

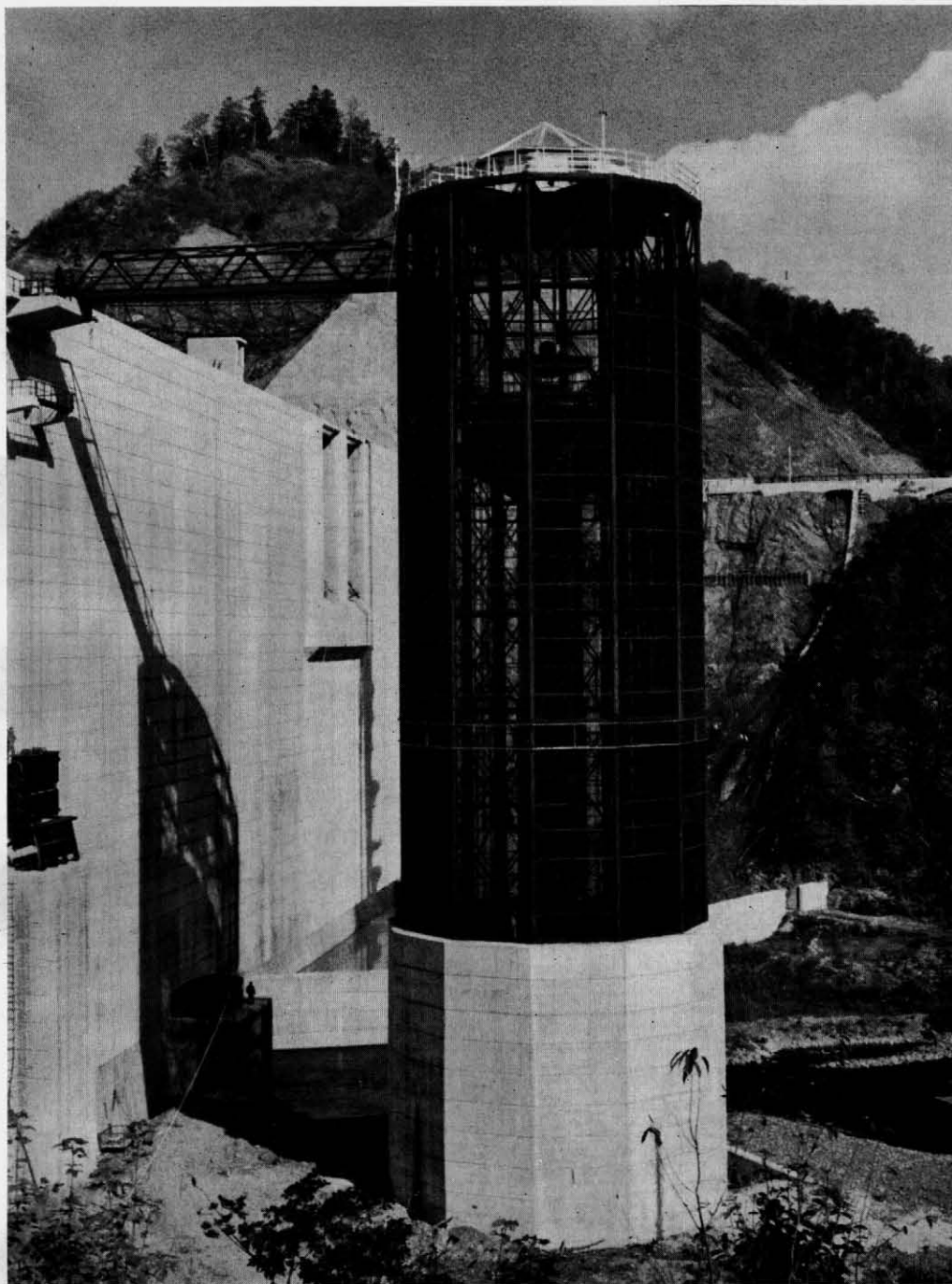
March 1971

農業土木技術研究会

# 水と土

第4号

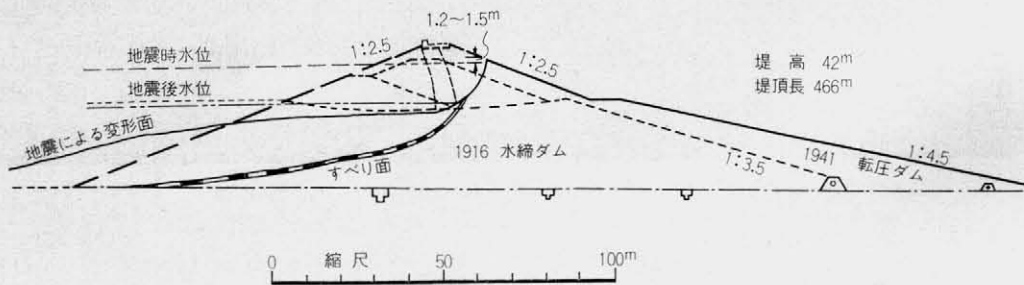
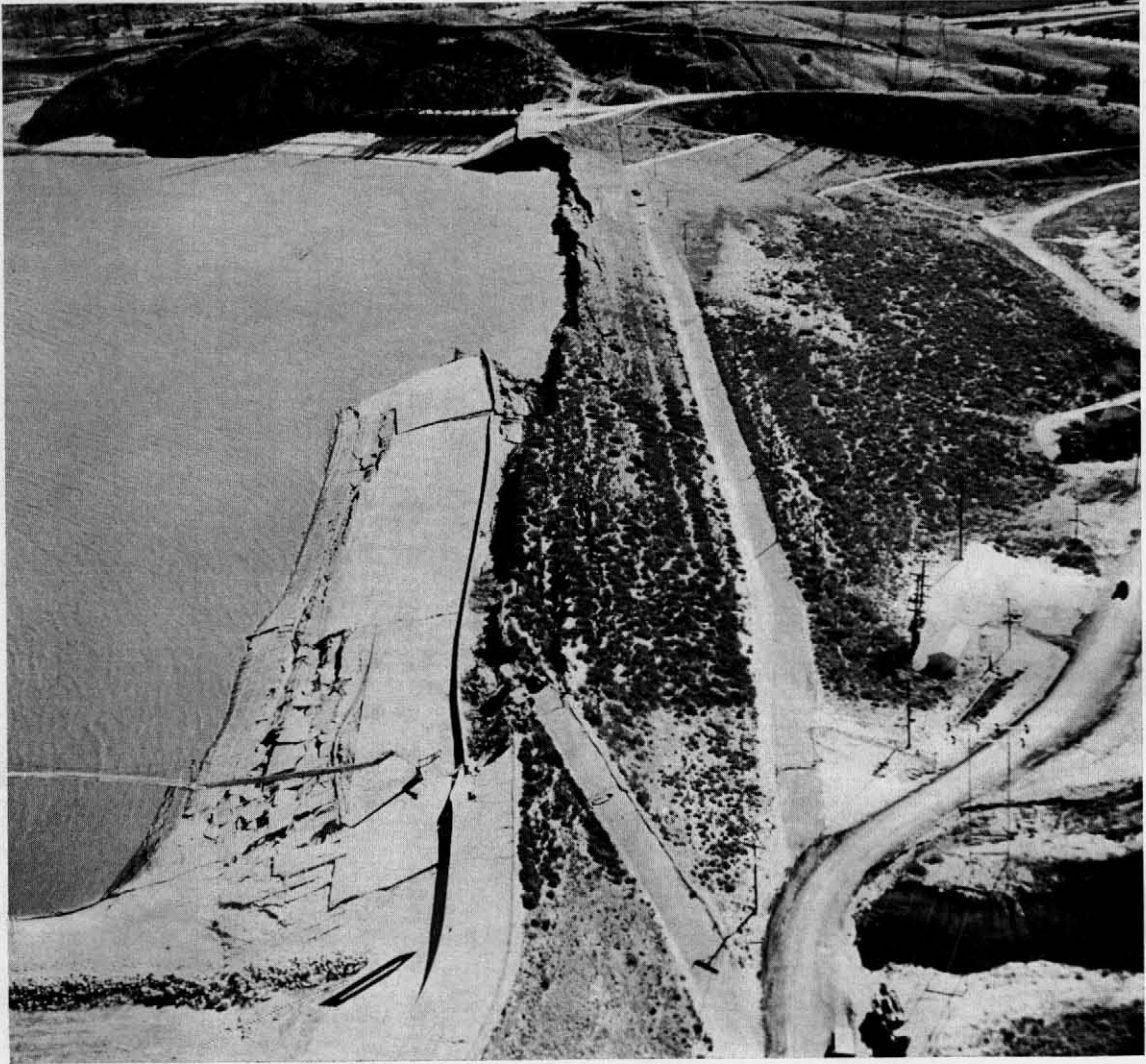
## 完成した岩尾内ダム取水塔



岩尾内ダム    コンクリート重力式  
堤高 51m    堤長 435m  
堤体積 373千 $m^3$     有効貯水量 96,300千 $m^3$   
取水塔    フローティングタイプ  
取水量 35  $m^3/s$

本文 取水塔結氷防止試験について 参照  
(提供 日兼特殊工業株式会社)

# ロサンゼルス地震における ファン・ノーマンダム の欠潰



# 水 と 土

No. 4

1971

March

## 目 次

### グラビヤ

完成した岩尾内ダム取水塔

ロサンゼルス地震におけるファン・ノーマンダム欠潰

### 論 説

農業水利合理化の問題点

齋藤文郎……(1)

### 報 文

最近におけるフィルダム設計上の問題点

勝俣昇……(9)

取水塔結氷防止試験について

成田保彦……(21)

成田彰雄

水利構造物におけるコンクリートの劣化および破損の実態

行方文吾……(25)

白滝山二

落差工下流水路における流速測定の一事例

—模型と実物との流れの比較—

石野捷治

中山駿男……(35)

本田勲夫

田村亮造

早川智

水資源の開発とその利用について

—紀の川の事例を中心として—

中嶋善治……(45)

### 資 料

湿潤密度による盛土の施工管理方法

—現場技術者のための指針—

荒ヶ田国和……(53)

土の化学的安定処理について

河野成……(61)

### 講 座

最適化手法の考え方(第1回)

中道宏……(73)

山口保身

そ の 他

土質工学関係の情報検索

……(71)

会 告

……(84)

編 集 後 記

……(86)

# 投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること  
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内，農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
  - ① 表 題
  - ② 本文枚数，図枚数，表枚数，写真枚数
  - ③ 氏名，勤務先，職名
  - ④ 連絡先（TEL）
  - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の原稿の長さは原則として図，写真，表を含め研究会原稿用紙（300字）65枚までとする。
- 4 原稿はなるべく当会規定の原稿規定用紙を用い（請求次第送付），漢字は当用漢字，仮名づかいは現代仮名づかいを使用，術語は学会編，農業土木標準用語事典に準じられたい。数字はアラビア数字（3単位ごとに，を入れる）を使用のこと
- 5 写真，図表はヨコ7cm×タテ5cm大を300字分として計算し，それぞれ本文中のそう入個所を欄外に指定し，写真，図，表は別に添付する。（原稿中に入れない）
- 6 原図の大きさは特に制限はないが，B4判ぐらいまでが好ましい。原図はトレーサーが判断に迷わないよう，はっきりしていて，まぎらわしいところは注記をされたい。  
写真は白黒を原則とする。
- 7 文字は明確に書き，とくに数式や記号などのうち，大文字と小文字，ローマ字とギリシャ文字，下ツキ，上ツキ，などで区別のまぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，  
たとえば  
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Z の大文字と小文字  
O（オー）と0（ゼロ）                      a（エー）と $\alpha$ （アルファ）  
r（アール）とr（ガンマー）              k（ケイ）と $\kappa$ （カッパ）  
w（ダブルユー）と $\omega$ （オメガ）        x（エックス）と $\chi$ （カイ）  
l（イチ）とl（エル）                      g（ジー）とq（キュー）  
E（イー）と $\epsilon$ （イプシロン）         v（バイ）と $\nu$ （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。

# 農業水利合理化の問題点

齊 藤 文 郎\*

## 目 次

まえがき	(1)	3. 河川と農業水利	(4)
1. 慣行水利権	(1)	4. 農業水利の将来展望	(5)
2. 農業用水の複雑性	(2)	あとがき	(8)

## まえがき

昨年2月の閣議における建設大臣の発言等に見られるように、近年、農業用水の慣行水利権合理化についての要請がとみに強くなってきている。

いうまでもなく、その背景には、近年における都市用水の需要の伸びと、これに対する水源開発の行きづまりがあり、それがわが国河川の大半を支配している農業用水の合理化の要求へと発展してきているものである。

建設白書(昭和45年版)によれば、昭和33年には年間16億トンであった上水道の需要が、昭和42年に52億トン、昭和33年に年間39億トンであった工業用水の需要は、昭和42年には74億トンに達し、それぞれ10年間に2倍から3倍の伸びを示している。

一方、わが国の農業は、国内的には国民所得の向上に伴う食生活の改善と多様化、国際的には経済自由化の波により、好むと好まざるとにかかわらず大転換を余儀なくされており、それに伴って農業生産の根幹となる土地、労働力、水という資源の上にも大きな変化が現われている。

特に、最近では都市周辺の耕地の改廃、米の生産調整等、水田農業の転換が大きな社会問題として報道されて、農業用水の総枠の中に相当量の余剰が生まれるのではないかという疑問がもたれている。

一方、現在の慣行水利権は河川利水において他に卓越した力を持っている。このため、不必要な水量まで抱え込んでおこうというような考え方が一部にあるとするならば、まったく近代社会に受け入れられないことであり、この際、水資源の有効利用という見地から改められねばならないことはもちろんである。

今日のわれわれには農業の近代化と、農村の生活基盤の整備という大きな課題が課されている。これらの課題はいずれも水の有効利用を離れては考えられない。

農業水利の上にも新しい時代が訪れている。社会的な水資源利用上の他部門からの要請と協調していくためにも、農業水利の本質を明確に打ち出し、新しい観点に立脚した水資源利用のレイアウトが必要である。

## 1. 慣行水利権

わが国経済の基盤をなしている水田農業には、かんがい用水が不可欠であった。村落共同体によるかんがい用水の取水慣行が他の村落共同体との競合、抗争の過程を経て社会的な承認を受けることにより、水利用に一定の秩序が形成された。かくして成立した慣習法上の水利権が慣行水利権である。明治29年(1896)に制定された旧河川法は、当時すでに全国の各河川の大部分を支配していた慣行水利権については、これを都道府県知事の許可を受けたものとみなし、その存続を承認した。さらに、昭和40年から施行された新河川法においても同様の態度がとられた。したがって、このような水利権発生経緯からみても、わが国の農業水利権はほとんどが慣行水利権に属している。農林省農地局が昭和29年から実施した農業水利実態調査によれば、全国28水系の9393カ所の農業用水のうち河川法および条例規則による許可のないものは、全数のおよそ3割の7358カ所に達している。

慣行水利権合理化の動きは、明治以後、新規の水利用者の出現とともに始まった。わが国における水力発電は、明治24年(1891)に琵琶湖疏水に付随して発電を行なったのがはじめであるが、その後、水力発電事業が全国各地で実施されるとともに発電水利と農業水利の紛争も増大した。この対策に苦慮した農商務省は大正2年(1913)に、また内務省は同7年(1918)に、それぞれ農業水利に関する慣行調査を開始した。さらに、大正8年(1919)には、第41帝国議会において、水利法制定に関する建議案が議決され、これに基づいて内務省は水利法案を立案した。その内容は、公有水面の流水を占用する場合の許可規定、地方長官による渇水時の水利調整に関する規定、慣習による利水者に対する制限、許可水利権者に対する取締り等、広汎な利水面における統制を企図したものであった。これに対し、農商務省も大正9年(1920)農業水利法を立案したが、その意図するところは、第一に大正期の消費人口の増大に伴う食糧問題の解決のため、これに要する耕地の拡張と水利改良の障害となった慣行水利を合理化すること、第2に、他種水利の発展にともなって発生する種々の問題を解決することで

\* 利根川水系農業水利調査事務所

あった。そして、その内容は、農業水利組合、農業水利審査会等のほか、農業水利権は物権とみなすこと、農業水利権の登録、設定、移転に関する規定等であった。しかし、両省の法案とも政府部内において決定をみるに至らなかったのである。さらに、内務省は大正15年(1926)旧慣による農業用水が不明確であるため、新たに水を利用する事業を阻害し、河川管理上支障があるとして「旧慣=依り河川ヨリ引用ヲ為スモノノ整理=関スル件」の通牒を発し、農業水利の使用水量および期間を明らかにし、かつ相当の条件を付して、その整理を命じた。しかし、これは一部の県を除き大方はその通りに行なわれずに放置されてしまった。

以上述べたごとく、慣行水利権合理化への志向は、その時代の背景によって動機を異にしたがながらも、現在に至るまで引き継がれているわけである。水利権は本来保護されるべきであり、保護されるべき必要性を法律は認めている。にもかかわらず、一方では、合理化の要請がつきまとっているのである。

わが国において水は昔から貴重な資源であった。水問題とは、水という貴重な資源を社会的にどのように分配するかという問題である。社会経済の発展につれて資源の再配分が行なわれるのは必然の勢いといわねばならない。

慣行水利権(農業水利)の合理化は何故達成できなかったか。それを可能にする条件は何か。これを検討するのがこの小論の目的である。

結論からいえば、多かれ少なかれ農業の水利用を合理化することは技術的に可能であろう。それには、農業水利の複雑な性格を十分理解した上で、農業の近代化と水利の合理化という新しい観点から水利施設の再編成が実施され、河川を含めて一連の水管理体制が整備されなければ受け入れられないであろう。

それにも増して必要なのは農業関係者の意識である。水利用の合理化は、外部からの強い要請であると同時に、農業自体の近代化のための必要条件である。農業水利技術者がこの点を意識し、創意と工夫を重ねるならば、農業水利の将来に新しい大きな分野が開かれるであろう。

## 2. 農業用水の複雑性

慣行水利権に加えらるる最大の批判は、権利の内容の不明確さと取水量のぼうり大きさである。昭和45年7月建設省河川局より発表された「慣行水利権について」によれば「許可水利権が、他の水利権者との法律関係についても、また、権利の内容についても、河川法上の公法規制を受けて明確にされているのに比べて、慣行水利権については、その権利の内容等が専ら旧来からの慣習に委ねられてきており、不明確なものが多い。これに加え

て、用水路の老朽化等により取水の効率が著しく悪化し、かんがい面積が減っているにもかかわらず必要水量以上の取水が行われていること等不合理のものが多く見受けられる。」という慣行水利権に対する批判がある。この批判は、農業用水の本質に触れる問題と思われるので逐一検討を試みよう。

水利権の内容として、最も重要なものは取水量である。

しかし、慣行水利権の多くは、発生的には、具体的な取水方法として規定されており、取水量の数値は明らかにされていないのが通例である。昭和42年、43年に届出のあった慣行水利権のうち、取水量について届出があったものは、全体の35%にすぎなかったことでも明らかである。

わが国において、近代的な意味での用水量の概念が取り入れられたのは明治初期である。(「日本農業と水利用」参照)それは土族授産の必要から計画された安積疏水の開削に、オランダの技術を導入することとなり、明治13年、内務省御雇工師として招へいされたファン・ドールンに始まる。ファン・ドールンは、その「所要水を定めること」と題する文中に、用水量について具体的数値をかかげた。これは、あらゆる事象を定量的にとらえ、処理しようとする近代水利技術が、はじめてわが国に導入されたという意味で画期的であった。したがって、明治以前の慣行水利権に、具体的な取水量の規定がなかったのは、むしろ当然であったろう。

一筆の水田の必要水量は減水深調査等によって実測することが可能である。減水深調査の結果、一筆水田の必要水量は時期によって変化することが知られている。水田において消費される水量は、蒸発散量と浸透量に分解して考えられるが、蒸発散量は気象条件と水稻生育ステージによって変化し、浸透量は土層の透水性と地下水位等の水田の土壌および水理条件によって微妙に変化する。これらについては、研究も進み、かなりの実測データもある。一筆水田の必要水量の最大は、しろかき期に現われるのが通例である。湛水かんがい方式は、田植期に現われるのが通例である。湛水かんがい方式は、田植時に土壌を飽和させ、田面に湛水しなければならぬので、一時に多量の用水を必要とする。近年における乾田直播栽培にしても、湛水時の用水が最大になる。しろかき用水は100~200mmが通例で、しろかき期以後の養生期の必要水量は、特殊な地域を除けば、その1割~2割前後で足りる。養生期の必要水量の期別変化はさらに小さく、数mmから10数mmに止まる。

用水の必要性は、かかる量的な面に加えて質的にも考慮する必要がある。幼苗を移植した直後(活着期)は、根の張りが弱く、抵抗力も少ないので用水不足により枯死しやすい。また、出穂前の穂孕期は、生殖作用が盛ん

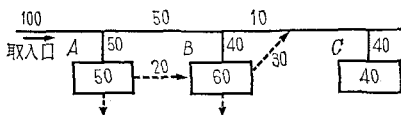
で、稲は生理的に多量の水を要求する。この時期の用水不足は不稔をもたらすといわれる。水のかけひきを増収に結びつける耕種技術もある。中干しはその一つである。近年は水のかけひきによって、土壌中の肥効をコントロールし、増収をうるといふ、いわゆるV字型理論が確立された。

一筆水田の必要水量さえ、以上のように、自然的人為的要因がからみ合せて、かなり複雑であるが、用水供給の側面からは、これに降雨量が加わる。現在、農林省の設計基準は日雨量 5mm~80mm の80%を有効雨量とし、必要水量から差引いて、水源依存量を算定すべきことを指示している。しかし、利根川水系の事例でも、降雨量と取水量の相関が明瞭に認められる地区と、ほとんど認められない地区とがある。前者は、両総用水に代表されるポンプ揚水地区にみられ、後者は、見沼代用水等の自然取り入れの地区にみられる。

一筆水田の必要水量が判明しても、それが集合して構成される一用水系統の必要水量を把握したことにはならない。ましてや、用水系統の連合体としての一水系の必要水量を解明したことにはならない。対象とする全水田の必要水量を一筆ずつ実測するわけにはいかないし、たとえてきたとしても、その総和がそのまま全体の必要水量とはならないからである。一団の水田地域の内部では、自然の反覆利用が行なわれる結果、全体の必要水量は、個別の必要水量の和を下廻るのが通例である。また、一水系に連なる用水の必要水量は、河川還元水の反覆利用により、個別用水の取水量の総和より少なくなる。

いまかりに、一用水系統の中で行なわれる自然の反覆利用を田面反覆利用、一水系の中で河川を媒介して行なわれる反覆利用を河川反覆利用とよび、利根川水系での事例を紹介する。

前者の例として渡良瀬川沿岸の8用水の合口計画のために実施した調査結果をあげる。まず、用排水系統を考慮して地区を数 10 ha 程度のブロックに分割し、代表ブロックについて用排水の安定した時期に、地表水の一斉観測を数回実施し、 $P=K/Q$  で定義される残水率を測定した。ここで、 $P$ ：残水率、 $K$ ：流水量、 $Q$ ：流入量である。渡良瀬川沿岸での観測結果では  $P=0.8$  が期待されることが判明した。ついで、計画用排水系統に従ってブロック区分を行ない、各ブロックの相互関係から前記の反覆率を適用して、反覆利用可能量を定め、これを考慮して末端から用水量積み上げ、元必要水量を算定した。この手順を模式的に下図に示す。



A, B, C の3ブロックについて、それぞれ、50, 60, 40の水量が必要だとすると、延べ用水量は150である。Aブロックから20の残水(残水率を考慮して)がBブロックへ供給されるとすれば、Bブロックの元必要水量は40となる。Bブロックから30の残水が水路へ還元するとすれば、Cブロックはこれを利用できるから、元必要水量は10である。かくして、3ブロックに対する元必要水量は100となる。ここで、

$$\text{反覆利用率} = \frac{\text{延べ用水量} - \text{元必要水量}}{\text{延べ用水量}}$$

と定義すれば、上の例では

$$\frac{150 - 100}{150} = \frac{1}{3}$$

となる。

実際の渡良瀬沿岸地区の調査結果は下表のとおりとなった。

渡良瀬沿岸地区の調査結果

用水名	反覆利用率	同左計画採用値
岡登	27%	10%
広沢	21	10
赤岩	0	0
待堰	36	20
矢場(直接)	35	20
矢場(間接)	16	10
原	40	20
三栗谷	42	20
邑楽東部	48	25

この数値を用いて計算した元必要水量と、実際の取水量との適合性から、この反覆利用率はほぼ妥当なものと考えられる。ただし、この方法は、用水の地区内貯留が盛んに行なわれるかんがい初期には残水率の数値に検討を要する。

河川反覆利用の例として、利根川の一支川、鬼怒川の事例をあげよう。鬼怒川は東西を山地に挟まれ南北に細長い地溝を南流するが、上流は鬼怒川が形成した扇状地であり、ここから数本の河川が発する。水田はこれら河川沿いに発達し、用水の反覆利用が行なわれやすい地形である。かんがい用水はいったん地下水となったのち、河川排水路へ流出し、さらに反覆利用される。佐貫地点下流(小貝川を含む)には約 40,000 ha の水田が存在し、150カ所の取水から最大 215 m<sup>3</sup>/s を取水しているが、これに対する供給水量は佐貫頭首工からの 42 m<sup>3</sup>/s とその他の 10 m<sup>3</sup>/s 程度、合せて50数 m<sup>3</sup> にすぎない。

反覆利用率を

$$\text{反覆利用率} = \frac{\text{延べ用水量} - \text{水源必要水量}}{\text{延べ用水量}}$$

で定義すれば鬼怒川の場合  $(215 - 52) / 215 = 0.76$  ときわ



めて高率である。

このように農業用水はその立地条件を巧みに利用して用水を反覆して利用している。したがって、延べ取水量よりはるかに少ない水量でまかなえるのである。一定区域の水の出し入れを実測し、水収支を検討してみると、流入量と流出量の差はごくわずかで、水田による純消費量は蒸発散量のみであることが実証される。

利根川水系には、およそ7100カ所の農業用水の取水口があり、最大 1300 m<sup>3</sup>/s、常時 850 m<sup>3</sup>/s というぼう大な取水を行なっているが、実際の消費水量は、水田の蒸発散量のみであり、用水は一部の地域を除き、すべて利根川へ還元し、再利用されているのである。わが国のごとき湿润地帯では、水田がなくても、かなりの蒸発散があるから、これを考えれば、農業用水が消費する水量は微々たるもので農業が水を使いすぎるといふ非難はまったく不当であると思われる。

### 3. 河川と農業水利

農業用水の発生過程において、取水量、支配面積等の用水の規模を決定した最大の要因は何かというと、それは河川の流量であったろう。村落共同体が河川から取水を開始し、地域の水田開発を進めるに従って取水量を増大していったにちがいない。そして、他の村落との水をめぐる抗争が極限に達し、それ以上の取水が不可能となったとき、取水量は次第に固定したであろう。ただし、河川流量は年によってかなりの変動があるので、豊水年の続いたときは、さらに取水量を増加し、水田開発を進めたかもしれない。しかし、それは渇水年には、さらに深刻な水利紛争の原因となったものと想像される。

河川流量を媒介して、経験的に水田の開発規模が決定されたのが、農業水利の発生過程であった。

かかる用水の発生過程を考えると、圃場の必要水量から総体の取水量を決定しようとする現在の用水計画法を、既設用水の用水量算定の裏付けに適用するのは根本的に無理があるように思われる。

河川の流れは常に変化して定まるところがない。降雨によって増水し、旱天が続くと渇水となる。河川流量のうち、利用の対象となるのは渇水時の流量で、それ以上の流量は貯水池の貯留の対象にはなるが、一般に、利水上から無価値に等しい。

わが国の降雨量は年平均 1,600 mm、総量にして 16 億 m<sup>3</sup> に達するが、その 9 割近くは無効放流となっている。

河川流量の非正常性を表わす指標に河況係数がある。河況係数は、河川のある地点の最小流量に対する最大流量の比をもって定義される。わが国各河川の河況係数を外国のそれと比較すると、前者は後者よりオーダーが一桁多いことがわかる(下表参照)。これは、モンスーン地帯に属し、降雨強度の大きい降雨が多いというわが国の気象条件と、流路の短かい急流河川が多いという地形条件に起因するのであるが、利水上からは、水資源の総量に対し、利用可能な水量が少ないことを意味する。

河川流量の非正常性をさらに詳細にみると、1 日の中でもきわめて大きな変動を示している。利根川中流の利根大堰地点の時間流量は、日平均流量の 3 割程度の変動幅があり、5 割に達することもある。しかし、1 日のうちに数多くのピークが見られる。また、鬼怒川水系佐貫地点のデータも、1~2 回のピークをもち、ほぼ 1 割程度の変動幅がある。これらは、ピーク発電やダム操作の影響であろうと想像される。

河川の流れの非正常性は、利水側には取水の不安定性をもたらし、河川管理側には取水の不規則性を印象づけ

世界各河川の河況係数

河川名	地名	最小流量 (m <sup>3</sup> /sec)	最大流量 (m <sup>3</sup> /sec)	河況係数
北上川	登米	25	6500	260
最上川	新堀	23	7000	304
信濃川	大河津	140	9000	64
富士川	鰍沢	14	5600	400
利根川	栗橋	20	17000	850
ガロンヌ	トゥールーズ	36	6000	167
ローヌ	サンモリス	18	636	35
セーヌ	パリ	48	1652	34
ライン	ケルン	660	10000	16
ミズーリ	カンサス	277	20830	75
ミシシッピ	ミネソタ	28	3325	120
テムズ	ロンドン	13	103	8
ナイール	カイロ	400	12000	30

た。土木技術が未熟な段階では、取水施設の不備に加えて、年々の洪水による河床の変動や流心の移動によって、この不安定性と不規則性はさらに倍加されたであろう。

農業用水の不明確性は、前節でのべた農業用水固有の複雑さに原因の一半を求めることができるが、河川の流れの特性が原因の大半を占めているように思われる。

#### 4. 農業水利の将来展望

農業用水が単純に水を節約することは不可能である。都市化等によって支配地域が減少したとしても水量を減少し得るかどうか疑問である。現在の水利施設は現行の水利利用を前提として形成されており、それなりに合理的だからである。合理化するには施設の再編成が必要である。それは、たとえば、工業が水を使い捨てにすれば製品を最も経済的に製造することができ合理的であるが、水を節約する必要があるれば費用を投入して回収施設をつくらねばならぬのと同じである。

また、水利施設の再編成と同時に河川管理の合理化が伴わなければ合理化の実効は上がらない。

農業水利の合理化の動機には、農業自体の近代化への志向と、外部的な合理化の要請がある。この両者は、おそらく前者が達成されて始めて後者も達成されるという密接な因果関係にあるものと思われる。

前節で述べたように、農業水利はそれ自体複雑性をもっている上に、用水を取水する河川もまた極めて変化に富んでいる。これらの上に乗って農業の水利利用の合理化はどのような観点から可能であろうか。若干の点について述べてみる。

○ 農業近代化の方向として、農業のシステム化と装置化が唱えられている。水利の面においても、当然この方向が考えられよう。

わが国各地で、近年一般化しつつある畑地かんがい技術は戦後輸入された欧米の技術であるが、これをわが国古来の水田かんがい技術に比較すると、システム化、装置化においてはるかに進んでいることを認めざるを得ない。すなわち、ポンプ、パイプライン、ファームポンド、スプリンクラー、量水器等の一貫した装置による水の合理的利用、さらには施設の自動化による管理労力の省力化や施設の多目的利用まで考えられている。

かかる近代的水利施設や管理方式は、水田と畑の立地条件の差こそあれ、水田かんがいにも適用されぬはずがない。現に、利根川水系の一部においても、圃場整備と同時に、用水にポンプとパイプラインシステムを採用し、排水にもポンプを利用して地下水位をコントロールする方式を採用している地区がある。

水田かんがいの装置化、システム化の芽蒔きは、すでに発生している。これに対する技術体系を確立すること

が急務である。わが国のかんがい対象地域のほとんどは水田によって占められているだけに、期待される効果は大きいものとする。

○ 農業水利は、その施設ならびに管理方程式において、いくつかの後進性を指摘されているが、水量的概念が比較的稀薄であることもその一つである。

このため、管理施設として量水装置があることはまれであった。取水ゲート、重要な分水工等についてのきめこまかい操作は、むしろ、水利慣行を乱すものとして忌避されている。管理の目安は、多くの場合、水位である。したがって、水位維持施設がなければ、常に一定量以上の用水を取水する必要が生ずる。

たとえば、利根川水系の見沼代用水は支配面積15,000 ha、慣行水利権 44.63 m<sup>3</sup>/s を有する大用水であるが、享保年間に創設されてから基本的な改造が行なわれることなく現在に至っている。この用水の管理は、土地改良区の職員および各地に散在する用水委員によって毎日観測される百数十箇所及ぶ量水標の読みによって行なわれている。その莫大な管理労力とほとんどコンスタントな取水量にもかかわらず、地区内には用水不足を訴えるものもあり、用水不足を解消するために利用されるポンプの台数も減少しないという。

現行の用水計画において、用水量計算は減水深の期別変化、水稻作季、有効雨量などあらゆる変動要因を考慮して時期別に細かく算出されるが、施設の設計はポンプ施設などを除き、最大用水量のみを基準として設計されているのが実情である。そして、最大用水時期以外の用水操作は管理面に委ねられるが、管理施設および管理計画とも十分とはいえない。このため、完成した施設はよほどの管理労力を投入しない限り用水計算に示された期別変動に対応できないばかりか、さらに極端な場合は、渇水時の用水配分がうまくいかず、渇水被害を助長することさえある。また、都市化等による受益面積の減少に伴う用水量の減少にも対応できない。

用水量の変動に対応できる用水施設、合理的管理を可能にする管理施設、これらに対する設計基準の制定が望まれる。

○ 稲作栽培における水の効用として、成育に必要な水分の補給、連作障害の防止、養分肥料分の供給、冷害防止、雑草防除、薬害の稀釈、植付直後の活着促進、肥料効果の永続等があげられていた。しかるに、最近栽培技術や薬剤・化学肥料の発達により、水に依存する必要性がきわめて限定縮小されてきた。したがって、現在における水の効用は前者に限られ、「水稻の成育に必要な水量?」「水が連作障害を防止している原因?」「肥料の三要素以外の微量要素を水に代替する方法?」の3点に疑問がしばられるはずである。

「米作日本一」といわれる精農家の語る米作りの秘訣

は、いずれも、水のかけひき（間断かんがい）と土壤改良であった。ところが、かんがい水量と水稲収量の関係、成育期別のかんがい水量と収量の関係等、水量の生産性の側面はまったく明らかにされておらず、いたずらに灌水を行ない、浸透・漏水による水の損失を増大しているのである。

水の効用、水の生産性の観点から適正用水量の概念が改めて見直されなければならない。そして、圃場に適正用水量を実現すべく、工学的検討が必要である。

○ 河川と用水路の関係は、用水の幹線水路と支線水路と同様な不可分の関係にある。したがって、農業用水のみを合理化しても意味がないし、河川管理のみを合理化しても実効があがらない。水系一貫管理の必要性の存する所以である。

たとえば、農業用水が期別必要水量に従って取水し、有効雨量相当分を河川に返還しても、河川管理面に、これを有効化する方策を伴わなければ、いたずらに無効放流をふやすだけであるし、ダムが農業用水の期別必要水量に合わせて放流しても、農業用水の取水に反映されなければ意味がない。

水管理の一元化は早くから唱えられているが、不幸なことに、わが国では河川と農業用水は、それぞれ管理主体が異なり、制度的にも一貫管理が可能なシステムになっていない。

河川の流れをコントロールするために、多額の投資を行なってダムや取水堰の建設が行なわれている。しかも、ダム等によって実現される流れのコントロールは、自然の流れに比べればきわめて微々たるものであるから、ダムの水は最も有効に利用しなければならない。

戦後、各地に建設された多目的ダムには、各部門の利水者が参加し、それぞれ費用負担をしている。農業の既得水利権は不特定用水として、ダムに容量を確保しているのが通例である。ところが、多目的ダムの操作に関し、農業用水側の意志を公式に伝達するルートは、異常渇水時の緊急利水調整以外は、まったくとざされているのが現状である。すでに述べたように、農業用水は必要量が期別に変化するし、時期による用水の必要性に質的差異もある。ダムの限られた貯水を効果的に利用するには、農業利水者とダム管理者との、意志の疏通を図らねばならない。

利根川においては、栗橋基準点におけるかんがい期の確保流量を 140 m<sup>3</sup>/s と定め、ダム計画の基礎としている。ところが、昭和30年以後の流況を見るに、渇水年が続出し、矢木沢、下久保両ダムが完成した現在においても、栗橋確保流量を維持するのは困難な状況である。このような利水計画の不備に対処するため、とりあえず、現実的な解決策が検討されなければならない。その一つは、霞ヶ浦と利根川を結合し、水の有機的運用を図ろう

とする霞ヶ浦調整池化計画である。

とにかく、河川管理者は水の不足状況を公開し、利水者の参加を求めて、不足がちな水資源を最も効果的に利用するため、水利用の合理化を呼びかけるとともに、具体的な合理化方策について協議を開始する必要がある。河川管理と利水管理の一体化なくしては、水利用の合理化は達成されない。

○ すべての水に関するプロジェクトの基礎には水文学がある。しかし、現在の水文学の水準は、あらゆる水文現象に統一的解釈を与えられるまでには進んでいない。その最大の理由は広域の降雨量、蒸発量や河川流量等の水文量について、精確な測定技術が開発されていないことにある。河川流量とその特性、農業用水の取水還元機構等が正確に把握されれば、それだけで、水をめぐる紛争のかなりの部分は解決するであろう。

現在の河川の流れは、自然状態そのままではなく、多くの場合、農業用水、発電水利、ダム操作等の人為的要素が加わって、きわめて複雑化している。自然の水文現象の解明さえ困難であるのに、その上に人工のノイズが加わるのであるから困難性は倍加する。

ダム計画において、基準点流量を修正するべくダムの放流量が計算されるが、これは事後的に計算された架空の数字であり、現実のダム操作で放流量を決定することは、机上の計算のごとく簡単ではなく、きわめて高度の技術を要するよう思われる。ダムによる渇水補給の技術はいまだ確立していない。

この点に関しては、流域の水文機構の解明に努力するとともに、流量の観測網を拡充し、観測体制を一元化する等、管理面で対処する以外に方法はない。流量の観測網を適所に配置し、情報を集中的に把握できる体制が必要である。観測ネットは、河川のみでなく、農業用水やその他の利水をも覆わねばならない。

かくして、理論的な水文解析も可能となり、その結果から、問題点の指摘ができ、合理化の新しいプロジェクトも関係者の納得の上に、スムーズに進展するものと思われる。

○ IHD理事会が取り上げた「水文現象に関する研究領域」は極めて広範なテーマを包含しているが、その一つに「かんがい排水事業の水文状況に及ぼす影響」が指摘されている。

農業的土地利用、とくに水田は対象とする水量が多いために流域の水文状況に与える影響は大きい。水田かんがいは、流れの方向や量を人為的に変更する以外に蒸発散により水の消費を増加し、さらに、一時的に田面や地下に水を貯留する機能をもっている。

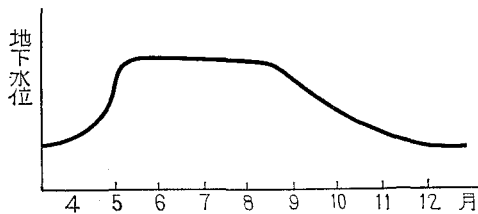
農地が宅地化すると、降雨の流域貯留機能が失われ、流出が増大し、河川が氾濫する等の被害が発生することがあるのは周知の事実である。水田の転換、農地の

大規模な都市化等、土地利用の変化に伴ない、水文環境も変化するので、その影響について、あらかじめ十分検討しておかなければならない。

山地の流出解析は、かなりの精度で可能となったが、かんがい地を含む流域についての研究は十分とはいえない。水田かんがいの複雑性がここにも影響するのである。水田における水の純消費は蒸発散のみであるが、限られたかんがい区域の水収支を考える場合、単純に、流入量から蒸発散量を差し引いて流出量を算出することはできない。区域内で水の貯留や貯留の流出があるからである。用水の貯留機構を解明することが重要である。

利根川水系の水田地帯で実施した地下水調査の結果では、利根川流域におけるかんがい初期の地下貯留量は概算2億 $m^3$ に達するものと思われ、これに田面の貯留量1億5千万 $m^3$ が加わり、おおむね3億5千万 $m^3$ がかんがいにより流域内に余分に貯留されることになる。

かんがいによる地下貯留の状況は地下水位の変動に示されるが、扇状地など比較的地下水の多い地域の一般的な地下水位変動パターンは下図のとおりである。



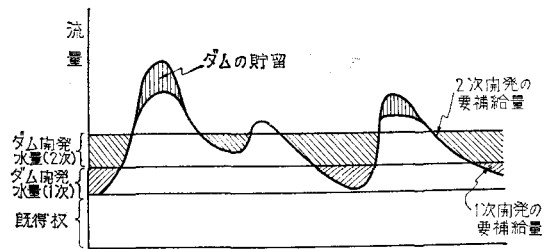
かんがい開始1カ月ぐらゐの間に地下水位は急上昇し、かんがい用水の地下貯留が行なわれ、かんがい期間中はほぼコンスタントな水位が維持されて貯留量は変わらない。かんがいが終了すると、地下水位は低下しはじめ、2~3カ月で非かんがい期の水位に復帰する。この期間には貯留量の流出が行なわれる。このような変動のパターンは年によりほとんど較差がない。このような地域で、かんがい期間中の地下水位安定期には、流入量-蒸発散量=流出量 という水収支式が成立するものと思われる。これに対し、かんがい初期、かんがい終了後は、このような恒等式が成立しない。

このような用水の循環機構を明らかにすることにより用水の合理的利用が可能となる。

○ 水資源開発とは、河川の流量を平準化する作業であり、水の需要地の渇水流量を引き上げる作業である。河川の渇水流量は、既存の利水者によって先占されているのが通例であるから、新規利水者は、なんらかの手段を講じて渇水流量を増加しなければならない。さもなければ、既存利水者の権利を侵害することになる。

渇水期の流量を増加する手段としてオーソドックスな方法は、ダム建設である。河川の流量に余裕があれば、

渇水流量を引き上げるのに要するダム容量は少なくともすむが、水資源開発が段階的に進んでくると、同じ新規取水量を得るのに、多くのダム容量を必要とするようになり、開発単価は上昇する。(下図参照)



さらに近年では、有利なダムの適地は次第に減少するし、補償や用地取得が困難になってきており、ダムによる水資源開発は容易でない。

これに対し、河川の中下流の湖沼を調整池として利用する水資源開発計画がふえてきた。その原理はダムとまったく同じである。ダムは、一般に河川の上流部に築造され、下流への義務放流量を上廻る水は貯水の対象となるが、河川の上流に位置するため集水流域が狭ましく、貯水対象流量が少ないのが欠点である。このため、渇水年には水が貯らない場合がある。これに対し、中下流にある湖沼を調整池として利用するならば、集水流域が広く、貯水対象流量も多く、渇水被害を受けやすい河川下流部に近いので、渇水補給の確実性もダムにまさる。しかも、すでに水面になっている湖沼を調整池として利用するのであるから、ダムの場合よりも補償や用地買収がはるかに容易である。ただ、難点は洪水調節機能においてダムに劣ることであろう。

利根川において、このような調整池による水資源開発方式は印旛沼にみられる。印旛沼は干拓の残水面1300haを調整池とし、幅1mの上下限水位を定め、これによって生ずる1,300万 $m^3$ の調整容量と、利根川余剰水を最大20 $m^3/s$ 導入できる施設により、5 $m^3/s$ の都市用水を生み出した。

同じ方式を霞ヶ浦に適用することが考えられている。この構想は、霞ヶ浦調整池利用計画とよばれ、利根川河口堰の完成をまって、利根川と霞ヶ浦を相互に連結し、霞ヶ浦の200 $km^2$ に及ぶ水面積に上下1.3mの変動幅を与え、2億6千万 $m^3$ の調整容量を確保し、これを利用して、年間13億 $m^3$ に及ぶ霞ヶ浦の流出量と、60億 $m^3$ に達すると予想される利根川の無効放流を有効化しようという構想である。これにより、かんがい期平均88 $m^3/s$ の水資源が開発され、霞ヶ浦周辺や利根川下流の農業後進地域の開発と、茨城・千葉・東京等の都市用水の供給が可能となる。

湖沼を利用する水資源開発計画の最大の問題は、上流ダム計画との調整問題である。今後ダムを主体に水資源

開発を実現しようとする立場からは、湖沼の調整池利用が先行することは、ダム計画の存立を危うくするものであり、これは利水目的は達成されても治水目的が達成されないことにもなる。また、水資源開発単価の平衡化という面からも問題があろう。これらの点に関する調整が今後の問題である。

○ 一つの水系に、たとえ小さくてもダムが建設されることになると、その水系のすべての水はダムに関連づけられ、水利はダム計画の枠の中で緊縛される。

農業は昔から自然を相手とし、水の利用についても比較的ルーズであったので、取水量・取水期間を明確に規制して計画的な水利を要求する近年の河川管理とは、まったくなじまないのである。このため、水利の面を考えずに早期栽培等が導入され、ダム計画で約束した取水形態を変えざるを得なくなり、他の利水者と紛争を生じている事例がある。

水資源開発にせよ、水利の合理化にせよ、河川法上の水利権行政の枠の中で行なわれるが、河川管理の面からは、既得水利権の内容を明確化し、固定化しようとする意図が強いのは当然であろう。農業水利権については特にこの要望が強い。

ところが、農業用水は早期栽培導入の例にみられるように、農業経営形態の変化に伴って水利の形態も変化するし、将来も変化する可能性も持っている。また、発電にしても、電気の需要のピークが夏期に移転したことなど、水利を変更する要因がある。

これらを考えると、社会経済の発展に即応し、可能な限りダムの操作または容量配分等について弾力的運用を図り、水利の効率を高める措置が必要のように思われる。

## あとがき

都市近郊における水田の宅地化等により不用となった農業用水を都市用水に転用しようという合理化事業の制度について、現在、農地局で農業水利問題研究会等が中心となって研究されており、中間報告も公表された。合理化事業の制度が確立するまでには多くの問題があろうことは歴史的経過からも想像されるが、とりわけ農業水利と河川管理の協調が鍵となるように思われる。

今後、農業水利の進むべき道は、農業自体の近代化の要請に応えることと、社会的な水利合理化の要請に応えることであろう。

社会経済環境の変転に伴って、わが国農業の再編成が行なわれつつある。農業水利も当然これに対応して近代化への道を歩まねばならない。われわれはこれを避けて通るわけにはいかない。また、農業水利の動向は社会的な注目を集めているが、農業水利の近代化はとりもなおさず社会の要請に応えることになる。われわれは、いまお互の力を結集してこの問題に取り組むべき時期に到達したのではなからうか。

## 最近におけるフィルダム設計上の問題点

勝 俣 昇\*

## 目 次

I 問題点の集約と展望……………(9)	IV 最近におけるフィルダム工事費の目安……………(16)
II 安定計算方法について……………(10)	あながき……………(19)
III フィルダムの耐震設計について……………(14)	

## I 問題点の集約と展望

## I-1 最近の話題

最近フィルダムの設計に関する話題としては、まず日本大ダム会議のダム設計基準第5章フィルダム(改訂)編の完成が挙げられる。また、さきのロサンゼルス地震におけるファンノーマンダムの欠潰や関東地方における大地震69年周期接近などで問題となっている耐震対策も大きなニュースの一つである。さらに、もう一つ実務上の問題として、河川法にもとづく工作物設置協議で、とくに論議的となる設計洪水量の決定があげられる。

## I-2 大ダム会議設計基準の改訂について

日本大ダム会議の設計基準は、実に7カ年余の長年月にわたり、建設・通産・農林の各省の担当者や、水資源開発公団、電力開発公社、電力技術中央研究所、各電力会社の専門家が討議を重ね、最終案と銘打って印刷されたものだけでも8回に及ぶという正に積年の努力が実ったものである。

この会議の構成メンバーが、河川管理者を始めとして、申請者である大企業の電力会社や零細資金を集める農業関係、あるいは中立的な公社・公団や研究所といった呉越同舟の状態でありながら、同じ基準を持つということにその努力を傾けたことは非常に意義深いものがある。反面このような事情から、この基準は純技術的には決して最高とはいえないが、抽象的な表現や骨抜きを感じないわけではないが、共通の場を求めるための妥協の産物としてやむを得ないことでもある。少なくともこの基準にしたがって農林省の設計基準も建設省の構造基準も近い将来に改訂され、河川協議でのダム構造についての討議は、これまでよりよほどスムーズに進められることになる。また、今回の改訂で実質2割以上の堤体安全率のアップをみたことは経済的・技術的に問題が大きい、少なくとも防災的な立場から高く評価されよう。

この安全率の決定については、基準改訂作業の最終段階まで論議がつきなかつたもので、その問題点はコンクリート構造物のような応力解における安全率と、円形すべり面法という土のせん断抵抗における安全率を同じよ

うな値とすべきか否かという理論的な点と、社会的責任の極めて重大なダムの安全率がどの程度で受け入れられるかという社会通念としての判断にあった。安全なダム築造に決して反対するものではないが、単に円形すべり面法において安全率を高めるための計算努力だけを重ねることは、必ずしも安全度の高いダムを築造するという目的を達成しない。近年ほとんどのフィルダムがロックフィルダムであり、これに円形すべり面法を適用してこの安全率を上げようとする場合、堤体下部の安全度のみが必要以上に補強され、地震加速度の大きい頂部が少しも改良されない不合理が起こる危険性が残る。したがって、この問題については、設計上慎重な配慮が必要であり、頂部に堅ろうなロック材を配置するとか、斜面安定について他の手法によるチェックを行なうとかの検討がなされなければならないと考える。

## I-3 フィルダムの耐震設計について

いま、ダムの耐震性の問題がいろいろなところでとり上げられ議論されているが、これには二つの面がある。一つは防災的な見地から既設ダムの耐震性の検討であり、もう一つは安定度解析についての耐震設計手法の確立である。前者については、最近建設省とともにその具体策を検討中であり、近い将来にその実態が調査され対策が施こされるようになる。また、耐震設計手法については、

- ① ダムの地震時挙動の観測と解析
- ② 土の動的性質
- ③ ダムの模型振動実験
- ④ 解析手法の開発

の4本の柱が必要とされ、農林省においてはすでにこの準備は45年度より農地局各課と農業土木試験場のメンバーが数回にわたって討議を重ねてきており、46年度からはこのための予算が認められることになった。その内訳は、ダムの多い北海道開発局と東北農政局に振動三軸試験機が設けられることや、耐震設計の資料収集ならびに検討のために委員会費・試験費・調査費が少額ながら計上され、いよいよ実務に着手する段取りとなっている。

## I-4 フィルダムの設計洪水量について

フィルダムの設計洪水量についてフィルダムの設計洪

\* 農林省農地局設計課

水量の問題は、古くから何回となく検討を重ねてきているが、時代とともにその量も増加の傾向にあり、とくに近年アメリカなどにおける1/500を超える確率洪水量や、Maximum probable floodといった気象現象で考えうる最大降雨に対する洪水排除能力の検討などの考え方が伝えられることもあって、治水担当者と利水担当者の間で、その量の決定にしのぎが削られている現状である。問題の焦点は、地域別実績比流量と1/100確率雨量から合理式にもとづいて計算される洪水量との差、とくに小流域における洪水量の計算は議論が多い。

農林省設計基準において洪水到達時間の1時間未満を1時間とする簡便法がほとんど常とう手段となっていること自体に問題があるが、さりとて小流域の洪水量計算において1時間未満の洪水到達時間をそのままにして雨量強度を求め洪水量を決定することも問題なしとは云えない。

小流域の流出機構についての調査や解析方法の論文も散見されるので、実績比流量（建設省土木研究所資料）と合せ多方面からの検討に基づいて設計洪水量を決定する必要がある。（短時間の確率降雨強度の計算方法としては、最近「応用水文統計学」岩井重久・石黒政義共著が極めて有用であることが認められている。）

以上述べた問題のうち、安定解析と耐震設計について、どのような設計法や検討がなされているか、特にとり上げて報告するとともに、いくぶん従来の手法と変わった考え方もあるので、大方の批判をえたいと考える。とくに、これらは近い将来にフィルダム設計基準の一部改訂として盛り込まれると予想される事項でもあるので、実務にたずさわっている人々の意見を大いに期待している次第である。

なお、末尾には、最近におけるダム工事費の動向を主として、44、45年度の全体実施設計地区について集計したので、合わせて参考に供したい。

## II 安定計算方法について

### II-1 大ダム会議のダム基準と農林省設計基準の相違点

#### (1) 安定計算の条件と安定率

表-1において、大ダム会議基準案ケースの(4)地震力に50~100の区分があるのは、水位急降下が日常起りうる揚水発電や洪水調節（防災用ダムを含む）のダムについては100%、水位急降下が実際には起こらないもの（たとえば、農業のかんがい用）は50%となっている。また、完成直後湛水は、不透水性ゾーンの幅の広いダムおよび傾斜コア型のダムで湛水が速やかに行なわれる場合である。異常洪水位の検討は、常時満水位と著しい差のある場合に行なう。

両基準の相違点は

- ① 最小安全率が1.15から1.20となること。（しかも後述のように水中部分の地震力は飽和重量×Kとする場合。）
  - ② 完成直後空虚時の地震力は総則規定にしたがって50%となった。
  - ③ 水位急降下時も地震力を考える。
  - ④ 満水時上流側の計算が必要となった。
  - ⑤ サーチャージ水位、異常洪水位の計算が追加された。
- などである。

#### (2) 安定計算方法について

原則として円形すべり面によるところは変わっていないが、水面以下をすべて飽和重量とした。このため、水圧のバランス上スライスの両側に働く水圧をも考慮することになったことは目新しい。このことは地震力が飽和重量で計算されることや、流線網を描いて間隙圧を計算するたてまえから実質重量の飽和重量に自重を統一したものである。浸潤面が水平であると仮定できる場合、水中部分については地震力は飽和重量、土柱重量によるT力・N力は水中重量として計算すれば、飽和重量として

表-1 安定計算のケース

大ダム会議基準（案）				農林省設計基準（現行）			
ケース	条 件	地 震	安全率	ケース	条 件	地 震	安全率
(1)	常時満水位	100%	1.2	(4)	常時満水位	100%	$\frac{1.3}{1.2}$
(2)	完成直後、間隙圧あり	50	◇	(1)	完成直後、間隙圧あり	なし	$\frac{1.3}{1.3}$
(3)	中間水位	100	◇	(5)	中途水位	100%	$\frac{1.15}{1.15}$
(4)	水位急降下、残存間隙圧あり	50~100	◇	(3)	水位急降下、残存間隙圧あり	なし	$\frac{1.2}{1.2}$
その他	完成直後湛水	100	◇	(2)	完成直後部分湛水	なし	$\frac{1.3}{1.3}$
	サーチャージ水位		◇				
	異状洪水位		◇				

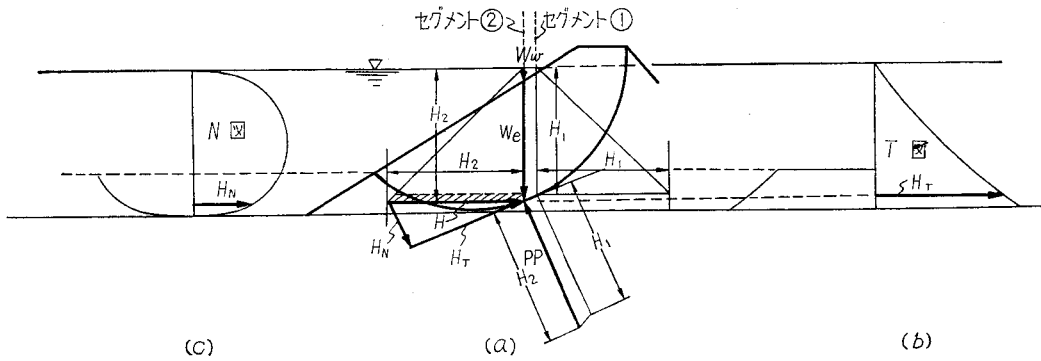


図-1 水平水圧の解析方法

上部水重・間隙圧・左右の水圧を考慮した場合と同じ結果となる。しかし、このことは次項に述べるように、水面が水平でない場合は適用がむずかしくなる。

## II-2 安定計算上の問題点

### (1) 円形すべり面法における水圧の取り扱いについて

浸潤面が水平と仮定すれば、水圧は図-1(a)のように考えられる。

セグメント①と②に挟まれた土柱  $W_e$  が左右上下の水圧を考慮したとき水中重量で表わされるためには(計算は飽和重量で行なうが、力のつり合い条件からは水中重量となる)  $H_1, H_2$  による水平力(三角形水圧)を考慮する必要がある。ただし、右側の  $H_1^2/2$  の分は左右同形で反対力のため消去されるので、このセグメントでは②の側の  $H_2-H_1$  の高さ分(図中ハッチ)のみ考えればよい。一般に円形すべり面法の図解では、各セグメントは線で代表するので、作図上は図のように  $H$  が  $H_N$  と  $H_T$  図のように描かれる。これを安全率計算式の  $N$  力  $T$  力に加える。

しかし、図-1のように水面が仮定される場合は少なく、流線網から水圧を計算するのが原則であるため、水平力のバランスは図-2のようになる。

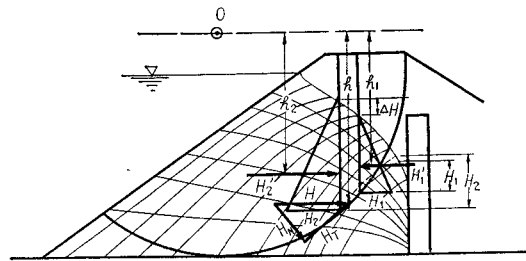


図-2 流線網による水圧の解析

このように流線網を描いて、水平方向の水圧を  $H_N, H_T$  に図解する場合、水面降下  $\Delta H$  のためと  $H_1, H_2$  がポテンシャル高から求まるため  $H_1^2/2$  として左右同形分を消去できない。このため正確を期すならば、0点に対するモーメントを求めて各セグメントの水圧力を別算する必要がある。たとえば

$$\frac{h_2 \cdot H_2' - h_1 \cdot H_1'}{h} = H$$

から  $H_N, H_T$  を求める(①法)。

簡略法としては図-1のように各セグメントの  $\Delta H$  を無視して図解するか(②法)、あるいは自重による  $N, T$  力を水中重量として水圧計算を省略する(③法)。

幌新ダム(北海道開発局均一型アースダム  $H=27$  m)

表-2 セグメントの水平圧の扱いと安全率

計算方法	抵抗力 (分子)									滑動力 (分母)				安全率 S.F.	
	$N_s$	$N_w$	$H_N$	$\frac{N_k}{(T_s \times K)}$	PP	$\Sigma N$	$\Sigma N \tan \phi$	C·L	$\frac{\Sigma N \tan \phi}{T_s + C \cdot L}$	$T_s$	$T_w$	$H_T$	$\frac{T_k}{(N_s \times K)}$		$\Sigma T$
① $H_N, H_T$ モーメント計算	1,794.6	376.0	56.8	-62.8	-872.4	1,292.2	403.0	379.4	782.4	418.8	-96.4	-35.5	269.2	556.1	1.38
② $\Delta H$ 無視 $H_N, H_T$ ポテンシャル	1,794.6	376.0	100.0	-62.8	-872.4	1,335.4	416.8	379.4	796.2	418.8	-96.4	-55.2	269.2	646.8	1.23
②' $\Delta H$ 無視 $H_N, H_T$ 静水圧	1,794.6	376.0	116.8	-62.8	-1,405.6	869.0	271.0	379.4	650.4	418.8	-96.4	-28.4	269.2	563.2	1.16
③ $N, T$ 水中重量 $N_s, T_s$ 飽和重量	937.4	—	—	-62.8	—	894.6	273.0	379.4	652.4	298.8	—	—	269.2	568.0	1.15
④ 水中重量方式	937.4	—	—	-44.9	—	892.5	279.0	379.4	658.4	298.8	—	—	140.7	439.5	1.50
⑤ コンピュータポテンシャル平均															1.26



表-3 幌新ダムの各ケース毎の臨界円

ケース	条 件	X	Y	R	S.F	備 考
(1)	完成後 50%地震 50%PP	(160) 160	(127) 142	(49) 64	(1,181) 1,124	
(2)	水位急降下 0地震	(160) 165	(127) 122	(49) 44	(1,538) 1,428	
(3)	中途水位 100地震	(160) 165	(127) 127	(49) 49	(1,444) 1,104	飽和重量方式

(注) 1. X, Yはすべり円の中心座標, Rは半径, S.Fは安全率  
 2. ( ) 書は農林省設計基準による臨界円の位置, 半径, 安全率 (各ケース同円)

の場合これについて試算した結果表-2のようになった。簡略法としては②法が実用的と考えられる。

(2) 臨界円の求め方

従来臨界内は、空虚常時で求めたものを各ケースで共用しているが、詳細に調べてみると、各ケースで安全率に差を生じ、幌新ダムの場合最大0.10の違いが見られる。またすべり円の半径も15mの差がある。

(3) ロックフィルダムにおける安全率の分布について

桃屋ダム (近畿農政局加古川西部農業水利事業所, 中

心コア型ロックフィルダム, 堤高44m) について安全率の分布を調べたところ図-3のように複雑なコンターを示すことが明らかとなった。

この計算では、すべり円は必ずコアを切る条件であるため、コア端を切るすべり円が最小の安全率を示している。一般にロックフィルダムにおいて円形すべり面の安全率の極限值を求めるとロックゾーンの表層を切る円に収れんすることがわかっている。(たとえば、十面原ダム~千葉県営かんがい用, 依田ダム~青森県営防災用)。これは  $C=0$  の材料に円形すべりを適用することが適

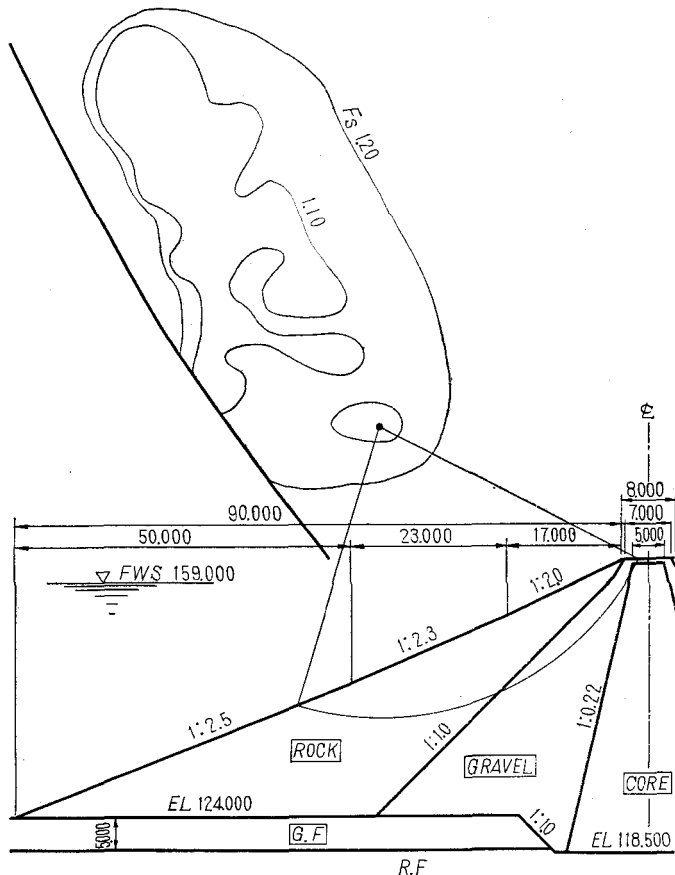
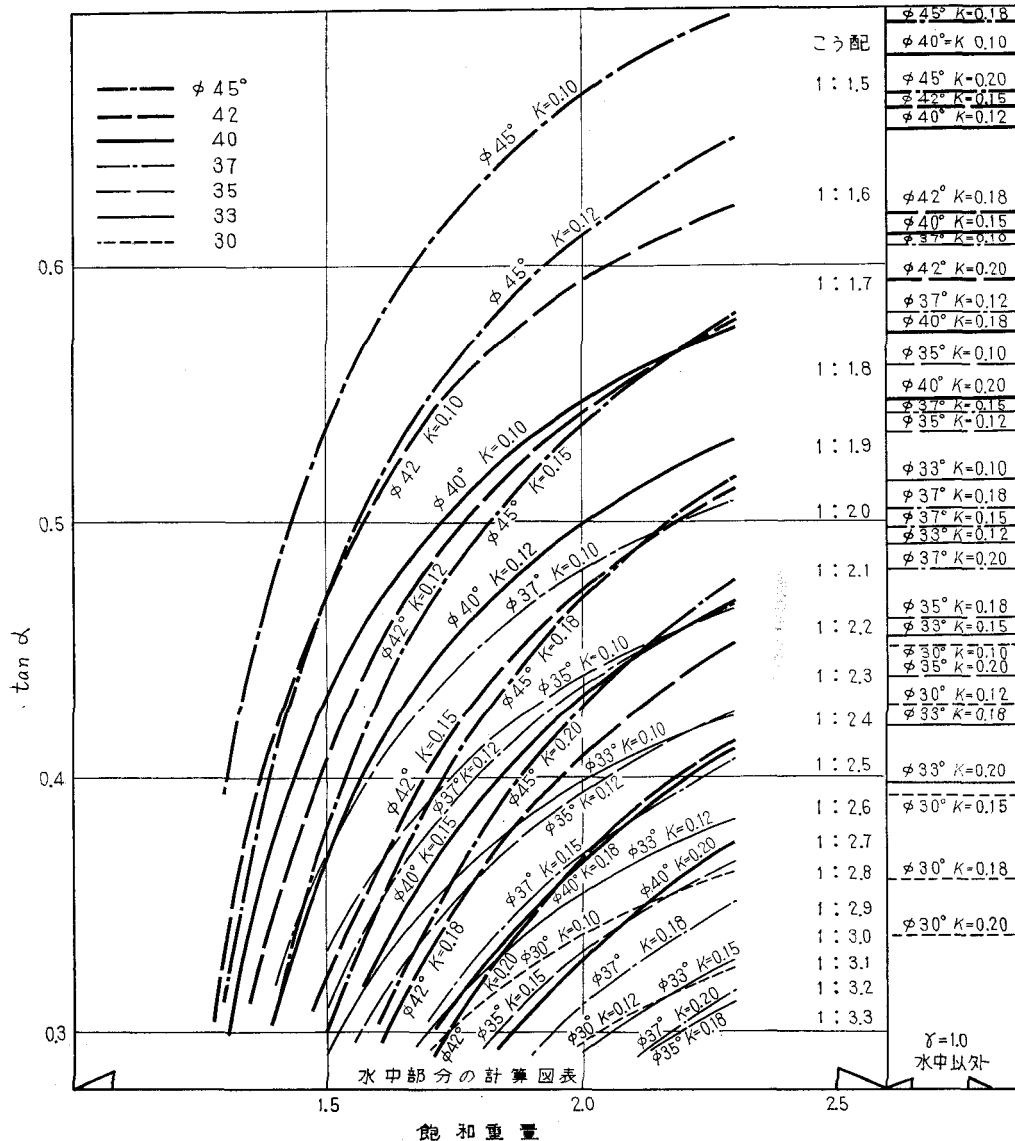


図-3 桃屋ダムの安全率 (分布ケース(5)90%水位)



$$F_1 = \frac{\tan \phi (1 - m \cdot \gamma K)}{m + \gamma \cdot K} - 1.0$$

飽和重量

$\phi$ : 内部マサツ角,  $m$ :  $\tan \alpha - 1/\alpha$  割: 斜面の勾配,  $K$ : 震度  
 $\gamma$ : 飽和重量/水中重量 (ただし水中部)  
 $\gamma=1.0$  (ただし, 水中以外)

図-4 粘着力のない築堤材料の限界勾配

切でないことを意味している。

このような状況から考えて、コアのうすいロックフィルダムは、円形すべり面法の適用に特別な注意をはらう必要がある。ことに表層付近を巨石や $\phi$ の大きい材料で保護するとき他の方法（たとえばウエッジ法、直線表層すべり法～後述）でチェックする必要がある。堤高が高く重要なダムでは、少なくとも模型振動実験や有限要素法によって変形や応力を確かめるべきであろう。

(4) ロックゾーンの表層すべりのチェックについて  
 前述のようにロックゾーンの円形すべりの臨界面は表

層に収れんと直線と同じ半径無限円となることしばしば確かめられている。この安全度は、斜面上の物体が地震力を受けて滑動しようとするを解けば求まるもので、地震力は飽和重量震度、自重による $N$ 力、 $T$ 力は水中重量として考えると次式が導かれる。また、安全率1としての斜面の勾配は図-4を利用すると便利である。

(5) 低水位地震時の最小安全率水位について

円形すべり面法でフィルダムの安全率を求める場合、従来から低水位地震時が危険とされているが、飽和重量方式でも中間水位の定常状態の流れについての地震時安全率はダムの限界安全率となることが多い。しかし、そ

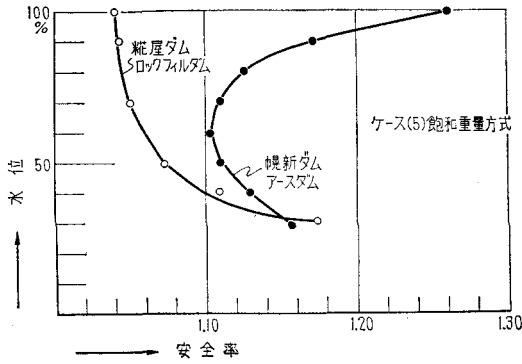


図 - 5 定常状態各水位の安全率の分布

の位置はロックフィルダムとアースダムで異なるのが通例で、図 - 5 の比較からもわかるように、前者は 100% 水位付近に、後者は 50% 付近に最小値が現われる。

以上の検討から明らかなように、すでにフィルダムの安全率は手計算では多大の労力を必要とし、しかも正解が得られにくい。今後はほとんどコンピュータによらざるを得ないと考える。しかし、筆者がこれまで扱ったいくつかのダムのコンピュータによる安全率計算は必ずしも完べきでなく、手計算によるチェックは欠くことができなないと考えられる。とくに臨界内については、 $N$ 、 $T$  力の計のみでなく、水圧による分力、 $PP$ 、地震力、をアウトプットしてチェックを容易にする必要がある。

### III フィルダムの耐震設計について

#### III - 1 地震対策の緊急性

先頃のロサンゼルスにおける Van Norman Dam の欠潰は、ダム技術者に大きな教訓を残した。調査団長福岡博士の報告でも次のような点は特に注目される。

① Pagoima Dam (アーチ式) の頂部で水平垂直共に地震加速度  $1g$  という考えられないような震度が記録されており、震央付近の震度の考え方に重大な影響をもたらしている。

② 震源地からほぼ同じ距離にある Hansen Dam はローラ転圧であるため欠潰をまぬがれ、Van Norman Dam は一次ダムが水締め方式の砂質ダムであったため液状化を起こし欠潰に至ったとみられ、無転圧の古いダムは極めて危険であることが考えられる。

③ アメリカにおける主要ダムには地震観測網(または施設)が設けられており、Van Norman Dam でも欠潰時の記録が残る解析に大いに役立つと考えられる。(Seed 教授はこれらをもとに動的解析を開始した。)

④ 耐震設計として頂幅を広くし、また地震に対する余裕高をもつことも有効である。

⑤ 地震対策としてダム下流域の避難規準の作成が必要である。

ロサンゼルス地震の話が消えぬこの 3 月 18 日には、ペリーのリマで弱い地震から地すべりが起こり、ダムに崩落して堤体が越流欠潰し 1,000 人に及ぶ死者を出した模様と伝えられている。地震対策と同様地すべり対策も重要であることが痛感される。

一方、わが国においても最近大地震を起こす可能性のある地殻エネルギーの蓄積が相次いで発表されている。

① 房総半島の地盤の異常隆起については、国土地理院の測量で明らかとなったが、千葉大学前田教授は、その原因について、房総半島の断層群には逆断層が多くその圧力が褶曲運動を起こしていると調査結果を発表している。これに起因する地殻の縮みは、1924~57年の33年間に 10 cm であったが1957~70年の13年間はすでに 10 cm となって加速度的に進行しており、大地震の発生を予告している。(毎日新聞45.5.3)

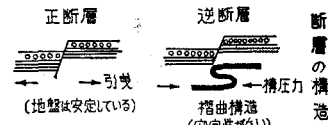
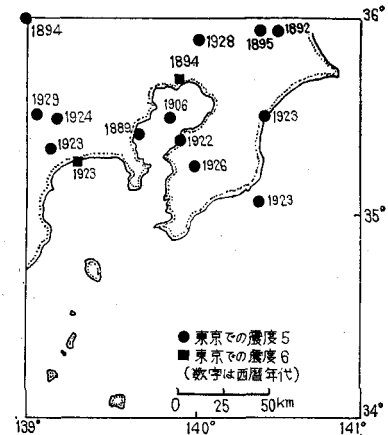


図 - 6 房総半島の逆断層

② 地震予知連絡会議(会長萩原尊礼東大名誉教授)は「マグニチュード7程度に相当する地殻エネルギーが相模湾一帯に蓄積している」と発表している。(朝日新聞S46.2.18) これは、レーザー距離計による三浦半島

(a) 東京を襲った大地震(震度5以上)震央分布図(1876~1970)



(b) 東京で震度5以上の発生周期分析(宇佐美竜夫東大教授らによる)

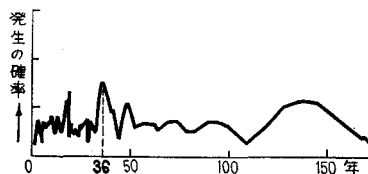


図 - 7 東京付近の大地震の周期

と伊豆半島、伊豆大島間の距離測定の結果明らかとなったもので、地殻変動の限界を1/10,000とし、現在関東大震災以来のひずみ量として3/100,000を計測しているもので、これより計算するとマグニチュード7の地震エネルギーの蓄積が推定されるという説である。

③ 地震予知連絡会議は、1969年11月に駿河湾～遠州灘一帯を特定観測地域に指定している。その理由は静岡県の小笠～榛原両郡にまたがる四つの三角点の距離のレーザー観測によるもので、明治23年と比べ24 cmの地殻の縮みが明らかとなっており、またその速度も最近15年

間では16 cmに及んでいる。

すでに第1章でも述べたように、これらのような情報と、近来各地で実施されているダムモデル実験の結果、ダムの安定解析は円形すべり面法と異なる他の解析手法が必要と考えられるようになり、最近の構造解析に多用されている有限要素法にもとづくいわゆる動的解析の開発が提唱され、農林省においても46年度より基礎的研究や調査の段階にはいることになった。

### III - 2 ダムの地震観測態勢について

45年度農業土木試験場と農地局設計課の担当者による

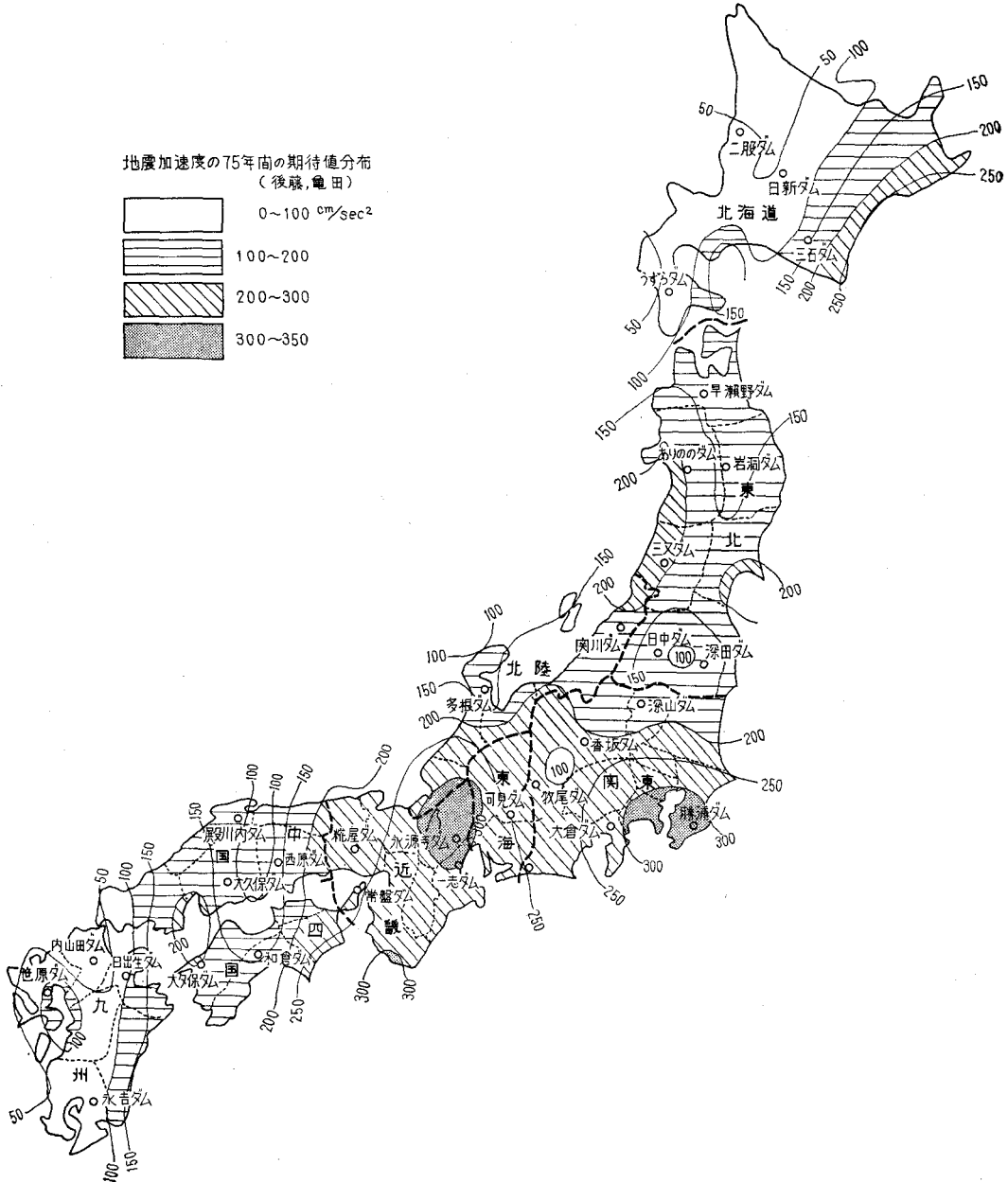


図 - 8 地震計設置予定

フィルダム耐震設計準備委員会（仮称）は地震時のダムの挙動を観測するための観測網の案とその施設案を作成した。図-8はわが国における地震加速度の75年間の期待値分布をもとに、農業関係の主要なダムを地震観測網として選び出したものである。図-9はそれらのダムに設ける予定の観測施設案である。これらの案は、充分な予算的裏づけをもっていないが、その重要性和緊急性にかんがみ、今回あえて発表し、特に関係者各位の検討を期待し、協力を要請する次第である。

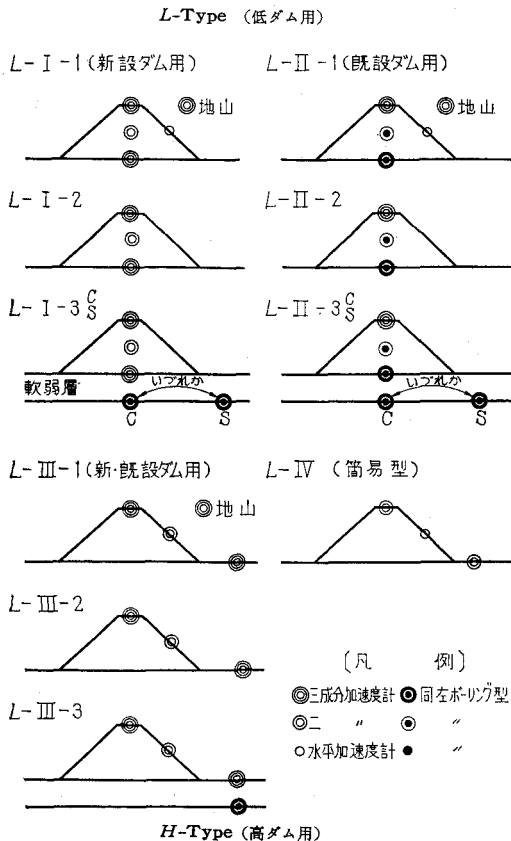
## Ⅵ 最近におけるフィルダム工事の目安

集計の対象としたものは、表-4に示すように主として44年、45年度の全体設計地区ダムで、かんがい用施設の工事費を全体設計審査調査書から収集した。また44年以前のダムについても資料を補うため二、三のものを追加した。なお、物価スライドは積算時点が接近しているため省略している。

### (1) 水価（ダム費/有効貯水量）

全国平均345円/m<sup>3</sup>

ダム工事費で最も相関性の高いものが、水価とダム効率であることがかねてからわかっている。筆者らが昭和



### H-Type (高ダム用)

各ダムでそれぞれ計画する（深山ダム参考）  
変位計、土圧計なども併置を考慮する。

図-9 地震観測用計器の埋設形式

8年の資料により作成した当時、平均水価は250円/m<sup>3</sup>で図-10に示すような傾向があった。今回調査でも同様な傾向がみられる。しかも平均水価は345円/m<sup>3</sup>と、この7年間で約4割程度コストアップしている。その原因は物価増とダムサイトの条件の低下（地質および材料条件の悪いところに築造されるようになった）と推定される。

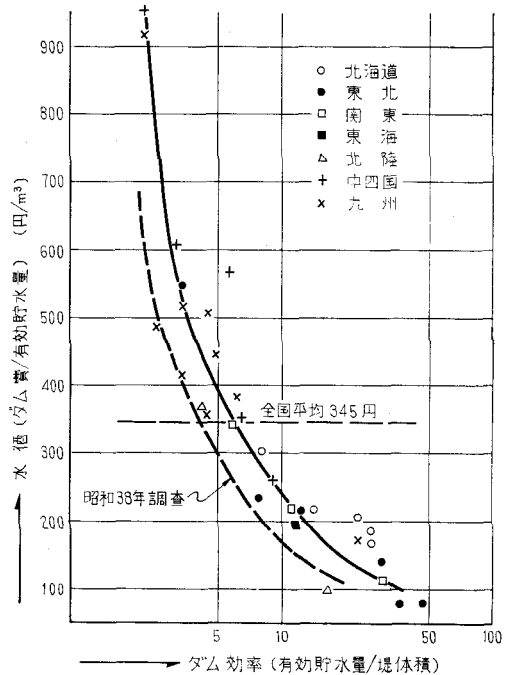


図-10 水価～ダム効率（44～45年度管全計地区対象）

### (2) ダム費（堤体・余水吐・取水・仮排水工の計）

全国平均 2610円/m<sup>3</sup>

従来ダム費として目安とされるものは、2,000円/m<sup>3</sup>である。今回の集計では全国平均は2,610円/m<sup>3</sup>であるが、各地域平均値だけでも地域別に明らかに差がみられ、図-11におけるような傾向がある。北海道3,830円/m<sup>3</sup>、東北2,830円/m<sup>3</sup>、中四国九州2,100円/m<sup>3</sup>と北に高く南に低い。その理由は労務単価と施工日数の差によるものと推定される。また一応堤体積に逆比例し、盛土量の大きいものは単価が安い傾向がはっきりしている。また、ダム効率との関係もある程度認められる。

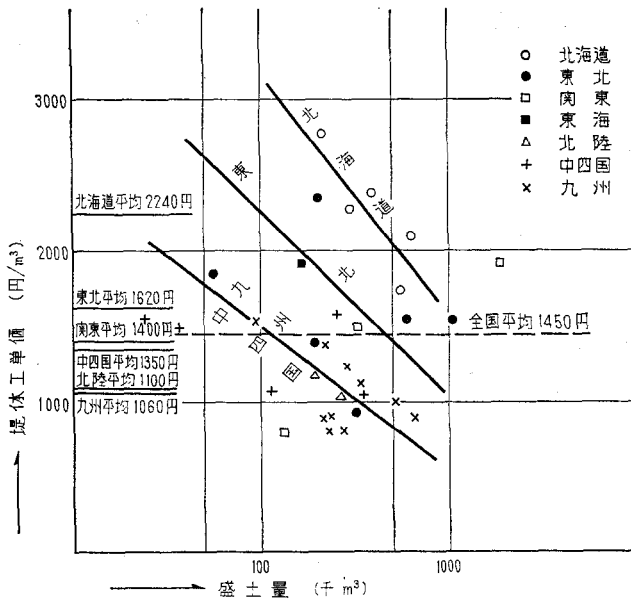
### (3) 堤体1m<sup>3</sup>当り単価（基礎処理、盛土、その他

堤体工費/堤体積) 全国平均 1,350円/m<sup>3</sup>

ダム費同様盛土量に対し逆比例関係があり、また地域別に差がある。ダム数の多い主な地方別平均で、北海道2,240円/m<sup>3</sup>、東北1,620円/m<sup>3</sup>、中四国1,350円/m<sup>3</sup>、九州1,060円/m<sup>3</sup>となっている。

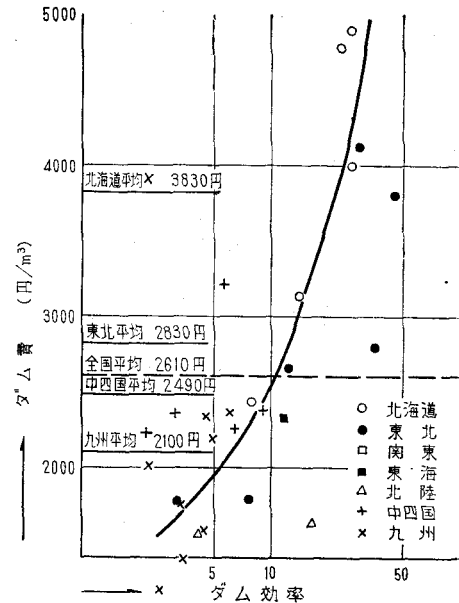
表-4 工事費調査対象ダム一覧表

番号	ダム名	事業名	ダムタイプ	諸					元			
				堤高 (m)	堤長 (m)	堤体積 (千m <sup>3</sup> )	総貯水量 (千m <sup>3</sup> )	有効貯水量 (千m <sup>3</sup> )	ダム効率	設計洪水量 (m <sup>3</sup> /s)	仮排水量 (m <sup>3</sup> /s)	取水量 (m <sup>2</sup> /s)
1	羽幌二股	北海道・国営(かん排)	C・C・E	30.7	150	210	5,600	5,000	26.7	282	—	3.22
2	鶯	"	C・C・R	57.4	220	634	9,830	9,080	14.4	495	—	5.67
3	野花南	"	"	40	280	531	5,020	4,270	8.1	300	—	1.89
4	三石	"	"	32	238.6	294	8,170	7,720	26.2	468	260	4.59
5	穂別	"	"	38.2	270	389	10,330	9,060	23.2	486	230	9.50
6	浪岡	東北・国営(かん排)	C・C・E	48.9	288	601	7,600	7,442	12.4	95	48	3.203
7	小田川	"	C・C・R	32.5	214	200	9,700	9,278	46.4	—	—	3.71
8	深田	"	C・C・E	55.5	325	1,045	8,668	8,018	7.7	8.5	—	3.772
9	千5沢	"	"	41.5	176.5	327	13,000	11,600	35.5	1,150	—	5.175
10	南外	秋田県(防災・かん排)	"	21.4	113.5	55.7	1,724	1,604	29.8	180	32.0	0.454
11	金沢	秋田県(かん排)	"	32.0	192	199	702	644	32	54.4	24.5	0.75
12	深山	国営(総合開バ)	AS,C・C・R	74.5	323.5	1,853	25,800	20,900	11.3	840	—	11.16
13	十面原	千葉県(かん排)	C・C・R	30.5	140	130	4,350	3,860	29.8	310	156	1.163
14	夷隅	"(防災・鉅毒)	"	35	287	332	2,052	1,948	5.9	83	—	0.677
15	川西	新潟県(かん排)	C・C・E	43	170	265	1,215	1,118	4.2	44.1	17.2	0.688
16	古洞	富山県(かん排)	"	30.2	118.5	196.6	3,495	3,236	16.5	15.3	—	0.834
17	津橋	岐阜県(かん排)	C・C・R	38.0	168	168.8	2,025	2,000	11.9	22	12.8	1.162
18	湯野	岡山県(総合, かん排)	"	20.9	71.5	24.0	158	136	5.7	30.5	—	0.133
19	重井	広島県(かん排)	H・E	12.5	245	36.3	287	235	6.5	15.0	—	0.08
20	北房	岡山県(かん排)	C・C・R	35.0	92	113.2	1,115	1,040	9.2	147.7	34.8	1.115
21	砥部	愛媛県(かん排)	"	48.0	141.6	255.8	810	800	3.1	40	12	0.444
22	大久保山	"	"	55.1	170	305.5	750	700	2.29	265	60	0.422
23	佐賀関	大分県(かん排)	C・C・E	35.0	170	271	756	709	2.60	23	9.7	0.310
24	永吉	鹿児島県(防災)	I・C	37.0	148	215	1,174	996	4.63	230	68	—
25	小ヶ倉	長崎県(かん排)	C・C・R	22.0	152.6	94.6	2,200	2,145	22.7	145	76.6	1.292
26	大浦	佐賀県営(かん排)	I・C・R	45.0	160	320	730	709	222	85.4	43.9	1.50
27	並石	大分県営(かん排)	C・C・R	38.5	191	283	1,550	1,404	4.96	126	60	0.712
28	大野	大分県(かん排)	I・C・R	65	219	656	3,103	2,912	4.4	112	54.3	1.436
29	免田	熊本県(防災, かん排)	C・C・E	56.5	202.5	507	3,450	3,106	6.1	435	255	1.032
30	山口	福岡県(かん排)	"	20.1	508	223	800	746	3.34	59.5	883	0.535
31	石山	大分県(かん排)	C・C・R	41.0	142.4	234	880	788	3.37	220	65	0.55
32	市来	鹿児島県(防災)	"	39.0	126	212.5	1,620	1,620	6.8	580	124	—



注) ダム費は堤体工, 余水吐工, 仮排水工のみとし, 諸計費, 機械損料を含む。付替道路, 用地費は含まない。

図-11 ダム費～盛土量 (44～45国県営全計地区対象)



注) ダム費は堤体工, 余水吐工, 仮排水工のみとし, 諸計費, 機械損料を含む。付替道路, 用地費は含まない。

図-12 ダム費～ダム効率 (44～45国県営全計地区対象)

(4) 洪水排除費 (余水吐工費/設計洪水量)

全国平均 1,055千円/m³/s

設計洪水量とその排除費の関係は確たる傾向はないが, 洪水量 100 m³/s 以下で1,000千円以上, 100 m³/s 以下で1,000千円以下, とともに500千円範囲がおおむねの目安と考えられる。

(5) その他の工事費

仮排水トンネルの洪水排除費は全国平均 1,565千円/

m³/s で1,000千円程度のふれがある。また, 取水工費は全国平均32,800千円/m³/s で, ほとんどが10,000千円前後の差以内で平均付近に集中している。

あ と が き

最近話題になっているフィルダム設計上の問題について報告したが, その基礎資料の作成には多くの方々の方に負うところが多い。たとえば, 日本大ダム会議の設

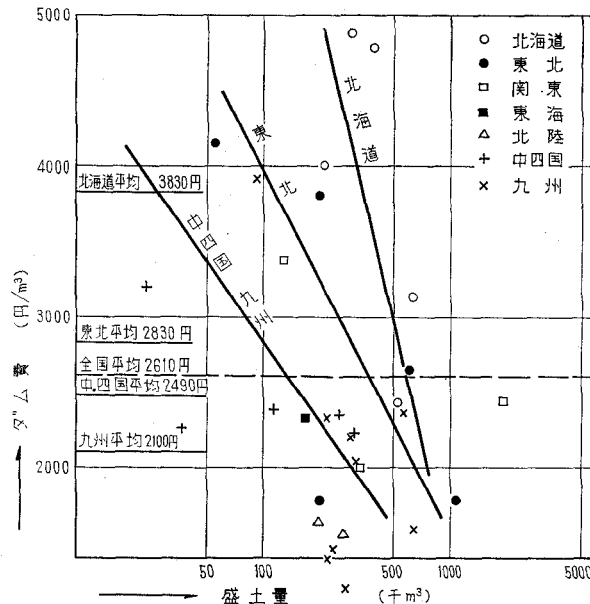


図-13 堤体 1m³ 当りの単価盛土量 (44～45国県営地区対象)

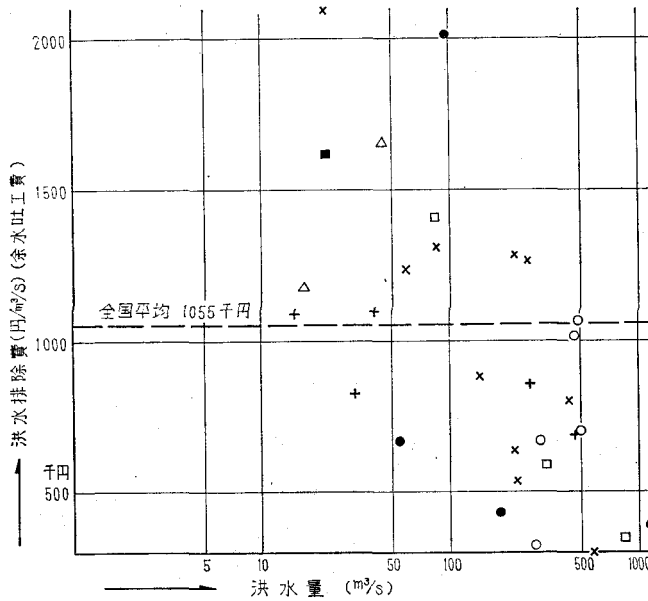


図-14 洪水排除費(余水吐工費)～洪水量(44～45国県営全計地区対象)

計基準の改訂にもとづく安定計算方法のうち、セグメント左右の水圧の解析方法については、白滝助教授\*1の指導により、またこの方法によるモデルケースの計算は川口技官\*2の電算機によるチェックと岩本君\*3の手計算によるチェックが有効であり、さらに実際の設計断面についての各種手法の検討は前田技官\*4の手によるものである。また、斜面すべりの式の誘導は村尾技官\*5の貴重なサセッションによるものである。

新旧安定計算方法のチェックは、ロックフィルダムの代表例として近畿農政局と加古川農業水利事業所の関係者が、また均一型ダムの代表例として北海道開発局および札幌開発建設部の関係者が深い理解を示され、その実務は日本農業土木コンサルタントが受託し、構造計画研究所のソフトウェアを駆使して種々検討したもので、ぼう大な成果資料が完成された。

耐震設計手法の開発については、農地局関係各課の協力のもとに、石川設計課長補佐をリーダーとして、農業土木試験場の造構部第1, 3, 4研究室ならびに企画連絡室の多くの研究者と筆者らが幹事として準備を進めているものである。

報告の最後に経過を明らかにし、関係各位に心から感謝を申し上げる次第である。

\*1,3 農工大学農学部  
 \*2,5 農業土木試験場造構部  
 \*4 関東農政局



## 取水塔結氷防止試験について

成 田 保 彦\* 成 田 彰 雄\*

### 目 次

- |                     |                          |
|---------------------|--------------------------|
| 1. はじめに……………(21)    | 4. 本施設実施に当っての方策……………(24) |
| 2. 試験施設……………(21)    | 5. むすび……………(24)          |
| 3. 試験および結果……………(22) |                          |

### 1. はじめに

この試験は既設の取水塔（フローティングタイプ）が結氷のため塔柱および柱間斜材が破損を受け、塗装も各所で剥離して取水塔維持管理上非常に問題があるので、取水塔を新たに設置する当ダム建設事務所としては、事前にその対策を立てる必要に迫られ、結氷防止の試験を金山ダム取水塔を使用しておこなったものである。試験は昭和43年12月～44年2月、44年12月～45年2月まで、2カ年にわたって金山ダム管理事務所の協力を得て行ったもので、その結果にもとづいて昭和45年度に当ダムの取水塔に凍結防止施設を設置し現在その目的を達している。

### 2. 試験施設

施設は図-1に示すごとく、コンプレッサ、レシーバータンク、送風管、排気管および調圧管からなっている。その機構はコンプレッサ（525 IP 可動翼回転型 2 段圧縮油冷式、常用圧力 7 kg/cm<sup>2</sup>、吐出空気量 5 m<sup>3</sup>/min）をダム本体上に設置し、50 mm のゴムホースで取水塔上のレシーバータンクに連結した。さらに図-2のごときレシーバータンクの9つの送風栓（45年度2つ）から取水塔スクリーンのうち、外周（EL. 325.00 m）の水中に設置した排気管まで、平均 35 m を 25 mm の耐圧ポリエチレンパイプによってそれぞれ連結した（内周3本、外周6本）。

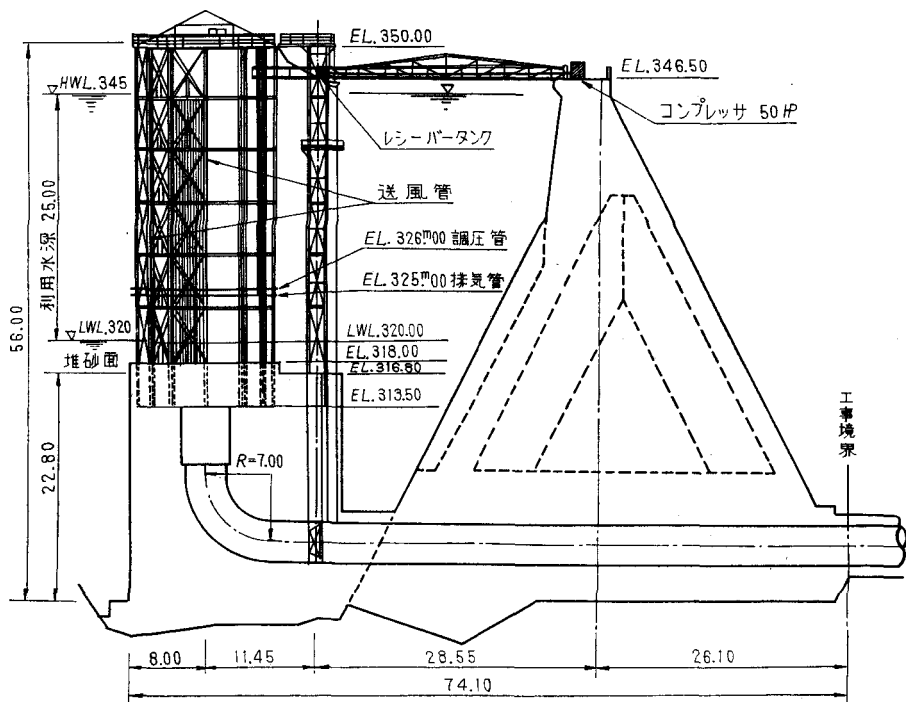


図-1 金山ダム取水塔側面図

\* 旭川開発建設部岩尾内ダム建設事務所

による連行水流が小さくなると思ったからである。

### 3. 試験および結果

#### (1) 集中観測 (図-3)

集中観測は43年度は間隔的に3~4日間毎日 AM 9 時から5~6時間コンプレッサを運転し、氷解および水温の垂直分布を測定したが、44年度は集中観測期間を1月19日~29日、2月11日~18日までの2回とし、水温垂直分布、氷解図(時間毎の一例 図-4, 5) 上昇流速の測定、およびコンプレッサ圧力、温度、タンク内圧力、温度等も運転中同時に測定した。

#### (2) 氷 解

43年度は下記にのべるような実験装置の不備のため、全周が氷解するまでには至らなかった(図-4, 5 参照)。

イ) 排気管が浮力のため、上下左右に蛇行した。

ロ) 送気口が2カ所のため排気管が蛇行すると、空気が全周に行きわたらない。

ハ) 排気孔の径が大きいため全周(67m)に空気が行きわたらない。

44年度は上記の点を解消すべく、イ)の改良点は充分な鉋りを排気管の下部につるし、ロ)の改良点は送気管を2カ所から9カ所に増し、ハ)の改良点は径を3mmに縮小した。

44年度の試験データより、1日の結氷で最も氷の厚かった5.5cm/18時間を例にとると約0.3cm/時の結氷が推定される。1cm未満の氷厚であれば、44年度の結果から50IPのコンプレッサであれば1時間の運転で充分な氷解が行なわれる。

以上のことから、3時間置きに1時間のコンプレッサ運転で充分な氷解が行なわれると考えてよい。

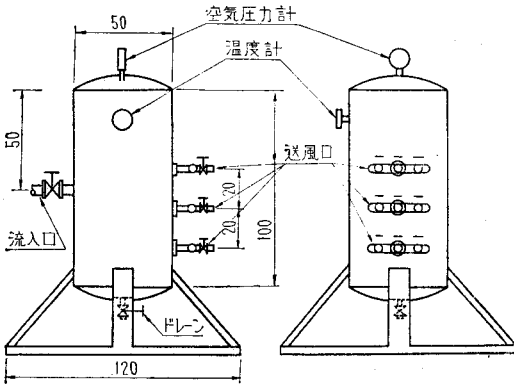


図-2 レシーバータンク (44年度)

50 mm のゴムホースは外気温が非常に低いために、43年度レシーバータンク内で氷結した失敗からガラス綿保温筒で保温し、レシーバータンクは温床線(200 V, 500 W, 長さ 60 m)を巻いて保温につとめた。また、送気圧力の調整をよりよくするために、レシーバータンクの径を20 cm から50 cm に変更した。図-1では排気管が最下端(EL. 325.00 m)に設置され調圧管が1 m 上の EL. 326.00 m に設置されているが、43年度では、その位置が排気管と調圧管では逆になっていた。なお、調圧管は25.0 mm の耐圧ポリエチレンパイプ、排気管は50.0 mm のそれである。ただし排気管の排気孔は図-3のごとく43年度は5 mm 径の孔が50 cm 千鳥に2列であったが、44年度は孔の径を3 mm に変更した。

理由は43年度の気泡の出方から推定するに、排気量が一定の場合は気泡が大きく、その数が少ない場合は気泡

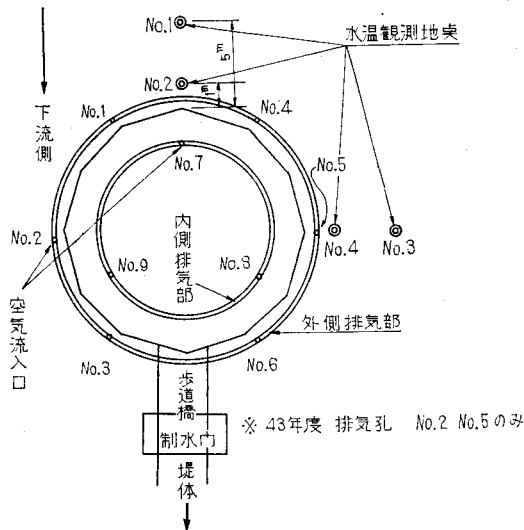
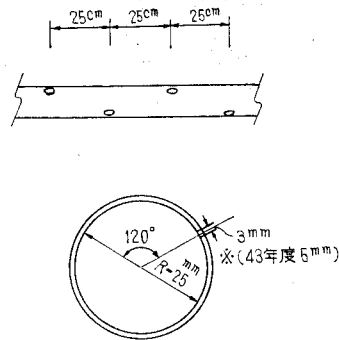


図-3 水温観測地点および排気部位置図 (44年度)

#### ハーフ孔詳細図



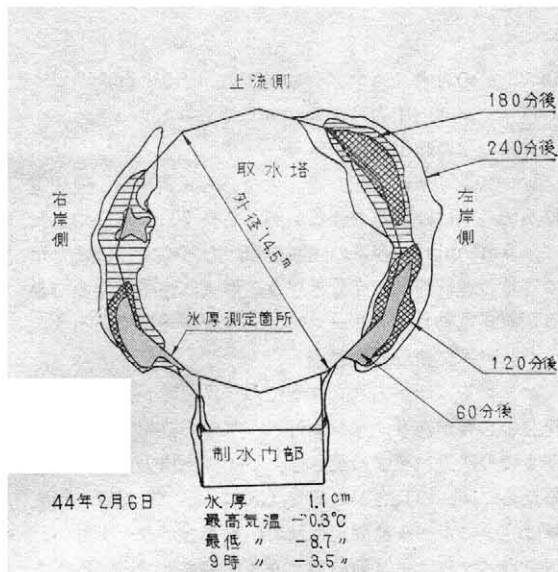


図-4 上下混和時間と氷解状態  
 (S=1/350, WL=338.53 m)

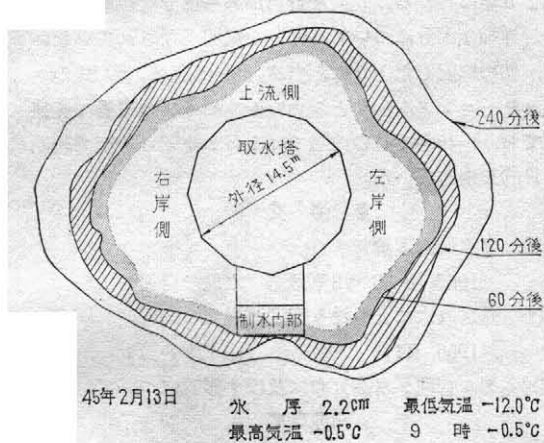


図-5 上下混和時間と氷解状態  
 (S=1/650, WL=338.70 m)

実施に際しては44年度のように取水塔周辺より10m以上も広く氷解する必要はなく、したがってコンプレッサ容量を20~30IPに落して24時間運転をすることも一方法であろう。45年度に至り、金山ダムでは本施設として20IPのそれで24時間運転で初期の目的を達している。また、幌別ダムでは5IPの送風機で24時間運転で目的を達している。

2月12日~18日間の第2回集中観測では送風口を1カ所にしたり3カ所にしたり、No.1~No.6をいろいろと組合せて送風し、その氷解状態を比較検討したが、開始後10分~30分までは送風口付近が早くとける傾向はあるが、60分以後は全送風口を全開にして運転したときと差がなくなる。

これは調圧管が排気管より1mすなわち0.1kg/cm<sup>2</sup>

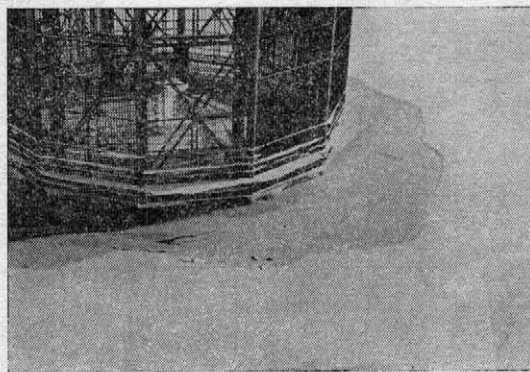


写真-1 氷解前の状況

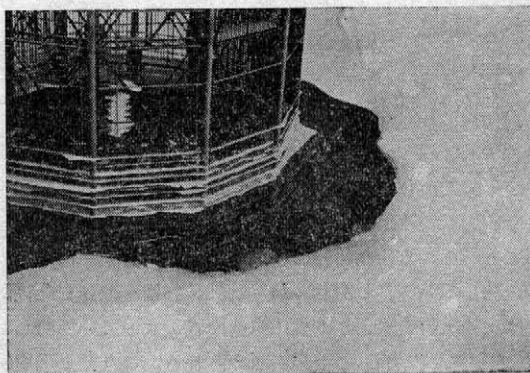


写真-2 運転後2時間の氷解状況

負圧のところであり、その役目を完全に果たしているものと思われる。また排気管を水平に保ったことがもっとも大きな要因と思われる。

### (3) 水温垂直分布

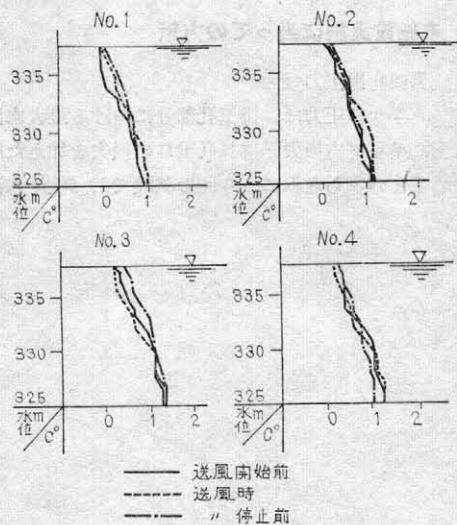


図-6 水温垂直分布  
 (44年2月6日 WL=338.53 m)

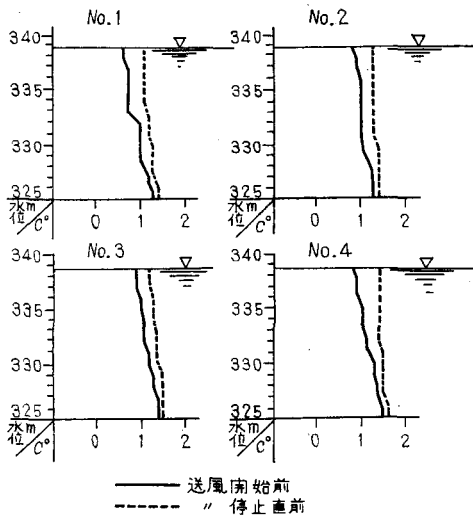


図-7 水温垂直分布  
(45年2月13日, WL=338.70m)

図-6, 7からわかるように43年度は上記の施設不備により、送風が片寄り、十分な上下層混和がなされていないことがわかる。開始前および終了直前の折線がほとんど一致している。しかし、44年度試験設備を改良した後では、開始前の線より、終了直前の線が立っていて明らかに  $0.2^{\circ}\text{C}\sim 0.3^{\circ}\text{C}$  の上昇が認められる。これは上下層混和が行なわれていて上下層等温の傾向がみられる。またコンプレッサの吐出温度 ( $50^{\circ}\text{C}\sim 60^{\circ}\text{C}$ ) の熱がレンジャータンク ( $20^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ ) にはいってもまだ  $20^{\circ}\text{C}$  前後の温度を保ち、この熱が排気管から吐出されて、水中に放出されたことを示している。コンプレッサの吐出容量は調節ができないので上記の運転中は、常に  $5\text{ m}^3/\text{min}$  の吐出容量である。

#### 4. 本施設実施に当たっての方策

##### イ) 空気の吐出圧力

コンプレッサの圧力は、排気孔部分における最大水深時の水圧にパイプ内損失と排気孔出口の損失を加えた圧力で決めてよい。ちなみに、今回の試験では最大水深

16.28 m のとき、コンプレッサ圧力  $3.6\text{ kg/cm}^2$ 、レンジャータンク内圧力  $1.8\text{ kg/cm}^2$  であった。

##### ロ) 空気の吐出容量

コンプレッサの運転方式、すなわち間断運転か連続運転かで一様には限定できないが、周長 70 m 前後であれば、 $5\text{ m}^3/\text{min}$  の容量の間断運転、もしくは  $2\text{ m}^3/\text{min}$  の容量の連続運転で充分と思う。形式は遠隔操作のできる定置式電動ロータリーコンプレッサが適当であろう。

##### ハ) パイプ施設の問題点

コンプレッサからタンクまでの送風距離が長い場合は保温の必要があり、タンク付バルブから排気管との接続部までの送風パイプの長さは、パイプ内損失を同一にするために同一の長さのがのぞましい。また排気管、調圧管は完全にレベルに固定されていることがのぞましい。送風パイプ数は、試験結果より4本~6本で充分である。

#### 5. むすび

2カ年にわたるぼう大な資料から一部分を掲載したので、詳細な部分については十分な説明がなされていないが、初めに記したように、当ダムで45年度、50 HP のロータリーコンプレッサとステンレスパイプの配管で実施しており、46年1月の段階では1日2時間の運転で初期の目的を達している。

#### 参考文献

- (1) 温水取水理論  
1965 8-3 川原琢磨 (水温の研究)
- (2) 温水取水にともなう密度流現象  
1966 11月 (土木学会誌)
- (3) ダム管理が水温分布に及ぼす影響について  
川原琢磨
- (4) 桂沢ダム上下層混和試験  
1968 美唄かんがい排水事務所
- (5) 上下層混和によるダム水温上昇実験 その一  
(鹿沢貯水池における実験報告)  
1968 12-2 (水温の研究)

# 水利構造物におけるコンクリートの劣化および破損の実態

行 方 文 吾\* 白 滝 山 二\*

## 目 次

- 1. まえがき.....(25)
- 2. 調査地区.....(25)
- 3. 調査結果の概要.....(25)
- 4. 調査結果についての考察.....(33)
- 5. むすび.....(33)

### 1. まえがき

農業水利施設におけるコンクリート構造物が、年月の経過とともに、どのような老朽化の過程をとるか、また、現実にどのような劣化、破損を生じている場合が多いかを知ることは、コンクリートの耐久性に関連する各種条件を明らかにし、その改善をはかるための有力な手がかりを与えるものと思われる。

そこで、主として関東地方ならびに北陸地方の一部における農業水利構造物のうち、コンクリートの老朽、破損などについて問題のある地区を選び、コンクリートの劣化、破損の現状、その原因となるべき要素、その破損に対する対策などについて実地調査を行なった。

もとよりその調査範囲が限られており、内容についてもなお不十分な点を残してはいるが、従来、この種の調査は比較的例が少なく、今後、コンクリート構造物の施工にあたって、その耐久性の向上をはかるうえで何らかの参考になれば幸いと考え、ここにその調査結果の概要を報告する。

### 2. 調査地区

今回の現地調査を実施した地区を、その事業主体別に示すと表-1のとおりである。

表-1

事業主体 地方別	事業主体			計
	国 営	県 営	団体営	
関 東 地 方	0	16	3	19
北 陸 地 方	1	10	1	12
計	1	26	4	31

表-2

施工年代	昭和以前	昭2-10	昭10-20	昭20-30	昭30-40
経過年数	43年以上	34-43	24-34	14-24	4-14
地区数	3	6	9	12	1

調査地区を施工年代別に分類すると表-2のようになる。

また、調査した構造物の種類は表-3に示すようなものであった。

### 3. 調査結果の概要

#### 3.1 コンクリート水路

(1) クラックの発生によって損傷を受けているもの

a. コンクリート三面張水路、県営事業、経過年数37~38年(図-1、写真-1)

右岸側は切取部、左岸側が盛土部になっている無筋コンクリート水路で、右岸の側壁にクラックが多く発生している。原因は山側からの土圧に対し、コンクリートの厚さが不十分と思われる。

クラックの発生状況をその発生間隔の頻度によって示すと表-4のとおりである。

b. 鉄筋コンクリート三面張水路、団体営、経過年数

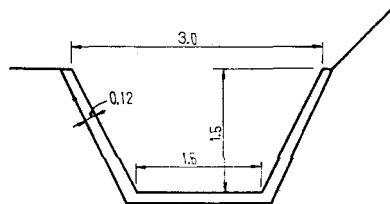


図-1

表-3

水 路							頭 首 工				排 水 施 設	
コンクリート水路	ブロック水路	トンネル	暗キ	逆サイホン	掛 び	落差工	取水セキ	取入水門	沈砂池	余水吐	排水機場	海岸暗キ
17	4	2	2	2	1	1	7	5	3	2	2	2

\* 東京農工大学農学部



写真-1

表-4

クラック間隔 (m)		1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~5	5.1~6	6.1~10
頻度	右岸	15	12	6	4	1	0
	左岸	4	6	3	6	2	4

39年 (図-2)

右岸側が山側になっており、土圧および地下水圧のためクラックが多く発生している。クラックの発生状況は表-5のとおりである。

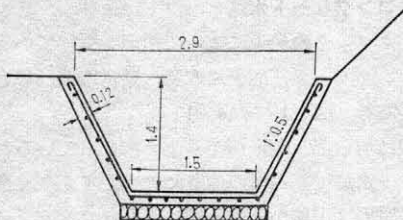


図-2

表-5

クラック間隔 (m)		1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~5
頻度	右岸	1	3	2	0
	左岸	0	0	2	2

c. コンクリート三面張水路, 団体営, 経過年数39年 (図-3)

無筋コンクリートで舗装されており、クラックの発生状況は表-6のとおりであった。

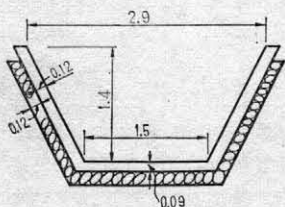


図-3

表-6

クラック間隔 (m)	1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~5	5.1~6
頻度	7	6	2	0	1

クラックのため、水位変化の際裏込土砂が流出し、コンクリートが破壊している。

d. コンクリート三面張水路, 団体営, 経過年数39年 (図-4)

横断方向のクラックの発生状況は表-7のとおりであるが、側壁の一部には、縦断方向(水平方向)のクラックも生じている。

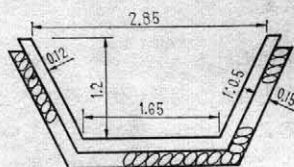


図-4

表-7

クラック間隔 (m)	1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~6	6.1~8
頻度	2	1	2	2	1

e. 片側コンクリート柵護岸, 片側コンクリートライニング水路, 県営事業, 経過年数19~20年 (図-5) コンクリートライニングのノリ面割合は1:1であるが、ライニング背後の土砂の沈下によるクラックが発生している。(表-8)

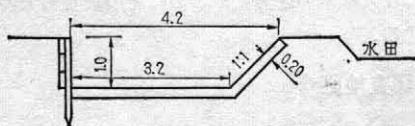


図-5

表-8

クラック間隔 (m)	0~1	1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~5	6.1~7
頻度	2	2	2	1	1	3

f. 鉄筋コンクリートフルーム型水路, 県営事業, 経過年数20年 (図-6)

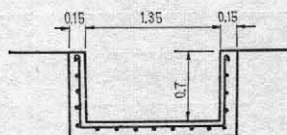


図-6

表-9

クラック間隔 (m)	3.1~4	5.1~6	6.1~7	7.1~8	8.1~9
類 度	2	2	4	3	1

収縮継手がなく、不規則なクラックが発生している。  
(表-9)

g. 鉄筋コンクリート逆T型護岸擁壁，県営事業，経過年数17年（図-7）

軟弱地盤のため不等沈下し，クラックが生じている。  
(表-10)

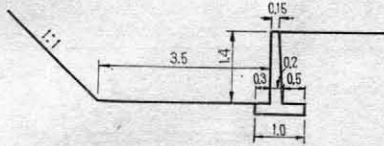


図-7

表-10

クラック間隔 (m)	0~1	3.1~4	5.1~6	7.1~8	10.1~11
類 度	1	1	1	3	1

h. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数32年（図-8）

かんがい期のみ通水し，他の時期には断水する。ジョイントの間隔が適当でないためクラックが発生したものと思われる（表-11）。

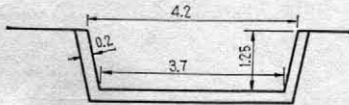


図-8

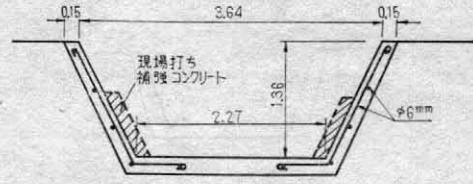
表-11

クラック間隔 (m)	1.1~2	2.1~3	3.1~4	4.1~5	5.1~6	6.1~7	7.1~8
類 度	1	1	2	3	4	3	1

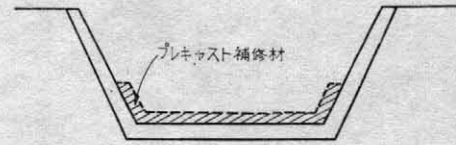
(2) コンクリートの侵食あるいは劣化のはなはだしい水路

a. 鉄筋コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数33年（図-9）

舗装コンクリートが全線にわたって老朽化している。側壁下部に補強コンクリートを施工したが，この部分も約20年経過し，相当侵食されている。ただし，図-9 (b)のように，プレキャスト材にて補強したものは比較的損傷が少ない。これは，現場打ちの場合，補強コンクリートの材料あるいは施工がよくなかったか，あるいは水替え不十分のままコンクリートを水中で施工したためと推測される。



(a)



(b)

図-9

b. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数25年（図-10，写真-2）

舗装コンクリートの劣化が全線にわたっているが，とくに打継ぎ目と推測される箇所を中心とした侵食が目立つ。施工年代が戦時中で，材料および施工の不良によるものと思われる。コンクリートの劣化が相当進行しているにもかかわらず，水路断面は比較的よく保持されている。これは，背後の土質が安定しているためと思われる。一部区間ではすでに補修工事が終わっている。

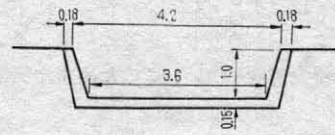


図-10



写真-2

c. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数17年（図-11，写真-3）

経過年数が比較的短いにもかかわらずコンクリートの劣化がはなはだしい。とくに側壁の流水に接する部分およびインパートの侵食，劣化がいちじるしく漏水が多

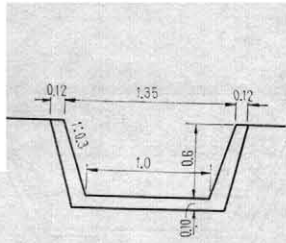


図 - 11



写真 - 3

い。コンクリート表面がボロボロになって、大きな骨材が露出しており、また不等沈下により縦断コウ配の不整個所もある。コンクリートの品質不良の原因としては、配合の不適正、骨材の不良、施工の不良によるものと思われる。

d. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数30年（図-12，写真-4）

舗装コンクリートの侵食，とくに側壁とインバートの接合部に侵食個所が多い。このため，片側盛土のこ

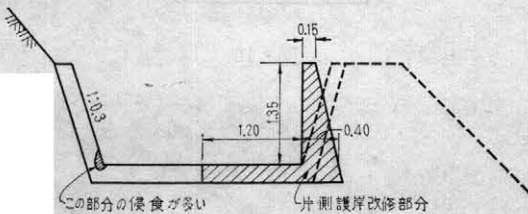


図 - 12

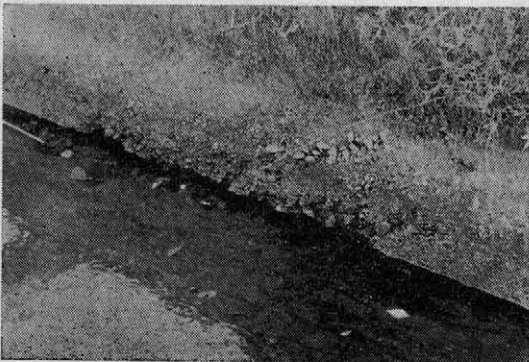


写真 - 4

ろでは漏水が多く，そのような区間では，側壁の片側とインバートを改修している。この水路は，比較的管理が行き届いて，順次不良個所の補修，補強が行なわれている。

e. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数18年（図-13）

最上流部はコウ配1/200で急コウのため，インバートの摩耗がみられる。側壁コンクリートの表面が，ところどころ豆板状になっているが，とくに側壁とインバートの接合部の損傷が多い。土質は比較的安定で，クラックはみられない。

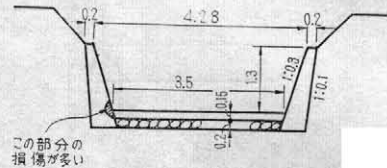


図 - 13

f. 鉄筋コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数31~35年（図-14，写真-5）

コンクリート表面の侵食，劣化がいちじるしく，また，不等沈下による損傷もあって漏水がはげしく，現在更新事業を実施中である。

ここで注目されるのは，旧コンクリートの劣化の程度が，コンクリートの打設ブロックによって大きな差異がみられることであり，隣り合う区間でもコンクリートの打設日が異なることによって施工の良否が生じ，これがコンクリートの耐久性に大きく影響していることを示している。

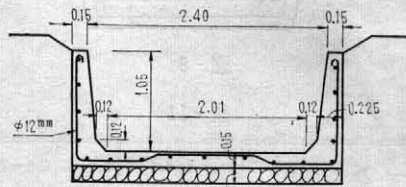


図 - 14

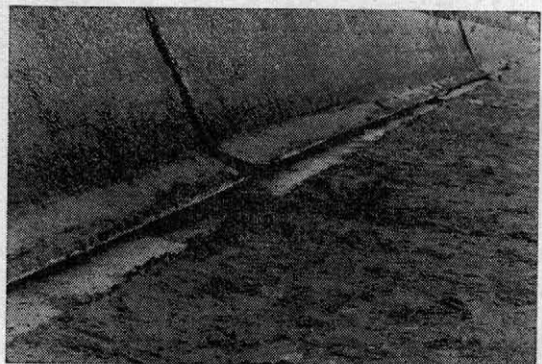


写真 - 5



また、更新のための取りこわしの状況から、水路の側壁とインバートとの継ぎ目が最も弱点となっていることが確認された。この破断面には、灰白色の薄い層が形成されており、そこを境に比較的簡単に側壁を倒すことができる。また、鉄筋が正しくコンクリート中に埋め込まれていない所があり、そのような所では破壊に対する抵抗が小さく、鉄筋が有効に働いていない。

g. 鉄筋コンクリート逆T型護岸擁壁，県営事業，経過年数17年（図-15）

コンクリート表面の劣化がはなはだしく、一部ではコンクリートが崩れ落ち、鉄筋が露出している。とくにフーティングのコンクリートおよび側壁との接合部がとくに悪い。これは旧水路に施工したもので、施工時の水替えが不十分で、水中でコンクリートを施工したものである。また、コンクリートの施工時の凍結の影響も一つの原因と思われる。

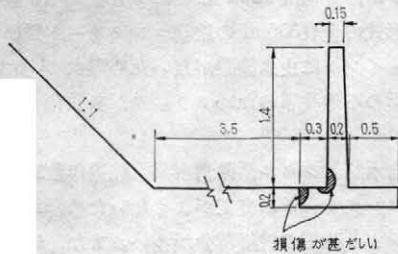


図-15

(3) 土圧により変形あるいは倒壊を起こしているもの

a. コンクリート三面張水路，団体営，経過年数39年（図-16）

水田地帯に深く掘削してコンクリート舗装した水路であるが、地下水圧、土圧を受けて両側の護岸が押し出され、クラックが生じている。倒壊を防ぐため丸太を両側の護岸の間に入れて支えている。



図-16

b. コンクリート三面張水路，県営事業，経過年数38年（図-17、写真-6）

山腹斜面を通過する個所では、山側の側壁が押し出され、その補強としてコンクリートポールの補強ゲタを入れ、反対側の側壁の裏にこれを支えるためのコンクリート支台を設けている。

なお、この水路の全線にわたって、コンクリート面が風化し、骨材が露出している所が多いが、いちじるしい

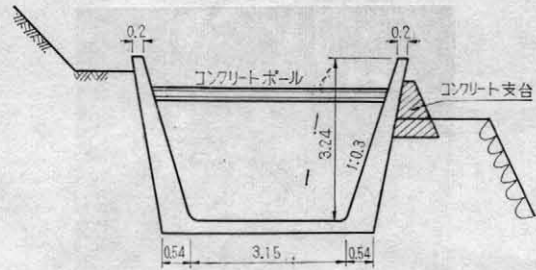


図-17



写真-6

コンクリートの劣化、侵食は少ない。また同じような場所でも、コンクリート打設のブロックにより、コンクリート面の風化の進み方が異なり、施工の如何による耐久性の差異があらわれている。

c. 鉄筋コンクリート逆T型護岸擁壁，県営事業，経過年数19年（図-18）

県道に沿っているため、車両荷重による大きな側圧を受け、壁体が倒壊している。原因は、過載荷重に対するコンクリートの厚さおよび鉄筋量の不足など設計上の問題と施工上の不備とが重なったものと思われる。

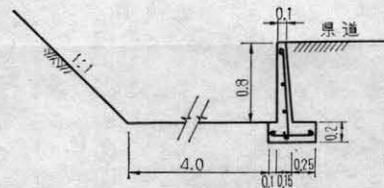


図-18

3.2 コンクリートブロックライニング水路

a. ブロックの品質不良，県営事業，経過年数26年（写真-7）

現場で作製したブロックを使用したが、ブロックの作製に用いたコンクリートの配合がバラツキ、施工も不良のため、ブロック面の侵食、劣化がいちじるしい。

b. ブロックの孕み出し，県営事業，経過年数15年（図-19）

盛土部へブロック張りしたものであるが、裏込めの土



写真-7

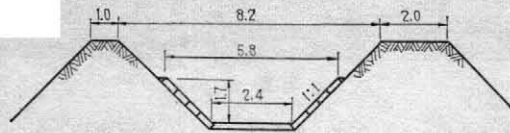


図-19

砂が流出し、あるいはブロック背後の土砂が沈下してブロックの目地が剝離し、ブロックが押し出されている。盛土水路におけるブロックライニングには、とくに周到な注意が必要である。

c. ブロック壁の倒壊、県営事業、経過年数15年  
(写真-8)

ブロックライニングの裏側へ水が浸入し、背後から水圧が加わったためブロック壁が前面に倒れたものである。

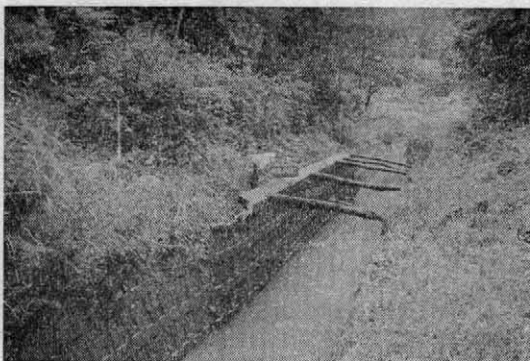


写真-8

d. 軟弱地盤上の盛土水路、県営事業、経過年数20～30年(図-20)

軟弱地盤上に盛土してブロックライニング水路を施工

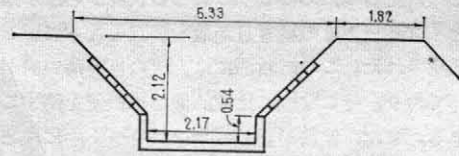


図-20

したもので、水路が沈下し、はなはだしい所では沈下量が30 cmにも達し、縦断方向に中ダルミの状態になっている。

ブロック張りの部分だけでなく、ブロックの基礎のコンクリート部分の継ぎ目の止水が不完全で、しかも不等沈下のため漏水を起こし、盛土のパイピングを生じさせる原因となっている。

3.3 水路構造物

(1) 掛ひ、県営事業、経過年数33年

径間6 m、3径間18 m ごとにジョイントを設けた連続バリ形式の全長306 mの鉄筋コンクリート掛ひであるが、ジョイントに止水装置がないため漏水が多い。また、橋脚の不等沈下のためクラックが多数発生している。

(2) 水路トンネル、県営事業、経過年数38年

覆工コンクリートの施工がよくないため、地下水の漏水、コンクリートの破損部分が多い。また、アーチ部のコンクリートにクラックが多数発生している。地震の影響も受けているとみられる。クラックの発生状況は表-12のごとくである。

表-12

クラック 間隔(m)	0~1	1.1 ~2	2.1 ~3	3.1 ~4	4.1 ~5	5.1 ~6	6.1 ~7	7.1 ~8	8.1 ~9
頻度	12	6	6	5	4	1	5	1	1

(3) 暗キョ

a. 現場打ちコンクリート暗キョ、県営事業、経過年数33年

円形断面の現場打ちコンクリート暗キョが鉛直土圧のため変形し、長円形になっている。土圧に対する設計強度が不足していたものと思われる。

b. 現場打ち送水管、地元直営、経過年数46年  
(写真-9)

大正末期に施工した内径30 cmの古い現場打ち管キョ。ゴムチューブをふくらまして内型枠とし、コンクリートを現場打ちした特殊な工法によるものである。

古い構造物にもかかわらず、地中に埋設されたコンクリートはまったく劣化がみられず、強度もかなり高いものと認められる。

(4) その他

落差工、サイホン吐口水槽、沈砂池、余水吐などで、流水の衝撃による侵食をうけたもの、クラックを生じて

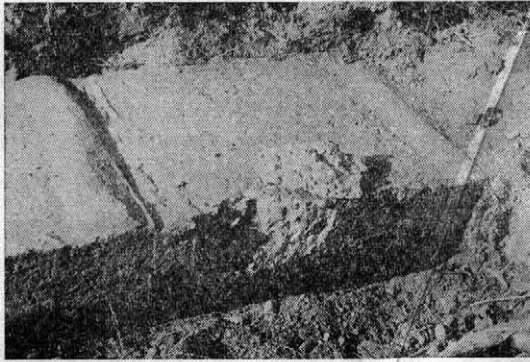


写真-9

いるものなどがあつた。

### 3.4 頭首工

#### (1) 侵食、摩耗による損傷を受けたもの

a. セキ体レンガ造、表面を張石、コンクリートで施工した洗ゼキ、経過年数68年

明治末期に築造された古い洗ゼキ。コンクリート部分が侵食されている。

b. コンクリート取水セキ、県営事業、経過年数24年  
コンクリートセキの越流部および角落しセキのセキ柱が侵食を受け、骨材が露出している。流水の摩耗作用による。

c. コンクリート取水セキ、県営事業経過年数17年  
(図-21、写真-10)

河川コウ配1/30~1/50の急流に設けられた取水セキ。最大粒径 50~60 cm 程度の流石があり、セキの越流部の摩耗および水叩きの損傷がはげしい。とくに流心にあたる中央部の侵食、摩耗が著しい。

d. 土砂吐エプロン、県営事業、経過年数15年

洪水時に砂礫の流下が多く、最大 30 cm 程度の玉石が流下する。したがって、摩耗による損傷がはげしく、

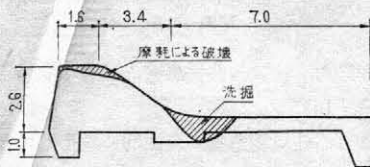


図-21

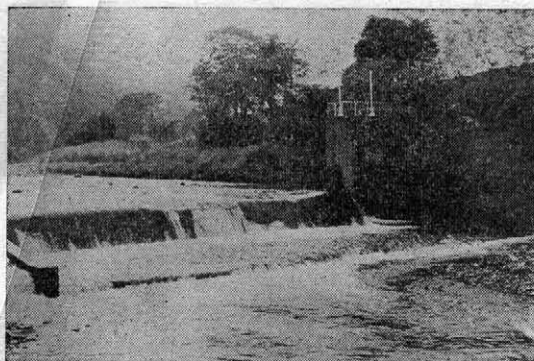


写真-10

当初施工した土砂吐エプロンが破損し、はなはだしい所では侵食の深さが 30 cm 程度にまで達した。そこで、施工後約12年後に土砂吐エプロンを全面的に改修した。改修後のコンクリート表面は耐摩耗仕上げとして、ジョーボンドライナー塗りを施した。現在補修後2年経過したが、その後の損傷はほとんどない。

#### e. その他

取入水門などで、はげしい流水の衝撃によってコンクリート部分が損傷を受けている例が数多くみられた。

#### (2) 水門構造物の凍害

a. 土砂吐ゲートの操作台、県営事業、経過年数15年  
(写真-11)

この頭首工は、コンクリートの施工管理が厳重に行なわれ、全般的にその品質は良好であるが、土砂吐の操作台の上面だけはコンクリート面が風化していちじるしく破損している。この操作台は、河面から 10 m 以上も高い所において風雨に曝らされているが、当地方は冬期-15℃にも達する寒冷地のため、コンクリート表面に水分が残っているときびしい凍害を受けるものと思われる。

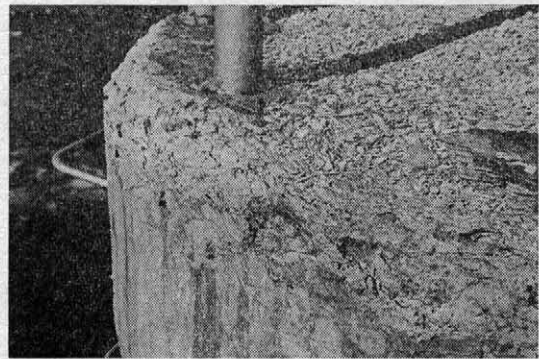


写真-11

b. ゲート操作台、国営事業、経過年数19年  
(写真-12)

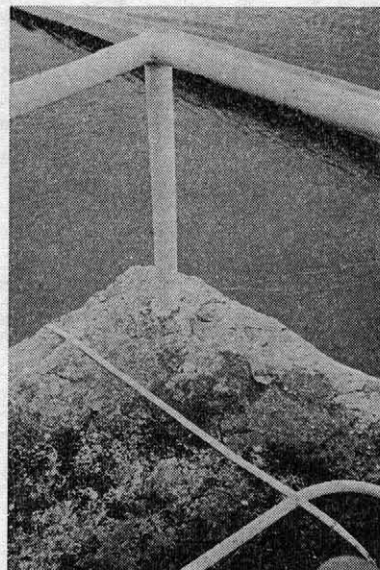


写真-12

前者と同様ゲートの操作台が河面上高い位置にあって、寒風に曝らされているため凍害を受け、コンクリート表面が剝離し、ポロボロになっている。

c. 取入水門の操作台, 団体営, 経過年数39年  
(写真-13)

モルタル仕上げが剝離し、コンクリート部分も破損している。これは、操作台の下側の角の部分が破損しており、施工時に凍結作用を受けたものでないかと思われる。

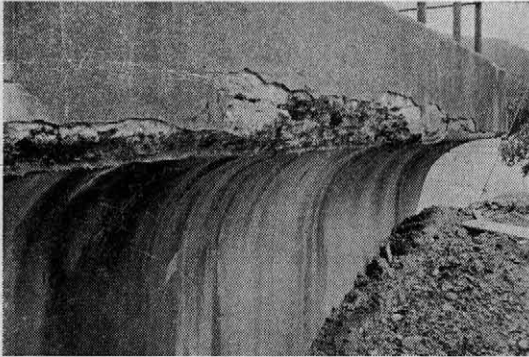


写真-13

### 3.5 ポンプ場

a. 排水機場吸水槽, 団体営, 経過年数53年

吸水槽の水面より以下の部分におけるコンクリートの劣化がはなはだしい。長年月にわたる乾湿の繰り返し作用を受けたための老朽化と推測される。

b. 排水機場水槽構造物, 県営事業, 経過年数25年  
(写真-14)

この排水機場は、戦前戦後を通じて三期にわたってポ

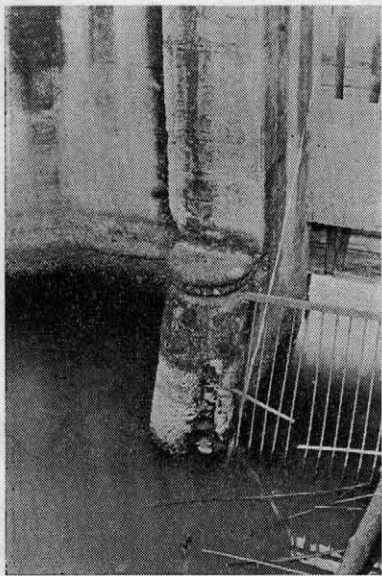


写真-14

ンプ場が設置されているが、そのうち破損のはなはだしいのは、終戦当時に施工された第二機場関係のコンクリート構造物である。とくに、水門のセキ柱の侵食や、操作台コンクリートの風化がいちじるしく進行し、一部では鉄筋が露出している所もある。原因は施工時期が、材料および施工条件の最も悪い時代であり、とくにセメントはシリカセメントが使われたといわれ、しかもその品質はかなり悪かったようである。

これに対し、昭和10年前後に施工された第一機場のコンクリート構造物には、外見上ほとんど損傷は見当たらない。

### 3.6 海岸構造物

a. 暗キョ式海岸放水路, 県営事業, 経過年数30年  
(写真-15)

放水路の吐口が波浪の破壊作用を受けて大きく破損している。すなわち、コンクリート部分がいちじるしく侵食されて鉄筋が露出し、それが摩滅して鋭く尖っている。吐口左側の押さえコンクリートブロックが完全に取り去られ、反対側の右岸側へ運ばれており、波浪の力の大きさを示している。

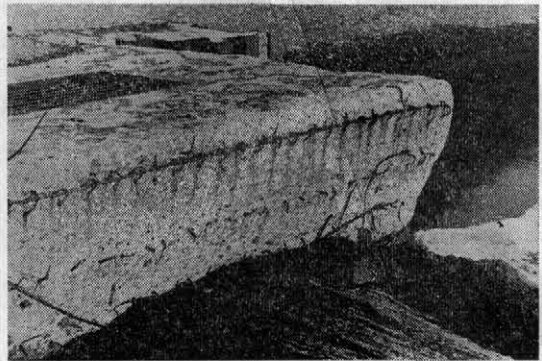


写真-15

b. 海岸暗キョ吐口, 県営事業, 経過年数14年  
(写真-16)

波浪により、吐口構造物が全面的に破損しており、鉄筋が露出してすり減っている。



写真-16

#### 4. 調査結果についての考察

(1) 用水路の現場打ちコンクリートライニングでは、クラックの発生による破損がかなりあり、ライニングの耐久性をよくするためには、クラックを生じせしめない対策が必要である。クラックの原因としては、次のような点が挙げられる。

(i) 土圧、地下水圧あるいはバーム上の車両荷重による側圧などに対しコンクリート厚あるいは鉄筋量が不足する場合。

(ii) ジョイントを設けないとき、あるいはジョイントの間隔が大きすぎるときクラックが発生している。とくに、かんがい期だけ通水し、非かんがい期に断水する水路ではクラックが多く、同じような条件の水路でも年間を通じ常時通水している水路ではクラックが少ないことが注目される。これは、断水する水路では乾燥収縮や温度変化の影響を直接受けるのに対し、常時通水の水路では、そのような影響が比較的少ないことによるものと思われる。

(iii) 基礎地盤が不良で不等沈下を生じ、それに伴ってクラックが生ずる。

(iv) ライニングの基盤が盛土の場合、その沈下に対する配慮がなされないとき

(v) 寒冷地で、土質が粘土質の所では凍上によるクラックあるいは破壊をひき起こしている。

(2) 山腹斜面に片側切土で設けられる水路や、地下水帯へ深く掘削して設ける水路では、大きな土圧あるいは地下水圧が作用して水路護岸を変形し、あるいは倒壊するおそれがある。そのような水路では、土圧、水圧に十分耐えうる構造とする必要がある。

また、土質が安定している場合は、コンクリートライニングの欠陥がかなり進行しても、水路断面の崩壊に至ることは少ない。したがって、コンクリート水路の耐久性を保つためには、その背後の土質の安定をはかることが重要である。

(3) 施工の良否によりコンクリートの耐久性に大きな差異が生ずることがあらためて確認された。たとえば、同じ場所でも、その打設ブロックによりコンクリートの風化や侵食の程度に大きな差異があらわれている。これは隣接する区間でも、コンクリートの打設日が違うことにより何らかの原因で施工の良否が生じ、これがコンクリートの耐久性に大きく影響しているものと思われる。

また、大正末期あるいは昭和初期に施工された古いコンクリート構造物で、長期間かなりよい状態で保たれているものがある。これに対し、材料事情の悪かった終戦前後に施工されたもの、あるいはその後も施工管理が行き届かなかつたと思われる構造物のうちには、経過年数が比較的短いにもかかわらず破損の甚だしいものがみられる。

(4) コンクリートの侵食や破損などの欠陥が、打継目を中心に生じている例が極めて多い。とくに、水路の

インバートと側壁との接続部が弱点となっている。したがって、コンクリートの打継ぎ目の位置、あるいは打継ぎ面の処理などに十分な注意が必要である。

(5) 旧水路の改修などの場合、水替えが不完全なため、インバートや側壁基部のコンクリートの質が悪くなる例が多い。十分な排水処理をして、ドライの状態でもコンクリートを打設すべきである。

(6) 盛土した斜面にブロックライニングを施工する場合、盛土の沈下、裏込土砂の流出などによる破壊が起こりやすい。

また、ライニング背後へ水が浸入し、水路内水位が低下したとき背後から大きな水圧が作用してライニングを倒壊することがある。

(7) 基礎地盤が悪く、橋台、橋脚に不等沈下のおそれがあるとき、連続バリ形式のような不静定構造はクラックを生じやすく好ましくない。

(8) 頭首工、とくに急流河川に設けられる取水ゼキでは、コンクリートの摩耗、エプロンの侵食あるいは洗掘などが起きている。したがって、砂礫の流下量の多い河川では、摩耗に対し強いコンクリートあるいはコンクリート面の耐摩耗仕上げを考慮する必要がある。

(9) 頭首工のゲートの操作台のように寒風にさらされるコンクリート構造物では、予想以上にきびしい凍害を受けている。したがって、コンクリート表面に水分が滯ることを極力避けるべきで、場合によっては防水被覆の施工も考慮されるべきである。

(10) ポンプ場のコンクリート構造物などでは、水面付近の乾湿の繰り返しを受ける部分が最も損傷を受けている。このような所には密実で、水密性の高いコンクリートを施工すべきである。

(11) 海岸暗キョ吐き口のような海岸構造物に対する波浪の破壊作用は想像以上に大きい。耐久性を高めるための適切な工法を考慮することが必要である。

#### 5. むすび

コンクリートの耐久性に関連する要素として、その施工時の状況、すなわち使用材料の状態、施工方法など、実際に工事を実施したときの条件を知ることが必要である。しかし、老朽あるいは破損を問題とするような古い構造物では、その施工当時の条件を明らかにするような資料を得ることはほとんど困難である。今回の調査でも老朽、破損の原因の探求にあたって、現存の構造物の状態から、施工時の条件を推測することを余儀なくされた場合が多く、したがって、コンクリートの耐久性にかかわりを持つ要因について不明確な点も多く残されている。しかし、それらの多くの構造物の中で、共通する現象を通じ、いくつかの注目すべき事実を明らかにし、それによって、コンクリートの耐久性の向上をはかるための幾多の示唆が得られたものと考えられる。

終りに、この調査にあたって、深い理解を示され、多大の便宜とご援助をいただいた、各県、ならびに地元関係者の方々に深い謝意を表する次第である。

# 落差工下流水路における流速測定の一事例

—— 模型と実物との流れの比較 ——

石野 捷 治\* 中山 駿 男\*  
本 田 勲 夫\*\* 田 村 亮 造\*\* 早 川 智\*\*

## 目 次

- |                          |                            |
|--------------------------|----------------------------|
| 1. まえがき.....(35)         | 5. 計算による水理数値.....(37)      |
| 2. 実物の水理構造.....(36)      | 6. 実物と模型との流速分布の比較.....(39) |
| 3. 模型の水理諸元.....(36)      | 7. 考 察.....(41)            |
| 4. 実物の測定方法とその結果.....(36) | 8. むすび.....(43)            |

### 1. まえがき

急傾斜地に計画、施工される水路の過剰なエネルギーを減殺するための落差工は地形条件、水理条件などによって各種の形式がある。農業土木試験場水理部においても、落差工の形式選定とその設置基準の確立を目的として、一連の水理模型実験を行なってきた。

水理実験においては、模型と実物の流れとを比較検討することは、非常に重要なことである。

落差工においては用水路計画の最大流量を取り入れる期間が比較的短いことや、観測に必要な人員、資材の確保が困難などの理由で、これまで本格的な現地観測を実施できなかった。

今回、長野県松本市にある関東農政局中信平農業水利事業所管内の梓川右岸幹線(図-1)のうち、昭和43年および44年に改修施工した長方形断面のコンクリート水路延長約1,570m内に設けられた9ヵ所の落差工のうち2ヵ所を対象にして、流速測定を実施する機会を得たの

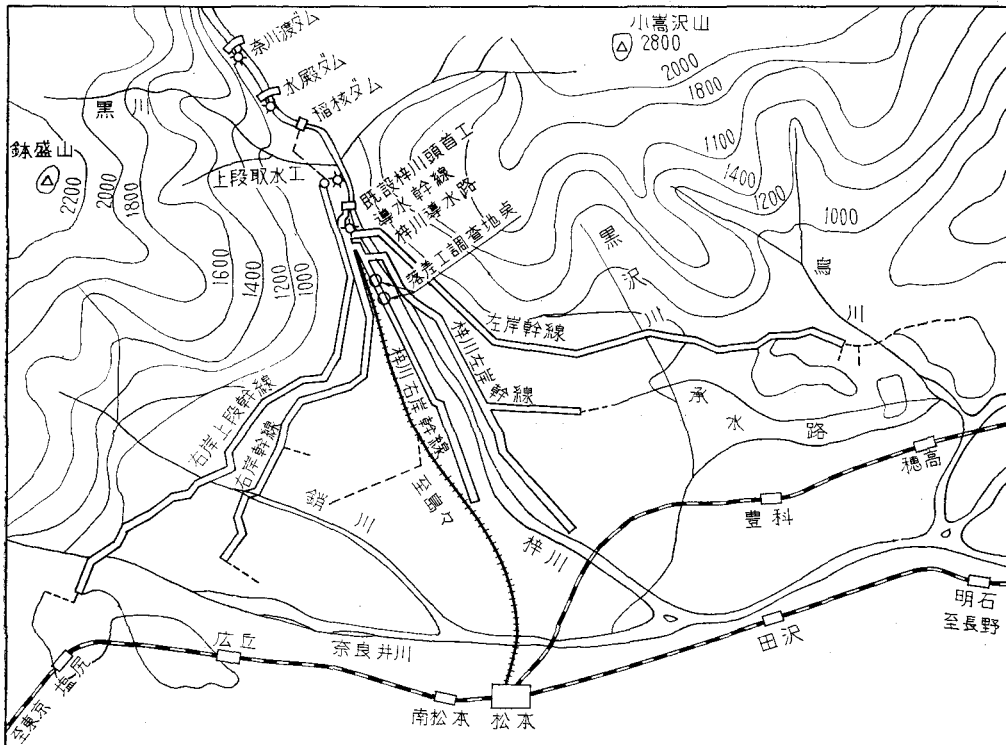


図-1 落差工調査位置略図

\* 農業土木試験場水理部

\*\* 関東農政局中信平農業水利事業所

表-1 落差工構造寸法 (図-2 参照)

タイプ	落差 $F$ (m)	上・下流 水路の こう配	幅 $B$ (m)	水深 $H_1=H_2$ (m)	せき上高 $h_s$ (m)	水クッション 深さ $h_D$ (m)	上・下流水 路底段落差 $h_f$ (m)	水クッション 長さ $L_0$ (m)	下流取付 水路長 $L_1$ (m)	備 考
I 型	1.80	$\frac{1}{1800}$	6.50	1.93	0.46	1.00	1.80	7.50	4.00	
IV 型	1.50	$\frac{1}{2000}$	8.00	1.68	0.40	0.75	1.50	9.50	3.75	写真-1, 2

注) 1. 水深  $H_1$  と  $H_2$  の値は計画通水量に対するものである。

2. I型落差工の上流水路延長は 130.0m, 下流水路延長は 190.6m であり, IV型落差工は 237.5m と 109.0m である。

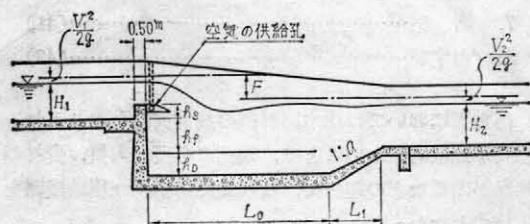


図-2 落差工構造図

で、これの模型を作製し、両者の関係を調べた。ここに、その結果を取りまとめた。

## 2. 実物の水理構造

落差工の水クッション幅は、上流水路から下流水路までまったく同一幅であり、落差工および上・下流水路の構造を表-1に示した。

また、落水脈の下側(内側)へ空気を供給するための空気孔として内径 6.0 cm の塩ビ管をIV型落差工のみ両側壁に設置してある。

## 3. 模型の水理諸元

流速測定を実施したものと同一形状の模型を農業土木試験場内の実験水路に作製した。

模型縮尺は実験水路の制約からI型落差工は 1/14.1, IV型落差工は 1/17.3 に決定した。対象とする水理現象において重力が支配的と考えられることから、フルードの相似律を適用する。したがって、原型と模型との置き換比は次のようになる。

区 分	I型落差工	IV型落差工
長さ $L_p/L_m=L_r$	14.1	17.3
面積 $L_p^2/L_m^2=L_r^2$	198.81	299.29
体積 $L_p^3/L_m^3=L_r^3$	2803.22	5177.72
流速 $V_p/V_m=L_r^{1/2}$	3.755	4.159
流量 $Q_p/Q_m=L_r^{5/2}$	746.53	1244.84
粗度係数 $n_p/n_m=L_r^{1/6}$	1.554	1.608

対象とした落差工の落ち口はせき上げシルを設けたタイプであり、これまでの水理模型実験結果<sup>1)</sup>から落ち口



写真-1 流速測定を行なった際のIV型落差工の流況



写真-2 IV型落差工の下流側付近の表面流況

水深は限界水深になるものと推定されたことから、落差工の上流側水路延長はあまり長くせず、模型製作につごうのよい長さにした。

それゆえ、落差工の上下流水路は同一延長とし、原型換算でI型落差工は 50.7 m, IV型落差工は 62.3 m の範囲を模型に再現した。

## 4. 実物の測定方法とその結果

流速計は東邦電探KK, CM-1A型電気流速計を使用し、昭和45年6月2日と3日の両日で実測した。

測定対象の水路が大きく、流量も多いことから、観測

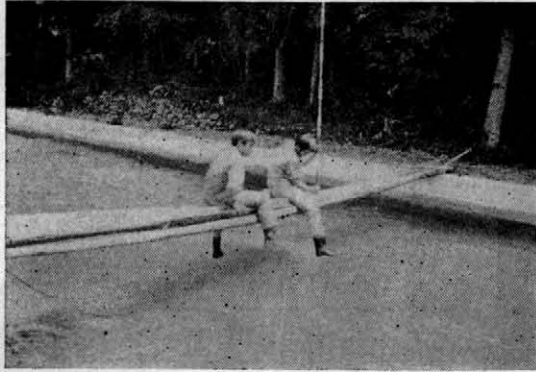


写真-3 流速の観測状況(流向は右から左上に向かう)

は9~10mの足場丸太を数本束ねた仮橋を設置し、測定個所に応じて移動させた(写真-3)。

落差工水クッション内の流速は3m/sec以上の複雑に

乱れた流れとなり適当な流速計が得られなかったため、水クッション内の流速は測定できず、落差工末端から下流水路の流入部分のみ実施した。すなわち、落差工末端から3.0m間隔に数個所の測線をとリ、1測線当り数ヶ所の測点を定め、各測点ごとに水路底から0.2m間隔の水深位置の測定を行なった。これらの測定結果を図-3, 4, 5, 6に示す。

### 5. 計算による水理諸数値

流速測定を行なった落差工は落ち口にせき上げシルを設けたタイプであり、このような場合には落ち口水深の値は、せき上げ高さにより変化する。

長方形断面水路におけるシルの越流頂が刃形である水理模型実験結果から、落ち口水深は限界水深になるものと推定した。

このことから、落下水脈の中心軌道に対する飛距離 $x$

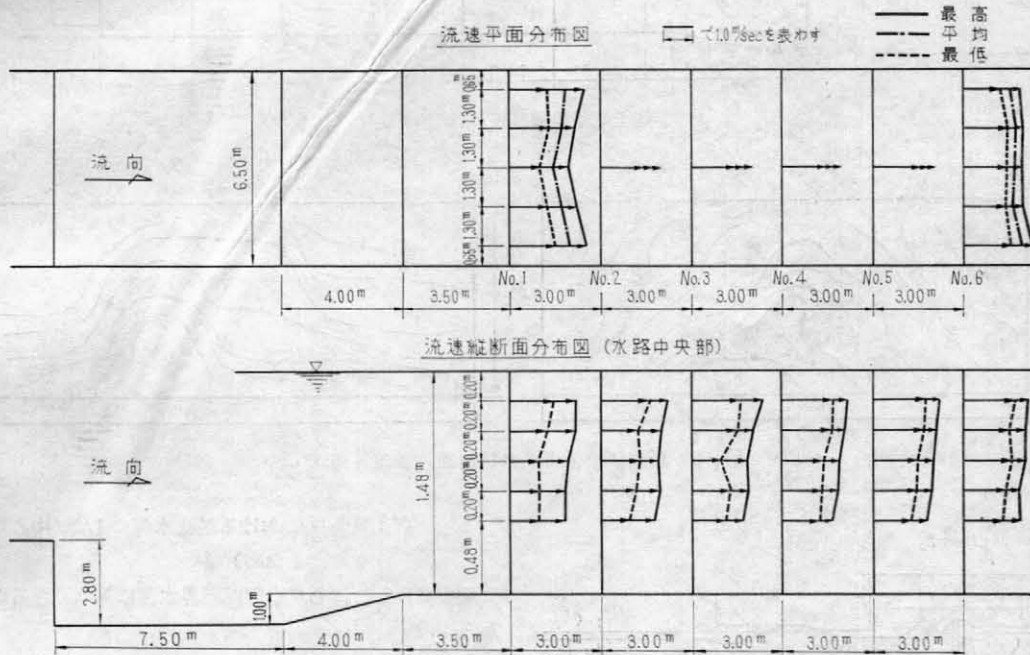


図-3 落差工流速分布図

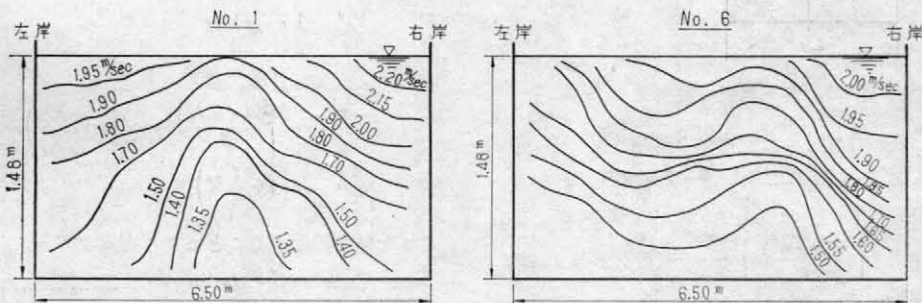


図-4 I型落差工下流水路断面の等流速線図



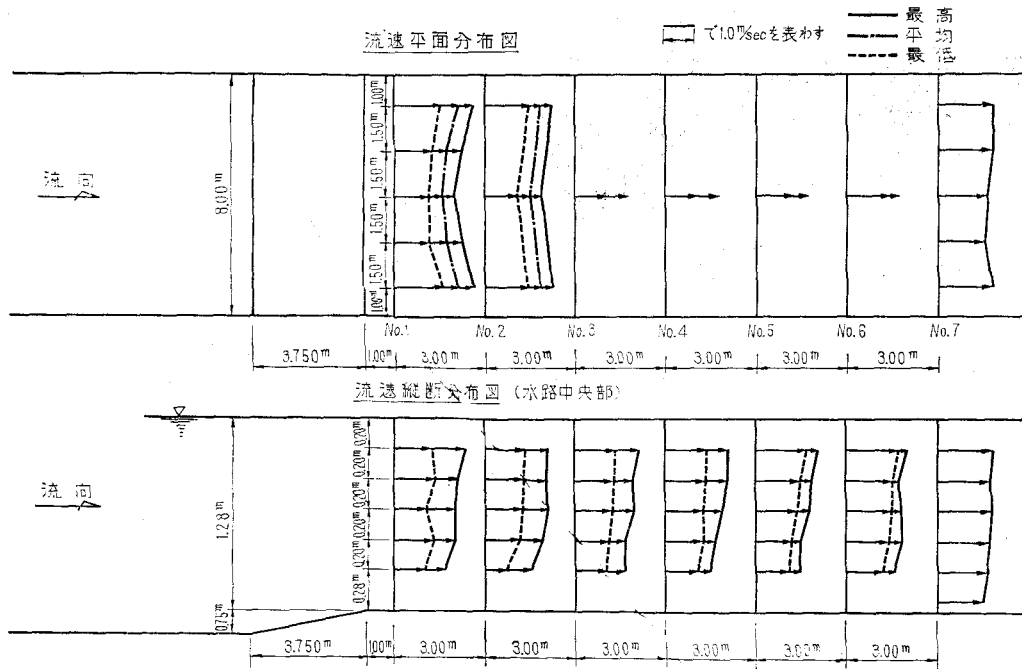


図-5 IV型落差工流速分布図

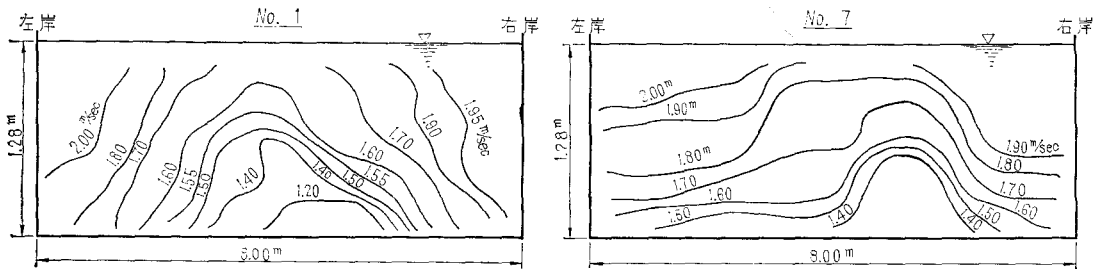


図-6 IV型落差工下流水路断面の等流速線図

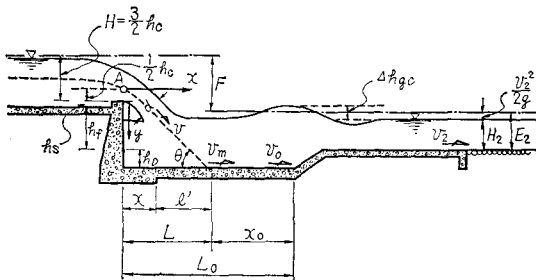


図-7 落水脈の説明図

を従来から使用されてきた放物体の運動方程式<sup>2)</sup>より導いた理論式を用いて算出した(図-7参照)。

すなわち

$$x = V \left\{ \frac{2(y+h')}{g} \right\}^{1/2} \dots \dots \dots (\text{設計基準 5.27式})$$

ここに、 $V$  : 落ち口における流水の平均速度

$y$  : 落下高

$h'$  : 落ち口における越流水深の1/2 (中心軌道  
を考えるため)

両辺を2乗し、落ち口水深が限界水深に等しくなることから

$$V = V_c, \quad h' = \frac{1}{2} h_c$$

および

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{1}{2} h_c = \frac{1}{3} H$$

の関係を代入し整理すると

$$x^2 = V_c^2 \frac{2\{y + (h_c/2)\}}{g} = 4 \left( y + \frac{h_c}{2} \right) \frac{V_c^2}{2g}$$

$$x^2 = \frac{4}{3} H \left( y + \frac{1}{3} H \right)$$

これを無次元化することにより次式を得る。

$$\frac{x}{H} = 1.155 \left( \frac{y}{H} + 0.333 \right)^{0.500} \dots \dots \dots (1)$$

ここに  $x$  : 落下点を座標原点として下流の水平方向に

表-2 落水脈の下流水クッションに突入する際の水量

区分	単位幅流量 $q$ (m <sup>2</sup> /sec)	落差 $y$ (m)	水脈の飛距離 $x$ (m)	水中突入角 $\theta$	水中貫入流速 $V$ (m/sec)	水脈の厚さ $d$ (m)
I型落差工	2.51	0.78	1.45	59°09'	6.38	0.39
IV型落差工	2.04	0.62	1.23	58°25'	5.85	0.35

注)  $y=(h_f+h_s)-H_s$

表-3 水クッション内の水脈中心流速

区分	単位幅流量 $q$ (m <sup>2</sup> /sec)	水クッション内の水深 $H_s+h_D$ (m)	斜距離 $x_s$ (m)	水脈の水平距離 $l'$ (m)	水クッション底に衝突するときの流速 $V_m$ (m/sec)	取付水路始点水路底部の流速 $V_0$ (m/sec)	取付水路終点水路底部の流速 $V_0'$ (m/sec)	下流水路の平均流速 $V_2$ (m/sec)
I型落差工	2.51	2.48	2.89	1.48	5.95	3.62	1.93	1.70
IV型落差工	2.03	2.03	2.38	1.25	5.40	1.90	1.23	1.60

測った距離

$y$  : 落下点を座標原点にして鉛直方向の下方向に測った距離

$H$  : せき上げシル上の最小比エネルギー

落水脈の水クッションに突入する場合の水脈の下流水面への突入傾斜角 $\theta$ は、水脈の形状を示す曲線のこう配を求めることであり、曲線形状を与える関数を微分することによって求める。

すなわち、(1)式を変形すると次のようになる。

$$\frac{y}{H} = 0.7496 \left( \frac{x}{H} \right)^{2.000} - 0.333 \dots \dots \dots (1')$$

(1)式を微分することにより(2)式を得る。

$$\tan \theta = 1.499(x/H) \dots \dots \dots (2)$$

つぎに、水脈中心の流速 $V$ は、空気抵抗を無視することがのできる落差3m以内では次式による。

$$V = \sqrt{2gz} \dots \dots \dots (3)$$

ここに  $z$  : 水脈中心点のエネルギー-落差 =  $H+y$   
水脈の厚さ $d$ は近似的に次式を用いて求める。

$$d = Q/B \cdot V = q/V \dots \dots \dots (4)$$

以上の計算の結果をまとめて表-2に示す。

また、落下した水脈は下流水クッションの水面を貫入すると拡散され、次第にその速度を減ずる。落水脈の水中突入角度を延長した貫入方向上の任意の点における流速 $V'$ と、水脈中心部が水クッション底に衝突した後、底に沿って下流に向かう最初の流速 $V_m$ を基準に、取り付け部の底こう配の始点における流速 $V_0$ (図-7参照)を下記の実験式<sup>3)</sup>を使用して計算を行なった。この結果を表-3に示す。

$$V' = \frac{2.41V}{\sqrt{x_s/d}} \dots \dots \dots (5)$$

$$V_0 = \frac{K(x+l')V_m}{x_0} \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $x_s$  : 落水脈の水中の突入方向に測った貫入距離

$l'$  : 落水脈中心部が水面に貫入し、水クッション底に衝突する位置までの水平距離

$x_0$  : 水クッション底に衝突した位置から下流に測った下流取付水路始点までの距離

$K$  : 係数で、落ち口と水クッション幅とが同一である構造においては0.9~1.1であり、本計算では1.0を採用した。

表-3における流速 $V_0'$ は下流取付水路末端における流速を(6)式を代用して計算した結果を示したものである。

### 6. 実物と模型との流速分布の比較

実物における流速測定結果から流量を推定し(後述)、

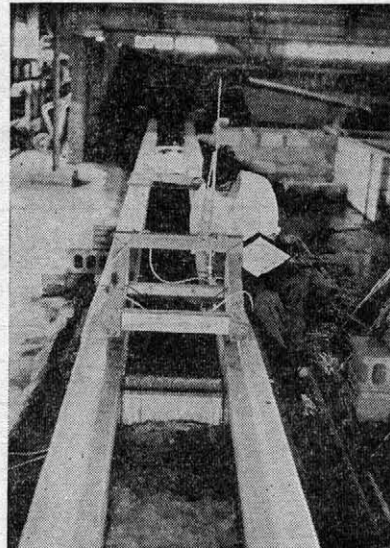
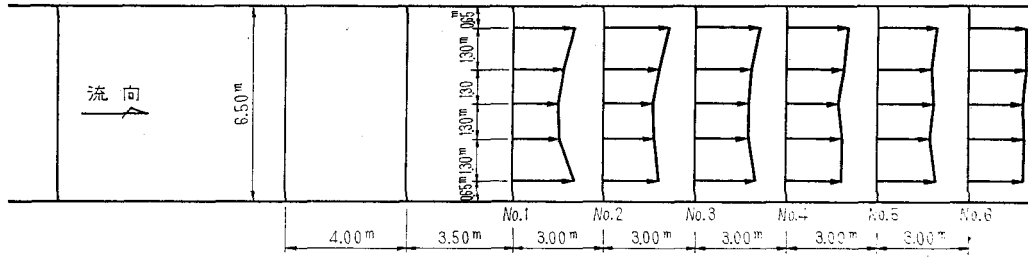


写真-4 模型の観測状況(模型は上流水路内の流速も測定した)

流速平面分布図

□で1.0 m/secを表わす



流速縦断分布図 (水路中央部)

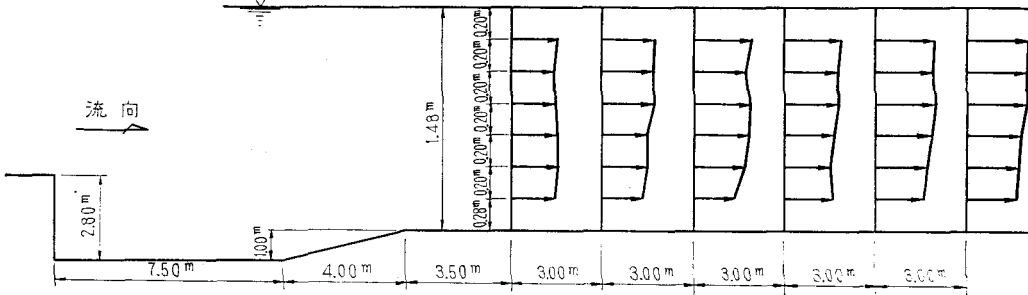


図-8 I型落差工流速分布図 (模型)

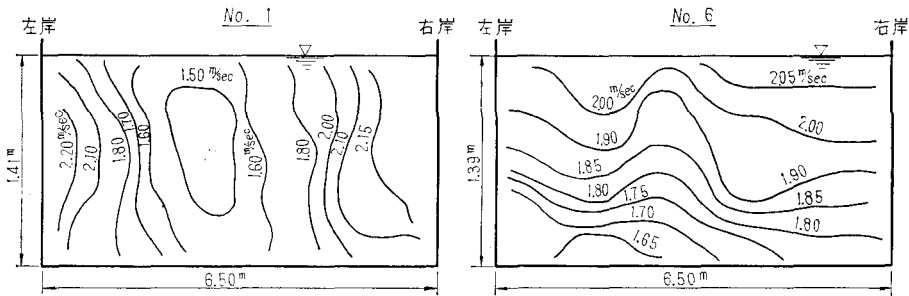
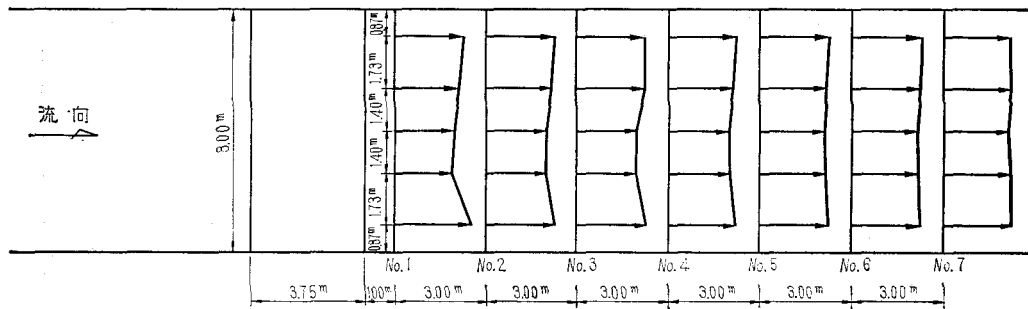


図-9 I型落差工下流水路断面の等流速線図 (模型)

流速平面分布図

□で1.0 m/secを表わす



流速縦断分布図 (水路中央部)

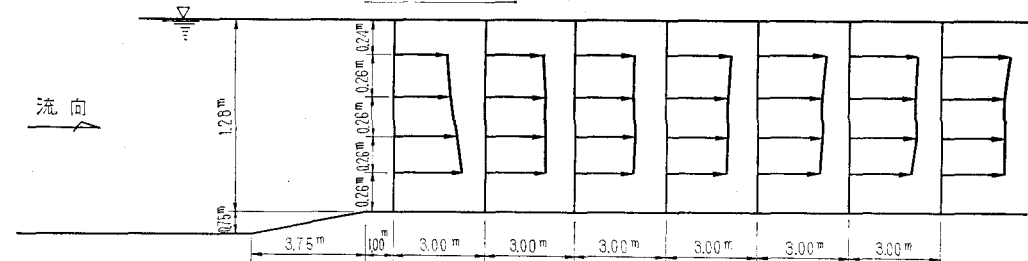


図-10 IV型落差工流速分布図 (模型)

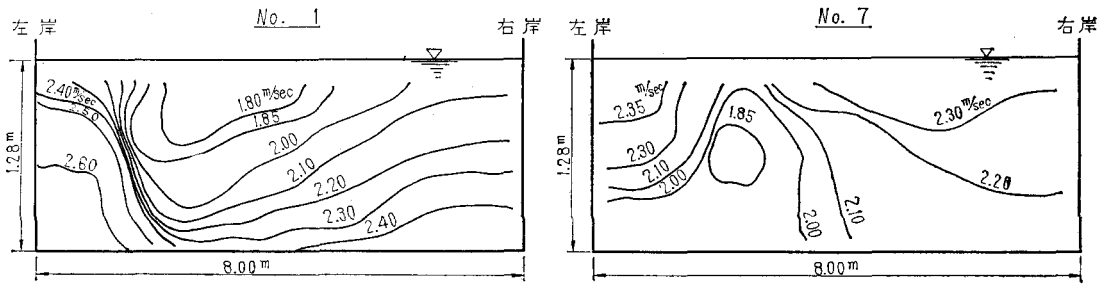


図-11 IV型落差工下流水路断面の等流速線図(模型)

この流量を対象に、実物とほぼ同一位置における流速をピトー管を用いて測定を行なった(真写-4)。これらの測定値を原型換算し、図-8, 9, 10, 11に示した。

### 7. 考 察

#### (1) 流況について

実物における落差工上流側水路の水面には最高と最低との水位差が 10 cm 程度のうねりのような周期性のある波立ちが見受けられた。この現象の現われた理由としては次のことが考えられる。

I型落差工上流の長方形断面のコンクリート水路の直線部延長が約 50 m で既設の石張り水路(側のりこう配 1:0.3 程度)に接続しているが、移行区間を設けていないため、コンクリート水路の流入部分で縮流による衝撃波が生じ波を起こさせている。

また、水クッション幅と落ち口幅とが同一であることからIV型落差工については落水脈の下流側(下側)に空気を供給する空気孔を設置したが、パイプ口径が小さいため十分な機能を発揮できず、落水脈下流側空気供給が断続する現象が観察され、落水脈の飛距離が多少変動し、下流水路に現われる波立ちをよりいっそう助長させている。

模型水路においては、このような落差工上流側水路の波立ちや、落水脈の下流側の空気量を変化させるような現象は再現させることができず、上流水路の水面や落水脈は安定した流れとなった。

しかしながら、落水脈上面の下流水クッション内に突入する落ち口からの飛距離はI型落差工では約 1.8

m, IV型落差工では約 1.5 m 位置で模型と実物の両者はほとんど同一地点に観察された。

#### (2) 流量について

流速測定を行なった2日間の幹線水路内の通水状態はまったく同一であり、流量は一定と判断された。

現地測定の際に、流速計に指示された流速の最高値と最低値との差に 0.5~0.9 m/sec の開きが認められたが、中間値を指示する時間が長いことから、観測点における流速値として最高と最低の平均値を採用した。図-3, 5に見るように、I型落差工およびIV型落差工ともNo.1とNo.6断面が観測点が多いため、この4断面の流量を求めた。

すなわち、流量計算は断面を  $A_1, A_2, \dots$  に区分し、流速測定を行なった各測線の平均流速  $v_1, v_2, \dots$  を計算し下記の式<sup>7)</sup>を用いた。

$$Q = \sum(A_1 v_1 + A_2 v_2 + \dots) = A_0 \dots \dots \dots (7)$$

計算結果を表-4に示す。この結果、流速測定を行なった時の流量は 16.35 m<sup>3</sup>/sec と推定した。この値は計画最大流量 22.582 m<sup>3</sup>/sec の 72.4% に相当する。

これより、I型落差工の時には 21.90 l/sec, IV型落差工の時は 13.13 l/sec の流量を通し、実物の状態を模型に再現した。

#### (3) 水位について

落ち口水深が限界水深になるものと仮定して上流に逐次計算法により水面追跡計算を行なった。計算には次式を使用し、その結果を図-12に示した。

$$h_s + h_c + \frac{v_c^2}{2g} = E l_1 + H_1 + \frac{V_1^2}{2g} \dots \dots \dots (8)$$

表-4 実測流速から求めた流量

種 別	断 面	水 深 (m)	水 路 幅 (m)	通 水 断 面 積 (m <sup>2</sup> )	流速計による 平均流速 (m/sec)	流 量 (m <sup>3</sup> /sec)	水 路 の フルード数
I 型 落 差 工	No. 1	14.8	6.50	9.62	1.74	16.74	0.45
	No. 6	"	"	"	1.71	16.45	
IV 型 落 差 工	No. 1	1.28	8.00	10.24	1.55	15.86	0.45
	No. 7	"	"	"	1.60	16.33	
平 均						16.35	

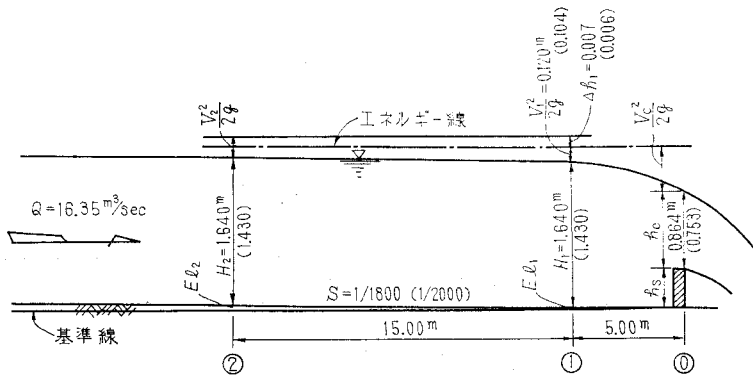


図-12 上流水路の水面形 (I型落差工の場合)  
( )内の値はIV型落差工の場合を示す。

この場合、No. ②とNo. ①区間の損失エネルギーは小さいものと考え、無視した。

$$E_{l1} + H_1 + \frac{V_1^2}{2g} = E_{l2} + H_2 + \frac{V_2^2}{2g} - \Delta h_1 \dots \dots \dots (9)$$

図からわかるように、落ち口水深が限界水深に等しくなるならば上流水路の水深はI型落差工で1.64m、IV型落差工で1.43mになるわけである。一方、現地観測においては、落ち口水深が限界水深に等しくなるものと判断したためと、上流水路の水面が10cm程度の波立ちがあるため正確な測定を行わず、水路側壁天端から水面までの距離を測り、I型落差工では1.50m、IV型落差工では1.30mの概略の水深測定値を得た。

このほか、流速測定を行なったときの落差工下流水深の測定値があり、また、Manning公式を使用し、 $n=0.015$ とした場合の等流水深を求めた。これらの各種水深を表-5に一括して示した。

いま、表-5の水深をみると①の逐次計算法による計算値の水深が最も大きな値を示している。これは、落ち口敷に設けたシルの高さ $h_s$ を計画最大通水量22.582m³/secのとき、上流水路の比エネルギーに釣り合うように決定したためである。

すなわち、原設計における落差工の設計ではせき上げ高 $h_s$ を次式により求めている。

$$h_s = H_{e1} - H_e - 0.1\Delta h_v \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 $H_{e1}$ : 上流等流部比エネルギー  
 $= H_1 + (v_1^2/2g)$   
 $H_e$ : 落ち口の比エネルギー  $= 1.5h_c$   
 $\Delta h_v$ : 上下流流速水頭の差  $= h_{v0} - h_{v1}$

I型落差工の場合には $H_{e1}=2.098$ m、 $H_e=1.608$ mおよび $\Delta h_v=0.368$ m値を(10)式に代入し、 $h_s=0.46$ mを得ている。同様にIV型落差工の場合は $h_s=0.40$ mのせき上げとしている。

このように計画最大通水量のときに上流水路の比エネルギーに釣り合うようにせき上げしているため、流速測定を行なった時のような7割流量の場合には当然せき上げ背水の現象を生じ、等流水深より高くなることになる。

しかしながら、実物の落ち口水深は落水脈下流側の空気供給量が不足するため落水脈の下流側(下側)の圧力が大気圧より低下し、水脈が落下垂直壁の方に引き寄せられる現象のため、かなりの水面低下現象を起こしている。

本来、落ち口水深の測定は非常に誤差が大きく、適当な方法ではないが、参考として、落ち口敷に設置されたせき上げシル上の幅0.50mの上流側位置の水位を観測したところ、水深の最大値と最小値との差には5cm程度の開きがあり、平均水深としてI型落差工は0.84m、IV型落差工で0.77mを得た。

このように、落ち口水深が低下するため上流水路の水深はManningの等流水深より少し小さくなる。

表-5 各種水深一覧

区 分	① 逐次計算による計算値 (m)	② 概略実測値 (m)	③ 落差工の下流水深 (m)	④ Manningの等流水深 (m)	⑤ 限界水流 $h_c$ (m)	備 考	
						落ち口シルの高さ $h_s$ (m)	
I型落差工	1.64	1.50	1.48	1.55	0.86	0.46	③の値は表-4を参表。
II型落差工	1.43	1.30	1.28	1.36	0.75	0.40	

注 1. 流量は16.35m³/secを対象にしている。  
 2. それぞれの落差工の下流には同タイプの落差工がある。

表 - 6 空気孔の断面積の計算

	流 量 ( $m^3/sec$ )	水脈の流速 ( $m/sec$ )	水脈の厚さ ( $m$ )	水脈のフルード数 $F = v/\sqrt{g \cdot d}$	$(F-1.0)^{0.85}$	$0.04 \times (F-1.0)^{0.85}$	空 気 量 ( $m^3$ )	空気孔の断面積 ( $m^2$ )
計画取水量 (I型)	22.582	5.666	0.613	2.312	1.2596	0.0504	1.138	0.038
同上の約7割 (I型)	16.35	6.38	0.39	3.263	2.0021	0.0801	1.310	0.044
計画取水量 (N型)	22.582	5.635	0.501	2.543	1.4454	0.0578	1.305	0.044
同上の約7割 (N型)	16.35	5.85	0.35	3.158	1.9228	0.0769	1.258	0.042

(4) 空気供給孔について

これまで述べてきたように、IV型落差工においては落下水脈の内側(下側)に空気を供給させるための空気孔を設けたが、十分にその機能を發揮していなかった。そこで、空気孔の規模を、フィルダムの設計基準における取水設備の空気量算定式<sup>9)</sup>を使用して検討した。

$$Q_a/Q_w = 0.04(F-1)^{0.85} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 $Q_a$  : 所要空気量

$Q_w$  : 流量

$F$  : ホクッションに突入する場合の落下水脈のフルード数

空気孔内風速は  $V_a = 30 m/sec$  を基準とする。(11)式を使用して所要空気孔断面積を求めた結果を表-6に示す。

この結果、直径  $D = 0.71 m$  (断面積  $0.0227 m^2$ ) 以上のものを両側壁に設ける必要があるものとする。

(5) 流速について

模型においても実物の場合と同様に流速が変動するため動水圧目盛の上下動が大きい。このため、観測が容易となる動水圧と静水圧との差が最も大きくなる場合を記録した。それゆえ、模型における流速測定値は実物の流速最大値と対比することになる。

このことを考慮して実物と模型との流速測定結果を見ると、比較的良く一致していると判断される。ただ、下流水路始点付近のNo.1断面における断面鉛直方向の流速分布曲線においては、模型の水路底の方が水面付近より大きい値を示すが、反対に実物は水面付近の方が水路底よりも大きい傾向を示している。この理由としてはつぎのようなことが考えられる。

実物における落差工の上流水路に10cm程度の波打った流れであることに加えて、落下水脈下側の空気供給量が不足しているため、水脈の飛距離を変化させ下流水路への波立ちを助長させている。

下流水路がこのような波状流となるため、No.1断面の水面付近では流速測定の際の計器指示値をみると0.7~1.0m/sec程度の開きが見られ、流速の最大値と最小値との差が大きくなっている。

また、表-3に計算による流速の推定値を示したが、I型落差工の下流取付水路末端においては、下流水路の平均流速  $V_2$  より速くなることが十分推察できる。

このような流速の速い部分が下流取付水路の逆こう配に沿って下流水路流入部の水面にまで到達し、ちょうど

底から押し上げる流れとなる。一方、表面は変動をともなった波状流となったため流速が速くなる傾向と重複しNo.1断面の全水深とも同程度に最高、最低の流速差が大きくなっているものと思われる。これに比べると、IV型落差工においては、下流取付水路の底部流速は、 $V_2$ より遅くなっており、表面の波状流による影響のみが大きく現われ、断面の水深の半分より上の水面側が最高、最低の流速差が大きくなっている。

8. むすび

落差工の下流水路への流入部付近の流速について、水理模型実験の値と実物の測定値との比較検討を行なった。この場合、対象とした落差工は落ち口で限界水深となるものと判断したため、上流側水路内の流速測定は行なわなかった。

しかしながら、実物の落ち口水深は、落下水脈下側への空気供給量が不足したため、水脈の内側の圧力が大気圧より低下することによる水面低下現象のため限界水深の値より小さくなった。

このような落下水脈の下側の空気量を変化させる現象や上流側水路の波立ちは模型に再現させることができず模型は落下水脈の下流側に十分な空気を供給したため上流側水路の水面や落下水脈は安定した流れとなった。

このように、実物の現象を完全に模型に再現させることはできなかったが、一応の成果を得たものとする。これらの流速測定値を比較した結果、原型と模型とは比較的よく一致することが実証されたものと考えられる。実物の流速測定にあたっては、終始、中信平農業水利事業所設計係の方々の協力を得たことを深く感謝する。

引用文献

- 1) 石野捷治, 井筒勝彦 (1969) : 中小落差工の水理現象に関する実験的研究(1) 農業土木試験場報告第5号
- 2) 農林省農地局 (1954) : 土地改良事業計画設計基準第3部 設計, 第5編水路工, 第5章落差工
- 3) 石野捷治, 中山駿男 (1970) : ホクッション型落差工の減勢に関する研究, 農業土木試験場技報B(水理)第23号, 21
- 4) 本間仁, 安芸敏一編, 物部水理学 (1962), 337
- 5) 農林省農地局 (1966) : 土地改良事業計画設計基準第3部 設計, 第1編フィルダム, 318

# 水資源の開発とその利用について

—— 紀の川の事例を中心として ——

中 嶋 善 治\*

## 目 次

- |                          |                        |
|--------------------------|------------------------|
| 1. はじめに……………(45)         | 3. 水資源の利用について……………(47) |
| 2. 水資源開発についての考察……………(45) | 4. むすび……………(51)        |

### 1. はじめに

古来水資源の豊かな地域には人は集まり、産業を起し、社会を形成してきた。時の流れは各種の産業を起し、社会を文明化し、今日のような近代社会をつくりあげた。また、産業の発展は、水の需要度を増加させるとともに、その開発をうながし、これが、さらに社会経済の発展を進めてゆく。すなわち、産業の発展と水資源開発とは、常に表裏一体の関係である。

首都圏は利根川、中部圏は木曾川の開発と利用度がその発展をうながすと同様に、近畿圏においては、日本最大の降雨量を有する大台ヶ原を源とする紀の川、あるいは日本最大の淡水湖「びわ湖」を源とする淀川（水系を含む）等における開発とその利用が、産業、都市の発展に重大な役割を果たしているといえる。その一つとして、最近新聞紙上ににぎわしている「びわ湖総合開発計画」が誕生し、その実現のために関係者が努力していることは、十分このことを物語っているといえよう。

このように、社会経済の発展が水資源開発とその利用計画の作成について早急な実現を要求している今日、これに従事する者として、とくに使用量的に最も多い農業用水の開発およびその利用計画を作成するわれわれ農業土木技術者としては、必要にしてかつ十分な農業用水を確保しなければならないことは当然ではあるが、他方不必要な水量を慣行水利権として確保しておくことは、社会経済の発展を阻止することにもなるのであるから、これを他種用水に転用する必要がある。すなわち、適正な農業用水量の把握とこれに伴う水資源の開発およびその利用計画について十分な検討を行なう必要があると考える。

この観点より、近畿農政局管内（以下管内という）における河川開発計画より、今後の水資源開発とその利用計画について、筆者の所見をつぎに述べることにした。

### 2. 水資源開発についての考察

#### 2-1 地表水（河川流量）の開発

水資源の開発は地表水の開発が主である。水の使用量は、社会経済の成長につれて増加することは当然であり、農業用水についても同様である。すなわち、人力によって行なわれていた農業が大型営農機械の導入による営農とかわり、このため耕区は大型営農機械が容易に作業可能であるように、その区画を拡大するとともに、湿田を乾田化とし、さらにまた、用排水を分離することとなり、この結果、水田用水量は、従来よりその必要量が增大してきた。また畑地かんがい的发展、さらに畜産振興による草地かんがいなどにより農業用水量も昭和20年代に比較して大幅に増加している。

また、われわれの日常生活について考えても、水の使用状況は大幅に変化し、終戦直後の昭和20年上期に計画された都市用水は、1人当り1日200ℓを基準としていたが、現在は600～650ℓと約3倍の使用量を基準とするのが常識となってきている。

また、発電についても原子力発電が実現した今日とはいえ、いまなお工業の発展、文明の発展のために水力発電は欠くことのできないものである。さらに、工業用水も年々増加し、水の需用度は今後ますます大きくなり、それにつれて水の価値はますます高くなるであろう。

河川流量が農業用水のみに利用されていた時代には、水は天から与えられるものだと簡単に考え、水のもつ価値についてなんら評価されていなかったが、産業の発展が急速に進むにつれ、その利用度が増加するとともに重要な資源の一つとなってきている。しかるに、この重要な水資源は、天から与えられた自然資源ではあるが、容易に利用することができるほど自然は甘くはないのである。ときには大洪水となって、家、土地を流亡さす力をもつ悪魔の水ともなり、ときには魚すらも住まないほどに枯渇してしまう。

このような水資源が各種産業発展のために寄与するかどうかは、この水資源をいかに上手に開発し利用するか、われわれ技術者の技術と自然の力とのたたかいであるといえよう。

\* 近畿農政局建設部設計課

この水を産業発展のための資源として開発することが可能であるか、また開発された水資源をいかに高度に利用するかなどの検討が今後の社会経済の発展を左右するといっても過言ではない。

前述のごとく、水の利用は日とともに増加してゆくの  
で、開発された水が無効になることはあり得ない。したがって、今日までの開発の考え方を  
変え（従来は、需要に見合った水資源の開発が考えられていた）、水資源として開発される  
水量はどれくらいあるのか検討し、研究を行なう必要がある。

今後、水資源の開発を行なうには、まず、第1に河川流量の実態を知ることである。そのためには、できるだけ多くの地点において長期間にわたる流量観測ならびに雨量観測を行なって、両者の観測値より十分検討して、河川  
の特性を調らべることである。なお、観測は単純な作業ではあるが、産業開発の基礎資料として重要なものであることをいま一度よく認識するとともに、毎日の積

み上げによる資料がなによりたいせつであることを心がけて、規則正しく、正確に、毎日観測しなければならない。

つぎに、第2として、河川は常に治水のために河川改修が行なわれたり、また砂利採集のために河床が低下したり、あるいはまた、大洪水による河状の変化を  
起こしたり、さらにまた、樹木の伐採による流出率の変化が生じたりしているため、河川流量は年ごとに  
変化しているため、河川開発における計画基準年は不変なものでないことを知らなければならない。このため、常に流況の状態を把握して、適正な判断をなし、有効にその開発ならびに利用をはかるべきである  
と考える。

たとえば、農業用水計画として計画基準年を昭和A年として、その河川流量において開発し得る水資源を100%開発利用した場合、後日（10年  
以上すぎた場合）あらたにその河川について開発計画を樹立するとき、あらたな河川流量資料より検討して、開発計画基準年を昭

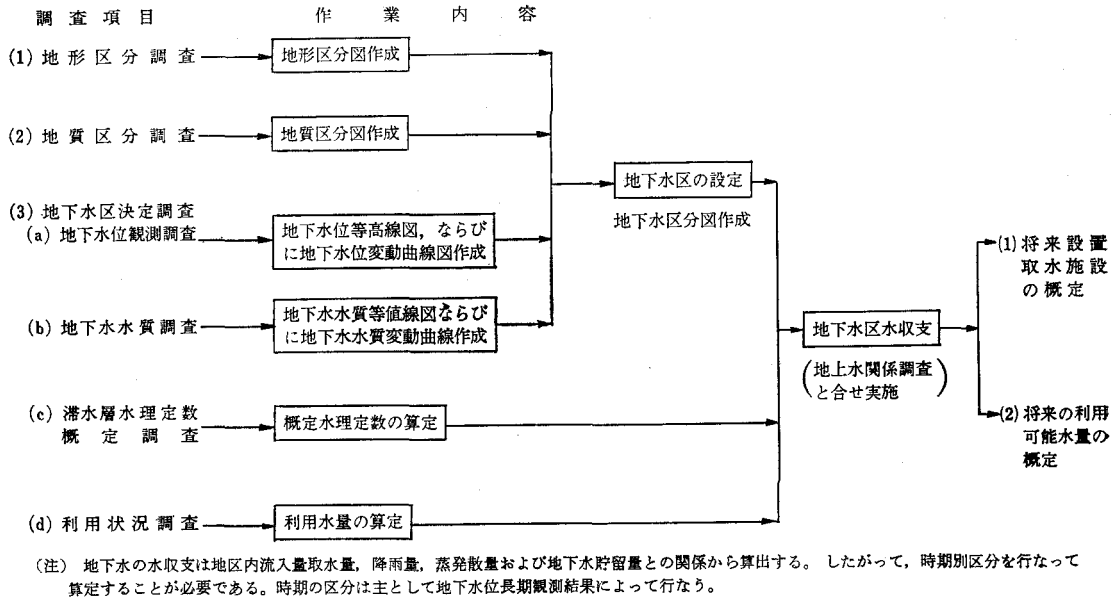


図-1 基礎調査（現況調査）

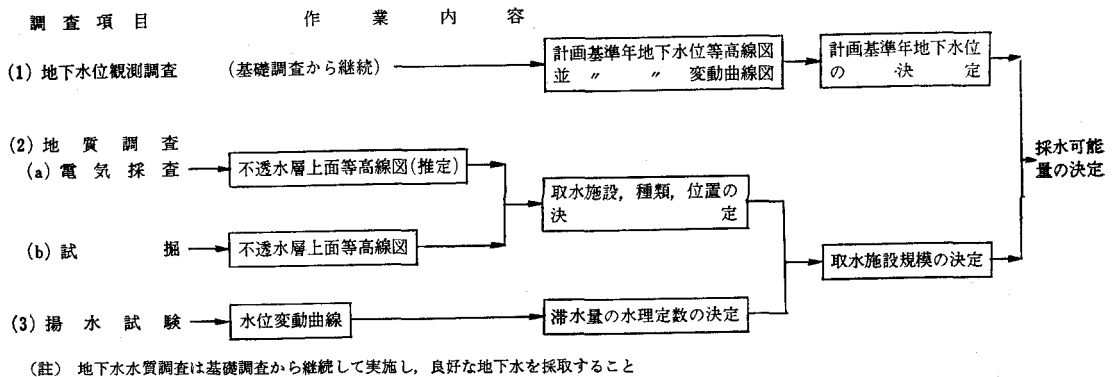


図-2 計画調査



和B年として（当然さきの農業用水計画は、既得水利権として尊重してその必要水量を確保する）開発を検討する場合、さきに定められた基準年流量にこだわって、当該河川流量は昭和A年流量ですでに開発済みであるといった考えであれば、新規開発が不可能になるような結果を招くことになりがちである。

以上のことから、河川流量の変化状況を十分検討して、常に河川流量を把握するとともに、一水系における開発計画基準年は一定でないことを十分了知のうえ、降雨量と河川流量より検討して、多くの水資源の開発を考えるべきである。

## 2-2 地下水の開発

地下水は地表水と異なり、定量的に把握することが困難なため、いっそうその開発計画は十分な調査資料に揃ったものでなければならない。

このための調査ならびに利用可能量の決定については、つぎに示す作業を行なう必要があると考える。

まず、基礎調査として図-1に示す各種調査を行ない、将来設置する取水施設の想定ならびに利用可能量の概定を行なう。つぎに、図-2に示す計画調査により地下水の採水可能量を決定する。

地下水資源の開発には、図-2の調査が必要であると同時に、この地下水を利用した場合、第3者に及ぼす影響についても十分な調査を行ない、地盤沈下等公害が生ずることのないような開発計画をたてる必要がある。

## 2-3 還元水の開発

第3の水資源として考えられ、その開発について調査、研究を行なわなければならないものは還元水である。

現在、還元水の利用については各地区において検討されつつあるが、今後ますますその利用が増加することと思われる。

土地改良事業によって補給された水田用水は、大部分が浸透水となって河川に還元されるのであるから、今後は常時関係河川流量の観測を行ない、降雨量と河川流量の関係はもちろん、補給水量と河川流量の関係についても十分検討して、還元水量の把握につとめるべく日頃の基礎調査が重要なことである。

なお、当局管内において、これを調査し一つの水資源として計画に組み入れた地区として、十津川、紀の川地区ならびに愛知川地区がある。

水資源開発の必要性が強く論じられている今日、水を対象としているわれわれ農業土木技術者は、いままで以上に「河川」、「地下水」、「還元水」、いわゆる「水」について研さん努力して、これに対処していく覚悟が必要である。

一方、また水資源開発のかけにその犠牲となるものに

ついては十分なる調査と、その手当を施すことが水資源開発を促進するうえでたいせつなことであるといえよう。

最近、話題をにぎわすびわ湖総合開発計画は近畿圏における社会開発において当然必要欠くべからざる事業である。しかし、これを開発することによって起こされる周辺への影響もまた甚大なものが予想される。たとえば湖水位の変化と地下水水位の変動、田面用水量と地下水位の相関、湖水位の上下による湖岸の浸食状況などである。これらの点について十分検討し、湖水位低下によって生ずる幾多の被害を未然に防止するとともに、当該地方の地域開発を促進する施策をもあわせ検討することがびわ湖の水資源開発を行なうについて重要な課題であると考えられる。

## 3. 水資源の利用について

2.で述べたように、水資源を開発するには、まず河川流量などの基礎的資料について十分研究しなければならない。また、ある目的のために開発された水資源は、これをさらに高度に利用することが産業社会の発展につながる重要なことであるといえる。しかしながら、既得権利を犯してまでも利用することは、社会秩序を乱すことにもなり、蔽につつまなければならぬことはいうまでもない。

水資源を常に高度に利用するためには、開発された水資源の実態を知るとともに、水利用計画を十分検討する努力が必要である。

本章は、この考え方に立って水資源の高度利用を行なっている地区についてその概要を述べ、今後、水資源の高度利用を計画する際の基本的事項について述べることにする。

まず、第一に、農業用水として必要な水資源を開発し、これを他の産業用水に利用する場合、第二に、発電用水として水資源がすでに開発されているときに、これを農業用水に再利用する場合、さらに第三には、工業用水として利用した水を再び農業用水に利用する場合などいろいろな利用方法が考えられるが、現在当局管内において、農業用水として再利用、あるいは農業用水を他種用水として再利用している具体例を紹介して検討を進めたい。

### 3-1 農業用水を発電用水として再利用する場合

このことは、十津川、紀の川地区大迫ダムあるいは、愛知川地区永源寺ダムにおいて計画されている。

すなわち、これらの農業用ダムより必要な農業用水を放流する際、落差を利用して発電し、しかるのちに農業用水に利用しようと考案したものである。これは、農業用水のために水資源を開発した貴重な資源を発電用水として再利用するいわゆる2次的利用をはかったものであ

る。

この場合、利用しようとする発電用水計画は、あくまで農業用水に支障のないことが第一条件であることは当然であるが、電気事業としても採算に合うことが必要である。この2点より考察した水利用計画こそ、水資源の開発が有効に行なわれたものであるといえる。

農業用水に支障のない水利用とは、かんがい期は農業用水放流計画によって放流される水量で発電し、非かんがい期は下流の河川維持用水を確保するとともに、かんがい開始時点で貯水池が満水するような水利用計画をいうのである。具体的に十津川、紀の川地区大迫ダムについて述べる。

ダム放流量は、補給水量に基づいて決定されるのは当然である。よって、これをつぎのように考察してみた。

ダム放流量 $Q$ は、ダム流入量 $q$ とダム貯水量 $V$ につきの関係がある。

$Q > q$  の場合は  $V$  は減少し、 $Q < q$  の場合は  $V$  は当然増加する。ただし、 $V$  にはある範囲をもつ数値（大迫ダムは  $V = 26,700,000 \text{ m}^3$ ）であるから、 $Q, q, V$  の三者にはつぎの関係が成立する。

- $V > 0$  の場合  
 $V > \alpha$  のとき  $Q > q$   $\alpha$  : 期別制限水量 (位)  
 $V = \alpha$  のとき  $Q = q$   
 $V < \alpha$  のとき  $V = \alpha$  にあるまで  $Q = 0$  とする。
- $V = V_{\max}$  (満水時) の場合  $Q = q$
- また、流入量 $q$ は降雨量 $R$ によって左右される数値である。すなわち、 $R = 0$  のときは  $q$  は基底流量 $q_0$ のみであるが、 $R$ が多くなるにつれ、 $q$ も漸次増加する。

ゆえに、

$$q = q_0 + \beta \cdot R \quad \beta : \text{相関係数}$$

一方、補給水量  $QH'$  は、必要水量  $QH$  より有効雨量 ( $R' = \gamma \cdot R$   $\gamma$  : 有効年) を差し引いて求めるのである。

$$QH' = QH - R' \cdot A = A(I - R')$$

$A$  : 受益面積

$I$  : 減水深

上記の関係から、補給水量  $QH'$  およびこれに基づいて放流されるダム放流量 $Q$ の両者共、降雨量 $R$ と $a$ および $a'$ の相関関係をもつことが理解できる。ゆえに、

$$QH' = a \cdot R, \quad Q = a' \cdot R, \quad R = \frac{QH'}{a} = \frac{Q}{a'}$$

$$QH' = b \cdot q \quad Q = b' \cdot q$$

$$q = c \cdot R \text{ とすれば } R = q/c$$

$$\therefore QH' = \frac{a}{c} q, \quad Q = \frac{a'}{c} q \quad (a/c = b, \quad a'/c = b')$$

$$q = \frac{QH'}{b} = \frac{Q}{b'}$$

$$\frac{QH'}{Q} = \frac{a}{a'} = \frac{b}{b'}$$

( $a, a', b, b', c$  はそれぞれ相関係数)

上式の関係より $Q$ を $q$ によって算定しても、 $Q$ が $QH'$ とならぬ関係のない数値ではなく、 $a/a'$  および  $b/b'$  のそれぞれの相関係数の比、すなわち、ある常数さえ正しく推定しうるならば、 $q$ によって算定した $Q$ は $QH'$ に対しても支障を与えるものではない。よって、かんがい期における本ダム放流量算定ルール(農業用水放流計画)として、流入量の相関式とした。なお、放流量算定ルールの作成方法については、すでに述べたので省略する。(「土とコンクリート」1967, 54号, p.22, 十津川紀の川総合開発事業における水管理について、参照)

表-1 大迫ダム放流量算定式

月	期別	日別	
		条件	算定式
6	6月下 6/15~6/30	$q_0 \leq 7.2$	$Q_0 = 18.71 - 1.61 q_0$
		$q_0 > 7.2$	$Q_0 = q_0$
7	7月上 7/1~7/15	$q_0 \leq 5.1$	$Q_0 = 14.2 - 1.80 q_0$
		$q_0 > 5.1$	$Q_0 = q_0$
7	7月下 7/16~7/31	$q_0 \leq 5.5$	$Q_0 = 12.6 - 1.31 q_0$
		$q_0 > 5.5$	$Q_0 = q_0$
8	8月上 8/1~8/15	$q_0 \leq 5.0$	$Q_0 = 14.0 - 1.82 q_0$
		$q_0 \geq 5.0$	$Q_0 = q_0$
8	8月下 8/16~8/31	$q_0 \leq 5.4$	$Q_0 = 20.0 - 2.70 q_0$
		$q_0 > 5.4$	$Q_0 = q_0$
9	9月上 9/1~9/15	$q_0 \leq 4.5$	$Q_0 = 12.5 - 1.76 q_0$
		$q_0 > 4.5$	$Q_0 = q_0$

(備考)  $Q_0$  : 大迫ダム放流量

$q_0$  : " 流入量

$Q_0 = q_0$  の条件として  $q_0 > 9.61 \text{ m}^3/\text{s}$  の場合で、貯水池が満水でない場合は  $Q_0 = 0$  とし、いったん満水すれば  $Q_0 = q_0$  とする。

さらに、非かんがい期における水利用計画の作成にあたっては、ダム建設における条件および農業用ダムとしてこの条件を満足することを第一とし、水資源の有効の開発をはかる(無効放流量をできる限り少なくする)利用計画を作成することとした。

前記条件はつぎのとおりである。

- (1) かんがい期前(6/14)にかならず満水すること。
  - (2) 下流河川維持用水ならびに大和平野上水道用水として、下淵地点において河川流量が  $5.07 \text{ m}^3/\text{s}$  を下廻ることのないようにすること。
  - (3) 漁業、その他の関係により発電用水の放流は、日一定とすること。(発電は24時間運転とする)
- (a) 条件(2)を満足するためのダム地点における必要河川流量の検討ならびに優先ダム放流量の決定

紀の川水系の河川流量の特性を十分検討のうえ、大迫ダム地点流量  $q_0$  と下淵地点流量  $q_s$  には、相関関係が成立し、その相関式は次式によって示すことができた。すなわち

$$q_s = \alpha \cdot q_0 \quad (\alpha \text{ は相関係数})$$

上式より条件(2)を満足する  $q_0$  を算定するのであるが、最悪時の場合として、ダムによって同地点の河川流量が全量 cut され、かつダムよりの放流量が皆無のときでも条件(2)を満足するためには  $q_0$  が何  $\text{m}^3/\text{s}$  以上でなければならないかを求めてみることにした。

$$\alpha q_0 - q_0 = 5.07 \text{ m}^3/\text{s}, \quad q_0(\alpha - 1) = 5.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\therefore q_0 = 5.07 / (\alpha - 1) \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots(1)$$

である。さらに、(1)式より  $q_0 < 5.07 / (\alpha - 1) \text{ m}^3/\text{s}$  のときはダムより放流しなければ条件(2)は満足されないのである。このときのダム放流量(優先的放流量)は次式で求められる。

ダム優先放流量

$$Q = 5.07 \text{ m}^3/\text{s} - (\alpha - 1)q_0 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots(2)$$

紀の川水系の水文資料の検討結果より、(1)および(2)式における  $\alpha$  をつぎの値と決定する。

大迫ダム地点、寺尾地点、下淵地点の3者の関係は下表のとおりである。

地点名	大迫地点	寺尾地点	下淵地点	備考
相 関 値	0.4538	1.0	1.5	紀の川水系の上流基準点として寺尾地点を選定した(水系基準値として)

上表より大迫地点を1.0とした場合、寺尾、下淵地点はそれぞれ2.2および3.3となる。すなわち  $\alpha = 3.3$  である。この値を(1)および(2)式に代入すれば

$$q_0 = 5.07 / (3.3 - 1) \text{ m}^3/\text{s} = 5.07 / 2.3 = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 5.07 - (3.3 - 1)q_0 = 5.07 - 2.3q_0$$

ゆえに、大迫ダム地点河川流量が  $2.2 \text{ m}^3/\text{s}$  以下のときは、下淵地点の河川流量  $5.07 \text{ m}^3/\text{s}$  を確保するために  $Q = 5.07 - 2.3q_0$  より求めたものを優先的に放流することとした。

(b) 水資源の有効的開発のための水利用計画の決定

(b)-1 作成方針

発電用水も前述の農業用水計画の場合と同様に将来の水管理上から考えて、複雑なものであれば、その運営に支障を起こすおそれがあることから、最もわかりやすい方法として、ダム貯水量(貯水位)によってダム放流量を決定するような水利用計画とする。

(b)-2 水利用計画(ダム放流量算定ルール)の作成順序

(a) 非かんがい期間におけるダム流入量(過去10ヵ年)曲線を作成する。

(b) 期別の決定

非かんがい期間を細分化して水利用計画を作成すれば、その精度は高いのは当然であるが、操作上より、また年間発生電力量より考慮して、つぎの方法によって決定した。

(i) (a)の流入量曲線図により、その流入量状況が大幅に変化する月を期別境とする。

(ii) 農業用ダムのための前述の条件(1)を満足するために(6/14に満水のこと)非かんがい期後半について細分化する。

この(i)、(ii)により期別をつぎの7期に区分した。

- 1期(9/16~11/30), 2期(12/1~2/28), 3期(3/1~3~3/31), 4期(4/1~4/30), 5期(5/1~5/31), 6期(6/1~6/10), 7期(6/11~6/14)

(c) 期間別最低流入量の決定

(a)の10ヵ年間の流入量曲線図より、(b)の期間毎の最低流入量を推定する。

(d) 期間別確保水位の決定

かんがい初期(6/14)に満水するために、前期末においていかなる水位を確保しなければならないかを(c)の流入量と発電放流量とによって決定することとした。

この場合の発電放流量は、ダムの規模、農業用水放流量、年間平均ダム流入量等より勘案して、発電最大使用水量を  $15.0 \text{ m}^3/\text{s}$  とし、最低使用水量を  $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  とする。(a)の優先ダム放流量を必要とする場合は、優先放流量  $+ 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  とする。)

この期間別確保水位の決定における試算をつぎの算式より行なうこととした。

$$V_1 = V_2 - (q - Q)$$

$V_1$ : 当該期間初めの必要貯水量(たとえば6/11)

$V_2$ : " 終りの " (" 6/14)

$q$ : 期間別最低流入量

$Q$ : 発電使用水量  $15.0 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q \geq 2.5 \text{ m}^3/\text{s}$

とし、この間  $5.0, 4.5, 4.0, 3.5, 30 \text{ m}^3/\text{s}$  の放流量を発電使用水量とする。上式において

$$q = Q_{\min}(25 \text{ m}^3/\text{s}) \quad Q = q \text{ とし } V_1 = V_2$$

$$q < Q_{\min} \quad Q = 0 \text{ とし } V_1 = V_2 + q$$

とする。たとえば、6/14に満水するために6/10の確保水位を求める方法

$$V_2 = 321.18 \text{ m}^3/\text{s-day (満水)}$$

$$\text{第7期の流入量} = 2.0 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{\min}(2.5 \text{ m}^3/\text{s})$$

ゆえに  $Q = 0$  で上式より

$$V_1 = V_2 = 321.18 \text{ m}^3/\text{s-day}$$

となるが、6/10の絶対必要貯水量は次式より求めるこ

貯水量	9/16 ~11/30	12/1 ~2/28	3/1 ~3/31	4/1 ~4/30	5/1 ~5/31	6/1 ~6/10	6/11 ~6/14	期間 貯水量
$m^3/s-d$	1	2	3	4	5	6	7	EL-m
321.18						自	流	398.0
							0	
310.0	$Q_{max}$	$Q_{max}$	$Q_{max}$	$Q_{max}$	3.0	2.5		397.0
300.0	4.0	4.5	5.0	5.0				396.0
280.0		3.5	3.5	3.0				394.2
260.0		3.0	3.0					392.4
240.0					2.5			390.5
220.0				2.5	0			388.5
200.0	2.5	2.5	2.5	0				386.4
	0	0	0					

図-3 非かんがい期放流ルール概念図

とができる。

$$V_1 = 321.18 \text{ m}^3/\text{s} - (2.0 - 0) \text{ m}^3/\text{s} \times 4 \\ = 313.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

となり、安全を見込み、 $V_1 = 310.0 \text{ m}^3/\text{s}$  と決定する。第6期初め、6/1について同様に流入量より、必要貯水量を決定( $Q=0$ として復元する貯水量)すると共に $Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 等について $V_2$ の値を求めることが可能となる(〔 $V_1 = 310 \text{ m}^3/\text{s} - (q - Q) \times \text{期間数}$ 〕より算定可能)。

以上のように流入量と放流量とによって、何回かの試算により、図-3に示すダム放流量算定ルールを決定した。

このように農業用水を主目的とする水源施設に対して、発電用水を加味する場合は、あくまでも農業としての水の使用条件を確立したうえで発電用水の使用条件を検討し、両者がともに成立するような水資源の開発を考えなければならない。万一、この場合、発電用水が加わることによって農業用水に支障が生ずるといった概念的なもので発電用水としての再利用を考えないことは、将来の経済発展のために悔恨を残すことにもなるので、両者の水利用計画を十分検討し、妥協点を見出すよう努力しなければならない。ただし、農業の犠牲によって発電事業を生み出すことは、本来の目的に反するので、このような場合は水資源施設の規模について再検討

などして、資源の高度利用をはかるようにすることが必要である。

### 3-2 発電用水として利用後、農業用水に利用する場合

発電事業を目的として建設せられた既設の水源地施設を利用して、主目的を達した後に農業用水として利用する場合において、最も重要なことは、発電用水の放流量はピーク流量であることが通常であり、農業用水は一定流量を取水するのであるから、河川流量はフラットであってほしい。この両者の性質上、河川流量は相反する結果を生ずることである。

よって、このような場合は、つぎの点について検討を加える必要がある。

すなわち、農業用水の取水は日一定であり、その水資源である河川流量は、上流の発電のためにピーク流量でその変動ははなはだしく、農業用水の取水量がこの河川流量の最低流量より少ない場合以外、なんらかの取水施設を設置して利用可能な方法を考えなければならない(取水ダムの設置)。この場合、発電のピーク運転による河川流量の変動状況をできるかぎり長期間(10年未満以上)の記録より検討して、その凸凹の波型の傾向を把握するとともに、日平均流量を算定するこ

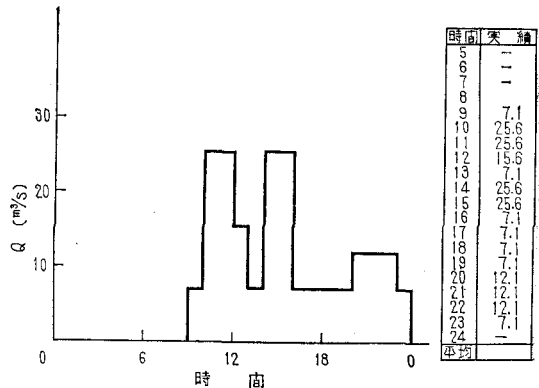


図-4 殿山ダム放流実績図

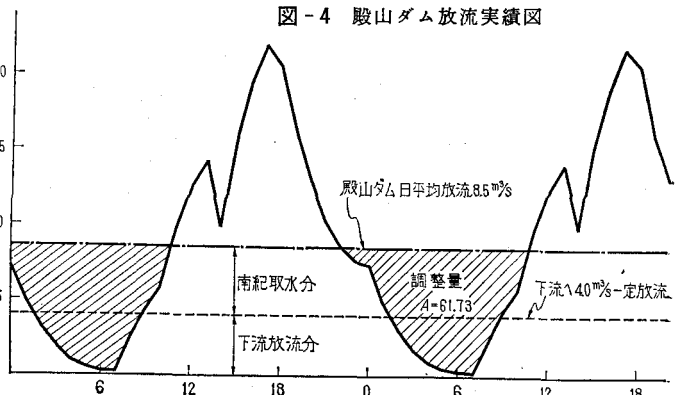


図-5 日置川、河川流量図

とが必要である。

この事例として、当局管内の45年度国営全体設計地区南紀用水を紹介する。

本地区は、和歌山県田辺市を中心とする西牟婁、日高両郡の水田 1,473 ha の用水改良と既成田(みかん、梅) 3,462 ha の畑地かんがいを行なうものである。このための主水源を関西電力殿山ダム放流量に依存するとともに、南部川に島の瀬ダムを新設することとした。

すなわち、本計画は前述でわかるように、発電事業のために開発された殿山ダムの水資源を発電用水に支障のない範囲で、これらの農業用水源として再利用することである。

この殿山ダムの放流実績は、図-4 のとおりであり、これを南紀用水として取水する小房地点における日置川河川流量の状況は図-5 のとおりである。

図-5 に示すように、日平均河川流量は 8.5 m<sup>3</sup>/s であるから、これを農業用水に利用するためには、下流河川維持用水として 4.0 m<sup>3</sup>/s を確保した残余の 4.5 m<sup>3</sup>/s を有効に利用するような施設を設置する必要がある。すなわち、図-5 において平均流量以下の凹部を補給することが可能であるような調整量をもつ頭首工を設置することとした。この調整容量は 250,000 m<sup>3</sup> である。

これによって、いままで発電用水として利用した後はいたずらに海に流出していた水資源を上記のような頭首工の設置によって下流の河況は一定となり、かつ地域開発として農業用水に再利用することが可能となった。

このような地域開発のために水資源の有効利用を計る場合は、発電側の運転状況(放流計画)と農業用水の利用状況と密接なる関連性を有するものであるから、両者十分協議して、その実現に努力することが肝要である。

### 3-3 工業用水として利用された水を農業用水として利用する場合

水資源の高度利用をはかるものとして、一度工業用水として利用した水を海に流去せず、これを農業用水として再利用を計画した地区として、和歌山県宮下津地区を紹介する。

本地区は和歌山県海草郡下津町にまたがる樹園地(みかん)約 140 ha の畑地かんがいを行なうものである。この用水源として、丸善石油KKKにおいて製造工程における冷却水としていったん使用した水および地下水に求めることにした。

みかんの灌水温度は、試験の結果 32°C以下ならば、その収穫量に支障がないことが証明されている。よって、灌水温度を32°Cになるように混合水槽において、工業用

水と地下水を混合して適温とした後これを使用することとしている。

この工業用水は、冷却水として使用されるもので温度は32°C前後にして、その量は 8,000 m<sup>3</sup>/day である。この水を農業用水源として再使用するためには、温度の調節と水量の絶対数量の確保が必要である。

このために地下水に依存して温度を低下させるとともに、工業用水の使用量は安全をみて、その70%程度に考えた。

このようにして、いままで冷却水として使用していた水を海に流していたものを適温に調整して、これを農業用水源として再開発し、この地方における畑地かんがいの振興をはかるとともに農業所得の増加を見込んだ。この場合、工業用水が農作物に対して有害となる成分が含まれているか否かの検査および温度について、農事試験場等において精密なる検査を行なうとともに、この使用については、工業側と十分なる協議を行ない、工業側の製産に支障のない範囲内で農業用水として利用することが肝要である。

## 4. むすび

社会経済の高度成長に比例して、水の需要度は増加するのは当然である。この増加に対応するためには、水資源の新規開発が必要であるが、その基礎資料である河川流量の実態、あるいは地下水、還元水についての実態調査が不十分であると思う。

また、最近、「慣行水利権」にメスを入れるとのニュースが報道されている。この近代社会において水資源の高度利用をはかるためには、まず現在利用されている水の需給状況について検討し、必要なものは当然確保しなければならぬが、他方社会変化に伴って不必要なもの、あるいは余分なものは他産業の開発、社会発展のために転用をはかることはやむを得ないことである。

われわれ農業用水を計画し、水資源を利用するものとしても視野を大きくもち、水資源の開発と、その高度利用の一つとして慣行水利権には、十分調査検討を加えて適正な水量とし、余剰水量については、他産業の発展のために利用するよう配慮すべきであると考え。

今後の産業の発展のために、「水資源開発とその利用について」、浅学の身もかえりみず管内の施工地区の事例をあげて筆者の経験ならびに所信を述べましたが、まだ不十分な点が多く、筆者自身、さらに勉強したいと考えておりますので、先輩諸兄のよき御指導をおねがいします。

# 湿潤密度による盛土の施工管理方法

—— 現場技術者のための指針 ——

荒ヶ田 国 和\*

## 目 次

1. あらまし……………(53)	4. 湿潤密度による施工管理方法の適用……………(59)
2. 各方法の検討……………(54)	5. まとめ……………(60)
3. 湿潤密度法の実用性の検討……………(56)	

### 1. あらまし

従来、小規模な盛土工事のほとんどは、転圧機械の種類と転圧回数を規定する方法をとっていた。この方法では、とくに用土の土質試験をしないで、類似例を参考にして転圧回数を決定するのが普通である。簡単に仕様書を作り積算ができるので、あり合せの設計を手早く作るということでは、これほど便利なことではない。

しかしながら、この方法では設計に使用したCBR値や密度などには、お構いなしに仕様を決定するわけであるから、たとえ仕様書どおりに施工したとしても、設計どおりの盛土ができるとは限らない。要するに、初めから設計と仕様がくい違っているのである。

また、転圧回数を一定にしているため、含水比が多ければドロコになるほど過転圧となり、少なれば不足転圧となる。なお、転圧回数の確認もむずかしい。さらに、密度がいくらあればよいかはわからないから施工管理のしようもない。あげくのはては、検査の基準がないから竣功検査員まで途方にくれる。ついでにいえば、会計検査のときには、設計者、監督員、竣功検査員の全部がおろおろすることになる。これは施工が悪かったからということではない。まったく良心的に施工してもこうなるという話である。監督員、竣功検査員、施工業者の全部が泣かなければならないのは、すべて仕様書のせいである。罪作りの仕様もあったものだが、こういう状態をいつまでも放っておいてよいはずはない。とくに、最近では農道整備事業が多くなってきたが、農道はたとえ小規模のものでも、設計上のCBR値を満足するように施工しなければならない。ということは、設計強度について考慮をほらう必要があるということであり、アースダムと同じであるということである。どんなに小規模な盛土であっても、とくに強度が必要である場合には、設計強度を確保するような仕様と施工管理を行わなければならない。

ところで、それにはどんな方法がよいだろうか。どん

な条件を備えた方法でなければならないだろうかということを検討してみると、次のとおりである。

#### 1. 含水比の変化に対する適応性が高いこと

すなわち、どんな現場でも施工時の含水比は多少とも変化し、とくに小規模工事の場合は工期も短かく、土取場の管理も不十分になりがちで、含水比が大きく変化するので、相当大幅に含水比が変化しても、適正に転圧されていることを確認できる方法でなければならない。

#### 2. 迅速簡便であること

すなわち、施工管理は即座に施工の適否を判定するために行なうものであるから、迅速に結論を出す必要があり、簡便な方法でなければならない。このことを念頭において、空気間隙率法、乾燥密度法、および湿潤密度法の三方法を比較すれば、

(1) 空気間隙率法は、含水比の変化に対する適応性は高いが、迅速簡便ではない。

すなわち、「含水比が少なくなればなるほど、大きな乾燥密度になるよう、十分に転圧しなければならない」ことは常識的にわかるが、このことを空気間隙率法は数字で表現したものであって、含水比に対する適応性はもっとも高い。しかしながら、いちいち含水比を測定しなければならないので、迅速、簡便というわけにはいかない。

(2) 乾燥密度法は、含水比の変化に対する適応性も低く、迅速簡便でもない。

この方法は、そもそも「含水比が少ないほど大きな乾燥密度」ということを無視しており、一定の乾燥密度を基準にして施工管理を行なうので、含水比が少ない場合には不足転圧になり、含水比が多い場合には過転圧になる。また、いちいち含水比を測定しなければならない。

(3) 湿潤密度法は、常識的にみれば含水比に対する適応性は相当高いはずであり、いちいち含水比を測定する必要がないので、迅速簡便である。

すなわち、この方法は一定の湿潤密度を基準にして、施工管理を行なうものであるが、湿潤密度と乾燥密度と含水比の関係は、次の式で表わされる。

\* 東北農政局・ほ場整備課長

乾燥密度 = 湿潤密度 / (1 + 含水比)

したがって、湿潤密度を一定にするということは「含水比が少ないほど大きな乾燥密度」にするということであって、湿潤密度法は空気間隙率法と同じような傾向をもっている。したがって、含水比の変化に対する適応性も高いはずであり、何よりも簡便である。

以上、述べたことから考えると、湿潤密度法は空気間隙率法の代用として検討してみる価値がある。代用ではあっても、実用上支障がなければよいではないか、というわけで、ここに改めて湿潤密度法を取り上げて、各方面から検討を加えたが、実用上の支障は全然ないことがわかった。この拙文は、もともと東北地方の県営、団体営の農道整備事業のレベルを少しでも高めればよいという趣旨で書いたものであり、実用上の支障があるかどうかという検討は、別の目的で行なった手許の試験結果を使用し、あるいは、久野悟郎先生の「土の締固め」の中から引用させていただいたので、不備な点が多いかも知れない。

しかしながら、今後、実際に湿潤密度法で施工管理を行なった場合、たとえ支障が生じたとしても、その程度は従来ともすると金科玉条とされてきた乾燥密度法よりは格段に少ないはずである。

このことは、詳細な論議をつくすまでもなく、上に述べたことから常識的に領けるはずであり、不備な点を承知しながら、あえて湿潤密度法を提唱する所以である。

## 2. 各方法の検討

転圧回数を規定する方法は、前にできるだけ使用しない方がよいことを述べたので、改めて説明しない。また、コーンペネトロメータ、CBR値などの強度を利用して施工管理を行なう方法もあるが、一般的でないので省略する。

### (1) 空気間隙率法

この方法の説明を行なう前に、空気間隙率という用語について説明しよう。

土は実際の状態としては、土粒子、水および空気が入り混っている。しかしながら、これを丹念に選り分けられるものとして、模式的に考えれば図-1のように考えられる。空気間隙率  $v_a$  というのは、ある一定容積  $V$

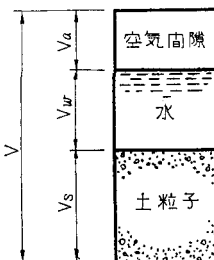


図-1

の土（空気、水を含む）の中の空気の容積  $V_a$  と全体の容積  $V$  との比であり、普通パーセントで表わされる。

この方法は、あらゆる土質の土を最大乾燥密度になるように突固めた場合、その空気間隙率は2~10%の範囲内にあったという経験的な理論にもとづいており、転圧された土の湿潤密度と含水比を測定して、次式で空気間隙率を計算し、その結果が2~10%の範囲内になければならないという規定をするものである。

$$v_a = 1 - \frac{\gamma_t}{(1+w)\gamma_w} \left( w + \frac{1}{G_s} \right) \dots\dots\dots(1)$$

$w$  : 含水比  
 $\gamma_t$  : 湿潤密度  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量  
 $G_s$  : 土粒子の比重

では、この方法の基礎になった最大乾燥密度について説明しよう。

最大乾燥密度は、1933年に Proctor によって考えられ、現在も JIS A 1210 に採用されている標準突固め試験によって得られるものである。

JIS A 1210 により、一種類の土の含水比をいろいろかえて突固め、その結果得られた土の乾燥密度  $\gamma_d$  と含水比  $w$  の関係をグラフに示すと、一般には図-2のような曲線となる。

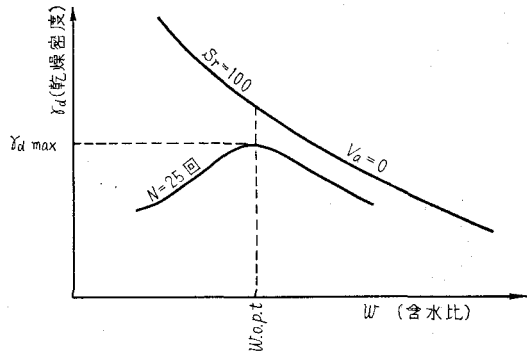


図-2

この曲線の山を貫く含水比がいわゆる最適含水比  $w_{opt}$  とよばれているもので、所定の突固め回数で締固めるためには、もっとも合理的な含水比である。また、この曲線の山が最大乾燥密度  $\gamma_{d,max}$  とよばれ、所定の突固め回数で得られる最大の乾燥密度である。

上に述べた所定の突固め回数は、JIS A 1210 によれば3層に分けて、1層当たり25回となっているが、これは現場における施工機械に見合った突固めのエネルギーを与えるために規定されたものであり、言うなれば施工機械を基準にして、これに土の含水比を合わせるという考えが基本となっているため、広く考えると突固め回数は1種類でなければならないというわけではない。

では、次に突固め回数をいろいろ変えてみるとどうなるであろうか。

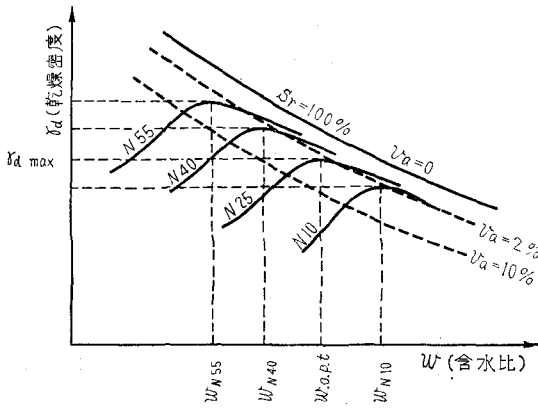


図-3

すなわち、図-3に示すように突固め回数の種類毎に図-2に類似した曲線ができる。これらの各曲線の山となっている含水比と、突固め回数で突固められた土の状態は、いずれも標準突固め回数で突固められた最大乾燥密度の土と同じように理想的な状態となっており、いわゆる最大乾燥密度状態とよばれている。これらの標準突固め回数（ここでは25回）以外の曲線の山は、注釈抜きで最大乾燥密度とよばれることはないが、実質的にはいずれも、それぞれの突固め回数に応じてできた最大乾燥密度の一種である。

突固め回数を連続して変化させれば、連続してそれぞれの最大乾燥密度状態が得られる。このように最大乾燥密度状態というものは、それぞれ含水比に応じて連続して存在するものであり、Proctor 以来、永い間取替わってきた最大乾燥密度だけが最大乾燥密度状態ではない。標準突固め試験においては、最大乾燥密度が一つしかないのは、突固め回数をひととおり限定したためである。乾燥密度法において、最大乾燥密度を基準にして施工するのもやはり上に述べた最大乾燥密度状態をうるためである。

また、最大乾燥密度状態に締固められた土は、与えられた含水比の中で浸水後の強度がもっとも大きく浸水による膨張と透水係数が小さく、施工の均一性が高いなど、理想的な状態にあるといわれている。

なお、同じ最大乾燥密度状態とはいっても、図-3 からわかるように、含水比が少ないほど密度と突固め回数は大きく、また当然強度も大きい。したがって、含水比は塑性限界以上であれば少ないほどよい。設計強度が示されている場合には、その強度を確保できるような含水比より少ない含水比で施工しなければならない。

したがって、あらゆる土質と含水比の場合に、空気間隙率が2~10%の範囲にあれば、最大乾燥密度状態に締固められているとみなしてよい。また、含水比が許容の上限値以下であれば、強度も十分であることが確認できる。このように、空気間隙率さえ測定すれば、含水比が

どう変わっていても施工の適否を判定できるので、湿潤な気候と広く分布している高含水比粘土のため、含水比を下げることに苦勞しているわが国の現場にとっては、この方法は他の方法にみられない際立った特長もっている。しかしながら、この方法は、前述のように、いちいち含水比を測定しなければならないのが欠点である。

## (2) 乾燥密度法

この方法は、さきに述べた Proctor によって始められたものであるが、突固め試験によって得られた最大乾燥密度に締固め度を乗じて基準密度を定め、これ以上の乾燥密度となるよう要求する方法である。

この方法は、もともと現場の施工機械を基準にして、これに応じたいわゆる最適含水比に施工時の含水比を合わせるという考え方で始められた関係上、湿潤な気候で高含水比粘土が広く分布しているわが国では、含水比に難点があり、いろいろに変形して使用されている。

(A) 当初から使用されているのは、標準突固め試験による最大乾燥密度を基準とする方法である。

上に述べたように、わが国では自然含水比（用土のままの含水比）が高い場合が多いが、図-4 のように自然含水比  $w_n$  が  $w_{90}$  より高い場合には、含水比を  $w_{90}$  まで下げなければならない。しかしながら、実際には含水比を大幅に下げることが不可能であり、不可能な仕様をすることとなる。

(B) したがって、次に考えられた方法は、図-4の

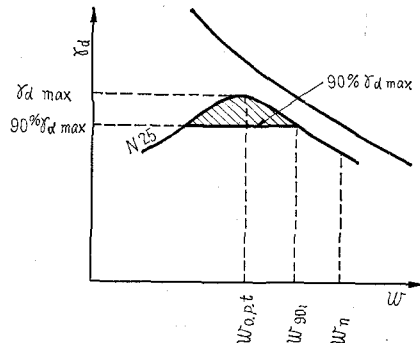


図-4

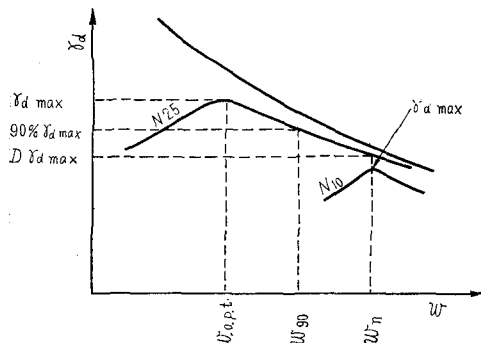


図-5



密度曲線 N 25 と自然含水比  $w_n$  と交差する点まで締め度  $D$  を下げる方法である。

しかしながら、この方法も自然含水比  $w_n$  付近ではへドロ状態になるぐらいに著しい過転圧をすることを要求することになって、作業が困難で不可能になることも考えられる。なぜならば、本来 図-5 の  $\gamma_{d,max}$  程度に締め固められるべきであるにもかかわらず、 $D\gamma_{d,max}$  まで締め固めるからである。

(C) さらに、その次に考えられた方法は図-6 のとおり自然含水比  $w_n$  に応じた最大乾燥密度  $\gamma'_{d,max}$  を基準にして、基準密度  $90\gamma'_{d,max}$  を定める方法である。この方法は、火山灰などの高含水比粘土の場合に採用されている。この方法には、前の (A) および (B) において述べたような欠点はない。しかしながら、含水比が下がった場合は、前に述べた最大乾燥密度状態とは程遠い不足転圧を許すことになる。これらの乾燥密度法は、いずれも施工時の含水比が基準にした含水比と相違すれば、不足転圧となり、あるいは過転圧となる。このことは図-2 を一見すればわかるように、最大乾燥密度が含水比によって変わるにもかかわらず、一定の乾燥密度を使用するところに、そもそも問題がある。

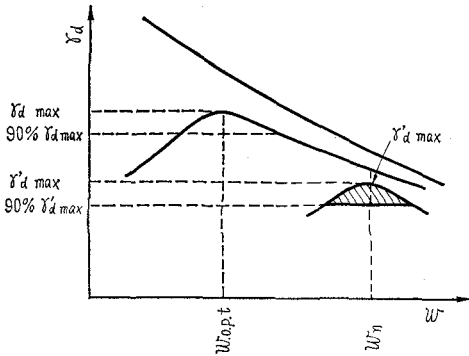


図-6

### (3) 湿潤密度法

この方法は、測定した湿潤密度が一定値以上でなければならぬと規定するものである。湿潤密度と乾燥密度および含水比の関係は次式で表わされる。

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+w} \dots\dots\dots(2)$$

$\gamma_d$ : 乾燥密度

$\gamma_t$ : 湿潤密度

$w$ : 含水比

一方、空気間隙率と乾燥密度および含水比の関係は次式で表わされる。

$$\gamma_d = \frac{G_s(1-v_a)}{1+G_s w} \dots\dots\dots(3)$$

$G_s$ : 粒子比重

$v_a$ : 空気間隙率

前に繰返して述べたように、湿潤密度法および空気間隙率法のいずれにおいても、含水比が小さくなるほど大きな乾燥密度が要求されるが、(1)式と(2)式を比較すれば、前者は  $(1+w)$  に反比例し、後者は  $(1+G_s w)$  に反比例することになり、両者の間に差がある。

現在、知られている各方法のうち、もっとも信頼できるのは空気間隙率法であるから、この差は湿潤密度法のもっている誤差と考えられる。

この湿潤密度法の誤差と、乾燥密度法のもっている誤差について、数字によって例示すれば表-1 のとおりである。

表-1 からわかるように、含水比が10%変化した場合、乾燥密度法は11%の誤差があるが、湿潤密度法は5%の誤差であり、約半分の誤差である。しかも、含水比測定の手間が省けるので、湿潤密度法がいかに有利であるか、おわかりいただいたことと思う。

### 3. 湿潤密度法の実用性の検討

上に述べたように、湿潤密度法は乾燥密度法とは比較にならないほど合理的であるが、空気間隙率法が絶対に正しいとして、これを基準に考えると誤差をもっている。

したがって、この誤差が実用上支障をきたすかどうかを検討する必要があるので、以下実際に湿潤密度による施工管理を行なった場合における支障の有無について、浸水後の強度、浸水による膨張、透水係数および施工の均一性の各方面から検討を加えることとする。

#### (1) 浸水後の強度

表-1

含水比 $w$		%	60	55	50	45	40	備考
空気間隙率法による乾燥密度	A	g/cm <sup>3</sup>	0.92	0.97	1.03	1.09	1.16	$G_s=2.675$
湿潤密度法による乾燥密度	B	〃	0.92	0.95	0.98	1.01	1.05	
乾燥密度法による乾燥密度	C	〃	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
湿潤密度法の誤差	$D=A-B$	〃	0.00	0.02	0.05	0.08	0.11	
同上パーセント	$E=D/A$	%	0	2	5	7	9	
乾燥密度法の誤差	$F=A-C$	g/cm <sup>3</sup>	0.00	0.05	0.11	0.17	0.24	
同上パーセント	$G=F/A$	%	0	5	11	16	21	

浸水後の強度は、最大乾燥密度状態で転圧されている場合には、施工時の含水比が小さいほど大きいことは前に述べた。

すなわち、含水比の減少とともに強度は増加する。しかしながら、湿潤密度法では不足転圧になるので、その分だけ強度は減少する。実際には、上記の増加と減少が相殺されて増減は少なく出てくるはずである。このことを久野悟郎先生の「土の締固め」から引用して例示すれば図-7のとおりである。

図-7について説明を加える前に、図-1を図-8に再掲し、図-8から説明する。

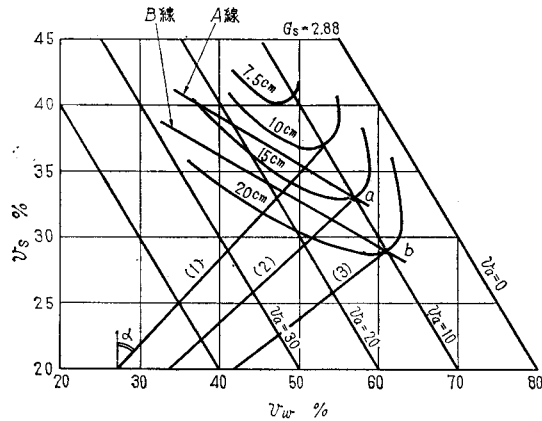


図-7

- $v_s$  : 土の体積率 (図-8の  $V_s/V$ )
- $v_w$  : 水の体積率 (図-8の  $V_w/V$ )
- $v_a$  : 空気間隙率 (図-8の  $V_a/V$ )

図-8は上記の  $v_s$ ,  $v_w$  および  $v_a$  の関係を体積率図で表示したものである。この図には、さらに水の体積率すなわち、含水比と突固め度をいろいろかえてきた供試体に、JIS A 1210 ランマを 10 cm の高さから落下させた場合の貫入深が曲線として記入されている。この図は体積率図であるので、含水比は図表外に原点をもつ極座標として表わされ

$$w = \frac{v_w}{G_s \cdot v_s} = \frac{\tan \alpha}{G_s} \dots \dots \dots (4)$$

で示される。この座標原点から上記の等貫入深曲線に接

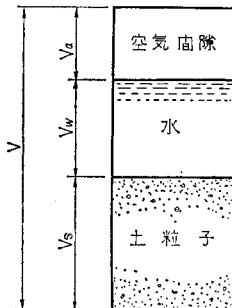


図-8

線(1), (2)および(3)を引けば、その接点はすべて  $v_a=10\%$  の線上にある。

すなわち、ある含水比が与えられた場合、その土の浸水後の強度をもっとも大きくするには、空気間隙率が10%になるように締固めるとよいということである。

また、一方、空気間隙率  $v_a=10\%$  というのは空気間隙率法における規定の上限であるが、 $v_a$  の上限値は密度としては下限になるので湿潤密度の下限値は  $v_a=10\%$  として算定することとする。また、湿潤密度は次式で示されるように、含水比が大きくなるほど小さくなるので、湿潤密度の下限値は所定の強度を満足する範囲内で施工時におけるもっとも大きな含水比を基準にして算定することとする。

いま、図-7のa点 ( $v_s$  33%,  $v_w$  57%,  $v_a$  10%) を基準にして、下限値  $\gamma_{t,L}$  を計算すれば、

$$\gamma_t = G_s v_s + v_w = 2.88 \times 0.33 + 0.57 = 1.52 \text{ g/cm}^3$$

この値を基準にして、施工管理を行なった場合、含水比が下がったときには強度はどうなるだろうか。

上記のように、この方法は含水比が小さくなると若干の不足転圧を許容することになるので検討する必要がある。上記で計算した  $\gamma_t = 1.52 \text{ g/cm}^3$  の土の体積率と水の体積率の関係は、

$$v_s = \frac{\gamma_t}{G_s} - \frac{v_w}{G_s} = \frac{1.52}{2.88} - \frac{v_w}{2.88} = 0.526 - 0.346v_w$$

この関係を図-8に記入すれば、A線のとおりとなり  $v_w=38\%$  程度までは、基準となったa点の強度(貫入深)を上廻っている。この水の体積率の許容範囲  $v_w=38\sim 57\%$  を  $w = v_w / (\gamma_t - v_w)$  という関係式を使って普通に使われている含水比に直せば33~36%となり、このように広い範囲の含水比に対して、湿潤密度だけで管理しても、なんら強度の面において心配がないということになる。

同様の例を図-7のb点 ( $v_s$  29%,  $v_w$  61%,  $v_a$  10%) について行なえば、B線のとおりとなり、含水比の下限値を規定する必要は全然ないことがわかる。また、後に述べるように、施工時の含水比が基準の含水比よりも著しく大きい場合には、規定の湿潤密度にすることは不可能であるから、含水比の上限値についてチェックする必要はない。これらのことを完全に証明するには、さらに数多くの試験が必要であることはもちろんであるが、基準となる含水比の場合の強度と、施工時の湿潤密度さえ確認しておけば施工時の含水比が相当大幅に変化しても強度が十分であることを確認できることになる。

(2) 浸水による膨張

締固めの度合いが少ない場合、締固められた土は浸水によって膨張を起こすといわれている。このことを検討するための資料が少ないが、農林省猿ヶ石開拓建設事業により行なった試験を例にあげれば、表-2のとおりである。この結果から見ると、含水比が小さいほど膨張率

表 - 2

路線名	転圧回数	N = 3					N = 6					N = 9					備 考	
		g/cm <sup>2</sup> 1.618	1.613	1.613	1.609	1.546	1.612	1.658	1.668	1.667	1.614	1.595	1.621	1.676	1.670	1.634		1.622
2 号 幹 線 道 路	湿润密度 $\gamma_i$																	土質 MH 粘土ローム 自然含水比(基準含水比) $w_n$ 46~49% 粒子比重 $G_s$ 2.675 湿润密度の下限値 $\gamma_{i,L}$
	合否判定	○	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	$\gamma_{i,L} = \frac{G_s(1+w_n)}{G_s w_n + 1} (1-v_n)$
	含水比 $w$	42.40	49.39	50.17	50.93	54.51	39.30	45.71	47.74	48.70	52.87	55.69	38.57	43.10	47.12	49.81	56.78	$= \frac{2.675(1+0.49)}{2.675 \times 0.49 + 1} (1-0.10)$
	空気間隙率 $v_a$	9	6	6	6	8	10	6	4	3	5	4	10	6	4	5	3	$= 1.55 \text{ g/cm}^3$
	C B R 値 現場非浸水	13.13	—	4.07	3.28	1.57	22.23	—	5.84	5.07	2.06	1.93	45.99	—	10.77	8.76	2.13	
八 重 畑 幹 線 道 路	湿润密度 $\gamma_i$	1.819	1.760	1.660	1.631	1.692	1.840	1.830	1.773	1.698	1.672	—	1.810	1.816	1.780	1.763	1.770	土質 SM 砂質ローム 自然含水比(基準含水比) $w_n$ 22~26% 粒子比重 $G_s$ 2.672 湿润密度の下限値 $\gamma_{i,L}$
	合否判定	○	×	×	×	×	○	○	×	×	×	—	○	○	×	×	×	$\gamma_{i,L} = \frac{2.672(1+0.26)}{2.672 \times 0.26 + 1} (1-0.10)$
	含水比 $w$	17.66	20.22	28.30	30.06	35.00	18.77	20.79	24.06	27.77	30.71	—	20.29	25.66	25.90	32.52	34.50	$= 1.80 \text{ g/cm}^3$
	空気間隙率 $v_a$	14	15	15	15	9	12	12	11	15	6	—	13	8	11	7	5	
	C B R 値 現場非浸水	8.76	6.35	4.01	1.90	測定不能	—	6.93	5.73	4.81	1.97	—	9.49	6.20	5.73	1.75	測定不能	
稲 瀬 9 号 道 路	湿润密度 $\gamma_i$	1.831	1.852	1.851	1.711	1.702	2.004	1.913	1.813	1.717	1.822	—	1.970	1.909	1.849	1.641	—	土質 CH シルト質ローム 自然含水比(基準含水比) $w_n$ 30~32% 粒子比重 $G_s$ 2.643 湿润密度の下限 $\gamma_{i,L}$
	合否判定	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	—	○	○	○	×	—	$\gamma_{i,L} = \frac{2.643(1+0.32)}{2.643 \times 0.32 + 1} (1-0.10)$
	含水比 $w$	23.53	26.10	26.85	32.11	32.80	23.46	27.08	31.10	31.20	31.20	—	26.78	28.80	30.13	35.30	—	$= 1.70 \text{ g/cm}^3$
	空気間隙率 $v_a$	11	6	6	9	9	5	3	4	7	3	—	0	1	2	11	—	
	C B R 値 現場非浸水	—	3.89	3.84	3.00	2.95	—	5.26	3.03	2.96	2.99	—	7.44	—	5.73	—	—	

は大きい、締固め度、すなわち突固め回数または空気間隙率によって膨張率が変化することはなさそうである。したがって、湿潤密度法にともなう若干の不足転圧は問題にならない。

また、含水比の許容範囲を設けるかどうかであるが、そもそも、膨張率の限度について定説がないので、それほど重視することもなからう。したがって、湿潤密度法において含水比の測定を省略することが実用上障害になるとは考えられない。

### (3) 透水係数

透水係数についても、最適含水比付近で締固められた場合がもっとも少ないといわれており、上記「土の締固め」から転載すれば、図-9のとおりである。この図は標準突固め試験によって得られた資料の透水係数をプロットしたものであるが、最適含水比付近の透水係数ももっとも小さい。ということは、不足転圧になれば透水係数が増加するという意味しているが、含水比の減少にともなう透水係数の変化は割合小さい。また、ここに使用された供試体は、標準突固め試験によって得られたもので、図-10の上段に示すとおり、含水比が小さい場合の不足転圧の度合いが著しく大きな資料である。これに反して、湿潤密度法の場合は、同様に図-10上段に示すとおり、含水比が少なくなるほど、乾燥密度は大きく、不足転圧の度合いは少ない。したがって、透水係数について支障をきたすおそれはないと考える。

### (4) 施工の均一性

施工の均一性についても、最適含水比付近で締固めた場合が最も高いといわれており、図-6 から見ても事実である。

しかしながら、含水比が20%程度下がっただけでは、変動係数は大して大きくならず、また、供試体は標準突固め試験で得られたもので、含水比が低い場合は不足転圧の度合いが大きい資料である。

これに反して、湿潤密度法では、不足転圧の度合いは少ない。したがって、施工の均一性についても支障をきたすおそれはないと考える。

## 4. 湿潤密度による施工管理方法の適用

上記3.において、施工管理に使用する湿潤密度の下限值  $\gamma_{dL}$  は「施工中におけるほぼ最大の含水比  $w_s$  で、空気間隙率10%の湿潤密度」とすることを提案したが、実際に農林省猿ヶ石開拓建設事業で行なった野外の転圧試験結果を用いて湿潤密度法によって合格、不合格を判定すれば、表-2のとおりである。この結果から湿潤密度による施工管理方法を実地に応用する場合に生ずる問題を含水比、締固め度、およびCBRなどについて検討して見よう。

### (1) 合格資料の妥当性

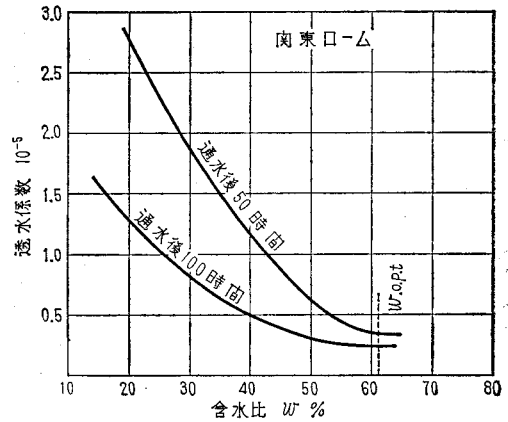


図-9

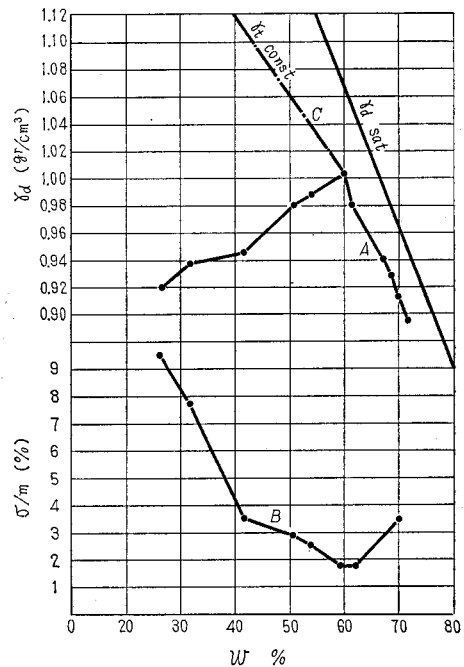


図-10

湿潤密度による判定結果が妥当であるためには、まず、合格としたものが本当に合格であるかどうかを検討しなければならない。含水比については、2号幹線のもっとも右端に記した資料の含水比が自然含水比(基準含水比)を7.78%上廻っているが、自然含水比そのものの確実性からすれば、むしろこの程度の超過は許容しないと危険であるので、妥当な判定であるとみなしてよいであろう。

次に、締固めの度合いの問題として、2号幹線のもっとも左端の空気間隙率が14%となっているのが目立つが、含水比が17.66%で低いのであるから、合格と判定するのが妥当であろう。

すなわち、空気間隙率が大きいとはいっても、14%程

度であれば3.において述べたとおり、浸水による膨張、透水係数、および施工の均一性については大して支障はないと考えられる。

では次に、いまここで問題にしている空気間隙率14%含水比17.66%のものを合格とする方が正しいかどうかをCBR値について検討するため、この資料と空気間隙率が10%以内で含水比がもっとも低く、空気間隙率法においてもっとも理想的であると考えられる右端から4行目の空気間隙率8%、含水比25.66%の場合と比較してみよう。

この比較を直接行なう資料がないので、同じく2号幹線の土で行なった室内試験の結果から、上記両資料の空気間隙率および含水比がほぼ同一である資料の浸水CBR値は、それぞれ空気間隙率15%、含水比19%の場合5.67、空気間隙率6%、含水比24%の場合6.72となっており、厳密に比較すれば、むしろ湿潤密度法で合格とした資料の方が勝っており、空気間隙率よりも妥当な判定結果である。

## (2) 不合格資料の妥当性

不合格とした資料が果して、不合格とすべきであったかどうかを検討する。

まず、2号幹線の左端から5行目と稲瀬9号の資料であるが、これらは含水比が大きいわりには締まっていなため、自然状態のCBR値も著しく低い(稲瀬9号は不明)ので、不合格としてしかるべきであろう。

ここで注目すべきものは、2号幹線のうち、(・)印を付した資料であり、これらはいずれも空気間隙率だけから見れば合格となるものである。しかしながら、空気間隙率にもとづく施工管理には、もともと含水比の上限値も規定されるべきものであって、含水比が著しく上廻っている。これらの資料(2号幹線においては、基準含水比を26%として合否の規準を定めたものである)を湿潤密度法によって、不合格と判定したのは妥当である。

## 5. まとめ

最大乾燥密度法は、自然含水比が高い場合には著しい過転圧となり、含水比が小さい場合には著しい不足転圧となる。空気間隙率法は含水比が小さくなるほど、強く締め、常に最大乾燥密度状態に締固めるので、もっとも理想的であるが、施工管理が不便である。

したがって、傾向としては空気間隙率と同じく実質的に含水比が低いほど強く締固め、乾燥密度を大きくするよう規定する湿潤密度で規定する方法をもって代用し得るかどうかと言うことを、浸水後のCBR、浸水による膨張、透水係数および施工の均一性等の各方面から検討したところ、含水比が著しく小さくならない限り、広範囲にわたって支障がないことを確認した。

しかしながら、含水比が基準よりも著しく小さい場合

には、湿潤密度法は不足転圧のため、強度が低下するおそれが全然ないとはいえない場合には、湿潤密度法は不足転圧のため強度が低下するおそれが、全然ないとは言えない。また、その範囲は土質によって変化することが考えられるので、厳密な意味では、まったく支障がないとは言いつれないが、わが国では降雨とともに高含水比の粘土(ロームを含む)が多く、むしろ乾燥させることに苦勞している現状であり、また著しく乾燥した状態で所定の湿潤密度を得るには、それだけ転圧回数を増加する必要があり、業者の不利益を招くことになり、転圧が不可能になることすら考えられるので、含水比の下限値について特段の規定を設ける必要はないと考える。

また、含水比の上限値については、湿潤密度の算定に用いる基準含水比を8%程度まで超過しても許容することになるが、基準密度は通常、自然含水比をもとにして定められるはずであり、自然含水比は同一の土質であっても、採取する個所、および時期によって異なるので、この程度の含水比の超過を許容することは、むしろ現実に即したものといえよう。

なお、湿潤密度法では過転圧が許容されることになるが、過転圧は不足転圧に比べると弊害が少なく、過転圧は転圧回数が増加するとともに機械の走行性にも支障をきたし、業者の不利益を招くだけであるから、これについても規定する必要はないと考える。

このように、湿潤密度法は空気間隙率法と比較しても実用上はなら遜色がなく、むしろ、ある土質の場合にはまさっているように考えられる。とくに含水比を測定する必要がない点では、どの方法よりも小規模な盛土工事に適している。

とはいっても、資料の不備のため、あるいは、実用上の支障を見逃した点があったかも知れないので、空気間隙率法に比べ、まったく遜色ないと言い切るのは独断にすぎるのであろう。

しかしながら、その検討に、たとえ不備な点があったとしても、従来、金科玉条としてダム工事にも使われて来た乾燥密度法より、数段勝れていることだけは明言できる。このことは、空気間隙率法が信頼できる方法であることを認めるならば、湿潤密度法の規定は、乾燥密度法よりも、空気間隙率法に近いことは明らかであるので、疑う余地がない。資料の不備を重々承知して、湿潤密度法をあえて推奨する所以である。

終りに、多くの資料を引用させて戴いた久野悟郎先生に、誌上を借りて感謝申し上げる。

# 土の化学的安定処理について

河 野 成\*

## 目 次

- 1. まえがき.....(61)
- 2. 特 性.....(61)
- 3. 用 途.....(64)
- 4. あとがき.....(71)

### 1. まえがき

土の化学的安定処理については、欧米やカナダなどの諸外国において、かなり古くから研究されていた。わが国でも太平洋戦争の最中に、リグニンや塩化カルシウム等による安定処理が試みられたということである。

最近の飛躍的な合成化学の進歩によって、各種の化学的安定処理材が研究開発され、それぞれに実験室の段階ではかなりの成功を収めているのではあるが、実際に現場に応用する場合、工費がいちじるしく高く、作業性が困難で、またすべての土に対してその効果が期待されない等の点から、現場の施工には不可能であり、特定の場合にのみ限られて使用されるものであると考えられて来た。そして、これらのことがこの種の材料の発展を妨げていたのである。しかし、われわれの周囲には、無数の素材が存在している。そして、その中のある素材を適当に組み合わせることによって、新材料を創造する可能性はいつの時代にも存在するものである。いわゆる複合材料の開発である。試行と補正の連続という大きな労力を必要とするために、この領域には意外と多くの盲点が残されているものである。普通のポルトランドセメントに、特殊に合成された化学組成物を混入することによって、工費が節減され、作業性の安易な、かなりの広範囲に及ぶ土に対して、特に有機質火山灰土に対しても、充分その効果が期待できるという化学的安定処理材としての、フジベトンが創造されたのである。

フジベトンに関連する特許は14件に及ぶ、今なお後続して特許が申請されている。その可能領域の広いことから、土壌凝結硬化剤、防水剤、建築塗装材など8種に分類されているが、本文では土木材料として最も市場性が高く、応用範囲も普遍的で、フジベトンの基本的性格を具備している(B)について、その特性と用途ならびに、その実際例について記述するが、文章の混乱をさけるため、以下単にフジベトンと称する。

### 2. 特 性

#### (1) 化学成分

表-1 フジベトンの化学成分

強熱減量	3.0%	$\text{ケイ酸率} = \frac{22}{5+2.5} = 2.9$
不溶残分	0.5	
SiO <sub>2</sub>	22.0	$\text{アルミナ鉄比} = \frac{5}{2.5} = 2.0$
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.0	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.5	$\text{水硬率} = \frac{61}{22+5+2.5} = 2.0$
CaO	61.0	
MgO	1.8	
SO <sub>3</sub>	2.2	
残 り	2.0	

フジベトンの分析値の代表的なものは表-1に示されたような数値である。これらの数値からは、普通のポルトランドセメントと比べて、大きな差異は認められないが、その二次成分に注目すると、強熱減量がやや多くなっている。これは加熱によって放出される水分やCO<sub>2</sub>であって、原料に付随したものとして避けられないものである。残りの2%については、分離定量しても微量であることと、多数の他の物質を伴っているので、ここでは「残り」として処理されている。これは少量ではあるが、フジベトンの性質に大きな影響を及ぼしているものである。フジベトンは、

リグニンスルホン酸ソーダ Lignin (NaSO<sub>4</sub>)<sub>n</sub>

トリポリリン酸ソーダ Na<sub>5</sub>P<sub>3</sub>O<sub>10</sub>

ステアリン酸カルシウム CaCH<sub>3</sub>(CH<sub>2</sub>)<sub>16</sub>COOH

水酸化ナトリウム 2NaOH

スラグ、特殊シリカ

などを特殊なプラントによって合成し、ごく微細な粉末に精製したものを、さらにコンパインドプラントによって、普通セメントと混和するという製造工程を経て製品化されるものであるが、表-2に示されているその粉末度を表わす比表面積を見れば、普通セメントに比べて、かなり微細なものであることがわかる。正6面体の単純な粒子構造を考えると、比表面積が2倍に増加することは、その粒子の数量は8倍に増加することになる。この計算でフジベトンの粒子構成を考えると、セメントの粒子1個に対してフジベトン組成物の粒子は6個あるということになる。ただし、これはフジベトン組成物とセメントの混合比率を1:10(重量比)とした場合である。

\* 藤増総合化学研究所常務理事

表-2 フジベトン(B)と早強ポルトランドセメント、普通ポルトランドセメントの比較

項目	種類	フジベトン(B)		早強セメント	普通セメント
		第1次	第2次		
比重		3.03	3.04	> 3.05	> 3.05
比重面積 (cm <sup>2</sup> /g)			3,790	> 3,000	> 2,300
軟度水量 %		26.5	25.8		25~28
凝結始発 $t_1$		3.12	3.34	1.00	1.00
	終結 $t_2$	4.35	5.20	10.00	10.00
フロー値 (cm/m)		209	243		
曲げ強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	1日	15.9	13.7	10.0	16.1
	3日	38.7	38.4	25.0	25.8
	7日	44.8	46.6	40.0	33.4
	28日	51.0	68.6	60.0	
圧縮強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	1日	50.5	43.0	40.0	45.0
	3日	158.9	150.0	90.0	88.0
	7日	206.6	234.0	180.0	122.0
	28日	257.0	280.0	280.0	
マグネシア %		1.88	1.98	5.0	
無水硫酸 %			2.21	2.8	
強熱減量 %			3.73	3.0	

(註) 第1次は、日本道路建設業協会 道路試験所  
 第2次は、財団法人建材試験センター  
 財団法人日本分析化学研究所  
 早強ポルトランドセメントの値は、東京都土木材料仕機室による  
 普通ポルトランドセメントの値は、大林道路(株)浦和試験所  
 (秩父セメント)

このことは、フジベトンの水和反応は、セメントの水和反応に付随するものではなく、セメントはあくまでも結合材として存在することを意味している。普通セメントとの成分的な差異は、紫外線吸収分光光度法によって判別することができる。この分析法はフジベトンの品質管理に応用されている。

## (2) 凝結と硬化

フジベトン組成物の粒子と、セメント粒子からなる一種の混和粒子が、その水和反応する過程については未だ十分に解明されていないが、フジベトン組成物の中で重要な位置を占めている分散剤が、セメント粒子間に、表面活性を与えるということだけではなく、水和反応のプロセスによって、その比表面積が約1,000倍にも生長するといわれている、セメントゲルの化学的結合水の溶液の中で、水分子とイオンの並進運動、いわゆるイオンの活性飛躍が行なわれているものと思われる。表-2における普通セメントとの物性比較でも、通常の場合はこの種の混和剤がセメントに添加されると、強度の低下を招くものとみなされているが、この場合は、逆の現象となって表われている。フジベトンの凝結における特異性は、凝結のための時間的経過にも表われている。そして、このことはフジベトンの作業性の上に重大な影響を及ぼしている。開始から終結までの時間間隔は短かく、

凝結の開始されるまでの時間間隔が長いことは、非常に作業性を安易なものにしている。これはステアリン酸カルシウムが溶液の中でケイ酸と緩慢なゲル化を行ない、ある一定の時間後に急激な粘度が上昇し均質に固結するという特性によるものと思われる。

以上は単にフジベトンのみの硬化体について、その水和反応を述べたが、自然土に添加した場合、フジベトンの分散性は高度に発揮される。分散材の土粒子に対する分散の機構は、九州大学の山内教授\*によれば、図-1に示すように、単純な電解質塩の場合は、土粒子表面の負の電荷に対して、多量の一荷のカチオンを吸着させるほど、土粒子間の反撥力が大きくなり、分散効果を上げるが、さらに二価、三価のカチオンが吸着して、凝集の状態にある自然土については、多価リン酸ナトリウムを加えると、負の電荷のリン酸基などを媒介して、多量のカチオンが吸着されるので、その分散効果は大きいと説明されている。このことは、多雨多湿の気象条件下にあるわが国の粘性土に対して、フジベトンの有利性が考えられる。

土に対するフジベトンの化学反応は、土粒子表面のイオン反応とともに、前記のリン酸基による分散効果、リグニン分による有機物に対する効果および接着性、ケイ酸

\* 土木学会論文集 第65号32頁所載

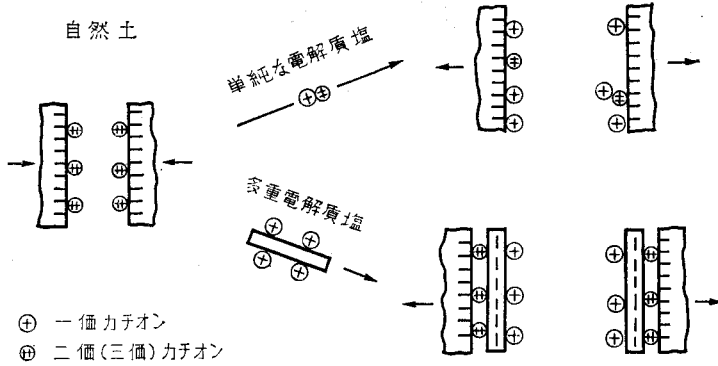


図-1 土粒子に対する分散剤の働きの模型 (山内)

ゲルによって形成される安定した三次元の網目構造など、その化学反応の機構は複雑にからみ合い、相互に機作結合し凝集するものと考えられる。

凝結過程から硬化過程への移行は、明確に区別することはできない。いわゆる“乾く”ということが、ある意味で硬化の終りと考えてもさしつかえないであろう。普通セメントの場合には、湿潤養生によりできる限り蒸発を阻止することが必要であるが、フジベトンの場合は、ケイ酸ゲルの重合化作用と炭酸ガスとCaの炭酸化作用を助長するためにも蒸発を阻止する必要はない。また、保水性の高い成分も含まれているため、空気にふれることの方が望ましい。しかし、強い直射日光や、強風による急速乾燥に対しては適当な保護が必要である。このような場合、表面だけの硬化が進み、内部の水分の移動が緩慢になり、表層部の強度が低下して、いわゆる“もろく”なる現象が起きたり、また“ひびわれ”を生ずることにもなる。フジベトンによる凝固体の硬化を確かめるには、その表面を金槌等の金属物で叩いてみるのも一つの方法である。硬化の完了したものは、金属的な反撥音を発する。これはフジベトンによる凝固体の特異な現象である。ある程度フジベトンになじむと、この音感によってその凝固体の強度をも概略ではあるが推定できる。

(3) 物理的性質

フジベトンに含まれている成分によれば、次のような長所が一般的によく知られている。

1. 有機物を含有する土に対しても接着効果を発揮する。
2. 養生期間が短い。また特別の養生を必要としない。
3. 粘性土の安定処理が比較的容易である。
4. 密度を大にするので吸水性を減じ、凍結融解あるいは、湿潤乾燥に対する抵抗性が増大する。
5. ウォーカビリティが増加し、小さい締め固めエネルギーで、大きな乾燥密度が得られる。

6. 保水性が増加するため初期収縮および亀裂の発生が減少する。
7. 水和熱が減少し、容積変化が減少する。
8. 化学的抵抗力が高い。

などであるが、リグニンについては各方面で研究され、その性能などは技術誌に紹介されているので、ここでは省略する。

化学的安定処理については、その耐久性が特に問題とされるが、その吸水性と耐久性、特に凍結融解に対する抵抗性については、図-2、図-3にみられるような、試験結果が、日本大学の三浦教授\* によって、1968一舗装誌上に発表されている。これはソイルセメントの性質改良の一方法として添加剤としてリグニンを使用したものであり、その添加量による強度の変化は、この種の材料の組成の微妙さを表わして興味深いものである。

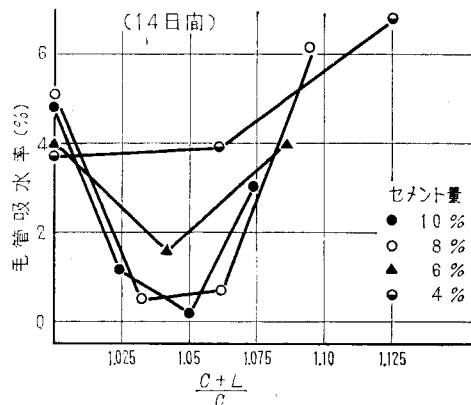


図-2 リグニン-セメント比と毛管吸水率の関係 (三浦)

フジベトンの顕著な特長の一つとして、強度の増強が相当長期間にわたって表われることである。このことは耐久性に対する一つの解答であり、さらにその築造物の

\* 舗装 Vol.3 No.11 1968 P.20



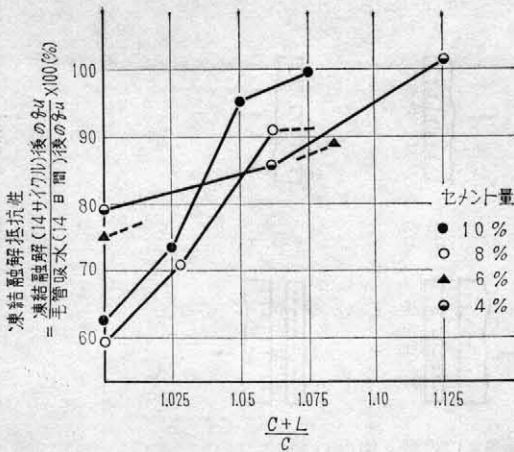


図-3 セメント-リグニン比と凍結融解抵抗性の関係(三浦)

寿命についても、相当長期間のものが推定できると思われる。また、われわれが現在フジベトン工法による路盤工の設計を行なう際に、CBR法を採り、その等値換算係数の評価を比較的高い水準に求めていることは、この長期強度の発現によるものである。図-4はその強度の増強する傾向を示している。

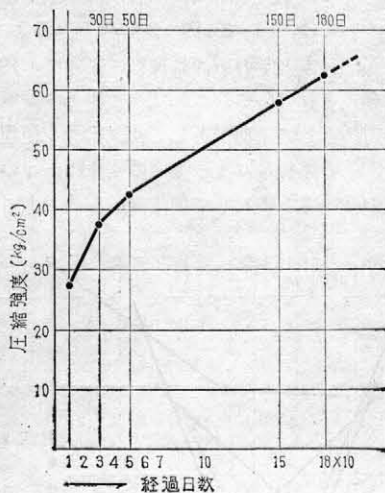


図-4 経過日数と圧縮強度の関係 (ソイルケミカルKK)

なお筆者がその工事に関係した東京都13号地荷捌地の施工現場を、昨年8月その一部を切開して調査した結果によると、施工当時の $\sigma_7=30 \text{ kg/cm}^2$ の路盤がシュミットハンマによる測定誤差を大幅に削減しても、なお、 $\sigma=180 \text{ kg/cm}^2$ 程度の値が得られた。これはちょうど施工時点からすると、約1年経過した時点である。この現象は各地の施工現場でみられることであり、その耐久性を十二分に証明するものと思われる。もちろん、これに

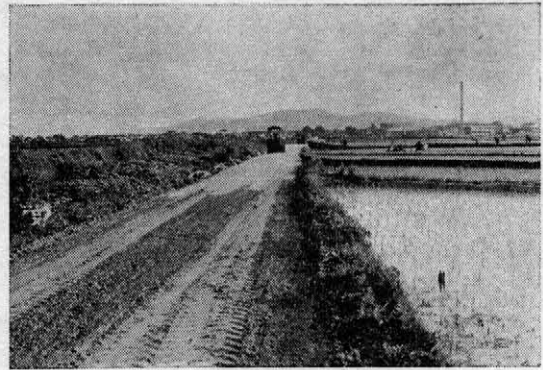


写真-1 施工中の道路

は、その施工において、正しい使用方法と適切な管理や優れた施工技術があつてのことではあるが、耐久性についての杞憂は無用であると云える。

### 3. 用途

いかによい材料でも、また可能領域の広い材料といえども、その使用が適性に応じて適材適所的でなければ、それは無価値に等しいということである。往々にしてメーカーから提供されるカタログ類の中には、その欠点は省略されているものである。その材料を選択使用する技術者は、そこに記載されているデータの客観性について充分検討すべきであり、その施工実績と、施工後における挙動については、もっとも重視されるべきである。このような観点から、フジベトンの用途については、できるだけその実施例を記載し、読者諸兄の賢明な御判断にまづこととした。なお、資料の記載実名は一切削除させて頂いた。しかし、その内容まで変改はされていないことをここに付記して、お断りしておく。

#### (1) 道路の設計

道路の設計に用いる数値および計算式は次のとおりである。

等値換算係数……(表-3 参照)

表-3 フジベトン処理層の等値換算係数

最小許容圧縮強度(7日)	等値換算係数
17.5 kg/cm <sup>2</sup>	0.55~0.6
25.0 "	0.65~0.7
30.0 "	0.75~0.8

支持力値の推定

$$K_{75}(1週) = 0.63h + 0.75 \text{ CBR} - 6$$

ここに、 $h$ : 施工路盤の厚さ (cm)

CBR: 路床土の設計 CBR

#### (2) 道路の設計例

この設計はM県の県道H~N線の舗装工事のものであ

る。(現道利用)

(i) 設計条件

設計 CBR..... 2

計画交通量..... A 交通

土質

- (f) 路床 分類..... CL, SC  
 自然含水比..... 平均 10.3%  
 塑性指数..... 平均 14.3

- (g) 路盤 分類..... 礫混り土  
 (厚さ 22 cm)  
 最適含水比..... 6%  
 最大乾燥密度..... 2.268 g/cm<sup>3</sup>

(i) 設計 A (厚さ)

(f) 従来工法

簡易舗装要綱によると、設計 CBR=2 の場合はその合計厚は 45 cm である。在来砂利道の下層の礫混り土を合計厚に含むものとするとき図-5のような構造が考えられる。この構造で路盤に相当するもののみによる  $T_A$  の計算を行なうと、次のようになる。

$$T_A = 10 \times 0.35 + (14 + 17) \times 0.25 = 11.25$$

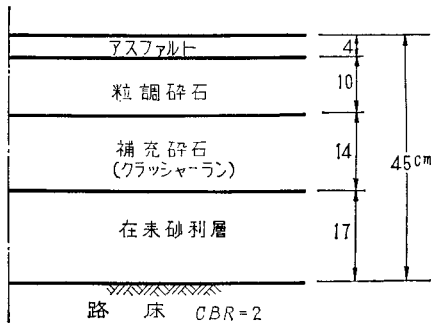


図-5 断面図(従来工法)

(g) フジベトン工法

従来工法の路盤だけの  $T_A$  に対し、これに相当するフジベトン安定処理層の厚さを求める。

$$11.25 \div 0.8 = 14.1 \approx 15 \text{ cm}$$

$$11.25 \div 0.75 = 15 \text{ cm}$$

等値換算係数 0.8~0.75 を満足させるための設計圧縮強度は  $\sigma_7 = 30 \text{ kg/cm}^2$  である。

フジベトン工法による道路の構造は図-6 のようになり、在来砂利路盤が 7 cm の厚さで、フジベトン処理層の下部にあることになる ( $T_A$  計算除外分)。

(iii) 設計 B (配合)

厚さの設計で、設計圧縮強度を  $\sigma_7 = 30 \text{ kg/cm}^2$  としたので、この値を満足させる添加量を求める。

フジベトン配合比 5%, 7%, 9%, 11%, 13%

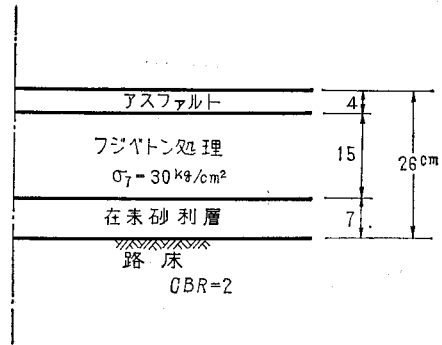


図-6 断面図(フジベトン工法)

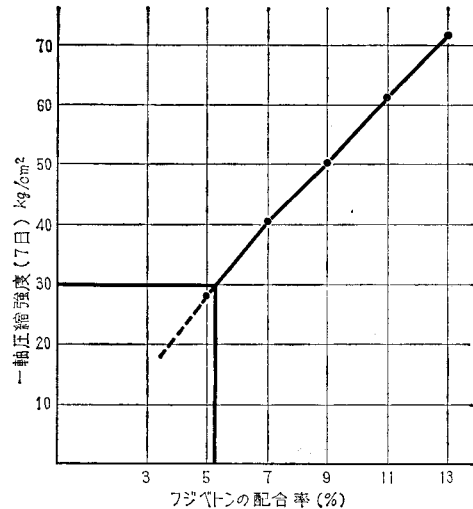


図-7 一軸圧縮強度により配合率を求める

の 5 種類の供試体を各比率毎に 3 個ずつ合計 15 個の供試体を作製し、6 日室温空中養生、1 日水浸後その一軸圧縮強度を求めた。その結果は図-7 のとおりである。これによりフジベトンの配合率は 5.5% と決定した。ゆえに、その配合量は

$$2,268 \times \frac{5.5}{100} \times 0.15 = 18.711 \approx 19 \text{ kg/m}^2$$

となる。

(iv) 路盤の支持力の推定

前記の推定値を求める計算式により

$$K_{75}(1 \text{ 週}) = 0.63 \times 15 + 0.75 \times 2 - 6 = 4.95 \text{ kg/cm}^3$$

$$\therefore K_{30}(1 \text{ 週}) = 4.95 \times 2.2 = 10.89 \text{ kg/cm}^3$$

4 週経過後の推定値は約 50% 以上の増加とみる。

$$K_{30}(4 \text{ 週}) = 10.89 \times 1.5 = 16.335 \text{ kg/cm}^3$$

道路構造基準による簡易舗装の場合の路盤の支持力値は  $K_{30}(4 \text{ 週}) = 15 \sim 20 \text{ kg/cm}^3$  であるから、基準値を満足させることができる。なお、在来路盤の礫層を除外してあるので、実際には基準値の

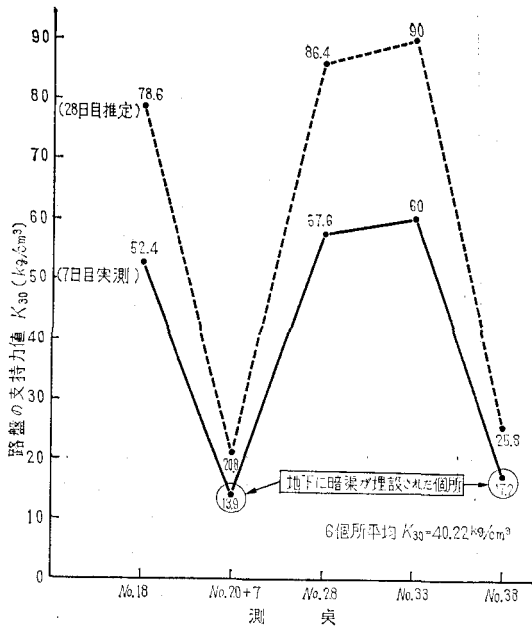


図-8 平板載荷試験結果

上限に近い数値が得られる。

(v) 経済性の比較

従来工法とフジベトン工法の経済性について、これを比較してみると表-4 のような結果となり、従来工法に比較して、15~20%低廉になる。なお、従来工法を行なう場合には、嵩上げによる道路面積の縮少か、または掘削の捨土運搬や置換工が生じてくるので、実際にはもっとその経済性の差があることになる。さらに、工期の短縮と耐久性の増大などを考慮すれば、フジベトン工法がその経済性においてもまさっているということになる。

(3) 施工について

フジベトンによる路盤の安定処理工法には、次の三つの方法がある。

- (1) 路上混合方式
- (2) 中央プラント方式

(3) 移動プラント方式

現在砂利道として供用している道路を安定処理する場合、または1層だけ安定処理する場合、あるいはその施工面積が 10,000 m<sup>2</sup> 以下であるか、使用数量が 500 t 以下の場合には、路上混合方式が有利である。しかし、大量施工の場合には、品質の管理が良好な均質の路盤ができることと、工事費におけるフジベトンの 1 m<sup>3</sup> 当りの単価が低減することによる利点等によって、中央プラント方式を採用するのが得策である。

ここでは路上混合方式について、その施工上の問題を取り上げてみる。路上混合の利点としては次のようなことがあげられる。

- (1) 現場の土をそのままの状態でも材料として使用できる。
- (2) 路床を曝露しないので路床の損壊による支持力の低下が防げる。

また、施工上の注意としては次のようなことが上げられる。

- (1) 施工厚の限度は 15~20 cm までとする。2層施工をする場合は、上層の厚さは 10 cm 以上とすること。
- (2) 処理する深さは常に正確に測定し、処理厚きの不足を防ぐこと。
- (3) 処理する土の含水量は、混合攪拌によって 3~6 %程度減少することを考え、あらかじめ含水量を調節する。
- (4) 混合の均一性を保つためと、スモーキングを防止することから、混合機の回転速度は最初は低速にし次回から高速に切り替える。
- (5) 急な降雨に際しては、ただちにローラで表面を応急転圧をして雨水の浸透を防ぐ。
- (6) 締め固めの時期は混合が終了した後に、時間的な余裕を置かずただちに開始する。

路上混合方式の施工順序は表-5 のとおりである。

(4) 工事費の積算について

工事費は地域によってそれぞれ単価に差異があるた

表-4 工事費の比較 (100 m<sup>2</sup> 当り)

名 称	数 量	単 価	従 来 工 法	フジベトン工法
フジベトン	1.9 t	18,000円	—円	34,200円
アスファルト合材	100 m <sup>2</sup>	350	35,000	35,000
プライムコート	100 m <sup>2</sup>	40	4,000	4,000
粒調砕石	14 m <sup>3</sup>	1,800	25,200	—
補充砕石	20 m <sup>3</sup>	1,500	30,000	—
砕石工	100 m <sup>2</sup>	80	8,000	—
フジベトン工	100 m <sup>2</sup>	110	—	11,000
計			102,200円	84,200円

表-5 施工順序 (路上混合方式)

整地	ブルドーザ グレーダ	整地の不陸がそのまま施工厚さの不均一となり、表面不陸の原因となる。施工面の有害物を取り除く。施工厚さに応じた土量の削除または補充を行なう。
路盤のかき起こし	ブルドーザ グレーダ	施工厚さの正確を期するためかき起こし深さは確実に測り確かめること。施工厚さの約1.2倍くらいの深さが必要。有害物を取り除く。(木の根、石等)
土の粉碎 含水量の調節	スタビライザ ロータリイテラ ディスクハロー	施工厚さの約1/2以上の径の石は必ず取り除く。粉碎の度合は径3cm以上の土塊が無い程度まで丁寧に粉碎すること。粉碎の程度によって強度に差異が生じます。含水量は土質に応じて2~5% wetsideに調節する。
ベトン撒布	ディストリビュータ	人力撒布の場合、あらかじめ単位面積当りの必要量に応じた配置をし、解袋と同時に撒布する。撒布量を均一にするようにレーキで表面を平坦にかき均すこと。
混合攪拌 表面均し	スタビライザ ロードミキサ ロータリイテラ グレーダ	土の色が平均になるまでいねいに攪拌する。攪拌によって含水量がdry sideになるおそれがあるから、常に含水量は調べておくこと。手で強く握り締めて固まる程度が最適です。
締め固め整形	タイヤローラ バイブレーションローラ マカダムローラ タンデムローラ グレーダ	転圧後の整形は遅すぎると削られた表面が分離して不陸の原因となることがある。混合終了後できるだけ早く転圧をすることが大切である。転圧までの時間間隔の長短は強度に影響する。
撒水	撒水車	転圧による表面の水分の発散を補い、ベトンの安定を促すために表面が湿って光る程度まで撒水する。水たまりは速やかに取り除くこと。
表面処理	ディストリビュータ エンジンスプレー 撒水車 タンデムローラ	施工表面に湿り気が残っている間に成るべく手早く処理することが大切です。処理に使う碎石や砂が施工表面に密着するために軽い転圧をする。

め、一律には考えられないが、歩掛は特殊なものを除いて、大体共通しているものである。ここに某県の県道工事に採用された積算例が表-6、表-7である。

(5) 施工例

(A) 貯水池

フジベトンの特性として、添加土の密度を高めて、透水係数を低下させることがあげられる。宮崎市の郊外の砂漠地帯で、現地の発生土にフジベトンを添加して、貯水池の装工を行ない成功している。

施工場所……宮崎総合レジャーセンター

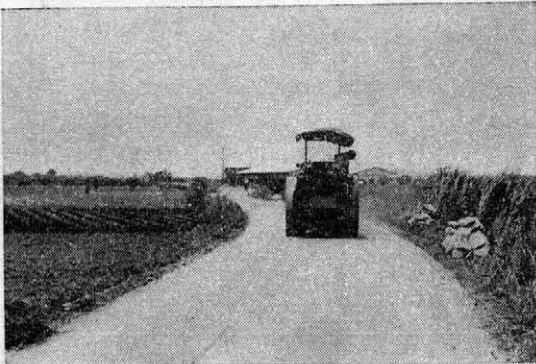


写真-2 路盤仕上げ転圧

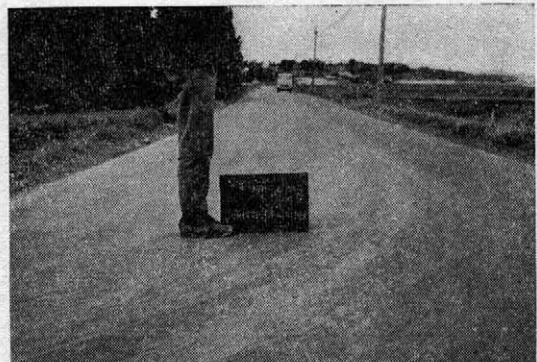


写真-3 完成後の道路

表-6 工事見積書

# 見 積 書

殿

昭和 年 月 日

一金 3,537,025-

但し 延長750m 上層路盤厚さ 15cm  
表層工アスファルト仕上厚4cm

施工場所 \_\_\_\_\_ 工事名 \_\_\_\_\_  
施工期間 自 昭和 年 月 日 至 昭和 年 月 日 ( 日間 )  
No. \_\_\_\_\_

記号	名 称	種 別	形 状	数 量	単 位	単 価	金 額	摘 要
	本工事費							
	準備工							
		不陸整正	グレーダ	3,375		6.2	20,925	
	表層工							
		密粒式アスコン	仕上厚4cm	3,000		354	1,062,000	
		型 枠		1,500		1.5	2,250	
	路盤工							
		フジベトン工	仕上厚15cm	3,375		448	1,512,000	
	直接工事費計						2,577,175	
	技術管理費			1	式		11,000	
	運 搬 費			1	ヶ		80,000	
	安 全 費			1	ヶ		29,140	
	営繕損料						40,600	2777.315×0.015
	純工事費						2,757,915	
	現場管理費						344,739	2757.915×0.125
	工事原価						3,102,654	
	一般管理費						434,371	3,102.654×0.14
	合 計						3,537,025	

表-7 上層ベトン路盤工 (100m<sup>2</sup> 当り仕上 15cm 厚)

名 称	種 別	数 量	単 価	金 額
路 盤 工				32,400円
材 料 費	フジベトンB粉	1.8 t	18,000円	2,000
混 和 費	スタビライザ	0.5 H	4,000	700
	グ レ ー ダ	0.25 //	2,800	950
舗 設 費	舗 設 工	0.5 人	1,900	3,000
	土 工	2 //	1,500	936
転 圧 費	10t マカダムローラ	0.52 H	1,800	660
	タイヤローラ	0.3 //	2,200	150
	コンバクタ	0.15 //	1,000	350
散 水 費	散 水 車	0.25 //	1,400	3,700
プライムコート		1 式		
計				44,846

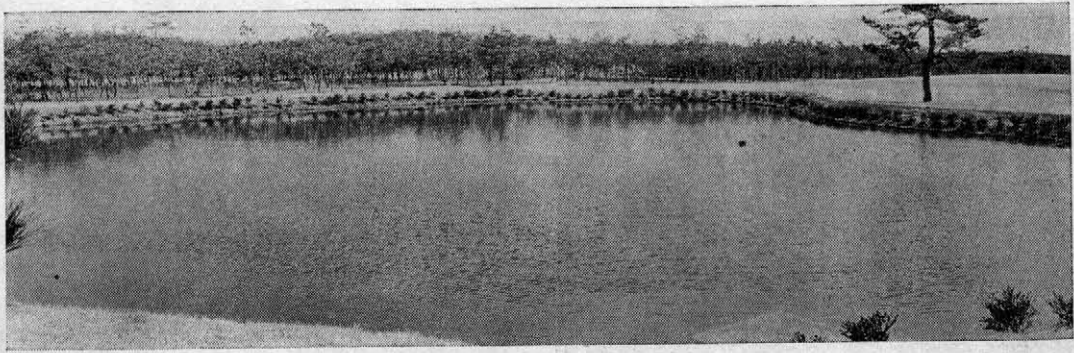


写真-4 貯水池全景

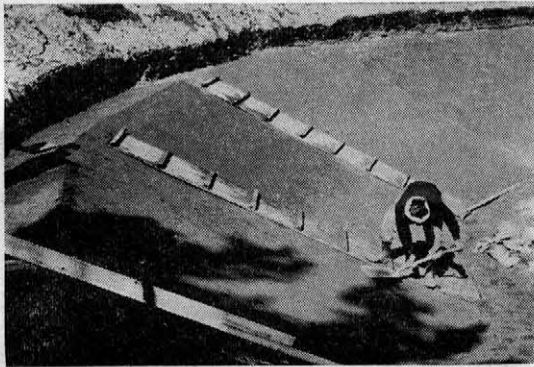


写真-5 貯水池の施工（側面）



写真-6 貯水池の施工（底面）

施工面積……3,000 m<sup>2</sup> (1池)  
 現地土質…… 砂 最大乾燥密度… 1.600 g/cm<sup>3</sup>  
 粒度分布……最大粒径……2.5 mm  
                   0.074フルイ通過率……0.9%  
 施工厚さ……側壁…… 5 cm, 底部…… 8 cm  
 配合の量……側壁……12 kg/m<sup>2</sup>, 底部……12 kg/m<sup>2</sup>  
 (施工費) 100 m<sup>2</sup> 当り

フジベトン	1.2 t	@18,000	21,600
混 合	4切ミキサ	0.2日	@ 1,200 240
〃	トラクタ	0.1日	@ 3,000 300
転 圧	インパクトローラ		
		0.1日	@ 4,000 400
土 工 人 夫	6.0人	@ 1,600	9,600
経 費	1式		3,200

計 (1 m<sup>2</sup> 当り 350円) 35,340

#### (B) 水路

北海道庁の北広島第3団地において、仮排水路の装工材料として、現地発生の火山灰にフジベトンを添加し、厚さ 3 cm のアースライニングを施工した。降雪期までの約 6 ヶ月間は健全であったが、今冬の凍上と、春の融雪期を経過して、どのような結果を示すか興味深いものがある。

#### (C) のり面の崩落防止



写真-7 排水路とアースライニング



写真-8 のり面崩落防止工



写真-9 ヘドロの混合攪拌

北海道定山溪グランドホテルの建設現場で、地下部分の掘削のり面に、大小さまざまな転石があり、火山灰土質のため、降雨等による崩落の危険があり、現地発生の火山灰にフジベトンを添加し、手練り混合によって団子状に丸めて、人力により地肌叩きつけるという原始的工法を採用した。のり面の傾斜角は約80度、掘削深さ約8m、隣接家屋との距離は0.5~1.5m、前面の街路とは約30cmの余裕しかない状態で、施工後3日目に豪雨に遭遇したが、なんら欠損はなく、建設工事の最後までその用をなした。

(D) ビル建築工事の基礎捨コンクリート

旭川市において、ビル建築工事の地下掘削で、最低部の床版均しコンクリートの施工位置で泥炭層に逢着し、全面的に30~40cmの深さのヘドロ状と化し、コンクリートの打設不可能となり、フジベトンを230kg/m<sup>3</sup>の割合いでヘドロに混入し、ショベルドーザのバケットとキャタピラの踏み付けを利用して、混合攪拌を行ない表面をバケットの底部で整正して、その硬化をまって基礎部の鉄筋コンクリートを施工した。この工法は札幌市においても、ビルの建築工事に利用されている。

(E) 駐車場の舗装

フジベトンの耐油性を利用して、駐車場の舗装にフジベトン工法が広く全国的に行なわれている。乗用車程度の駐車場では、施工厚さは10cm程度で充分であり、フジベトンの配合量も20kg/m<sup>3</sup>くらいの比率で、表面処理は5~2.5mmの砕石を撒布して仕上げ転圧を行えば特別な表層は必要としない。

(F) 農家の土間舗装

駐車場と同様に、この種の利用はさかに行なわれている。利用の程度によるが、トラック等の大型車両が利用することも考慮して、施工厚は15~20cmにすることが望ましく、配合量は160~200kg/m<sup>3</sup>とする。

(G) 養鶏場の土間

水密性による水洗の可能性と保温性を利用して、鶏舎畜舎の土間に利用される。表面の感触のソフトなことが



写真-10 2日後の硬化状態

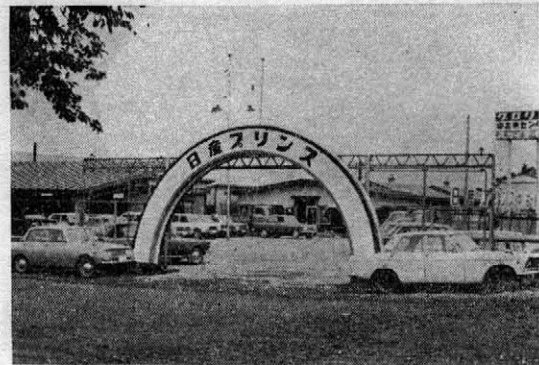


写真-11 駐車場の舗装

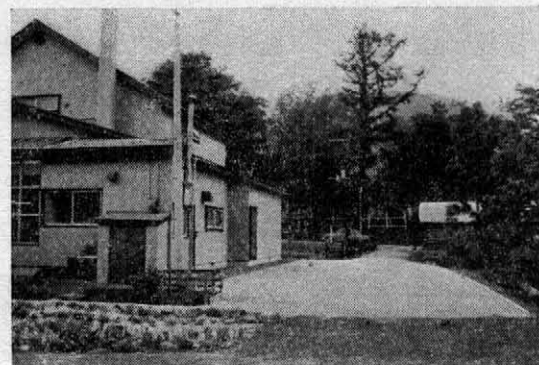


写真-12 農家の土間

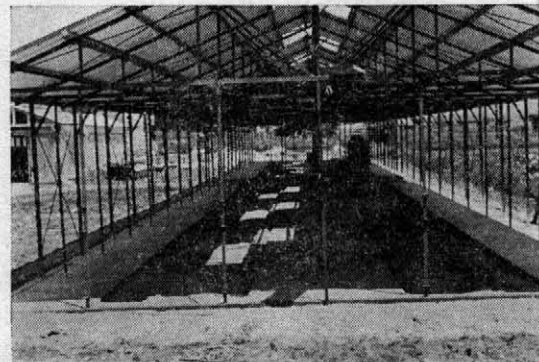


写真-13 鶏舎の土間

ら、牛馬の蹄の損傷が少ないなどの利点がある。

#### 4. あとがき

未だその技術開発については、まったく原始の域を彷徨している態のフジベトンが、この紙面に載ることはいささか自負過剰の感があるが、新しい材料は新しい技術

を生み、新しい道もそこから開けるという可能性を信じて、あえてここに発表させていただいた。

できる限り自画自讃を慎んだつもりではあるが、作文の拙さと、不勉強のゆえに充分その意を尽せない個所については、適切な御判断を願ひ御叱正御教示をあわせてお願いする次第である。

### [ 紹介 ]

## 土質工学関係の情報検索

いま日本土質工学会では、情報委員会を組織して、文献や情報の収集整理を有効に行なうための方法を検討している。情報の分類方法としては、国際土質基礎工学会の“国際文献抄録活動に関する小委員会”の提案による Geotechnical Abstracts の方法を、また情報検索の方法としては Geodex のカーバ方式（この両者とも Keywords（キーワード）を選定して検索の効率化を計っている）を、日本土質工学会でも準用することが最も有効で国際的でもあると判断されており、目下準備中である。筆者もこれに参画する機会を得て、その有用性に目を見張る思いがし、われわれ農業土木関係でも、できる限りこのような方法で山積する情報を処理して日常業務に有効に役立てるべきであると考え。大学や諸研究機関はもちろんのこと、コンサルタンツの成果、各事業所のぼう大な調査や設計および施工資料など、ほとんどが埋没してしまうのは誠にもったいない話だと思ふ。この四月から、施工調査事務所が発足するわけであるが、技術資料の整理についての役割をも果たすることになるとされているので、このような方法をいまのうちから、しっかりと体系づけておく必要がある。 “土と基礎”誌の Vol. 19, No. 2 に岸田氏\* が、情報検索の国際的動向について報告しており、すでに知っておられる方も多いと思われるが、参考までにその概要を紹介する。

2000を基準として、購読者2000人、年価格30ドルを目安にしている。なお、抄録する文献は、出版されたものを全部取扱うのではなく、国際的視野に立ち土質工学の分野で価値のある重要な論文を対象にしている。

### [ GEODEX ]

これは民間会社が出版している土質工学関係の情報検索用カードである。アメリカのカリフォルニア Geodex International 会社が発行しているもので、三部からできている。基礎ファイル、情報サービス、検索用さん孔カードに分かれている。基礎ファイル（Basic Geodex File）は1969年までの5,600の論文を抄録（Keyword 毎にカードを作り、さん孔、論文を探すときカードを重ね合せて満足する文献を選ぶいわゆる光学的情報検索方法をとっている。情報サービス（Geodex Soil Mechanics Information Service）は基礎ファイルと同じであるが、1969年までのもので、収録追補分である。情報検索カード（Geodex Retrieval System, Matching Geotechnical Abstracts）は、1970年以降を対象としている。さん孔カードを重ねる手法は極めて短時間に必要とする文献を探すことができる。これは当初約340ドル、以降毎年150ドル程度で市販されている。

（勝俣 昇）

（農地局設計課土質工学会理事）

### [ GEOTECHNICAL ABSTRACTS ]

これは1969年に国際土質基礎工学会小委員会の提案により、ドイツ土質基礎工学会から月刊として出版されている。文献の収録は500以上の定期刊行専門誌および論文集から行なわれ月平均140余りの文献抄録が発行されている。収録される文献の分野は、土質力学、基礎構造、岩の力学および応用地質となっている。抄録は大分類、中分類、小分類というように項目を順次細分して文献番号をつけ、文献題目、著者名、雑誌または論文集名、文献の要約、および Keywords が記入されている。Keywords は関係するものを数個以上掲げ、各分野からの検索を容易にしている。財務上、抄録文献数は、1年間で1500～

×	×
	×
×	×

\* 東京工業大学工学部助教授 土質工学会理事



# 最適化手法の考え方

(第 1 回)

中道 宏\* 山口 保身\*\*

## 目 次

はじめに……………(73)	3. システムの評価……………(次号)
1. システム工学の概要……………(73)	4. 具体例……………(次号)
2. 最適化手法……………(75)	

## はじめに

講座“最適化手法の考え方”が今号から4回にわたり連載される。“システム工学”、“OR”などについてはかなり広く紹介されており、また良書も書店に見られるが、土地改良技術者が最適化手法の基本的な考え方を理解し、事業の計画・実施・管理面において、システム化の可能性を検討する場として本講座がお役に立てば幸である。もちろん、筆者らはシステム工学を専門とするものではないが、参考書<sup>1)</sup>に相談しながら解説を試みる。

まず、システム工学の概念を理解することにつとめよう。

次に、最適化手法について説明する。最適化手法としては、統計的手法、試行錯誤法、シミュレーション、数理計画法などいろいろあるが、基本的な手法から複雑な手法へと順を追って、また数学的な説明よりは各手法の使い方に留意して説明したい。

最適化手法を実際のシステムに応用する場合、しばしばつまづきをもたらすものは、技巧を要する高度は最適化手法ではなく、そのシステムをモデル化して評価する方法である。これは非常にむずかしいが、重要な問題であるので問題の設定とか、選択のルールを選定とか、最適解の解釈などの基本的な考え方について検討してみた。

最後に、具体的な問題について最適化の手順を紹介したい。

このように紹介すると、この講座が最適化手法に関しては十分な知識を提供するような錯覚に読者を陥し入れるが、紙面の都合、筆者らの能力を考えてみると、それが期待できないことは容易にわかるであろう。この講座の意図するところは、最適化手法がわれわれの仕事においてどのような意味をもつのか、われわれの仕事のどのような分野で使えるのか、いろいろな問題に対してどの

ような最適化手法を選べばよいのかなどを考える材料を提供することである。

最適化手法を理解するには数学は不可欠なものであるが、この講座にはむずかしい数学は現れない。たとえば、シンプレックス法は利用範囲の広い最適化手法であるが、これを理解しプログラムを作ることは大変な努力とかなりの数学的基礎が必要である(少なくとも筆者にはそのように思われる)。これを理解しプログラムを自分で作れることはすばらしいことであるが、シンプレックス法の基本的な考え方を理解し、汎用プログラムをさがし出し、プログラムの要求するようにデータを配列し、その解を間違いなく判断できることも大切ではないだろうか。もちろん、参考書を併読し理解を深めることは望まれる。本講座では直接取り上げなかったが、統計はわれわれの扱う問題が確率的なものであることが多いので、有力な最適化手法の一つとなっている。今後、ORと統計の関係は密接になる傾向にあるので、ますます重要になるであろう。

## 1. システム工学の概要

### 1-1 システム概念とシステム工学

人間は有史以来決して満たされることのない欲求を持ち続けて今日に至っている。このことは、かんがい・排水技術の発展を考えてみると明らかであろう。毎年洪水が発生する沖積平野に定着した農耕文明は、つぎつぎに土地を開き水路を完備して今日に至っている。人間の満たされることのない欲求が、この発展の原動力となっていることはいうまでもないが、個々の人間の欲求が統合されて一つの社会・経済活動となっていることに気づくであろう。この社会・経済活動は現在ではますます複雑かつ大規模化している。

このような複雑かつ大規模な社会・経済活動(土地改良事業もその例である)を組織し運用しようとする場合、単に専門分野の知識に通じているばかりでなく、広い分野にわたる知識を統合し、組織的に物を考えることが要求される。このような考え方がシステム概念(sys-

\* 農業土木試験場水理部第一研究室

\*\* 農地局建設部設計課

tem concept) とよばれるもので、工学的にはさきの大戦において軍の作戦計画に始まり、NASA (アメリカ合衆国航空宇宙局) のアポロ計画で飛躍的な発展をとげた。人工衛星で遅れをとったアメリカ合衆国がアポロ計画を完遂する第一歩として、大学院教育の拡充に力を入れたことは有名な話であるが、これはシステム工学応用の具体的な例であろう。

システム工学は、現在、通信・防衛・運輸・電力から事務管理・生産管理・在庫管理などに広く使われてきている。われわれの分野においても、Harvard大学における水資源計画のシステム化<sup>2)</sup>に始まり、多方面で急激に拡まっている。

複雑かつ大規模な社会・経済活動は数多くの構成要素 (components) から成り立つ。ある現象を解析し、またある目的を果たすために、この構成要素が選定され、配列、統合されたものがシステム (system) である。したがって、システムをいかに構成するか、言い換えるとシステムをいかに理解するかは重要なことであり、この検討をシステム解析 (system analysis) とよんでいる。また、システムを構成する意図は、システムを所期の目的を満足するように検討するためであり、これが工学的に発展し、システム工学 (system engineering) という学問が生まれた。農地にかんがい用水を導水しようとする社会経済活動を考えてみよう。この社会経済活動に関係する要素は非常に多く、これを風が吹けば桶屋がもうかる式に考えていくときりがない。しかし、水不足を解消し生産を高め農業経営を安定させるためにかんがい用水を導水する (システムを構成する意図) 場合、なにをどのように考慮しなければならないかを検討し (システム解析)、必要とされる要素 (システムの構成要素) を選び出し、配列・統合し、(システムの構成)、システムを構成した意図を満足するように土地利用計画、導水計画、水源計画などを樹てる (システム工学の応用) ことになる。

システムはどのような性能を具備していることが望ましいのであろうか。さきの例における水源計画は、ダムを中心とする一つのシステムと考えることもできる。この場合、ダム建設費は小さいことが望ましい——経済性 (economy)。しかし、ダムの欠陥が引き起こす惨事を考えると、十分安全なものでなければならない——信頼性 (reliability)。また、せっかく作られたダムは少なくとも所期の耐用年数の間は、堆砂などでダム効率を下げてはならない——有用性 (usefulness)。同じダムが単一の目的だけに専用されることなく、洪水防御、発電、レクリエーションにも役立つことが望ましい——両立性 (compatibility)。

これらのシステムの性能は、たがいに独立に検討されるべきものではなく、これらの一部または全部に重味を

加えて、システムを総合的に評価しなければならない。システムを定量的または経済的に評価し、システムをその目的にそうように数理的に検討することが、最適手法 (optimization techniques) とよばれ、システム工学の中心的な課題となっている。

## 1-2 システムのモデル化

システムを評価するためには、対象とするシステムをモデル化する必要がある。

システムの一般的な形態を図-1に示す。

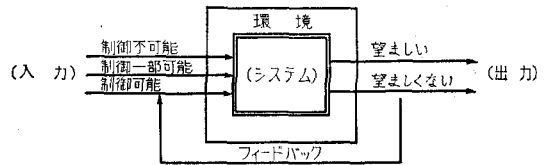


図-1 システムの一般的な形態

与えられた入力 (input) はシステムを拘束する環境 (environment) が作用して出力 (output) となる。最適化の目的は、システムを拘束する環境の下で、望ましい出力を得ようシステムを設計することにあるが、得られた出力が望ましくない場合には、フィードバック (feed back) して再検討することができる。入力や環境が確定量である場合は、確定的 (deterministic) とよばれ、不規則な確率変量である場合は確率的 (stochastic) とよばれる。後者はさらに、時間の関数であるかないかにより、非定常的 (non-stationary)、定常的 (stationary) に分けられる。われわれは、基準年の水文量だけを対象として設計することであり、確定的モデルとみなしているのである。

システムは一般に入力と出力が比例しない非線形 (non-linear) モデルである。降雨 (入力) ~ 流出 (出力) システムにおける流出率は、2倍の降雨量に対しては2倍以上の流出量が期待されるから、これは非線形モデルである。

システムの全構成要素をモデル化することは一般に困難であり、また経済的にも不可能であるので、全体をかなり近似した粗いモデル、特に重要な一部だけ細かく表現した精細なモデルおよび両者の組み合わせがある。システムのモデル化における近似化の度合いが解の精度を左右することはいうまでもない。また、システム全体を一度にモデル化することは困難な場合が多いので、部分的にモデル化し、これを組み合わせてシステム全体をモデル化する方法がとられることが多い。このような部分的システムはサブシステム (sub-system) とよばれる。

システムのモデルを模擬発生装置、アナログ計算機やデジタル計算機に模型的または数理的に再現してシス

テムの特性を検討する方法がシミュレーション (simulation) である。水理実験、貯水池の収支計算、数理モデルによる水理現象の解析などはシミュレーションの例である。また、モデルを数学的に定式化し、解析的にまたは数値計算により解く方法が線形計画法、動的計画法などの数理計画法 (mathematical programing) である。この場合、システムのおよびシステムを拘束する環境は目的関数 (objective function)、拘束条件 (constraint) に標式化されて数理計画法の直接の対象となる。

### 1-3 土地改良事業とシステム化

システム化の波はわれわれの身近くまで押しよせてきている。大蔵省においては予算の編成および配分の合理化を図るため PPBS (Planning Programing and Budgeting System) の導入を計画しており、現在各省にシステム・エンジニアを育成している<sup>7)</sup>。農林省官房企画室にもシステム班が作られ、また省全体の共同利用コンピュータも動き始めた。一方、われわれの分野においても年々事業量は増大し、事業も複雑化してきている。このような情勢を考えると土地改良事業のあらゆる分野におけるシステムが今後内外から強く要求されてくることが想像できる。

システムの成否は、組織と直接実務を担当するシステム・エンジニアにかかっている。たとえば、PPBS を導入するためには組織は次の条件を具えていなければならないと考えられている<sup>8)</sup>。

- (1) 社会組織は合理的な意志決定手順を踏むものであること。
- (2) 意志決定が上から下への流れであること。
- (3) 組織編成が割出し方式であること。
- (4) 組織の評価の基準が能率主義であること。
- (5) 採択の基準が方法・アイディアの良否による機会主義であること。
- (6) 行政目的が重点主義であること。

組織のシステム化には相当の努力が要求されることがこれから想像できるであろう。

一方、土地改良技術者はシステム・エンジニアとしての資質を具えているだろうか。システム技術者<sup>9)</sup>とは、広く浅い知識をもつなんでも屋ではなく、専門分野に豊富な経験とすぐれた業績をもち、これに裏付けされた高い見識を具えていることが必要とされる。専門分野に関する高い見識は他分野に関する公平な評価を行なう素地を作り、また的確な判断を下だすのに役立つのである。他分野と広く関連をもつ土地改良技術者の将来の方向はシステム・エンジニアといっても過言ではないだろう。

システム・エンジニアたるために修得すべきことは多

い。システム化すなわち O.R. といった考え方がされがちであるが、梅棹教授<sup>10)</sup>は身のまわりの資料整理の方法や日常の作業方法を改善することでも知的生産を向上させ得ることを教えている。今すぐに、すべてをシステム化することは技術的に困難であるので、まずわれわれの日常の仕事を再整理し、簡単なサブ・システムの最適化から始め、順次その対象を拡げて行くことが期待される。

## 2. 最適化手法

### 2-1 統計的手法

われわれの関係するシステムの入力およびその環境は確率的現象であることが多い。このような確率的現象に対してその所期の機能を発揮し、その目的を満足するようにシステムは設計されねばならない。このとき第一に考慮されねばならないシステムの性能は信頼性である。しかし、システムの信頼性はその経済性を無視して検討できるものでもない。まず、このような問題について考えてみよう。

#### 2-1-1 信頼性<sup>11)</sup>

信頼性 (reliability) とはシステムが一定の環境のもとで、一定時間故障なしにその能力を発揮する確率である。ここでいう故障 (failure) とは、システムがその目的を達せなくなったときである。洪水調節ダムを例にとれば、洪水がその洪水調節能力を越えるとき、ダム本体または付帯施設が破壊するとき、または貯水池の堆砂がいちじるしく貯水池としての機能を失ったときなどである。

#### (1) 部材の信頼性

構造計算においてかなりの精度で応力計算をした後、整数の安全係数をかけることになんとも疎外感を抱いた人も多いことだろう。この安全係数は部材の強度とそれに作用する荷重のあらわれ方が不確定 (確率的) であるため考えられたものである。ここで部材の信頼性とはどういうものであるか考えてみよう。

部材の強さが  $m$ 、荷重を  $w$  とするとき、 $w > m$  であれば破壊を生じる。その確率は

$$p = P(m - w < 0) = P\left(V = \frac{m}{w} < 1\right) \dots\dots\dots(1)^*$$

である。材料の強さ、荷重の大きさはいずれも確率変量であり  $m$ 、 $w$  はそれぞれ固有の確率密度関数を有するが、これが正規分布の場合には、 $m$  と  $w$  の関係は図-2 で表わされる。

また、破壊を生じる確率  $p = \alpha$  と材料の平均強度の関係  $\mu_m^*$  は

$$\mu_m^* = \mu_w + u_\alpha \sqrt{\sigma_m^2 + \sigma_w^2} \dots\dots\dots(2)$$

\*)  $P(m-w < 0)$  は  $m-w$  が負である ( $m$  が  $w$  より小さい) 確率を標式化したものである。たとえば、サイコロ1個をふり、その出る目の数を  $X$  とすると、 $X$  が4より小さい (1, 2, 3の目のいずれかがでる) 確率は  $P(X < 4) = 1/2$  で表わされる。

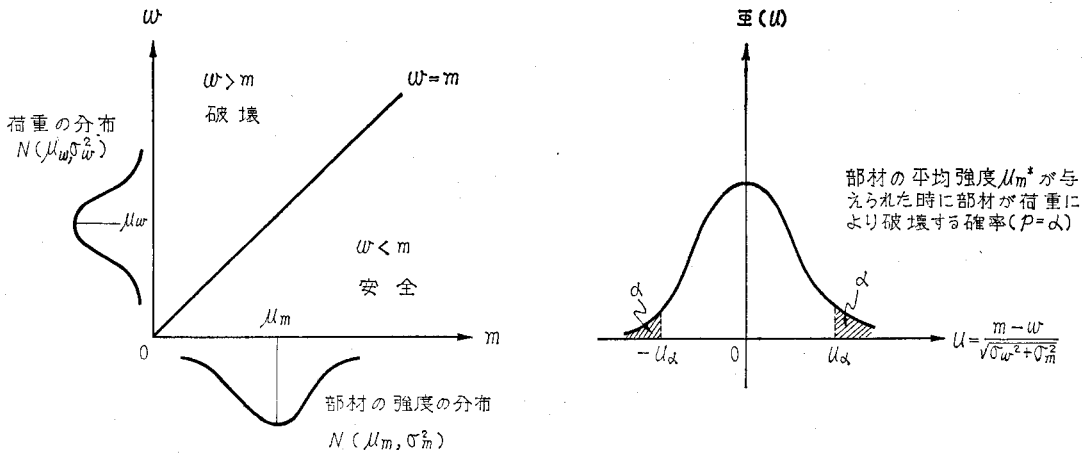


図-2 部材の強さと荷重の大きさの関係

で与えられる<sup>14)</sup>。ここに、 $\mu_w$  は荷重の平均値、 $\mu_m^2$ 、 $\sigma_w^2$  は部材および荷重の分散、 $u_\alpha$  は確率  $\alpha$  を与える標準正規分布の値であり、この場合部材の信頼性  $r$  は  $1-\alpha$  となる。

ある部材の強度、そこに作用する荷重のあらわれ方が試験・観察され、それぞれの平均値、分散  $\mu_m^*$ 、 $\mu_w$ 、 $\sigma_m^2$ 、 $\sigma_w^2$  が知られると、(2)式により  $u_\alpha$  を求めるとその部材が破壊しない信頼度を知ることができる。逆にこの信頼度を高めるためには、どのような強度の部材を用いればよいか教えてくれる。

部材および荷重は必ずしも正規分布するとは限らない。一般式および指数分布、対数正規分布する場合については、参考資料<sup>12)</sup>を参照していただきたい。

(2) システムの信頼性

前項ではシステムの一構成要素の信頼性を検討したが、システムの全体の信頼性はどのように表わすことができるだろうか。

簡単な例として、二つの構成要素からなるシステム(図-3)を考えよう。

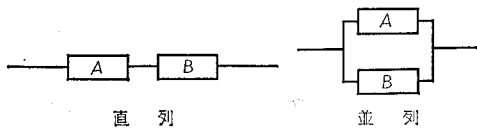


図-3 直列および並列システム

直列の場合、システムが故障する確率  $P$  は  $A$  が故障して  $B$  が故障しない確率  $p(1-p)$ 、またはその逆の確率と  $A$ 、 $B$  ともに故障する確率  $p^2$  の和であるから、

$$P = 2p(1-p) + p^2 = 2p - p^2$$

となり、システムの信頼性  $R$  は

$$R = 1 - P = (1-p)^2 = r^2 < r \quad (\because r < 1)$$

で与えられる。並列の場合には、 $A$ 、 $B$  ともに故障する(故

障率  $P = p^2$ ) ときであるから、

$$R = 1 - P = 1 - (1-r)^2 = 2r - r^2 > r$$

となり、並列の方が信頼性が高い。

一般に各構成要素の信頼度が  $r_1, r_2, \dots, r_m$  のとき、直列システムの信頼性は

$$R = r_1 r_2 \dots r_m = \prod_{i=1}^m r_i \dots \dots \dots (3)$$

並列システムの信頼性は

$$R = 1 - (1-r_1)(1-r_2) \dots (1-r_m) \\ = 1 - \prod_{i=1}^m (1-r_i) \dots \dots \dots (4)$$

で表わされる。もちろん、システムは並列と直列の組み合わせであるが、その信頼性は(3)および(4)式の組み合わせで与えられる。

構成要素の数を多くすれば、システムの信頼性を高めることはいうまでもないが、システムの環境、経済性を考慮しなければならないことは当然である。

2-1-2 計画基準年

土地改良事業計画においては、しばしば基準年における水文量(降雨・洪水・有降雨量・連続かん天日数など)を対象として検討がすすめられる。1-2で述べたようにシステムの入力確率変数であることが多いが、あらゆる入力に対してシステムの様態を検討することは困難であるので、これを確率的に検討し計画の対象として妥当と思われる確率変数を確定的入力とみなしてシステム設計を行なっているわけである。

いま、システム設計の対象として妥当と思われる確率変数はどのようなものであるか、洪水調節ダムの調整容量を決定する場合<sup>13)</sup>を例にとり考えてみよう。簡単のために、洪水被害はピーク洪水流量の関数であると考えよう。過去の洪水記録を確率計算して年洪水の超過確率を計算すると、図-4に示すような年洪水の超過確率と年平均洪水被害額の関係を得る。

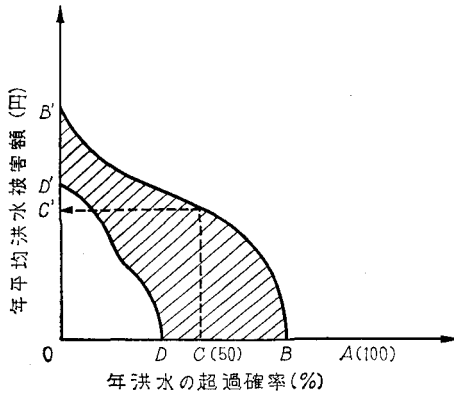


図-4 年洪水の超過確率と年平均洪水被害額の関係

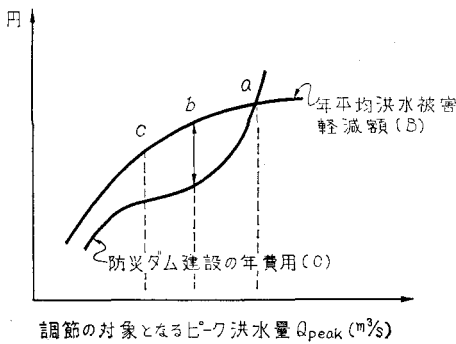


図-5 洪水調節の費用～効果の関係

図-4 は 100 年のうち毎年起るような洪水では被害をまったく生じないが (A 点), 100 年のうち B 年起的洪水 (B 点) では被害を生じ始め, 100 年のうち 50 年起的洪水 (C 点) では, 年平均被害額は C' 円であることを示している。いま, ピーク洪水流量が  $Q_{peak}$  である洪水に対して, 洪水被害を生じないように調整できる防災ダムが作られたとすると, このときの年洪水の超過確率と年平均洪水被害額の関係は D~D' で与えられる。D 点は洪水流量  $Q_{peak}$  の超過確率を示す。この場合, ピーク洪水流量が  $Q_{peak}$  である洪水に対して被害を生じないようにできる防災ダムを作った効果は図-2 の B/D/DB で囲まれる範囲の年平均被害額を軽減したことになる。 $Q_{peak}$  をいろいろ変えて同様の検討を行なうと図-5 を得る。

図-5 において, 事業効果が負にならないで最大の洪水被害軽減額を与える a 点, 事業効果 (B-C) が最大である b 点, 事業効果の比 B/C が最大である c 点などが計画の対象と考えられる<sup>14)</sup>が, これらの選択に関してはシステムの評価のところでも詳しく説明される。いま, (B-C) が最大であるものを最適とすると, 本質論的には b を計画の対象 (計画基準年) とすべきである。しかし, このような検討が困難なので, たとえば 50 年に 1 年起的雨量を計画基準雨量としている<sup>15)</sup>ことを, ここでは理解していただきたい。

## 2-2 サンプリング法

数理計画法にはいる前に試行錯誤的に最適値を求めるサンプリング法について検討してみよう。

### (1) 比較設計

比較設計を経験しない土地改良技術者はいないだろう。この比較設計は, 比較すべき案が少なく, それぞれがたがいに独立に検討できる場合には有力な最適手法である。

比較設計より検討すべき数が少々多い例として図-6 のように受益地に調整池 A, B をもつ導水システムを考えてみよう。調整池は期別導水量を平均化し, ピーク導水量を小さくすることができるので水路工事費を下げることができるが, 調整池建設費が追加される。すなわち, 任意の調整池容量  $V_A, V_B$  に対して, 調整池および水路工事費が与えられるので, いろいろの  $V_A, V_B$  について総工事費を求め, 最適の  $V_A, V_B$  を知ることができる。この場合の試算回数は, 各調整池容量の考慮すべき数を 10 とすると  $10^2=100$  となり, コンピュータによれば  $D\bar{O}$  ループを二重に使えばよい。しかし, もし調整池が 15カ所あればその試算回数は  $10^{15}$  となり, もはや検討不可能である。ここに, 最適値をみつめる合理的な手法および求められた最適値の信頼度を知る方法が必要とされる。

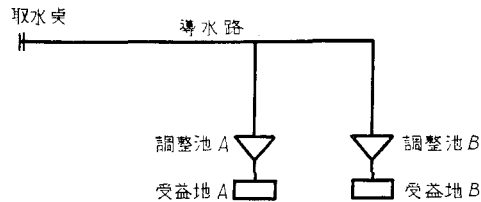


図-6 調整池をもつ簡単な導水システム

### (2) 無作為抽出法 (Random Sampling)<sup>16)</sup>

前項における  $V_A, V_B, \dots$  を乱数表などを使って無作為に数 10 組選り出し, それぞれの総工事費  $C$  を求めその中の最小値を最適値とした場合, これが最適値である信頼性を考えてみよう。

$C$  はその分布が知られていない確率変数とみなすことができる。 $C$  がある値  $C^*$  より大きい確率を  $p_c$  としよう。すなわち

$$p_c = P\{C > C^*\}$$

無作為に  $C$  の値を  $m$  回求めた場合,  $m$  個の  $C$  の値のすべてが  $C^*$  より大きい確率  $p_c^m$  は  $p_c^m = p_c^m$ , また少なくとも 1 個の  $C$  (それは  $m$  個の  $C$  の値の最小値であるが) は  $C^*$  より小さい確率は  $1 - p_c^m$  で与えられる。

いま,  $C$  の母集団分布の  $p\%$  が  $C^*$  より小さい ( $p/100 = P\{C < C^*\}$ ) ものとする,

$$p_c = P\{C > C^*\} = 1 - \frac{p}{100} \dots \dots \dots (5)$$

したがって,  $m$  個の  $C$  の最小値 (少なくとも 1 個の  $C$ ) が小さい方の  $p\%$  に属する確率  $p_c^m$  は

$$p_c' = 1 - p_c^m = 1 - \left(1 - \frac{p}{100}\right)^m \dots\dots\dots(6)$$

で与えられる。

いま、 $p=10\%$ 、 $m=30$  を与えると、 $p_c'=0.96$  を得る。このことは、無作為に計算された30個のCの値の最小値が母集団分布の小さい方10%に属する（真の最適値は不明だが、求めた30個のCの最小値が真の最適値に非常に近い）信頼度は96%であるといつてよいことを意味する。また、 $p$ が一定の場合、 $m$ が大きくなると  $p_c'$  は大きくなり、当然のことながら抽出数が大きいほど信頼度が高いことになる。

(3) 組織的抽出法 (Systematic Sampling)<sup>17)</sup>

図-6の問題に戻ろう。100組の  $V_A$ 、 $V_B$  の組み合わせに対するCの値から、図-7のような  $V_A$ 、 $V_B$  を両軸に対応する総工事費を等高線として表わした応答面 (response surface) を得る。

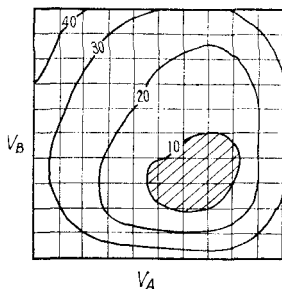


図-7 (a) 一つの極値をもつ応答面

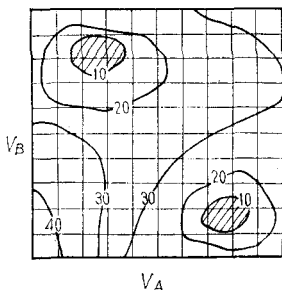


図-7 (b) 複数の極値をもつ応答面

これらの応答面から最適値を与える  $V_A$ 、 $V_B$  の大略の値を得るので、この点（図中斜線部分）についてさらに細かい格子を組み、最適値に近づくことができる。

このように格子を組み応答面を描き、最適値に近づく方法は、変数が多くなるにつれ不可能となる。このような場合は、他の変数を一定値におき、第一番目の変数を変化させて最小値を求め、つぎにこれを固定して第二番目の変数を変化させ、順次これを繰返して最適値を求める方法がとられる。この方法は、変数が互いに独立な場合有効な方法である。

この方法が拡大されたものが傾斜法 (Gradient Method) である。傾斜法は図-7 (a) (b) において、できる

だけ急傾斜のコース（最短距離）で最適値に近づくよう変数  $V_A$ 、 $V_B$  を変化させる方法であるので、この名称がある。

いま、調整容量が  $V_A$ 、 $V_B$ 、 $V_C$ ……である調整池 A、B、C、……をもつ導水システムの総工事費Cは(7)式で与えられるものとする。

$$C=f(V_A, V_B, V_C, \dots) \dots\dots\dots(7)$$

(7)式において、初期値  $V_A^0$ 、 $V_B^0$ 、 $V_C^0$  を代入し

$$C^0=f(V_A^0, V_B^0, V_C^0, \dots)$$

を得る。つぎに、 $V_B^0$ 、 $V_C^0$ ……をそのままにしておき  $V_A^0$  を単位量変化させるとCの値が  $\Delta C_A$  変化し、同時に他をそのままにしておき  $V_B^0$ 、 $V_C^0$ ……だけをそれぞれ単位変化させたときのCの変化量を  $\Delta C_B$ 、 $\Delta C_C$ 、……とすると、最適値に近づくため  $V_A$ 、 $V_B$ 、 $V_C$ ……の変化さすべき方向とその大きさ  $\Delta V_A$ 、 $\Delta V_B$ 、 $\Delta V_C$ ……は、目的関数Cの変化量が最大となる方向、すなわち

$$\frac{\Delta V_A}{\Delta C_A} = \frac{\Delta V_B}{\Delta C_B} = \frac{\Delta V_C}{\Delta C_C} = \dots\dots\dots=k \dots\dots\dots(8)$$

で与えられる。ここに  $k$  は比例定数であるが、この値が  $\Delta V_A$ 、 $\Delta V_B$ 、 $\Delta V_C$ ……の値を支配する。収束を早くかつ確実なものとするために、 $k$  の値を決めるいろいろな方法が非線形計画法の主要な課題となっている。

2-3 数理計画法

システムを評価するため、システムの目的およびシステムを拘束する環境を定式化し、解析的にまたは数値計算により解を求める方法が数理計画法である。この場合システムは一般に次のようにモデル化される。

$$\left. \begin{aligned} \text{Min } z &= f(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ x_1, x_2, \dots, x_n & \\ \text{subject to } g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) &\geq 0 \\ &(i=1, 2, \dots, m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

(9)式は、拘束条件  $g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq 0$  の下で、目的関数  $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  を、変数  $x_1, x_2, \dots, x_n$  を適当に決めることにより最小化することを意味している。変数  $x_1, x_2, \dots, x_n$  は決定変数 (decision variables) とよばれ、一般に正の実数である。

モデル化は次式で与えられることもあり得るが

$$\left. \begin{aligned} \text{Max } z &= F(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ x_1, x_2, \dots, x_n & \\ \text{subject to } G_i(x_1, x_2, \dots, x_n) &\leq 0 \\ &(i=1, 2, \dots, m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

この場合、各式の両辺に-を乗じることにより(11)式に変形できる。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \text{Min } (-z) &= -F(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ x_1, x_2, \dots, x_n & \\ &= f(x_1, x_2, \dots, x_n) \\ \text{subject to } -G_i(x_1, x_2, \dots, x_n) & \\ &= g_i(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq 0 \quad (i=1, 2, \dots, m) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

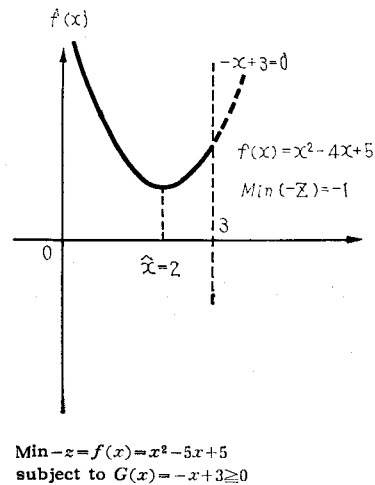
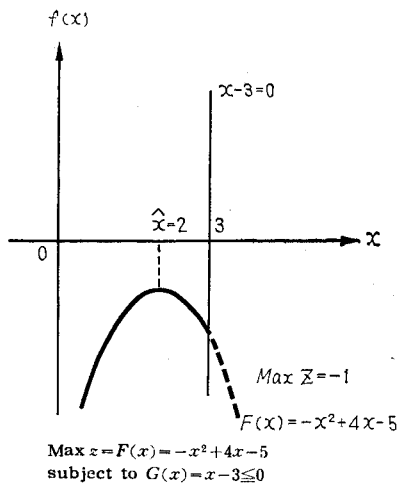


図-8 最大化問題と最小化問題の関係

このことは、図-8 から容易に理解できるであろう。

数理計画法として、いろいろな手法があるが、次のようなもので分類できる。

- (a) 拘束条件付きの最適化, 拘束条件なしの最適化
- (b) 直線的な最適化, 間接的な最適化

いま,  $f(x) = x^2 - 4x + 5$  の最小値は, サンプリング法などにより直接求める方法と, これを  $x$  で微分して  $2x - 4 = 0 \therefore x = 2$  を得, これから最小値  $f(2) = 1$  を間接的に求める方法がある。

- (c) 線形最適化, 非線形最適化

(9)式における  $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$  と  $g_i(x_1, x_2, \dots, x_n)$  が線形 (たとえば,  $f(x_1, x_2, x_3) = x_1 - 2x_2 + 3x_3$ ) であるか, 非線形 (たとえば,  $f(x_1, x_2, x_3) = x_1^2 + 2x_2^2 +$

$3x_3^3$ ) であるかによる。

- (d) 確定的最適化, 確率的最適化

入力およびシステムを拘束する環境が確定量であるか, 確率量であるかによる。

一般的な数理計画法としては, 単純な微分法による方法 (Method of Calculus), 非線形計画法 (Non-linear Programing), 線形計画法 (Linear Programing), 動的計画 (Dynamic Programing) 法がある。その特質を表-1 に示す。

目的関数・拘束条件が(9)式に示すように標式化されると, つぎに(9)式の解を得るためにはどの手法によるのが有効かつ効率的であるか判断しなければならない。そのためには各手法の基本的な考え方を理解し, その適用法

表-1 各数理計画法の特徴

	適用できる条件	特徴
微分法	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 目的関数, 拘束条件が定式化されること。</li> <li>2. 目的関数, 拘束条件が決定変数のある範囲で連続で微分可能なこと。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 複雑なシステムには応用できない。</li> <li>2. 傾斜法の基礎となる。</li> <li>3. 目的関数が2次式で等号をもつ拘束条件が線形の場合, ラグランジェの未定係数法が有効となる。</li> </ol>
傾斜法	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 目的関数, 拘束条件が定式化されること。</li> <li>2. 目的関数, 拘束条件が決定変数のある範囲で連続で微分可能なこと。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 計算が大変である (経済的に困難)。</li> <li>2. 求められた解が必ずしも最適値とは限らない。</li> <li>2. 拘束条件が多い場合には, 不向きである。</li> <li>4. 収束の早い計算方法の開発が進められている。</li> </ol>
動的計画法	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 目的関数が一決定変数からなる関数の和 (または積) で表わされること。</li> <li>2. 決定変数は一連のものであり, 拘束条件はシステムの状態を拘束するものであること。</li> <li>3. 関数形は連続量, 離散量, その混合のいずれでもよい。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 決定変数が多い場合は, 最も早く効率的な決定方法である。</li> <li>2. 汎用プログラムが存在せず, 問題に応じてプログラムが作られねばならない。</li> <li>3. 関数が連続量や微分可能でなくてもよい。</li> <li>4. 複雑なシステムに最適である。</li> <li>5. 第一の最適値のみならず第二, 第三の最適値を知ることができる。</li> </ol>
線形計画法	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 目的関数, 拘束条件とも線形に定式化されねばならない。</li> <li>2. すべての決定変数は, 負の値をとらない。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 汎用プログラムが利用できる。</li> <li>2. 手法の詳細について知らなくても用いることができる。</li> <li>3. 決定変数が多い場合には不向きであるが, 拘束条件は多くてもよい。</li> <li>4. 非線形問題も線形化することにより利用できる。</li> <li>5. 唯一の最適値しか知ることはできない。</li> </ol>

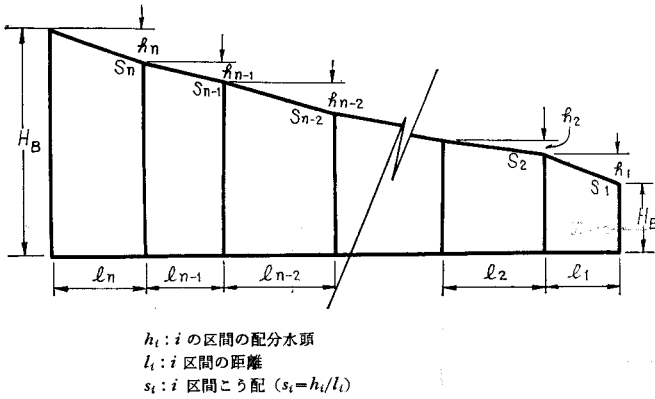


図-9 水路こう配の配分

を知る必要がある。

### 2-3-1 動的計画法

#### (1) 基本的な考え方

図-9 に示すよう水路の各区間にこう配を配分する問題を例にとり、動的計画法の考え方を説明しよう。単位長さ当りの水路工事費は水路こう配により決まるが、区間延長と区間こう配の積は区間水頭であることから、区間工事費は区間水頭の関数として表わされる。最適こう配配分とは水路の全工事費が最小となるように各区間の水頭を決定することである。これを標式化すれば

$$\begin{aligned}
 C &= \text{Min} \{f_1(h_1) + f_2(h_2) + \dots + f_n(h_n)\} \\
 \text{subject to} & \\
 h_1 + h_2 + \dots + h_n &\leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 $f_i(h_i)$  は区間  $i$  に水頭  $h_i$  を配分したときの区間  $i$  の工事費、 $C$  は水路の全工事費である。

(12)式のように目的関数・拘束条件がそれぞれの変数のみからなる関数の和（積でもよい）として表わされる場合には動的計画法が効率的に利用できる。動的計画法は1950年代にベルマンらにより開発されて以来各分野で広く使われている。特に Hall らにより導入されて以来<sup>19)</sup> 水資源計画の重要な手法の一つとなっている。(12)式において区間  $i$  に水頭  $h_i$  を配分することは、残余の区間への水頭の配分を制約することになるので、各区間に配分される水頭は全工事費を最小ならしめるように各区間の決定を行なう規則を形成する必要がある。この規則を形成する方法が動的計画法である。

(12)式を解くためにまず次式に書き替えよう。

$$\begin{aligned}
 C &= \text{Min} \left\{ \sum_{i=1}^n f_i(h_i) \right\} \\
 \text{subject to} & \\
 \sum_{i=1}^n h_i &= H' \leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(13)$$

(13)式は  $H' \leq H$  なる  $H'$  を  $h_1, h_2, \dots, h_n$  に配分して

目的関数  $C$  を最適化することを示している。すなわち目的関数は  $H'$  の関数として表わされることになり、後に述べるようにこれが動的計画法を複雑な分岐システムの有力な最適化手法にしている。

(13)式は次のようにして最適化される。

まず区間1に  $H'$  を与えてこれを越えない  $h_1$  について区間1の工事費  $f_1(h_1)$  を計算し、その最小値を  $\hat{C}_1(H')$  とする。もちろん  $\hat{C}_1(H')$  は  $H'$  の関数であるから、これは  $H' \leq H$  なる  $H'$  のいろいろな値について計算しておかねばならない。これを標式化すると

$$\begin{aligned}
 \hat{C}_1(H') &= \text{Min} \{f_1(h_1)\} \\
 \text{subject to} & \\
 h_1 &\leq H' \\
 H' &\leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(14)$$

で与えられる。

つぎに、区間1と区間2に利用可能水頭  $H' (\leq H)$  を与えて区間1と区間2の工事費の和を最小化しよう。

$$\begin{aligned}
 \hat{C}_2(H') &= \text{Min} \{f_2(h_2) + f_1(h_1)\} \\
 \text{subject to} & \\
 h_2 + h_1 &\leq H' \\
 H' &\leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(15)$$

いま、このときの目的関数の値  $f_2(h_2) + f_1(h_1)$  は

$$\begin{aligned}
 C_2^*(H') &= f_2(h_2) + f_1(h_1) \\
 &= f_2(h_2) + \text{Min} \{f_1(h_1)\}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{subject to} & \\
 h_1 &\leq H' - h_2 \\
 &= f_2(h_2) + \hat{C}_1(H' - h_2) \dots\dots\dots(16)
 \end{aligned}$$

と変形されて  $h_2$  のみの関数となるから(16)式を(15)式に代入し次式を得る。

$$\begin{aligned}
 \hat{C}_2(H') &= \text{Min} \{f_2(h_2) + \hat{C}_1(H' - h_2)\} \\
 \text{subject to} & \\
 h_2 &\leq H' \\
 H' &\leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(17)$$

$h_2 (\leq H')$  をいろいろかえて  $f_2(h_2) + \hat{C}_1(H' - h_2)$  ( $\hat{C}_1(H' - h_2)$  は(16)式ですでに求めている) の値を計算しその最小値を  $\hat{C}_2(H')$  とする。これも  $H'$  の関数であるから  $H' \leq H$  なるいろいろな  $H'$  に対して計算しておかねばならないことは(14)式の場合と同様である。

同様にして区間 1, 2, ...,  $k$  における最適値は

$$\begin{aligned}
 \hat{C}_k(H') &= \text{Min} \{f_k(h_k) + \hat{C}_{k-1}(H' - h_k)\} \\
 \text{subject to} & \\
 h_k &\leq H' \\
 H' &\leq H
 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(18)$$



で与えられる。(14), (17)および(18)式をそれぞれ第1段, 第2段および第*k*段の最適解, またこのような問題を多段決定過程 (multi-stage decision process) とよんでいる。(18)式は, 第*k*段の決定は第(*k*-1)段の決定結果を考慮すればよいことを示す漸化式である。同様に第*n* (最終) 段の最適解は

$$\begin{aligned} \hat{C}_n(H') &= \text{Min} \{f_n(h_n) + \hat{C}_{n-1}(H' - h_n)\} \\ \text{subject to} & \\ h_n &\leq H' \\ H' &\leq H \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \hat{C}_n(H') &= \text{Min} \{f_n(h_n) + \hat{C}_{n-1}(H' - h_n)\} \\ \text{subject to} & \\ h_n &\leq H' \\ H' &\leq H \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (19)$$

となり,  $\hat{C}_n(H')$  の最小値から全工事費の最小値およびそのときの  $H'$  および  $h_n$  を知ることができる。また第(*n*-1)段の最適値は  $\hat{C}_{n-1}(H' - h_n)$  の最小値であり,  $\hat{C}_{n-1}(H' - h_n)$  を最小にした  $h_{n-1}$  が区間 (*n*-1) の最適 (全工事費を最小にするという意味で) 水頭である。順次これを繰返して  $h_{n-2}, \dots, h_2, h_1$  を得ることができる。

理解を助けるために, 区間数 3, 区間水頭~区間工事費の関係が表-2 の場合に全利用可能水頭  $H' = 0.80$  を配分する場合について, 具体的に計算してみよう<sup>1)</sup>。

表-2 区間水頭~区間工事費の関係

区間 <i>i</i>	区間水頭 $h_i$	区間工事費 $f_i(h_i)$
1	0.10	44
	0.20	39
	(0.30)	(36)
	0.40	35
2	0.10	75
	0.20	73
	0.30	69
	(0.40)	(66)
3	(0.10)	(16)
	0.10	13
	0.10	14

注 1) 単位は, たとえば水頭: m, 工事: 百万円  
 2) 区間水頭の上・下限値は水路の許容最小および最大流速に対応するものとする。  
 3) ( ) は表-3の検討により求められた最適値を示す。

$H'$  は  $0 \leq H' \leq H = 0.80$  を満足するすべての値をとり得るが, ここでは 0.10 m きざみに計算する。

(a) 第1段

まず,  $H' = 0.10$  とする。このとき,  $h_1 \leq H' = 0.10$  を満足する  $f_1(h_1)$  の最小値は  $h_1 = 0.10$  のときの  $f_1(0.10) = 44$  であるから  $\hat{C}_1(0.10) = 44$  を得る。同様に  $\hat{C}_1(0.20) = 39$ ,  $\hat{C}_1(0.30) = 36$ ,  $\hat{C}_1(0.40) = 35$  を得る。 $H' = 0.50$  のとき  $h_1 \leq H' = 0.50$  を満足する  $f_1(h_1)$  の最小値は  $f_1(0.40) = 35$  であるから  $\hat{C}_1(0.50) = 35$  となる。同様に計算を  $H' = 0.80$  まで続け表-3の第1段の最適解を得る。

(b) 第2段

まず,  $H' = 0.10$  とすると (17) 式において  $h_2 = 0.10$ ,  $H' - h_2 = 0$  または  $h_2 = 0$ ,  $H' - h_2 = 0.10$  となり, 表-3の第1段の最適解および表-2の区間2水頭~区間工事費の関係からみてこのような配分はあり得ない。便宜上  $\hat{C}_2(0.10) = 1000$  とおこう。つぎに  $H' = 0.20$  とすると (17) 式において  $h_2 = 0.10$ ,  $H' - h_2 = 0.10$  または  $h_2 = 0.20$ ,  $H' - h_2 = 0$  と得るが前者のみ有効で (18) 式から  $C_2^*(0.20) = f_2(0.10) + \hat{C}_1(0.20 - 0.10) = 75 + 44 = 119$  すなわち,  $\hat{C}_2(0.20) = 119$  を得る。 $H' = 0.30$  の場合  $h_2 = 0.10$ ,  $h_2 = 0.20$  が有効でそれぞれ  $C_2^*(0.30) = f_2(0.10) + \hat{C}_1(0.30 - 0.10) = 114$ ,  $C_2^*(0.30) = f_2(0.20) + \hat{C}_1(0.30 - 0.20) = 117$  を与えるので  $\hat{C}_2(0.30) = 114$  を得る。同様に  $H' = 0.80$  まで計算を進める。

(c) 第3段

(b)と同様に計算する。

表-3 多段決定過程

$H'$	第1段		第2段		第3段	
	$\hat{C}_1(H')$	$h_1$	$\hat{C}_2(H')$	$h_2$	$\hat{C}_3(H')$	$h_3$
0.10	44	0.10	1000	—	1000	—
0.20	39	0.20	119	0.10	1000	—
0.30	(36)	(0.30)	114	0.10	135	0.01
0.40	35	0.40	111	0.10	130	0.01
0.50	35	0.40	108	0.30	127	0.01
0.60	35	0.40	105	0.30, 0.40	124	0.10
0.70	35	0.40	(102)	(0.40)	121	0.10
0.80	35	0.40	101	0.40	(118)	(0.10)

注 1) 記号については本文参照のこと。  
 2) 単位は表-2に準ずる。

(d) 最適値の決定

$\hat{C}_3(H')$  の最小値  $\hat{C}_3(0.80) = 118$  が全工事の最小値であり, このときの各区間の最適水頭は表-3 から  $h_3 = 0.10$ ,  $H' - h_3 = 0.70$  が第2段に配分されたときの最適値から  $h_2 = 0.40$ ,  $H' - h_2 - h_3 = 0.30$  が第1段に配分されたときの最適値から  $h_1 = 0.30$  を知ることができる。

(2) 一般式

多段決定問題は一般に次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} V &= \text{Min} \sum_{i=1}^n v_i(x_i) \\ \text{subject to} & \\ 0 &\leq \sum_{i=1}^n g_i(x_i) = q \leq G \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} V &= \text{Min} \sum_{i=1}^n v_i(x_i) \\ \text{subject to} & \\ 0 &\leq \sum_{i=1}^n g_i(x_i) = q \leq G \end{aligned}} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

(20)式において目的関数は一連 (sequence) の決定変数  $x_1, x_2, \dots, x_n$  からなる一つの過程 (process) とみなすことができ, またこれを  $i=1$  から  $i=n$  に分解することができる。このように空間的 (時間的でもよい) に分解された過程の1単位を段 (stage) と呼ぶ。各段における決定は状態 (state) ((20)式における  $0 \leq \sum_{i=1}^n g_i(x_i) =$

$q \leq G$ )に支配される各段における一連の決定 (decision) を政策 (policy), このうち目的関数を最適にするものを最適政策とよんでいる。また、(20)式は一つの状態、一連の決定変数から、1次状態1次元決定過程 (single stage, single-decision process) とよぶ。

(20)式の解は次の漸化式を数値計算して知ることができる。

$$\left. \begin{aligned} V_1(q) &= \text{Min} \{v_1(x_1)\} \\ \text{subject to} \\ 0 &\leq g_1(x_1) \leq q \\ 0 &\leq q \leq G \\ \text{および} \\ V_k(q) &= \text{Min} \{v_k(x_k) + V_{k-1}(q - g_k(x_k))\} \\ \text{subject to} \\ 0 &\leq g_k(x_k) \leq q \\ 0 &\leq q \leq G \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

このような漸化式が成り立つことをベルマンの最適性原理 (optimality principle) とよんでいる。

(3) 多次状態1次元決定過程

$$\left. \begin{aligned} V &= \text{Min} \sum_{i=1}^n v_i(x_i) \\ \text{subject to} \\ 0 &\leq \sum_{i=1}^n g_{1i}(x_i) = q_1 \leq G_1 \\ 0 &\leq \sum_{i=1}^n g_{2i}(x_i) = q_2 \leq G_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

のように2状態の場合、漸化式は

$$\left. \begin{aligned} V_k(q_1, q_2) &= \text{Min} \{v_k(x_k) + f_{k-1}(q_1 - g_{1k}(x_k), q_2 - g_{2k}(x_k))\} \\ \text{subject to} \\ 0 &\leq g_{1k}(x_k) - q_1 \\ 0 &\leq g_{2k}(x_k) \leq q_2 \\ 0 &\leq q_1 \leq G_1 \\ 0 &\leq q_2 \leq G_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

(23)式の数値計算は(21)式に比べて級数的に複雑となるので、ラグランジュの未定係数 (Lagrange Multiplier)  $\lambda$  を導入して2次状態を1次状態に変形して

$$\left. \begin{aligned} V &= \text{Min} \sum_{i=1}^n v_i(x_i) - \lambda(G_2 - g_{2i}(x_i)) \\ \text{subject to} \\ \sum_{i=1}^n g_{1i}(x_i) &\leq G_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

計算量を少なくしている。

このように状態の数が増加すると、動的計画法は複雑化し、かなりのプログラミング技術が要求されてくる。また、

$$\left. \begin{aligned} V &= \text{Min} \sum_{i=1}^n (v_i(x_i) + w_i(y_i)) \\ \text{subject to} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sum_{i=1}^n g_{1i}(x_i) &\leq G_1 \\ \sum_{i=1}^n g_{2i}(y_i) &\leq G_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

のように2次状態2次元過程 (multi-stage, multi-decision process) も同様にラグランジュ未定係数  $\lambda$  を導入して解を得ることができる<sup>22)</sup>。

2次状態1次元決定過程の例題として2-1-1システムの信頼性と経済性の問題を考えてみよう。i段が  $m_j$  の部品 (1個目が故障すると2個目が自動的に働くことになっている) からなり、各段が直列に繋がったシステムを構成しているものとする。j段は  $m_j$  個の部品が使われたときに、j段で故障を生じない確率 (信頼性)  $\phi_j(m_j)$ 、j段で用いられる部品1個の費用  $C_j$  その重量  $w_j$  が与えられている。いま、全システムの費用  $C$  の制限範囲で全システムの信頼性  $R_n$  を最大にしようとする問題は

$$\left. \begin{aligned} R_n &= \text{Max} \prod_{j=1}^n \phi_j(m_j) \\ \text{subject to} \\ \sum_{j=1}^n C_j m_j &\leq C \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (26)$$

と標準化される。これは1次状態1次元決定過程である。さらに全システムの費用  $C$  と重量  $w$  の制限範囲で信頼性  $R_n$  を最大にしようとする場合

$$\left. \begin{aligned} R_n &= \text{Max} \prod_{j=1}^n \phi_j(m_j) \\ \text{subject to} \\ \sum_{j=1}^n C_j m_j &\leq C \\ \sum_{j=1}^n w_j m_j &\leq w \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (27)$$

と標準化される。これは2次状態1次元決定過程であり、(24)式に準じて解かねばならない。

(4) 分岐するシステムの最適化

(19)式を漸化式で解いていくと遂には  $H'(\leq H)$  の関数として  $\hat{C}(H')$  を得ることができた。いま、これを支線水路 (サブシステム) のこう配分と考えると、 $H'$  を限定する  $H$  は分水位すなわち幹線水路の水位に右左される。したがって、水路が分岐する場合の水路の全システムのこう配分は分水位をパラメータとして試算を繰り返さねばならないことになる。これは分岐点が少ない場合比較的容易に検討できるが、複雑に分岐する場合は3-3で述べたサンプリング法によらなければならない。

しかし、各支線におけるこう配分の結果目的関数が  $H'$  の関数形  $\hat{C}(H')$  で与えられていることから、これを入力として幹線のこう配分と連結することができる。

図-10は図-6の問題を複雑化したものである。このように、複雑に分岐するシステムに対して動的計画法はもっとも有効な手段である<sup>23)</sup>。図-10の場合、まず末端 (図中→) が独立に最適化され、つぎに支線 (図中

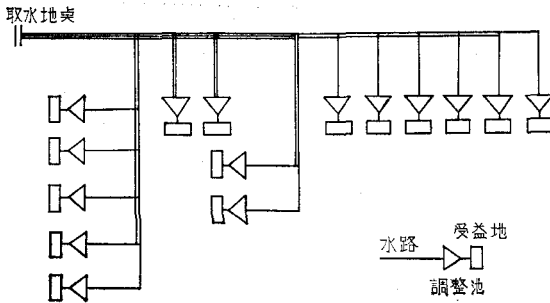


図-10 複雑に分岐する導水システム

＝) に関して最適化が進められ、最後に幹線(図中  
＝) に関して最適化を行ない、全システム的最適解  
を得ることができる。

(5) 動的計画法のまとめ

動的計画法の特徴は表-1 にまとめられているが、次  
の点を強調しておきたい。

(a) 汎用プログラムが存在しないので、問題に応じて  
作らねばならない。したがって、動的計画法の場合  
はその基本的な考え方を特に理解しておく必要があ  
ろう。また、プログラムはかなりの記憶容量を必要  
とすることに留意しなければならない。しかし、こ  
れから説明する他の数理計画法に比べてむずかしい  
数学を使うわけではなく単なる数値計算を電子計算  
機上で繰り返すにすぎない。

(b) 感応度分析に便利である。表-3 において  
 $\hat{C}_3(0.80)=118$  に対して  $\hat{C}_3(0.70)=121$  である。  
これはこのシステムにとって水頭 10 cm が 121-  
118=3百万円の価値があることを示している。この  
ように動的計画法では第1の最適値のみならず、第  
2、第3の最適値を知ることができ、意志決定者に  
多くの資料を提供してくれる。

(c) 複雑なシステムの最適化に最も適し、かつ唯一の  
有効な手法であるといえよう。水路網の設計、期別  
毎の貯水池の操作計画などその利用は広い。

(d) 表-1 の例題でもわかるように個々の決定変数の  
考慮すべき数が少ないほど計算量は少ない。すなわ  
ち、個々の決定変数に対する拘束条件の存在は望ま  
しいのである。しかし、状態の数が多くなると計算  
量は逆に多くなる。

参 考 資 料

- 1) Hall, W.A. & Dracup, Water Resources Systems Engineering, pp. 372, McGraw-Hill Book Co., 1970.
- 2) Maass, A他 Design of Water-Resource Systems, pp. 620, Harvard University Press, 1962.
- 3) Au, T. & T. E. Stelson, Introduction to Systems Engineering, pp. 374, Addison-Wesley

Publishing Co., 1969.

- 4) 猪瀬博編, システム工学 I~IV (岩波講座基礎工  
学), pp. 492, 岩波書店, 1968.
- 5) 関根泰次著, 数理計画法 I, II (岩波講座基礎工  
学), pp. 230, 岩波書店, 1968.
- 6) 滝保夫編, 確率統計現象 I, II (岩波講座基礎工  
学), pp. 250, 岩波書店, 1968.
- 7) 川上和夫, PPBS について, 農業土木 No. 248,  
pp. 7-15.
- 8) 中村和也, PPBS について, 農業土木 No. 225,  
pp. 9-11, No. 226, pp. 18-19.
- 9) 前出 4), pp. 17.
- 10) 梅棹忠夫, 知的生産の技術, pp. 218, 岩波書店,  
1970.
- 11) 近藤次郎, 技術者・研究者のための応用数学上,  
pp. 191-224, 丸善株式会社, 昭和45年
- 12) 伊藤 学, 不規則現象の解析, 土木学会誌 Vol.  
55, No. 3, pp. 99-100.
- 13) Chow, V. T, Handbook of Applied Hydrology,  
pp. 26-34, McGraw-Hill Book Co. 1964.
- 14) 佐々木才朗, 水資源計画の手法, 土木計画学講習  
会テキスト pp. 147 土木学会計画学研究委員会, 昭  
和44年
- 15) 中国四国農政局, 土地改良事業(県営)の計画樹  
立について, pp. 67, 昭和44年
- 16) 前出 2) pp. 402-403.
- 17) 前出 2) pp. 395-402.
- 18) 中道宏, かんがい計画の最適化, 土木施工11巻11  
号別冊, pp. 6-873.
- 19) Hall, W. A. And N. Buras, The Dynamic  
programming Approach to Water-Resources De-  
velopment, Journal of Geophysical Research,  
Vol. 66, No. 2, pp. 517-520.
- 20) たとえば前出 1)
- 21) 鍋島一郎, 動的計画法 pp. 39-42. 森北出版株式  
会社, 昭和43年
- 22) 前出 1), pp. 78-83,
- 23) 中道 宏, 動的計画法による調整池容量の最適決  
定, 農業土木試験場技報 F第6号

会

告

農業土木技術研究会役員

会 長 杉田 栄司 農地局建設部長  
副 会 長 緒形 博之 東京大学教授  
理 事 山本 純 農地局設計課長  
" 渡合 末彦 " 技術課長  
" 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官  
" 牧野 俊衛 関東農政局建設部長  
" 出口 勝美 農業土木試験場長  
" 井上 弘 茨城県農林部長  
" 松井 芳明 水資源開発公団第二工務部長  
" 古賀 俊夫 土地改良建設協会常務理事  
" 高嶺 進 三祐コンサルタンツ取締役  
" 小川 孝 鹿島建設株式会社技師長  
" 内藤 正 大豊建設株式会社常務取締役  
監 事 伊藤 茂松 農業土木事業協会常務理事  
" 真田 光夫 日本農業土木コンサルタンツ理事  
" 井元 光一 水資源開発公団理事  
" 小川 泰恵 八郎瀧新農村建設事業団理事  
" 梶木 又三 梶木農政研究所所長  
" 金子 良 日本大学教授  
" 小林 国司 参議院議員  
" 桜井 志郎 参議院議員  
" 佐々木四郎 水資源開発公団理事  
" 重政 庸徳 参議院議員  
" 清野 保 愛知工業大学顧問  
" 高月 豊一 京都大学名誉教授  
" 田町 正誉 九州大学名誉教授  
" 中川 一郎 衆議院議員  
" 野知 浩之 日本農業土木コンサルタンツ顧問  
" 福田 仁志 東京大学名誉教授  
" 山崎平八郎 衆議院議員  
常任顧問 住吉 勇三 農地局参事官  
" 田村徳一郎 明治大学教授  
参 与 山口 重雄 東北農政局設計課長  
" 棚橋 正治 関東農政局設計課長  
" 善木 正敏 北陸農政局設計課長  
" 藤井 敏 東海農政局設計課長  
" 浅原 辰夫 近畿農政局設計課長

参 与 島岡 俊輔 中四国農政局設計課長  
" 桑原 昇 九州農政局設計課長  
" 難波 康夫 北海道開発局土地改良課長  
" 梶浦 和年 北海道土地改良第一課長  
" 山下 潔 青森県土地改良第一課長  
" 清水 孝純 岩手県耕地建設課長  
" 小西 良治 宮城県耕地課長  
" 山内 一郎 秋田県耕地課長  
" 城野 忠雄 山形県耕地課長  
" 佐藤 英明 福島県耕地課長  
" 松村 進 茨城県耕地建設課長  
" 横山 新 栃木県土地改良課長  
" 小畠 洸 群馬県耕地開発課長  
" 雨宮 堯郎 埼玉県土地改良課長  
" 宮地 寛 千葉県耕地課長  
" 仲田 貞巳 東京都農地課長  
" 飯塚 晴信 神奈川県耕地課長  
" 丸茂 高男 山梨県耕地課長  
" 国政 義範 長野県耕地第一課長  
" 山田 卓郎 静岡県県営企画課長  
" 杉山 英郎 新潟県農地建設課長  
" 福沢 重信 富山県耕地課長  
" 服部 和彦 石川県耕地建設課長  
" 岡 弘 福井県耕地課長  
" 井田 宗 岐阜県農地建設課長  
" 大畑 昇一 愛知県耕地課長  
" 松田 修 三重県耕地課長  
" 大辻小太郎 滋賀県耕地課長  
" 中村 吉隆 京都府耕地課長  
" 吉岡 孝信 大阪府耕地課長  
" 藤本 理 兵庫県耕地課長  
" 窪田 博 奈良県耕地課長  
" 小川 力也 和歌山県耕地課長  
" 前田 修 鳥取県耕地課長  
" 村田 稔尚 島根県耕地課長  
" 村上 澄雄 岡山県耕地課長  
" 溪口 誠爾 広島県耕地課長  
" 中村 源三 山口県耕地課長  
" 伊東 久弥 徳島県耕地課長  
" 杉平 鉄雄 香川県土地改良課長  
" 白井 俊昭 愛媛県耕地課長  
" 弘田 定男 高知県耕地課長  
" 徳重 一義 福岡県耕地課長  
" 相川 稔 佐賀県土地改良第一課長  
" 宮本 安一 長崎県耕地課長  
" 広嶋 常次 熊本県耕地第一課長  
" 森田 実 宮崎県耕地課長  
" 森田 克美 大分県耕地課長

参 与 百元 和夫 鹿児島県耕地課長  
 幹 事 岡部 三郎 農地開発機械公団監理官  
 " 武田 健策 水資源開発公団第二工務部設計課長  
 " 中原 通夫 " かんがい排水課  
 " 高田 徳博 " 開墾建設課  
 " 小藤 裕二 " 防災課  
 " 中川 稔 " 技術課  
 " 柴田巳千夫 " 企画調整室  
 " 棚橋 正治 関東農政局建設部設計課長  
 " 白滝 山二 農工大学助教授  
 " 前田 芳郎 農地開発機械公団工務課長  
 " 平井 公雄 近畿圏整備本部  
 " 内藤 克美 水資源公団第一工務部  
 常任幹事 石川 明 農地局設計課  
 " 伊藤禄太郎 農業土木技術連盟  
 " 勝俣 昇 農地局設計課  
 編集委員長 岡部三郎  
 編集委員 幹事及常任幹事

賛助会員

(五十音順)

東 京 ㈱ 荏原製作所 3口  
 " ㈱ 大林組 " "  
 " 鹿島建設株式会社 " "  
 " ㈱ 熊谷組 " "  
 " 久保田鉄工株式会社 " "  
 " ㈱ 佐藤工業株式会社 " "  
 愛 知 ㈱三祐コンサルタントインターナショナル " "  
 東 京 大成建設株式会社 " "  
 " ㈱ 電業社機械製作所 " "  
 大 阪 ㈱ 西島製作所 " "  
 東 京 西松建設株式会社 " "  
 " (財)日本農業土木コンサルタンツ " "  
 " ㈱ 間 組 " "  
 " ㈱ 日立製作所 " "  
 " ㈱ 青木建設 2口  
 " 株木建設株式会社 " "  
 大 阪 ㈱ 奥村組 " "  
 東 京 勝村建設株式会社 " "  
 大 阪 ㈱ 栗本鉄工所 " "  
 東 京 三幸建設株式会社 " "  
 " 住友建設株式会社 " "  
 " 大豊建設株式会社 "

東 京 前田建設工業株式会社 2口  
 山 形 前田製管株式会社 1口  
 東 京 旭コンクリート工業株式会社 "  
 大 分 梅林建設株式会社 "  
 東 京 技研興業株式会社 "  
 東 京 久保田建設株式会社 1口  
 " 五洋建設株式会社 "  
 大 分 ㈱ 後藤組 "  
 " ㈱ 佐藤組 "  
 東 京 新生興産株式会社 "  
 " 新農立建業株式会社 "  
 愛 知 塩谷組 "  
 東 京 世紀建設株式会社 "  
 青 森 田中建設株式会社 "  
 東 京 ㈱ 武井工業所 "  
 " ㈱ 田原製作所 "  
 香 川 大成建設㈱高松支店 "  
 大 分 高山総合工業株式会社 "  
 東 京 中央開発株式会社 "  
 " 中国土木株式会社 "  
 香 川 ㈱ チェリーコンサルタント "  
 東 京 帝国ヒューム管株式会社 "  
 " 東急建設株式会社 "  
 秋 田 東邦技術株式会社 "  
 東 京 東京索道株式会社 "  
 " ㈱ 土木測器センター "  
 茨 城 中川ヒューム管工業株式会社 "  
 新 潟 新潟コンクリート工業株式会社 "  
 東 京 日本舗道株式会社 "  
 " 日本技術開発株式会社 "  
 " 日本海上工事株式会社 "  
 " 日本国土開発株式会社 "  
 " 日本プレスコンクリート工業株式会社 "  
 " 日本エタニットパイプ株式会社 "  
 " 日曹マスタービルダーズ株式会社 "  
 " パシフィックコンサルタンツ株式会社 "  
 " 羽田コンクリート工業株式会社 "  
 " ㈱ 圓井製作所 "  
 " ㈱ 丸島水門製作所 "  
 石 川 真柄建設株式会社 "  
 東 京 水資源開発公団 "  
 京 都 山品建設株式会社 "  
 愛 知 若鈴コンサルタンツ株式会社 "  
 会社数 65社 口数 101口

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員					賛助会員		地方名	通常会員					助賛会員					
	県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数		県	農林省	学校	その他	合計	会社数	口数				
北海道	331	352	—	94	777	—	—	京 都	滋賀	97	63	1	16	177	—	—			
仙 台	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手崎	175	36	1	15	227		1	1	京都	24	52	3	18	97	1	1	
		大塚	147	52	2	16	217		—	—	大阪	52	24	6	68	150	3	8	
		宮田	126	49	—	24	199		—	—	兵庫	96	18	—	17	131	—	—	
		田形	205	71	—	44	320		1	1	奈良	66	31	—	15	112	—	—	
		山形	139	43	1	27	210		1	1	和歌山	75	—	—	15	90	—	—	
		福島	175	23	—	17	215		—	—	小計	410	188	10	149	757	4	9	
小計	967	274	4	143	1,388	3	3		岡 山	鳥取	81	17	1	15	114	—	—		
東 京	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	城木	13	48	—	21	82			1	1	岡山	44	31	6	15	96	—	—
		馬場	67	24	—	16	107			—	—	広島	102	87	4	15	208	—	—
		玉川	84	14	—	17	115	—		—	山口	—	—	—	1	1	—	—	
		千葉	99	19	—	30	148	—		—	徳島	60	—	—	16	76	—	—	
		東京	112	37	—	19	168	—		—	香川	29	5	—	15	49	—	—	
		神奈川	—	184	13	210	407	46		77	愛媛	59	80	—	15	154	2	2	
		山梨	88	35	—	75	198	—		—	高知	42	—	4	24	70	—	—	
		山梨	—	12	—	16	28	—		—	小計	441	220	15	133	809	2	2	
		長野	148	29	—	22	199	—		—	熊 本	福賀	89	31	8	33	161	—	—
		静岡	166	52	—	15	233	—	—	佐賀		98	30	—	24	152	—	—	
小計	777	454	13	441	1,685	47	78	長崎	46	11		—	25	82	—	—			
金 沢	新潟 富山 石川 福井	新潟	345	163	1	33	542	1	1	熊本		100	105	—	22	227	—	—	
		富山	129	16	0	21	166	—	—	大宮		137	39	—	16	192	4	4	
		石川	106	89	0	17	212	1	1	鹿島		91	3	3	15	112	—	—	
		福井	113	1	0	17	139	—	—	沖繩		154	20	—	15	189	—	—	
小計	693	277	1	88	1,059	2	2	小計	725	239		11	150	1,125	4	4			
名 古 屋	岐阜 愛知 三重	岐阜	138	30	6	16	190	—	—	内地計		4,673	2,287	61	1,367	8,388			
		愛知	108	192	1	138	439	3	3	台湾		18	—	—	—	18	—	—	
		三重	83	61	—	15	159	—	—	国外	4	—	—	—	4	—	—		
小計	329	283	7	169	788	3	3	総計	4,695	2,287	61	1,367	8,410	65	101				

編集後記

「水と土」が誕生して一年、ようやく第4号をお届けすることとなりました。この1年間、編集に携わって感じたことは、会誌の発行が一方通行で、会員諸氏からの反応がほとんどなかったということです。どんな些細なことでもお気づきの点を編集委員会にお寄せ下さい。会費を税金のように納めればよいというものではありません。会員一人一人が編集委員のつもりでお読み頂きたいと思えます。

今号は「農業水利合理化の問題点」について利根調の

斎藤所長から論説を頂きました。米の過剰や他種用水需要の増大等の問題がでるまでもなく、農業土木技術者として、重大な関心事です。

また講座は「最適化手法の考え方」と題して、4回にわたって連載することとしました。米国留学から帰国した、中道、山口両氏に執筆して頂いておりますが、各人の携わっている業務をもう一度見直して、新しい手法をどしどし取入れてゆきたいものです。そのほか、寄稿された中から、報文5編、資料2編を掲載させて頂きました。それぞれ特色のある内容のもので、実務の上に活用して頂けるものと思っております。(平井)

水と土 第4号

昭和46年3月31日発行

発行所 東京都港区新橋5-34-4

農業土木会館内 TEL (436) 1960

発行人

農業土木技術研究会

印刷

東京都中野区江古田2-21-2

TEL (386) 2082

有限会社 アテネ出版