH)に降下し、ここでジェット水と混りつつ、崩されながら、グリズリ(VS)上部に流下する。

グリズリは、湿式振動篩(目開き30mm)のロッドスクリーンを用い、ここで、30mm以上の礫や、粘土のかたまり、及び、ポンプ回転部に巻きつきやすい草の根などを除去する。

グリズリを通過した土砂は、ラインシュータホッパー(LH)に降下し、ラインシュータ(LS)へと流下する。

ラインシュータは、パイプラインの中に圧力を保持した状態で、土砂を送り込んでいく。

上記の投入ラインの設計について、配慮した主な点は土砂がホッパーや、グリズリに詰ることがないようにすること。土砂をムラ、ムリ、ムダのないようラインシュータへ流下させること。インペラー部に異物がかまないようにすること。などであり、施工に当っては、バックホウで土砂をよくほぐして、むらのないようバースクリーンへまき出しをすること。また、ジェット水噴出口の目づまりが起らないよう管理することが、投入ラインの故障を防止する上からも必要である。

イ. バースクリーン(SM)

型式 フラットバー型

目開き 150mm

ロ. 土砂ホッパー(SH)

型式 整流板付角形ホッパ

容量 18 m^3

ハ. グリズリ(VS)

型式 ロッドデッキ型振動スクリーン

処理量 220 m^3/hr 目開き 30mm

ニ. ラインシュータ用ホッパ(LH)

型式 整流板付角形ホッパ

容量 8 m^3

(3) 送泥ライン

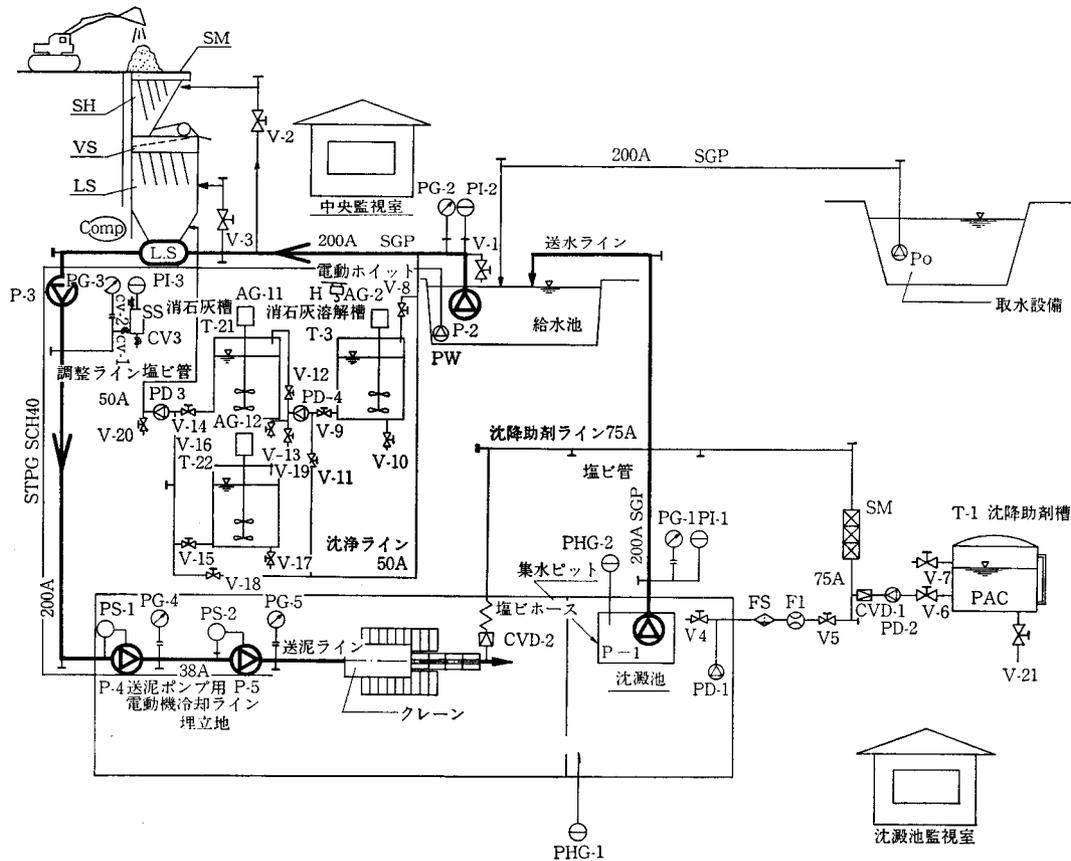
(パイプライン及び送泥ポンプ)

ラインシュータにより、スラリー化された土砂をまき出し口まで、圧送するためパイプラインの途中に、ブスタポンプ(P₃, P₄, P₅)を用いて安定した輸送を可能にしています。

送泥管端末部には、泥上クレーンを配置し、端末部の移動を行いスラリー輸送土砂のまき出しをしている。

イ. 1時間当り送流土砂量 Q

$Q=125\text{m}^3/\text{hr}$ (地山換算=113.6 m^3/hr)



設備リスト

1. スラリー輸送関係

| | | | | |
|--------|----------------|-----------------------------|----|--------|
| P1 | 送水ポンプ | 5.5m ³ /min×45m | 1 | 75KW |
| P2 | ラインシュータ用送水ポンプ | 5.5m ³ /min×21m | 1 | 45KW |
| P3 | 送泥ポンプ | 7.5m ³ /min×34m | 1 | 110KW |
| P4 | " | " | 1 | 110 " |
| P5 | " | " | 1 | 110 " |
| PI-1~3 | 圧力変換器 | 0~15kg/cm ² | 3 | |
| PS-1~2 | 圧力スイッチ | | 2 | |
| SS | 固液分離器 | | 3 | |
| SM | パースクリーン | 目開き150mm | 1 | |
| SH | 土砂ホッパー | 18m ³ | 1 | |
| VS | グリズリ | ロードスタクリン目開き35mm | 1 | 11KW×2 |
| LH | ラインシュータホップ | 8m ³ | 1 | |
| LS | ラインシュータ | 14m ³ /min | 1 | 75KW |
| PG-1~5 | ダイヤフラム式圧力計 | 0~15kg/cm ² | 5 | |
| Comp | コンプレッサ | 7kg/cm ² ×230ℓ | 1 | 7.5KW |
| Po | 取水ポンプ | 5.5m ³ /min×5m | 1 | 19 " |
| V | ボールバルブ | 100A | 一式 | |
| CV | コック | 15A | " | |
| PW | 送泥ポンプ電動キ冷却用ポンプ | 0.16m ³ /min×83m | 1 | 5.5KW |

2. 泥水処理設備

| | | | | |
|-------|--------------|--------------------------------|----|--------|
| PD-1 | 水中ポンプ(PAC用) | 0.16m ³ /min×33.5m | 1 | 2.2KW |
| PD-2 | ケミカルポンプ(#) | 1.5ℓ / min×5kg/cm ² | 1 | 0.2 " |
| PD-3 | " (消石灰用) | 8.6ℓ /min×3kg/cm ² | 1 | 0.4 " |
| PD-4 | " (#) | 0.2m ³ /min×9 | 1 | 0.75 " |
| T-1 | 沈降助剤槽(PAC用) | 5m ³ ダイライトタンク | 1 | |
| T-21 | 消石灰槽 | 4m ³ | 1 | |
| T-22 | " | 4 " | 1 | |
| T-3 | 消石灰溶解槽 | 3 " | 1 | |
| AG-11 | 攪拌機 | 240r.p.m | 1 | 1.5KW |
| AG-12 | " | 240 " | 1 | 1.5 " |
| AG-2 | " | 240 " | 1 | 1.5 " |
| PH-1 | 工業用PHメータ | 0~14記録式 | 1 | |
| PH-2 | " | | 1 | |
| FS | ストレーナ | 50A | 1 | |
| FI | 流量計 | 50A25m ³ /hr | 1 | |
| SM | スターテックミキサ | 50Aノズル付 | 1 | |
| H | 電動ホイスト | 500kg吊 | 1 | 0.8KW |
| CVD | 逆止弁 | 25A.75A | 一式 | |
| V | ボールバルブ | 25A.50A.75A | " | |

図-2 スラリー輸送フロー図

ロ. 1時間当り客土量 Q_H

$$Q_H = 125 \times 0.86 = 107.5 \text{ m}^3/\text{hr}$$

ハ. スラリー流量 Q_s

$$\text{見掛けの含泥率 } x = 30\%$$

$$Q_s = \frac{Q_H}{\frac{x}{100}} = \frac{125}{0.3} = 417 \text{ m}^3/\text{hr} = 6.9 \text{ m}^3/\text{min}$$

ニ. 送泥比重 γ_s

$$\gamma_s = 1 + \frac{x}{100}(\gamma - 1) = 1 + 0.3(1.65 - 1)$$

$$\gamma_s = 1.195$$

ホ. 送泥濃度

体積濃度 C

$$100C = \frac{\gamma_s - 1}{G_s - 1} = \frac{1.195 - 1}{2.619 - 1} = 0.12$$

$$C = 12\%$$

重量濃度 a

$$100a = \frac{(\gamma_s - 1) \times G_s}{(G_s - 1) \times \gamma_s}$$

$$= 0.12 \times \frac{2.619}{1.195} = 0.26$$

$$a = 26\%$$

ヘ. 限界流速 V_{cr}

$$V_{cr} = F_{cr} \sqrt{2gD(G_s - 1)}$$

$$= 5.76D^{0.5}(G_s - 1)^{0.5}$$

$$= 5.76 \times 0.2^{0.5}(2.619 - 1)^{0.5}$$

$$= 3.28 \text{ m/sec}$$

$$D = 200A = 0.2 \text{ m}$$

ト. 配管圧損 i (STPG 200A)

作業流速 V

$$V = \frac{Q_s}{\frac{\pi D^2}{4}} \times \frac{1}{60} = \frac{6.9}{\frac{\pi}{4} \cdot 0.2^2} \times \frac{1}{60} = 3.7 \text{ m/sec}$$

$$i = iw(1 + K'ac') + K''\alpha \cdot \frac{C''vt''}{V} \left(\frac{D}{a}\right)^{1/2}$$

$$+ F \cdot \alpha \cdot C'''$$

ただし iw : 清水圧損

$$iw = \lambda \cdot \frac{\ell}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\lambda: \text{管摩擦係数 } 0.016$$

$$\ell: \text{管の長さ } 1.0 \text{ m}$$

$$D: \text{管の内径 } 0.2 \text{ m}$$

$$V: \text{流速 } 3.7 \text{ m/sec}$$

$$g: \text{重力加速度 } 9.8 \text{ m/sec}^2$$

$$iw = 0.016 \times \frac{1}{0.2} \times \frac{3.7^2}{2 \times 9.8} = 0.05588 \text{ m/m}$$

$$K': \text{不均質体の渦流動の係数 } 1.0$$

$$K'': \text{管径による係数 } 0.45$$

$$\alpha: \text{固形物の水中重量}$$

$$\alpha = (G_s - 1)\gamma_w = 2.619 - 1 = 1.62 \text{ t/m}^3$$

$$C: \text{固形物体積濃度 (粒度分布は入出工区$$

の土質調査報告書より)

$$C': \text{粒径} \leq 0.15 \text{ mm } 15\%$$

$$C'': \text{ " } \leq 2.0 \text{ " } 50\%$$

$$C''': \text{ " } > 2.0 \text{ " } 35\%$$

スラリー中の各分散系の体積濃度は

$$C' = 0.12 \times 0.15 = 0.018$$

$$C'' = 0.12 \times 0.50 = 0.060$$

$$C''' = 0.12 \times 0.35 = 0.042$$

Vt'' : 干渉沈澱速度 (Re 数により決まる)

$$Re = \frac{d \cdot Vt}{\nu}$$

$$d: \text{粒子の平均径 } 0.02 \text{ cm}$$

$$Vt: \text{粒子の自然沈降速度 (cm/sec)}$$

$$Vt = 68 \cdot \alpha \cdot d + \beta \cdot \alpha$$

$$\beta = 0.5(t/26 - 1)$$

$$t: \text{水温 } 10^\circ\text{C とする}$$

$$\beta = 0.5(10/26 - 1) = -0.3077$$

$$\therefore Vt = 68 \times 1.62 \times 0.02 - 0.3077 \times 1.62$$

$$= 1.7 \text{ cm/sec}$$

$$\nu: \text{水の動粘性係数 } 0.013 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

従って

$$Re = \frac{d \cdot Vt}{\nu} = \frac{0.02 \times 1.7}{0.013} = 2.6$$

$1 < Re < 450$ の場合の干渉沈澱速度は

$$Vt'' = (1 - C) \cdot \alpha \cdot Vt$$

$$= (1 - 0.12) \cdot 1.62 \times 0.017$$

$$= 0.00946 \text{ m/sec}$$

F : 管壁と不均質分散系粒子との摩擦に関する係数 = 0.55

$$\therefore i = 0.05588 \times (1 + 1.0 \times 1.62 \times 0.018)$$

$$+ 0.45 \times 1.62 \times \frac{0.06 \times 0.00946}{3.7}$$

$$\times \left(\frac{0.2}{0.0002}\right)^{1/2} + 0.55 \times 1.62 \times 0.042$$

$$= 0.0985 \text{ m/m}$$

送泥管の延長を 1,200m とすれば、全圧損 ih は

$$ih = 1200i = 1200 \times 0.0985 = 118.2 \text{ m}$$

チ. 送泥ポンプの選定

ポンプ揚程 H_0

$$H = ih + ht \cdot \gamma_s$$

ht : パイプラインの先端が 5m 降下している

$$H = 118.2 - 5.0 \times 119.5 = 112.2 \text{ m}$$

$$Hp = \frac{H}{\gamma_s} = \frac{112.2}{1.195} = 93.9 \text{ m}$$

$$Q_s = 6.9 \text{ m}^3/\text{min}$$

ポンプ型式による減少係数を B 型とする

$$\text{揚量減少係数 } X = 91\%$$

$$\text{揚程減少係数 } Y = 95\%$$

$$\text{効率減少係数 } Z = 91\%$$

$$H_0 = \frac{Hp}{Y} = \frac{93.9}{0.95} = 98.8\text{m}$$

ポンプ揚量 Q_0

$$Q_0 = \frac{Q_s}{X} = \frac{6.9}{0.91} = 7.58\text{m}^3/\text{min}$$

従って、ポンプ能力は

$7.58\text{m}^3/\text{min} \times 98.8\text{m}$ となるので揚程33m

のポンプを3台直列運転する。

ポンプの原動機出力 $K.W.$ は

$$K.W. = \frac{0.163 \times Q_0 \times QH \times \gamma_s}{\eta_A}$$

$$= \frac{0.163 \times 7.58 \times 33 \times 1.195}{0.455}$$

$$= 107K.W.$$

$$\eta = 0.5Z = 0.5 \times 0.91 = 0.455$$

送泥ポンプは400mごとに一台配置して送泥圧力を維持する。

送泥ポンプの型式は、水中ドレッジポンプで、ポンプの構造については、(P1. P2.)ポンプと同一ですが土砂輸送することを目的としているため、耐摩耗材料の使用及び耐摩耗構造になっている。

(4) 送水ライン

(集中ピット～給水ピット)

スラリー輸送に用いた水を、沈澱池内の集中ピットから、給水池へ返送するため、(P1)ポンプを設置する。

イ. 送水量 Q

$$Q = Q_s - Q_{H'} = 417 - 90.7 = 326.3\text{m}^3/\text{hr}$$

$$Q = 5.5\text{m}^3/\text{min}$$

$Q_{H'}$: $Q_H (=107.5\text{m}^3/\text{hr})$ のうち実際に田面に有効に客土された土量

ロ. 必要揚程 H (配管200A SGP)

$$H = i + ht \cdot \gamma_w = \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} + ht \cdot \gamma_w$$

V : 管内流速

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} D^2 \times 3600} = \frac{326.3}{\frac{\pi}{4} \times 0.2^2 \times 3600}$$

$$= 2.89\text{m}/\text{sec}$$

ht : ポンプの揚水揚程=10mとする。

$$H = 0.016 \times \frac{1000}{0.2} \times \frac{2.89^2}{2 \times 9.8} + 10 \times 1.0$$

$$= 44\text{m}$$

ハ. 送水ポンプの選定

ポンプ送水量 $Q = 5.5\text{m}^3/\text{min}$

ポンプ揚程 $H = 44\text{m} \approx 45\text{m}$

従って、ポンプ能力は

$5.5\text{m}^3/\text{min} \times 45\text{m}$ となるので、ポンプの型式は水中サンドポンプとし、電動機出力は75K.W.とする。

送水ポンプ(P1)は、ポンプと電動機が一体構造に

なっているものを使用する。

(5) 給水ライン

(給水ピット～ラインシュータ)

給水池からスラリー輸送に必要な水量を揚水し、ラインシュータへ給水するため(P2)ポンプを設置する。

イ. 給水量 Q

$$Q = 417 - 90.7 = 326.3\text{m}^3/\text{hr} = 5.5\text{m}^3/\text{min}$$

ロ. 必要揚程 H (配管200A SGP)

$$H = i + ht \cdot \gamma_w + hj \cdot \gamma_w$$

$$= \lambda \cdot \frac{l}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} + ht \cdot \gamma_w + hj \cdot \gamma_w$$

V : 管内流速

$$V = \frac{Q}{\frac{\pi}{4} \cdot D^2 \times 3600} = \frac{326.3}{\frac{\pi}{4} \times 0.2^2 \times 3600}$$

$$= 2.89\text{m}/\text{sec}$$

hj : ジェット水頭 $1.5\text{kg}/\text{cm}^2 = 15\text{m}$

ht : 実揚程 5m

l : 管延長 10m

$$H = 0.016 \times \frac{10}{0.2} \times \frac{2.89^2}{2 \times 9.8} + 5 \times 1.0 + 15 \times 1.0$$

$$= 20.3\text{m}$$

ハ. 給水ポンプの選定

ポンプ揚水量 $Q = 5.5\text{m}^3/\text{min}$

ポンプ揚程 $H = 20.3\text{m} \approx 21\text{m}$

従ってポンプ能力は

$5.5\text{m}^3/\text{min} \times 21\text{m}$ となるのでポンプ型式は水中サンドポンプとし、電動機出力は45K.W.とする。

給水ポンプ(P2)の構造は(P1)と同一である。

(6) 取水ライン

(取水設備～給水ピット)

スラリー輸送の初期に必要な水は、入出太田川から取水し、給水池(入出工区は場整備の沈砂池を使用する)へ送水する。

また、集水ピットからの循環水が不足する場合も入出太田川から補給するため、(Po)ポンプを設置する。

イ. 送水量 Q

$$Q = 5.5\text{m}^3/\text{min}$$

ロ. 必要揚程 H (配管200A SGP)

$$H = i + ht \cdot \gamma_w \text{ 式より求めると}$$

ht : ポンプの揚水揚程=3m

l : 管延長 58m

$$H = 0.016 \times \frac{58}{0.2} \times \frac{2.89^2}{2 \times 9.8} + 3 \times 1.0 = 5\text{m}$$

従って、ポンプ能力は

$5.5\text{m}^3/\text{min} \times 5\text{m}$ とるので、ポンプの型式は水中ポンプとし、電機出力は19K.W.とする

(7) 送泥ポンプ用電動機冷却ライン

スラリー輸送の送泥ポンプ (P_3 , P_4 , P_5) は、送泥運転時の土砂投入濃度により、送泥比重 (r_s) が 1.25~1.30 にあがるのが予測され、このときポンプ電動機が過負荷運転となるため、電動機冷却を水冷強制冷却とし機能向上をはかるようにする。

ポンプ吐出量 $Q=0.16\text{m}^3/\text{min}$

型 式 水中タービンポンプ

電動機出力 5.5kW

(8) 配 管

イ. 送泥主配管

管材質は STPG 200A, フランジ型を使用する。

管敷設は、県道横断面については新設暗渠 (入出工区幹線排水路) の中に送水管及び取水管などと、単管パイプ製架台を設けて敷設する。

太田川横断面については、新設橋梁 (内浦工区幹線道路) の橋側に添架する。

内浦工区については、現地盤及び客土地盤上に、枕木 ($150 \times 150 \times 900\text{mm}$) を用いて敷設する。

屈曲部については、スラリーによる摩耗を考慮して、ゴムライニングホースを用いる。

ロ. 送泥端末管

管材質は STPG 200A 20m 及びゴムライニングホース 40m を使用する。

管敷設は泥上クレーンの後方 40m をゴムライニングホースとし、スラリーまき出し作業の移動を容易にする。

ハ. その他の配管

送水管, 取水管, 排水管は SPG 200A, 200A, 150A, をそれぞれ使用し, フレキシブルジョイントとし, 屈曲部分はゴムライニングホースを用いるものとする。

ニ. 管の布設作業

配管路の布設及び撤去作業については、地耐力のない客土区域内は、泥上クレーンにより行ない、その他はトラッククレーンにて行なう。

送泥管路のうち、ラインシュータ〜客土区域入口までの定置部分については、スラリー摩耗による破損を防止するため、管の回転作業及び取り替え作業をする。

4. スラリー処理計画

スラリー輸送された泥水の客土地での歩止まりを向上させるため、土砂の沈降を促進させるよう泥水処理プラントを設置するものである。

4-1 計画条件

- (1) 試料土の回分沈降実験結果に基づき検討すること。
- (2) 客土地の堆積粒子 $>50\mu$ > 沈降池流入粒子とし、堆積土の含水比は 50% とする。
- (3) 沈降池内の堆積粘土は、スラリー粒度の砂質分が多く管の摩耗損失が大きくなる場合、減摩耗材として、

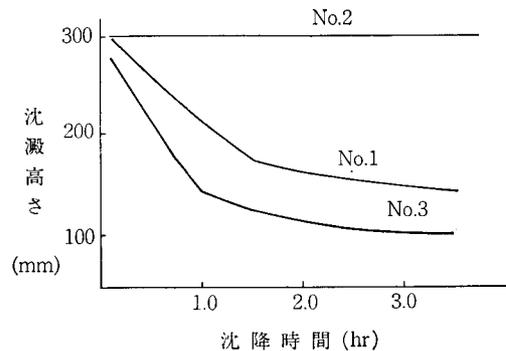


図-3 回分沈降実験 (入出工区)

投入利用するものとする。

- (4) 放流水の PH は、6.5~8.5 に管理すること。
- (5) 放流水の濁度は、使用河川水と同等とすること。
- (6) 泥水処理剤は、固形物沈降助剤の無機質系 (PAC) を使用することとし、有機質系高分子凝集剤は使用しないこと。
- (7) 沈降池は、送水ポンプの運転に十分な容量のあるものとする。

4-2 沈降テスト結果

図-3 に各試料土の回分沈降実験結果のグラフを示すイ. No. 1 は、良好に沈降し、上澄み液 A とスラッジ D とに分離された。

ロ. No. 2 は、全く沈降せず、懸濁状態が続いた。このため、スラリー輸送した場合、微細粘土は堆積歩止りが悪くなるので泥水処理プラントの設置が必要である。

ハ. No. 1, No. 2 を混合した土砂の回分沈降テスト結果は、No. 1 試料よりも良好な結果を得たので、土取場において土砂を混合して、輸送すべきである。

ニ. 泥水の PH 値は、No. 1 が 4.95, No. 2 が 6.2 を示している。

排水の PH 管理のため、アルカリ剤 (硝石灰) の注入を行う必要がある。

4-3 スラリー輸送フロー計算

(1) 地山の土砂

入出工区は場土質調査による土砂の粒度分布を図-4 に示すと次のとおりである。

粒度分布については、シルト、粘土の多い試料 A-2 を用いるものとする。

土砂の単位体積重量 (γ_t) = $1.65\text{t}/\text{m}^3$

〃 土粒子比重 (G_s) = 2.619

〃 含水比 (W) = 19.7%

(2) 堆積条件 (含水比 W)

客土地 $W=50\%$

沈降地 $W=150\%$ と仮定する。

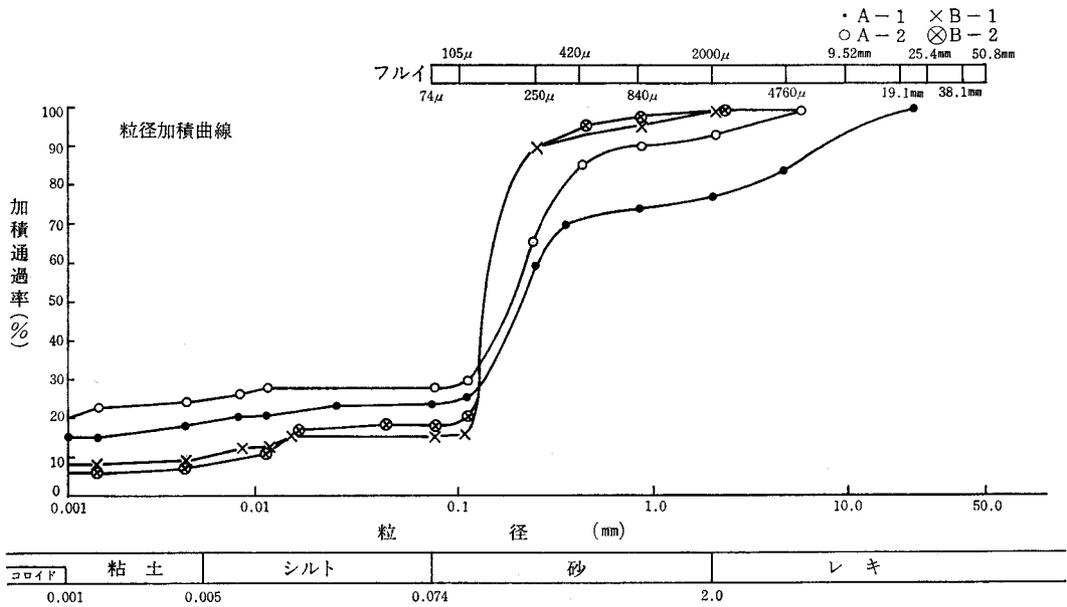


図-4 粒度分布

(3) 土砂の収支計算

イ. 飽和度 S_r

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 = \frac{w}{\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{\gamma_w}{G_s}}$$

ただし γ_w : 水の比重 = 1.0

γ_d : 乾燥密度

$$\gamma_d = \frac{t}{1 + \frac{w}{100}} = \frac{1.65}{1 + \frac{19.7}{100}}$$

$$d = 1.378$$

$$S_r = \frac{19.7}{\frac{1.0}{1.378} - \frac{1}{2.619}} = 57.29\%$$

ロ. 間隙比 e , 間隙率 n

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{W \cdot G_s}{S_r} = \frac{19.7 \times 2.619}{57.29} = 0.90$$

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 = \frac{e}{1+e} \times 100 = \frac{0.9}{1+0.9} \times 100 = 47.37\%$$

ハ. 土粒子の体積 V_s , 重量 W_s

$$V_s = V - V_v = V \left(1 - \frac{47.37}{100} \right) = 0.5263V$$

$$W_s = G_s \times V_s = 1.3784V$$

ニ. 含水量 V_w , W_w

$$V_w = V_v \times S_r = \frac{n}{100} V \times \frac{S_r}{100} = 0.2714V$$

ホ. 空気量 V_a , W_a

$$V_a = \frac{n}{100} V \times \left(1 - \frac{S_r}{100} \right) = 0.2023V$$

W_a は微量のため省略する。

ヘ. 地山土砂の構成

上記の計算から表に示すと次のとおりである。

表-1 地山土砂の構成

| | 体 積 | 重 量 |
|-------|---------|---------|
| 空 気 | 0.2023V | |
| 水 | 0.2714V | 0.2714V |
| 土 粒 子 | 0.5263V | 1.3784V |
| 計 | 1.0000V | 1.6498V |

(4) スラリー輸送の収支

イ. 投入時土砂の構成

投入土砂は、地山土砂に対し体積が1.1~1.2倍に増加する。これは専ら V_a が増加することによるものであり、 V_s , V には変化がないものと仮定する。

土砂の土粒子内訳は (A-2 のデータから) 74 μ 以上のもの、72.2%、75 μ 以下のもの27.8%である。

ロ. スラリー時土砂の構成

スラリー時に、空気の混入はないものと考え無視することとする。

ハ. 堆積時土砂の構成

土砂のうち、75 μ 以上のものは100%堆積することとし、75 μ 以下のものは、20%堆積することとする。

また、土砂の含水比は50%とする。

ニ. 沈澱池の流入泥水時の構成

流入泥水の土粒子は、総て堆積するものとする。

堆積土砂の含水比は、150%とする。

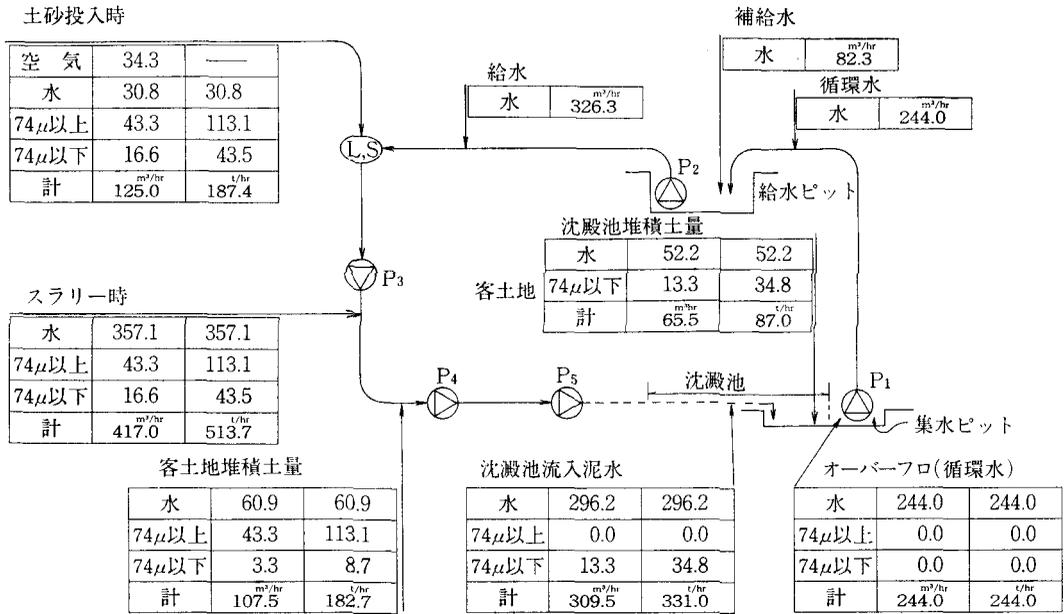


図-5 フロー図

ホ. スラリー輸送体積及び重量の変化

投入時, スラリー時, 堆積時, 沈澱池泥水時における1時間当りの輸送土量の体積及び重量を図に示す次のとおりである。

4-4 泥水処理設備

スラリー輸送の客土は, 各ほ場(40×105m)ごとに行かない高位部から低位部ほ場へ施工することとする。

(1) 仮排水路

泥水の土粒子は, できるだけ客土地で沈降させるため畦畔添いに仮排水路を設け沈澱池に接続するようにする。仮排水路に流入した泥水は, シルト, 粘土を沈降させながら流下し, 沈澱池に流入する。

(2) PAC

土粒子の沈降速度を速くするため, スラリー輸送された泥水に, PAC(ポリ塩化アルミニウム)を希釈しながら添加する。

PACは, 希釈しP, H調整して使用すれば全く無害で水道水にも用いている沈降助剤である。

イ. PAC希釈用ポンプ(PD-1)

沈澱池給水ピット内にPAC希釈用ポンプを設置する

ポンプ揚水量 $Q=0.16\text{m}^3/\text{min}$

揚程 $H=335\text{m}$

口径 40A

従ってポンプ型式は, 水中タービンポンプとし, 電動機出力は, 2.2K.W.とする。

ロ. ケミカルポンプ(PD-2)

ダイヤフラム型定量ポンプを設置し, PACタンクか

らPACを一定容量吐き出させる。

ポンプ吐出量 $Q=1.5\text{ l/min}$

揚程 $H=5\text{ kg/cm}^2$

口径 15A×2

型式 ダイアフラムポンプ

電動機出力 0.2K.W.

PAC槽容量 5 m^3 1槽

寸法 $1825\phi \times 2340\text{mm}$

4-5 消石灰注入設備

スラリー輸送対象土砂のPHが酸性の場合, ポンプ, 配管材への腐食摩耗及び沈降助剤PACの機能低下防止のために消石灰を, 土砂投入設備側で注入する。

イ. 消石灰溶解槽(T-3)

消石灰粉末を, 水と混合して消石灰乳を作るためのタンクで可搬型の攪拌機をつけ, さらに, 作業を容易にするため, 電動ホイスを設置する。

溶解槽容量 3 m^3 1槽

ロ. 消石灰槽(T-21, T-22)

ハ. スターテックミキサー(SM)

PACを希釈するために設置するミキサーで, 管内に分流板を設け, 流れながら分割と混合を繰り返して行なう構造になっている。

呼び径 65A

エレメント数 6

ニ. 沈降助剤槽(T-1)

PACを貯留するため設置する。

PAC添加量 200PPMとする。

$309.5\text{m}^3/\text{hr}$ (泥水量) $\times 0.02\text{m}^3 = 6.19\text{m}^3/\text{hr}$

PAC原液注入量 $6.19 \times \frac{8.4}{1000} = 0.052\text{m}^3/\text{hr}$

溶解した消石灰乳を貯留しておくためのタンクで2槽設置する。なお、沈降防止のため、攪拌機及びエアローを設置する。

消石灰 20%wt に溶解する。

希釈水 2000ℓ 消石灰 500kg

消石灰比重 2.25

消石灰添加量 87kg/hr

消石灰槽 4 m^3 2槽

ハ. ケミカルポンプ (PD-3)

ダイヤフラム型定量ポンプを設置し、消石灰乳を一定容量吐出させる。

ポンプ吐出量 8.6ℓ/min

揚程 3kg/cm²

口径 20A \times 2

電動機出力 0.4K.W.

ニ. ケミカルポンプ (PD-4)

ステンレス製ポリレットポンプを設置し、消石灰乳を消石灰溶解槽から消石灰槽へ移送する。

ポンプ吐出量 $Q=0.2\text{m}^3/\text{min}$

揚程 $H=9\text{m}$

5. おわりに

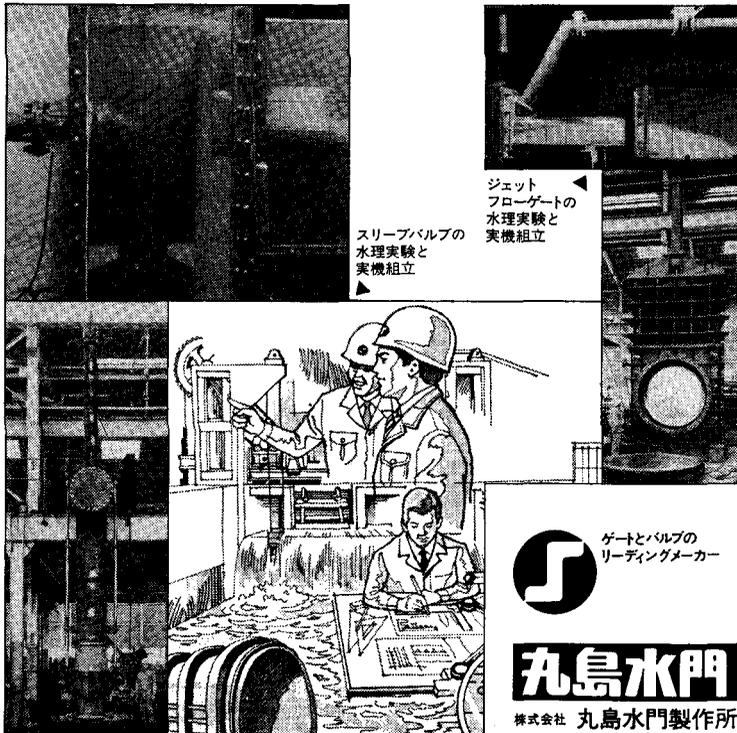
スラリー輸送工法による土砂輸送工事を現在実施中ですが、この工法は新しい土木工事の施工方法として、今後各地域で施工されるようになると思います。

今回は紙面の関係もあり、スラリー輸送計画、処理計画の概要について記述しましたが、電力設備計画、土砂摩耗部品の計画、騒音水質振動などの環境に関する対策、客土前と客土後の地耐力、土砂輸送工事の積算及び施工実績などについては、機会があれば記述したい。

確かな技術の追求

— 丸島製品に水理実験の裏打ち —

昭和33年、水理研究所を本社工場内に設立して以来、時代のニーズを先取りした独自の研究と実証的実験で、ひたすら、技術力開発を進めています。



スリーブバルブの水理実験と実機組立

ジェットフローゲートの水理実験と実機組立



ゲートとバルブのリーディングメーカー

丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

本社 大阪市生野区鶴橋1-6-15
〒544 TEL. (06)716-8001
東京支店 東京都中央区日本橋室町4-6(坂田ビル)
〒103 TEL. (03)242-1972
福岡営業所 福岡市博多区博多駅南1-10-5(第2備成ビル)
〒812 TEL. (092)472-5336
仙台営業所 仙台市1番町1-12-2(星光堂ビル)
〒980 TEL. (022)66-5497
札幌営業所 札幌市中央区南1条西6丁目(第2三谷ビル)
〒060 TEL. (011)221-7003
奈良工場 奈良県大和郡山形市丹後庄町300
〒639-11 TEL. (07435)9-2121

霞ヶ浦用水埋設鋼管の挙動試験報告

青 木 三 郎* 宮 武 沖*
都 築 昭 夫* 松 本 博 嗣*

目 次

| | |
|----------------------|---------------------|
| 1. はじめに……………(35) | 2-2 試験結果……………(37) |
| 2. 埋設, 昇圧試験……………(35) | 2-2-1 埋設試験……………(37) |
| 2-1 試験概要……………(35) | 2-2-2 昇圧試験……………(39) |

1. はじめに

この試験は、水資源開発公団霞ヶ浦用水・新治2工区工事(φ2,200×2連, t=22.0mm)において実施し、埋戻し土の土質特性を把握するとともに、埋設に伴う土圧、変形、ヒズミ等を実測して、土の受働抵抗係数 e' 、支持角に関する係数 K を検討し、更に管内に充水、昇圧、減圧して、内外圧が同時に作用する場合の変形、応力に検討を加えた。これら一連の試験により現設計の安全性を確認するとともに、今後のより合理的な設計への指針を得ようとするものである。

2. 埋設, 昇圧試験

2-1 試験概要

実管路中に総延長72mの試験区間を設け、18m毎に埋

戻し土を変えて埋設、測定をおこなった。埋戻し土は、実工事で用いることが予想された材料を考慮して(i)サンドベッド用砂SP, (ii)発生土SM, (iii)ロームVH₂, (iv)山砂S-Mの4種類とした。このうち、当面の工事に用いる埋戻し材料であった(ii)発生土SMの試験区間で最も詳細な測定を実施したので、本報告は主として当該区間(発生土埋戻し区間; No. 12区間)に重点をおいて述べる。

(1) 測定項目と計器仕様

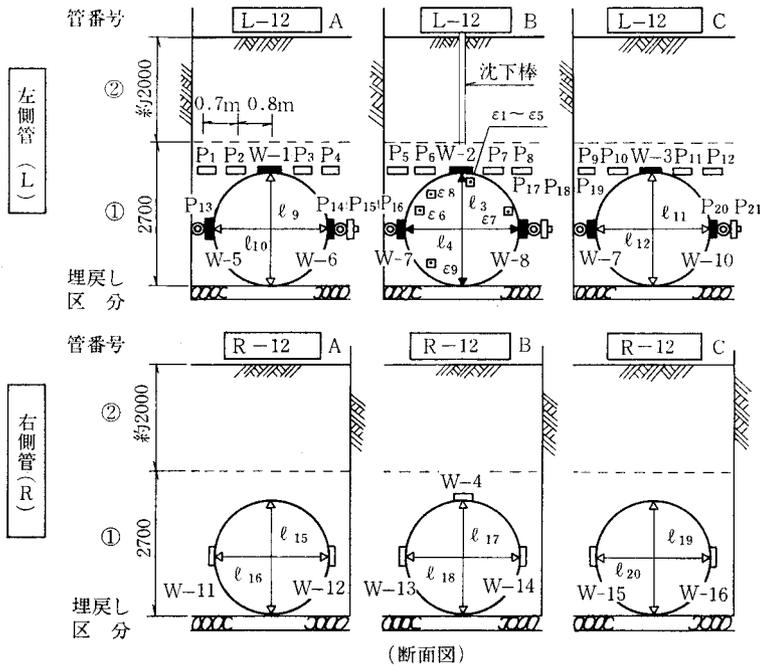
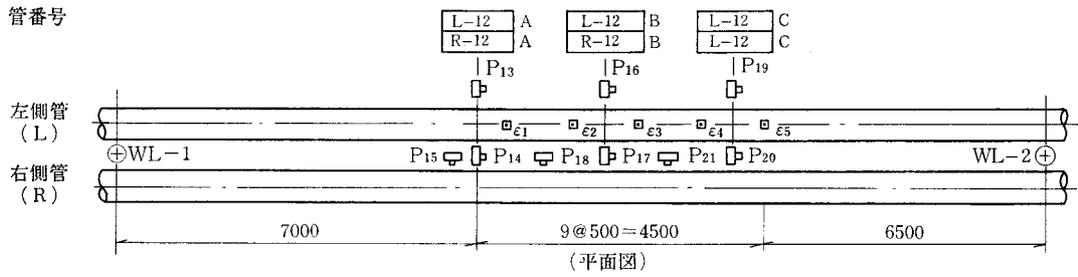
掘削溝底に設置された管体に、各計器を取付けた。測定項目および計器仕様を表-1に、また計器設置位置を図-1に、指示器仕様を表-2に示す。なお、土中土圧計は、各設置高さまでの埋戻し、締め固め終了後に設置姿勢、位置をチェックしながら設置した。

(2) 試験方法

表-1 測定項目と計器仕様

| 側定項目 | 計 器 仕 様 | メーカー | 測点数 | 備 考 |
|------------------------------|--|-------|-----|---------------------------------------|
| 管 の 変 形 | M1150A S 差動トランス・測定範囲 100mm | 宝 電 研 | 2 | l_3, l_4 |
| | 変形測定棒 | | 10 | $l_9 \sim l_{12}, l_{15} \sim l_{20}$ |
| 管に作用する土圧 | BE-2KE ひずみゲージ・容量 2 kgf/cm ² , 200φ | 共和電業 | 16 | $W_1 \sim W_{16}$ |
| 土 中 土 圧 (鉛 直 方 向) | BE-2KA ひずみゲージ・容量 2 kgf/cm ² , 100φ | 共和電業 | 12 | $P_1 \sim P_{12}$ |
| 土 中 土 圧 (水 平 方 向 傾 斜 計 付) | BE-2KA AS-2C 低容量加速度変換器 2 G BE-2KAの傾斜補正用 | 共和電業 | 9 | $P_{13} \sim P_{21}$ |
| 水 圧 | PR-20B 圧力変換型 容量 20kgf/cm ² 出力電圧感度 2 mV/V | 新興通信 | 1 | |
| 管 の ひ ず み | ひずみゲージ WFLA-30 | | 9 | $\epsilon_1 \sim \epsilon_9$ |
| 管 の 沈 下 | 管頂に取りつけた2重管を地上に出しレベル測定 | | 1 | L_1 |
| 地 下 水 位 | 水による電気導通で多孔管内水位を検知 | | 2 | WL-1~WL-2 |
| 管 内 水 位 | 水による電気導通で検知 | | 1 | |

*水資源開発公団中部支社



図一 計器設置 (No.12区間)

表一 指示器仕様

| 機 器 名 | 仕 様 | メーカ | 台 数 |
|--------------|---|-------|-----|
| 自動デジタルひずみ測定器 | TDS-256DC 測定点数 256点 切換速度 0.2秒/点 | 東京測器 | 1 |
| デジタル・プリンター | DP12-02 印字けた数 10+1けた 速度 5行/秒 | 東京測器 | 1 |
| スイッチ・ボックス | ASW-324B 測定点数32点 | 東京測器 | 2 |
| 定電圧装置 | SVC-1010 出力電圧 100V/115V 容量 1KVA, 応答 0.8~1秒 | 松永製作所 | 1 |

計器セット終了後零調整を行ない、実工事の埋戻し仕様にもとづいて埋戻し、締固めを実施した。埋戻し仕様を表一3に示す。測定は、各埋戻し段階ごとおよび埋戻し終了時、矢板引き抜き時等主要な時期に実施した(埋戻し試験)。

また埋戻し終了約5ヶ月後、管路約1,510m区間の両

端を閉そくして充水し、1 kgf/cm²のステップで最高約7 kgf/cm²まで昇圧した。その後1 kgf/cm²毎に減圧し排水した。この間各圧力段階で、各項目の測定を行なった(昇圧試験)。

この試験の実施工程を、図一2に示す。

表-3 埋戻し仕様

| 埋戻し区分 | 層厚 (mm) | 締固め方法 | 埋戻し材料 |
|-------|---------|----------------|----------|
| ① | 300 | 90kg振動コンパクター3回 | 発生土 (SM) |
| ② | 500 | ブルドーザー転圧 | |

(注) 埋戻し区分①②については図-1参照

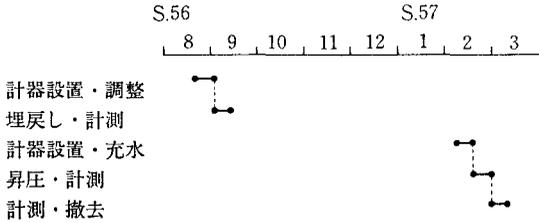


図-2 実施工程

2-2 試験結果

2-2-1 埋設試験

(1) 管に作用する鉛直土圧

図-1に示したとおり、管頂レベルには管頂上および管頂より両側にそれぞれ0.8m, 1.5m離れた位置に鉛直土圧を計測するための土圧計を設置した。

土被りごとの鉛直土圧、およびこれらの値の回帰直線を図-3~図-5に示す。

図-6に埋戻し終了時の管横断方向の鉛直土圧の分布を示したが、測定された鉛直土圧(回帰値)は、一般的にいわれているように管頂上で大きく、管頂から離れた位置では小さい値となった。本稿では、後で用いる解析手法との関係で、このように分布する鉛直土圧を等分布荷重に換算し、管に作用する鉛直土圧とした。埋戻し終了時の鉛直等分布土圧の値は $w = 0.404 \text{ kgf/cm}^2$ となった。

(2) 土の受働抵抗係数 e'

鋼管のようなとう性管の設計手法として、現在最も評価され、各種基準等に採用されている手法はスパングレーによって提案された土圧分布とそれにもとづく変形あるいは応力の算定式である(図-7参照)。この手法のなかで埋設されたとう性管に特有な土質定数として、土の受働抵抗係数 e' がある。この定数は、鉛直荷重等によって管に生じる変形に対して管周囲埋戻し土が発揮する反力土圧(図-7中の放物線分布の水平土圧)のバネ定数値である。この定数値に関して、1977年、広範な現場調査(管の変形測定)、室内試験をもとに、米国開拓局(U. S. B. R.)から e' の選定表が発表された。これによれば土の分類と、締固め程度(プロクター密度又は相

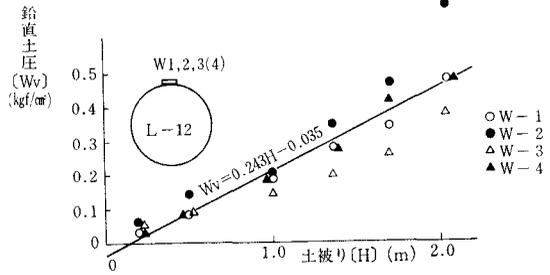


図-3 土被りと鉛直土圧の関係(管頂位置)

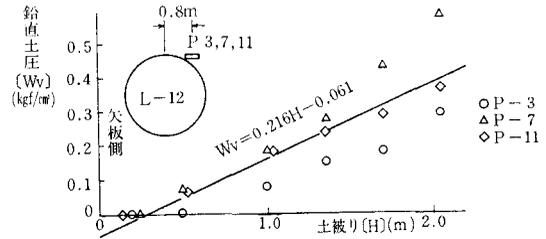


図-4 土被りと鉛直土圧の関係(管中心より0.8m位置)

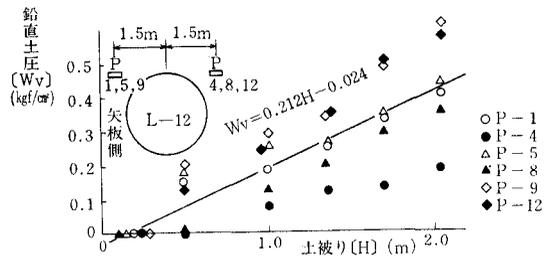


図-5 土被りと鉛直土圧の関係(管中心より1.5m位置)

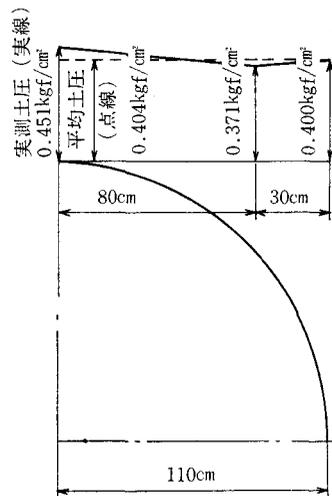


図-6 鉛直土圧分布

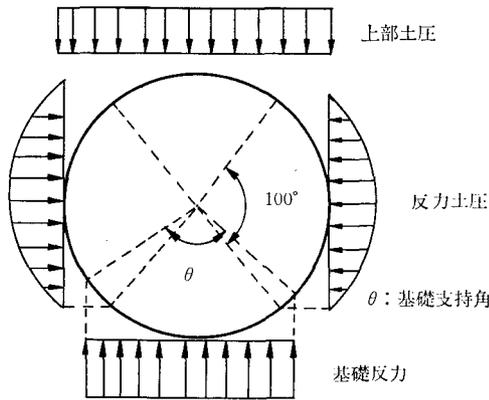


図-7 スパングラの土圧分布モデル

対密度)を指標として設計上、期待できる e' が求められる。この値が、我国では、各種設計基準⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾に採用されていることは周知の通りである。一方この試験から、管の変形および管側土圧計の実測値を用いれば、定義にもとづいて反力土圧のパネ定数値が求められる。以下にこの試験結果にもとづいた e' に関する検討を示す。

(i) 実測値による e'

埋戻し試験より得た、管側水平土圧値 Ph と水平直径変化量 ΔX を用いて、定義に従い e' を算出する(式(1))。

$$e' = \left(\frac{\Delta Ph}{d \left(\frac{\Delta X}{2} \right)} \right) \times R \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

R : 管平均半径

ΔPh : 管側水平土圧の増分

$d \left(\frac{\Delta X}{2} \right)$: 水平直径変化量の $\frac{1}{2}$ の増分

$\left(\frac{\Delta Ph}{d \left(\frac{\Delta X}{2} \right)} \right)$ は、 $\frac{\Delta X}{2}$ と Ph の関係から得られた回帰

直線の傾きで表わされる(図-8)。これにより、 $e' = 45 \text{ kgf/cm}^2$ が得られた(図-8 参照)

(ii) 水資源開発公団、水路工設計指針(案)⁽⁴⁾(以後設計指針と呼ぶ)による e'

設計指針(P7-84, 表-7・3・17)による e' を表-4に示す。試験に用いた土は統一分類法によると前述のとおりSMであり、現場埋戻し土のプロクター密度は土質試験結果によれば84.9%であった。この結果を用いて、表-4より $e' = 28 \text{ kgf/cm}^2$ が得られる。

一方、表-4によればプロクター密度が85%以上の場合には e' の値は70 kgf/cm^2 と評価出来る。従ってプロクター密度84.9%ということを考えに入れば e' は28 $\text{kgf/cm}^2 \sim 70 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にあって、70 kgf/cm^2 に近い数値であると推測出来るため、(i)で求めた実測 e' と設計指針の表-4とは良好な一致をみたといえる。

(3) 設計指針の変形公式による支持角係数 K の推定

ここまで述べてきた埋設試験結果から、変形 ΔX 、鉛

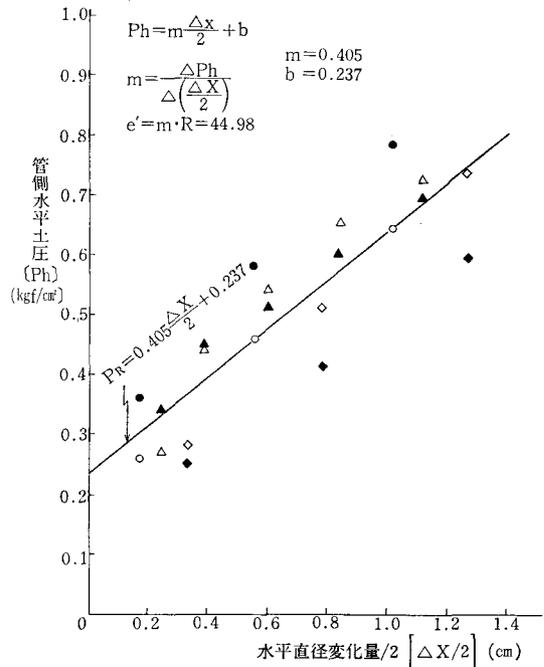


図-8 Ph と $\frac{\Delta X}{2}$ との関係

表-4 土の受働抵抗係数 (modulus of soil reaction) e' の標準値

(単位: kg/cm^2)

| 埋戻し土の種類 (統一分類法による) | 締固めの程度 | | | |
|-----------------------|--|-------|--------|-----|
| | 締固めなし | 締固め I | 締固め II | |
| 細粒土 | 液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以下の CL, ML, ML-CL | 3.5 | 14 | 24 |
| | 液性限界が50%以下 粗粒部分が25%以上の CL, ML, ML-CL | 7 | 28 | 70 |
| 粗粒土 | 細粒部分が12%以上の GM, GC, SM, SC | | | |
| | 細粒部分が12%以下の GW, GP, SW, SP | 14 | 70 | 140 |

(注) 締固めの程度は次のとおりである。
 粗固めなし…厳密な施工管理を行わない締固めでタコ突き程度のものを含む。(いわゆる膨軟状態ではない)
 締固め I…プロクター密度85%未満、もしくは相対密度40%未満。(一定の仕様を定めて管理する締固め)
 締固め II…プロクター密度85%以上、もしくは相対密度40%以上。(厳密な施工管理のもとで行う締固め)

直土圧 Wv 、土の受働抵抗係数 e' の実測値が得られた。埋設試験時に作用している荷重は、鉛直土圧、管自重であり、かつ変形公式中の変形遅れ係数 F は $F=1.0$ とし

てよいので設計指針(案)の変形公式(P7-80, $\Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2$)は次のようになる。

$$\Delta X = \frac{2(KWvR^4 + KdWdR^4)}{EI + 0.061e'R^3} \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

更に試験で計測した変形 ΔX は管が溝底に設置, 接合された状態を初期値としているので(式(2))は次のようになる。

$$\Delta X = \frac{2KWvR^4}{EI + 0.06/e'R^3} \dots\dots\dots \text{式(3)}$$

- ΔX : 管変形量
- K : 支持角による係数
- R : 管平均半径
- E : ヤング率
- I : 管壁の断面2次モーメント
- e' : 土の反力係数
- Wv : 鉛直土圧

式(3)に例えば土被り $H=0.5\text{m}$, $H=2.04\text{m}$ の時の実測値(表一5)を代入して K を逆算すると, 土被り $H=2.04\text{m}$ の場合 $K=0.0998$, 土被り $H=0.5\text{m}$ の場合 $K=0.1385$ となった。

土被りが $H=0.5\text{m}$ と小さい時の値 $K=0.1385$ は通常設計で仮定する値に比べてかなり大きい値となっているが, 最終土被り $H=2.04\text{m}$ の時の値 $K=0.0998$ は設計で一般的に仮定する値 $K=0.096$ (支持角で言い換えれば 90°), あるいは平底溝に埋設する場合の AWWA (アメリカ水道協会)の係数值 $K=0.1$ 等に極めて近い値となった。このことは, 設計検討時に仮定した支持角 90° が適当であったことを裏付けているといえる。

なお詳細は省略するが, この項でおこなった検討を同様に他の工区に適用した結果, 土の受働抵抗係数 e' として(表一6)の値が得られた。

表一5 計算に用いる実測値

| | 変形 ΔX (m) | 鉛直土圧 Wv (kgf/cm ²) | 土の反力係数 e' (kgf/cm ²) |
|----------------------------|----------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 土被り $H=2.04\text{m}$ の時 | 2.183 | 0.404 | 45 |
| 土被り $H=0.5\text{m}$ の時 | 0.495 | 0.066 | 45 |

- (注) 1. 変形は自重変形を差し引いた値であり, 土荷重のみによる変形量
- 2. 上部土圧は, 前項(1)で求めた土圧値 Wv

表一6

| 土質 (試験工区) | e' kgf/cm ² |
|-------------------------------|--------------------------|
| サンドベッド用砂, SP (No. 10) | 86 |
| ローム, VH ₂ (No. 14) | 25 |
| 購入山砂, S-M (No. 16) | 45 |

2-2-2 昇圧試験

埋設時に鉛直土圧等によって鋼管に生じた変形は内圧によって真円方向に復元することはよく知られており文献⁽⁴⁾⁽⁵⁾等にもその挙動についての解析が示されている。またこの現象は管に生じている曲げ応力が内水圧によって減少することも意味する。

今回の試験でも, 昇圧に伴い管の変形が復元する挙動が観測されており, この挙動について検討を加えることが昇圧試験の解析のポイントであると考えられる。従ってここでは昇圧に伴う短期的な挙動に着目し, 変形復元, 応力変化について検討する。

(1) 内外圧が同時作用する場合の計算式

埋設鋼管に内圧が作用する時の変形, 発生応力の計算式は, 古くはスパングラールあるいは最近では文献⁽⁴⁾にも詳細に示されている通り, 理論的に誘導出来る。ここでは, この試験での変形復元特性, 応力変化について, 計算値と実測値が比較しやすいように計算式を整理した形にして用いる。(式(4))がある埋設状態に P の大きさの内圧が作用している時の変形を表わし, (式(5)), (式(6))によって, 同様の状態における発生曲げ応力が表わされる。

$$\Delta X = \frac{2KWvR^4}{EI + 0.061e'R^3 + 2KPR^3} \dots\dots\dots \text{式(4)}$$

$$Mb = K_1WvR^2 - 0.083e\Delta XR^2 - K_1H\Delta XR \dots\dots \text{式(5)}$$

$$ob = \frac{Mb}{Z} \dots\dots\dots \text{式(6)}$$

- P : 内圧
- K, K_1 : 支持角による係数
- Z : 断面係数 ($Z = \frac{t^2}{6}$)
- t : 管厚

一方, 管には内圧 P によって, フープ応力 σt が発生し, (式(7))で計算出来る。

$$\sigma t = \frac{PR}{t} \dots\dots\dots \text{式(7)}$$

従って, 内外圧が同時に作用している時の管底管内面の発生応力は(式(8))によって表されることになる。

$$\sigma t = \frac{PR^2}{t} + \frac{6Mb}{t^2} \dots\dots\dots \text{式(8)}$$

(2) 計算値と実測値の比較

埋戻し終了時の各データ(2.2.1(i), (2)(i), (3),)を埋設条件として用いた計算結果と, 実測された変形, 応力の内圧による変化を比較して図一9~図一11に示す。なお応力の変化については, 歪ゲージを管頂管内面に多点貼付した関係で, この部位におけるものを示した。

(i) 変形復元挙動について

図一9に示されている通り, 昇圧, 減圧時の変形の挙動について, 実測値と計算値は非常に良好な一致をみ, 内圧により変形が復元することが確かめられた。

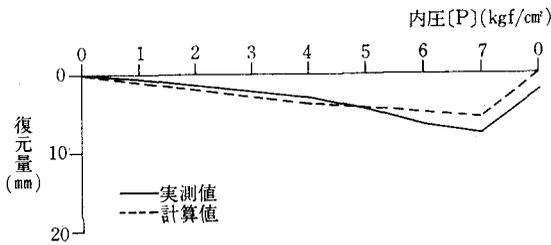


図-9 変形復元と内圧の関係

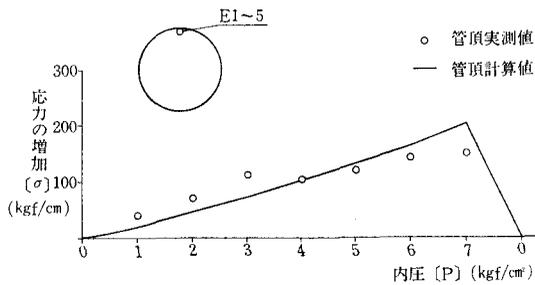


図-10 応力の増加と内圧の関係 (管頂部)

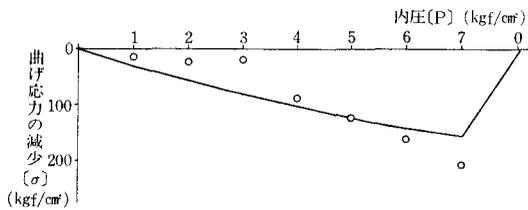


図-11 曲げ応力の減少と内圧の関係 (管頂部)

(ii) 応力の変化について

図-10に示されている通り、昇圧、減圧時の応力の変化について、実測値と計算値は非常に良好な一致をみた。なお、図-11には、図-10に示した合計応力(内圧によるフープ応力 σ_t +曲げ応力 σ_b)から、フープ応力 σ_t を差し引いて、曲げ応力 σ_b のみの挙動の比較を示したが、図-10と同様、実測値と計算値の良好な一致が示されており、内圧上昇による曲げ応力の減少が認められた(変形復元挙動と符号する結果である)。

3. おわりに

鋼管の埋設、昇圧試験を通じ、荷重と変形、および発生応力等の挙動についていくつかの問題の解決がはかれた。この結果を踏えて、水資源開発公団の設計指針を文献(4)に基づき、内外圧から求める管厚式は、大口径管について次式により算定する事とした。

$$t \geq \frac{0.5PD + \sqrt{(0.5PD)^2 + 24\alpha\sigma_a Mb}}{2\sigma_a}$$

$$Mb = K_1 W_v R^2 + K_2 W_o R^3 + K_3 W_d R$$

$$- \frac{2KW_v R^4 (0.083e/R + K_1 PR)}{EI + 0.061e'R^3 + 2KPR^3}$$

なお設計計算は、内圧 $P=0$ の場合も計算し、両者の大きい方を採用することとした。但したわみ率から求める管厚計算式は設計指針どおりとする。

また、矢板引抜き時、充水時の管の挙動については測定値がばらつき、かつ一定の傾向を示さなかったため、本試験の結果のみで結論を下すことはできなかった。今後、上記条件時の挙動特性の把握、および管の許容応力等を含めた検討を積重ね、管の合理的設計手法の確立を進めることが必要であると思われる。

なお本試験は、(社)畑地農業振興会に委託し、岐阜大学仲野教授、東京大学竹中教授、農林水産省農業土木試験場海老名造構部長、同構造改善局設計課施工企画調整室木村課長補佐の御協力をいただいたものである。関係各位に深甚なる謝意を表す。

【参考文献】

- 1) 水資源開発公団：水路工設計指針，第7編・管水路，P. 7-66~7-90，昭和56年4月。
- 2) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準，パイプライン，農業土木学会，P. 66~77，昭和52年10月改定。
- 3) 日本水道鋼管協会：水道用埋設鋼管の管厚計算基準，WSP 030-80，P. 7.10.23~25，昭和55年9月。
- 4) (社)農業土木学会：パイプラインの設計資料，P. 95~101，昭和53年6月。
- 5) 土質工学会誌：土と基礎，土質工学会，Vol.30，No. 4，P. 5~11，1982。

技術向上対策講習会のノートから

— 施工及び施工管理 —

加 藤 昌 平*

目 次

| | |
|------------------|----------------------|
| 1. はじめに……………(41) | 5. アスファルト舗装……………(43) |
| 2. 掘 削……………(41) | 6. コンクリート……………(43) |
| 3. 盛 土……………(41) | 7. 鉄 筋……………(44) |
| 4. 埋戻し……………(42) | 8. おわりに……………(44) |

1. はじめに

昭和54年度から農地工事技術向上対策講習会が開催されています。これは構造改善局が全国土地改良事業団体連合会に委託して、各県土地連単位で毎年行っているものですが、54～55年当時土地改良技術事務所の技術情報課に席を置いていた関係があって、私も講師として管内各県を回って講習会に参加しました。講習会の内容は制度から計画・設計・施工に至るまでの広い範囲にわたって行われましたが、私は「施工・施工管理」を担当しました。講義の内容については主として設計課・整備課のメンバーで作られた立派なテキスト「圃場整備の実務」があって、この内容に私なりの解釈を加え、細部を説明すれば十分に目的を達せられるものでありましたが、回を重ねるにつれて、テキストに記載されていない事項について補足を加え、前回と一味違ったムードを作るように工夫を加えることにしました。ここでは皆様方の御存知になっていることと重複することを十分わきまえながら、なお、講習会に臨む際にノートした事項の中から一般的なものについてお伝えしたいと思います。

2. 掘 削

一般に掘削は機械施工による場合が多いのですが、機械を使用する場合は人力施工と異なり、設計どおりの掘削はなかなかできにくいものであり、しばしば施工基面より掘り過ぎてしまうことが見受けられます。これはていねいに設計に合わせて掘る作業が面倒であることと、残った部分を人力で掘るのに経費がかかるためと思われるのですが、一度掘り起こした土と基盤の土とでは、土の物性が大きく変わる可能性がありますので、このような過掘りはしないよう、施工業者と十分連係をとって作業を進める必要があります。

また、構造物の基礎掘削については、特に指定する以

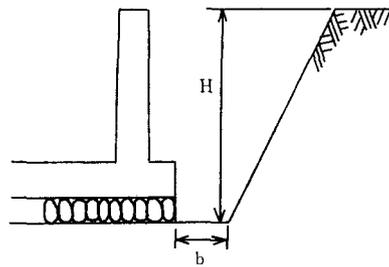


図-1

外には、掘削の余裕幅及び法こう配は施工業者の自由裁量によっていますが、この場合図の余裕幅 b があまりに少ないと、施工中の降雨・労務者の歩行等によって法面が崩れ、所定の栗石幅が確実にとれなくなることがありますので、掘削幅は十分な余裕をもって施工する必要があります。一応の目標として、次の幅をおすすめします。(図-1参照)

$H=2.0\text{m}$ 未満 $b=0.5\text{m}$ 程度

2.0m以上 掘削高、法こう配により判断する。

次にコンクリートブロック積工の掘削では、掘削前面の出来高不足からくるトラブルが時折見受けられますので、掘削面にも丁張をかけることとし、掘削が完了した時点で検査を行うようにして下さい。

また、山間部の道路新設等で見受けられる切取面の岩盤を掘削する場合に、一般に計画線いっばいの深さまで穿孔して、一挙に大発破をかける現場を見受けますが、この工法ですと切り過ぎ・オーバーハング・地山のゆるみ等の問題が出る場合があります。従って、計画切取面からひかえて発破を止め、後は手掘り等で法面仕上げをすることが望ましい。

3. 盛 土

盛土工事が冬季に入った場合、最も注意して頂かなければならないことに氷・雪・凍った土塊を盛土中に入れ

*前東北農政局羽鳥ダム管理事務所長

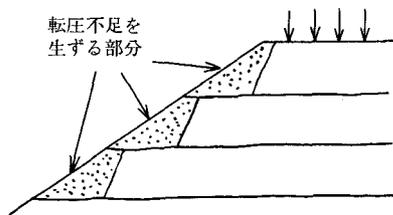
てしまったり、見落したりすることがあります。これらは、いくら締固めても、その時は一応締固まったように見えますが、竣工検査も終わり春になってから、沈下又はかん没するものでありますから、草木根等の有機物と同様に盛土内に混入しないよう注意して下さい。

それから盛土法面の転圧ですが、道路の中央部は機械の通過等により十分な締固めが可能ですが、法肩部分は転圧機械が近づくにくいことと、転圧効果が伝播しにくいことが重なり、締固め不十分な状況になります。(図一2) その結果として工事完成後に沈下を起こすか、降雨に際して法面迂り・崩壊・ガリ浸食等の被害が発生する場合がありますので、法面施工に当たってはランマー等で十分すぎるぐらいの締固めをするようにし、工事現場には重点的に立ち会って頂くと共に、重要な部分についてはフィルダム等で施工されているような、一担余裕断面で盛立て後に切り取り成形するような工法も検討する必要があります。

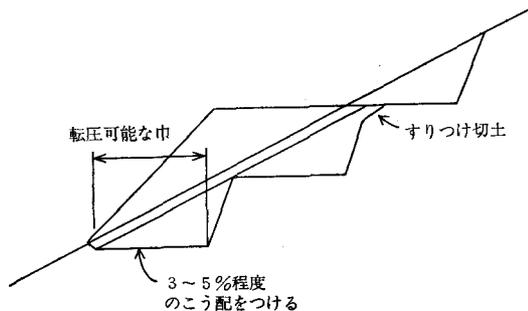
それから、地山の横断こう配が急な斜面に盛土をする場合には、将来雨水の滲透などによって地山と盛土部分の接する面に迂りを生じる恐れがありますので、表土をはぎ取った後に段切りをする必要があります。段切りの1例として図一3の方法を提案致します。

また、通常の締固め工法は1層の厚さを20cm~40cm程度にまき出し、ブルドーザー・タイヤローラー等で転圧しますが、この際石礫はとり除き(少なくともまき出し厚の80%以上のオーバーサイズは有害です)、まき出し面は水平にするようにして下さい。

次に盛土を施工する際には、基礎地盤の圧密沈下、盛



図一2



図一3

表一1

| 盛土高 (m) | 盛土材料 | |
|------------|---------|---------|
| | 土 砂 | 砂レキ又は岩硝 |
| 3 未 満 | 高さの 10% | 高さの 5% |
| 3 ~ 6 | " 8 " | " 4 " |
| 6 ~ 9 | " 7 " | " 3 " |
| 9 ~ 12 | " 6 " | " 2 " |

土の圧縮、風雨による侵蝕などを考慮して余盛りを行います。余盛りは特別な軟弱地盤の場合を除いて一般に次のような考えで行えばよいでしょう。

締固めをする場合は特に必要な以外は余盛りを行わないものとし、締固めをしない場合は表一1を標準としてよいと思います。

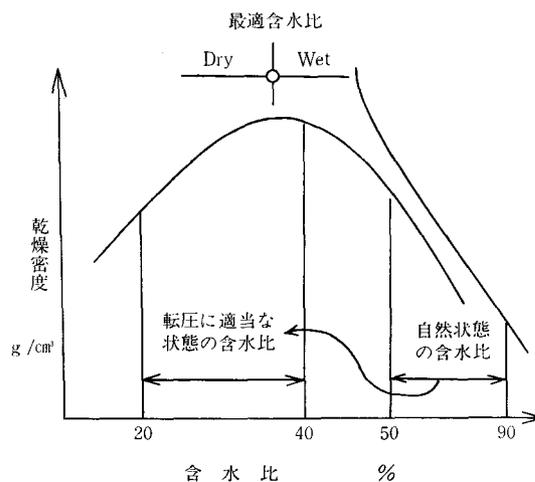
なお、土質試験を行い沈下量を算定する必要性がある場合もあります。

なお、軟弱地盤の盛土については工期の短縮とか工事の経済速度面から、施工速度をいたずらに早め、地盤の破壊沈下を起こすことのないように十分配慮して頂きたいと思います。

4. 埋 戻 し

埋戻しに際しての注意は、工事期間の制限によって構造物が所定の強度に達していないうちに埋戻し作業を実施したり、或は手間を惜しむあまり構造物に偏圧がかかるような施工が見受けられます。また、これは盛土の場合にも云えることですが、法尻或いは構造物側へ土塊の大きなものが入って間隙が大きくなり、施工後に沈下の原因となりますから注意して下さい。

さらに、大量の埋戻しを行う場合に用土は掘削土を流用する設計になっている場合が多いのですが、この場合



図一4

埋戻しの土が粘土質の場合は、掘削土の自然状態の含水比が50～90%程度であり、一方突固めに適当な含水比は20～40%程度であるため、掘削土を最適含水比に近づけるために、一時預け土をして自然乾燥をするのですが、積み上げた土砂の内部まではなかなか脱水されないものです。施工の工程上からも自然乾燥に長い期間をかけることは許されないことと、自然に放置したため、かえってストック用土がウェット側になる事例もあります。適当な時期にブルドーザー等で用土を反転させて施工に支障のないように準備しておく必要があります。まして降雨直後に飽和状態の土をそのまま使用することは避けなければなりません。

5. アスファルト舗装

アスファルト舗装の施工に当たっては、いろいろと知っておかなければならない事項が多いのですが、少なくとも次の点について注意して下さい。

混合物の温度は数均しの時点で110°Cを下ってはいりません。また、気温が5°C以下のときは特別な処置(加温装置)をする必要があるし、5°C以上であっても強風のときはやはり特別な処置が必要です。さらに、雨が降り始めた場合は作業を中止します。数均しに当たっては厚さを一定にするとともに表面の平坦性を保つために、厚さを点検しながらできるだけ連続的に舗装して下さい。

それから、皆さんはブルーローリング(Proof Rolling)と云う言葉をご存知でしょうか。これは路盤工事が終わり舗装工事に入る前に、ダンプトラックに荷を積んでゆっくり走らせることで、路盤が局部的に波動現象(あたかもゴムまりを押さえるような状態)を起こすような場合は、その箇所の路床・路盤が軟弱である証拠であり、後日そこに亀の子状の亀裂が無数に発生し、その地点から破損が拡がる場合がありますので、その箇所のみで結構ですから再施工の検討が必要です。この試験方法は道路公団では11 ton ダンプに碎石を満載し28 ton で走行させると聞いておりますが、経費・時間ともに、さほどかかるものではありませんから当該道路の設計車輛に合わせて試験をすることが望ましいと思います。

6. コンクリート

コンクリートの施工については各種参考書があって、皆さんもよく御承知のことと思いますが、次のことについて十分に念頭において施工して下さい。まず、コンクリートの打設時間ですが、練りまぜてから打ち終るまでの時間は、温暖で乾燥しているときで1時間、低温で湿潤なときでも2時間を越えないよう注意して下さい。

次に、打込み時のコンクリートの温度は、寒中コンクリートでは10～20°C、暑中コンクリートでは35°C以下

にして下さい。また、マスコンクリートでは温度ひびわれを防ぐために25°C以下として頂きます。

また、コンクリートの運搬・打込み中に材料が分離したときは、練り直して均等質なものにしなければなりません。もし打込み中に分離した粗骨材は、やわらかいコンクリートの中に埋込むものとし、その反対にモルタルを粗骨材にかけるような施工はしないで下さい。これら打込み中の分離はシュートのこう配(2割程度が適当)、末端の処置(阻板を取付)等にもよりますが、一般には1.5m以上の高さから下ろしてはならないと云われております。高い箇所からコンクリートを落させますと、材料が分離する他、型枠や鉄筋に付着して、このコンクリートが異常に硬化して品質に悪い影響を与えますので、避ける必要があります。

この他にも、一旦打設したコンクリートは、再び移動させることのないような配慮が必要であり、バイブレーターで移動させるような事はしないで下さい。それから打設面が一区画内ではほぼ水平となるように打込み、一層の打込み高さは約40cm程度にします。また、コンクリートの打込み中に表面へ浮び出た水は取り除いて下さい。

バイブレーターによる締固め要領はコンクリートのスランプによって異なりますが、一般に60cm以内の間隔で鉛直に約10秒～20秒程度挿入します。締固めが十分であるかどうかは、コンクリートとせき板との接触面にセメントペーストがあらわれ、コンクリート容積の減少が見られなくなり、バイブレーターの付近にもモルタルがあらわれてくることによって判断されます。この時にあとに穴が残らないようにゆっくり引抜いて下さい。

次に打込み速度にふれておきますが、あまり速い速度でコンクリートを打設しますと、上部のコンクリートに強度が出ない場合があります。また、鉄筋の下部に空隙が生じることもあるほか、型枠に異常な側圧がかかり有害な移動を生じたりします。部材の寸法にもよりますが、一般にコンクリートの打上り速度は温暖な時期で1.5～2.0m/hr、寒冷な時期で1.0m/hr程度におさえることが望ましい。また、1日当りの打設高さについても注意しなければなりません。かつて厚さ3mほどのピヤーを夏季に1リフト6mで打設したために、強度が出ない失敗をした経験があります。もちろん他の条件にもよりますが、1リフト3.5～4m位にとどめたいものです。(コンクリートダムでは1リフト1.5m又は2.0mが標準です。)

なおこの他に、コンクリートの打継目についてはコンクリート標準示方書によって入念な施工をして下さい。また、型枠についても支保工の沈下・型枠の振動(打設足場との接触を避ける)・適当な上げこし・規定の施工基面・寸法・フェームタイの締付状況等を厳重に検査し、コンクリートの打込み中にも型枠のはらみ出し・モ

ルタル漏れ・沈下・かたむき・フォームタイのゆるみ等が生じないか見回って頂きたいと思います。

7. 鉄筋

工事現場から鉄筋検査の申入れを受けた監督職員は図面を持って現場に参ります。そこで行うことはまず鉄筋の品質をミルシート（鋼材証明）によって確認します。次に部材の配置やピッチは図面どおりであるか、直径はどうかを見ますが、ここで往年の鉄筋は丸鋼でありましたから、私どもはノギスで径を測ったものですが、近年はほとんどの鉄筋は異形棒鋼を使用しています。さて、この異形棒鋼の直径を皆さんはどう測定しますか？異形棒鋼には、竹ぶし、波ぶし、斜めぶし、交差ぶし等の形状があり、メーカーによって各々異なっている。公称直径、公称周長は直接測定が不可能であり、単位重量を測定することにより呼び名の単位重量が許容範囲に入っているかを抜き取り検査により事前に確認しておく必要があります。現場配筋検査での径（呼び名）の確認方法としては、図-5のように山から谷までを測定する方法があります。

この他にも、鉄筋の組立状況（原則として交差箇所はすべて結束する。結束状況の良否は鋼材をゆすってみる）・鋼材表面の錆・油・泥など有害物の付着状況（た

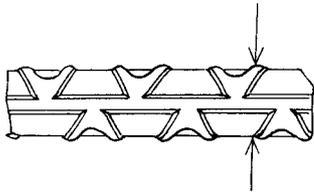


図-5

くとぼろぼろ落ちるような錆は有害であるが一般の錆は無害であるとの研究結果があります）・鋼材の継手（1断面に集中していないか、所定の継手長はあるか）を見ます。また、ガス圧接の場合は圧接形状（こぶの幅は鉄筋径の1.2~1.6倍、高さは径の0.9~1.2倍で、なだらかな曲線状を呈していること）・偏心（径の1/10以内）等についてチェックすることが望ましい。

8. おわりに

以上いろいろと話をして参りましたが、最後に2つほど御注意を申し上げます。第1点は日常業務の中で「私は知っている」と思いこんで、なんとなく処理している事項について疑問を持って頂きたいと思います。前からやっているからこの方法でよいのだ、又は信頼のおける業者の施工であるから安心してまかせておける、というような安易な気持ちで、工事の工程を見送ってはいけないと思います。我々が現在持っている経験・知識にたよりにきってしまう前に、当面の問題を疑問視する意識を持って下さい。

次に第2点として、前述の疑問点にぶつかった場合には先輩同僚と検討して頂くわけですが、結論に至らなかった時は、ただちに土地改良技術事務所へ相談を持ちこみましょう。そこでは『技術情報管理システム』による全国ネットワークの情報網をもって、皆さんの疑問にお答えするべく、農業土木の Know-how 集団として待ちかまえているはずです。

このようにして、常に日常業務の中で問題点をとらえ、すかさず検討の場へ持ち込んで解決してゆくことによって、最近云われている技術力の向上に大きく結びつくものと、私は確信しております。

管理総投資額からみた水集中管理システムに関する考察

宗 志 延*

目 次

- | | |
|---|---|
| 1. 水の総合管理システムの課題……………(45) | 5. 単位面積当たりの年当たり維持管理費と 管理総投資額の対比……………(48) |
| 2. 分水量は握率から考える分水工の管理制 御……………(45) | 6. 水集中管理システムによる管理ロスの軽 減……………(50) |
| 3. 運用及び経済性を考慮した置局計画の策 定……………(47) | 7. あとがき……………(50) |
| 4. 年当たり管理総投資額からみた適正な管 理レベルの目安……………(47) | |

1. 水の総合管理システムの課題

特定の農業用水地区内において、相互に水を介して関連し合う複数の管理対象構造物が計画され、それが目的に合った期待される機能を十分発揮し、その役割を果たすためには、単一の意志で管理するための集中管理システムが必要となってくる。一般に、集中管理システムの基本構成は、監視計測又は監視計測と制御を行う中央管理所と、監視計測又は監視計測と制御を受ける複数の現場管理所等から構成され、水管理を合理的かつ経済的に行うことを目標としている。

農業用水管理の特徴は、ダム、頭首工、用排水機場、分水工、放余水工等から末端のゲート、バルブ、スプリンクラーに至るまで、監視制御の機器が多岐にわたり、監視計測の項目は比較的少いが、か所数が多く、かつ、分散していることである。したがって、集中管理システムを導入し、その効果を十分に発揮するためには、導入後の管理体制を十分検討して、予定される管理体制に適合した管理システムのレベルを計画する必要がある。一般に、集中管理システムが策定される場合、一体どの程度のレベルのシステムを導入すればその地区に相当であるかと言うことが大きな課題であり、適正な水の集中管理システムの導入についての管理計画樹立に当たっては、管理方法とともに、年当たり管理総投資額と年当たり維持管理費を総合的に関連づけながら検討しなければならない。例えば、水源施設はシステム導入を考慮する場合、重要構造物として第一に対象となることは言うまでもないが、次に幹線施設又は支線施設をどの部分まで集中管理の対象とすべきかと言うことが問題となる。これが決まればその次に管理操作場所、システム監視機器の制御、記録方式等の操作形態から定まるレベルの問題

がある。よって、集中管理システムのレベルは、対象施設範囲と機能レベルの程度によって各種各様考えられる。最近の農業用水は高度な配水管理が要求されるようになるが、実施例が国内はもとより国外でもそう多くはないので、最適計画については、模索の段階であるばかりでなく、集中管理に必要な管理総投資額はどの程度が妥当であるか、また、受益面積の広狭、あるいは全体工事費と如何なる関連があるか等、水集中管理にかかる予算は、現在最も困難なことでもある。広大な受益地区での水集中管理に関する経験の蓄積が浅い我が国では、施工あるいは計画された事業地区の資料及び実績の追跡調査を行い、その効果を勘案して適正な管理レベルの年当たり管理総投資額及び維持管理費の総合的関係を検討する必要があると考えられる。

この報文は、受益面積 3,500ha 程度以上の国営事業数十地区について、異なった各種のレベルのシステム案を計画設計し、これら各案に対する年当たり管理総投資額を積算して、経済的、機能的及びその他の面から相対的に比較して、各地区の最適な管理レベル案を策定し、これらの結果と解析に基づいて年当たり管理総投資額と年当たり維持管理費から、集中管理の考察に当たり、特に、問題となる用水路の分水工を制御対象構造物として取り上げてみることにした。

2. 分水量は握率から考える分水工の管理制御

分水工も管理施設の主な対象構造物であって、常時これを計画どおりに管理しなければ分水量を定量的には握し得ない。特に、農業用水は、幹線水路から支線水路への分水工や直接分水工等がおよそ 1 km 前後に設けられている場合が多い。これらの分水工は大小各種各様に計画されており、この全部を集中管理の対象とすると、莫大な管理投資額と維持管理費が必要となる。最近労働力の

* (株)海洋建設研究所

不足と人件費の高騰で、人力による機側制御が敬遠される傾向にあるので、無人化による遠方操作、すなわち、有線、又は無線による自動あるいは手動遠方操作が考えられる。それではどの程度の規模の分水工を配水管理の対象とするか、これを定量的に決めるのはむずかしいので、これまでの設計施工実例を参考に、各地区の分水量は握率から、分水工の管理制御の規模を考える必要があると思われる。

ここで、集中管理システムが計画されている数地区の国営及び水資源開発公団営事業の分水量と分水工のは握率を参考にみると、全計画分水量計のはぼ80%程度が分水量として、管理対象となっている。また、これを各分水工の分水量で示すと、 $0.20\text{m}^3/\text{s} \sim 0.30\text{m}^3/\text{s}$ 以上が管理制御の対象となっている。これを各地区の全計画分水量計からみれば、おおよそ全計画分水量計の2%~4%程度以上が、一応分水工の管理制御の対象としての目安となっている。(表-1)

ここで、仮に $0.3\text{m}^3/\text{s}$ を分水量の管理制御の対象として考え、これを既設の豊川、群馬、香川及び北総用水に照しあわせてみると、これらの分水工の分水量は、おおよそ各幹線用水の全計画分水量計の2%~4%程度になっていることがわかる。したがって、 $0.3\text{m}^3/\text{s}$ 程度が各分水工の制御対象量の一つの目安となるが、制御対象分水工の分水量は握率からも推考できる。(図-1)

次に、表-1で示されているように、分水量は握率を80%程度とした場合、各事業地区の全分水工数の約半数程度を管理制御の支配下に置くことになり、これらの分水工を遠方操作あるいは現場指示の人力による機側制御とすることになる。(図-2)

これら導水路の分水工を管理する場合の方法として、一般に、幹線路側と分水路側にそれぞれゲート又は、バルブを設け、幹線路側において使用上限量を中央から監視制御し、分水路側の使用可能上限量内の水量調節は受益者が行うような二次ゲートの設置が有効かと思われる。(図-3)

表-1 分水量は握率事業例

| 諸項 | 分水量計 (m^3/s) | 制御対象とする分水量 (m^3/s) | 分水量の握率 (%) | 分水ヶ所数の握率 (%) |
|----|-----------------------------------|---|---------------|-----------------|
| UR | 7.14 | 0.20 | 85 | 50 |
| IT | 10.60 | 0.20 | 79 | 37 |
| KN | 11.30 | 0.10 | 86 | 29 |
| KR | 1.70 | 0.05 | 80 | — |
| HR | 6.39 | 0.10 | 84 | 63 |
| NT | 10.16 | 0.20 | 73 | 45 |
| SU | 4.18 | 0.20 | 96 | 63 |
| OR | 7.62 | 0.30 | 72 | 43 |
| SJ | 7.90 | 0.30 | 90 | 54 |

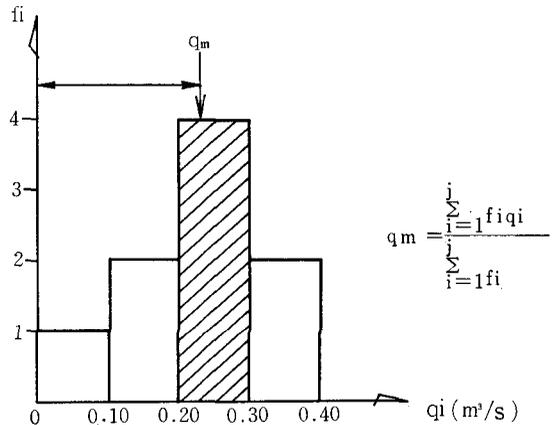


図-1 制御対象分水量ヒストグラム

(注) 事業例による制御対象分水量の度数を重みとする加重平均による分水量値は、 $0.23\text{m}^3/\text{s}$ ($0.20 \sim 0.30\text{m}^3/\text{s}$)であり、これは中心的傾向の測度としての一次モーメントで表わされる。また、分水量は握率の算術平均値は83%である。

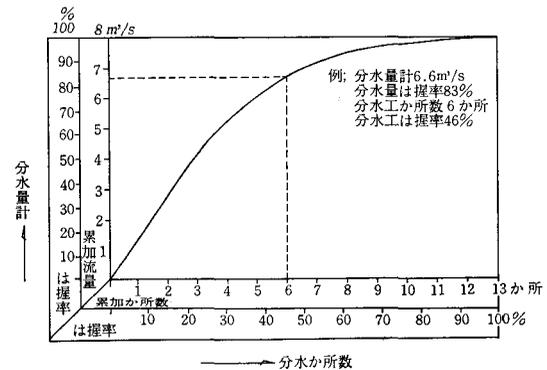


図-2 分水量は握模式図

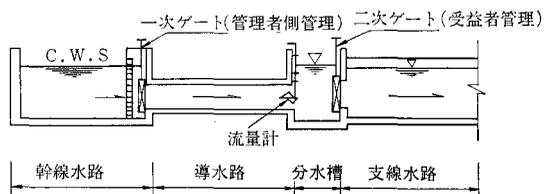


図-3 二次ゲート略図

ここで、懸念されることは、仮に、全分水量は握率を80%とした場合管理対象外の小分水工が、全分水量計の20%程度管理対象外の分水量として取り残されるので、80%の分水工についてテレメーターによる監視計測並びに制御を適正に行っても、集中管理システムに編入されていないこれら小分水工から、無規則に取水されれば、配水管理の集中化は意味のないものとなり、システムの

効果を半減させる恐れがある。よって、計画用水量の分水水量計の把握率の検討は勿論、管理システムの効果をあげるため、管理対象外の小分水工の整理統合あるいは地元関係者を組織して、管理施設機能の向上に努めることが肝要と思われる。

3. 運用及び経済性を考慮した置局計画の策定

前述のように、分水工を含む各構造物を集中管理制御する場合、適宜の場所に監視制御局を設ける必要がある。これらの管理局の配置を一般に置局計画と称する。置局計画は、一般に全システムを親、子、孫の関係にまとめて管理するハイアラキシステムが用いられている。親局（中央管理所）及び子局（現場管理所等）の位置決定は、全体の管理システムの全体計画に大きく影響するので、その運用及び経済性をデータ伝送方法とともに十分慎重に検討しなければならない。管理システムの形態としては、中央集中的なもの、現場分散のものと及び階級分担のものがあがるが、いずれも人手を省き、できるだけ機械や装置によって肩代りし、人間は複雑な判断のみを受けつつ傾向にあることは否定できない。置局計画については、データ伝送回線の種類と伝送方式及び管理対象構造物の位置等を考慮する必要がある。したがって、中央管理所（親局）は、伝送路の経済性及び技術的な可能性から散在する管理対象構造物の中央か、又はデータ量が多く、制御に対する信頼性が特に要求される重要構造物の付近が適当と考えられるが両者は相反することが多いことから、十分検討する必要がある。更に、複数の現場管理所等（子局）の配置については、建設費の節減を図るため、子局の数が極力少なくなるよう留意するとともに、子局と孫局間は、ほとんど専用有線であることから、管理対象施設をいくつかのグループに分けて、そのケーブル布設工事費、電気的限界（安全性と経済性から2km以内とする）、施設機能群等から定める必要がある。更に、ケーブルの布設工事費は地質、湧水、機器導入の可否等によって変動するので、経済的に十分検討して、子局を設置する必要がある。このほか、無線回線の場合には、障害となるような地形及び誘電影響を受け易い高圧線変電所はなるべく避ける。また、保守管理上から、パトロール車の進入可能な道路又は人家に近く、容易に電源が入手しやすいところがよい。

親局と子局間のデータ伝送計画の策定を行うには無線、専用有線、公社線あるいは三者の任意組合せの併用案が考えられるが、各々得失があるので、経済性ばかりでなく、その後の運用性も併せて検討する必要がある。次に、伝送路の選定であるが、専用有線ケーブルの場合直送伝送することは、線数が多くなる不経済なことや誤差が大きくなる等問題があるので、一般に搬送式のパルス符号伝送法が用いられている。符号化された信号の伝

送許容距離は、信号の増減によって限界があるが、一般的には20kmの伝送が可能である。親局子局間の無線回線の周波数は70MHz帯と400MHz帯がある。回線構成の決定は、電波伝搬調査によって決めるべきである。また、有線の架空線の場合は、設備費は比較的安い、風雪等による維持費が高いので、地下埋設工法との比較検討が必要である。

したがって、伝送路の選定については、各伝送路の設備費、年間回線使用料等を算出し、置局計画の施設費、維持管理費等と併せて検討した上、年当たり総管理投資額と維持管理費を各レベル案毎に比較検討して、最も地区に適切な経済性及び運用性を考慮した置局計画の策定を行う必要がある。

4. 年当たり管理総投資額からみた適正な管理レベルの目安

各事業地区における水管理施設の計画策定に当たっては前述の技術指針で示されている管理総投資額の積算による集中管理システムの管理レベル案の決定方法を参考としているのが現状である。

年当たり施設関連額と年当たり労務関連額の和が年当たり管理総投資額で、図-4のように表わされる。その基本的な考え方は、年当たり総管理投資額を最小にする案が適正管理の妥当なレベルとすることになる。これは前記水管理制御方式技術指針に詳しく説明されているので、本文ではこれを省くが、その適用による実例の結果を検討し、その要旨を述べることにする。年当たり管理総投資額 K は、

$$K = P + Q + M + W$$

P : 年当たり管理施設分担額

Q : 年当たり管理施設維持費

M : 年当たり管理労務費

W : 年当たり管理事務費

施設関連額($P+Q$)とは、年当たり償却費と資本利子の和で表わされる年当たり管理施設費分担額に、年当たり保守率と施設費の積で表わされる年当たり管理施設維持費の両者の和である。また、中央管理所(親局)、現場管理所(子局)の駐在員及び巡回員の年当たり管理労務費(人件費)と、この労務費に実績から得たある係数を乗じた値を、年当たり管理事務費と称し、この両者の和を労務関連額($M+W$)としている。

本文は、受益面積約3,500ha以上の国営事業数十地区について、これを適用し、また、各地区に対して、高低の異なるいくつかのレベル案のシステムを計画設計し、これら各案に対する年当たり管理総投資額を積算して、最も経済的、機能的な妥当レベル案の計画設計を行う。更にこれらの地区の年当たり管理総投資額から、該当地区の適正な管理による年当たり管理総投資額に見合う節

減流量及び水路直接工事費概算額との関係を考察して見ることとした。

年当たり管理総投資額の積算根拠は、電気メーカーによる施設費と伝送路設備費、回線経費等の見積り、それに耐用年数を12年、利率を0.075と仮定した。年当たりの保守率は、日本電信電話公社計画必携より5%として、年当たりの管理施設費分担額と管理施設維持費を求めた。年当たり管理労務費は、群馬用水及び香川用水の実態を参考に、通年雇用、季節雇用及び管理職等に担当業務を分担し、必要なシフト人員数に単価をかけて求めた。また、年当たり管理事務費は、公団管理所の実績により、年当たり労務費の0.2倍とした。(図-4)

表-2は、各事業例を指針で示された方法に基づいて検討した結果である。すなわち、各事業地区で省力案、人力案、最多管理費用案及び最少管理費用案等、各々異なったレベル案を作成し、各案の年当たり管理総投資額を比較検討して、社会的にも技術的にも、また、経済的にも実現可能な案として決定された最も妥当な案と、該当地区の水路直接工事費及び管理ロス軽減量との相関比率の事例を示したものである。

この表から考察される事項とは、

- ① 各事業地区において、妥当レベル案の年当たり管理総投資額は、該当地区の水路直接工事費の2%程度の値を示し、最多管理費用案でも、3%程度である。
- ② 該当地区の年当たり管理総投資額に見合う年当たり適正管理による用水の配水損失節減量は、0.20 m³/s 前後の値を示している。

これは、一般に言われている水路の適正勾配配分による建設費の節減額が、水路建設直接費の3%~4%と言われる目安を示す値に類似している。すなわち、該当地区の水路直接工事費の2%~3%が、当地区の水の適正管理に必要な年当たり管理総投資額に匹敵する額であり、一応の目安となることが考えられる。これに、後述する適正管理による用水の配水損失量の節減と考え併せると、用水の集中管理システムは、それなりのメリット

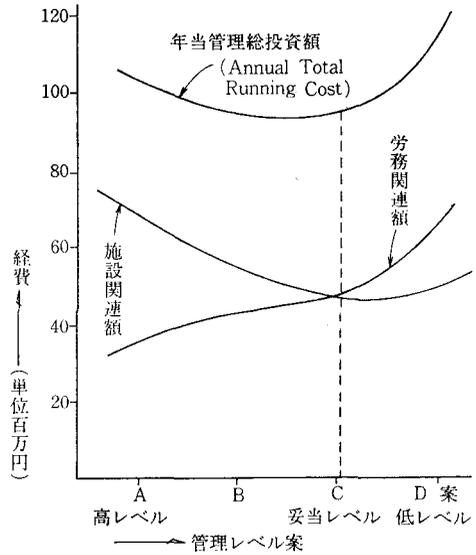


図-4 管理レベルの決定図例

(注) 図の説明

- (1) 施設関連額は各案毎のシステム導入費とその保守費であり高いレベル(A案)程高額となる。
- (2) 労務関連額は管理に要する全人件費、事務費であり高レベル程低額となる。
- (3) 年当管理総投資額のカーブは(1)(2)の合計である。

があるものと理解でき、水の価値観から見ると、無効水を少なくし、省力化、合理化のためにも、適正管理が必要であることが推考できると思われる。

5. 単位面積当たりの年当たり維持管理費と管理総投資額の対比

水管理施設の維持管理は、この集中管理システムの機能を持続させ、適正管理による用水の配水損失量を最大限度にし、農産物の収益の増大を図るのが目的である。よって、年間の維持管理費は、農民の費用負担に直接影響を及ぼすので、適正に計上しておく必要があり、この

表-2 年当管理総投資額の水路直接工事費に対する比率関係例

| 地区名 | 諸項 | 分水量計 | 受益面積 | 水路直接工事費概算額 | 1 m ³ /s 当りの水路直接工事費相当額 | 年当管理総投資額最少費用案 | 比率 ⑤/③ ×100 (%) | 年当管理総投資額最多費用案 | 比率 ⑦/③ ×100 (%) | 年当管理総投資額に見合う管理ロス軽減量 ⑤/④ (m ³ /s) | 年当管理総投資額に見合う年間管理ロス軽減量 (m ²) |
|-----|----|---------------------|-------|------------|-----------------------------------|---------------|--------------------------|---------------|--------------------------|---|--|
| | | (m ³ /s) | (ha) | (万円) | (万円) | (万円) | (%) | (万円) | (%) | | |
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ | ⑦ | ⑧ | ⑨ | ⑩ |
| NT | | 10.16 | 9,834 | 460,700 | 45,340 | 9,450 | 2.05 | 13,137 | 2.85 | 0.21 | 18,144 |
| SJ | | 7.90 | 3,570 | 477,300 | 60,418 | 11,240 | 2.35 | 12,608 | 2.64 | 0.19 | 16,416 |
| OR | | 7.62 | 4,011 | 405,000 | 53,136 | 9,880 | 2.44 | 11,920 | 2.94 | 0.19 | 16,416 |
| IT | | 10.60 | 7,544 | 673,300 | 63,519 | 17,140 | 2.55 | 18,743 | 2.78 | 0.27 | 23,328 |
| HR | | 6.39 | 4,230 | 430,000 | 67,293 | 8,640 | 2.01 | 12,325 | 2.87 | 0.13 | 11,232 |

農民の負担額は、特別の事情がない限り、現況の負担額（年間単位面積当たり）を上まわる計画は、避けるべきものと考えられる。

水集中管理システムにおいて、年当たり管理施設維持費、管理労務費及び管理事務費の和を年当たり維持管理費として、単位面積（10 a）当たりの年当たり維持管理費を事業例別に求め、この年当たり維持管理費（C）と、年当たり管理総投資額（K）の比率を求めて比較してみると、両者の単位面積当たりの比（C/K）が、0.6～0.7程度を示し、全事業地区がともに例外なく同じ傾向を示していることから、年当たり維持管理費は、年当たり管理総投資額の6割前後が妥当な概値と思われる。

このことは、施設費が大きい程、C/Kの比率が小さくなり、年当たり維持管理費が比較的安くなることであり、人件費の軽減を示していることが理解できる。（表一3）

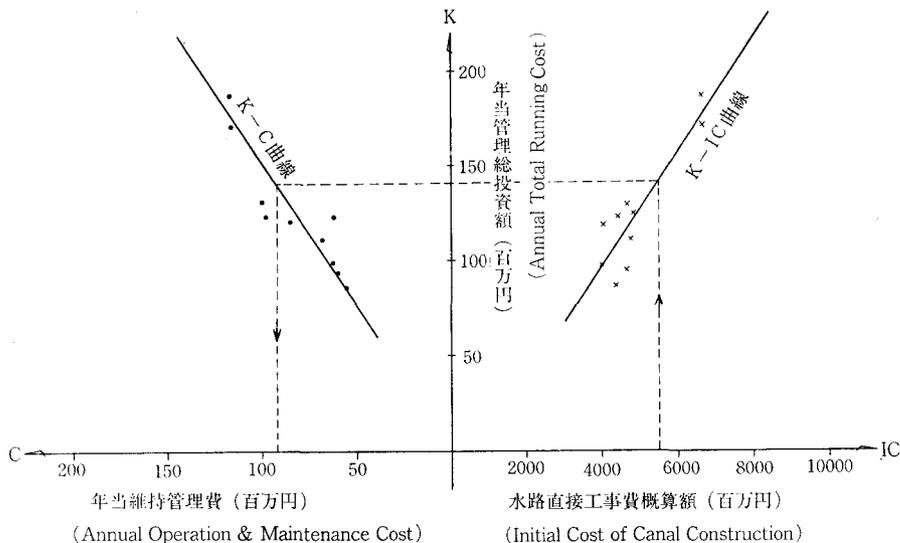
図一5の管理システム諸費用関係図を用い、水路直接工事費から、年当たり管理総投資額及び維持管理費を容易に求められるが、事業例が少ないため、一応の目安として参考程度に止めるものとし、今後の資料と追跡に期待するものである。

前記事業例に示されている、単位面積当たりの年当たり管理総投資額あるいは年当たり維持管理費の値は、受益面積の広狭によるばかりでなく、管理レベルの高低、

表一3 単位面積当たりの年当維持管理費と年当管理総投資額の対比表

| 地区名 | 受益面積 (ha) | | 年当維持管理費 C | 単位面積当りの年当維持管理費 c/10 a | 年当管理総投資額 K (最小費用案) | 単位面積当りの年当管理総投資額 K/10 a | 単位面積当り C/K の比 | 主要管理対象構造物と水路形状 |
|-----|-----------|-------|--------------|-----------------------|--------------------|------------------------|---------------|---------------------------|
| | 水田 | 畑 | | | | | | |
| NT | 9,834 | — | 千円 60,000 | 円 610 | 千円 94,540 | 円 961 | 0.635 | 機場、堰堤、取水口（開水路） |
| IT | 4,012 | 3,532 | 115,775 | 1,535 | 171,400 | 2,272 | 0.676 | 機場（パイプライン） |
| HR | 799 | 3,431 | 55,370 | 1,309 | 86,380 | 2,042 | 0.641 | 頭首工、取水工、機場、調整池（パイプライン） |
| SU | 900 | 600 | 62,420 | 4,161 | 87,830 | 5,855 | 0.710 | ダム、頭首工（開水路）指定による案で比較案なし |
| OR | 4,011 | — | 62,260 | 1,522 | 98,750 | 2,462 | 0.630 | タメ池、機場、ダム、頭首工（開水路とパイプライン） |
| DO | 30,000 | — | 140,070 | 467 | 206,015 | 687 | 0.680 | ダム、取水工、機場（河川取水） |
| SJ | 3,160 | 410 | 64,019 | 1,793 | 112,440 | 3,150 | 0.569 | 頭首工、機場（パイプライン一部開水路） |

（注） a；アール，ha；ヘクタールを表す。表中の年当管理総投資額は、各該当地区において、異なった各レベル案のうち、投資額が最小で最も妥当な案として用いられた案のみを表記したものである。また、表で示されている、年当維持管理費（C）は、年当管理施設維持費、管理労務費及び管理事務費三者の和で表わした。



図一5 管理システム諸費用関係図

地区内の分水量は握率をも考慮した管理対象構造物の数と分布状態、置局配置、伝送回線の構成等にも、多大な関係があるものと考えられる。

6. 水集中管理システムによる管理ロスの軽減

一般に、かんがい排水事業における計画用水量には、幹支線の管理ロスなど15%程度の損失量を見込んでいる。通常、管理ロスを生ずる主な原因は、取水時間と取水量が異なる全地域での幹線水路の通水量が取水量の変動に追従できない現状と、到達時間の遅れによる操作早め時間の信頼性等が考えられる。この管理ロスを減少させるためには、まず、土木的に解決できることは、なるべく土木的に処理し、これを管理システムの機器の制御で解決しようとする、かなり複雑になり、不経済にもなりかねない。例えば、無効放流や到達時間の遅れ等は、幹線水路の中央部と末端部に調整池を設けることが、この問題解決の必要条件と言っても過言でない。調整池は水利用の高度化、合理化を目的とする水管理上から言っても、非定常流的な流況を極めて合理的に吸収し、長い水路の用水到達時間の遅れによる(長時間通水)無効放流の軽減にも役立つものと考えられる。

用地問題あるいはその他の原因で、調整池の建設が不可能な場合には、無効放流や配水損失を最小限度にし、用水の適正配分をするため、ミニコンを装置した機器の

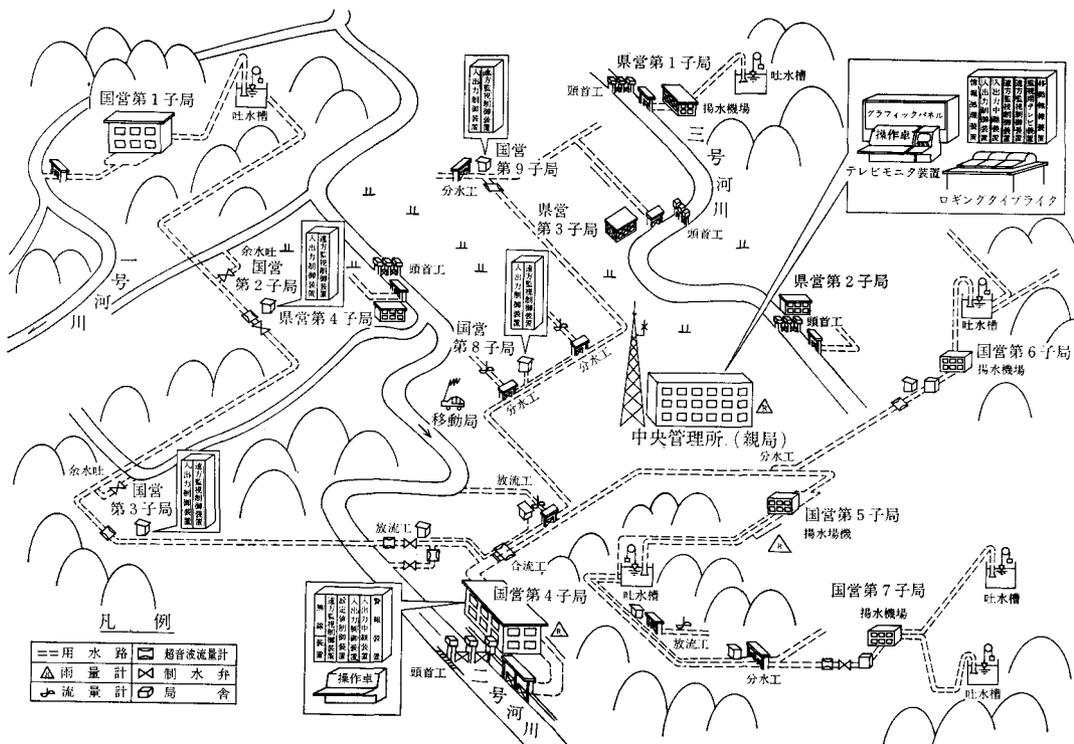
導入による総合集中管理システムによって、これら管理対象構造物の監視計測及び、制御を行う手段にたよるを得ないことになる。

次に、各事業地区の水集中管理にかかる予算、すなわち、年間どの程度投資すればよいか、それに見合う年間管理ロス軽減量はどの程度になるか、このような施設管理計画の適正なレベルをどの点にセットするか、と言うことが課題となる。

ここで、表一2の各事業地区の実例に示されているように、年当たり管理総投資額を、1 m³/s 当たりの水路直接工事費相当額で除した値、すなわち、各地区の計画分水量計の2%前後の流量の管理ロスが軽減できれば、年当たり管理投資額に見合うことになり、若し、これ以上節減可能であれば、年当たり管理総投資額を上回るることになり、集中管理システムの導入によるメリットとして、当然評価できるものと考えられる。

7. あとがき

水集中管理システムにおける、一般的管理制御、置局計画の模式図の一例を図一6に示した。これは、全体的な計画の概要で、詳細な監視計測及び制御の管理項目は、各子局、各レベル案毎に列挙し、それに、データ処理、伝送回線構成等を併せて検討し、最終的には、水管理制御方式技術指針にもとづいて、年当たり管理総投資



図一6 水集中管理システム模式図

額を積算して、比較検討を行い、該当地区にもっとも適切なレベル案を決定することになる。(図-6)

一般に、水路の組織によって、配水方法の管理操作が異なり、例えば、開水路の水の規制は、上流側で容易に行いうるが、パイプラインは、下流の水の使用状況によって常に変動し、上流側で水の規制が容易にできず、最下流端のバルブ操作によって決められる。よって、このような異なった水路組織を、同一地区で同時に統括管理するには、低廉且つ簡易な機器操作では難かしく、また、むやみに高度な機器を大量導入しても、不経済で操作が複雑になることがあるので、現段階においては、できる限り簡単なもので、経済的、かつ、実用的なものであるとともに、長期的にその効力を発揮できる、管理レベル案を採用すべきか考えられる。

これからの水管理システム化の研究課題として、制御の動きをできるだけ固定化し、水の動きを規制できるような施設機能の開発等を図りつつ、最適制御が行われるように留意すべきものと思われる。

本文は、資料が少ないことから、年当たり管理総投資額の目安を、概算的に知るための概括的な考察にすぎない。

したがって、的確な解明は、今後の実績の追跡資料の増加を待つのみであるが、現段階で少しでもこれからの水集中管理システム計画の参考に供することができれば、幸いである。

本稿をとりまとめるに当たり、関連資料を引用させていただき、ご協力下さいました関係各機関に紙面を借りて、心から感謝の意を表わす次第であります。

【参考文献】

- (1) 国営かんがい排水事業造成施設、集中管理システム計画指針：農林水産省構造改善局水利課，1978.
- (2) 全国実態調査総括報告書(水管理改良施設)：農林水産省農業土木試験場，1978.
- (3) 土地改良事業計画設計基準，第14編，水管理改良施設(案)：農業土木学会，1978.
- (4) 水管理施設の維持管理：鈴木光剛，農業土木学会誌46(9).
- (5) 施設管理計画上の問題点：塩谷泰文，農業土木学会誌40(7).

総合建設業 建設大臣(特57)第2420号



佐藤工業株式会社

取締役社長 山 本 卓

| | | |
|-------|---------------------------------|---------------------------|
| 本 社 | 福島市泉字清水内 3 | (〒960) ☎(0245) 57-1166(代) |
| 郡山支店 | 郡山市桑野 2 丁目36-7 | (〒963) ☎(0249) 22-1166 |
| いわき支店 | いわき市小名浜字中原16-1 | (〒971) ☎(0246) 53-3410 |
| 相双支店 | 相馬市中村字砂子田78-1 | (〒976) ☎(02443) 6-1166 |
| 仙台支店 | 仙台市中央二丁目11-23(太田ビル) | (〒980) ☎(0222) 27-2494 |
| 千葉支店 | 千葉市登戸町 1-14 | (〒260) ☎(0472) 47-2308 |
| 会津営業所 | 会津若松市追手町 3-30 | (〒965) ☎(0242) 28-3067 |
| 青森営業所 | 青森市本町 2-1-5 (シティパレス本町1006号室) | (〒030) ☎(0177) 22-5316 |

Two-Step Lax-Wendroff スキーム を用いた不定流解析手法について

榎 晃 秀*

目 次

| | |
|---|---|
| <p>1. まえがき……………(…)</p> <p>2. Two-Step Lax Wendroff スキームによる差分法……………(…)</p> <p>3. T.S.L.W. スキームによるプログラム……………(…)</p> | <p>4. 不定流の特性に関する検討……………(…)</p> <p>5. 実験値との比較……………(…)</p> <p>6. 跳水を含む開水路の数値解析……………(…)</p> <p>7. あとがき……………(…)</p> |
|---|---|

1. まえがき

こんにち、不定流解析のために差分式を用いる手法は広く一般化しており、河川のみならず用・排水計画やパイプラインさらには湖沼の複雑な水の動きを追跡し、あるいは水利施設を制御することその他にさかんに活用されている。農業土木分野において多くは中央差分法によるもので、それ以外の差分法はまだあまり一般的ではない。実用上、中央差分法による解法で精度的にも問題はないが、ここでは基礎式の差分化に Two-Step Lax Wendroff スキームをとりあげていくつかの解析を試みる。

手順としては、まず本スキームが実際の不定流のもつ性質をどの程度まで追跡できるか、次に実験結果とどこまで整合するかを検討し、更にこのスキームの特徴ともいべき不連続点を含む流況の解析について考察する。

2. Two-Step Lax Wendroff スキームによる差分法

ここでは、差分モデルに用いる Two-Step Lax Wendroff (以下、T.S.L.W. と略す。)法について簡単に説明する。

Lax Wendroff の差分法は

- ① Explicit であり未知数が右辺のみにあらわれるため、反復計算を必要としない。
- ② 非常に強い安定性を持っている。(差分方程式を解くとき発生する微小な round-off error の累積効果が無視できる。)
- ③ とりわけ T.S.L.W. 法は、いわゆる“conservation Law form”の式を差分近似するので mass と momentum の保存則を正しく表現する。
- ④ 精度が優れている。

などの特徴をもっており、河川の不定流に用いる場合、途中に不連続点、例えば射流から常流への転移があっても正しく計算を行うことができるといわれている。

1) Conservation Form

一般に河川の不定流の方程式は次の形で表わされる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \left[i - \frac{n^2 \cdot u \cdot |u|}{R^{4/3}} \right]$$

……運動方程式……………(1)

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial(u \cdot \omega)}{\partial x} = 0 \text{ ……連続式……………(2)}$$

これを Q と ω に関する式にかきかえると次のようになる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\left(\frac{P}{\rho} \right) b + \frac{Q^2}{\omega} \right] = g \cdot \omega \cdot \left(i - \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{\omega^2 \cdot R^{4/3}} \right)$$

……………(3)

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \text{ ……………(4)}$$

ここに、 u : 流速 ω : 断面積 Q : 流量

h : 水深 ρ : 水の比重

P : 幅 b 深さ h の矩形にはたらく水圧

t : 時間 x : 距離

さて、(4)式及び(3)式をベクトル式でまとめると

$$\begin{bmatrix} \omega \\ Q \end{bmatrix}_t + \begin{bmatrix} Q \\ (P/\rho)b + Q^2/\omega \end{bmatrix}_x = \begin{bmatrix} 0 \\ g \cdot \omega \cdot \left(i - \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{\omega^2 \cdot R^{4/3}} \right) \end{bmatrix}$$

……………(5)

となる。ここで

$$\begin{bmatrix} \omega \\ Q \end{bmatrix} = u \quad \begin{bmatrix} Q \\ (P/\rho)b + Q^2/\omega \end{bmatrix} = f$$

$$\begin{bmatrix} 0 \\ g \cdot \omega \cdot \left(i - \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{\omega^2 \cdot R^{4/3}} \right) \end{bmatrix} = b$$

なるベクトルを導入すると上式は次のようになる。

$$u_t + f_x = b \text{ ……………(6)}$$

*構改局事業計画課

この式の形を conservation form という。ここに u は未知の、 f は u の関数として表わされるベクトル関数である。段波や跳水のような不連続を含む流れを追跡するためには、微分方程式を Q と ω に関する conservation form にかく。このような不連続点では水理學上、質量と力積値が保存されなければならないことがわかっているが、Lax Wendroff の差分法を用いてこの conservation form を解くと、不連続点があればそこでは近似的に上記 2 種のどちらかの保存則をみとすからである。

2) T. S. L. W. 法の概要

Two-Step とは、時間ステップをひとつ進めるとき、途中に中間値を挿入することをさす。Lax Wendroff 法の改良形としての性格をもち、不定流計算において mass と momentum の保存則充足の上で T. S. L. W. 法のほうがよりよい精度をもつといわれている。次に T. S. L. W. スキームを示す。

第 1 ステップ

$$\begin{aligned} & n_{+1/2}\omega_{j\pm 1/2} = \frac{n\omega_j + n\omega_{j\pm 1}}{2} \\ & -\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} (nQ_{j+1} - nQ_j) + \frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{nQ_s}{2 \cdot \Delta x} \dots (7) \\ & n_{+1/2}Q_{j+1/2} = \frac{1}{1+n^2 \cdot g \cdot \frac{|nU_j + 1/2|}{(n_{+1/2}R_{j+1/2})^{4/3}} \cdot \frac{\Delta t}{2}} \\ & \times \left\{ \frac{nQ_j + nQ_{j+1}}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[n \left(\frac{P}{\rho} \right)_{j+1} \right. \right. \\ & \left. \left. - n \left(\frac{P}{\rho} \right)_j + n \left(\frac{Q^2}{\omega} \right)_{j+1} - n \left(\frac{Q^2}{\omega} \right)_j \right] \right. \\ & \left. + g \cdot n_{+1/2}\omega_{j+1/2} \cdot i \cdot \frac{\Delta t}{2} \right\} \dots (8) \end{aligned}$$

第 2 ステップ

$$\begin{aligned} & n_{+1}\omega_j = n\omega_j - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[n_{+1/2}Q_{j+1/2} \right. \\ & \left. - n_{+1/2}Q_{j-1/2} \right] + \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot n_{+1/2}Q_s \dots (9) \\ & n_{+1}Q_j = \frac{1}{1+n^2 \cdot g \cdot \frac{|n_{+1/2}U_j|}{(n_{+1}R_j)^{4/3}} \cdot \Delta t} \cdot \left\{ nQ_j \right. \\ & \left. - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left[n_{+1/2} \left(\frac{P}{\rho} \right)_{j+1/2} - n_{+1/2} \left(\frac{P}{\rho} \right)_{j-1/2} \right] \right. \\ & \left. + n_{+1/2} \left(\frac{Q^2}{\omega} \right)_{j+1/2} - n_{+1/2} \left(\frac{Q^2}{\omega} \right)_{j-1/2} + V \right\} \\ & + g \cdot n_{+1}\omega_j \cdot i \cdot \Delta t \dots (10) \end{aligned}$$

(7)式及び(9)式の最後の項は、支川等流入がある距離ステップのところだけに用いる。 Q_s は合流量を表わし、これは一定であったりまた時間的に変化する場合もある。また(10)式中の V なる項は次に説明する人工粘性項である。

3) 人工粘性項 (Artificial Viscosity)

段波や跳水等、不連続点の計算に備えるために

$$V = \begin{cases} B - (\Delta x)^2 \cdot \omega \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 & \dots \dots \frac{\partial u}{\partial x} < 0 \\ 0 & \dots \dots \frac{\partial u}{\partial x} \geq 0 \end{cases} \dots \dots (11)$$

と定義される人工粘性項 v を運動方程式の中に入れて。すなわち、運動方程式(3)において

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\left(\frac{P}{\rho} \right) b + \frac{Q^2}{\omega} + v \right) = g \cdot \omega \cdot (i \\ & - \frac{n^2 \cdot Q \cdot |Q|}{\omega^2 \cdot R^{4/3}}) \end{aligned}$$

とする。これは結局、流速 u の x についての 2 次偏微分を加えたことになる。 v は式の形から u の急激に変動するごく短い区間で効いてくる。

4) Lax Wendroff 法の安定条件 (Von-Neuman の条件)

非線形偏微分方程式に対する安定の十分条件は知られていないので、ここでは von-Neuman の必要条件を考慮する。すなわち Δt と Δx の間には、解の安定を得るために次の関係式を満足しなければならない。

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{|U_{max}| + \sqrt{g \cdot h_{max}}} \dots \dots (12)$$

この関係は水理現象の伝播と数値モデルとの差を示すもので、この条件は Δt よりも大きな値をとると水理現象の伝達速度がモデル上の追跡速度より早くなってしまい、解の振動をひき起こす。

3. T. S. L. W. スキームによるプログラム

1) モデルの設定

図-1 にモデルの模式図を示す。これからわかるように、上流→下流の方向を正にとり、 $J=1$ が上流端、 $J=JEN$ (任意の奇数番号) が下流端となっているから、流速及び流量は順流の場合が正の値であらわされる。なお I 点に時間、 J 点に距離が対応している。

2) プログラムの作成

次に T. S. L. W. スキームをプログラムに構成するが、この時(7)~(10)式において suffix に 1/2 ステップ、1 ステップとあるのは、それぞれ 1 ステップ、2 ステップと読みかえなければならない。中央差分法と比較して、時間と距離の 1 メッシュがそれぞれ $\Delta t/2$ 、 $\Delta x/2$ に相当するのは T. S. L. W. スキームでも同様であるが、異なるのは未知数が同時刻、同地点について (つまり同じ格子点について) 求まることである。このことから、ある格子点の ω と Q が求まればただちに

$$H = \omega / BL \quad (BL: \text{河幅})$$

$$V = Q / \omega$$

として得られ、中央差分法にみられるような水面幅の平均化は不要である。

一方、各河床標高から河床勾配を求めるのにあたって中央差分法のように千鳥状格子点ではその点の前後 Δx

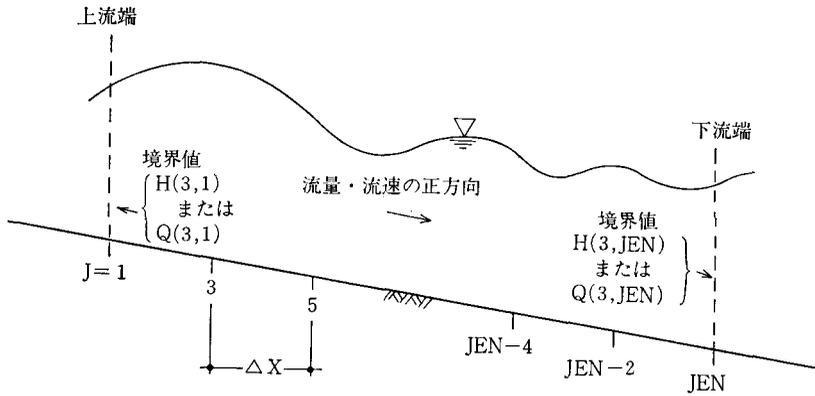


図-1 モデル模式図

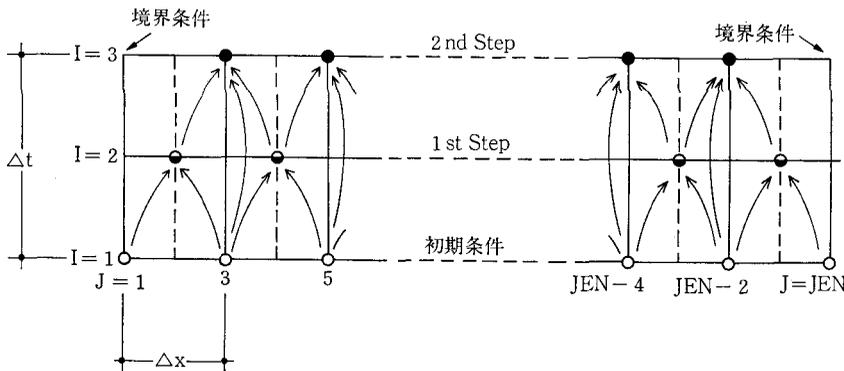


図-2 T.S.L.W.スキームの演算格子

離れた2点間の勾配となるが、T.S.L.W.スキームでは前後2点をとると $2 \cdot \Delta x$ の間隔になる。そこで河床勾配については、 J 点の河床勾配を $SI(J)$ 、河床標高を $HH(J)$ として

$$SI(J) = (HH(J-2) - HH(J+2)) / (2 \cdot \Delta x)$$

で求める。

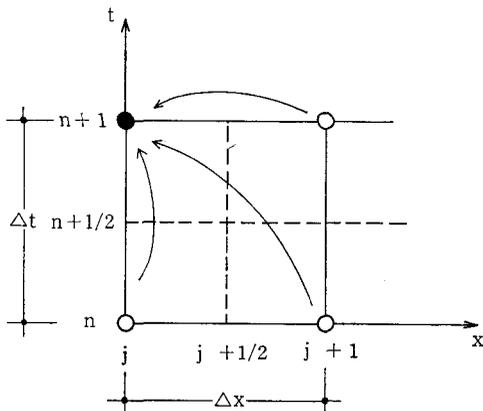


図-3 BOX SCHEME

このようにして $I=3$ の各点に Δt 時間後の流況が得られ、これを $I=1$ の点に移しかえて次の計算の初期条件とすることにより、繰り返し未知数求めてゆく。図-2にT.S.L.W.スキームの演算格子を示した。

上図から明らかなように、上・下流端における境界条件以外の未知数はT.S.L.W.スキームからは求められない。この格子点において ω 、 Q のどちらか一方は境界条件として与えられるから、もう一方はその点となりあう3つの既知点との間で、連続式をBox Schemeに変形した式によって求める。すなわち、図-3において

$$\begin{aligned} & \frac{n+1\omega_j - n\omega_j}{\Delta t} + \frac{n+1\omega_{j+1} - n\omega_{j+1}}{\Delta t} \\ & + \frac{n+1Q_{j+1} - n+1Q_j}{\Delta x} + \frac{nQ_{j+1} - nQ_j}{\Delta x} \\ & = 0 \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

なる差分式から $(n+1, j)$ 点の未知数 ω または Q を求めればよい。このように境界条件は、(13)式を用いて流量・水深のいずれでも設定することができる。

以上により作成したプログラムの主要部分フローを図-4に示す。

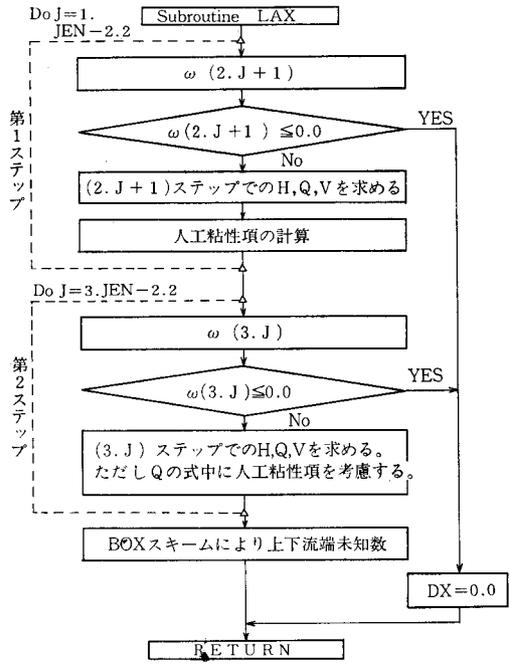
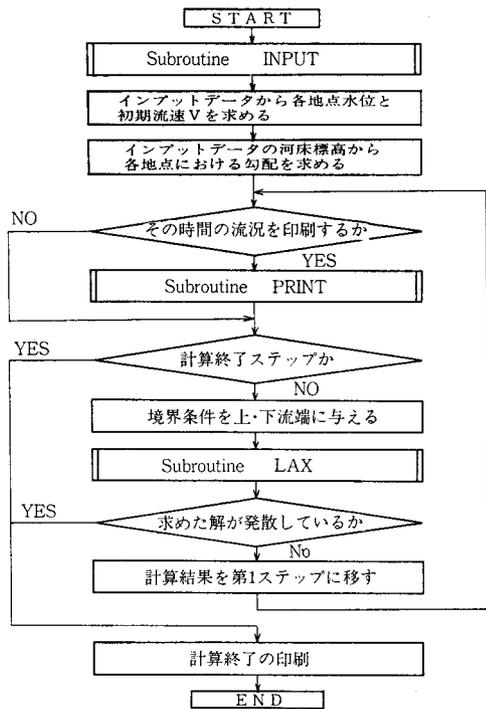


図-4 プログラムの主要部フローチャート

表-1 各ケースにおけるB値と標準偏差

| | B 値 | 標準偏差 |
|---|-----|-------|
| ロ | 0.5 | 1.508 |
| ハ | 2.5 | 0.307 |
| ニ | 4.0 | 0.665 |

4. 不定流の特性に関する検討

ここではモデルの上・下流端にいくつかの異なる境界条件を与えることによって、T. S. L. W. スキーム法による数値計算手法が不定流のもつ性質をどの程度まで追跡できるかという点やまた計算の精度について検討する。

設定したモデルは図-5に示すとおりで上流からの流

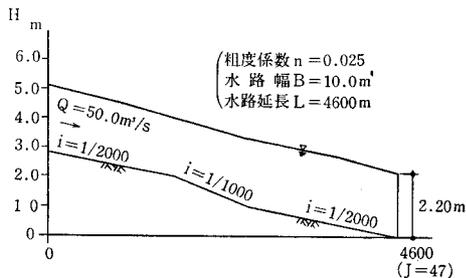


図-5 モデルの設定

入量 $Q=30.0\text{m}^3/\text{s}$ 、下流端水位 $H=2.20\text{m}$ をそれぞれ一定境界条件として不等流を求め、得られた流況を初期条件に与えて以下の計算を行った。

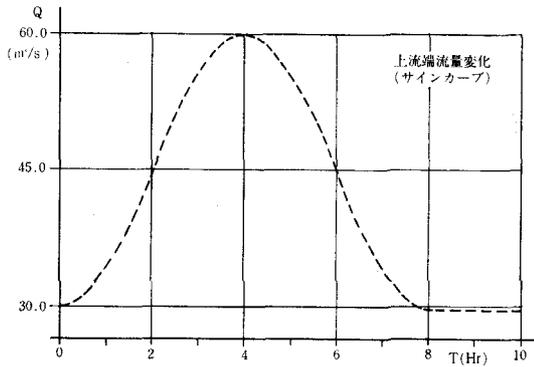
1) 上流から洪水の流入する河川の不定流

境界条件を図-6-(a)に示す。上流端の流量をサインカーブ、下流端の水位を一定 ($H=2.20\text{m}$)とした時の演算結果から次のことが確認できた。

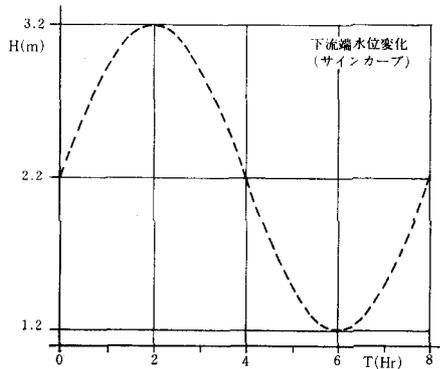
① 水理学的に、洪水流の通過に伴う河道内のある点における H と Q の相関関係は増水時と減水時とで同じ変化ではなく、細長いループを描くことがわかっている。そこで演算結果を用いて上流端より1000mの地点における H と Q の変化をプロットすると図-7-(a)が得られ、この性質をよく追跡していることがわかる。

なお、等流状態からの増減ではこのループ中央に等流水深を示す $H-Q$ 曲線が描けるが、本演算では初期条件を不等流としたのでこの点についてはあてはまらない。また、全河道における水位の分布を0, 2, 4, 6時間後についてあらわしたのが図-8-(a)である。ここで上流端境界値(流入量)が等しくなる2時間後と6時間後における水面形を比較することによっても増水時と減水時のズレが確認できる。

② 洪水流の通過に伴い、 H, V, Q はそれぞれあるピークを示しながら河道を流下するが、任意の地点においてそのピークが発生するまでの時間 T には

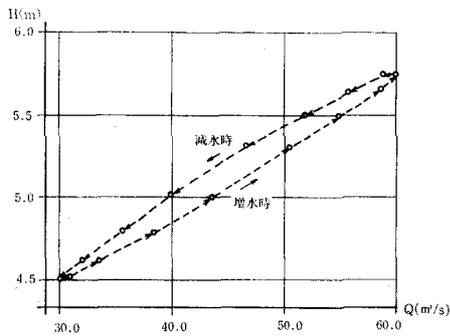


(a) 洪水流

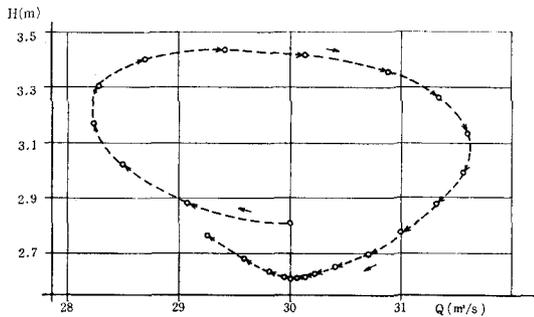


(b) 潮汐振動

図-6 境界条件

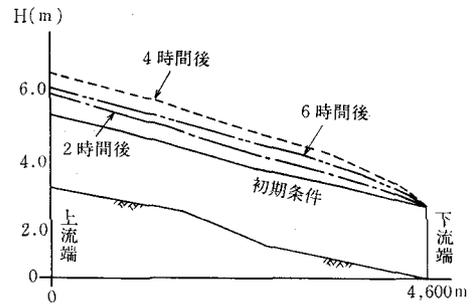


(a) 洪水流

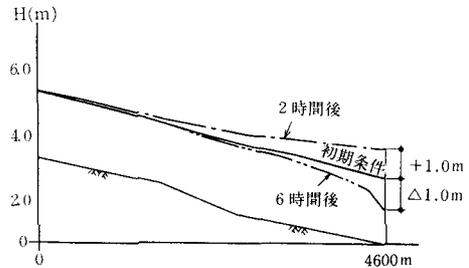


(b) 潮汐振動

図-7 流況変化に伴うH-Qの関係

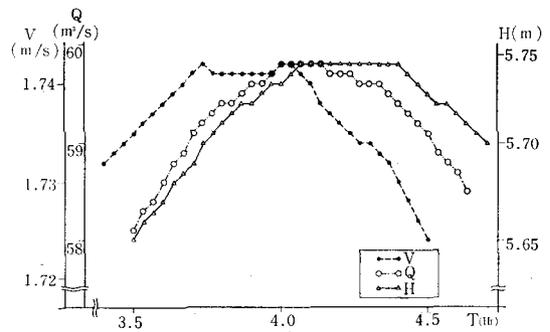


(a) 洪水流

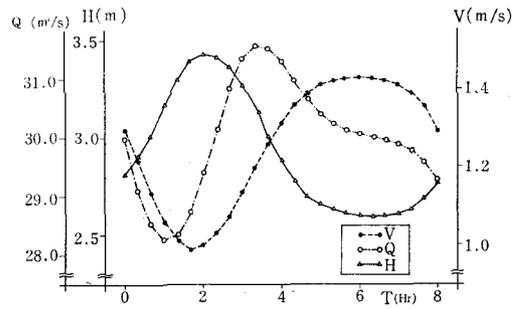


(b) 潮汐振動

図-8 流況変化に伴う水面形状



(a) 洪水流



(b) 潮汐振動

図-9 H、V、Qのピーク

$$T_V > T_Q > T_H$$

すなわち、流速のピークが先ずあらわれ、続いて流量・水位の順でピークとなるという関係がある。そこで①と同じ1000m地点における H 、 V 、 Q の時間的変化を図-9(a)に示したが、上記特性をよくあらわしている。

- ③ 一定時間内に河道に貯留された水量はその時間内の河道への流入量と流出量の差に等しいはずであり、このことは解の精度を確かめる上で重要な条件となる。そこで演算開始時と終了時の水面形から求めた貯留量と、各演算ステップの上・下流端流量から求めた貯留量とを比較してみると、その差は 19.7m^3 であった。これを河道全体の水深に換算すると 0.4mm の誤差となり、精度としては充分満足できるものである。

2) 下流端に潮汐振動をもつ河川の不定流

用いたモデル及び初期条件は1)と同一であり、また境界条件には図-6(b)に示すとおり上流端流入量を一定($Q=30.0\text{m}^3/\text{s}$)とし、下流端水位変化に潮汐振動を与えた。この結果から次のことが確認できる。

- ① 1)①と同じ観点より H と Q の関係をあらわすと図-7(b)がえられた。また下流端境界値はサインカーブであるから、その最大及び最小に対応する2時間後と6時間後の河道内水位分布を図-8(b)に示した。感潮河川においては一般に、上げ潮時間が短く、下げ潮時間は長いことがわかっているが、この性質が演算結果にもあらわれている。
- ② 下流端水位の上昇につれて V 、 Q は減少する。この時の H 、 V 、 Q それぞれの時間的変化をプロットしたのが図-9(b)である。これよりピーク発生時間 T については

$$T_H > T_Q > T_V$$

となり、洪水流通過の場合とは逆であることがわかる。

- ③ 1)③と同様に河道内貯留量の差を求めると 51.4m^3 となり、水深に換算して約 1.1mm であるから精度としては問題にならない。

5. 実験値との比較

以上の試算によって、T. S. L. W. スキームを用いたモデルは、不定流のもつ性質をよく表現していることがわかった。ここでは実際に実験水路内で得られたデータをもとに、それを条件に与えて追跡した流況を実測値と比較しその精度等について検討してみる。なお、実測データは(財団法人)電力中央研究所技術研究所において測定されたものを用いた。

1) 実験装置及び実験方法

実験装置の概要を図-10に示す。すなわち、全長 92.5m 、幅 1.0m 、深さ 0.8m の長方形断面鋼製水路で水路勾配は $1/1000$ 、下流端にオーバーフロー型ゲートを設置し

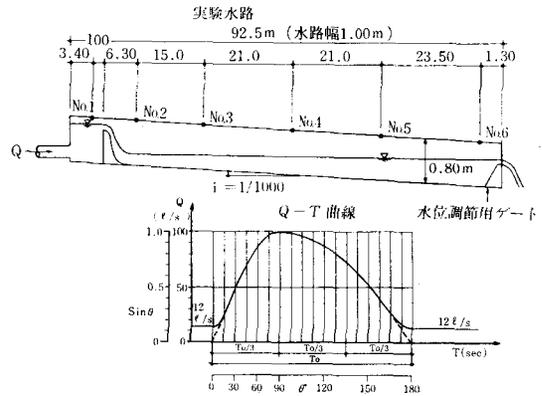


図-10 実験装置及び上流端流入量

て水位を調節する。また水路上流部には高さ 0.45m のダムを設け、このダムを越流した水が水路に流入する。実験流量の測定はダム越流水深と電磁式流量計によって行い、水路内の水位変動は図における No.1~No.6 の6点において抵抗線式水位計によって測定された。なおNo.1は実験水路上流部の越流水深を測っている。

実験方法は、下流端ゲートを実験条件に合わせて固定し初期流量を流して定常流の状態とする。次に実験条件で決めた流量変化を与えてその時の各測点における水位変動を記録した。流量変化はサインカーブをふたつ組み合わせ合わせた波形とし、この周期を 90sec 、 540sec 、その時の下流端ゲート高を 0.138m 、 0.359m として設定した。なお実験水路の粗度係数 n は、水路に流量 100l/s を流して等流水深に調整した値から計算で求め $n=0.0101$ とする。

2) モデルの概要

比較に用いる数理モデルは、水路下流端から上流ダム地点まで全長 87.0m 、水路幅 1.0m 、水路勾配 $1/1000$ 、粗度係数 0.0101 であり、また $\Delta x=3.0\text{m}$ 、 $\Delta t=0.5\sim 1.0\text{sec}$ とした。この結果、測点 No.2, 3, 4, 5及び6はそれぞれダム地点から 6.0m 、 21.0m 、 63.0m 、及び 87.0m に相当する地点となる。(水路全長及び測点距離が実験水路のものと若干異なるが、これは Δx のとり方の都合上やむをえない近似で、このために以下の比較に何らかの影響を及ぼしているとも考えられる。)

境界条件は上流端を前記の流量カーブで、また下流端は No.6 地点の実測水位を与えた。

3) 結果の比較と考察

- ① $T_0=540\text{sec}$ 、ゲート高 $H_0=0.138\text{m}$ の場合実測値及び計算結果を図-11に示す。このケースは比較的穏やかな不定流であり、総体的に計算結果は実測値をよく再現している。なお $\Delta x=3.0\text{m}$ $\Delta t=1.0\text{sec}$ である。
- ② $T_0=90\text{sec}$ 、ゲート高 $H_0=0.359\text{m}$ の場合このケースは流量変化が急激な上に、上・下流の堰によって洪

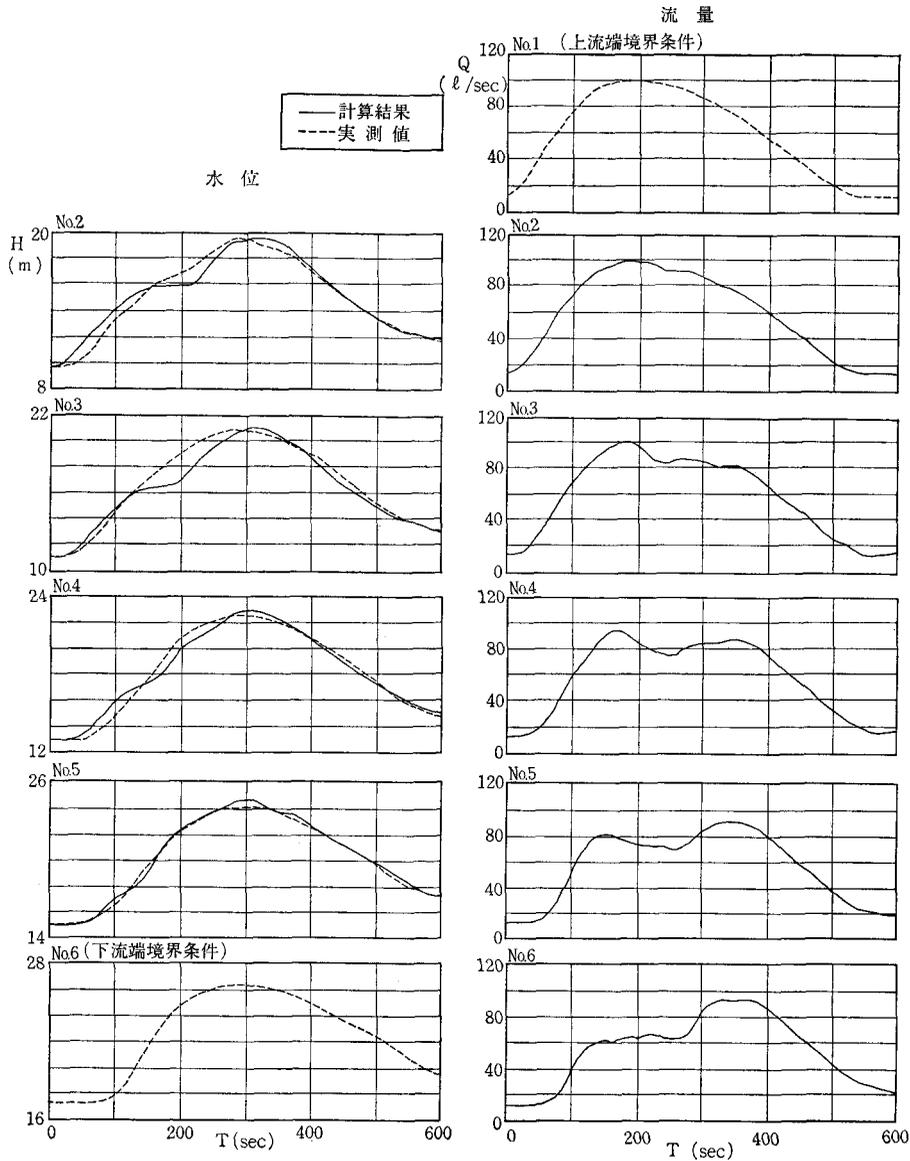


図-11 $T_0=540\text{sec}$, $H_0=0.138\text{m}$ における演算結果と実測値

水流の一部が波となって反射し、いわゆる段波に近い現象を呈している。このときの比較結果を図-12に示すが、計算結果は最初の洪水波だけでなく反射による段波現象をもよく追跡している。

なお、参考文献-3に報告されている同じ実験水路における中央差分プログラムの計算結果と比較して、本計算では解の微小な振動が現われず滑らかな変化となっている。これは Δt の設定の差異（本計算が $\Delta t=0.5\text{sec}$ に対し参考文献では $\Delta t=0.05\text{sec}$ ）及び初期水位に約 20cm の差があるためと考えられるが、一方で T. S. L. W. スキームの優れた安定性を示しているともいえるのではなからうか。

以上、わずか2ケースではあるが、実測値との比較を試みた結果として計算値は実測値のかなり詳細な部分までよく追跡していると判断される。また Δx と Δt の設定が適正であれば安定した解を得ることができる。このことから、T. S. L. W. スキーム法は現在最もよく用いられている中央差分法に劣らぬ精度で不定流の諸現象を追跡する有効な手段であるといえよう。

なお計算値と実測値をより整合させるためには、モデルの適正さとあわせて粗度係数、河床勾配等の定数の正確な把握及び境界条件として与える実測値の測定精度の向上が重要な課題であることはいうまでもない。

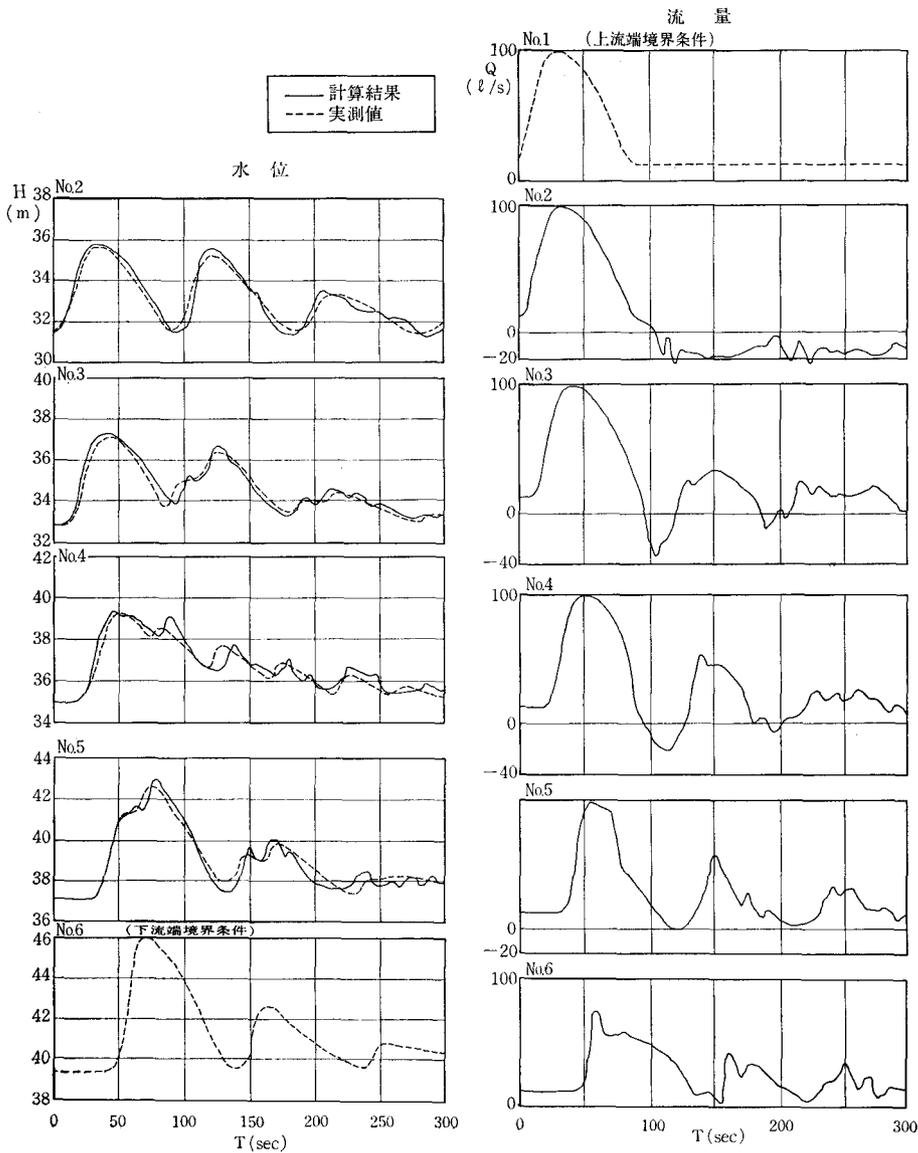


図-12 $T_0=90\text{sec}$, $H_0=0.359\text{m}$ における演算結果と実測値

6. 跳水を含む開水路の数値解析

1) 人工粘性項に関する考察

人工粘性項 ν については既に2-(4)で説明したが、ここにあらためて記すと

$$\nu = \begin{cases} B \cdot (\Delta x)^2 \cdot \omega \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 & \dots\dots\dots \frac{\partial u}{\partial x} < 0 \\ 0 & \dots\dots\dots \frac{\partial u}{\partial x} \geq 0 \end{cases}$$

この式中の B なる定数は、数値モデルが最も適当となるよう流況等に合わせる必要がある。ここまでの計算では人工粘性項を一切考慮せずに(すなわち $B=0.0$)行ってきたが、精度的に充分満足すべき結果が得ら

れた。これは人工粘性項の性質として流速 u の急激に変化するごく短い区間で効くものであり、これまでの比較的穏やかな流況では特に考慮する必要がなかったためと考えられる。ここでは、数値モデルに流速変化の激しいケースとして跳水を含む開水路を設定し、人工粘性項の適用について考察する。

① モデルの概要

モデルは次のように設定した。即ち上流側1/15、下流側1/900の急激に勾配が変化する幅10.0m、全長400.0mの開水路で、上流端に一定流量 $Q=36.67\text{m}^3/\text{s}$ 、下流端にそれに対応する等流水深 $H=1.5\text{m}$ を与える。水路の粗度係数は $n=0.015$ とする。

② 演算の方法と結果

演算を行うにあたって問題となるのは人工粘性項の定数 B をどのようにして決定するかである。このことについてまだ明確に示されたものがないので次のような手段をとることとした。すなわち複数の B 値を数値モデルに設定し、それぞれ最終的に流況が安定する（モデル全区間にわたって流量、流速等の時間的変動がなくなる）まで演算を実行して、その結果形成された流況を比較する。なおこの演算において $\Delta x=10.0\text{m}$ $\Delta t=0.5\text{sec}$ である。このことから次のことがいえる。

- (イ) $B=0.0$ とし人工粘性項を考慮せずに演算を行うと、解の振動が過大となり発散した。（発散の判定は通水断面積 $\omega \leq 0.0$ ）
- (ロ) $B=0.5$ とすると解は最終的に安定したが、このとき本来水路各地点で等しくなるはずの流量 Q がかなりの差異を示した。
- (ハ) $B=2.5$ とした場合も(ロ)と同様の結果となったが、 Q のバラツキは小さくなった。
- (ニ) $B=4.0$ とすると、(ハ)に比べて Q の差異は再び大きくなった。

③ 考察

以上の結果から、一般の差分モデルでは不可能であった不連続部分の演算が、人工粘性項を考慮することによって可能になった訳である。しかし上記(ロ)、(ハ)、及び(ニ)からわかるようにいちおうの安定解は得られるものの、 B 値の与え方によっては必ずしも適正な流況とはいえない。そこで流況が適正かどうかの判断基準として各地点における流量 Q のバラツキに着目し、これが最小となる（理想的には等しくなる） B 値の決定方法を考察してみる。

まず(ロ)、(ハ)、(ニ)各ケースごとに得られた各地点の Q を用いて、それぞれの標準偏差 $S.D$ を算出する。これを B 値と対応させたものが表-1である。これより SD は最小値をもつと考えられるから B と SD の関係を二次曲線にあてはめ、その極値を与える B を最適値と決めることにする。近似する曲線を $y=ax^2+bx+c$ とし、各ケースにおける $S.D$ と B をそれぞれ y と x に代入して係数 a, b, c を求めると、 $y(=S.D)$ を最小とする $x(=B)$ は、

$$y'=2ax+b=0 \rightarrow x=-\frac{b}{2a}$$

として得られる。こうして本計算における B 値を求めると $B=2.75$ となった。そこであらためて $B=2.75$ を数値モデルに設定して得られた水面形を図-13に実線で示す。このとき $S.D=0.22$ であり実用上の精度としては満足すべきものである。また比較のため $B=0.5$ の場合の水面形を破線で示した。これを見る限り、 $B=2.75$ のときは跳水現象をよく表現しているといえるが、

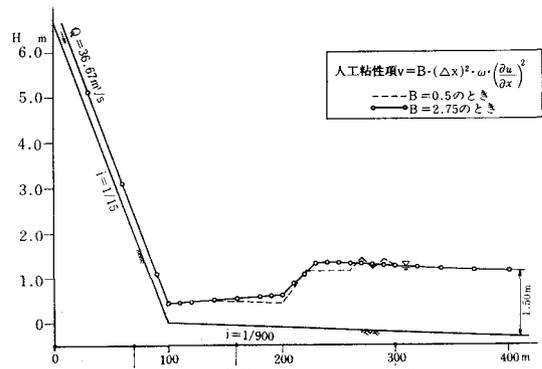


図-13 跳水を含む水路の水面形解析

同時に検討せねばならないのは露出射流の長さである。計算結果からは約 130m となっているがこれは正しいであろうか。その検証のためには実験値との比較を行わなければならないが、時間的な制約のためそこまでは致らなかった。今後の課題として提起するにとどめたい。

2) 不定流の追跡

1)一③で述べたように、跳水現象の一応の安定解は得られたものの、その信頼性について検討がなされないまま直ちに不定流解析を試みることに疑問が残る。しかし一般に、途中に不連続点をもつ流況の不定流を数値計算で解析することはかなり複雑かつ困難な課題であり、また今回のモデルにおいて、定常状態では安定したものの非定常状態で解が発散することも考えられるため、今後の研究の参考としてあえて以下の解析を試みる。

① モデルの概要

モデルは1)と同様とし、かつそのとき形成された流況を初期条件として設定する。また $B=2.75$ である。境界条件は5-1)で用いたカーブをあてはめ、 $T_0=90\text{sec}$ 、初期流量 $Q=36.67\text{m}^3/\text{s}$ 、 $T_0/3=30\text{sec}$ でピーク流量 $Q_P=56.38\text{m}^3/\text{s}$ （下流側等流水深 2.0m に対応）、 $T_0=90\text{sec}$ でふたたび $Q=36.67\text{m}^3/\text{s}$ とした。

② 演算結果及び考察

演算結果より、No.1, 13, 33, 61の各点(図-13参照)における Q と H の時間的変化をあらわしたのが図-14である。この結果をみると、洪水流の伝播は途中に不連続点をもたない水路の場合と同様に追跡されており、跳水部分が解の発散等の原因とはなっていない。わずかに1つのケースであるが人工粘性項の有用性が確認できたといえる。ただ No.66 地点において特に水深の変動が大きくあらわれているが、これは下流端境界条件として流量 Q の変動に対応する等流水深を厳密に与えなかったこと、及び流量の増加に伴い跳水部分が下流側に移動した影響ではないかと推察される。前者については下流端を流量境界とし、ひとつ (Δx) 手前の地点の Q から境

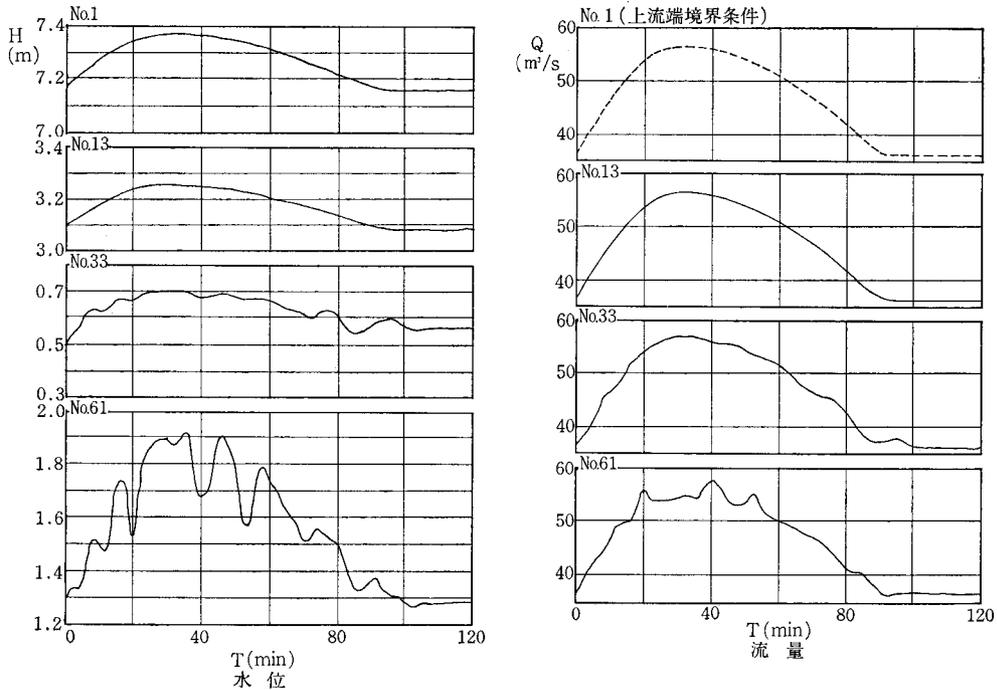


図-14 跳水を含む水路の不定流解析

界値を求めるようにすればより適正な解が求められたのではなからうか。

7. あとがき

以上、T. S. L. W. スキームを用いた数値解析手法についてその基礎的な検討を行ってきた。その結果、多くの点について充分有用な手法であり今後さらに細部にわたって考察を加える価値があると認められ、とりわけ人工粘性項の適用に関しては、いささかなりとも成果があったと考える次第である。そこで以下にこれからの課題について思いつくままを記して、本報文のまとめとした。

- ① 中央差分法との対比によりその特色を把握し、それぞれが最もよく適用できうるケースを整理する。
- ② 跳水を含む流れについて数値解析結果と実測値との比較を行い、整合性を検討する。
- ③ 跳水だけでなく、その他人工粘性項の適用について様々な不連続流況のものを検討する。ただし、一般に不連続点を有する区間はごく短いことが多く、 Δx 、 Δt のとり方に注意が必要である。 Δx が大きすぎると2点間の解の振動が過大となり発散するおそれがあるから、このような場合は Δx 、 Δt を可変

とする手法を用いる等の対策が有用であろう。

- ④ 人工粘性項における定数 B の決定方法を検討する。水路条件や流況の差異によって B がどのように変化するかを知ることはかなりの手間と時間を要するであろうが、今後の汎用化にとって大きな課題である。

本報文は筆者が構造改善局が実施している「技術管理システム化研修上級コース」に、近畿農政局湖北農業水利事業所から参加した際の報告書を今回新たに整理しなおしたものである。業務多忙中にもかかわらず受講の機会を与えられた湖北農水の関係者、ならびに、本省、局、農土試の研修関係者の方々にあらためて御礼申し上げる次第です。

【参考文献】

- 1) 数値解析の応用と基礎, 伊藤 剛編, アテネ出版
- 2) ダム放流操作による貯水池における不定流の解析, 秋元 保他
電力中央研究所技術研究所報告1968.4
- 3) 農業用水路系における用水到達時間に関する研究, 岩崎和巳
農業土木試験場報告, 56.1

淀川水系における水利開発の歴史と農業水利について

山下克巳*

目次

I はじめに……………(62)

II 淀川水系の概要……………(62)

III 水系開発の歴史的経過と農業水利……………(63)

IV 大規模農業水利開発を中心とした戦後の農業開発……………(68)

V 都市化の進行と農業水利の多様化……………(70)

VI 将来の農業開発等に伴う農業水利と水源開発……………(73)

VII 他種事業との水利調整例……………(76)

VIII おわりにかえて……………(77)

I はじめに

淀川は豊かな水量に恵まれ、古くから沿岸住民の生活に限りない恩恵をもたらし、産業文化の発展に大きな役割を果たしてきた。特に明治期以降は治水、利水の両面から本格的な改良工事が進められ、貴重な水資源は近畿圏の経済をはぐくみ、その発展に大きく寄与してきたことは言うまでもない。

一方淀川流域は、古代より稲作を中心とした農耕が定着し、特に明治期以降は平坦部を中心に近代技術を駆使して農業水利を安定化し、かつ秩序化が進んで農業生産の拡大が図られてきた。これも淀川水系の土地と水資源に負うところであり、それは歴史的所産とも言うべきものであろう。しかし他方では京阪神の大都市商工業の飛躍的な発展に伴い、人口の都市集中は周辺地域を都市化へと促し、かつ近郊農村も混住化が進み、淀川流域は都市的色彩を濃厚にしてきている。

このような淀川水系の開発の歴史を通観し、かつそれと密接な関係を持つ農業水利面を中心とする水利の過程を明らかにして、逼迫する水需給、水資源開発と農業用水の確保、開発について将来の展望をも予測することは、それなりに意義深いものがあると思う。内容には特に歴史的な流れに視点をおいて各時代の各地域における特性を重点に述べることとした。

II 淀川水系の概要

1. 淀川の誕生

淀川は地質学的には今から数百万年前先ず4つの盆地から発生し始めた。それ以前のいわゆる第三紀時代には鈴鹿や比良の山脈も六甲や生駒の山地もまだ存在していなかった。全体として低い平原で構成されていたのである。この中に最初の沈降が今から400～500万年前に伊賀盆地に始まったと推定されている。もっともこのときに



写真一 南郷（洗堰）上空より琵琶湖を望む

発生した湖の流出口は大阪湾か伊勢湾に向かっていたのか定かでない。300万年前になると近江盆地が発生し出す。続いて200万年前には京都と大阪に別々の盆地の発生が始まった。この頃になると周辺の山地の隆起もかなり顕著になり、大阪湾、伊勢湾が確定されるようになる。淀川水系の幹線流路が確定されるのはその後である。それは今から約150万年前と考えられている。

大阪湾に侵入した海は今から100万年程前には、一時京都盆地にまで侵入している。しかし近江盆地にはついで海の侵入はなかったと考えられる。

現在のように本当に山々が高くなり、盆地と山地との明瞭な対置ができるのはその後である。こうした造盆地運動は最近の数十万年の間に特に激しく起っている。そしてそれは今なお続行している。因みに大阪湾では過去1万年の間に40mの沈降があったと言われている。こうして、相対的な山地の隆起が起きると隆起地塊に激しい侵蝕が起って当然扇状地の発達が始ってくる。このようにして淀川流域は現在の形に近付いてきたのである。

2. 河川概況

淀川水系の流域面積は、8,240km²（我国第6位）で、そ

*淀川水系農業水利調査事務所

い所を選び耕地化したようである。

(2) 下流部の高地農業

弥生初期には河内中部の川や沼沢の多い低湿地に原始農業は営まれ高地性を帯びた土地は全く放置されていた。

しかし弥生中期になると低地だけでは耕地面積が狭くなり枚方台地等の洪積丘陵まで開発を延ばしてきた。そして居住地は段丘上に設けられ耕地を眼下に見下して監視していたようでその遺跡がみられる。

弥生後期になると居住地は低湿地の耕地に近い微高地に移っている。この頃は統一政権が出来て世の中が安定し、そのため農業は安んじて耕作に便利な地を選ぶようになったのであろう。

2. 古代前期(池溝, 井堰時代)

(1) 鉄製農具の出現と農業水利の始まり, 並びに大和朝廷の池溝開発

鉄製農具の出現は開墾の困難であった乾地の水田化を可能にした。しかしそれには水田を水害から守る技術や安定した水の供給技術を開発することが必要となる。そのため、池溝の開発, 井堰の設置が大陸から伝来の土木技術によって盛んに行われるようになった。このようにして人間が人工的に水を制御して利用する灌漑時代をようやく迎えるようになるのである。しかしこれらの開発を行うためには、一定の労働力を駆使する権力が必要となり、その中心が天皇家であった。

(2) 茨田堤と茨田屯倉

朝廷の水利事業によって開発された水田の多くは朝廷の直轄地としての屯倉^{*1}になる。仁徳期に淀川の流れを防ぐために置かれた堤防がわが国最古の茨田堤である。そして今まで淀川の中の点在する島々に住居していた農民が茨田堤によって水害を免れることになったところが茨田屯倉である。茨田とは今日の枚方, 寝屋川, 門真, 守口市にまたがる範囲である。

このような屯倉は畿内はもちろん, 近江, 丹波国にも多数あり, ここには併行して大抵池溝が造られ稲作が行われた。

3. 古代後期(条里制水利時代)

土地と共に私有兼併された農業用水を公的なものにするために行われた大化改新の班田収授という国家的土地所有と表裏一体の関係で行われた条里制の耕地区画は, 道路のみならず農業用水路をもその中に取り込み, 条里の区画に沿う水路は当時の比較的に生産性の高い稲作地帯に大動脈的に張りめぐらされ, そこからより小さな溝

が毛細管の水路として, 各区画の水田へ農業用水を供給していた。

6~7世紀の農業問題としては, 従来の低湿地開発の限界を破って一定の人工灌漑を加えなければ耕作不可能なところまで耕地の開発が掘げられていたことである。

要するに条里制は, 単なる土地区画ではなく当時の農業を支配し, さらに農民を土地の上にはっきり把握しようとした律令政府が生みだした歴史的資産であるといえる。

これを淀川水系の地域について見れば, 条里は上流部の湖東平野, 中流部の山城平野, 下流部の淀川右岸などに多く分布し, 条里の淀川ともいえる華々しさであった。

大化改新時に私的支配下にあった土地を取用するとともに, 水利施設(池, 溝, 堤防)の整備などについても積極的に取り組んでいる。当時国家が考えた農業は稲作であり, そのため水利設備は不可欠であった。そこで土地国有制度の徹底は, 農業用水の国家管理を通じて図られたのである。

班田収授のもとで農民が国から班給される口分田に直接付帯した小溝が毛細管の灌漑施設として縦横に張り廻らされていたのである。

4. 中世(河川灌漑時代)

(1) 荘園と河川灌漑

荘園が成立すると古代の国家に代って中世の荘園領主が領内の農業用水の管理者となり, 中小河川の水が農業用水として水田に灌漑されるようになり河川灌漑のための農業水利施設が発達した。

領主による私的統制下の灌漑および, その施設は, 専ら個々の荘園を対象とする比較的小規模な施設の築造に終始し, 水車のような技術的用具の使用などによる効率的利用という面に向けられていった。この時代の農業水利を代表する河川灌漑については, 木津川中流部の和東川から取入れた山城国瓶原^{びかのほら}の大井手と桂川下流部の嵐山の大井手がある。

(2) 灌漑用水の使用料及び用水争い

前述のように中世においては, 灌漑は私的経営のもとに置かれ, 用水利用の権利も一個の私権として土地より遊離し, ついには売買譲与されるようになった。このような状態では, 用水の支配者が他に引水権を行使させる場合, それに対する代償要求権が認められていた。そこで領主の支配する用水を領民の田に引水させるような時には, その使用料として「井料」という名称で農民から財物を徴収する場合があった。(例, 石清水八幡宮領の山城国羽束師郷)

また荘園においては, 孤立排他性が強く, これが反映して灌漑水利における権利関係を非常に複雑なものとし, また用水の獲得が領主, 領民の重大事であった事情等か

*1 屯倉とは朝廷が直轄地から収穫した米穀を収納した倉庫のことであるが, 転じて, 直轄領そのものと, 一切の施設, その農民までを指す名称となった。

ら淀川水系でも用水の争奪はしばしば繰返し、かつ頗る激烈な形をとったことも稀ではなかった。

5. 近世（堤防時代）

堤防時代とは戦国時代以降土木技術が発達して、それが大河川に長大な堤防を築いて洪水を防ぐ治水技術へと波及し、淀川もそれまで蒙っていた洪水から免れるようになり、以後は、その安全性の上にとって積極的に水を灌漑することができるようになり、それまで水害で開田できなかった川沿いや、その他に多くの新田が開かれるようになったことを総称しての表現である。

(1) 文禄、慶長堤の築造と小堤防（縄手）、井路

文禄3年から秀吉の伏見築城に付随して一連の水利土木工事が大規模に開始された。それは巨椋池に注いでいた宇治川を北流させ、伏見城の南側、淀川の北側を通して外濠にするとともに、木津川、桂川の改善、さらには淀川本流両岸堤防の修築をも含んでいた。(図一2)全長15,281間(約28km)の大阪から伏見までの両岸築堤工事であって、これが文禄堤あるいは慶長堤と呼ばれている。

また淀川では縄手と呼ばれる小堤防もあってこれが輪中を形成していた。特に下流部では悪水の排除のうえに大きな意義を持っていた。縄手は各村の代表的土豪によって維持管理されており郷内の用悪水路の管理と一体をなすものであったが、近世村落形成過程において各郷間の水利秩序は新しく統御されたため大河川の治水工事に関連して、井路(淀川下流右岸三箇牧)等も開削されるようになった。

(2) 水利事業と幕藩体制

近世初期には藩による大規模な水利事業が多い。これは競って藩内の生産力を高めようとしたことと同時に、かつての荘園領主や土豪の支配下にあった水利体系を打破して、より広範な地域に亘る体系を創出して農民を古い支配関係から切り離し、自らの直接支配を徹底させようとしたのである。鳥飼井路(淀川下流右岸)開削についても他藩の領内での工事であるにも拘らず順調に進行した背景には藩と幕府による支配体制があったからであ

る。また水利紛争に及んだとき複雑な支配関係にある水利秩序も幕府権力によって維持しようとする姿勢もうかがわれた。

(3) 井組と分水法

淀川水系における近世の水利秩序を見るうえにおいて上流部の代表的事例として犬上川流域の水利秩序がある。

犬上川には一の井以下3つの井堰があって各井堰毎に組合を組織して、井組または井郷という水利共同体を形成していた。そこでは農業用水はどのように配分されていたかという点、①各井組間相互の配分は各井頭の水利権内容によって規定される。②各井頭の内部の用水配分は各水系毎に水不足に対して番水制が確立されていた。

【明治期から昭和前期まで】

1. 明治期

(1) 大阪の経済発展と淀川の治水、利水

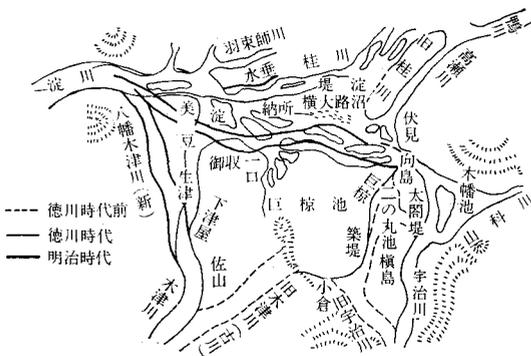
明治期の淀川においては舟運、治水そして農業以外の利水を目的とした河川工事が圧倒的である。一方農業水利は近世以来の遺産とでも言えようか明治期に入った頃の畿内の水田農業はかなり集約化し、特に大都市近郊では野菜、果樹、工芸作物などの生産はわが国随一のレベルに達し、それらを支える農業水利と共にある種のクライマックスに達していた。

1) 淀川修築工事

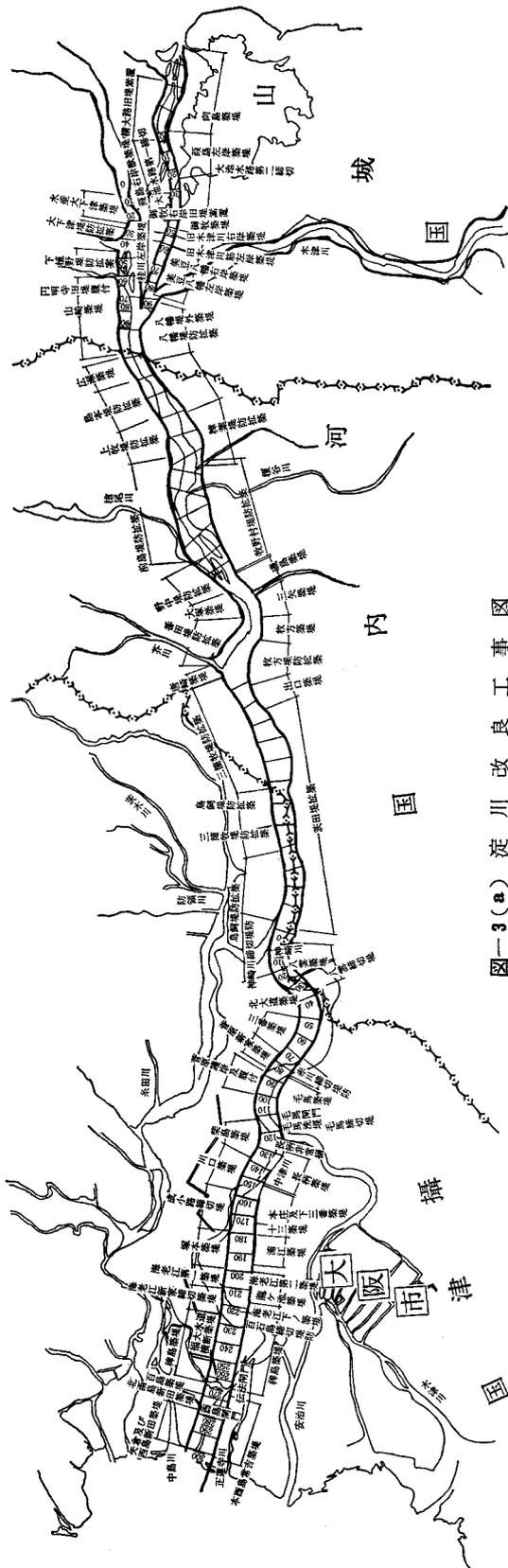
河川工事はまず淀川修築工事に始まった。この工事は明治7年に始まり、明治21年からは淀川修築修繕工事に引継がれ、明治30年まで約20年にわたって施工され大阪から京都までの間の舟運路の再整備を目的としたいわゆる低水工事であった。デレーケ等の外人お雇い工師に技術指導を受けた本邦初の近代的河川工事であった。しかし河川工事とは言え、治水の基本としては山腹、支谷の砂防工事に重点が置かれたもので、実に全工事費の $\frac{2}{3}$ がこれに費やされたことは特筆に値するものであった。

2) 琵琶湖疏水工事

明治における淀川の利水事業の先頭を切ったのは、琵琶湖第一疏水の開削である。東京遷都による沈滞した京都を救う起死回生策として琵琶湖の水を京都に導いて水力を工業動力とすると共に通船運河として琵琶湖と京都、大阪を結ぶことならびに灌漑用水、雑用水に利用する等の目的を持つものであった。ときあたかもアメリカで世界最初の水力発電が成功し、早速工事を担当していた田辺朔郎等の調査によって水車動力から水力発電へと変更された。それは勿論我が国初の水力発電であり、その電力はまた本邦最初の電車を京都の街に走らせたもので、長大トンネルの掘削とともに我国土木技術発展の嚆矢となった。この琵琶湖疏水工事は明治18年に着手され総工事費約120万円(当時の内務省の土木予算は100万円)



図一2 巨椋池付近古図

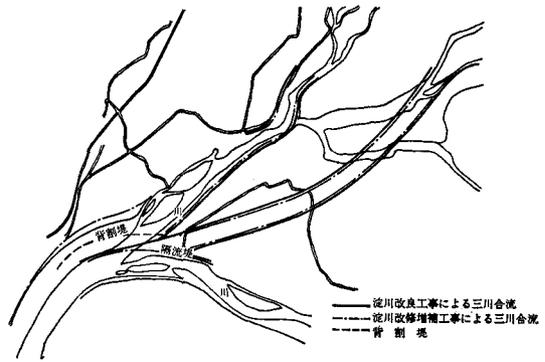


図一3(a) 淀川改修工事図

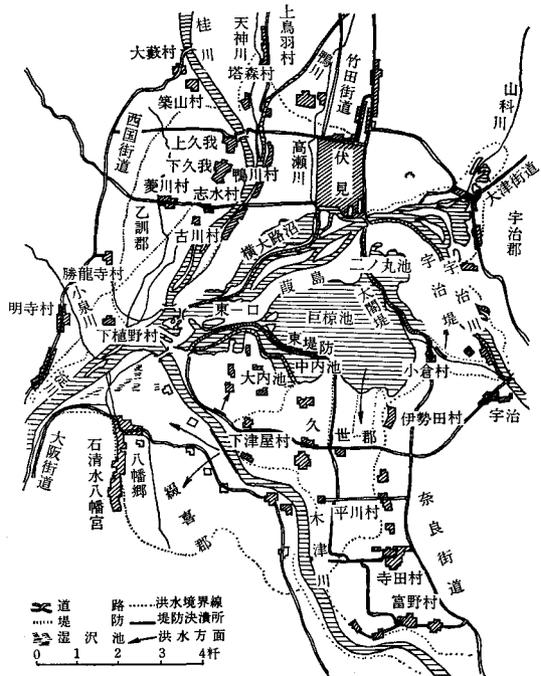
の巨費を投じて、完成したのが明治27年である。

3) 宇治川発電

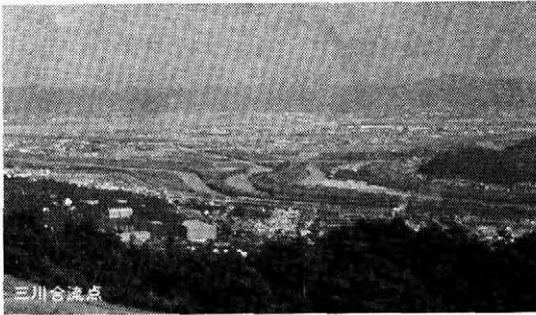
疏水における水力発電の成功は全国に大きなインパクトを与え、これが淀川では宇治川発電の構想への契機となった。当時、大阪・京都は産業革命の勃興期にあり、動力需要もすでに蒸気機関から電力に移行しつつあった。しかし、宇治川発電は下流域での洪水の危惧から、なかなか実施に移されず、ようやく実現されたのは淀川改良工事によって淀川治水の目的が果せるようになった明治40年代になってからである。水路式の大容量発電の宇治川第一期工事は明治41年起工、大正2年竣工し出力32,000kWであった。続く第二期工事は我国最初の高堰堤によるダム水路式発電所であり、大正9年起工翌



図一3(b) 三川合流点付近河道代替図



図一3(c) 干拓前の巨椋池周辺図



写真一 三川合流点

10年完成した。

4) 淀川改良工事

淀川の明治は洪水に始まり、隔年毎に洪水に悩まされていたが、明治18年には淀川史上未曾有の大洪水に襲われた。このため淀川の抜本的な治水への要望が上、下流共に澎湃として湧き起った。農民は勿論、大阪の商工業界で特にその声は大きかった。

低水工事のみでは大洪水を防ぐことがとても不可能なことが認識され、その反省から生れたのが治水を目的とするこの高水工事であった。淀川改良工事は明治29年から始まり瀬田川の浚渫と洗堰の築造、宇治川の堤防強化、三川合流点付近の各川整流と付替工事、木津、桂両川下流部及び本川下流の堤防強化と神崎川の分離であって、なかでももっとも大規模な工事が新淀川の大開削と毛馬、長柄両洗堰による淀川下流域の分派川への流入量調節、それに付随する大阪市内河川の運河化などである。明治43年に完工した一大工事であるがこれによって淀川諸河川はほぼ現在の形に固ったといつてよい。

(図一 3)

(2) 農業水利について

近世にあっては土地は殆ど領主が所有していたが、用水管理の権利は常に農民が握っていた。用水管理を軸として村の共同体の結束を固め、用水権をめぐる村々は対立、抗争しながらも用水慣行が形成されてきた。これは明治期になっても30年頃まで続いた。水利工事の主体は常に村々であり工事費もいわゆる民費であった。土地私有が許されると地主層が抬頭し次第に力を持つようになり、当然、土地に加えて水に対する支配権も強めるようになる。こうして明治期後半の農業水利は地主層が中心として事業化されるようになってくる。しかし、その実施は耕地整理の形をとっているのが大半で、農業水利事業はまだ小規模なものが散見される程度であった。ただし淀川改良工事は農業水利に直接間接に大きな影響をもたらしたものである。直接的な効果としては、①南郷洗堰の操作に伴う琵琶湖水位の低下を早め減水による農地の浸水害の軽減、②宇治川、桂川、木津川筋淀川下流部の堤防強化による農地の浸水害の激減、③神崎川締切

に伴って生じた安威川筋湿地帯の排水改良等がある。間接的な影響については、①琵琶湖内湖の干拓の可能性 ②淀川支流三川から完全に分離し遊水池としての機能が不用となった巨椋池干拓の可能性 ③三川合流点付近ならびに下流域の難排水地域に抜本的な排水改良工事実施の途が開けた、ことなどである。

2. 大正期

(1) 大阪の工業都市化と淀川河川工事

大阪経済は第一次世界大戦による好景気によって工業生産が急伸し、日本有数の重工業都市となり、人口の集中も著しかった。このような時期に大阪が淀川に求めたものは舟運、水力発電、都市用水の供給と完璧な洪水防止である。この期の河川工事は先ず淀川下流改修工事であった。これは船舶運輸を目的とする低水工事で大阪市街地内の河川の運河化であった。

水力発電については、琵琶湖第二疏水による発電増強が大正初期に完成し爾後大容量発電所が宇治川に次々と建設された。そしてこれら全発電量は近畿の全水力発電量のほぼ $\frac{1}{2}$ を占めた。都市上水が初めて淀川の水を使用したのは大阪市で明治28年のことである。以後京都市では大正元年蹴上浄水場(疏水)が完成している。

なお、大正6年の台風による淀川大洪水のため翌7年から淀川改修増補工事に着手し、昭和8年に至る間、三川合流点付近の河道修整と左右岸の堤防強化などが行われた。

(2) 農業水利について

大正期の農業水利は、揚水機利用による用排水改良と耕地整理の進展が特徴である。これには次の4つの観点から考える必要がある。第1は淀川治水によって農地の排水改良、乾田化を可能にする基礎ができたこと。第2は河川工事による琵琶湖水位の低下、淀川下流域の取水樋門機能低下などの状況変化に対応する必要が生じたこと。第3に大阪の重工業は安価な揚水機や肥料を製造供給し得たこと。第4に明治末から大正期を通じて米価が高水準に置かれ、地主、農民が積極的に土地改良を図る財政的動機を持ったことなどである。

実際にもっとも早い時期の揚水灌漑は明治43年滋賀県豊郷村で蒸気機関を用いた地下水揚水の事例があり、その後大正、昭和期に同じ方式の揚水灌漑組織が特に野洲川、愛知川中流域を中心に実施されてきた。

一方、琵琶湖岸では古くから水車や跳つるべによる小面積の湖水揚水灌漑が行われていたが、南郷洗堰完成後の湖水位低下に対応して明治37年頃野洲川デルタ地帯で蒸気機関を動力とするポンプ揚水が実施され、大正期には同方式の揚水灌漑が湖周各所に出現した。

また、ポンプを用いた排水改良は、大正末期にとくに南山城の湿地帯で進展する。ここは三川の河道整正で

洪水の怖れが少なくなり排水改良の素地ができたからである。

淀川本流筋でも揚水ポンプを導入して、用水樋の統合が行われた。いずれも低水時には揚水機を用いて取水することになっている。これは河川工事にもなる不安定な旧用水樋による個別取水への対応のためである。統合樋はいずれも複雑な輪中を支配し従来の単一輪中支配による用排水管理を打破するものであった。

3. 昭和前期

(1) 戦時体制下における河水統制事業

大阪の軍需産業と、肥大化した都市は、淀川水系の水利用、特に水力発電を要請した。この中から生れたのが琵琶湖の利水を主目的とする淀川河水統制事業である。この計画は当初湖辺の農工業開発、琵琶湖の洪水調節力増強、中下流域における農工用水の補給、発電量増強等をも視野に入れた淀川水系の水資源総合開発計画としての性格付けがされていた。しかし、太平洋戦争突入と共に電力需要が増大したため目的を冬期の発電量増強一本に絞り第一期淀川河水統制事業として昭和17年から実施された。

工事は瀬田川の浚渫と大戸川付替等に限り、洗堰操作によって琵琶湖水位を-1.0mまで下げ淀川湧水量を80 m^3/s 増強し、年間9億2千万 m^3 の水を生み出そうとするものであり、また内湖3,000haの干拓、10,000haの排水改良、7,000万kWの発電を行うという現在の琵琶湖総合開発事業（琵琶総）に匹敵する事業であった。しかし、主目的である発電の増強は達成されたが、低水位による各種影響への補償等は全く不十分なものであり、これが後の琵琶総計画具体化の過程での上下流間の対立の遠因にもなるのである。

(2) 戦時下における干拓事業を中心とした土地改良

遊水池としての機能を全くなくしていた巨椋池干拓の計画は、大正期からの重要案件となっていたが、技術、経済、補償面の難航で延びのびになっていたのを救農土木事業の枠で行われることになり昭和8年起工し16年完成した。そして造成された美田628haは食糧増産に貢献した。

昭和17年からは戦時食糧増産対策として農地造成を含む種々の土地改良に懸命に取り組む、淀川流域各府県でも小規模な事業は殆ど至る所で実施された。とりわけ期待されたのが琵琶湖内湖3,000haの干拓であった。大小約40の内湖のうち取敢ず10ヶ所1,070haが着工されたものの、労働力、資材不足で工事の進捗ははかどらず大半は戦後に持ち越された。

(3) 灌漑用ダムと大規模琵琶湖逆水

滋賀県下の琵琶湖流域では農業水利近代化の芽を内包した事業が進行していた。犬上川と野洲川沿岸の大規模

ダムによる灌漑工事と、安土逆水事業などである。犬上川や野洲川など水源流量の乏しい河川の井堰掛りの地域では、旱魃の度に上、下流間に激しい水利紛争が発生していたものである。その水源対策として犬上川ダムは昭和9年、野洲川ダムは昭和13年用排水幹線改良事業として共に県営で着手した。その他芹川ダム（昭和14年）大原ダム（昭和18年）も共に大規模な土堰堤として着工された。各地で一斉に始ったダム建設や井堰統合を伴う近代的農業水利事業の芽はこのようにすでに戦前、戦中に成長しつつあったといえる。

琵琶湖逆水灌漑は昭和5年の童子川を嚆矢としその後安土逆水も受益面積2,500haの規模で昭和15年着手されている。これは揚水灌漑の規模を飛躍的に大きくしたもので技術面でも飛躍の一里塚とされているものである。

IV 大規模農業水利開発を中心とした戦後の農業開発

1. 内湖干拓と開墾事業

終戦による我国経済社会体制の混乱からの復興の根幹は、食糧増産であった。それは緊急開拓で対応しようとし膨大な開墾と干拓を公共事業として強力に進めることになった。そのような背景下で内湖干拓は戦時中に引続いて進められ、さらに昭和21年には大中の湖干拓が加わり、内湖干拓は2,300haに拡大計画された。そして昭和25年までに10箇所が完成した。入植288戸、増反1,843戸であった。

開墾事業として開田が滋賀、京都で825ha、開畑が、2,350haであって、これら開墾地の営農は概して不振で離農が相次いだのに対し、干拓地では曲りなりにも営農は定着していった。開拓パイロット制度の昭和36年からの創設に伴い大中の湖干拓も新制度のもと、他の3内湖干拓と共に進められ昭和41年に干陸した津田内湖を最後に内湖干拓は終止符を打った。

2. 国土総合開発と大規模農業水利事業

河水統制事業の形で組み込まれた河川総合開発事業は戦後の経済復興と食糧増産政策のもとで一層強力に進められ、国土総合開発法に裏打ちされた大規模計画の一つの柱として発展する。このような路線に沿って大規模農業水利事業も進められたが、その殆どは戦前、戦中に芽生えている。河川総合開発構想が淀川水系の中で直接事業化されたのは昭和30年以降となるが、20年代はその枠組みが出来る過程として重要な時期に当る。

(1) 経済復興と国土総合開発

国土総合開発計画のうち淀川水系では琵琶湖の利用であった。これについては経済安定本部、滋賀県、近畿地建、関西電力の4案があったが、滋賀県は昭和27年に各案を調整のうえ湖水位調節を南郷洗堰から下流鹿跳地点

へ移し、17万kWの発電を行う案を発表する。このように昭和20年前半は琵琶湖開発は発電中心に各案が提示されたが調整がつかず事業化に至らなかった。折しも電力中心の開発計画は火力発電の抬頭により水力エネルギー活用を大きく後退させ滋賀県案を最後に終焉を迎える。

(2) 昭和20年代から30年前半にかけての大規模農業水利事業

この時期の農業水利事業は昭和初年から徐々に展開してきたものが、終戦を機に一気に開花したものである。実施された大規模*2農業水利事業は表-1のとおりである。用排水幹線改良事業が制度化されて以来今日まで実施された大規模農業水利事業142箇所のうち、50箇所がこの期に着手され、この期に引継がれた事業を併せると約半分がこの間に集中していることになる。この期の代表

的なものとしては国営愛知川農業水利事業がある。

湖東平野の水田約8,000haは、いわゆる江州米の産地である。しかし水田用水の不足はその地形的条件にもよるが河川水は殆ど伏流化し、灌漑用水は地下水に頼らざるを得ない状態にあった。この用水安定を図るため永源寺ダムを設け延長54kmの幹線用水路で受益地へ導水するもので昭和27年着工された。

(3) 災害多発と合口防災事業

この時期には台風集中豪雨、さらには異常渇水によって大きな災害を引き起した。淀川水系では淀川改修基本計画が変更され計画洪水量は増加され、これに伴って新南郷洗堰と天ヶ瀬ダムの設置、瀬田川浚渫の促進が行われた。特に木津川水系では一連のダム群が計画され洪水調節が図られることとなった。

表-1 大規模農業水利事業一覧表(昭和20年~36年実施)

| 番号 | 事業名 | 事業主体 | 着工年 ~完了年 | 番号 | 事業名 | 事業主体 | 着工年 ~完了年 |
|----|---------------|------|-------------|----|----------------|------|-------------|
| ① | 芹川用水改良事業 | 滋賀県 | 14~30 | ③③ | 水所富栄池災害復旧事業 | 京都府 | 25~26 |
| ② | 淀川左岸用水改良事業 | 大阪府 | 16~20 | ③④ | 世木川辺災害復旧事業 | 京都府 | 25~26 |
| ③ | 小中の湖干拓事業 | 滋賀県 | 17~22 | ③⑤ | 姉川用水改良事業 | 滋賀県 | 26~28 |
| ④ | 野田沼干拓事業 | 滋賀県 | 18~26 | ③⑥ | 野田沼排水改良事業 | 滋賀県 | 26~43 |
| ⑤ | 八幡排水改良事業 | 京都府 | 18~23 | ③⑦ | 川西用水改良事業 | 京都府 | 26~29 |
| ⑥ | 大原用水改良事業 | 滋賀県 | 18~37 | ③⑧ | 東山用水改良事業 | 京都府 | 26~28 |
| ⑦ | 入江内湖干拓事業 | 営団 | 19~22 | ③⑨ | 北桑田災害復旧事業 | 京都府 | 26~27 |
| ⑧ | 松原内湖干拓事業 | 営団 | 19~22 | ④⑩ | 国営愛知川かんがい排水事業 | 農林省 | 27~56 |
| ⑨ | 貫川内湖干拓事業 | 滋賀県 | 19~26 | ④⑪ | 巨椋池排水改良事業 | 京都府 | 27~29 |
| ⑩ | 塩津内湖干拓事業 | 滋賀県 | 19~26 | ④⑫ | 旭池防災事業 | 京都府 | 27~27 |
| ⑪ | 大郷内湖干拓事業 | 滋賀県 | 19~26 | ④⑬ | 嵯峨用水災害復旧事業 | 京都府 | 27~30 |
| ⑫ | 繁昌池干拓事業 | 滋賀県 | 19~26 | ④⑭ | 高槻東部排水改良事業 | 大阪府 | 27~36 |
| ⑬ | 水荃内湖干拓事業 | 営団 | 19~22 | ④⑮ | 第2次淀川左岸用水改良事業 | 大阪府 | 27~34 |
| ⑭ | 四津川干拓事業 | 滋賀県 | 19~26 | ④⑯ | 長田川かんがい排水事業 | 三重県 | 27~33 |
| ⑮ | 桂川右岸用水改良事業 | 京都府 | 20~25 | ④⑰ | 野洲川上流かんがい排水事業 | 滋賀県 | 28~31 |
| ⑯ | 高槻市南部排水改良事業 | 大阪府 | 20~21 | ④⑱ | 洛南排水改良事業 | 京都府 | 28~35 |
| ⑰ | 葭島用水改良事業 | 京都府 | 21~23 | ④⑲ | 服部川かんがい排水事業 | 三重県 | 28~49 |
| ⑱ | 淀川右岸用水改良事業 | 大阪府 | 21~24 | ④⑳ | 天の川かんがい排水事業 | 滋賀県 | 29~30 |
| ⑲ | 国営大中の湖干拓事業 | 農林省 | 21~43 | ⑤① | 湯船災害復旧事業 | 京都府 | 30~32 |
| ⑳ | 国営野洲川かんがい排水事業 | 農林省 | 22~30 | ⑤② | 築留用水改良事業 | 大阪府 | 30~35 |
| ㉑ | 宇治用水改良事業 | 京都府 | 23~25 | ⑤③ | 綴喜郡西部排水改良事業 | 京都府 | 31~39 |
| ㉒ | 洛南排水改良事業 | 京都府 | 23~25 | ⑤④ | 大正池災害復旧事業 | 京都府 | 31~34 |
| ㉓ | 八幡排水改良事業 | 京都府 | 23~25 | ⑤⑤ | 古川農業水利改良事業 | 大阪府 | 31~46 |
| ㉔ | 洛西用排水改良事業 | 京都府 | 23~40 | ⑤⑥ | 愛西用排水改良事業 | 滋賀県 | 32~43 |
| ㉕ | 南丹用排水改良事業 | 京都府 | 23~27 | ⑤⑦ | 法竜川用排水改良事業 | 滋賀県 | 33~42 |
| ㉖ | 洛南干拓事業 | 京都府 | 23~26 | ⑤⑧ | 廻り池防災事業 | 京都府 | 33~34 |
| ㉗ | 瓶原用水改良事業 | 京都府 | 24~25 | ⑤⑨ | 十六ヶ井路排水改良事業 | 大阪府 | 33~36 |
| ㉘ | 平和池防災事業 | 京都府 | 24~25 | ⑥⑩ | 草津用水改良事業 | 滋賀県 | 34~45 |
| ㉙ | 井手多賀災害復旧事業 | 京都府 | 24~26 | ⑥⑪ | 娑婆内湖干拓事業 | 滋賀県 | 34~38 |
| ㉚ | 和京谷災害復旧事業 | 京都府 | 24~26 | ⑥⑫ | 名神高速道路関連土地改良事業 | 大阪府 | 34~37 |
| ㉛ | 安曇川沿岸用水改良事業 | 滋賀県 | 25~37 | ⑥⑬ | 上桂川災害復旧事業 | 京都府 | 35~37 |
| ㉜ | 木津用水改良事業 | 京都府 | 25~28 | ⑥⑭ | 三島平野用排水改良事業 | 大阪府 | 35~43 |

*2 大規模とは府県営規模以上

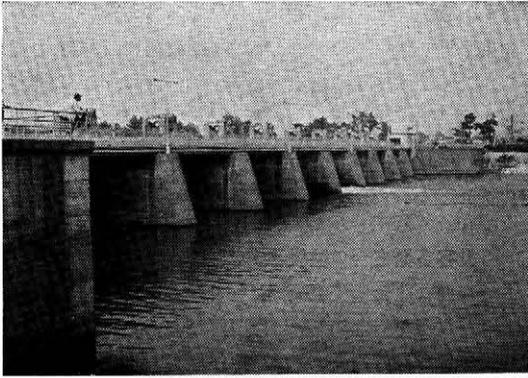


写真-3 南郷新洗堰

一方農業水利であっても施設の被害解消、水利紛争の緩和のため井堰統合による頭首工工事が一挙に広がることとなる。しかしこの合口事業によって今まで慣行水利権を盾に優先されていた農業水利は、河川管理、河水流制の枠に組み込まれてゆくことになる。

3. 農業生産の発展と小規模土地改良事業の展開

戦後の自作農創設により新しい指導層となった自作農家は、比較的小規模な土地改良事業を手がけることになる。滋賀県東南から伊賀東北地方に広がる古琵琶湖層上に展開する谷地田水田地帯は、全国でも稀にみる重粘土地帯で乾燥収縮が著しく、早魃時には畦畔を中心に大亀裂が生じて漏水するため、その防止復旧には常に多大の労力と経費を投入しなければならなかった。これの対策には用水補給を図ることだが、後背流域がないため谷地田の谷頭に小規模な溜池を数多く築造し、それによって下流及び最寄水田に用水灌漑するのが常道であった。

しかし、中には比較的規模の大きい土堰堤も築造された。(大原ダム等)

4. 総合的農業水利事業へ向けて

昭和30年代に入ると米の過剰、未曾有の災害を契機として農業水利事業の進め方にも転換を迫られることとなる。その新しい動きは農業水利という面を地域の総合開発の中に強調することとなる。即ち単一組織を対象とする単純目的から、地域全体の複数の異なる目的と結合する事業へと変身するのである。流域における一種の水循環を意識した事業が萌芽したと言える。その典型例が国営の湖北及び日野川農業水利事業である。

(1) 湖北農業水利事業 (VII(1) 参照)

(2) 日野川農業水利事業

この事業の水源としては琵琶湖から最大約 $7.1\text{m}^3/\text{s}$ を逆水することとし、揚水は5段階において順次上流高位部に導水する灌漑を主とし、一方上流には蔵王ダムを設け頭首工と合せて最大約 $2.1\text{m}^3/\text{s}$ を補給することとす

る。また支流にも4箇所頭首工を設けて最大約 $4.7\text{m}^3/\text{s}$ の取水を行うこととしている。この3者による水供給で受益地の水取支を成立させ計画である。受益地内には、あらゆるタイプの水田地帯が含まれ、灌漑方式も逆水圧送パイプライン方式と、ダム河川取水による自流入下方式など組合され、従来の個別的方式が総合化された形で事業の中に組み込まれている点に特徴があり、昭和49年に着手され現在工事中である。

V 都市化の進行と農業水利の多様化

1. 高度成長と淀川水系への影響

昭和30年代から始まった日本経済の高度成長は、淀川水系に展開する各種産業にも強い影響を与えることになり農業及び農業水利にも強い波及をもたらした。淀川水系における農業水利問題を考えるうえに必要な高度経済成長の影響の主要なものは、第1は農村の都市化問題、第2は農業構造の変化、特に兼業の進行問題、第3は水資源問題、そして第4には農民の意識変革の問題である。

経済の高度成長は農地の転用を促し、併せて土地の高騰をもたらした。淀川水系における農地転用の動向は、面積的には昭和44年から50年まで毎年 $2,000\sim 3,000\text{ha}$ に及んだ。また地域的には農地の潰廃率は、淀川下流が顕著に進み、それが農業に重大な影響を及ぼすと共に水利用に対しても著しい影響を与えることになる。これに対し近江盆地の湖南を除くところは低率にとどまっている。

このように淀川水系でも大阪を中心に都市化の激しい地区から琵琶湖周辺のように今も農業中心の土地利用を行い、土地改良事業もそれに対応して進展しているところまでである。

2. 淀川水系における農業土木事業の展開

(1) 完成近付く大規模農業水利と逆水事業の開花

大規模農業水利事業は、主として琵琶湖流域で展開されていた。野洲川農業水利事業は、すでにこの期には完成していた。愛知川農業水利事業も着工以来30年の歳月を経て完成段階にはいり永源寺ダムから供給される用水は、大部分の受益地に灌漑されている。更に湖北農業水利事業も大部分完成の段階にさしかかっている。また日野川農業水利事業も現在最盛期で、まだ灌漑効果を上げるに至っていないが早晚部分的給水も始められることになるであろう。このように見てくると戦前から続いた琵琶湖流域での大規模事業も終焉に近づいた感があり、今後は新たな水利秩序にともなう公平な水配分の管理に心を致さなければならない。

一方この期において開花したものは琵琶湖を水源とする逆水事業の続行である。その最たるものは前述の日野川農業水利事業であり、以下県営レベルで数多くの事業が完

成、或は継続中である。即ち滋賀県下の水田の約半分に相当する3万haが、この逆水灌漑の網にかぶっているわけである。この逆水事業でそれまでの自然流下式灌漑とは逆に、湖岸に近い低地ほど取水条件が良くなる現象も起っている。そして新たな水利秩序の形成と共にハードな水管理施設の導入の必要性も出てきた。

(2) 圃場整備と農地開発事業の進展

圃場整備事業は、昭和40年から淀川水系では琵琶湖流域と伊賀盆地を中心に進められることになった。両地域共同圃場整備の可能な条件(3(2)参照)が形成されてきたからである。琵琶湖流域では今日県営地区として、46地区約17,000haにおいて実施され、伊賀盆地でも県営クラスで9地区約2,800haが実施中である。

農地造成事業も先ず丘陵性の木津川水系を中心に展開

された。国営青蓮寺地区は、ブドウ、野菜、茶、桑、花木を植栽し、次いで大和高原北部、南部地区が生まれ、茶野菜作を中心とする農業が展開されることとなっている。

また、この期には水田の畑地転換が進められ、特に大中の湖では排水ポンプの増設により畑地転換が定着し、汎用農地としての実効をあげ、営農的にも健全な歩みを続けているモデルケースである。

3. 水資源開発と農業水利

(1) 水資源開発の進行

淀川水系は昭和37年に水資源開発水系に指定され、それに伴い水資源開発基本計画(フルプラン)が決定されたのである。このフルプランは順次具体化されることに

表-2 用途別・府県別需要量想定一覧表

| 用途別 | 府 県 名 | 昭和45年度迄 | 昭和46~55年度 | 改 定 案 | 水 需 要 発 生 地 域 |
|------------------|-------|---------|----------------|----------------|---|
| | | 手 当 済 | 需 要 想 定 | 昭和56~65年度 | |
| | | — | — | — | |
| 水 道 用 水 | 滋 賀 | — | (2.4) | (2.1) | 琵琶湖周辺都市, 他 名張, 上野他 京都府営他 大阪府営, 市営他 兵庫県営, 阪神水道他 奈良県営, 市営他 |
| | 三 重 | 0.2 | 0.3 | 0.8 | |
| | 京 都 | — | 2.8 | 2.8 | |
| | 大 阪 | 13.4 | 29.9 | 32.8 | |
| | 兵 庫 | 2.9 | 7.9 | 7.9 | |
| | 奈 良 | — | 1.8 | 1.4 | |
| | 計 | 16.5 | (2.4) 42.7 | (2.1) 46.3 | |
| 工 業 用 水 | 滋 賀 | — | (3.7) | (0.5) | 湖南, 彦根他 名張, 上野 京都府営 大阪府営, 市営他 神戸, 尼崎他 |
| | 三 重 | — | 0.5 | — | |
| | 京 都 | — | 1.1 | 0.4 | |
| | 大 阪 | 6.7 | 15.2 | 9.2 | |
| | 兵 庫 | 2.8 | 6.2 | 4.3 | |
| | | 計 | 9.5 | (3.7) 23.0 | |
| 農 業 用 水 | 滋 賀 | — | (30.0) | (29.0) | 琵琶湖周辺(改訂案 日野川, 愛知川) 名 張 宇治山城他 宿野他 大和高原北部, 南部他 |
| | 三 重 | 1.8 | 0.2 | 3.6 [0.4] | |
| | 京 都 | — | — | 4.4 [0.1] | |
| | 大 阪 | — | — | 0.7 [0.1] | |
| | 奈 良 | — | 1.5 | 0.7 [0.1] | |
| | | 計 | 1.8 | (30.0) 1.7 | |
| 合 計 | | 27.5 | (36.1) 67.4 | (31.6) 69.7 | |

- (注) 1. 需要は、不安定な取水の安定化を含め、新たに必要とする水量である。
 2. () 書きは、琵琶湖からの取水量である。
 3. 水道用水の水量は最大取水量、工業用水の水量は平均取水量を表わす。農業用水の水量は夏期かんがい期間の平均取水量を表わす。ただし [] は冬期かんがい期間の平均取水量を表わす。

なっており情勢の推移に従い数回の計画変更を経て、昭和46年から55年度にいたる間の水の用途別新規需要の見通しは表一2のとおりで全体で約68m³/sとなっていた。そしてこれを供給するため開発水量は約50m³/sとなっている。なお上記以外に滋賀県が必要とする水量は約36m³/sで、これらはいずれも琵琶湖から取水される。なお、すでに水供給について施設が完成しているのは5ヶ所で用途別水手当の確定は総量で約28m³/sとなっている。

(2) 農業水利事業の変革

従来から進められてきた農業水利事業も水資源開発促進の精神にのっとり方向への配慮と、調整が必要となってきた。水資源開発の中心は都市用水の確保にあると言われるが、農業用水にも少なからず影響がある。木津川水系でも3ダムにおいて不特定用水が確保されることになり、それまで不安定な取水状態にあった伊賀盆地に用水改良の基盤が整えられ、また木津川下流の水田地域にも安定的に用水供給が図られるようになった。これにより伊賀盆地の圃場整備は著しく進展をすることになるのである。また前述の青蓮寺開拓地区にも青蓮寺ダムから直接導水されることになり、その他大和高原南北部開拓事業もダムによる用水確保を一環的に計画している。

また現在実施設計中の国営宇治山城地区でも、独自の貯水池を築造する計画を考えており、この気運は更に琵琶湖流域にも及び国営愛知川、日野川地区のいずれもがフルプラン改訂に織り込まれているのは当然である。こ

のように淀川水系の総合的な水利用の中に当然農業用水も大きなウエイトを占めているわけである。(図一参照)

4. 琵琶湖総合開発事業と土地改良

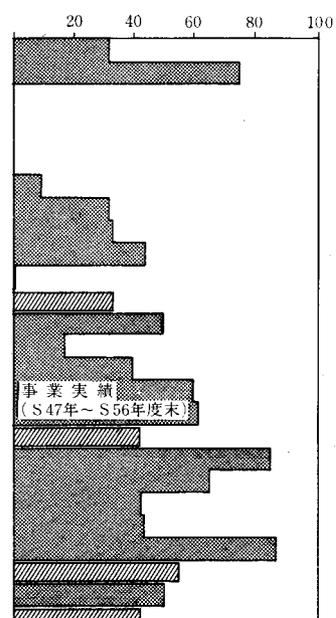
(1) 琵琶湖総合開発(琵琶総)

琵琶総は幾多の流れを経て昭和40年代に至り水資源開発を中心とした構想になったのである。琵琶湖の開発については上流と下流自治体の利害が相反しつつの時代でも見解の相違があり開発構想を纏めることは難しかった。昭和42年8月に滋賀県側は始めて具体的な内容を持った考え方を発表した。これは全湖利用を原則とするものでのちに確定した琵琶総計画の骨子となった。最後まで難航したのが琵琶湖利用水位の最低限界であったが調整の結果開発水量は40m³/s、このための利用水位の満水位は+0.30m、最低は-1.50mとし補償水位は-2.00mとすることに決まり、これによって琵琶総特別措置法が成立した。法案は審議の過程で自然環境と水質の保全が強調された。それゆえ琵琶総計画も保全・治水・利水の3つの柱としている。(事業種目は18)

当初計画は昭和47年から56年までの10箇年間に総額4,266億円で実施されることとなっていた。しかし期限が来た昭和56年になってもなお過半数の事業が残ったことで今回(昭和57年)の大改訂が加えられたのである。改訂の骨子は、①工期を10年延長して昭和66年までとする。②水質浄化を行って琵琶湖の環境保全の徹底を図るため、新規に農業集落排水処理施設等の4事業を追加す

表一3 琵琶湖総合開発計画

| 事業名 | 現計画事業費 (46年価格) | 47-55事業費 (各年価格) | 57-66事業費 (各年価格) | 変更計画事業費 計 | |
|-------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------|
| | | | | 57-66事業費 (各年価格) | 変更計画事業費 計 |
| 下水道 | 59,000 | 99,633 | 257,940 | 357,573 | |
| し尿処理 | 2,938 | 9,268 | 4,262 | 13,530 | |
| ◎畜産環境整備施設 | - | - | 2,163 | 2,163 | |
| ◎農業集落排水処理施設 | - | - | 20,000 | 20,000 | |
| ◎ごみ処理施設 | - | - | 16,423 | 16,423 | |
| ◎水質規制施設 | - | - | 841 | 841 | |
| 都市公園 | 2,775 | 686 | 7,400 | 8,086 | |
| 自然公園施設 | 4,832 | 505 | 1,621 | 2,126 | |
| 自然保護地域公有化 | 3,650 | 566 | 1,632 | 2,198 | |
| 道 | 62,863 | 60,575 | 111,331 | 171,906 | |
| 港 | 7,193 | 35 | 4,321 | 4,356 | |
| 保全計 | 143,251 | 171,268 | 427,934 | 599,202 | |
| 河川 | 47,330 | 46,649 | 68,975 | 115,624 | |
| ダム | 20,200 | 10,424 | 71,090 | 81,514 | |
| 砂防 | 22,509 | 15,793 | 35,347 | 51,140 | |
| 造林および林道 | 14,393 | 25,875 | 27,131 | 53,006 | |
| 治山 | 20,320 | 20,118 | 18,947 | 39,065 | |
| 治水計 | 124,752 | 118,859 | 221,490 | 340,349 | |
| 水道 | 20,446 | 63,650 | 15,379 | 79,029 | |
| 工業用水道 | 5,920 | 10,447 | 7,978 | 18,425 | |
| 土地改良 | 54,117 | 74,755 | 143,080 | 217,835 | |
| 水産 | 5,118 | 3,254 | 5,046 | 8,300 | |
| 漁港 | 1,033 | 1,455 | 255 | 1,710 | |
| 利水計 | 86,634 | 153,561 | 171,738 | 325,299 | |
| 琵琶湖治水・水資源開発 | 72,000 | 118,305 | 141,695 | 260,000 | |
| 合計 | 426,637 | 561,993 | 962,857 | 1,524,850 | |



る。③追加事業、物価上昇および施設水準の向上に対処するため総事業費を15,250億円とすること等である。(表一3)

(2) 関連土地改良事業の展開

土地改良事業は湖面水位が-1.50mまで低下したとき湖周辺の農地に及ぼす現象を予想して対策を樹てたものである。すなわち湖水位低下の影響圏を定め、この地域の減水深増加の程度を予測してそれに対する補償工事として実施されるものであって、農業面では従来不十分であった湖周辺の用排水施設を改良し、圃場整備を促進しようとするものである。すなわち琵琶湖より灌漑されている面積(約3.0万ha)のうち、2.3万haが琵琶湖に関連した土地改良事業対象地区として計画され、さらに又用排水条件が改良されることにより影響圏内の圃場整備が可能となり2.0万haが実施されることになっている。これら関連土地改良事業は特別措置法により国庫補助率が一般事業より5%アップして事業の促進を図るよう優遇されている。これら事業費は改訂後2,378億円(農業集落排水処理施設を含む)で琵琶湖全体の16%のシェア(第2位のウェイト)を占めている。

5. 中下流域における都市化の進行と農業水利

(1) 下流域の都市化と土地改良事業の展開

京阪間に位置する下流沖積低平地は昭和30年代を迎えると激しい都市化の波に見舞われた。しかし左右岸では都市化に対する様相がいくらか異なった点があった。これらの都市化傾向の特徴を概観すると、昭和30年代から40年代前半にかけて、とくに左岸で都市化が急速に進行した。この頃年間100~200haの水田転用が続き京阪電鉄沿いに大阪市街地が連担するようになった。一方右岸では高位部の丘陵地縁から低地へ向けて工場宅地が開発されたが淀川沿いでは、なお集団的農地が残存していた。右岸の都市化は左岸に比べて約10年程度遅れていた。左岸ではその全域が市街化区域または調整区域に編入されたのに対し右岸では土地改良区の努力もあって約1,000haの農振地域と調整区域が確保されている。

低湿地の排水改良事業と都市化の関連をみると、左岸では府営排水改良(昭和31年~46年)の実施途上で激しい都市化に見舞われたが、右岸では府営用排水改良(昭和35年~43年)の終了以降に都市化をむかえた。こうした基幹排水路の整備状況の違いは以降における左右岸の土地改良事業と地域計画のあり方を強く規定することとなった。左岸では、も早や系統的な水利整備を行う客観的条件が失われてしまったのに対し、右岸では排水ポンプ及び排水路の専用化、淀川から取水する樋管統合と用水路の新設整備を末端まで実施した。このことによって水利慣行「越石」が最終的に整理され都市化乃至は混住化区域における新しい体系が確立して、神安土地改良区

のような組織が名実共に用排水の管理団体として地域の社会資本整備をリードしている。

(2) 巨椋池を中心とした中流域の都市化と農業水利

巨椋池地域では都市化の進行が著しくなった昭和40年代に入ると、浸水被害の危険は益々増大した。そのため開発行為者には補償措置としてポンプの更新を義務付けさせたり、他方周辺高位部背後地の宅地化に伴い排水幹線(古川等)は通水能力を無くしたため古川改修と久御山排水機場を建設省ならびに府土木サイドで施行させることとした。また水質の悪化に対しては水質障害対策事業で宇治川の水をポンプアップし、パイプラインで耕地に導水して悪水路と化した用水路の代替施設の役割を果たすことにしている。このように農業用排水路が都市下水道と兼用されることになって排水機場、用排水路の維持管理費が増大したため巨椋池土地改良区では当該用排水路を地方自治体に所管替するとともに機場管理費に自治体からの負担を求めることとした。

VI 将来の農業開発等に伴う農業水利と水資源開発

1. 水資源開発基本計画の改訂について

前述のフルプランは目標年次が経過し、水需給の見直しも大幅に変わったためその見直しを行って昭和57年8月全部変更をした。

その概要は ①昭和56年から65年までに至る水需要の見直しは計画的な生活産業基盤の整備、地下水の代替、取水の安定化、合理的水利用及び供給可能量等を考慮し表一2の通りとする。そして供給の目標は70 m^3/s とし、このためダム、湖沼水位調節施設、その他水資源開発のための施設の建設を促進するとともに下水処理水の再生利用等の措置を講ずる。さらに新たな上流ダム群等の調査を推進し具体化を図る。②前記のうち取敢ず新規利水量約61 m^3/s の確保を目標として17事業に係る施設の建設をあげている(表一4)、そのうち土地改良は5事業が明記されている。なお、この事業費は洪水調節等にかかわる分を併せて約9,100億円と見込まれる。

今後の水資源の総合的な開発及び利用の合理化に関する重要な課題としては、第1に水需要充足のため関連水系を含めた開発及び利用について総合的検討を進めること。第2に水源地域の開発整備を図ること等により関係住民の生活安定のための方策を積極的に推進すること。第3に治水河川環境保全及び水力エネルギーの適正利用に努めること。第4に水利用合理化施策として、漏水防止圃収率向上排水の再生利用等の促進を図ること。第5に下水の放流量増大に対応し、これを有効に再利用する方策の推進ならびに既存水利の有効適切な利用を図ること等である。さらにまた水質及び自然環境の保全に十分配慮することも肝要である。

表一 4 各事業別、各用途別供給目標量一覽表

(単位：m³/s)

| 事業名 | 開発水量 (改訂前) | 開発水量 (改訂案) | | | | | 供給予定地域 | 備考 |
|------------|---------------|------------|------|------|------|------|----------|--------|
| | | 都市用水 | | | 農業用水 | 計 | | |
| | | 水道用水 | 工業用水 | 小計 | | | | |
| 室生ダム | 1.6 | | | | | | 水量は最大を示す | |
| 一庫ダム | 2.5 | 2.5 | | 2.5 | | 2.5 | | 大阪、兵庫 |
| 琵琶湖開発 | 40.0 | | | 40.0 | | 40.0 | | 大阪、兵庫 |
| 日吉ダム | 3.7 | | | 3.7 | | 3.7 | | 京都、大阪他 |
| 比原知ダム | 1.5 | 1.5 | — | 1.5 | | 1.5 | | 三重、他 |
| 布目ダム | 1.1 | 1.1 | — | 1.1 | | 1.1 | | 奈良 |
| 川上ダム | | | | 1.2 | | 1.2 | | 三重、他 |
| 大戸川ダム | | | | 0.8 | | 0.8 | | 滋賀、他 |
| 高時川ダム | | | | 4.8 | | 4.8 | | 大阪、他 |
| 緒名川水利用高度化 | | | | 1.3 | | 1.3 | | 大阪、兵庫 |
| 日野川土地改良 | | | | — | 0.5 | 0.5 | | 滋賀 |
| 宇治山城土地改良 | | | | — | 0.7 | 0.7 | | 京都 |
| 大和高原北部土地改良 | | 0.02 | — | 0.02 | 0.5 | 0.5 | | 奈良 |
| 大和高原南部土地改良 | | | | — | 0.1 | 0.1 | | 奈良 |
| 青土ダム | | 0.5 | 0.1 | 0.6 | | 0.6 | | 滋賀 |
| 姉川ダム | | 0.1 | — | 0.1 | | 0.1 | | 滋賀 |
| 安威川ダム | | 1.0 | — | 1.0 | | 1.0 | | 大阪 |
| 賀知川土地改良 | | | | — | 0.1 | 0.1 | 滋賀 | |
| 小計 | 50.4 | 6.72 | 0.1 | 58.6 | 1.9 | 60.5 | | |
| その他 | | | | | | 9.2 | | |
| 合計 | | | | | | 69.7 | | |

(注) 都市用水の水量は最大、農業用水の水量は夏期かんがい期間の平均を表わす。

2. 淀川流域における農業開発構想

経済の高度成長は農業にとっても土地、水資源をめくり他産業との競争を招くこととなり、淀川水系も農業水利をはじめとする既得水利の合理的利用並びに都市用水の高度利用が強く要請される状況である。このような情勢を踏えて水系を中心とした地域全体の総合的な農業開発の方向を目下策定している。もちろんそのためには将来の農政の方向としての食糧の安全保障上の立場、土地改良長期計画、その他地域の発展、開発計画を基本条件として積極的に農業開発を図るうえでの水利用への対応を考えなければならない。

(1) 中山間地域での農業基盤の発展に向けて

かつて成熟した淀川流域の平地農村は近年急激な変貌を遂げた。これは都市化による農地の潰廃と、農業水利の変容を招来したものである。それに引きかえ中山間流域での農村は、兼業化の増大こそあれ農業は一定の営みを続けている地域である。従ってこういった地域について新たな生産活動実現のための営農基盤の拡大、改良、整備を図ることが淀川流域に残された大きな問題であ

る。

第1に農地開発面についてであるがすでに水系内では木津川流域を中心に国営農地造成が周辺の既耕地整備と合せて着々と進展している顕著な事例があるが、現在でも伊吹山麓宇治山城地区が国営での調査又は全計地区として進行中である。これらを中心に淀川流域部では大都市消費地の至近にあり気候的地形的に恵まれている利点を生かして今後農業開発可能地を踏査すれば、その賦存面積は約1.0万haあると考えられる。

第2は圃場整備等を含めた用水改良面であるが、淀川流域の山地、丘陵、支谷では一定の用水改良や圃場整備が実施されているが、地形条件が劣悪で水源や排水系統が零細、旧態依然としているためまだ不十分な状態である。従ってこれら地域の耕地整備水準の向上を図ることは緊急の要務である。必要な農業用水源については中小河川にこれを求め比較的中小規模なものでしかも土地柄に合った用水確保手段を模索して行くべきであろう。

第3には今迄用水不足、排水不良や耕地未整備であった地区に対して、淀川の水資源開発に伴って農業基盤

整備を推進することである。その例として桂川中流の亀岡盆地一帯の地域がある。ここでは上流に日吉ダムが着手されようとしてあり不特定用水も手当されているわけであり、一方圃場整備も進みつつあるが、肝心の用排水施設整備が不十分の感がある。折角の都市近郊農業地帯でもあるため、水管理計画を考えた施設の整備をタイミングを失しないよう構想を固めることが重要である。

(2) 中山間地域での農業用水の手当て

農業用水の需要についての見通しとしては、上記(1)構想のほか転作、裏作導入等のための生産基盤の総合的整備、畑灌施設の整備等にもとづく水利用措置が考えられる。一方都市近郊農地の宅地化への転用による水田面積減も進むが、これは農業用水の水利特性、地域特性から必ずしもそれに見合う用水減とはならない。従ってこのような構想の事業化あるいは水利用に対する新規用水の水手当は勘案してフルプランの改訂に織り込んでいく。しかしながら、他の目的による上流ダム等の建設の場合、必ず下流農地に対する影響を検討し不特定用水を考慮するなど既存の水利に対する一層の安定化を図ることは今後も心掛けねばならないであろう。

3. 農業用水の合理化対応（淀川下流を対象として）

都市化過程において、農業用水から都市用水へ円滑な転用を若し図るとすれば、その前提または条件として考えなければならないこと、及び転用水量の確定と水源はどうあるべきかについて可能性ある具体的なあり方を模索するためには、すでに農業水利問題研究会（農水省昭和46年）の示唆に富む提言がある。農業用水の合理化のためには先づ農業側として用水を積極的に利用しなければならない分野を明確にしておくことが必要である。例えば、水利用の分野としてリストアップされる主なものは、第1に畑灌の新規実施による需要量増。第2は圃場整備による乾田化に伴う用水増量。第3には水質汚濁により利用できなくなった用水に代っての新しい浄化処理水の必要などであって、農業生産手段として水の使用分野は拡大されることを認識しなければならない。そのため供給量をすべて新規開発することはコスト面からして整合するものでない。しかし、水利権の保障された水の利用であれば非常に有利であると云えよう。

農業用水の合理化のために考えておかねばならないもう1つのことは、市街化区域内での農業と水利施設の扱いである。市街化区域内の農地は現在農業的投資は行われず施設は荒廃にさらされている。殊に淀川水系では広大な市街化区域の中には優良農地も多く、これを放置しておくことには大きな損失である。それはスプロール現象で農業水利施設の都市的利用が無秩序に進んでいるためである。従ってこれらに対する手立てとしては農業水利はパイプライン化しその費用は都市側の負担とする。

そのかわり在来の農業水利施設の機能は都市側に譲るなどの方法が考えられるべきである。淀川では用水の再配分並びに合理化の方向は一般的には未だ顕在化していない、これは琵琶湖が開発途上で、かつコスト安の水が得られていて農業用水の合理化までは関心が向けられていないからでもあろう。しかし現況淀川下流では公称受益面積6,400haに16.8 m^3/s の水利権が附与されている。面積は恐らく減少しているであろうことも考えると早晩用水合理化の具体化への要請は高まるからそのときにそなえての環境づくりは必要である。

4. 水質保全と農業水利

近年淀川中下流並びに琵琶湖南部において農業用水の水質汚濁は著しい傾向にある。今や農業水利についても水量の対応と同時に水質の対応をも考えなければならない事態に立ち至った。

水質保全対策についても河川及び農業用水路に流入する以前に浄化されるよう措置されることが肝要であり、そのためには土地利用上でも立地的に農業地域と都市地域を適正に区分することが汚染を未然に防ぐことになるわけである。

目下農水省で事業対策として実施しているもので、当淀川中下流では水質障害対策事業がもっとも注目されるものであり、特に巨椋池（前述）と三箇牧の2地区が特筆すべきである。

琵琶湖は南部を中心に近年閉鎖性水域特有の富栄養化が進み全国に先がけてその防止条例が施行されたことは周知のとおりである。琵琶湖でも琵琶湖の自然環境の保全と水質の回復を大前提としている。しかし最近では農村を中心に水質保全を補完する意味をも含めて農業集落排水処理施設事業がにわかに脚光を浴びている。このことは琵琶湖改訂の項でも述べたが、本事業が農業基盤整備事業であるだけにその促進が図られるとともに成果が期待される。

なお最近の風潮としては今迄農業は被害者の立場であるのみ主張してきたが窒素及びリンが農業排水の中にも或程度含まれているという実態が報告されるようになってこれに対する関心が高まっている。目下調査中であるが正確な把握を行い適切な対応を考えることは今後の大きな課題というべきであろう。

5. 将来における水需給の動向

(1) 将来の水需給の予測

国土庁の長期水需給計画によると、昭和51年以降65年までの近畿における都市用水及び農業用水の水需要増の見通しは38億 $\text{m}^3/\text{年}$ となっており、昭和65年の不足水量は60年に比べ僅かながらも減少している。そのうち大部分を占める淀川においてもその傾向は変わらないであ

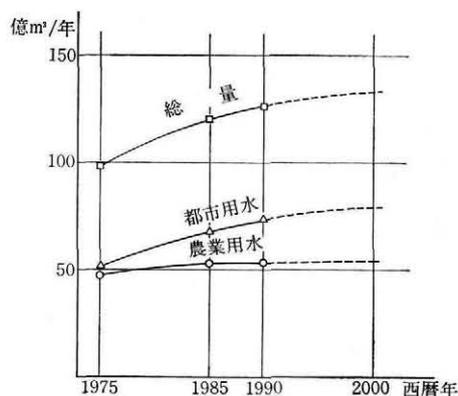
う。水需要の見通しのなかで農業用水の需要増が昭和50年に比べ65年までに5.9億 m^3 /年増になっており、そのうち60年から65年までの近畿における伸びは特に臨海部（淀川流域が大部分）を中心に殆ど進まない。一方都市用水に関しても22.4億 m^3 /年の増加となり、65年前にはやや鈍化する傾向を見せている。これに対し今後供給が可能と見込まれる総量は40億 m^3 /年増加である。その結果65年における近畿の水需給の見通しは不安定な状態が継続し、不足水量は1億 m^3 /年となつてはいるが60年に比べ65年にはやや水需給は改善されるきざしが見込まれるのが現在の予測である。

(2) 水需給の超長期的見通しの目安について

水供給の見通しの目安をたてる場合の一つの方法として水の循環系を基本における発想がある。すなわち水資源量は降水量からの流出に支配されるという概念である。

淀川流域の降水量は大体年間1,800mm程度である。このうち利用可能な水資源量は地表、地下水であり、淀川において渇水年の水資源貯存量は約100億 m^3 /年となる。この量は勿論河川等の流量をすべて一過的に利用する場合の限界値と考えるものである。従つてこれは直接海に流出してしまう分も包んでいるため、降水量の流出水を一時的貯溜し、不足時に徐々に放流して流量を平準化し安定した、利用可能な形にしなければ意味がない。そのためには種々な制約があることは否定できないが、それを考慮すれば結論的には淀川で貯水可能な量は一過的に見て約60~70億 m^3 /年と見込まれる。水需要の見通しの目安をたてる場合の一つの方法としては既存データによる需要傾向の援用である。

ここで昭和75年(2,000年)の水需要を予測する場合、色々な要因があろうがそれを一括表示化した過去(ここでは昭和65年まで)の水需要の見通し傾向を昭和75年まで超過的に延用するわけで、この場合結果的には(極くマクロ的)近畿では総量で130~140億 m^3 /年の水需要が



図—4 近畿の水需要の見通し(予測)

あると予測想定されることになる。(図—4)

Ⅶ 他種事業との水利調整例

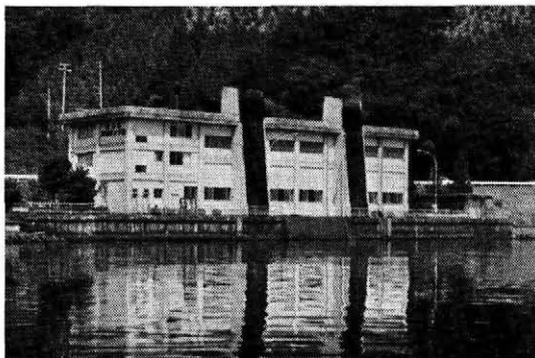
淀川では過去にいくつかの他種水利との紛争、協議、調整が行われている。その中には規模の大きい、かつ長期化した歴史的なものがある。すなわち琵琶湖疏水、宇治川発電、南郷洗堰の建設ならびに淀川河水統制事業の施工にかかわる調整から、最近では琵琶湖、湖北農業水利事業での水利調整が注目される。ここでは湖北農業水利事業と余呉湖治水対策事業についての水利調整を述べる。

(1) 事業内容

琵琶湖北東部の草野川、田川、高時川(以上姉川支流)余呉川沿岸に広がる5,000haの水田地帯は、これらの河川から取水し灌漑しているが、水源流域が狭少でそのうえ林相が悪いために、灌漑水量は常に不足気味であった。またこれら各河川の治水対策も遅れており抜本的な治水、利水対策が望まれていた。

この地域に隣接して水面積197ha貯水量1,470万 m^3 の余呉湖(天然湖)があり、この湖をダム化して治水、利水に役立てようとする総合開発構想は古くから論議されていた。昭和28年の余呉川洪水を契機に、31年滋賀県土木部において余呉川治水対策事業を着手し、洪水調節のために余呉川分流堰と余呉湖への導入路、余呉湖から余呉川への放水路が建設されて昭和33年に完成した。これにより余呉川の洪水は一時余呉湖へ貯水され、後徐々に余呉川に放流することとなって、余呉川の治水が著しく改善された。

一方湖北農業水利事業は余呉川の水位が人工的に調整可能となった点に着目し、余呉湖の湖面を一層有効に利用することにより、上述4河川流域の農業用水不足を補うものとして昭和40年に着手された。しかし余呉川の流域面積は小さくまた余呉湖の水位もあまり大きくは変動できないために不足量は琵琶湖北端飯浦に設けられた揚水機場から水路トンネルによって余呉湖へ最大2.7 m^3 /s揚水を行うこととしている。このようにして生み出さ



写真—4 余呉湖補給揚水機場(飯浦)

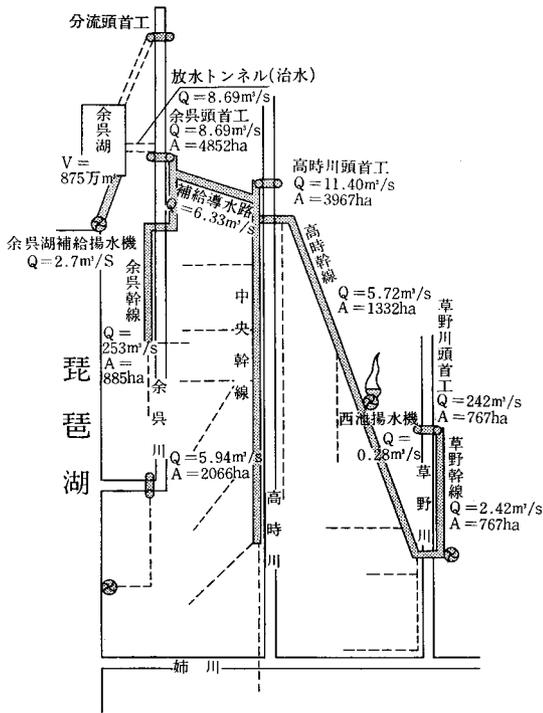


図-5 湖北農業水利計画用水系統模式図

れた用水は余呉湖放水路を通じて余呉川に（最大8.57 m³/s）放流されそれは直下流に設けられた頭首工によって取水され、総延長32km余の補給導水路と幹線用水路を通じて県営支線用水路へ送水される。各河川にはそれぞれ頭首工が設けられそれぞれの流域からの流出水を取水するが足りない分は草野川から高時川さらに余呉川へと順次不足水量を積み上げて最後に前述の余呉湖から供給される仕組みになっている。一方各河川流域下流部では直接琵琶湖から逆水する地域、さらには反復利用や地下水利用が用水系統の中に複雑に組み込まれている。（図-5）

(2) 調整内容

この事業には受益地区外の余呉湖の利用があり、それには治水と利水部門の調整と周辺住民の感情が複雑に絡んだ余呉湖水位変動の問題を内蔵していた。さらに異なる4河川を横断的に連絡することによる流域間の調整問題、そして各河川流域内における上下流調整、加えて琵琶湖からの直接逆水地区との関係などあらゆる調整問題が含まれている。特に余呉湖のダム化問題には琵琶湖における水源側と受益側との地域対立のミニ版のような形で表面化している。余呉湖水位変化については昭和55年に図-6に示すような協定が成立して一応の解決を見た。しかしこれは当初計画の余呉湖ダム化による水資源計画を大きく後退させた内容に余儀なくされたものである。

(3) 河川協議上の関係事項（要点）

河川法95条に基づく協議書に添付する図書のうち関係分を掲載すると次のとおりである。

- ① 必要水量取水要領（表-5）
- ② 河川流量と協議に係る取水量及び関係河川使用者の取水量との関係（表-6）
- ③ 水利使用による影響に関する事項及びその対策の概要（表-7）

VIII おわりに

最後に淀川水系における課題に一言ふれるならば、その1つは淀川の水資源開発は琵琶湖以降ともなれば安いコストでの開発地点は殆んどなくなり、今や開発コストは急上昇の段階に入ったと見るべきである。2つには水系内開発がコスト高となれば開発余力を持つ近隣水系からの供給を考えるべきで、言わば今後淀川は広域利水化の方向へ活路を見出して行かねばならないだろう。これが淀川水系の将来にむけての大きな課題と思われる。

以上淀川水系の非常に長い歴史と広範囲の内容を極めて短絡表現したため理解できないところが多いと杞憂される。けだし、本編は近々発刊されることになっている

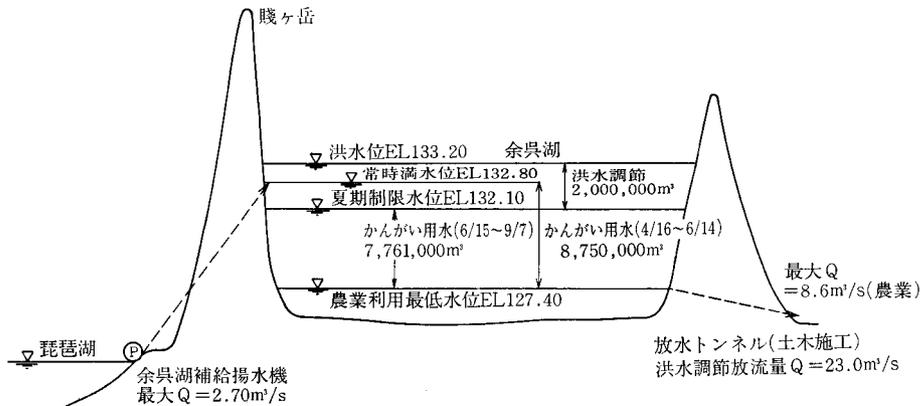


図-6 余呉湖水利計画図

表一五 必要水量取水要領
(河川および余呉湖は下記の取水要領により操作が行なわれる。)

| 河川名 | 施設名 | 最大取水量 | | 取水要領 |
|----------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|
| | | 代かき期 | 普通期 | |
| 草野川 | 草野川頭首工 | m ³ /s 2.42 | m ³ /s 2.42 | 草野川頭首工により草野幹線掛の必要量を取水する。なお自流入が必要水量を下廻る場合は、高時川頭首工から補給をうける。 |
| 高時川 | 高時川頭首工 中央幹線 高時幹線 草野川補給 | 11.44 (5.94) (5.60) (0.39) | 11.14 (5.94) (5.72) (0.81) | 高時川頭首工により、高時幹線掛(中央幹線含む)の必要量、草野幹線の不足並びに調整池(西池)への導水分を取水する。なお自流入が不足する場合は余呉川頭首工から、補給をうける。 |
| 余呉川 | 余呉川頭首工 余呉幹線 補給導水路 | 7.16 (2.53) (4.63) | 8.60 (2.53) (6.26) | 余呉川頭首工により、0.166m ³ /sの責任放流を行なった後、余呉幹線必要水および高時川頭首工への補給量を取水する。なお自流入が不足する場合には余呉湖から補給をうける。 |
| 余呉湖及び琵琶湖 | 余呉湖補給揚水機 | 2.70 | 2.70 | 余呉川頭首工の不足水量を余呉湖より補給する。余呉湖水位E L 132.80m(洪水期132.10m)からE L 127.40mまでの利水幅において、余呉湖水位がE L 131.60m(洪水期131.70m)以下に低下した場合には、余呉湖補給揚水機により琵琶湖から最大2.70m ³ /sを取水し、余呉湖に注水する。 |

(注) ()は頭首工取水の内数であることを示す。なお各水路のピークのずれにより、必ずしも()のトータルが頭首工取水ピークとは一致しない。

表一六 河川流量と協議に係る取水量及び関係河川使用者の取水量との関係を明らかにする計算

| 河川名 | 施設名 | 河川流量と協議にかかる取水量 |
|-----|----------|--|
| 余呉湖 | 余呉川頭首工 | 取水量は最大8.60m ³ /s 最小0.34m ³ /s であるが、この取水量は従来の下流既得水利権量の内最下流部(朝日頭首工下流)約4haの水田にかかるものを除いた全てを含んでおり、かつ下流放流量0.166m ³ /s 以上のとき取水する。なお最下流部約4haの取水については余呉川頭首工から下流の残流域流量で十分まかなえる。 |
| 〃 | 余呉川分水堰堤 | 余呉湖北東部耕地162ha(地区外)の必要取水量は、余呉湖操作規則により確保されており、その残水量が余呉湖に注水される。 |
| 〃 | 余呉湖 | 余呉湖周辺耕地約30haについては、余呉川総合開発事業にて解決済みである。 |
| 琵琶湖 | 余呉湖補給揚水機 | 琵琶湖よりの取水量は、最大2.70m ³ /s であるが、この取水量は琵琶湖の貯水量、水位に対して特に影響を与えない。 |
| 高時川 | 高時川頭首工 | 取水量は最大11.44m ³ /s、最小0.21m ³ /s であるが、この取水量は従来の下流既得水利権量を全て含んでいる。 |
| 草野川 | 草野川頭首工 | 取水量は最大2.42m ³ /s、最小0.0m ³ /s であるが、この取水量は従来の下流既得水利権量を全てを合口して取水する。 |

表一 7 水利使用による影響で次に掲げる事項に関するもの及びその対策の概要

| 区 分 | 河 川 名 | 水利使用による影響に関する事項等 |
|---------------|-------|---|
| 治 水 | 余 呉 川 | 余呉湖放流隧道下流に余呉湖頭首工を新設するものであるが、余呉川改良工事の計画洪水量130m ³ /sを設計施工の基準とするので、洪水流下を阻害することはない。取水時において堰上げによる背水は上流側40mに及ぶがその間の護岸等は堅牢なる構造で措置する。 |
| | 余 呉 湖 | 本貯水池の水使用は「余呉操作規則」に基づき実施するため、従来の治水機能を阻害する要因はない。 |
| | 琵琶湖 | 余呉湖補給揚水機は、琵琶湖異常水位（T P 85. 714m）に対応した堅牢な護岸等を実施する。 |
| | 高 時 川 | 既設の合同井堰上流40mの地点に高時川頭首工を新設するが、高時川災害関連改良工事の計画洪水量1, 100m ³ /sを設計施工の基準としており洪水流下を阻害することはない。取水時において堰上げによる背水は前記改良工事実施済の堅牢な護岸内で消却するので悪影響はない。 |
| | 草 野 川 | 頭首工上流80m地点にH=1. 20mの落差工があり、頭首工による堰上げの影響はここまでで上流へは全く及ばない。頭首工は県土木部が定める同地点の計画洪水量422m ³ /sによって設計しており、且つ頭首工は全可動で計画しているので洪水の流下を阻害しない。 |
| 関係河川使用者の河川の使用 | | 下記に掲げる河川（河川名ははぶく）の使用については、本事業が完成することによってそれぞれの水利施設により合理的に配水されるので問題はない。なお、これらの井堰については、別添のとおり廃止の届出がなされている。その撤去の方法等については、別途滋賀県知事と協議する。 |

「淀川水系農業水利史」の一端を概括した面もあり、特に京大、丸山教授、三野、海田助教授、三重大水谷助手

ならびに京大三橋名誉教授の教を頂いたことを厚く御礼申し上げる次第である。

OA のための例題中心 BASIC 講座 (第 2 回)

BASIC の文法とパイプライン 構造計算プログラムについて

丹 治 肇* 山 本 徳 司**
永 井 安 正***

目 次

I 基本問題.....(80)

II 応用問題 2 パイプライン構造計算
(NEC-PC 8801).....(84)

I 基本問題

前回はともかく動かしてみようということでした。いささか急ぎすぎで混乱している方も多いと思います。ここで少し文法により頭を整理してみましょう。まず、変数の整理からです。

1) 基本例題 4-a スtring変数, 定数

```
10 INPUT A$,B$
20 C$="マニングコウシキ"
30 PRINT A$,B$,C$
40 END
```

A, B のようなものを変数といいます。これに対し, A \$, B \$ のように変数の後ろにマークをつけたものが String変数です。これに対して, 1, 2, 4, 5 といった数値を定数といいます。このへんは数学と同じです。ただし, BASIC では文字も数と考えます。“マニングコウシキ”というの文字定数です。String変数の値は文字です。C \$ の中には“マニングコウシキ”という値が入っています。

```
RUN
? マニング,コウシキ      マニングコウシキ
マニング      コウシキ
```

これを実行すると上のようになります。表示された最初の“マニング”はA \$の値, 次の“コウシキ”はB \$の値, 最後の“マニングコウシキ”はC \$の値です。?の後のマニングがA \$の値, コウシキがB \$の値への入力です。2つの文字はコンマで区切って入力されますが, 次のように2行に分けて入力してもかまいません。

```
RUN
? マニング
? コウシキ
マニング      コウシキ      マニングコウシキ
```

変数は普通英文字 (A~Z) の組み合わせて表わします。頭の文字以外には数字 (0, 1, ~, 9) を混ぜて使うこともできます。しかし, 第1文字に数字を使うことはできません。また, String変数の用法以外, 特殊文字 (+-×/()=^., -?& etc) は使えません。

正しい例 x, x1, A2\$, SS

誤りの例 3x, x-Y, J&B

(MZ-80Cの場合はString変数の\$を除いて, 最大2文字までしか使えません。)

練習 4-a

変数として正しいものにA, String変数として正しいものにB, 誤りにCをつけなさい。

- (1)X (2)Y 2 (3)10\$ (4)P\$ (5)X? (6) π (7)C Q (8)4 X

2) 基本例題 5-a String変数の加算

```
10 A=1
20 B=2
30 C=A+B
40 D$="1"
50 E$="2"
60 F$=D$+E$
70 PRINT C,F$
80 END
```

String変数というものはどうも判りにくいように思われるでしょう。ここでは上記のプログラムを使って整理をしたいと思います。30行でC=A+B=1+2=3ということはすぐに判ったでしょう。60行は一体どうなるのでしょうか。ここでは INPUT 文はないので RUN (CR) だけで実行です。

```
RUN
3      12
```

答は12とできました。なあんだと思われたでしょう。String変数の加算は横につなげて並べる意味なのです。

*農業土木試験場, 水利部, 水利第3研究室
**同上 水工部 施設水理第2研究室
***関東農政局土地改良技術事務所

練習 5—a

次の実行結果はどうなるでしょう。

```

10 A#="0"
20 B#="K"
30 C#=A#+B#
40 PRINT C#
50 END

```

3) 基本例題 6—a

```

10 A1=1
20 A2=2
30 A3=3
40 PRINT A1
50 PRINT A2
60 PRINT A3
70 END

```

これは簡単です。A1, A2, A3というように変数の第2文字目には、数字を使うことができることは覚えていますか？ 実行結果は次のようになります。

```

RUN
1
2
3

```

4) 基本例題 6—b 配列変数

```

5 DIM A(3)
10 A(1)=1
20 A(2)=2
30 A(3)=3
40 PRINT A(1)
50 PRINT A(2)
60 PRINT A(3)
70 END

```

このプログラムは前のプログラムとよく似ています。前のプログラム⇔今度のプログラムというように比べてみると次のような関係になっています。A1⇔A(1), A2⇔A(2), A3⇔A(3)。しかし、A(1)などという変数名は()という特殊文字が入っているので許されるはずがありません。(4—a参照)これはいったい为什么呢。よく見ると5行目に変なものが目につきます。

```
5 DIM A(3)
```

これを**配列宣言文**といい、A(1), A(2), A(3)のような変数を**配列変数**といいます。順番のつけられる一連の変数として、配列変数を割り当てると便利です。DIM A(3)は配列変数としてA(0), A(1), A(2), A(3)を使うぞという宣言です。(A(0)が使えるところがFORTRANとの大きなちがいです。) 4—a でいったようにストリング変数のとき、普通の変数をきめる文字についての約束を\$の前の部分、(たとえばAS\$ならAS)にあてはまればよかったように、配列変数を決めると上の約束も()の前の部分(A(1)のA)に変数の文字に関する約束があてはまればよいのです。なんだ面倒くさいだけではないかと思われるでしょう。より便利な用法を次に説明

します。

```

RUN
1
2
3

```

練習 6—b

配列変数として正しいものに○, 誤っているものに×をつけなさい。

- (1) S(0), (2) I 9(8), (3) P(2), (4) X X(7), (5) #A(2)

5) 基本例題 6—c FOR NEXT と配列変数

```

5 DIM A(3)
10 A(1)=1
20 A(2)=2
30 A(3)=3
40 FOR N=1 TO 3
50 PRINT A(N)
60 NEXT N
70 END

```

今度はFOR NEXTが入ってきています。ちょっとみてよく判らないのは50行のPRINT A(N)です。A(N)はいくつでしょう。A(1)か、A(2)か……。こう考えてみると40行でNが与えられています。つまり40~60行は3回繰り返されて、最初はN=1でA(1)が次いでN=2でA(2)が最後にN=3でA(3)が表示されるのです。こうしてみると配列変数の数が大きくなる時には、FOR NEXTと組み合わせて利用すれば、非常に便利なが判ります。実行してみてください。結果は6—bと同じになるはずですよ。

A(0)も使うことができるので、上のプログラムは次のように書くことができます。

```

5 DIM A(2)
10 A(0)=1
20 A(1)=2
30 A(2)=3
40 FOR N=0 TO 2
50 PRINT A(N)
60 NEXT N
70 END

```

FOR NEXTを構成するキザミを数えるのに上の例ではNを使っていますが、これはIでもAでも変数ならなんでも使えます。またここではキザミを0, 1, 2というようにひとつずつ増やしていますが、0, 2, 4といったように2つずつ。あるいは0, 3, 6, 9といったように3つずつ増やすこともできます。

```
例 FOR N=0 TO 9 STEP 3
```

上のようにすると0, 3, 6, 9とNの値が変わりません。

練習 6—C

Nの値を4, 6, 8, 12にするには次の(1), (2), (3)をいくつにしたらよいか。

```
FORN=(1)TO(2) STEP(3)
```

6) 基本例題 6-d スtring変数の配列

```

5 DIM A$(3)
10 A$(1)="1"
20 A$(2)="2"
30 A$(3)="3"
40 FOR N=1 TO 3
50 PRINT A$(N)
60 NEXT N
70 END

```

String変数も配列にすることができます。A\$(3)のようにAと()の間に\$を入れてやればOKです。10, 20, 30行に注意して下さい。=は代入をするので=の右側と左側で数値か文字かが一致していなければなりません。A\$=1とすると(文字)=(数値)となるので誤りになります。必ず"1"として右辺も文字にしてやらねばなりません。実行はRUN(CR)だけでできます。結果は次のように画面上に示されます。

```

RUN
1
2
3

```

結果は前回とほとんど同じです。これはMZ-80Cで実行した結果ですが、1, 2, 3の左に1文字分のアキがないところだけが前回と違います。

練習 6-d

A\$と画面に表示させるには、次の(1)に何を入れたらよいでしょう。

```

10 A$(1)
20 PRINT A$
30 END

```

7) 基本例題 6-e String変数の配列

```

5 DIM A$(3)
10 A$(1)="イチ"
20 A$(2)="ニ"
30 A$(3)="サン"
40 FOR N=1 TO 3
50 PRINT A$(N)
60 NEXT N
70 END

```

今度は10, 20, 30行を変更してカタカナで表示させるようにしました。数字で表示するのにString変数を使うのは余りに芸のないことに思われますが、こうしてみるとString変数の便利なのが判ると思います。RUN(CR)で実行すると次のようにイチ, ニ, サン, と表示されます。

```

RUN
イチ
ニ
サン

```

8) 以上で変数に関する勉強は一段落です。変数, String変数の他に新たに配列変数を学びました。例題4-aのようにINPUT文を使う方法を前回では中心に行ってきましたが、データとする数値や文字を入力す

るとき、途中でキー操作を間違えたりすると非常に面倒なこと(つまり、一行またはプログラムの最初から打ちなおす)に気付かれたと思います。基本例題5, 6では"=" (イコール)を使った代入文で数値変数に数値を, String変数には文字を代入しました。この文法では、いちいちデータを打つ必要はありませんがデータがプログラム本体の一部になってしまう点に不満があります。そこで、今度は入力の方のより便利な方法を説明します。前回の基本例題1-fを別の方法で入力してみましょう。

基本例題 1-g READ文

```

10 PRINT "マニマニコウザン"
20 PRINT "U=1/π*R+(2/3)*I(1/2)"
30 READ N, B, H
50 R=B**H/(B+2**H)
70 READ I
80 PRINT "R=";R;"B=";B
84 PRINT "H=";H;"I=";I
90 U=1/π*R+(2/3)*I+(1/2)
100 PRINT "U=";U
190 END
200 DATA 0.015,0.2,0.03
210 DATA 0.14

```

[42, 48]

30行, 70行に現われたREAD文が今回新たにつけ加わったものです。READ文はINPUT文と同じように変数の値を探し求めます。INPUT文では、データはキーボードから入力されるものでした。READ文ではデータはDATA文で入力されます。200, 210行がそれぞれ。データはコンマで区切られるか、別の行のデータ文で示されます。データ文は何行にしてもかまいません。次の2つのデータ文の使い方は上と全く同じものです。

例 200 DATA 0.015,0.2,0.03,0.14

[210はなし]

例 200 DATA 0.015,0.2
210 DATA 0.03,0.14

データは4つありますから、最大4個までDATA文を使うことができます。

例 200 DATA 0.015
210 DATA 0.2
220 DATA 0.03
230 DATA 0.14

しかし、普通はプログラムを短くするためにDATA文の数は不要に増やしません。実行すると例題1-eと同じ結果をうることができます。READ文の変数とDATA文のデータはINPUT文の場合と同じように、頭から順番に対応していきます。

| 順 番 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------|-------|-----|------|------|
| 変 数 | N | B | H | I |
| デ ー タ | 0.015 | 0.2 | 0.03 | 0.14 |

この場合、その変数が何番目の READ 文で使われたか、その数値が何番目の DATA 文に現われたかということは全く問題にされません。

練習 1—g

次の READ 文の誤りを示せ

- (1) READ, A, B, C.
- (2) READ A B C

9) それではここで INPUT 文と READ 文と代入文を対比して比較整理しておきましょう。

基本例題 8—a READ 文

```
10 READ A,B
20 C=A+B
30 PRINT "A=";A,"B=";B,"C=";C
40 END
50 DATA 2,4
```

ここではデータの A に 2 が B に 4 が対応します。もちろん、

```
10READ A
15READ B
```

と READ 文を 2 つにしても同じです。結果は次のようになります。

RUN

A = 2 B = 4 C = 6

10) 基本例題 8—b 代入文

```
*10 A=2
*15 B=4
20 C=A+B
30 PRINT "A=";A,"B=";B,"C=";C
40 END
```

[50]

代入文によるものです。結果は次のように全く同じになります。

RUN

A = 2 B = 4 C = 6

練習 8—b

次の代入文によるプログラムの 10, 20 行を READ 文によるもの書きなおせ

```
10 A=10
20 B=5
30 C=A/B
40 PRINT "C=";C
50 END
```

11) 基本例題 8—c

```
*10 INPUT "A=";A
*15 INPUT "B=";B
20 C=A+B
30 PRINT "A=";A,"B=";B,"C=";C
40 END
```

実行すると結果は次のようになります。

A = 2

B = 4

A = 2 B = 4 C = 6

INPUT 文はデータをキーインするため、RUN (CR) の後の入力操作 (ここでは 2, 4) により結果が変わってきます。

12) ストリング変数についても同じようなまとめをしてみます。

基本例題 8—d ストリング変数の READ 文

```
*10 READ A$,B$
*20 C$=A$+B$
*30 PRINT "A=";A$,"B=";B$,"C=";C$
40 END
*50 DATA I,F
```

A, B の後ろに \$ をつけます。このとき DATA 文のデータには "I" といったように " " マークをつけません。文字代入文の場合とのちがいに注意して下さい。"I" を DATA 文の後に書くと A \$ の中には "I" が入ってしまいます。

実行すると結果は次のようになります。

A = I B = F C = I F

13) 基本例題 8—e ストリング変数の代入文

```
*10 A$="J"
*15 B$="F"
20 C$=A$+B$
30 PRINT "A=";A$,"B=";B$,"C=";C$
40 END
```

[50]

今度は文字代入文によるものです。もう説明するまでもないと思いますが、8—d との対比に気をつけて下さい。実行結果は 8—d と全く同じです。

14) 基本例題 8—f ストリング変数の INPUT 文

```
10 INPUT "A=";A$
15 INPUT "B=";B$
20 C$=A$+B$
30 PRINT "A=";A$,"B=";B$,"C=";C$
40 END
```

これも復習です。実行結果は前と同じように I, F を入力すると次のようになります。

A = I

B = F

A = I B = F C = I F

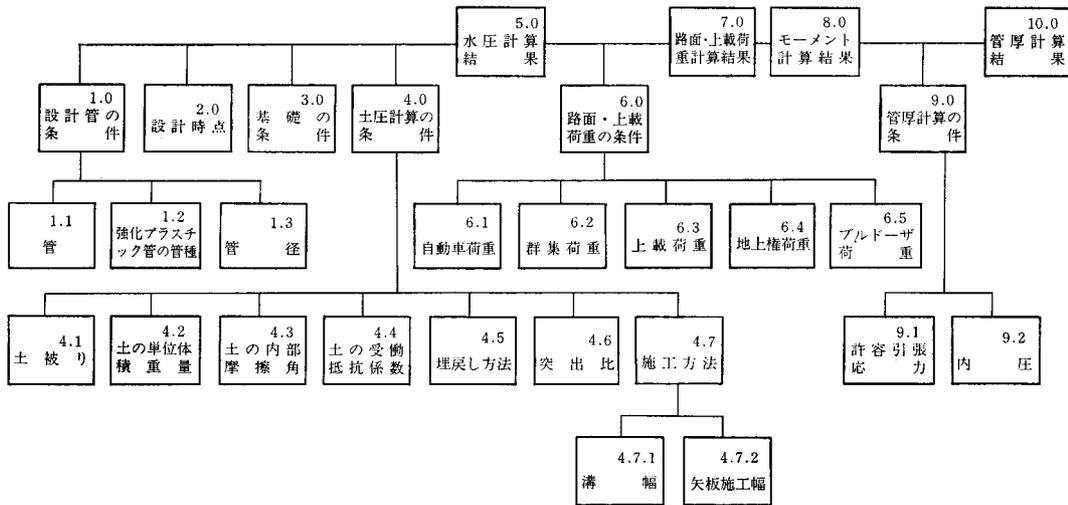
最後に以上の 3 つを復習しておきましょう。ストリング変数に対応するために " " を使うのは代入文 (イコール) の場合だけです。READ 文と INPUT 文の場合には " " は要りません。また、READ 文と INPUT 文のちがいは、READ 文は DATA 文に書かれたデータを読むのに対し、INPUT 文はキーボードでデータが入力されます。

練習 8—f

8—f のプログラムで次のように A \$, B \$ に入力して、プログラムを実行しました。

A = ギジュツ

B = ケンキュウカイ



図一 とう性管の対話手順構造図

A=ギジュツ B=ケンキュウカイ C=ギジュツケンキュウカイ

これと同じ結果を得る(1) READ 文と DATA 文を使った場合(2)代入文を使った場合について作りなさい。

II 応用問題 2 パイプライン構造計算 (NEC-PC8801)

(1) 基本設計

①要求定義 イ. パイプライン工事における埋設管の構造設計。ロ. 入力省略時は標準値をとる。ハ. 言語はN88-BASIC.

②機能 イ. パイプライン横断面に働く応力計算を行う。ロ. 不とう性管は線荷重を求める。とう性管は仮定(入力)管圧が応力とたわみに対して安全か判定する。

③範囲 イ. 管種は文献1)のP10.11に従った。a; とう性管→ダクタイル鋳鉄管, 鋼管 b; 不とう性管→遠心力鉄筋コンクリート管, ロール転圧鉄筋コンクリート管, ユア式プレストレスコンクリート管, 石綿セメント管, ロ. 荷重は文献1)P50による。a; 土圧 b; 路面荷重→群集荷重, 自動車荷重 (T=20t, T=14t, T=9t) c; 管自体の自重及び管内水重 d; 内水圧→静水圧, 水撃圧 ハ. 管体の横断方向の設計を行い, 縦断方向は行わない。ニ. 施工方法 オープン掘削, 矢板施工 ホ. 基礎の支持方式は, 自由支承, 固定支承(不とう性管のみ)とする。ヘ. 耐震管路の設計は行わない。ト. 機材の数量計算や施工単価の算出は行わない。

④技術分析 イ. 荷重の組合せは文献2)のP3-(2)-15による。ロ. 自動車荷重(トラック)の標準は文献3)のP77により, 衝撃係数と自動車荷重の計算方法は, 文献1)のP58~64による。ハ. 土圧計算法は文献2)のP50~58による。ニ. 管の中心半径の求め方は文献2)のP3-

(2)-20による。ホ. 管体重量は文献2)のP3-(2)-20及び, 文献1)のP76による。ヘ. 管体の横断面に生ずる曲げモーメントの計算方法は文献1)のP67~68による。

ト. 不とう性管線荷重の計算法は, 文献1)のP71による。チ. とう性管の管厚計算方法は文献1)のP71~76による。リ. タールエポキシ塗装鋼管の余裕厚は文献2)のP3-(2)-20~21による。

(2) プログラムの構造図

(3) プログラムリスト

【引用文献】

- 1) 土地改良事業計画設計基準設計水路工(その2)パイプライン 農林省 構造改善局 S52. 10
- 2) 土地改良事業計画設計基準設計水路工パイプラインの細部運用 54-9号
- 3) 土地改良事業計画設計基準設計水路工(その1)農林省 構造改善局
- 4) パイプライン構造計算プログラム解説書 関東農政局, 土地改良技術事務所 S57. 9

【練習の解答】

4-a (1)A(2)A(3)C(4)B(5)C(6)C(7)A(8)C

5-a OK

6-b (1)○(2)○(3)×(4)○(5)×

6-c (1)4(2)12(3)2

6-d A\$

1-9 (1) READ の後の, をとる。(2)AとB. BとCの間に, を入れる

8-b 10 READ A, B

30 C=A/B

40 PRINT "C=" ; C

```

1000 /-----/
1010 / \ アイワライン ノ コウゾク セツケイ バイブライン構造設計 (0.0)
1020
1030 *MAIN
1040 -50 : WIDTH 80,25 : CONSOLE 0,25,0,1
1050 GOSUB *SYOKICHI
1060 CLS:PRINT *** カン ニ カンスル セツケイ ヨクヨクン ***:PRINT
1070 INPUT カンゾウ イテマ (1:トクセikan 2:7トクセikan) :KANSYU
1080 IF KANSYU<1 OR KANSYU>2 THEN KANSYU=1 : PRINT TAB(IX);KANSYU
1090 IF KANSYU=1 THEN GOSUB *TOUSEI
1100 IF KANSYU=2 THEN GOSUB *FUTOUSEI
1110 PRINT:PRINT:COLOR 3:PRINT ***** PIPE END *****:COLOR 7
1120 END
10000 /-----/
10010 / \ ヨコリヨク マイ ノ ヨクセツト ヨヨク セツメイ 使用方法の説明 (1.0)
10020
10030 *SYOKICHI
10040 KANSYU$(1)="トクセikan":KANSYU$(2)="7トクセikan"
10050 KUN$(1)="クワイルカン":KUN$(2)="コカン"
10060 ROMEN$(1)="シトクサトカ" : ROMEN$(2)="クンシヨクカ" : ROMEN$(3)="カシコナシ"
10070 IG$(1)="1-20t(1クイ)":IG$(2)="1-14t(2クイ)":IG$(3)="1-8t(2クイ)":
IG$(4)="1-20t(1クイ)":IG$(5)="1-14t(1クイ)":IG$(6)="1-8t(1クイ)":
10080 IZ$(1)="0.3t/m2":IZ$(2)="ミツク"
10090 IZ$(3)="0.3t/m2":IZ$(5)="0.5t/m2"
10100 JSEKOU$(1)="アーンクワク":JSEKOU$(2)="タイテコク"
10110 ZIBAN$(1)="シマカクマメ":ZIBAN$(2)="シマカクマ1":ZIBAN$(3)="シマカクマ2"
10120 ZIBAN$(4)="カン":ZIBAN$(5)="7クワ":ZIBAN$(6)="アナルクワ"
10130 SIJI$(1)="90°":SIJI$(2)="90°":SIJI$(3)="60°"
KISO$(1)="シヨクシヨク":KISO$(2)="コシヨク"
DK$(1)="シヨクシヨク":DK$(2)="シヨクシヨク":DK$(3)="シヨクシヨク":DK$(4)="タイタカク"
10140 PRINT *** ヨコリ セツメイ *** : PRINT
10150 PRINT. カクコクヨク コクク - \ ヨコリヤク カク セツト ヲレタイマ
10160 PRINT. ヨコリヤク コクク - \ ヨコリヤク カク セツト ヲレタイマ
10170 PRINT. ヨコリヤク コクク - \ ヨコリヤク カク セツト ヲレタイマ
10180 INPUT ヨコリヤク コクク - \ ヨコリヤク カク セツト ヲレタイマ : PRINT
10200 INPUT ヨコリヤク コクク - \ ヨコリヤク カク セツト ヲレタイマ (hit RETURN) :AXAXA$
10210 RETURN
20000 /-----/
20010 / \ トクセikan ノ コウゾク セツケイ とう性管の構造設計 (2.0)
20020
20030 *TOUSEI
20040 KANSYU=1
20050 GOSUB *T.INPUT
20060 GOSUB *T.KAJYU
20070 GOSUB *T.MOMENT
20080 GOSUB *T.KANATSU
20090 RETURN
20100 /-----/
20110 / \ トクセikan ノ コウゾク ヨヨク とう性管 管の入力処理 (2.1)
20120
20130 *T.INPUT
20140 INPUT "カンコト (1:クワイル 2:コカン)":KUN
20150 IF KUN<1 OR KUN>2 THEN KUN=2:PRINT TAB(IX);KUN
20160 INPUT "カンタイ( mm) :DI:IF DI<50 OR DI>4000 THEN DI=1000:PRINT TAB(IX);DI
20170 DI=DI/10
20180 INPUT "カンアツ ( mm) :T:IF T<1 OR T>50 THEN T=8.7:PRINT TAB(IX);T
20190 TT=T/10
20200 IF KUN=1 AND T < 11 THEN T=T-2
20210 IF KUN=1 AND T >= 11 THEN T=(T-1.1)/1.1
20220 IF KUN=2 AND DI < 75 THEN T=T-2
20230 IF KUN=2 AND DI >= 75 THEN T=T-1
20240 T=T/10:DC=DI+2*T
20250 PRINT INPUT "カン セツケイ ヨクヨクン オ フリタ ニ ヨコリヨク マスカ ( y/n )":YESNO$
20260 IF NOT (YESNO$="Y" OR YESNO$="y") THEN RETURN
20270 PRINT:PRINT *** カン ニ カンスル セツケイ ヨクヨクン ***:LPRINT
20280 LPRINT USING "カン" & KANSYU$(KANSYU)
20290 LPRINT USING "カン" & KUN$(KUN)
20300 LPRINT USING "カンタイ ( D )" & DI
20310 LPRINT USING "カンアツ ( t )" & TT
20320 RETURN
20330 /-----/
20340 / \ トクセikan ノ カシコナシ ヨヨク とう性管 荷重処理 (2.2)
20350
20360 *T.KAJYU
20370 GOSUB *T.DOATSU
20380 GOSUB *T.KAJYU.INPUT
20390 GOSUB *ROMEN
20400 GOSUB *T.SUIJYU
20410 GOSUB *T.JIYJU
20420 RETURN
20430 /-----/
20440 / \ トクセikan ノ トマツ とう性管 土圧計算処理 (2.2.1)
20450
20460 *T.DOATSU
20470 GOSUB *T.D.INPUT
20480 GOSUB *T.ENCHOKU
20490 MUSI=0
20500 IF DI<25.2 THEN MUSI=1
20510 GOSUB *D.SUIHEI
20520 IF MUSI=1 THEN PV=0
20530 GOSUB *T.D.OUTPUT
20540 RETURN
20550 /-----/
20560 / \ インチョク トマツ コクヨク 土圧データの入力 (2.2.1.1)
20570
20580 *T.D.INPUT
20590 CLS:PRINT:PRINT *** トマツ クイエン ヨク テマク ノ コクヨク ***:PRINT
20600 INPUT "H カク ( m ) :H:IF H<.5 OR H>20 THEN H=1:PRINT TAB(IX);H
20610 H=H/100
20620 INPUT "クワイルノ タン タイセキ ヨクヨク ( t/m3 ) :W
20630 IF W<1 OR W>3 THEN W=1.8 : PRINT TAB(IX);W
20640 W=W/1000
20650 INPUT "クワイルノ ナイフマツカク ( ° ) :PI
20660 IF PI<0 OR PI>50 THEN PI=30 : PRINT TAB(IX);PI
20670 IF KANSYU<1 THEN PI=20700
20680 INPUT "クワイルノ ショクシヨク ( e ) :ET
20690 IF ET<0 THEN ET=28 : PRINT TAB(IX);ET
20700 INPUT "クワイルノ ショクシヨク ( e ) :IP
20710 IF P<.5 OR P>3 THEN P=1 : PRINT TAB(IX);P
20720 INPUT "シヨクシヨクノ ショクシヨク ( m ) :B
20730 IF B<0 OR B>100 OR B>50 THEN B=0 : PRINT TAB(IX);B
20740 B=B/100
20750 INPUT "コクヨクノ カク ( 1:アーンクワク 2:タイテコク ) :JSEKOU
20760 IF JSEKOU<1 OR JSEKOU>2 THEN JSEKOU=1:PRINT TAB(IX);JSEKOU

```

```

20770 FUGETSU=1
20780 IF JSEKOU=1 AND B=0 THEN FUGETSU=2
20790 IF KANSYU<1 THEN 20870
20810 KISO=1
20820 INPUT <1:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;ZIBAN
20830 IF ZIBAN<1 OR ZIBAN>9 THEN ZIBAN=2:PRINT TAB(IX);ZIBAN
20840 IF ZIBAN=2 THEN RS=-1
20850 IF ZIBAN=3 THEN RS=0
20860 IF ZIBAN=4 THEN RS=1
20870 IF KANSYU<2 THEN 20990
20880 IF JSEKOU<2 THEN 20920
20890 IF B<DC/100 OR B>100 THEN B=DC/100+1:PRINT TAB(IX);B
20910 B=DC/100
20920 INPUT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;ZIBAN
20930 IF ZIBAN<4 OR ZIBAN>6 THEN ZIBAN=5:PRINT TAB(IX);ZIBAN
20940 IF ZIBAN=4 THEN RS=1
20950 IF ZIBAN=5 THEN RS=2
20960 IF ZIBAN=6 THEN RS=3
20970 INPUT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;KISO
20980 IF KISO<1 OR KISO>2 THEN KISO=1:PRINT TAB(IX);KISO
20990 PRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;SIJI
21000 INPUT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;SIJI
21010 IF KISO=1 THEN IF SIJI<4 OR SIJI>6 THEN SIJI=4:PRINT TAB(IX);SIJI
21020 IF KISO=2 THEN IF SIJI<4 OR SIJI>6 THEN SIJI=4:PRINT TAB(IX);SIJI
21030 INPUT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;YESNO#
21040 IF NOT(YESNO#='Y' OR YESNO#='y') THEN RETURN
21050 LPRINT:PRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;LPRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;H
21060 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(cm);U
21070 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(g/cm3);U
21080 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;PI
21090 IF KANSYU<1 THEN 21110
21100 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;ET
21110 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;P
21120 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(cm);B
21130 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;B
21140 JSEKOU*(JSEKOU) & & ;
LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;ZIBAN*(ZIBAN) & & ;
LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;KANSYU*(KANSYU) & & ;
LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;SIJI*(SIJI) & & ;
21170 RETURN
-----
21180 トロピカンノインテグレートアツ どう性管 鉛直土庄 (2.2.1.2)
-----
21190 *T.ENCHOKU
21200 MU=PI*(PI*3.1416/180)
21210 RK=(1-SIN(PI*3.1416/180))/(1+SIN(PI*3.1416/180))
21220 IF FUGETSU=3 THEN 21330
21230 IF H<200 THEN WV=WH:DK=1: RETURN ELSE W1=W*200
21240 GOSUB TOSJTSU
21250 IF FUGETSU<2 THEN 21290
21260 IF W1>W2 THEN WV=W1:DK=1 ELSE WV=W2:DK=2
21270 IF FUGETSU<1 THEN 21330
21280 GOSUB MIZO
21290 IF W3<W2 THEN WV=W3:DK=3 ELSE WV=W2:DK=2
21300 IF W4<W1 THEN WV=W4:DK=1
21310 IF FUGETSU<3 THEN 21350
21320 W4=W*H:WV=W4:DK=4
21330 RETURN
-----
21340 トロピカンノミョカクタインテグレートアツ どう性管 溝形土庄 (2.2.1.2.1)
-----
21350 *T.MIZO
21360 CD=(1-EXP(-2*RK*MU*H/B))/(2*RK*MU):W3=CD*W*B
21370 RETURN
-----
21380 トロピカンノトシヨクタインテグレートアツ どう性管 突出形土庄 (2.2.1.2.2)
-----
21390 *T.TOSYUTSU
21400 GOSUB T.HE
21410 IF H<HE THEN CC=(EXP(-G1*G2)-1)/-G1
21420 ELSE CC=(EXP(-G1*HE/DC)-1)/-G1+(G2-HE/DC)*EXP(-G1*HE/DC)
21430 W2=CC*W*DC
21440 RETURN
-----
21450 トロピカンノトシヨクメン どう性管 等洗下面 (2.2.1.2.2.1)
-----
21460 *T.HE
21470 DEF FNTE(HE)=(EXP(-G1*HE/DC)-1)/(-G1)*(1/G1-G2+HE/DC-G3/3)-5*HE^2/DC-2-G3/3*(G2-HE/DC)*EXP(-G1*HE/DC)-1/G1*HE/DC+G2*HE/DC+G3*G2
21480 DH=H/2-.0001:HO=H-.0001:Y2=FNTE(HO):HE=HO-DH
21490 WHILE HE>0
21500 Y1=FNTE(HE):IF ABS(Y1)<.00001 THEN RETURN
21510 IF Y1*Y2>0 THEN HO=HE:Y2=Y1:HE=HE-DH ELSE DH=DH/2:HE=HO-DH
21520 WEND
21530 HE=H+100
21540 RETURN
-----
21550 トロピカンノスイハイトアツ どう性管 水平土庄 (2.2.1.3)
-----
21560 *D.SUIHEI
21570 DEF FNDC(FFF,WXX)=(FFF*2*SK*WXX*RC^4)/(E*I2+.061*ET*RC^3)
21580 DEF FNFX(FFF,DOXX)=ET*DOXX/FFF/RC/2
21590 RC=(DC/4)
21600 F2=(DC-D1)^2/3/12
21610 F=1
21620 SKK(1)=.11:SKK(2)=.108:SKK(3)=.103:SKK(4)=.096:SKK(5)=.089:SKK(6)=.083
21630 SK=SKK(SIJI)
21640 EE(1)=1.6E+06:EE(2)=2.1E+06:E=EE(KUN)
21650 PV=FNFX(F,XV)
21660 RETURN
-----
21670 トロピカンノトシヨクメン どう性管 土庄の出力 (2.2.1.4)
-----
21680 *T.D.OUTPUT
21690 CLS
21700 PRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;PRINT
21710 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;DK*(DK)
21720 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(kg/cm2);UV
21730 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(kg/cm2);PV
21740 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(cm);XU
21750 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(y/n);YESNO#
21760 IF NOT(YESNO#='Y' OR YESNO#='y') THEN RETURN
21770 LPRINT:PRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;LPRINT <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;DK*(DK)
21780 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(kg/cm2);UV
21790 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(kg/cm2);PV
21800 LPRINT USING <1:2:3:4:5:6:7:8:9:10:11:12:13:14:15:16:17:18:19:20:21:22:23:24:25:26:27:28:29:30:31:32:33:34:35:36:37:38:39:40:41:42:43:44:45:46:47:48:49:50:51:52:53:54:55:56:57:58:59:60:61:62:63:64:65:66:67:68:69:70:71:72:73:74:75:76:77:78:79:80:81:82:83:84:85:86:87:88:89:90:91:92:93:94:95:96:97:98:99:100>;(cm);XU
21810 RETURN

```

```

21950 /
21960 / カマノク データ ニヨリヨク 荷重データの入力処理 (2.2.2)
21970
21980 *KAJYU INPUT
21990 CL:PRINT "*** カマノク / ニヨリヨク ***";PRINT
22000 PRINT "カマノク オシカ カマノク ノ 2 データ 177"
22010 INPUT <1> トウシカ カマノク ノ 2 データ 177 カマノク 3:カマノク ノ 2 データ 177;ROMEN
22020 IF ROMEN<1 OR ROMEN>3 THEN ROMEN=1:PRINT TAB(IX);ROMEN
22030 RETURN
22040 /
22050 / オシカ カマノク 路面荷重 (2.2.3)
22060
22070 *ROMEN
22080 GOSUB *R.INPUT
22090 IF ROMEN=3 THEN RETURN
22100 IF ROMEN=2 THEN WM=I2/100:WX=WM ELSE GOSUB *JIDOUSYA:WX=WM
22110 IF KANSYU=1 THEN XW=FNDX(11,WX):PW=FNPX(11,XW)
22120 IF MUST=1 THEN PW=0
22130 GOSUB *R.OUTPUT
22140 RETURN
22150 /
22160 / オシカ カマノク / ニヨリヨク 路面荷重データの入力 (2.2.3.1)
22170
22180 *R.INPUT
22190 IF ROMEN<1 THEN 22270
22200 PRINT "カマノク ノ 2 データ 177"
22210 PRINT "1:I=20t(22°イ) 2:I=14t(22°イ) 3:I=9t(22°イ)"
22220 INPUT " < 4:I=20t(19°イ) 5:I=14t(19°イ) 6:I=9t(19°イ) >";IG
22230 IF IG<4 OR IG>6 THEN IG=4:PRINT TAB(IX);IG
22240 PRINT "カマノク ノ 2 データ 177"
22250 INPUT "カマノク ノ 2 データ 177";IS
22260 IF IS<1 OR IS>2 THEN IS=1:PRINT TAB(IX);IS
22270 IF ROMEN<2 THEN 22310
22280 PRINT "カマノク ノ 2 データ 177"
22290 INPUT "カマノク ノ 2 データ 177";IZ
22300 IF IZ<1 OR IZ>10 THEN IZ=3:PRINT TAB(IX);IZ
22310 INPUT "カマノク ノ 2 データ 177";YESNO$
22320 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="") THEN RETURN
22330 LPRINT:LPRINT:LPRINT "*** オシカ カマノク ノ 2 データ 177 ***":LPRINT
22340 LPRINT USING " オシカ カマノク "
22350 IF ROMEN=1 THEN LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177"
22360 IF ROMEN=1 THEN LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177"
22370 IF ROMEN=2 THEN LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177"
22380 RETURN
22390 /
22400 / カマノク ノ 2 データ 177 自動車荷重 (2.2.3.2)
22410
22420 *JIDOUSYA
22430 DEF FNJ1(AA,BB,HH)=SQR(AA^2+BB^2+HH^2)
22440 DEF FNJ2(BB,HH)=BB^2+HH^2
22450 DEF FNJ3(AA,BB,HH)=AA^2+BB^2+HH^2
22460 DEF FNJ4(AA,BB,HH)=AA*BB*HH/FNJ1(AA,BB,HH)*SQR(FNJ2(AA,HH))/SQR(FNJ3(BB,HH))
22470 DEF FNJ5(AA,BB,HH)=AA*BB*HH/FNJ1(AA,BB,HH)*(1/FNJ2(AA,HH)+1/FNJ3(BB,HH))
22480 IF H<120 AND IG<3 THEN 22520
22490 IF H<120 THEN L=100:ALFA=FNJ4(L,DC/2,H)/[L*DC/4]
22500 ELSE L=175:ALFA=FNJ4(L,DC/2,H)/[L*DC/4]
22510 GOTO 22550
22520 L=100
22530 ALFA=(FNJ4(1.75+L,DC/2,H)+FNJ4(L,DC/2,H)-FNJ4(1.75,DC/2,H))/[L*DC/4]
22540 IF H<150 THEN SI=3
22550 IF H>150 AND H<250 THEN SI=.2
22560 IF H>250 THEN SI=.1
22570 IF IS=2 THEN SI=SI+.1
22580 IF IG=4 OR IG=6 THEN PG=8000
22590 IF IG=2 OR IG=3 THEN PG=5600
22600 IF IG=3 OR IG=6 THEN PG=3600
22610 WW=ALFA*PG*(1+SI)
22620 RETURN
22630 /
22640 / トウシカ カマノク ノ 2 データ 177 路面荷重の出力 (2.2.3.3)
22650
22660 *R.OUTPUT
22670 IF ROMEN=1 THEN PRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm2)
22680 IF ROMEN=2 THEN PRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm2)
22690 IF KANSYU=2 THEN 22760
22700 PRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm2);PW
22710 PRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XW
22720 PRINT:INPUT " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XW0$
22730 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="") THEN RETURN
22740 LPRINT:LPRINT:LPRINT " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" *****
22750 IF ROMEN=1 THEN LPRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" *****
22760 (kg/cm2);XW
22770 IF ROMEN=2 THEN LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" *****
22780 (kg/cm2);XW
22790 IF KANSYU=2 THEN 22840
22800 LPRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm2);PW
22810 LPRINT USING " オシカ カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XW
22820 RETURN
22830 /
22840 / トウシカ カマノク ノ 2 データ 177 とう性管 管内水重 (2.2.4)
22850
22860 *T.SUIJYU
22870 KO(1)=.107:KO(2)=.104:KO(3)=.096:KO(4)=.085:KO(5)=.075:KO(6)=.065
22880 XW0=F*2*KO(SI)*.001*RC*(E*12+.061*ET*RC^3)
22890 PRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XW0
22900 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="") THEN RETURN
22910 LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XW0
22920 RETURN
22930 /
22940 / トウシカ カマノク ノ 2 データ 177 とう性管 管自重 (2.2.5)
22950
22960 *T.JIYU
22970 KP(1)=.215:KP(2)=.208:KP(3)=.191:KP(4)=.169:KP(5)=.149:KP(6)=.131
22980 KP(1)=7:HG(2)=7.95:HG(3)=.96:HG(4)=1.43:HG(5)=2!
22990 HG=3.1416*(D1^2-D2^2)/4*HG(KUN)/1000
23000 XG=F*2*KP(SI)*WG/(2*3.1416*RC)*RC^4/(E*12+.061*ET*RC^3)
23010 PRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm);XG
23020 LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XG
23030 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="") THEN RETURN
23040 LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (kg/cm);XG
23050 LPRINT USING " カマノク ノ 2 データ 177" ***** (cm);XG
23060

```

```

23080 RETURN
23090 / トクベイクンニヨウズルサイタイマクモメントとう性管 管体に働くモーメント処理 (2.3)
23100
23110 *T.MOMENT
23120 DIM TKESU(3,6):RESTORE *TM.KEISU
23130 FOR I=1 TO 3:FOR J=1 TO 6:READ TKESU(I,J):NEXT J,I
23140 MV=TKESU(1,S1J)*WV*RC^2
23150 MW=TKESU(1,S2J)*WV*RC^2
23160 MWO=TKESU(1,S3J)*WV*RC^3
23170 MH=TKESU(3,S1J)*.001*RC^3
23180 MHV=-.166*PV*RC^2
23190 MHW=-.166*PW*RC^2
23200 M=MV+MW+MWO+MHV+MHW
23210 *TM.KEISU
23220 DATA 0.387,0.468,0.277,0.314,0.275,0.250
23230 DATA 0.750,0.363,0.220,0.321,0.270,0.220
23240 DATA 0.239,0.179,0.134,0.102,0.083,0.070
23250 CLS:PRINT:*** モーメントゲイサンケツカ ***:PRINT
23260 PRINT USING "トアツクニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MV
23270 PRINT USING "ロムカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MW
23280 PRINT USING "サイノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MWO
23290 PRINT USING "トアツクスイハイカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MHV
23300 PRINT USING "ロムスイハイカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MHW
23310 PRINT USING "カンタイニハツラクサイタイモーメント *****.### (kg.cm)";M
23320 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
23330 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="y") THEN RETURN
23340 LPRINT:LPRINT:LPRINT:*** トクベイクンニヨウズルサイタイマクモメントゲイサンケツカ ***:LPRINT
23350 LPRINT USING "トアツクニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MV
23360 LPRINT USING "ロムカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MW
23370 LPRINT USING "サイノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MWO
23380 LPRINT USING "トアツクスイハイカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MHV
23390 LPRINT USING "ロムスイハイカスノヨルモーメント *****.### (kg.cm)";MHW
23400 LPRINT USING "カンタイニハツラクサイタイモーメント *****.### (kg.cm)";M
23410 RETURN
23420 / トクベイクンノカンアツとう性管 管厚計算処理 (2.4)
23430
23440 *T.KANATSU
23450 GOSUB *T.K.INPUT
23460 TI=(.5*DI*HP+SQR((.5*DI*HP)^2+24*.7*SGA*M))/2/SGA
23470 TAWAMI=TAWAMIRYO/(2*RC)
23480 GOSUB *T.K.OUTPUT
23490 RETURN
23500 / トクベイクンノカンアツゲイサンヨクニヨリヨクとう性管 管厚計算データの入力 (2.4.1)
23510
23520 *T.K.INPUT
23530 CLS:PRINT:PRINT:*** カンアツゲイサンヨクデータニヨリヨク ***:PRINT
23540 IF KUN=1 THEN SGA=1800
23550 IF KUN<2 THEN SGA=23660
23560 SGA=1740
23570 INPUT USING "コクカンノキョウビツハリオウヨク *****.### (kg/cm)";SGA
23580 INPUT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23590 IF USGA>0 THEN SGA=USGA
23600 INPUT "タイアツ(ヘイスイアツ+スイケキアツ) kg/cm2";HP
23610 IF HP<0 THEN HP=0
23620 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
23630 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="y") THEN RETURN
23640 LPRINT:LPRINT:LPRINT:*** トクベイクンノカンアツゲイサンヨクデータニヨリヨク ***:LPRINT
23650 LPRINT USING "コクカンノキョウビツハリオウヨク *****.### (kg/cm)";SGA
23660 LPRINT USING "タイアツ(ヘイスイアツ+スイケキアツ) *****.### (kg/cm2)";HP
23670 RETURN
23680 / トクベイクンノカンアツケツカニヨリヨクとう性管 管厚計算結果の出力 (2.4.2)
23690
23700 *T.K.OUTPUT
23710 CLS:PRINT:PRINT:*** トクベイクンノカンアツゲイサンケツカ ***:PRINT
23720 PRINT USING "コクカンノカンアツゲイサンケツカ *****.### (cm)";TI
23730 IF T=1 THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23740 IF T<1 THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23750 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
23760 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (%)";TAWAMI
23770 IF TAWAMI=3 THEN TAWA=4 ELSE TAWA=3
23780 IF TAWAMI<TAWA THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23790 IF TAWAMI>TAWA THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23800 PRINT:INPUT "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
23810 INPUT:PRINT:PRINT:*** トクベイクンノカンアツゲイサンケツカ ***:LPRINT
23820 LPRINT USING "コクカンノカンアツゲイサンケツカ *****.### (cm)";TI
23830 LPRINT USING "コクカンノカンアツゲイサンケツカ *****.### (cm)";TI+TT-T
23840 IF T=1 THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23850 IF T<1 THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23860 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
23870 PRINT USING "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (%)";TAWAMI
23880 IF TAWAMI=3 THEN TAWA=4 ELSE TAWA=3
23890 IF TAWAMI<TAWA THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23900 IF TAWAMI>TAWA THEN PRINT "ニトケルハタイヨウゼイシ(ヨイハタイhit return)";USGA
23910 RETURN
23920 / トクベイクンノヨリ 不とう性管の構造設計 (3.0)
23930
23940 *FUTOUSEI
23950 KANSYU=2
23960 GOSUB *F.INPUT
23970 GOSUB *F.KAJYU
23980 GOSUB *F.MOMENT
23990 SENKAJYU=M*.318/RC
24000 CLS:PRINT:*** トクベイクンノヨリ 不とう性管の構造設計 (3.0) ***:PRINT
24010 PRINT USING "センカスノヨク *****.### (kg/cm)";SENKAJYU
24020 PRINT:INPUT "ゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";M
24030 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="y") THEN RETURN
24040 LPRINT:LPRINT:LPRINT:*** トクベイクンノヨリ 不とう性管の構造設計 (3.0) ***:LPRINT
24050 KANSYU(1)=1:トクベイクン:KANSYU(2)=2:トクベイクン
24060 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24070 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24080 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24090 RETURN
24100 / トクベイクンノニヨリヨクヨリ 不とう性管 入力処理 (3.1)
24110
24120 *F.INPUT
24130 INPUT "カンナイケイ(mm)";DI:IF DI<50 OR DI>4000 THEN DI=1000:PRINT TAB(IX);DI
24140 DI=DI/10
24150 INPUT "カンカケイ(mm)";DC:IF DC<DI THEN DC=DI*10+100:PRINT TAB(IX);DC
24160 DC=DC/10
24170 PRINT:INPUT "カンスルゲイサンニヨルモーメント *****.### (kg.cm)";SENKAJYU
24180 IF NOT(YESNO$="Y" OR YESNO$="y") THEN RETURN
24190 LPRINT:LPRINT:LPRINT:*** トクベイクンノニヨリヨクヨリ 不とう性管 入力処理 (3.1) ***:LPRINT
24200 KANSYU(1)=1:トクベイクン:KANSYU(2)=2:トクベイクン
24210 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24220 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24230 LPRINT USING "カンスルゲイサン *****.### (cm)";KANSYU
24240 RETURN

```

```

30310 .RETURN
30320 / フトクエイノ カシコク ヨヨリ 不とう性管 荷重処理 (3.2)
-----
30330 *F.KAJYU
30340 GOSUB *F.DOATSU
30350 GOSUB *KAJYU.INPUT
30360 GOSUB *ROMEN
30370 .RETURN
30380 / フトクエイノ トアツリョク 不とう性管 土圧計算処理 (3.2.1)
-----
30390 *F.DOATSU
30400 GOSUB *I.D.INPUT
30410 GOSUB *F.ENCHOKU
30420 MUSI=0
30430 IF DI<61 THEN MUSI=1
30440 IF KISO=2 AND SIJI=6 THEN MUSI=1
30450 IF MUSI=0 THEN GOSUB *F.SUIHEI
30460 GOSUB *F.D.OUTPUT
30470 .RETURN
30480 / フトクエイノ インチョク トアツ 不とう性管 鉛直土圧 (3.2.1.1)
-----
30490 *F.ENCHOKU
30500 MU=PI*(PI*3.1416/180)
30510 RK=(1-SIN(PI*3.1416/180))/(1+SIN(PI*3.1416/180))
30520 GOSUB *F.TOSYUTSU
30530 --- トアツ ケイサン コトヲ ヌラハル
30540 IF FUSETSU<2 THEN 30620
30550 IF FUSETSU<7 THEN 30660
30560 GOSUB *F.MIZO
30570 --- W3 ト W2 ノ ヒカク
30580 IF W3<W2 THEN WV=W3;DK=3 ELSE WV=W2;DK=2
30590 IF FUSETSU<3 THEN 30680
30600 WV=W4;DK=4; IF W4<W2 THEN WV=W4;DK=4 ELSE WV=W2;DK=2
30610 .RETURN
30620 / フトクエイノ ミヅカタ インチョク トアツ 不とう性管 満形土圧 (3.2.1.1.1)
-----
30630 *F.MIZO
30640 W3=(1-EXP(-2*RK*WV*H/B))/(2*RK*WV) : W3=CD*WV*B/DC
30650 .RETURN
30660 / フトクエイノ ヌツカシカタ インチョク トアツ 不とう性管 突出形土圧 (3.2.1.1.2)
-----
30670 *F.TOSYUTSU
30680 GOSUB *HE
30690 IF HK=HE THEN CC=(EXP(G1*G2)-1)/G1
30700 ELSE CC=(EXP(G1*HE/DC)-1)/(G1+(G2-HE/DC)*EXP(G1*HE/DC))
30710 W2=CC*WV*DC
30720 .RETURN
30730 / フトクエイノ トリチンカメン オ モトメル 不とう性管 零沈下面 (3.2.1.1.2.1)
-----
30740 *F.HE
30750 G1=2*RK*WV;G2=H/DC;G3=RS*P
30760 DEF FNFF(HE)=(EXP(G1*HE/DC)-1)/G1*(1/G1+G2-HE/DC+G3/3)+5*HE^2/
30770 DC^2+G3*(G2-HE/DC)*EXP(G1*HE/DC)-1/G1*HE/DC-G2*HE/DC-G3*G2
30780 DH=H/2-.0001 : HO=H-.0001 : Y2=FNFF(HO) : HE=HO-DH
30790 WHILE HE>0
30800 Y1=FNFF(HE) : IF ABS(Y1)<.00001 THEN RETURN
30810 IF (Y1*Y2)>0 THEN HO=HE/2 : Y2=Y1 : HE=HE-DH
30820 ELSE DH=DH/2 : HE=HO-DH
30830 WEND
30840 HE=H+100
30850 .RETURN
30860 / フトクエイノ スライトアツ 不とう性管 水平土圧 (3.2.1.2)
-----
30870 *F.SUIHEI
30880 PH1=RK*WV*H : PH2=RK*WV*(H+DC)
30890 .RETURN
30900 / フトクエイノ トアツ ノ ヌツリョク 不とう性管 土圧の出力 (3.2.1.3)
-----
30910 *F.D.OUTPUT
30920 CLS : PRINT " トアツ ケイサン ケツカ -":PRINT
30930 PRINT USING " トアツ ケイサン ネウホク & :DK$(DK)
30940 PRINT USING " インチョク トアツ (Ph1) #####.### (kg/cm2) :WV
30950 PRINT USING " スライトアツ (Ph2) #####.### (kg/cm2) :PH1
30960 PRINT USING " トアツ ケイサン ケツカ オ フリシタ ニ ヌツリョク ヌツカ (y/n) :YESNO$
30970 IF NOT (YESNO$="Y" OR YESNO$=".") THEN RETURN
30980 LPRINT:LPRINT:LPRINT " トアツ ケイサン ケツカ -":LPRINT
30990 LPRINT USING " トアツ ケイサン ネウホク & :DK$(DK)
31000 LPRINT USING " インチョク トアツ (Ph1) #####.### (kg/cm2) :WV
31010 LPRINT USING " スライトアツ (Ph2) #####.### (kg/cm2) :PH1
31020 LPRINT USING " スライトアツ (Ph2) #####.### (kg/cm2) :PH2
31030 .RETURN
31040 / フトクエイノ ヌツカシカタ サイテイ マカモメント 不とう性管 管体に働くモーメント処理 (3.3)
-----
31050 *F.MOMENT
31060 DIM FKESU(2,2,6):RESTORE *FM.KEISU
31070 FOR I=1 TO 2:FOR J=1 TO 2:FOR NN=1 TO 6:READ FKESU(I,J,NN):NEXT NN,J,I
31080 RC=(DI/DC)^2
31090 MW=FKESU(1,KISO,SIJI)*WV*RC^2
31100 MW0=FKESU(1,KISO,SIJI)*WV*RC^2
31110 MW0=FKESU(2,KISO,SIJI)*.001*(DI/2)^3
31120 MHU=-.104*PH1+.146*PH2)*RC^2
31130 M=MV+MW+MW0+MHU
31140 *FM.KEISU
31150 DATA 587,0.468,0.377,0.314,0.275,0.250
31160 DATA 0.000,0.000,0.000,0.303,0.243,0.220
31170 DATA 0.750,0.563,0.420,0.321,0.260,0.220
31180 DATA 0.000,0.000,0.000,0.260,0.166,0.055
31190 OR:PRINT "モーメント ケイサン ***:PRINT
31200 PRINT USING " トアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MV
31210 PRINT USING " オムカシコク - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MW
31220 PRINT USING " カンタイ スライトアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MW0
31230 PRINT USING " トアツ スライトアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MHU
31240 PRINT USING " カンタイ アタラク サイテイ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :M
31250 PRINT USING " トアツ ケイサン ケツカ オ フリシタ ニ ヌツリョク ヌツカ (y/n) :YESNO$
31260 IF NOT (YESNO$="Y" OR YESNO$=".") THEN RETURN
31270 LPRINT:LPRINT:LPRINT " トアツ - ヌツ モーメント ケイサン ケツカ -":LPRINT
31280 LPRINT USING " トアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MV
31290 LPRINT USING " オムカシコク - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MW
31300 LPRINT USING " カンタイ スライトアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MW0
31310 LPRINT USING " カンタイ スライトアツ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :MHU
31320 LPRINT USING " カンタイ - アタラク サイテイ - ヌツ モーメント #####.### (kg.cm) :M
31330 .RETURN

```

会

告

農業土木技術研究会役員名簿(昭和58年3月15日)

| | | |
|---------------|--------|-----------------------|
| 会 長 | 須藤 良太郎 | 構造改善局建設部長 |
| 副 会 長 | 白井 清恒 | 東京大学教授 |
| 理 事 | 内藤 克美 | 構造改善局設計課長 |
| 〃 | 長野 孝夫 | 北海道開発局農業水産部長 |
| 〃 | 谷山 重孝 | 構造改善局首席農業土木専門官 |
| 〃 | 村山 和 | 関東農政局建設部長 |
| 〃 | 中原 通夫 | 農業土木試験場水工部長 |
| 〃 | 八木 直樹 | 北海道開発庁農林水産課長 |
| 〃 | 嘉藤章太郎 | 水資源開発公団第二工務部長 |
| 〃 | 松井 芳明 | (社)農業土木事業協会専務理事 |
| 〃 | 牧野 俊衛 | (社)土地改良建設協会専務理事 |
| 〃 | 渡辺 滋勝 | ㈱三祐コンサルタンツ専務取締役 |
| 〃 | 久徳 茂雄 | 西松建設㈱専務取締役 |
| 〃 | 内藤 正 | 大豊建設㈱副社長 |
| 〃 | 藤井 敏 | (財)日本農業土木総合研究所常務理事 |
| 監 事 | 須田 康夫 | 関東農政局建設部設計課長 |
| 〃 | 岡本 勇 | ㈱日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長 |
| 常任顧問 | 中川 稔 | 構造改善局次長 |
| 〃 | 福沢 達一 | 全国農業土木技術連盟委員長 |
| 顧 問 | 山崎平八郎 | 衆議院議員 |
| 〃 | 梶木 又三 | 参議院議員 |
| 〃 | 岡部 三郎 | 〃 |
| 〃 | 小林 国司 | 〃 |
| 〃 | 福田 仁志 | 東京大学名誉教授 |
| 〃 | 佐々木四郎 | (社)海外農業開発コンサルタンツ協会々長 |
| 顧 問 | 高月 豊一 | 京都大学名誉教授 |
| 〃 | 緒形 博之 | 新潟大学教授 |
| 〃 | 永田 正董 | 土地改良政治連盟耕隆会々長 |
| 常任幹事 編集委員長 | 谷山 重孝 | 構造改善局首席農業土木専門官 |
| 常任幹事 編集委員 | 梅崎 哲哉 | 構造改善局事業計画課課長補佐 |
| 〃 | 風間 彰 | 〃 設計課課長補佐 |
| 〃 | 脇阪 銃三 | 〃 整備課課長補佐 |
| 〃 | 齊藤 健 | 〃 設計課農業土木専門官 |
| 常任幹事 | 野村 利秋 | 全国農業土木技術連盟事務局長 |
| 幹 事 編集委員 | 柴田 知広 | 構造改善局地域計画課係長 |
| 〃 | 伊藤 一幸 | 〃 資源課係長 |
| 〃 | 石坂 邦美 | 構造改善局事業計画課係長 |
| 〃 | 相沢 恒徳 | 〃 設計課係長 |
| 〃 | 高橋 昭昌 | 〃 水利課係長 |
| 〃 | 小林 和行 | 〃 〃 |

| | | |
|-------------|-------|---------------------|
| 幹 事 編集委員 | 齊藤 晴美 | 構造改善局整備課係長 |
| 〃 | 丸山 和彦 | 〃 開発課係長 |
| 〃 | 酒井 憲明 | 〃 〃 |
| 〃 | 半田 仁 | 〃 防災課係長 |
| 〃 | 滝沢 弘文 | 関東農政局設計課農業土木専門官 |
| 〃 | 岩崎 和巳 | 農業土木試験場施設水理第二研究室長 |
| 〃 | 清野 修 | 国土庁計画調整局調整課専門調査官 |
| 〃 | 辰巳 隆一 | 水資源開発公団第二工務部副参事 |
| 〃 | 大山 弘 | 農用地開発公団工務課課長補佐 |
| 〃 | 小松 康人 | (財)日本農業土木総合研究所主任研究員 |

賛 助 会 員

| | |
|----------------|-------|
| ㈱ 荏原製作所 | 3口 |
| ㈱ 大林組 | 〃 |
| ㈱ 熊谷組 | 〃 |
| 佐藤工業㈱ | 〃 |
| ㈱三祐コンサルタンツ | 〃 |
| 大成建設㈱ | 〃 |
| 玉野総合コンサルタント㈱ | 〃 |
| ㈱電業社機械製作所 | 〃 |
| ㈱西島製作所 | 〃 |
| 西松建設㈱ | 〃 |
| 日本技研㈱ | 〃 |
| ㈱日本水工コンサルタンツ | 〃 |
| ㈱日本農業土木コンサルタンツ | 〃 |
| (財)日本農業土木総合研究所 | 〃 |
| ㈱ 間 組 | 〃 |
| ㈱ 日立製作所 | 〃 |
| | (16社) |
| ㈱ 青木建設 | 2口 |
| 安藤工業㈱ | 〃 |
| ㈱ 奥村組 | 〃 |
| 勝村建設㈱ | 〃 |
| 株木建設㈱ | 〃 |
| ㈱ 栗本鉄工所 | 〃 |
| 三幸建設工業㈱ | 〃 |
| 住友建設㈱ | 〃 |
| 大豊建設㈱ | 〃 |
| ㈱ 竹中土木 | 〃 |
| 田中建設㈱ | 〃 |
| 前田建設工業㈱ | 〃 |
| 三井建設㈱ | 〃 |
| | (13社) |
| I N A新土木研究所 | 1口 |
| アイサワ工業㈱ | 〃 |
| 青葉工業㈱ | 〃 |

| | | | |
|------------------|----|--------------------|----------|
| 旭コンクリート工業㈱ | 1口 | 東邦技術㈱ | 1口 |
| 旭測量設計㈱ | 〃 | 東洋測量設計㈱ | 〃 |
| 伊藤工業㈱ | 〃 | ㈱土木測器センター | 〃 |
| 茨城県調査測量設計研究所 | 〃 | 中川ヒューム管工業㈱ | 〃 |
| 上田建設㈱ | 〃 | 日兼特殊工業㈱ | 〃 |
| 梅林建設㈱ | 〃 | 日本エタニットパイプ㈱ | 〃 |
| エスケー札幌産業㈱ | 〃 | 日本技術開発㈱ | 〃 |
| ㈱大本組 | 〃 | 日本国土開発㈱ | 〃 |
| 神奈川県農業土木建設協会 | 〃 | 日本大学生産工学部図書館 | 〃 |
| 金光建設㈱ | 〃 | 日本プレスコンクリート工業㈱ | 〃 |
| 技研興業㈱ | 〃 | 日本舗道㈱ | 〃 |
| ㈱木下組 | 〃 | 農業試験場農地利用部 | 〃 |
| 岐阜県土木用ブロック工業組合 | 〃 | 農林建設㈱ | 〃 |
| 久保田建設㈱ | 〃 | 八田工業㈱ | 〃 |
| 久保田鉄工㈱(大阪) | 〃 | 福井県土地改良事業団体連合会 | 〃 |
| 久保田鉄工㈱(東京) | 〃 | 福岡県農林建設企業体 岩崎建設㈱ | 〃 |
| 京葉重機開発㈱ | 〃 | 福本鉄工㈱ | 〃 |
| ㈱古賀組 | 〃 | 藤増総合化学研究所 | 〃 |
| ㈱古郡工務所 | 〃 | ㈱婦中興業 | 〃 |
| ㈱後藤組 | 〃 | ㈱豊蔵組 | 〃 |
| 小林建設工業㈱ | 〃 | ポゾリス物産㈱ | 〃 |
| 五洋建設㈱ | 〃 | 北海道土地改良事業団体連合会 | 〃 |
| 佐藤企業㈱ | 〃 | (財)北海道農業近代化コンサルタント | 〃 |
| ㈱佐藤組 | 〃 | 堀内建設㈱ | 〃 |
| 佐藤興業㈱ | 〃 | 前田製管㈱ | 〃 |
| ㈱塩谷組 | 〃 | 前沢工業㈱ | 〃 |
| (社)静岡県畑地かんがい事業協会 | 〃 | 真柄建設㈱ | 〃 |
| 昭栄建設㈱ | 〃 | ㈱舛ノ内組 | 〃 |
| 新光コンサルタンツ㈱ | 〃 | ㈱マルイ | 〃 |
| 新日本コンクリート㈱ | 〃 | 丸伊工業㈱ | 〃 |
| ㈱新システム企画研究所 | 〃 | 丸か建設㈱ | 〃 |
| 須崎工業㈱ | 〃 | ㈱丸島水門製作所 | 〃 |
| 世紀東急工業㈱ | 〃 | 丸誠重工業㈱東京営業所 | 〃 |
| 第一測工㈱ | 〃 | 水資源開発公団 | 〃 |
| 大成建設㈱高松支店 | 〃 | 水資源開発公団奈良俣ダム建設所 | 〃 |
| 大和設備工事㈱ | 〃 | 宮本建設㈱ | 〃 |
| 高橋建設㈱ | 〃 | 山崎ヒューム管㈱ | 〃 |
| 高弥建設㈱ | 〃 | (社)山梨県土地改良建設協会峡中支部 | 〃 |
| 高山総合工業㈱ | 〃 | 菱和建设㈱ | 〃 |
| ㈱田原製作所 | 〃 | 菱和建设㈱山形営業所 | 〃 |
| 中国四国農政局土地改良技術事務所 | 〃 | 若鈴コンサルタンツ㈱ | 〃 |
| ㈱チェリーコンサルタンツ | 〃 | | (88社) |
| 中央開発㈱ | 〃 | | (アイウエオ順) |
| 東急建設㈱ | 〃 | 計 117社 | 162口 |

| 地方名 | 通 常 会 員 | | | | | | | 地方名 | 通 常 会 員 | | | | | | | |
|-----|---|-----|-----|-----|--------------|----|----|--------|---------|-------|-----|-----|--------------|----|-------|--|
| | 県 | 農水省 | 公団等 | 学校 | 団 体 会 社 等 | 外国 | 合計 | | 県 | 農水省 | 公団等 | 学校 | 団 体 会 社 等 | 外国 | 合計 | |
| 北海道 | 192 | 224 | 10 | 7 | | | | 近畿 | 滋賀 | 39 | 11 | 4 | 1 | | | |
| 東 | 青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島 | 80 | 58 | 0 | 3 | | | 京都 | 52 | 62 | 1 | 7 | | | | |
| | | 96 | 23 | 8 | 6 | | | 大阪 | 38 | 0 | 1 | 4 | | | | |
| | | 61 | 84 | 0 | 5 | | | 兵庫 | 48 | 22 | 0 | 4 | | | | |
| | | 147 | 29 | 0 | 1 | | | 奈良 | 62 | 21 | 0 | 0 | | | | |
| | | 98 | 26 | 0 | 3 | | | 和歌山 | 52 | 12 | 0 | 0 | | | | |
| 北 | 小計 | 583 | 270 | 19 | 18 | | | 小計 | 291 | 128 | 6 | 16 | | | | |
| 関東 | 茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡 | 116 | 48 | 18 | 3 | | | 中部 | 鳥取 | 28 | 10 | 0 | 3 | | | |
| | | 82 | 32 | 2 | 6 | | | 島根 | 25 | 26 | 0 | 7 | | | | |
| | | 49 | 10 | 5 | 1 | | | 岡山 | 57 | 56 | 0 | 4 | | | | |
| | | 58 | 20 | 19 | 2 | | | 広島 | 53 | 8 | 0 | 0 | | | | |
| | | 78 | 14 | 12 | 1 | | | 山徳 | 38 | 2 | 0 | 1 | | | | |
| | | 5 | 163 | 37 | 10 | | | 香川 | 34 | 11 | 1 | 0 | | | | |
| | | 33 | 0 | 1 | 2 | | | 愛媛 | 28 | 0 | 3 | 5 | | | | |
| | | 8 | 12 | 0 | 0 | | | 高知 | 37 | 14 | 0 | 4 | | | | |
| | | 63 | 4 | 1 | 4 | | | 小計 | 25 | 0 | 0 | 2 | | | | |
| | | 98 | 28 | 0 | 0 | | | 九州 | 福佐 | 29 | 19 | 41 | 8 | | | |
| 北 | 小計 | 590 | 331 | 95 | 29 | | | 長崎 | 47 | 11 | 0 | 2 | | | | |
| 陸 | 新潟 富山 石川 福井 | 155 | 55 | 0 | 2 | | | 熊本 | 20 | 3 | 2 | 1 | | | | |
| | | 77 | 10 | 0 | 1 | | | 大分 | 76 | 45 | 2 | 0 | | | | |
| | | 48 | 76 | 1 | 3 | | | 宮崎 | 57 | 3 | 2 | 0 | | | | |
| | | 68 | 8 | 0 | 0 | | | 鹿児 | 49 | 19 | 0 | 2 | | | | |
| | | 小計 | 348 | 149 | 1 | 6 | | | 鹿沖 | 65 | 8 | 0 | 0 | | | |
| 東海 | 岐阜 愛三 | 32 | 10 | 4 | 4 | | | 小計 | 344 | 128 | 47 | 15 | | | | |
| | | 46 | 79 | 34 | 1 | | | 総計 | 2,787 | 1,471 | 227 | 124 | 1,089 | 27 | 5,725 | |
| 海 | 小計 | 114 | 116 | 45 | 7 | | | 賛助会員総計 | 117社 | | 口数 | | 162口 | | | |

編 集 後 記

先日ふとしたことから総合研究開発機構（NIRA）編、「もう一つの技術」（サブタイトル）—巨大技術の行き詰まりをどう克服するか—を読む機会を得ました。カバーの折込みには

「大量生産と石油資源の浪費の上に成り立って来た現代の巨大技術は、その行き詰まりを見せはじめています。これらを克服する技術—自然や人間と調和し、地域の生活に根ざした等身大の技術を求めて……」と本書の内容がのべられています。

農業土木技術分野においては、既に農村整備における集落排水処理技術に見られるように農村地域にマッチした研究が進められており、更に最近では農業水利施設を利用した小水力発電の検討が行なわれるなど、新しい研究の動きが活発になってきました。

従来の技術体系と、これらきめ細かな地域特性を生かした技術とが調和して今後の農業基盤整備が推進されていく上で、本誌「水と土」がはたす役割はきわめて大きいと思われまます。皆様の積極的な投稿をお願い致します。（総研）

水 と 土 第 52 号

昭和58年3月15日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

農業土木技術研究会
TEL (436) 1960 振替口座 東京 8-2891

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)

投 稿 規 定

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