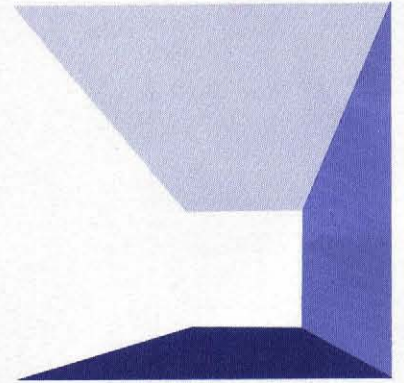
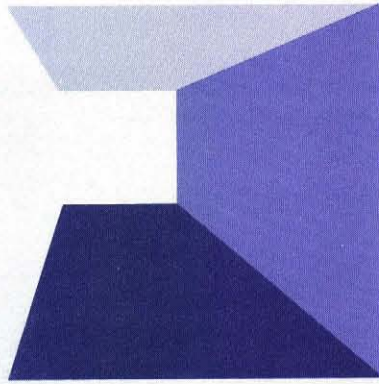
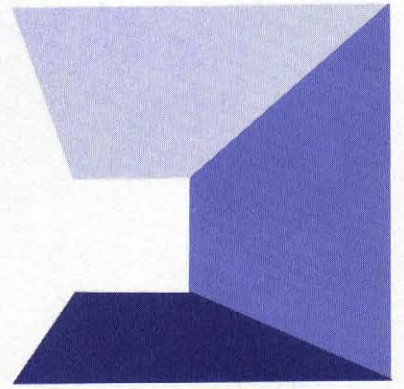
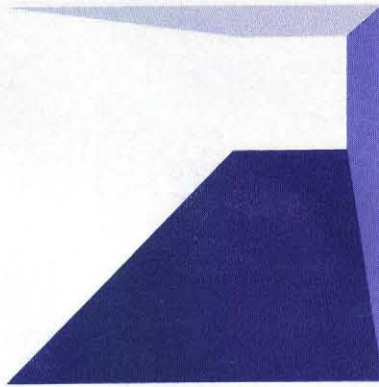
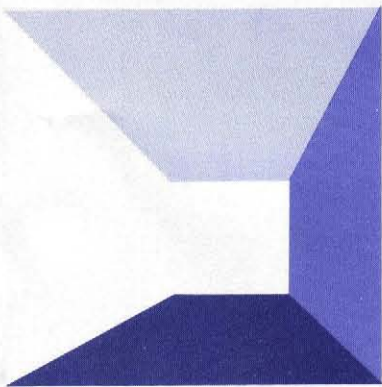


水 と 土

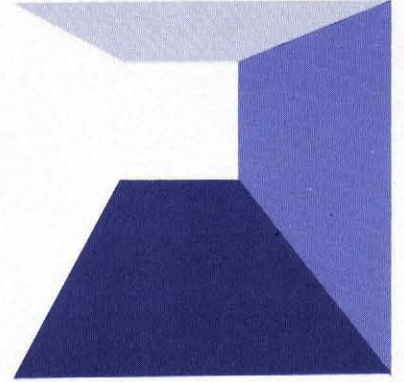
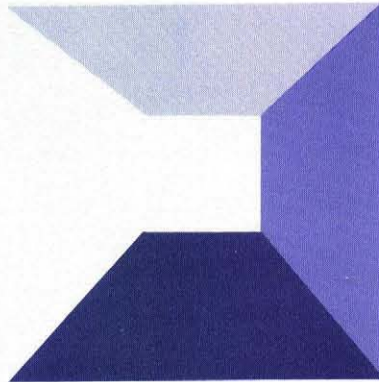
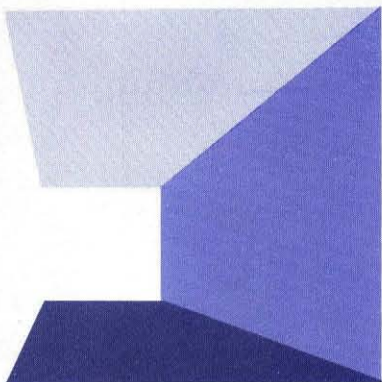
第 46 号



昭和56年12月号
農業土木技術研究会



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



重錘式掘削工法による施工中の新田原井堰

(国営吉井川農業水利事業所)



施工中の新田原井堰全景



重錘掘削施工状況



重錘掘削機

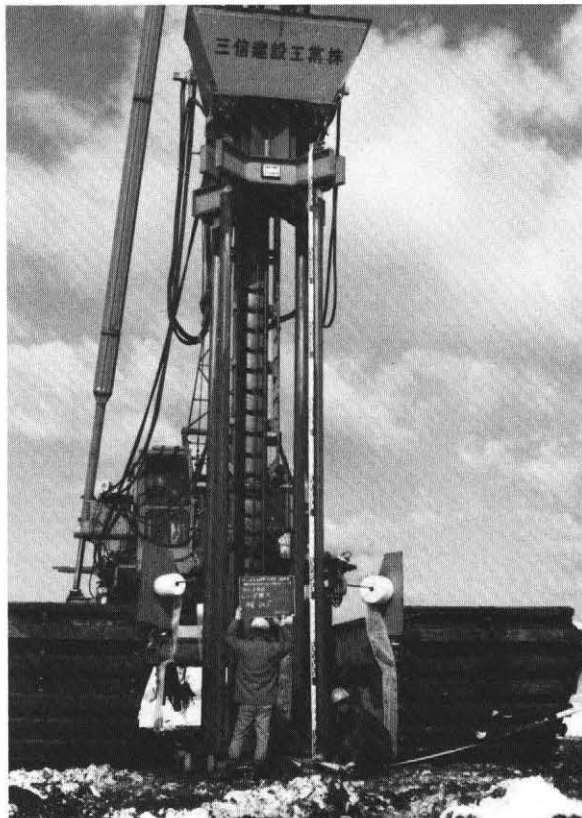
(本文10ページ参照)

軟弱地盤基礎処理パックドレン工法

(河北瀉干拓地区：農用地開発公団事業)



▲地盤改良用
砂杭打機 NQ 1200



◀サンドドレーン
完了状況

(本文18ページ参照)

— 目 次 —

グラビア

重錘式掘削工法による施工中の新田原井堰
軟弱地盤基礎処理工法

巻頭文

海外農業開発協力を思う 前田 芳 郎……(1)

報 文

報文内容紹介 ……(1)

流況調整河川と既得農業用水について

——何が北千葉導水事業の問題か——

大利根用水運営委員会……(2)

新田原井堰の重錘式掘削工法による鋼矢板止水壁の施工
について

国 光 淑 郎
橋 本 谷 正
米 谷 本 正
赤 木 秀 聡
昭 ……(10)

河北潟区域農用地開発公団事業における農業用施設用地の
軟弱地盤基礎処理について

小 林 文 雄
杉 山 玉 勝 明……(18)
児 勝 美

ほ場整備事業の水利状況と水利権について

蘭 嘉 宜
脇 坂 銃 三……(30)

湛水防除事業に於ける河口構造物についての実例

南 雲 晴 巳
高 野 政 文……(38)

水路工事における土留工の実施例について

——CCP工法——

鈴 木 寿
辻 井 徳 一……(57)

フィルダム設計，施工上の留意点について

——主として築堤材料に関して——

富 山 浩 重
西 田 武 三……(63)

北海道における8月豪雨と農業災害について

——昭和56年8月3日から6日にかけての前線と

台風12号による北海道の大雨——

高屋敷 尚 利……(78)

会 告・編集後記 ……(89)

研修会開催のご案内 ……(93)

水と土 第46号 報文内容紹介

<p>流況調整河川と既得農業用水について (何が北千葉導水事業の問題か) 大利用水運営委員会</p> <p>利根川水系における建設省関東地方建設局の計画している北千葉導水事業は、最近における東京都などへの都市用水の暫定水利も含む大量取水等が原因となって毎年渇水と塩分問題に悩まされている大利用水にとって重大な関心事である。本報文は北千葉導水事業の概要とその問題点を紹介することにより、今後の農業用水と建設省が計画する流況調整河川工事との調整のあり方を提起しようとするものである。 (水と土 第46号 1981 P. 2)</p>	<p>湛水防除事業に於ける河口構造物についての実例 南雲 晴巳 高野 政文</p> <p>地区内の湛水防除を目的として設置された河口構造物は、直接日本海に排水される構造であることから、日本海の風、波、堆砂、排砂等一般の湛水防除事業地区と異なる諸問題があり、これらに対処した実例を報告するものである。 (水と土 第46号 1981 P. 38)</p>
<p>新田原井堰の重錘式掘削工法による鋼矢板止水壁の施工について 国光 淑郎 橋本 正 米谷 聡 赤木 秀昭</p> <p>現在建設中の新田原井堰は、基礎地盤が転石混りの土質であり、鋼矢板の直打による止水壁の施工が困難であるため、重錘式掘削により地盤土を砂置換したのち鋼矢板を打設する工法を採用している。本稿では、その工法と工法選定経緯について報告する。 (水と土 第46号 1981 P. 10)</p>	<p>水路工事における土留工の実施例について — C C P 工法 — 鈴木 寿 辻井 徳一</p> <p>濃尾用水第二期地区では市街地を縦断して用水路改修工事を実施している。工事は各種既設構造物に接近して行われるため、施工スペースの制約の中でより確実な土留工が要求される。そこで当地区で多く使われている土留工を紹介し、特に C C P 工法についてその特徴と設計・積算等の事例を紹介する。 (水と土 第46号 1981 P. 57)</p>
<p>河北潟区域農用地開発公団事業における農用地施設用地の軟弱地盤基礎処理について 小林 文雄 杉山 明 児玉 勝美</p> <p>農用地開発公団では、新たに昭和53年から国営干拓事業により造成された干拓地において干拓地内生産団地整備事業を行なって来たが、本報文は、その第一先発区域としての河北潟区域での、非常に厚い超軟弱層を持つ地盤上に諸農用地施設の建設を可能ならしめるための超軟弱地盤処理対策として採用した、プレロードを組み合わせたバックドレーン工法について述べたものである。 (水と土 第46号 1981 P. 18)</p>	<p>フィルダム設計、施工上の留意点について (主として築堤材料に関して) 富山 浩重 西田 武三</p> <p>我が国のフィルダムは、御母衣、九頭竜、牧尾ダム等の大ダムの一先駆時期を経て、最近特に浸透や地震に対する安全性の検討を加えたダムの設計、施工がなされている。本報文では、これらのダムの築堤材料に関する資料を集録するとともに、関係技術報文、実績数値等を参考に、これらの最近のフィルダムの設計、施工に当たって留意すべき点について述べたものである。 (水と土 第46号 1981 P. 63)</p>
<p>ほ場整備事業の水利状況と水利権について 蘭 嘉宜 脇阪 銃三</p> <p>団体営ほ場整備事業は小規模で単独の取水施設によるものが多く、取水状況等は不明な点が多く実態はあまり把握されていない。本報文は昭和54年度に採択された全国の団体営ほ場整備地区 299 地区についての水利状況調査結果をもとに、水資源のひっ迫、河川管理の強化などの情勢の変化する中での団体営級の小規模な水利・取水の適正な水利権の確保を考えてゆくためのものである。 (水と土 第46号 1981 P. 30)</p>	<p>北海道における 8 月豪雨と農業災害について — 昭和56年 8 月 3 日から 6 日にかけての 前線と台風12号による北海道の大雷雨 — 高屋敷 尚利</p> <p>昭和56年 8 月 3 日から 6 日にかけて、北海道は豪雨に見舞われ、甚大な被害を受けたが、この気象、降雨の状況及び石狩川下流域の洪水状況、農業被災の概要を紹介するものであります。 (水と土 第46号 1981 P. 78)</p>

海外農業開発協力に思う

前田芳郎*

55年10月と56年7月の二回にわたり、中国へ訪問出来る機会を得ました。

いずれも、三江平原の開発調査協力のための調査団員として参加したわけです。

隣国でありながら、余り中国を知らないままに、訪問することになったわけで、見るもの、聞くもの皆珍しく、幼い頃の修学旅行みたいな気分で見て参りました。

北京からハルビンには飛行機で1時間余り、ハルビンからチャムスは汽車で10時間弱、更に調査の対象地である宝清県は、チャムスから東へ250km位、自動車で4時間位かかり、北京から見れば遠い辺りな地域です。

宝清県は人口2万位の都市で、周辺の農家の人々の行政的、経済的中心地に当る所で、日常の必需品は中国流に言えば間に合う所であります。そして、その周辺の丘陵地に数キロ間隔で50～60戸の農家の集落が広がっている（これが人民公社の単位である生産隊に当たるか）ところです。冬の厳寒（-50℃）をさける防風林にする木立もなく、広漠たる原野に土作りの塙で囲まれた家がかたまっていますが、家といっても人間と豚とアヒルとが同居生活をしているひどい状況で、この殺伐とした風景は日本では見る事が出来ないものです。

小興安嶺と寒達山脈の東北丘陵地帯が既耕地で、その先に延々と広がる湿地帯が三江平原ということです。

三江平原は、地域全体の面積としては、おおよそ500万ha位ありますが、その中から河川敷、遊水池、堤防、道路、水路等の敷地を思い切って差し引いても200万～300万haは耕地化できると思われるので、我々にとっては気が遠くなるような規模です。何年かかって作れるかは中国側の力の入れ方によりますが、資金力が豊かでない中国としては、相当な気構えでないと出来るものではないと思います。然し10億の人口をかかえた中国としては、是が非でもこの沼地を穀物の豊倉としなければならぬ必要性に迫られているのですから、我々の協力の姿勢も相手国の実情をふまえたものでなければならぬと思います。従って、莫大な事業量ですから、なるべく現地の素材で、現地の条件に合ったものを活用し、粗放であっても要所はつぼを心得たものでなければなりません。しかも早く機能するように先ず、実効性の高いものから手がけ、しかるのち、徐々に時間をかけて完成して行くことが資金力の豊でない現状の中国には一番ふさわしい方法だろうと思います。特に注意を払わねばならないことは、地下2m位の凍結があることだと思います。

技術協力の成果が中国人に評価され、お互いに努力して築いた施設や農地が、後世まで残り、日中の永遠の交友のきづなとして役立つことができるならば、我々技術者としてこの上ない幸せだと心から思っています。

また、数年前南米のパラグアイでスイスの技術協力で行われている機械化学校を見学する機会を得ました。そのカリキュラムの内容が非常に国情に合っていることと、お金をかけていないことに特徴があったように思えました。しかし相手国からは非常な評価を得ていることで感銘を受けました。

我が国も海外農業開発協力については、政府開発援助（ODA）の5年間倍増の方針にしたがい、今後量的に大幅な拡大が見込まれますが、量だけをこなすことではなく、内容をよく検討して相手国の真のニーズにこたえた綿密な計画を立て、実現性の高いものにするなど実のある技術協力にしたいものだと考える次第であります。

*農用地開発公社

流況調整河川と既得農業用水について

——何が北千葉導水事業の問題か——

大利根用水運営委員会*

目 次

1. はじめに……………(2)	(2) 河口堰開発分15.76m ³ /sの導水について (5)
2. 北千葉導水事業の概要……………(2)	(3) 霞が浦開発分 4.24m ³ /s について……………(7)
(1) 事業の目的……………(2)	(4) 第2機場と第2水路について……………(7)
(2) 事業の内訳……………(3)	(5) 工事着手について……………(8)
3. 北千葉導水事業計画の問題点……………(4)	4. 利根川水系の渇水の原因……………(8)
(1) 新規開発水量 10m ³ /s について……………(4)	5. ま と め……………(9)

1. はじめに

建設省関東地方建設局は、利根川下流布川地点と江戸川を連絡する水路（流況調整河川、北千葉導水事業）を建設し、①手賀沼、坂川の内水排除、②手賀沼の水質浄化、③新規10m³/sの水質源の開発、④河口堰などで開発された水量20m³/sの導水を図ろうとしている。

利根川の最下流で昭和16年以来、取水している大利根用水（取水量10.33m³/s）は、最近における東京都などへの都市用水の暫定水利も含む大量取水等が原因となって毎年渇水と塩分問題に悩まされている状況である。また、昭和47、48年および昭和53、54、55年と連続して上流のダム貯水量が低下したという理由で、利根川全体に一率の取水制限を行なった。

このように逼迫した利根川においてダムによる貯水によらず、10m³/sの新規水源が生み出されるとは考えられず、また河口堰などで、開発されたと称される20m³/sの水を利根川から江戸川へ導水されることは、さらに大利根用水の取水に重大な影響を与えるのではなかろうかと考えられ、この北千葉導水事業計画はわれわれ大利根用水にとって重大な関心事である。大利根用水はじめ利根川下流の土地改良区は結束し、昭和54年以来、建設省利根川下流工事事務所に事業計画について説明を求め、交渉を続けている。

建設省利根川工事事務所の説明内容を検討したところ、北千葉導水事業はわれわれ農業用水側から見ると、あまりにも多くの問題を含み、利根川の流況、水利秩序を無視した計画ではなかろうかという疑問を一層深めることとなった。ここではわれわれ大利根用水運営委員会が検討した北千葉導水事業の問題点を紹介することにより、今後の農業用水と建設省が計画する流況調整河川工事の調整のあり方を提起しようとするものである。



写真一 利根大堰取水状況（最大取水量約137m³/s）

2. 北千葉導水事業の概要

建設省関東地方建設局の作成した「北千葉導水事業について」（昭和55年3月）というパンフレットによれば、事業の目的および内容は次のとおりである。

(1) 事業の目的

北千葉導水事業は、利根川下流部と江戸川を連絡する流況調整河川を建設し、内水排除、河川水質浄化及び特別水利使用者に対する都市用水の供給の確保等河川の流水の状況の改善を図るものである。

① 内水排除

手賀沼落を改修しその下流端に 80m³/s の排水機場を設置して、手賀沼から利根川へ内水排除を行なう。また江戸川支川坂川に 180m³/sの放水路を新設し、放水路下流端に 100m³/sの排水機場を設置して、坂川の内水排除等を行なう。

② 河川水質浄化

利根川下流部の余剰水を手賀沼等へ最大 10m³/s 注水し手賀沼等の河川水質浄化を図る。

③ 都市用水

利根川下流部及び江戸川等の流況の関連において既

*千葉県大利根土地改良区、千歳土地改良区

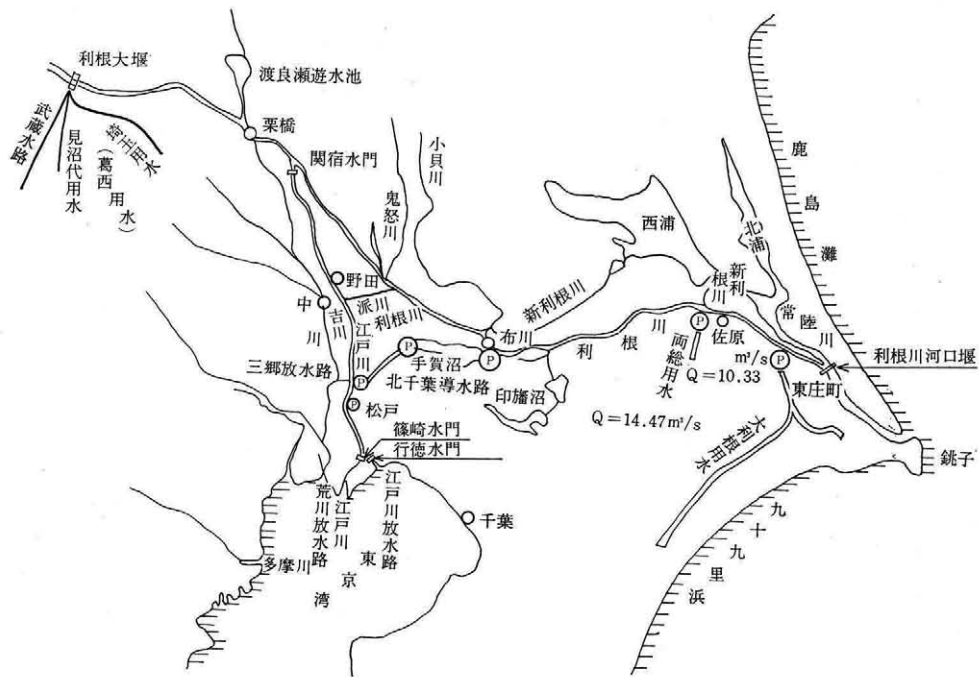


図-1 利根川下流図

存の水使用に支障を及ぼさない範囲で利根川下流部より最大30m³/s導水し、江戸川において、最大10m³/sの新規開発水量を含め最大 30m³/s の都市用水の供給の確保を図る。

(2) 事業の内訳

利根川河口堰湛水域の上流端である利根川河口から75.5km 地点、右岸千葉県我孫子市布佐及び印旛郡印西町発作地先から手賀沼南側沿岸を經由し、柏市の台地を貫けて坂川流域に入り、江戸川河口から24.3km 地点左岸千葉県松戸市主水新田地先にいたる延長約30kmの水路を建設する。この水路は次の各施設からなる。

① 取水口及び第1機場

位置：利根川右岸 千葉県我孫子市布佐及び印旛郡印西町発作地先

機能：手賀沼から利根川へ最大 80m³/s の内水排除

及び利根川から最大 40m³/s の導水を可能ならしめる。

② 第1水路

経路：第1機場より手賀沼南側沿岸を經由して、第2機場に至る延長約16kmの管路

機能：40m³/sの導水

③ 第2機場

位置：千葉県柏市戸張地区

機能：手賀沼へ最大 10m³/s の浄化用水注水を含め最大40m³/sの導水を可能ならしめる。

④ 第2水路

経路：第2機場から坂川上流部に至る延長約8kmの管路

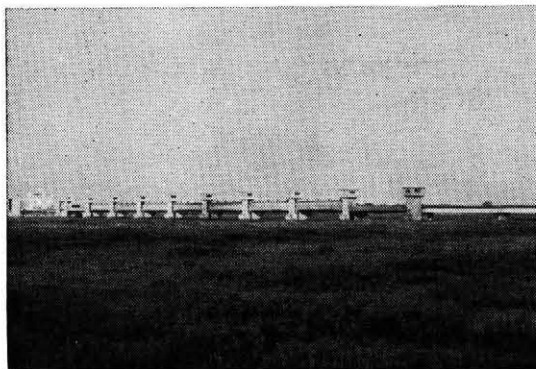


写真-2 利根河口堰

主要施設模式図

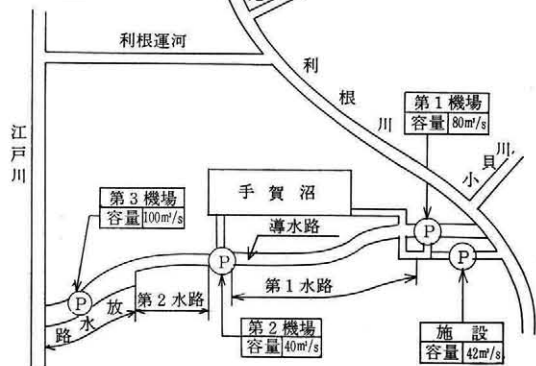


図-2 北千葉導水路主要施設模式図

機能：40m³/s の導水

⑤ 放水路

経路：坂川上流部の第2水路末端から第3機場に至る延長約6kmの河道

機能：坂川の内水排除を行なうため180m³/sを導水

⑥ 第3機場

位置：江戸川左岸 千葉県松戸市主水新田地先

機能：坂川から江戸川へ最大100m³/sの内水排除を図る。なお、上記施設の新設工事に合わせて、上記の各施設の管理用施設の新設および手賀沼落等の改修を実施する。

3. 北千葉導水事業計画の問題点

(1) 新規開発水量10m³/sについて

いまや、渇水時の利根川には、まったく水量に余裕がないことは誰でも知っている。したがって新規に取水を計画する場合には、必ず、渇水時に対処するための水源としてダムを新設し、渇水時にはダムから放流して不足分を補わなければならない。ところが北千葉導水事業の新規開発分10m³/sについては、渇水補給用のダム計画がない。それでは、どうして10m³/s（大利根用水の取水量にほぼ等しい）もの大量の新規取水が可能なのだろうか。

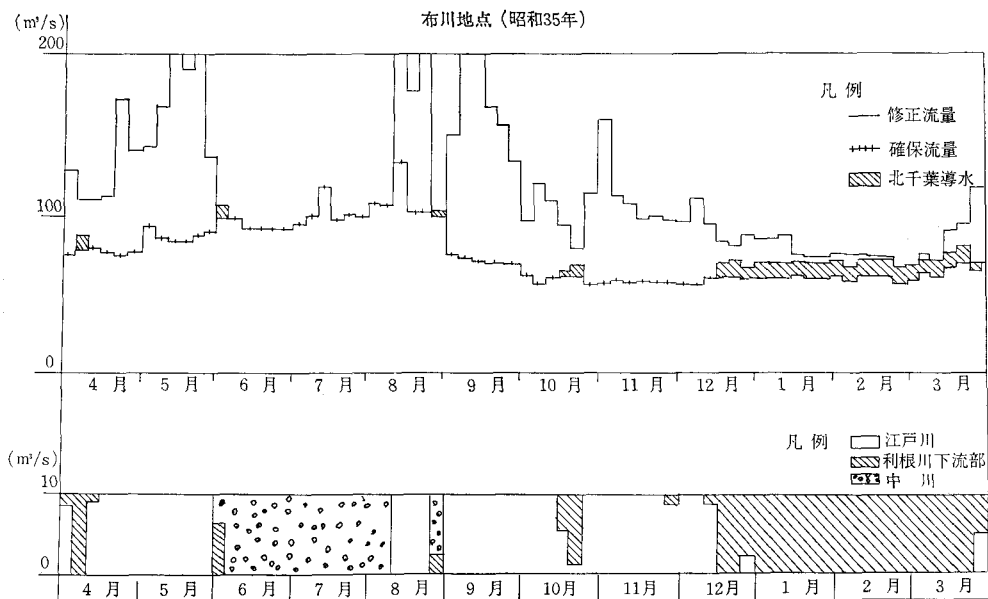
建設省の利根川下流工事事務所は、布川下流の土地改良区に対する説明会で、利根川水系の基準年である昭和35年の流況を用いて、年間を通じてどのように新規に10m³/sを取水するのかを示し、下流にとって安全であると

説明した。図一3はその時に示された流況調整図である。

利根川のかんがい期の最悪年は昭和33年の5～7月で、大利根用水地域に激しい塩害が発生した。しかし、昭和33年渇水のような流況は異常であるとして、利水計画の基準年にはしない。多くの場合、平均で10年に1度程度起こる可能性のある渇水を基準年とし、新規取水が可能であるかどうかを計算し、不足があれば、その不足を補うに足るダムを建設する必要があるとされる。昭和33年のような流況を基準にすると、施設に対する投資額があまりに多くなり、かつ、普通の年には、施設に余裕がありすぎることになるからである。利根川の基準年昭和35年かかんがい期の流況は平均して5年に1度程度起こる可能性があると考えられているようである。

図一3の上段の図には、北千葉導水施設により利根川から取水する新規水量と、布川下流で確保されると説明された確保流量が示されている。これによると、基準年の5月以降のかんがい期において、利根川下流部からは6月の第1半旬に6m³/s程度（約260万m³）、8月の第6半旬に3m³/s程度（約140万m³）と合わせて11日間で僅かに400m³は取水するか、他は、まったく取水する必要がないとされている。しかも、この2半旬とも下流に対する確保流量は100m³/s程度もあるから、北千葉導水による新規取水10m³/sは、下流にとって安全であるというのである。

図一3の下段の図は、江戸川において新規取水10m³/sを年間を通じて取水するためには、北千葉導水による新規取水の外、埼玉県下の中川からも取水する必要がある



(注) 建設省の説明によれば、図一3の新規開発水量10m³/sの順位は、第1に江戸川自流□、第2に、利根川下流（北千葉導水）▨、第3に中川（三郷放水路）▩によって生み出されるとのことである。

図一3 流況調整図 布川地点（昭和35年）

表一 中川吉川地点流量表

(m³/s)

年 月	43	44	45	46	47	48	計	平均
1	7.4	16.9	14.0	13.3	37.8	7.6	97.0	16.1
2	3.1	19.4	11.9	10.8	41.5	4.4	91.1	15.1
3	3.0	21.1	11.0	10.1	28.9	4.7	78.8	13.1
4	11.8	19.7	13.2	16.0	45.6	15.9	122.2	20.4
5	43.6	38.3	43.7	41.7	62.2	33.5	263.0	43.8
6	51.9	56.5	61.9	54.5	65.5	61.4	351.7	58.6
7	53.2	55.8	52.8	80.3	84.7	44.1	370.9	61.8
8	73.1	46.0	45.7	75.3	55.4	37.4	332.9	55.5
9	36.6	59.3	33.5	136.6	86.0	43.7	395.7	65.9
10	28.2	27.1	18.8	40.5	20.6	20.2	155.4	25.9
11	19.7	20.3	27.7	17.7	30.9	14.4	130.7	21.8
12	28.7	14.1	13.1	13.4	23.1	4.5	96.9	16.1
全年	360.3	394.5	347.3	510.2	記録不良	291.8		
平均	30.0	32.9	28.9	42.5	除外	24.3		

(注) 表1は、埼玉県企業局水道部の「中川流域の水収支と流況の変容」(昭和51年3月)から転載した中川下流の流況である。

ことを示している。6月以降のかんがい期には、江戸川に十分な流量がある8月の第3, 第4, 第5半旬を除き、大部分は中川から江戸川へ注入して、これを取水することとされている。

中川は埼玉県下の東部を東京湾へ流れ下る流域面積960km²の小さいいわゆる野川であるが、この流域には利根川と江戸川から取水する埼玉県の穀倉をなす約5万ヘクタールもの水田があり、その水田地帯からの落水の大部分が中川へ流出するので、かんがい期になると、急に流量が増し40m³/sを割ることがまれであり、そこから10m³/s程度を取水することは容易である。6月第1半旬と8月第6半旬にも、北千葉導水により利根川から取水しなくても、中川から容易に取水することが可能なのである。

表一1は、埼玉県企業局水道部の「中川流域の水収支と流況の変容」(昭和51年3月)から転載した中川下流の流況である。利根大堰が完成した昭和43年以降は、5月から8月まで吉川地点流量が40m³/sを割ることはまれであり、渇水年である昭和47・48年においても中川下流の既得用水約12.6m³/s(中川・江戸川緊急導水の6.79m³/sもここでは一応既得用水に含めている)を20m³/s以上上まわっている。

ではなぜ、かんがい期に利根川から取水する必要があるのだろうか。その理由は中川の水質にある。中川流域には、浦和、大宮の一部、熊谷その他多くの中小都市が散在しているばかりでなく、急激な都市化が進行しており、その家庭廃水と農村部の畜産廃水などが、すべて中川に流入する。つまり、流量が十分でも、都市用水の水

源としては、なるべくは使いたくない。これが、かんがい期に利根川から取水する理由である。だから、建設省がかんがい期にも利根川からの取水にこだわるのは、利根川に余裕があるかぎり、中川からは取水しない方針を持っているからと考えざるをえない。そして、余裕の少ない基準年を除き、平均して5年のうち4年、つまり80%の年は、中川からはほとんど取水せず、全量を利根川から取水するようになるものと予想しておく必要がある。しかし、本当に図一3の布川下流への確保流量が確保される保証があるならば、大利用水にとってもそれほど心配はない。その保証があるかどうか、それが以下の問題である。

(2) 河口堰開発分15.76m³/sの導水について

利根川下流工事事務所の説明によれば、北千葉導水事業の都市用水の最大計画取水量30m³/sから、これまでに見た新規開発分10m³/sを除き、20m³/sのうち15.76m³/sは過去に利根川河口堰を建設したことによる既開発の水量で、新規開発分ではないとのことであった。

まず、この15.76m³/sが新規開発でないことを説明しよう。河口堰のない前には、河川維持水が少なくとも50m³/sはあるものとされていた。河口堰完成後は、1日中30m³/sの流量があれば、これを河口堰の操作で、時間を短縮して50m³/sにして流すことができるようになった。その結果、先の50m³/sの河川維持水と30m³/sの差20m³/sを都市用水へ廻すことができるようになったといわれている。そして、この20m³/sは東京、埼玉、千葉の都市用水に水利権として許可済みである。そのうち15.76m³/sは東京都と埼玉県と千葉県都市用水として、現に埼玉

県下の利根大堰 (15.16m³/s) と江戸川の千葉県葛南工業用水 (0.60m³/s) で取水されている。

今度の北千葉導水計画の 15.76m³/s はこれに該当し、利根大堰などでの取水は河口堰の湛水域からの取水でないで、北千葉導水事業の完成後は、利根大堰などでのこの分の取水は中止し、河口堰の湛水域から北千葉導水施設で代って取水し、江戸川へ注入するとの説明である。つまり、取水地点を移すだけのことだから、布川下流の流況に影響はないというのである。

まず、最初に起きた単純な疑問は本当に利根大堰の取水を 15.76m³/s も減らすつもりなのだろうかということだった。取水を中止すれば、当然この分だけ受水している浄水場に穴があく。この疑問に対しては、直接建設省の担当者から答えをえていないが、千葉県の河川課と水政課による説明会で、建設省は今後建設するダムでこの穴を埋める計画であるとのことであった。利根川上流の大きな支流の吾妻川に貯水容量 9,000万m³ の八ツ場ダム計画があり、20年も前から水没補償の交渉が行われ、着工が待たれている。このダムの開発水量が16m³/sのとされているようなので、先の穴埋めに使うつもりかと受け取った。

つぎに起きた疑問も単純なものだが、本当に利根大堰で 15.76m³/s の取水を中止すれば、なるほどその下流の流量はそれだけ増加することになるが、その下流には江戸川への分水があり、その全量が利根川下流へ流れ下る保証がないことである。

関宿水門の門扉の操作によって、利根川下流と江戸川への流量配分が可能であったのは、水門がなければ江戸川の方へ多量に流れ込む傾向があったのを、水門の門扉を操作して、これを制限することができたからである。ところが、利根川本流の河床が低下して、現在ではこの門扉を全開しても、渇水時には分水準則通りの分水量を江戸川の方へ配分することができなくなってしまった。つまり、利根大堰を溢流して流下した水量や、渡良瀬川から合流した水量の利根川下流へ流れる割合は、河床の高かった昔より多くなっている。

先の疑問から発して、このような関宿水門周辺の状況の変化を考慮に入れると、15.76m³/s の取水を利根大堰などから北千葉導水に移す意味ははっきりすると思う。

1. 関宿水門を改築して、分水準則通りに分水が可能になるように敷高を下げることは望ましいが、いまでは渇水状態が常態化している利根川下流への流量配分をさらに露骨に悪化させ、下流の水利権者を強く刺激する。この方法は、当面は避けた方がよい。

2. 現に利根大堰で取水している水量を単に北千葉導水へ移すのであれば、下流が反対する理由を失う。

3. 利根大堰などで 15.76m³/s の取水の減量があっても、その穴は上流ダムの新設によって埋めることが可能

である。

4. 先の 15.76m³/s の全量が利根川下流へ流下しないとのわれわれの疑問については、流量増加により水位が上れば、江戸川への分水割合は多少増加するが、それは江戸川への配分割合の悪化している現状をいくらか是正することに通じ、むしろ望ましい。この点を利根川下流の水利権者が問題にすることがあっても、関宿水門の敷高と低い利根川の河床高との関係から、江戸川への配分増は微々たるものであり、説得が可能と判断される。

5. 以上を要約すれば、北千葉導水事業の水利関係の大きな目的は、関宿水門を改築せずに、江戸川分岐点上流利根川から下流へ 15.76m³/s の取水を移すことにより、利根川下流の水利権者の強い反対を受けることなしに江戸川への流量配分割合の是正を実現することにあるといえる。

しかし、以上は建設省の計画の意図であり、われわれにとって真の問題はそんなところではなく、問題は現に取水されている河口堰開発分 15.76m³/s そのものにひそんでいた。図一3の確保流量と昭和35年の実際の流量を比較して見てびっくりした。

表2の Q₁ は建設省河川局の流量年表から求めた半月毎の流量の平均値であり、Q₂ は図一3から推定した確保流量である。Q₂ から Q₁ を差引きその合計を求めると、1億9,200万m³ もの不足水量となる。この不足は先に上げた八ツ場ダムの容量の2倍を越え、下流工事事務所の説明のように簡単に確保できる量ではない。図一3の確保

表一2 昭和35年渇水時の流況と不足水量 (布川)

月	半月	流 量 Q ₁ m ³ /s	確保流量 Q ₂ m ³ /s	不足水量 (Q ₂ -Q ₁) m ³ /s
6	1	150.7	100	不足ナン
	2	94.8	100	5.2
	3	50.6	95	44.4
	4	52.0	95	43.0
	5	72.5	95	22.5
	6	64.0	95	31.0
7	1	35.3	97	61.7
	2	48.4	101	52.6
	3	143.6	120	不足ナン
	4	167.7	100	〃
8	5	50.6	102	51.4
	6	59.6	101	41.4
	1	79.8	110	30.2
	2	48.3	110	61.7
計		1,117.9	1,421	445.1

不足合計 445.1 × 5 × 86,400 ÷ 192,000,000 m³
 平均不足水量 445.1 ÷ 11 = 40.5 m³/s
 平均確保流量 1,421 ÷ 14 = 101.5 m³/s
 河口堰開発分を取水しない場合の不足水量
 40.5 - 15.76 = 24.74 m³/s (120 × 10⁶ m³)

流量が正しいとすれば、将来ダムで確保したいとの願望にすぎず現実に確保されるあてのないものであろう。

昭和33年かんがい期渇水では不足水量は3億7,000万 m^3 にも達する。現実にこんなこともあったのだからそうした場合の対策も考えて置く必要がある。また、最近の例で平均確保流量を85 m^3/s （35年の平均確保流量101 m^3/s マイナス河口堰開発分15.76 m^3/s ）として、5月から8月末までにつき、それを満たせない日数は、昭和47年に48日、48年に48日、53年に43日に達する。これにより基準年35年渇水が決して例外でなく、渇水が常態化していることが知られよう。

昭和35年当時、布川下流で利根川（黒部川を含む）から取水可能だった用水は大利根用水10 m^3/s 、両総用水15 m^3/s 、その他約5 m^3/s であったが、これらは、ダムを建設しなくても利根川の自然流量で取水できる計画で実現した。

それに、河口堰開発分20 m^3/s 、河川維持水30 m^3/s も、いずれもダムの建設を予定していなかった。河川維持水はもともと存在するもの、20 m^3/s は河口堰によって生み出されたものとされているからである。

以上を合計すると80 m^3/s である。これと表2の Q_1 と比較すると、80 m^3/s に満たない半月は10半月51日、80 m^3/s から河口堰開発分20 m^3/s を差引き60 m^3/s を満たせない半月は7半月、36日に達する。また仮りに取水に不足する場合は、河口堰から河川維持水を放流しないですますように、河口堰の門扉を操作するとしても、80 m^3/s から30 m^3/s を差引き50 m^3/s に満たない半月が3半月、15日に達しなお不足である。少々の不足は我慢するとしても、河川維持水の確保を優先させるかぎり、河口堰により20 m^3/s を開発することは、とうてい不可能であったはずである。

しかし、現実には河口北開発分の20 m^3/s については、大利根用水、両総用水など下流水利権者の同意を得ることなく許可され、東京などの都市用水として取水されている。

このように上流で河口北開発分20 m^3/s が取水されているため、（もちろん、これだけが原因でないとしても）下流の流況は悪化し塩水の害を助長し、最近では毎年のように取水を制限されている。このように、河口堰による新規開発20 m^3/s の計画には無理があったのだから、布川下流既存水利権者の取水に支障が生じるような渇水の場合には、河口堰開発分の取水を制限するか、河口堰の門扉を操作して、塩水の遡上を防ぎ河川維持水の放流を制限するかして、既存水利権者の取水に支障が生じないようにすべきである。河口堰開発分の取水を制限しても、中川下流には、その不足を補う余裕があるのだから、北千葉導水計画での江戸川での取水計画が不可能にならず、実行可能と考える。

（3）霧が浦開発分4.24 m^3/s について

利根川下流工事事務所は、北千葉導水施設による最大計画取水量30 m^3/s から、これまで検討してきた新規10 m^3/s と河口堰開発分15.76 m^3/s を除く4.24 m^3/s の水源は、霧が浦開発によると説明した。

しかし霧が浦開発により生み出される水量のうち4.24 m^3/s が北千葉導水に配分されるとはまだ決定していないと聞く。霧が浦から利根川へどのように導水するかもわれわれには知らされていない。この導水工事が行なわれている様子もない。

利根川水系では水源施設が完成しない間に、用水の供給地域への取水・導水施設の工事の方を先行し、水源工事が遅れているのに、暫定水利権などと称して水利権の付与が行われる例が多くなった。暫定といっても一度取水が行われれば、渇水だからといって取水を中止できるものではない。特に上水道の場合は不可能である。このような悪いやり方は止めるべきである。

北千葉導水施設の4.24 m^3/s についても、水源が確定しその完成期日が確定した後に、それに整合するよう着工すべきである。取水施設の方を先行させてはならない。

（4）第2機場と第2水路について

北千葉導水事業の取水施設である第1機場の都市用水の最大取水量は30 m^3/s であるのに、これを坂川流域へ導水するための第2機場と第2水路の通水容量は40 m^3/s で計画されている。この矛盾について説明を求めたところ、坂川の浄化のために10 m^3/s を使うとのことであった。しかし、そのことは先の「北千葉導水事業について」のどこにも記載されていない。流域変更のような重大な事項を記載しないのは、これを隠す意図があったと思われる。また仮りにこのような不備をゆるすとしても、技術的に40 m^3/s の通水容量は必要はないはずである。江戸川に十分な流量があり、利根川下流にも十分な余裕がある場合はいくらかもある。第2機場と第2水路の通水容量30 m^3/s で10 m^3/s の浄化用水は十分に流せて余りがある。

また、われわれに不安を与えて、浄化用水まで流域変更をしなくても、第3機場で江戸川の余裕水を取水して逆流させれば、北千葉導水事業で新設する坂川放水路分岐点下流坂川の浄化は可能である。将来利根川から40 m^3/s の都市用水の取水を行う意図があるのに、30 m^3/s を越える10 m^3/s についてはいまのところ水源が確定できないため、これを浄化用水などといつわっているのであろうか。真に浄化用水のためならば、第2機場と第2水路の通水容量を30 m^3/s に改めるべきである。

また、真の理由が将来の都市用水のためならば、現在は30 m^3/s の通水容量に改め、将来10 m^3/s の水源が確定した上で、先の霧が浦開発の4.24 m^3/s の場合と同じように水源と整合して、第2機場で10 m^3/s を増設し、第2水路

部分に 10m³/s の通水容量を持つ管路を 1 本増設するのが、普通のやり方である。

(5) 工事着手について

流況調整河川である北千葉導水事業に着工するには、その前に河川法第70条の2により、建設大臣は農林水産大臣に協議し知事の意見をきくこととされている。現在（昭和55年12月）のところ、建設大臣から千葉県知事へ意見聴取の文書が出されたと聞いているが、千葉県知事は下流農業用水団体との調整が付いていないという理由で意見を建設省に述べていない。また、農林水産省では計画内容に疑問があるとし、建設省と事務段階での調整がつかず、農林水産大臣への正式な協議が何時になるか目途が立っていないと聞いている。

ところが、建設省は早くも昭和52年度に関係行政機関、都県、水利権者への調整はおろか、説明もしないまま用地買収を始め、現在では第3機場はほぼ完成し、坂川放水路も今年度中に完成の見込のようである。われわれにとって最も重大な第1機場の工事も着々と進められている。

第1機場の着工が遅れていることについては、説明会では路線位置が確定しないためとのことであったが、真の理由は地元以北千葉導水事業により手賀沼の浄化も行われるのであるから、第1機場で手賀沼へ注水し、第2機場で手賀沼から揚水すれば、第1水路は不用なはずとの意見が強く、手賀沼周辺でも手賀沼の浄化は事業の真の目的ではなさそうだ、との疑問が生じていることと、第1水路予定敷に農林水産省所管の干拓堤防用地があり、農林水産省との調整がなされなければ、実質上工事にかかれなないためのものである。建設省が河川法第70条の2を犯してまで、工事を強行している理由は、説明会での説明では、手賀沼周辺住民の手賀沼の浄化と排水施設の拡充の要望が強く、早期に着工せざるをえなかったとのことである。さすがにわれわれに対し、都市用水の取水施設まで、農林水産大臣との協議や知事に対する意見聴取が終わらないうちに、着工するとはいえなかったようで、それまでは着工しないと声明した。

ところが、第1機場のポンプは排水ばかりでなく、取水にも兼用される構造になっており、排水施設と都市用水の取水施設は切り離せない。着々と進められている第1機場の工事は都市用水の取水施設の工事の進行でもある。そこで、われわれは、先の言明に反している事実として、最近、第1機場の工事中止を関東地方建設局と県に求めた。

4. 利根川水系の渇水の原因

利根川下流工事事務所の利根川水系農業水利協議会*

*利根川水系に關係する茨城、千葉、栃木、群馬、埼玉県土地改良事業団体連合会および主要土地改良区で組織している農業水利問題等を主に協議する団体。

宛の回答のなかに、「河川維持用水及び既得かんがい用水など、不特定用水の不足に対する補給は、布川上流の多目的ダムに確保される不特定容量により行われるもので」とある。しかし、先に検討したように、既得かんがい用水である両総用水や大利根用水にダムが必要なはずがない。昭和33年6～7月のような異常渇水ならいざ知らず、平均して5年に1度の基準年程度の渇水でダムが必要と言われてもなんのことかわからない。また、河川維持水をダムで充足するというのは、もっとおかしい。首都圏で水のひっ迫している最重要の利根川で、苦心惨たんして築造するダムの水を、河口堰から海へ放流する必要があるだろうか。5年間に1ヶ月くらいでも、放流を止めることができない、などと聞いたら、世人はその非常識にあきれるだろう。

建設省がダム建設に真剣に取り組んでいることは十分承知しているが、八ツ場ダムに見るように地元との交渉に入り四半世紀たった現在でも、工事に着工することができないでいる。

需要との関係でいえば、利根大堰などで取水を中止する15.76m³/sの穴埋めのためにもダムが必要であるはずであるし、首都圏の都市用水の需要の増加に対しても、もっとダムが必要である。このような状況のなかで、布川下流の維持水や既得かんがい用水に廻すことのできるダムが、いつかは建設されるなどといわれても、まったく夢の中の話としかいいようがない。実際に知りたいのは、そのようなダムが建設されるまでの数十年間に、どう対処するか具体策である。

利根川の水事情が、現在のようにひっ迫してしまっただけではない。

昨55年のかんがい期は用水事情が比較的めぐまれた年であったのに、利根川上流6ダムから、6月の20日から29日まで10日間、毎日1,000万m³以上の放流が行われた。こんなことをすれば、たちまち貯水がなくなるのは当然である。ところが、同じ期間の布川の流量は20日に一度67m³/sであった外、80m³/s台1日、90m³/s台2日、100m³/s台2日、120m³/s台1日、130m³/s台1日、140m³/s台1日、160m³/s台1日と、十分でない日は2日間だけで、利根川下流部のためにそんなに多量な放流が必要であったとは考えられない。この放流の主たる目的は、恐らく、先に指摘した関閘水門から江戸川への分水量を充足するためであろう。その結果、利根川下流には流量に余裕が生じ、大量の水が海に無効に流出した。北千葉導水事業は、このような欠かんを是正しダムの放流水を有効化するには役立つわけだが、その是正が河口堰開発分15.76m³/sによって行われることには、われわれが納得できないことは先に詳述した。この15.76m³/s外、他に張りつけた4.24m³/s、計20m³/sは、基準年では架空で

あるはずのものを現実に取水しているのだから、当然渇水時の水事情はひっ迫する。

もう一つ、ダムの水使用関係についていえば、東京都上水道の多摩川の小河内ダムの使い方にも問題がある。都は、利根川の多目的ダムの貯水に対し、小河内ダムの貯水をあたかも予備水源のように取扱い、これを渇水の終りまで温存するよう努めているために、利根川水系のダムの貯水が急減する結果をまねている。小河内ダムの使用を先行させる、とまではいわないが、少なくとも、利根川のダムの貯水と同じ割合で使用するよう、建設省は指導するべきである。それなのに、水源の確定していない暫定水利権を、どんどん許可するのだから、水事情の悪化は避けようがないのである。

5. ま と め

これまでの検討により、北千葉導水事業は、ほとんどあらゆる側面に問題をはらんでいることがわかったが、要するに、われわれの立場は、この事業の遂行とその後の管理に伴って被害をうけることがないよう、十分に保証されればよいのである。このような観点からすれば、多様な問題について保証を求める方法としては、利水者が中心となり河川管理者、農林水産省、千葉県など関係行政機関が入った水利調整協議会を結成し、利水者と北千葉導水側が同じ平面に立って、問題毎に両者の考えを調整してゆく以外に方法がないと考える。

その場合、新規開発の10m³/sよりも、既開発とされている15.76m³/sの処理、および、下流既得権者の同意なしに与えられている新規水利権および、暫定水利権の処理の方が、われわれにとってはもちろん、建設省として

も恐らくむずかしい問題であろう。

将来の問題はこれから考えることができるが、過去の無理や過ちを取り戻すことは、そう簡単にはゆかない。大きな利害がからむ場合には、きわめてむずかしい。15.76m³/sはその類の問題である。いずれかが、こじつけや力に走ることにでもなれば、取り返しのつかぬ混乱をもたらしかねない。

協議会は、力による争いを避け、混乱を未然に防ぎ、利害の対立を解消ないしは緩和するために結成するのである。しかし、始めからうまく運ぶとは、とうてい期待することができない。互に忍耐強く試行を繰り返すうちに、信頼関係を築くつもりで進める外はない。その場合、最も大切と思うのは、強大な権力を持っているがゆえに、河川管理者の誠意と自重である。

北千葉導水事業の場合は、河川管理者である建設省が自身、協議の一方の主体である水利権者となるのであり、しかも、後発であるのに上流で取水するのである。特に自戒して貰いたい。ひどい争いに発展しないよう祈念する。

最後に、この報文は、大利用水運営委員会が組合員（大利用土地改良区および干潟土地改良区）へ北千葉導水事業の問題点を説明するため、昭和56年2月に作成した「何が北千葉導水事業の問題か」（水利の秩序を正すために）をもとにまとめたものであります。字数の関係上内容を相当省略しておりますので、北千葉導水事業の問題点、および、同事業に対する利根川下流土地改良区と建設省との交渉内容の詳細については、さらに、上記パンフレットを参照としていただければ幸いです。

（文責 大利用水運営委員会事務局 磯部甚司）

新田原井堰の重錘式掘削工法による 鋼矢板止水壁の施工について

国 光 淑 郎* 橋 本 正
米 谷 聡* 赤 木 秀 昭

目 次

- | | |
|--------------------------|---------------------|
| 1. まえがき.....(10) | 5. 重錘式掘削工法.....(15) |
| 2. 吉井川農業水利事業の概要.....(11) | 6. 施工実績.....(17) |
| 3. 新田原井堰の概要.....(12) | 7. おわりに.....(17) |
| 4. 止水壁施工方法の選定.....(14) | |

1. ま え が き

吉井川は、古来「東の大川」と呼ばれ、西部の旭川、高梁川とともに岡山県三大河川の一つで、その源を中国山脈の三国山に発し、途中加茂川、吉野川、金剛川等の支川を合わせて南流し、児島湾に注ぎ、その流域面積は2060km²、流路延長は138kmである。また、流域における年平均降雨量は上流で1,600~2,000mm、下流地域で1,000~1,400mmである。

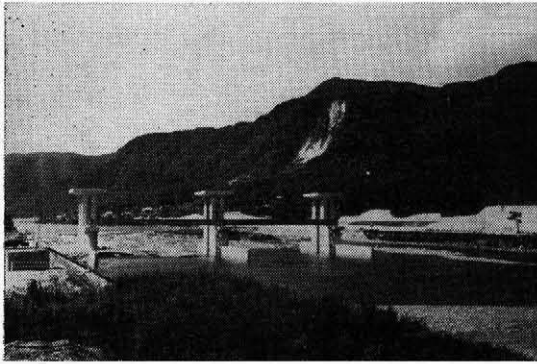
吉井川下流は、古くから出雲地方と近畿を結ぶ交通の要路として高瀬舟（舟運）の利用とあいまって栄え、河口の西大寺港は地方有数の河港で、市場町としての備前福岡、名刀の産地としての備前長船とともに有名なところである。

本地域は、近世に至っては、児島湾沿岸及び水島灘周辺を含め、全国的にも有名な干拓地域であり、新田造成が行われた。特に、江戸時代初頭にはこの新田開発に伴い幾多の水利工事が実施されており、吉井川の備前大橋



写真一—1 新田原井堰全景

*中国四国農政局吉井川農業水利事業所



写真一 1-2

の上流に取水口を持ち、旭川河口左岸部を干拓してでき上った「倉田新田」のかんがいと旭川への舟運を目的とした延長17kmに及ぶ「倉安川用水路」、30年の歳月と延4,000千人の人力を使ったと言われ62,000個の切石を精密に組合わせて造った「田原堰」は特に有名である。

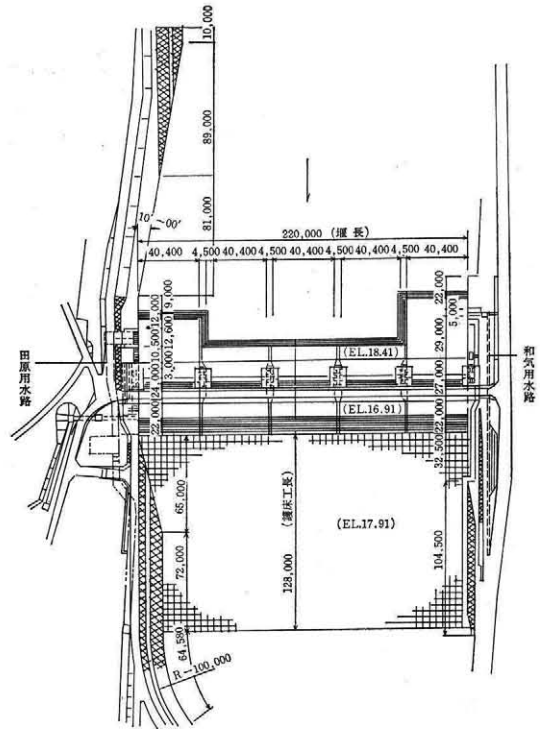
この他、坂根堰、吉井堰、鴨越堰、大用水路等も江戸時代に造られたものであり、当地区には300年来の歴史を有する施設が多い。

吉井川流域は、このように早くから開発が進められたところであるが、近年においては、西部の旭川、高梁川下流に比べ開発が遅れ、吉井川の豊富な水量を地域開発の発展に利用することが大きな課題であった。

こうした状況に対し、昭和33年度に岡山県は「吉井川総合開発計画案」を樹立し、地域の振興を図ることとした。吉井川農業水利事業は、この総合計画の一環として、昭和34年度から調査を始め、昭和45年度に事業着手されたものである。

2. 吉井川農業水利事業の概要

本事業は、吉井川下流に展開する水田約6,500haとその周辺の畑約1,300haの受益地に対し、300年来の古いかんがい施設を更新して用水の安定的確保と合理的配分を行い水管理の省力化を図る一方、圃場整備、排水改



堰平面図

良事業等により生産基盤を整備するものである。

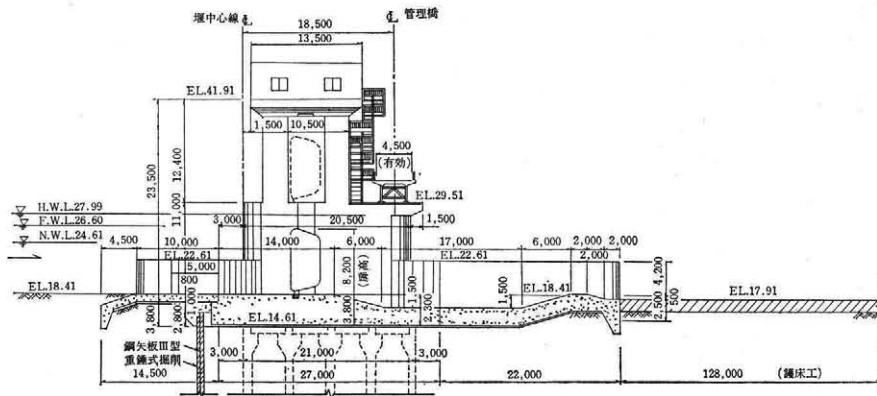
1. 水源施設の改築

1) 坂根合同堰

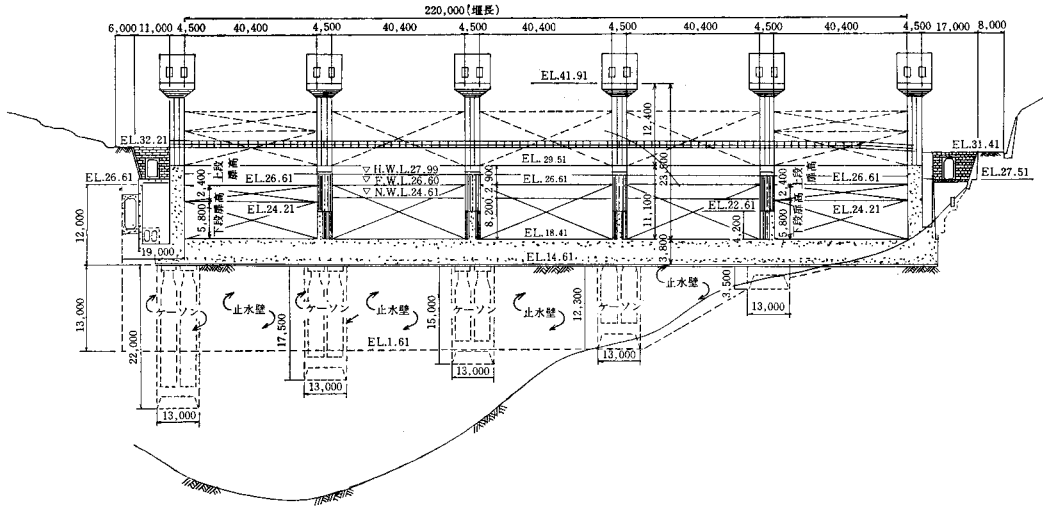
坂根合同堰は、坂根堰、吉井堰を坂根堰地点で合口し、農業用水の取水位を確保するとともに、河川開発事業（建設省）による流況調整600千 m^3 、都市用水開発事業による上水道・工業用水の開発1,000千 m^3 を三者共同で行うものである。改築工事は、昭和48年度から農林水産省で実施し、旧堰撤去を除きほぼ完了、昭和55年度より供用開始している。

2) 新田原井堰

田原堰、坂根堰、鴨越堰の三堰に係る水田約6,500ha



堰体標準断面図



堰正面図

の用水不足に対する補給並びに新規畑地かんがい約1,300haの用水を確保するため、田原堰を有効貯水量2,000千³の貯溜可能な全可動堰に改築することとして昭和54年度より施工中である。

3) 用水路の改修等

用水路は改修、新設合わせて約50kmを施工する。また、2,000haの排水改良を実施するため約5kmの排水路の改修を施工するとともに、新規畑地かんがいの施設として、パイプライン約24km、6箇所の揚水機場等を新設する。

3. 新田原井堰の概要

1. 堰地点の地形地質

堰地点は、河川距離標32.55km地点で吉井川中流域に当たり、この平野が狭くなる一帯である。右岸はなだらかなスロープを有する山地であるが、左岸は基盤の花崗岩が河岸にせまっている。河床部は粘性土混り砂礫を主体とし、粘性土優勢部と砂礫・転石優勢部とが不規則積層をなしている。

2. 堰の特性

新田原井堰は、田原用水の水田617ha、畑地107ha及び和気用水48haの取水の確保と、有効貯水量2,000千³の貯水を行い下流の坂根合同堰・鴨越堰掛りの水田5,658ha、畑地1,184haの用水確保を行う貯溜型の堰である。田原用水及び和気用水の自然取水位(TP24.61m)に貯水量2,000千³を上乘せし、満水位をTP27.60m(ゲート高9.20m)とする計画であったが、計画洪水位(TP27.99m)との差がなく河川管理者より強い難色を示された。協議の結果取水に揚水機を取り入れ、常時満水位をTP26.60m(ゲート高8.20m)に下げ、渇水期に堰水位がTP24.61m以下になった場合、田原用水及び和気用水取水口は自然取水と揚水機取水が可能な構造と

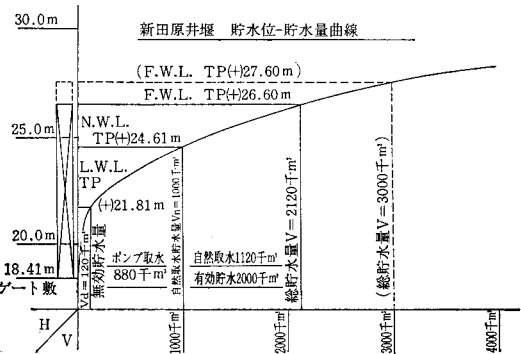


図-1 新田原井堰 貯水位-貯水量曲線

した。(図-1参照)

3. 堰の諸元

1) 堰

型式 全可動フローティングタイプ
(3.5m~22.0m)

堰長 220.0m

堰高 8.20m

ゲート数高TP18.41m(河川基本協定に基づく計画河床)

ピアー 頂版標高TP41.91m, ピアー高27.5m, ピアー厚4.5m

エプロン 左岸調節吐103.7m, 右岸調節吐82.0m, 洪水吐63.5m

護床工 コンクリートブロック3t型
敷高TP17.91m, 延長128.0m

基礎地盤 砂礫及び花崗岩

基礎工 ケーソン(21.0m×13.0m)5基

止水壁 III型鋼矢板13m

放流設備 洪水吐 3門(1門当たり40.4m×8.20m)
調節吐

放流調整工 鋼管(ジェットフローゲート)
 $\phi 2,100\text{mm} \times 32.4\text{m} \times 2$ 連
 取水門 和気用水 1門 (1.50m \times 1.50m)
 田原用水 2門 (1門当たり2.70m \times 4.90
 m)

2) 河川諸元

計画高水流量 7,500m³/s
 計画高水位 TP27.99m
 計画河床高 TP18.41m
 計画高水位勾配 1/430
 計画河床勾配 1/900

流域面積 1,717km²

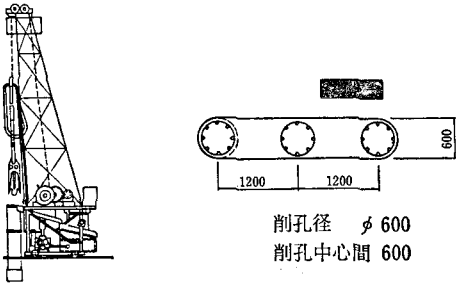
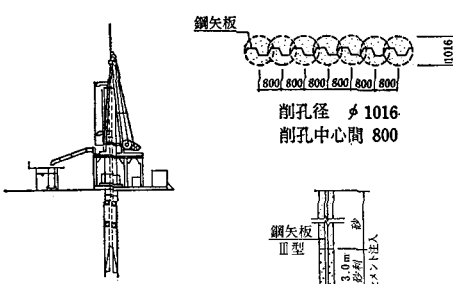
3) 貯水池諸元

集水面積 1,717km²
 湛水面積 0.9km²
 総貯水容量 2,120千m³
 有効貯水容量 2,000千m³
 満水位 TP26.60m
 農業用水取水位 TP24.61m
 最低水位 TP21.81m

4) 施工年次計画

河川内の堰体工事は、非出水期の10月から翌年の5月

表-1 工法比較表

	イコス式連続壁工法	重錘式掘削工法
施工方法	○イコスビット (丸形, 鼓形) を自由落下 (手動) 及び回転させて, 転石及び岩を破碎して削孔を行ない鉄筋コンクリートの連続壁を施工する。	○重錘 (4 t) を自由落下 (自動) させ, 転石及び岩を破碎して削孔を行ない, 孔内を砂と砂利に置換した後パイプロハンマーで鋼矢板を打設する。
孔壁の保持	○ベントナイト等を用いた泥水で安定させる。泥水の天端は, 施工盤より+2.0mとする。	○オールケーシングで削孔する。
排土方式	○泥水正循環方式 (水を孔中に吐出す)	○エアリフト逆循環方式 (孔中の泥水を圧縮空気により押し上げる)
施工性	○削孔については, ビットの種類方法等を変えることにより, 可能と判断できるが, 作業能率が0.20m ² /ha 程度のため, 夜間作業がさげられない。	○ビットが重いことからイコスの約3倍の能率が見込めるので, 夜間作業はほとんどなくて良い。
施工図	 <p>削孔径 $\phi 600$ 削孔中心間 600</p> <p>施工図-1</p>	 <p>削孔径 $\phi 1016$ 削孔中心間 800</p> <p>鋼矢板 III型 3.0m 10.0m</p> <p>施工図-2</p>
確実性	○先行部の間は鼓形で整形し, コンクリートを充填するので一体のものとなり特に問題はない。	○鋼矢板打設箇所は砂, 砂利で置換されるので打込の施工性は良いが, 置換された箇所透水性が良くなるため浸透水防止の目的でセメント注入等を必要とする。
その他	○ベントナイト等を用いた泥水を使用するので河川汚濁を防止する為の処理が必要である。 ○ビットの落下による振動とワイヤーロープのスベリ, 櫓のキシミ, ウインチの回転, ズリの振り分け等による騒音の発生が予測されるが昼間作業であればそれほど問題にはならない。	○泥水処理に関する問題はない。 ○ビットが重くなるほかはイコスと大差ない。
摘要	○泥水の処理	

までの間に限られるため、施工計画については十分検討を行い、次のような年次計画及び工事内容をもって実施している。

第1期工事（S54, 10～S55, 5）

P₂, P₃, P₄, P₅ピアーの基礎（ケーソン）

第2期工事（S55, 10～S56, 5）

中央部P₃, P₄, P₅ピアー

第3期工事（S56, 10～S57, 5）

左岸部P₁, P₂, 魚道, 左岸取水口, P₀ピアーの基礎（ケーソン）

第4期工事（S57, 10～S58, 5）

右岸部P₆ピアー, 右岸取水口, 流量調節施設等引き続き, 第5期以降で旧堰撤去, 護岸, 揚水機場を施工する。なお, 昭和56年5月までに, 事故も無く第2期工事までの施工を完了している。

4. 止水壁施工方法の選定

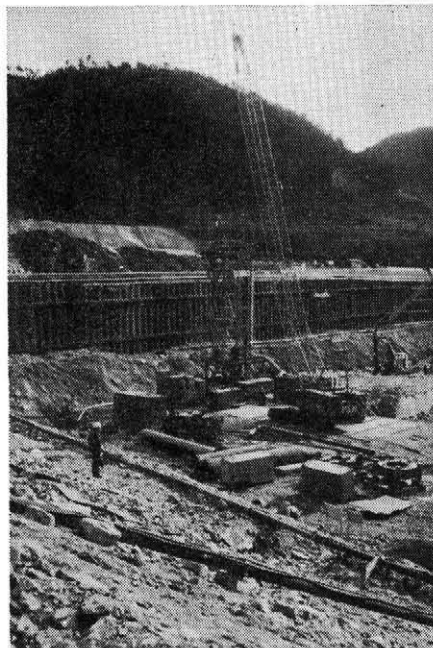
本堰の止水壁は, 堰諸元で記述したとおり堰上げ高が8.20mと大きいこと等により, 根入水深L=13.0mを必要とする。施工前に行った堰地点の調査ボーリングのデータと第一期工事施工のケーソン内の発生土を検査してみると, 転石及び玉石を多く混在（長径1.0mを越えるものを含み, 径30cm以上のものを40%程度含有）していることが予測された。

このような硬質の転石及び玉石を多く混在した地盤に止水壁を設けるには, 鋼矢板の直打による止水壁の施工は困難であるため次の工法について比較検討を行った。

- (1) ケーソン工法
- (2) 転石及び玉石を破碎して連続壁を構築する方法
- (3) 原地盤を砂と砂利に置換えて鋼矢板を打設する方法

(1)のケーソン工法については, 堰本体の基礎として既の実施しているため施工面で問題はないが, 工程上及び工費の面から無理がある。

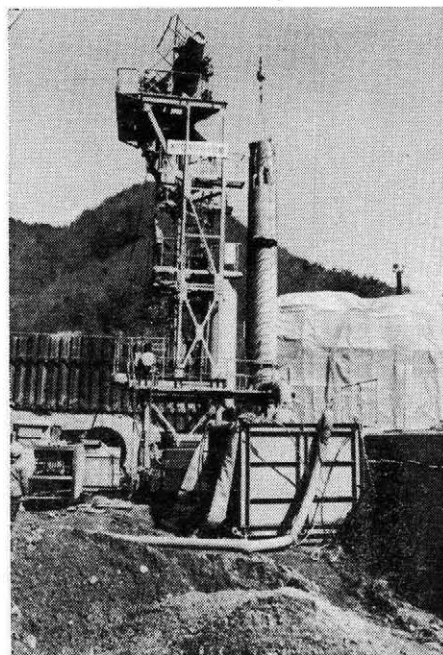
(2)の連続壁工法では, 壁タイプと柱列タイプが考えら



写真—2—2



写真—2—1 重錘掘削施工状況



写真—3 重錘掘削機

れるが、柱列タイプはジョイント部の確実性に不安がある。

そこで具体的には(2)の壁タイプ工法のイコス式連続壁工法と、(3)の工法としての重錘式掘削工法による鋼矢板止水壁施工について、施工性、確実性、経済性等の比較検討を行った。その結果の要約は表-1のとおりであり、両工法とも経済性については大きな差はない。しかしイコス式連続壁工法では、①イコスビットを落下回転させて転石等を破碎して削孔を行うため、作業能率が $0.20\text{m}^2/\text{hr}$ 程度と低いことから工程上、全期間を通じて夜間工事を実施しなければならないが、夜間工事は騒音問題からして地元住民の了解が得られ難いこと、②ベントナイト等を注入するため河川汚濁の危険性が考えられること等の問題がある。一方、重錘式掘削工法は、開発されてからの期間が短いため施工実績は少ないが、重錘を落下させ転石等を破碎して削孔を行うので、①作業能率が比較的良く夜間工事の必要がないこと、②削孔には注入の必要がなく河川汚濁の危険性が少ないこと等本工事の性格からいって適当と考え実施することとした。

5. 重錘式掘削工法

重錘式掘削工法はV型の10数本の刃先をもつ4t~6tの円筒状の重錘をケーシングをガイドとして連続自由落下させ、岩あるいは転石に対して局部的な圧潰とせん断破壊を起こさせて削孔するものである。

重錘の落下高(0.1m~5.0m)、落下サイクルは制御盤で遠隔操作を行い、ケーシングが安定するまでの約2.0m間はハンマングラブで掘削し、その後重錘による掘削に入るもので、掘削のフローは図-2の示すとおりである。

重錘の径には、次のとおり、 $\phi 650\text{mm}$ から $1,800\text{mm}$

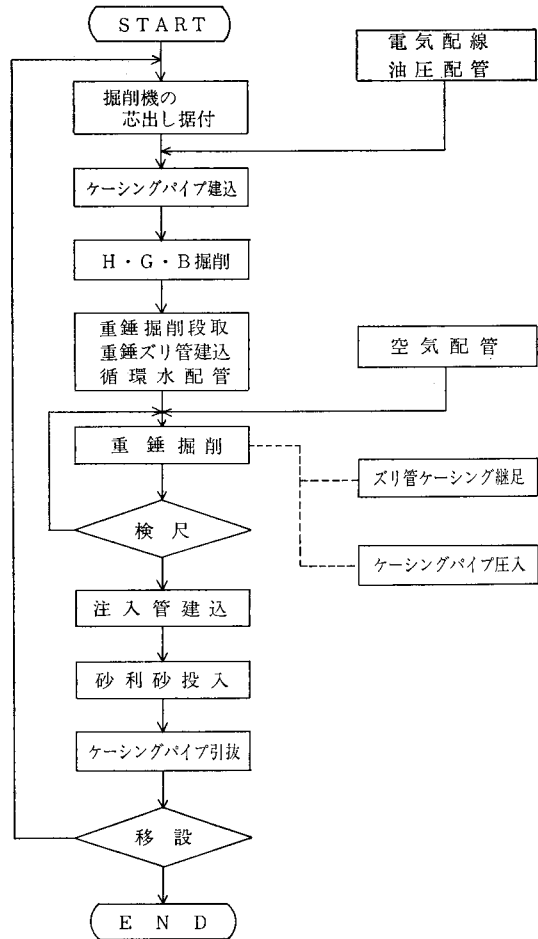


図-2 掘削フロー (本掘削)

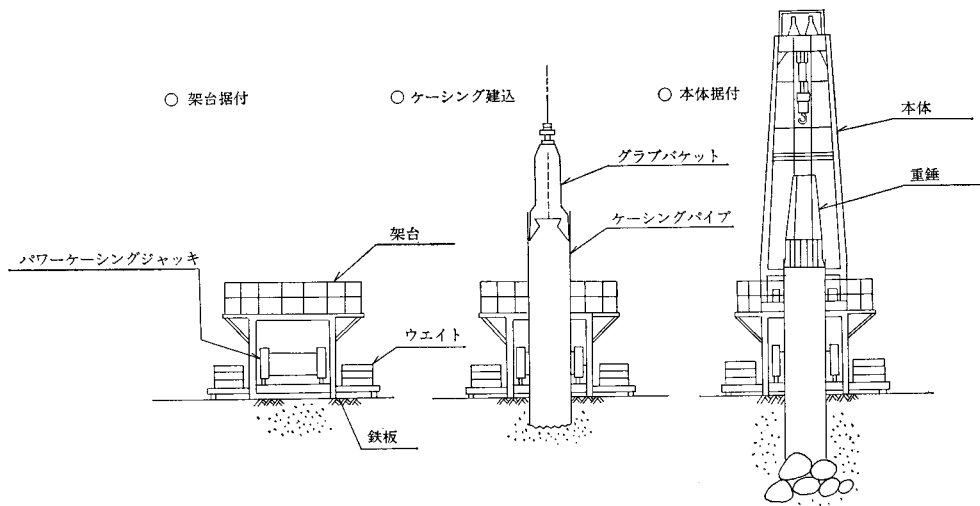


図-3-1 重錘掘削施工手順

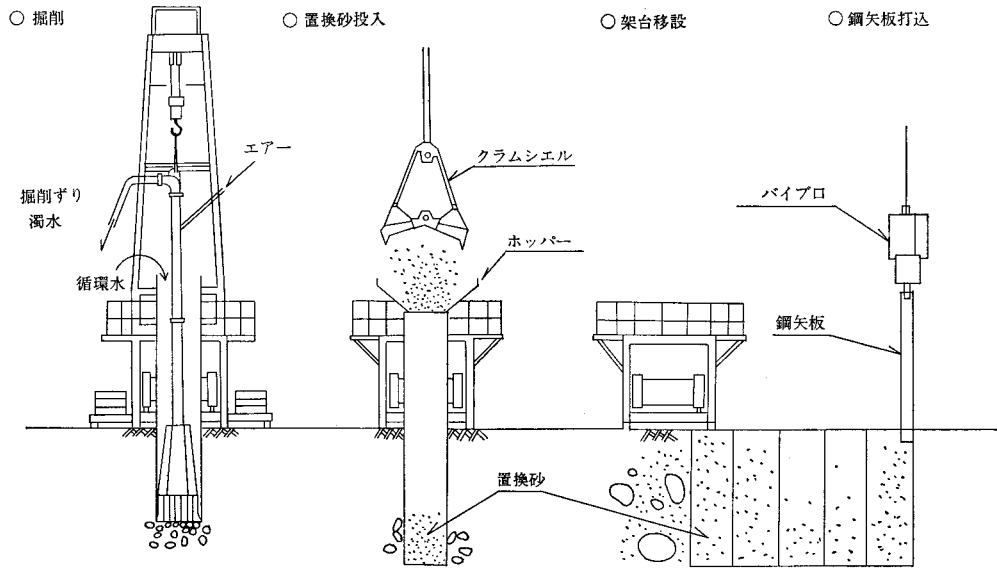


図-3-2

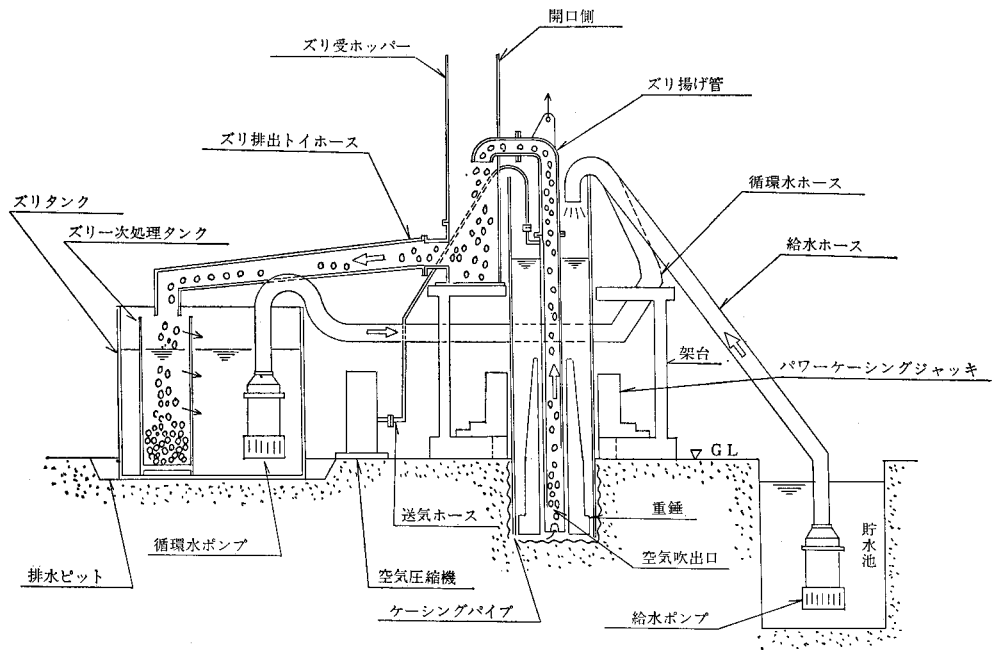


図-4 ズリ処理及び循環水径路システム

までの各種類がある。

- φ650mm (孔径 φ700~φ800mm)
- φ900mm (孔径 φ950~φ1,100mm)
- φ1,250mm (孔径 φ1300~φ1450mm)
- φ1,300mm, φ1,500mm, φ1,800mm (孔径 φ1,350~φ2,000mm)

なお、本工事における重錘径の決定に当たっては、工程上の検討及び本工事と類似している高浜電発での施工

実績を参考として、重錘径 φ900mm (孔径 φ1,000mm) を使用することとした。

次に削孔後の置換土であるが、次の条件を満足することが必要と考えられる。

- (1) 矢板の打設が可能なもの
- (2) 完成時地盤強度が期待できるもの
- (3) 水中施工に耐え得ること
- (4) 透水性が原地盤より大きくならないこと

粘性土では水中施工を考えると(2)の条件を満足し得ない。また、砂及び砂利では(4)の条件に不安が残る。したがって、砂で置換し、下部を注入工法で止水することとした。注入材料は一般の薬液では耐久性の信頼度が十分でないことから、実績のあるセメント注入とすることとしたが、砂に対して十分な浸透は期待できないと考えられるので、注入部のみ碎石(10~20mm)を投入し、これにセメントペーストを充填する工法とした。施工は、重錘式掘削機により掘削した孔にセメント注入用の管を砂投入と同時に埋込んでおき、止水鋼矢板の打設完了後に注入用の管を使用して注入する方法である。なお、注入の長さについては類似の施工実績に基づき3.0mとしている。

6. 施工実績

第二期工事における重錘式掘削機の施工能力と、第一期工事で施工したケーソン掘削の地質との関連を図-5で示す。標準的なサイクルタイムは図-6に示すとおりである。掘削中の土層の性状は、排土されたずりの観察より判定することは難かしく、明確な地質と掘削能力の

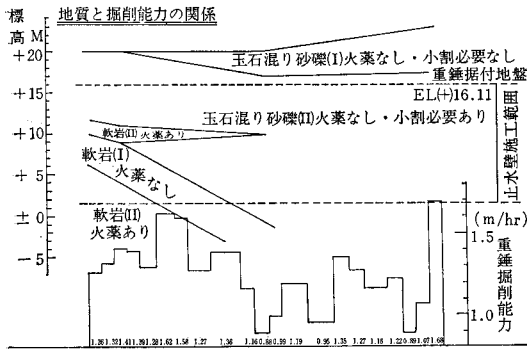


図-5 地質と掘削能力の関係

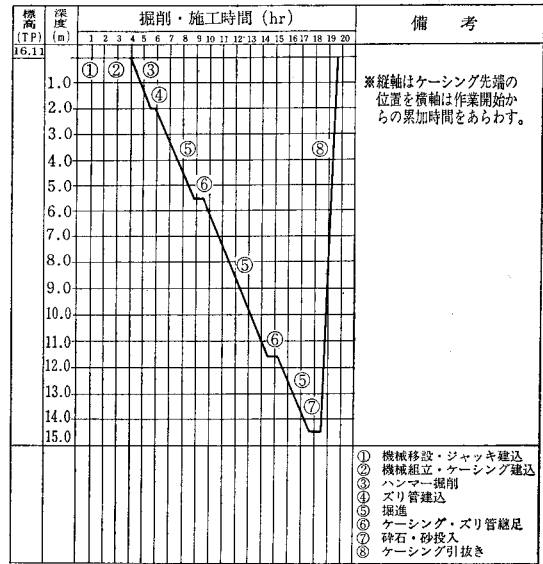


図-6 標準掘削サイクル

相関は得られていない。

しかし、全体として玉石混り砂礫層と考えると、ハンマーグラブ掘削1.35m/hr、重錘掘削1.22m/hrであり、他の施工実績とはほぼ一致している。

7. おわりに

重錘式掘削工法は、パークッションという最も単純な施工原理に基づくものであり、掘削機が堅牢で故障も少ないという利点を持っており、機械の移設をサービスレーンで行うため、移設・段取りの時間が長くかかる欠点を改良すれば、今後、場所打ち杭等の掘削も十分利用できる工法と考えられる。

最後にこの工事が全て完了していないため、十分な報文でないことをおことわりして結びとする。

河北潟区域農用地開発公団事業における農業用 施設用地の軟弱地盤基礎処理について

小林 文雄*, 杉山 明*
児玉 勝美*

目 次

- | | |
|---------------------------------|-----------------------|
| 1. まえがき.....(18) | 5. パックドレーン工法.....(22) |
| 2. 農業用施設計画(地盤処理の必要なもの).....(19) | 6. 施 工.....(23) |
| 3. 原地盤状況.....(20) | 7. あとがき.....(26) |
| 4. 基礎処理工法の選定.....(21) | |

1. ま え が き

農用地開発公団では昭和49年発足以来、広域農業開発事業と畜産基地建設事業を主体として畜産を基軸とする大規模な農業開発を進めてきたが、新たに53年から国営干拓事業により造成された干拓地において干拓地内生産団地整備事業を行なうことになり、その第一先発区域として河北潟区域農用地開発公団事業を開始することになった。

主な事業内容は国営事業により造成された河北潟干拓農地約1,100haのうち約244haにおいて28戸の酪農家の入植営農のため約232haの飼料畑の造成、乳牛舎・サイロ

等の農業用施設の整備、農機具及び乳牛の導入等を行なうことになっている。このため当公団では53年11月に調査事務所を開設し全体実施設計作成作業に入り、54年7月には事業実施計画の認可を得て、57年度事業完了をめざしてよいよ事業開始に入ったものである。

この事業は干拓地内での大規模な酪農団地創設であるため干拓地特有の非常に厚く、軟弱な地盤上での農用地の造成、乳牛舎・堆肥舎・農機具庫・飼料貯蔵サイロ(気密式タワーサイロ)・ふん尿処理タンク等の農業用施設の建設、或いは環境保全対策を充分配慮した上でのふん尿処理方式の確立等が事業の第一段階における重要課題となった。特にこの厚い超軟弱層を持つ地盤上に諸

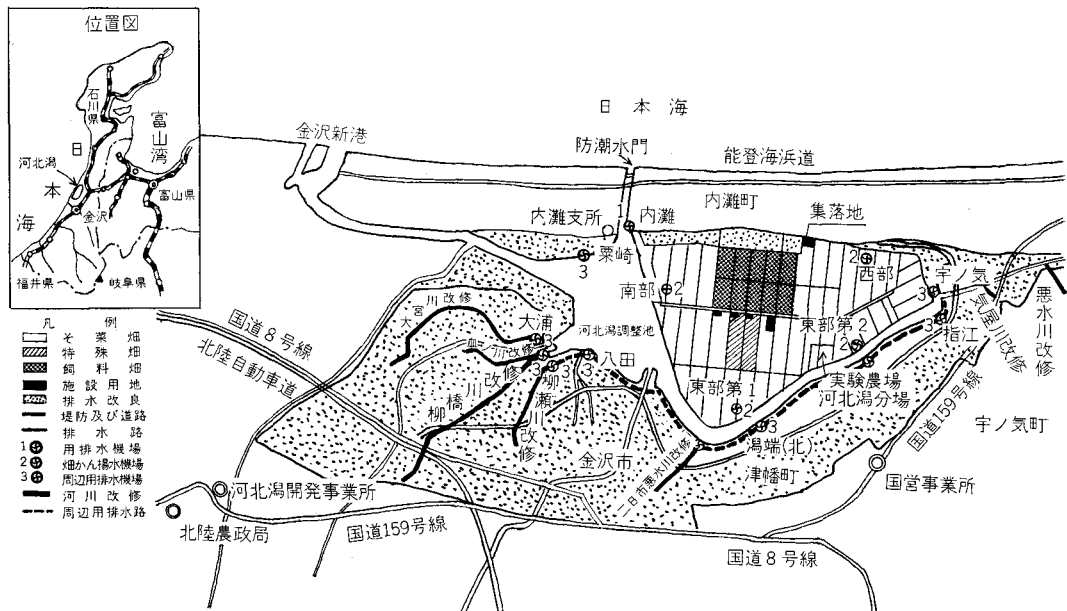


図-1 河北潟干拓事業計画一般平面図

*農用地開発公団

農業用施設の建設を可能ならしめるための安定支持対策の確立が最優先課題となった。

このため当区域では事業所開設以来、各種の調査、試験及びこれらの検討とともに数次にわたる学識経験者による技術検討会を重ねこの超軟弱地盤処理対策として種々の工法を検討したが、土質条件、経済性、工期等から最も適切な工法として、プレロードを組み合わせたバックドレーン工法を採用し、54年9月から本工法による工事を開始した。

56年度「一時使用」開始予定の入植農家10戸分については55年9月には地盤改良効果期待値である圧密量及び地盤支持力の確認とともに10月から11月にかけてプレロードの除荷及びこの除荷土の次年度以降予定団地への流用盛土と一連の処理を終え、直ちに農業用施設の建設に入り、56年6月には概ね完了した。飼料畑、飲雑用水、電力等の工事、農機具の導入と相まっていよいよ56年7月から第一次グループの10戸の農家が営農開始に入ることになった。

2. 農業用施設計画（地盤処理の必要なもの）

(1) 入植農家及び営農計画

入植農地約244haについて石川県下から酪農家28戸を入植させ、1戸当り飼料畑等約8.3haと施設用地0.4haを配分する。

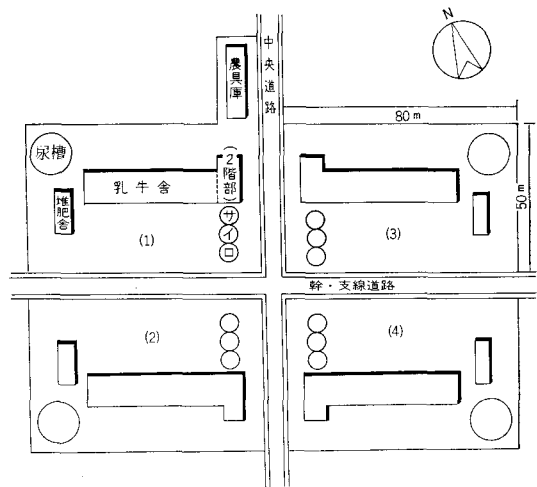


図-3 農業用施設配置図 S = 1 : 1000

営農は乳牛（経産牛）50頭規模経営により高効率かつ生産性の高い酪農経営を行なうものである。

(2) 農業用施設配置計画

1グループ4戸の農家による飼料畑管理用農機具の共同利用体系をとることになっており、このグループがおおよそ南北に直列に並ぶ配置となっている。

(3) 農業用施設用地面積

個別施設 1戸当り0.4ha (50×80m) の配分

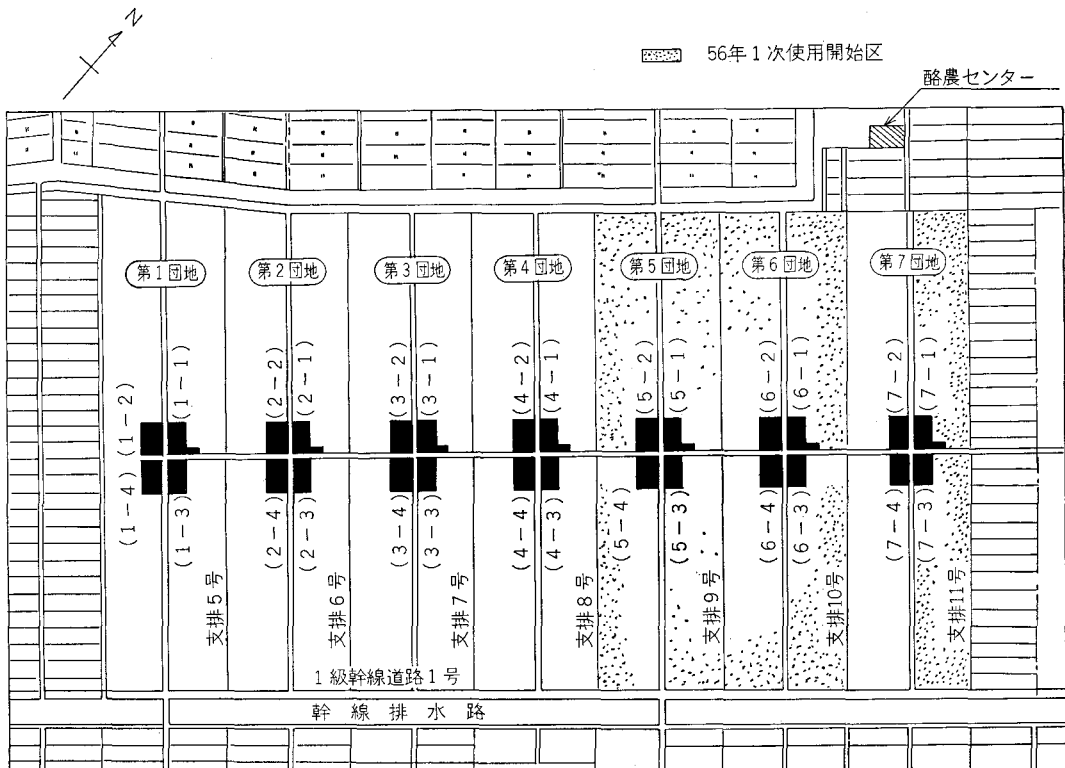


図-2 酪農団地配置図 S = 1/10,000

表-1 農業用施設表

種類	区分	規格	単位荷重	備考
乳牛舎平屋部	木造	45.96m×10.92m	1.6t/m ²	(当初) スチール製, スラリーストア (変更後) 鉄筋コンクリート製 発酵処理タンク
二階部	〃	8.19m×15.47m	1.8	
堆肥舎	〃	5.46m×12.46m	2.4	
ふん尿処理タンク	(当初) スチール製 (変更後) 鉄筋コンクリート製	直径13.0m, 全高3.5m 13.0m平方, 全高3.0m	4.5	
飼料貯蔵サイロ	スチール製	直径4.5m, 全高≒10.5m	5.0	
農機具庫	木造	6.75m×25.20m	1.5	気密式タワーサイロ

全配分面積は28戸×0.4ha=11.2ha

共同施設 4戸共同利用する農機具庫団地7ヶ所

7ヶ所×1ヶ所当り0.04ha=0.28ha

計 11.48ha

(4) 農業用施設の区分, 規模, 荷重条件等

この概略について表1にて示すとおりである。

3. 原地盤状況

河北潟干拓地は加賀平野の北東部に位置し海跡湖である河北潟を中心に潟埋積層が広範囲に分布する平坦な沖積低地である。

この干拓地の土質は堆積過程の異なる二つの土質に大別され、第一層は沖積粘性土層と見なされ粘土及びシルト混り粘土からなり、間隙比は2.0~4.5、先行荷重は1kg/cm²以下の値を示し、第二層は洪積層でシルト、粘土、砂、砂礫の互層からなり、間隙比は1.0~1.5、先行荷重は2~3kg/cm²の値を示す。

このような堆積過程及び粘性土層の物理、力学特性から判断して第一層は正規圧密状態に、第二層は過圧密状態にあると推察される。従って実際の基礎地盤の圧密沈

下を考える時第一層の正規圧密領域での沈下が問題となる。

(1) ボーリング調査結果

農業用施設用地において実施したボーリング調査の結果その土質構成は標高-21m~-34mを境に沖積粘性土

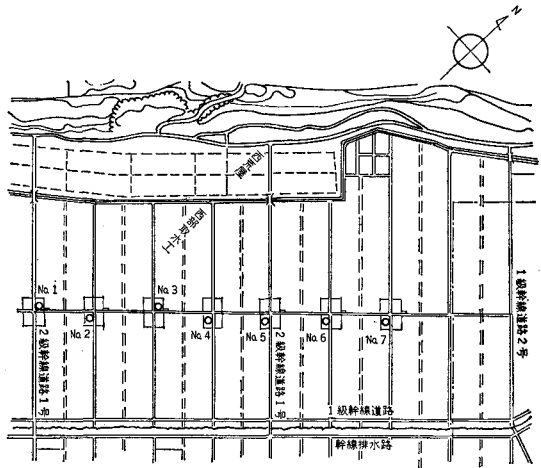


図4 ボーリング調査位置図

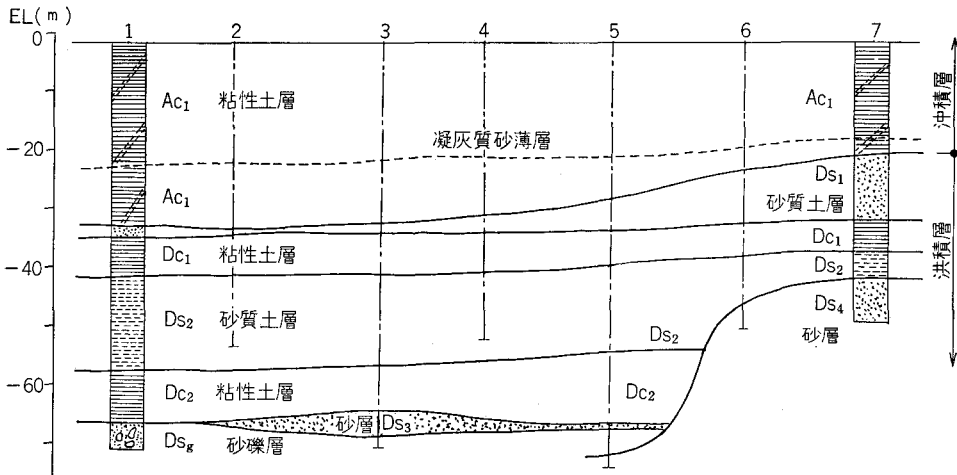


図-5 土質縦断面図

層と洪積層に大別される。その概要について図4及び5に示す。

(2) 土質特性

土質特性の主たるものを示すと下記ようになる。

- 含水比 90~160%
- 粒度 粘土分以下 40~60%
シルト分以下 95~99%
- 湿潤重量 1.3~1.4 t/m³
- 粘着力 0.7+0.033Z~1.4+0.07Z t/m²
- 初期間隙比 2.5~4.5
- 液性限界 深度-13mまで120~160%
-13m以深50~120%

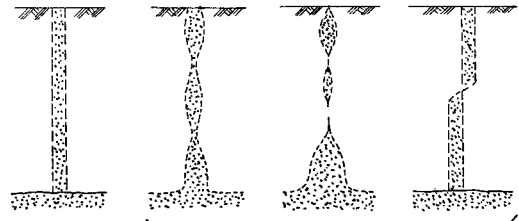
4. 基礎処理工法の選定

軟弱層の厚いところに構造物を築造する場合、そのまま放置すれば地盤破壊、不同沈下を生ずる。

当区域で試算として、乳牛舎について何ら基礎処理を

行なわないで、仮に1.5mの敷砂をし、その上に乳牛舎を築造すると乳牛舎中心の全沈下量は約150cm、隅角の沈下量は120cmとなり圧密度90%に要する時間は約70年にもなる。このように大きな沈下を起すこと及び非常に長い時間を要するため何らかの基礎処理が必要となる。

一般的に考えられるのは各種の杭基礎か地盤改良、或いはこれらの組合せを採る方法等がある。いずれにしても基礎用地の土質状況、上物構造物の種類、規模、仕様



サンドドレーンの理想の形 サンドドレーンの欠陥

図-6 サンド・ドレーンの問題点

NQ 1200型湿地用施工機

仕様	名称	NQ1200型低湿地用施工機
全長		11.475(m)
全巾		8.300(m)
全高		4.774(m)
走行速度		0.5(km/h)
登坂能力(フロントなし)		30°
全装備重量(最大)		64.8(t)
接地面積		28.2(m ²)
接地圧		2.3(t/m ²)
施工深度(最長)		21.0(m)

NQ 800型湿地用施工機

仕様	名称	NQ800型低湿地用施工機
全長		11.475(m)
全巾		8.300(m)
全高		4.774(m)
走行速度		0.5(km/h)
登坂能力(フロントなし)		30°
全装備重量(最大)		62.5(t)
接地面積		41.3(m ²)
接地圧		1.5(t/m ²)
施工深度(最長)		16.0(m)

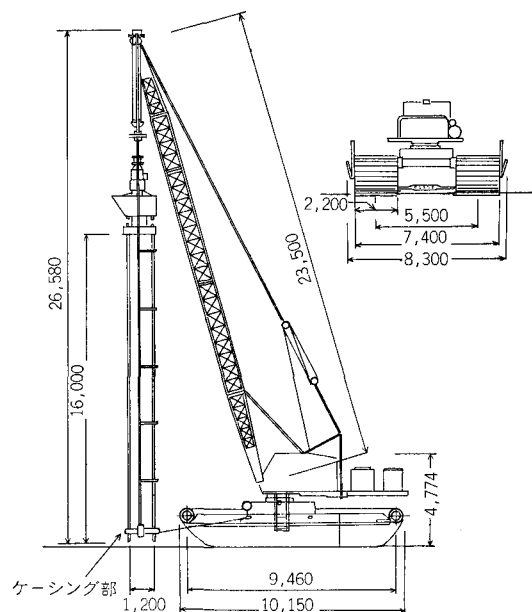
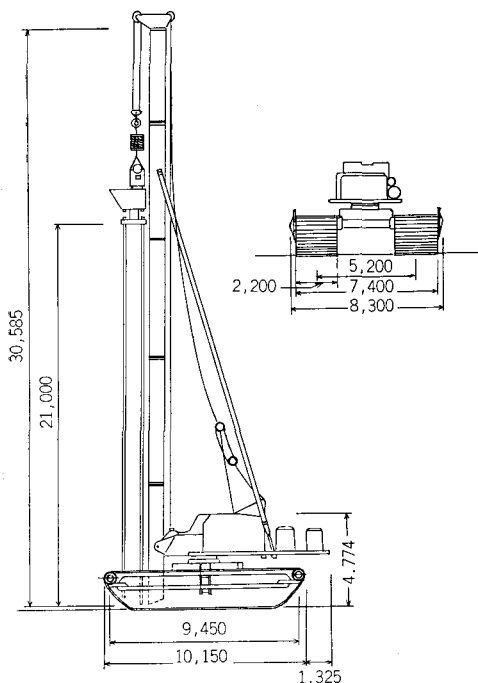


図-7 地盤改良用砂杭打機

或いはその重要度等によって決められる。

本区域は前出の土質縦断面図に示したように軟弱層が非常に厚く、支持杭を考える場合にその支持層は最も深い所で約70mにもなり、中間砂層の打抜き、垂直施工性の困難さ、さらには非常に高い工事費を要することになる。また摩擦杭の場合には、干拓地特有の微粒粘質土の特性としてのネガティブフリクション（負の摩擦力）作用が働き、支持すべき上部構造物の沈下を促進する危険性が考えられることなどから杭工法は問題が多く残った。

また地盤改良工法としては

- ① 良質土による置換工法
- ② 衝撃、圧縮、振動等を与えて行う締固工法
- ③ 重力排水、負圧排水、加圧排水、電気浸透等による脱水工法
- ④ 凍結工法
- ⑤ セメントや薬液などの注入工法

等があるが、当区域の場合、前述のように微粒粘質土の超軟弱ヘドロが非常に厚く堆積するため③の脱水工法の中でプレロード盛土を伴う加圧排水効果を狙う垂直ドレーン工法が妥当と判断された。垂直ドレーン工法として代表的なサンドドレーン工法、ペーパードレーン工法、さらにこの原理を応用、改良したものとして近年多く実施されつつあるパックスドレーン工法、ケミカルボードドレーン工法、PVCドレーン工法、ローブドレーン工法

等がある。サンドドレーン工法はこれまで最も多く採用され実績も相当持つものであるが、従来その問題点として

- ① 含水比の高い軟弱土層では図6に示すようにサンドパイルが途中で切れたり、所定の直径が維持されず途中で細くなったり、さらには砂が地表面近くまで集まり深いところに詰まらないことがある。
- ② 完全なサンドパイルが形成されたとしても、地表面に載荷を行なった場合、軟弱土層の圧密沈下の進行に伴う地盤の変形にサンドパイルがついて行けなくなり切断してしまう。

等の問題がある。

当区域ではこれを解決するための改良型としてのパックスドレーン工法とペーパードレーン工法の改良型でドレーン材をケミカルな板材としたPVCドレーン工法について検討を行なった。パックスドレーン工法は前記のサンドドレーン工法の欠点をカバーするため、砂柱を袋詰にすることにより排水用の水みちであるドレーン砂柱は確実に確保できるとともに、PVCドレーン工法における圧密沈下進行に伴う地盤変形によるドレーン材（塩化ポリビニール製）の折れ曲り、ドレーン孔の目詰り等の危険性に対し殆んど問題点がないことから判断し、より確実性、効果性を重視してパックスドレーン工法の採用を決定した。

5. パックスドレーン工法

(1) 施工機械

地盤改良用砂杭打機と砂供給用のトラクターショベルの組合せで1セットとなる

- ① 地盤改良用砂杭打機は軟弱地盤における砂杭の打設を目的として開発されたもので、その構造はショベル系掘削機の上部旋回体、ポンツーン式下部走行装置、三点式リーダーフロント、砂杭用ケーシングフロントからなっている。
- ② トラクターショベル（砂運搬投入機として）地盤改良用砂杭打機付属のサンドホッパーに砂柱用中詰砂を供給するもので湿地タイプの1.2㎡級のものを使用することが多い。

(2) 使用材料

- ① 袋（φ120m/m）：パックスドレーン砂柱被覆用袋
 使用原糸 ポリエチレン100%縦、横380デニール
 密度 縦 2.5cm当り20本±1本
 横 2.5cm当り15本±1本
 引張強度 縦 95kg以上／5cm幅（二重）
 横 70kg以上／5cm幅（二重）

- ② 砂柱中詰砂及びサンドマット用砂の適正範囲使用砂の標準的な適正範囲は下表に示すとおりとされている。

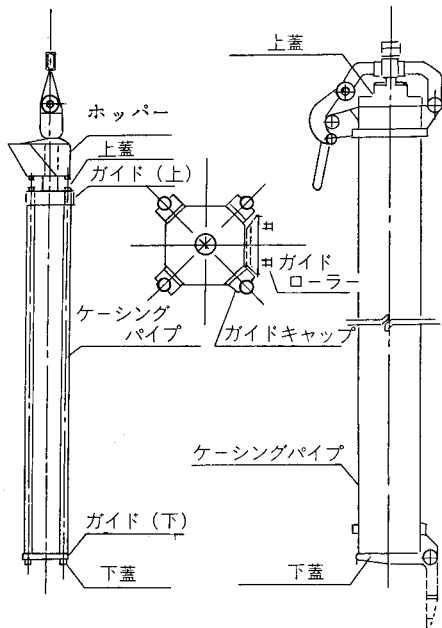
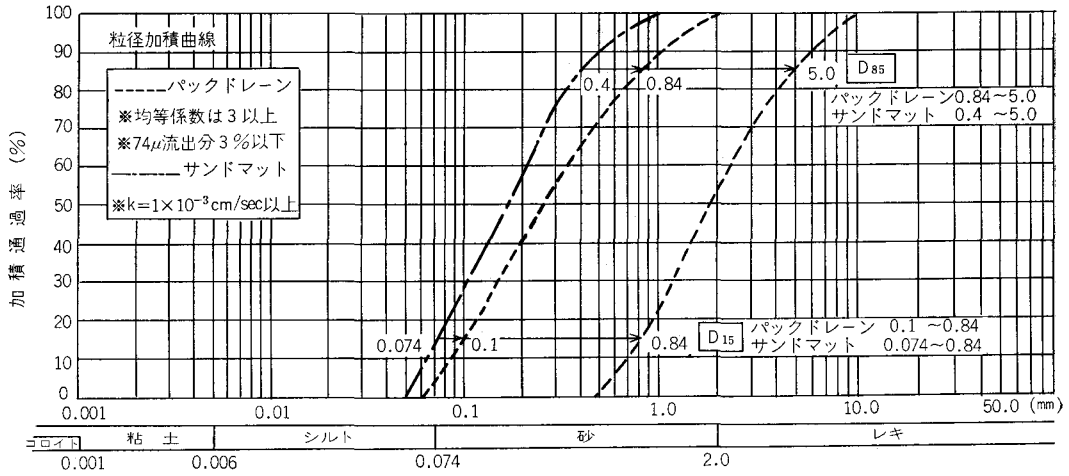


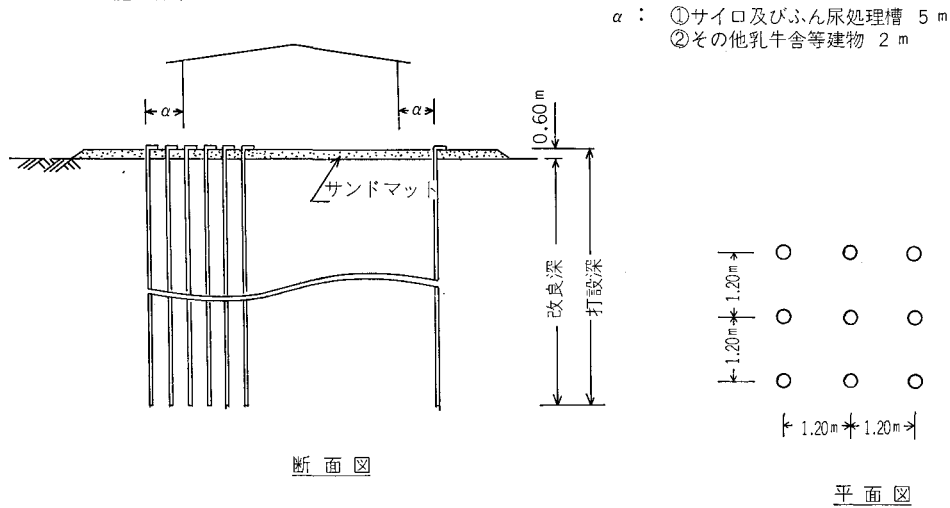
図7-1 ケーシング部詳細図

*ネガティブフリクション使用とは杭が貫通している軟弱層が種々の原因により圧密沈下を起すとき杭の周囲に下向きの摩擦力が働きかえって杭の上部構造物の沈下を助長するものをいう。

表一 使用砂の適正範囲



施工標準図



図一 施工標準図

(3) 施工標準図

本区域では上記構造物(農業用施設)敷地部分+α(余裕幅)について施工した。この標準施工図を下記に示す。

(4) 施工順序

バックドレーン工の施工順序を以下に示す。

6. 施工

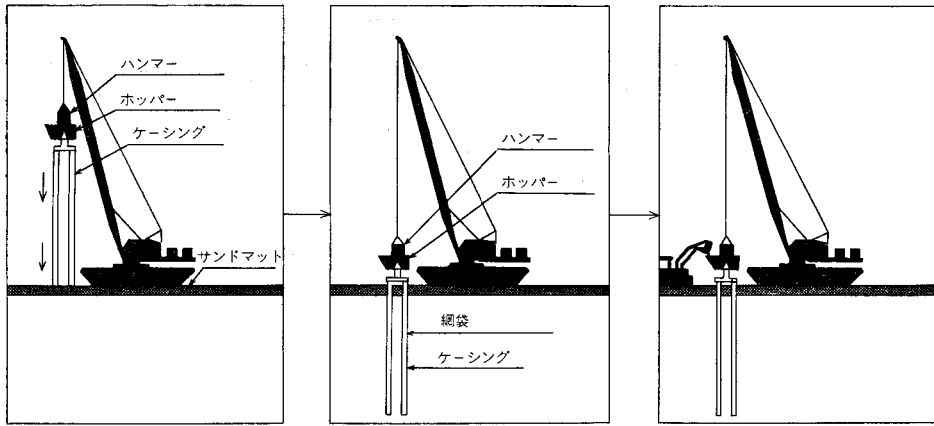
(1) 概要

団地北側からの10戸分(図2参照)については一時使用開始という形ながら56年度から入植し営農を開始する計画となっており、この分については、地盤改良工事から農業用施設工事までを入植期日までに間に合わせる事が必須条件となった。このため54年9月初め、学識経験

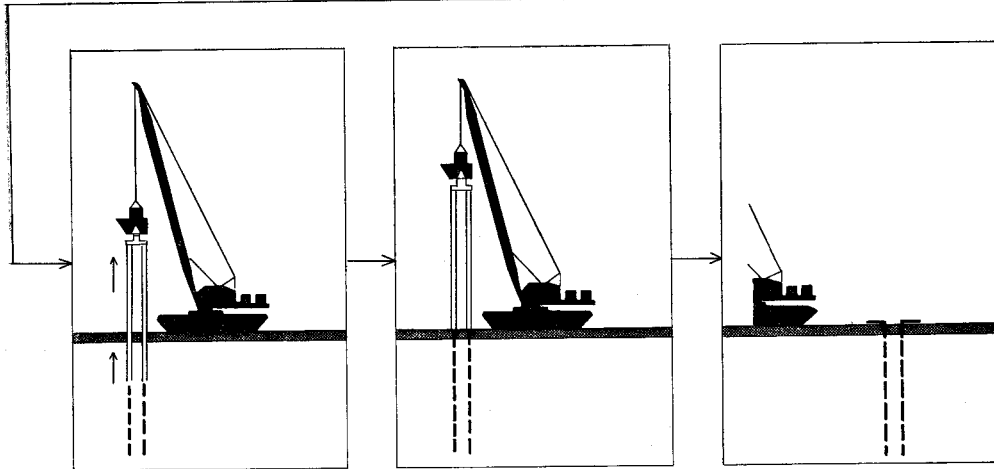
者による技術検討会にてバックドレーン工法採用の確認を得て、直ちに工事着手をした。

まず、施設用地の敷砂工(一次盛土)開始からバックドレーン工の施工、载荷盛土工(二次盛土、プレロード盛土)を行ない、以後約6~7ヶ月の载荷盛土放置期間をとり、各種観測データ(圧密沈下量、間隙水圧値等)の検討、さらに地盤改良効果の確認のためボーリング調査、オランダ式コーン貫入試験等により所定の圧密率、セン断強度の確保、残存沈下量の許容値範囲内入りの確認等の結果、直ちに载荷放置中のプレロード荷重の撤去作業に入り55年11月にはこれを完了した。

これにより工事着手以来、約14ヶ月余で、いよいよ第一次入植農家10戸分の農業用施設の建設に入ることになった。



1. 機械を所定の位置に固定し、ケーシングの先端の蓋を閉じ、垂直を保ったままの状態にてバイプロハンマーによりケーシングの打込みを開始する。
2. ケーシングの所定深度打込みが終ると、網袋の先端に少量の砂を入れ、これをおもりとしてケーシング内に投入する。
3. 網袋の先端がケーシングの底に達するのを確かめてから、網袋上端をホッパーの砂投入口へ止め金で取付ける。直ちに砂投入口の蓋を開き、トラクターシヨベルでホッパーに満たされた砂をバイプロハンマーの振動により、4本同時に砂を充填する。



4. 砂が網袋の上端まで充填されると、ケーシングの上蓋を閉じ、コンプレッサーから送られるエアでケーシング内で形成中のバックドレーンを押えながら、再び振動を加えケーシングの引抜きが行われる。
5. ケーシングの引抜きが終ると、そこにバックドレーンの形成が完了する。バックドレーンは、サンドマット上に1.0m程度露出するから、計画通りの打設が行なわれたかどうかすぐ確認できる。
6. 完成されたバックドレーンは、サンドマットの重量に対する地中の過剰間隔水圧を減ずるように直ちに脱水を始める。

(2) バックドレーン工法による地盤改良工フローチャート

これについての標準的なフローチャートは次に示すとおりである。

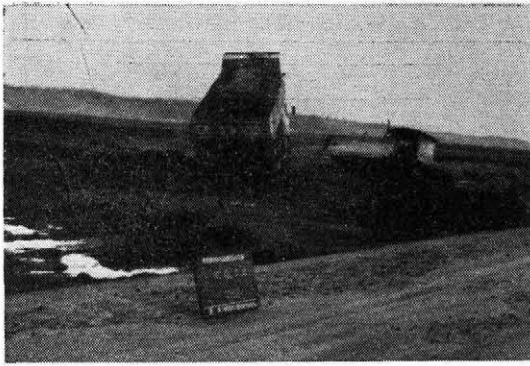
(3) 盛土量

下に示すとおり計画必要土量は約268,000 m^3 となるが、各年度別入植計画（一次使用開始計画）に合わせて、最小必要土量による経済的かつ効率的な流、転用利用を図ることを第一条件とした。

このため54年度から55年度にかけ搬入した土量は約223,000 m^3 、次年度以降の入植計画に合わせたブレード土量等の流用盛土量は約30,000 m^3 となった。

計画必要土量

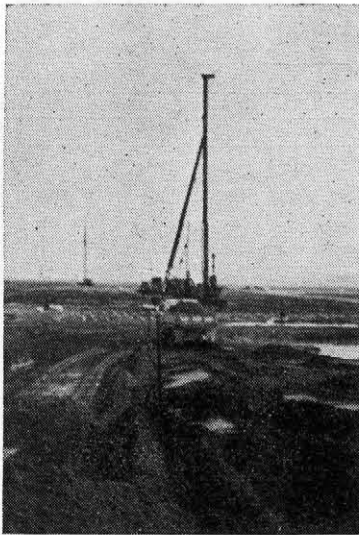
当初設定必要土量（一次盛土+二次盛土+ブレード盛土）：	254,000 m^3
圧密時間短縮に要する追加土量：	10,500 m^3
過沈下等に伴うロス土量：	3,600 m^3
計	268,000 m^3



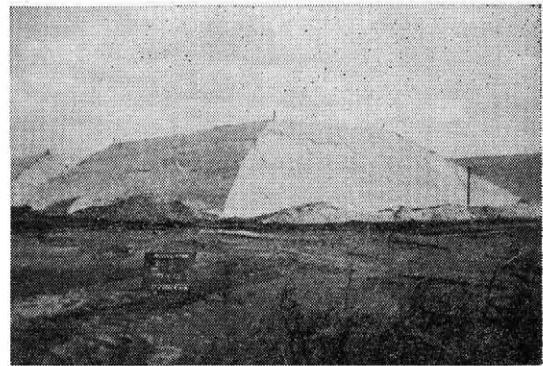
写真一 一次盛土（サンドマット）施工中



写真一四 サンドドレーン施工部の二次盛土及びプレロード盛土の載荷を行ない整形している状況



写真一三 サンドドレーン施工中



写真一五 気密式タワーサイロ建設敷でのバックドレーン施工後二次盛土及びプレロード盛土の載荷が完了した状況



写真一六 サンドドレーン完了部の二次盛土を開始した状況



写真一七 各建物建設敷のバックドレーン施工部に二次盛土、プレロード盛土の載荷放置中の状況

(4) 地盤改良深度及びバックドレーン打設数量

当区域における許容残存沈下量について、サイロ及びふん尿処理槽の基礎部については20cm、その他乳牛舎等の建物基礎については30cmとして改良深度を決定した。

なお、バックドレーン打設の標準範囲について図9に

示す。

(5) 地盤改良効果

バックドレーン打設後の沈下観測結果の「時間～沈下曲線」、盛土放置終期のボーリング調査及びオランダ式貫入試験の結果の土性変化について図10及び11に示す。

表-3 当初設定必要土量表

H：盛土高

層厚	団地No.	盛土区分	H	農具庫	H	スラリー ストア	H	堆肥舎	H	サイロ	H	牛舎 F	H	牛舎1F	計
(m)			(m)	(㎡)	(m)	(㎡)	(m)	(㎡)	(m)	(㎡)	(m)	(㎡)	(m)	(㎡)	(㎡)
19	7	プレロード	0.9	194.1	2.6	3,023.2	1.5	927.6	3.0	2,981.2	1.1	564.0	1.0	2,458.0	10,148.1
		二次盛土	0.9	284.9	1.8	3,993.6	1.0	919.2	1.9	4,133.6	1.2	830.8	1.1	3,104.8	13,266.9
		一次盛土	0.6	246.8	0.6	1,763.2	0.6	667.2	0.6	1,602.0	0.6	500.0	0.6	1,837.2	6,616.4
計		2.4	725.8	5.0	8,780.0	3.1	2,514.0	5.5	8,716.8	2.9	1,894.8	2.7	7,400.0	30,031.4	
22	6	プレロード	0.9	194.1	2.6	3,023.2	1.5	927.6	3.0	2,981.2	1.1	550.8	1.0	2,448.0	10,124.9
		二次盛土	1.0	322.7	2.0	4,555.6	1.2	1,132.0	2.2	4,986.8	1.3	889.2	1.2	3,250.8	15,137.1
		一次盛土	0.6	254.9	0.6	1,842.0	0.6	696.0	0.6	1,687.2	0.6	497.6	0.6	1,844.0	6,821.7
計		2.5	771.7	5.2	9,420.8	3.3	2,755.6	5.8	9,655.2	3.0	1,937.6	2.8	7,542.8	32,083.7	
27	5	プレロード	0.9	194.1	2.6	3,023.2	1.5	920.8	3.0	2,981.2	1.1	544.4	1.0	2,454.4	10,118.1
		二次盛土	1.1	361.8	2.3	5,446.8	1.4	1,344.4	2.6	6,218.0	1.6	1,118.0	1.5	4,311.6	18,800.6
		一次盛土	0.6	263.1	0.6	1,963.6	0.6	719.6	0.6	1,794.8	0.6	518.8	0.6	1,889.6	7,149.5
計		2.6	819.0	5.5	10,433.6	3.5	2,984.8	6.2	10,944.0	3.3	2,181.2	3.1	8,655.6	36,068.2	
31	1~4	プレロード	0.9	194.1	2.6	3,023.2	1.5	920.8	3.0	2,981.2	1.1	538.0	1.0	2,444.0	10,101.3
		二次盛土	1.2	402.2	2.6	6,397.6	1.7	1,693.2	2.9	7,214.0	1.8	1,269.6	1.6	4,603.6	21,580.2
		一次盛土	0.6	271.4	0.6	2,089.2	0.6	762.4	0.6	1,727.2	0.6	530.4	0.6	1,896.0	7,276.6
計		2.7	867.7	5.8	11,510.0	3.8	3,376.4	6.5	11,922.4	3.5	2,338.0	3.2	8,943.6	38,958.1	
プレロード (建物荷重を砂の高さに換算した高さの盛土厚)															70,796.3
二次盛土 (一次盛土の上に沈下量に相当する盛土厚)															133,525.4
一次盛土 (サンドマットとしての盛土厚)															49,694.0
合計															254,015.7

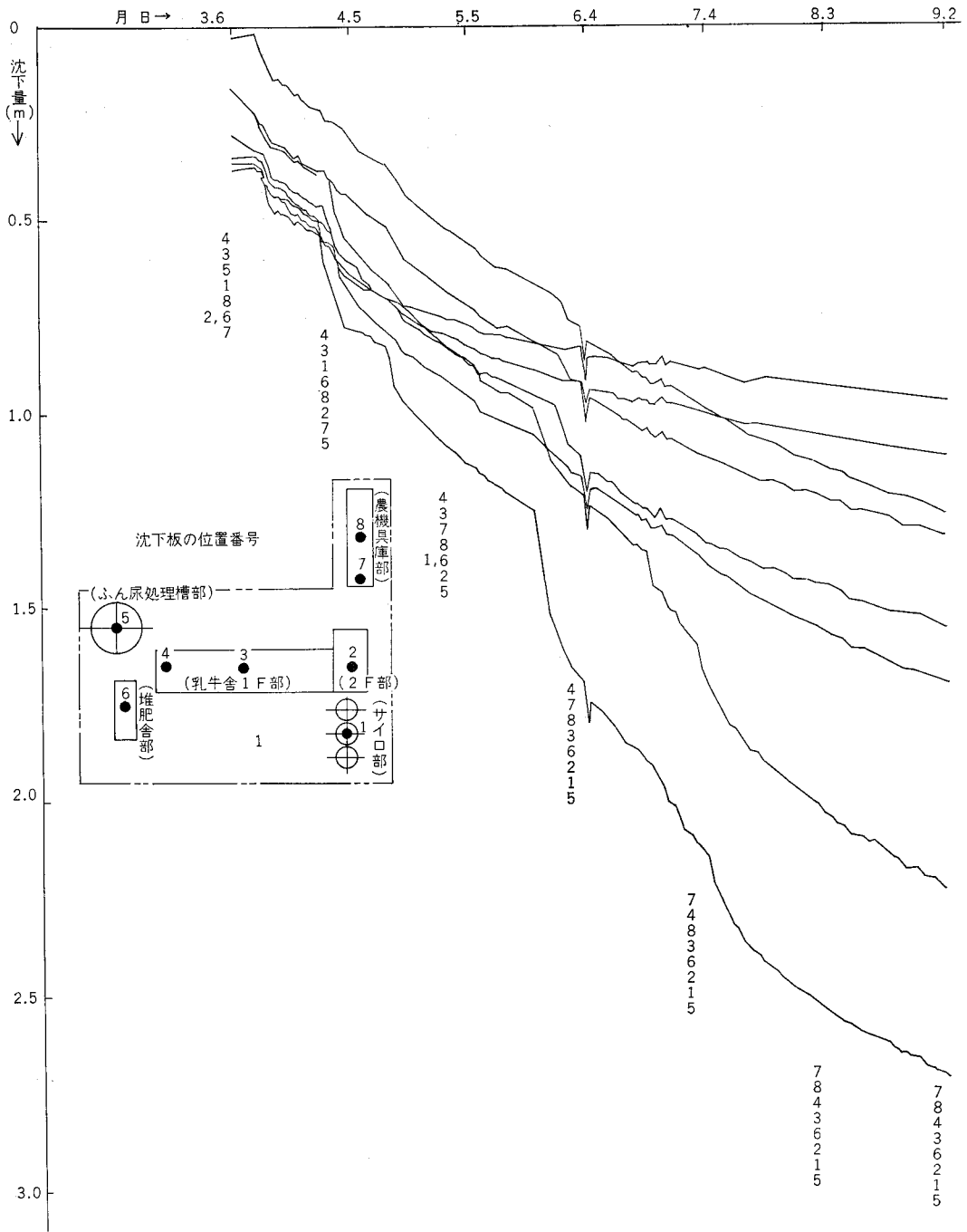
表-4 地盤改良深度及びバックドレーン打設数量

建物名称	団地No.	7	6	5	4	3	2	1
	圧密層厚 (m)	19	22	27	31	31	31	31
乳牛舎 1 F	(m)	10.0	13.0	18.0	20.0	20.0	20.0	20.0
〃 2 F	(m)	10.0	13.0	18.0	20.0	20.0	20.0	20.0
堆肥舎	(m)	15.0	18.0	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4
貯尿槽	(m)	10.0	13.0	18.0	20.0	20.0	20.0	20.0
サイロ	(m)	15.0	18.0	22.4	22.4	22.4	22.4	22.4
農機具庫	(m)	10.0	13.0	18.0	20.0	20.0	20.0	20.0
バックドレーン		84,100	103,900	135,200	141,900	141,900	141,900	141,900
打設数量		総数量 890,800						

参考文献

道に続け、実績圧密量の確認をしつつ適正な時期での許容残存沈下量の把握等を行なっていくことが非常に重要な課題となっている。また、既入植分の10戸分の各農業用施設についても、以後の動態観測を続けていくことも重要なこととなっている。

- 1) 土質調査の計画と適用, 土質工学会編
- 2) 地盤改良の調査・設計から施工まで, 土質工学会編



図一10 時間一沈下曲線 (例15-1区)

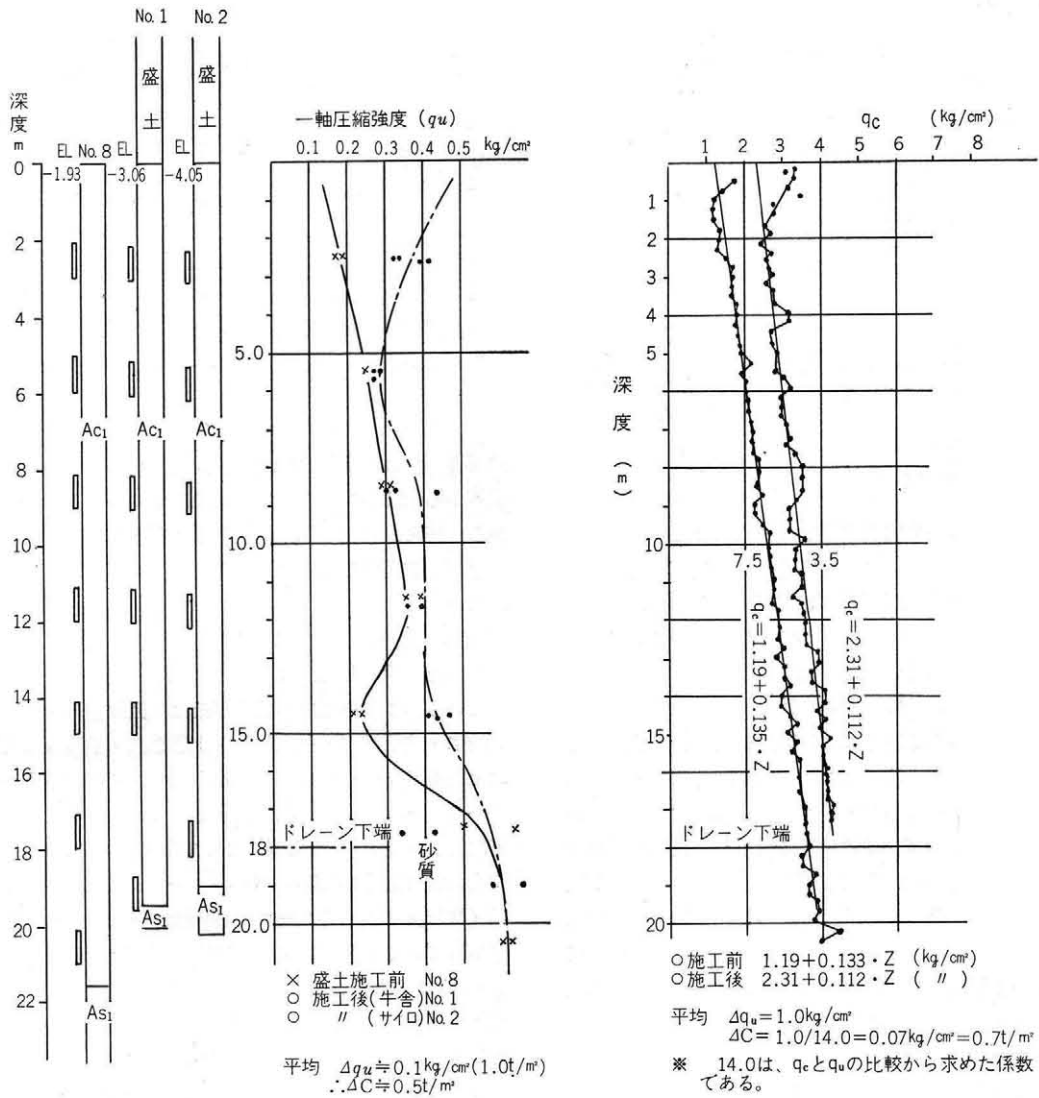


図-11 施工前後の土性比較

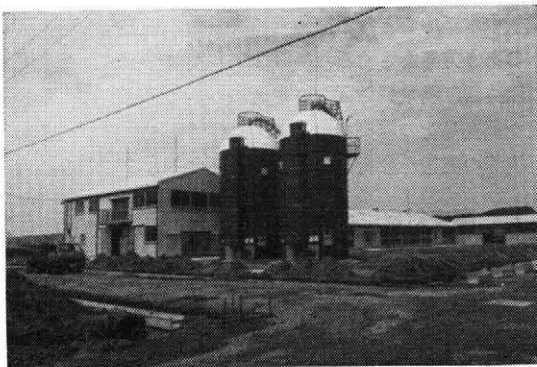


写真-8 ほぼ完了になった農業用施設

前方: 気密式タワーサイロ
 後方: 乳牛舎
 右側方: 堆肥舎

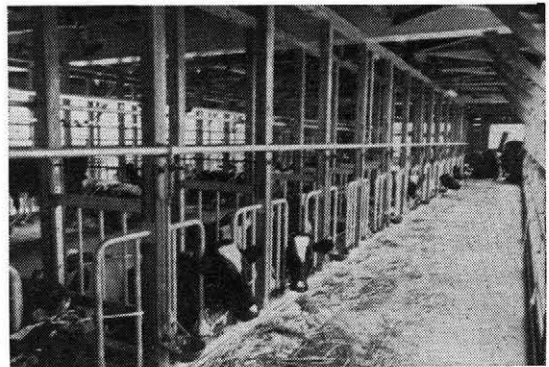


写真-9 新しい牛舎に入居を終わった乳牛

ほ場整備事業の水利状況と水利権について

アヲラギ
蘭 嘉 宜*
脇 阪 銃 三**

目 次

- | | |
|----------------------------|---------------------------|
| 1. はじめに……………(30) | 5. 団体営ほ場整備と水利権……………(33) |
| 2. 調査対象について……………(30) | 6. 事業実施に伴う水利権の変化……………(35) |
| 3. 取水源および取水施設について……………(31) | 7. まとめ……………(37) |
| 4. 水源の種類について……………(32) | |

1. はじめに

わが国における水需要は増加の一途をたどり、将来の水の需給のアンバランスが危惧されている。需要の増加は、工業の発達、生活様式の変化等による水使用の量的増加と、人口、産業の都市部への極端な集中による水使用の偏在によってもたらされたものである。この需要の増加に対処するために、ダムの建設等による河川水の効率的刊用と、水路建設等による輸送が図られてきた。しかしながら、ダムの建設には、建設適地の減少・補償環境問題・建設費用の増大・建設に要する時間等の問題から最近その建設スピードは極端に低下し、長期計画などの需要増加に見合った供給を確保することには限界が見えてきている。そのため、需要量の見なおしと都市用水の無秩序な消費に対する制限・および、既に利用されている水の合理化、転用などが必要とされている。特に農業用水は水利用量全体の $\frac{2}{3}$ 程度を占めており、これに対する都市サイド等からの合理化の要求は強まっている。都市化に伴う農地のかい廃・水田利用再編対策等により水稲作付面積が減少している事実のみにとらわれれば、必要水量も減少しているという見方も一面からはあろう。しかしながら、都市化によるかい廃は、残された水田への施設手当も行なわれないうまま無秩序・蚕食的に行なわれ、また水質悪化も急激に進んでおり、必ずしも農地のかい廃が使用水量の減少に結びつかず、また農業用水には作物の蒸発散を満たすという役割の他にも、地下水の涵養・排水河川維持用水・営農用水・集落雑用水としての働きもあり、さらに水田再編を中心に新規の畑地かんがい用水の増も見込まれているので、短絡的な合理化の考え方には慎重を期さなければならない。農業用水は最初に始まった水利用の形態であり、長期にわたる水使用の結果バランスの取れた社会秩序としての水利が成立し、河川法制定前に慣行水利権として定着しているも

のが多い。この慣行水利権が河川法の許可（法第23条）基準から見て多少内容が不明であるという一方的な判断から、許可水利権に切り変えるよう行政力を持って強力に指導・強制することは、様々の問題点があることは否めない。

現在、食料自給率の向上・農産物価格の安定・国土の保全等を目的として、各種農業基盤整備事業が行なわれている。この中では場整備事業は、区画整理・かんがい排水・暗渠排水・農道整備・土層改良・換地など可能な土地基盤を総合的に整備する事業であり年々約5～6万ヘクタールと全国広汎に実施されている。ほ場整備事業は補助制度上、面積規模によって事業主体が異なり、都道府県営事業（採択基準60ヘクタール以上）と団体営事業（採択基準20ヘクタール（山村等は10ヘクタール））に分かれている。都道府県営ほ場整備事業は面積規模も大きく、その取水施設も大きいものが多く、取水状況等は比較的資料も整備され実態が把握されている。これに対して団体営ほ場整備事業は小規模で単独の取水施設によるものが多く、取水状況等は不明な点が多く実態はあまり把握されていない。ここでは水資源のひっ迫、河川管理の強化など農業用水をとりまく情勢が変化の中で、小規模取水が中心となる団体営ほ場整備の適正な水利・取水のあり方等をさぐるため昭和55年度に採択された全国の団体営ほ場整備地区299地区について悉皆的に水利状況を調査しその結果をもとに、団体営ほ場整備の取水水利権等の実態を分析し紹介しようとするものである。

2. 調査対象について

調査は昭和55年度に採択された団体営ほ場整備事業全地区（302地区）について実施した。しかし、かんがい計画の未定等の理由によってデータとして採用できないところが3地区あり、これを除き299地区について集計・分析を行った。対象地区を地区別に見ると、地区数では中国、四国60地区、東北58地区、近畿49地区と多く、北海道は7地区と地域の農地面積に比較して極端に少ないと

*関東農政局鬼怒中央農業水利事業所
**構造改善局建設部整備課

表一 対象地区数の地域別内訳

地域名	地区数
北海道	7
東北	58
関東	39
北陸	33
東海	26
近畿	49
中国四国	60
九州	23
沖縄	4
全国計	299

いう特色がある。団体営は場整備は北海道で見られるように、地域全体の農地面積よりむしろ、中山間地帯の農地面積割合・整備水準等に実施面積は関係している。調査対象とした299地区の全体面積は6,882ha（1地区平均23ha）、取水量は42.26m³/sである。対象地区には、北陸で2地区、九州で4地区の離島ではは場整備が含まれている。1地区で数ヶ所の取水施設を有する場合には、地区を代表する施設1ヶ所のみ調査対象としているため、調査地区数と取水施設数は一致している。

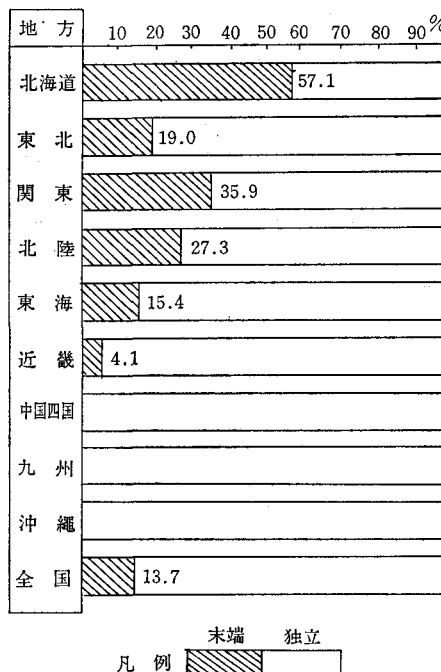
3. 取水源および取水施設について

団体営は場整備における取水源は大きくわけて次の2つのタイプに分けられる。一つは国営・県営かんがい排水事業等で建設された大規模の取水施設によって取水された、送水された水路でその末端用水を使用している地区である。(以降このタイプを末端取水地区という)。もう一つは地区独自で取水施設を有しているものであり、当然小規模な施設を使用しているものである。団体営は場整備地区で独自の取水施設を有するものは全体の85%・255地区で大半を占め、末端取水地区は約15%の44地区である。その割合を地域別に示したものが図1である。北海道・関東・北陸で末端取水地区が多く、東北・東海・近畿は比較的少なく、特に中国四国・九州・沖縄は、その地域の地形などから全地区が独自の取水施設を持った地区である。北海道・関東・北陸で末端取水地区の割合が多いのは、石狩川・利根川・信濃川などの大河川による平野が大きく、団体営といえどもこの区域の割合が高いことによるもので、逆に近畿・中国四国・九州は一般に中山間部の割合が多く、平野部は県営事業、中山間部は団体営事業と比較的明確に事業実施区分がなされていることから出た結果と考えられる。団体営は場整備地区の水利状況の特徴を示すものは、小規模取水施設をもつ単独取水地区であり、末端取水地区については大規模な水利使用の実態は比較的あきらかなので、ここでは単

表二 地区タイプ別地区数・取水量・かんがい面積(全国)

事項	地区タイプ区分		単独取水	
	基幹	末端用水	施設整備	
			無	施設整備有
		水源転換無	水源転換有	
地区数	44	191	58	6
取水量 t/s	8.02	28.27	5.83	0.14
かんがい面積 ha	1,183	4,491	1,164	44

- (注) 1. 基幹取水施設末端用水とは、地区外の比較的大規模な取水施設に依存しているもので、その支配区域内に地区が含まれるものをいう。
 2. 単独取水とは、地区内あるいはその周辺区域の一部を含めた区域のみで、独自に取水施設を有するものをいう。
 3. 施設整備とは取水施設の新設・改修をいう。
 4. 水源転換とは、取水施設の新設につき、水源の種類が変更されるものをいう。



図一 末端用水依存地区の割合

独取水地区の水利状況についての分析等を進めることとした。次に単独取水地区について、事業実施に伴う取水施設を事業の中で整備することの有無、および取水施設の新設改修、統合の状況、水源変更の状況についての有無を見ると、単独取水地区のうち約25%が取水施設をば場整備と同時に改修を行っており、うち6地区が水源の切り替えを行なっている。

ほ場整備を行なって水路等の新設改修を行なうが、取水施設については従来のものをそのまま使う例が多い。これは小規模施設なので簡単な維持補修によって十分使用可能なため、事業に伴う新設・改修を必要としないものが多いことを示している。施設の新設・改修されたもののうち水源転換されたものには、地下水・湧水等から河川取水へかわるものもあるが、溪流取水から地下水使用に変わったものもある。

4. 水源の種類について

水源別に地区数・かんがい面積取水量をまとめたものが表3・4である。河川から取水している地区の割合が圧倒的に多く全体の約90%程度を占めている。溜池・地下水・排水路からの取水がそれぞれ3%程度、湧水を水源としている地区が約1%である。水源の種類を地域別にみると図2となる。団体営ほ場整備地区での水源の特

表一3 水源別地区数, かんがい面積, 取水量 (全国)

水 源	河 川	溜 池	地 下 水	湧 水	農業用排水路	そ の 他
地 区 数 (%)	266 (88.9%)	10 (3.4%)	9 (3.0%)	4 (1.3%)	9 (3.0%)	1 (0.4%)
かんがい面積ha (%)	6,126 (89.0%)	221 (3.2%)	170 (2.5%)	77 (1.1%)	253 (3.7%)	36 (0.5%)
取 水 量 m ³ /s (%)	38.75 (92.0%)	0.96 (2.3%)	0.84 (2.0%)	0.30 (0.7%)	1.09 (2.6%)	0.11 (0.4%)

表一4 単独取水地区 水源別地区数, かんがい面積, 取水量 (全国)

水 源	河 川	溜 池	地 下 水	湧 水	農業用排水路	そ の 他
地 区 数 (%)	222 (87.1%)	10 (3.9%)	9 (3.5%)	4 (1.6%)	9 (3.5%)	1 (0.4%)
かんがい面積ha (%)	4,942 (86.7%)	221 (3.9%)	170 (3.0%)	77 (1.4%)	253 (4.4%)	36 (0.6%)
取 水 量 m ³ /s (%)	30.97 (90.2%)	0.96 (2.8%)	0.84 (2.4%)	0.30 (0.9%)	1.09 (3.2%)	0.17 (0.5%)

(注) 1. 水源区分のうち、一級、二級、準用河川、普通河川にあるダム・溜池は河川に含めた。
2. 水源区分のうち、その他とは集水暗渠等をいう。

地方	10	20	30	40	50	60	70	80	90	データ数			
北海道	河 川									3			
東北	溜池								湧水	47			
	農排												
関東	河 川		地下水		湧水		農排			25			
	その他												
北陸	河 川									湧水	24		
東海	河 川							溜池		農排	22		
	その他												
近畿	河 川									溜池	47		
中国四国	河 川									60			
	その他												
九州	河 川									溜池	湧水	23	
沖縄	河 川									湧水	4		
全国	河 川									溜池	湧水	農排	255
	その他												

図一2 単独取水地区 水源別地区数の割合

地方	10	20	30	40	50	60	70	80	90	データ数	
北海道	河 川								溜池	1155.8	
	地下水										
東北	河 川								溜池	3884.7	
	集水暗渠										
関東	河 川		地下水		湧水		農排			3257.9	
	その他										
北陸	河 川								溜池	1688.2	
	地下水										
東海	河 川							溜池		1280.7	
	集水暗渠										
近畿	河 川								溜池	1864.6	
	汚水										
中国四国	河 川								溜池	2651.7	
	地下水										
九州	河 川								溜池	2867.2	
	湧水										
沖縄	河 川		溜池		地下水		湧水			2.2	
	集水暗渠										
全国	河 川								溜池	湧水	18653.1
	地下水										

図一3 農業用水実態調査による水源別取水量の割合

徴をみるために昭和52年構造改善局で実施した農業用水実態調査（以下実態調査という）との比較を行なう。実態調査の結果を図3に示す。団体営ほ場整備地区での取水および実態調査とも河川からの取水が約90%と大半を占めるが、河川以外の水源の内訳は、実態調査では溜池が大部分であり溜池・湧水・排水等もある団体営ほ場整備と異なっている。地域別にみると、東北・北陸・九州は全国と同じ傾向であるが、団体営ほ場整備では関東・東海は河川からの取水割合が他地域に比べて低く、近畿・中国四国は逆に高い。北海道では団体営ほ場整備事業はあまり実施されておらず、内地よりも平野部のものが多いので全て河川を水源としている。団体営ほ場整備地区のような小さな地区は山あい等の水利条件に恵まれない地区も多く、他の水田からの反復水を利用しているものもある。このような立地条件の地区が東北・関東・東海で多くなっている。関東は大規模取水施設を利用する末端取水地区も多いが、同時に地下水・湧水・農業排水路によりかんがいされている山あいの地区の割合も多くなっている。北陸は一部の山間部の地区を除いて実態調査と同じような結果が出ている。東海も農業排水の割合が多く出ており、水利条件の悪い地区で団体営ほ場整備

が行なわれていることを示している。近畿・中国四国で溜池の割合が低くなっている。瀬戸内地方の平野部は降雨が少ないことから溜池が数多く存在するが、団体営ほ場整備地区が瀬戸内地方には少ないことから溜池の割合が少なくなっている。九州は実態調査と同じような結果が出ており、平野を中心に団体営ほ場整備が行なわれている。沖縄も団体営ほ場整備地区は少ないが、条件のよい所で行なわれており河川の割合が大きくなっているといえる。

5. 団体営ほ場整備と水利権

団体営ほ場整備地区はその90%程度が河川を水源としているが、さらに取水する河川の規模を見るために、一級・二級・準用河川・普通河川に区分し割合を示したものが表5である。表6は実態調査の結果である。実態調査では一級河川からの取水は地区数で63.2%、かんがい面積で77.6%と大きな割合を占めているが、団体営ほ場整備地区では一級河川が取水している地区は全体の41.9%で、さらにその大部分が指定区間で河川規模の大きな建設省直轄区間からの取水は5.4%にすぎない。二級河川からの取水は実態調査では29.3%、団体営ほ場整備は

表-5 単独取水地区 河川の等級区分別地区数、かんがい面積、取水量（全国）

等 級	一級河川 直轄区間	一級河川 指定区間	二級河川	準用河川	普通河川
事 項					
地 区 数 (%)	12 (5.4%)	81 (36.5%)	35 (15.8%)	11 (5.0%)	83 (37.3%)
かんがい面積 (%)	549 (11.1%)	1,834 (37.1%)	682 (13.8%)	210 (4.2%)	1,667 (33.5%)
取 水 量 (%)	2.12 (6.9%)	13.49 (43.5%)	4.16 (13.4%)	1.24 (4.0%)	9.96 (32.2%)

表-6 農業用水実態調査による 河川の等級区分別地区数、かんがい面積、取水量（全国）

等 級	一級河川	二級河川	準用河川	普通河川
事 項				
地 区 数 (%)	66,149 (63.2%)	30,692 (29.3%)	2,593 (2.5%)	5,157 (5.0%)
かんがい面積 (%)	1,939,046 (77.6%)	434,808 (17.4%)	13,853 (1.6%)	111,737 (4.4%)
取 水 量 (%)	12,259.3 (75.3%)	3,221.1 (19.8%)	137.1 (0.8%)	666.1 (4.1%)

- (注) 1. 一級河川直轄区間とは河川法第4条にいう一級河川であって、かつ建設大臣が直接管理する区間をいう。
 2. 一級河川指定区間とは河川法第9条第2項の規定により都道府県知事に管理が委託された一級河川区間をいう。
 3. 二級河川とは河川法第5条にいう都道府県知事が直接管理する区間をいう。
 4. 準用河川とは河川法第100条にいう、市長村長が管理し河川法が準用される区間をいう。
 5. 普通河川とは上記以外の河川の区間をいう。
 6. () 内の数字は各事項毎に各等級の占める割合。
 7. 河川以外の水源によるものであっても、いったん河川へ放流した後再取水するものは、その河川によって分類した。

地方	%									データ数
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
北海道	一級指定		二級			普通				6
東北	一級直轄	一級指定		二級		準用	普通			42
関東	一級直轄	一級指定	二級		準用	普通			15	
北陸	一級直轄	一級指定		二級			普通			23
東海	一級直轄	一級指定		二級			普通			17
近畿	一級指定			二級		準用	普通			41
中国四国	一級指定		二級		準用	普通			21	
九州	一級直轄	一級指定		二級			普通			20
沖縄	普通									4
全国	一級直轄	一級指定		二級		準用	普通			222

図一四 単独取水地区 河川等級別地区の割合

15.8%、準用河川からの取水はそれぞれ2.5%、5%となっている。逆に普通河川から取水している地区は全体の37.3%と農水実態調査の5%を大きく上まわっている。

る。河川別地区数の割合を地域別に示したものが図4である。北海道では全て河川から取水していたが、一級河川からの取水は少ない。関東では他に比して一級河川直轄区間と普通河川からの取水が多いが、これも関東の団体営は場整備が平野と中山間に共に分布していることを示している。東北・北陸・東海・近畿・中国四国では一級河川指定区間と普通河川からの取水が多く、全国の団体営は場整備地区の特徴を示している。九州では二級河川と普通河川からの取水が多くなっている。

団体営は場整備地区をその水利権の種類によって分類し、その特徴を考察する。団体営は場整備地区のものが表7であり、実態調査のものが表8である。河川の等級区分と関連づけてみると、団体営は場整備地区は普通河川が多いのでその他の水利権(許可、慣行以外の水利権)が多くなっている。実態調査では許可水利権が件数で9%であり、取水量は30.1%と大きく、取水量の比較的大きな施設が許可水利権となっていることがわかる。また、慣行水利権は件数で71.3%を占めるが、取水量では約半分の53.6%である。地域別にみると図5のとおり、北海道では許可水利権の割合が非常に高い。これは北海道が内地に比して開拓の歴史が浅く農業用水の取水の大

表一七 単独取水地区 水利権の種類別地区数、かんがい面積、取水量(全国)

水利権	許可水利権	慣行水利権(届出)	慣行水利権(未届)	その他の水利権
地区数カ所 (%)	23 (10.4%)	81 (36.5%)	35 (15.8%)	83 (37.3%)
かんがい面積 ha (%)	862 (17.4%)	1,713 (34.7%)	700 (14.2%)	1,667 (33.7%)
取水量 m ³ /s (%)	3.58 (11.6%)	12.94 (41.7%)	4.49 (14.5%)	9.96 (32.2%)

表一八 農業用水実態調査による 水利権の種類別地区数、かんがい面積、取水量(全国)

水利権	許可水利権	慣行水利権(届出)	慣行水利権(未届)	その他の水利権
地区数カ所 (%)	11,158 (9.0%)	65,458 (52.9%)	22,818 (18.4%)	24,410 (19.7%)
かんがい面積 ha (%)	1,232,702 (43.4%)	895,369 (31.6%)	259,636 (9.1%)	450,186 (15.9%)
取水量 m ³ /s (%)	5,617.7 (30.1%)	7,803.4 (41.8%)	2,196.5 (11.8%)	3,035.5 (16.3%)

- (注) 1. 許可水利権とは河川法第23条の規定にもとづき、河川管理者の許可をうけた水利権をいう。
 2. 慣行水利権(届出)とは一級、二級、準用河川において旧来取水していて、それが社会的に承認されていることにより、河川法の許可を受けたものと見なされる慣行水利権であって、かつ、河川法第88条の河川管理者への届出を済ました水利権をいう。
 3. 慣行水利権(未届)とは河川法第88条の届出を行っていない慣行水利権をいう。
 4. その他の水利権とは普通河川、普通河川における溜池、湧水、地下水等河川法の対象とならない水利権をいう。
 5. ()内の数字は各事項毎に各水利権が占める割合。

地方	%									データ数
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
北海道	許可							其他		3
東北	許可	償行 (届出)		償行 (未届)		其他			42	
関東	許可	償行 (届出)		償行 (未届)		其他			15	
北陸	許可	償行 (届出)		償行 (未届)		其他			23	
東海	償行 (届出)		償行 (未届)		其他				17	
近畿	許可	償 (届出)		償 (未届)		其他			41	
中国四国	償行 (届出)		償行 (未届)		其他				57	
九州	許可	償行 (届出)		償行 (未届)		其他			20	
沖縄	其他									4
全国	許可	償行 (届出)		償行 (未届)		其他			222	

図一五 単独取水地区 水利権の種類別地区数の割合

部分が明治29年の旧河川法制定以降のものであり、内地のような水利償行が形成されなかったためである。東北・関東は一級河川直轄区間からの取水が多いため、団体営ほ場整備地区でも許可水利権が相当みられる。その他の地域では償行水利権が大半で、小規模施設の取水の特徴を示している。なお、沖縄は普通河川からの取水であるため、すべてその他の水利権に区分されている。関東では一級河川直轄区間と許可水利権の割合は比例しているが、全国でみると一級河川の割合は少ないのに許可水利権の割合は実態調査と変わらない結果が出ている。この点を明確にするために、河川の区分と水利権の種類との関連をみとめる必要がある。それが表9、図6である。このように一級河川直轄区間では許可水利権が75%を占めているが、一級河川指定区間になると許可水利権の割合は20%をわり、償行水利権の割合が大きくなっている。一級河川直轄区間では許可水利権化が進み、関東

表一九 単独取水地区 河川の等級区分、水利権の種類別地区数 (全国)

水利権	一級河川直轄区間	一級河川指定区間	二級河川	準用河川	普通河川
許可水利権 (%)	9 (39.1%)	10 (43.5%)	4 (17.4%)	(%)	(%)
償行水利権(届出) (%)	2 (2.5%)	54 (66.7%)	21 (25.9%)	4 (4.9%)	(%)
償行水利権(未届) (%)	1 (2.9%)	17 (48.6%)	10 (28.5%)	7 (20.0%)	(%)
その他の水利権 (%)	(%)	(%)	(%)	(%)	83 (100.0%)

(注) 1. () 内の数字は、各水利権の種類毎に各河川区分に係る割合を示す。

2. 河川以外の水源によるものであっても、いったん河川に放流した後再び取水するものは、その河川によって分類した。

河川の種類	%									データ数	
	10	20	30	40	50	60	70	80	90		
一級直轄	許可							償行 (届出)		償行 (未届)	12
一級指定	許可	償行 (届出)					償行 (未届)			81	
二級	許可	償行 (届出)				償行 (未届)				35	
準用	償行 (届出)				償行 (未届)				11		

図一六 単独取水地区 河川等級別各水利権の地区数の割合

表一〇 実態調査による各種水利権の割合

水系	許可水利権 (%)	償行 (届出) (%)	償行 (未届) (%)
一級	13.0	66.7	20.3
	40.7	47.2	12.1
二級	8.3	68.3	23.4
	19.4	61.8	18.3

上段 地区数の割合

下段 取水量の割合

はこのための許可水利権の割合が高い。しかし一級河川指定区間での許可水利権は高くなく、このため全国で見ると一級河川の割合は低いのに許可水利権の割合は変わらない現象が出てくる。表10は実態調査による一級水系・二級水系ごとの各種水利権の割合である。このように一級水系でも13%しか許可水利権とはなっていない。

6. 事業実施に伴う水利権の変化

これまで事業実施後の団体営ほ場整備の水利権についてみてきたが、ここでは事業の実施と水利状況の変化との関連を調べてみる。まず事業に伴う水利権の変化の種類の変化に限ってみると、全体の94%は変化がないが、取水施設を新設・改修したものに限れば27%が水利権の

表一11 単独取水地区 ほ場整備事業に伴う水利権の種類の変化(地区数) 全国

旧水利権 新水利権	許 可 水 利 権		慣 行 水 利 権		そ の 他
	許 可 水 利 権	慣 行 水 利 権 (届出)	慣 行 水 利 権 (未届)	慣 行 水 利 権 (未届)	
許可水利権	20 (3)	3 (3)	()	()	()
慣行水利権 (届出)	()	71 (11)	10 (7)	()	()
慣行水利権 (未届)	()	()	35 (4)	()	()
そ の 他	()	()	1 (1)	82 (22)	()

(注) 1. () 内の数字は、取水施設の新設・変更・廃止等に係る水利権の変化の件数で内数

変化があるということになる。水利権の変化は届出の慣行水利権から許可水利権へ変わったもの、未届けから届出の慣行水利権へ変わったものがほとんどである。未届けの慣行水利権からその他の水利権となったものは水源が河川から地下水へ変化したものである。このように団体営ほ場整備事業では施設の新設・改修が少ないことと用水量が少ないことから水利権の種類の変化しているものは少ないが、小規模取水であっても水利権の法案化が進んでいることは事実である。量的な水利権の変化をみたものが表12である。増減のある個々の地区についてその理由をあげると次のようになる。

- ① 許可水利権から許可水利権(水利権内容の変更)
- ⑦ 水利権水量5%未満の減量をした地区、2地区
東北・北陸に各々1地区あるが、共に水田の減歩による必要用水量が減少したもので単独取水地区である。

④ 水利権水量20%以上の減量した地区、2地区
北陸、九州に1地区ずつあるが、これも減歩および水田転換による必要水量の減が理由である。共に単独取水地区。

⑤ 水利権水量20%以上増量となった地区、1地区
近畿に1地区ある。事業前より末端取水をしていたが、なお不足水量があり、それを補うため取水施設の改修を行なっている。

- ② その他の水利権から許可水利権に変更
- ⑦ 水利権水量5%未満の減量地区、1地区
関東に1地区。減歩により必要水量は少なくなるが、取水施設の合理化のため一級直轄河川のダムより供給をうけることとなったもので末端取水地区である。

④ 水利権水量を20%以上減量した地区、1地区
近畿に1地区。減歩により必要水量は少なくなるが、取水施設合理化のため国営施設の末端用水を利用することとしている。

- ⑤ 水利権水量を20%以上の増とした地区、1地区
- ③ 慣行届出水利権を許可水利権に切り替え、水量を20%以上増量した地区、3地区

東北の地区は湧水を使用していたが用水不足であったため、河川より新規に取水する。

関東の地区も湧水を使用していたが、用水が不足しておりダムから供給をうける、末端取水地区である。

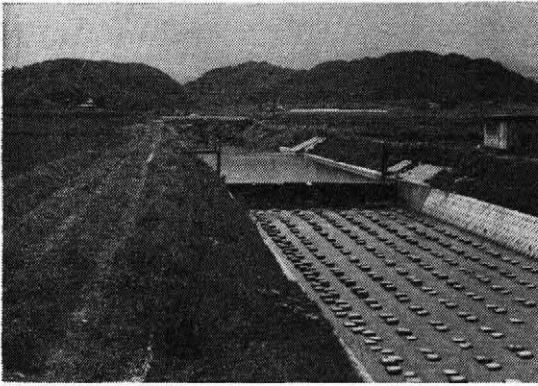
近畿の地区は届出から許可になったので、多数の堰合口により合理化している。用水量は減歩に伴って減少している。

- ④ 慣行(未届)水利権を慣行(届出)水利権とし、

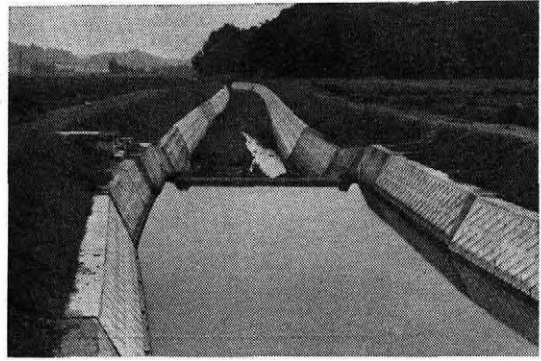
表一12 取水量の変化率別水利権数(全国)

水利権の種類			取水量の増減					
			0%	5%未満	5~10%	10~15%	15~20%	20%以上
旧	新							
許 可	許 可	減	34 (2)	2 (1)	()	()	()	2 (-)
		増		()	()	()	()	1 (1)
慣 行 そ の 他	許 可	減	3 (3)	1 (1)	()	()	()	1 (1)
		増		()	()	()	()	3 (3)
慣行(未届) そ の 他	慣行(届出)	減	5 (3)	()	()	()	()	1 (1)
		増		()	()	()	()	()

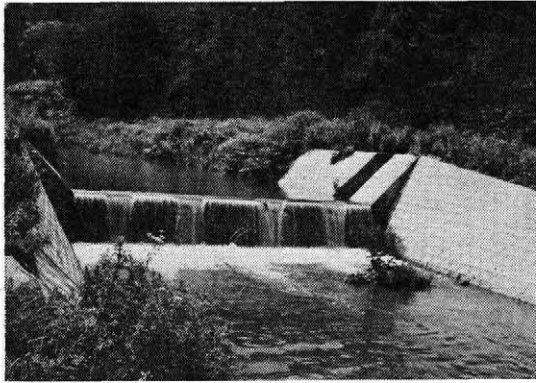
(注) 1. () 内の数字は、取水施設の新設に係る変更の水利権数



写真一 1 団体営ほ場整備事業で施工した取入口



写真一 3 河川改修と同時施工した取水口



写真一 2 準用河川からの取水

20%以上の減量した地区、1地区

東海に1地区。以前の堰を1つに合口するに伴って届出の慣行水利権とする。水量は減歩によって減少したものである。

このように水量の増加したものは、末端取水として他地区の水量とあわせて許可されたものであり、また、ほ場整備の実施による減歩等による必要水量の減を、水利権水量減量にストレートに結び付け申請措置を行なっている事例が見られるが、農業用水の使用は営農、気象変動に弾力的に対応でき、また営農用水、水路維持用水等も必要であるため、水利権の減量には十分慎重に取扱うことが肝要である。

7. ま と め

昭和55年度から事業に入った全国299地区の団体営ほ場整備地区全体の水利状況・水利権状況を調査、分析したが、その結果をまとめると次のようなことがいえる。

団体営ほ場整備地区の取水施設は、一般に小規模であるため全体の8割以上が独自の取水施設を有している。水源では河川が約90%程度を占め、他は溜池・地下水・湧水・農業排水路である。河川からの取水は全体の約90%は実態調査による全国的傾向とかわらない数字であるが、これを河川別にみても普通河川からの取水が37

%を占めている。これは中小河川からの取水を意味するものであり、小河川からの小規模施設による取水というのが平均的な団体営ほ場整備の水源状況といえよう。普通河川からの取水が多いため水利権も河川法の適用外のものの割合が37%と多いが、一級河川直轄区間においては小規模施設についても許可水利権化が徹底するなど河川側の管理強化によって小規模取水施設に係るものも10%が許可水利権となっている状況である。団体営ほ場整備では取水施設の新設・改修を行なうものが30%程度と少ないために水利権の変更は少ないが、取水施設の新設、改修を行なうものにおいては小規模取水にもかかわらずその27%が水利権の変更を行なっており、許可水利権あるいは届出済みの慣行水利権へ移行している。そして少量取水であっても慣行水利権から許可水利権へ移行する際には、水量面積の減少を理由に水量の減じているものが25%ある。今後、河川管理者の一方的な指導により一級河川直轄区間を中心にして、一級河川指定区間、二級河川においても許可水利権化が進められる傾向が益々強くなることが懸念され、その際水量をどう確保するかが問題となる。ほ場整備事業は面的工事を伴うものであり、用水路の整備等により減水深そのものが変化および減歩等で必要水量が減ずることもあり得るが、農業用水は地域用水的な要素を多く持っているため、将来に弾力的な対応余地を残すことを無視し短絡的に水利権を変化させることは、悔を残すことも考えられるので慎重な検討が必要である。今までは、水利権問題は比較的大きな施設を中心に検討されてきたが、水資源ひっ迫と河川管理の強化は、団体営級の小規模な水利権へもその影響を受けるようになってきている。ここでは299地区のみを対象とした調査・分析ではあるが、今後小規模な取水を行なっている農業用水の適正な水利権確保を考えていく素材の一片とでもなれば幸いと考え報文にまとめたものである。

最後にこの報文の中のデータは、構造改善局整備課が昭和56年3月に地方農政局、道府県の協力を得て行なった調査結果をもとにしている。

湛水防除事業に於ける河口構造物についての実例

南 雲 晴 巳*
高 野 政 文**

目 次

1. はじめに.....(38)	4-2 既設暗渠の排水.....(43)
2. 事業計画.....(38)	4-3 新設暗渠の排水.....(43)
2-1 流域の状況.....(38)	4-4 計画排水量.....(44)
2-2 新堀川暗渠附近の海岸の状況.....(39)	5. 構造計算.....(45)
3. 排水計画.....(40)	5-1 テトラポット.....(45)
3-1 吐口工.....(40)	5-2 吐口工.....(45)
3-2 新設暗渠.....(41)	6. 仮設工.....(53)
3-3 排水施設.....(42)	7. 附 図.....(56)
4. 水理計算.....(43)	8. おわりに.....(56)
4-1 設計波高.....(43)	

1. はじめに

今回ここに報告する湛水防除事業、潟川地区の排水暗渠工は、直江津市より北東約8kmに位置し、日本海の砂丘地と背後地の頸城丘陵にはさまれた、4486.5haの排水を受けもつ重要な施設であり、53年に完成しその機能を十分に発揮している。

本地域は、古くは地域全体が低湿地であり数百町歩にわたる広大な湖沼であった。

この低湿地の開発は今より約350年前の寛永年間より始まり、本地区の幹線、左岸、両排水路の母体となる旧潟川が開削され、現在の保倉川へ流下させていたが再三にわたって大災害を被り、地域内の開発は思う様に進まなかった。このため、宝暦年間に潟川の途中より日本海へ新たな河川開削工事が始められ数度の災害に見舞われたが、天保6年、約80年の月日を要し現在の新堀川が完成された。しかし、この水戸口は日本海の荒波でしばしば河口が閉され、そのたびに背後耕地は池沼と化し大きな農業被害を受けていた。これを解決するため、昭和30年に県営かんがい排水事業、旭村外六ヶ村地区で新堀川河口暗渠工事が始められ翌31年に完成し、充分機能を発揮してきた。しかしながら、その後の地域開発による流出量の増加及び流出機構の変化、汀線の変化、背後地の地盤沈下等の条件変化が重なり、排水路、暗渠工の改修、増設の必要にせまられたため、昭和49年に湛水防除事業が着工された。本地区は、直接日本海に排水される

ことから、日本海の風、波、堆砂、排砂、等一般の湛水防除事業地区と異なる諸問題に対処した実例としてここに報告する。

2. 事業計画

2-1 流域の状況

2-1-1 計画基準雨量

大正12年～昭和45年（高田測候所記録）の1/20確率3日連続雨量215.3mm。

降雨パターンは昭和19年7月19日～7月21日の3日連続雨量215.3mmをスライド。

2-1-2 流出率

地形、地質、地貌、が類似している新堀川の流域面積4281.5haを有する大潟町蜘蛛ヶ池の実観測値を基に降雨強度別に「表一」のごとく決定した。

2-1-3 流域面積

旧計画 3929ha

今回計画 4486.5ha（国道8号線新設により119.8ha、左岸流域変更により437.7haの流域変更増）

表一

区分	0～60	60～120	120～200	200～300
60mm以下	40			
120mm "	40	80		
200mm "	40	80	85	
300mm "	40	80	85	90

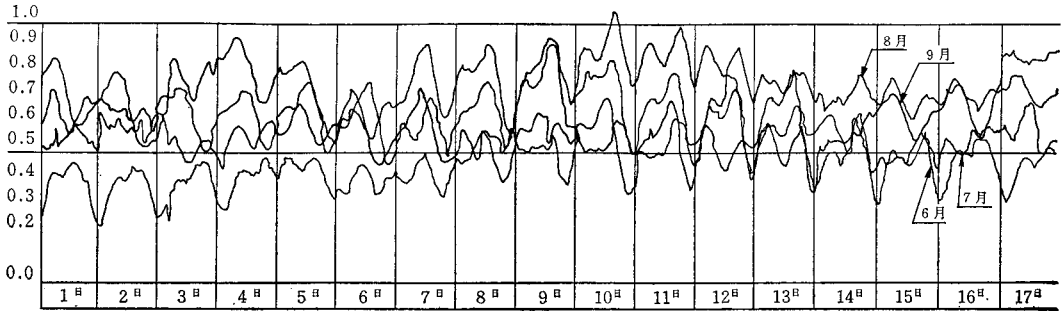
* 新潟県上越農地事務所

**新潟県農地建設課

表-2

外潮位	月 別		6 月		7 月		8 月		9 月	
	H	%	H	%	H	%	H	%	H	%
65cm 以下	660	(92)	436	(59)	90	(12)	375	(52)		
65 以上	60	(8)	308	(41)	654	(88)	345	(48)		
70 "	24	(4)	197	(26)	553	(74)	259	(36)		
80 "	3	(0.4)	39	(5)	251	(34)	110	(15)		
90 "	—	(—)	5	(0.7)	64	(9)	24	(3)		
95 "	—	(—)	1	(1)	14	(2)	1	(—)		
	720		744		744		720			

昭和47年度 潮 位 表



2-1-4 外 潮 位

現況外潮位：直江津港検潮所の昭和43年～47年迄5ヶ年間、8月の平均潮位+65cm
 計画外潮位：同上検潮所、同期間資料で連続時間を考えない潮位について頻度を求めると、表一2のごとく8月の潮位が高いため、昭和47年8月潮位を本地区の計画外潮位

とした。(表-2)

尚、同期間中の最高潮位、最低潮位、平均潮位はそれぞれ+1.13m、+0.30m、+0.65mである。

2-1-5 内 水 位

基準田面 +1.30m
 許容湛水深 基準田面上 0.30m

2-1-6 旧況、現況施設の湛水状況

項 目	流 域	流 出 量	た ん 水 状 況			標 高		
			面 積	最 大 湛 水 深	許 容 湛 水 上 限 時 間	最低田面	基準田面	外 潮 位
名 称	(ha)	(m ³ /S)	(ha)	(m)	(hr)	(m)	(m)	(m)
旧 況	3,929.0	63.2	206	0.297	38	1.50	1.50	0.633
現 況	4,486.5	77.591	720	0.91	84	1.10	1.30	0.65

(水収支計算省略)

2-2 新堀川暗渠附近の海岸の状況

2-2-1 風 及 び 砂

図-1は新堀川暗渠の吐口点より約8kmの地点の直江津港の位置と海風方向を示したものであるが、海風の方角正分は大略三つの領域に分ける事が出来る。すなわち、領域(Ⅰ)はNE-NNE-Nでありその一部は佐渡ヶ島にさえぎられておりNNE方向でも男鹿半島まで対岸距離

は約350kmである。領域(Ⅱ)はN-NNW-WNWであって、対岸距離は大陸までの外海に面した領域である。領域(Ⅲ)はWNW-W-WSWであって能登半島によってさえぎられた領域であって対岸距離は100km程度である。排水のための河口構造物は機械(ポンプ)排水を除き、その排水口の方向、構造が本地区の排水効果を左右する重大な要因となる。この要因はとりもなおさず日本海の風で

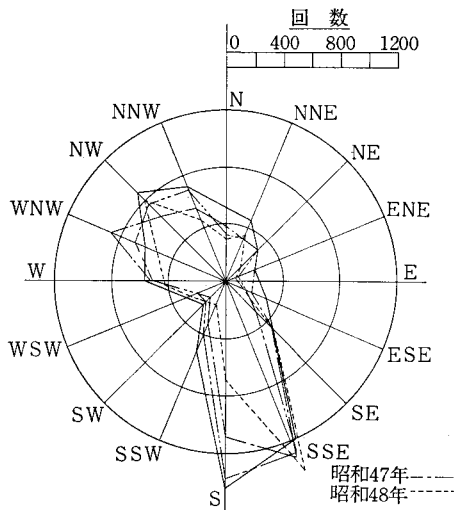


図-1-A

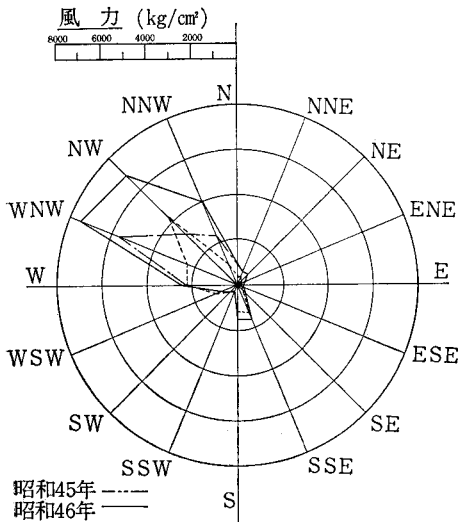


図-1-B

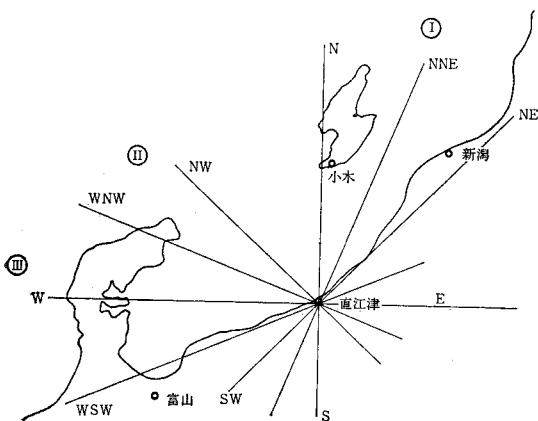


図-1-C

あり風力である。図-1 上段は昭和45年～昭和48年迄、4ヶ年の直江津港資料により、風力、風向別頻度を記したものであるが両頂とも圧倒的に領域(Ⅱ)に集中している事がわかる。又、表-3は、漂砂に深い関係をもつといわれる風速10m/s以上の強風について昭和31年～昭和40年迄の資料について風向別頻度を示したものであり領域(Ⅱ)(N～WNW)は69.2%を占めており、かつ12月～2月に集中している。又100以上頻度も領域(Ⅱ)に集中している。

表-4は昭和42年11月～昭和43年1月における、風速U(m/s)と有義波高H1/3(m)との関係を海風について示したもので、やはり領域(Ⅱ)における風速と有義波高との間にはかなりの相関が有り、かつ大きな波高がこの方向から来襲することを示している。

2-2-2 波高

本地区の海底状況は昭和42年、44年の2回実測した結果によると汀線より沖合50mで水深4～5m、1.5km～2.0kmで水深約20mの同一勾配が続いている緩勾配海底のため、波形も自然、砕波と成る。

昭和49年10月4日、風速25m/sの条件下で観測を実施した結果沖波は約5.0mと推定され2～300m沖合より砕波となり汀線におし寄せていた。

海底が深い場合は砕波は発生せず直進し構造物につき当り等圧の波圧が加わるが、海底が浅い場合は沖波はある地点で砕波となり構造物に到着し波圧も等圧とならずむしろ頭部に波圧が集中し構造物には危険側となる。本地区の設計波高は附近の直江津港と同値とした。

波 形：砕 波

最大沖波：MaxH₀=6.0m

3. 排水計画

3-1 吐口工

吐口工は本計画中最も重要な施設で湛水面積720ha、許容湛水位上の湛水時間84hrを36hr以内とするためには、①新堀川開削時と同様のオープン水路方式、②ポンプ等の機械排水方式、③既設暗渠利用複合方式等種々の考察をしたが、①は汀線変化による河口完全閉塞、②は電気料その他の維持管理費の大、③は滞砂及び管理方式の複雑さ等夫々問題があるが、総合的な判断から③を採用し、滞砂及び排砂対策を講ずることとした。

すなわち、現在有る既設暗渠の設計上の基本的思想を尊重し、既設暗渠の一部の改良及び増設暗渠により、地域開発等による流量の増加に対応する事とした。暗渠の滞砂についての直接原因については吐口前で砕波した波が海底の砂を巻き込み浮遊した砂を後続の砕波が渠内に送りこむ事が原因と考えられるがこれらをふまえて農林水産省農業土木試験場の

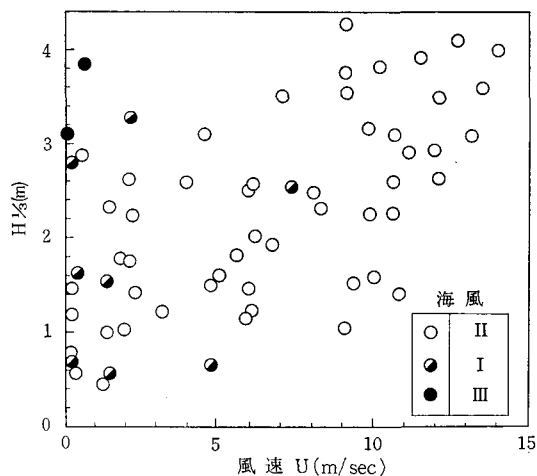
○掃流力を充分にもたせる

表-3 風速 10m/s 以上の風向別頻度

領域	I		II				III		陸風							計	
	風向	月	N	NW	NW	WNW	W	W	S	SW	SW	S	SE	SE	ESE		E
11	4	5	24	84	51	48	54	4	0	0	3	1	1	0	0	1	280
12	1	1	33	146	163	95	105	9	2	0	1	0	0	0	1	0	557
1	2	4	20	80	186	131	149	14	3	2	4	0	0	2	1	0	598
2	2	1	24	219	153	119	76	13	3	4	1	1	0	0	2	0	618
3	2	0	13	86	101	75	94	3	1	0	4	3	0	0	0	0	382
4	2	1	3	37	29	16	84	2	0	0	12	4	0	0	0	0	190
5	2	1	2	0	14	18	56	1	0	0	3	1	0	0	0	0	98
6	0	4	2	3	0	2	32	0	0	0	0	1	2	0	0	1	47
7	0	0	0	0	4	9	23	1	0	0	0	0	0	0	0	0	37
8	2	4	3	0	4	6	16	0	0	1	0	0	0	0	0	1	37
9	14	4	9	14	12	10	21	0	0	1	3	1	0	0	0	1	90
10	11	6	16	11	16	20	34	1	0	0	0	1	0	1	1	0	118
	42	31	149	680	733	549	744	48	9	8	31	13	3	3	5	4	3052
	(1.3)	(1.0)	(4.8)	(22.2)	(24.0)	(17.9)	(24.3)	(1.5)	(10.2)	(0.2)	(1.0)	(0.4)	(0.1)	(0.1)	(0.2)	(0.1)	(9990)

(昭31~37年 6回/日、昭和38~40年 24回/日)

表-4



- 吐口位置はその敷高が最も発達した海岸断面上に開口する
 - 波による漂砂の直接搬入を防ぐため吐口前面は閉じて側方に(直江津方向)開口する
 - 引き流による二次的漂砂搬入を防止する
- 等の貴重な報告を得たのでこれらを設計の基本とした。又汀線防護のための海岸堤防は新潟県土木部で実施する

本暗渠上のみとした。本体は附図のごとくニューマチックケーソン工法とし-10.0mまで根入を行い砕波圧を減少させるため、テトラポットをもって保護する事とした。構造物の天端は多少越波を許すものとして+2.0mとした。

3-2 新設暗渠

3-2-1 条件

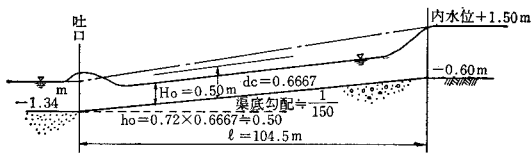
地区内湛水場所と暗渠呑口工前面間には新堀川 $\ell = 1,289\text{m}$ が介在しておりこれの損失水頭を 0.1m とすると、計画基準田面が+1.30m時の呑口工前面水位+1.30m-0.10m=+1.20m。計画許容湛水位が+1.60m時の呑口工前面水位+1.60m-0.10m=+1.50mとし内外水位差最大、最小値は

$$\text{最小 } +1.60\text{m} - 1.13\text{m} = 0.47\text{m}$$

$$\text{最大 } +1.60\text{m} - 0.30\text{m} = 1.30\text{m} \text{とした。}$$

3-2-2 旧暗渠の流量と水位の関係

外水位(潮位)が時間により変化するので外水位を10cm毎に定めた各種の流量を流下せしめた場合の不等流の計算を実施し背水曲線を求め、これに流入の損失水頭を加算し呑口水位とした。水路部から管路部への流入損失係数は通常 $f = 0.5$ を用いるが本地区で試算すると流量が多く流速も速くなり流入損失水頭が1.2m~1.5mにもなり水路断面はむしろ流入損失水頭に支配される結果



図一

となるので入口形状を丸形とし $f = 0.2$ とした。

3-2-3 新設暗渠工の呑口、吐口渠底高

吐口渠底高は吐口側の既設暗渠との乱流を防止するために旧渠に合せ -1.34m とした。

新設暗渠工呑口敷高決定は本暗渠工の最も重要な要項であり排砂を考えた場合この管路部の流形は射流とし掃流力をもたせる事が出来れば理想的であるが最高外潮位が前記のごとく $+1.13\text{m}$ であり、本暗渠を射流とするためには呑口水位で約 $+1.8\text{m}$ となり基準田面標高 $+1.30\text{m}$ より 50cm も高く高水のみならず低位の湛水も急速に排水する必要があるので図一のごとく -0.60m とした。

3-2-4 暗渠を射流とした場合の渠幅

限界水深 dc より渠巾 1m 当り流量を求め、ある流量を流下させた場合の渠巾を求めると

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

Q : 流量 (m^3/s)

b : 渠巾 (m)

g : 重力加速度 ($9.8\text{m}/\text{s}^2$)

単位巾当りの流量 $q = \frac{Q}{b} = Q$ であるため

$$dc = \sqrt[3]{\frac{(Q/b)^2}{g \cdot 1^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

長方形断面とすると

$$dc = \frac{2}{3} He$$

$$= \frac{2}{3} \times 1.00 = 0.6667\text{m}$$

$$Vc = \sqrt{g \cdot dc}$$

$$= \sqrt{9.8 \times 0.6667} = 2.5561\text{m}/\text{s}$$

限界水深 dc より 1m 当り流量を求めると

$$dc = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$$

$$Q = b \sqrt{g \cdot dc} \cdot dc^{\frac{3}{2}}$$

$$= b \sqrt{g} \cdot \left(\frac{2}{3} He\right)^{\frac{3}{2}}$$

$$= 1 \times 3.13 \times 0.6667^{\frac{3}{2}}$$

$$= 1.7049\text{t}/\text{s}/\text{m}$$

今、仮に受益地の許容湛水位上の湛水時間を 36hr 以内にするための新設暗渠排水量を $20\text{t}/\text{s}$ とすると

$$b = \frac{20.0}{1.7049} = 12\text{m}$$

となる。この場合射流水深は 0.50m 、限界水深は約 0.7m となる。以上検討のとおり本計画暗渠は前段に記述した通り射流が理想的ではあるが所要の排水量を流下させるには相当な渠巾が必要である事に合せ、呑口高が高水のみならず低位部排水からも限定されるので経済的渠巾を求めるため、各種の巾を仮定し内水位を求め新設暗渠巾 2.4m 2門をもって本計画断面を決定した。(計算経過省略)

3-3 排水施設

地区の排水を暗渠工をもって行う場合これらの構造物の滞砂を極力避ける工法をとる事は云うまでもない。滞砂を排除する工法はむしろ二次的な方策であり、常時の管理方法によって排砂が行われることが理想である。特に水路が1本でなく数本に分れる場合には地区内外の水位差及び波の状態等で水門の開閉を均等に行うとか、比較的滞砂の多い水門を多く開けるとか、あるいは浮遊滞砂が多い様な波の状態の時は開水門を少く、非かんがい期であれば水門を閉め、内水位を上げておき掃流力で排砂する……等でもかなり滞砂を防止する事が出来ると云う有利な点がある。しかし、維持管理は複雑なものとなる。いずれにしても水門等の開閉は維持管理上容易に行う事の出来る施設にしておく事が必要で潮位のごとく時々刻々と水位が変化する場合は操作室で容易に確認出来、これらの方法がスムーズにとれるようにすべきである。本地区の全閉塞は前記のごとく12月~3月に至る冬の日本海の季節風による波高の高い時期よりも比較的波の小さい($1.0 \sim 1.5\text{m}$)9月末から10月の初旬に生じている。この時期には暗渠前面に滞砂が生じ洲が発達し突出するがこの洲はまた波により持去られ平常の汀線に一致する。排水暗渠としてはかんがい期間である4~9月に閉塞が行われる事のないようにせねばならない。滞砂が生じた場合に内水が充分にあって排除出来れば問題ないが、時として内水が低い場合は全く自然排除が出来なくなり、人力、ポンプ等で滞砂を取除かねばならない事になる。一般に湛水の多い時期は7月が最も多く8月がこれに次ぎ9月、10月、6月と成っている。

本地区は排砂方法としては前項前記の通り内外水位差の関係から掃流力による自然排砂が困難な場合が有り、機械による直接排砂が水圧をかけての強制排砂のいずれかの対策をとる必要があるが、機械による直接排砂は暗渠長約 100m と長く設備的に不可能と判断し後者を選んだ。水圧をかけての強制排砂方式にはヘッドタンクにより水圧をかける方法と、ポンプにより水圧をかける方法が有る。ヘッドタンク方式はポンプ等で揚水しなければならぬが、あまり大きいポンプを据付る事はポンプ排水となり暗渠を設けた意義がうすれるので常時小容量のポンプで貯水する事が経済的であるといえる。

本地区の排砂方法については、昭和51年の春滞砂閉塞

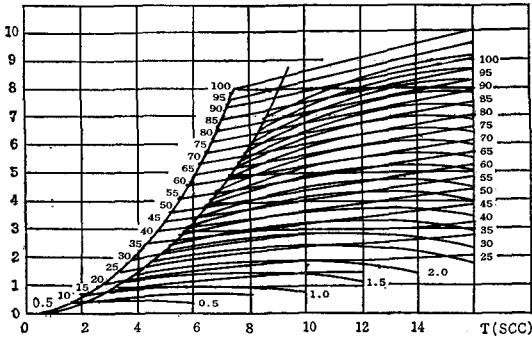
したため、新潟県の応急ポンプ $\phi=350\text{mm}$; $n=1$ 台をもって排砂を試みた結果みごとに排砂に成功したという事実を考え、少々自然排水の意義がうすれるが、 $\phi=400\text{mm}$, $n=1$ 台をもって行うこととした。

4. 水理計算

4-1 設計波高

本地区の沖波の最高は5.5m~6.0mであり暗渠工前面の水深は約3.5mであるから表-5により波高 $Hb=3.2\text{m}$, 周期 $T=11\text{Sec}$ と成るが一応安全側に考え設計波高を3.5mとした。

表-5



4-2 既設暗渠の排水

既設暗渠は図-3のごとく2.0m×2.4m×3連の規模を有しており前記のごとく外水位（潮位）が周期的に変化し、一定でないので内水位に影響のある潮位を10cm毎に区分し、水量を3t/s, 5t/s, 8t/s, 10t/s, 12t/s, 15t/sの6区分とし潮位は0.6m, 0.7m, 0.8m, 0.9mの4種として潮位を一定とし上流側に向って暗渠長約100m中20m毎に暗渠内の水面追跡を行いこれに $v^2/2g$ の速度水頭と流入損失水頭を加算し、水量によっては暗渠が管路（満流）となる事も有りこれにより内水位を算定した。内水位は上記水位と管路の水頭損失及び入口流入水頭の総和となる。尚管路になる部分の損失水頭は

$$hf = \frac{2gn^2 \cdot L}{R^{1/3}} \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$= n^2 \cdot \frac{v^2}{R^{4/3}} \cdot L$$

n : 粗度係数 v : 平均流速
 L : 水路長 R : 経深

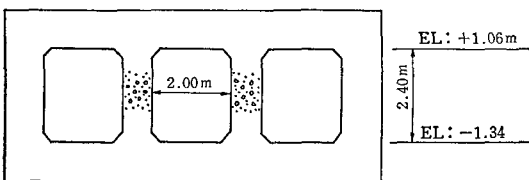


図-3

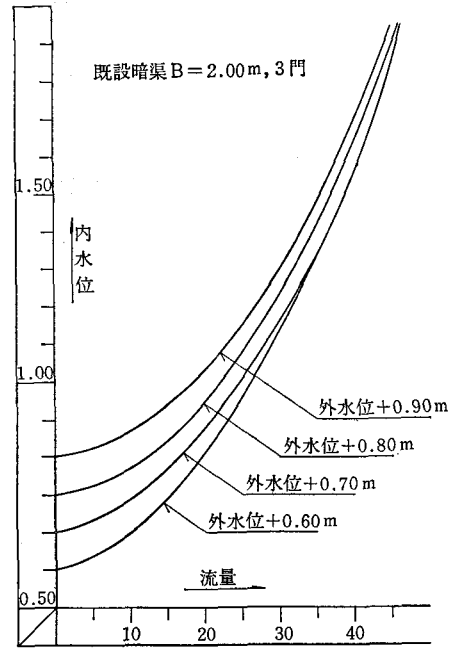


図-4

で求めた。(計算経過省略) (図-4)

4-3 新設暗渠の排水

地域開発による流出機構の変化等により流出量が増加し、既設暗渠2.0m×2.4m×3連のみでは排水能力が不足して許容湛水位以上の湛水が84時間、最大湛水深0.91mと成り湛水防除目標の36時間を大きくオーバーするのでこれを36時間以内とするため、既設暗渠の他に新設暗

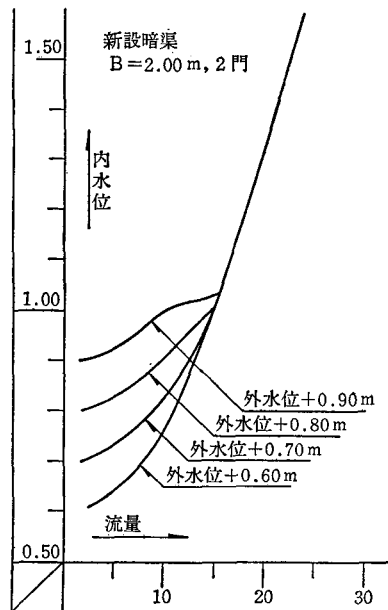


図-5

渠を増設し増分流量に対応するものとする。新設暗渠の規模は前述のごとく 2.4m × 2門とし 既設暗渠と同様に外水位(H_0) 0.6m, 0.7m, 0.8m, 0.9m, 流量(1門当り) 1.5t/s, 2.5t/s, 3.5t/s, 5.0t/s, 7.5t/s, 10t/s, 12.5t/s, 15t/s の各ケースについて暗渠内水面の算定を行った。その結果は図-5に示すが、渠巾 2.0m 位の規模では流量 10t/s 位までは各外水位に対する内水位の差は顕著であるが 15t/s 以上はほとんど変わらない値となっている。

4-4 計画排水量

4-4-1 全排水量

既設暗渠、渠巾 2.0m × 3門と新設暗渠 2.4m × 2門との全排水量を外水位 H_0 を 0.6m~0.9m の各 10cm 毎に又内水位 H_I 0.6m~2.3m の各 10cm 毎に求めると図-6の様になる。

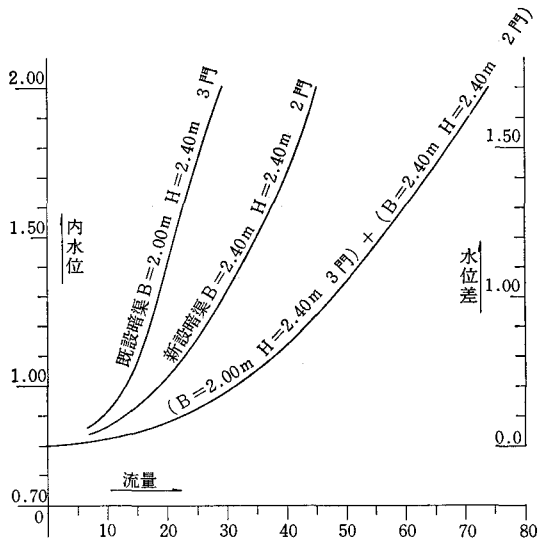


図-6

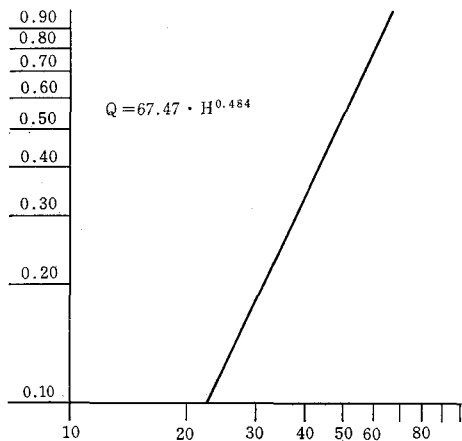


図-7

4-4-2 水位差-排水量関係

上記の結果から外水位 H_0 0.6m, 0.7m, 0.8m, 0.9m の各ケースについて内外水位差と排水量との関係を求めると、平均値に対する標準偏差 S , 変動係数 C は

$$\text{標準偏差 } S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \dots (\text{m/s})$$

$$\text{変動係数 } C = s/c \times 100 \dots (\%)$$

$$S_{\text{max}} = 4.11 \text{ t/s 時の } C = 5.04\% \quad \Delta H = 1.40 \text{ m}$$

$$C_{\text{max}} = 9.80\% \text{ 時の } S = 2.22 \text{ t/s} \quad \Delta H = 0.10 \text{ m}$$

全体の相関係数 r は

$$r = \frac{n \cdot [(\log \Delta H) \cdot (\log Q)] - [(\log \Delta H)] [(\log Q)]}{\sqrt{\{n \cdot [(\log \Delta H)^2] - [(\log \Delta H)]^2\} \cdot \{n \cdot [(\log Q)^2] - [(\log Q)]^2\}}}$$

$$= 98\%$$

と極めて密な関係があることを示しているので排水量の算定には同方法を用いた。

この水位差 ΔH と排水量 Q との関係は

$$Q = A \cdot \Delta H^N$$

$$\log Q = \log A + N \cdot \log \Delta H$$

$$\log A = \frac{[(\log \Delta H)^2] [\log Q] - [\log \Delta H] [(\log Q \cdot \log \Delta H)]}{n \cdot [(\log \Delta H)^2] - [(\log \Delta H)]^2}$$

$$= \frac{2.1381 \times 24.1276 - (-3.0596) \times (-4.5623)}{14 \times 2.1381 - (-3.0596)^2}$$

$$= 1.8291$$

$$N = - \frac{[\log \Delta H] [\log Q] - n \cdot [(\log Q \cdot \log \Delta H)]}{n \cdot [(\log \Delta H)^2] - [(\log \Delta H)]^2}$$

$$= - \frac{(-3.0596) \times 24.1276 - 14 \times (-4.5623)}{14 \times 2.1381 - (-3.0596)^2}$$

$$= 0.4836$$

$$\log A = 1.8291 \quad A = 67.47$$

∴ $Q = 67.47 \cdot \Delta H^{0.4836}$ となる。(表-7, 図-7 参照)

表-6

外水位 ΔH 水位差	0.60m	0.70m	0.80m	0.90m	平均	S	C
	t/s	t/s	t/s	t/s			
0.0	x_1 0	x_2 0	x_3 0	x_4 0	x 0		
0.10	20.0	21.6	23.9	24.9	22.6	2.22	9.80
0.20	27.5	30.3	32.9	34.5	31.3	3.07	9.80
0.30	33.4	36.4	39.1	41.5	37.6	3.49	9.28
0.40	38.5	41.3	44.1	47.0	42.7	3.65	8.55
0.50	42.8	46.1	48.8	51.7	47.4	3.80	8.02
0.60	47.2	50.7	53.3	55.9	51.8	3.72	7.17
0.70	51.3	55.1	57.3	59.7	55.9	3.57	6.39
0.80	55.5	59.0	61.2	63.5	59.8	3.40	5.69
0.90	59.2	62.9	65.0	67.4	63.6	3.48	5.46
1.00	62.8	66.6	68.7	71.2	67.3	3.55	5.28
1.10	66.4	70.1	72.4	75.1	71.0	3.69	5.19
1.20	69.8	73.4	76.1	78.7	74.5	3.81	5.11
1.30	73.2	76.4	79.5	82.5	77.9	4.00	5.13
1.40	76.6	80.3	83.3	86.2	81.6	4.11	5.04

表-7

ΔH	Q_m	$\log \Delta H$	$(\log \Delta H)^2$	$\log Q$	$\log Q \times \log \Delta H$
0.10	22.6	-1.0000	1.0000	1.3541	-1.3541
0.20	31.3	-0.6990	0.4886	1.4955	-1.0453
0.30	37.6	-0.5229	0.2734	1.5752	-0.8236
0.40	42.7	-0.3979	0.1584	1.6304	-0.6488
0.50	47.4	-0.3010	0.0906	1.6758	-0.5045
0.60	51.8	-0.2218	0.0492	1.7143	-0.3803
0.70	55.9	-0.1549	0.0240	1.7474	-0.2707
0.80	59.8	-0.0969	0.0094	1.7767	-0.1722
0.90	63.6	-0.0458	0.0021	1.8035	-0.0825
1.00	67.3	0.0	0.0	1.8280	0.0
1.10	71.0	0.0414	0.0017	1.8513	0.0766
1.20	74.5	0.0792	0.0063	1.8722	0.1482
1.30	77.9	0.1139	0.0130	1.8915	0.2155
1.40	81.6	0.1461	0.0214	1.9117	0.2794
Σ		-3.0596	2.1381	24.1276	-4.5623

4-4-3 計画の湛水位、湛水時間

各時間毎の外水位、流入量、内水位、貯水容量の関係及び内外水位差、排水量の関係より内水位、排水量を算定する。その結果（水収支計算省略）許容湛水位上の湛水時間は32時間、最大排水量66.52t/s 最大内水位1.66mと成った。

5. 構造計算

5-1 テトラポット

テトラポットの重量は波高のほかには波の周期、水深、海底勾配、テトラポット工自体の天端高、法勾配、背面構造の形式等の諸要素により異なるが本計画はハドソン公式を用いた。

$$W = \frac{\gamma \gamma H^3}{KD(sr-1)^3 C_0 + \alpha}$$

これを図-8より求めると約5 ton となる。

5-2 吐口工

吐口工は汀線部より約15m突出して設けられるもので完全に海中構造物となるため工法選択に当ってはウエル工法、杭基礎工法等が考えられたが構造物が波打際の最も作業の困難な場所にあり仮設締切工が容易でない事に合せ、かんがい期間前に工事完了せねばならない事等から、本計画はニューマチックケーソン工法を採用した。

吐口工は完全に海中構造物となるので、すべてケーソン工法によることとし、本地区では、6つのケーソン工を施工したが、ここでは、そのうち、最も波の影響を受けると思われるA型ケーソンについて掲載する。

A型ケーソン工

5-2-1 一般図 (図-9 参照)

5-2-2 ケーソン応力計算

1) 荷重

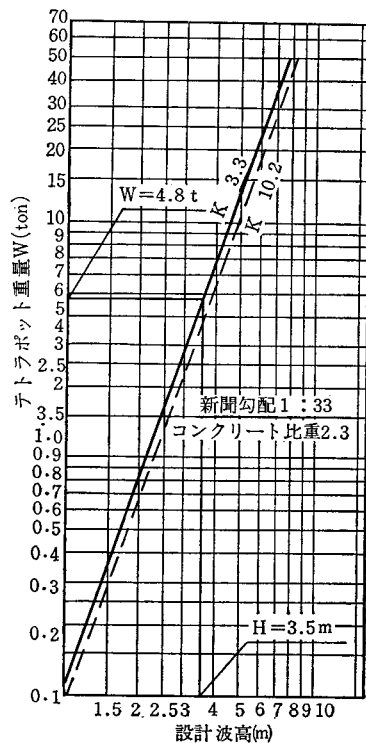


図-8

a 側面に作用する荷重

$P = \text{水圧} + \text{土圧}$

$P = 10.9 + (0.5 \times 0.8 \times 9.0) = 14.5 \text{ t/m}^2$

水圧：水位0.9m 底部-10m 計10.9m

土圧係数 0.5

w : 0.8 土砂水中重量

h : 9.0 土砂掘削深

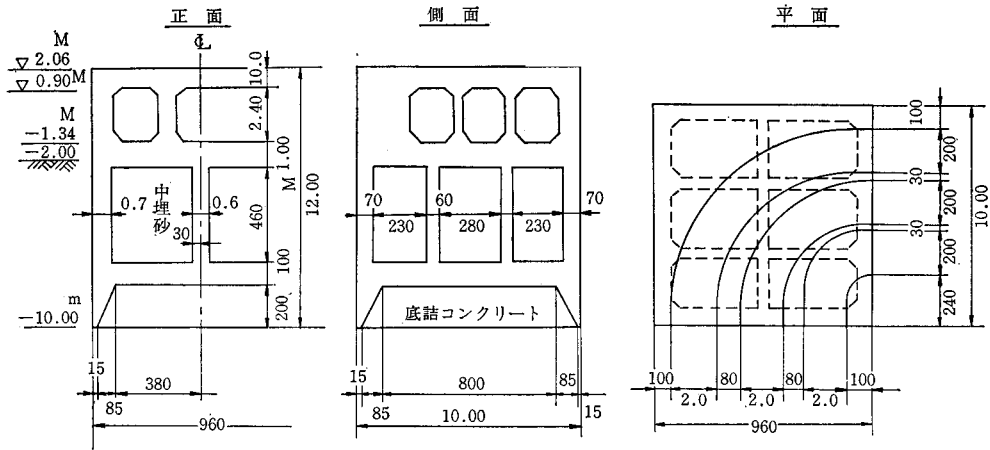


図-9

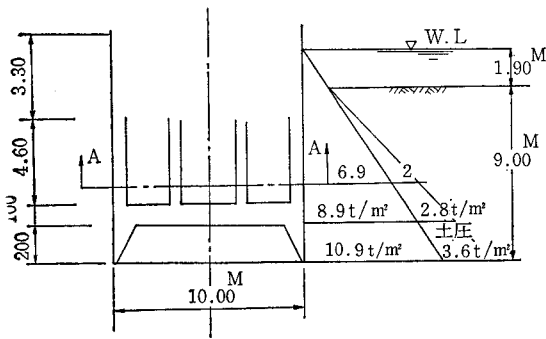


図-10

b 下床版

床版自重 $1.0 \times 2.4 = 2.4 \text{ t/m}^2$
 水荷重 $1.0 \times 8 = 8 \text{ t/m}^2$
 揚圧力 $10.9 \times 1/3 = 3.6 \text{ t/m}^2$ (気圧の1/3有効)
 計 6.8 t/m^2
 外圧図 (図-10参照)

2) 応力度の計算

下床版

荷重 $W = 6.8 \text{ t/m}^2$
 $M = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 6.8 \times 3.4^2 = 9.8 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $S = 1/2 w l = 1/2 \times 6.8 \times 3.4 = 11.6 \text{ t}$
 $As = 14.33 \text{ cm}^2$ (Dφ19mm mctoC0.2)
 $P = \frac{As}{bd} = 0.0016 \quad k = 0.196 \quad j = 0.936$

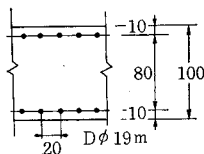


図-11

$$\sigma_s = \frac{M}{Asjd} = 800 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 18 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{AB} = 1/12 w l^2 = 1/12 \times 8.9 \times 4.45^2 = 14.7 \text{ t/m}^2$$

$$C_{AC} = 1/12 w l^2 = 1/12 \times 8.9 \times 2.95^2 = 6.45 \text{ t/m}^2$$

$$C_{CC'} = 1/12 w l^2 = 1/12 \times 8.9 \times 3.4^2 = 8.55 \text{ t/m}^2$$

図上計算 (表-8, 図-12参照)

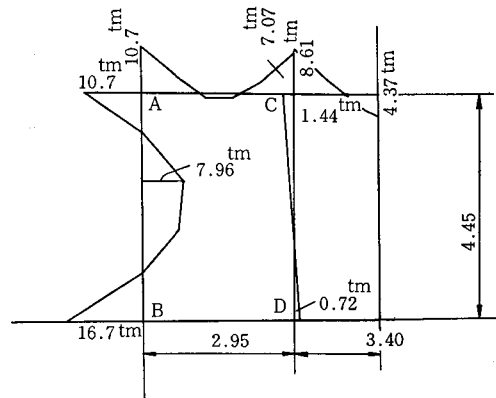


図-12

反力

$$R_{BA} = 1/l(M_B - M_A) + \frac{wl}{2} = 21.1 \text{ t}$$

$$R_{AB} = 1/l(M_A - M_B) + \frac{wl}{2} = 18.5 \text{ t}$$

$$R_{AB} = 1/l(M_A - M_C) + \frac{wl}{2} = 14.4 \text{ t}$$

$$R_{BA} = 1/l(M_C - M_A) + \frac{wl}{2} = 11.9 \text{ t}$$

$$R_{CC'} = R_{C'C} = 1/2 w l = 15.1 \text{ t}$$

応力度

$$M = 7.96 \cdot \text{m} \quad N = 14.4 \text{ t}$$

$$As = 19.35 \text{ cm}^2$$
 (Dφ22mm mctoC0.2)

表-8

M_{BA}	M_{AB}	M_{AC}	M_{CA}	$M_{CC'}$	M_{CD}	M_{DC}
	0.40	0.60	0.54	0.24	0.22	
-14.7	14.7 -3.30	-6.45 -4.95	6.45 1.13	-8.55 0.50	0 0.47	
-1.65	-0.23	0.57 -0.34	-2.47 1.60	-0.50 0.71	0.65	0.23
-0.11	-0.32	0.80 -0.48	-0.17 0.48	-0.71 0.21	0.18	0.33
-0.16	-0.10	0.24 -0.14	-0.24 0.26	-0.21 0.11	0.10	0.09
-0.05	-0.05	0.13 -0.08	-0.07 0.10	-0.11 0.04	0.04	0.05
-0.03						0.02
-16.7	10.7	-10.7	7.07	-8.51	1.44	0.72

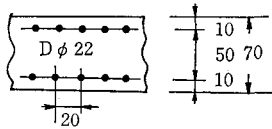


図-13

$$P = \frac{As}{bh} = 0.0027$$

$$e = \frac{M}{N} = 0.55 \quad \frac{e}{h} = 0.78 \quad \frac{d'}{h} = 0.14$$

$$K = 0.28 \quad C = 0.65$$

$$\sigma_c = \frac{N}{bh(c)} = 32 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,080 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

B 節点

$$M_{BA} = 16.7 \text{ t}\cdot\text{m} \quad N = 14.4 \text{ t} \quad S = 11.9 \text{ t}$$

$$h = 70 + 1/3 \times 50 = 87 \text{ cm} \dots\dots$$

ハンチ有効高 = 1/3 × ハンチ高

$$e = \frac{M}{N} = 1.15 \quad \frac{e}{h} = 1.32 \quad \frac{d'}{h} = 0.12$$

$$As = 19.35 \text{ cm}^2 (\phi 22 \text{ cto } C0.2)$$

$$P = \frac{As}{bh} = 0.002 \quad K = 0.25 \quad C = 0.07$$

$$\sigma_c = \frac{N}{bh(c)} = 29.3 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = 1,160 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

3) 吊桁応力度の算定

荷重

水荷重 $1 \times 8 \times 2.55 = 20.4 \text{ t/m}$

上下床版 $3.15 \times 2 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 15.12 \text{ t/m}$

揚圧力 $10.9 \times 1/3 \times 3.15 = 11.4 \text{ t/m}$

計 24.1 t/m

集中荷重 $[0.6 \times 4.6 + 0.6 \times 2.55] \times 2.4 = 10.3 \text{ t}$

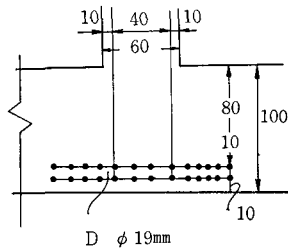


図-14

$$M_{\text{中央}} = 1/8wl^2 + Pl_1 = 1/8 \times 24.1 \times 8.9^2 + 11.4 \times 2.75 = 269 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$S = 1/2wl + P = 1/2 \times 24.1 \times 8.9 + 10.3 = 117.5 \text{ t}$$

$$As = 2.865 \times 24 = 68.8 \text{ cm}^2 \dots\dots \phi 19$$

$$p = \frac{As}{bd} = 0.0036 \quad K = 0.279 \quad j = 0.907$$

$$\sigma_s = \frac{M}{Asjd} = 1,370 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 34 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{\sigma jd} = 57 \text{ kg/cm}^2 < 65 \text{ kg/cm}^2$$

4) 突桁

荷重 $P = 1/3 \times 10.9 = 3.63 \text{ t/m}^2$

$$M = \frac{l^2}{b} (2wa + wh) = 20 \text{ t}\cdot\text{m}$$

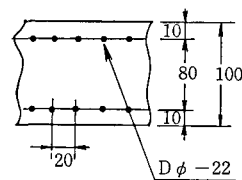


図-15

$$A_s = 3.07 \times 5 = 19.35 \text{ cm}^2 (\phi 22 \text{ to } C0.2)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.0022 \quad K = 0.216 \quad j = 0.925$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s j d} = 1,310 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 25 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

吊桁下床版連結筋

荷重

水荷重 $1.0 \times 9 \times 2.55 = 22.95 \text{ t}$

下床版 $1.0 \times 3.15 \times 2.4 = 7.56 \text{ t}$

揚圧力 $10.9 \times 1/3 \times 3.15 = 11.4 \text{ t}$

計 19.1 t

連結筋(助筋)

$$A_s = \frac{W}{A} = 11.9 \text{ cm}^2 \dots (\text{長 } 1 \text{ m 当り})$$

$$A_s = 2,865 \times 3.3 \times 2 = 18.9 \text{ cm}^2 > 11.9 \text{ cm}^2$$

5-2-3 水路部応力計算

1) 水路部構造

床版は水路が90°彎曲し構造が複雑となったため次のように仮定し応力を求めた。

- 1) 床版は版とする。
- 2) 上部構造の呑口側を突桁とする。
- 3) 上部構造の吐口側を門型ラーメンとする。

2) 床版

水路部 上載 1 t/m^2
 コンクリート $(2.8 \times 2 + 0.8 \times 2.4) \times 2.4 \times 1/2.8 = 6.4 \text{ t/m}^2$

床版上水 $2 \times 2.4 = 4.8 \text{ t/m}^2$
 計 12.2 t/m^2

$M = 1/8 w l^2 = 1/8 \times 12.2 \times 2.4^2 = 11.2 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $A_s = 2.865 \times 5 = 14.3 \text{ cm}^2 (\phi 19 \text{ m to } C0.2)$

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.0016 \quad K = 0.196 \quad j = 0.935$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s j d} = 955 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 16 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

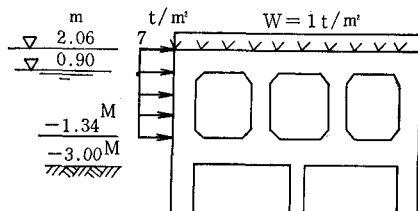


図-16

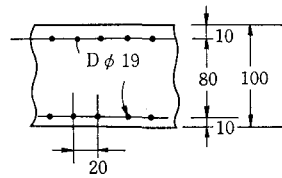


図-17

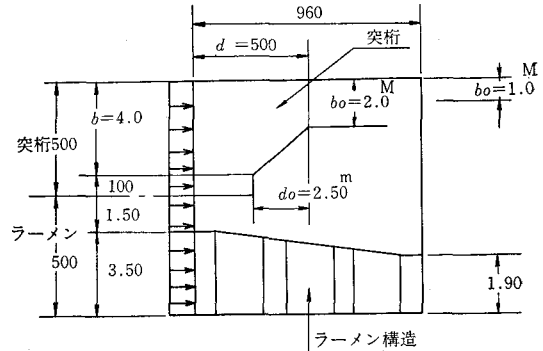


図-18

3) 上部構

荷重

$P = 7.0 \text{ t/m}^2 \dots \dots 1 \text{ m 当}$

p 壁面 $= 7.0 \times 3.4 \dots \dots$ 水路全高

$M = (7.0 \times 3.4) \times 5 \times 1.7 = 202 \text{ t}\cdot\text{m}$

突桁の計算

荷重 $M = 202 \text{ t}\cdot\text{m}$

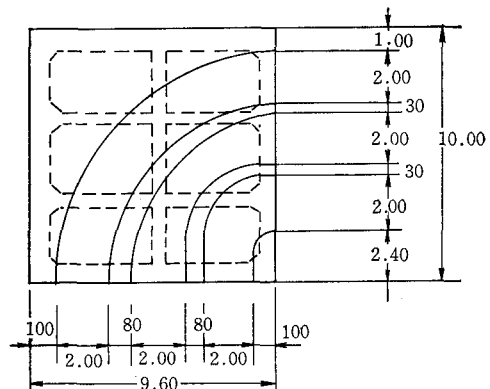
$A_s = 3.87 \times 18 = 69.7 \text{ cm}^2 (\phi 22)$

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00036$$

$$\frac{b_0}{b} = 0.5 \quad \frac{d_0}{d} = 0.5 \quad K = 0.14 \quad Lc = 0.046$$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2 Lc} = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{noc(1-K)}{K} = 330 \text{ kg/cm}^2 < 1,600 \text{ kg/cm}^2$$



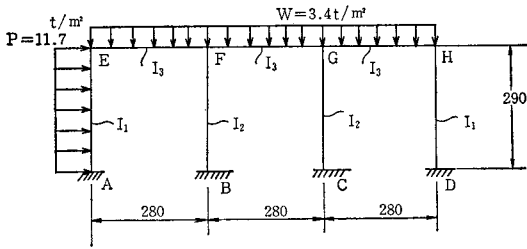


図-19

4) 吐口側 門形ラーメン (図-19参照)
荷重

1 波圧

総波圧とラーメン平均巾 3 m にて受けるものとす
る。

波圧 設計波高 3.5 m 有義波高 (1.6~2.1/2)

$$P = 3.5 \times 1.8 \times 1.03 \div 7 \text{ t/m}^2$$

$$p = (7.0 \times 5) \div 3 = 11.7 \text{ t/m}$$

2 上床版

W = 上載水 + 床版自重 = 3.4 t/m

応力の計算

$$K_{AE} = KbH = \frac{I_1}{h} = 0.0286$$

$$K_{BF} = K_{CG} = \frac{I_2}{h} = 0.0147$$

$$K_{EF} = K_{FG} = \frac{I_3}{L} = 0.0296$$

ラーメンの解法はモーメント分配法による。

(図20参照)

(計算省略)

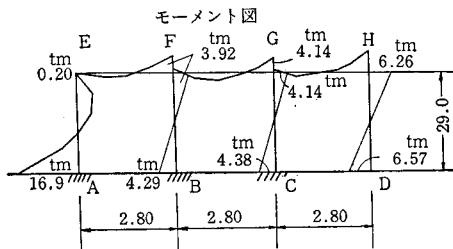


図-20

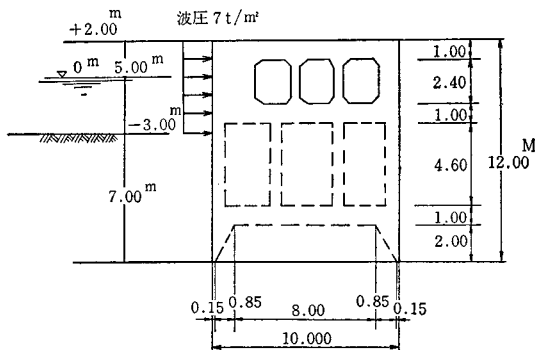


図-21

5-2-4 潜函安定計算

池原横山公式による

l : ケーソン根入長 7 m

zb₀ : ケーソン最大作用方向に直角 10 m

2a₀ : ケーソン最大奥行き作用方向に平行 9.6 m

A : 底面積 96 m²

p₀ : 地表面より上の構造に作用する水平力 336 t

M₀ : P₀ による地表面における M 840 t·m

K₁K₂ : 地盤反力係数 1.5

n : 安全率 1.5

C : 推杭上圧係数 3.27

φ : 内部マサツ角 26°

δ : ケーソンと壁面とのマサツ角 ≐ -9°

qa : 安全支持力度

qd : ケーソン底面の極限支持力度 t/m²

γ : 地盤単位体積重量 (水中) 0.8 t/m³

β : 形状係数 0.6

B : ケーソン側面巾

Df : 地表面からケーソン底面までの根入長 7 m

Nr : 支持力係数 φ = 40° 85

Ng : " 65

n : 安全率 3

$$qd = \alpha \cdot C \cdot NC + \frac{1}{2} \beta \cdot r_1 \cdot BNr + r_2 \cdot DfNg = 560 \text{ t/m}^2$$

$$qa = \frac{1}{3} qd = 1/3 \times 560 = 187 \text{ t/m}^2$$

$$Z = \frac{3(4p_0l + 6M_0)}{b_0l^3 + 24 \cdot \alpha K \cdot q^3} = 0.28$$

不動点までの深

$$n = \frac{p_0}{b_0 Z l^2} + \frac{2}{3} l = 9.52 \text{ m}$$

最大水平反力 P₁ 及抵抗土圧 Pr

$$P_1 = Z \cdot \frac{h^2}{4} = 6.35 \text{ t/m}^2$$

$$Pr = \frac{1}{Zn} C \cdot W \cdot h = 8.2 \text{ t/m}^2 \quad P_1 < Pr \dots \dots \text{安全}$$

地盤反力 q₁, q₂

ケーソン重量

1. W水路 127 t

2. 中詰砂

$$V = 7.4 \times 7.6 \times 4.6 = 259 \text{ m}^3$$

$$W = 259 \times 1.8 = 466 \text{ t} \dots \dots \text{中詰砂} = 1.8 \text{ t/m}^3$$

3. ケーソン重量

$$W = \{10 \times 9.6 \times 12 - (127 + 259)\} \times 2.4 = 1838 \text{ t}$$

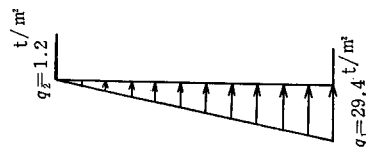


図-22

4. 浮力

$$B = 10 \times 9.6 \times 10 = 960 \text{ t}$$

$$\Sigma W = 127 + 466 + 1838 - 960 = 1,471 \text{ t}$$

$$\text{常時 } q = \frac{\Sigma W}{A} = 15.3 \text{ t/m}^2$$

$$\text{波浪時 } \frac{q_1}{q_2} = \frac{\Sigma W}{A} \pm aKZl = \frac{29.4 \text{ t/m}^2}{1.2}$$

5-2-5 沈下曲線

各セクションの重量

$$\text{底詰 } V = \{(9.3 \times 9.7) + (7.6 \times 8.0)\} \cdot \frac{2}{2} = 151 \text{ m}^3$$

1. 下床版 $W = (10 \times 9.6 \times 3 - 151) \cdot 2.4 = 329 \text{ t}$ 329t

2. 軀体 $W = (10 \times 9.6 \times 4.6) \cdot 2.4 = 259 = 802 \text{ t}$ 1,131t

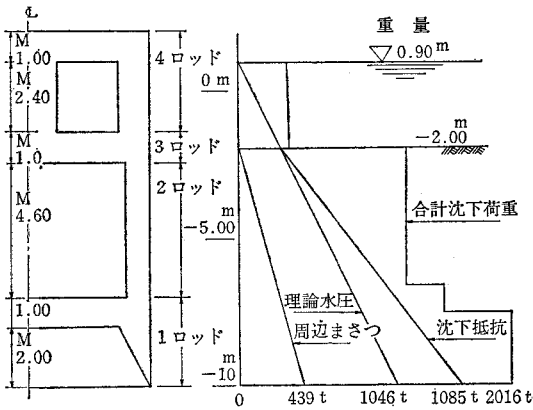


図-23

3. 上床版 $W = 9.6 \times 10 \times 1 \times 2.4 = 230 \text{ t}$ 1,361t

4. 上部 $W = (9.6 \times 10 \times 3.4) \cdot 2.4 = 127 = 655 \text{ t}$ 2,016t

揚圧力 $B = 9.6 \times 10 \times 10.9 = 1,046 \text{ t}$

周辺まざつ $F = (9.6 + 10) \cdot 2 \times 8 \times 1.4 = 439 \text{ t}$

(図-23参照)

A型ケーソン鋼骨

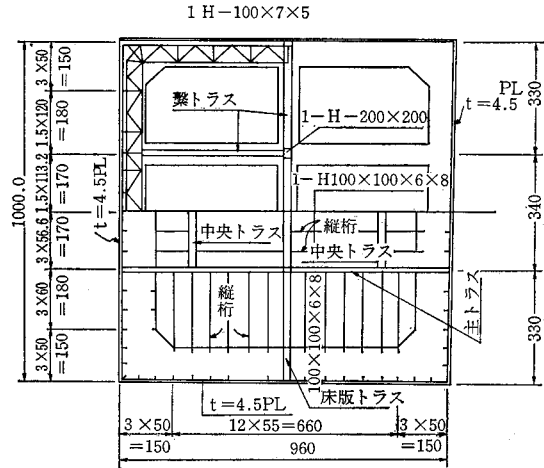


図-24 平面図

応力計算

1) 下床版

1-1 スキンプレート (表面張鉄板)

$$\sigma = b \cdot a \cdot p \cdot \frac{b^2}{t^2} = 1,810 \text{ kg/cm}^2$$

α : 係数 0.083

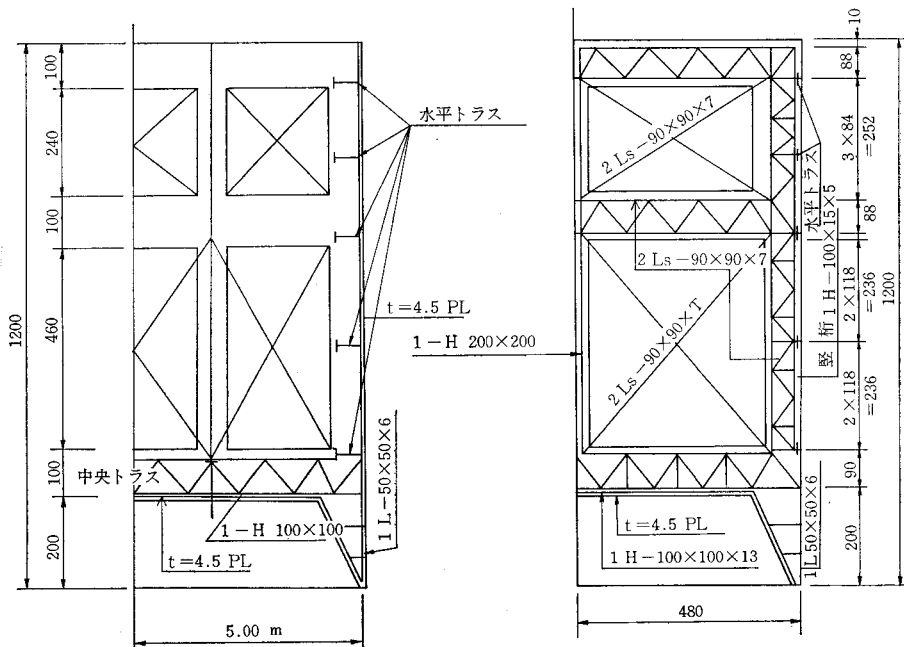


図-25

p : 荷重 $2.4t/m^2 = 0.24kg/cm^2$

b : 支経間 $55cm$

t : 鋼版厚 $0.45cm$

1-2 縦桁 (中央経間)

$l = 2.75m$ $b = 0.566m$

荷重 $2.4t/m^2$

$W = 0.566 \times 2.4 = 1.36t \cdot m$

$M = \frac{wl^2}{8} = 1.29t \cdot m$

$S = \frac{wl}{2} = 1.87t$ $I-H-100 \times 100 \times 6 \times 8$

$Zt = 76.5cm^3$

$\sigma = \frac{M}{Zt} = 1,690kg/cm^2$

1-3 トラス中央経間

$l = 3.4m$

格点荷重 $P = 2.4 \times 1.132 \times (2.75 + 2.75) \times \frac{1}{2}$

$= 7.47t$

$R = 7.47 \times 3 \times 1/2 = 11.2t$

図式解法 (図-26, 表-9 参照)

1-4 主トラス (作業室床版)

表-9

名称	部機	応力	使用部機	断面積	応力度
上弦機	a-d	-17.6	1-CT 74×100×6×9	13.42cm ²	-1,310
下弦機	2-c	12.7	"	13.42	950
斜機	1-b	13.2	2Ls-65×65×6	15.05	875
"	b-c	-8.8	2Ls-50×50×6	11.29	-775
"	c-d	8.8	"	8.47	1,030

() 両側径間は中央径間と同一部機とする

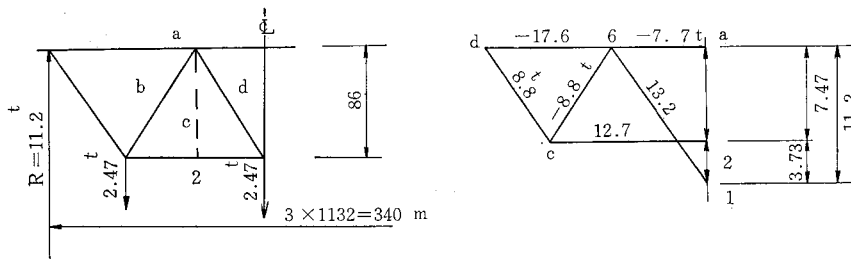


図-26 主トラス図式解法

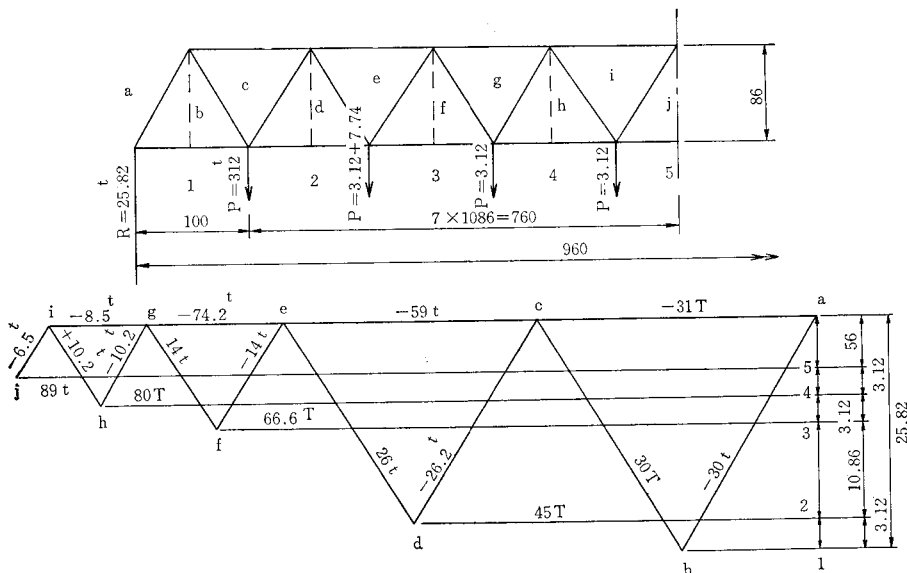


図-27

表-10 応力表

名称	部機	応力	使用部機	断面積	応力度	備考
上弦	a-i	- 8.5	2 Ls-100×100×13	48.62	-1,750	
下弦	5-j	89	"	48.62	1,830	
斜機	a-b	-30	2 Ls 90×90×10	25.5	-1,170	17×2×3/4
"	b-c	30	"	340	880	
"	c-d	-26	"	25.5	-1,020	17×2×3/4
"	d-e	26	2 Ls-65×65×8	19.52	1,330	
"	e-f	-14	2 Ls-65×65×6	11.29	-1,240	2×7.527×3/4
"	f-g	14	1 L-65×65×8	9.761	1,430	
"	g-h	-10.2	"	7.32	-1,390	9.761×3/4
"	h-i	10.2	1 L 65×65×6	7.527	1,360	
"	i-j	- 6.5	"	5.65	-1,150	7.527×3/4
垂脚	直機	1.56	1 L 50×50×6	5.644	283	
		-25.82	2 Ls-100×100×7	27.24	- 945	

(註) 斜機の連結しない山型鋼の断面積の1/2有効

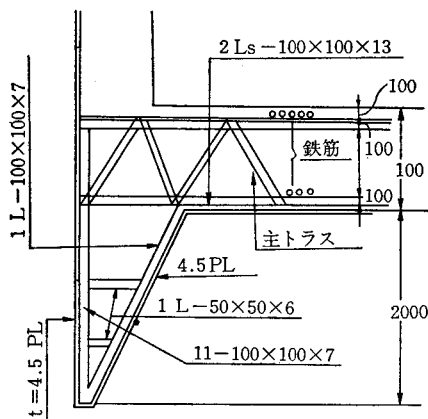


図-28

支 経 間 $l = 9.6\text{m}$

$$\text{格点荷重 } P = 2.4 \times 1.10 \times (1.8 \times 0.566) \times \frac{1}{2} = 3.12\text{ t}$$

集中荷重

$$P(\text{中央トラス}) = 11.2\text{ t}$$

$$P(\text{両側トラス}) = 7.74\text{ t}$$

反 力

$$R = (3.12 \times 8 + 11.2 \times 7.74 \times 2) \times \frac{1}{2} = 25.82\text{ t} \text{ (図-27, 表-10参照)}$$

1-5 作業室突桁

カンチレバー (作業室側壁)

$$\text{荷重 (内部室) } P = Zt/m^2 = 0.2\text{kg/cm}^2$$

.....(水圧)

スキンプレート

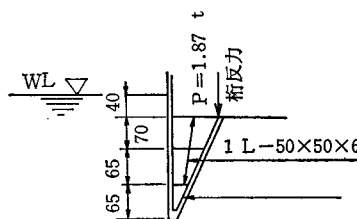


図-29

$$\sigma = b \cdot a \cdot P \cdot \frac{b^2}{t^2} = 1,800\text{kg/cm}^2$$

桁

$$M = \frac{wl^2}{8} = 0.052\text{t} \cdot \text{m}$$

$$I L = 50 \times 50 \times 6 \quad Zx = 3.55\text{cm}^3$$

$$A = 5.644\text{cm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Zx} = -1,804\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma = +1,136 \text{ ''}$$

2) 側壁 (作業室上部室)

2-1 波 圧

スキンプレート $b = 60\text{cm}$

$$\sigma = b \cdot a \cdot P \cdot \frac{b^2}{t^2} = 1,760\text{kg/cm}^2$$

2-2 縦 桁 $c10C60\text{cm}$

荷 重 $P = Zt/m^2 \quad l = 2.52\text{m}$

$$M = \frac{1}{8} \cdot wl^2 = 0.96\text{t} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot wl^2 = 1.51\text{ t}$$

$$I - H \quad 100 \times 75 \times 2Zr = 56.5\text{cm}^2$$

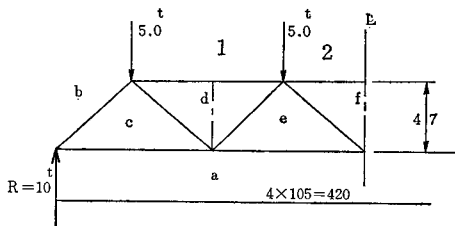
$$\sigma = \frac{M}{Zr} = 1,700\text{kg/cm}^2$$

表—11 応力表

名称	部機	応力	使用部機	断面積	応力度	備考
上位機	2-ρ	-21.5 t	1-CF 100×74×6×9	13.42 cm ²	kg/cm ² -1,590	
下 "	a-e	21.5	"	13.42	"	
斜機	b-c	-14.8	2 Ls-65×65×6	14.64	-1,010	2 × 9.761 × 3/4 cm ²
"	c-d	7.3	1 Ls-50×50×6	5.644	1,300	
"	d-e	-7.3	1 L-65×65×6	7.32	-1,000	9.764 × 3/4 cm ²
垂直機		-2.50	1 L-50×50×6	4.23	-590	5.644 × 3/4 cm ²

表—12 応力表

名称	部機	応力	使用部機	断面積	応力度	備考
上弦機	1-e	-35.4 t	1-CT-98×199×6.5×10	26.35 cm ²	kg/cm ² -1,350	
下 "	a-f	45.3	"	"	1,720	
斜機	c-a	16.8	2 Ls-50×50×6	11.29	1,490	
"	c-d	-16.8	2 Ls-65×65×6	14.64	-1,150	9.761 × 2 × 3/4 cm ²
垂直機		-0.65	1 L-50×50×6	5.644	115	



図—30

2-3 水平トラス

$l = 48m \quad P = 5t \quad R = 10t$

図式解法 (図—30, 表—11参照)

2-4 堅トラス (短辺の中央)

$l = 4.72m$

$P = 20t$

$R = 10t$

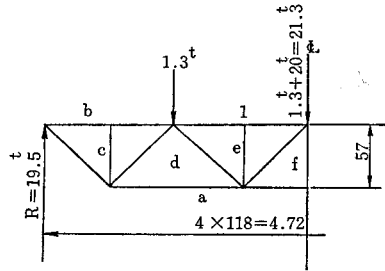
等布荷重 $P = 1.3t \quad R = 1.95t$

図式解法 (図—31, 32, 表—12)

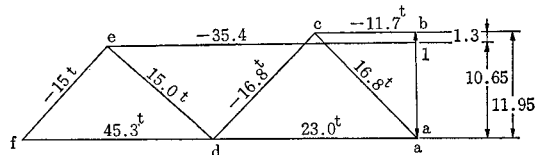
6. 仮設工

仮設には種々の仮設工が有るがここではケーソンの空気所要量のみを記す。

6-1 ケーソンの大きさ及び沈下量 (表—13)



図—31



図—32

表—13

	幅 m	長 m	高 m	沈下高 m	
				底EL	
A	9.6	10.0	12.000	(-10.00)	11.40
A'	9.6	10.0	12.000	(-10.00)	11.40
B	6.0	7.2	8.860	(-7.50)	8.86
C	8.0	8.2	12.000	(-10.00)	11.40
D	5.3	10.0	6.202	(-7.50)	6.202
E	5.3	10.0	4.282	(-5.50)	4.282

6-2 ケーソンの必要空気量

沈下中 $V = V_1 + V_2 + V_3$ 又は V_4 (V_3, V_4 の大きい方)

沈下停止中 $V = V_1 + V_2$

ここに V = プラント容量 (m^3/min)

V_1 = ブローするエア量 (m^3/min)

$$= \alpha \cdot F \left(1 + \frac{H_0}{10.33} \right)$$

V_2 = 作業のための空気量 (m^3/min)

$$= (1.5 \sim 2.0) \beta \cdot p \left\{ 1 + \frac{n(H_0 + n)}{10.33} \right\}$$

V_3 = ロック開閉空気量 (m^3/min)

$$= l \frac{2RN}{60} \left\{ 1 + \frac{m(H_0 + n)}{10.33} \right\}$$

V_4 = 作業員の換気に必要な量 (m^3/min)

$$= 0.7M$$

式中 $\beta = 0.1$
 $m = 1.0$ 土質による係数
 $n = 4.0$

l = ロックの数

p = 作業室の双口周辺長 (m)

$\alpha = 0.01$

F = 作業室壁面積 (m^2)

H_0 = 水頭差 (双口と外水面)

R = ロックの容積 (m^3) $5 m^3$

N = ロックの時間当り開閉数 5回

M = 作業人員数

$$\therefore V_1 = 0.01 \times F \times \left(1 + \frac{H_0}{10.33} \right)$$

$$V_2 = 1.8 \times 0.1 \times p \left\{ 1 + \frac{1(H_0 + 4)}{10.33} \right\}$$

$$V_3 = l \frac{2 \times 5 \times N}{60} \left\{ 1 + \frac{1(H_0 + 4)}{10.33} \right\}$$

$$V_4 = 0.7M$$

表-14

	V_1		V_2			V_3				V_4		$V_1 + V_2$ $V_3 \text{ or } V_4$	$V_1 + V_2$
	F	m^3/min	P	H_0	m^3/min	l	N	H_0	m^3/min	M	m^3/min		
AA'	80	1.67	39	11.2	17.34	4	5	11.2	8.23	20	14	m^3/min 33	m^3/min 19
B	55	1.00	26	8.7	10.44	1	5	8.7	1.85	10	7	18	11
C	65	1.35	32	11.2	14.23	2	5	11.2	4.12	17	12	28	16
D	65	1.20	30	8.7	12.04	1	5	8.7	1.85	10	7	20	13
E	65	1.07	30	6.7	11.02	1	5	6.7	1.70	10	7	19	13

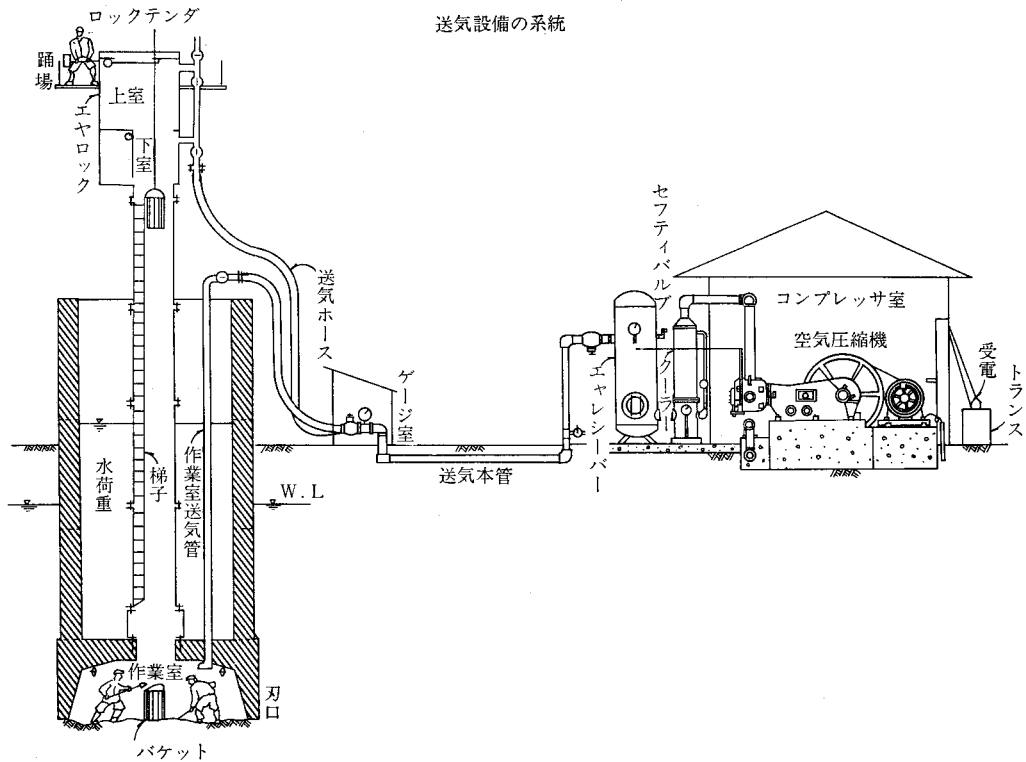
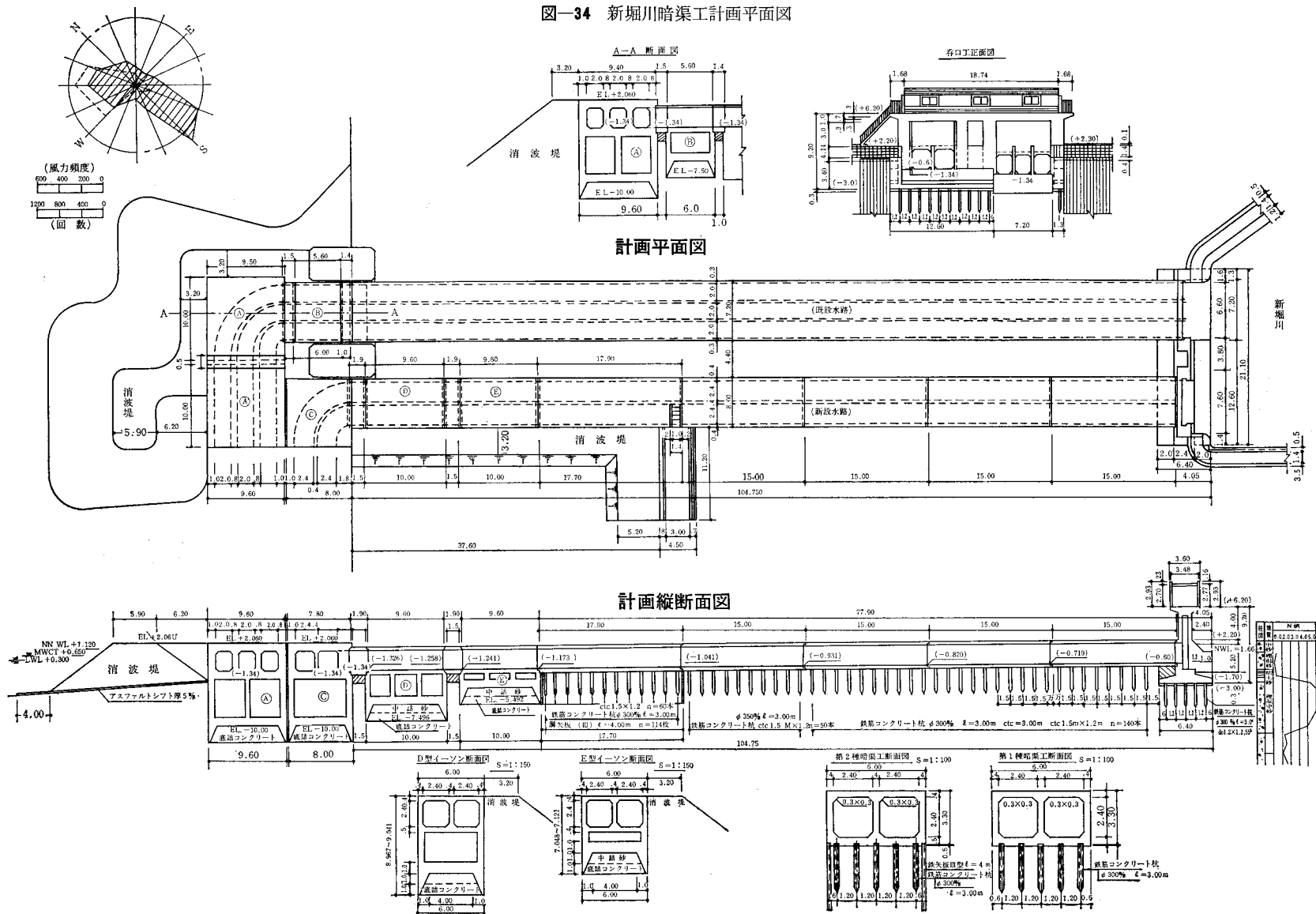


図-33 送気設備の系統

図-34 新堀川暗渠工計画平面図



6種類あるケーソンの施工順位はC, D, E種の新規暗渠分を昭和51年度に昭和52年度に旧暗渠のB種と新旧暗渠の吐口であるA・A'種とすると昭和51年のC, E種の47m³/min及びD種の20m³/min昭和52年A, A'種の66m³/min及びB種の18m³/minと成り昭和51年には47m³/min, 昭和52年度では66m³/minが最大となり100P.S(13m³/min)を標準として台数を求めると

$$51年のC, E種施工時 \frac{47}{13} \div 4 \text{ 台}$$

$$52年のA, A'種施工時 \frac{66}{13} \div 5 \text{ 台}$$

となるが停電の予備を付加し予備ディゼルエンジン75

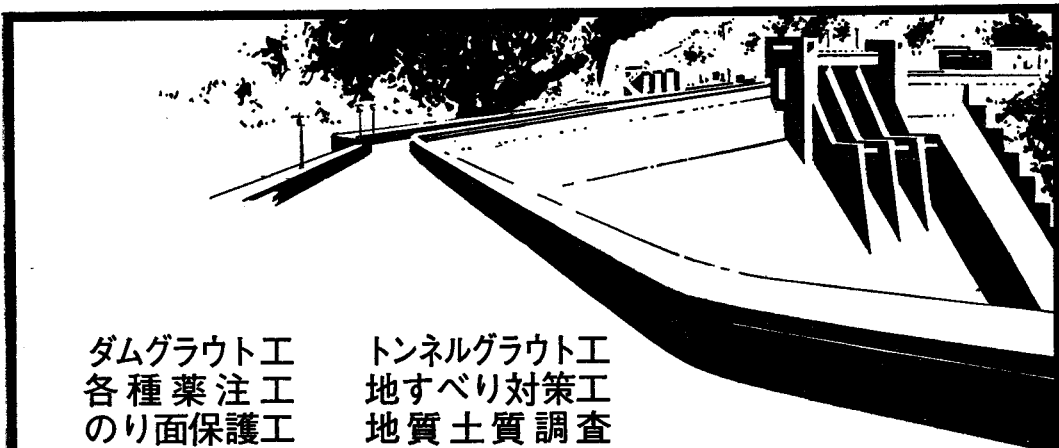
P.S1台(9.8m³/min)を設備した。

7. 附 図

図-33, 34.

8. おわりに

今回、湛水防除事業、渦川地区の河口構造物の実例を報告しましたが、暗渠工完成の53年以来、さいわいにも吐口工の全面閉塞の現象はなく、新設暗渠の汀線よりの1本が一部閉塞するのみで地区内湛水には致っておらずその機能を充分發揮している事を記しむすびと致します。



ダムグラウト工 トンネルグラウト工
 各種薬注工 地すべり対策工
 のり面保護工 地質土質調査

技術と実績

日本グラウト工業株式会社

本 社：〒530 大阪市北区松ヶ枝町6番22号 TEL.06-351-0562
 東京本社：〒150 東京都渋谷区桜丘町13番10号 TEL.03-476-5707
 支店・営業所：札幌・仙台・東京・大阪・金沢・高知・福岡 盛岡・長野・名古屋・富山・鹿児島

水路工事における土留工の実施例について

— C C P 工 法 —

鈴木 寿*
辻井 徳一*

目 次

はじめに……………	(57)	4. C C P土留の設計……………	(61)
1. 濃尾用水第二期農業水利事業の概要……………	(57)	5. C C P土留の積算……………	(61)
2. 市街地水路工事における土留工……………	(58)	おわりに……………	(62)
3. C C P工法の概要……………	(60)		

はじめに

濃尾用水第二期農業水利事業は、尾張平野の宮田用水区域約 10,000ha の水田に灌漑している幹線用水路約 55 km を改修し、農業経営基礎の確立を図るもので、昭和 44年の事業着手以来 13年目を迎えている。この用水路改修は用排水の分離を第一の目的として、用水路のパイプライン化を行うものである。

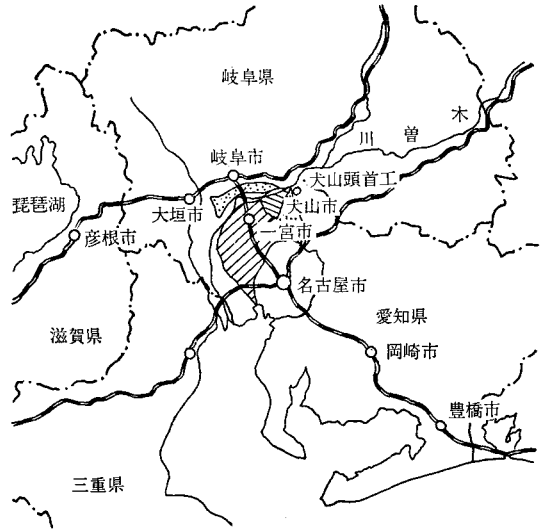
事業地域が名古屋市近郊に位置するため、現況水路周辺には工場や民家等が建て込み、道路・鉄道・上下水道等の横断構造物も多く、また用地的にも制限された既設水路や公共道路敷下を使用せざるを得ないため、水路工事の施行に当たっては仮設工事計画が重要となってくる。即ち、近接又は埋設構造物の保護と工事現場周辺への工事公害の防止に努めなければならない。特に平凡なことから開削工法につきものの土留工のあり方についても注意が肝要である。

本稿では編集子の御要請により土留補強工法としての C C P工法の事例を紹介させて頂く。

1. 濃尾用水第二期農業水利事業の概要

濃尾平野は我が国有数の大平野で、温暖・肥沃な風土に恵まれ、古くから穀倉地帯として知られている。本事業の受益地域はこの濃尾平野の中央部に位置し、木曽川を水源とする 5市 4郡 13ヶ町村に広がる 10,000ha の水田を対象としている。

昭和 43年度に完了した濃尾用水（第一期）事業で、取水施設である犬山頭首工と三つの用水区域への連絡水路——羽島、新木津、宮田用水路——が完成されたので、これに続く濃尾用水第二期農業水利事業では宮田用水区域を対象として、用排水分離方式による用水改良を行う



図一 濃尾用水第二期地区位置図

ものである。

宮田用水区域の水田は古くから大江、新般若及び奥村の三幹線用水路等によりかんがいされていたが、用排兼用水路であるため、近年市街化の進行の中で汚水や汚物の流入等による水質汚濁や通水阻害に見舞われることになりまた、水路の老朽化が著しく、付帯施設も旧態依然たるものであるため、漏水や管理障害も問題となって来た。これらの根本的な解決を図るため、本事業では宮田導水路、大江・新般若・奥村の三幹線用水路及びニツ寺・大塚の二支線用水路の総延長 55km を低圧管水路に改良して用排水分離を行うとともに近代的な水管理施設を導入して、関連事業による末端水路の管路化と相まって、かんがい組織を完備し、農業生産の安定向上と農業経営近代化の基礎を確立するものである。

*東海農政局濃尾用水第二期農業水利事業所（すずきひさし、つじいのりかず）

2. 市街地水路工事における土留工

(1) 市街地工事の特徴

濃尾用水第二期地区の水路工事は相当区間市街地を通過しなければならない。その工事の特徴を挙げると、

- 水路に近接する構造物と周辺民家等を地盤の弛みや地下水位低下の影響から保護しなければならない。
- 工事現場周辺に対する振動、騒音等工事公害を最小限に抑えなければならない。
- 作業時間が制限される。
- 生活道路や通学道路等の確保のため、工事中と言えども一般道路の通行止めが困難である。
- 工事用地は一般に制限されている。

等である。中でも工事に依る地盤のゆるみは、鉄道・道路・建物などに直接被害を与える可能性が強く、過去の実施例においても残念ながら掘削地盤の土質と土留の方法如何により幾つか被害が発生している。

(2) 土留工の種類

本地区水路工事で一般に採用している土留工は基本的な形式から分類すると①自立形式、②切梁形式と言う極く普通のものになり、これに土留壁の材料や補強の方法を変化させているもので、CCP工法もその一種類と言える。土留工の基本的な要件は

- 土圧に対して安全である。
- 滑り出し、ヒービング及びボイリングに対して安全である。
- 出来るだけ止水の役目もする。

d 出来るだけ変位が少い。

であるが、他に土質、施工機械及び周辺への影響を考慮した土留工法を選定する必要がある。以下当地区で多く使用している土留工の例と特徴を述べる。

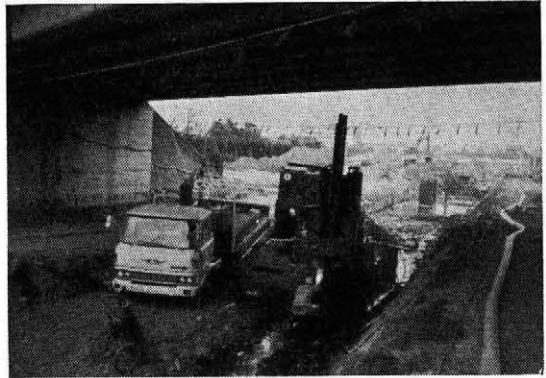
① 鋼杭と横板の併用土留

H鋼を親杭として1.5m間隔に打込み、松矢板を横板として使用するもので、片側土留の場合は当然自立式となり、両側の場合は切梁方式としている。最も経済的な工法であるが、横板が掛矢板方式であるため、土質がシルトや砂層等の場合水替に伴う吸い出し等により土留背面の地盤を弛めることが多い。

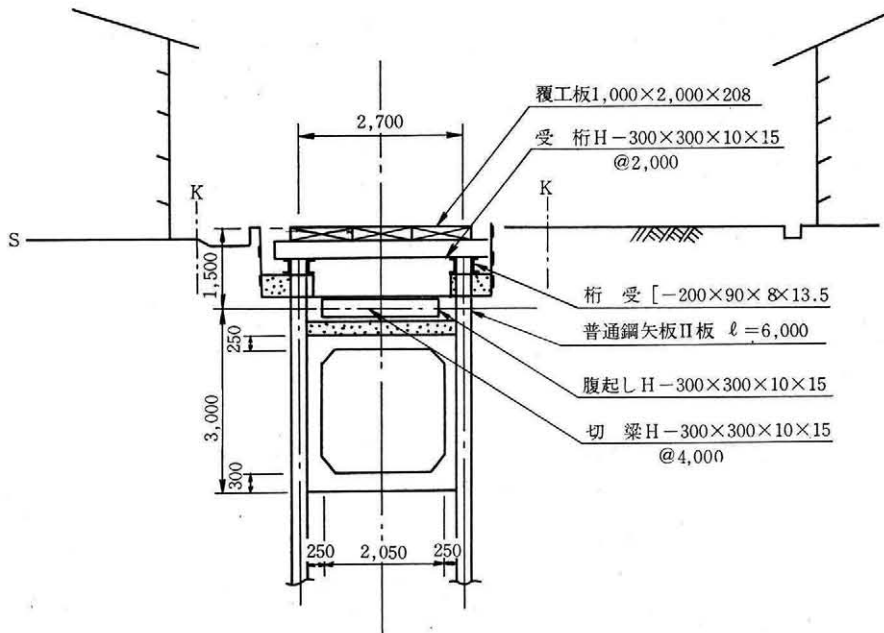
また、親杭の打込み(引抜き)に際しての振動等についての障害は検討しておく必要がある。

② 鋼矢板土留

土留の要件を備えた最も一般的な方法であり、止むを得ない場合は水路函体埋設後仮設鋼矢板を埋殺すことに



写真一 東海道新幹線高架下鋼矢板継打



図一 仮設土留工標準図(昭和55年奥村幹線水路)

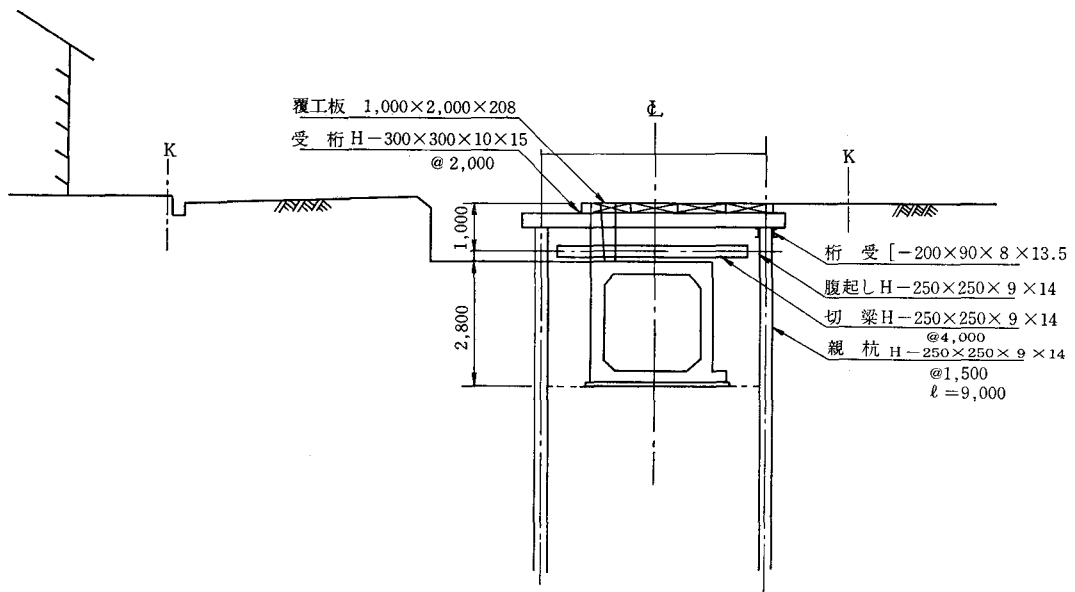


図-2 仮設土留工標準図 (昭和55年奥村幹線水路)

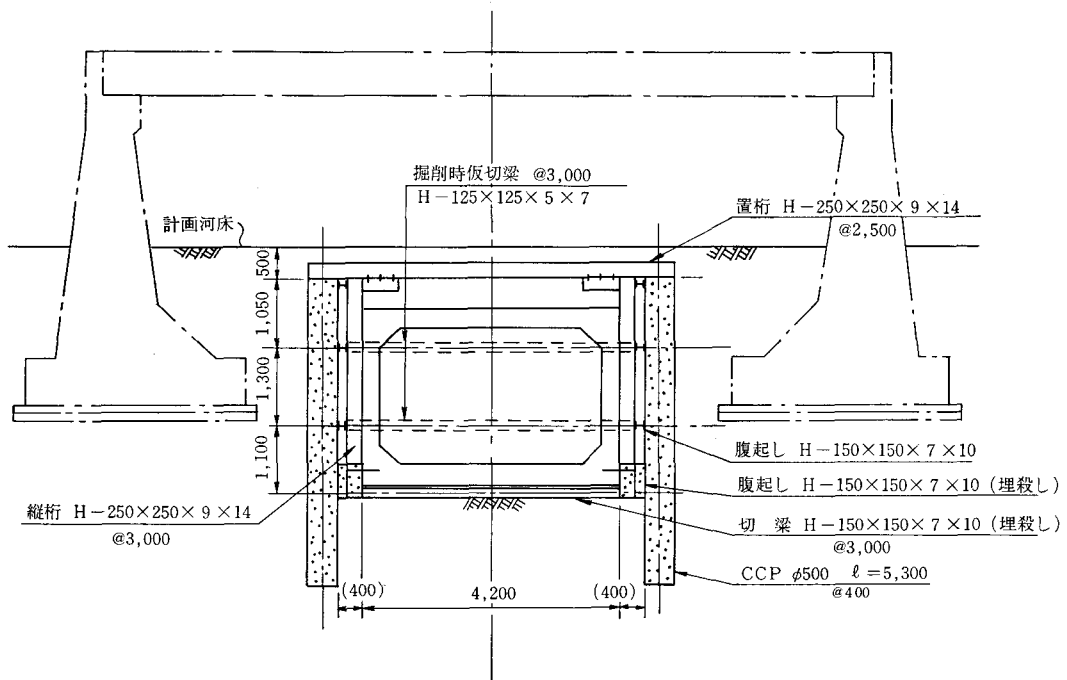


図-4 橋台補強CCP工法断面図 (昭和55年大江幹線水路)

より、地盤の弛み等による近接構造物への被害も少くすることが出来る。しかし、鋼矢板打設引抜が無振動方式を強いられるため、土質や施工スペースの制約によっては採用出来ない場合がある。昭和55年度大江幹線水路の東海道新幹線高架下工事では、桁下高の制限から鋼矢板の溶接継打を採用したが、工期が非常に厳しいものとなった。

③ CCP土留

本工法はボーリング機械と超高圧ジェットポンプの組み合わせによりCCP連続杭を作るもので言い換えれば①の背面地盤改良工法でもある。CCP土留工は一般的に経済性よりもその必要性により採用されるものであるので前述の①、②で述べた工法で対応できない止水性、振動、騒音への対応、作業スペースの確保等が主な採用理

由となり、前記鋼矢板工法が採用出来ない場所、即ち平面的にも縦断的にも矢板打抜工法が採れないところや既設構造物をより確実に保護する必要がある場合に採用しているのである。具体的に最も多く使用している場所は鉄道・道路橋々台保護と水路沿建物の保護で、いずれも鉛直方向土留として施工している。昭和51年度施工の国道155号線花祇橋補強工事では礫混り層を含めて地下連続壁とともにアンカーをCCPにより実施した例もあるが、これは農業土木学会誌第45巻第11号に報告されているので今回は省略する。

3. CCP工法の概要

(1) CCPの意味

CCPとは Chemical Churning Pile or Pattern の略称で、Churning とは「攪拌する」の意味で、結局化学的薬液を土と攪拌して硬化させて作る杭ということになる。CCP協会の資料によるとCCPが考案された経緯は「薬液注入による地盤改良工法に、水力採岩に用いられていた超高圧噴射による掘削技術を導入改良したもの」と言われている。

(2) CCPの原理

ボーリングロッドを回転(標準20r・p・m)させながら、先端に取付けられた差圧弁(NCU)から硬化剤を高圧(標準200kg/cm²)で噴射すると、その動圧や土粒子の衝撃力によってある口径の領域の土壌構造を破壊するとともに硬化剤と混合され、土粒子組織を再編成しながら柱状の固結体を形成するものである。従ってN値が5前後の粘性土や10前後の砂質土では実績も多く所定のCCP杭の形成は容易であるが、硬い地盤では土壌構造の破壊が不十分であったり、礫層や腐植土層では杭形成のメカニズムが変わってくるため硬化剤の選定、有効径の設計、施工方法に注意が必要だと言われている。

(3) CCP工法の特長

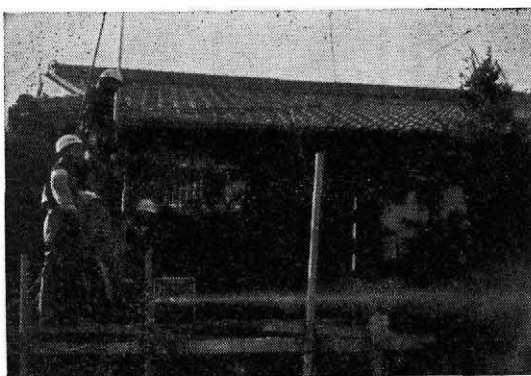


写真-2 CCP噴射テスト

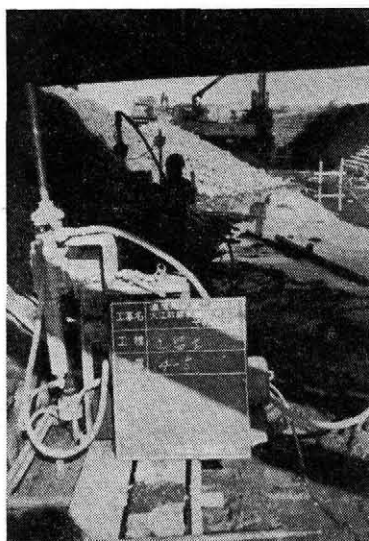


写真-3 橋梁下のCCP施工状況

- ① 単なる注入方法と異り、土粒子と硬化剤を攪拌硬化させるので、確実に円形杭が形成出来る。
- ② 硬化剤の選定によってCCP杭に相当な強度を期

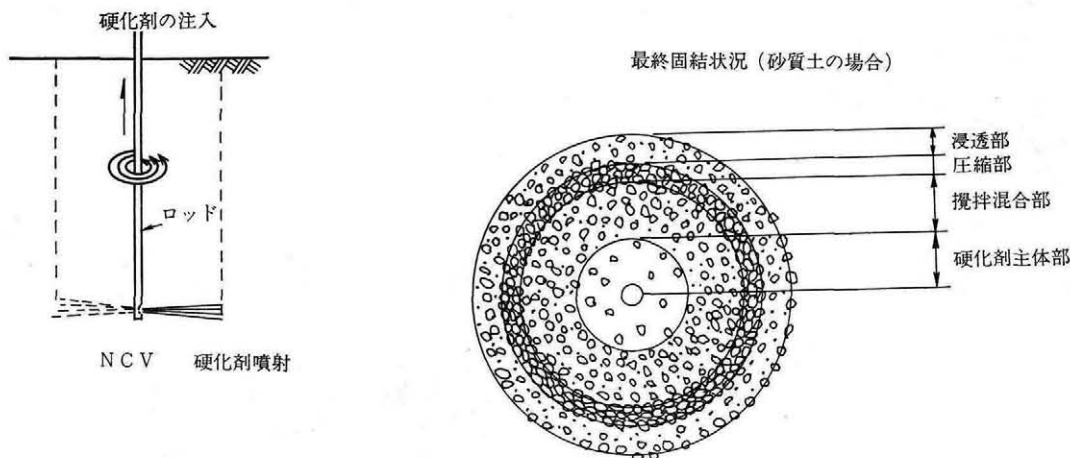


図-5 CCP杭の形成



写真一４ CCP杭の仕上り

待出来るとともに完全な止水が出来る。

- ③ 主要機械はボーリング機械と超高压ポンプだけであるので、狭い現場で、而も無振動低騒音で施工出来る。

(4) CCPの施工順序

- ① ボーリングマシンで所定の深さまでボーリングする。ロッド先端には圧力差により自動開閉するバルブ(NCV)が装着されている。
- ② ポンプの吐出圧を超高压にして、ポンプ送水を硬化剤に切換えると、NCVが自動的に締め、ノズルから硬化剤が噴射される。
- ③ 硬化剤を噴射し、ロッドを回転させながら徐々に引きあげて、一本のCCP杭が完成する。

4. CCP土留の設計

CCP土留は、CCPの地盤改良や止水の効果を生かしてCCP連続地中壁を作ろうとするものである。設計に当たってはCCP協会資料及び施工実績を参考にした。

(1) 設計条件(図一4の場合)

土質：シルト質砂(平均N値7)
 地下水の流れ：なし
 掘削深：3.95m

(2) CCP設計諸元

- ① 硬化剤の選定：CCP硬化剤にはアクリルアミド系、水ガラス系、無機塩系及びセメント系と各種あるが、CCP杭の強度と経済性を考え、早強セメントと使用することとした。
- ② CCPの強度：施工実績によると礫層や砂層では一軸圧縮強度100~270kg/cm²、粘土やシルト層で

は30~70kg/cm²、混合層では60~120kg/cm²とバラツキがあるので、設計強度は次のとおりとした。
 砂層、許容圧縮強度 $\sigma_{ca}=30\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{28}\times 1/4$)
 許容引張強度 $\tau_{ca}=7.5\text{kg/cm}^2$ ($\sigma_{ca}\times 1/5$)
 シルト混砂層、 $\sigma_{ca}=15\text{kg/cm}^2$ 、 $\tau_{ca}=3\text{kg/cm}^2$

- ③ CCPの有効径：有効径は土質及び土の硬さにより左右されるが、施工実績等から有効径を500mmとし、施工ピッチは壁の連続性を重視して、20%のオーバーラップを考慮して400mmとした。

(3) CCP土留壁の設計

- ① CCPの根入長：図一4の例で根入長を求める場合、最下段の切梁設置前の状態が最も長い根入長となることから解を求めると $l=1.7\text{m}$ となる。(安定計算は省略)
- ② CCP断面の検討：
 ・ CCPの引張抵抗モーメント、 $Ma=oca\cdot Z=3\times 2,660=79,800\text{kg}\cdot\text{cm}$ (Z は断面係数)
 ・ CCPに生じる最大モーメント、最下端梁から下部に生じ、 $M_{max}=40,000\text{kg}\cdot\text{cm}<Ma$ 。
- ③ 腹起し、切梁の設計：腹起しはCCPの抵抗モーメントに耐えられる範囲内で設置することとして、図一4のように設計した。

(4) その他留意事項

- ① ノズル口径：CCP協会の実験では有効固結率の最も良いのがノズル口径1.5mmと言われているが、早強セメントを硬化剤として使用することと土留壁としての杭径を大きくするため当所では1.8~2.0mmを使用することとした。
- ② 硬化剤の噴射圧力：約200kg/cm²、
- ③ ボーリングマシンのロッド回転数：20r・p・m
- ④ ロッド引上げ速度：施工実績によると定位置で3回転し、その後5cm引上げることとした。施工時ノズル径との関係で引上速度を調整する場合もある。
- ⑤ CCP杭は所詮土とセメントの混合体で、衝撃等に弱いためCCP杭一本当たり鉄筋 $\phi 32\text{cm}$ 1本を挿入することとした。

5. CCP土留の積算

(1) 硬化剤の算定

硬化剤の種類：早強セメント
 水セメント比： $w/c=100\%$
 硬化剤使用量：

$$Q = \frac{\pi}{4} D^2 h \alpha (1 + \beta)$$

Q ：硬化剤量 (m³)

D ：有効径 (m) $D=0.5\text{m}$

h ：施工長(杭長) (m)

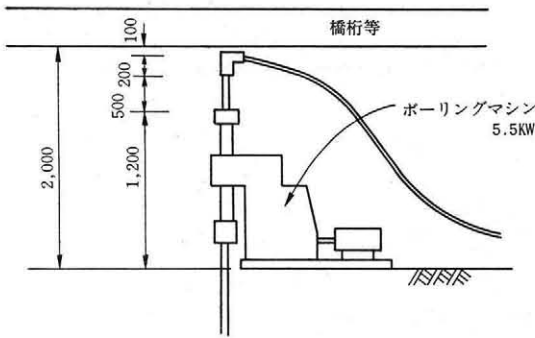


図-6 ボーリングマシンの施工高

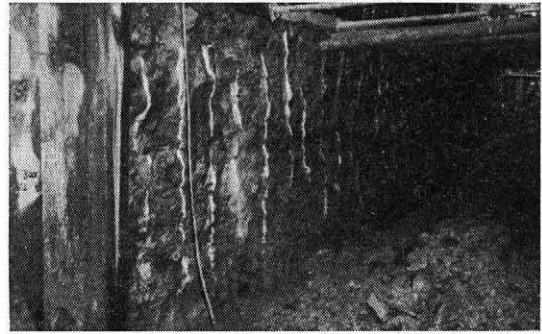


写真-5 CCP壁 (掘削完了後)

α : 変動係数 (注入径が有効径より大きくなることによる)

砂質土, $\alpha=0.5$

粘性土, $\alpha=0.6$

β : 損失係数 (0.05~0.15) $\beta=0.10$

砂質土の場合の硬化剤使用量 Q は $0.108\text{m}^3/\text{m}$ となる。

(2) 使用ロッドの決定

最小施工高が2m以上必要なため、河床より橋桁等の障害物まで高さが取れない場合は盤下げを行って施工することとした。この場合の使用ロッドの長さは0.5mである。

(3) 注入能力の決定

注入能力はポンプの吐出圧力とノズル径によって異なる。当所で積算上採用したのは超高圧プランジャーポンプ (30kw 吐出圧力 $200\text{kg}/\text{cm}^2$) でノズル径2mm, 吐出能力 $25\sim 30\text{l}/\text{min}$ である。

(4) CCPの作業能力の算定

ボーリング	○m × ○分/m	=
ロッド接続	○○ヶ所 × ○分/ヶ所	=
注入時間	○○ℓ/m × ○m ÷ ○○ℓ/分	=
ロッド取外し	○○ヶ所 × ○分/ヶ所	=
鉄筋挿入		=
機械据付, 移動		=
NCVテスト・洗滌		=
		計 ○○分

50cm ロッドで橋梁下で施工する場合、 $l = 5\text{m}$ の CCP 杭1本当たり施工時間は200分前後となる。

(5) CCP作業の労務配置

CCP作業の熟練技能者: 2人

CCP作業の技能者: 2人

CCP機器運転技能者: 1人

作業助手: 1人

(6) CCP作業の主要機械

ボーリングマシン (5.5kw): 1台

超高圧プランジャーポンプ (30kw): 1台

グラウトミキサー (立二槽型, 2.2kw): 1基

水中ポンプ ($\phi 65$): 1台

ベルトコンベヤー: 1台

(7) その他

CCP工法は特許となっているため、CCP杭施工m 当り特許料を計上する必要がある。

おわりに

当所の水路工事では毎年数ヶ所 CCP 工法による土留を施工しているが、その施工結果は CCP 杭の有効径、強度等いずれも良好で、背面の弛みや壁からの湧水は防止され満足のいくものであった。また、CCPのため工程管理もほぼ計画どおり行われた。

最後に、資料の取まとめ不十分な報文になったことを反省しつつ、今後実績を踏まえて更に安全かつ経済的な施工計画を検討して参りたいと考えています。

参考文献

「CCP工法—設計と施工指針」(CCP協会)

「CCP工法—積算資料」(CCP協会)

フィルダム設計、施工上の留意点について

——主として築堤材料に関して——

富山 浩重*
西田 武三*

目 次

1. はじめに.....(63)	4. 透水性材料について.....(74)
2. 不透水性材料について.....(63)	5. まとめ.....(77)
3. 半透水性材料について.....(68)	

1. はじめに

フィルダムの設計及び施工上、最近、次の二点に関する事項が非常に重要な検討事項となることが多い。

- (1) 堤体の基礎
- (2) 築堤材料

(1)については、良好なダムサイトが既に開発しつくされた感のある今日。

- ・堆積層の厚い基礎地盤
- ・地層年代の新しい岩盤の基礎地盤

にダムサイトを求めざるを得なくなり、その結果、基礎処理の設計が難しく、工事費も多額を要するようになってきている。

従来、基礎処理の多くはセメントグラウチングと小規模の掘削でなされたが、最近の傾向としては、セメントグラウチング処理の他に、薬液によるグラウチング処理（フッ素化合物を含有しない水ガラス系、L-Wで代表される懸濁型と溶液型が使用されている）。二次堆積層の掘削除去による粘土コア材料での置換工法、人工材料による止水壁工法などさまざまな工法がとられている。

特殊処理をしたダムの例を挙げれば、下記のようなものがある。

- 置換工——牧尾ダム
- 特殊グラウト工——山村ダム
- ブランケット工——東原調整池、東郷ダム、中里ダム
- イコス——日新ダム
- 薬液——又木戸ダム（ウレタン系のOH-1A液）
- コンクリート壁——岩洞ダム（セメントグラウト併用）

一方、(2)については、良好なフィル材料の入手が困難な場合が多くなってきたため、次のような対策がとられている例がある。

不透水性材料——

- ・細粒粘性土と粗粒材料との混合使用——三保ダム、大

雪ダム、十勝ダム

- ・生石灰混合（撒布）による施工性、力学特性の改良——大切畑ダム、茂原ダム

- ・アスファルトコア材料の使用——武利ダム
- ・強制乾燥による施工性の改良——深谷ダム

- ・粗粒材料を破砕細粒化して使用——白川ダム、子撫川ダム

透水性材料——

- ・遠距離からの搬入——十勝ダム、大雪ダム

- ・材質の劣るものの使用——厚真ダム、寺内ダム、月形ダム、知多調整池、樽水ダム

このような基礎や材料面での悪条件に対し、設計の分野ではこれら悪条件を克服すべく、“応力一歪”“浸透”などの安定性に関する解析の方法の検討が行われており、現在はその過渡期であるとも考えられる。

本報文では、このような点も踏まえ、今日までに築造されてきたフィルダムの主として築堤材料についての資料を検討し、設計、施工上の留意点について述べるものである。

2. 不透水性材料について

近年、地震や浸透に対するフィルダムの安定問題がとりあげられ、この方面から不透水性材料に対する種々の要求が出ている。既設の大ダムの不透水性材料特性を堤高50mを境にし整理したものが、表-1、2である。また最適含水比（Wopt）と自然含水比（FM）、4#含有率とマサツ角（φ）及び粘着力（C）、Woptと最大乾燥密度（γdmax）、-200#含有率（200#通過率）とφ及びC並びに粒度分布の関係を図-1～4に示した。堤高が50m以上の大ダムでは、御所ダムや大久保山ダム、漆沢ダムを除いて、おおむね下記数値を満たしており、堤高が高くなる程、表-1にも見られるとおり疎率が高く、最適含水比（約10%を限度として）が、低くなる傾向がある。

*三祐コンサルタンツ（株）技術第1部

表一 不透水性材料の材料特性 (堤高50m以上)¹⁾

ダム名	型式	堤高	統一土質分類	粒度特性		自然含水比	塑性指数 I_P	締固め特性		せん断強度		透水係数 K
				疎率	-200#			最大乾燥密度 $\gamma_d \text{ max}$	最適含水比 Wopt	粘着力 C	マサツ角 ϕ	
御母衣	R_I	130.0	GM	60	7.3	10~14	($W_L=41.0$) 5.0	1.87	14.0	6.0 1.5	33°00' 33°00'	1×10^{-5}
喜撰山	R_C	95.0	GM	50	14.0	12.3	($W_L=27.3$) 6.4	1.73 ~1.98	11 ~16.5	0	30°00'	1×10^{-5}
大雪	R_C	86.5	SC	52	18.0	8.1 ~9.7	($W_L=27.5$) 10.0	2.108	9.7 ~11.1	1.6 0	30°00' 33°00'	1×10^{-5}
手取川	R_C	153.0	GC	42.2 ~54.2	13.5 ~16.3	11.1 ~15.7	($W_L=32.5\sim39$) 20~26.1	1.87 ~1.97	12.1 ~13.7	0	33°00'	1×10^{-5}
寺内	R_C	83.0	SC	25	33.0	14~16	39~14	1.85	14.0	0	30°00'	1×10^{-5}
三保	R_I	95.0	GM	48	12	19.2	($W_L=54.2$) 14.1	1.771	18.7	0	30°00'	1×10^{-5}
岩屋	R_I	127.5	GC ~SC	52	18.5	15.9	($W_L=46.5$) 20.5	1.62 ~1.99	17.8	0	32°00'	1×10^{-5}
白川	R_C	66.0	SC	19~61	10~25	10.0	($W_L=27\sim30$) 14~15	2.03	9.2	0	36°00'	1×10^{-5}
新冠	R_C	102.8	SC, GC ~GM	37~63	21~10	11~16	($W_L=37\sim45$) 13~17	1.88 ~2.01	11~14	8~9	33°40' ~38°00'	
十勝	R_C	81.0	GC	51.2	16.8	15.4	($W_L=30.2$) 11.8	1.883	9.5	0	30°00'	1×10^{-5}
牧尾	R_C	106.0	GM	62	10	21~66	($W_L=60\sim90$) 20.0	1.22 ~1.654	24.9 ~55.5	3.0	31°00'	
白岩川	R_C	50.0	GM ~(GW)	52	13	25	- N_P	1.502	24.2	0	27°30'	1×10^{-4}
広瀬	R_C	75.0	SM	0	23	7~8	- N_P	1.8 ~1.9	13~17	0	27°00'	1×10^{-5}
牛頸	R_C	50.7	SC	3	24.2	17.7	($W_L=36$) 9.5	1.799	16.9	3~6 3~6	36~38° 37~38°	1×10^{-5}
漆沢	R_C	80.0	GC ~SC	5~35	16.2 ~46.3	24.7 ~42.9	($W_L=55.6$) 21.3	1.51	26.5	7.0	22°00'	1×10^{-5}
本沢	R_C	73.0	GC	32~64	12~24	13.1	($W_L=29$) 11	1.945	13.1	0	26°30'	1×10^{-5}
福地	R_C	91.5	ML ~SM	0~38	23.2 ~79	14.7 ~35.7	($W_L=35\sim44$) 7~15	1.61 ~1.86	15 ~22.5	0	28°00'	8.8×10^{-6}
御所	R_C	50.0	SC ~GC	0~47	13~23	25~40	($W_L=55\sim65$) 30~35	1.26 ~1.48	27 ~37	0	30°00'	$n \times 10^{-6}$
大久保山	F_C	55.8	ML ~CH	0	62.0	30~36	($W_L=45.1$) 17.9	1.740	22.0	6.0 3.0	3°00' 15°00'	1.9×10^{-7}
カツサ	R_C	90.0	GM	67.0	13.3	25.8	($W_L=58.4$) 23.9	1.560	26.4	0	21°50'	1×10^{-6}
二居	R_C	87.0	GM	56.7	16.9	11.5	($W_L=47.3$) 22.8	1.930	12.9	0	30°58'	1×10^{-5}
水窪	R_C	105.0	GC	46.0	14.0	8~18	($W_L=28\sim35$) 9~13	1.86 ~1.94	12.9 ~15.2	0	$\tan\phi=0.73$	3×10^{-7}
瀬戸	R_C	110.5		55.0	10					0	30°00'	
九頭竜	R_I	128.0	GC	52.0	18	14~25	($W_L=44\sim50$) 17~20	1.84 ~1.89	14~20	0	$\tan\phi=0.6$	5×10^{-7}
高瀬	R_C	176.0		26.0	13.0	6.4		2.11	7.5	0	$\tan\phi=0.88$	2.6×10^{-6}
水窪	R_C	62.0	SC	7.0	25	20		1.75	17.0	1.5	30°00'	5×10^{-5}
南原	R_C	85.5	SC	5.0	13	15.4	($W_L=26.7$)		14.5	0	34°30'	1×10^{-5}
下小鳥	R_C	119.0	GC	60.0	12.6		($W_L=31$) 10	(1.90)	(13.7)	0~2.0	20°00'	

(注) R_C : 中心コア型ロックフィルダム R_I : 傾斜コア型ロックフィルダム
 F_C : 中心コア型フィルダム F_I : 傾斜コア型フィルダム H : 均一型フィルダム

表-2 不透水性材料の材料特性 (堤高50m未満)

ダム名	型式	堤高	統一土質分類	粒度特性		自然含水比	塑性指数 I_p	締固め特性		セン断強度		透水係数 K
				磓率	-200#			最大乾燥密度 $\gamma_d \text{ max}$	最適含水比 W_{opt}	粘着力 C	マサツ角 ϕ	
広川	R_c	29.2	SM	7	34	27	$(W_L=49.8)$ 11.8	1.527	26.3	4	7°40' 22°20'	5×10^{-5}
樽水	F_c	43.0	G C~GM	52	20	39.6	$(W_L=58.1)$ 28.1	1.240	39.5	2	26°30'	5×10^{-6}
羽幌二股	F_c	33.6	G C	30	37	32	$(W_L=51)$ 24	1.415	30.0	4	20°00'	1×10^{-6}
深谷	F_c	27.3	MH	—	66	46.3	$(W_L=70.7)$ 32.9	1.230	36.8	4	20°00'	
岩坂	R_c	31.7		—	16~78	68~80	$(W_L=102~115)$ 50~63	1.04 ~1.21	37~53	2.2 5.5	22°00' 10°00'	1×10^{-6}
漁川	R_c	42.0	GM	54.2	15.5	10	NP	1.985	10.8	6.788	36°39'	1×10^{-5}
子撫川	R_c	45.0	GM	48.3	19.2	36.4	$(W_L=42.95)$ 7.12	1.572	35.1	2	26°34'	5×10^{-5}
飯詰	F_c	38.0	MH	—	51.8	40.1	$(W_L=67.9)$ 30.0	1.314	35.0	5.8	14°50'	1×10^{-6}
西原	R_l	47.4	SM	—	—	23.2	$(W_L=51.5)$ 14.6	1.640	21.6	3.1	25°20'	2.35×10^{-7}
新区画	H	32.3	SM	24	20	19~26	$(W_L=40.1)$ 10.8	1.550	24.0	4	20°00'	1×10^{-6}
石田川	R_c	43.0	GM	38	22	16	$(W_L=35.0)$ 8.2	1.985	12.1	4	31°00'	1×10^{-6}
日野川	R_c	25.0		6	54	28	$(W_L=61.0)$ 40.0	1.620	20.0	4.6	10°00'	$n \times 10^{-7}$
大切畑	F_l	23.0	MH			128.1	$(W_L=149.0)$ 63.0	0.669	99.0	2.4 4.9	18°20' 4°10'	

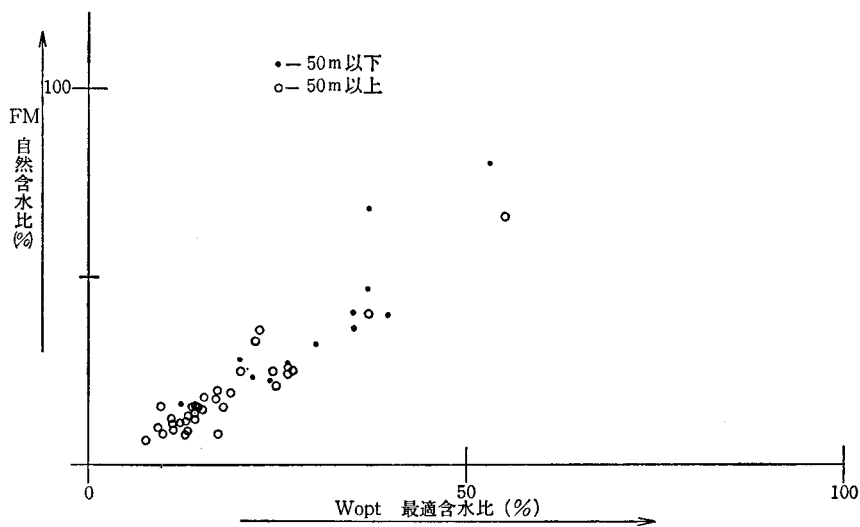


図-1 最適含水比 (Wopt) と自然含水比 (FM) の関係

$$\gamma_{dmax} \geq 1.5 \text{ t/m}^3$$

$$w_{opt} \approx 10 \sim 30\%$$

$$I_p (\text{塑性指数}) \leq 20$$

統一分類 = S C ~ G M • G C (注, 分類は, 磓は粒径

4.76mm以上として扱う“統一土質分類”

による)

このような材料は, 得てして施工含水比が最適含水比よりも乾燥側に移動しやすく, 締固め後の飽和度が低くなりやすい。その結果, 貯水時の飽和による急激な沈下が起こり, アバットメントの形状に対応して不等沈下とし

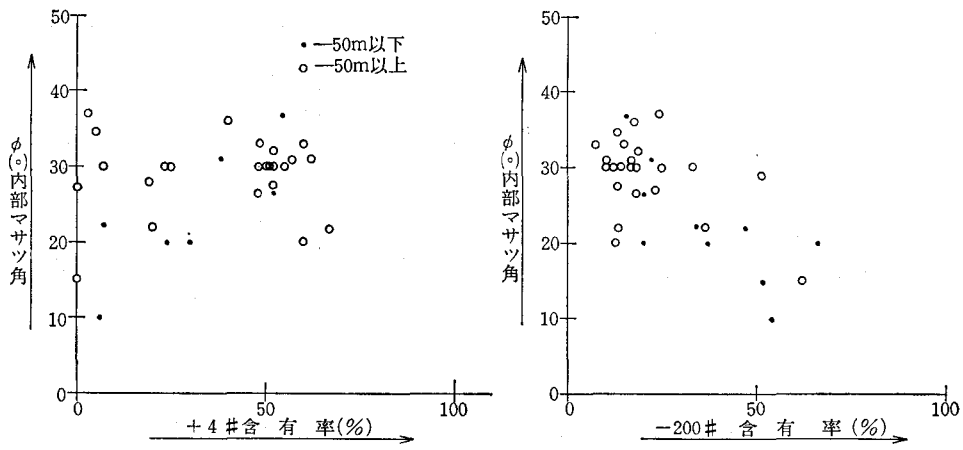


図-2 +4# -200# 含有率とマサツ角 (ϕ) の関係

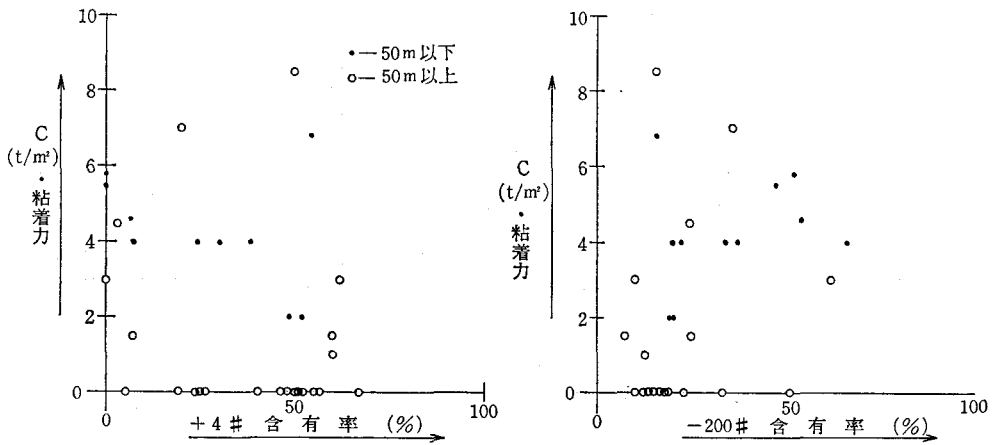


図-3 +4# -200# 含有率と粘着力 (C) の関係

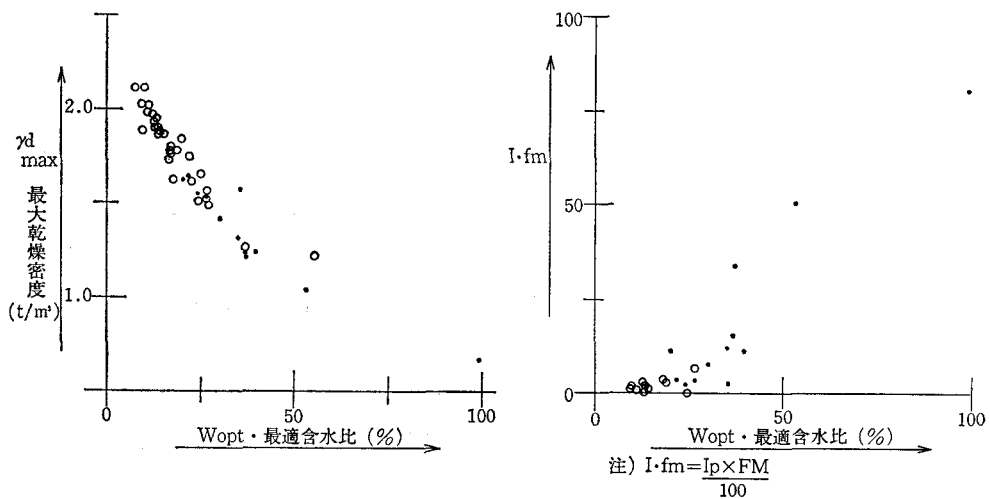
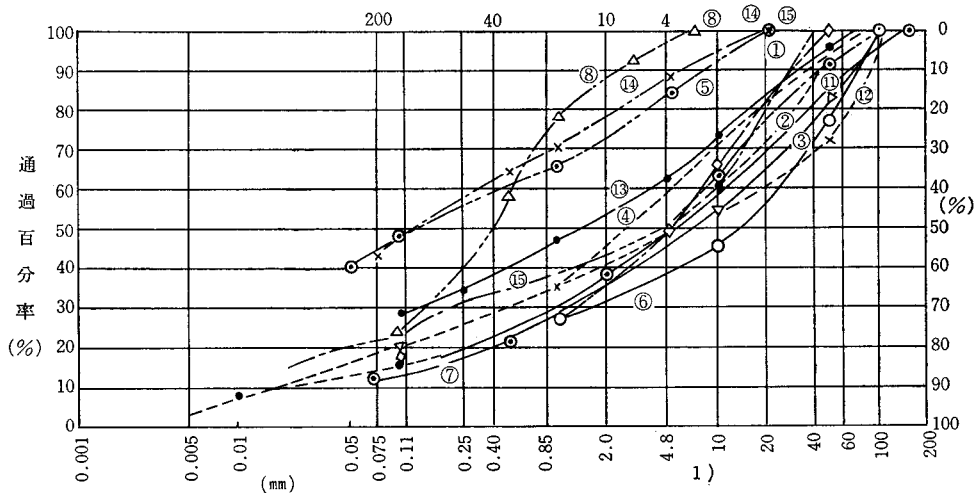


図-4 最適含水比 (Wopt) と最大乾燥密度 (γd_{max}), $I \cdot fm$ の関係



- ① 十勝
- ② 大雪川
- ③ 漁川
- ④ 白川
- ⑤ 漆沢
- ⑥ 樽水
- ⑦ 三保
- ⑧ 広瀬
- ⑩ 子撫
- ⑪ 手取川
- ⑫ 岩屋
- ⑬ 寺内
- ⑭ 福地
- ⑮ 御所

図-5 不透水性材料の粒度分布曲線

て表われ、これが亀裂発生の原因の一つと考えられる事故例もある。(例—Rector Crock Dam. El Infiernillo Dam)

したがって、疎率の高い低含水比の材料を用いる堤体では、飽和度： $S_r \geq 85 \sim 90\%$ を目安とし、施工含水比は最適含水比より幾分湿潤側で施工するよう留意すべきであろう。

表-1、2や近年施工される高堰堤の不透水性材料を見ると、図-5で示されるような粒度分布特性を有している。一般に、 $\gamma_{dmax} \approx 1.5 \sim 2.0 t/m^3$ 、比重(Gs) $\approx 2.6 \pm$ 、 $I_p \geq 10$ (パイピング抵抗性からは、通常 $I_p \geq 15$ が望ましいといわれている)、で所要のシャ水性を保ち、施工が容易なものであることが、耐震面からも良好な材料であると考えられる。

一方、最近コアトレンチの縦断勾配や形状あるいは不透水ゾーンとトレンチ岩盤との接触部付近の浸透水により、ハイドロリックフラクチャリング(水理的破壊現象と訳されている)やパイピング等が起り、その原因で堤体が破壊しないための検討がなされている。このうちハイドロリックフラクチャリングに関して、大根、成田氏は、その形態について次のように説明している²⁾。

堤体内部(不透水ゾーン及びこれと接触する基礎地盤)における現象としては、

- ・アバットメントの勾配の急変(大規模な階段状勾配)
- ・材料の含水比調整不備。
- ・不透水ゾーンの勾配のとり方の不備。

などに原因して、堤体縦断方向の不等沈下や横断面内でのアーチング現象により局部的に側方拘束圧が低下し、ここに貯水による浸透圧や間ゲキ水圧が作用し、潜在的な亀裂や閉じた亀裂を開けたりした結果、亀裂を通じて漏水、浸食が起り、これが発達してパイピング現象に至る。

一方、堤体外部からの作用(主として、堤体外からの人為的作用)によるハイドロリックフラクチャリングとしては、高圧グラウトや注水試験時の圧力が、不透水ゾーンと基礎地盤接触部あるいは不透水ゾーン内部の拘束圧を局部的に上回り、亀裂が生じ逐次拡大されてパイピング現象が起り、発達して破壊に至る。

このような現象に対し築堤材料、特に不透水性材料からは前述の留意点に加えて、最近コンタクトクレイが、施工中や施工後の沈下及び地震時の変形を吸収できる層としての役目も相手伝って重要視されてきている。特に近年施工される高堰堤のダムでは、この点に注目し入念な材料の選定と施工が実施されており、数例を挙げれば表-3³⁾のとおりである。

ここでコンタクトクレイに要求される条件としては、次のような事項が考えられる⁴⁾。

- (1) 変形に対しフレキシビリティの高い材料であること——自然含水比が高く粘性に富んでいること。
- (2) セン断破壊が生じても残留強度が極端に低下せず、時間経過とともに Self Healing 作用が期待できる材料であること
- (3) セン断後の透水性が、それ以前と比較して大きくならないこと
- (4) 基礎表面の凹凸によく密着し、粗粒分をあまり含まないもの

このうち(1)については、自然含水比状態で上記条件を満たすものが望ましい。すなわち土に含まれる水には、

- ・結晶水として化学的に結合している水
- ・土粒子表面に付着している水
- ・単に空ゲキに充たされているもので、遊離水といわれる水。

の三状態があるが、乾燥材料に散水し含水比を高める場合、色々な条件が満たされないと化学的に結合あるいは

表-3 着岩材料の性質

ダム名	まき出し層名	粒度特性			含水比状態			塑性指数 I_p	まき出し厚さ	施工方法		備考
		# -200	+ # #	max ϕ	自然 含水比	最適 含水比	施 含 水 工 比			施工機種	転圧状況	
寺内	A	100	—	0.074	20 ~30	16 ~18	ひしゃく でくめる	16 ~20	30	タンパー	5分/m ²	NPKサンドランマー F-4K
	B	40 ~45	10 ~20	20 ~40	15 ~16	〃	Wopt+4					
白川	A	30 ~40	30	25	8~13	9	のり状	17	20	コンパクター	8回	
	B	〃	30	25	〃	〃	9~12					
三保	A	25	20	15.9	65 ~70	50	65~70	20	8~12	人力土羽打	(4回 2~4分/m ²)	
	B	20	40	60	19	19	Wopt+2	16	10	エアタンパー		
広瀬	A	30	2	5	35 ~47	25	35	NP	30	エアタンパー	6回	
	B	45 ~82	—	2	60	95	100	22	20	タンパー		
大雪									5	エアタンパー	3	
	A	16	50	50	14.3	12.7	15.7	22.6	10	ソイルコンパクター	3	エアタンパー 4 kg/cm ²
	B	20	35	50	8~10	—	8~10	NP	20	振動ローラー	3	ソイルコンパクター-500kg, 振動ローラー 8 t
手取川									10	メカニカル タンパー	2分/m ²	
瀬戸									15	タンパー TR-15	2分/m ²	
岩屋									15	メカニカル タンパー	3~5分/m ²	
高瀬									15 ~20			

(注) A材：最適含水比より比較的高い含水比で施工される。最下層。

B材：最適含水比付近、あるいは、やや湿潤側含水比で施工される。A材の上層に施工。

付着することは不可能である。したがって遊離水の状態で水が存在するような土をコンタクトクレイとして締固めると、遊離水は基礎とコンタクト面に水膜を形成し、密着性をかえって阻害し好ましくない状態となる。また高圧グラウトや注水などの圧力による不透水ゾーンの水ロッキングフラクチャリング防止方法としては、基礎岩盤面にアスファルト膜やゴムなど高圧に対し強度の大きい人工膜を岩盤面に作り、不透水ゾーンに局部的に圧力が作用しないようにすることや不透水ゾーンと基礎岩盤接触面を広くとることなどが、一つの対策として挙げられる。しかし、人工膜については、数十年にわたる耐久性から使用に際しては慎重を期すべきであろう。

3. 半透水性材料について

半透水性材料からなる半透水ゾーンは、不透水ゾーンと透水ゾーンとの間に設けられ、粒度の急変を避け、応力の伝達を円滑にし、施工中及び湛水後の変形の差を緩和する目的を有する重要なゾーンである。半透水ゾーンは、またこのような意味からトランジションゾーンとい

うこともあり、このうち不透水ゾーンの粒子の流出を防止し、かつ浸透水を安全に排水する目的で粒度規制を行ったゾーンを特にフィルターと称している。

このフィルターの重要性については、論をまたない。

特に不透水ゾーンの幅が薄いもの、不透水ゾーンと半透水ゾーンの粒度が大きく異なるフィルダムでは、十分な厚さのフィルター層を設置するとともに、その材料についても不透水ゾーン材料の細粒分の流出を防ぎ、かつ浸透した水を安全に流下させる排水機能をもった粒度分布の材料を選択しなければならない。上流側フィルターについては、貯水位昇降に伴う不透水ゾーン材料の細粒分流出防止の役割及び不透水ゾーン内クラックの閉塞用填充材料としても重要な役割を果たしている。このような重要な役目をもつフィルター材料は、隣接するゾーン材料の粒度によって、その粒度分布が制限される。既設の大ダムで使用されたフィルター材料の粒度分布を示せば、図-6に示すとおりであり、これら材料の設計数値は、表-4に示すとおりである。

なお、フィルターに関し設計、施工上で特に留意しな

表-4 半透水性材料の材料特性

ダム名	ゾーン名	材 質	粒 度 特 性				比 重	吸水量	その他の試験	設 計 数 値								
			最大 粒径	-200#	mm -2.0	D ₁₀				D ₆₀	乾燥 密度 γ _d	湿 密度 γ _t	潤 度 γ _{sat}	飽 和 比 重	含水比	粘着 力 C	マサツ角 φ	透水係数 K
			mm	%	%	mm	mm		%		t/m ³	t/m ³	t/m ³		%	t/m ²		cm/sec
十勝	フィルター	河床砂礫	200	0.23	12.5	1.3	34.6	2.55~2.70	1.9 ~3.0	安定性 9 ± 3%	2.20	2.35	2.38	2.70	6.8	0	35°00'	
大雪	フィルター	河床砂礫	200			0.27 ~3.0	21 ~155	2.54~2.59	3.4		1.94	1.98	2.20	2.62	2.0	0	33°00'	1 × 10 ⁻³
御所	フィルター	河床砂礫	150 ~190	0.8 ~1.5				2.44~2.70	2.49 ~6.71		2.066	2.183		2.50	6.0	0	35°00'	
白川	フィルター	河床砂礫	200	1~5	2~23	0.6 ~1.0	25 ~150	2.463	3.7		2.05	2.20	2.22	2.52	7.1	0	47°44'	
漆沢	フィルター	石英粗面岩 (クラッシャーラン)	100	2.1	27	0.5	9.5	2.5	2.4 ~2.9		1.67	1.75	2.00	2.50	5.0	0	38°00'	
樽水	フィルター ランダムロック	角礫凝灰岩, 安山岩	130	1.2	19.6	1.7	30	(2.64) 2.07~2.71	(0.87)	安定性 100%	2.0 1.40	2.16 1.61	2.26 1.76		8.0 15.0	0 0	35°00' 37°00'	
三保	フィルター	河床砂礫	250	3		0.7	33	2.925	0.309		2.18	2.25	2.43	2.90	3.0	0	37°00'	1 × 10 ⁻⁴
広瀬	フィルター	河床砂礫	100	5	3.5	0.2	10	2.67			1.90	1.93		2.70	1.58	0	32°00'	
手取川	トランジション	風化片麻岩						2.62	1.74		2.14	2.23		2.68	4.0	0	38°00'	
岩屋	フィルター	石英斑岩	200	2.0 ~7.3	17	0.5	20	2.552	2.46	安定性 - 16.5% スリヘリ - 3.12%	1.90	1.939	2.186	2.66	2.054	0	39°00'	1 × 10 ⁻³
寺内	フィルター	黒色片岩	200	5	17	0.5	40	2.78 (2.65)	(3)		1.70	1.950	2.080	2.75	14.71	0	30°00'	
福地	フィルター トランジション	石灰岩+海砂混入	38~51	2.1 ~11	37~48	0 ~0.12	3~10	2.7~2.71			2.10 2.0	2.24 2.11	2.30 2.26	2.70 —	6.7 5.5	0 0	40°00' 35~40°	
子撫川	フィルター	細粒粘板岩	100	2 11	23 30	0.4 0.055	33 26	2.655 2.624	8.77	安定性30%以上	1.68	1.85 1.90	2.06 2.09			0	38°40' 33°01'	1 × 10 ⁻³
角川			120	4.3	29.4	0.25	36.7	2.640	0.59		1.95	2.07	2.23		6	0	36°52'	1 × 10 ⁻⁴
瀬戸	フィルター トランジション	頁岩, 砂岩 細粒 粗粒	200 300	5>				2.50 2.50	7.0 7.0		2.05 2.0	2.11 2.03	2.28 2.25	2.68 2.68	3 1.5	0 0	37°00' 39°00'	1 × 10 ⁻³
新冠	フィルター	河床砂利	150	1.0	17.0	0.8	38	2.626	2.55		1.90	1.99	2.16			0	35°00'	
漁川	フィルター	河床砂礫	150	1.0	18.4	0.56	42	2.40~2.63	6.73 ~1.78		2.04	2.17	2.26	2.60	6	0	39°00'	5 × 10 ⁻⁴

(注) 二段書きのゾーンにおいては、フィルター材料の特性が、主体となる。

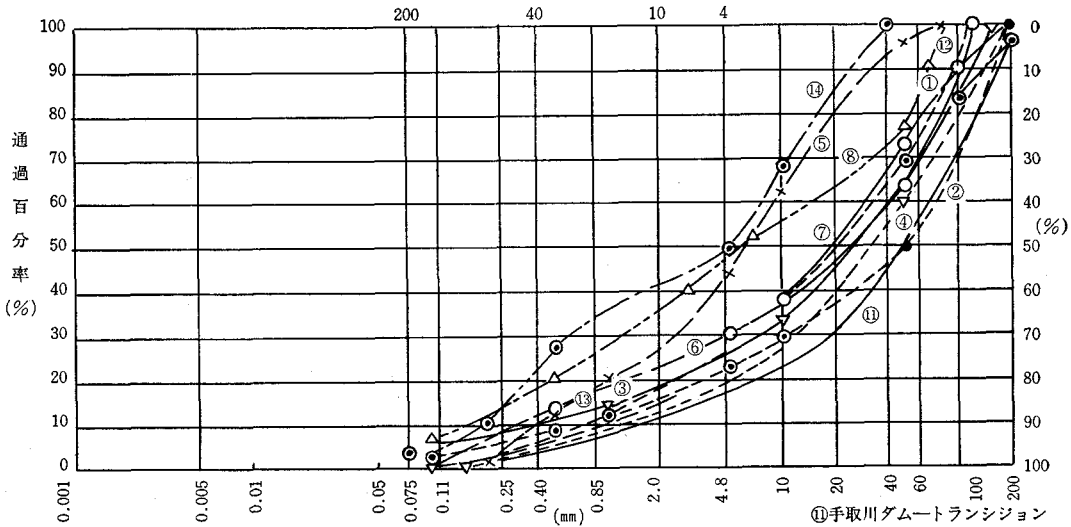


図-6 半透水性材料の粒度分布曲線

ければならない事項は、以下のような点であろう。

- ① フィルター条件を満すこと（粒度及び透水性）
- ② フィルター幅は、できる限り広くとること（工事的には幅が狭い方が良いが、施工管理、品質管理などを考慮すれば、幅が広い方が望ましい）
- ③ フィルターは、コアトレンチ岩盤内へ約1m切り込んで設けることが、施工上や浸透水処理上有効な場合が多い。
- ④ 不透水ゾーンの上流に亀裂の多い岩盤や弱い岩盤がある場合は、フィルターをコアトレンチよりも深く（50～100cm）掘り下げるか、あるいは上下流側にフィルターを張り出す⁵⁾。
- ⑤ フィルター材料の施工に際しては、粒度の分離を来さないよう十分注意すること。

一方、半透水ゾーン材料としては、既設ダムにおいて表-4に示すような材料特性を有するものが使用されている。また粒度分布的には、図-6に示すような材料であり、-200#含有率は、約10%以下、吸水率も10%以下である（フィルター材料の場合は、-200#含有率が、5%以下）。堤高が、50m以下の既設ダムでは、均一型に近いゾーン型のフィルダムが多くあり、不透水ゾーン以外のゾーンの設計数値には、表-5のような値が用いられている。これらの値と表-4に示されている半透水ゾーンの設計数値とを比較すると明らかのように、設計せん断強度の中に、粘着力が見込まれているかいないかの点で差がある。

この点については、次のような事項に注目し、設計上留意することが望ましい。

近時、地震時における安定計算の実施、過去の地震時での堤体の被害状況（表-6～9）、振動模型実験結果、

あるいは堤体安定性に対する有限要素解析結果（図-8、9）などを見ると、特異なケースを除き、表層斜面崩壊から順次内部崩壊に至る過程をとるケースが多いことを考えれば、次式により堤体の安定性を検討する場合は、設計数値を決定する際、以下の点に注意することが望ましいと思われる。

現在、フィルダム堤体のスベリに対する安定計算は、下記のような条件に対し、①式で示される安定計算公式を使用して行われている。

$$SF = \frac{\sum \{C \cdot \ell + (N - U - Ne) \tan \phi\}}{\sum (T + Te)} \dots \text{①}$$

SF：安全率

N：各スライスのスベリ面上に働く荷重の垂直分力

T：各スライスのスベリ面上に働く荷重の接線分力

U：各スライスのスベリ面上に働く間ゲキ圧

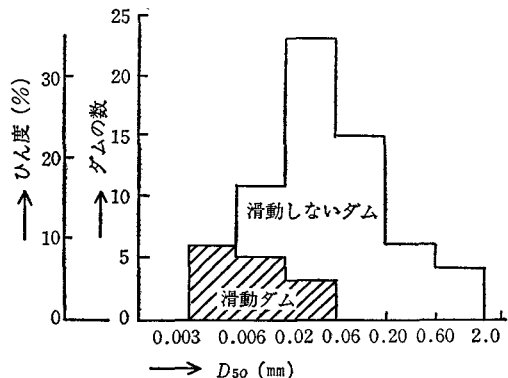


図-7 均一型ダムの堤体材料の粒径と滑動生起⁶⁾

表一 5 堤高30m以上の均一、ゾーン型フィルダムの設計数値

ダム名	堤高	ダム型式	設計数値一覽表							
			ゾーン名	密度 (t/m ³)			セ ン 断 強 度			
				γ_d	γ_t	γ_{sat}	完成直後		完成後	
							C (t/m ²)	ϕ (°)	C (t/m ²)	ϕ (°)
郡	38.2	傾斜コア型フィルダム	コ ア	1.274	(40%) 1.758	1.797	9.0	32°40'	9.0	32°40'
			ランダム	1.549	(9.0) 1.688	1.988	0	36°00'	0	36°00'
			半透水	1.388	1.727	1.859	1.6	41°36'	1.6	41°36'
川上	41.0	中心コア型フィルダム	コ ア	1.45	(26.9) 1.84	1.92	3.3	6°45'	3.3	16°00'
			ランダム	1.70	1.90	2.08	0	33°00'	0	35°20'
			ロック	1.70	1.90	2.08	0	35°20'	0	35°20'
厚真	38.2	中心コア型フィルダム	コ ア	1.55	1.94		4.0	15°00'		
千五沢	43.0	中心コア型フィルダム	コ ア	1.184	1.71	1.75	4.7	7°00'	4.7	7°00'
			ランダム	1.526	1.970	1.980	5.3	20°00'	5.3	20°00'
中里	46.0	傾斜コア型フィルダム	不透水(I)	1.86	2.09	2.11	6.9	19°00'	5.6	29°00'
			〃 (II)	〃	〃	〃	3.0	25°00'	3.0	32°00'
			ランダム(I)	〃	〃	〃	3.0	32°00'	3.0	32°00'
			〃 (II)		1.80	1.90	1.0	25°00'	0	32°00'
野花南	41.5	中心コア型フィルダム	ロック		1.80	2.10	0	35°00'	0	35°00'
			コ ア		2.02	2.04	2.4	24°24'	2.4	25°12'
			ランダム(I)		2.05	2.10	3.5	35°00'	3.5	35°00'
日指	40.0	中心コア型フィルダム	〃 (II)		2.02	2.16	0	40°00'	2.0	30°00'
			コ ア	1.10	1.58	1.73	5.0	12°00'	6.0	16°00'
又木戸	34.0	均一型フィルダム	ランダム	1.50	1.56	1.92	0	40°00'	0	40°00'
			ロック(腰石)	1.10	1.49	1.66	2.0	33°00'	2.0	33°00'
山村	37.0	傾斜コア型フィルダム	シラス	1.59	1.88	2.01	0	40°00'	0	40°00'
			河床砂礫	1.38	1.82	1.86	3.9	19°00'	2.6	24°30'
			コ ア	1.67	1.90	2.04	2.9	31°30'	1.3	36°00'
真栄里	27.0	均一型フィルダム	上流ランダム	1.34	1.71		4.2	19°30'	2.9	26°30'
			下流ランダム							(4.4)
長柄	52.0	傾斜コア型フィルダム	(コア)	1.89	1.95		4.4	26°00'	4.3	30°00'
			ゾーン・I	0.555	1.268	1.358	4.1	10°30'	7.4	10°00'
			(砂)	1.470	1.720	1.919	0	33°00'	0	33°00'
			ゾーン・II	1.264	1.700	1.781	2.5	30°00'	3.0	30°00'
			(泥岩)							
			ゾーン・III							

Ne: 各スライスのスベリ面上に働く地震荷重の垂直分力

Te: 各スライスのスベリ面上に働く地震荷重の接線分力

ϕ : 各スライスのスベリ面上の材料の内部マサツ角

C: 各スライスのスベリ面上の材料の内部粘着力

l : 各スライスのスベリ面の長さ

この式を見ると、SF に大きな影響を与える材料の設計セ ン断強度は、C と ϕ の常数として反映される。しかし、粘着力の抵抗は、地震時の作用外力の影響を受けることなく、常時と同様 $C \cdot l$ で表わされる。一方、マサツ抵抗は、スベリ面上の各点に作用する垂直分力が、地震時には、Ne の垂直分力の減少を来し、 $Ne \cdot \tan \phi$ だけ地震の作用による抵抗力の減少が見込まれていることになる。また上式より、 $C = 0$ の場合の材料では、スベリ面の直径が無 限大となった状態では、

表-6 最近数十年間におけるアースダムの震害例⁹⁾

地震名	西暦	被害状況
関東地震	1923年	大野ダム, 村山貯水池上・下堰堤が沈下, 亀裂, 堤頂一部破壊などの被害を受けた。
Santa Barbara地震	1925年	Sheffield ダム (H=7.6m, L=219.5m) が決壊した。
男鹿半島地震	1939年	74個のため池が被害を受けた。
南海地震	1944年	愛媛県大谷池ダム (H=27m) を含む6個のアースダムが被害を受けた。
北美濃地震	1961年	御母衣ダムが, 震央より20kmの地点にあり, 貯水開始満水後1ヶ月目, 天端中央3cm沈下, 下流への移動5cm, M=7.0
新潟地震	1964年	7個の決壊ダムを含む146個のアースダムが被害を受けた。決壊は, 地震後, 数時間から1日以上後に発生した。
十勝沖地震	1968年	7個の決壊ダムを含む青森県下の202個のアースダムが被害を受けた。表-9参照。皆瀬ダム (H=66m) の天端中央1cm下流へ移動, 下流法面でロック転落。
San Fernando地震	1971年	Lower San Fernando ダムが崩壊した。
宮城県沖地震	1978年	表-7・8のとうり。M=7.4

宮城県沖地震の場合——堤高15m以下-94%, かつ土質基礎-84%

表-7 溜池の被害状況⁷⁾

位置	区分 件数	アースダム			ロック フィル ダム	計
		均一型	ゾーン 型	舗装 型		
	被害 状況	57	23	2	1	83
本体	法面保護工損傷	9	6	2	1	18(13%)
	亀裂の発生	23	13	2	0	38(28)
	一部崩落	14	6	0	0	20(14)
	かん没, 沈下	8	0	0	0	8(6)
	漏水等	10	1	0	0	11(8)
	小計	64	26	4	1	95(69)
取水 施設	斜樋損傷	12	5	1	0	18(13)
	底樋損傷	8	4	0	0	12(9)
	小計	20	9	1	0	30(22)
余水 吐	コンクリートの 亀裂等	12	1	0	0	13(9)
	合計	96 (70%)	36 (26%)	5 (3%)	1 (1%)	138 (100%)

表-8 形式別被害件数⁷⁾

県別	被害件数		アースダム			ロック フィル	復旧額 (百万円)	
	件数	%	均一型	ゾーン 型	舗装型		1件 金額	当り
青森	2	2	1	1	0	0	10	5
岩手	16	20	7	8	1	0	42	3
宮城	40	48	32	6	1	1	220	6
秋田	4	5	1	3	0	0	5	1
山形	2	2	0	2	0	0	102	50
福島	19	23	16	3	0	0	50	3
計	83	100%	57 (69%)	23 (28%)	2 (2%)	1 (1%)	429	5

表-9 十勝沖地震におけるダムの震害率⁹⁾

震害現象	ダム高 10m以下		10m以上	
	被害数	%	被害数	%
滑動により欠壊したもの	9	10.5	1	12.5
上流法面がすべっているもの	21	24.7	4	50.0
下流法面がすべっているもの	10	11.7	0	0
上下流法面がすべっているもの	4	4.7	0	0
堤体にクラックの発生したもの	24	28.2	1	12.5
堤体の沈下を生じたもの	7	8.2	1	12.5
取水構造物の破損したもの	22	25.8	2	25.0

(注) 調査実数: 震害を受けた93個のダム
ダム高10m未満: 85個 ダム高10m以上: 8個

$$SF = \frac{(1 - m \cdot k \cdot \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}}) \cdot \tan \phi}{m + \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}} \cdot k} \dots \dots \textcircled{2}$$

m: 斜面勾配

k: 設計震度

γ_{sat} : 透水材料の飽和単位重量

γ_{sub} : 透水材料の水中単位重量

$\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sub}}$: 貯水池空虚の場合, 1.0

で表わされ, 一般に②式による場合の安全率が, 最小値となることが多い。このような点を考慮すれば, 表面傾斜コア型の堤体を除いて, 耐震設計上は設計数値を決定する上で, Cは, 材料の粒度分布特性, セン断試験結果, 堤体安定性上に占めるゾーニング上の役目などを考慮し, できるだけ控え目に採用することが望ましい。

過去, 幾多の地震時において, 表-6, 9に見られる

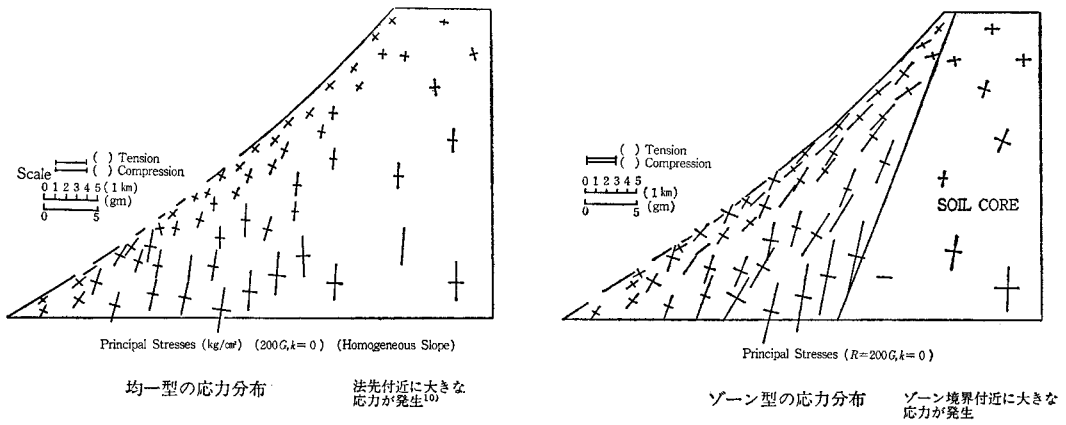


図-8 ゾーニングの違いによる応力分布の差⁹⁾

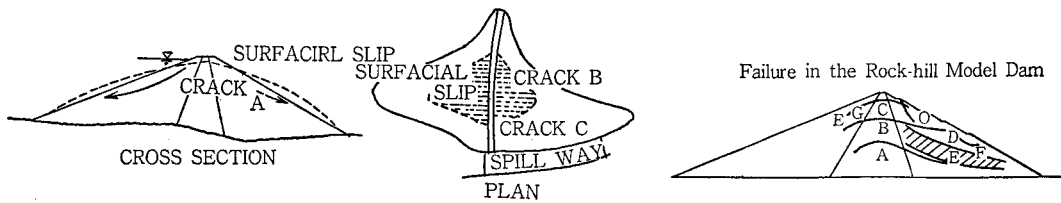
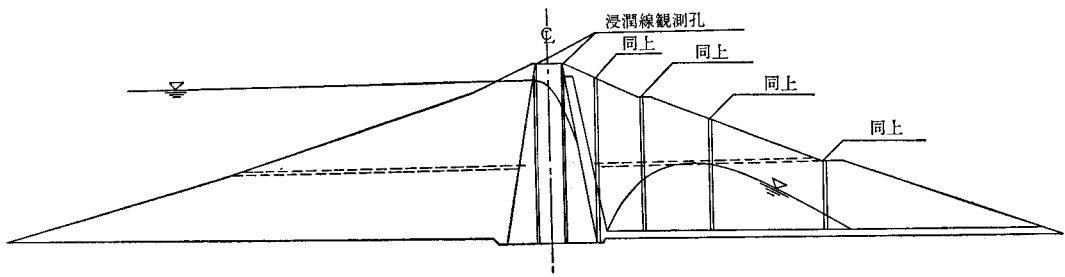
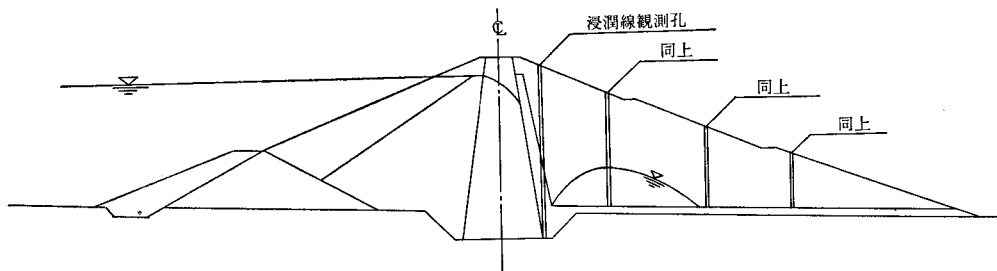


図-9 ロックフィルダム振動中の表層滑りと遮水壁内のクラックの発生模式図¹⁴⁾



Aダム浸潤線観測結果 貯水後が前の浸潤線を若干上回る。



Bダム 浸潤線観測結果 貯水前と後で下流ゾーン内の浸潤線は変化せず。

図-10 ゾーン型フィルダムの下流ゾーン浸潤状況

とおり、低ダムにもかかわらずスベリなど安定性上の問題を生じたダム型式に均一型ダムが多かったこと¹⁰⁾を考え、今後はこの辺に目を向け、設計、施工上で十分留意する必要がある。前①式で判明するとおり、地震時に U が動的な面でスベリ面に対しどのように作用し安全率を低下させるかも問題であり、このような点を考えると、上下流斜面表層に近づくゾーン程、透水係数の大きな透水ゾーンを設けることが望ましい。また筆者の経験では、下流ゾーンが透水係数の小さな半透水ゾーンや不透水ゾーンからなる堤体の場合で、しかも地山の地下水位が高い時、あるいは将来貯水により地山地下水位の上昇が予想される場合は、河床部のみならずアバット地山斜面部にも全面あるいはスジ状にドレーンを敷設し、下流ゾーン内の水位を速やかに低下させることが、安定性上望ましい。図-10は、下流ゾーンの浸潤線が上昇した実測値である。地山の地下水で堤体下流ゾーンの一部が飽和した状態を示し、実質的には、谷を堰止めた下流ゾーンの透水係数が小さかったため、左右アバットの地山地下水位が連続したような形状となり、浸潤線が上昇したものであると判断できる。この他、上記のような処理がなされていないため、下流堤体法先の左右地山付近に浸潤線が表われることもあり、前述の処理が十分でなかったか、あるいは工事用道路として盛土面が使用され、そのままその後の上部の盛立が実施されたため、この面が不透水層面を形成し、地山の迂回浸透水がここを通過して浸出した例もあり、施工上十分注意することが必要であろう。

4. 透水性材料について

透水性材料は、透水ゾーンに使われ、その役目は、堤体の安全性確保にある。したがって、密度が大きく、セ

ン断強度の大きい材料で安定性などの優れたものが要求される。通常、透水性材料の中でも細粒な材料は内側に、粗粒な材料は外側に盛立てられる。既設ダムの透水性材料の物理、力学特性は、表-10に示したとおりである。また粒度分布曲線は、図-11のとおりである。これらの値を見ると、おおむね次のような特色を示している。

比重： $G_s \geq 2.50$

吸水量： $W_o \geq 5\%$

圧縮強度： $qu \geq 400\text{kg/cm}^2$

乾燥密度： $\gamma_d \geq 1.70\text{t/m}^3$

設計せん断強度： $C = 0\text{t/m}^2$, $\phi \geq 37^\circ 00'$

透水係数： $k \geq 1 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$

一般に透水性材料としては、安定性や強度の面で、表-11に示されたものが適しているといわれている。また最近では良好な原石山がダムサイト近辺で得られなく、10km以上離れた所から搬入する場合もめずらしくない。このような場合、設計上次のような点に留意すべきである。

すなわち、現在の安定計算では、

・表層スベリに対する安全率： $SF \geq 1.20$

・円弧スベリによる安全率： $SF \geq 1.20$

を満足する必要がある。このことは、逆にいえば透水ゾーンの設計数値が決まれば、容易に表層の法面勾配を求めることができる。次に円弧スベリで検討した結果、内部を通るスベリで $SF < 1.20$ になる場合は、 $SF \geq 1.20$ を満足するよう。

(1) 表面の法勾配を更に緩くする

(2) 内部のゾーニングを変更する（あるいは、内部ゾーンにせん断強度の大きな材料を使用する）

ことが考えられる。(1)に対処する場合は、設計上は比較的容易であるが、一般にコストの高い透水性材料を多用

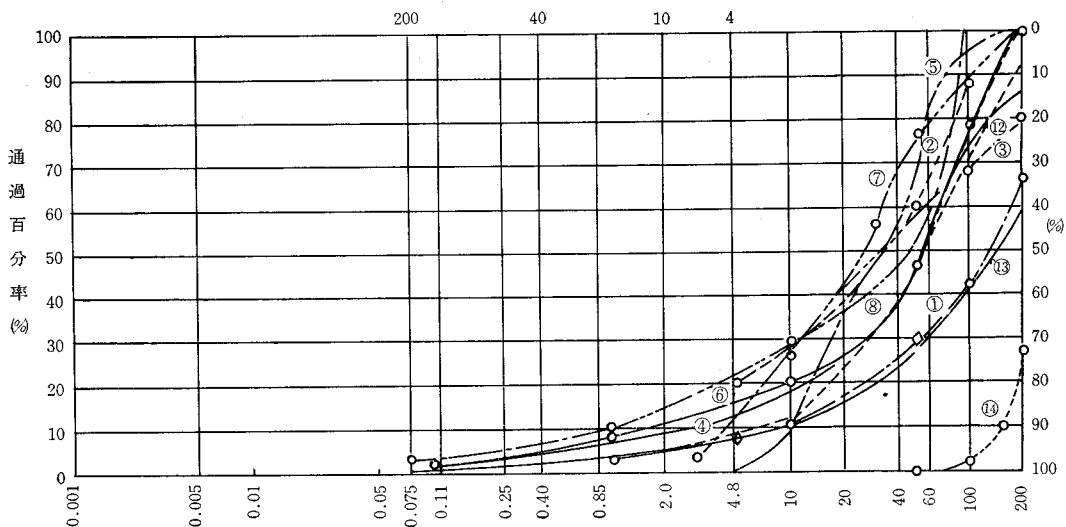


図-11 透水性材料の粒度分布曲線

表-10 透水性材料の材料特性

ダム名	材 質	粒 度 特 性					比 重	吸水量	安定性	圧縮強度	設 計 数 値								
		最大粒径	-200#	-2.0mm	D ₁₀	D ₆₀					乾燥密度 γ _d	湿潤密度 γ _t	飽和密度 γ _{sat}	比 重	含水比	粘着力 C	マサツ角 φ	透水係数 K	
		mm	%	%	mm	mm		%	%	kg/cm ²	t/m ³	t/m ³	t/m						cm/sec
十 勝	角班岩 (風化) (新鮮)	200	0	6.2	3.7	47.8	2.66 2.63	0.67 0.64	0.15 0.12	1.545 1.190	1.80	1.90	2.10	2.60	10.5	0	40°00'		
大 雪	粘 板 岩	800			16	13 ~130	2.579 ~2.654	1.45			1.90	1.90	2.20	2.70	0	0	38°00'		
御 所	両輝石安山岩	160			17	46~92	2.1~2.4	5~10	10~60	150~500	1.493	1.568		2.20	5	0	40°00'		
白 川	緻密安山岩	300		1~1.6	1~26	35 ~150	2.47 ~2.58	2.11 ~4.16		400~700	1.80	1.940	2.10	2.53	7	0	40°00'	1×10 ⁻¹	
漆 沢	石英粗面岩 安山岩質角礫凝灰岩	1,000			6	70	2.590	4			1.79	1.84	2.07	2.50	3	0	41°00'		
樽 水	角礫凝灰岩	500			15	80	2.654	3.4			1.72	1.89	2.03	2.50	10	0	35°00'		
	安山岩(リップラップ)	1,000		13	0.42	101.6	2.1	17	100		1.90	2.11	2.15		15.0	0	36°53'		
							2.79	1.5 ~1.6							2.22				
有 馬	チャート	430			1.5 ~25	20~85	2.66	0.4		800 ~1.100	1.89			2.65		0	40°00'	1×10 ⁰	
三 保	安山岩質火山粗粒 碎屑岩中粒 細粒	500 350 250		0 4 5	4.8 1.0 0.25	60 38 18	2.920 2.906 2.903	0.250 0.361 0.324			2.15 2.20 2.15	2.19 2.27 2.26	2.41 2.44 2.41	2.90	3.0 3.0 5.0	0 0 0	41°00' 38°00' 36°00'		
広 瀬	花崗セン緑岩 ホルンフェルス	1,000 1,000			15	1.000	2.73 2.65	0.55 0.44	7.6	450≦	1.87	1.90		2.70	1.60	0	40°00'		
手 取 川	風化~新鮮片麻岩 礫 岩		1.6 ~4.2 1.5 ~2.7	8.4~17 7.6 ~10.7	0.7 ~2.7 1.4 ~4.5	42 ~110 40 ~120	2.61 2.62	1.34 1.74	13.9 22.4	1.255 911	1.85 ~1.91 1.99 ~2.14	1.89 ~1.96 2.04 ~2.23	1.89 ~1.96 2.04 ~2.34	2.68	2.0 ~2.5 2.5 ~4.0	0 0 0	40~42° 37~38°		
岩 屋	石英班岩	500	0	2	9.1	77	2.654 2.628	0.59 3.20	8.1 ~53.0	2.680 ~3.120	1.830 1.812	1.853 1.870	2.141 2.123	2.654 2.628	1.235 3.20	0 0	43°00' 39°00'	1×10 ⁻¹ 1×10 ⁻¹	
福 地	石 灰 岩	457	0	0	65	230 ~125 ~320	2.70				1.840	1.920	2.160	2.70	6.0 4.3	0	37°00'		
寺 内	片 岩	1,500	2	4	10	200	2.70	0.7			1.850	1.950	2.180	2.75	5.41	0	38°00'		
子 撫 川		162	1.75	2.02	—						1.62	1.75	2.02			0	40°22'	1×10 ⁻¹	
瀬 戸	砂岩, 頁岩 細粒 粗粒	150<30% 150<50		10> 5>			2.55 2.60	5.0 1.0			2.0 2.0	2.02 2.02	2.25 2.25	2.66 2.65		0 0	41°30' 42°30'	1×10 ⁻¹	
新 冠	輝緑凝灰岩 細粒 チャート粗粒	200			14	75					1.80 1.86	1.80 1.86	2.13 2.17			0 0	40°00' 42°00'		
漁 川	熔結凝灰岩	800			1.6	66	2.49	4.41			1.75	1.90	1.98	2.28	8.8	0	39°45'	1×10 ⁻²	

表-11 透水性材料として適合する岩石の種類³⁾

適当と考えられている岩石	注意して使用されるべき岩石
花崗岩類 玄武岩, 安山岩, 流紋岩 中生代以前の砂岩 石灰岩 珪岩	頁岩, 粘板岩 凝灰岩 新生代の砂岩 片麻岩, 片岩 (節理が著しいもの)

することとなり、いたづらに法面勾配の緩い堤体を作る
ことになり好ましくない。したがって、(2)で対処する
ことが一般的である。この場合、筆者の経験ではおおむね
次のようなことが言える。

中心コア型ダムの場合、表層スベリで法面勾配を決
め、内部を通る円弧スベリで安定計算を実施するが、不
透水ゾーンを通る円弧スベリで、 $SF < 1.20$ となること
は殆んどない。透水ゾーン内で細粒：(I)、粗粒：(II)
ゾーンに分かれ、各々で設計数値を変化させる場合、
(I)と(II)の境界付近を通る(I)内の円弧で、 $SF < 1.20$
となることが多い(図-12)。一方傾斜コア型ダムの場
合は、不透水ゾーンを通るスベリ円弧で、上流斜面勾配
が決まることがある。この場合もできるだけ——ダムサ
イトの地形、基礎処理上の条件、築堤材料特性などで許
容可能ならば——不透水ゾーンを急勾配にするなどし、
(2)の方向で対処することが望ましい。また透水性材料で
構成されるゾーンは、高堰堤の場合堤体材料に占める割
合が多く、堤体の安定性上重要な位置を占める。最近、
透水性材料採取地の地山状態が、地質的に複雑(斜めに
互層で二、三の岩種がいくつむなど)であったり、クラ
ックが発達している場合が多く見られ、細粒と粗粒とを
同一採取地で得る際には、施工上細心の注意を払う必要
がでてきている。このため設計時に、上下流斜面表層に
リップラップゾーン(通常1.0m厚さ以上)を設けたり、
あるいは現場で細粒と粗粒とを肉眼判定し、使い分け流
用する程度の施工上の境界線を示すのみで、設計数値は

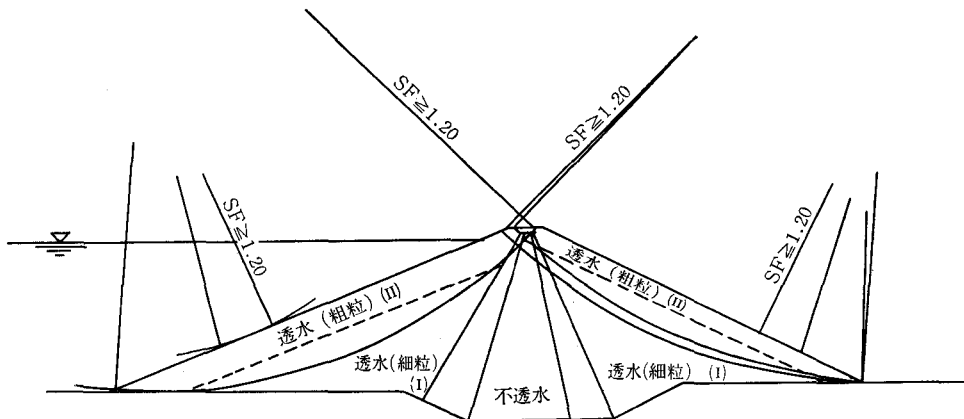


図-12 堤体安定計算(円弧スベリによる計算)

変えないゾーニングが、最近の施工現場を見る限り望ま
しいように思われる。ただし、良好な原石山や明らかに
細粒と粗粒との区分が可能である場合は、この限りでな
い。

また耐震設計上からは、堤体の破壊が前述したとお
り、斜面表層より内部へのスベリ崩壊に至る過程を考
えると、表層にある透水性材料の重要性がうなづける。こ
の点については、模型実験(図-9, 13)や有限要素法
による解析結果などにより、次のような点が指摘されて
いるため、設計、施工上留意する必要がある。

- ① 堤頂より堤高の1/4付近以上で、最大加速度が作
用するため、リップラップをできるだけ密に積む
か、あるいは厚く積む。また動力的には、斜面勾
配を緩くしても、ダム軸縦断方向中央部のこの部
分には、不安定な領域が残るため、貧配合のセメン
テーションを行い、僅かな粘着結合を持たすこと
は、耐震上、効果が大きい¹²⁾。なお、この場合、透
水性に注意しなければならない。
- ② 堤体てんば付近では、透水ゾーン幅が広くとれる
よう、てんば幅を広くとるとともに、ゾーニングに
注意する。

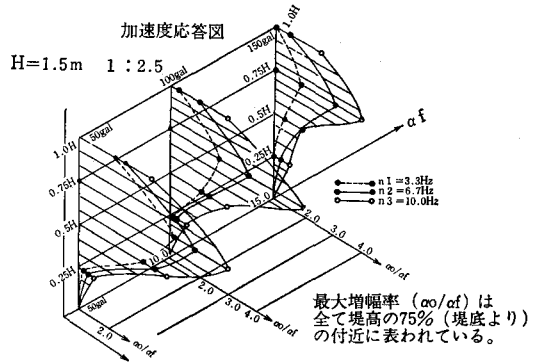


図-13 ゾーン型フィルダムの震動模型実験結果¹¹⁾

表—12 上下流ロックフィルゾーンに同じロック材料を用いた場合の耐震ダムの断面形状¹³⁾

平均粒径	のり面こう配	
	上流側	下流側
2	1:2.75	1:2.2
5	1:2.5	1:2.0
10	1:2.2	1:1.75
20	1:2.0	1:1.6
30	1:1.9	1:1.5
40	1:1.8	1:1.4

③ 斜面表層部には、岩質の良好な大粒径のロック材料を使用すること（表—12）。

5. ま と め

以上、最近のフィルダムについて、主として材料面からながめた設計、施工上の留意点を述べたが、これらをまとめれば、次のとおりである。

- (1) 堤体の全てを粘着力のある材料で築造するダムでは、地震時の安定性を考慮し、設計数値の採用や安定計算実施の際には十分検討すること。
- (2) 地山の地下水位や堤体型式を考慮し、堤敷ドレーンの敷設範囲の決定には、十分検討し、できるだけ広範囲に設けること。
- (3) ロックフィルダムでは、ゾーニングに注意し、上下流斜面表層に近づくにしたがって粗粒材料を配置すること。特に表層数m区間は、良質、大粒径ロックを密に積むこと。
- (4) 不透水ゾーン着岩部斜面の施工に注意するとともに、コンタクトクレイには、
 - ① 塑性が大きく、かつ自然含水比の高い粘性に富んだ細粒材料
 - ② 残留強度が、セン断破壊後も著るしく低下せず、Self Healing作用の期待できる材料
 - ③ セン断破壊後の透水係数が、それ以前の値と比較し、大きくならないこと。
 などの条件を満足する材料を使用すること。
- (5) 不透水性材料には、統一分類で、S C, S M, G C, G M, $I_p > 15$ の材料を最適含水比あるいは、その数%湿潤側で使用できるものが、最も望ましい。これらの他に、本文ではふれなかったが、施工に際し

ては、堤体内埋設計器による観測値をとり、施工管理値、設計数値と対比し堤体の安全性確保に役立てるとともに、貯水後の堤体安全性を検討する上の基礎資料とすることが望ましい。

また最近の築堤材料調査、試験上で留意しなければならない事項として、公害問題などに伴う化学分析の必要性が挙げられる。（例—早瀬野ダム（完成後）の透水性材料……強酸性水の排出、鉄バクテリアによる酸化の進行及びマンガンの溶出¹⁵⁾。Nダム（調査中）の不透水性材料……強酸性水の溶出及びその他有害鉱物の有無の試験。Sダム（完成後）の透水性材料……風化細粒化に対する特殊試験など）。

以上の諸々の問題点を考えると、一堤体の築堤材料については、ダムの安定性以外にも、公害などさまざまな角度から調査、設計、施工について十分検討し、安全性の高いダムを築造することが望まれる。

参 考 文 献

- 1) 第30回建設省技術研究会報告（昭和51年度）フィルダムの設計と施工に関する研究、建設省河川局開発課、建設省土木研究所
- 2) 成田国朝、大根義男、フィルダムの基礎地盤形状と堤体内変形について、ダム日本、1980. 8.
- 3) 最新フィルダム工学、電力土木技術協会編
- 4) 宮田美幸、高瀬ダム着岩部の設計と施工、大ダム、83号
- 5) 中野良紀、Tetonダム決壊事故の原因について、農業土木学会誌、第46巻第5号
- 6) 神谷貞吉、フィルダムの破壊と被害、土と基礎、1971. 3.
- 7) 風間彰、宮城県沖地震における農業用溜池の被害実態、大ダム、89号
- 8) 知久徳、フィルダムの事故とその対策、ダム日本、1977. 2.
- 9) 林正夫、藤原義一、逐次破壊現象としての斜面安定性の数値解析、土木学会論文報告集、第171号
- 10) 山口柏樹、大根義男、フィルダムの設計および施工技報堂
- 11) 大根、建部、成田、フィルダムの振動特性に関する研究、大ダム、78号
- 12) 堤、他フィルダム耐震設計のための動的試験について、土と基礎、1975. 5.
- 13) 三国英四郎、ロックフィルダムの安定性、ダム日本、1973. 11.
- 14) 林、藤原、駒田、ロックフィルダムの材料物性と地震時挙動解析の関連について、大ダム、73号
- 15) 勝俣昇、最近の技術進展の歩み、水と土、第40号

北海道における8月豪雨と農業災害について

——昭和56年8月3日から6日にかけての
前線と台風12号による北海道の大雨——

高屋敷 尚 利*

目 次

- | | |
|-------------------------|---|
| 1. はじめに……………(78) | 5. 開発局関係農業直轄災地域における降雨
量と降雨確率および被災状況……………(83) |
| 2. 気象経過……………(78) | 6. 農業の被災状況……………(83) |
| 3. 降雨特性と降雨量……………(79) | 7. あとがき……………(85) |
| 4. 石狩川下流域の洪水状況……………(81) | |

1. はじめに

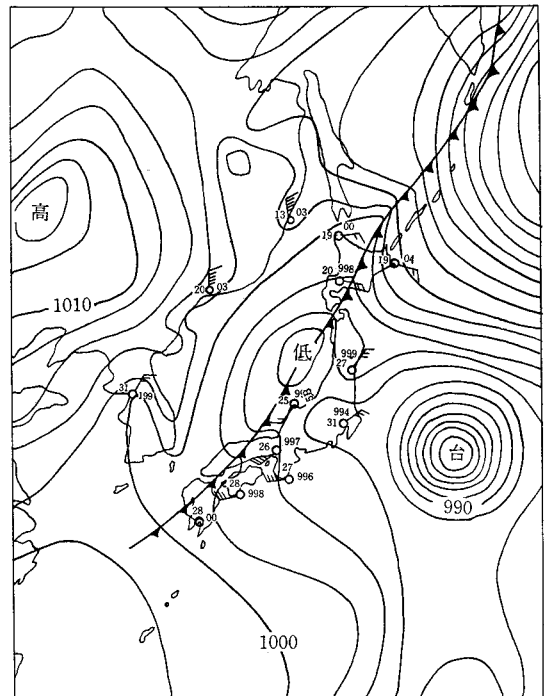
昭和56年8月3日午後から北海道中央部を北東から南西に横切って停滞した寒冷前線により、3日昼すぎから、宗谷地方に降雨が始まり、順次道央、道南に広がり、これに4日夜半、太平洋高気圧及び関東の南東海上を北上して来た台風12号の影響が加わって、北海道全域が強い雨となり、6日迄降り続いた。石狩川流域で、雨量は岩見沢410mm、恵庭406mm、旭川298mm、札幌294mmを記録し、気象台観測開始以来の豪雨となったほか、北海道全域で、100～300mmの降雨を記録した。このため、石狩川をはじめ、諸河川、排水路が氾濫し、各所において、農業施設、農作物、その他に甚大な被害を与えた。

昭和50年8月の石狩川大洪水の時も、同じパターンで、本道上空に前線が停滞し、台風6号が北海道に急接近して豪雨となった。この時は停滞期間は2日間と短かく、雨量も岩見沢199mm、恵庭163mm、旭川194mm、札幌175mmであったが、今回の豪雨は、所によっては倍以上の開きがあり、昭和50年8月洪水をしのぐ、洪水規模、被害となった。本報文は以上の概況について、取り纏めたものである。

2. 気象経過

7月末以来、北海道は亜熱帯高気圧に覆われて、蒸し暑い日が続いていた。3日午後にはサハリン南部を通過した低気圧から南西に延びる寒冷前線は、3日昼すぎから夜半にかけて北海道北部を南下し、その後、この前線は4日夕方まで北海道中央部を北東から南西に横切って停滞した。(第1図)

前線の南下に伴って、雨は3日すぎに宗谷管内から降り始め、夜半前には留萌、上川、空知の各管内の北部一帯で50～100mmの降雨があった。その後、前線は3日夜



図一 昭和56年8月4日15時地上天気図

半から4日の日中一杯停滞し、この前線に沿って高温多湿な南風が吹き込んだため、降雨は宗谷、日高管内を除く西部一帯と網走管内に広がった。この間、上川管内北部から網走管内雄武町にかけて、1時間10～25mmの強い雨が4日昼前まで降り続き、3日夜半からの降水量も100～120mmとなった。一方、中空知、南空知から千歳・苫小牧方面にかけての一帯は3日夜半から4日19時頃にかけて1時間15～35mmの強い雨が降り続き、この20時間の降水量も150～260mm(渡島管内では60～80mm)に達し、今回の大雨の前半部を形成した。

しかし、その後4日夜半の4～5時間は、北海道南東

*北海道開発局農業水産部農業設計課

沖の高気圧の強まりで、前線は一時的に西に移動させられた。このため、それまで南空知を中心に降っていた強い雨も石狩管内から胆振中部に移動し、中空知、南空知の大雨は小康状態となった。この間の石狩管内から胆振中部の雨量は40~90mmで、登別山間部では20~21時の1時間に52mmの強い雨が観測された。

しかし、上空に強い寒気を伴った気圧の谷が4日から5日にかけてゆっくり沿海州に南下して来たため、5日中には第2図にみられるように、北海道西岸に低気圧が発生し、その中心から温暖前線が北海道北部を横切って東に、また寒冷前線が南東方向に延びて、日高地方を横切って南に延びる状態となった。

一方、関東の南東海上を北上して来た台風12号は、その前方800kmの外縁部に雨雲を伴っていた。この雨雲が4日夜半北海道に流入して、前線の雨雲と合流したため、以後5日夜半にかけての約22時間、各地で再び強い雨となり、今回の大雨の後半部を形成した。

この間、寒冷前線の後面に入った渡島半島では雨はやんだが、北海道の西部から北部一帯では1時間10~20mmの雨が断続し、降水量もこの22時間で120~180mmに達した。また日高管内南部から十勝管内西部、北部、阿寒山間部および斜里町宇登呂で1時間10~30mmの強い雨となり、これら地域の降水量もわずか1昼夜未満で200~300mmの大雨となった。なかでも日高管内では著しい強雨が頻発した。すなわち、日高門別では5日4時~10時の6時間に207mmの大量の降雨となり、浦河町杵

白では13時~14時の1時間に62mm(13~15時の2時間で97mm)、静内では10時~11時の1時間に46mmの強雨がかった。

5日朝、台風が銚子の東方350kmの海上に北上して来るに及んで、北海道太平洋側の海岸部では南東の風が10~15m/sと強まって、最大瞬間風速も釧路、浦河で24m/s以上となった。しかし、この台風は三陸沖を北上中、中心示度も5日15時に一時的に975mbになったが、その前後は980mbで経過したため、風も中心の東側の海上で20~25m/sと強かったほかは15m/s前後と比較的弱かった。6日3時、釧路南沖で温帯性低気圧に変わり、根釧原野を横切って、6日9時にはオホーツク海南部に抜けた。台風の北上に伴って、北海道の東部一帯では5日夜半から6日朝にかけて1時間10~20mmの雨が降り、この間の降水量も一般には40~80mmとなった。特に斜里町宇登呂付近は5日夜半から6日明け方にかけて1時間20~60mmの強い雨となり、5日22時から6日4時までの6時間の降水量は207mmとなった。

その後、6日昼頃までは留萌管内から石狩管内の日本海側海岸部で1時間5~10mmの降雨があったが、昼すぎには各地とも天気は回復して、4日間にわたる大雨は終息した。

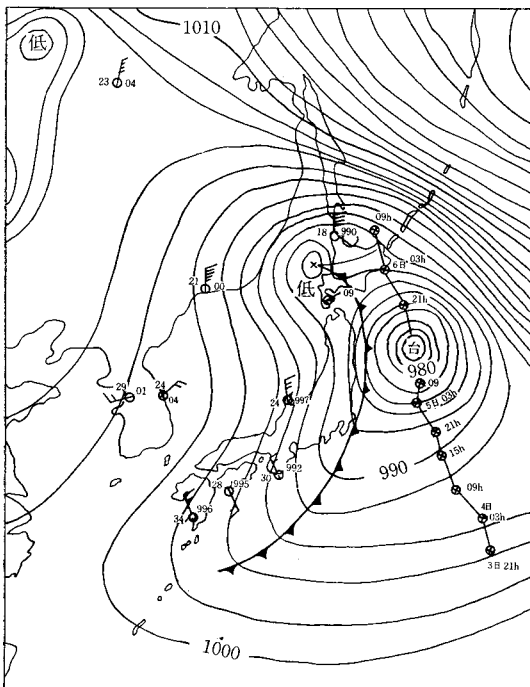
3. 降雨特性と降雨量

(1) 第8図は今回の大雨の総雨量分布図である。これによると、渡島半島、網走、釧路、根室の各管内の一部で100mm以下の地域がみられる外は、広く100~300mmとなっている。(宇登呂は425mm)多雨域は、南空知を中心とする北海道西部一帯、十勝西部から日高にかけてのもの、阿寒山間部、斜里町宇登呂付近に大別される。

(2) 今回の大雨は、二つの原因が連続して出現したため、4日間の長期にわたって豪雨が続いたものである。前半の3日、4日の雨(第4図、第5図)は、寒冷前線の南下、停滞によるもので、上川管内北部から南にかけての北海道西部一帯で150~260mmとなっている。後半の5日、6日の雨(第6図、第7図)は台風12号による前線の再活発化と台風から変った低気圧の北上によるもので、北海道西部一帯で120~180mm、日高から北海道東部で200~300mmとなっている。第1表の日降水量表で4日の札幌170.0mm、岩見沢262.0mmはともに8月中の日降水量としては官署開設以来の記録となった。

(3) 今回の大雨は広範囲に一樣に降ったことが特長として上げられる。特に石狩川集水領域はほぼ全域で250mm以上となっており、本流下流域の支流地帯で350~400mmの大雨となった。

(4) 日高管内の各箇所、登別山間部、斜里町宇登呂などでは1時間40~60mmの著しい強雨が局地的に集中して降り、これらの地帯でがけ崩れが多発した。特に日高



図一 昭和56年8月5日15時地上天気図と台風経路

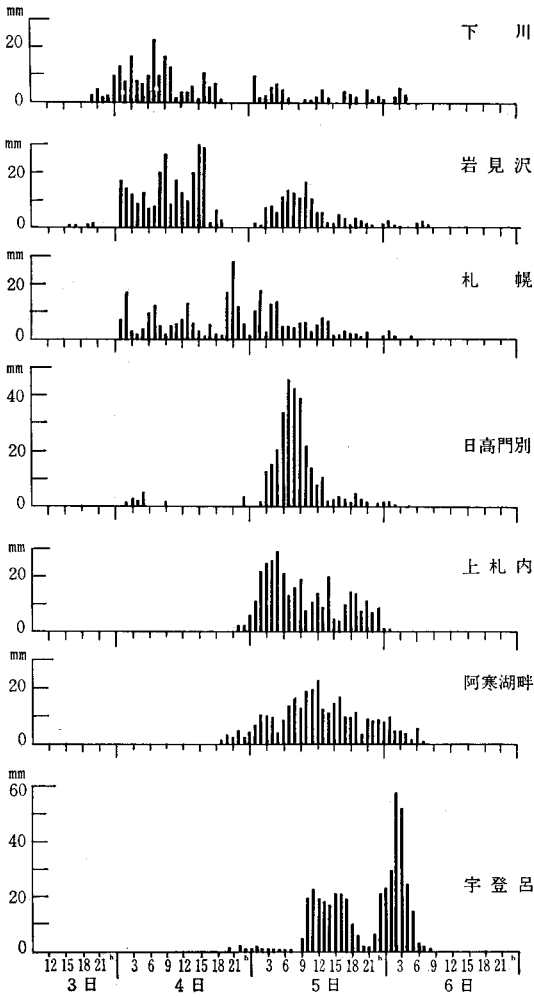


図-3 1時間降水量分布図

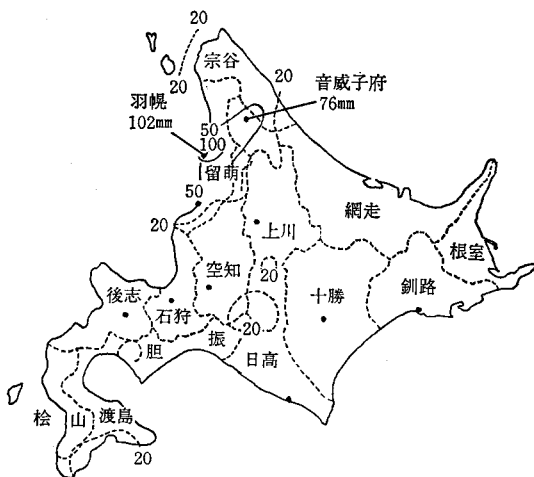


図-4 昭和56年8月3日の日降水量分布図

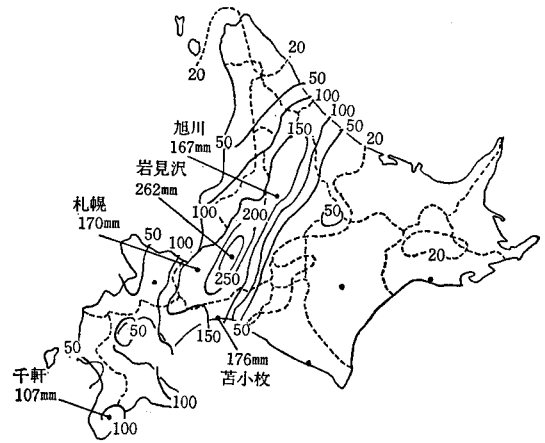


図-5 昭和56年8月4日の日降水量分布図

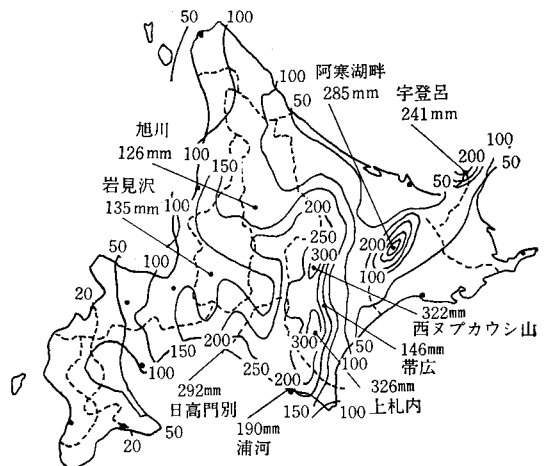


図-6 昭和56年8月5日の日降水量分布図

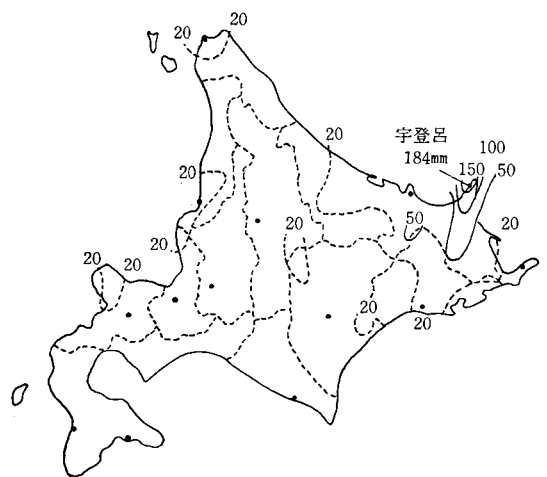


図-7 昭和56年8月6日の日降水量分布図

表一 1 気象官署の日別降水量および1時間最大降水量とその起時
(日降水量とは0時から24時までの値)

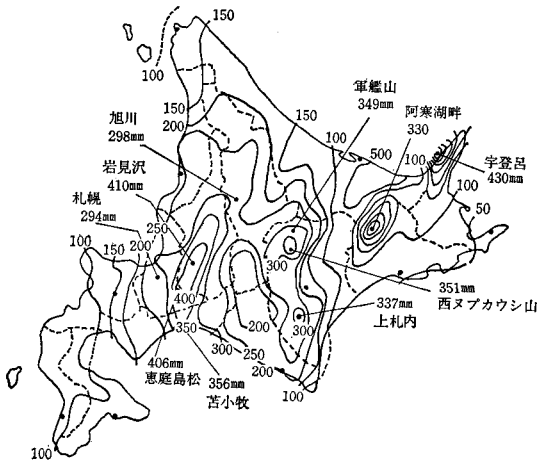
気象官署	日 降 水 量					3 日		4 日		5 日		6 日	
	0.5mm					1時間 最大 降水量	起 時 分	1時間 最大 降水量	時 分	1時間 最大 降水量	時 分	1時間 最大 降水量	時 分
	3日	4日	5日	6日	合計								
稚内	23.5	32.0	56.5	24.5	136.5	0.5mm 12.5	1330	0.5mm 8.0	2220	0.5mm 8.5	0850	0.5mm 9.5	0420
枝幸	20.5	24.5	123.5	14.0	182.5	6.5	1900	3.0	0840	14.5	0600	6.5	0250
羽幌	101.5	40.0	102.5	11.0	255.0	30.0	2010	7.5	1510	14.0	0550	2.5	0800
雄武	7.0	117.5	48.0	17.0	189.5	10.5	2330	17.5	0010	8.5	0310	6.5	0230
紋別	1.5	31.5	48.0	22.5	103.5	2.0	0010	11.0	0450	8.0	1650	8.5	0230
留萌	24.0	59.0	138.0	28.0	249.0	15.5	2250	11.0	0020	14.0	0810	13.0	0710
旭川	2.0	167.0	126.0	2.5	297.5	2.0	2310	24.5	0210	14.5	0650	2.5	2340
網走	0.0	3.0	17.5	36.5	57.0	1.5	2350	1.5	0000	9.0	2310	14.0	0100
小樽	0.5	81.0	79.5	5.5	166.5	3.0	2330	15.5	2040	13.0	0510	2.5	0540
札幌	0.0	170.0	120.0	3.5	293.5	1.5	2330	29.5	1950	27.0	0040	3.0	2340
岩見沢	4.0	262.0	135.0	9.0	410.0	2.0	1900	34.5	1450	16.5	0900	3.5	0530
帯広	—	8.5	146.0	7.0	161.5	—	—	欠 測	—	17.0	1540	4.5	2330
広尾	—	13.5	141.0	2.5	157.0	—	—	7.5	2330	30.0	0130	4.5	5日2330
釧路	—	5.0	28.0	40.0	73.0	—	—	2.5	2310	12.0	2330	14.0	0130
根室	—	2.0	32.5	10.5	45.0	—	—	1.5	2250	11.0	1410	6.5	0030
寿都	14.5	54.0	9.5	1.5	79.5	8.5	2210	10.5	1850	4.5	4日2330	1.0	0040
倶知安	5.5	73.5	56.0	14.0	149.0	5.5	2330	16.5	2200	9.0	0810	5.5	0030
室蘭	1.0	92.0	51.5	0.5	145.0	0.5	—	23.5	2050	9.0	0400	2.5	2330
苫小牧	6.0	176.0	168.5	5.0	355.5	4.0	2320	27.5	1420	22.5	0830	4.0	5日2330
浦河	—	5.0	190.0	0.5	195.5	—	—	8.0	2330	38.0	1340	0.5	—
江差	0.5	65.0	0.5	3.5	69.5	0.5	—	11.5	1800	0.5	—	3.5	1740
函館	38.5	81.0	17.5	0.0	137.0	25.0	2150	11.0	2020	6.0	0130	0.0	—
千歳	4.5	161.0	157.0	4.5	327.0	4.0	2310	28.0	1430	16.5	0430	3.0	0000

門別と宇登呂は6時間に200mm以上となっている。

4. 石狩川下流域の洪水状況

今回の豪雨により、石狩川下流域では第2表に示すとおり、石狩川の築堤が溢水破堤し、更に支流の中河川も各所で氾濫し、甚大な被害を与えた。第9図は石狩川下流域の氾濫の分布を示したもので、支流の中河川の下流域各所で氾濫を起していることは降水量分布ともよく適合する。江別市豊幌から下流の石狩川本流右岸の氾濫の一部は本流堤防からの溢水によるものである。

第10図は石狩川中流から下流にかけての主要地点の水位の経過を示したものである。これによると警戒水位を越えた時刻は石狩大橋4日夜半、月形橋、橋本町ともに5日昼すぎとなっており、その起時は下流が12時間以上早くなっている。また月形橋から石狩大橋にかけての下流域では5日夜半に計画高水位を越えた。又昭和50年8月洪水の水位を鎖線で示して、今回と比較した。最高水位についてみると、中流の橋本町では前回とほぼ同程度だが下流の月形橋、石狩大橋では前回より1m以上高く



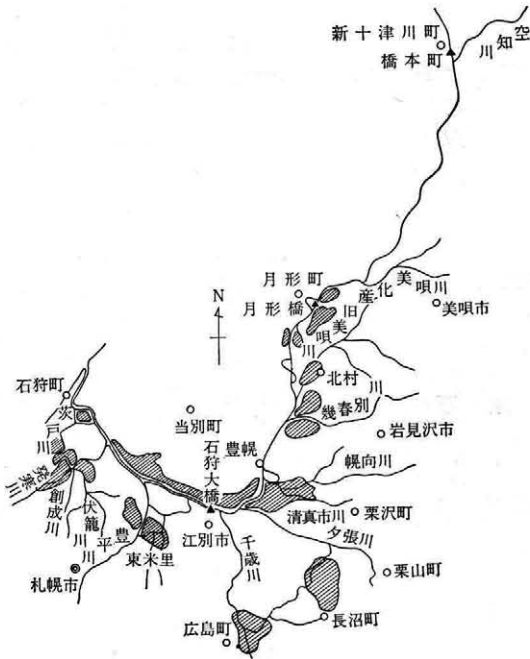
図一 8 昭和56年8月3日から6日までの合計降水量分布図

表一 石狩川水系（直轄）の破堤状況表

北海道開発局調べ（8月8日15時現在）

河川名	築堤名	状況	摘 要
石狩川	下新篠津築堤	溢水破堤	延長L=110m 溢水開始6日0時 破堤確認6日7時
〃	〃	〃	延長L=200m 破堤確認6日7時
幌向川	幌向川右岸築堤	〃	延長L=200m 溢水開始6日2時 破堤確認6日9時
剣湧川	剣湧川左岸築堤	〃	延長L=60m 破堤5日14時
島松川	島松川左岸築堤	欠壊破堤	延長L=50m 破堤6日0時
産化美唄川	産化美唄川左岸築堤	溢水欠損	溢水開始6日5時40分 破堤6日5時
大鳳川	大鳳川左岸築堤	溢水破堤	延長L=60m 溢水5日11時 破堤5日11時
辺別川	辺別川右岸築堤	欠壊破堤	延長L=80m 破堤6日5時10分
茨戸川	マクンベツ築堤	溢水破堤	延長L=40m 溢水開始6日0時15分
幌向川	幌向川右岸築堤	〃	延長L=40m 溢水開始6日2時35分
奈井江川	奈井江川右岸築堤	〃	延長L=120m 溢水開始5日20時30分
美瑛川	美沢左岸築堤	欠壊破堤	延長L=150m
〃	〃	〃	延長L=100m

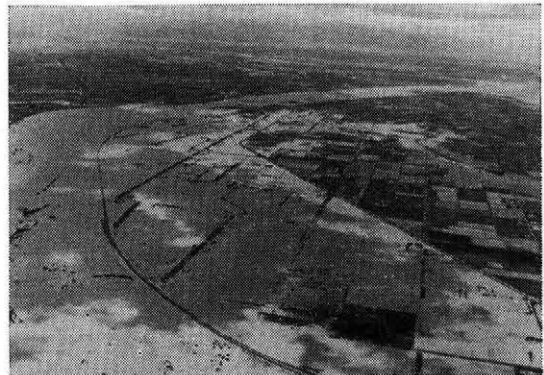
破堤ヶ所 13ヶ所
 その他溢水ヶ所 8ヶ所



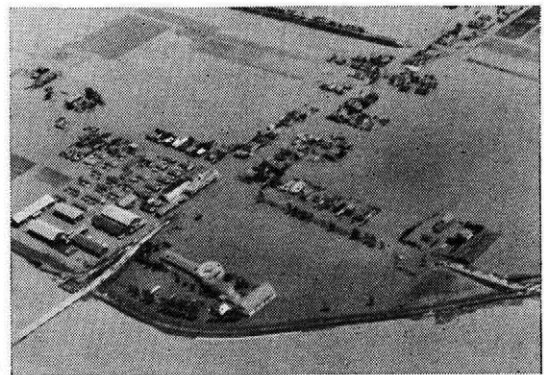
図一 石狩川下流域冠水（はんらん）状況見取図
 陸上自衛隊北部方面総監部提供（昭和56年8月6日12時 航空機による観測）

なっている。また石狩大橋での警戒水位以上の継続時間は前回より24時間長引いている。

開発局の暫定計算では石狩川河口での今回の最大洪水量は11,000m³/sに達しており、これは石狩川水工事業実施基本計画（S40・4策定）による石狩川河口の計画高水量9,350m³/sを大きく上回っている。



写真一 石狩川下新篠津築堤付近の氾濫状況



写真二 泥の海に飲み込まれた北村市街



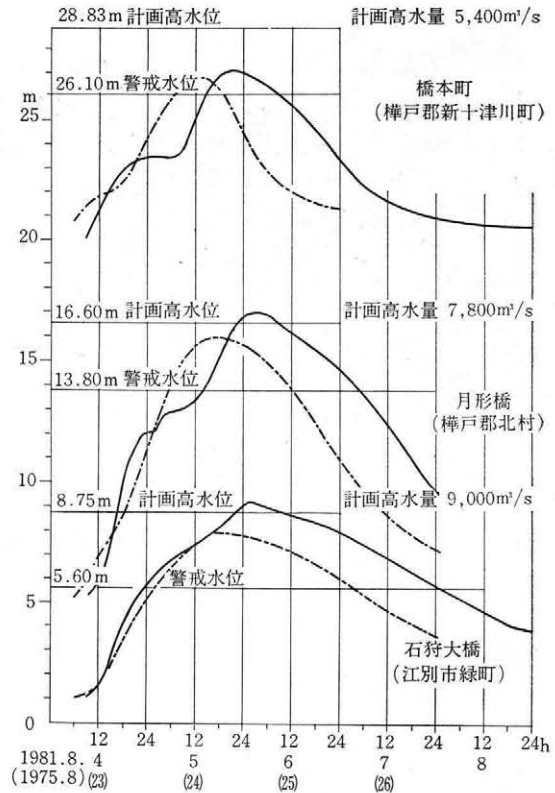
写真一 石狩川支流発寒川の氾濫で冠水する農地、住宅地

5. 開発局関係農業直轄災地域における降雨量と降雨確率および被災状況

北海道開発局の主たる農業直轄災地区における今回の降雨量、降雨確率と事業計画における1/10年確率日雨量を対比すると第3表の通りである。日雨量では1/50~1/700確率雨量、また任意24時間雨量では1/60~1/700(例外、日高門別1,000以上)となっており、今回の降雨がいかに大きかったかが理解出来る。

農業用施設被災状況(直轄災)は28地区45ヶ所、被災額は3,361百万円にのぼったが、このうち直轄かんばい事業、畑地帯総合土地改良パイロット事業、直轄明渠排水事業における明渠排水路の決壊による被災額が3,234百万円(96%)を占め、その他では道路の盛土、切土法面崩落等である。

特に鹿追町、芽室町、清水町をはじめとして十勝地方において、大きな被害を受けた。明渠排水路での被災内容は洪水による河岸の洗堀、崩壊流去、土砂堆積、護岸



図一 石狩川の基準水位観測所の水位経過図 石狩川開発建設部調べ(昭和56年8月洪水は実線, 昭和50年8月洪水は点線)

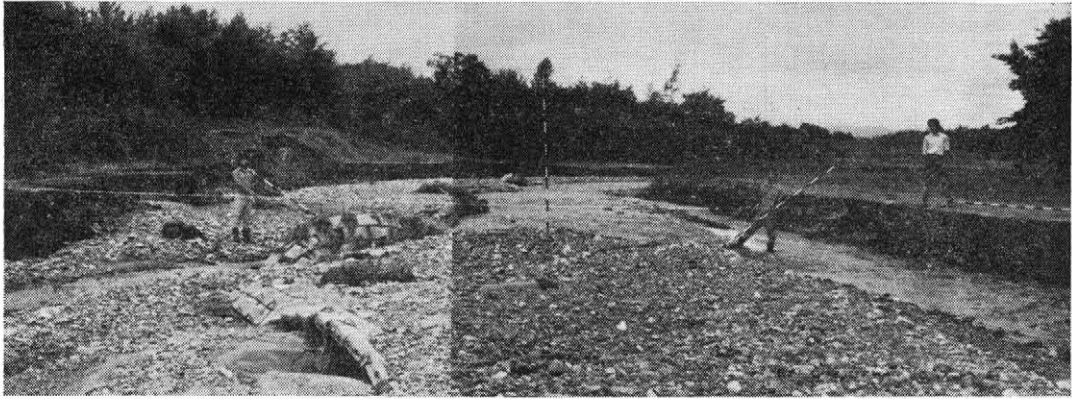
工(連結ブロック)の決壊、流出がその大部分を占めている。

6. 農業の被災状況

北海道8月豪雨災害対策本部が取りまとめた今回の集

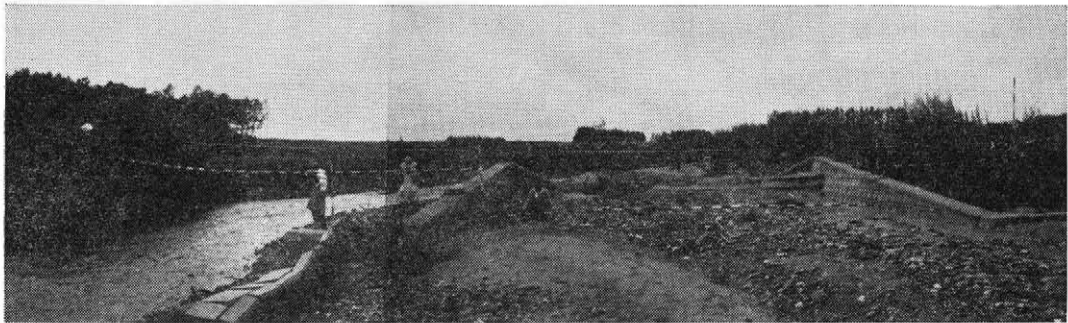
表一 降雨量と降雨確率表

関係建設部(支庁)	地点	日雨量				連続雨量	任意の24時間最大雨量	(参考)時最大雨量	1/10年確率日雨量	確率		備考
		8/3	8/4	8/5	8/6					日雨量	任意24時間	
札幌(石狩)	札幌	—	170	120	3	293	(8/3 6:00~)	(8/4 21:00)	105	1/100	1/200	1. 気象データは取り急ぎ入手したもので若干の変更はあり得る。 2. 確率は北海道土木部「北海道の大雨水資料」(S54.8)による。
札幌(空知)	岩見沢	4	263	135	8	410	(8/3 21:00~)	(8/4 16:00)	143	1/60	同左	
"	夕張	4	131	152	8	295	(8/4 10:00~)	(8/4 12:00)	110	1/50	1/100	
日高(〃)	日高門別	4	19	292	4	319	(8/4 2:00~)	(8/5 7:00)	90	1/1000以上	同左	
旭川(上川)	旭川	2	168	125	2	297	(8/4 1:00~)	(8/4 3:00)	104	1/50	"	
帯広(十勝)	新得	—	13	278	6	297	(8/4 21:00~)	(8/5 5:00)	123	1/150	"	
"	芽室	—	6	272	4	282	(8/5 0:00~)	(8/5 4:00)	117	1/700	"	



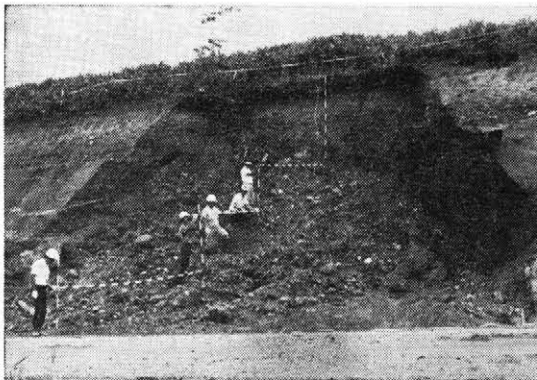
写真—4 明渠排水路 被災状況 (昭和55年施行箇所)

畑地帯総合土地改良プロジェクト事業 御影地区 分線川幹線明渠排水路 SP760M
 (計画基準雨量 120mm 被災時降雨量 300mm (連続雨量 308mm 時間最大雨量30mm))
 (計画排水量 13.8m³/s 洪水量 22.8m³/s)



写真—5 明渠排水路 被災状況 (昭和50年度施工箇所)

直轄明渠排水事業 祥栄地区 祥栄第2 幹線明渠排水路 SP537m 第1号落差工
 (計画基準雨量 113mm 被災時降雨量 301mm (連続雨量 309mm 時間最大雨量 32mm))
 (計画排水量 13.6m³/s 洪水量 41.7m³/s)



写真—6 道路切土部崩壊状況
 (農用地開発事業 深川南地 第2号幹線道路)



写真—7 道路盛土部崩壊状況
 (農用地開発事業 中空知地区 第2号幹線道路)

表一 4 北海道開発局関係農業用施設の被害状況

(開発局農業水産部調べ)

開発建設部名 (支庁名)	ダム関係		頭首工		トンネル		用水路		排水路		道 路		農地造成		雑用水		計	
	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円	地区	百万円
札幌 (石狩, 空知)									5カ処 82	25カ処 28							5	10カ処 110
小樽 (後志)	1	1カ処 8							1カ処 14								2	2カ処 22
函館 (渡島, 檜山)																		
室蘭 (胆振, 日高)	1	1カ処 15							6カ処 388				1	2カ処 16			6	9カ処 419
旭川 (上川)								4カ処 191		1カ処 60							5	5カ処 251
留萌 (留萌)																		
稚内 (宗谷)									1カ処 10								1	1カ処 10
網走 (網走)																		
十勝 (十勝)								18カ処 9 2,549									9	18カ処 2,549
釧路 (釧路, 根室)																		
計	2	2カ処 23							22	35カ処 3,234	3	6カ処 88			1	2カ処 16	28	45カ処 3,361

表一 6 農作物別被害状況

(道農務部調べ)

作 物	被害面積 (ha)	被害率 (%)	被害見込額 (百万円)	
			被害率 (%)	被害率 (%)
水 稻	41,060	28.2	16,240	8.4
麦 類	50,855	47.6	21,928	33.2
豆 類	21,008	30.3	4,452	11.0
馬 鈴 しょ	8,932	13.6	3,803	6.0
雑 穀	1,717	49.5	230	23.7
て ん 菜	9,521	12.9	2,947	3.6
その他工芸作物	135	23.5	19	3.1
野 菜	9,342	19.1	11,581	12.1
飼 料 作 物	33,392	5.6	1,828	1.2
そ の 他	18	0	82	0
畑 作 物 計	134,920	13.8	46,872	9.2
合 計	175,980	15.6	63,112	9.0

農地の流出 田312ヶ所 畑262ヶ所

計 面積1,373ha 1,679百万円

農業用施設被害 1,754カ所 37,512百万円

小計 39,200百万円(第5表)

農作物被害 水稲41,060ha 16,240百万円

(第6, 7表)

畑作物134,920ha 46,872百万円(")

家畜被害 乳牛148頭 肉用牛97頭

馬16頭 豚2,979頭他

149百万円(第8表)

営農施設 畜舎等2,159件 428百万円(")

そ の 他 収獲物(乾牧草等)

共同利用施設等 839百万円(")

合 計 107,087百万円

であり、降雨の特に大きかった石狩、空知、日高、十勝管内に被害が集中していると言えよう。

7. あとがき

以上、北海道における8月豪雨と農業災害について、その概要について記述した。今回は紙面の関係もあり、概要のみにとどめたが、石狩川下流部の内水排除整備状況及び今回の豪雨に際しての効果、問題点、今後の対策更には明渠排水路の構造物としての対策等、より重要な問題についても記載すべきであるが、これらは現在、調査検討中であり、次の機会に待ちたい。本報告書の作成

中豪雨被害の最終確定額は270,480百万円と発表された。このうち、農業関係の被害額は北海道開発局関係3,361百万円、道、市町村関係は103,728百万円、合計107,089百万円に達した。内訳は

開発局関係(直轄災)(8月27日現在)

28地区45ヶ所 3,361百万円(第4表)

道 関 係(補助災)(8月15日現在)

103,728百万円

表-5 道関係農地および農業用施設の被害状況

道農地開発部調べ(単位百万円)

支庁名	被害報告額		左 の 内 訳																		備 考			
			農 地			農 業 用 施 設																		
	箇所	金額				箇所	面積	金額	ため池		頭首工		水路		揚水機		道路		橋梁			農地保全		小計
			箇所	金額	箇所				金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所	金額	箇所		金額	箇所	金額
石狩	259	2,682	17	田 57.2	36	7	185	17	538	125	1,443	33	311	30	81	9	51					221	2,609	
	10	254	21	畑 29.5	37					1	25	7	169			1	30	1	30					10
後志	9	22								3	14			6	8							9	22	
空知	545	15,752	73	田 42.7	115	15	942	37	3,053	269	10,763	120	458	14	230	9	121	2	62			466	15,629	
			6	畑 3.5	8					23	1,504	107	2,358	1	10	9	72	14	218					158
上川	239	4,519	56	田 62.0	152	4	142	23	1,504	107	2,358	1	10	9	72	14	218							
			25	畑 445.6	63					4	142	107	2,358	1	10	9	72	14	218					158
留萌	87	1,780	7	田 7.3	18	3	88	4	385	45	914	15	107	6	75	6	180						79	1,749
			1	畑 4.3	13							15	74					2	43					17
宗谷	17	117						2	130	11	156				3	28	1	5					17	319
網走	42	348	25	畑 315	29																			
					99			21	606	73	683	5	5	21	161	4	56						124	1,511
胆振	181	1,691	45	田 25.2	99																			
			12	畑 17.1	81			33	1,236	220	3,765	2	11	23	83	14	416						292	5,511
日高	491	6,208	114	田 178.4	394			7	2,252	345	3,125				4	12	5	107						
			85	畑 342.4	303																		361	5,496
十勝	448	5,827	87	畑 125.9	331																			
					814																			
			田 312	372.8	814																			
			畑 262	999.8	865																			
計	2,328	39,200	574	1,372.6	1,679	29	1,357	145	9,729	1,220	23,464	176	902	117	780	65	1,227	2	62	1,754	37,521			

に当っては、札幌管区気象台の発行した災害時気象速報、石狩川開発建設部提供の諸資料等を使用させて頂いた。

表一 支庁別被害状況（農作物）

（道農務部調べ）

支庁名	農作物被害状況												農業総収入額に対する被害金額の割合 (%)
	水 稲				畑 作 物				合 計				
	被害面積 (ha)	被害率 (%)	被害見込額 (百万円)	被害率 (%)	被害面積 (ha)	被害率 (%)	被害見込額 (百万円)	被害率 (%)	被害面積 (ha)	被害率 (%)	被害見込額 (百万円)	被害率 (%)	
石狩	8,880	68.1	4,934	29.3	18,702	60.4	9,999	38.8	27,582	62.7	14,933	35.0	30.2
空知	21,913	36.8	8,583	10.6	23,329	45.3	12,559	29.0	45,242	40.8	21,142	17.1	16.1
上川	4,802	15.4	969	2.3	19,560	25.1	5,502	10.1	24,362	22.3	6,471	6.7	5.6
後志	30	0.5	7	0.1	1,320	6.6	564	2.4	1,350	5.1	571	1.8	1.6
胆振	2,328	41.6	736	10.0	4,511	25.5	1,201	10.7	6,839	29.4	1,937	10.4	8.7
日高	1,888	40.5	750	12.2	4,377	12.9	346	4.0	6,265	16.3	1,096	7.4	3.2
十勝	32	3.1	7	0.8	49,374	23.0	13,992	10.3	49,406	22.9	13,999	10.2	8.1
釧路	—	—	—	—	88	0.2	8	0.1	88	0.2	8	0.1	0.04
網走	—	—	—	—	5,778	4.2	2,218	2.0	5,778	4.1	2,218	1.9	1.6
宗谷	—	—	—	—	2,452	5.4	112	1.1	2,452	5.4	112	1.1	0.5
留萌	1,187	23.2	254	4.1	5,429	19.6	371	4.8	6,616	20.2	625	4.5	3.0
合計	41,060	28.2	16,240	8.4	134,920	13.8	46,872	9.2	175,980	15.6	63,112	9.0	6.5

表一 家畜・営農施設等被害状況

（道農務部調べ）

支 庁	家 畜		営 農 施 設		その他被害額 (共同利用施設 収獲物等)	合 計
	頭 羽 数	被害額 百万円	件 数	被害額 百万円		
石 狩	乳牛 127頭 肉牛 90 豚 2,488他	82	1,462	187	289	558
空 知	乳牛 1頭 肉牛 7 豚 231他	8	83	20	81	108
上 川	豚 30頭 みつ峰 50群	2	—	—	32	34
後 志	—	—	—	—	—	—
胆 振	—	—	1	2	36	39
日 高	乳牛 6頭 豚 80 馬 11他	46	576	207	36	289
十 勝	乳牛 13頭 馬 5 豚 90	9	2	5	102	116
釧 路	—	—	16	0.3	4	4
網 走	—	—	19	7	23	30
宗 谷	—	—	—	—	171	171
留 萌	乳牛 1頭 豚 60	2	—	—	65	67
合 計	乳牛 148頭 肉牛 97 馬 16 豚 2,979他	149	2,159	428	839	1,416

表一 9 支庁別被害状況（農家戸数）

道農務部調べ（単位：戸）

支 庁 名	市 町 村 内 主 業 農 家 戸 数	左のうち 災害を受 けた戸数	被害戸数率 (%)	被 害 程 度 別 戸 数			
				10%未満	10~30%	30~50%	50%以上
石 狩	6,528	5,321	81.5	812	1,384	1,265	1,860
空 知	18,504	13,130	71.0	5,784	3,326	1,858	2,162
上 川	18,667	8,456	45.3	6,046	1,471	699	240
後 志	4,577	1,032	22.5	845	172	10	5
胆 振	3,172	1,728	54.5	766	601	210	151
日 高	3,357	1,512	45.0	1,058	268	88	98
十 勝	11,534	8,100	70.2	4,735	2,735	525	105
釧 路	2,515	28	0.1	28			
網 走	10,256	2,194	21.4	1,644	464	85	1
宗 谷	1,324	452	34.1	366	86		
留 萌	2,422	1,298	53.2	1,013	174	106	5
合 計	82,856 (88,706)	43,251	48.8	23,097	10,681	4,846	4,627

(注) () 内は全道の主業農家戸数

営業品目 PSコンクリート橋梁設計施工・PSタンク設計施工
PSコンクリート橋桁・矢板・コンクリート各種製品
ボックスカルバートPC・RC・組立柵溝・U字溝・
生コンクリート製造販売

特定建設業 建設大臣許可(特53)第841号



昭和コンクリート工業株式会社

代表取締役 村瀬 賛 一

本 社 岐阜市明徳町10番地 ☎ <0582> 65-5151(大代表)

支 店 東 京、大 阪、名古屋、新 潟、東 北、山 梨、
営 業 所 岐 阜、名 古屋、三 重、大 阪、兵 庫、岡 山、
熊 本、福 岡、青 森、岩 手、宮 城、
出 張 所 新 潟、秋 田、青 森、岩 手、宮 城、
滋 賀、中 津、東 海、大 分、
沖 縄、静 岡、神 奈 川、東 京、
茨 城、群 馬、長 野、甲 府、
富 山、福 井、北 陸、
仙 北、

製 造 工 場 揖 斐 川(岐阜)、滋 賀、熊 本、相 模、松 本
福 島、新 潟、秋 田、岩 手、宮 城
生 コ ン 工 場 大 垣、多 治 見、加 茂、松 本、木 曾、穂 高
機 材 管 理 所(岐阜)

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和56年度）

会 長	中川 稔	構造改善局建設部長
副 会 長	白井 清恒	東京大学教授
理 事	須藤良太郎	構造改善局設計課長
〃	長野 孝夫	〃 水利課長
〃	内藤 克美	〃 首席農業土木専門官
〃	金津 昭治	関東農政局建設部長
〃	高須 俊行	東京農業大学教授
〃	八木 直樹	新潟県農地部長
〃	嘉藤章太郎	水資源開発公団第二工務部長
〃	松井 芳明	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ専務取締役
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱専務取締役
〃	内藤 正	大豊建設㈱副社長
〃	宮城 好弘	三井建設㈱取締役
監 事	岡本 勇	㈱日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長
〃	藤野 欣一	関東農政局設計課長
常任顧問	浅原 辰夫	構造改善局次長
〃	杉田 栄司	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	中川 一郎	衆議院議員
〃	山崎平八郎	〃
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	〃
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	佐々木四郎	(社)海外農業開発コンサルタンツ協会々長
〃	高月 豊一	京都大学名誉教授
顧 問	緒形 博之	新潟大学教授
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会々長
常任幹事 編集委員長	内藤 克美	構造改善局首席農業土木専門官
常任幹事 編集委員	杉浦 英明	構造改善局事業計画課課長補佐
〃	遠藤 紀寛	〃 設計課課長補佐
〃	脇阪 銃三	〃 整備課課長補佐
〃	風間 彰	〃 設計課農業土木専門官
常任幹事	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長
幹 事 編集委員	西橋 順二	構造改善局地域計画課係長
〃	松嶋 隆司	〃 資源課係長
〃	石坂 邦美	〃 事業計画課係長
〃	荒金 章次	〃 施工企画調整室係長
〃	高橋 昭昌	〃 水利課係長

幹 事
編集委員

松本 政嗣	構造改善局水利課係長
〃 齊藤 晴美	〃 整備課係長
〃 丸山 和彦	〃 開発課係長
〃 大串 和紀	〃 〃
〃 半田 仁	〃 防災課係長
〃 岩崎 和巳	農業土木試験場施設水理第二研究室長
〃 原田 幸治	国土庁計画調整局調整課専門調査官
〃 金井大二郎	水資源開発公団第二工務部副参事
〃 大山 弘	農用地開発公団工務課課長補佐
〃 小松 康人	(財)日本農業土木総合研究所主任研究員

賛 助 会 員

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

旭コンクリート工業㈱	1口	中央開発㈱	1口
旭測量設計㈱	〃	東急建設㈱	〃
伊藤工業㈱	〃	東邦技術㈱	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃	東洋測量設計㈱	〃
上田建設㈱	〃	㈱土木測器センター	〃
梅林建設㈱	〃	中川ヒューム管工業㈱	〃
エステー札幌産業㈱	〃	日兼特殊工業㈱	〃
㈱大本組	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
岡山土地改良技術事務所	〃	日本技術開発㈱	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	日本国土開発㈱	〃
金光建設㈱	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
技研興業㈱	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
㈱木下組	〃	日本舗道㈱	〃
岐阜県ベンチフリューム協議会	〃	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃
峡中土地改良建設協会	〃	農業土木試験場佐賀支場	〃
久保田建設㈱	〃	農林建設㈱	〃
久保田鉄工㈱(大阪)	〃	八田工業㈱	〃
久保田鉄工㈱(東京)	〃	菱和建设㈱	〃
京葉重機開発㈱	〃	菱和建设㈱山形営業所	〃
㈱古賀組	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
㈱古郡工務所	〃	福岡県農林建設企業体 岩崎建設㈱	〃
㈱後藤組	〃	福本鉄工㈱	〃
小林建設工業㈱	〃	藤増総合化学研究所	〃
五洋建設㈱	〃	㈱婦中興業	〃
佐藤企業㈱	〃	㈱豊蔵組	〃
㈱佐藤組	〃	北越ヒューム管㈱	〃
佐藤興業㈱	〃	ポゾリス物産㈱	〃
㈱塩谷組	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃	堀内建設㈱	〃
昭栄建設㈱	〃	前田製管㈱	〃
新光測量設計㈱	〃	前沢工業㈱	〃
新日本コンクリート㈱	〃	真柄建設㈱	〃
㈱新システム企画研究所	〃	㈱舛ノ内組	〃
水資源開発公団	〃	㈱マルイ	〃
水資源開発公団奈良良俣ダム建設所	〃	丸伊工業㈱	〃
須崎工業㈱	〃	丸か建設㈱	〃
世紀建設㈱	〃	㈱丸島水門製作所	〃
第一測工㈱	〃	丸誠重工業㈱東京営業所	〃
大成建設㈱高松支店	〃	宮本建設㈱	〃
大和設備工事㈱	〃	山崎ヒューム管㈱	〃
高橋建設㈱	〃	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
高弥建設㈱	〃		(89社)
高山総合工業㈱	〃		(アイウエオ順)
㈱田原製作所	〃	計 118社	163口
㈱チェリーコンサルタンツ	〃		

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員									
	県	農水省	学校	法人	団体	個人	合計		県	農水省	学校	法人	団体	個人	合計			
北海道	191	227	7	120	16	20	581	近畿	滋賀	30	11	-	5	4	1	51		
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森手	96	55	3	1	-	155	京都	67	56	7	17	2	4	153		
		城	102	24	6	5	9	1	147	大阪	40	-	4	33	3	5	85	
		野	65	83	6	61	-	17	232	奈良	63	27	4	-	-	2	96	
		田	152	29	1	25	-	5	212	和歌山	64	20	-	-	-	4	88	
		形	97	34	5	5	-	1	142	歌	54	16	-	-	-	1	71	
		島	106	44	-	2	12	1	165	小計	318	130	15	55	9	17	544	
小計	618	269	21	99	21	25	1,053	中部	鳥取	34	11	4	-	-	3	52		
関	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京都 神奈川県 山梨 長野 静岡	茨城	116	43	5	2	15	7	188	島根	30	26	7	2	-	-	65	
		栃木	88	28	6	1	1	1	125	山島	58	61	5	4	-	2	130	
		群馬	47	11	1	-	3	-	62	徳山	53	8	-	2	-	2	65	
		埼玉	58	16	1	7	22	16	120	口山	33	2	1	-	-	1	37	
		千葉	84	16	1	3	14	16	134	島川	34	16	-	-	1	-	51	
		東京都	6	197	6	266	51	25	551	媛知	28	-	5	15	3	5	56	
		神奈川県	36	-	1	3	-	26	66	高	36	14	4	3	-	4	61	
		山梨	10	14	-	1	-	1	26	小計	334	138	28	26	4	18	548	
		長野	64	6	4	-	1	-	75	九州	福	37	17	7	62	42	5	170
		静岡	103	33	-	2	-	5	143	佐	38	21	2	-	-	2	63	
小計	612	364	25	285	107	97	1,490	熊	19	4	1	-	-	1	25			
北	新潟 富山 石川 福井	新潟	164	54	2	10	-	6	236	本	81	44	-	10	2	2	139	
		富山	84	8	1	2	-	3	98	分	50	-	-	3	1	-	54	
		石川	46	74	3	11	-	1	135	崎	53	19	2	1	-	-	75	
		福井	76	7	-	1	-	-	84	児	60	8	-	-	-	-	68	
		小計	370	143	6	24	0	10	553	島	1	22	2	3	-	-	28	
		陸	小計	370	143	6	24	0	10	553	州	小計	339	135	14	79	45	10
東	岐阜 愛知 三重	岐阜	37	9	4	5	5	7	67	総計	2,911	1,531	123	807	252	217	5,841	
		愛知	51	87	1	107	33	10	289	賛助会員総計	118社	口数	163口					
		三重	41	29	2	7	12	3	94									
海	小計	129	125	7	119	50	20	450										

編集後記

まつたけの季節になりました。「土びん蒸しで一杯」といきたいところですが、今年は秋になってからの高温と多雨でどうやら不作のようです。

昔は山の落葉を集めて燃料にしていたのですが、現在それをやらなくなり、落葉に雑菌が繁殖してまつたけに害を与えたため、稀少価値のあるものになってしまったそうです。まつたけを養殖する方法を考え出して、一儲けしてみたいものですが、会員の皆様も一つ考えてみて

はいかがでしょうか。

さて本号も多くの諸氏に御執筆いただき、大変バラエティーに富んだ内容を皆様にお届けすることが出来たと思っております。新工法の紹介、水の確保と水の害に関すること、土の固め方に関すること、水の中に土が溜ったり土の中に水が入るのを防ぐこと、水と土の混ざったものからどの様にして水を抜き取るかということ等が報文の主な内容です。新工法につきましては、広く普及して新工法と言われなくなることを期待しております。

(松嶋)

水と土 第46号

昭和56年12月20日発行

発行所 〒105 東京都港区新橋5-34-4
農業土木会館内

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

印刷所 〒161 東京都新宿区下落合2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)

投 稿 規 定

- 1 原稿には次の事項を記した「投稿票」を添えて下記に送付すること
東京都港区新橋5-34-3 農業土木会館内、農業土木技術研究会
- 2 「投稿票」
 - ① 表 題
 - ② 本文枚数、図枚数、表枚数、写真枚数
 - ③ 氏名、勤務先、職名
 - ④ 連絡先(TEL)
 - ⑤ 別刷希望数
- 3 1回の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o(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)とr(ガンマー) k(ケイ)と κ (カップ)
w(ダブルユー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ε (イプシロン) v(バイ)と ν (ウブシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ、どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し、末尾に文献名、引用ページなどを記載すること
- 11 投稿の採否、掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は、実費を著者が負担する。

農業土木技術研究会主催 研修会開催のご案内

農業土木技術研究会主催 昭和56年度の研修会を下記により開催しますので、多数ご参加下さいますようお願いいたします。

1. 課 題：「現場技術者のための地質調査」
2. 期 日：昭和57年2月5日（金）
3. 会 場：東京農林年金会館 東京都港区虎ノ門4-1-1（電話 03-432-7261）
4. プログラム

時 間

- | | | |
|-------------|----------------|------------------------------|
| 10：00～10：15 | (1) 開会挨拶 | 会長農林水産省構造改善局建設部長 中川 稔 |
| 10：15～11：15 | (2) 道路の基礎について | 農業土木試験場造構部部長 三品直樹 |
| 11：15～12：15 | (3) 斜面安定について | 北陸農政局資源課地質官 田中恭一 |
| 12：15～13：00 | (4) 昼 食 | |
| 13：00～14：15 | (5) ダムについて | |
| | ① 基礎地盤について | 農林水産省構造改善局資源課地質官 磯崎義正 |
| 14：15～15：30 | ② フィルダムの材料について | 農業土木試験場造構部造構第三研究室長 川口徳忠 |
| 15：30～15：00 | (6) 休 憩 | |
| 15：40～16：40 | (7) トンネルについて | 水資源開発公団霞ヶ浦用水建設所第一調査設計課長 宮武 冲 |
| 16：40～17：00 | (8) 質疑応答 | |

5. テキスト：テキストは会場にて配布します。
6. 参加費用：会員4,000円 非会員6,000円（テキスト昼食代を含む）当日会場で申し受けます。
7. 参加人員：定員約280名 なお会場の都合により定員になり次第締切らせて頂きます。
8. 申込方法：申込期日 昭和57年1月17日まで

申込先 〒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

（電話 03-436-1960）

.....キ.....リ.....ト.....リ.....線.....

参 加 申 込 書

参加票送付先
住 所
勤 務 先
氏 名

昭和56年度研修会について、下記の通り申込みます

※	参加者氏名	勤 務 簡 所	職 名	住 所

（備考）参加者多数の場合は、この様式で別紙に作成して下さい。（※は記入不用）

参加票はなるべく一括送付したいので、2人以上参加の場合は参加票送付先欄に記入願います。