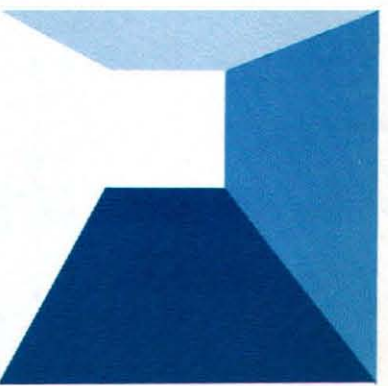
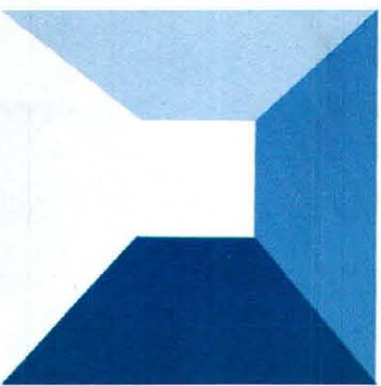
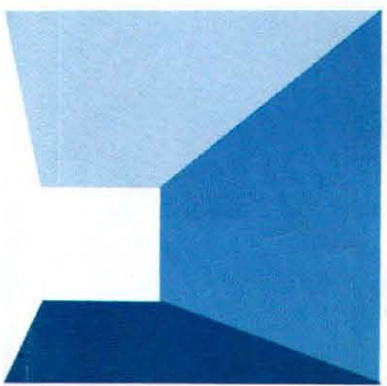
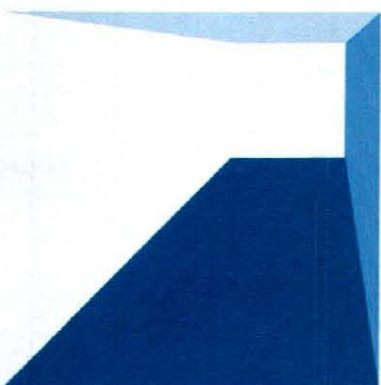
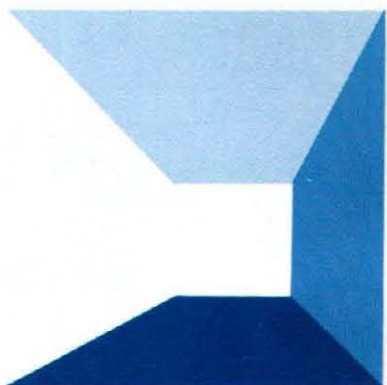
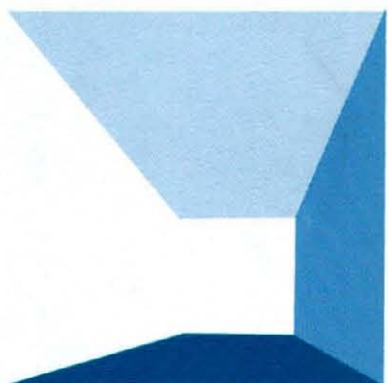
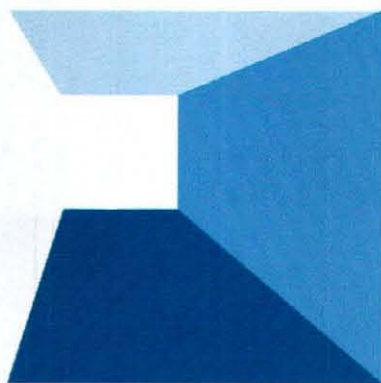
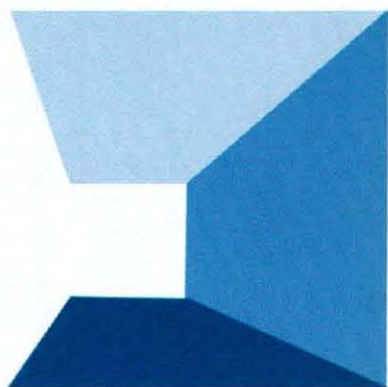


水 と 土

第 37 号

昭和54年 6 月号
農業土木技術研究会



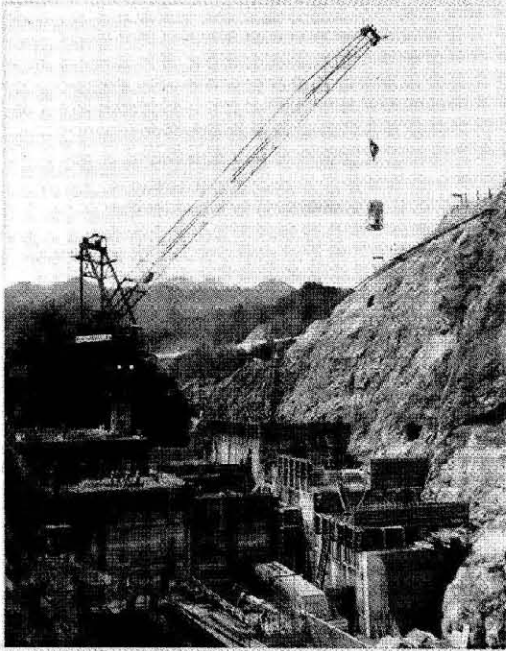
広域農道整備事業（広島県蒲刈町、下蒲刈町）



架設中の蒲刈大橋

（本文3ページ参照）

順調に進む滝畑ダム (本文12ページ参照)



滝畑ダム本体コンクリート打設状況を下流より望む



▲常用洪水吐(穴あき部)の施工状況、後方のトラスタワーは、ダムコンクリート打設用クライミングジブクレーン(200t-m)のポスト。(S54.5.25撮影)

▼仮設ヤードの状況、左端V字谷が上流から望むダムサイドである。



貯水池ほぼ中央部に架設された湖面橋(夕月橋)——ディビダーグ工法による橋長160メートル(3径間連続コンクリート橋)

水 と 土

目 次

グラビア

広域農道整備事業

巻頭文

農業土木技術と定住構想

中 川 稔……(2)

報 文

報文内容紹介

……(1)

蒲刈大橋の設計と施工

正 鋳 木 武 徳
杉 坂 雄 三
若 宮 勝 朗
行 ……(3)

滝畑ダムの設計について

——特に洪水吐の構造とその考え方について——

吉 岡 孝 信
角 野 俊 郎
石 五 黒 味 智 清 夫
五 ……(12)

印旛沼堤防における軟弱地盤の設計施工に対する考察

佐 藤 典 夫……(21)

北陸地方におけるアスファルト加熱混合物について

村 山 昇……(33)

宮古島における地下ダムの技術開発

相 場 瑞 夫
黒 川 睦 生 ……(45)

河川の砂レキ堆と頭首工

三 輪 式……(54)

資 料

流水による管水路からの空気の除去

村 上 康 蔵……(58)

間違い易い水理設計

——水理量およびその現象の正しい評価のために——

川 合 亨……(66)

講 座

農道のアスファルト舗装 (4)

構造改善局農道班……(70)
土地改良舗装研究会

会 告

……(79)

編集後記

……(84)

No. 37

1979

June

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 α (アルファ)
 r (アール) と γ (ガンマー) k (ケイ) と κ (カッパ)
 w (ダブルユー) と ω (オメガ) x (エックス) と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g (ジー) と q (キュー)
E(イー)と ϵ (イプシロン) v (パイ) と ν (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさげ, 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。

水と土 第37号 報文内容紹介

蒲刈大橋の設計と施工

正木 武徳 鋸坂 雄三
杉原 征朗 若宮 勝行

広域営農団地農道整備事業で施工中の蒲刈大橋は、瀬戸内海国立公園内にかける渡海橋である。施工にあたっては、環境保全、漁業への影響、航行船舶の安全性等を考慮し、現場海上作業の工期短縮を重視した。

工法において、海中橋脚はプレキャストコンクリート製ニューマチックケーソン工法、橋桁架設はトラスを三つに分割する大ブロック工法を採用しているのが特徴である。本大橋の設計と施工の概要を紹介する。

(水と土 第37号 1979年6月 P.3)

北陸地方におけるアスファルト加熱混合物について

村山 昇

近年のアスファルト舗装の進展にかんがみ、金沢施工調査事務所では、北陸地方におけるアスファルトプラントの実態と製品の品質を把握して工事の設計・積算・施工の参考資料とするため、昭和52年1月から調査を進めてきたが、このほどその結果がまとまったので、北陸地方に適したアスファルト混合物選定の参考資料とすべくここに調査の概要を報告する。

(水と土 第37号 1979年6月 P.33)

滝畑ダムの設計について

一特に洪水吐の構造とその考え方について一

吉岡 孝信 角野 俊郎
石黒 清 五味 智夫

滝畑ダムは、現況河道がきわめて狭少で、堤高～堤頂長比率が約1:2以下とゆう理想的なダムサイトであるが、ここに“頂部自由越流、穴あきダム”を設置するにあたり、特に洪水吐の構造決定に苦心したので、その過程を報文にまとめてみた。

(水と土 第37号 1979年6月 P.12)

宮古島における地下ダムの技術開発

相場 瑞夫 黒川 陸生

沖縄地方の水資源開発は通常の方法ではその開発に限度があるため、沖縄の自然条件を生かした新しい開発方式として構想したのが「地下ダム」の建設である。本報告は現在宮古島において、調査手法、建設手法及び水管理手法の確立を目指して実施している実験地下ダムについて、その概要と貯留の状況を明らかにし、事業化への見通しについて記載する。

(水と土 第37号 1979年6月 P.45)

印旛沼堤防における軟弱地盤の設計施工に対する考察

佐藤 典夫

印旛沼堤防は軟弱地盤上に施工されたが、十数年も前であり当時は設計手法も確立されていなかった。今回は完成後10年目にあたるので、地質調査を行ない。現状の強度や圧密諸係数の変化などを確認し、当時の仮定の妥当性を検討したものである。この結果、沈下経過や強度増加などについては、ほぼ当初の予想に近い変化を示し設計の正しさが確認された。未検討の部分については今後さらに検討を行なう予定である。

(水と土 第37号 1979年6月 P.21)

河川の砂レキ堆と頭首工

三輪 弼

頭首工が設けられることの多い河川の中流部には、砂レキ堆が形成されているのがふつうである。この砂レキ堆形成現象に関する研究は、近年めざましい発展をとげ、頭首工の位置選定や設計の上にも大いに役立つことが実証されつつある。今回はそれらの研究成果にもとづいて、①ミオ筋の移動②土砂吐の機能③水理模型実験の相似性④セキの平面形状および方向⑤計画河床との関係など、特に留意すべき諸点について説明を加えた。

(水と土 第37号 1979年6月 P.54)

農業土木技術と定住構想

中 川 稔*

昭和30年代における世紀の大事業といわれた愛知用水や日本農業のモデルづくりを目ざした八郎潟干拓を中心とする大規模プロジェクトの実施は、農業土木技術に大きな進展をもたらした。

これら事業推進にあたっての外国からの新技術の積極的な導入、新しい技術手法の開発、豊富かつ貴重な経験は、近代的な計画・設計・施工技術を体系化し、さらに、広く他のそれぞれの現場においても活用され、農業土木技術全体の水準を大きく向上させた。

昭和40年代に入り、これら技術を基礎として、農業土木構造物の設計の基準化、統一化が進められるとともに、電子計算機の普及に伴い設計積算の合理化、システム化が図られ、農業土木技術が一般化されてきたことは真に喜ばしいことである。

農業土木技術の一般化は、増大する農業基盤整備事業予算の円滑な実施のため必要不可欠なことではあるが、この一般化された技術を自由に駆使して設計施工を行うにあたって、次のことに留意しなければならないと考える。

先づ、第一に考えなければならないことは、施設の受益者即ち利用者の立場にたった技術であるということである。

われわれは、この広い国土に無数の農業土木構造物を建設しているが、わづか1万数千人の農業土木技術者が設計した構造物を約23百万人の農家の人達が生産・生活活動に利用しているという事実に対する認識である。

農家の人達の立地条件はそれぞれ異なっており、また、歴史的成り立ちにおいてもいきさつがあるわけであるから、地域の実情に応じ、かつ、地域住民の意向を尊重のうえ、施設の合理的かつ効率的活用を図れるよう配慮して計画・設計することが何よりも重要であろう。

私が入省した当時は、構造物の設計は経済性と安全性との調和を如何にうまくとるかということに留意するよう教えられたが、現代社会においては、その地域の環境に調和し、地域住民にその施設が気軽に利用され親しまれるというような点にも留意する必要があると考える。

次にわれわれの農業土木構造物は、その地域にとって必要かつ重要な施設である反面、場合によっては、地域住民にとってマイナス要因となり得ることである。

一般に、施設が新設される場合、あるいは改修・更新の場合であっても、その地域に対しては、大幅な影響、変化をもたらすことが多く、地域住民に危険や不安な状態をもたらすことのないよう住民の意向を十分反映して防災安全対策に意を用いる必要がある。

なお、最近では環境保全対策についても、構造物建設中における対策のみでなく、必要なものについては、事業完了後の事態の変化についても十分予測し、これを配慮した設計とすることが肝要である。

このようにわれわれ農業土木技術と地域との結びつきはことのほか深い。

したがって、これからの農業土木技術の地域への適用に当たっては、それが十分地域に根ざしたものでなければならないし、真に地域から愛され喜ばれる農業土木技術こそ定住構想の推進に資するものといえるのではなからうか。

勿論、一方では日進月歩の新技術の吸収、新しい手法の開発などにたゆまぬ努力を要することはいうまでもない。

* 農林水産省構造改善局建設部設計課長

蒲刈大橋の設計と施工

正 木 武 徳* 鎧 坂 雄 三**
杉 原 征 朗** 若 宮 勝 行**

目 次

まえがき.....(3)

I 事業計画の概要.....(3)

II 橋梁工事計画.....(3)

1. 設計の基本的事項.....(3)

2. 架橋地点の自然条件及び要因.....(3)

III 設計構造.....(4)

1. 橋梁タイプの決定.....(4)

2. 下部構造.....(4)

3. 設計条件.....(4)

IV 施 工.....(6)

1. 下部工.....(6)

2. 上部工.....(8)

おわりに.....(11)

まえがき

この報文は、広域営農団地農道整備事業、蒲刈地区の基幹施設として架設している蒲刈大橋の設計と施工の内容を報告するものである。本大橋は、昭和51年度に着工し、下部工の陸上橋脚及び橋台を施工し、52年度から海中橋脚と上部工を施工し、昭和53年11月25日、橋桁(トラス)の架設結合を完了して、現在、床版コンクリート工事を施工中である。昭和54年10月開通を目標に、計画工程どおりの進捗をしている。

I 事業計画の概要

本地区は、広島県の中部島地域の西端で、呉市(仁方港)から南へ7kmの地点に位置し、幅わずか300mの瀬戸を狭んで隣合せる下蒲刈島と上蒲刈島を中心とした蒲刈群島の一円である。本地区の主産業はみかんであり、広島県主要農業地域の島しょ地区の中でも耕地の90%を樹園地で占める、みかんの濃密生産団地である。しかしながら、離島という地理的条件による農業基盤整備のおくれに加え、流通体制の不備により、低生産性を余儀なくされている。このような農業の深刻な事態を打開し、農業経営の安定を図るため、両島を結ぶ、橋長480mの渡海橋を主要工事とする広域営農団地農道整備事業を樹立したものである。

II 橋梁工事計画

1. 設計の基本的事項

- 橋格：一等橋 (TL-20)
- 幅員：車道 6.5m, 歩道(片側) 1.5m
- 橋長：480m

桁下空間：23m (満潮時 T. P. 2.26m)

航路幅：170m

道路規格：3種4級

2. 架橋地点の自然条件及び要因

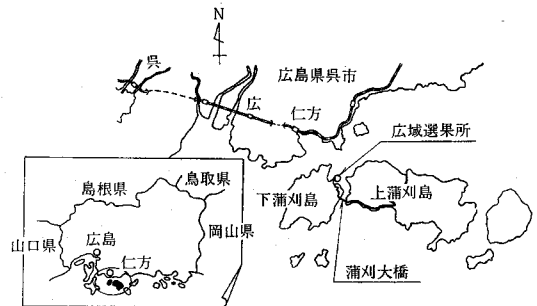


図-1 位置図

地質：周辺の地質は、黒雲母型花崗岩と古生層千枚岩質ホルンフェルスの2種類が分布する地域である。橋梁センターは、安定地盤の花崗岩側を選定したが、橋台橋脚6地点で行ったボーリング調査結果によれば、予想以上に風化が進んでいた。即ち、陸上部は、兩岸とも風化が進行しており、又、海中部では、上蒲刈島側は硬質で地盤良好であるが下蒲刈島側は風化が著しい。しかし風化状態は表層近くにおいて、N値<50の真砂は全般に少なく、殆んどが標準貫入値、50回/10cm程度の硬質真砂が続くのが特徴である。P₂付近は、軟岩が露出している部分があり、橋軸方向への地盤勾配は、1/3.5程度と急勾配である。

潮流：三之瀬瀬戸と呼ばれる狭い海峡で、潮の干満差における潮流は6.5ノットと急流であり、海中潜水作業等が難行する。潮位差は、H=2.5m(平均)で波高は最大約1.50mである。

水深：P₃地点はT. P-4.50~5.50mで、比較的浅い

* 広島県農政部耕地課

** 広島県農林事務所蒲刈農道建設事業所

が、P₂地点は、T.P.-8.0~9.0mと深く、工法決定に大きな要因を呈している。

漁場：架設地点は、周辺でも有数の漁場であるので、海水の汚濁を防止し、海上仮設構造も最小にとどめ、工期もできるだけ短縮して漁業影響を少なくする必要がある。

コンクリート打設現地では、生コンクリートの調達が不可能で、本土からの海上輸送打設にかなりの時間を必要とする。

Ⅲ 設計構造

1. 橋梁タイプの決定

橋梁形式は、設計基本事項のほか、地形、地質及び航路上の条件を勘案のうえ、主として経済性、美観、安定性、車輛走行性を比較検討し数種の工法の中から案に絞って最終検討を行い、三径間連続下曲弦ブラットトラス橋（下路式）に決定した。

その内容は概ね表-1のとおりである。なお、側橋に

表-1 橋梁タイプの比較

比較事項 タイプ	安全性	走行性	美観	工法	工費	総合評価
斜張橋	△	△	○	△	トラスより高い	2
吊橋	×	△	○	×	高い	3
連続トラス橋	○	○	△	○	安い	1

(○：良い △：やや劣るやや難 ×：劣る難)

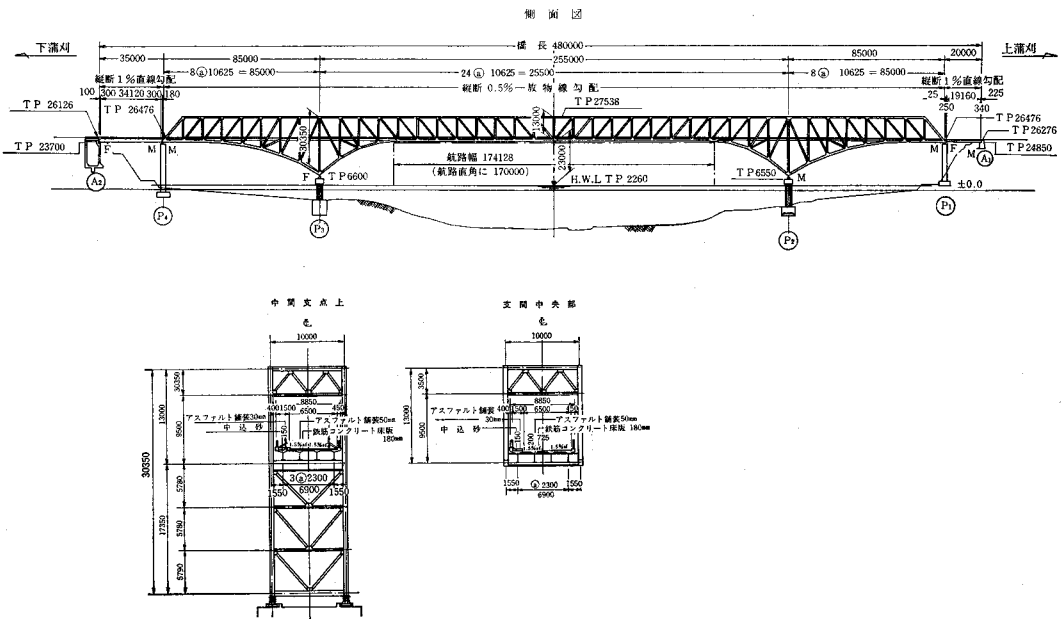


図-2 蒲川大橋一般図

については、実施例の多い単純合成鉸桁とした。

2. 下部構造

下部構造の陸上部については、地形、地質状況及び上部構造に適應した工法として、A₁橋台を重力式、P₁橋脚、P₄橋脚を壁式、A₂橋台を箱式とし、それぞれ直接基礎のRC構造とした。海中橋脚のP₄については、水深がT.P.-2.0mまでで浅く、基礎地盤も良好であるので、二重鋼矢板仮締切ドライ施工とした。P₂、P₃橋脚については、設計条件から、経済性、施工性、安全性、工期等を勘案検討した。比較検討工法としてはつぎのような工法が挙げられる。

- ① プレキャストニューマチックケーソン
- ② 仮締切直接基礎
- ③ プレキャストコンクリート基礎
- ④ プレキャスト直接基礎
- ⑤ 多柱式基礎

総合評価の要因として、海水汚濁が極めて少なく、品質管理及び施工上、比較的安安全であるうえ工期も短いこと等を考慮し、①のプレキャスト式ニューマチックケーソン、マウンド方式を採用した。

3. 設計条件

実施設計にあたり、つぎの条件で計算を行った。

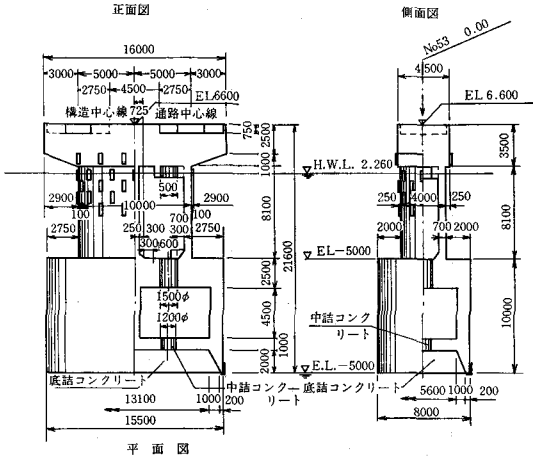


図-3 P₃橋脚構造図

橋長 480m
 支間 起点(上蒲刈島)側(H桁)20.0m
 中央径間(トラス)85.0m+255.0m+85.0m
 終点(下蒲刈島)側(鉸桁)35.0m

上部構造型式

起点側側径間 単純合成鉸桁
 中央径間 3径間連続トラス
 終点側側径間 単純合成曲線鉸桁

下部構造型式

A₁ 橋台 重力式(直接基礎)
 P₁ 架脚 壁式(直接基礎)
 P₂ // 中空柱式(直接基礎)
 P₃ // 中空柱式(ケーソン基礎)
 P₄ // 壁式(直接基礎)
 A₂ 橋台 箱式(直接基礎)

舗装 アスファルト舗装 5cm厚

床版 鉄筋コンクリート床版

縦断勾配 0.5% 放物線勾配

横断勾配 1.5% 直線両勾配

設計震度 道路橋耐震設計指針(日本道路協会)

水平震度 $K_H = L_1, L_2, L_3, L_0$

L_1 : 地域別補正係数=0.85(区分B)

L_2 : 地盤別補正係数=0.9(1種)

L_3 : 重要度別補正係数=1.0(1級)

K_0 : 標準設計水平震度=0.2

$\therefore K_H = 0.85 \times 0.9 \times 1.0 \times 0.2 = 0.15$

鉛直震度 $K_V = 0$

風荷重 設計基本風速 $V_{10} = 45.0 \text{ m/sec}$

設計風速 $V_{30} = V_{10} \cdot V_1 \cdot V_2$

$V_1 = (z/10)^{1/8} = (30/10)^{1/8} = 1.147$

$V_2 = 1.205$

$\therefore V_{30} = 45.0 \times 1.147 \times 1.205 = 65.0 \text{ m/sec}$

潮流力 本四連絡橋設計指針

$$P_D = C_D \cdot W_0 \cdot A \cdot \frac{V^2}{2g}$$

C_D : 抗力係数

W_0 : 海水の単重

A : 鉛直投影面積

V : 潮流速=6.8ノット=3.5m/sec

g : 重力の加速度=9.8m/sec²

地震時動水圧 道路橋耐震設計指針(日本道路協会)

$b/h \leq 2.0$ $P = 3/4 \cdot K_H \cdot W_0 \cdot b \cdot h^2(1-b/4h)$

$b/h \geq 2.0$ $P = 3/8 \cdot K_H \cdot W_0 \cdot b^2 \cdot h$

K_H : 設計水平震度

W_0 : 海水の単重

b : 躯体幅

h : 水深

波力 本四連絡橋設計指針

碎波 $P = 1.3 \cdot W_0 \cdot H$

重複波 静水面上 $P = W_0(H-y)$

静水面下 $P = W_0 \cdot H \frac{\cosh \cdot m(H-y)}{\cosh \cdot mh}$

H : 設計波高=2.18m

船舶の衝突力 $F = 60^4$

作用位置 TP 5.0m

浮力 TP 2.26 (N·H·HWL) 以下100%考える。

添加物 27kg/m

土圧 道路橋下部構造設計指針

“調査及び設計一般篇”(日本道路協会)ク
 ーロン土圧による。

土の内部マツ角

橋台裏込土 $\phi = 30^\circ$

基礎地盤(硬質真砂) $\phi = 45^\circ$

単位重量

鉄筋コンクリート 2.5 t/m³

無筋コンクリート 2.35 //

舗装アスファルト 2.3 //

土(橋台裏込土) 2.0 //(水中1.1)

土(橋台中埋土) 1.8 //(水中1.0)

土(基礎地盤) 2.0 //(水中1.1)

鋼材 7.85 //

地表載荷重

道路橋下部構造設計指針

$q = 1.0 \text{ t/m}^2$

許容応力度

コンクリート

設計基準強度 $\delta_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$

許容曲げ圧縮応力度 $\delta_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$

許容せん断応力度 梁 $\tau_a = 7 //$

スラブ $\tau_a = 9 //$

//(斜引張鉄筋の計算をする場合) $\tau_a = 18.5 //$

許容附着応力度 $\tau_{oa} = 16 \text{ kg/cm}^2$

許容支圧応力度	$\tau_{ca}=72\text{kg/cm}^2$
鉄筋 (SD-30)	
許容曲げ引張応力度	$\delta_{sa}=1,800$ //
(但し水中においては)	$\delta_{sa}=1,600$ //
鋼材 SS-41	$\delta_a=1,400$ //
SM-50	$\delta_a=1,900$ //
許容応力度の割増し	割増し係数 (%)
完成時	常時 0
	暴風時 50
	地震時 50
	船舶衝突時 65
施工、架設時	常時 35
	暴風時 65
	地震時 65

尚鉄筋については、土中、水中であっても $\delta_{sa}=1800\text{kg/cm}^2$ に対して割増しを行う。

安全率

転倒に対して	常時	$x \geq B/3$
	地震時	$x \geq B/6$
滑動に対して	常時	$S \cdot F \geq 1.5$
	地震時	$S \cdot F \geq 1.2$

x : 底版端より合幅の作用位置までの距離
 B : 底版幅

ケーソン底面地盤の水平支持力に対して

常時	$S \cdot F \geq 1.5$
地震時	$S \cdot F \geq 1.1$

鉛直方向地盤支持力に対して

常時	$S \cdot F \geq 3$
地震時	$S \cdot F \geq 2$

使用材料

コンクリート	$\delta_{ck}=240\text{kg/cm}^2$
鉄筋	SD-30
鋼材	SS-41 SM-50 HT Bolt(FIT)

許容地耐力

支持地盤	常時 Q_a	地震時 Q'_a
硬質真砂	100t/m ²	150t/m ²
風化軟岩	120 //	180 //

IV 施 工

1. 下部工

A_1 , A_2 橋台及び P_1 , P_4 橋脚については一般的工法であるので施工内容は省略する。

1) ケーソンヤードの選定と基礎

ヤードの選定条件は、

- (イ) ヤードの広さ
- (ロ) 支持地盤
- (ハ) 生コンクリートの調達 (最大打設量 510m³/日)
- (ニ) 3,000t 吊クレーン船(以下3,000t F C という)

の進入発着

等であるが、施工場所の両島では生コンクリートの調達が不可能なため、近辺の本土に 2, 3 の候補地を選んで調査、検討した。

その結果、どの候補地も、コンクリート打設及びケーソン運搬の工程上大差がなかったが、支持地盤が比較的浅く、鹿島大橋で使用実績のある、安芸郡坂町のヤードに決定した。

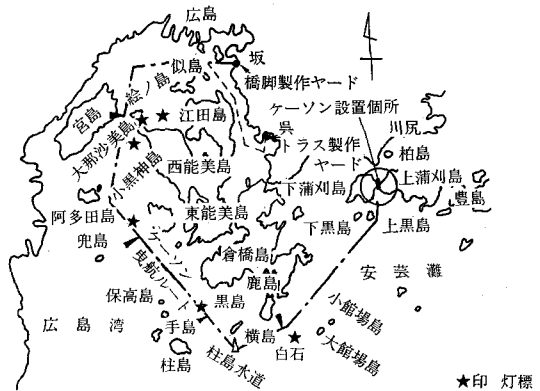


図-4 ケーソンヤード位置図及び運搬経路図

2) マウンドの築造

図-5 ケーソンと据付地盤の関連を示す。 P_2 P_3 とともにマウンドの構造は、外周に捨石 (150~200kg/個内外) を積み、その内部に粒径 30~50mm の砕石を投入整地し、据付け盤とした。海底地盤の地質は硬い地質であるが、 P_2 側の海底地盤は傾斜が急なため、ディップ船にて水平に掘削し、マウンドを築造した。ディップ船による掘削不陸精度は $\pm 100\text{mm}$ で整地できた。捨石および砕石の投入は 200m³ 積ガット船で実施した。整形および均しは潜水夫により人力と高圧ジェット水で構築し、砕石均しの管理は $\pm 100\text{mm}$ で実施した。

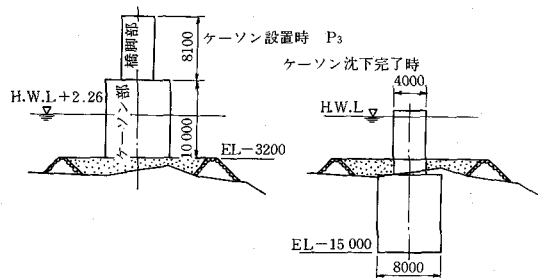


図-5 マウンド及びケーソン据付状況図

3) ケーソンの製作

ケーソンは、 P_2 , P_3 共に梁下部 (P_2 , $H=17.55\text{m}$, $P_3=18.10\text{m}$) まで製作する計画とした。吊金具については躯体重量が、1,900t~2,200t もあるので、躯体長辺方向に16個ずつの計32個で構成し、3,000t F C I フック

に掛けるワイヤーロープは8本である。吊金具には、鉛直荷重だけが作用するように、吊杵を製作し、ロープの鉛直性を保持した。

4) ケーソンの設置

イ. 運搬および据付け

ケーソンヤードの安芸郡坂町で製作した橋脚ケーソンの運搬、据付けは、三之瀬瀬戸の気象条件から昭和53年4月と決め、据付け現場の潮流が速いことから、中間の小潮時をねらって計画し、実施した。海上運搬経路は図一4に示すとおりで、全航程の平均速度3.5ノットとして約12時間である。

ケーソン吊込み時の管理は、負荷段階でのワイヤーと吊金具のチェック、3,000t F C吊フックの荷重バランス、および地切り後のケーソンの水平度で管理した。

P₂ P₃とも、1,000tの負荷重段階にワイヤーチェック、1,200t、1,600t、1,800tの負荷時に吊金具チェックを行った。地切り後、地上20cmの位置で、各フックの荷重バランス、水平度の測定を実施した結果、計画どおりの吊上げ状態であり、1回の吊上げで成功した。

ケーソン据付け時の管理は、マウンド天端にケーソンの刃先が到達した時点より、ケーソン重量によるめり込み量のチェックによらず、3,000t F C荷重の段階解放(200tごと)による管理方法で実施し、荷重毎の沈下量、中心線の傾斜を測定、確認しながら、据付け管理した。ケーソン自重による、マウンド天端よりの最終めり込み量は、P₃で88.0cm、P₂で73.5cmであった。

ケーソンの輸送、据付けは深田サルベージ 3,000t F C「武蔵」によって実施したが、船団編成表を表一2に示す。

ロ. 据付け時の測定

据付け位置の測定は、橋脚設置精度に直接影響するため、入念に、棧橋、構台、A₁、A₂橋台を基点に実施した。橋軸方向はトランシットで行ない、距離はD13(測距機)により測定し、作業棧橋上に引照点を落とした。

一方、ケーソン躯体の測点は、つり上げ前に、あらかじめ、橋脚部正面と両側面の三面に、躯体構造中心の墨出しを行ない、中心位置の測点とした。据付け時に、ケーソン部がほとんど水中にはいるので、橋脚部中心線上の上、下に三面とも水平標尺を取り付け、トランシットの視準線に対する構造中心線の移動量を測定し、得られた測定値から刃先の位置を求める方法で修正しながら、据付け管理した。

ハ. 据付け精度

P₃の据付け精度は、橋軸方向に対して、上藩刈側に27mm、橋軸直角方向に対して、本土側に33mmであった。P₂は、橋軸方向に対して下藩刈側に11mm、橋軸直角方向に対して、四国側に3mmであり、大形重量設備ケーソンの据付け精度としては、よい精度であり、沈

下掘削時に充分修正できるものと判断した。(上記数値はすべてケーソン刃先位置の精度である)

表一2 船 団 編 成 表

	船 名	性 能	隻
1	クレーン船	3,000 t づり	1
2	同上曳船	3,600 P S	1
3	〃	3,200 P S	4
4	転描船	1,200 P S	1
5	綱取り船	60 P S	1
6	ダイバー船		2
7	警戒船	200 P S	3
8	〃	高 速 艇	1
9	〃	漁 船	2

5) ケーソンの沈設

イ. 沈下掘削

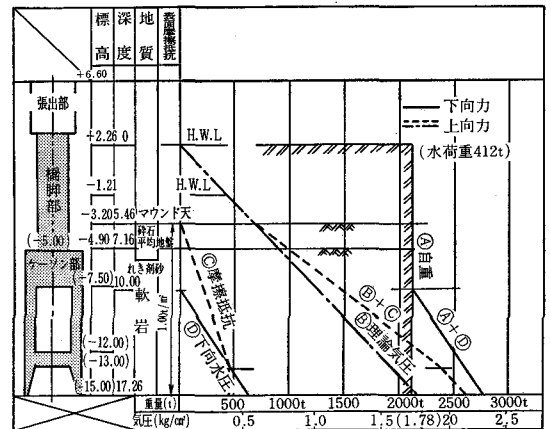
ケーソン据付け完了後、エアロック等の職装を行ない、圧気設備の試運転をして、掘削を開始した。電気ブルドーザー(ショベルアタッチメント) 11kwを分解搬入し、作業を進めた。函内掘削作業は、2交代で実施した。ケーソン沈下時における設置位置の偏心は、交互沈下により補正し、精度の確認は陸上基準点より測量確認した。ブローによる漁業影響を少くするため、刃口に、ビニールカーテンを設けて沈設した。理論沈下については、図一6のとおりである。

ロ. 地耐力試験

計画地盤まで沈下完了時において、平板載荷試験(急速載荷法)により、地耐力の確認を行った結果はつぎのとおりであったので、設計許容支持力以上と判断した。

長期許容支持力

P ₂ 常時	193t/m ²	地震時	290t/m ²
P ₃ 常時	353t/m ²	地震時	530t/m ²



図一6 理論沈下図

ハ. 最終偏心量

最終沈下時での偏心量は、100mmの仕様に対して、

P₃で橋軸方向で下蒲刈側に35mm, 橋軸直角方向で、四国側に、75mmであった。一方、P₂は橋軸方向、下蒲刈側に42mm, 橋軸直角方向で、本土側に38mmであった。この精度は、大型重量の設置ケーソン工事としては、満足すべき精度である。

2. 上部工

1) 架設工法

設計施工にあたって、重要なポイントとなる事項として、橋梁の規模(橋長, スパン割, 幅員, 規格), および、立地条件のほかに架設工法の検討が心要となる。

蒲刈大橋における架設工法としては、トラベラークレーンによる単品架設と、フローティングクレーンによる大ブロック架設の2工法が考えられた。計画で述べたところの現地自然条件と海上という優位性を併せて検討し大ブロック一括架設工法を採用した。主橋425mのトラスを3ブロックに分けて、陸上(工場)製作地組立し、1,300t FCにより、つり込み、輸送、架設する工法とした。

2) 製作工程

工場製作に先立ち、工程計画をたて、工事の円滑を図った。工程計画のネックとなった点は、鋼材納期、加工製作工期の他に最も大きな要素として、トラスの現地架設結合(大ブロック架設)の時期であった。すなわち架設時の気象条件である。潮汐、台風、季節風、波ろう、濃霧、何れも大型起重機船の作業性を左右するものである。最も有利な時期として、11月20日~11月末が選定され、総合工程も集約するに至った。

3) 製作材料

主要使用鋼材は、表-3に示すとおりであるが鋼板の管理については、ミルメーカーで、原板ショットブラストを施行した後に、一次プライマーとして無機ジンクリッチプライマーを15 μ 塗布し、表面粗さは、80 μ R Z以下とした。溶接材は、すべてJ I S規格に適合したものを使用し、自動溶接、グラビティ溶接、手溶接、CO₂溶接の方法および姿勢等により使い分けをした。

塗料については、渡海橋ということから、塩化ゴム系

表-3 使用鋼材表

(単位: ton)

工種	材質	SMA58	SMA50	SMA41	SS41	その他	計
トラス (P ₁ ~P ₄)		1,010.4	603.3	662.5	76.1	191.2	2,543.5
単純合成鈹桁 (A ₁ ~P ₁)		—	0.9	4.5	0.2	23.7	29.3
曲線合成鈹桁 (P ₄ ~A ₂)		—	38.8	16.3	0.2	7.9	63.2
計		1,010.4	643.0	683.3	76.5	222.8	2,636.0

塗料を使用した。

4) 工場製作

イ. 原寸

材料検査をした鋼材は、原寸工程を経て切断加工に入る訳であるが、原寸検査にあたっては、下部工との寸法精度を必要とするため、広島県農林事務所所有のテープおよび、下部工使用のテープ、上部工原寸作成に用いるテープを照合した。なおスチールテープはJ I S-1級合格品を使用し、テープ張力は50mを5kgとし、測定目盛間隔は5m毎とした。原寸基本として電算による自動作図および数値算出を採用し、電算機からアウトプットされた一品図、および数値を使用して部材マーキング等を実施するため、原寸の床おろしは殆んどしないが、計算機処理の困難な部分のみ、床下しを行い、取合い関係のチェックをした。

ロ. 部材加工

加工は、ケガキ、切断、単材撻鉄、孔明けの手順で進めるが、特に問題事項がないので割愛する。

ハ. 組立溶接

溶接工はJ I S Z 3801、溶接技術検定における試験方法ならびにその判定基準に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験に合格した者を従事させた。板継ぎ作業については次の点を注意して施工した。

- ルート面より30mmの範囲はワイヤブラシまたは、グラインダーで清掃する。
- 基準線を合せるときは、水糸を使用する。
- 目違いは、スコヤーまたはストレートゲージで調べる。
- 自動溶接の場合には、ルート間隔を0.8mm以下に調整する。
- 仮付溶接のビード長さは、80mmとし、約300mmピッチで行なう。
- ブローホール等の欠陥の発生した場合は、欠陥部をはっきり取り再溶接補修する。

グループ溶接の余盛については、表-4により実施した。

品質管理は、溶接施工試験、放射線透過検査、溶接ビードの外観、形状の検査等の実施により管理した。

表-4 グループ溶接の余盛

ビード幅 (B)	余盛高さ (h)
$B < 15\text{mm}$	$h \leq 3\text{mm}$
$15\text{mm} \leq B < 25\text{mm}$	$h \leq 4\text{mm}$
$2.5\text{mm} \leq B$	$h \leq \frac{4}{25} B\text{mm}$

ニ. 大ブロック立体組

単品部材平面組立ての後、立体組工程に入った。立体組は、正規組立とし、全体を3ブロックに分けて施工した。大ブロック架設のため大形F Cが接岸できる工場岸壁とした。地組相当高さの強固な受台または、ステージング上に、製作反り寸法に組立てるために、部材に応力の生じないように夫々格点付近に受台を設置し、多点支持とした。

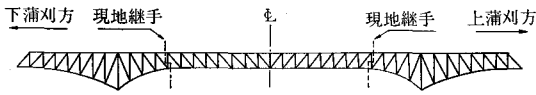


図-7 立体組分割要領図

大ブロック工法の製作にあたって特に留意しなければならない点は、現地結合部の寸法精度の確保である。

結合部の取合寸法の確認方法については、仮組の段階で夫々のブロックを仮組してみる事が一番簡単な方法で

あるが、今回のような大ブロックでは実施できないため図-8に示す方法で確認した。なお寸法計測にあたっては、温度変化の一番小さい夜間に、レベル、トランシットおよびジオジメーターにより確認し、弦材の結合断面の出入り寸法を正確に把握し調整した。

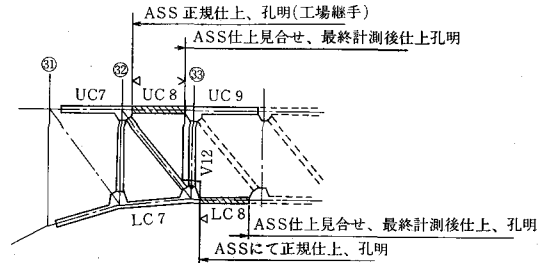


図-8 結合部取合図

高力ボルトの締付けは、ハイドロトルクレンチ、および、F Cレンチにより、締付トルク管理はオシログラフによるほか、抜き取り検査(トルクレンチ検査)で行った。

ホ. 塗装

塗装仕様は表-5に示す。塗膜厚の検査については、500㎡で25個所の割合で膜厚測定し、1ヶ所の計測は4~5点とし、その平均値で、つぎの事項により管理した。

表-5 塗装仕様

区分	塗装仕様				標準膜厚 (u)	
	施工場所	塗装工程	塗料種別	塗料商品名		
主構 外面	ミルメーカー	一面 次処 表理	素地調整 一次プライ マー	ブラスト処理 SIS Sa 2.5以上 無機ジンクリッチプライマー	ゼッターOL	15
		工場塗装 (エアレス)	下地処理 (製作完了後)	パワーツール処理 SIS ST 3以上		
	工場塗装 (エアレス)	下塗 1 層目	厚膜有機ジンクリッチエポキシ樹脂ペイント	ゼッターEP-2HB	60	
		下塗 2 層目	厚膜型塩化ゴム系下塗々料	ラバータイト #100H下塗(錆)	60	
		下塗 3 層目	厚膜型塩化ゴム系下塗々料	ラバータイト #100H下塗(赤錆)	60	
	現場塗装 (刷毛)	工場塗装 (エアレス)	中塗 1 層	塩化ゴム系中塗々料	ラバータイト #100H中塗 指定色 GI-1004淡彩	30
	主構 内面	ミルメーカー	一面 次処 表理	素地調整 一次プライ マー	ブラスト処理 SIS Sa 2.5以上 無機ジンクリッチプライマー	ゼッターOL
工場塗装 (エアレス)			下地処理 (製作完了後)	パワーツール処理 SIS ST 3以上		
工場塗装 (エアレス)		1 層目	タールエポキシ樹脂系塗料	SDCコート#402JIS 1種(黒色)	80	
		5 層目	同上	SDCコート#402JIS 1種 (さび色)	80	
		3 層目	同上	SDCコート#402JIS 1種(黒色)	80	

- a. 測定時の塗膜の乾燥状態は硬化乾燥以上。
- b. 2点調整型電磁微圧計を使用。
- c. 平均塗膜厚は、標準膜厚の90%以上であること。
(5点平均値)
- d. 最小塗膜厚(5点平均値)は、標準膜厚の70%以上とする。
- e. 塗膜厚(5点平均値)の分布の標準偏差は、標準膜厚の20%を超えないこと。

5) 架 設

本橋の架設内容は、連続トラス部分、橋長425mを3個の大ブロックに分けて、一括架設するもので、1ブロックの大きさは、側径間で高さ31m、長さ129.4m、幅10m、中央部で高さ14m、長さ171.8m、幅10m、1ブロックの重量は、約900tである。

足場関係については、全て工場で取付け、現地での足場組作業を最小限にとどめた。

イ. つり上げ

吊荷重は、中央ブロック、約900t(鋼重:つり上げ時反力合計より、 $\Sigma R=793.41t$ 、足場荷重:80t、塗料溶接金具:25t、等)側径間ブロック約920t(鋼重:つり上げ時反力合計より、 $\Sigma R=803.7t$ 、足場荷重:90t塗料、溶接金具:25t)、である。そこで、つり上げ時の作用力、および吊金具、ビンの応力検討を行った。フローティングクレーン(F.C)については、1,300tづり「長門」を使用することとして検討した。

ロ. 輸 送

輸送方法は、側径間2ブロックを1,300t F.Cによる吊運搬とし、中央ブロックは、つり上げ後、6,000t 台船に乗せて、現地まで曳航し、三之瀬瀬戸沖合で一時仮泊し、翌日架設する計画とした。中央部輸送時に強風注意報が出され、一部曳航方法に変更を生じたが、予定どおりの輸送ができた。

ハ. 現地架設結合

三之瀬瀬戸における架設作業は、3日間で施工することにし、架設順序は上蒲刈島側(可動沓)、下蒲刈島側(固定沓)、中央部の落とし込み結合の工程で実施した。

架設要領は、図-9により過程がわかるとおりであるが、本橋の架設工事の中で特に注目すべき点は現地での1,300t F.Cの係留方法と中央部ブロック架設時の内部応力の分散の2点である。

第1点の1300t F.Cの係留方法については、三之瀬瀬戸の潮流が、最強時6.5ノットもあり、この潮流最強時の架設はどうしても避けなければならない。従って中央結合ブロックの架設日は潮流が最も小さい日を選び、その日を結合日とした。側径間ブロックの架設日は、結合日をもとに、工程決定した。1,300t F.Cの現地係留作業は、逆潮の末期わずか1時間位いで終えなければならない。1,300t F.Cの操船可能範囲は、2.5ノットの潮流でなければならないので、係留架設作業は迅速、且つ正確に実施する必要がある、潮流が早くなると係留作業は、非常に困難になる。従って係留用アンカーは、事前に打設して作業の短縮を図った。

第2点は、中央部ブロックの架設時の内部応力の分散方法である。計画では側径間ブロック架設後、中間支点の支承を軸に、トラスの両端を300mm程度、上げ越して仮に据付け、両端支点横桁上に応力導入用の門型押え治具に、油圧ジャッキ各2台をセットしておいて、中央部ブロックの架設を待つ。

中央部ブロックを、F.Cで吊った状態で弦材の結合作業を行ない、結合完了後、F.Cの巻き下げを開始して、クレーン負荷を徐々に抜くことによって、架設時の応力が導入されることになる。最終的に応力導入治具によって、設計計算値の応力導入を行って、所定の架設時キャンバーに調整した。

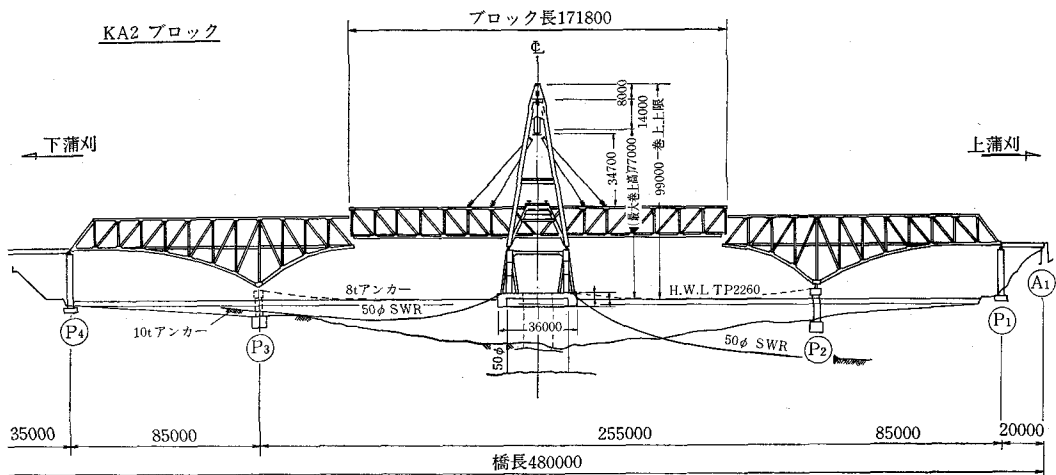
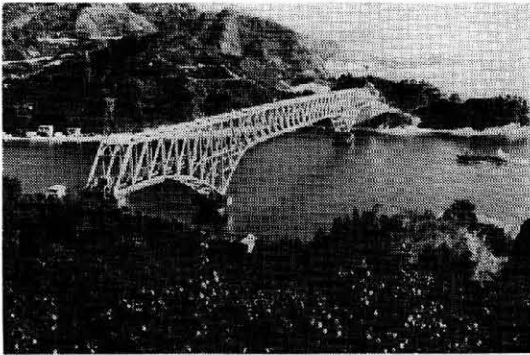
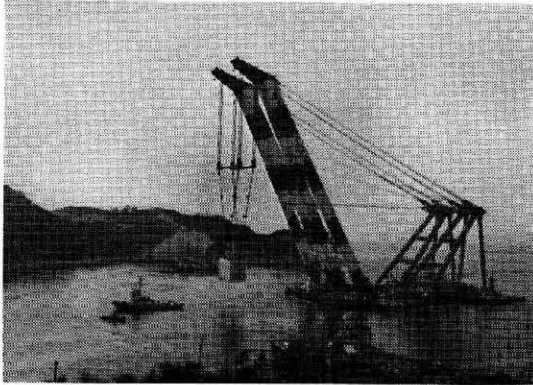


図-9 架 設 図

表一 6 架設船団編成

船	船	性能	隻	
クレーン 台 曳	船	1,300 t 吊	1	
	船	6,000 t 積	1	
	船	3,200 P S	1	
		3,100 P S	1	
		3,000 P S	1	
警	戒	船	300 P S	2



現地架設時の1,300t F.Cの船団編成は、表一6のとおりであるが、三之瀬瀬戸は、前述のとおり、漁船等の航行が多いうえに、海峡が狭いところへ、大型F.Cを保留するというので、海難事故防止のため、特に警戒船の配備をすると共に、呉海上保安部の巡視船、2隻による警戒、誘導をしていただいた。

ニ. 架設段階別のトラス変形追跡

大ブロック工法で、各ブロックを一括架設すると、各ブロックの自重によりトラスにタワミが発生する。従って、製作時には連続トラスとして結合可能であったものが、結合部で水平、垂直方向に変位し結合されなくなる。故に、側径間ブロック架設時に端支点を343mm上げ越しておき、結合部での変位を0にするよう考慮し、結合後、ジャッキダウンすることで応力の調整を行った。

ホ. 架計キャンバー

キャンバーは、トラス中央で結合時には、製作時より、364mm下り、応力調整により、248mm上る計画で実施した。架設段階毎にキャンバーおよび可動支承の水平移動量を計測した結果、理論値どおり、各部材に応力が導入されている。

おわりに

渡海橋という特異性をもとに、大型フローティングクレーン使用を中心とした工事内容の概要報告にすぎないが、今後の計画の参考になれば幸いである。島民の願望である蒲刈大橋は、開通を目前に中部高架橋の一里塚として、大きく景観を変貌しつつあるが、みかん産地かまがりとして、一日も早く効用の発揮を期したい。

なお、この報文のまとめにあたり、下部工施工、フジタ工業株式会社、上部工施工、石川島播磨重工業株式会社の資料提供に対し、誌上をお借りして謝意を表したい。

滝畑ダムの設計について

——特に洪水吐の構造とその考え方について——

吉岡孝信* 角野俊郎**
石黒清*** 五味智夫***

目 次

1. はじめに……………(12)	5. 洪水吐の構造について……………(15)
2. 滝畑ダムの概要……………(12)	6. 洪水吐の水理計算……………(18)
3. ダム形状決定のいきさつと洪水吐の位置…(13)	7. 減勢工の検討……………(19)
4. 滝畑ダム防災計画の要旨……………(14)	8. おわりに……………(20)

1. はじめに

滝畑ダムは、大和川水系石川（一級河川）に建設中の堤高62mの曲線型重力式コンクリートダムで、農業防災、かんがい用水及び上水道用水の供給を目的とするダムである。又、昭和50年度に水源地域特別措置法にもとづく指定を受けている。

昭和39年度、大阪府営農地防災ダムとして採択を得て以来、8年にわたる地元交渉、実施調査を経て、昭和47年11月28日補償交渉が妥結、水没戸数79戸のほとんどが移転完了して着々と生活再建が計られている。この間、地元関係者の理解はもちろん、関係市当局の協力は絶大なものがあつた。又、工事については、昭和48年度より水没府道の付替工事からスタートし、ダム本体工事は昭和52年秋に着手して現在本体コンクリート打設を開始したところである。

石川の河川改修計画は、本ダム計画に係る防災受益地最末端に位置する金剛大橋地点より下流部において進められ、この地点より上流部は原始河川の様相を示し、豪雨時にはしばしば沿岸農地に浸水被害をもたらしている。このため、河内長野市、富田林市の関係農地542haの災害防除をダム調節によってはたすべく、防災ダム計画を樹立したものである。

2. 滝畑ダムの概要

滝畑ダム設計のための計画諸元は以下のとおりである。

イ) 目的

洪水調節、かんがい用水補給、上水道用水供給

* 大阪府理事
** 大阪府農林部耕地課
*** 大阪府滝畑ダム建設事務所

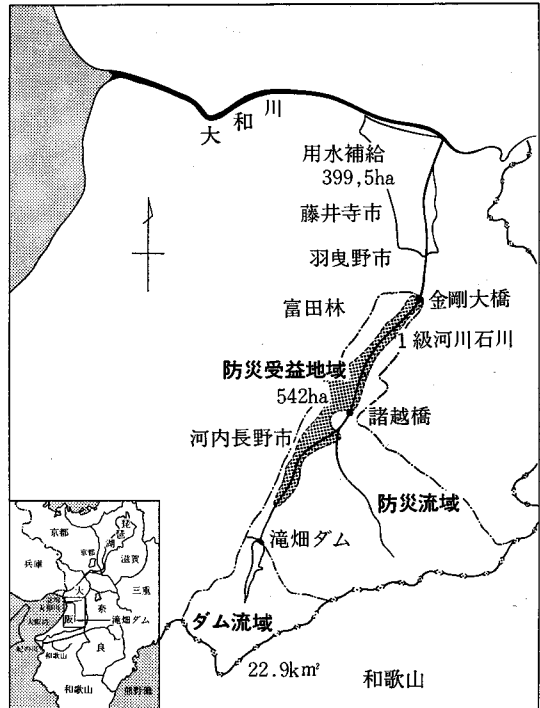


図 - 1

ロ) ダム

河川名 大和川水系 石川

ダム名 滝畑ダム

位置 大阪府河内長野市滝畑

ハ) 貯水池

流域面積 22.9ha²

湛水面積 52.3ha

総貯水量 9,340,000m³

有効貯水量 8,018,000m³

洪水調節容量 3,405,000m³

設計堆砂容量 1,322,000m³

ニ) 流量関係

ダム設計洪水量 (1/200年相当) $Q_{200}=600\text{m}^3/\text{sec}$

河川計画洪水量 (1/100年相当) $Q_{100}=240\text{m}^3/\text{sec}$

防災計画洪水量 (1/50年相当) $Q_{50}=190\text{m}^3/\text{sec}$

計画放流量 51m³/sec

ホ) 貯水池容量配分図

貯水池の水位と各流量、容量の関係を模式化して示せば下図の如くである。

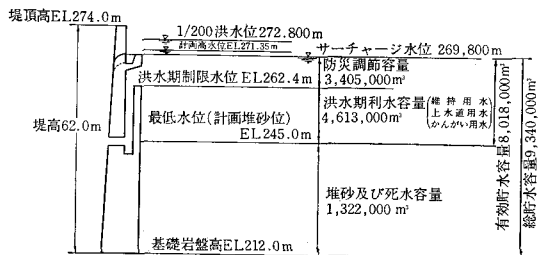


図-2 貯水池容量配分図

ヘ) 洪水吐, 減勢池流量関係

洪水吐設計流量 $Q_{200}=600\text{m}^3/\text{sec}$

常用洪水吐 (穴あき部) 最大放流能力 60m³/sec

非常用洪水吐 540ha/sec

減勢池設計流量 $Q=160\text{m}^3/\text{sec}$ (通水能力 600m³/s)

但し、 $Q=160\text{m}^3/\text{sec}$ は、河川計画洪水量 $Q_{100}=240\text{m}^3/\text{sec}$ サーチャージ時のダム流下量である。

ト) 堤体諸元

型式 曲線型重力式コンクリートダム (R=150M)

堤高 62m 堤長 102.5m 堤体積 7万m³

3. ダム形状決定のいきさつと洪水吐の位置

ダムサイトの地形は、あたかも瓢箪のくびれた位置に相当し、この地形的狭窄部の河床幅は約6mで河道長は120m程度である。この狭窄部の直下流に幅約40mの断層(仮称潮湧断層)が河床を横断している。上記の河道を中心にして右岸側尾根が左岸側の尾根よりも相対的に下流に位置するため、右岸側尾根に合わせてダム軸を下流より設定したいが、ダム軸を下流にさげると、狭窄

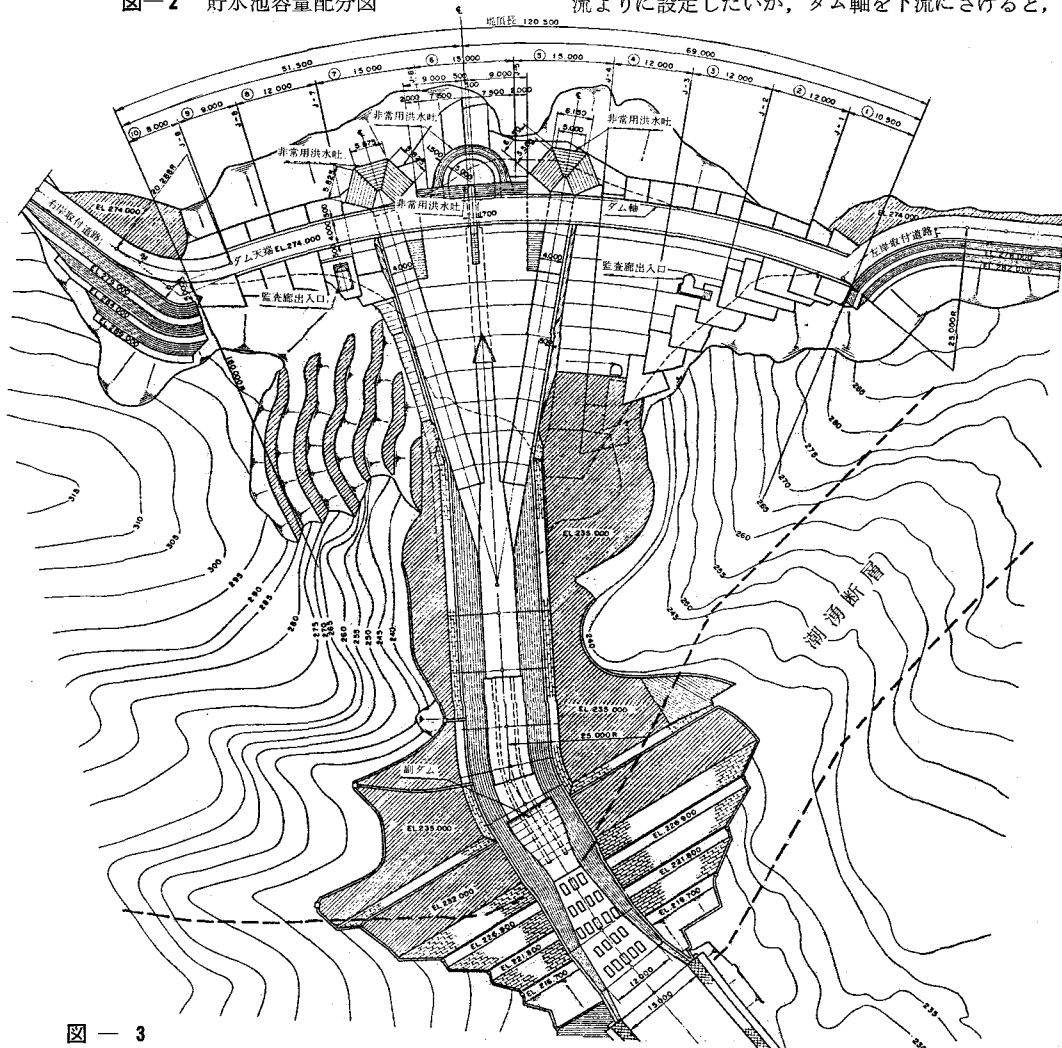


図-3

部の終端で川が大きく左に曲っているために減勢池の必要延長がとり難く、そのうえ前記潮湧断面に入り込んでしまう感がある。これらの条件を総合的に判断した結果、ダム軸に曲率(R=150m)を与えることにより、ダム両袖部を下流寄りに定着させるとともに、相対的に堤頂越流部(アーチクラウンの位置に相当)を上流寄りに設けることが出来るダム平面形状を採用することとした。以上の検討によって決定されたダム平面図は図-3に示すとおりである。

洪水吐、放流設備はゲートレスでのぞむ基本構想のもとに下記案を比較検討した結果、第1案と第3案の長所を取り入れた折衷案とし、前掲平面図に示した位置に決定した。

- 第1案 左右対象シュート洪水吐
- 第2案 ダム左岸上流側に側水路洪水吐を設け、ダム直下に跳水落下させる方式
- 第3案 ダム頂部全面越流方式
(各案の図面は省略)

4. 滝畑ダム防災計画の要旨

本ダムの防災計画は、1/50年確率24時間降雨による洪水量が、指定点金剛大橋地点、諸越橋地点の安全洪水量を上廻る流量についてダム調節し、ダムから下流金剛大橋までの石川沿岸農地および農業用施設の被災を防除する計画である。

計画基準雨量を24時間雨量としたのは、当流域の洪水流出に最も支配的な降雨分布時間を、過去の代表的な洪水資料から検討した結果、その総降雨量の約90%が24時間に降っていることから24時間雨量をもって計画することとした。また、指定点の安全洪水量は、指定点(金剛大橋、諸越橋)の現況断面通水量、ならびに防災受益地域内の「発生災害被害～観測洪水量」関係から決定した。
イ) 計画基準雨量、*計画洪水量(1/50確率)

地 点	計画基準雨量	計画洪水量	現況断面積
ダ ム	289.1%	190 m^3 /sec	
諸 越 橋	261.9%	540 m^3 /sec	392 m^3 /sec
金 剛 大 橋	251.9%	595 m^3 /sec	456 m^3 /sec

(計画基準雨量は各地点ごとのテーゼン分割による面積支配率で決定した)。

*計画洪水流量は立神の洪水流出解析によって算出した
ロ) 調節計画

地 点	計画洪水量	安全洪水量	要調節量	備 考
ダ ム	190 m^3 /sec	—	—	調節容量、3,405,000 m^3
諸 越 橋	534 m^3 /sec	395 m^3 /sec	139 m^3 /sec	94.5 km^2
金 剛 大 橋	595 m^3 /sec	460 m^3 /sec	135 m^3 /sec	109.7 km^2

ハ) 洪水調節計画

計画降雨波形(昭和47年9月16日型)による流出洪水の調節計画を図示すれば、次のとおりである。

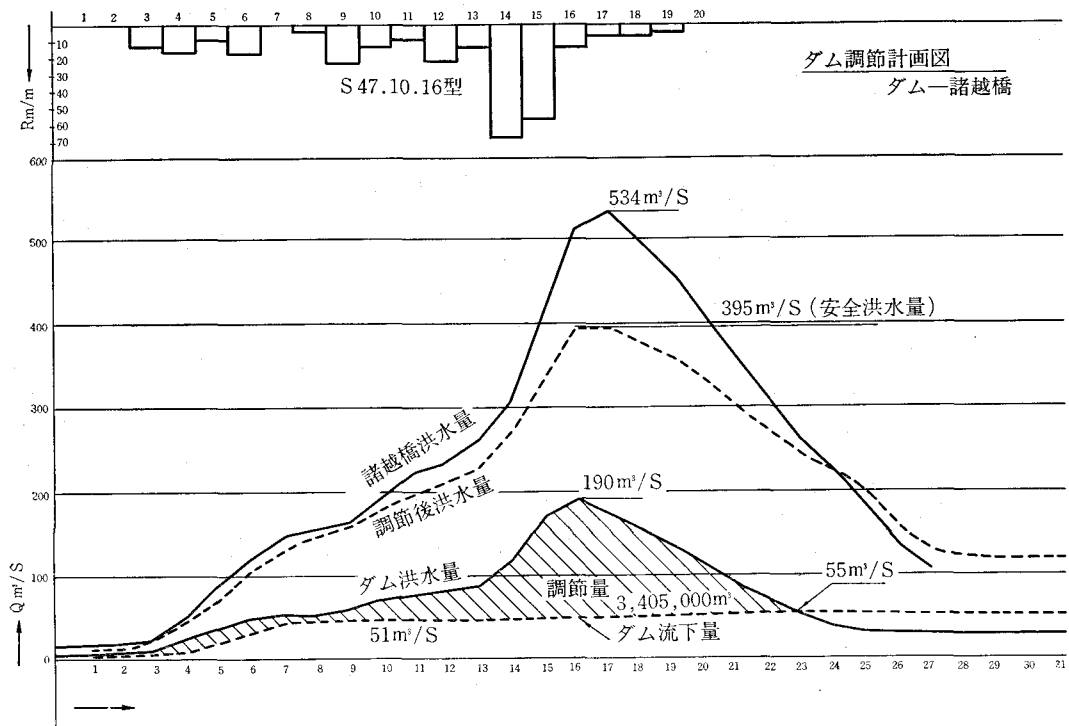


図-4 ダム調節計画図

5. 洪水吐の構造について

前にも述べたように、当ダムの洪水調節、或は、洪水吐は、ゲート・バルブによるコントロールを行なわないいわゆる“頂部自由越流、穴あきダム”とする基本方針で対処することとした。

従来の放流管呑口敷を常時満水面に設置した穴あきタイプの防災ダムでは、初期放流量が少ないため、治水容量が大きくなり、ひいては、ダム高さに影響する。これ

をさけるため放流管敷設標高を思いきって下げ、その呑口の前面に常時満水位を越流頂とする比較的堰幅の広い越流堰を設け、図-5に示すような、前面クレストとオリフィスを併用した放流装置とすることにより、洪水調節容量の節減、ならびに、放流管断面の節約をはかることが可能となった。

本放流装置では、図-6に示すような流量特性を有しており、貯水池水位が常時満水位を越えると、急速に計画放流量に近い放流を自動的になし得ることが出来る。

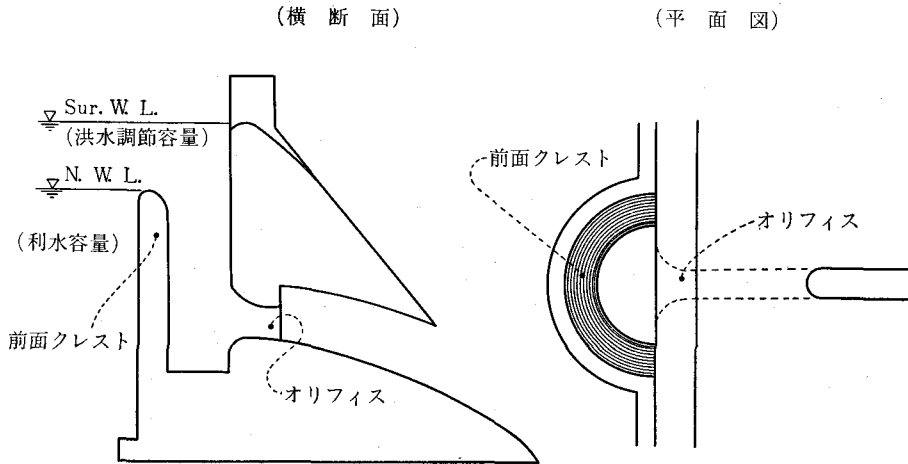


図 - 5

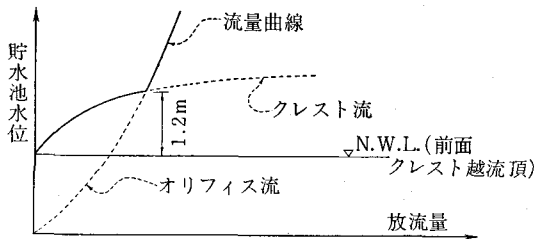


図 - 6

ちなみに、当ダムの防災計画に合わせて常時満水位 (EL. 262.4 M) に放流管を調置する構造とした場合、放流管径は 3,000mm×3,000mm となり、所要調節容量は 3,465,000m³ となった。この比較におけるダム水位～放流量曲線を図-7に示す。

防災計画洪水量を越える洪水は自由越流堰を設けて洪水を流下させることとした。一般に、自由越流量は次式により概算する。

$$Q = C \cdot B \cdot H^{3/2} \text{ (m}^3/\text{sec)}$$

C : 流量係数
 B : 越流幅 (m)
 H : 越流水深 (m)

上の式からも解るように、今、 Q 及び C を一定と考えると、ダム高さを小さくするためには、即ち、 H を小にするためには B を大きくとればよい。ゲートレスダムの場

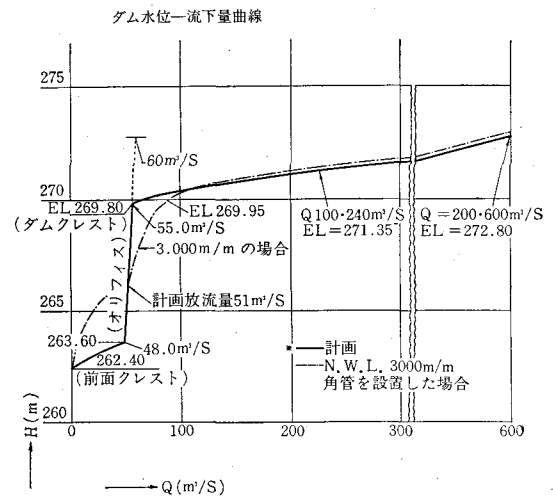


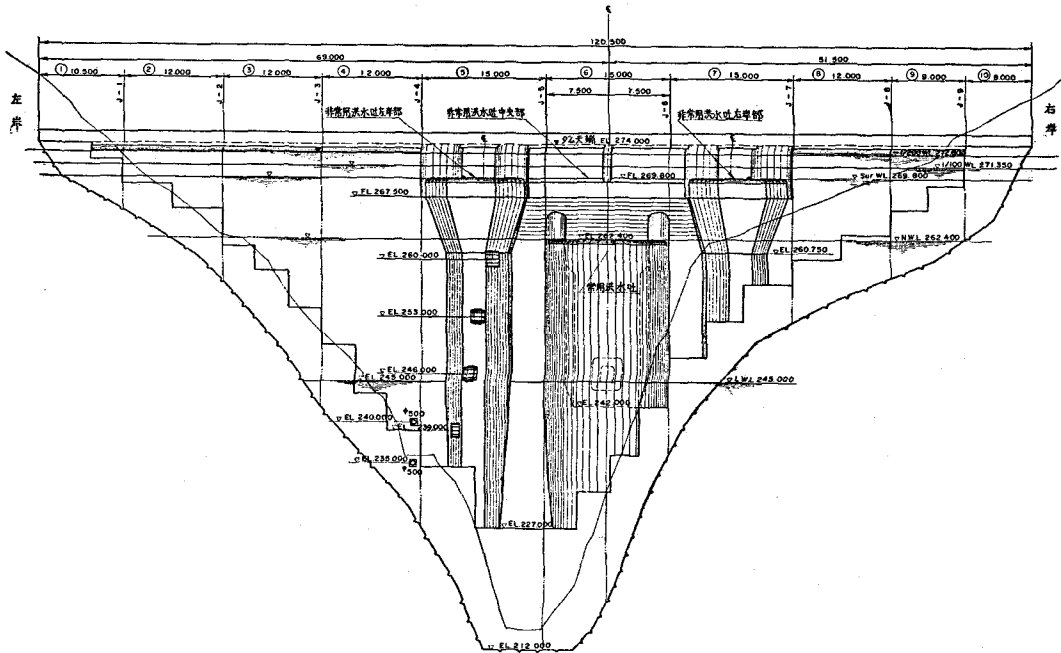
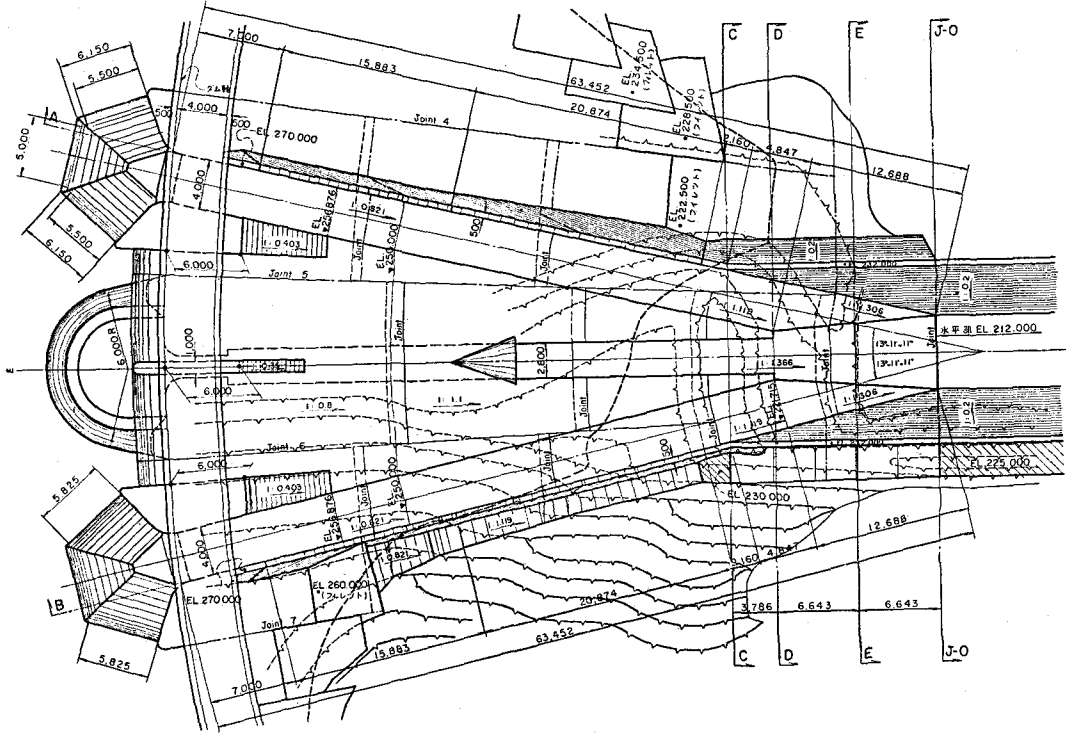
図 - 7

合、 H を大きくするとダム非越流部が高くなるため一定量 Q の放流には B を大きくとらざるを得ない。当ダムの場合、ダムサイトが地形狭狹であるため河道幅に合わせた洪水処理を行なう場合、ダム頂部のみでは B (越流幅) の必要長を満たすことが出来ないで図-8に示すように、ダム上流面に洪水吐の張出し部を設けて越流幅を十

分大きくすると同時に、下流河川幅に急縮させないような洪水吐構造を採用した。

滝畑ダムでは、この洪水吐を非常用洪水吐と称し、前述の穴あき部を常用洪水吐とした。洪水吐を流下した洪

水のダム直下流における減勢は、常用、非常用を流下した流水を合わせて減勢池に導き、図-11に示すような階段式副ダムで完全跳水をさせる方式で減勢する構造とした。



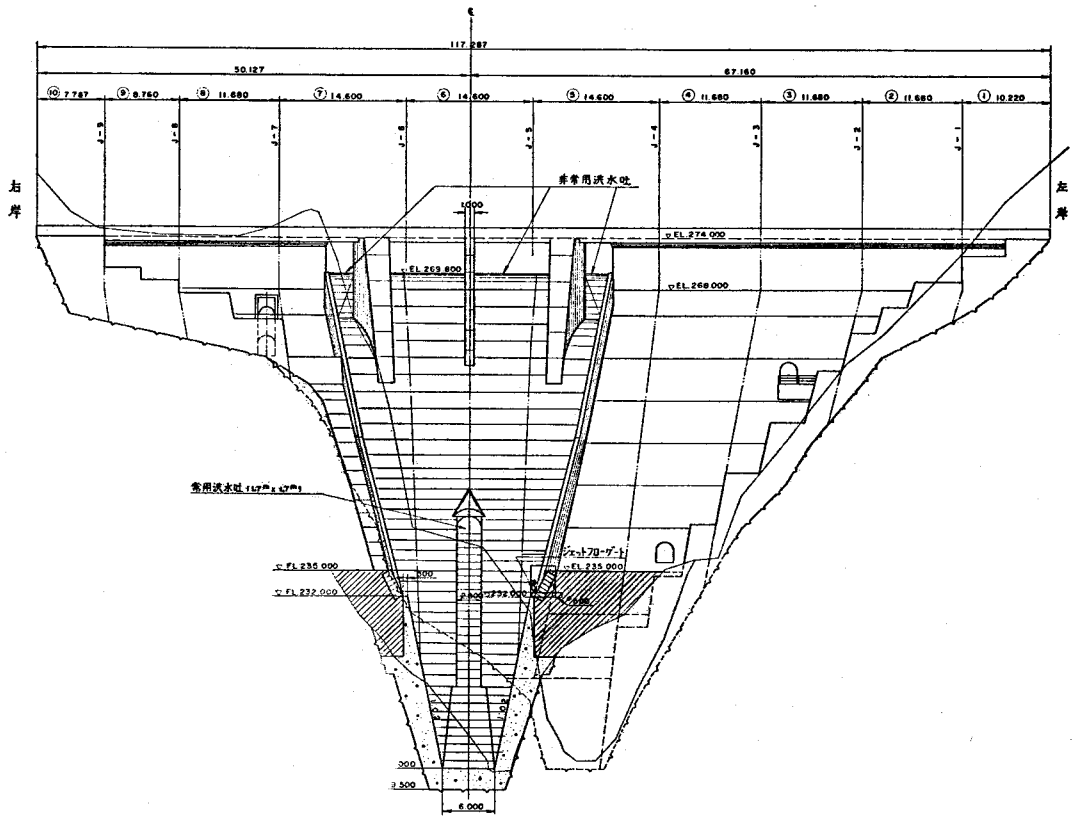


図-10 ダム下流面図

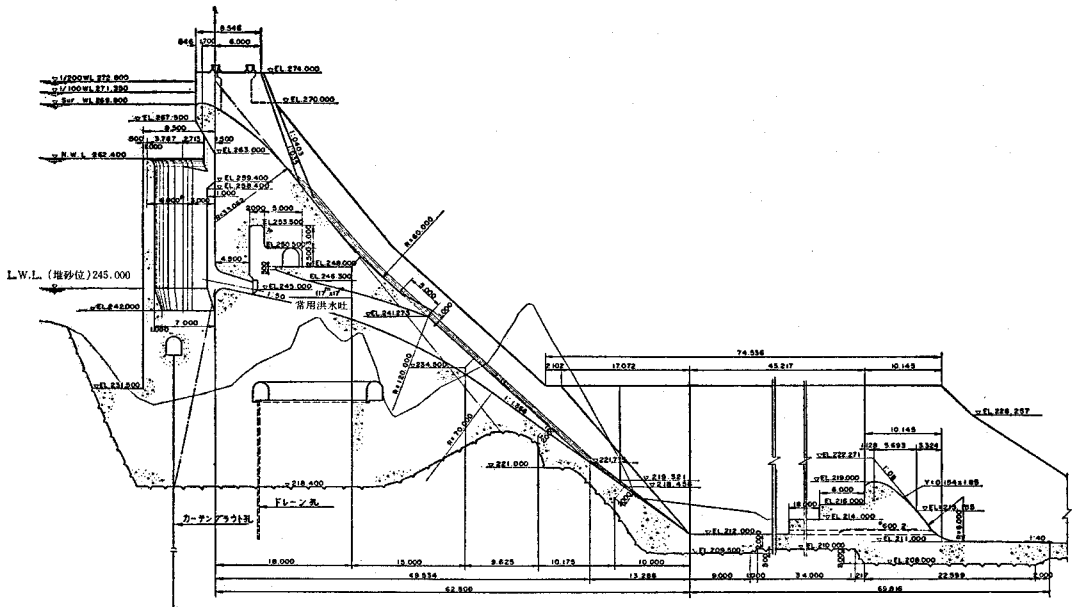


図 - 11

6. 洪水吐の水理計算

これまでに述べた洪水吐のレイアウトはかなり特異な形状を有しているため、概略設計をもとに水理模型実験を行ない、その性状を十分検討して実施設計を行うこととした。水理模型実験は京都大学農学部農業工学科（沢田研究室）に依頼して実施した。

6-1 常用洪水吐

6-1-1 前面クレスト（半円筒部）

半円筒部頂部標高……E L262.40m（常時満水位）

〃 越流長……22.5m

オリフィス出口中心標高……E L245.00m

前面クレストは洪水初期の水位上昇に対し、出来るだけ早くオリフィス効果が上がるように十分大きな半円筒断面面積を有することが必要である。

以上の条件と構造上の問題を勘案して、概ね図-5の形状を採用した。この形状での水理標型実験結果はきわめて良好で、オリフィス効果への漸変もスムーズにいき、渦の発生はおだやかであった。

6-1-2 常用洪水吐（オリフィス）の断面決定

ダム洪水調節計画の検討資料から、貯水池水位がE L266.10mの時より1時間後に、指定点諸越橋にて洪水ピークとなる。この時のダム放流可能量は $Q=51\text{m}^3/\text{sec}$ である。

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gh}$$

$$\text{より、} A = \frac{Q}{C \sqrt{2gh}}$$

$$h = \text{E L}266.10\text{m} - \text{E L}245.00\text{m} = 21.1(\text{m})$$

$$C = 0.8 \text{ と仮定し、} Q = 51\text{m}^3/\text{sec} \text{ として}$$

$$A = \frac{51}{0.8 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 21.1}} = 3.13(\text{m}^2)$$

オリフィス出口断面を a mなる正方形断面で考えると

$$a = \sqrt{3.13} = 1.77(\text{m})$$

概略設計で1.800%角管を想定した。

水理模型実験の結果、貯水池水位E L266.10m附近における流量係数は $C=0.89$ を得たので、実施設計では1.700%R付角管と決定した。

6-2 非常用洪水吐

6-2-1 ダム設計洪水量 $Q_{200}=600\text{m}^3/\text{sec}$ 放流能力の検討

非越流部天端標高……E L274.00m

越流部頂部標高……E L269.80m

クレスト越流水深……3.2m（実施設計の段階で3.0m）

W. L 273.00m での常用洪水吐からの放流量 Q_1 は $C=0.8$ の仮定のもとに概略設計すれば

$$Q_1 = 0.8 \times 3.13 \sqrt{2 \times 9.8 \times 28} \\ = 58.6 \approx 59 (\text{m}^3/\text{sec})$$

但し、 $h = 273.00\text{m} - 245.00 = 28.0(\text{m})$

従って、非常用洪水吐からの流下量 Q_2 は

$$Q_2 = Q_{200} - Q_1 = 600 - 59 = 541(\text{m}^3/\text{sec})$$

Q_2 越流時の所要越流幅 B は、越流水深3.2m、 $C=1.9$ と仮定して

$$B = \frac{Q_2}{C \cdot H^{3/2}} = \frac{541}{1.9 \times 3.2^{3/2}}$$

$$\approx 50(\text{m}) \text{ となる}$$

所要越流幅50mを中央越流部（直線部）18m、両サイド（張出し部）16m×2ヶ所=32mに配置する。水理模型実験の結果、非常用洪水吐全体（中央部及び張出し部両者を併せて）の流量係数は、図-12に示すように越流水深3.0m附近で $C=2.1$ となったので、この値を採用して再計算を行なった。即ち、ダム設計洪水位をE L272.80mと仮定し、常用洪水吐の流量係数を $C=0.89$ 、オリ

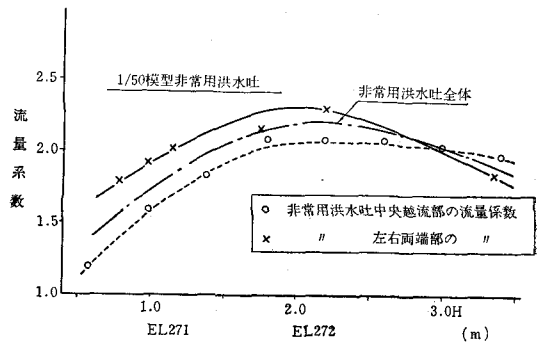


図 - 12

フィス管径を1700%角管として、

$$Q_1 = 0.89 \times 1.7^2 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 27.8} \\ = 60(\text{m}^3/\text{sec})$$

但し、 $h = \text{E L}272.80\text{m} - \text{E L}245.00\text{m} = 27.8(\text{m})$

従って、非常用洪水吐からの流下量 Q_2 は

$$Q_2 = Q_{200} - Q_1 = 600 - 60 = 540(\text{m}^3/\text{sec})$$

$$Q_2 = C \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$= 2.1 \times 50 \times 3.0^{3/2}$$

$$= 545.6(\text{m}^3/\text{sec}) > 540(\text{m}^3/\text{sec}) \dots \text{OK}$$

6-2-2 非常用洪水吐張出部の基本形状

概ね図-13のような形状を考えて、水理量の検討を行こなう。

$Q_{200}=600\text{m}^3/\text{sec}$ 流下時の張出部1ヶ所当り流量は、洪水吐全越流幅50mのうち16mを受け持つから（流量係数を同一と仮定して）

$$q = (Q_{200} - Q_1) \frac{16}{50} = (600 - 60) \times \frac{16}{50} \\ = 172.8(\text{m}^3/\text{sec})$$

今、図-13において、断面A-A'に支配断面を生じものとして、 B 及び h を決める。

$$q = C \cdot B \cdot h^{3/2} = 172.8(\text{m}^3/\text{sec}) \text{ より}$$

$$B \cdot h^{3/2} = \frac{172.8}{2.1} = 82.3(\text{但し、} C=2.1)$$

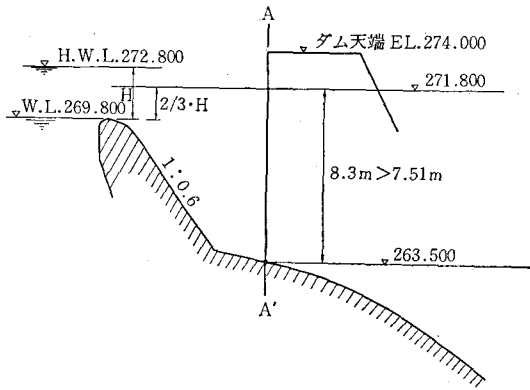


図-13 非常用洪水吐側部縦断面図

ここで、図-13のように支配断面敷高を $EL\ 263.50m$ と仮定しておく、又、張出し部を越流した後の急流部水路幅を $4.0m$ と決めれば

$$h = (82.3/4.0)^{2/3} = 7.51(m)$$

$EL\ 263.50m + 7.51m = EL\ 271.01m$ となり、上流堰(頂部 $EL\ 269.80m$)における越流水深 H の $2/3$ の水位 $EL\ 271.80m$ を越えないことから、堰は潜没しないといえる。水理模型実験にかかるまで、この様な張出し堰に大きな流量が越流する場合、張出し堰の特長が失われ意図するほどクレストの周長沿いに流下せず、むしろ急

流部水路幅に支配されると懸念されたが、実験の結果それは危惧にすぎなかった。流況観察によれば、張出し越流部を越流した流れは三方向より中央に集まり一度ジャンプするが、すぐ射流に移行し導流壁を越すものはなかった。また、減勢池へ導く斜面に沿う流れはきわめてスムーズであった。なお、非常用洪水吐の中央越流部と張出し部それぞれの流量係数測定結果は図-12のとおりである。

洪水吐を流下した流水は減勢池に導き、ここで減勢して下流河川へ流下させる。減勢池内跳水は本来短区間で完全跳水させることが望ましい、本ダムの場合、減勢池直下流には河川を横断する断層破碎帯が存在するため、減勢池の長さが制限される。従って何らかの減勢構造物を設けて完全跳水させる必要がある。

7. 減勢工の検討

副ダムを取りはずした模型で設計流量 ($Q = 160m^3/sec$) を流し、減勢池最上流端の射流水深を測定し、次式を用いて跳水後の水深 h_2 を計算した。

$$h_2/h_1 = 1/2 (\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1)$$

$$F_{r1} : \text{跳水前のフルード数}(v_1 / \sqrt{gh_1})$$

$$h_1 \text{ の測定値} : 0.87 (m)$$

h_2 から自然跳水の場合の減勢池必要長を $L = 4.5h_2$ から

$$Q = 160m^3/sec$$

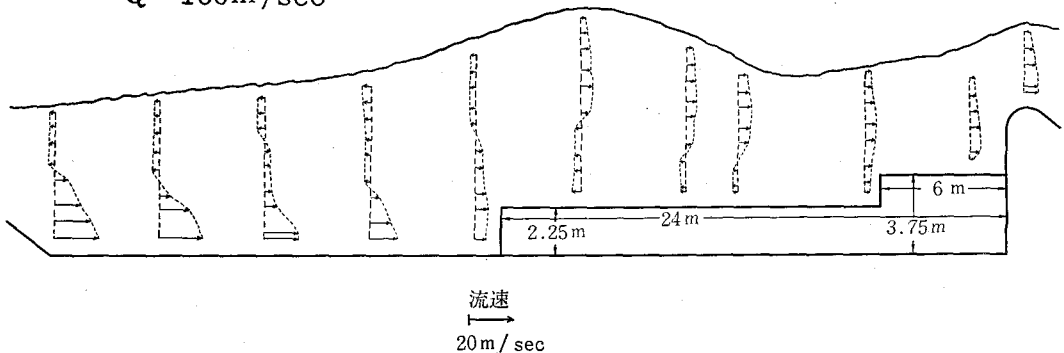


図 - 14

求めると $54.5m$ となり、現地条件からとり得る減勢池長さは $45.2m$ で、この必要長さの 83% にすぎない、このため減勢工による強制跳水によって跳水長さの短縮を図るべくステップ式減勢池を主眼において、そのステップ高或は各段のステップ長を種々トライアルして流況及び流速を測定すると同時に動水圧の測定とその振動特性を検討した結果、最終的に図-11に示すように、現地条件に適応した減勢池構造とすることが出来た。また、この実験結果を図示すれば図-14, 15の如くである。

8. おわりに

ダムによる洪水調節は、さまざまなパターンがあり、

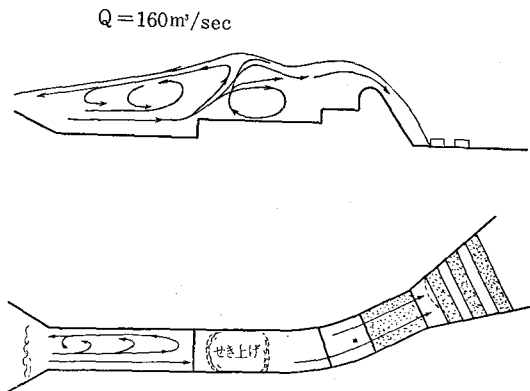
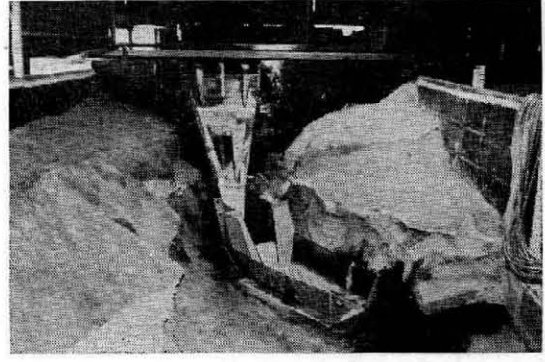
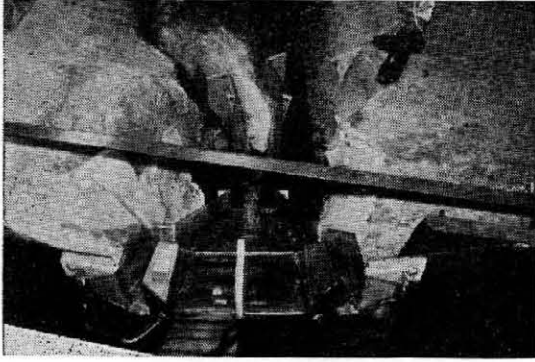


図 - 15

複雑な要素をからめて各ダム毎にその立地条件に最も適した方策が用いられるところであるが、河川計画側と協調して立案した農業側防災ダムの一つの例として、滝畑ダム洪水吐構造を主体に報告した次第である。

本ダムの洪水吐、及び、それに接続する減勢工の構造は、主として地形的な制約から特異な形状を採らざるを

得なかった事情から、その形状決定にあたって水理模型実験のはたした役割は非常に大きく、また、工事担当者として施工に自信が持てたことは、ひとえに、実験を担当して下さった京都大学農学部沢田教授はじめ関係各位のお力添えのたまものと、誌上を借りて、あつく御礼申し上げます。



印旛沼堤防における軟弱地盤の設計施工に対する考察

佐藤典夫*

目 次

はしがき……………(21)

1. 印旛沼開発事業の概要……………(21)

2. 築堤工事の概要……………(21)

3. 基礎地盤の現況……………(25)

4. 沈下状況と強度増加の考察……………(27)

5. 圧密諸定数の変化……………(32)

むすび……………(32)

はしがき

印旛沼の開発は軟弱地盤との闘いであった。工事終了後既に10年になるが、当時は、軟弱地盤の設計では未知の分野も多く、推測により判断を行なったことも多い。なかでも築堤工事は、比較的短期間に高い盛土を完成したので、設計や施工に大きな困難があった。今回は、完成後10年目の区切りとして、基礎地盤の調査を行ない、その変化状況を知ると共に、当初設計の考え方が妥当であったか等について検討を加えたものであり、今後の設計資料を得ることが目的である。なお、築堤工事の関連から、基礎地盤状況や施工法、開発事業の概要等も併せて紹介したい。

1. 印旛沼開発事業の概要

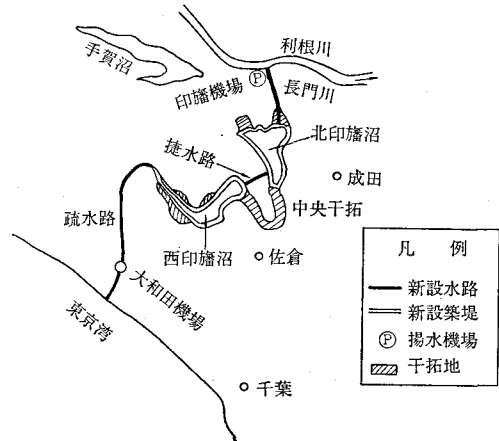
(1) 開発の目的・歴史

この事業は、昔から利根川の洪水が印旛沼に逆流し、周辺が大きな被害を受けていたので、これを防止するための治水計画と、農地造成を目的とした干拓、また最近需要の多い都市用水の供給などの利水計画を併せ目的としている。開発の歴史は古く、天慶年間(940年頃)からと伝えられ、江戸時代には大々的な工事が行なわれたが、いずれも軟弱地盤の被害にあい失敗したと記されている。

戦後は農林省の直轄事業であったが、都市用水問題が大きくなった昭和38年から多目的事業となり、水資源開発公団に引継がれ、44年3月に完工を見たものである。

(2) 計画の概要

(i) 排水計画……洪水量約 200 m^3/sec の半分は利根川に、半分は東京湾に排除するもので、西印旛沼系は疏水路を通じて 120 m^3/sec 北印旛沼系は長門川を通じて 90 m^3/sec である。新設水路延長は、疏水路 19.6km、捷水路 4.3km、長門川 5.5km である。主な排水機場は、利根川に排水する印旛機場(Q=92 m^3/sec)、東京湾に排水する大和田機場(Q=120 m^3/sec)がある。その他大



図一 計画の概要

小の機場は22ヶ所である。(図一参照)

(ii) 利水計画……既耕地 58,00ha、干拓地 930ha に用水を供給するもので、用水量は 13 m^3/sec である。これに要する機場は、41ヶ所である。都市用水は、千葉市に工業用水を 8.3 m^3/sec 、上水道用水を 3.2 m^3/sec 送っている。

(iii) 干拓計画……中央干拓を主に沼周辺を干拓したもので、その面積は 1,400ha である。

(iv) 築堤計画……両印旛沼を堤防で囲い、洪水調節と貯水量の増加を計ったもので、その延長は 38km、そのうち軟弱地盤は約 20km である。

2. 築堤工事の概要

(1) 基礎地盤の状況

沖積粘土層は、深い所で 30m を越えるが、平均 20m 位である。土性は所により相違はあるが、標準的な数値は次のようなものである。

含水比 (%)	単位重量 (t/m ³)	qu 値 (t/m ²)
100~180	1.2~1.2	1.0~2.0

平均的な地盤強度は、 $C=0.70+0.085Z$ (t/m²) 位である。(図一参照)、場所により層厚も強度も異なるので、その都度堤防断面の検討を行なっているが、種類は

* 水資源開発公団試験所

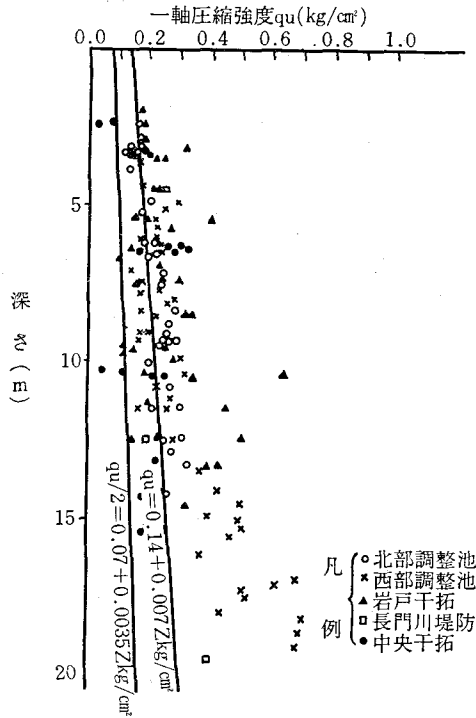


図-2 深さと一軸圧縮強さの関係

約30を数えている。

(2) 堤防断面の設計

地盤強度と層厚から、区間を分類して検討を行なった。

① 基本的な考え方

- ① 抑え盛土型式とする。堤幅は、砂質土で30m、粘性土では50~150mと変化している。

② 地盤改良や置換は、経済的な面から原則として行なわない。比較的短期間なので、強度増加は考えない。

③ 沈下は長期(20~30年)にわたるので、沈下分は「かさ上げ盛土」で処理する。

④ 施工中の安全率は1.20を確保する。

⑤ 沈下計算は次式による。

$$\text{沈下量} = S = \frac{C_c \cdot H}{1 + e_0} \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (\text{m})$$

ただし、 C_c : 圧縮指数 P_0 : 先行荷重 (t/m^2)

e_0 : 初期間隙比 ΔP : 増加応力 (t/m^2)

H : 圧密層厚

沈下計算式は他にもあるが、正規圧密の条件では比較的よく利用されているので本式を用いた。

⑥ 初期の塑性沈下は0.30~0.50mとした。

⑦ ΔP の算出はオスターバーク法による。

⑧ 圧密諸係数は全層の平均値とし、両面排水とした。

⑨ 安定計算は「円弧すべり面法」による。(図-3参照)

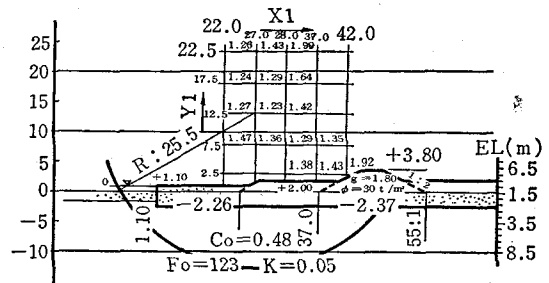


図-3 西部堤防安定計算図

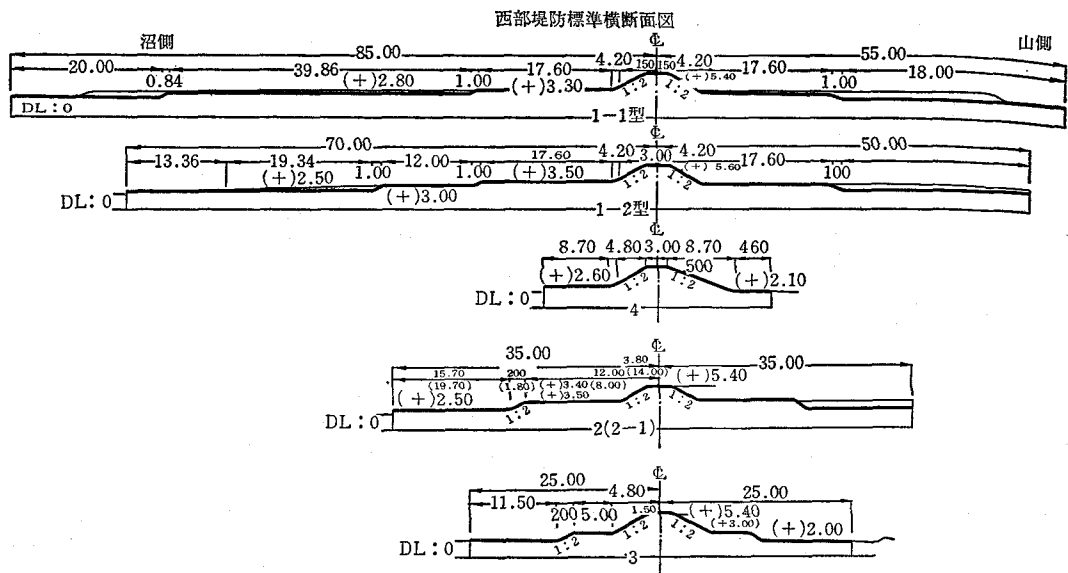


図-4 堤防標準断面図

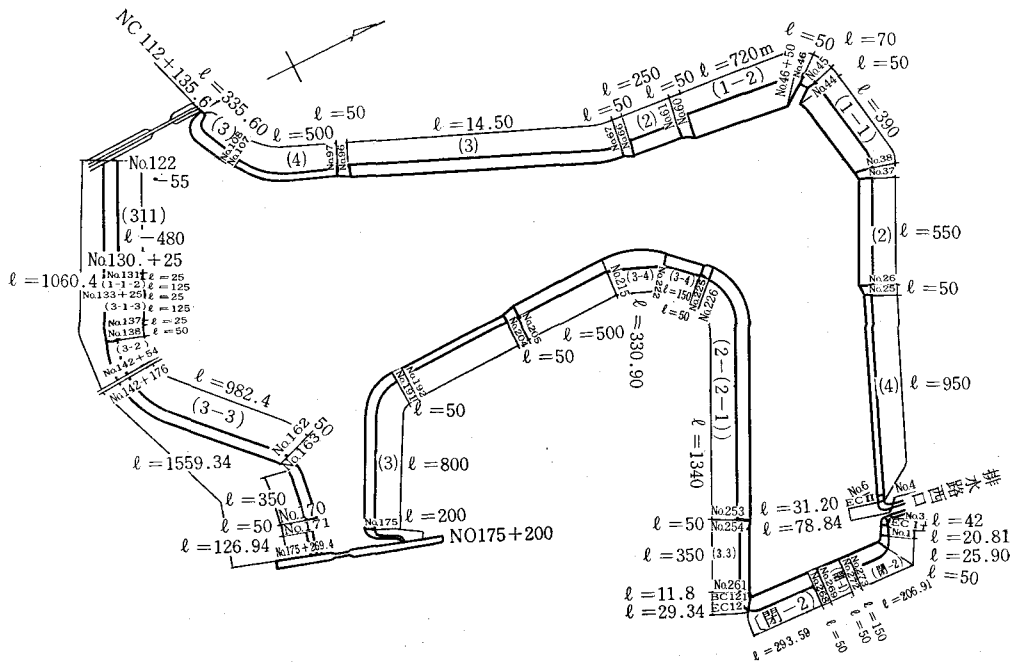


図-5 西部池堤防平面図

地盤強度は $qu/2$ 値とし、 $\phi=0$ とした。

② 断面の決定

断面の一部を図-4に、堤防の平面形状を図-5に、また、断面計算に用いた諸条件を表-1とし、いづれも西部堤防の例について示す。

(3) 堤防の施工

① 盛土工法

急激な荷荷は「すべり破壊」を起こすので、盛土は数段階(1次~4次等)に分けて施工した。各段階の圧密期間はおよそ1ヶ月である。この状況を図-6に示す。

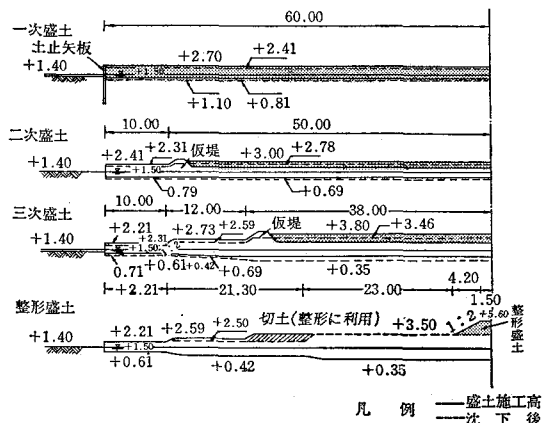


図-6 北部堤防施工段階図

施工機械は、軟弱地盤に均等に盛立が可能なポンプ船を使用した。1,200PS級を筆頭に、750, 350, 250, 100 PS

等10隻余りが稼働した。盛土用土は、疏水路の掘削土の利用と、利根川や沼内から求めた。その量は886万立方メートルにもおよんだ。水路掘削土の送泥距離は10kmを越える場合もあるので、途中で加圧ポンプを4~5台設置した。このような長距離送泥は当時では新工法であった。

② 施工管理

a) 盛土の締固め度について

基礎の支持力が無いので重機による転圧は行わず、ポンプ船による水締め施工の形となった。整形盛土はD値の80%を目標とした。(D値=最大乾燥密度)

b) 次段階の施工について

沈下板により沈下状況を把握し、 \sqrt{t} 法で整理し圧密度を求め、またサウンディングにより強度を確認してから施工した。舗装時の圧密度は80%以上を原則とした。

(4) 問題点

① 沈下状況(理論値と実測値について)

盛土当初の塑性沈下が予想以上に大きく、1.0mにも達した所もあり、土量の増加となった。初期の圧密沈下は理論値より一般に大きい値となり、実態に合わせて補正した。図-7に相違の一例を示す。

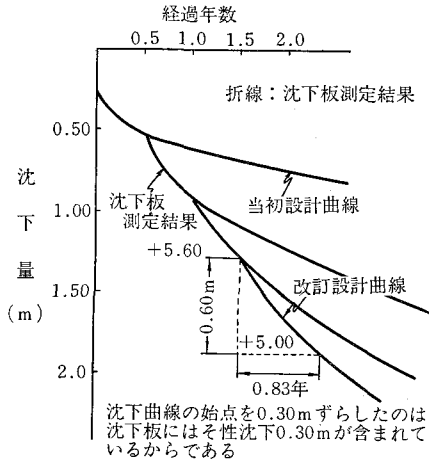
② すべり破壊(原因と対策について)

施工管理が十分であっても、施工中に10ヶ所余の「すべり破壊」が生じた。その主な原因は、

- 予期し得ない軟弱なヶ所があったこと、
- 予想以上に沈下が多く、盛土が厚くなったこと、等である。地盤強度は設計値より1/2程度も小さい所があ

表-1 西部調整池堤防断面総括表

型	測点	軟弱層厚 (m)	地盤 Y. P(m)	ボーリング番号	粘着力C(t/m ²)	先行荷重 (P ₀ kg/ cm ²)	圧縮 指数 C _c	圧密係数 C _v (cm ² /sec)	間キ ゲ比 e ₀	堤防幅 (m)	堤防 標高 Y. P(m)	安全率 S・F
4	No. 0~25	0	+1.3		砂地盤					30	+5.00	1.30
2	No. 25~37	23	+1.3		0.6+0.05Z	0.53	1.4	2.0 × 10 ⁻⁸	2.8	70	+5.40	1.26
1-1	No. 37~45	25	+1.5		0.4+0.05Z	0.45	1.5	2.0 × 10 ⁻⁸	3.0	140	+5.40	1.40
1-2	No. 46~61	25	+1.5		0.7+0.02Z	0.45	1.5	2.0 × 10 ⁻⁸	3.0	120	+5.60	1.30
2	No. 61~66+10	23	+1.5		0.48+0.05Z	0.53	1.4	2.0 × 10 ⁻⁸	2.8	70	+5.40	1.23
3	No. 66+10~97	砂 6.5m 21	+1.3	Boring No. 108	0.5+0.24Z	0.80	1.25	2.09 × 10 ⁻⁸	3.7	50	+5.50	
4	No. 97~107	0			砂地盤				3	30	+5.00	
3	No. 107~112+12421	砂 6.5m 21	+1.3	Boring No. 108	0.5+0.24Z	0.80	1.25	2.09 × 10 ⁻⁸	3.7	50	+5.50	
3-1	No. 120+45~138	15	+2.2	No. 132 データ File 1	0~6m 0.9 6m~0.9+0.2Z	0.30	1.30	2.1 × 10 ⁻⁸	4.0	50	+5.40	1.29
3-2	No. 133~144	6	+2.2		1.9	0.40	1.00	2.3 × 10 ⁻⁸	2.7	50	+5.30	
3-3	No. 144~162	2	+2.0		砂質地盤					50	+5.00	
3-2	No. 162~169	6	+2.0		1.9	0.40	1.00	2.3 × 10 ⁻⁸	2.7	50	+5.30	
3-3	No. 169~173	2	+2.0		砂質地盤					50	+5.00	
3	No. 173~192	砂 6.5m 21	+1.3	Boring No. 108	0.5+0.24Z	0.80	1.25	2.09 × 10 ⁻⁸	3.7	50	+5.50	
4	No. 192~204	0			砂地盤					30	+5.00	
3-4	No. 204~225	21	+1.5		0~2 2.0 2~8 1.15	0.45	1.00	2.8 × 10 ⁻⁸	2.7	50	+5.40	1.24
2-1	No. 225~253	24	+1.8	No. 235 データ Foil 5	8~1.15+0.2Z 1.3+0.09Z	0.60	1.00	2.6 × 10 ⁻⁸	2.7	70	+5.40	1.61
3-3	No. 253~261	2	+2.0		砂質地盤					50	+5.00	
取付	No. 261~277+25.6	25	+1.7		0.6+0.05Z	0.53	1.40	2.0 × 10 ⁻⁸	2.8	60	+5.40	1.30



図一七 北部堤防沈下板測定結果及び設計沈下曲線

り、特に「みお筋」に多く見られたこと、また横断的にも変化があったこと等があげられる。

対策としては、種々の条件を考慮し次のように行なった。

- 抑え盛土の幅を広くする。
- 地盤改良を施工する。(サンドドレーン等)
- 中心線を地盤条件のよい方に移動する。

3. 基礎地盤の現況

(1) 概況

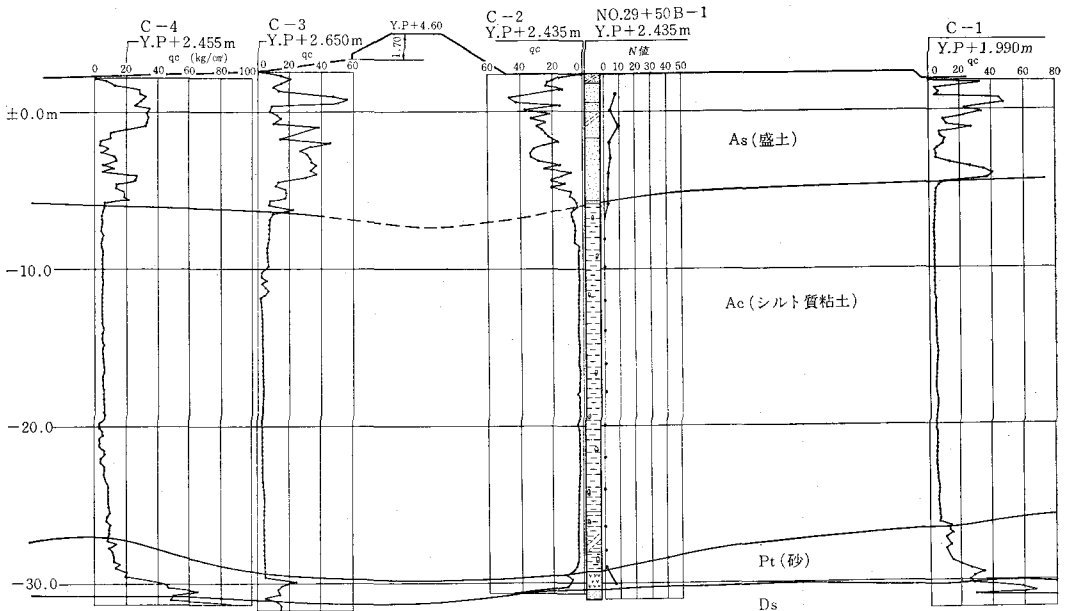
地盤状況の調査については、45年に第1回の「かさ上げ盛土」を行なうこともあって実施しているが、今回は

「圧密進行と強度増加の関係」を知る目的で行なった。調査地点は5ヶ所を選定している。(図一八参照)

選定の基準は、大体その地区の代表的条件を備えており、施工中に苦勞した地点である。No. 3は地盤改良の実施点である。各地点ともボーリングは堤防法先で1ヶ所、サウンディングはオランダ式を用い1断面4ヶ所ずつ実施した。その状況は、代表例として、No. 29+50, No. 134を図一9, 10に示す。その他はほぼNo. 134に類似している。No. 29+50は置換工法を行なっているの

表一2 強度変化の概要(粘着力Cの値)

測点	層の位置	39年	45年	53年
No. 3	表層	0.5t/m ²	1.5t/m ²	3.0t/m ²
	中層	1.0	1.5	1.8
	下層	1.5	1.5	2.5
No. 10	表層	0.5	0.9	1.5
	中層	0.7	0.8	1.0
	下層	0.8	1.0	2.0
No.29+50	表層	1.0	1.5	3.0
	中層	0.8	0.8	1.5
	下層	1.5	1.5	3.5
No. 80	表層	0.7	1.3	1.8
	中層	0.7	1.0	2.0
	下層	1.0	1.0	1.5
No. 134	表層	0.7	1.2	2.0
	中層	0.5	0.7	1.0
	下層	1.0	1.7	1.8



図一九 No. 29+50 地点土質想定断面図



図-8 調査位置図

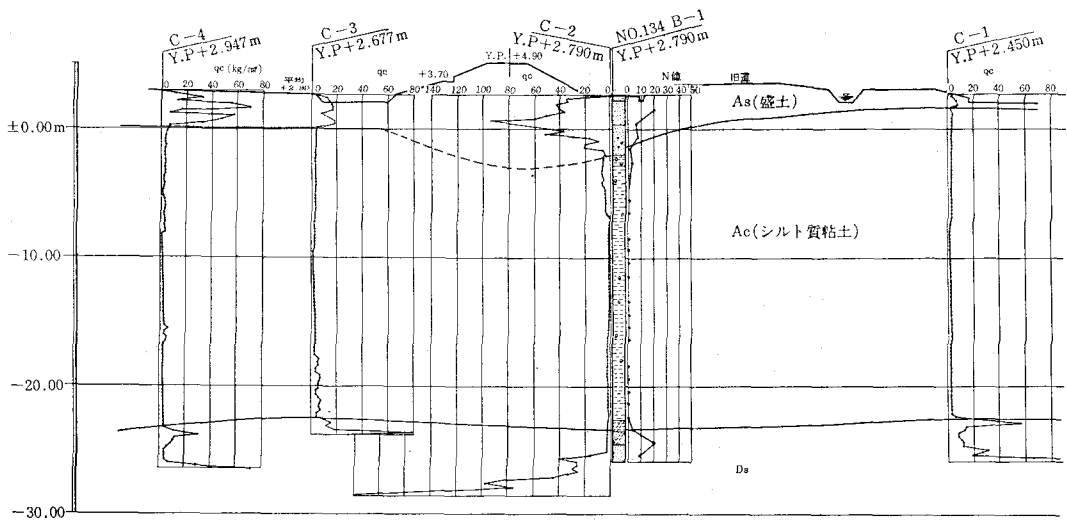


図-10 No.134 地点土質想定断面図

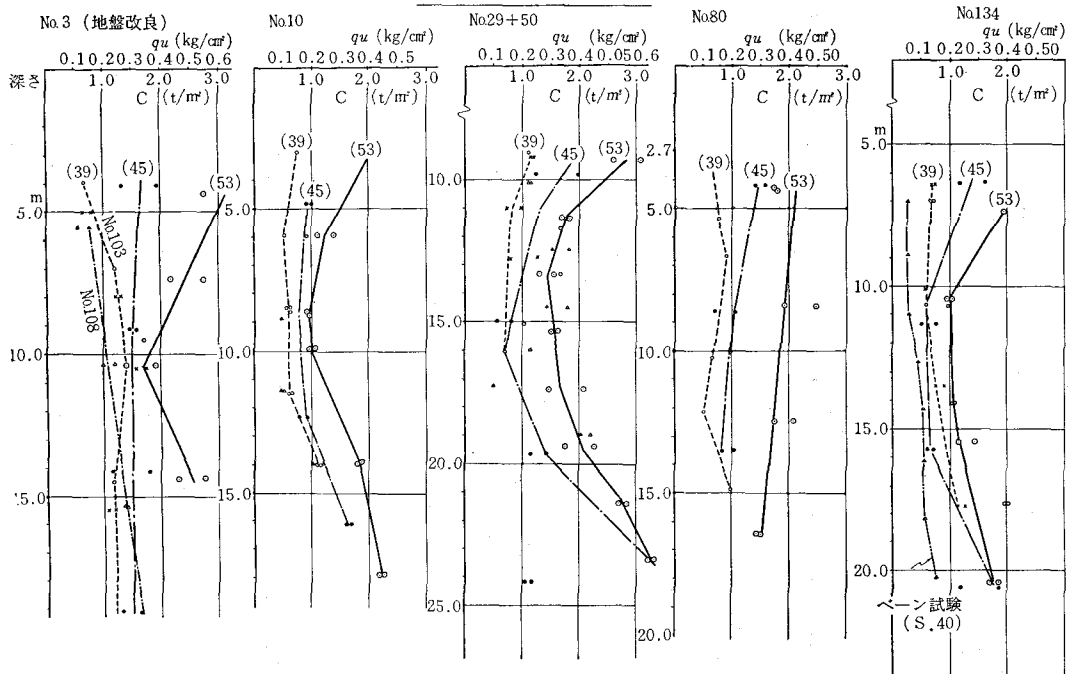


図-11 地盤強度増加状況

で、他の地点より盛土厚は大きい。

(2) 地盤強度の状況

地盤強度の変化について図-11および表-2に示す。各点で相違があり、一概にはいえないが、40年と53年の比では、表層で約3倍、中下層では約2倍となっている。40年と45年の比では、表層で1.5倍、中下層ではほとんど変わっていない。強度増加は、載荷重の大小や土性によって異なるもので、その点毎に詳細な沈下計算や強度増加の計算を行なって検討する必要がある。今回は比

較的傾向のよく表われている No.134, No.29+50 の2地点について検討してみた。2地点とも最終的に締切った堤防であり、急速に載荷している特徴がある。

4. 沈下状況と強度増加の考察 (No.134地点)

(1) 沈下状況の検討

土質状況は、軟弱層厚が25.0mであり、層の中央部における諸数値は図に見るようなものである。

載荷段階を次に示す。(図-13)

	1次	2次	3次	整形
幅	100m	80	50	10
高Y.P+	2.50	3.50	4.00	5.40
時期	40年1月	41.1	42.1	43.1

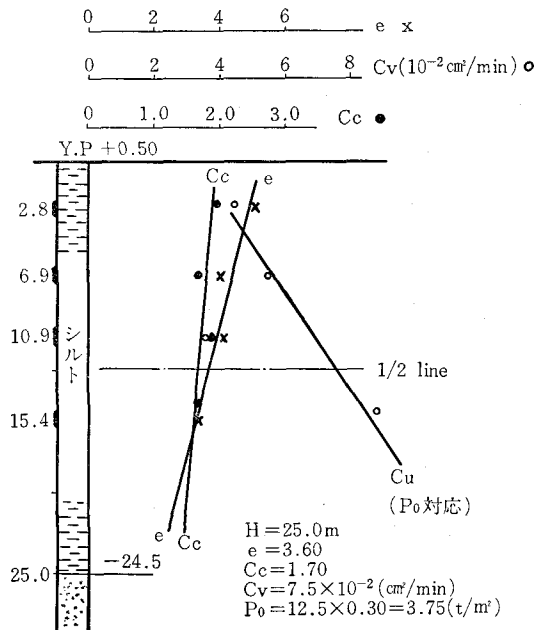


図-12 土質条件

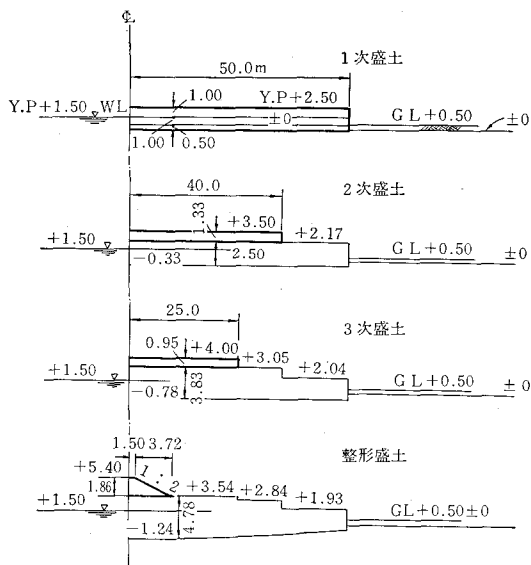


図-13 载荷段階図

(a) 1次盛土の沈下計算

$$\text{载荷重 (q)} = 1.00 \times 1.8 + 1.00 \times 0.8 + 0.50 \times (0.8 - 0.3) = 2.85 \text{ t/m}^2$$

$$\text{地中応力 (}\Delta P\text{)} = 2.85 \times 1.00 = 2.85 \text{ t/m}^2$$

$$\text{沈下量 (S)} = \frac{1.75 \times 25.0}{1 + 3.60} \log \frac{3.75 + 2.85}{3.75} = 2.27 \text{ m}$$

$$\text{時間係数 (T)} = \frac{7.5 \times 10^{-2} \times 5.26 \times 10^5}{(1,250)^2} = 2.53 \times 10^{-2}$$

沈下経過

経過時間 t (年)	時間係数 T	圧密度 u (%)	沈下量	
			S (m)	S' (m)
1	0.0253	18	0.41	0.33
2	0.0506	25	0.57	0.46
3	0.0759	31	0.70	0.57
5	0.1265	40	0.91	0.74
8	0.2024	50	1.14	0.93

ただし、S'は水没補正を行なった場合

(b) 2次盛土以降の沈下計算

$$\text{2次} \dots \Delta P = 1.33 \times 0.98 = 2.35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{2次} \dots S = \frac{1.70 \times 24.17}{1 + 3.45} \log \frac{4.15 + 2.35}{4.15} = 1.80 \text{ m}$$

3次以降の計算は省略し、結果を次に示す。

種別	盛土	2次	3次	整形
盛土厚 (m)		1.33	0.95	1.86
ΔP (t/m ²)		2.35	1.59	0.87
S (m)		1.80	1.16	0.61

沈下曲線を図-14に示す。

(c) 実測沈下曲線との比較 (図-15)

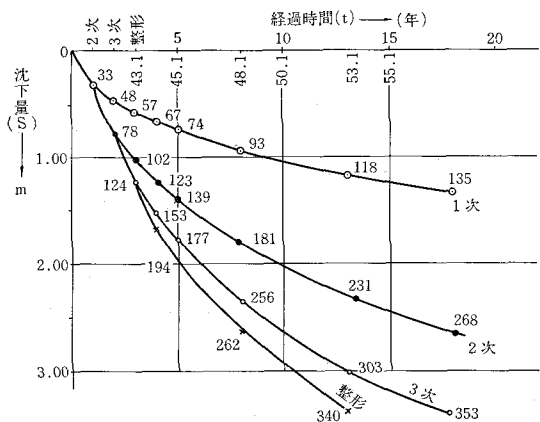


図-14 沈下曲線

実測曲線を実線で、計算曲線を端線で示す。圧密係数 C_v を 0.75, 0.070, の 2 種について計算した結果を示したが、どちらかといえば 0.070 が実測に近いようである。しかしその差はわずかなので、実用的には、当初決定した値でよい。実測曲線は「かさ上げ盛土」を含むので、曲線が波状になっている。「かさ上げ」の影響については、1次~整形の厚さに比べわづ

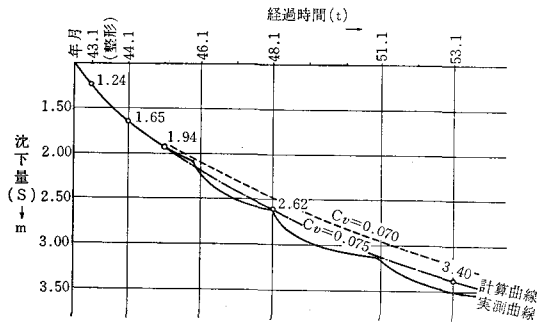


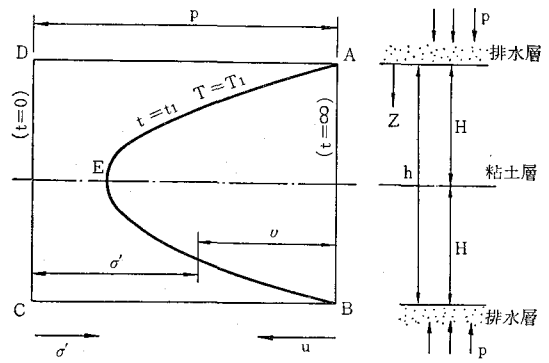
図-15 沈下曲線の比較

かなので、全体の傾向を把握する場合は無視してもよいように思われる。

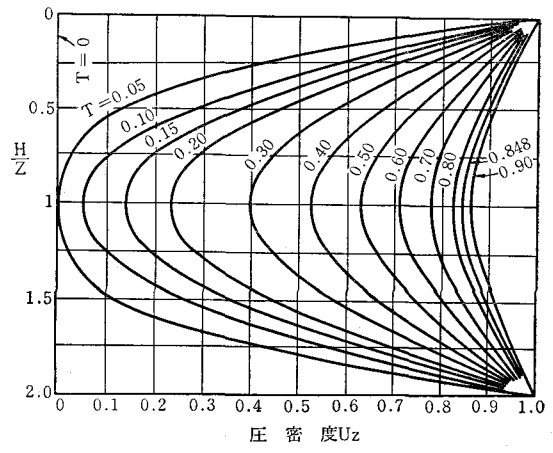
(2) 強度増加状況の検討

圧密の進行状態は、両面排水の条件であれば、図-16のように進行する。この曲線は時間係数(T)と深さの関係で示されている。いま、この関係から、1次盛土に対する強度増加を求めると図-17のようになる。図の㉑は、5年後と13年後の圧密度(u)を、 $T=0.126, 0.329$ の関係から示したものであり、㉒は深さ方向の増加応力(ΔP)を表わし、㉓は増加強度(ΔC)を増加係数(α)=0.3の場合について示している。㉔は(α)=0.2の場合の増加強度を求めたものであり、 $\Delta C = \Delta p \cdot \alpha \cdot u$ 式による。

同様に、2次、3次、整形の各々について増加強度を求めると、図-18のようになる。この結果を施工前



(a) 間ゲキ排水層の深度分布



(b) 圧密等時線

図-16 圧密の進行状態

No.134強度増化の傾向

		t	T	
1次盛土	$g = 2.20t/m^2$	S 45	5	0.126
	$H = 2.50m$	S 53	13	0.329

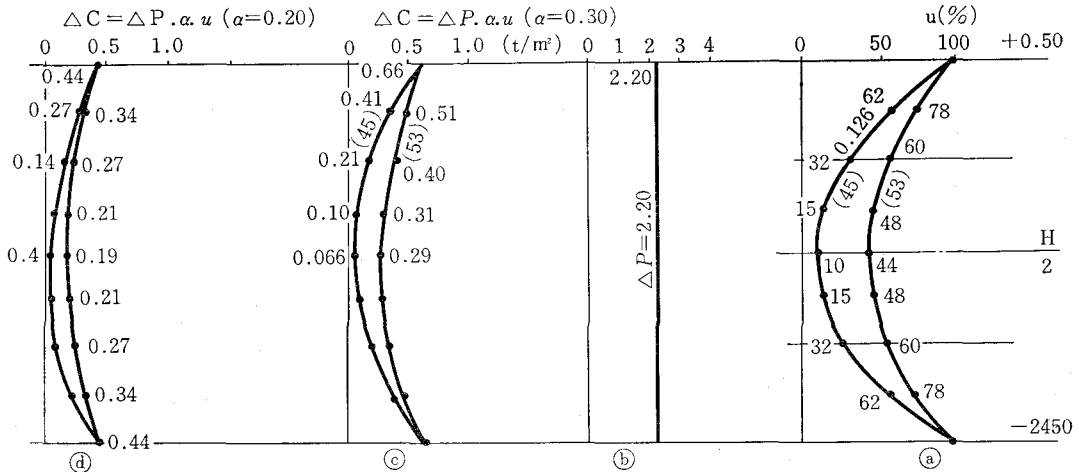
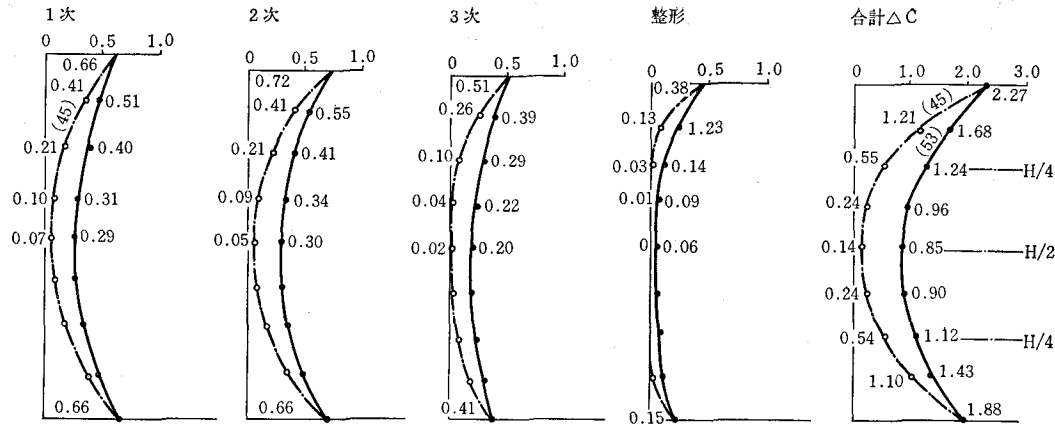


図-17 1次盛土の強度増加

($\alpha=0.30$ の場合)



($\alpha=0.20$ の場合)

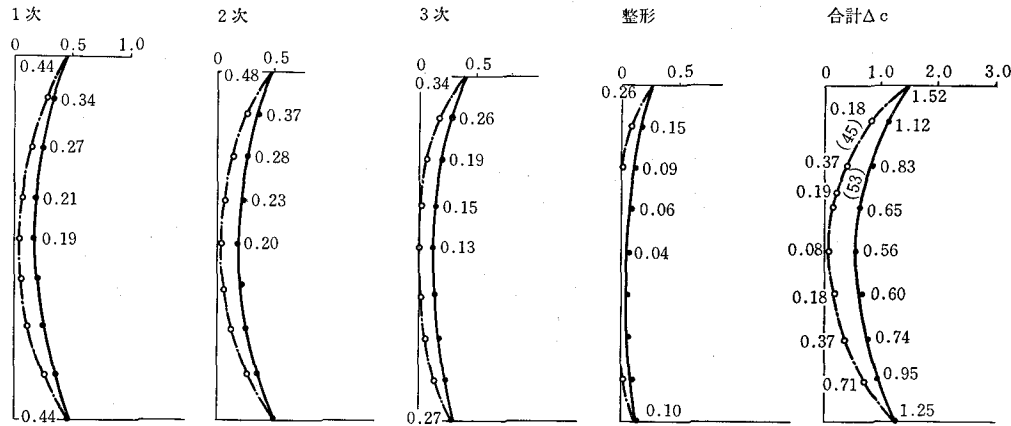


図-18 増加強度の算定

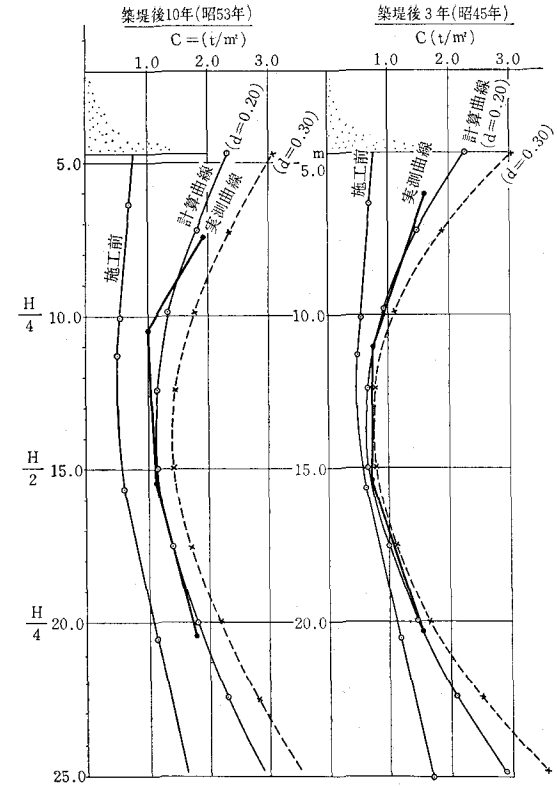


図-19 築堤後の地盤強度状況 No.134

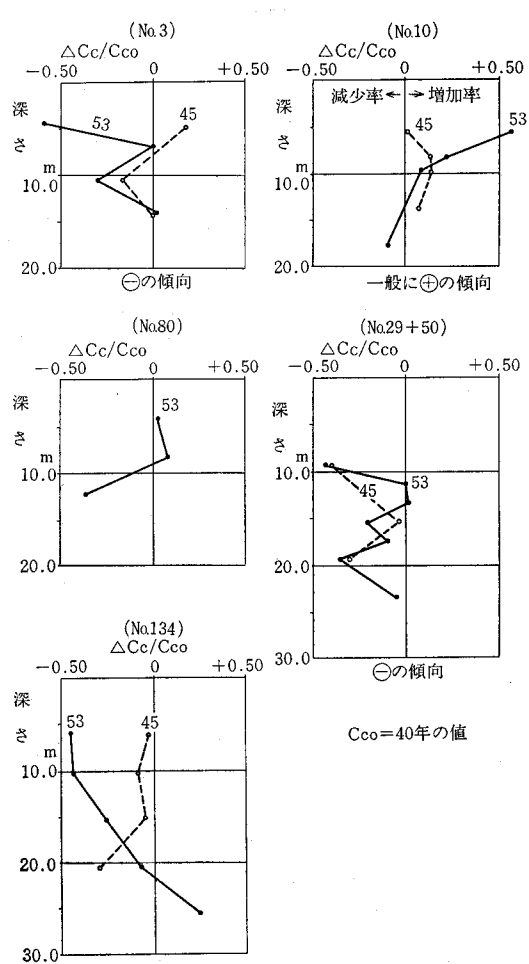


図-20 C_c の変化率

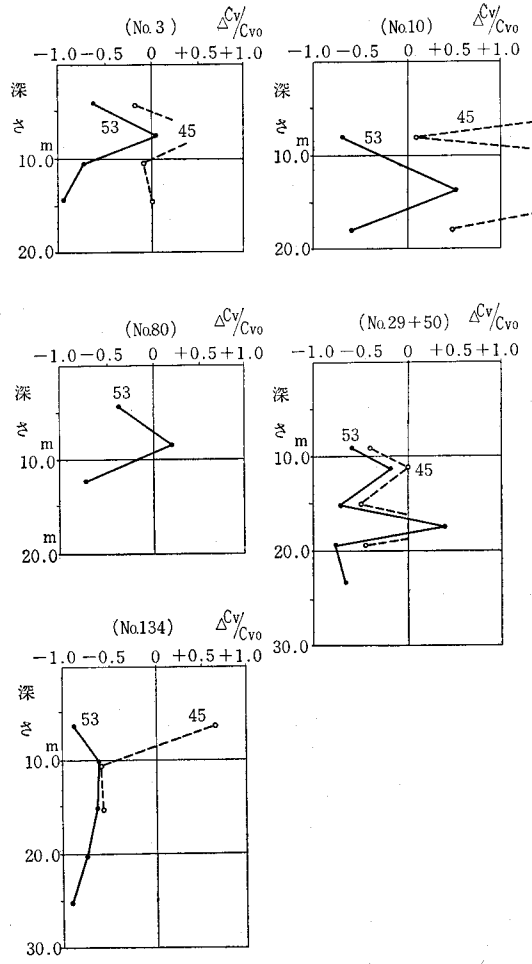


図-21 C_v の変化率 ($\Delta C_v / C_{v0}$)

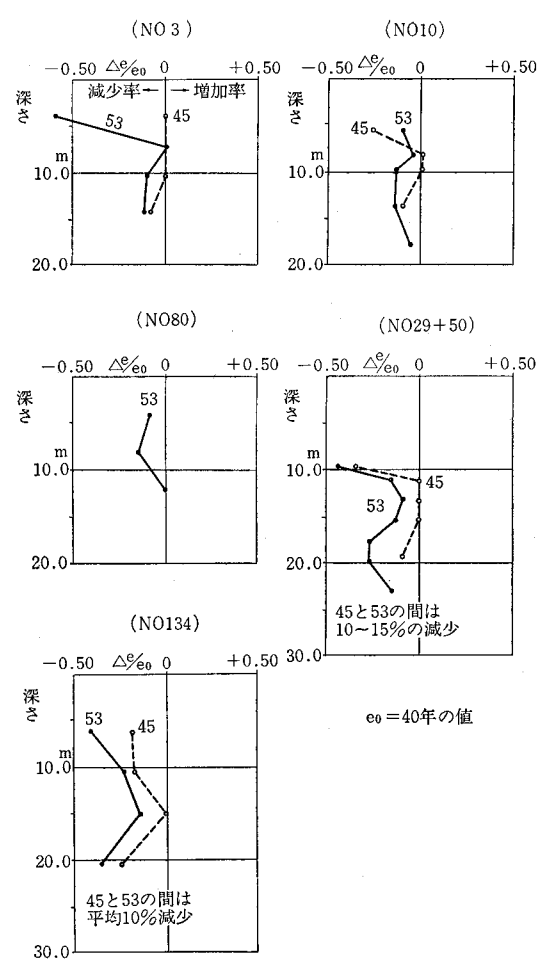


図-22 e_o の変化率 ($\frac{\Delta e_o}{e_o}$)

の強度に累積した場合は、図-19のようになり、実測曲線と比較すると $\alpha=0.20$ の場合の曲線がよく一致していることがわかる。築堤後3年では α の影響はあまりはつきりしないが、10年後ではその差が開いてくる。No. 29+50地点でも $\alpha=0.20$ がよく一致している。(計算は省略)

5. 圧密諸定数の変化

諸数値の変化については、盛土以前の値を基準として変化の比率を求めてみた。測定差を当初値で除したもので、圧縮指数 (Cc)、圧密係数 (Cv)、間隙比 (e) について示す。測定位置のずれや、試験自体のばらつきもあって、必ずしもよい対応を示していないが、およそ次のようなことが知られた。

(1) 圧縮指数 (Cc) の変化 (図-20)

No. 10 は増加しているが、他は減少の傾向にある。No. 3 と No. 29+50 は 20~30% の減少で深さにあまり関係がない。No. 134 は深さに対し一定の傾向を示しており、表層程減少が大きく約46%の減となっている。一般に表層の減が大きく、盛土荷重の影響を示している。

(2) 圧密係数 (Cv) の変化 (図-21)

Cv 値は荷重によって異なるので、比較することは非常に困難な面があるが、便宜上 $P=0.3\text{kg/cm}^2$ に対する値

を比較してみた。この値は先行荷重に近いものである。傾向としては、45年の値は当初の値より増加しているが、53年では減少の傾向にある。これは時間の経過にしたがい圧密時間が長くなることを示している。No. 134 では60~90%も減少しており、その差が大きい。

(3) 間隙比 (e_0) の変化 (図-22)

全般的に表層と下層の減少が大きく No. 29+50, No. 134 地点でその傾向がよくわかる。表層の減少は30~50%, 中層では10~15%, 下層では10~30%位と見られる。45年と53年の差は10~15%程度である。現在の平均的間隙比は3.0位なので、当初の4.0からみれば25%の減少といえる。

む す び

軟弱地盤の変化について調査を行ない、現在の設計法について検討してみたが、まだ未検討の部分もあって断定できないが、一応次のような結論を見た。

沈下計算や強度増加の計算は従来の方法で十分である。特に正規圧密層の場合は Cc を用いた方法でもよい。

Cv のとり方は地層にもよるが1~2倍が実情にあう。強度増加係数 (α) は0.20位が妥当である。……等であるが、今後なお検討を続ける予定である。

北陸地方におけるアスファルト加熱混合物 について

村 山 昇*

目 次

- 1. まえがき……………(33)
- 2. 使用材料とその性質……………(33)
- 3. 加熱混合物の配合とその性質……………(37)
- 4. 混合物の種類別製造量……………(42)
- 5. あとがき……………(44)
- (7) 混合物の種類別製造量について
- (8) 管理状況について

1. まえがき

農業基盤整備事業等による舗装の設計・施工は、構造改善局制定の「土地改良事業計画設計基準第3部設計第12編農道(その1)舗装」及び日本道路協会の「アスファルト舗装要綱」等によっているが、近年における舗装技術の進歩と時代のすう勢により日本道路協会では昭和53年6月にアスファルト舗装要綱の改訂を行っている。

これによるとアスファルト加熱混合物の種類は、地域及びその用途により11種類に分けられている。

しかし、各地域のアスファルトプラントでは、各種混合物の汎用性や使用材料の品質及び地域的气象条件等により、全種に渡って所要の品質を有する混合物を生産できるとは限らず、また、特殊アスファルト混合物においてもプラントの設備や出荷量の面から極く限られた工場にしか生産できないようである。

このような状況から、金沢施工調査事務所では、北陸地方におけるアスファルトプラントの実態と製品の品質を把握して工事の設計・積算・施工の参考資料とするため、昭和52年1月から調査を進めてきたが、このほどその結果がまとまり、北陸地方に適したアスファルト混合物の選定基準(資料)に寄与したので調査の概要を報告する。

なお、調査は管内における各県のアスファルト合材協会に加盟するアスファルトプラント132社を対象に、次の8項目について調査表を送付して実施した。調査件数は表一1に示す。

- (1) 工場の名称と所在地
- (2) 使用材料とその性質について
- (3) 加熱混合物の配合とその性質について
- (4) 材料の受入れと貯蔵設備について
- (5) 混合物の製造設備について
- (6) 附属設備について

表一1 調査件数一覧表

県名	調査工場数	回答数	製造工場数	製造中止工場数
新 潟	53	48(91)	44	4
富 山	30	26(87)	24	2
石 川	25	20(80)	18	2
福 井	24	15(63)	13	2
計	132	109(83)	99	10

(注) () 内の数は回答率(%)を示す。

2. 使用材料とその性質

2-1 歴青材料

(1) 概 説

歴青材料には、舗装用石油アスファルト、石油アスファルト乳剤、カットバックアスファルト及び特殊アスファルト等があり、その種類によってそれぞれ特質がある。

これら歴青材料は舗装の種類、施工方法、交通量、気象条件等に適したものを使用しなければならないが、ここではアスファルト加熱混合物に用いる歴青材料で、一般にプラントで使用しているものを対象とする。

(2) ストレートアスファルトの使用状況

北陸地方のアスファルトプラントで使用している舗装用石油アスファルト(ストレートアスファルト)銘柄は13品目で、これら製品の工場件数による使用分布によると、各県とも近港の石油基地あるいは陸上輸送の便利な銘柄から主として供給していることが伺われる。

ストレートアスファルトの種類はアスファルト舗装要綱によると、加熱混合物の表層及び基層には、一般に針入度60~80と80~100の2種を適宜使い分けて使用することになっており、管内では図一1のように、新潟県では針入度80~100が多いが、富山、石川では針入度60~

* 北陸農政局金沢施工調査事務所

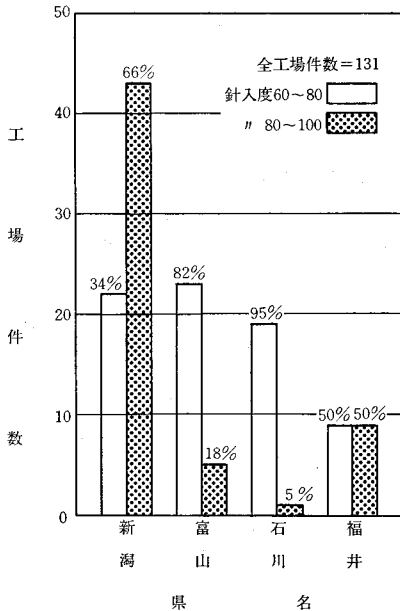


図-1 ストレートアスファルトの使用状況

表-2 スクリーニングスの粒度の標準(2)

フルイの呼び名 (mm)		5	2.5	0.6	0.3	0.15	0.074	備 考	
呼 び 名	粒度範囲 (mm)	フルイを通るものの重量百分率 %							
アスファルト舗装用スクリーニングス	F-2.5	2.5~0	100	85~100	25~55	15~40	7~28	0~20	J I S A 5001 -1970

(注) 天然砂を表層用に用いる場合はスクリーニングスに準ずる。

舗装用細骨材は、清浄、強硬、耐久的で適当な粒度をもち、ごみ、どろ、木くず、有機物等の有害量を含まないものでなければならない。

細骨材としては、人工砂、砕石ダスト(スクリーニングス)、天然砂、フィラー等が用いられる。人工砂は岩石や玉石を破碎してつくったものであり、砕石、玉砕等を作る際に生ずる粒径2.5mm以下の細い部分を砕石ダスト(スクリーニングス)と呼んでいる。天然砂は採取地によって川砂、山砂、海砂等に分けられている。これら細骨材の石質と粒度の規定を示す次のようである。

① スクリーニングス

スクリーニングスの粒度は表-2を標準とする。

② フィラー

フィラーは石灰岩粉末、火成岩粉末及び消石灰等で、水分1%以下で微粒子の団粒のないものでなければならない。フィラーの粒度範囲の標準を表-3、4、に示す。

(2) 細骨材の品質

舗装用細骨材には石質と粒度の規格が定められている

80が多く、いずれも80~90%を占めている。福井県では回答率が低いのであきらかでないが同率となっている。

(3) 特殊アスファルトの使用状況

すべり止めや耐摩耗層用に使用される特殊アスファルトには多種多様なものがあるが、その大半はゴム化アスファルト(樹脂、改質アスを含む)で、管内ではロードスター、ガムファルトS、ロードックス、ハイアスG、プレミアムの5種類が使用されている。これを県別にみると、新潟県ではロードスター、富山、石川ではロードックス、福井ではガムファルトSがそれぞれ最も多く使われている。

これらゴム化アスファルトの種類を大別すると、工場生産されるプレミックスタイプ(ガムファルトS、ハイアスG、プレミアム)とアスファルトプラントで一般の加熱混合物にゴムまたは樹脂系の添加剤を混入するプラントミックスタイプ(ロードスター、ロードックス)の2種類に分類され、その使用率を工場件数でみると、前者が40%、後者が60%を占めている。

2-2 細骨材

(1) 概説

表-3 フィラーの粒度の標準(1)

フルイ目 (mm)	フルイ通過重量の百分率 (%)
0.6	100
0.15	90 以上
0.074	70 以上

表-4 フィラーの品質
(火成岩を粉碎したものを使用する時)

項 目	規 定	項 目	規 定
P I	6 以下	浸水膨張①	30%以下
加熱変質①	なし	はく離試験②	合格
フロー試験②	50%以下		

(注) ① 200℃に加熱して観察する。

② フィラーに水を加えてペースト状とし、セメントモルタル用フローテーブルにて15回落下で200mmを示すときのフィラーに対する水の重量比。

③ ④の試験は「石粉の浸水膨張率およびアスファルトはく離抵抗性試験方法による(アスファルト舗装要綱付録4-5による)。

ことは前項のとおりであるが、骨材の一般的性質を知るうへの指針となる比重及び吸水量と、骨材の粒度を示す手段の一つである粗粒率（FM）について、細砂（FM=1.99以下）と粗砂（FM=2以上）に分けて北陸地方における分布状況を示すと図-2～図-5のようになり、それぞれの平均値と最多数値をまとめると表-5のようになる。

北陸地方で使用している舗装用細骨材は、細砂では海砂、粗砂では川砂の使用が多く、品質は細骨材としての規定はないが碎石の品質規格に準じた良好なものといえよう。

また、フィラーの品質は、各社あまり差はなく絶対比重で2.69～2.72、吸水量で0.1～0.2%の範囲にある。

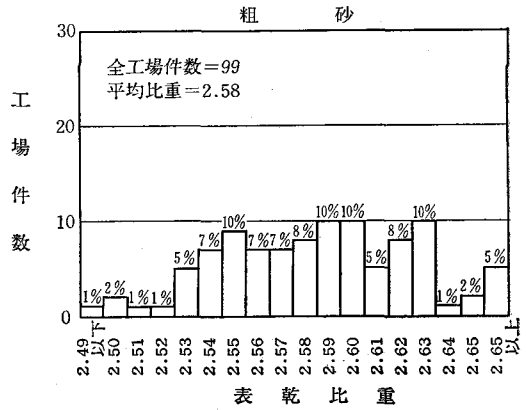
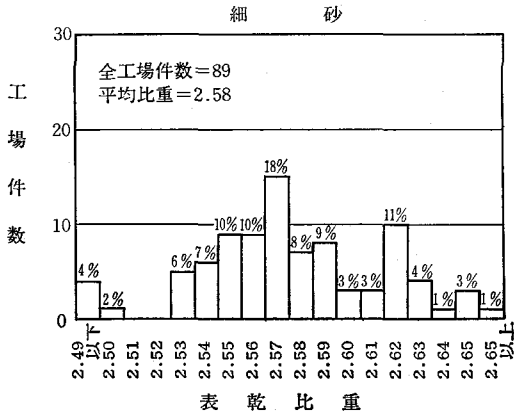


図-2 細骨材表乾比重の分布図

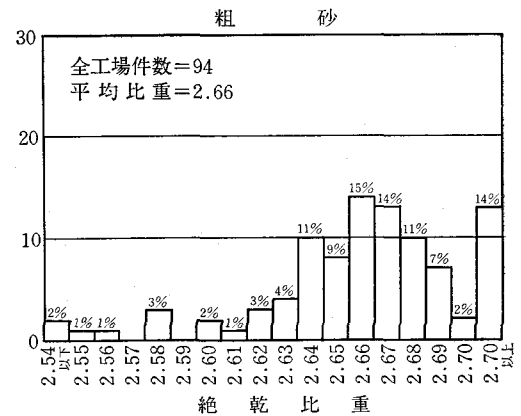
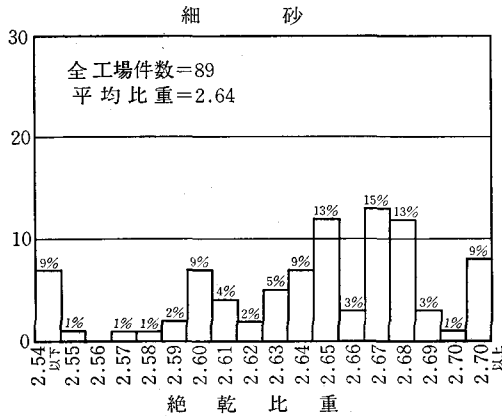


図-3 細骨材絶乾比重の分布図

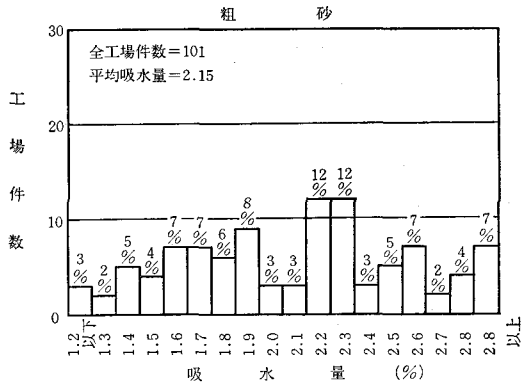
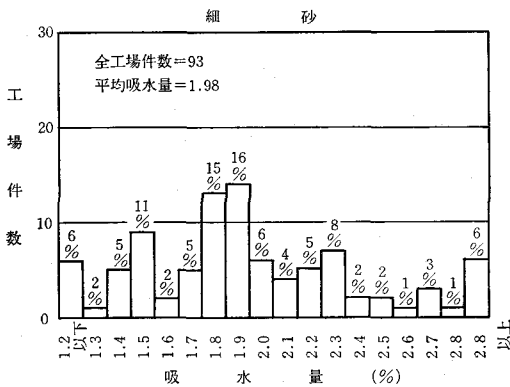


図-4 細骨材吸水量の分布図

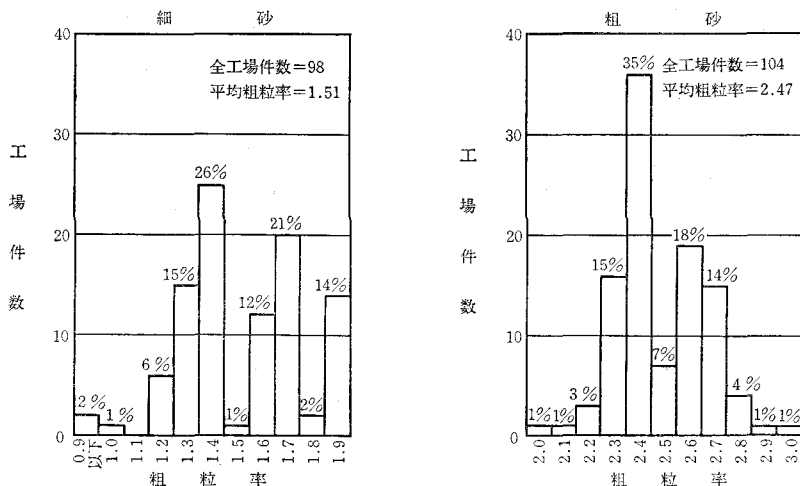


図-5 細骨材粗粒率の分布図

表-5 北陸地方における細骨材の品質

種類	項目	表乾比重			絶乾比重			吸水量 (%)			粗粒率		
		工場数	平均値	最数多値	工場数	平均値	最数多値	工場数	平均値	最数多値	工場数	平均値	最数多値
細砂		89	2.58	2.57	89	2.64	2.67	93	1.98	1.90	98	1.51	1.40
粗砂		99	2.58	2.60	94	2.66	2.66	101	2.15	2.20	104	2.47	2.40

表-6 碎石の粒度 (2)

呼び名	ふるいの呼び名mm 粒度範囲mm	ふるいを通るものの重量百分率 %													
		100	80	60	50	40	30	25	20	13	5	2.5	1.2	0.4	0.074
単粒度碎石	S-80(1号)	80~60	100	85~100	0~15										
	S-60(2号)	60~40		100	85~100	0~15									
	S-40(3号)	40~30			100	85~100	0~15								
	S-30(4号)	30~20				100	85~100	0~15							
	S-20(5号)	20~13					100	85~100	0~15						
	S-13(6号)	13~5						100	85~100	0~15					
	S-5(7号)	5~2.5							100	85~100	0~25	0~5			
粒度調整碎石	M-40	40~0			100	95~100	—	—	60~90	—	30~65	20~50	—	10~30	2~10
	M-25	30~0				100	95~100		60~90		30~65	20~50	—	10~30	2~10
	M-25	25~0					100	95~100	—	55~85	30~65	20~50	—	10~30	2~10
ラックランシャヤ	C-40	40~0			100	95~100	—	—	50~80	—	15~40	5~25			
	C-30	30~0				100	95~100	—	55~85	—	15~45	5~30			
	C-20	20~0						100	95~100	60~90	20~50	10~35			

[注1] これらのふるいは、JIS Z 8801 (標準ふるい) に規定する標準網ふるい101.6mm, 76.2mm, 63.5mm, 50.8mm, 38.1mm, 31.7mm, 25.4mm, 19.1mm, 12.7mm, 4760 μ , 2380 μ , 1190 μ , 420 μ および74 μ に対応するものである。

[注2] 呼び名別粒度の規定に適合しない粒度の碎石であっても、他の碎石、砂、石粉などと合成したときの粒度が所要の混合物の骨材粒度に適合すれば使用することができる。

2-3 粗骨材

(1) 概説

舗装用粗骨材は、清浄、強硬、耐久で適当な粒度をもち、細長い石片、扁平な石片、ごみ、どろ、有機物等の有害量を含まないものでなければならない。

粗骨材には、碎石、玉砕、クラッシャーラン、砂利、スラグ等があるが、舗装には碎石が最も多く用いられている。

原石としては玄武岩、安山岩、硬質砂岩、硬質石灰岩またはこれに準ずる石質のものが良好で、碎石は不純物を含まず、粒形良好のものであり、粒度は表-6の範囲になければならない。さらに石質としては表-7と表-8に合格しなければならない。

(2) 粗骨材の品質

舗装に使用する道路用碎石の粒度と石質の規格が定め

表-7 道路用碎石の石質 (JISA5001)

用途	表層・基層	上層路盤	
		マカダム工法 浸透式工法	粒度調整工法 歴青安定処理工法 セメント安定処理工法
表乾比重	2.45以上	—	—
吸水量%	3.0以下	—	—
スリヘリ減量%	35以下	40以下	50以下

〔注〕試験方法はJISA5001の規定による。

表-8 有害物含有量の限度(2)

有害物	含有量 (全試料に対する重量百分率%)
粘土、粘土塊	0.25
やわらかい石片①	5.0
細長いあるいはうすつばらな石片②	10.0

〔注〕①試験方法はJISA1126による。

②骨材を包む直方体の最大長と最小長との比がより大きい石片。5mm以下の骨材には適用しない。

られていることは前項のとおりであるが、北陸地方で使用している碎石(5号~7号)の比重及び吸水量について、その分布状況は図-6~図-8のようになり、それぞれの平均値と最多数値をまとめると表-9のようになる。

北陸地方で使用している道路用碎石は、そのほとんどが河川骨材で、品質は各産地とも碎石の品質規格(表乾比重2.45以上、吸水量3.0%以下)に適合している。

3. 加熱混合物の配合とその性質

3-1 混合物の種類と標準配合

(1) 概説

アスファルト舗装要綱(日本道路協会-1978)によると、表層及び基層は、交通荷重や気象作用の影響を最も多く受ける部分であり、これには加熱アスファルト混合物を用いることとし、加熱混合物の種類は表-10に示すものから、用途、交通条件、気象条件等を考慮して適切

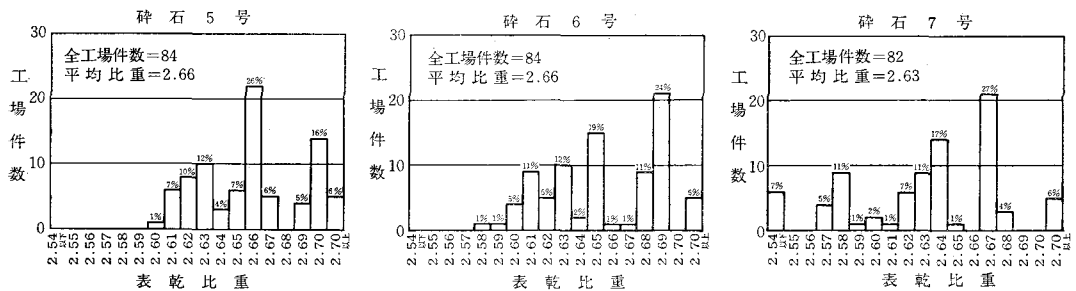


図-6 碎石表乾比重の分布図

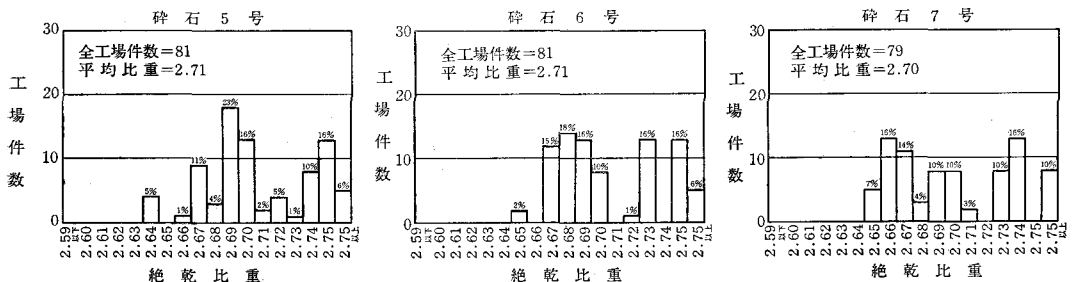


図-7 碎石絶乾比重の分布図

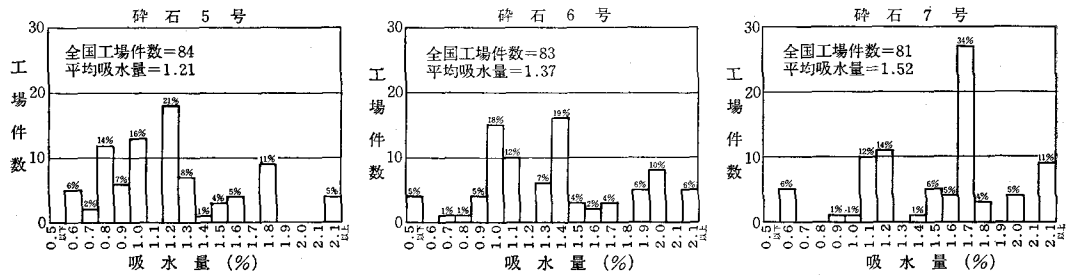


図-8 砕石吸水量の分布図

表-9 砕石の品質

項目	表 乾 比 重			絶 乾 比 重			呼 水 量 (%)		
	工場件数	平均値	最多数値	工場件数	平均値	最多数値	工場件数	平均値	最多数値
砕石 5号	84	2.66	2.66	81	2.71	2.69	84	1.21	1.20
〃 6号	84	2.66	2.69	81	2.71	2.68	83	1.37	1.40
〃 7号	82	2.63	2.63	79	2.70	2.66	81	1.52	1.70

なものを選定して用いることにしている。

また、上層路盤に用いる歴青安定処理用混合物は、現地材料またはこれに補足材料を加えたものに歴青材料を添加して処理する工法で、使用する歴青材料には各種あるが、ここではストレートアスファルトを用いた加熱混合により処理する工法（混合物）を対象とし、ストレートアスファルトの針入度は、一般に表層と同一なもの

を選ぶことになっており、材料の望ましい粒度範囲は表-11に示すとおりとなっている。

(2) 混合物の生産状況

表層及び基層用の加熱混合物は前項の表-10に示したように、地域及びその用途により9種類に分けられている。これら混合物の北陸における種類別生産状況を、プラントで製造可能な工場件数でまとめると表-12のよう

表-10 加熱混合物の標準配合(2)

混合物の種類	①粗粒度 アスコン (20)		②密粒度 アスコン (20) (13)		③細粒度 アスコン (13)		④密粒度 ギャップアスコン (13)		⑤密粒度 アスコン (20F) (13F)		⑥細粒度 ギャップアスコン (13F)		⑦細粒度 アスコン (13F)		⑧密粒度 ギャップアスコン (13F)		⑨開粒度 アスコン (13)		
	仕上り厚(cm)	4~6		3~5		3~5		3~4		3~5		3~5		3~4		3~4		3~4	
最大粒径(mm)	20		20 13		13		13		20 13		13		13		13		13		
通過重量百分率(%)	25	100		100		100		100		100		100		100		100		100	
	20	95~100		95~100 100		100		100		95~100 100		100		100		100		100	
	13	70~90		75~90 95~100		95~100		95~100		97~95 95~100		95~100		95~100		95~100		95~100	
	5	35~55		46~65 55~70		65~80		35~55		52~72		60~80		75~90		45~65		23~45	
	2.5	20~35		35~50		50~65		30~45		40~60		45~65		65~80		30~45		15~30	
	0.6	11~23		18~30		25~40		20~40		25~45		40~60		40~65		25~40		8~20	
	0.3	5~16		10~21		12~27		15~30		16~33		20~45		20~45		20~40		4~15	
	0.15	4~12		6~16		8~20		5~15		8~21		10~25		15~30		10~25		4~10	
0.074	2~7		4~8		4~10		4~10		6~11		8~13		8~15		8~12		2~7		
アスファルト量(%)	4.5~6		5~7		6~8		4.5~6.5		6~8		6~8		7.5~9.5		5.5~7.5		3.5~5.5		
アスファルト針入度	40~60 60~80 80~100																		

		一 般 地 域	積 雪 地 域
基	層	①粗粒度アスファルトコンクリート (20)	
表	層	②密粒度アスファルトコンクリート (20, 13) ③細粒度アスファルトコンクリート (13) ④密粒度ギャップアスファルトコンクリート (13)	⑤密粒度アスファルトコンクリート (20F, 13F) ⑥細粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F) ⑦細粒度アスファルトコンクリート (13F) ⑧密粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F)
			⑥細粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F) ⑦細粒度アスファルトコンクリート (13F)
摩 耗 層	耐 摩 耗 用		⑥細粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F) ⑦細粒度アスファルトコンクリート (13F)
	すべり止め用	⑨開粒度アスファルトコンクリート (13)	

〔注1〕 ④⑧の混合物はすべり止め効果を兼ねた表層に用いる。

〔注2〕 ⑥⑦の混合物は耐摩耗用の摩耗層としても用いる。

〔注3〕 ○内の番号は混合物の整理番号を、()内の数字は最大粒径を、またはF石粉を多く使用していることを示している。

〔注4〕 おのおのの混合物の一般的性質は次のとおりである。

- ① 粗粒度アスファルトコンクリート (20) は、一般的に基層に用いられている。
- ② 密粒度アスファルトコンクリート(20, 13)は、耐流動性、すべり抵抗性に優れている。なお最大粒径20mmのものは特に耐流動性に優れている。
- ③ 細粒度アスファルトコンクリート (13) は特に耐久性に優れている。
- ④ 密粒度ギャップアスファルトコンクリート (13) は、耐久性、すべり抵抗性に優れている。
- ⑤ 密粒度アスファルトコンクリート (20F, 13F) は、耐摩耗性に優れている。なお最大粒径 20mm のものは耐流動性にも富んでいる。
- ⑥ 細粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F) は、耐摩耗性、耐久性に優れている。
- ⑦ 細粒度アスファルトコンクリート (13F) は、特に耐摩耗性、耐久性に優れているが、耐流動性に欠ける点がある。
- ⑧ 密粒度ギャップアスファルトコンクリート (13F) は、すべり抵抗性に優れているが、耐摩耗性にも富んでいる。
- ⑨ 開粒度アスファルトコンクリート (13) は、すべり抵抗性に優れているが、耐久性に欠ける点がある。

表-11 歴青安定処理材料の望ましい粒度範囲(2)

通過ふるい目 mm	ふるい通過重量百分率 %
40	95~100
20	50~100
2.5	20~60
0.074	0~10

〔注1〕 骨材の粒径分布はなめらかなほど施工性にまざり、細粒分が少ないほど所要アスファルト量は少なくてすむ。

〔注2〕 最大粒径は40mm以下で、かつ一層仕上り厚の1/2以下でなければならない。最大粒径30mm以下の材料を用いると、混合物の分離が少なく、仕上りがきれいであり、また表層基層用のアスファルトプラントを利用する場合、操作上有利である。

〔注3〕 吸水性の大きい骨材、多量の細砂などを利用するときは、水分が抜けないおそれがあるので、プラントで試験練りを行ない、乾燥状態を検討するのがよい。

になる。

これを県別ごとにその順位をみると、新潟県では①, ②, ③, ④, ⑤, ⑥の順で富山では①, ⑥, ②, ⑤, ⑦⑧の順となり、石川では③, ④, ①, ②, ⑥, 福井では①, ②, ③, ④, とそれぞれ地域的气象条件や骨材の事情等により特徴があるが、北陸全体としては①, ②, ③④, ⑥, ⑨の順位となっている。

また、歴青安定処理用混合物の生産状況は、新潟、石川、福井ではおよそ100%の工場が生産しているのに対し、富山県では80%の工場しか生産していないようである。

(3) 混合物の標準配合

北陸地方で生産される加熱混合物のうち、一般に使われている配合①~④, ⑥, ⑨と歴青安定処理用混合物の標準配合は、(1)項の表-10及び表-11に示した標準配合(粒度範囲)と最近1年間における実績配合(骨材の合成粒度)を比較すると図-9のようである。

これによると、表層及び基層用混合物の配合①, ④,

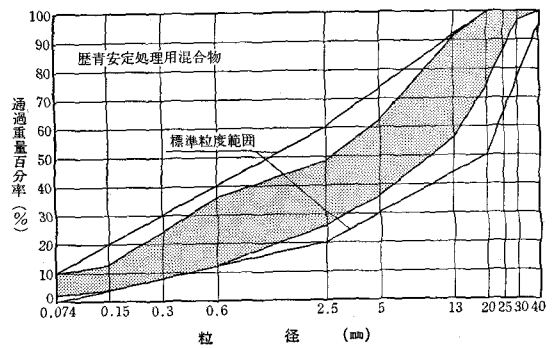
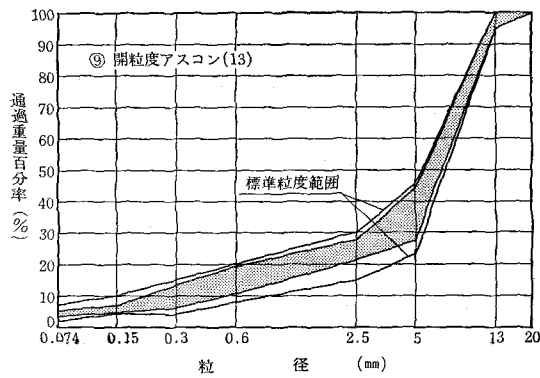
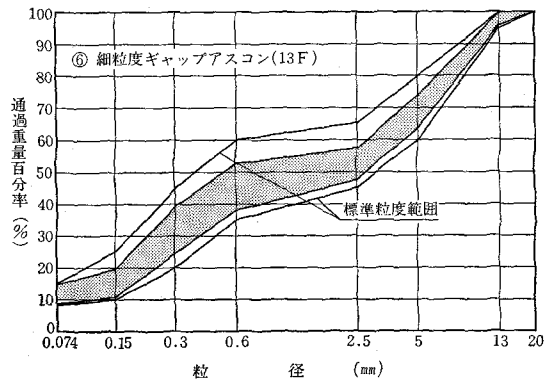
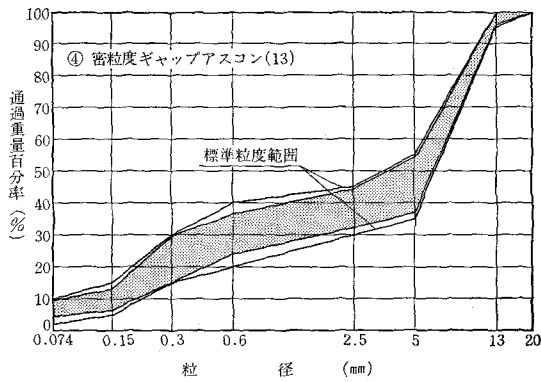
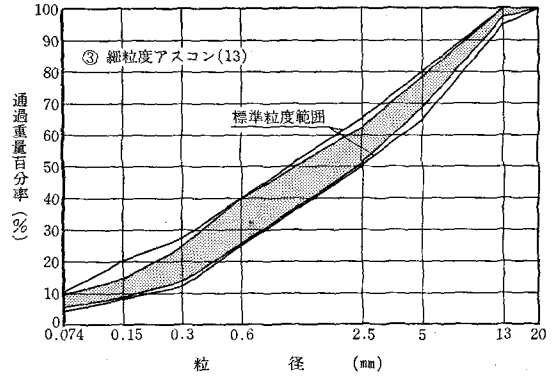
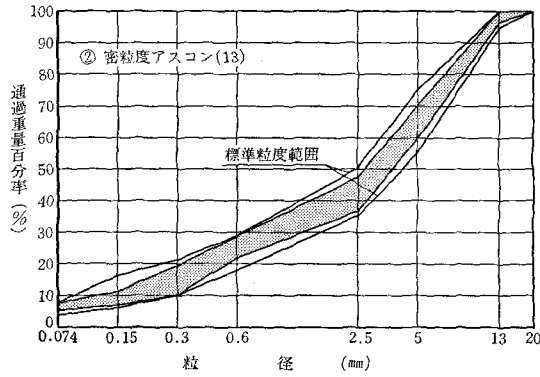
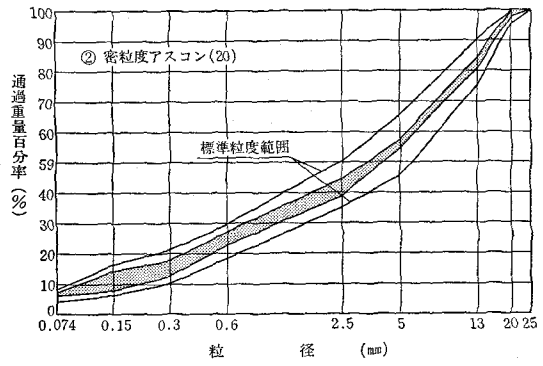
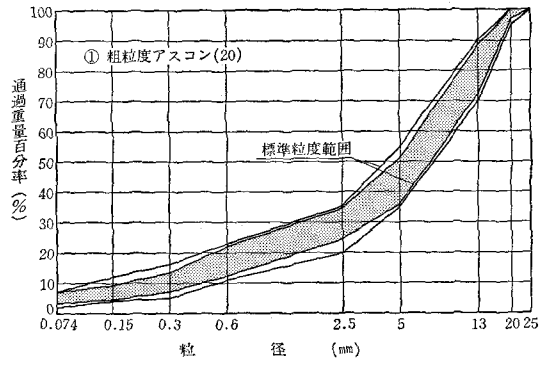


図-9 加熱混合物の実績配合 (骨材の合成粒度)

表-12 管内における混合物の生産状況

種類 県名	①	②		③	④	⑤		⑥	⑦	⑧	⑨
	粗粒度 アスコン (20)	密粒度アスコン (20) (13)		細粒度 アスコン (13)	密粒度 ギャップ アスコン (13)	密粒度ギャップ アスコン (20F) (13F)		細粒度 ギャップ アスコン (13F)	細粒度 アスコン (13F)	密粒度 ギャップ アスコン (13F)	開粒度 アスコン (13)
新潟	43	1	43	43	39	0	1	10	1	0	37
富山	24	1	19	11	2	8	18	24	18	16	1
石川	15	9	14	18	18	0	0	7	7	0	0
福井	13	1	13	13	9	0	0	0	0	0	0
計	85	12	89	85	68	8	19	41	26	16	38

[注] ○内の数字は製造工場数, () は最大粒径を示す。

⑥は標準粒度範囲の全般にわたっている。配合②(20)は中央附近に集中しその範囲は2~6%である。配合②(13), ③は粒径20~30mmまで範囲全般にわたっているが0.3mm以下は範囲の粗粒側にある。配合⑨は5~0.6mmまでが範囲の細粒側に片よっている。

また、歴青安定処理用混合物は、粒径2.5mmを境とし、2.5mm以上は範囲の細粒側、2.5mm以下は粗粒側にそれぞれ片よっている。

したがって、北陸地方で生産されている加熱混合物は、そのほとんどが標準粒度の規定を厳守しているようである。

3-2 混合物のマーシャル試験値

(1) 概説

配合された骨材の合成粒度に対する基本アスファルト量を設定するには、選定した混合物に対応するアスファルト量の範囲でマーシャル安定度試験を行い、表層及び基層用混合物は表-13に示す基準値を、歴青安定処理用混合物は表-14に示す基準値を、それぞれ満足するアスファルト量の範囲から設計アスファルト量を求め、プラントで試験練りのうえ必要に応じて修正を行い基本アスファルト量を設定する。

(2) 基本アスファルト量

表-13 マーシャル試験に対する基準値(2)

混合物の種類	①	②		③	④	⑤		⑥	⑦	⑧	⑨
	粗粒度 アスコン (20)	密粒度 アスコン (20) (13)		細粒度 アスコン (13)	密粒度 ギャップ アスコン (13)	密粒度 アスコン (20F) (13F)		細粒度 ギャップ アスコン (13F)	細粒度 アスコン (13F)	密粒度 ギャップ アスコン (13F)	開粒度 アスコン (13)
突固め回数	C交通 ^① 以上	75		75				50		75	
	B交通 以下			50						50	
空げき率(%)	3~7	3~6		3~7	3~7	3~5		2~5	3~5	—	
飽和度(%)	65~85	70~85		65~85	65~85	75~85		75~90	75~85	—	
安定度(kg)	500以上	(750以上) ^② 500以上		500以上	500以上	500以上		350以上	500以上	350以上	
フロー値 (1/100cm)	20~40										

[注1] ① 積雪地域の場合やC交通であっても、流動によるわだち掘れのおそれが少ないところでは50回とする。

② () 内はC交通以上で突固め回数を75回の場合とする。

③ 水の影響を受けやすいと思われる混合物またはそのような箇所に舗設される混合物の場合には、次式で求めた残留安定度が75%以上であることが望ましい。残留安定度=60℃, 48時間水浸後の安定度(kg)/安定度(kg)×100

表層及び基層用混合物の基本アスファルト量は、3-1(1)の表-10に示す標準範囲に対し、北陸地方では図-10に示すように、各県とも一様で、配合①~③は標準範囲のおよそ平均値を示し、配合⑥~⑧は標準範囲のやや低め、配合⑨はやや高めとなっている。

また、歴青安定処理用混合物の標準範囲は一般に3~

6%となっているが、北陸では3.8~4.0%となっている。

(3) マーシャル試験値

各種混合物のマーシャル試験値は、ストレートアスファルトの種類や骨材の性質及び配合の合成粒度によりことなるもので、北陸で生産されている表層及び基層用混

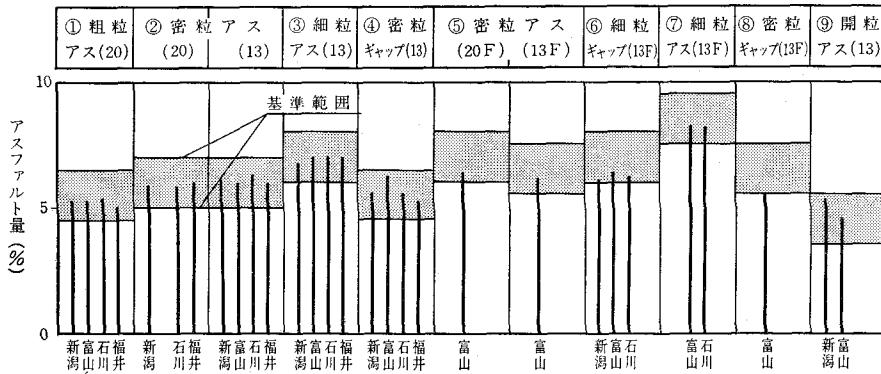


図-10 表層・基層用混合物の基本アスファルト量

表-14 マーシャル試験に対する基準値(2)

基準値	種類	
	常温混合	加熱混合
マーシャル安定度kg	250以上	350以上
フロー値 1/100cm	10~40	
空げき率 %	3~12	
突固め回数	50	

表-15 歴青安定処理用混合物のマーシャル試験値

項目	実際密度 (g/cm ³)	空ゲキ率 (%)	飽和度 (%)	安定度 (kg)	フロー値 (1/100cm)
新潟(45)	2.314	8.7	49.9	658	25
富山(19)	2.341	7.4	54.8	854	28
石川(17)	2.322	7.4	51.2	794	26
福井(13)	2.334	7.2	47.7	773	26

〔注〕 ()内の数字は工場件数を示す。

〔注1〕 25mmを超える骨材部分は同重量だけ25~13mm骨材とおきかえてマーシャル試験を行う。歴青安定処理では、試験に用いる骨材が実際のものよりやや小さいこと、完全に炉乾燥したものを対象としているので、実際の施工とは様相を異にする場合が多い。

〔注2〕 交通量が少ない場合には、フロー値の上限を50にしてよい。

〔注3〕 細粒部分が少なく安定度が規定以下の場合には石粉を添加すると安定度が改善される。

〔注4〕 はく離のおそれのある場合には、水の影響を受け易いところに用いる混合物は、0.074mmふるい通過量のうち、2%程度を消石灰などで置き換えるとよい。

〔注5〕 アスファルト乳剤、カットバックアスファルトを用いる場合も表-14を準用する。

混合物のマーシャル試験値は図-11のようである。

これによると、各試験値のうち、実際密度、空ゲキ率、飽和度、フロー値は各県及び各種混合物とも一様な値で、いずれも基準値の平均を示しているが、安定度は各県の特徴や混合物の種類による差が目立ち、北陸全体としてはそれぞれ基準値の1.6~2.1倍に相当し、その値は配合①~⑥、⑧では829~1056kg、配合⑦、⑨では566~692kgとなっている。県別では石川県が各種混合物ともその値が最も高く新潟県が最も低い値を示している。

また、歴青安定処理用混合物では表-15のように富山県の安定度が最も高く新潟県が最も低い値を示してい

る。

以上のことから新潟県が各種混合物とも安定度が低いのは、おそらく骨材の条件とアスファルト針入度(80~100が多い)の点からこの様な結果がでているものと推察される。

4. 混合物の種類別製造量

混合物の製造量とは、一般に材料の供給能力、製造設備の規模、製造工程の管理状況による需要者の信用の度合い、いわゆる工場の格差に左右されるので実際に生産されている需要量のことをいう。

北陸地方での最近1年間(S51.1~51.12)における表層及び基層用混合物の種類別製造量は図-12に示すように、北陸四県における各種混合物の総量は233万tで、最も需要量の多い③細粒度アスコンは全体の56%を占める132万tにも達している。

これら各種混合物のうち製造量の多いものから順に、新潟県では③①②④⑥⑦、富山県では⑥①⑦②③⑤、石川県では③①②④⑦⑥、福井県では③①②④が主位を占めているのに対し、富山県のみが⑥①⑦②と特異な傾向をみせており、その要因はあきらかでない。

したがって、3-1項の(2)で述べた混合物の生産状況や図-12の製造実績から勘案すると、旧舗装要綱との関連のある一般表層用の①粗粒度アスコン、②密粒度アスコン、③細粒度アスコンと、すべり止め及び耐摩耗用としての効果のある④密粒度ギャップアスコン、⑥細粒度ギャップアスコン、⑦細粒度アスコンがそれぞれ主位を

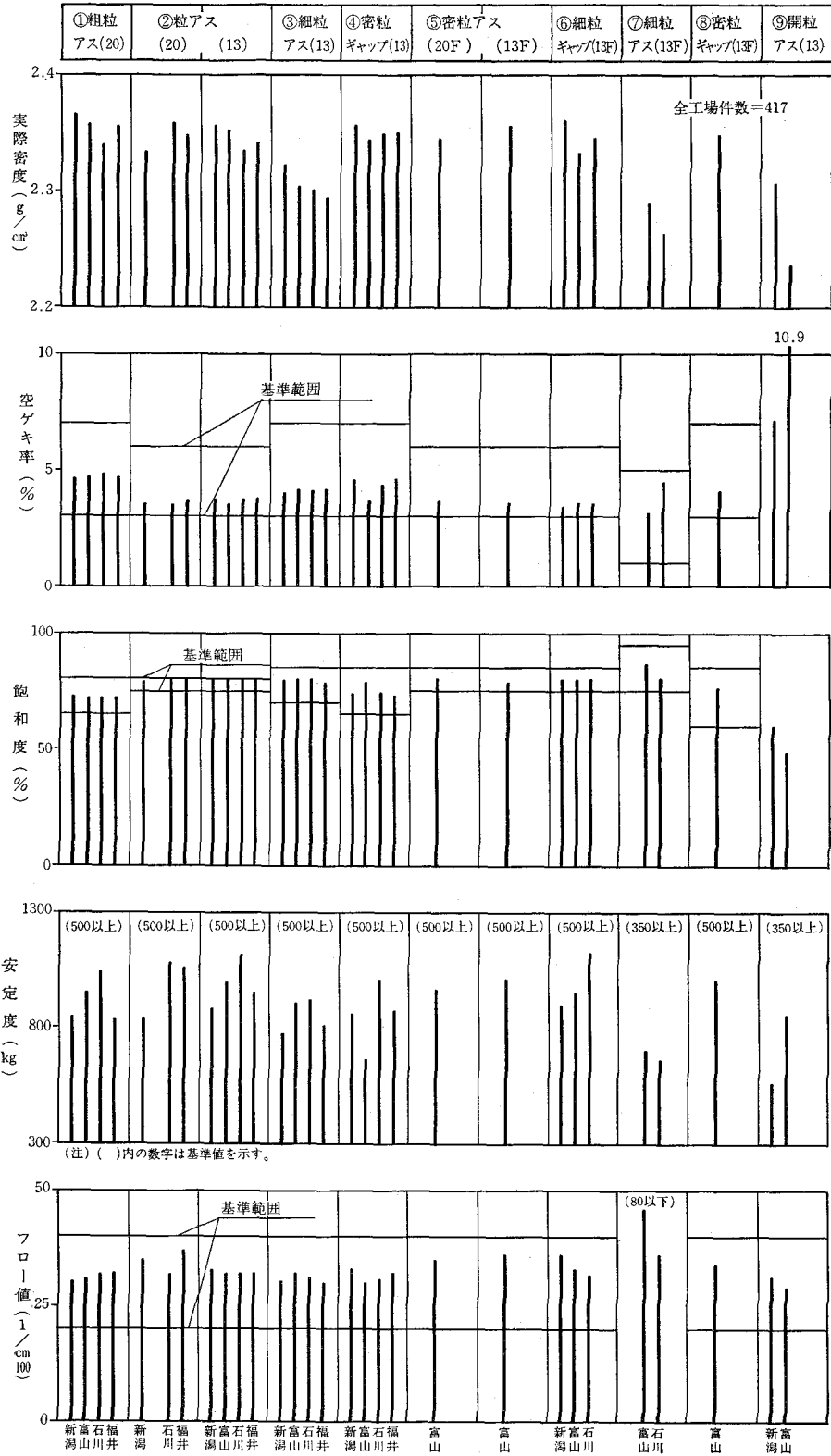


図-11 表層・基層用混合物のマーシャル試験値

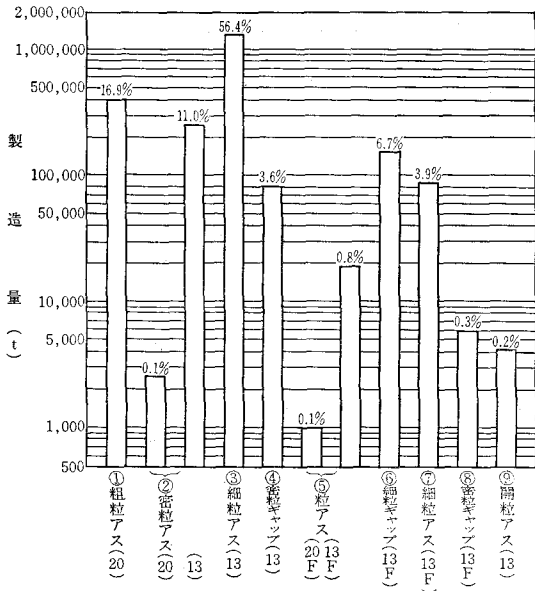


図-12 加熱混合物の種類別製造量

占めている。

5. あとがき

以上、今回の調査から使用材料の性質と各種混合物の適性等について述べたが、本内容は各アスファルトプラントからのアンケートを集約したもので、工場によっては不明な点や疑問点もあり、十分な調査とはならなかったが、一応のめやすとして、今後のアスファルトプラントの選定や混合物の品質について何らかの参考になれば幸いである。

参考文献

- (1) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準 第3部設計第12編農道（その1）舗装（1977.10）
- (2) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱（1978）

宮古島における地下ダムの技術開発

相 場 瑞 夫* 黒 川 陸 生**

目 次

1. はじめに……………(45)	(3) 地下ダムの貯留量……………(51)
2. 新しい水資源の開発—地下ダム構想—……………(45)	(4) 取水工法……………(51)
3. 宮古島の地形・地質……………(46)	(5) 地下ダムの管理……………(52)
4. 宮古島の地下水……………(48)	(6) 環境影響……………(52)
5. 実験地下ダムの調査と施工……………(49)	6. 宮古島における地下ダムを水源とする
(1) 地下ダム開発調査……………(49)	土地改良事業計画構想……………(52)
(2) 止水工法及び豪雨時の地下水制御……………(50)	

1. はじめに

沖縄地方の農業は特異な自然条件から、常に不安定な農業生産を余儀なくされている。すなわち①年平均降水量は2,000mmを上回るが、年ごとに変化が大きく、かつ月ごとの降雨のバラツキも著しい。とくに6月から9月の降雨は台風によってもたらされるが、この時期は「台風か早ばつか」という不安定な状態におかれている。沖縄の早ばつは記録に残っているだけでも過去43件が数えられており、沖縄气象台が開設された明治24年以降の発生記録は20件で、ほぼ4年に一度の割合である。このうち全沖縄に被害の及んだ大早ばつは10件で、ほぼ8年に一度の割合で発生している。②大部分の農業地域の母岩がサンゴ礁石灰岩から構成されているため、土層は比較的薄く、降水の浸透能力は大きい、保水力が弱いという性質を有している。このため沖縄地方の農業にとって、安定的な農業用水源の確保が必要不可欠である。

ところが沖縄地方の水資源を確保するに当っては、自然的な制約から、通常的方式では農業用水の需要を満足しない状態にある。すなわち③多くの地域がサンゴ礁石灰岩から構成されているため、空隙や空洞が多く、透水性が非常に大きいので、降雨の大部分は地下浸透し、河川らしい河川がほとんどない。従って通常のダムの築造可能地域は古期岩類が分布する本島北部、石垣島等のわずかな地域に限られている。④一方地下水として利用しようとする場合、浸透した降水が地下の水みちや空洞(鐘乳洞)を通して、常時海へ流出しており、しかも浸透水の地下に貯留されている時間が短いので、水源の必要な早ばつ時には、地下水位も低下し、思うような採水が

困難となる。また過剰採水を続けると海水の浸水の恐れも生ずる(図-1)。

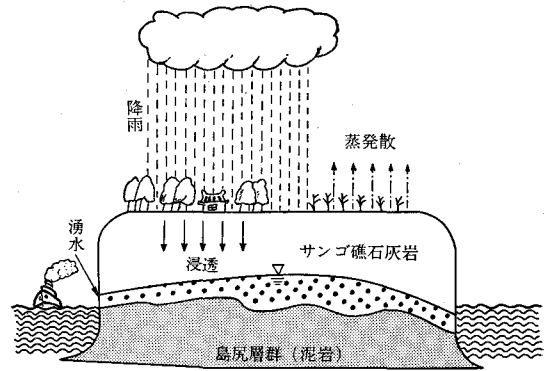


図-1 沖縄の自然条件(水理地質断面模式図)

沖縄県の農業用水の需給見通し※によると、農振計画に基づく要かんがい面積55,400ha(水田3,100ha、畑45,400ha、樹園地6,900ha)の年間必要粗用水量は約340,000千 m^3 で、これに対し沖縄県全体の農業用水の開発可能量は地表水が約200,000千 m^3 、地下水が約40,000千 m^3 で、1/3の約100,000千 m^3 が不足するものと見込まれている。

2. 新しい水資源の開発—地下ダム構想—

そこで新しい水資源の開発方式として、当地域の気象、地質、地下水等の自然条件から考えて、最も有効な方法で、かつ実現性の高い方策であると判断したのが地下ダムの開発である※※。すなわち海へ無効に流出する地下水を地下でせき止め、貯留して、必要な時期にこれを取り出し、利用するダムを地下に建設する構想である

* 農林水産省構造改善局計画部資源課
** 沖縄総合事務局農林水産部土地改良課

※ 沖縄総合事務局土地改良課試算
※※ 地下ダムの構想は戦前に可賀一博士が那須野原の開発で提案され計画はあったものの実現に至らず、今日に至っている。

(図-2)。

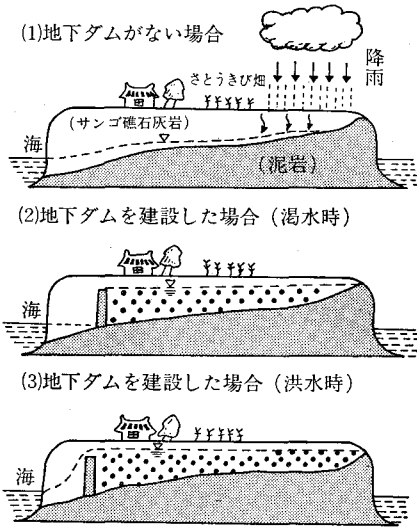


図-2 地下ダム構想

一般に、地下ダムも含めて、地下にある帯水層の形態や不透水層の形状を利用して、地下水を人工的に増強、貯留する方法は次のように大別できる。

① 地下に設けた止水壁により、降雨等により浸透した地下水を海や河へ無効に流出するのをせき止めて貯留するいわゆる地下ダムで主として自然に涵養貯留(図-2)される。

② 自然の地質状態のまま、帯水層と成りうる地層や岩石に、浸透池、浸透水路、注入井等により、表流水を浸透させて貯留する方式で、主として人工的に涵養貯留する方式(図-3)である。

③ 両者を併用して貯留する方式

しかしながら、①と②では貯留するための工法や涵養する方式、形態に相当の差異があり、開発手法も異なるため区別して扱う必要がある。

地下ダムには次のような特徴がある。

① 地下に貯留するため、地上のダムのように家屋や土地の水没がなく、貯留域であっても従来どおりの土地

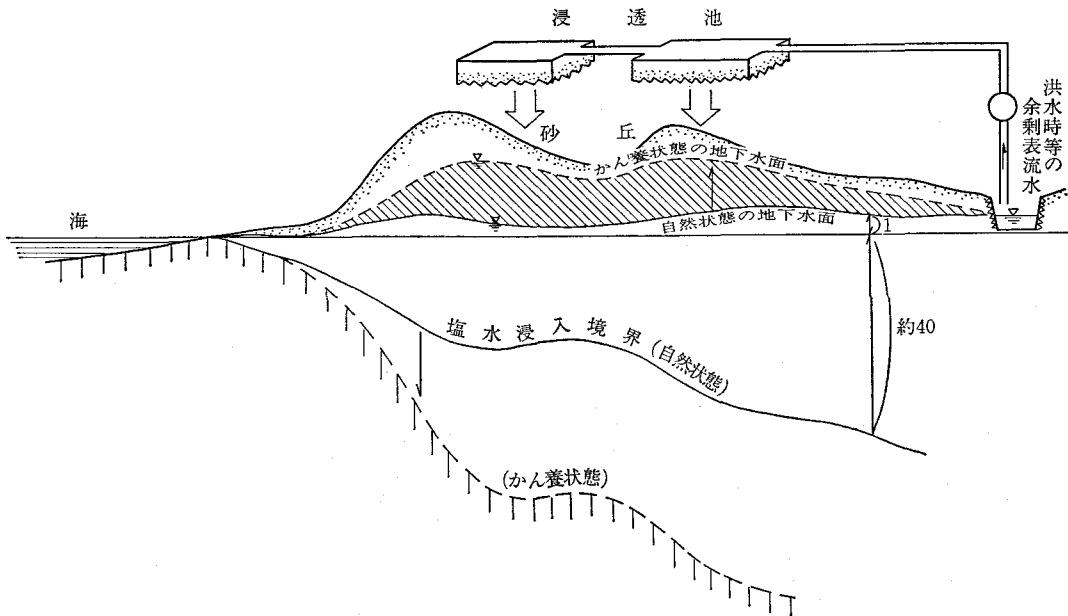


図-3 人工涵養による地下水の貯留

利用が可能である。

② ダムの破壊管理ミス等による災害がなく、安全である。

③ 建設後は主として自然の状態に涵養貯留される。

地下ダムに関するこれまでの知見は、構想概念はあっても実際の調査、建設及び管理に関する技術手法は明らかでない点が多い。そこで、地下ダム開発適地として地質構造、地下水機構等の調査から宮古島の隆起サンゴ礁石灰岩地帯を選定し、実験的に地下ダムを建設すること

により、総合的な技術の開発・確立を図ることとした。

3. 宮古島の地形・地質

沖縄地方(琉球列島)の地質は三帯の地質構造区に分けられており、大陸側より、内帯(火山岩帯)、中帯(古期岩帯)及び外帯(第三系帯)と呼んでいる(図-4)。

内帯は吐噶喇列島、硫黄島、粟国島、久米島、尖閣列島及び台湾北部の彭花島、花瓶島、大屯火山を連ねる火山帯で、霧島火山帯の南方延長に相当する。

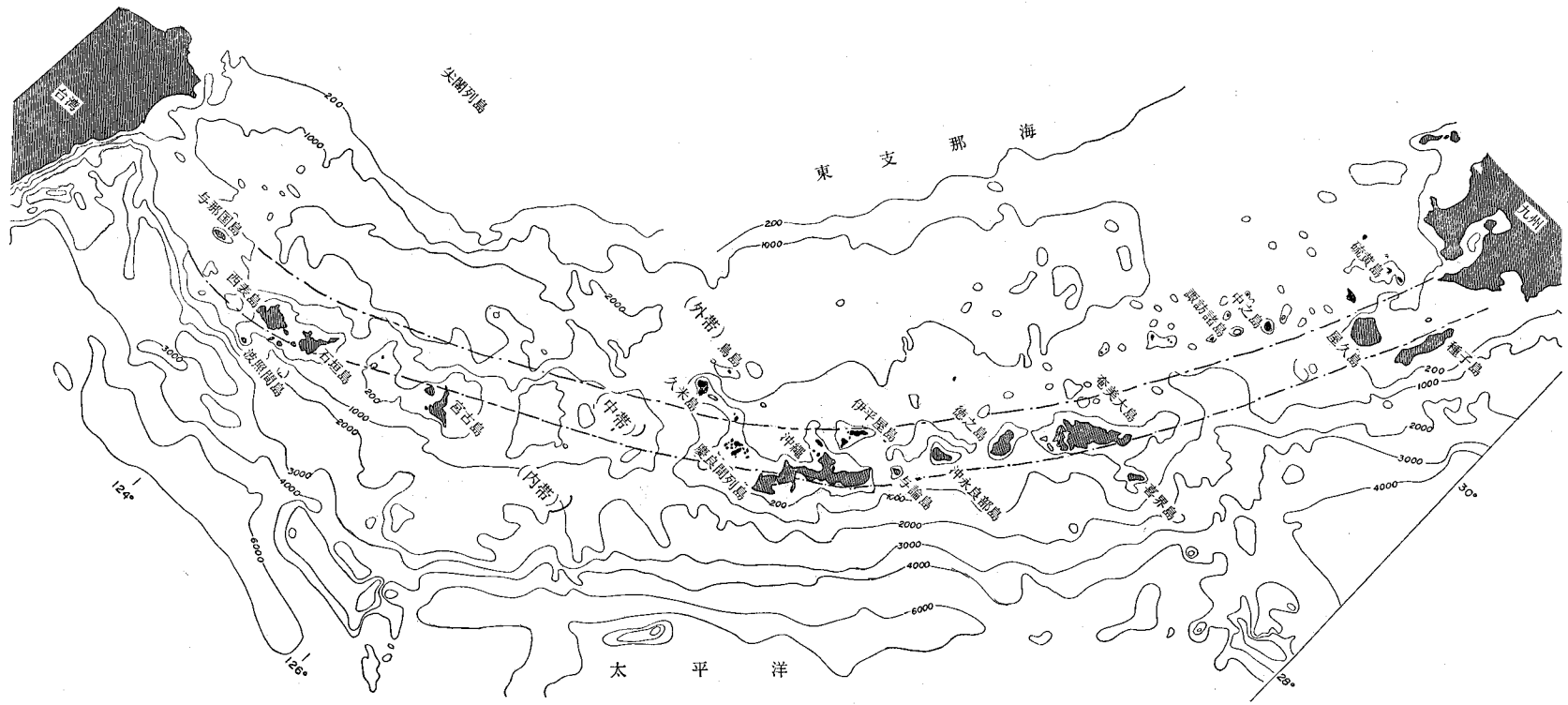


図-4 琉球列島の地質構造

中帯は中・古生代の地層、火成岩及び隆起サンゴ礁石灰岩からなり屋久島、奄美大島、徳之島、沖永良部島、与論島、伊江島、沖縄本島北部慶良間諸島、石垣島、西表島等を連ねる帯で、琉球列島の基盤を形成している。

外帯は第三紀層及びそれ以後の若い地層からなり、種子島、喜界島、沖縄本島中部及び南部、宮古島、波照間島等を連ねる帯で、隆起サンゴ礁石灰岩が卓越して分布し、現生のサンゴ礁が島の周囲に群生する。

地下ダムの築造に適する地質地帯は、多孔質な岩質を有し、有能な帯水層となる隆起サンゴ礁石灰岩が広く分布する外帯及び中帯の一部であり、宮古島は外帯に属する。

宮古島は面積が158km²で、直角三角形の平坦な低い台地をなす島で、最も高い野原岳で107mである。

平坦な地形は農耕に適し、約10,000haが農用地として利用されている。水田はなく、すべてがさとうきびを基幹作物とする畑である。

宮古島の地質は第三紀の島尻層群（鮮新世から一部前期洪積世）と呼ばれる泥岩、シルト岩、砂質シルト岩及び砂岩が島の基盤を構成し、その上位に隆起サンゴ礁石灰岩である琉球石灰岩（洪積世）が重なる。島尻層群は島の北東海岸沿いに連続して露出するが、南西部にいくに従って、厚いサンゴ礁石灰岩におおわれるようになり、反対側の南西海岸では数10mの落差をもつ海蝕崖の下位から海中で再び露出する（図-5）。島尻層群とサ

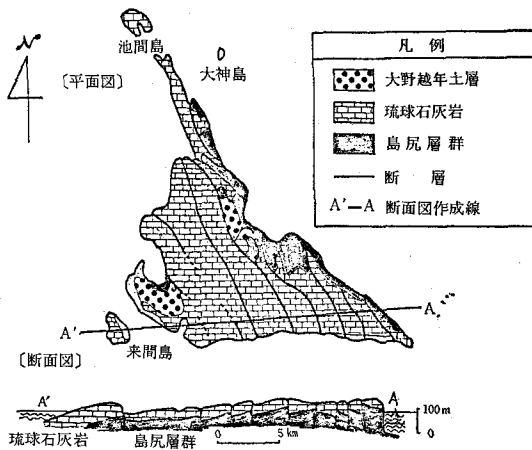


図-5 宮古島地質図

ンゴ礁石灰岩との境にはいたるところで湧泉が観察され、島尻層群が水理地質的にみると不透水性基盤であることを物語っている。

島尻層群とサンゴ礁石灰岩の境の形状（不整合面）はきわめて不規則で、とくに断層運動によって、幾重にも分断されたケスタ状の谷構造が多数みられ、谷構造ごとに舟状の盆状構造が形成されている。

水理地質的にみただけの場合、この盆状構造はそのまま地下

水盆にむすびついていて、この構造が地下ダム築造の適地として非常に望ましい条件を作り出している（図-6）。

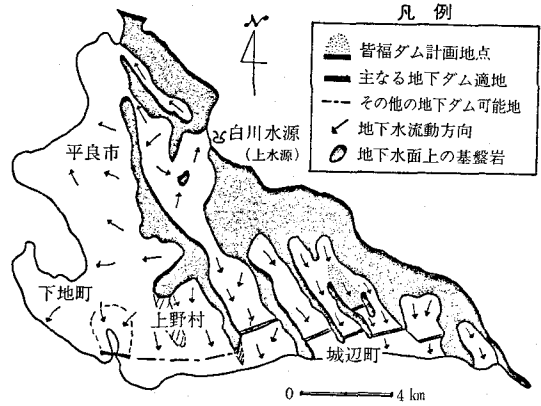


図-6 宮古島の地下ダム適地

ンゴ礁石灰岩の岩相はかなり不均質で、場所により、深度により相当異なっており、島尻層群と接する基底部付近は泥交りの角礫質石灰岩が分布し、中位部は結晶質で硬質な石灰岩と角礫質石灰岩との互層であり、上位部には石灰藻ボールや有孔虫砂を交えた軟質石灰岩が分布する。

サンゴ礁石灰岩は厚いところで50から60m存在する。

4. 宮古島の地下水

上に述べたような地質構造から、宮古島には数多くの小規模な地下水水盆が存在しており、地域的に城辺地下水水盆群、平良地下水水盆群及び白川地下水水盆群の三つに大別することができる。

宮古島の地下水はそれぞれの盆状構造の地下谷に沿って流動し、海岸部で湧水となって流出している。確認できる湧泉の平常時の湧出量は表-1のとおりである。

この他海面下に湧出しているものを加えれば1日約200,000m³を越える地下水が流出しているものと推定される。

一方口径150mm以上の鋼管井は試験調査井を含めて、40本程度存在しているが、その揚水量は800~3,000m³/日のものが多く、平均して約1,500m³/日である。比湧出量（1m水位降下当りの揚水量）に直すと50~6,000m³/日/mと場所によって相当のひらきがみられる（図-7）。これはサンゴ礁石灰岩の性状（岩相）の差によるものと地下谷に空洞ができて、地下川となっているものがあるためと思われる。

従って揚水試験によって求めた透水量係数（透水係数と帯水層の厚さの積）にも大きなひらきがあり、有効間隙率も数%から30%前後と場所によってかなりの差が認められる。

表-1 宮古島の湧泉の湧出量

地下水盆地群名	主要湧泉		小規模湧泉(100m ³ /日以下)		計		備考
	カ所数	湧出量 (m ³ /日)	カ所数	湧出量 (m ³ /日)	カ所数	湧出量 (m ³ /日)	
城辺地下水盆地群	5	19,800	7	350	12	20,150	
平良	4	4,100	6	300	10	4,400	
白川	2	16,000	2	100	4	16,100	
その他	6	900	—	—	6	900	
計	17	40,800	15	750	32	41,550	

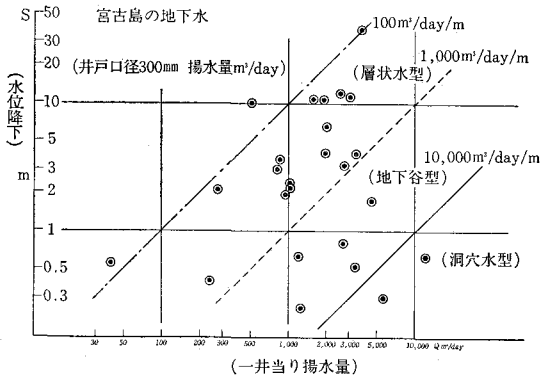


図-7 揚水量と水位降下との関係

地下水位の変化は降雨に支配されて、一般的には地下水位の最高期が8月及び3月頃の2回、最低期が6月及び11月頃の2回みられる。

5. 実験地下ダムの調査と施工

(1) 地下ダム開発調査

宮古島における地下ダム開発調査は昭和49年度から開始し、最初の3カ年間は地下ダム適地としての地質構造、現況水文状況、地下水機構の実態、止水壁の建設技術の基礎的な試験、貯留機構の予測等の基礎的調査を実施し、昭和52年度からは地下ダム候補地点の適当な規模の一地点を選定して、実際に地下ダムを建設する実験事業に入った。地下ダムの建設は昭和52年度に地下谷の主要部分を締切り、53年度に残部分の締切りを終了し、取水施設を設置した。54年度から取水実験を中心とした調査を実施し、地下ダムの貯留状況、貯留域の水循環、取水方法、洪水時の貯留水制御、地下ダム水管理、水文等環境変化の状況等について、予測と実際の状況を比較検討することになっている。

調査費は表-2のとおりである。

表-2 地下ダム開発調査、調査費(単位千円)

49年度	50年度	51年度	52年度	53年度	54年度	計
50,000	70,000	70,000	300,000	180,000	120,000	790,000

実験地下ダムの規模は表-3及び図-8のとおりである。

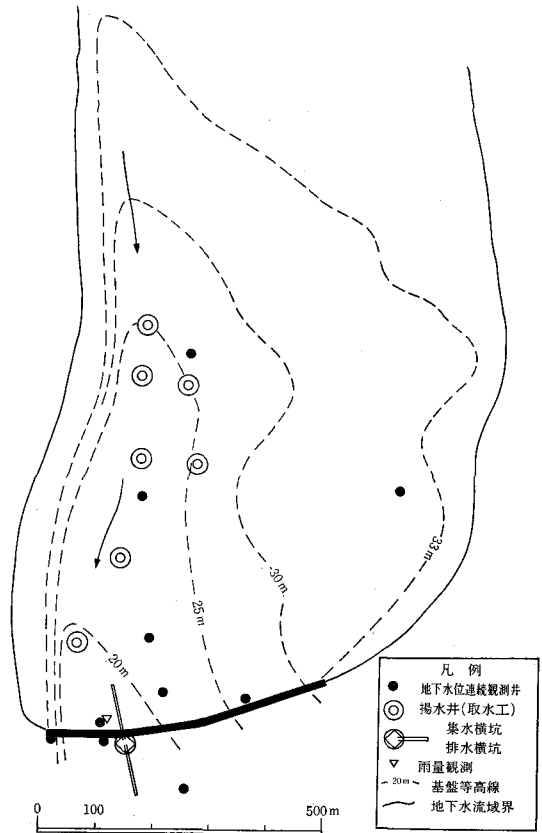


図-8 皆福ダム平面図及び調査位置図

表-3 実験地下ダムの規模

ダム名	止水壁長	止水壁高	止水壁幅	貯留量	地下水流域面積	天端高
皆福ダム	500m	16.5m	5.0m	約700千m ³	1.7km ²	標高33m(地表下8m以上)

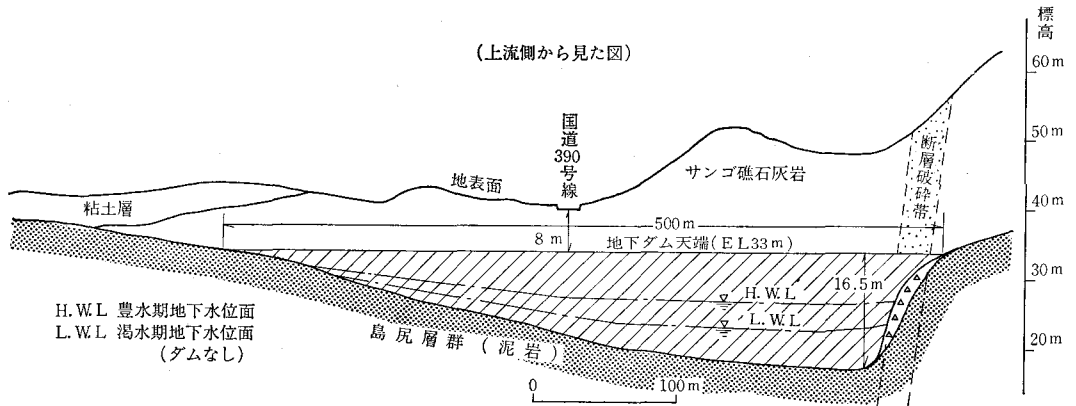


図-9 皆福ダム地質断面図

実験地下ダムの地質断面は図-9のとおりである。

(2) 止水工法及び豪雨時の地下水制御

地中止水壁の工法は注入工法、地下連続壁工法、打ち込み工法等いくつかの方法が考えられたが、地質条件、施工の難易性、経済性等を検討した結果、施工実績も多く、比較的安価に施工でき、石灰岩に有効である通常の

セメント注入工法を採用した。

グラウトの施工は数回の注入試験の結果から、孔間隔が2mで3列の千鳥配置を基本型として、その中間(各三角形の重心点)に4列の補助孔を設け、ミルクの注入範囲の幅(止水壁の幅)がほぼ5mになるように実施した(図-10)。

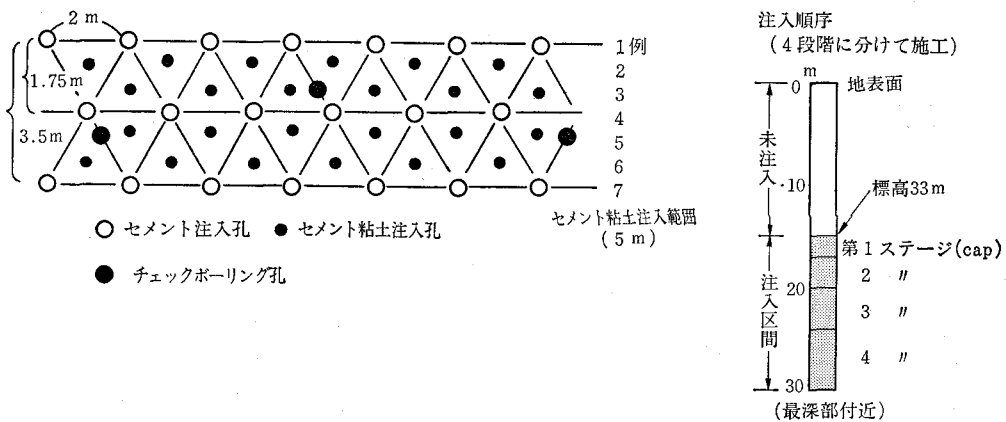


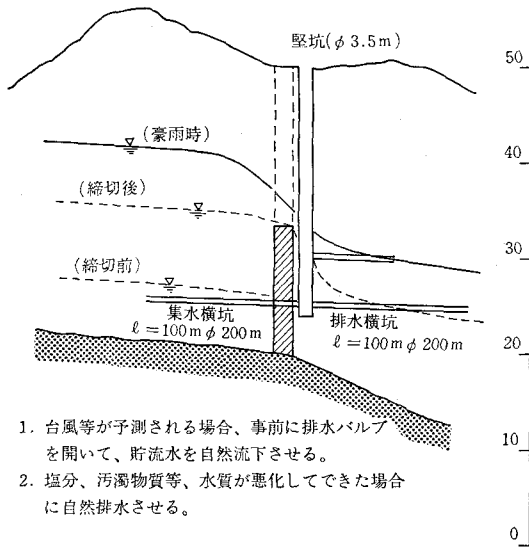
図-10 グラウト注入配置図

止水壁施工地点でのサンゴ礁石灰岩の注入前の平均透水係数は $5 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ で、注入後のそれは $3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ となり、ほぼ予測どおりの成果が得られた。

止水壁の高さは豪雨時の地下水位の急激な上昇による貯留域内の地表湛水避け、余剰水を自然状態で排除できるようにする(堤体越流方式)ため、地表下の適当な位置にとどめることとし50日間の総雨量で、50年に1回発生する降雨で上昇すると予想される地下水位高を試算し、地表下8mまでの高さとした。豪雨時の貯留水の排除方法は堤体越流方式のほか、地表に適当な規模の排水路を掘削する方法、止水壁にいくつかの孔をあけて排除する方法等が考えられる。前者の方法については用地等の問題から実験事業では実施できなかったが、後者につ

いては図-11に示したように止水壁の下流側に直径3.5mの堅坑を掘削し、上流側には集水用横坑として、口径200mm、長さ100mの水平ボーリングを実施し、下流側には排水用横坑として、同じく口径200mm、長さ100mの水平ボーリングを施工して、排水の状況を確認することになっている。

注入後の地下水位の変化は52年9月に工事を開始して前列の第1列の締切りが終了する11月中旬の降雨後から、徐々に上昇しだし、地下谷の主要部分の締切りが完了した53年1月下旬時点では、前年同期の地下水位と比較して、止水壁の直上流で約10m、650m上流のほぼ貯留域中央部で約3m上昇し、止水の効果が明瞭に表われた。



1. 台風等が予測される場合、事前に排水バルブを開いて、貯流水を自然流下させる。
2. 塩分、汚濁物質等、水質が悪化してきた場合に自然排水させる。

図-11 集水横坑及び排水横坑

地下ダム上下流の施工前及び施工後の地下水位の変化は図-12及び図-13のとおりである。

地下水位の観測は現在、貯留域に8カ所、下流側に6カ所の地点を設けて連続観測を続けており、さらに調査ボーリング孔、既設浅井戸等80カ所について、月1回の一斉観測を実施している。

(3) 地下ダムの貯留量

地下ダムの貯留量は貯留域の不透水基盤の形態、貯留水の動水勾配及び帯水層の有効間隙率によって決定される。

基盤の形態は物理探査、地質ボーリング等の必要な地質調査により、動水勾配は地下水位の観測により、又有効間隙率は岩石試料による試験、揚水試験、地下水位と降水の地下水付加量との関係、密度との関係、セメント注入量からの逆算等によって明らかにすることができ。この中で、有効間隙率はサンゴ礁石灰岩そのもの

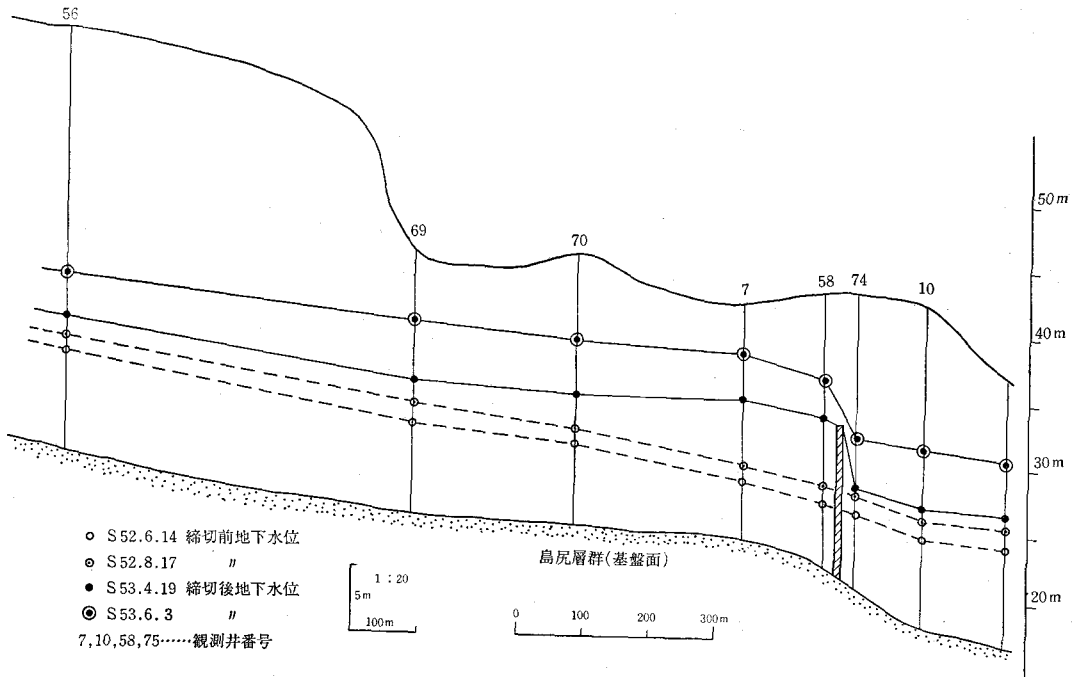


図-12 貯留域の地下水位変化

が、前述したように、場所により、深度によってかなり不均質であり、又空洞の存在するところもあるため、測定する位置及び方法によって、値が一定しないのが普通で、いくつかの有効な方法によって求めた値の平均値を使用している。現在算出している有効間隙率は岩石試料による吸水率から7.5%、揚水試験から平均6%、グラウトのセメント注入量から逆算する8~9%とで、全体として7%前後と推定している。最終的な値は取水実験で地下ダム内の水収支計算を行って確認することになっている。

(4) 取水工法

地下ダムからの取水工は死水量を最小限にし、取水効率が最大限となるような取水施設、規模、配置が望ましく、本ダムでは口径250mmの鋼管井7カ所をいろいろな配置で設置するとともに、集水横坑(口径200mm、長さ100m)1カ所をセットして取水の状況を調査することになっている。取水施設の種類、配置等によっては地下ダムの利用可能貯留量(有効貯留量)が大きく変ることが予想され、地質条件、地下水条件等を十分配慮する必要がある。

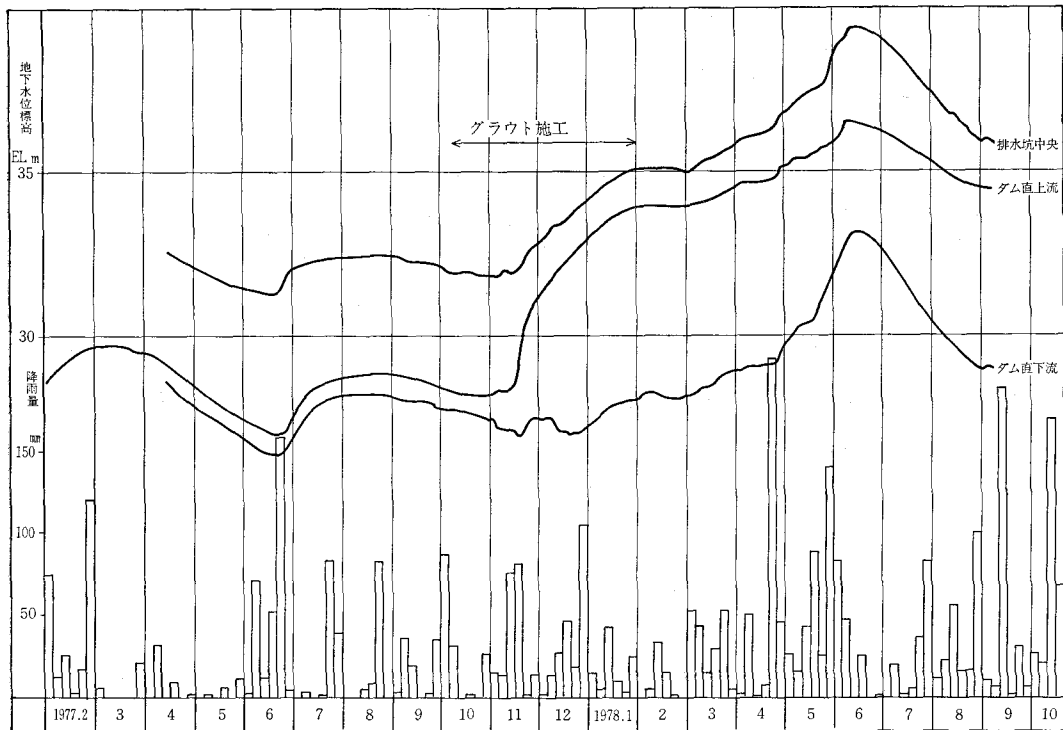


図-13 止水壁施工前後の地下水位変化

(5) 地下ダムの管理

地下ダムを利用し、管理するに当っては、地下ダムの有効貯留量とその変化すなわち1水文年間の地下ダムの水循環機構(地下ダムの水収支)を明らかにしておくことが必要で、とくに、降水量の貯留水への転化の割合を明らかにし、地下水位の雨量データから、取水量や排水量の管理を行うシステムを確立しておくことが要求される。これらのことについては、すでに予測しているモデル等について、昭和54年度に取水実験を実施し、確認、補正をしていく予定である。

(6) 環境影響

地下ダムを築造した場合、周辺の水文、土壌、作物等への影響が当然予想される。このため、下流域の地下水位、水温、水質等の変化を観測していると同時に、貯留域内においても、地下水位、水温、水質、土壌水分、作物を中心とした動植物の状況について、観測拠点を設けて、変化の有無を調査している。

地下ダム開発計画において、主要な調査事項及びフローを示せば図-14のとおりである。

宮古島で実施している地下ダム開発調査は隆起サンゴ礁石灰岩を対象として、調査手法の確立、建設手法の確立及び地下ダム水管理手法の確立を目指して調査を実施しているものであり、ここで確立された手法はサンゴ礁

石灰岩が分布する沖縄県全域及び奄美群島地域に適用することができ、これらの地域には、40カ所近い地下ダム候補地点があり、具体的な水資源の開発に役立つものと考えている。

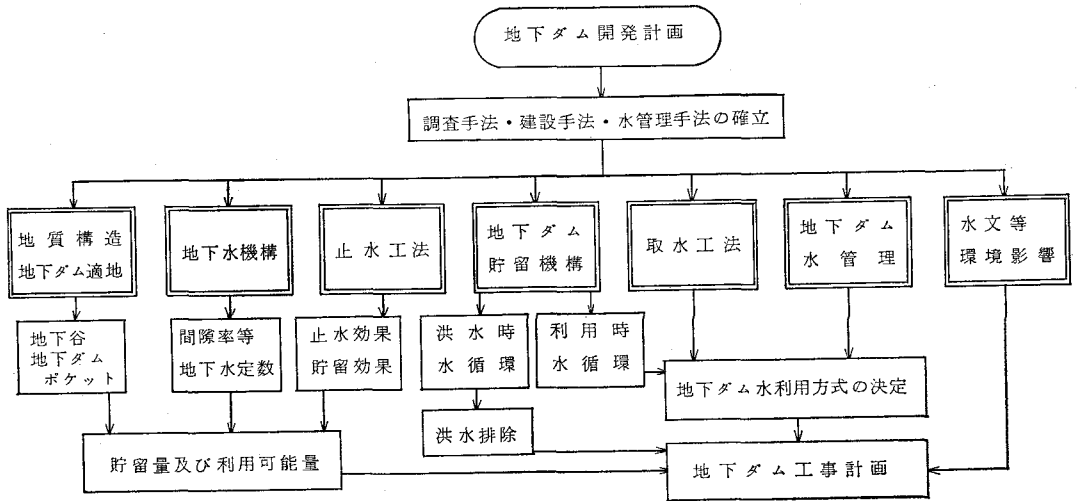
6. 宮古島における地下ダムを水源とする土地改良事業計画構想

沖縄県及び宮古島市町村は地下ダム群による国営の土地改良事業の早期実施を強く要望しており、地下ダムの開発に関する技術的な諸問題も54年度中にほぼ明らかにできる見通しであり、有能な地下ダム適地が数多く存在することから、55年度以降、具体的な事業計画調査に入れるものと考えている。

想定される事業計画規模は、受益面積が約5,500ha、水源は10~12の地下ダム群を築造し、有効貯留量は約15,000千 m^3 、地下水位の年間変化から類推して、年間2回の利用が可能と推定され、約30,000千 m^3 程度の利用可能量があるものと見込んでいる。

事業費は実験地下ダムの調査費から推定すると、10a当たり約400~500千円程度で、通常の地上のダムによる国営事業費と比べて安く施工できるものと考えている。補償が僅少なのも地下ダムの特徴である。

なお事業実施に当っては2~3の留意点が考えられる。第一は地下ダムが地下水を貯留する施設であり、その貯留した地下水を農業用水として利用する場合には、



図一11 地下ダム開発のための主要調査事項

土地改良法第2条第2項の1の農業用排水施設の新設に該当すると判断して差しつかえないものとするならば沖縄県で土地改良事業を実施する場合、地下ダムを貯水池とすることにより、取水施設を含む貯水施設の国庫負担率が100%となり、高率負担が可能となる。

第二に地上のダムと水の循環が異なるため、独自の管理規定を新しく策定する必要がある。

第三に地下水の採取は現在、条例等による規制を受けることがあり得るが、社会通念として民法第207条によって、私権の対象となる物権とみなされており、地下ダムによって貯留された地下水についても私権の対象となり得るわけで、何らかの規制方策を講ずる必要がある。

宮古島の場合は全島の4市町村で、「宮古島地下水保護管理条例」が昭和40年9月21日に議決施行されており、管理者の許可なく無条件に地下水を採取することができないことになっており、宮古島の地下ダム群の貯留水に関しては特段の問題が起きないものと判断している。なお地下ダムの実験調査を行うに当っては管理者と「地下ダムを水源とする土地改良事業の申請があった場合には、管理者は条例に反しない限り（本条例は飲料用水の供給を優先している）、当該申請者に対して採水の許可を与えるものとする」として覚書を沖縄総合事務局農林水産部長と交換しており、農業用水として利用することについても特別の問題はないと考えている。

河川の砂レキ堆と頭首工

三 輪

はじめ
式*

目 次

- | | |
|--------------------------------|----------------------------|
| 1. 「砂レキ」堆はなぜ重要か? ……………(54) | 5. 河川の水利模型実験の相似……………(56) |
| 2. ミオ筋・砂レキ堆・取水ゼキ……………(54) | 6. わん曲斜めゼキの評価……………(56) |
| 3. 土砂吐によるミオ筋の誘導……………(55) | 7. 計画河床とゼキの敷高との関係……………(56) |
| 4. ミオ筋が安定しているか否かの判定方法……………(55) | 8. おわりに……………(57) |

1. 「砂レキ堆」はなぜ重要か?

砂レキ堆は、昭和25年、栃木県蛇尾川における洪水の調査のさい、木下良作博士によって発見されたもの¹⁾でわが国のほとんどの河川において見られる最も普遍的な河床形態の一つである。

木下博士は、砂レキ堆は河道と河床を構成する一つの基本単位であり、河川は砂レキ堆が縦断方向に（時には横断方向にも）連なったものであるとの認識に立って、実際河川の調査や水路実験を進めた。その結果、実際の河川改修や頭首工の構築・維持などにとって重要な河川の性質、たとえば水流の蛇行現象や洪水時の水流の流向・流速分布、ミオ筋の経年的な移動現象などが明らかにされてきた。

従来の河川の工学や水理学では、河川の縦横断形状を無視した平均河床勾配の議論が中心の1次元水理学であったので、これらの現象は全然とりあつかうことができなかった。

砂レキ堆は、後述のように、縦横断の方向に複雑な二次元的形状をもち、しかも時間的に位置・形状が変動するから、4次元的な存在ともいべきものである。

河川に頭首工を設けて、取水しようとする農業土木の技術者は、とかくほしいと思う「水」に目をうばわれがちであるが、水流だけを見ては、河川を正しく理解することはできない。今後をぜひとも砂レキ堆についての認識を深めていく必要がある。

現段階での砂レキ堆に関する知見をもとに、頭首工との関係において重要と思われることがらについて、以下に説明を加え、参考に供する次第である。

2. ミオ筋・砂レキ堆・取水ゼキ

ふつうミオ筋とよばれているのは、低水時に河道内にある水域のことである。

このミオ筋は洪水のさい移動する場合があって、洪水

が終わると、取入口前にあったミオ筋が対岸へ移ってしまい、取水不能になったという経験をもつゼキは数知れない。やむを得ず、新しいミオ筋に合わせて取水口の位置を上下流に移したり、水のあるところまで河原に導水路を掘ったりしたものである。

ところが一方では、常にミオ筋が安定した地点に取入口があり、創設以来数百年にわたって同じ位置で安定して取水を続けてきたゼキも日本には数多くある。

このミオ筋が移動するか否かは、そのほとんどの場合、ゼキ地点付近の河床に形成されている砂レキ堆が、洪水のさい移動するかどうかによって決まる。

砂レキ堆の最も基本的な形状は、図一1の太枠でかこんだ半扇形であり、図のような直線の河道でも、洪水時の水流は集中と発散を伴って蛇行する。またこのような直線の河道では、主流部付近の河床から大量に持ち去った砂を、流れが拡がり弱まった前縁を過ぎたあたりに、落とすように堆積させ、その平面形を保ったまま、下流へ移動していく。

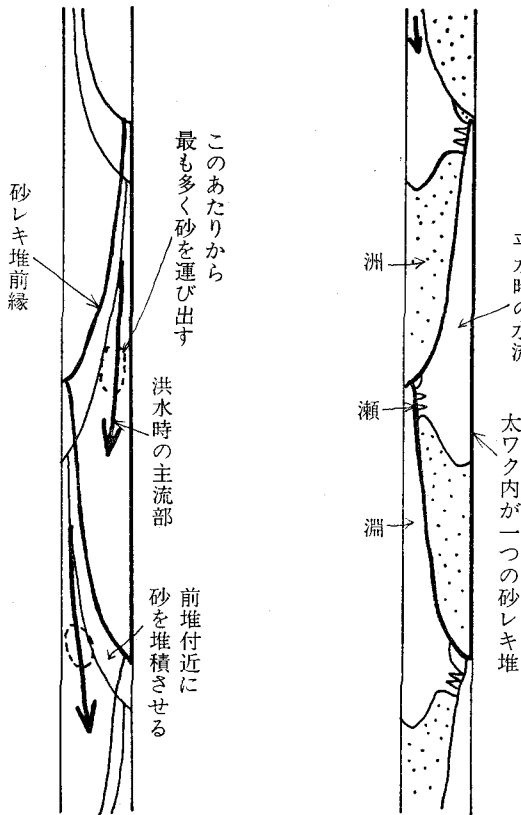
洪水がおわって、水位が下がりはじめると、河床の高い部分は州となって水面上にあらわれ、水流は河床の低い部分を連ねていき、図一2のようなミオ筋が形成される。一つの砂レキ堆から次の砂レキ堆へは、河床の高い部分を無理やり切開してつながるので、小さな滝のような瀬となる。

このようにミオ筋は、砂レキ堆が洪水中に河床に形成されていた結果として形づくられるもので、洪水によって砂レキ堆が移動すれば、必然的にミオ筋は移動するのである。

図のような単列砂レキ堆形成河川において、砂レキ堆の移動によって取水が困難になった例としては、秋田県雄物川筋の山城ゼキがあげられる。

ところが、河道が水流の蛇行に応じて蛇行した蛇曲河道において、強固な地盤あるいは人工的な護岸などにより河岸が固定されている時、河床の砂は動くが、砂レキ堆の形状そのものは移動しない場合がある²⁾。古来、名

* 山形大学農学部



図一 砂レキ堆と洪水時の流れとの関係及びその移動性

図二 平水時の河状

セキといわれる岡山県高梁川筋湛井セキ・高知県仁淀川筋八田セキなどは、このような砂レキ堆の安定した地点を選んで設置されている。

したがってこれらのセキを近代的な頭首工に改築する場合、その位置についてはまず心配がいらぬ。くわしく調査してみるまでもなく、河道平面形を大きく変更することがなければ、今後ともミオ筋は安定している。ところが、古いセキがまったくない北海道諸河川において、新たに頭首工を設置しようとする場合、我々は「自然」からミオ筋移動の予知能力を試験されているようなものである。しかも北海道の河川は、つい最近までほとんど人工がはいっていない原始河川が多かったこともあって、なかなかの難問である。不合格といわざるを得ないセキもあるようだ。

また扇状地性河川には、縦断方向だけでなく横断方向にも砂レキ堆がつながった複列砂レキ堆³⁾が形成されていたり、急勾配であるため少流量において小規模な砂レキ堆が形成されたりするため、あるいは河床材料の混合粒径の効果のためなど⁴⁾で、網状流を呈することが多い。これらの網状河道においては、河道幅規模での砂レキ堆が移動する場合はもちろん、大局的には砂レキ堆が

移動しない場合でも、小規模な砂レキ堆が移動したりして、ミオ筋は安定しないと考えられる。そのため、扇状地河道にある取入口は昔から洪水のたびに取水不能になったものである。静岡県天竜川筋寺谷用水の取入口など⁵⁾その例に事欠かない。

3. 土砂吐によるミオ筋の透導

一時期、ミオ筋は土砂吐のゲート操作によって人工的に誘導することが可能であるといわれたことがあった。今回の頭首工設計基準の改定⁶⁾によって、この考え方が否定されたのは、当然とはいえ、ホッとする思いである。砂レキ堆が移動してきて、取入口の前に州がついた場合には、土砂吐のゲート操作によるミオ筋の誘導は不可能である。

土砂吐の機能は、砂レキ堆ひいてはミオ筋が安定している地点における取水口前面の局所的な排砂に目的を限定するのが無難である。

河道が直線的で砂レキ堆が移動する場合、河道を適当に蛇行させることによってあるいは交互斜傾セキ⁷⁾によって、ミオ筋を人工的に誘導することは可能であるが、どちらの方法にしても、治水計画・治水工事との関係などにおいて、非常にむづかしいのが現実であろう。

したがって、頭首工の位置選定の基本は、やはり砂レキ堆の位置が安定している地点を選ぶことである。

なお扇状地性河川で網流を呈している場合には、ミオ筋の安定は期待できず、土砂吐によるミオ筋の誘導も不可能であるので、このような地点にどうしても頭首工を設置したい時には、ミオ筋の変化に応じて、導水路を掘るなどそれなりの覚悟が必要である。

4. ミオ筋が安定しているか否かの判定方法

既設のセキを改築する場合には、前述のとおり創設以来ミオ筋の移動で苦労してきたかどうかしらべるのも一方法であるが、ふつうには、古くからの河川測量図等を集めて、セキ地点付近の砂レキ堆の位置の変遷をしらべる。その中で一番確実に簡便なのは、多数年次の航空写真から砂レキ堆の位置を読みとって比較する方法である。

終戦後わが国を占領したアメリカ軍は、昭和22、3年を中心に日本全土の航空写真を撮りまくった。それらの写真ネガは後に国土地理院に移管され、今では我々が自由に利用できるようになった。

このいわゆる米軍写真以降30年間に、地理院は、同一地地域でも数度にわたって航空写真を撮影している。

これら年次をへだてて撮影された航空写真を買って求め、各年次の砂レキ堆位置を読みとって比較すれば、約30年間の砂レキ堆の挙動を手にとるように見ることがができる。

最近では建設省の各工事事務所で河川測量のため航空

写真をとるようになった。もちろんこれを利用してよい。

砂レキ堆の安定している地点は見事に安定しているものである。ただし砂レキ堆の位置の読みとりには、いささか技術と経験を要し、水路実験で砂レキ堆の多様な姿を観察しておくことが大切である。

また現在では、木下博士らによって、水路の平面形状のちがいによる砂レキ堆の移動と安定の境界について基本的には解明されている⁹⁾ので、もし河道法線が変更になっても、将来砂レキ堆が移動するか否かを予測することは比較的容易である。

5. 河川の水利模型実験の相似

頭首工を設計するにあたって、水利模型実験の必要性和有効性について、だれもが口をすっぱくして言う。河川という移動床を取扱うには、現在の水理学の水準ではどうしても実験を欠くことができない。そのさいの実験の相似について、筆者は「頭首工設置地点付近の砂レキ堆形成状況」を最優先すべきであると考ええる。

従来水利模型実験では、砂レキ堆の形成状況についての配慮はほとんどなされていないから、洪水時の実験をしていても、それがどの程度現実を反映しているかいささか疑問である。

砂レキ堆の認識が普及する以前は、図-2の州・瀬・淵のような形態は洪水の引き際に形づくられるもので、洪水時には、河道のわん曲部を除き、河床は平らになっていると一般に信じられていた。

まっすぐな水路に砂を平らに敷きならして通水すると、やがて水流は蛇行し砂レキ堆が形成される。この様子を初めて見ると、まるで手品を見ているようで、9年間砂レキ堆を見続けてきた筆者でも、未だにその造形の妙に新鮮な感動を覚える。

それはさておき、要するに、砂レキ堆は実は洪水中に河床に形成されているものであり、州・瀬・淵にあたる部分も、洪水の中にすでに存在しているのである。そのことは同時に、現在河床に存在している砂レキ堆は、洪水にも引続いて存在し、洪水時の流況を大きく規定することを示している。

木下博士は、これらの点を、実際河川の洪水流の航空写真測量によって、一層確かなものにした⁹⁾。

このように、頭首工の水利模型実験をするにあたって、その地点付近の砂レキ堆形成状況を相似させれば、洪水時の河状と流況を実験水路に再現できるとともに、減水後のミオ筋をも知ることができて、きわめて有益である。

6. わん曲斜めセキの評価

古来の農業用水取水セキは、河川を斜めにしかもわん

曲しながら横断する「わん曲斜めセキ¹⁰⁾」が大半であった。この理由について、従来主として取水上の都合であるといわれてきた。

だがその本当の理由は、河川の砂レキ堆形成との関係にあり、一つの砂レキ堆上の河床の高まり部分を連ねて設置すると、自然にわん曲斜めセキになるのである。河床の状態に合致したものであるから、洪水のさい破壊されにくいなど多くの利点をもつきわめて合法則性のあるセキであった。ただし、わん曲斜めセキが直角セキよりすぐれているのは全面固定セキを前提としてのことであり、現在のような可動セキ部分が大きい頭首工の場合には別の観点から見直す必要がある。

頭首工設計基準において、セキの平面形状を「河川に直角とし、一直線」と規定しているのは、経済性を重視してのことである。河川を最短距離で横断して、セキの全長をできるだけ短くすることが、可動セキ部分が大きい頭首工の場合には最も経済的であるからである。

したがってセキを河川に直角に一直線とした場合に、治水上あるいは利水上、よほど大きな不都合を生じない限り、これを前提に、頭首工の設計を考えていかなければならないであろう。したがって、このようなセキの場合に、それを砂レキ堆上のどの位置に設置するのが最も有利かという点をあらためて解明することが我々の当面の課題である。

7. 計画河床とセキの敷高との関係

河川構造令の規定によって、「可動堰の可動部以外の部分及び固定堰は、流下断面内に設けてはならない」ことになった。しかもここでいう流下断面には、計画横断形に係る流下断面も含まれるため、現状と計画の横断形が著しく異なる場合に、規定に従ってセキを設計すると、可動セキの敷高の上に堆砂が予想されるなど、不都合を生じるおそれが多い。

現状と計画の横断形が異なる場合は次の二つに分かれる。

1) 平均河床高としては同等であるが、横断形が異なる場合

これは計画横断形の決定に問題のあることが多い。計画横断形は高水敷部と低水路部とにわけて決められることが多いが、低水路部の横断形は、河川の計画縦断勾配から決定される計画河床高だけで決められ、実際の河床にある砂レキ堆形状に伴う横断形の凹凸は無視され、一直線にされてしまう場合が多い。

この計画横断形に従って、セキの横断形を決めると、本来なら河床の深み部分にあたる場所では、セキの敷高が高すぎるので、セキ下流に深掘れを生じやすくなる。一方、州の部分では、セキの敷高が低すぎて敷上の堆砂に悩まされることになる。

福井県九頭竜川筋鳴鹿セキの右岸取入口前の堆砂は、この種のトラブルであったと考えられる。

2) 計画河床高が現状より低く定められている場合
わが国の河川の大半は、上流部でのダム建設や中下流部での砂利採取などの影響で、河床低下の傾向にあるといえる。したがって河川の将来計画を立てるさいには、計画河床高を現河床高より低く設定するのが普通である。今回の河川構造令の制定により、計画といえどもその流下断面内にセキの固定部を設けてはならないと規定されたため、今後頭首工を新設改築しようとする場合、セキの敷高は現河床より低くおさえられてしまうことが多いであろう。

河川構造令の制定以前でも、最近では建設省はこの方針をとってきたので、すでに完成した頭首工においても、セキの敷高が現河床より低い場合があり、早くも敷の上に堆砂するなどの不都合を生じてきている。栃木県渡良瀬川筋太田頭首工はその一例である。

頭首工の工事のさい、セキの周辺だけを敷高にあわせて掘り下げても、ひとたび洪水がくれば、簡単に埋めもどされてしまうから、今後さらにこの種のトラブルはふえるであろう。

河川構造令では、その対策として、「暫定的な上げ越し構造とすれば通常支障は生じない」としているが、次のような疑問があり、実際にはそう簡単に片づけられる問題ではないように思う。

まず第一に、計画通りに河床がさがってくれるのかどうか、また最終的にはさがるとしても、一体どのくらいの期間がかかるのか。

第二に、河床低下の進行は、ある横断面で見た場合、全体が平均的にさがるといっても、低いところがどんどんさがるとい場合も多いのではなからうか。

これら河床低下の進行については不明な点も多く、上げ越し構造にすればよいとすまてはいられないはずである。

また対策としてはほかに、セキの上下流をある程度広い区間にわたって掘りさげってしまう方法が考えられている。これについて筆者は、水路実験によって、その掘り下げ効果の研究を始めた¹⁾。当然のこととはいえ、河川勾配が急になるほど、埋めもどしがはやく、区間を広くとらないといけないことがわかった。具体的にどの程度の区間を掘り下げると、どのくらい効果があるかという問題については、実験での埋めもどし時間が実際河川でのどのくらいの時間になるかという点が今のところ不明であるので、よくわからないのが現実である。

なお計画河床高の決定にあたって、問題をより複雑にしているのは、既設の取水セキである。頭首工の位置選定においては、これらのセキは、前述のように、貴重な資料を提供してくれるが、河床低下がある程度進行して

くると、それらは一種の床止め工の役割を果しており、本来の河床にくらべて、セキの上流では高く下流では低くなっており、河床の不連続点にあっている。新しくセキをつくりなおすさい、旧セキを床止めとして残すことは、洪水の疎通の面から明らかにマイナスであり、早晚撤去しなければならない。そうすると旧セキをなくした状態での将来予測が必要になるので、計画河床高の決定は容易でない。

8. おわりに

以上、砂レキ堆の形成とその移動性に関する最新の知見をもとに、頭首工の位置選定や設計の上で、特に留意すべき諸点について説明してきたが、まだまだ不明な点も多く、今後ますます研究を進展させていく必要がある。

筆者が砂レキ堆の研究をはじめて以来、自由学園最髙学部の木下良作先生には終始熱心な御指導を賜っている。誌面を借りて改めて心からお礼申し上げる次第である。また本文をまとめるにあたり、いろいろ貴重な御助言をいただいた岡本雅美先生に厚くお礼申し上げる。さらに農林水産省渡良瀬川沿岸農業水利事業所をはじめ全国各地の現場の方々には、調査のさいや資料収集にあたって、一方ならずお世話になった。記して謝意を表する次第である。最後に本文を書く機会を与えて下さった本誌編集部各位に御礼申し上げる。

引用文献

- 1) 木下良作：石狩川河道変遷調査、参考編、科学技術庁資源局資料第36号、1963
- 2) 木下良作・三輪 式：砂レキ堆の位置が安定化する流路形状、新砂防 No.94、1974
- 3) 木下良作：洪水の流路形態の現地観測、水工学シリーズ78-A-7、土木学会水理委員会、1978
- 4) 木下良作：大井川河床形態と洪水流に関する検討業務報告書、1979
- 5) 牧 隆泰：日本水利施設進展の研究、土木雑誌社 1958
- 6) 農林水産省設計課設計基準班：土地改良計画設計基準「頭首工」について、農土誌 Vol.46, No.11, 1978
- 7) 三輪 式：交互斜傾セキによる砂レキ堆の安定化、農土論集、投稿中
- 8) 2) に同じ
- 9) 木下良作：航空写真による洪水流の解析、その乱流構造と表面の流れ方の特性について、写真測量 Vol.6, No.1, 1967
- 10) 三輪 式：砂レキ堆形成からみたわん曲斜めセキの合法則性、農土論集 (76)、1978
- 11) 三輪 式：掘り下げ河床の回復過程、農土年講、1979

流水による管水路からの空気の除去

村上 康 蔵* 訳

Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means

By Paul E. Wisnen, Farrukh N. Mohsen and Nicholas Kouwen

A. S. C. E HY 2 pp.243~257 (1975)

目 次

1. 序 論.....(58)	6. 実験装置.....(61)
2. 目 的.....(58)	7. 実験結果.....(61)
3. 定 義.....(58)	8. 結 論.....(63)
4. 従来の研究概要.....(59)	9. 参考文献.....(63)
5. 管路内の安定した単独ポケットに関する 次元解析.....(60)	

I 序 論

管水路に空気が存在する原因や結果を含めた事例史研究が、カナダのオンタリオ州ウォータルーのウォータルー大学水研究部の援助で行われた。この研究やこの分野での有用な文献によれば、空気は様々な方法で送水組織に入り、その影響も殆んど無視できるような場合から運転が相当困難になる場合までであることを示している。管水路に空気を取り入れられる主な方法は、取入れ口のうず、ポンプ、堅管内の乱れ、管路の充水、低圧による空気の遊離、通気口等である(図-1)。管水路内の自由

とは困難であるからである。

一般に、管水路から空気を除去するには次の二つの方法がある。(1)空気安全弁、真空ポンプおよび捕気帽を用いる機械的方法、(2)流水の慣性力による水理的方法。この論文は、水理的方法による空気の除去を検討するために行った実験的研究結果を要約したものである。機械的方法による除去は研究しなかったが、水理的方法では効果的な空気除去ができず、機械的方法が採用される場合については、いくつかの一般的な指示が用意されている。

2. 目 的

管水路の空気問題に関する広範な文献調査の後、この研究の目的が次のように決定された。(1)様々な研究者の提案を理解するために各研究者が行った条件を全て、可能なら、物理模型で追試すること。(2)「除去流速」に関する寸法効果* を検討すること。(3)現場の技術者が様々な空気の存在状況を確定できるいくつかの道具および空気排除の方法、又はいくつかの改善策の採用を提案すること、あるいはこの両者とも提案すること。

3. 定 義

空気は管水路内に、「気ホウ」、「微細気ホウ」、および「ポケット」として存在する。「気ホウ」は落水水脈の衝突や跳水のような乱れ作用によって水中に捕えられた小さな粒状の空気として定義される。気ホウの大きさは1 mm から 5 mm である。気ホウの写真はその形がダ円

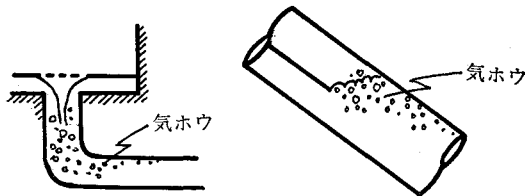


図-1 気ホウの発生例

空気は様々な問題を生じさせる。より重要な問題のいくつかは次のようなものである。送水能力の減少、サージとブローバック、ホワイトウォーター、口過操作の困難、ポンプ効率の減少、および管路の腐食。

空気の存在に対して採用される最善かつ最も賢明な方法は、空気導入の原因を取り除くことであるが、多くの場合、これは不可能である。たとえば、どんな水頭下でもうず運動を回避できる入口をもぐり状態で設計するこ

* 岡山大学農学部

* 訳者注 scale effect 訳語は「学術用語集物理学編」による。

体に近いことを示すが、表面張力の観点からすれば、球体と仮定して近似計算を行うことができる。気ホウ内外の圧力差を $d/2$ のような水頭差とすれば、21℃ の水に対し気ホウ直径 $d=7.7\text{mm}^*$ の大きさとなる。同じ型の乱れ作用から生じる「微細気ホウ」は更に小さく(2mm のオーダー)、この論文では検討しない。

「ポケット」は、「気ホウ」および「微細気ホウ」の合体の結果として形成される管水路内の空洞として定義され、また管路の充水中に生じる大量の空気の流入により形成される。多くの場合、跳水の乱れ作用と類似の作用が空気ポケットの後部で生じ、気ホウが生成する。

管路から空気ポケットを取り除くには次に示す方法を単独にあるいは両方用いることにより行うことができる。(1)掃き出し、すなわちポケット全体をそっくり除去する。(2)気ホウの生成と連行。

「掃き出し流速」なる用語は、管水路からポケットまたは気ホウをそっくり移動させるに必要な最小平均流速を表わすのに用いられる。

「除去流速」なる用語は、除去が掃き出しによるか生成と連行によって行われるかどうかにかかわらず管路からポケットを取り除く最小流速を表わすのに用いられる。跳水に似ているポケット下流端の乱れ作用は気ホウを引きちぎらせ、その過程は「生成」として示される。「連行」は生成した気ホウの掃き出しを示すのに用いられる。生成は連行を表わさないことを実験が示している。連行

はポケット下流の流れの水利条件に関係する。

除去流速の知識が必要な三つの事例を図-2(a)~2(c)に示す。

4. 従来の研究概要

除去流速を明らかにするため、これまでの研究では異なる二つのアプローチがとられて来た。ある者は指標として静水中のポケットの上昇速度を用い、また他の者は基準として流水中のポケットの静止状態を用いた。これまでの研究者達による提案は以下のようである。

1. Gandenberger (2) — 様々な大きさの空気ポケットに対する上昇速度の実験結果から、管内の流速が体積 $\pi D^3/4$ (D =管径) を有する空気ポケットの上昇速度より大きいと等しければ、この管は空気を除去すると結論した。

2. Veronese (9) と Lara (6) — ある高流速においてポケットは全て、気ホウの生成と連行により、「限界気ホウ」と Veronese が定義した一つの安定した大きさに縮小することを観察した。彼はまた限界気ホウが平衡状態を保つ流速を観察し、これを「限界流速」と名付けた。管径 100mm 以上の管では、彼が見出した 100mm 管に対する「限界流速」0.59m/s に等しいかそれ以上の流速であれば空気を除去すると提案している。

3. Kalinske-Bliss (3) — Kalinske と Bliss は $Q_c^2/(gD^5)$ と勾配の関係曲線を与えている。ここに Q_c =除去し始める流量。Kalinske-Bliss のデータに適合する直線の式は次のようである。

$$Q_c^2/gD^5 = (0.707) \tan \theta \dots\dots\dots(1)$$

ここに θ =管路の勾配

4. Kent (5) — ポケットに働く抗力と浮力を等しいと置き、抵抗係数を近似する実験結果を用いて、半経験式を提案した。その最も普通に用いられる式形は次のようである。

$$V_{min} = 1.62 \sqrt{\xi} \sqrt{gD \sin \theta} \dots\dots\dots(2)$$

ここに V_{min} =ポケットが平衡状態にある流速、 ξ =形状係数。彼の実験データから、ポケットの大きさ $L_b/D > 1.5$ に対して ξ は一定であるとしている。ここに L_b =ポケットの長さ。

5. Kalinske-Robertson (4) — Kalinske と Robertson は様々な勾配に対する $F_1 = V_1/\sqrt{gy_e}$ と y_1/D の実験グラフ(図-3)を与え、与件 y_1/D に対し、跳水によって水中に入った空気の一部だけを管路が移送する1個のフルード数が存在すると述べている。(Kalinske は跳水としてポケットの末端における乱れ作用のせいに行っている) 間接的な方法では、垂直な水深が y_1 に対し利用できると Kalinske は述べている。

概略述べたように、これまでの研究者達の提案は幅広く相違し、いくつかの場合には先分でないことを、Ri-

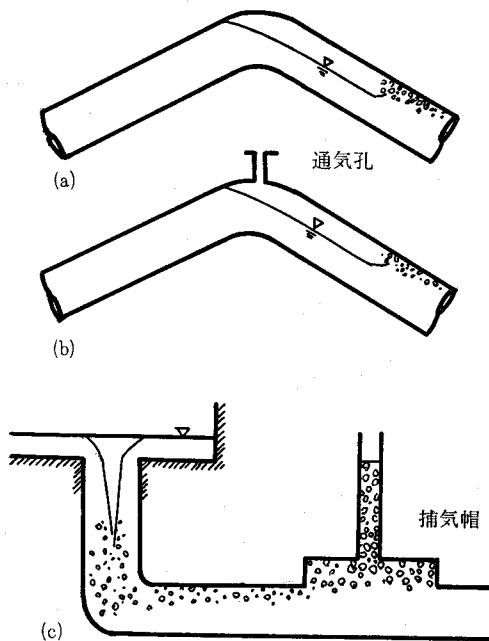


図-2 空気の除去例

* 訳者注 $\Delta P = w_0 h = -\frac{4}{d} T$ より、 $h = -\frac{d}{2} T = 0.0741g/cm$,
 $w_0 = 1g/cm^3$ を用い、 $d = 0.770cm$

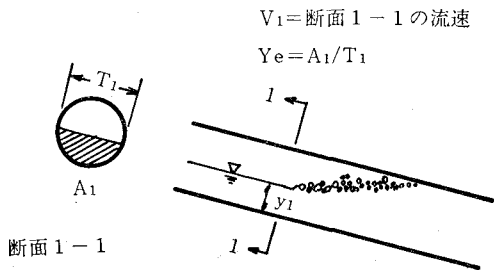


図-3 変数の定義

chards (8) が引用した実例により示す。この問題は復水器から河川に熱湯を排出する管路で取りあげる。レイアウトを図-4に示す。このプラントは空気により水頭と容量損失を経験していた。問題は管路が 3.6m³/s と 4.66m³/s (流速では 1.18m/s と 1.51m/s) とを扱っている時に気付いたものである。

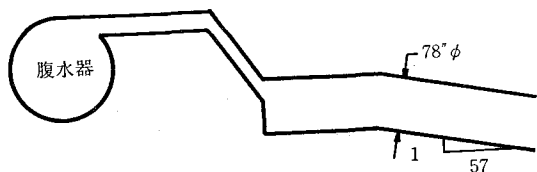


図-4 問題事例 (lin=25.4mm)

これまでの研究者達が提案した除去流速を表-1に示す。これから次のことがわかる。(1)提案された流速は同

表-1 研究者達の提案した流速

研究者 (1)	提案除去流速 (2)
Gandenberger (2)	1.13 m/sec
Veronese (9) & Lara (6)	0.586
Kalinske-Bliss (3)	0.622
Kent (5)	0.750

一でない。(2)管路の流速が表の最高流速よりかなり高速であっても問題はあり得る。また一方、一人の研究者が Kent の提案した数値は安全側にあることを知った一例を引用する。Babb (1)はサイホンを原型と模型で測定し、原型では Kent が提案した流速よりも低い流速で充分に空気を除去することを示した。

この明白な相違について二つの理由が考えられる。(1)様々な研究者達が採用した条件は一般的でなかった。(2)寸法効果。この結論と、これまでの研究者達は全て比較的小口径で実験し、原型は割合大きかったという事実から。これから以下のような結論が導かれる。(1)これまでの研究者達の結果が同一でないこと、(2)「除去流速」について相似性が存在するかどうか、すなわち実験室の結果が原型に対して外挿し得るかどうかを確立することの研究が必要である。

5. 管路内の安定した単独ポケットに関する次元解析

管路の水中のポケットを掃出す(平衡)流速 V_s は、管径 D 、傾斜角 θ 、水の密度 ρ (空気密度は無視)、重力の加速度 g 、ポケットの長さ L_B 、および水の粘性係数 μ_w の関数であると仮定することができる。先に示したポケットと気ホウの定義を想起すれば、表面張力が重要なのは気ホウの場合のみである。Buckingham の π 定理により、次の関数関係がこの支配パラメータ間に成立する。

$$f(V_s, D, \theta, \rho, g, L_B, \mu_w) = 0 \dots\dots\dots(3)$$

従って、関数関係は次式となる。

$$f\left(\frac{gD}{V_s^2}, \frac{D}{L_B}, \frac{\mu_w}{V_s D \rho}, \theta\right) = 0 \dots\dots\dots(4)$$

μ_w/ρ を水の動粘性係数 V_m と置換えれば、

$$f\left(\frac{gD}{V_s^2}, \frac{D}{L_B}, \frac{V_m}{V_s D}, \theta\right) = 0 \dots\dots\dots(5)$$

整理し直し、

$$\frac{V_s}{\sqrt{gD}} = f\left(\frac{L_B}{D}, R, \theta\right) \dots\dots\dots(6)$$

ここに R = 持性長として D (管径) をとったレイノルズ数。ポケットの大きさを無次元量 n で表わし、同一の n と θ に対し同一の L_B/D 比によって持性づける図-5に示すような群の幾何学的に類似のポケットが存在すると仮定すれば、同一の n と θ に対し、

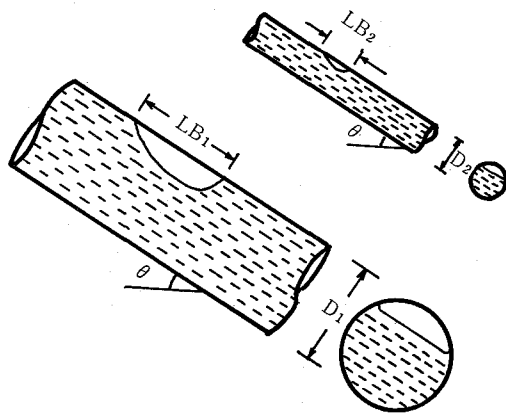


図-5 変数の定義

$$\frac{V_s}{\sqrt{gD}} = f(R) \dots\dots\dots(7)$$

ここに $n = \bar{V}/(\pi/4D^3)$ 、 \bar{V} = ポケットの体積。

得られた次元方程式を以下の二つの目的に利用することができる。(1)静水中を上昇するポケットの解析、(2)流水中に停止している空気のポケットの解析。静水中では、ポケットを平衡状態に保つため V_s で流れる水の代わりに、一定の速度 $V_r = V_s$ で静水中を上昇することは明

らかである。従って、

$$\frac{V_r}{\sqrt{gD}} = f(R, \theta) \quad n \text{ は定数} \dots\dots\dots (8)$$

6. 実験装置

実験装置の大きさ、長さ、勾配および頂部曲りの形状は以下の事情に基づいている。

管径の大きさ一恐らくこの研究の最も重要な特色は空気ポケットの力学に関係する寸法効果を検討することにある。これまでの研究者達はほとんど管径 25mm~100mm で実験したものであり、150mm が 1 例あるだけである。近年の原型送水管は極めて大口径の場合が多い。従ってより大口径管の実験により寸法効果を研究することが必要である。このアプローチは、Richards (8) を含む多くの現場技術者から勧められたものである。かなりの大きい管径が望ましいが、利用し得る実験施設（定水頭の高架タンクの最大流量約 0.14m³/s）のため妥協して内径 250mm を選定した。

管の長さ一文献調査から、管径の約 12~15 倍のポケットの長さは管径の約 10 倍の乱れ域を含むとみなされることがわかった。そこで管径の 30 倍すなわち約 7.3m と定めた。

管勾配と頂部の曲り一空気混入流でポケットを実験した研究者は Kent (5) と Kalinske-Robertson (4) の 2 人であった。Kent は 15°~60° の勾配で実験しており、Kalinske-Robertson は 1.5°~16.7° の勾配であった。2 人の結果には明らかに相違があって、2 人の研究者の重なり合った勾配域にいくつかの過渡的状態のあることを示した。従って模型には 16° に近い勾配を選定するものとした。実験結果と、コロラド・フットヒルの支流におけるサイホンでの原型の測定値とを比較することになったので、上流側勾配 17°、下流側勾配 18.5°、接続する曲り 35.5° その中心線の半径は管径の 2.8 倍と定めた。

特定の勾配を選定したもう一つの理由は、最も除去し難い状態は 15°~60° の勾配範囲にあること、またこの勾配範囲での除去流速の相違は比較的小さいことをほとんどの研究者が指摘したためである。18.5° の勾配は、実験室のアキ高を考慮し、最善の選択であった。

実験装置も図-6 に示す。

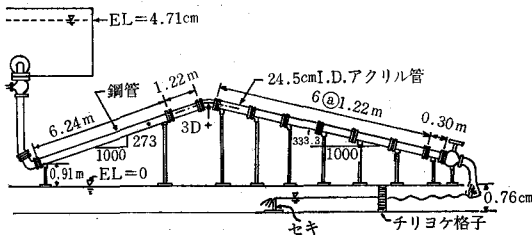


図-6 実験模型

実験室の定水頭タンクからの流れは模型の上下流端に設置した 2 個のバルブにより制御した。

7. 実験結果

静水 V_r/\sqrt{gD} と R との関係を検討するため、様々な大きさのポケットを 18.5° の下り勾配管 (244mm 管) 内を上昇させる一連の実験を行った。上昇速度を記録し、結果を図-7 に示す。図-7 の最適合曲線から得

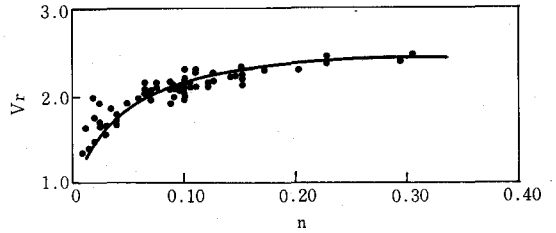


図-7 ポケットの上昇速度の実験結果

られる平均値を、Gandenberger の他の管径に対する結果と一緒に、18.5° に対する R と V_r/\sqrt{gD} についてプロットしている (図-8)。このプロットから、10⁵ 以上のレイノルズ数に対しては V_r/\sqrt{gD} はレイノルズ数と無関係になると結論できる。さらに、同一の勾配 θ に対し、著者らの実験結果は Gandenberger の結果と共に、

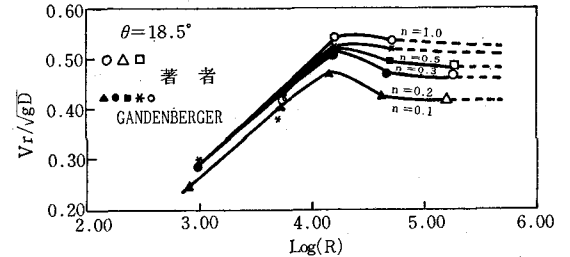


図-8 ポケットの大きさによる上昇速度の変動

$[V_r/\sqrt{gD}]_{Rn \ge 10^5}$ は $n \ge 0.8$ に対し無関係となることを暗示している。従って、これを一般化すれば、

$$[V_r/\sqrt{gD}]_{Rn \ge 10^5, n \ge 0.8} = f(\theta) \dots\dots\dots (9)$$

勾配による上昇速度の変動は勾配による形状の変化によって複雑となる。しかし、Gandenberger と著者らの結果から、図-9 は θ により $[V_r/\sqrt{gD}]_{Rn \ge 10^5, n \ge 0.8}$ が変動することを示している。

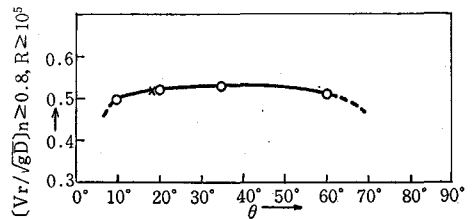
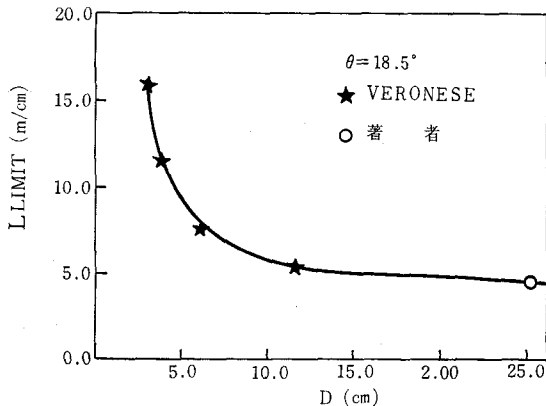


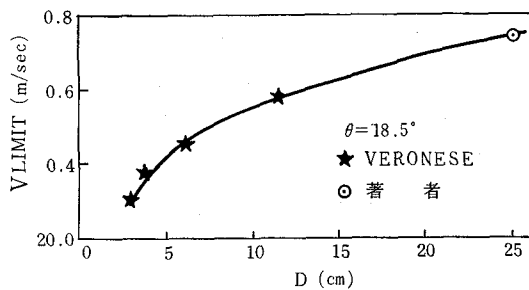
図-9 勾配による上昇速度の変動

流水—Veronese の「限界気ホウ」を検討するため一つの実験を行った。大きなポケットを流水中に持ち込み、崩壊が進行するにつれてポケットを平衡状態に保つため、流速は連続的に変化させた。ポケットは最終的に減少して小さな安定サイズとなり、流速を増加してももはやポケットをこれ以上崩壊されず掃き出してしまうことが観察された。

この実験の結果は限界長さと言界流速に関する Veronese の曲線を延長した (図—10, 11)。Veronese と著者

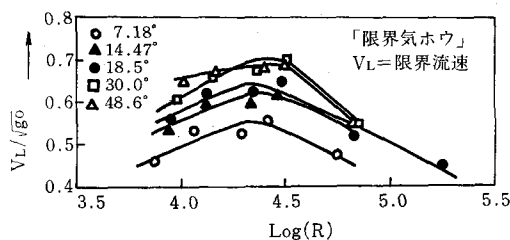


図—10 管径による限界長さの変動



図—11 管径による限界流速の変動

らの実験範囲において少なくとも、ポケットの特定の大きさや流速が安定することがこの結果から確認される。この値は特異なものであって、特定の管径と勾配に対し1個の安定した長さとして、対応する流速が存在する。静水中の単独空気ポケットに関する力学の研究から、限界気ホウに対する L_0/D (結果的に n) は管径で変化するので、



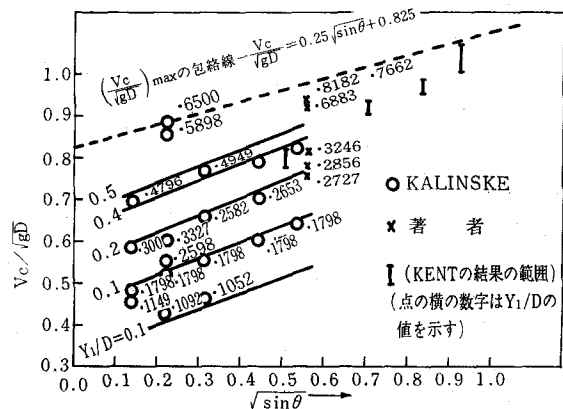
図—12 勾配による限界流速の変動

パラメータ V_c / \sqrt{gD} は R と無関係ではないと思われる。これは限界気ホウに関する Veronese と著者らの実験データのプロットにより示されている (図—12)。より広範囲なレイノルズ数についてさらに実験が行われなければ、一般的な法則は提供できないけれども、パラメータ V_c / \sqrt{gD} はレイノルズ数の関数すなわち V_c / \sqrt{gD} は $R = 4.2 \times 10^4$ 以上の R で減少すると結論できるであろう。

実験結果は二つの重要な点を明確にした。(1)限界流速は Veronese と Lara が述べたように管径を増大させるにつれて一定量となるのではなく、管径と共に減少する* 少なくとも著者らの Veronese の実験範囲内で。(2)限界長さは管径 100mm 以上で一定となるのではなくて徐々にわずかながら減少する。244mm 管に対し限界流速と限界長さはそれぞれ 0.72m/s と 46mm であった。

実験室の結果を十分に外挿するには、さらに大口径管に関するもっと広範な研究計画が必要であろう。しかし、図—12は限界流速をおおよそ見積るのに役立つ。

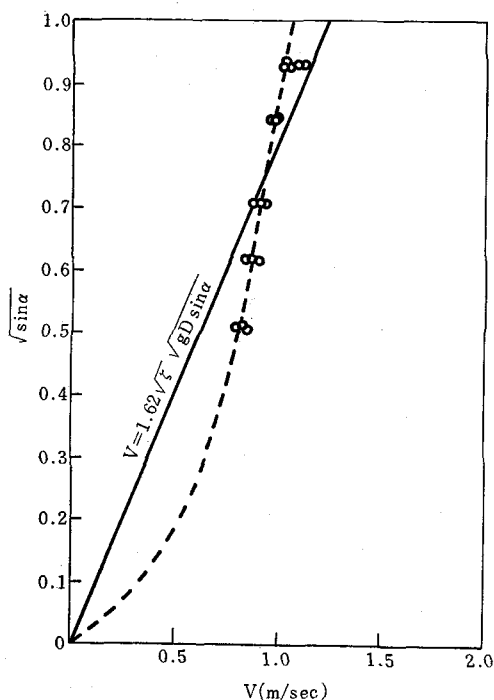
流水中の空気供給ポケット—Kent 公式 (2式) はその



図—13 空気ポケットの除去に対する提案包絡線

簡単さの故に実際によく使用されている。しかし、Kent 公式の検討によれば Kent の実験結果から計画的にそれていることを示している (図—14)。多数の変数は複雑さをますために、有効な実験結果を全部プロットすることや流速に対する低限度を与える合理的なアプローチが考えられた。流速パラメータの低限度として、直線 $V_c / \sqrt{gD} = 0.25 \sqrt{\sin \theta} + 0.825$ を与えて図—13で比較する。ここに V_c = 十分に空気を除去する臨界流速。流速パラメータの大きな値はブローバックの問題を招くので、低限度よりあまり大きい値にすべきでない。経験から、流速パラメータを低限度の +5% 内に保てば、最も十分に達成されるものと思われる。これは、低限度流速に達する十分な上流水頭を与えることが経済的に不可能なところの設計に役立つ。このような場合、空気の除去

* 訳者注 図—11では管径と共に増大している。



図—14 Kentの実験結果とKent公式の比較

は空気安全弁で処理すべきである。

除去時間—特定大の空気ポケットを除去する時間は、原型(コロラド・フットフィルの支流におけるサイホン)やBabb(1)による別の模型での時間と比較した。この比較によれば、同じフルード数の流速では小口径管よりも大口径管の方がはるかに早く除去することがわかる。このことは単独の空気ポケットを除去するについて通常の相似性は何もないことを示すものである。原型での除去が早いのは、生成される気ホウの大きさが模型や原型でそんなに変わらず、同じフルード・スケールでは原型の流速がはるかに早く、従って生成される気ホウの除去が促進されるという事実により恐らく説明できよう。

8. 結 論

単独の空気ポケットについて、一般的結論をいくつか導き出すことができる。(1)管水路内の単独空気ポケットの除去時間を求める通常の相似性は存在しない。(2)除去時間に関する模型研究の結果から、フルード・スケールを用いることに極めて消極的である。(3)管径約0.305m以下の普通の配水組織に対し、充水中に閉じ込められた単独空気ポケットを早急に除去するには極めて高流速を必要とする。それ故、空気安全弁による機械的な除去がより可能性があろう。実際的な見地から、恐らく最も重

要な結論は、(通気口付管路は除き)空気ポケット(単独および空気供給共)の除去は、技術的あるいは経済的拘束のために達成できそうもないような高流速を必要とするということである。このような現状のため、空気安全弁やその他の装置によって機械的に除去する方がより良い方法であらう。

9. 参 考 文 献

- 1) Babb, A. F., and Jhson, W. K., "Performance Characteristics of Siphon Outlets," *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 94, NO. HY6, Proc. Paper 6237, Nov., 1968, pp. 1421—1437.
- 2) Gandenberger, W., "Design of Overland Water Supply Pipe Lines for Economy and Operatoinal Reliability" (in German), 1957, Munich, Germany, (a rough translation of the text has been carried out by W. A. Mechler, discussion of "Factors Influencing Flow in Large Conduits," Report of the Task Forcce on Flow in Large Conduits of the Committee on Hydraulic Structures, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 92, No. Hy4, Proc. Paper 4859, July, 1966, p. 203.
- 3) Kalinske, A. A., and Bliss, P. H., "Removal of Air from Pipelines by Flowing Water," *Civil Engineering, ASCE*, Vol. 13, NO. 10, Oct., 1943, p. 480.
- 4) Kalinske, A. A., and Robcrtson, J. M., "Closed Conduit Flow," *Transactions, ASCE*, Vol. 108, Paper 2195, 1943, pp. 781—783.
- 5) Kent, J. C., "The Entrainment of Air by Water Flowing Through Circular Conduits with Down-grade Slopes," thesis Presnted to the University of California, at Berkely, Calif., in 1952, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- 6) Lara, C. D., "Degayage Naturel dans les pints incline reliant les aductions secondaires auxgaleriesen charge," *Proceedings of the 6th General Meeting, International Association for Hydraulic Research, The Hague, Netherlands, 1955* (in French).
- 7) Mohsen, F. N., "Clearing Velocity of Air Pockets in Water Lines," thesis presented to the University of Waterloo, at Waterloo, Ontario, Canada, in 1972, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Applied Science.
- 8) Richards, R. T., "Air Binding in Large Pipe Lines Flowing Under Vacuum," *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 83, No. HY6, Part 1, Proc. Paper 1454, Dec., 1957, pp. 1454—1454—10.
- 9) Veronese, A., "Sul motto delle bolle d'aria nelle condotte d'acqua" (in Italian), *Estrato dal fascicolo X, Vol. XIV, Ottobre, 1937*. p. XV.

流水による管水路からの空気の除去

Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means

Discussion by Walter A. Mechler

A. S. C. E HY 3 pp. 420—421 (1976)

Gandenberger の著書の下訳は文献 2) で述べている特別研究報告書に関する筆者の討議で現われるような印象を文献 2) は与えるが、これは正しくない。特別研究報告書にはたした筆者の役割は、管路内の空気（空気の放出あるいは漏出による過渡現象を含む）に関する Gandenberger の仕事を北アメリカの技術者に広く知らせようとするものであった。これは、文献 2) の関連部分の一般的な説明や Gandenberger の15項目の要約の正確な翻訳から成っていた。Gandenberger の試案的結論—空気の相対量（「単位気ホウ」 $\pi D^3/4$ の部分として与えられる気ホウまたはポケットの大きさ）、管路の勾配、および管径に関係する本管から空気を除去するに必要な流速に関する Gandenberger 自身の実験による一を要約した文献 2) から筆者は一枚の図と1個の公式を提出した。

筆者の事務所での利用やコロラド大学での研究者達（空気放出による過渡現象をテーマに実験している）のために、筆者はドイツ語のテキストについて記号や多くの公式の書くのを節約するため、基礎英語の翻訳をスピード印刷することによって文献 2) の関連部分について「下訳」を行った。フォート・コリンズの人々は、いく分英語では異なる統語法について改善しようともせず、これをタイプしてくれたのであった。1971年、先輩の著者が管路の空気に関する情報を求めて筆者の事務所に手紙をくれた時、筆者はこの事情を説明して下訳のタイプの写しをこの著者に送った。以上のことはこの論文の研究課題をカバーしておらず、大口径管の流れに関する特別研究の報告書に対する筆者の役割で混乱させてはならない。

あの討議で提出した図と組合わした公式から、Gandenberger は著者らが246頁*（これまでの著者らによる提案の1番目）と表一1で示したいずれも提案しなかったことは明らかである。あの情報に照らして見れば、246頁で著者らが与えた事例は初期の研究者達による提案を試験するためのむしろ決定的でない状況を示している。管勾配が非常に小さい場合は空気ポケットに働く力の釣合が不安定であるからである。与えられた条件に対

し、測定した条件と大きく矛盾していない Gandenberger の図と公式から、 V_c のうちの値を読み取ることができる。

250頁で著者らは「空気混入流でポケットを実験した」研究者達の中に Gandenberger の名を列挙すべきであった。著者らが Gandenberger の著書からいくつかの詳細なデータ（図—8、9の二つ）を書換え、入れ替えた事実を考えれば、これについての自覚のなさは不可解である。

図12では、この論文の中に含まれている他の情報からこのことを推定することがたとえ可能であっても、 $\theta = 18.5^\circ$ に対する値は著者ら自身の結果であり Veronese のデータであることを著者らは示すべきであった。

恐らく著者らは255頁において「ブローバックの問題」によって著者らが意図するものを説明することができた。これは、高速の除去流速が突然低下した場合に空気が急激に回復することなのであろうか？ このような空気の移動によってどんな問題が生じるのであろうか？ 同じ頁において、低限度の+5%内に流速パラメータを保つ設計の有益性に関する記述や、関連する次の文の論理は筆者には意味不明である。図—14の説明文は、著者らの提案が含まれているかのように、読者に思わせる。この場合、事実、テキストによればあの図は Kent の提案を表わし、Kent の実験結果とこれを対比することにより著者らは批判している。著者の提案した低限度を示す図を図—14がたどるということは、これは著者の提案を含んでいるという思いがけない印象を強くする。

著者らの仕事は、著者らが述べた二つの目的の中の主要目的である寸法効果を明らかにすることであった。しかし、一つの勾配、一つの管径に対する制限から著者らが述べたもう一つの目的すなわちこれまでの研究者達が得た多様な結果を検討し説明することを著者らが効果的に処理することはできなかった。

研究者達は小さな勾配の場合の除去流速に研究を集中すべきであると思う。設計者や運転者の多くが、いちじるしく高い点から、すなわち管の流れの方向が 5° または 10° 以上の下り勾配にある時に、水理的方法によって空気ポケットを除去しようとするほど大胆又は愚かであ

* 原論文の頁数

ると思われない。ほとんどの給水本管は、運転中空気が引っかかったままでないことが確かであれば、機械的な空気排出装置が不要となるゆるい「頂点」を沢山備える。このような場合ゆっくりと充水しながら空気を排出する手動弁のついた小さな空気口を備えるのが得策であろう。いずれにしても、管水路から空気ポケットを除去

〔討議終結〕

流水による管水路からの空気の除去

Removal of Air from Water Lines by Hydraulic Means

Closure by Paul E. Wisner, Farukh N. Mohsen,
and Nicholas Kouwen

A. S. C. E. HY 11 pp. 1695—1696 (1976)

Mechler の有益なコメントに対し、また解明を要するいくつかの問題点を提出して下さったことに対しお礼申し上げる。

討議者の提言として、文献 2) に関する言回しは、Gandenberger の著書の下訳は特別研究報告書に対する討議者の役割に現われているという印象を与える。正確に言えば、二つの参考物すなわち一つの発行記事 (10) と討議者が説明したように Gandenberger の著書の未公開翻訳が含まれているということをはっきりさせたいと考える。これら二つの参考文献 (討議者が著者である) は英語を話す読者のために文献 2) の Gandenberger の原本 (ドイツ語) と一緒に引用したものである。討議者の仕事を「下訳」とみなすことにより不注意な印象を与えんとするならば十分おわび申し上げます。

Gandenberger の方法により除去流速を計算するには、ポケットの大きさを知る必要がある。このことはこの論文に引用した特別な例でも知られておらず、実際殆どの場合にも恐らく知られていないだろう。Gandenberger の提案する表 1 に示す値はポケットが $\pi D^2/4$ より大きいと仮定することにより得られる。これは Gandenberger のプロットにより、最悪の場合を設定している。この推論に対する説明として実例の管路は Gandenberger が提案した流速より早い流速で運転しているにもかかわらず除去しなかったという風に筆者らは考えたい。

Gandenberger を「空気混入流でポケットを実験した」研究者達の中に名を列挙すべきであったという討議者の意見には賛成である。しかし、先に説明したように Gandenberger の提案を使用するにはポケットの大きさを知ることが必要である。特定の設備における空気ポケットの大きさを必ずしも知らない「現場の技術者にいくつかの道具を提案する」論文が 1 部分ではあるが計画されたので、空気混入流で Gandenberger の結果から利益

するのに水理的方法がことさらに用いられる所では、運転者は管路からの空気の漏出によって生じるサージが有害でないか確認すべきである。空気による過渡現象の研究は故 Gandenberger 氏 (西ドイツの都市上水道の著名な業者) の主要な研究目的であった。

を得ることは容易でないであろう。空気混入流のポケットに関連して討議者が図—8, 9 に言及した目的は明らかでない。何故ならこれらの図は静止中の空気ポケットの「上昇速度」の結果を表わし、かつそのように説明されているからである。

図—12において、 $\theta=18.5^\circ$ に対する値はすべて著者のデータであることに注意されたい。

「ブローバック」の問題を持ち込んで下さったことに対しては討議者にお礼申し上げます。著者らが実験を行っている間、包絡線によって示される流速以上に非常に流速を増大すると、違った流れのパターンが生じることが観察された。この流れのパターンで、空気ポケットの大部分が引き裂かれ急激に高い所まで上昇する。頂部に集積した空気は再びより小さくなって押し下げられる。空気の前運動が見たところでは予測し得ない速度で続けられ、重大な圧力脈動が生じた。別の実験装置では (空気弁を模擬するつば付開口部が設置されている)、「ブローバック」により大量の水を爆発的に吐き出した。この実験から、「ブローバック」が生じる点を最終的に定めることは不可能であった。しかし、流速パラメータが低限度の 5% 以内にある場合は「ブローバック」が発生しないことがわかった。

図—13と14の説明文を運悪く取り違えたことは大変遺憾であった*。

小さな勾配の管路について更に研究を進める必要のあることを討議者が指摘して下さったのは大変賢明なことである。

参考文献

- 10) Mechler, W. A., discussion of "Factors Influencing Flow in Large Conduits," by the Task Force on Flow in Large Conduits of the Committee on Hydraulic structures, Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 92, NO. HY4, Proc. Paper 4895 July, 1966, pp. 203—218

* 訳者注 訳文の図—13, 14 は訂正してある。

間違い易い水理設計

—水理量およびその現象の正しい評価のために—

川 合 亨*

目 次

1. まえがき.....(66)	7. チェックゲートをもつ直角分水.....(67)
2. 開水路における水理設計の基本.....(66)	8. 等幅落差工と空気量.....(68)
3. 越流水深と流量係数の関係.....(66)	9. 落差工下流の消波工 wave suppressor.....(68)
4. 跳水の条件と現象.....(66)	10. 高圧バルブ下流の流れ.....(68)
5. 中程度のコウ配をもつ漸縮水路の水理 規定点の移動.....(67)	11. トンネル内の流れと水深.....(68)
6. 直下流に逆サイフォンをもつ自動ゲート.....(67)	12. あとがき.....(69)

1. ま え が き

ここで述べようとする目的は筆者が経験した水理現象のうち、再び繰返されるかも知れない誤った設計による例を示し、少しでも良い水理設計ができることを狙いとしました。しかし、完全にその解決方法を示したわけではな

い。この報告の中から多くの研究課題が得られ、複雑な水理現象に対して実験的に確定しようという考え方が生まれれば望外の喜びである。

2. 開水路における水理設計の基本

開水路の水理設計を行う場合に、その流れの基本を崩したならば如何に立派な水理構造物を設計しても無駄になる可能性が多い。ここではまず水理設計の基本となる三つの条件を与えることにする。

- ① 常流領域における流れの安定条件はフルード数 $F < 0.4$ を満足することである。
- ② 射流領域における流れの安定条件はフルード数 $F > 2$ を満足することである。
- ③ 射流水路では原則としてわん曲部をつくらない。

以上の条件を基本として以下の諸問題を論ずることとする。

3. 越流水深と流量係数の関係

ここでは完全越流公式における流量係数の見積り誤差の影響について調べてみる。いま、流量 Q 、越流幅 B 、越流水深 H 、流量係数 C とすれば越流公式は次のように表わされる。

$$Q = CBH^{3/2}$$

$$q = Q/B = CH^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

式(1)を解けば式(2)が得られる。

$$\frac{dq}{q} = \frac{dC}{C} + \frac{3}{2} \frac{dH}{H} \dots \dots \dots (2)$$

この式(2)において、仮に流量係数 $C = 1.7$ を 1.8 と 6% 過大に見積ったとすれば、流量を一定とした場合に水深は 4% 減の計画となる。すなわち、実際の流量係数は 1.7 であった場合、計算された水深 (4% 減) での流量は所定の 6% 減の流量しか流れない。

これはいま計画水深を 5.0m とすれば、所定の流量を流すためには 5.2m の水深が必要であることを意味している。

したがって、所定の流量が流れた場合は計画された水位より上昇し、余裕高が小さくなり、ダム堤体の危険度が増加することとなる。

とかく、越流公式において C を大きめにとればその構造物にも流量が多く流れるという錯覚に陥りがちであるが、結果は逆となることに注意しなければならない。

4. 跳水の条件と現象

流れが射流から常流に移行する場合、一般に跳水によって行われる。跳水の一般式は次式で示されている。

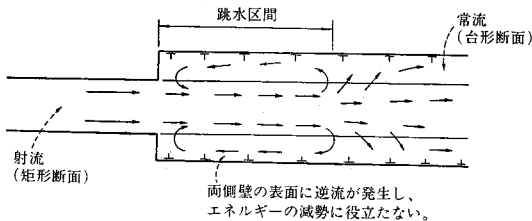
$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2}) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 h_1 、 F_1 は跳水の上流側の水深とフルード数であり、 h_2 は下流側の共役水深である、この跳水現象において、次のことを注意する必要がある。

- ① 完全跳水は $F_1 > 1.732$ のときのみあらわれる。勿論、この場合にも下流条件を満足しなければならない。

* 農業土木試験場

- ② 下流側の共役水深は上流側の h_1, F_1 の値に対して唯一つしか存在しない。すなわち、下流水深が上流条件 (h_1, F_1) から与えられた h_2 より大きくても小さくても完全跳水とはならない。 $h_2 > h_3$ のときは当然のことながら露出射流が発生し、 $h_2 < h_3$ のときは流れの底層を高速流が走り、跳水現象とはならない。
- ③ 射流（上流側水路）の水理条件と常流（下流側水路）の水理条件はあらゆる流量に対して跳水式(3)を満足するというのではない。したがって、射流から常流に移行する流れにおいては各流量に対して水理計算を行い、その流れの現象を正しく認識する必要がある。
- ④ 跳水区間の水路は等幅の矩形断面を原則とする。



図一 台形断面の減勢工

仮に跳水区間の水路を台形断面にするとエネルギーの減勢効果が著しく低下することが実験にて確認されている。

- ⑥ 跳水後のフルード数 F_2 と下流側水路のフルード数 F_3 の関係

式(3)を変形すると次式が得られる。

$$F_2 = F_1 / \left\{ \frac{1}{2} (-1 + \sqrt{1 + 8F_1^2}) \right\}^{3/2} \dots\dots(4)$$

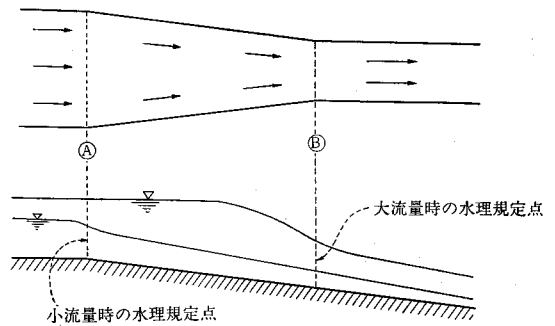
ここに、 F_1 は跳水前（射流）のフルード数であり、 F_2 は跳水後（常流）のフルード数である。この式(4)の計算結果は次のようになる。

F_1	1.73	2.45	3.52	5.29	7.06	8.83	10.60
F_2	0.61	0.47	0.37	0.29	0.24	0.21	0.16

この F_2 と下流側水路の F_3 が一致すれば比較の流れが安定するものと考えられるが一般に一致することは少ないと思われる。したがって、跳水後の流れとこれに続く下流水路の流れとの移行部において何らかの工法が必要であろうと思われる。

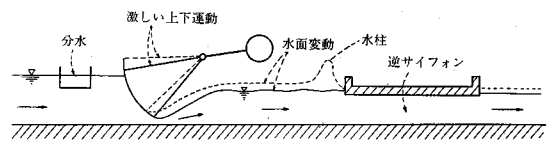
5. 中程度のコウ配をもつ漸縮水路の水理規定点の移動

図2に示したように、中程度のコウ配をもち、かつ漸縮している開水路においては、流量によってその水理規定点が移動する性質があるので、水理計算においては十分注意する必要がある。



図二 水理規定点の移動

6. 直下流に逆サイフォンをもつ自動ゲート



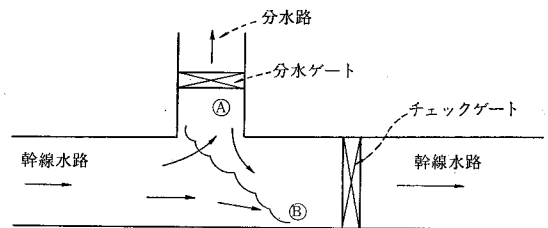
図一 直下流に逆サイフォンをもつ自動ゲート

自動ゲートのバランスが非常に鋭敏であり、かつこのゲートより比較的近い下流に逆サイフォン（道路などのため）があるような場合に、ゲート下流において大きな水面変動を生ずるときがある。

これはゲートを通ずる流速（質量の輸送）と逆サイフォンを通ずる流速（質量の輸送）に安定した連続性が得られないからである。

これの一つの解決方法としては自動ゲートの応答性を鈍感にすることである。しかし、この場合においてもそれぞれの現場における流れの現象を十分に検討する必要がある。

7. チェックゲートをもつ直角分水



図一 チェックゲートをもつ直角分水

幹線水路からの直角分水は、最も単純な形であり採用されることが多い。ここでの例は幹線水路の流れのフルード数が0.6~0.7という比較的大きい場合である。

このようなフルード数をもつ流れはその流速も大きく、図4の分水点において断面幅が急拡するために急拡による水面の拡がり、その流れの慣性によって幹線の流れがA点に向い、ここの水面を上昇させる。このA点にある程度エネルギーが蓄積されると幹線の流れが対岸

(B点)へ押しやられる。この結果、A点の水面が上下に変動し、幹線水路の流れが左右にふれ、チェックゲート下流においては質量の変動(水面の上・下動)があらわれる。

以上の水理現象に対する研究はほとんどなされていない。この現象の解明には(安定条件をうるための研究)幹線水路のフルード数と分水比についての数多くの組合せを必要とし、実験的検討が行われねばならない。

幹線水路のチェックゲート直下流に落差工が設けられると(このような場合が多い)、その水面変動はさらに増幅される。写真1はこの例である。

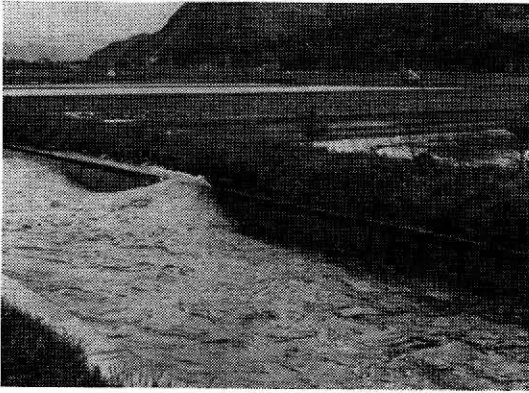


写真1 幹線水路の水面変動例

この水理現象を改善するためには、少なくとも分水ゲートを幹線水路の前面に設け、かつオリフスタイプとすることが望ましい。勿論、幹線水路の流速が大き過ぎるのも大きな原因の一つである。

8. 等幅落差工と空気量

急コウ配地形の水田地帯では幹線水路に多くの落差工が設けられる。

この落差工の水脈の下面に十分なる空気が入るようにクッション部の水路幅を拡大するのが普通である。しかし、近年用地買収の困難さから、等幅の落差工が設けられることがある。この場合は流れの安定のために給気孔を設けているが、これに関する研究は十分になされていない。これは空気量をモデルで再現し難い点にも原因があり、実物で検証する必要があるからである。しかし、水量が $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下程度の小さい落差工においてはそれほど問題も生じないものと思われる。

流量が大きくなり、給気量が不十分であるとナップは上下に振れ、これより下流の流れの変動を大きくするから十分な注意が必要となる。

現地テストが是非必要な分野である。

9. 落差工下流の消波工 (wave suppressor)

落差工下流の波立ちが激しい場合に消波工を設ける場

合がある。従来は逆サイフォン型のタイプが用いられているがこれに対する研究はまだ十分とはいえない。

ここではダムの減勢工に用いられたタイプも合わせて紹介する。

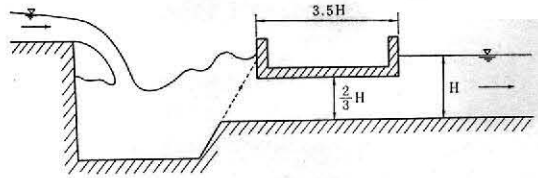


図-5 従来の消波工 (仮称, U字型消波工)

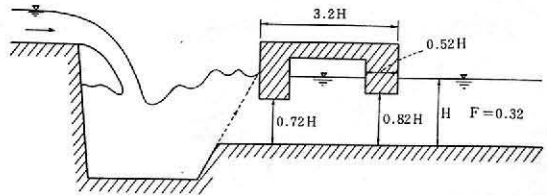


図-6 柵沢ダム型消波工 (仮称, 逆U字型消波工)

従来の消波工は上流側の圧力がストレートに下流に伝わるのに対して、柵沢ダム型消波工は中間にエアークッション (air cushion) を設けてあるところが重要なポイントである。

いずれのタイプにおいても、消波工の上流端を図で示した点線の位置より下流側に設けなければならない。

10. 高圧バルブ下流の流れ

近年、ダムからの取水において、ハウエルバンガールブ、ホロージェットバルブおよびジェットフローバルブ等を用いた末端制御方式が採用される場合が多い。

これらのバルブによる減勢効果には著しいものがある。しかし、なおバルブ下流の流速が大きい。

この高エネルギーの減勢方式としては空中放流型と水中放流型があるが、流れの安定条件からは後者の方がよいようである。しかし、一般的な設計方式が確立されていないので、実施に当っては水理実験を行う必要がある。

とくに、各メーカーで製作されているバルブの減勢効率が明らかでなければならない。具体的にはバルブからの流出速度を定量的に示されることが水理設計の絶対条件であろう。

11. トンネル内の流れと水深

トンネル内の流れには当然のことながら常流と射流があり、この流れの領域の違いにより水理設計上の考え方にも相違がでてくる。

また、トンネルが通常の水路の途中に設けられる場合

とダム放水ゲートの下流に設けられる場合とでも水理設計上の考え方に相違がでてくる。

通常の水路の途中に設けられる場合で流れが常流の場合に、その水深はトンネル断面高の8割位まで許容されるであろう。しかし、射流水路である場合は空気の進行、水面のふくらみ等を考えてその水深はトンネル断面高さの3/4を限度とすべきである。

また、放水ゲートの下流がトンネル水路となる場合においても、その水深はトンネル断面高さの3/4を目安とし、放水ゲート下流側に十分な空気を供給することが望ましい。

12. あとがき

ここで述べた他にも水理設計上注意すべき問題点は多い。水理設計を行う場合には、その流れの現象を想像す

ることが大切である。流れのイメージが混乱するようなときは、直ちに実験を行うことがよく、その結論も早い。

とくに、水の量と力の関係には十分注意しなければならない。

流量が $1\text{m}^3/\text{s}$ 以下のときには見逃されていたものが、流量が多くなると思わぬ現象を招来することがある。それは慣性力と空気の問題である。この二つの問題は主として高速射流のときに遭遇するであろう。

水理学は実験によって発達したことを思えば、計算条件が不明なときは、少なくとも実験はその解決方法を見出させてくれるものと思う。“百聞は一見にしかず”という諺は水理学 (Hydraulics) にぴったりの言葉である。

農道のアスファルト舗装(4)

構造改善局農道班
土地改良舗装研究会

Ⅱ 路床改良工

4. 軟弱粘土の改良

(1) まえがき

一般に、粘土は締固めの対象になる土の中でも最も厄介な土である。特に含水比が高く、高塑性の軟弱粘土は、締固め作業が極めて困難であるとされている。

わが国では天候が湿潤であり、また雨量も多いため、自然含水比が最適含水比を、はるかに越えている粘土を取扱う場合が多く、締固め作業や重機の運行に困難をきたすことが多い。

自然含水比が高く、こねかえしによる強度低下の著しい軟弱粘土は、道路土工の機械化施工にとって、非常に取扱いにくい土であり、また、その高塑性、低強度から交通荷重の影響を受ける路床材に使用することは不適当とされている。

農道の場合特に水田地帯を通過することが多いので軟弱粘土などの軟弱地盤対策は重要な問題であり、十分な検討の必要がある。

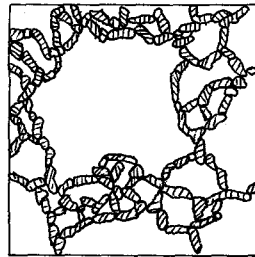
(2) 軟弱粘土とは

一般に、岩石が気象的、生物的、機械的または、化学的な分解を受けた風化生成物が土であり、また、粘土鉱物はその風化生成物が、さらに種々の作用により、新たな組成物(二次鉱物)として生成されたものである。

この粘土鉱物が粘土の主体をなすとともに、粘土の性質を支配することになる。

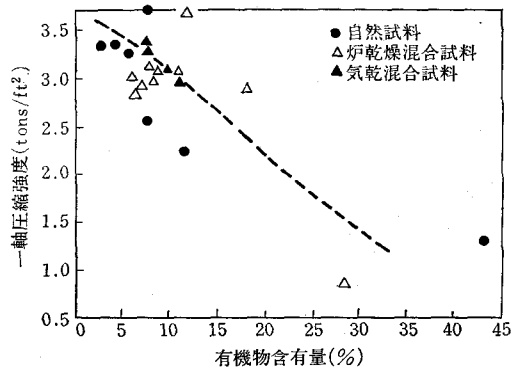
また、土は種々の粒径をもつ粒子の集合からなり、土粒子と水と空気からできており、この中で土の性質は、特に土中の水量に大きく左右される。土の中に含まれている水分が、少なければ少ないほど、水分を減少すればするほど、一般に土の強度は増加し、取扱いやすいものとなる。

粘土とは、地質学的には 5μ (0.005mm)以下の大きさの微粒の構成物質からなり、一般的には間ゲキ比や含水比が大きい。したがって、相対的に圧縮強度が大きくかつせん断強度が小さく、粘性的および塑性的な性質をもっている。さらに練返しにより綿毛状構造が破壊し、せん断強さが低下するので、鋭敏比が大きくなる傾向を



図Ⅱ-24 綿毛状構造

もっており、粒径が小さいので透水性が小さく、圧密による脱水には長時間を要する。また、粘土は外力を受けると土粒子が不安定になり、軟弱土となりやすく、有機物質を含有する有機質土はさらに軟弱となりやすい。



図Ⅱ-25 一軸圧縮強度と有機含有量の関係 (Franklin らによる)

(3) 軟弱粘土路床の設計と施工

農道の舗装の設計は、基本的には、一般道路の場合と異なり、舗装厚さは原則として、路床土の設計CBRと計画交通量に基づいて設計される。

交通量については、農道の特殊性を考慮して、土地改良事業計画設計基準(以下設計基準と記す)では、交通量の少ない道路から順にⅠ、Ⅱ、ⅢおよびⅣ交通の4つに区分されている。

路床土の設計CBRが小さい場合、すなわち、路床が軟弱な場合には、舗装の厚さを増さねばならない。

したがって、不経済になるし、また軟弱路床は舗装の耐久性の低下にも関連するので、設計基準では路床の設計CBRの最小値を2に規定している。このように問題となる軟弱路床は、農道の場合には軟弱粘土で構成されていることが多く、含水比が高く、有機物質を含むことも少なくない。

このような軟弱粘土は、通常、設計CBR 2未満であ

り、これを舗装の路床として使用するためには、何らかの方法で軟弱粘土を処理しなければならない。

これらを処理する方法として、一般的には、良質土による盛土工法、置換工法、安定処理工法、およびサンドイッチ工法などがある。

① 良質土による盛土工法

水田地帯においては、一般に地下水位が高く、土の含水比が高いので、支持力が極めて小さい。このような場合には、良質の材料を在来地盤に盛土して路床を作る。

(i) 設計の基準

設計基準では、アスファルト舗装要綱等に準じて行うものとされており、アスファルト舗装要綱によると、次のように規定している。

路床土の設計CBRが2未満の場合には、良質材料を1m盛土を行って、設計CBR3以上になるように設計する。この場合、盛土した層の下から20cmは、路床土と同じ設計CBRを用い、残りの80cmは、盛土材の設計CBRを用い、平均CBRを求め、その地点の設計CBRとする。

(ii) 施工上の留意点

(i) まず、施工に先立って、地下水位が高い場合や湧水のあるときには、地下水位を下げるとともに地下水の排除に努める必要がある。

(ii) 盛土材料は、水浸によって支持力の変化を生じないものを選定し、有機質土やベントナイトなど吸水性、圧縮性が大きく、せん断強さの低い土を使用してはならない。

(iii) 盛土材料のまき出し施工は、各層のまき出し厚さを約20cm程度とした段階盛土としなければならない。

しかし、軟弱路床土が、盛土材料の表面に吹き出したり、また材料運搬車や施工機械（ブルドーザ）の搬入走行を可能とするトラフィックビリティが確保できない場合には、まき出し厚さを厚く施工するとよい。

(iv) 盛土材料を直接軟弱路床上へまき出すと、盛土材料が路床中へ侵入するような場合には、フレキシブルなマットやシートを敷きならし、その上に盛土をすると、軟弱路床土の吹き出し防止やシート引張力による支持力効果と荷重分散効果により均一な盛土作業が可能となる。

(v) 特に沖積地の水田地帯では、通常20~30cm程度の圧密沈下が、予想されるので上層路盤か基層まで施工し、交通開放して沈下を促進させるよう、可能な限り後に表層の施工をすることが望ましい。

② 置換工法

軟弱路床土を掘削除去したのち、良質材料で埋め戻すもので、短期間で改良効果があげられるが、近年、不良土の土捨場が容易に求められなくなったこと、土捨場が確保できたとしても最終的に不良土の改良を行わなければならない、土捨場近隣の同意が得がなくなったこと、交通渋滞のため大量の捨土や良質材料の運搬が困難となったこと、および安価な良質材料の入手が困難となったことなどに留意しておかなければならない。

(i) 設計の基準

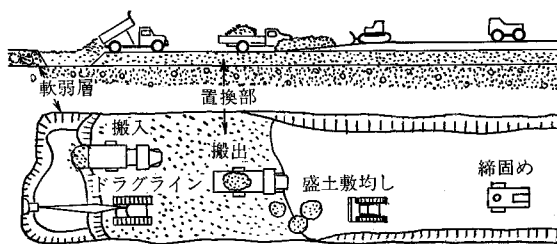
(i) 設計基準及びアスファルト舗装要綱では、盛土工法による場合と同様である。

(ii) 施工上の留意点

(i) まず、施工に先立って、地下埋設物を掘削作業の前に十分調査し、埋設物の管理者と協議したうえで注意して施工しなければならない。

(ii) 軟弱路床土を所定の深さに掘削し、掘削し過ぎたり、掘削面を整形する時に、地盤をできるだけ乱さないように注意しなければならない。

(iii) 置換えた材料の締固めが十分でないとし施工後圧縮沈下を生じて、舗装の破損の原因となるので、一気に表層まで施工しないで、上層路盤か基層上で交通開放して、沈下を促進させたのち舗装を完成するのが望ましい。



図Ⅱ-26 掘削置換工の施工例

③ 安定処理工法

本工法には、大別して路上混合方式、中央プラント方式、および地山混合方式とがあるが、本欄では、路上混合方式のみについて述べる。

路上混合方式とは、軟弱路床土の表面に、セメント、石灰などの添加材を散布し、路上混合専用機や湿地ブルドーザなどで、路床土と添加材とを攪拌混合し、軟弱路床土の改良を図るもので、置換のための良質材料の搬入や不良土の搬出が必要でなく、現地土の有効利用、および舗装厚を薄くすることができる等、省資源化、省力および公害を少なくし、かつ経済的な工法といえるものである。

(i) 設計の基準

(i) 添加材の選定

添加材は、対象となる土質によって異なり、あ

らかじめ行なう室内試験の結果によって選定される。

一般的な選定基準は、次表による。

表一Ⅱ-6 対象土と添加材

対 象 土	添 加 材	標準添加量
砂質土、粘着性の少ない土	セメント	3~15%
粘性土	消石灰	3~10%
含水比の高い粘性土	生石灰	5~20%

(注) セメント、石灰で強度が得られない場合は特殊添加材を加える。(有機質を含む土など)

今回の対象である軟弱粘土の改良には、表Ⅱ-6から、添加材は、消石灰や生石灰など単味で用いる場合と、処理効果の増進を図るために石灰類にその他の添加材を混合して用いる場合とがある。

この石灰による安定処理は、反応の相手が土粒子そのものであるため、特に軟弱粘土に対しては、他の安定処理工法に比べて有利であり、また、経済的である。一般に使われる石灰としては、消石灰と生石灰が主であり、その品質

は、工業用石灰に関する J I S R9001 に決められている。



写真Ⅱ-9 石灰安定処理による施工状況

表一Ⅱ-7 工業用石灰(生石灰)

種 類	等級	酸化カルシウム (CaO) %	不純物 %	無水炭酸 (CO ₂) %
生石灰	特号	93.0以上	3.2以下	2.0以下
	1号	90.0以上	—	—
	2号	80.0以上	—	—

表一Ⅱ-8 工業用石灰(消石灰)

種 類	等 級	酸化カルシウム (CaO) %	不 純 物 % 注)		無 水 炭 酸 (CO ₂) %	粉 末 度 残 分 %	
			マグネシア (MgO)	無水けい酸・アルミナおよび酸化鉄 SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃		590μ	149μ
消石灰	特 号	72.5以上	1.0以下	2.0以下	1.5以下	全 通	5.0以下
	1 号	70.0以上	—	—	—	全 通	—
	2 号	65.0以上	—	—	—	全 通	—

[注] 無水けい酸、アルミナ、酸化鉄およびマグネシア以外の不純物については当事者間の協定による。

(ii) 石灰の作用原理

石灰安定処理工法は、軟弱粘土とよばれる高含水比で、かつ高塑性の土の改良に適した工法である。

石灰による土質安定処理においては、まず、土と石灰間に化学反応が起こり、その結果として土の工学的性質が改良される。この土と石灰との化学反応を大別すると、次の4種類の反応があげられる。

- (a) 土と石灰の溶解により生じたカルシウムイオンとの間にイオン交換反応が起こり、カルシウムイオンが粘土表面に吸着され、土中の微粒子が凝集化する作用。
- (d) カルシウムイオンを吸着した土粒子がアルカリ雰囲気中で、さらに石灰と反応して、安定な結晶鉱物を生成していくポソラン反応。

(c) 上記の①②に関与しなかった残余の石灰が、土中の炭酸や炭酸ガスと反応して固結化する炭酸化反応。しかし、土中での反応には、長時間を要し、その効果はあまり重要視されていない。

(b) 生石灰を用いた場合のみに生ずる作用であるが生石灰自身の水和反応によって、土中の含水量を低下させる発熱反応とさらに水和に伴う石灰の体積膨脹反応。

$$\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca(OH)}_2 + 15.6\text{KCl/mol}$$

	生石灰	水	消石灰
重量	1	0.32	1.32
体積	1		1.99

(iii) 石灰安定処理の効果

石灰を添加することにより、達成される安定処理効果を土質工学的に評価すると、次の3点

に大別される。

- (a) 土の含水比の低下による施工性の向上
- (b) 土のコンシステンシーの改善。
- (c) 処理土の強度特性の向上

すなわち、P I の高く塑性に富んだ粘性土については、石灰の添加にともない、LLは減少し、P Lが増加するために、結果としてP Iが減少する。

(iv) 配合設計

配合設計は、原則として、CBR試験法によるが、CBR試験ができない場合は、一軸圧縮試験法を用いるが、このときは、あらかじめCBRとquの関係を把握しておく必要がある。

配合設計によって添加材の添加量を決定するが、添加量が多くなるときには、碎石、砂などの補足材料を加えると経済的となる場合がある。

室内試験と現場施工との混合条件などの違いを補正する目的から、室内試験結果の添加量を経験的には、15~20%の範囲で割増係数を用いて上乘せする必要がある。

なお、配合設計法の詳細については、舗装要綱を参照されたい。

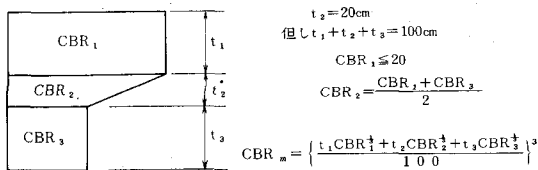
(v) 設計の基準

改良された路床は、路床の一部と考えて舗装要綱のCBR_m式を用いて設計CBRを求めらる。

路床土を安定処理した場合は、その施工厚から20cm減じたものを有効な路床改良の層として扱う。

そして、路床改良した層が厚くなると下層部が十分に転圧できないことから、改良した層の下から厚さ20cmにあたる部分は、安定処理した層のCBRと在来路床のCBRの平均値をその層のCBRとして計算を行なう。なお、このときの路床改良した層のCBRの上限を20とする。

平均CBRは、次式により計算する。



図Ⅱ-27 CBRの計算方法

(iv) 施工上の留意点

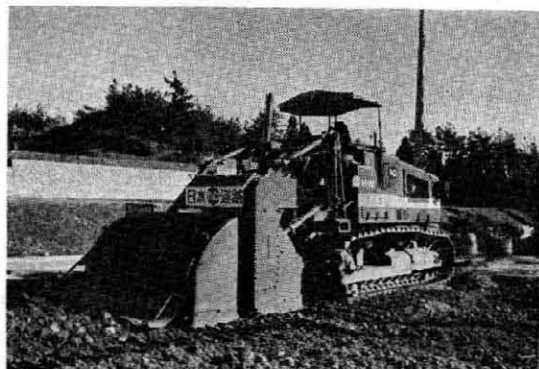
- (i) 施工に先立って、地下埋設物の埋設高を確認して埋設物を損傷しないように十分調査してお

かなければならない。

- (ii) 路床に径10cm以上の転石などがある場合は、混合作業に支障があるので、あらかじめ取り除いておくとよい。
- (iii) 処理厚が30cm以上と深い時には、施工後にフォーメーションが変化することがある。このため、計画高に対して仕上り高が一致するように、また施工厚を確保できるように考慮しなければならない。
- (iv) 混合に先立って不陸整正を行ない、施工面に水溜りがある場合や地下水位が高い場合には、排水処理をしておかなければならない。
- (v) 添加材は、袋詰め、または、計量されたバック詰めを用いる場合には、所要量を所要面積当りに配置して敷き均し、ローリ車等で搬入される場合には、適当な計量槽を用いる。または、計量散布のできる専用スプレッドを用いる場合もある。
 しかし、いずれの場合でも単位面積当りの散布量を計算し、一箇所にかたまらないようにレーキなどで敷き均し、できるだけ均等に散布しなければならない。
- (vi) スモーキングによる公害が予想される場合は、顆粒または、ウェットパウダなどを用いるとよい。
- (vii) 生石灰は、消防法乙種危険物第3類に指定されており、500kg以上の貯蔵については、最寄りの消防署の許可が必要である。作業員は、取扱い中、水分に気をつけ、発熱による火傷をしないよう、衣服、手袋を着用することが必要である。
- (viii) 混合は、路上混合機により所定の深さになるように行なう。混合は、1回が標準であるが、混合むらがみられる場合は、再混合を行なわなければならない。
- (ix) 軟弱土専用の施工機械は種々の機種があるが、大別して施工深さ60cm程度までの混合能力を持つもの(ディープスタビライザ)と100cm以上の能力を持つもの(マーシィ型スタビライザ)とがある。
- (x) 生石灰を使用した場合は、1回の混合終了後、そのままに放置し、生石灰の消化が終ってから再混合を行なう。
- (xi) 混合が終わったら、ブルドーザ、モーターグレーダにより所定の形状になるように整形し、転圧は主としてタイヤローラを用いて十分に締固めを行なう。
- (xii) 締固め後は、乳剤等を用いてプライムコート

を行ない養生をしておくといふ。

- (xiii) 養生期間中は、排水に注意し、大型車の通行をさける。



写真Ⅱ-10 ディープスタビライザ

④ サンドイッチ工法

軟弱路床の上に15cm程度の砂層を置き、その上に15~20cm配合コンクリートまたは、セメント安定処理による層を設けて、交通量に応じてアスファルト舗装をする。

(イ) 設計と基準

サンドイッチ工法の場合は、設計CBRやTAを用いた設計方法を用いることができないので、過去の実施例や、弾性計算などの方法を参考にして断面を決定しなければならないが、貧配合コンクリートまたは、セメント安定処理などの層は、施工中にひびわれが生じてもさしつかえない。

(i) 設計例(一般道路の場合)

設計条件

- (a) 交通条件 C交通(設計輪荷重8t)
(b) 路床条件 軟弱路床土のCBR0.5%である



図Ⅱ-28 舗装断面の設定例

(ii) 施工上の留意点

(i) 砂層は、軽く転圧して、表面を平らにする。

(ii) 貧配合コンクリートのセメント量は、220kg/m³程度とする。セメント安定処理は、一軸圧縮強さ30~50kg/cm²を目標にセメント量を決定すればよい。

(iii) コンクリートの運搬が困難な場合には、コンクリートポンプ車を使用するとよい。

(iv) 貧配合コンクリートまたは、セメント安定処理層の上に下層路盤

材料、上層路盤材料の順で敷き均し、それぞれ十分に転圧して締固めする。

参考文献

- 1 農林省構造改善局 土地改良事業計画設計基準
- 2 日本道路協会 アスファルト舗装要綱
- 3 " 道路土工 軟弱地盤対策工指針
- 4 山海堂 石灰による土質安定処理工法
- 5 土質工学会 地盤改良の調査、設計から施工まで
- 6 日刊工業新聞社 土質安定工法便覧
- 7 技報堂 土質工学ハンドブック
- 8 " 土木工学ハンドブック

(日本道路株式会社 大村信太郎・鈴木静男)

5. その他の改良

(1) まえがき

道路の路床改良について、日本における代表的な特殊土である火山灰質粘性土、泥炭土、および我国のいたるところに存在する、特に農道においては必ず問題となる軟弱粘土の処理工法およびその設計についての考え方は前項で紹介されている。この項では、それらの工法も含め、路床に限らず、路盤あるいは路体となる地盤に対する改良工法のうち主として安定処理工法についてその目的、および基本的考え方について記す。

(2) 地盤改良のための土質安定処理

軟弱地盤に対する対策にはいくつかの方法があるがそのうち特に土質安定処理工法が採用される条件としては次のようなものがある。

①超軟弱土を改良し、支持力を持たせようとする場合。②トラフィックビリティを確保しようとする場合。③締固めの不足を補う必要のある場合。④規格外材料を活用する場合。⑤高い強度や剛性を要求される場合。⑥現地発生土を再生して使用する必要のある場合。⑦掘削、土運搬を容易にする必要のある場合。⑧対象となる地盤を改良して使うことが経済的に有利な場合。

また最近のケースで特殊な用例としては、①建設現場、浄水場、河底の沈積土などから発生するスラッジの安定化。②盛土斜面や狭いトレンチの埋戻しの締固め不足を補う。③埋立地の超軟弱地盤における表層の安定化による、工事用仮設道路あるいは道路の築造等があげられる。

土質安定処理を施工しようとした場合、個々の工法としては、施工機械が異なるとか、施工順序が異なるとかで数多くの特徴ある工法があるが、基本的には、安定処理の機構および安定剤の種類によっていくつかの形に集約できる。上記の条件が、土の工学的特性の改善に要求する点及び、各種安定処理工法の特徴を充分認識して、実際の工事に応用してゆくことが大切である。

(3) 土の工学的特性の改善

① せん断強さの改善

土の地盤としての支持力やすべり破壊に対する抵抗性は、土のせん断強さに依存する。土のせん断強さは、土粒子間のかみ合せによる摩擦抵抗と、土粒子間の粘着力の大きさによって得られるものである。従ってこのせん断強さを強化するためには、物理的方法あるいは化学的安定処理法によって摩擦抵抗あるいは粘着力を高めることが必要である。例えば改良工法として締固めや排水を行うことは土の密度を高めることであり、粘性地盤に対しては排水により主として粘着力を増加させ、砂質土地盤に対しては締固めにより主として摩擦抵抗を増加させようとするものである。粒度調整による安定処理も、不足粒度を補ってやはり土の密度の増大を狙ったものであり、粗粒土に対しては粘着力の付加を期待して細粒土を、また細粒土に対しては摩擦抵抗を増大させるために粗粒土を混合してせん断強さを改善しようとするものである。安定剤の添加による化学的安定処理は、土と安定剤の化学反応の結果、土粒子間の付着力と粘着力を増大させて土のせん断強さを強化させる工法である。

② 圧縮特性の改善

土の圧縮特性を改善する方法としては、土の骨組みの剛性を大きくするか、土の体積変化に対する変形非可逆性を利用する方法がある。

締固めや排水工法は、土はあらかじめ体積変化を起させると、その変形を起させた力を解放しても元に戻らないという性質を利用したもので、例えば粘性土地盤に荷

重を加えて排水、圧密しておくと同様に除荷しても変形の復元は少なく、再圧密してももとの荷重までならば変形は極めて小さいものである。

安定剤の添加・注入による工法は、土粒子の接着により、土の骨組の剛性を増して圧縮特性を改善しようとするものであるが、また添加剤による結合物質も、土の間隙を充填し変形を少なくさせるものである。

③ 透水性の改善

土の透水性を改善する目的には、浸透水を防ぎ、水の流れを規制する場合、即ち土の透水性を低下させる場合と、排水をよくして土の安定を図る場合、即ち土の透水性を高める場合がある。前者はアースダムや砂質土地盤における水理構造物のコアあるいは止水壁を設ける場合である。後者は粘性土地盤における土工で、いかに迅速に過剰水を排除し土を安定化させるかという時である。

また道路路床の凍上現象も土の透水係数に関係が深く凍上防止には透水性の低い土を使うか、透水性の高い土で遮断層を設ける必要がある。

④ 耐久性の改善

気象作用による乾湿、凍結融解の繰返しに対し、耐久性の高い材料土を選択あるいは安定処理する必要がある。

(4) 土質安定処理

地盤改良工法のうち、道路などで用いられる安定処理は、深さ数十mに及ぶ深層土質安定処理に対して、浅層土質安定処理と呼ばれる。浅層土質安定処理は表Ⅱ-9に示すように大別して、機械的安定処理と化学的安定処

表Ⅱ-9 浅層安定処理方法の分類

機械的安定処理法 (含水量、粒度、コンシステンシーなど土が本来もっている性質の一部を改良し、締固めて仕上げる)	締固めによる……………含水量の調節、土質に適応した締固め機械の選定および締固め度を定め、締固めによって土の安定を図る
	粒度の調整による……………粒度とコンシステンシーを調整し、安定を得易い土に改良
安定剤の添加による安定処理 (土に安定剤を添加、混合、散布し、締固めて、必要に応じて養生し、仕上げる)	セメント系材料の添加による…各種複合セメント、石灰系材料などを添加、混合し、締固めて安定化する
	化学的安定剤の添加による…リン酸系、珪酸系無機塩、各種有機高分子剤、界面活性剤を添加、締固めて安定化する
	歴青系材料の添加による…加熱アスファルト、乳化アスファルト、カットバックアスファルトを添加、混合、あるいは散布、締固めて安定化する

理の二つに分類される。機械的安定処理工法には締固めおよび粒度調整による工法、化学的安定処理では、特に添加する安定剤の種類によってセメント系、化学安定剤系、歴青系の3系列による工法がある。

① 締固めによる安定処理

土の締固めは、安定処理のうち最も基本的な方法であり、他の安定処理法が用いられる場合でも締固めは必ず併用される。

土の締固め特性として次のことが知られている。

- ①締固めエネルギーによって含水比密度の関係は変化する。
- ②密度が最大となる含水量、即ち最適含水比を境にして乾燥側と湿潤側の土の工学的性質は異なる。
- ③乾燥側から加水しながら締固めた場合と湿潤側から除水しながら締固めた場合では同一の土でも含水比密度の関係は異なる。
- ④砂質土ほど最適含水比は低く最大乾燥密度は高い。粘土シルト分が多く塑性の高い土ほど最適含水比

は高く最大乾燥密度は低い。⑥ある種の高含水比粘性土はオーバーコンパクションを起し、締固めエネルギーの増加によってこね返され強度が低下する。

締固めによる安定処理によって得られる土の工学的特性を粘性土の乾燥側と湿潤側について見てみると①強度特性は、締固め直後の一軸圧縮強さは乾燥側の方が大きい、水浸後の飽和土では膨張を押えた場合は乾燥側がいくらか高いが、膨張を押えないと湿潤側が高くなる。②変形特性は乾燥側の方が大きい。③圧縮特性は低い圧密圧力下では、その圧縮量の増加割合は大きい、圧密圧力が大きくなると乾燥側の方が大きくなる。④透水性は乾燥側の方が大きい。

締固め土の強度は、静的、振動、ニーディング、突き固めなど締固める方法によって異なる。実際の施工にあたっては、含水量の管理法、締固めに用いる機械の種類、含水比密度の関係などから、締固め度の規定、まき出し厚の決定など適切な計画を立てなければならない。

我国の場合、高含水比粘性土の多いことから、含水比を最適含水比まで下げることが困難なため、最適含水比、最大乾燥密度を基準にして施工管理することが実情に合わないため、道路土工指針（日本道路協会編）では、いくつかの締固め規定を示し、土質、交通荷重などを考慮して適切な管理を行うこととしている。

② 粒度調整による安定処理

粒度調整による安定処理は、在来土の粒度が不良あるいはコンシステンシーが適当でない場合に別な材料土を加えて安定な材料に改良するための工法である。

良い粒度の土とは、高い締固め密度が得られ、従ってせん断強さが大きく、含水比の変化による強度特性への影響は小さく、また排水がよく圧縮に対する抵抗性、剛性も大きい。これらの土に含まれる細粒土分は適当な水分を保持して粗粒土を接着し、粘着力を付加する役割を持つが、湿潤状態で安定が損われる程多くてはいけなく、またあまりコンシステンシーの高い高塑性粘土であってはならない。

高含水比粘性土のトラフィカビリティを高めるために粗粒度を混合することもあるが、これも一種の粒度調整による安定処理である。

石灰やセメントを用いた化学的安定処理を行う場合にも、この粒度調整工法を併用し、良い粒度の土に対して行うと安定処理の効果は著しく向上し、安定剤の量を節減できる。

③ 石灰系安定剤による安定処理

安定処理に用いられる石灰系材料には、生石灰(CaO)消石灰(Ca(OH)₂)、ドロマイト質石灰(CaO+MgOCa(OH)₂+Mg(OH)₂)、半水石膏(CaSO₄- $\frac{1}{2}$ H₂O)、2水石膏(CaSO₄-H₂O)などがある。一般に消石灰が用いられることが多いが、高含水粘性土の場合、土の過剰水分

の脱水に有効なことから生石灰も多く用いられている。ドロマイト質石灰による安定処理土は凍結・融解に対し耐久性が高いといわれている。2水石膏は最近公害防止のために排煙脱硫を行なうことから工業副産物として大量に発生しているが、石灰と組合わせ複合材料として使用した場合、特に火山灰質粘性土に対して安定処理効果が高いとされている。

石灰の化学反応は、前項で述べられているのでここでは省略する。

なお、石灰安定処理の効果は、セメント安定処理のように短期の固結効果は期待できないが、数カ月あるいは1年といった長期における効果は大きい。一般に粘性土の場合に効果が大きく特に火山灰質粘性土に効果的である。

④ セメント系材料による安定処理

セメントによる安定処理は、道路における安定処理工法として広く用いられている工法で、対象土によっては高い強度と、高い剛性が得られるため、その用途も道路の路盤から、最近では超軟弱地盤の処理や、ヘドロ処理等広い範囲で活発に使われている。

セメント安定処理は、セメントが水和することにより土粒子を結合させ、個々の土粒子を固定し、土の塑性を減少させてせん断抵抗を増大させるものであり、基本的には石灰安定処理とほぼ同じである。しかしながら対象とする土による、その安定処理効果は逆に、細粒分の少ない砂質土やレキ質土には非常に有効であるが、火山灰質粘性土や高有機質土に対してはあまり効果が期待できないとされている。セメント安定処理に影響する対象土の要素を見てみると、まず粒度に関しては、安定処理土の強さ、耐久性との間に一定の関係があるわけではないが、土の均等係数は例えば100以上とか、ある程度大きく、また $0.4 \geq \frac{0.074\text{mmふるい通過量}(\%)}{0.59\text{mmふるい通過量}(\%)} \geq 0.15$ の範囲内にある砂質土が適当といわれている。コンシステンシーは小さいものが望ましく $LL < 40$, $PI < 18$ が望ましい。含水量は、セメントの水和に関係する他、締固め度、混合性にも影響するが、最適含水比の多少多目の含水比であることが望ましい。土に有機物が含まれるとセメントの水和が妨げられるため、その量は2%以下であることが必要である。セメントの添加量は勿論対象土の種類および目標とする強度により異なるが一般には2~10%の範囲で使用されている。

⑤ 歴青系材料による安定処理

歴青系材料による安定処理は、土に粘着力を与えて強度特性を改善すると共に、防水性を高め水の侵入による土の不安定化を防ぐものである。歴青材は一般に、加熱溶媒、乳化等によって液状化して使用される。

対象土は砂質土あるいはれき質土であるが、土の含水量に非常に影響を受け、しばしば含水量過多による失敗

があるため注意を要する。

⑥ 化学安定剤による安定処理

土質安定剤として、石灰、セメント、歴青材以外にも開発され、実用されている化学安定剤は数多い。その開

発経緯を見ると、新規開発されたもの、他分野で開発されたものを、その持つ特徴により土質安定用に転用したもの、あるいは工業副産物、廃材を活用したもの等がある。表Ⅱ-10に各種安定剤と安定効果（基礎設計ハンド

表Ⅱ-10 各種安定剤と安定効果（基礎設計施工ハンドブックから）

安定剤の主たる役割	安定剤の種類	安定化反応物と生成物	対象	適した土質	安定剤添加量の標準	安定効果を評価する土質試験	締固めの土密度	備考
土粒子の接着を主目的としたもの	ポルトランドセメント	無水のセメント化合物が溶け、結合水をもった難溶性水和化合物を析出する（水和反応）	道路の下層路盤、基層など、セメントグラウトとして注入	砂または砂質土	ソイルセメントでは5~15%	圧縮強度、耐久性	増大	有機質土、火山灰質粘性土には効果が少ない。水和時の収縮、ヘヤークラック
	消石灰（生石灰）	ボゾラン中の珪酸と反応して珪酸カルシウムのゲルあるいは結晶をつくる（ボゾラン反応） 炭酸ガスと反応して炭酸カルシウムとなる。（炭酸化反応） 生石灰は消化時の吸水反応	道路の路床路盤、盛土斜面、路体、地盤のヒービング防止	火山灰質粘性土あるいは砂質土、純砂では多少のボゾラン質土あるいはフラッシュを添加	ソイル・石灰：5~18% 石灰添加土：2~3%	同上	やや減少	生石灰が消化し消石灰に変わる性質を利用して高含水粘土の含水量低下に利用。また消化時の膨張を利用して地盤の圧密に利用
	珪酸ソーダ	空気に触れて不溶性ゲルを生成 アルカリ金属塩あるいはアルカリ土金属塩と反応して不溶性珪酸ゲルを沈澱（沈澱）	主として注入材として使用されている。緊急安定化法として路床、下層路盤	砂質土、砂質土	40%溶液、種々添加量で安定処理では40%溶液6%程度	同上	同上	薬液注入では、塩化カルシウム、重炭酸ソーダ、アルミン酸ソーダなどを添加して珪化している
	リン酸塩、界面活性剤	粘土鉱物と作用し、リン酸アルミニウムを生成 粘土鉱物と作用	粘性土路床	細粒土	2%程度	同上	不変	炭酸カルシウムを含む土には不向
有機質	歴青材（物理的安定化反応）	アスファルト乳剤あるいはカットバックアスファルトの水分蒸発あるいは揮発後、アスファルトの付着力による接着	道路路床、土砂路盤、土砂道の表面、斜面の侵食保護	砂質土	4~6%	同上	減少	土の含水比に影響を受け易い。乾燥土を対象として行なう 最近では一時的な斜面保護に用いられることが多い
	クロームリグニン	リグニンスルホン酸カルシウム、重クロム酸カリリグニンの酸化によるゲル化（酸化）	道路の路床、地盤の注入材	各種土、有機質土にも可	5~10%	同上	同上	
	アニリン、フルフラール	縮重合による樹脂化（重合）	海岸のような砂地盤表面の急速硬化	砂および砂質土	アニリン、フルフラール 3:2程度	同上	同上	固結化が急速。固結土の強度大
	モノマー、触媒	アクリル酸の金属塩に触媒として過酸化アンモニウム、チオ硫酸ソーダを用い、付加重合による樹脂化（重合）	主として地盤注入材として用いられている	各種土	モノマー：10~15% 触媒：10%（1:1配合）	圧縮強度、耐久性、引張強度	減少	アクリルアミド、アクリル酸カルシウムの形で重合物を得ている

土の界面性質の変換を主目的としたもの	有機機	多リン酸ソーダ	テトラリン酸ソーダなど、多価カチオンの塩基置換による土粒子の分散	盛土など、土工一般	粘性土	1%以下	コンシステンシー 圧縮強度 透水係数	増大	土の団粒化を防ぎ、土粒子の均質混合を助ける。締固めの効果を改善する。透水性の低下
	有機剤	多価カチオン塩	硫酸アルミニウムなど、塩基置換による土の塑性低下	同上	同上	同上	同上	やや減少	
	無機剤	アニオン性界面活性剤	マグネシウム硫酸塩など、界面活性と塩基置換による土粒子の分散	同上	同上	同上	同上	増大	多リン酸ソーダの場合と同じ効果
土の含水の調節を主目的としたもの	無機剤	塩化マグネシウムなど	食塩、塩化カルシウムなどの潮解性による土の潤滑化	土砂道、運動場の防塵	各種土	0.5~1.5%	同上	わずか増大	凍結防止や塩基置換による塑性低下もできる
	有機剤	樹脂	ウッドレジン、コムレジン、石油レジンなど。土粒子表面に疎水性を与える	道路路床など	同上	2%以下	コンシステンシー 水浸吸水率	減少	混合後、乾燥の必要
	有機剤	有機カチオン	第級アンモニウム塩、脂肪族アミンなど、塩基置換により土粒子表面に有機カチオンを吸着、疎水性にする	盛土など、土工一般、道路路床	同上	0.5%以下	同上	増大	同上

ブックから)を示す。

化学安定剤は、その主たる目的は次の三つに区分されるが、一般に石灰あるいはセメント安定処理効果を増すための助剤として使用されることが多い。

- (イ) 土粒子間の接着をはかり、土の強度を増す。
- (ロ) 土粒子の界面特性を変え、土粒子を凝集あるいは分散させ、土の締固め特性、透水性、凍上性を改善する。
- (ハ) 土粒子の表面に疎水性、保水性を与え水に対する

安定性、粘着性を増す。

参考文献

- 1) 基礎設計施工ハンドブック：建設産業調査会
- 2) 竹下春見：ソイルセメント，日本セメント技術協会 昭和38年9月
- 3) 土木工学ハンドブック（土木学会編）
- 4) 道路土工指針（日本道路協会）
- 5) アスファルト舗装要綱（日本道路協会）
（日本舗道技術部 巻内 浩）

— お詫び —

第36号95頁「昭和53年度研修会報告」の中、農林水産省構造改善局設計課 増田 農業土木専門官を農業土木試験場施設水理第一研究室長 川合 亨とお詫びして訂正させていただきます。

農業土木技術研究会第10回理事会

- 1. 日 時：昭和54年 5月16日 12：00～13：30
- 2. 場 所：東京都港区新橋 5丁目34-4
農業土木会館 6階中会議室
- 3. 出席者：顧問：岡本克巳 理事：浅原辰夫(会長)，
中川 稔，伊東久弥，内藤克美，長野辰夫，
高須俊行，石井二郎(代)，服部弘昌(代)，
松井芳明，永田正董，高嶺 進，久徳茂雄
監事：岡本 勇，坂根 勇
常任幹事：須田康夫，増田明徳，福岡忠広，
野村利秋

4. 会議の概要

会長の議事運営で下記議案の審議が行われた。

- (1) 第1号議案 昭和53年度事業報告並びに収支決算承認の件
- (2) 第2号議案 昭和54年度事業計画(案)並びに収支予算(案)承認の件
- (3) 第3号議案 規約改正に関する件
- (4) 第4号議案 役員改選に関する件
- (5) その他

以上の議案について、全員異議なく、原案どおり可決承認された。

5. 監査報告

農業土木技術研究会昭和53年度会計について監査を行ったところ下記のとおり内容が適正であることを認めます。 監事 岡本 勇，坂根 勇

農業土木技術研究会規約の一部を次のように改正する。
第18条を19条に、第17条を第18条に、第16条を第17条に、第15条を第16条に、第14条を第15条に、第13条を第14条に、第12条を第13条に、第11条を第12条に、第10条を第11条に、第9条を第10条に、第8条を第9条に、第7条を第8条に、第6条を第7条に、第5条を第6条に、第4条を第5条に改め、第3条の次に次の1条を加える。

第4条、本会は支部を北海道、東北、関東、北陸、東海、近畿、中国四国、九州の8地方に置く。

第5章を次のように改める。

第5章、顧問、参与および幹事を第5章顧問、参与、幹事および支部長に改める。

第14条を次のように改める。

第14条、本会は顧問、参与および幹事をそれぞれ若干名おくことができるを第14条、本会は顧問、参与、幹事および支部長を若干名おくことができるに改める。

第14条に次の一項を加える。

(支部長) 支部長は会員のなかから会長が各支部について1名を指名する。支部長は支部の運営にあたる。

53年度収支決算書

収入の部

54. 3. 31現在

科 目	53年度決算額	53年度予算額	増 減	摘 要
会 費	15,549,300	16,800,000	△1,250,700	
通 常 会 費	14,030,000	15,180,000	△1,150,000	6,100 (人) 分
研 修 会 費	1,519,300	1,620,000	△ 100,700	152 (口) 分
研 修 会 等 収 入	0	350,000	△ 350,000	
研 修 会 告 収 入	1,455,500	1,350,000	105,500	
研 修 会 告 収 入	237,072	80,000	157,072	銀行利息
通 常 会 費 収 入	801,200	860,000	△ 58,800	
通 常 会 費 収 入	216,200	200,000	16,000	
通 常 会 費 収 入	60,000	140,000	80,000	
通 常 会 費 収 入	525,000	520,000	0	32号
前 年 度 繰 越 金	5,225,994	5,225,994	0	
合 計	23,269,066	24,665,994	△1,396,928	

支出の部

科 目	53年度決算額	53年度予算額	増 減	摘 要
会 誌 発 行 費	9,943,991	11,590,000	△1,646,089	
印 刷 費	7,876,642	9,000,000	△1,123,358	
原 稿 集 費	733,150	850,000	△ 116,850	
編 集 費	108,000	240,000	△ 132,000	
運 送 費	1,226,119	1,500,000	△ 273,881	
事 業 費	372,640	950,000	△ 577,360	
研 究 会 賞 費	135,640	200,000	△ 64,360	
座 談 会 講 演 費	237,000	700,000	△ 463,000	
資 料 費	0	50,000	△ 50,000	
会 務 費	388,720	500,000	△ 111,280	
事 務 費	2,124,653	3,140,000	△1,015,347	
備 品 費	0	50,000	△ 50,000	
通 信 費	285,460	800,000	△ 514,540	
旅 行 費	21,000	300,000	△ 279,000	
広 告 費	433,500	410,000	23,500	

費料費費費料当金料出料料費金	422,237	500,000	△ 77,763	
元数室品	62,495	80,000	△ 17,505	
還手	579,000	650,000	△ 71,000	
事務務耗	247,261	250,000	△ 2,739	
事務務耗	73,700	100,000	△ 26,300	
職積手	3,170,000	3,400,000	△ 230,000	
職積手	1,535,287	1,750,000	△ 214,713	
職積手	306,442	150,000	156,442	
職積手	281,097	300,000	△ 18,903	
職積手	157,500	150,000	7,500	
職積手	157,500	150,000	7,500	
職積手	0	2,735,994	△ 2,735,994	
職積手	4,988,816		4,988,816	
合 計	23,269,066	24,665,994	△ 1,396,928	32号

54 年 度 予 算

収 入 の 部

科 目	54年度予算額	53年度予算額	増 減	摘 要
費料費費費料当金料出料料費金	16,550,000	16,800,000	△ 250,000	
常助会	14,950,000	15,180,000	△ 230,000	2,300円×6,500(人)
常助会	1,600,000	1,620,000	△ 20,000	10,000×160(口)
常助会	700,000	350,000	350,000	
常助会	1,350,000	1,350,000	0	
常助会	200,000	80,000	120,000	
常助会	770,000	860,000	△ 90,000	
常助会	280,000	200,000	80,000	150人×80%=120人
常助会	60,000	140,000	△ 80,000	6口
常助会	430,000	520,000	△ 90,000	
常助会	4,988,816	5,225,994	△ 237,178	
合 計	24,558,816	24,665,994	△ 107,178	

支 出 の 部

科 目	54年度予算額	53年度予算額	増 減	摘 要
費料費料費費費等料費費費費料当金料出料料費金	11,690,000	11,590,000	100,000	
印刷稿集送	9,000,000	9,000,000	0	
印刷稿集送	850,000	850,000	0	
印刷稿集送	240,000	240,000	0	
印刷稿集送	1,600,000	1,500,000	100,000	
印刷稿集送	950,000	950,000	0	
印刷稿集送	200,000	200,000	0	
印刷稿集送	700,000	700,000	0	
印刷稿集送	50,000	50,000	0	
印刷稿集送	500,000	500,000	0	
印刷稿集送	3,100,000	3,140,000	△ 40,000	
印刷稿集送	50,000	50,000	0	
印刷稿集送	600,000	800,000	△ 200,000	
印刷稿集送	300,000	300,000	0	
印刷稿集送	450,000	410,000	40,000	契約金の30%
印刷稿集送	500,000	500,000	0	
印刷稿集送	100,000	80,000	20,000	
印刷稿集送	700,000	650,000	50,000	決算額の15%増
印刷稿集送	300,000	250,000	50,000	
印刷稿集送	100,000	100,000	0	
印刷稿集送	3,400,000	3,400,000	0	
印刷稿集送	1,750,000	1,750,000	0	
印刷稿集送	350,000	150,000	200,000	
印刷稿集送	350,000	300,000	50,000	
印刷稿集送	479,000	150,000	329,000	
印刷稿集送	350,000	—	350,000	
印刷稿集送	129,000	150,000	△ 21,000	
印刷稿集送	1,989,816	2,735,994	△ 746,178	
合 計	24,558,816	24,665,994	△ 107,178	

幹事	川尻裕一郎	構造改善局地域計画課課長補佐	東京	三井建設(株)	2口
"	上条 幸一	関東農政局設計課課長補佐	青森	田中建設(株)	"
"	河田 正治	構造改善局防災課係長	愛媛	安藤工業(株)	"
"	古賀 猷規	国土庁計画調整局	山形	前田製管(株)	1口
"	塩田 克郎	構造改善局計画部資源課	愛知	(株)三祐コンサルタンツ	"
"	須田 康夫	" 設計課課長補佐	東京	旭コンクリート工業(株)	"
"	杉浦 英明	" 事業計画課課長補佐	大分	梅林建設(株)	"
"	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所 調査研究部長	東京	技研興業(株)	"
"	長塚 裕	水資源開発公団第二工務部 副参事	"	久保田建設(株)	"
"	藤森不二夫	農用地開発公団工務第一係長	"	五洋建設(株)	"
"	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐	大分	(株)後藤組	"
"	本郷 尚文	" 水利課係長	"	(株)佐藤組	"
"	増田 明德	" 設計課農業土木専門官	三重	(株)塩谷組	"
"	松本 政嗣	" 水利課係長	東京	世紀建設(株)	"
"	宮本 幸一	" 開発課係長	"	(株)田原製作所	"
"	山崎 隆信	" 整備課係長	香川	大成建設(株)高松支店	"
常任幹事	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐	大分	高山総合工業(株)	"
"	須田 康夫	" 設計課課長補佐	東京	中央開発(株)	"
"	増田 明德	" 設計課農業土木専門官	岡山	アイサワ工業(株)	"
"	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長	香川	(株)チェリーコンサルタンツ	"
編集委員	内藤 克美	構造改善局設計課農業土木専門 官	東京	東急建設(株)	"
編集委員	幹事及常任幹事		秋田	東邦技術(株)	"
			東京	東京索道(株)	"
			栃木	東洋測量設計(株)	"
			神奈川	土木測器センター	"
			茨城	中川ヒューム管工業(株)	"
			東京	日本舗道(株)	"
			"	日本国土開発(株)	"
			"	日本プレスコンクリート工業(株)	"
			"	日本エタニットパイプ(株)	"
			"	ポゾリス物産(株)	"
			"	日兼特殊工業(株)	"
東京(株)	荏原製作所		福岡	藤増総合化学研究所	"
"	(株)大林組	3口	東京	(株)マルイ	"
"	(株)熊谷組	"	"	(株)丸島水門製作所	"
"	久保田鉄工(株)	"	石川	真柄建設(株)	"
"	佐藤工業(株)	"	東京	水資源開発公団	"
"	大成建設(株)	"	愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	"
"	(株)電業社機械製作所	"	東京	I NA新土木研究所	"
大阪(株)	西島製作所	"	福岡	新日本コンクリート(株)	"
東京	西松建設(株)	"	茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"
"	(財)日本農業土木総合研究所	"	東京	日本技術開発(株)	"
"	(株)日本農業土木コンサルタンツ	"	北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	"
"	(株)間組	"	岩手	菱和建設(株)	"
"	(株)日立製作所	"	"	丸伊工業(株)	"
千葉	福本鉄工(株)	"	"	高弥建設(株)	"
愛知	玉野測量設計(株)	"	"	東北ブルドーザー工業(株)	"
東京	(株)青木建設	2口	宮城	丸か建設(株)	"
"	株木建設(株)	"			
大阪	(株)奥村組	"			
東京	勝村建設(株)	"			
大阪	(株)栗本鉄工所	"			
東京	三幸建設(株)	"			
"	住友建設(株)	"			
"	大豊建設(株)	"			
"	前田建設工業(株)	"			

賛助会員

東京(株)	荏原製作所	3口	神奈川	土木測器センター	"
"	(株)大林組	"	茨城	中川ヒューム管工業(株)	"
"	(株)熊谷組	"	東京	日本舗道(株)	"
"	久保田鉄工(株)	"	"	日本国土開発(株)	"
"	佐藤工業(株)	"	"	日本プレスコンクリート工業(株)	"
"	大成建設(株)	"	"	日本エタニットパイプ(株)	"
"	(株)電業社機械製作所	"	"	ポゾリス物産(株)	"
大阪(株)	西島製作所	"	"	日兼特殊工業(株)	"
東京	西松建設(株)	"	福岡	藤増総合化学研究所	"
"	(財)日本農業土木総合研究所	"	東京	(株)マルイ	"
"	(株)日本農業土木コンサルタンツ	"	"	(株)丸島水門製作所	"
"	(株)間組	"	石川	真柄建設(株)	"
"	(株)日立製作所	"	東京	水資源開発公団	"
千葉	福本鉄工(株)	"	愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	"
愛知	玉野測量設計(株)	"	東京	I NA新土木研究所	"
東京	(株)青木建設	2口	福岡	新日本コンクリート(株)	"
"	株木建設(株)	"	茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	"
大阪	(株)奥村組	"	東京	日本技術開発(株)	"
東京	勝村建設(株)	"	北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	"
大阪	(株)栗本鉄工所	"	岩手	菱和建設(株)	"
東京	三幸建設(株)	"	"	丸伊工業(株)	"
"	住友建設(株)	"	"	高弥建設(株)	"
"	大豊建設(株)	"	"	東北ブルドーザー工業(株)	"
"	前田建設工業(株)	"	宮城	丸か建設(株)	"

宮城	上田建設(株)	1	口	新潟	新潟ホーム管(株)	1	口
"	北越ホーム管(株)	"	"	富山	(株)婦中興業	"	"
山形	伊藤工業(株)	"	"	"	八田工業(株)	"	"
山形	佐藤興業(株)	"	"	石川	(株)豊蔵組	"	"
"	菱和建設山形営業所	"	"	福井	福井県土地改良事業団体連合会	"	"
茨城	茨城県調査測量設計研究会	"	"	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	"	"
栃木	第一測工(株)	"	"	岡山	(株)大本組	"	"
"	(有)八汐コンサルタンツ	"	"	広島	金光建設(株)	"	"
群馬	大和設備工事(株)	"	"	"	農林建設(株)	"	"
"	高橋建設(株)	"	"	徳島	佐々木建設(株)	"	"
埼玉	(株)古郡工務所	"	"	香川	青葉工業(株)	"	"
千葉	堀内建設(株)	"	"	"	宮本建設(株)	"	"
"	京葉重機開発(株)	"	"	高知	須崎工業(株)	"	"
"	(株)舛ノ内組	"	"	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	"	"
東京	前沢工業(株)	"	"	"	(株)古賀組	"	"
"	日本大学生産工学部図書館	"	"	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	"	"
"	新光測量設計(株)	"	"	熊本	佐藤企業(株)	"	"
神奈川	神奈川農業土木建設協会	"	"	"	旭測量設計(株)	"	"
山梨	峡中土地改良建設協会	"	"	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム調査所	"	"
長野	小林建設工業(株)	"	"	東京	日本コーケン(株)	"	"
"	(株)木下組	"	"	岡山	岡山土地改良技術事務所	"	"
静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	"	"	北海道	札興産業(株)	"	"
新潟	山崎ホーム管(株)	"	"				

117社159口 (順序不同)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員							賛助会員		地方名	通常会員							賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数		県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数	
北海道	209	224	7	111	12	20	583	2	2	近畿	30	11	-	10	5	1	57	-	-	
東	森手	99	57	2	2	-	160	1	2	京都	66	73	8	14	4	2	167	-	-	
	岩手	95	20	6	5	8	135	4	4	大阪	49	-	4	34	5	6	98	3	7	
	宮城	74	82	6	55	1	12	230	3	3	兵庫	78	35	4	2	-	1	120	-	-
	秋田	177	28	-	24	-	3	232	1	1	奈良	67	18	-	-	-	3	88	-	-
	山形	93	49	5	4	-	-	151	4	4	和歌山	54	12	-	-	-	2	68	-	-
北	福島	114	48	-	1	13	177	-	-	小計	344	149	16	60	14	15	598	3	7	
小計	652	284	19	91	22	17	1085	13	14	中	36	9	4	-	-	1	50	-	-	
東	茨城	119	40	5	1	4	173	3	3	鳥取	41	27	5	2	-	-	75	-	-	
	栃木	86	33	5	2	-	128	3	3	岡山	59	76	5	2	-	1	143	3	3	
	群馬	51	10	1	-	1	63	3	3	広島	50	7	-	3	-	2	62	2	2	
	埼玉	57	22	-	8	18	114	1	1	山形	44	4	1	-	-	1	50	-	-	
	千葉	94	24	1	2	48	13	182	4	6	徳島	37	18	-	-	2	57	1	1	
	東京	0	202	7	249	51	24	533	44	76	島根	41	10	4	15	2	3	75	4	4
	神奈川	37	-	1	-	-	17	55	2	2	山口	37	21	4	3	-	5	70	1	2
	山梨	13	14	-	-	-	1	28	1	1	香取	26	-	2	-	-	1	29	1	1
	長野	97	6	4	-	3	-	110	2	2	高知									
	静岡	113	36	-	-	-	4	153	1	1	小計	371	172	25	25	4	14	611	12	13
小計	667	387	24	262	125	74	1539	64	98	九州	43	33	8	53	43	7	187	4	4	
北	新潟	221	62	1	10	-	7	301	2	2	福岡	59	17	3	-	-	2	81	1	1
	富山	72	5	1	2	-	4	84	2	2	佐賀	23	3	1	-	-	1	28	-	-
	石川	47	82	3	12	-	1	145	2	2	長崎	107	53	-	6	2	3	171	2	2
	福井	84	9	-	1	-	-	94	1	1	熊本	65	5	-	3	-	1	74	4	4
小計	424	158	5	25	-	12	624	7	7	鹿儿岛	58	23	2	1	-	-	84	-	-	
東	岐阜	32	8	4	4	6	4	58	1	1	沖縄	64	9	-	-	-	-	73	-	-
	愛知	57	97	1	111	36	10	312	3	5	小計	419	164	16	64	47	14	724	11	11
	三重	56	27	1	2	11	4	101	1	1	内地計	3231	1670	118	755	277	184	6235	117	159
小計	145	132	6	117	53	18	471	5	7	外国	22	-	-	-	-	-	22	-	-	
海										総計	3253	1670	118	755	277	184	6257	117社	159口	

編集後記

この間、柄にもなく、たまに来る大根島の植木売りのおばさんから長寿梅を買った。紅白2本あって、どちらも小さいものだが、芽を吹き、きれいに咲いた。芽生えは楽しいものであり、気分を新たにさせる。生命のもつ迫力を感じるものである。

ところで、今年も沢山の新生の皆さんがいろんな面で農業土木の仲間入りをされたことと思う。編集子のところにも新生が配属されており、彼らを見ると何年か前の自分を見る思いがする。自分の時はそうでなかったかも知れないが、彼らには新鮮な息吹をもってきて欲しいし、自分自身には浅い経験しかないが、持てるものを提供し、これから共に頑張っていきたいと思う。

1人1人の技術者が実際に体験する範囲は限られているにもかかわらず、農業土木の技術範囲はとてつもなく広く深く限りない。そして、耐えず変化もしている。と

ころがこちらには、いつ未知の分野を担当することになるか判らないし、そんな時たっぷり時間をかけて対処していく程の悠長さはない。やはり先輩諸兄の教えと共に文献に頼って自ら研究せざるを得ない。ある問題で悩んでいる時、それに関係した報文等に接した時は心がおどる。先輩諸兄が努力と英知を注いで創った技術力は大切である。先輩諸兄にはそうした技術力を提供してやっていただきたい。そして、続く者はこれを基に自らの工夫を加えて組立てていけば良い。こうした場に本誌を気軽に利用していただきたいと思うものである。文章の巧拙等は問題ではない。

本誌は会員の皆様の御支援により創刊以来10年を迎え、近いうちにその記念号を企画している。今後とも、会員の皆様の座右の技術誌として利用し易いようにしていきたいと考えておりますので御指導、御協力をお願い致します。
(宮本幸一)

水 と 土 第 37 号

昭和54年6月30日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

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

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)