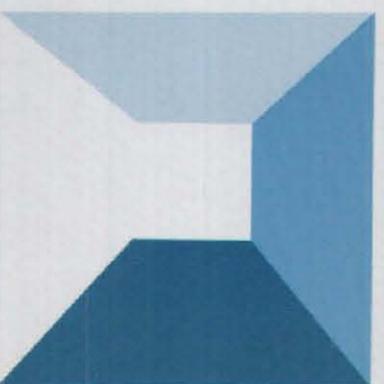
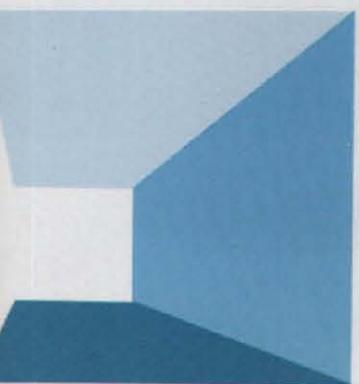


水と土

第 39 号

昭和54年12月号
農業土木技術研究会

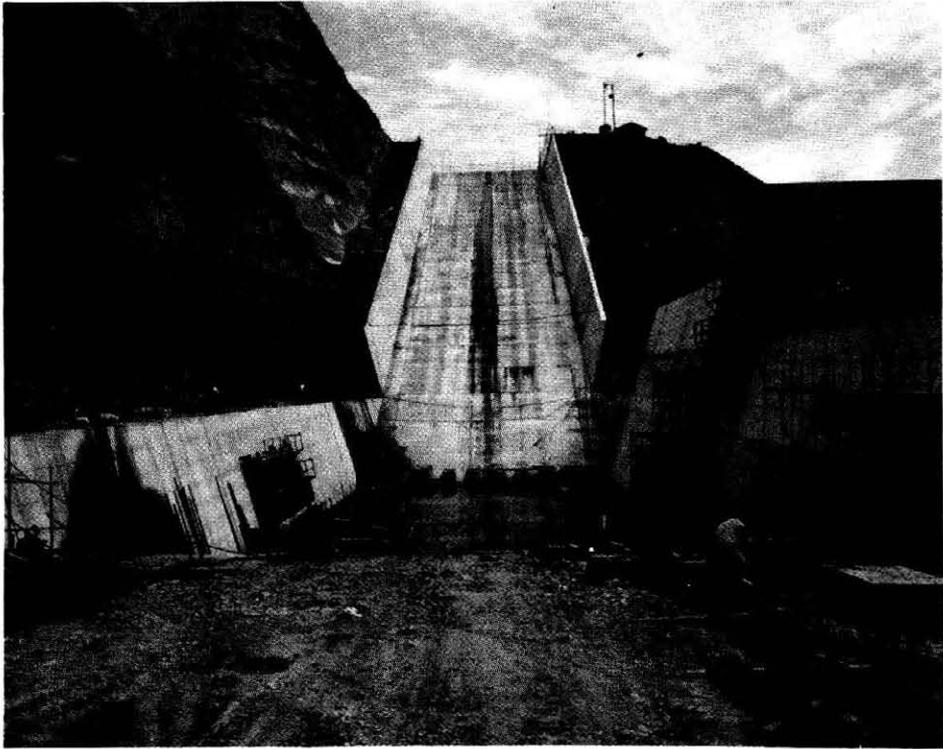


完成間近の双葉ダム

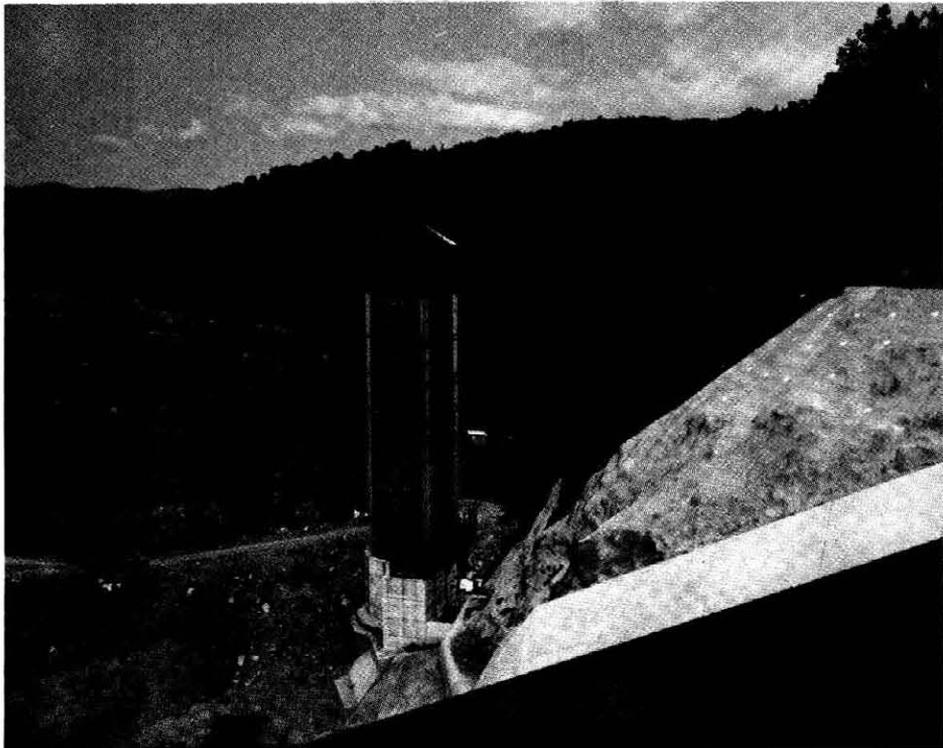


双葉ダム全景

双葉ダムは、北海道後志管内の喜茂別、京極、倶知安、及び共和の4町にまたがる3609haの水田にかんがい用水の補給を目的として新設されたアスファルトしゃ水壁型ロックフィルダムで、この種のダムとしては道内で始めて、又農林水産省関係においても東富士、深山に次ぐ第3番目のダムである。



洪水吐、静水池(建設中)から急流部を望む $Q=650\text{m}^3/\text{s}$



温水取水塔(フローティングタイプ) $H=41.0\text{m}$ フロート径 9.0m $Q=9.1\text{m}^3/\text{s}$

水 と 土

目 次

グラビア

完成間近な双葉ダム

巻頭言

地域農業と土地改良行政

沢内公男……(1)

報 文

国営かんがい排水事業双葉ダムアスファルト
フェーシングの施工

中村 孝明 森本 浩之
山本 義弘 松永 和彦……(2)
古川 啓介

中海干拓事業淡水湖化計画について

三本 武津雄 西川 克彦……(15)
笹沼 昭司

面河第一承水堰復旧計画と設計

宮内 護……(31)

泥炭地における用水路工法について

奥野 喜久 柳川 弘……(43)

神川トンネル工事に伴うパイプルーフ工法

五十嵐 以正 栗田 亘
新海 敬三 佐藤 恒人……(52)
秦 久昭

手樽地区宮城県沖地震災害の復旧について

大内 俊治 大山 憲一……(62)
大本 久信

呑吐ダムの施工設備について

松本 幹男 百済 輝久……(72)
土川 豊男 重森 篤

圧密沈下量の計算方式に関する一考察

伊藤 恒雄 米沢 源次……(84)

講 座

農道のアスファルト舗装(6)

構造改善局農道班……(88)
土地改良舗装研究会

資 料

間違易い水理設計(その2)

——頭首工に関する事項—— 川合 亨……(101)

土地改良技術事務所だより

国営事業所の業務合理化の方法について ……(106)

県だより

青森県における骨材の品質特性と耐久性試験計画について

青森県農林土木試験室……(109)

ブドウ園における多目的利用(防除)の実施例について

山梨県笛吹川沿岸土地改良事業所……(111)

業務電算化への或る試み

岡山県農林部次長 高杉 朴雄……(112)

会 告 ……(114)

No. 39

1979

December

研究会開催のご案内

昭和54年度の研究会を農業土木技術研究会主催で下記により開催いたしますので多数ご参加下さるようご案内いたします。

記

1. 課題：「水田利用再編と排水対策」
2. 期 日：昭和55年1月24日（木）～25日（金）2日間
3. 会 場：大津商工会議所 大津市打出浜 TEL 0775 (22) 4185
4. プログラム：(1) 研修会 1月24日（木）10.00

時 間	課 題 及 講 師
10：00～10：10	開会挨拶 会長 構造改善局建設部長 " 近畿支部長 近畿農政局設計課長
10：10～12：00	転作と排水対策 農林水産省構造改善局課長補佐 事業計画課 中村 和也
12：00～13：00	昼 食
13：00～15：00	汎用耕地 京都大学 丸山 利輔
15：00～15：10	休 憩
15：10～16：00	糸貫地区の水田利用再編対策実施例 岐阜県土地改良事務所 主任技術主査 松林 徹郎
16：00～17：00	質疑応答
- (2) 現地見学 1月25日（金） 9：00 びわこ文化館集合
9：50 野州川改修工事（河道変更）
10：00 県野州川地区 11：30 大中の湖干拓地
14：30 石山寺 15：20 南郷洗堰 16：00 国鉄大津駅解散
5. 参加費用：(1) 研修会受講料 会 員 2,000円（昼食代含む）
非会員 4,000円（ // ）
(2) 現地見学 3,000円（ // ）
6. テキスト： テキストは会場にて配布します。
7. 参加人員： 定員約250名
8. 申込方法： 参加希望の方は下記によりお申込下さい。
 - (1) 申込 期 日 昭和54年12月25日
 - (2) 申込 先 〒105 東京都港区新橋5丁目34-4
農業土木会館内
農業土木技術研究会 TEL 03 (436) 1960
 - (3) 会費納入期日 昭和55年1月10日
 - (4) 送 金 先 研修会 野村 利秋
第一勧業銀行 新橋支店 店番号 051 口座番号 1011655 普通預金

【申込様式】

農業土木技術研究会研修会参加申込書

所属機関名
所在地
TEL

連絡者名

所 属	氏 名	会員・非会員の別	見学参加有無	備 考

9. 宿泊施設 宿舎のあっせんはいたしません、当地付近の施設は105頁に掲載してありますので、各自お早目にお申込下さい。

双葉ダムアスファルトフェーシングの施工

中村 孝明 森本 浩之
山本 義弘 松永 和彦
古川 啓介

アスファルトしゃ水壁のダムは、ダムの上流面でしゃ水するので、堤体のすべり破壊に対する抵抗性が高くなり、堤体には幅広い材料の使用できる利点がある。しゃ水壁はアスファルトコンクリートの数層によって構成され、その性質は道路舗装とは根本的に異なり施工法も特異な点がある。本工法は北海道では初めてであり、寒冷地におけるアスファルトフェーシングの施工及び管理の方法等について考察した。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 2)

神川トンネル工事に伴うパイプルーフ工法

五十嵐以正 栗田 亘
新海 敬三 佐藤 恒人
秦 久昭

広域営農団地農道整備事業で施工中の神川トンネルは、土被りが浅く、坑口附近の地表には、水路、道路、墓地等が存在するため、坑口より約30m間について補助工法としてパイプルーフ工法を採用施工した。地表への影響をほとんど与える事なく無事通過することができたので転石混り砂礫層におけるパイプルーフ工法の工事記録について報告するものである。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 52)

中海干拓事業淡水湖化計画について

三本武津雄 西川 克彦
笹沼 昭司

中浦水門には東洋一の大閘門が3門有り、船舶通行時に大量の塩水が淡水湖側の塩水ポケットに逆流する。ポケット上の塩水拡散は水理学の本を超えた未成分野である。一度拡散した塩水を成層的に選択排除することはむずかしく、折角の淡水を無駄に捨てることになりかねない。その点、この除塩施設の欠点であるが、逆流流速を減衰させ塩水が成層的にポケット内にとどまる工夫をすれば解決されるのである。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 15)

手樽地区宮城県沖地震災害の復旧について

大内 俊治 大山 憲一
大本 久信

1978年6月12日、宮城県沖にM:7.4の地震が発生し、昭和40年度完了地区の、松島町手樽干拓堤防も著しい被害を蒙った。当地区の被災、基礎地盤状況及び被災の主たる原因となった上部砂質土層（置換浚せつ砂）の液状化対策工の検討結果等を取りまとめ、本堤体の復旧工法について報告します。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 62)

面河第一承水堰復旧計画と設計

宮内 護

国営道前道後平野農業水利改良事業として実施した面河ダムの取水堰が昭和50年8月16日～17日に来襲した5号台風の集中豪雨により土砂流甚しく粒径0.3～1.5mの石礫が山となり堰本体の被害はもとよりダムへの取水が不能になった此の対策として今後においても繰返し流出が予想されるので土砂吐径間12.5m高3mを新設するもので国定公園内の工事で環境庁及び文化庁林野庁等の制約を受けつつ実施したものである。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 31)

吞吐ダムの施工設備について

松本 幹男 百済 輝久
土川 豊男 重森 篤
首藤 清孝

吞吐（どんど）ダムはコンクリート重力ダムであり、東播用水事業の一環として造られるものである。

施工設備は、骨材プラント、コンクリート混合設備、コンクリート運搬打設設備等の主要仮設は終っており、各仮設の規模機能と試験工事を実施したのであわせて報告する。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 72)

泥炭地における用水路工法について

奥野 喜久 柳川 弘

石狩川中流部に広がる泥炭地の農業開発のために国営美唄かんがい排水事業が昭和32年から着手され54年度に完了することになった。地区内の幹線用水路の大半は泥炭地に築造されており、工法については立地条件、経済性等種々の検討を加えながら施工されたため、多種多様の工法が採用された。含水比が300～1000%と、普通土とはすこぶる異なる土性を持つ泥炭上に築造した各種用水路工法を紹介すると共に各工法の問題点も併せて考察した。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 43)

圧密沈下量の計算方式に関する一考察

伊藤 恒雄 米沢 源次

土質試験のデーターで、 \bar{P} の値が圧密降伏応力よりも大きくなると $\log m_v - \log \bar{P}$ の関係がほぼ直線関係を示す事に着目、 \bar{P} が小さい間も、この直線関係が成り立つものとして、この関係線図から求めた m_v の値を用いて沈下量を算出したところ（修正 m_v 法と名称）沈下の実測データーを用い、 \sqrt{t} 法、或は双曲線法で求めた沈下量と大差無い（真値に近いと思われる）値が得られた。

(水と土 第39号 1979年12月 P. 84)

地域農業と土地改良行政

沢内 公 男*

大平首相の田園都市構想が提言されて以来、ひとびとは好んで「地方の時代」という言葉を競って強調するようになった。

そもそも地方の時代という発想は、高度経済成長期の政治・経済・文化等あらゆる面で大都市中心的に考えられ、その弊害または反動・反省で、「三全総」における定住圏構想として盛りこまれて以来のことである。

本県の農村社会においても、高度経済成長の影響が、兼業化・混住化を進め、集落内における「水」「土地」「人」の結びつきが難しくなっている。

これを土地改良の面から見れば、戦後10年頃までは、稲作の生命は水であり、水の権利、分水の慣行には厳しい掟が定められ、それが農村社会秩序の根幹となっていた。すなわち農家にとって、水は生命そのものであり、一つの取入口、水路により一蓮託生、運命共同体であった。しかし今日では、かんがい排水施設の整備と土地改良区等による水管理が専門化し、干ばつ等自然に対する抵抗力が強くなった反面、農村における地域住民間の連帯感や、共同意識などの希薄化をもたらし、農村集落の共同体としての機能を低下させている。

このような風潮の中にあって、本県においても地域農業への関心が高まりつつある。

ここで、「集落カルテづくり」で活力ある農業展開を目指している山形県朝日町の例を照会したい。

朝日町は本県のはぼ中央部に位置し、朝日・飯豊連峰の山ふところに抱かれ、最上川が貫流している過疎地域の農村であり、社会教育、住民自治、農業振興活動等が活発で、リンゴとワインの町としても広く知られつつある。

町の総合開発整備計画づくりは住民参加の発想で、「地域の振興は住民自らの考え方と力によって進めるべきだ」との認識が逐次定着されようとしている。こうした背景を基に、農村工業導入、農村総合整備計画、農道計画、農協と共同の手づくりのワイン造り等、住民参加のむらづくりの実践を手さぐりで、ひとつひとつ積み重ねられてきた。

この過程の中で、豊かで住みよい部落、心のふれ合う活力のある部落づくりとは、地域住民のために、住民自らの手による「部落振興計画」づくりが基本であるとし、昨年より部落単位の「集落診断カルテ」(コミュニティカルテ)づくりが始められた。

カルテは、各部落単位の①人口、就労構造、土地利用②公共施設、産業基盤の実態③部落の各種組織と活動の実態④部落の地域課題等を主内容とした部落台帳であり、これを基に人々が自らの部落の良さと欠点、課題を正しくとらえ、部落振興のための方向づけと手段方法の組合せ等、問題提起と課題解決の叩き台にしようというねらいである。

こうした方法の積み重ねから住民の真の合意に基づくむらの「部落振興計画」が生まれていくことが期待される。

以上朝日町の例で述べて見たが「地域農業」とは何か、この言葉の意味内容は必ずしも明確ではないが、地域農業のことは地域で考え、地域の特質ある適地適産の立場に立って地域農民の発想があつてこそ、それぞれの地域に新鮮な魅力ある農業経営が可能となり、新しい農村の活力が作り出されるものと思う。

最近、土地改良事業推進にあたって、過度の行政依存、地域エゴまる出しのゴネトク、感情むき出しの農民同志の紛争等、しばしば救いがたい困難な状態に遭遇する。土地改良は本来申請事業であり、朝日町に例をとるまでもなく農民ひとりひとりが、事業計画の理解・認識に立って施行されるものであるが、公共事業の増大等もあつて、物づくりに専念してきたことに気がつく必要がある。

人づくりの視点、地域づくりの基本である住民参加による地域計画を尊重するゆとりが欠けがちであつたことを、反省する時期にきている。地域農民の立場に立った土地改良行政こそ、地域農業を確立する基本であると私は信ずる。

* 山形県農林水産部長

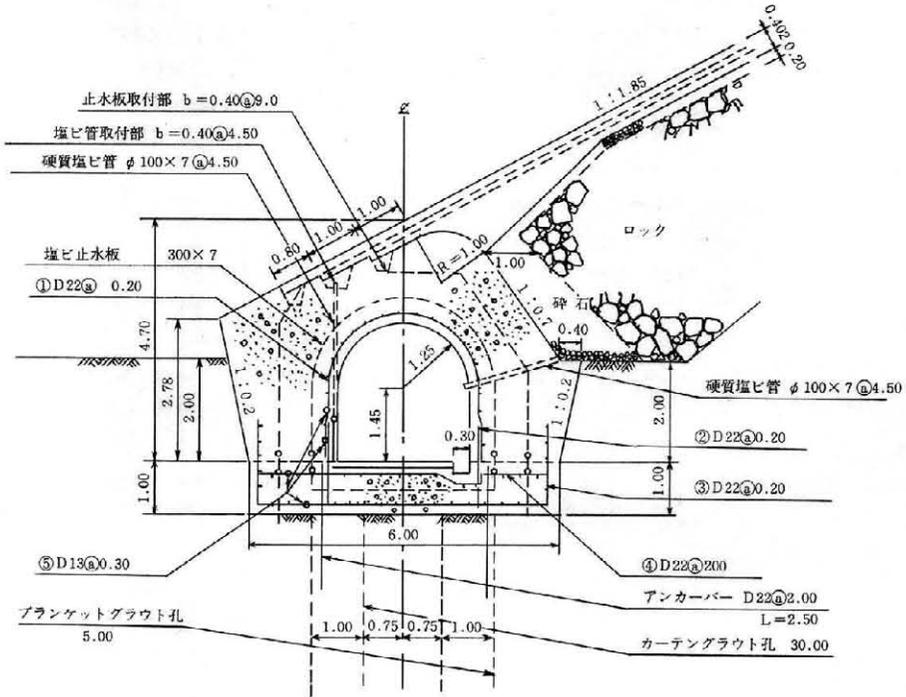


図1-2 監査廊構造図

表1-2 現場配合結果表

アスコン名	砕石				スクリーン ングス	粗砂	細砂	石粉	アスベスト	ストレート アスファルト	ブローン アスファルト
	25~13 μ m	20~13 μ m	13~5 μ m	5~2.5 μ m							
粗粒度 (%)	29.1	—	20.7	14.1	9.4	7.5	9.4	3.8	—	6.0	
開粒度	—	45.8	28.7	8.6		5.3	5.2	1.9	—	4.5	
密粒度	—	—	22.1	9.2	21.2	20.2	8.3	10.3	0.7	8.0	
アスファルト マシチック								58.0	2.0	30.0	10.0

基にして行われており、構造は従来のダムとほとんど同一である。舗設厚は概ね水圧により決定される。

構造一覧表を表1-1、図1-1に示す。表面しゃ水壁下部の特殊な構造物として止水壁(監査廊)があるが、その構造を図1-2に示す。

配合設計は、室内試験と現場舗設試験とにより行い、最終的にはフィニッシャービリティにより決定した。

(3) 現場配合

室内配合から、現場舗設試験を行い、最終的にプラント試験室において、ストックヤードの骨材を用いて再度粒度試験を行い、示方配合を決定した。その結果を表1-2に示す。

2 アスファルトしゃ水壁の施工

(1) 概要

アスファルトしゃ水壁の施工は、ヨーロッパでは大規

模なダムや貯水池の場合、斜面改良機により行っており、我が国の工法も主としてヨーロッパより導入されたものが多い。アスファルトしゃ水壁の施工は、トランジション

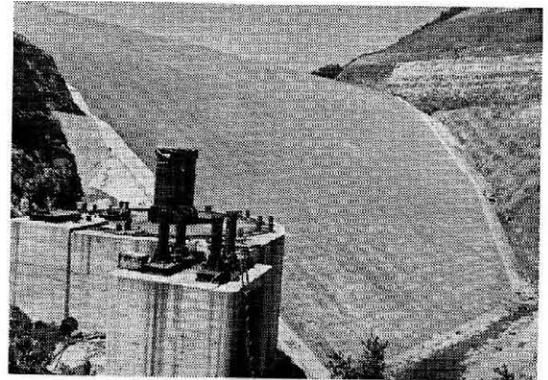


写真-1 舗設前の状況

の不陸整々、転圧後斜面に除草剤を散布し、アスファルト乳剤によりプライムコートを行った後、マカダム層、レベリング層、基層、中間層、表層、保護層の順に施工するのが一般である。しかし双葉ダムにおいては、レベリング層は施工していない。これは、マカダム層にある程度レベリング層の役割を持たせ、若干の不陸は基層以上で修正しようというもので、施工結果は良好であった。更にダム兩岸の地形、地質等により異なるが、両サイド斜面から落石等により、しゃ水壁の破壊を防止する

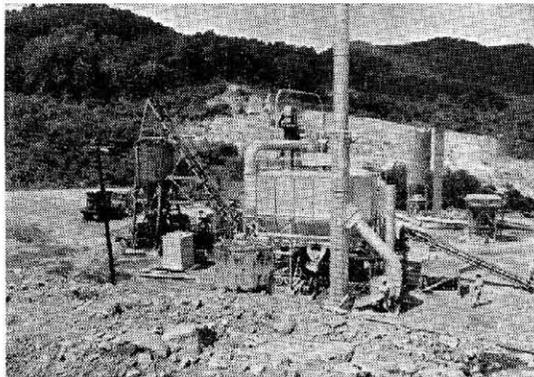


写真-2 プラント全景

目的で、しゃ水壁周囲に補強層を施工し、且つ両サイド斜面はコンクリート吹付により岩石の崩壊を防止した。つぎに、これら各層に使用するアスコンは現場に設置されたアスファルトプラントで加熱混合した後トラックでダム天端に運搬し、ダム天端からダンパー車により、斜面上のフィニッシャーに供給し斜面上に敷き均し速かに振動ローラーにより転圧する。舗設は斜面の下部から上方に向い、各層共下層舗設後次の層に移る。1レーンの幅は3.7mで連続的に舗設する。各層のジョイントは相互にずらして施工する。施工条件としては、斜面勾配、気象、合材舗設温度が挙げられ、斜面勾配は1:1.7が限界とされている。双葉ダムの場合1:1.85であるが、斜面の舗設労務作業上、限界に近いと思われた。気象的要因としては、気温、降雨があり、気温は合材温度に関連し、合材の温度が一定値以下になると締固め効果がないことが判明している。双葉ダムは、道央、羊蹄山麓に位置し道内有数の豪雪地帯であり、標高400mで、融雪は遅く、初雪は早い。過去の気象から施工が安全に出来る期間は5月から10月までで、2ヶ年をもって施工した。アスファルト作業は降雨時は品質的に施工出来ないのみならず、基礎面がぬれては作業上施工不可能となる。以上の事から実働日数の比率は60~70%が一般的

表2-1 舗設機械一覧表

機 械 名	規 格	作 業 概 要
ウインチポータル	143kw 55 t	ダム堤頂に位置し、トラックからの合材供給、且つフィニッシャーダンパー振動ローラをけん引し舗設速度を調整するまたレーン移動はけん引機械を機体に入れ行い。
アスファルト フィニッシャー	76kw 16 t	舗設上最も重要な役目をもちダンパーから合材を供給し、一定速度で舗設する。
ダンパー	2.5m ³ ベッセルタイプ	ウインチポータルから合材を受けフィニッシャーに絶えず合材を供給する。ハンドル操作で若干の横移動は可能となる。
ウインチ車	クローラ、法長130m以下	振動ローラ(第三次)をけん引し、一次二次ローラのローラマーク消去をする。移動はローラを機体に乗せ行い。
振動ローラ	BW 75SH 9.5kw1.1 t	早期転圧は締固め度に重要であり、一次、二次ローラはウインチポータルにけん引され、上昇時のみ振動をかけて、まんべんなく転圧する。
デストリビューター	1,500ℓ BS15A	除草剤散布及びプライムコート散布を行い、ウインチ車によりけん引される。
エンジンプレヤー ジョイントヒーター スキーザー	被けん引式 4 kw 0.6 t B=2.3m	タックコート作業をアスファルト乳剤散布を行う。 コールドジョイントの加熱転圧及び真空試験に用いられる。 保護層の施工を行い、アスファルト乳剤を薄く塗布する合材はトラックから供給され、ウインチ車によりけん引される。
クッカー車	1.8m ³	アスファルトプラントで混合された高温のアスファルトマッシュクを運搬し、スキーザーに供給する。
トラック	8 t	バケット2台にアスファルト合材を入れウインチポータルまで運搬する。ウインチ車のクレーンによりダンパーに供給される振動ローラに給水する。
水タンク車 アスファルトプラント	2.0m ³ 50馬力 定置式	自記記録装置付きで、アスファルトフィラー骨材の温度、重量混合時刻が記録生産過程の管理はこのデータにより行った。

なようであるが、双葉ダムは61%とした。合材舗設温度はアスコンの締固め度に大きな影響を与え、気温とも関連して、アスファルトプラントはダム現場に設置するのが重要であり、双葉ダムでは、舗設現場から上流400mにアスファルトプラントを設置し、適正な合材温度を保った。

(2) 施工機械

アスファルト施工機械の一覧は表2-1のとおりであり、舗設機械配置状況を図2-1に示す。

アスファルトプラントの規模は、開粒度アスコン舗設時53.1t/Hとなるため50tプラントを設置した。即ちフィニッシャー舗設幅3.70×舗設厚8cm×舗設速度1.5m/分(90m/Hr)×密度1.995t/m³=53.1t/H、ウインチポータルは、ドイツのストラバーク社の技術を導入し製作したもので、深山、多々良木ダム施工後改良されたものである。フィニッシャーは、舗設幅3.7mで、まき出



写真-3 バケットからダンパへ合材供給

し口には、スクレード板を備え、これを締固めるダンパーが附属している。スクレード板は毎分0~3,000回転し、フィニッシャーのみで97%以上の締固めが出来

ウインチポータル

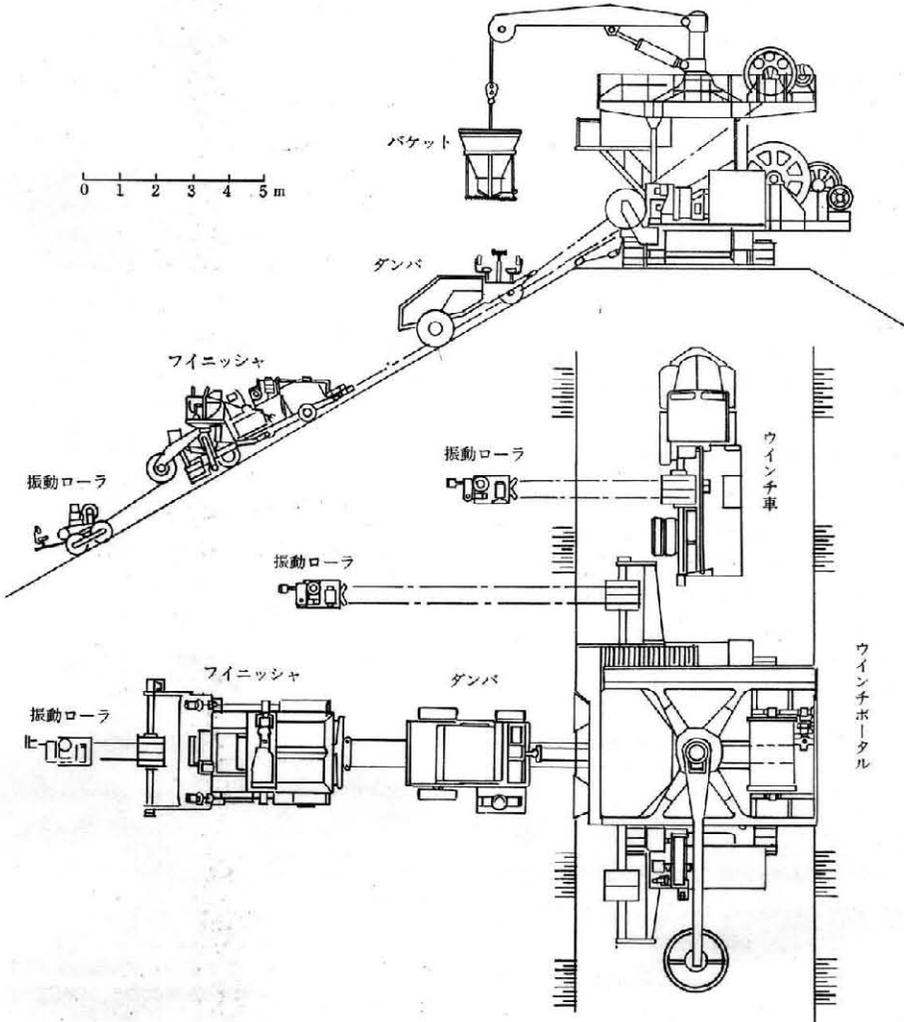


図2-1 舗設機械配置状況

る。道路用のフィニッシャーと異なり、本機は、ウインチポータルに、けん引され昇降し、一次転圧用ローラーをけん引する。振動ローラーは自重約1tonで上昇時に振動させて転圧する。転圧時は約3tになり、転圧速度は20m/min程度である。ローラーはリモートコントロール装置を持ち、ローラーマンがボタンを操作することにより自由に昇降出来、転圧時間のロスをなくす構造となっている。ジョイントヒーターはジョイントヒーター用ウインチ車(ホイール)にけん引され、ガスボンベを塔載しコールドジョイントの再度加熱、転圧し接合を完全なものにする。上昇速度は毎分1m程度で入念に仕上げる。ジョイントヒーターは、これに真空試験機を塔載し、真空試験を行う。試験結果が不良の場合、ジョイントヒーターにより速かに補修する。スキーザーは、保護層の施工に使用される。クッカー車で運ばれた高温のアスファルトマスタックを厚さ2%程度、幅約2.30mに塗布しながら上昇する。スキーザーはケトル容積約1.0m³で、プロパンガスボンベ(50kg/2本)を塔載し、アスファルトマスタックの保温能力をもち、堤頂のウインチ車によりけん引される。クッカー車は、アスファルトマスタックを運搬し、スキーザーに供給する。加熱装置を有し合材温度を一定に保つ。小機器としてエンジンスプレーヤー、タックコート(アスファルト乳剤)施工、プラントにおける骨材供給のトラクターショベル、合材運搬のバケット、人力転圧用のボッシュダンパー等がある。

(3) 施工手順

施工概要にのっとって記述すれば次のとおりである。

1) トランジション層の不陸整々及び転圧

しゃ水壁の施工に先立ち、ゾーン工の上にトランジション層を設け、昭和50年度、昭和51年度は13.5tの振動ローラーにより6回の斜面転圧を行い、昭和52年度は越冬によるゆるみを考慮して8t振動ローラーにより2回転圧、不陸整々を行った。トランジション材の最大粒径は80%級を用いた。カットオフとの取付は転圧前にVカット(深さ50cm法勾配1:1.5)し、上層のアスコンがなじみよく取付けられるようにした。

2) 除草剤散布

転圧完了後塩素酸ソーダ5%溶液を2l/m²程度に散布した。

3) プライムコート散布

トランジション材とアスファルト混合物とのなじみをよくするために施工するもので、アスファルト乳剤(PK-3)をエンジンスプレーヤーにより2.5l/m²散布した。

4) 基層(粗粒度アスコン)

この層はマカダム層、レベリング層を兼ねており、しゃ水壁の第1層である。施工はプラントからウインチポータル、ダンパーの順に合材が運ばれ、人力による敷き拡

げウインチポータルにけん引されたローラーにより転圧を行った。不陸修正のため10m方眼でレベリングを行い、平坦性に務め次層のフィニッシャー施工を容易にした。

5) 基層(密粒度アスコン)

この層から機械舗設となり、しゃ水壁の重要な機能をもつ。施工はダンパーまでは粗粒度アスコンと同一であるが、この層よりフィニッシャーにより舗設する。転圧はフィニッシャー舗設後、フィニッシャーにけん引されている第一次転圧ローラーが運転され、フィニッシャーが中央附近に来るとウインチポータルでけん引されている第二次転圧ローラーが稼働される。その後ウインチ車にけん引された第3次転圧ローラーが始動しローラーマークを消去する。三次ローラーは合材温度が余り高過ぎると効果がないことが試験舗設により確かめられた。

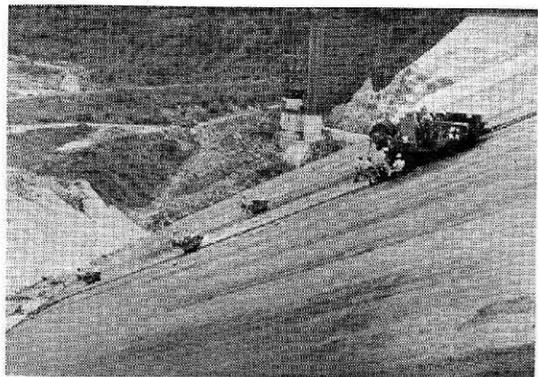


写真-4 舗設全景

6) 中間層、表層は基層密粒度アスコンと同一の手順でくり返される。

7) 補強層は基層、粗粒度アスコンと同一であるが、しゃ水壁周囲の形状により機械施工も可能である。アスコン舗設に先立ってカットオフ周辺、及び長時間舗設が行われない層は各層間にタックコートを施工する。施工継目はレーンと直角方向の水平継目、レーンと平行の縦継目があるが水平継目は極力作らない方がよい。降雨及び機械故障のため止むを得ず設ける場合は、最端部を切

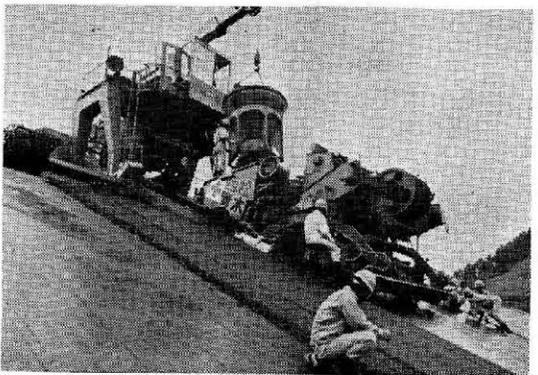


写真-5 舗設状況

り取り新鮮な面を出した後タックコートを施し、新たな合材をもって舗設する。縦継目については上下層が同一とならない様50cm以上離すこととした。コールドジョイントについてはジョイントヒーターにより処理した。

8) 最後にアスファルトしゃ水壁の老化防止の目的で保護層がスキューザにより施工され、アスファルトしゃ水壁の施工は全て完了することとなる。

(4) その他留意事項

1) 取付アスコンの施工

取付アスコンとは、基層と止水壁との取付に用いられるアスコンのことで当初深さ1.00m法勾配1:1で密粒度アスコンをもちて計画したが、試験研究機関と種々検討の結果トランジション材に近い粗粒度アスコンをもちて深さ0.50m、法勾配1:1.5で転圧効果を図り施工した。この部分は貯水後の挙動が明確でなく、構造上難しい部分といえよう。

2) 中間層周辺密粒アスコン

過去の実績によれば、中間層開粒度アスコン周辺部に密粒度アスコンをを用いている例があり、双葉においてもその必要性を検討したが、密粒度アスコンをを用いないダムもあること、また、実験の結果、開粒度アスコンを流下する水はレーンに平行であること、施工性、転圧効果等から検討し周辺密粒度アスコンは施工しないこととした。

3) 隅角部の人力舗設

いかなるダムにおいても、カットオフコンクリートの路線は平面的に長方形ではなく、レーンに対して斜交する。この斜交部はレーンの幅に応じて、人力施工となるが、双葉ダムでは極力機械施工とし、人力施工を避けた。計画上人力施工となる部分は補強層幅5mをもって

覆い、舗設弱点部を補強した。そのため振動ローラは、カットオフの最下端から転圧を開始する必要がある、ローラマンには熟練度が要求される。

4) カットオフ施工継目における銅箔の取付について
 カットオフの施工継手は9m毎に設けられており止水板が二重に取付られているが、止水効果をより高めるため幅36.5cm、厚0.28%の銅箔をもって、しゃ水壁と重複する部分はアスファルトマスタックを接着剤として施工した。

(5) 施工実績

1) 施工工程

双葉ダムの舗設面積は約19,000㎡で、舗設時期は気象データから5月～10月までと設定した。舗設能力から、1年施工は困難であり、加えて初年度目は舗設試験を行う為2ヶ年とした。

初年度目は、試験舗設とトランジション層の不陸整正から基層粗粒度アスコンまでとし、基層密粒度アスコンからしゃ水壁完了までは2年度目とした。

計画工程図は表2-2のとおりである。

2) 機械係数

(1) フィニッシャーのスピード

中間層の最大施工量は2,907㎡で、レーン長に換算すると786mとなり、8Hr稼働とすれば約1.6m/分となる。A構造では、日最大2,253㎡で1.3m/minで平均1.50m/min程度と考えられる。

表層についてみると、1～1.45m/min程度で平均1.20m/min程度と考えられる。

(2) 機械稼働率

施工は 降雨時又は気温が5℃以下は施工不能であり、過去10ヶ年の気象観測資料によると、次のようになる。

表2-2 計画実施工程図

工種	数量	52				53					備考	
		7月	8月	9月	10月	5月	6月	7月	8月	9月		10月
準備工	1式	←										← 計画 □ 実績
基層粗粒度	18,584㎡		←									
試験舗設	1式			□								
基層密粒度	18,584					←						
中間層	18,970						←					
表層	19,309							←				
補強層	1,888										←	
保護層	19,363										□	

表2-3 アスファルトフェーシング舗設面積一覧表

I 層別面積				II 延面積					摘 要
層 別	面 積	堤 体	キャンパー	延面積	[A構造]	[B構造]	[変化部]		
基層粗粒度	18,583.77	18,526.87	56.9	18,583.77	5,541.87	12,288.32	753.58	$(①+③) \times 2 + ②$ $(①+②+③) \times ②$ $+①+③$	
中間層開粒度	18,969.88	18,911.98	57.9	25,444.11	5,754.02	12,495.65	720.21		
表層密粒度	19,308.75	19,249.65	59.1	45,237.22	5,937.34	12,689.03	682.38		
補強層	1,888.35	1,888.35	—	—	—	—	—		
保護層	19,362.57	19,362.57	—	—	—	—	—		
計									
III 機械舗設, 変化部換算一層				IV 人力舗設					
基層密粒	17,612.07	17,555.17	51.9	323.70					
中間層開粒	18,244.11	18,186.21	57.9	323.70					
	6,131.20			102.96					
表層密粒	18,757.59	18,698.39	59.1	647.40					
	18,757.59			102.96					
	6,289.30								

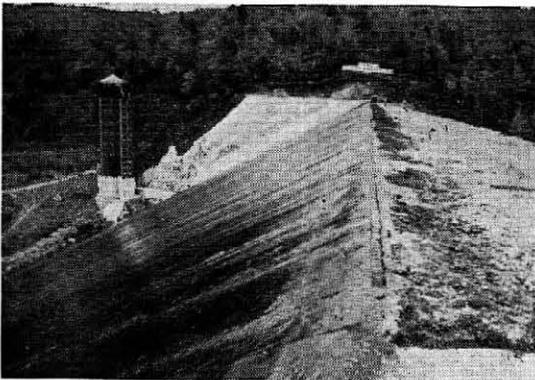


写真-6 アスファルトフェーシング全工程完了

ア. 施工期間 6月~10月とし 153日
 イ. 上記条件による施工可能日 100日
 ウ. 降雨日 53日
 エ. 休日 2日/月×5月=10日
 オ. 休日に雨の降る確率日数 $53/153 \times 10 \div 3$ 日
 故に施工可能日数 $153 - 53 - (10 - 3) = 93$ 日
 稼働率 $93/153 \div 0.61$ 即, 設計における稼働率を61%とした。

しかしながら, 昭和52年, 昭和53年共天候に恵まれ, 工事期間延日数193日に対し, 作業日数は132日であり, 全体の稼働率は68%となり予想以上の工事進捗度となった。アスファルトフェーシング舗設面積一覧表を表2-3に示す。

表3-1 施 工 実 績

	基層粗粒		基層密粒		中間層開粒		表層密粒			補強層密粒	保護層As
	第一層	第二層	第一層	第二層	第一層	第二層	第一層	第二層	第三層	マスチック	
施工期日	S 52. 8. 12 ~52. 9. 28	S 53. 6. 17 ~53. 7. 4	S 53. 7. 5 ~53. 7. 10	S 53. 7. 11 ~53. 7. 22	S 53. 7. 29 ~53. 8. 3	S 53. 8. 5 ~53. 9. 11	S 53. 8. 21 ~53. 9. 19	S 53. 9. 21 ~53. 9. 27	S 53. 10. 15 ~53. 10. 20		
純施工日数	26日	13日	4日	9日	5日	10日	11日	5日	6日		
施工数量	18,527㎡	18,584㎡	6,474㎡	18,970㎡	6,620㎡	19,309㎡	19,309㎡	1,888㎡	19,363㎡		
日最大施工量	2,154.7㎡	2,355㎡	2,253㎡	2,907㎡	1,768㎡	2,575㎡	2,290㎡	577㎡	3,873㎡		
	S(52.8.24)	(53.6.30)	(53.7.8)	(53.7.20)	(53.7.31)	(53.9.8)	(53.9.4)	(53.9.22)	(53.10.3)		
設計厚	50mm	50mm	60	60~80	60	60	60	60	2		
施平均	50	52	63	72	61	62	62	68	2.2		
工最大	84	73	89	91	63	64	63	70	2.6		
厚最小	22	43	51	58	58	61	62	65	2.0		
舗設合材量	3,573 t	2,206	784	3,074	976	2,863	2,791	304	58		
合材生産量	3,602 t	2,339	797	3,127	976	2,865	2,792	332	58		
喰込量	29	133	13	53	0	2	1	28	12		

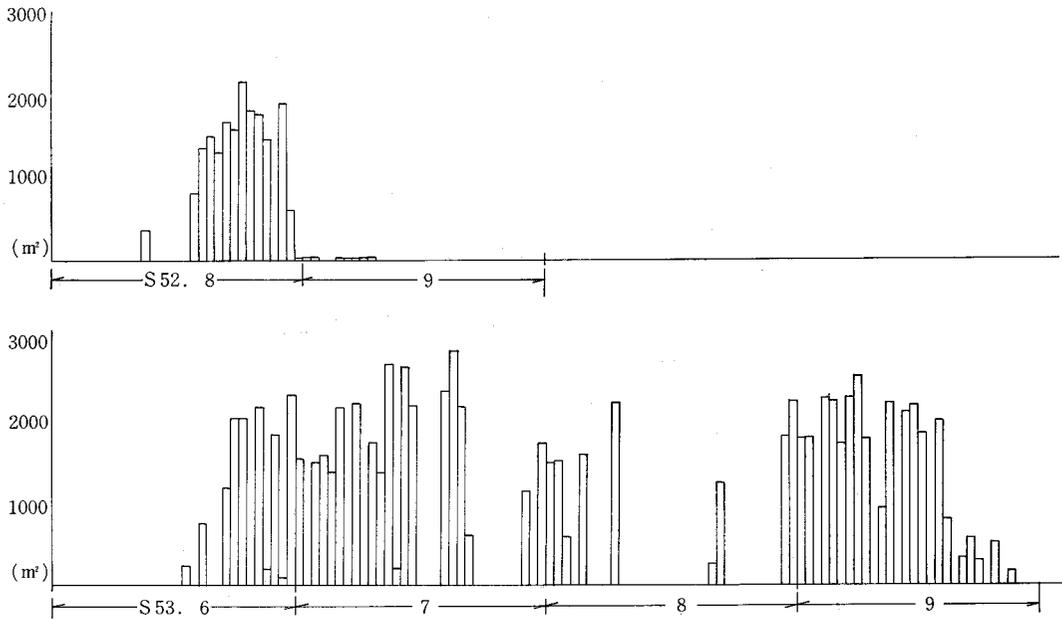


図3-1 アスファルト舗設実績一覧図

3 施工管理

(1) 出来高管理

出来高の管理は、舗設厚の管理が唯一であり、厚さの求め方は、

イ) 1日の舗設量と舗設面積から間接的に求める方法

ロ) 直接現場において測定する方法

ロー1) 舗設時に直接測定する方法

ロー2) 一層、舗設完了時にレベルを用いて高さを測定する方法～双葉ダムでは10m方眼に各層毎に測定。

ハ) コア採取による方法

がある

イ) については、プラントの自記録装置とトラックスケールから舗設合材重量がわかり、マーシャルテスト密度と面積から舗設厚が判る。

施工実績は表3-1のとおりであり、一覧図にしたものが図3-1である。

(2) 品質管理

水利構造物に用いるアスファルトフェーシングの性質は、道路舗装とは、根本的に異なり、施工法も特異な点があるので、その機能を十分に果たすアスファルト混合物を常に舗設しなければならない。アスファルト混合物は、しゃ水壁としての機能が十分保持出来るように、しゃ水性、たわみ性、各種条件に対する安定性及び耐久性が要求される。このため双葉ダムでは現場にアスファルトプラント及び試験室を設け、材料の管理試験、合材の管理試験等を行った。管理試験項目、方法等について

は、これまでのアスファルトフェーシングダム施工実績を参考とした。

1) 試験の項目

表3-2 試験項目一覧表

管理項目	種類	試験項目
材料管理	アスファルト	針入度, 軟化点, 比重
	乳剤	
	アスベスト	
合材管理	ファイラー	比重
	骨材	比重, 吸水量, 耐久性
	合材	スリヘリ, 粒度
しゃ水壁の品質管理	しゃ水壁	マーシャル試験 (密度空ゲキ率, 安定度, フロー値)
		アスファルト抽出試験 (アスファルト量粒度)
温度管理	しゃ水壁	透水試験, 真空試験
	材料	温度
	合材	〃
	しゃ水壁	〃

2) 材料の管理

① アスファルト アスファルトの品質は、近年製造過程において、良く管理されていることに即応し、入荷時及び50 t 毎に試験成績表を提出し管理した。その結果は表3-3のとおりである。

② アスファルト乳剤 JISK2208 アスファルト乳剤に合格したもので、製造業者の試験成績により管理し、現場での試験は行わなかった。

表3-3

項目	名称 規格値	試験値			
		検査数	平均値	最大値	最小値
針入度	80~100	13	89.7	90.0	89.0
針入度指数	+2.0~-5.0	13	-0.8	-0.5	-1.3
伸度	100以上	13	128.6	140.0	100.
蒸発減量	0.3以下	13	0.03	0.04	0
針入度残	75以上	13	94.2	101.2	92.0
四塩化炭素可溶分	97.5以上	13	99.9	100.0	99.9
引火点	2600以上	13	314.3	350	300
比重	100以上	13	1.03	1.03	1.03
軟化点	40°~55°	13	45.7	47.0	44.5

③ アスベスト 等級7MでJISM8602規格に合格するもので、北海道産のものを使用し、製造業者の試験成績書によった。

表3-4

	規格値	検査数	試験値		
			平均値	最大値	最小値
0.6mmフルイ加積通過率	100%	7	100	100	100
0.074 "	70%以上	7	84.5	86.0	83.0
含水量	1%以下	7	0.2	0.2	0.2
比重	2.6以上	7	2.69	2.69	2.69

④ ファイラー 入荷毎に、フルイ分け試験、含水量試験及び比重試験を行った。その結果は表3-4のとおりである。

⑤ 骨材 粒度については1日2回以上、比重、吸水率については、10日に1回以上の割合で現場で試験を行った。スクリーニングスについては、粗骨材の規格に合格した砕石ダストとした。試験結果を表3-5に示す。

表3-5

	規格値	試験値				
		検査数	平均値	最大値	最小値	
細砂	吸水率	3.0%以下	7	2.68	2.73	2.58
	比重	2.5以上	7	2.636	2.640	2.634
粗砂	吸水率	3.0%以下	7	1.56	1.67	1.42
	比重	2.5以上	7	2.628	2.631	2.623
スクリーニングス	吸水率	—	7	4.04	4.38	3.92
	比重	2.5~2.6以上	7	2.608	2.658	2.591
砕石5号	吸水率	3.0~2.5%以下	4	2.00	2.01	1.99
	比重	2.5~2.6以上	4	2.711	2.712	2.710
砕石6号	吸水率	3.0~2.5%以下	7	2.49	2.62	2.35
	比重	2.5~2.6以上	7	2.696	2.700	2.690
砕石7号	吸水率	3.0~2.5%以下	7	2.47	2.64	2.31
	比重	2.5~2.6以上	7	2.662	2.698	2.620

3 合材管理

合材の管理として混合時の測温、マーシャル試験により密度、空隙率、安定度、フロー値の測定を行い、混合時の材料配合管理は、プラント計量自記録により行った。アスファルト抽出試験はソックスレーの方法により、初年度に行った。その結果アスファルト含有量のバ

ラキは小さく、良好な状態と判断された。このアスファルト抽出試験は溶剤が人体に悪影響を及ぼす等から次年度においては数点の試験に止まった。

アスファルト抽出試験の結果は表3-6のとおりである。

密度空隙率・安定度、フロー値の管理試験結果は表

表3-6 アスファルト含有率

	規格値	測定値					
		検査数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	変動率
基層粗粒度	5.5~6.5%	26	6.03	6.22	5.84	0.100	1.66
表層密粒度	7.5~8.5	2	7.99	8.06	7.91	0.106	1.32

表3-7 密 度

	規 格 値	測 定 値					
		検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
基 層 粗 粒 度		15	2,355	2,375	2,341	0.009	0.38
基 層 密 粒 度		13	2,364	2,371	2,356	0.003	0.13
中 間 層		15	1,976	2,066	1,862	0.020	1.00
表 層		27	2,366	2,380	2,345	0.006	0.25
補 強 層		6	2,361	2,372	2,355	0.002	0.09

表3-8 空 隙 率

	規 格 値	検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
基 層 粗 粒 度							%
基 層 密 粒 度		13	1,269	1.5	1.0	0.132	10.40
中 間 層		15	21,833	22.7	20.4	0.772	3.54
表 層		27	1,219	1.6	0.8	0.275	2.56
補 強 層		6	1,433	1.5	1.3	0.082	5.72

表3-9 安 定 度

	規 格 値	検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
基 層 粗 粒 度							%
基 層 密 粒 度		13	507.3	583	421	53,214	10.49
中 間 層		15	475.2	654	387	72,747	15.31
表 層		27	555.7	715	451	65,567	11.80
補 強 層		6	589.7	626	561	24,566	4.17

表3-10 フ ロ ー 値

	規 格 値	検 査 数	平 均 値	最 大 値	最 小 値	標 準 偏 差	変 動 率
基 層 粗 粒 度							%
基 層 密 粒 度		13	100.2	110	89	6,431	6.42
中 間 層		15	31.3	37	28	2,738	8.76
表 層		27	94.4	115	81	9,394	9.95
補 強 層		6	92.8	102	87	8,424	9.07

3-7~3-10に示す。

(4) シャ水壁の品質管理

シャ水壁の品質管理は、シャ水壁としての機能を妨げない天端附近からコアを採取し、舗設厚の測定後、骨材粒度試験を行った。その結果を図3-2に示す。その結果は設計示方配合を満足している。切取コアの抽出試験によるアスファルト含有量は表3-6のとおりで、設

計示方変動幅内に入っており、設計を満足する。密度については表3-7のとおりで、各層共設計示方締め密度となった。

湛水面下のコア採取は、シャ水壁の機能を損うことから行わず、真空試験により透水性を判断し、不良個所を発見した場合は、ジョイントヒーターで再加熱転圧後、再度真空試験を行い、再確認した。

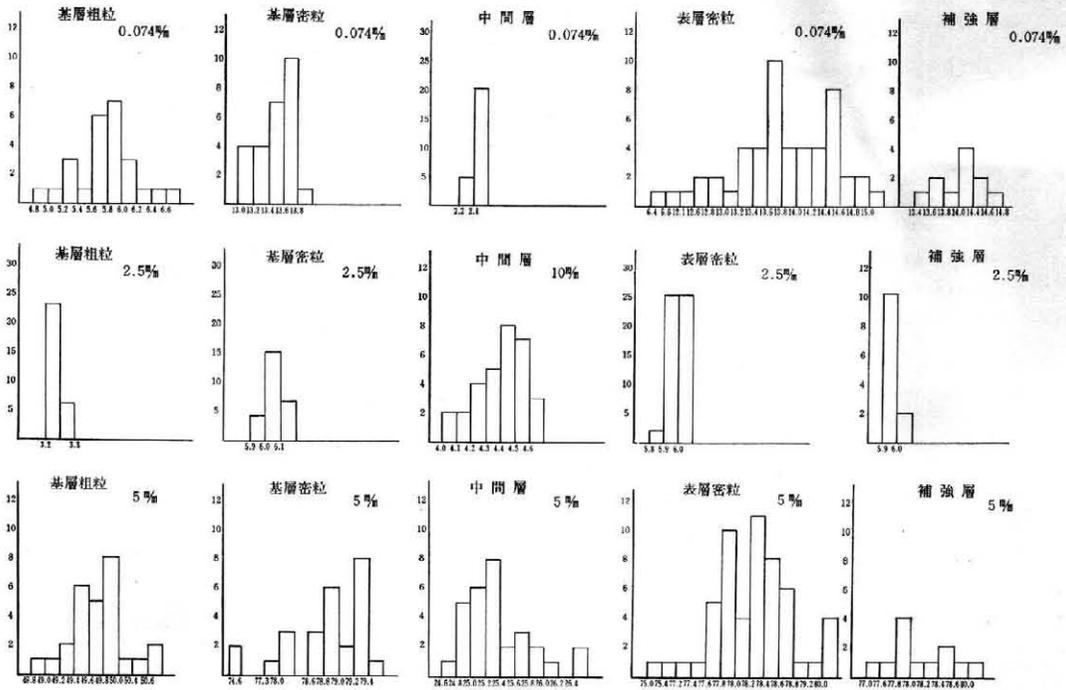


図3-2 粒度配合ヒストグラム

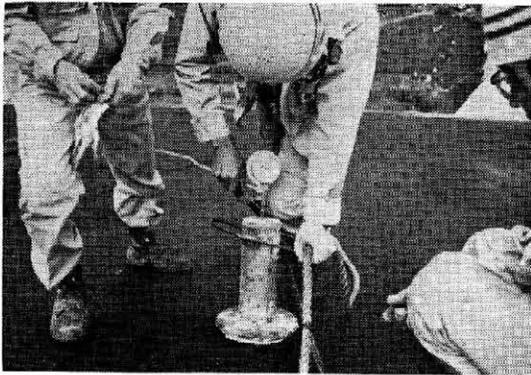


写真-7 真空試験

真空試験は、コア採取の出来ない個所、即ち湛水面下のコールドジョイント、ホットジョイントに真空試験器を密着させ、径10cm程度の金属筒内の空気を真空ポンプにより吸出し、その真空度によりアスファルトと水壁の水密性を判断するもので、真空ポンプで減圧し、50Hgに達した後5Hg/3minより圧力増加のない個所を合格とした。不合格カ所の処理法は、ジョイントヒーターで加熱、再転圧し、処理後、再度真空試験を行い、合格を確認した。真空試験の結果は表3-11のとおりである。透水試験は抜取コアをもって行い、試験結果は各層共、設計値を充分満足するものとなった。以下各層別に、その内容について述べる。結果は表3-12のとおりである。

① 基層(密粒度アスコン) 試験は、加圧型透水試

表3-11 真空試験結果表

層別	試験点数	良好点数	不良点数	合格率
基層全体	280	276	4	98.6%
ホットジョイント	214	213	1	99.5%
コールドジョイント	63	60	3	95.2%
カットオフ	15	15	0	100.0%
表層全体	994	967	27	97.3%
ホットジョイント	711	695	16	97.7%
コールドジョイント	148	143	5	96.6%
カットオフ	135	129	6	95.5%
合計	1,274	1,243	31	97.6%

験で行い、透水係数はダルシーの法則により、次式より算出した。

$$Q = K \cdot A \cdot i$$

ここで K: 透水係数 (cm/sec)
 Q: 透水量 (cm³/sec)
 A: 透水面積 (cm²)
 i: 動水勾配 (=H/L)
 H: 水頭 (cm)
 L: 透水路長 (cm)

供試体が水で飽和されるまで、浸透性ともいべき速度で、供試体内に浸透するものと考え、これが透水係数とほぼ近似するものとする、厚さ5cmの供試体に6

表3-12 透水試験結果

層別	測点	舗設厚	浸透路長	透水量	透断面	水頭	透水時間	透水係数	摘要
	m	cm	cm	cm ³ /sec	cm ²	cm	sec	cm/sec	示様書規格値
基層	160	5.0	4.7	0	78.54	6×10 ³	432×10 ³	1×10 ⁻⁸ 以下	1×10 ⁻⁷ 以下
	250	〃	4.6	0	〃	6×10 ³	432×10 ³	〃	5日
	270	〃	4.8	0	〃	6×10 ³	432×10 ³	〃	
中間層	75	8.0	9.81	758	78.54	26.31	20	1.8×10 ⁻¹	3×10 ⁻² 以上
	85	8.0	9.89	1.015	78.54	26.89	5	9.5×10 ⁻¹	
	155	8.0	7.81	900	78.54	26.81	5	6.7×10 ⁻¹	
表層	170	6.0	6.29	0	78.54	6×10 ³	6.05×10 ⁵	1×10 ⁻⁸ 以下	1×10 ⁻⁷ 以下
	200	〃	6.16	0	〃	6×10 ³	〃	〃	7日
	220	〃	6.73	0	〃	6×10 ³	〃	〃	
補強層	右岸	6.0	6.68	0	78.54	6×10 ³	8.64×10 ⁵	1×10 ⁻⁸ 以下	1×10 ⁻⁷ 以下
	左岸	〃	6.14	0	〃	〃	8.64×10 ⁵	〃	10日

kg/cm² の圧力を加え続けた場合、透水量が認められるまでの時間 t は透水係数 1×10⁻⁸cm/sec の場合

$$t = \frac{L}{v} = \frac{L}{Ki} = \frac{5^2}{6 \times 10^{-5}} \div 5 \text{ 日となる。}$$

従って、5日以上加圧しても透水が認められないものは透水係数 K = 1×10⁻⁸cm/sec 以下とした。

② 中間層（開粒度アスコン） 定水位試験で行いダルシーの法則によった。

③ 表層（密粒度アスコン、補強層（密粒度アスコン） 基層同様の試験で行い、透水係数 1×10⁻⁸cm/sec の場合7日以上とした。

(5) 温度管理

温度管理は、アスファルト、骨材等の加熱温度、合材の混合温度、現場における敷き揚げ温度、初期転圧温度があり、特に舗設試験で明らかのように、ある温度以下の転圧は効果が著しく減少する。

各材料の加熱温度の管理は日記記録計により行い、混合温度は、ホッパー吐出口で、敷き揚げ、転圧温度は現場において測定した。測定回数は1バケツ毎に1回とした。混合温度は、規格内に収まっており、良好状態である。敷き揚げ温度はフィニッシャーホッパーで測定した為、若干高い温度となっている。初期転圧温度はおおむね規格値を満足している。基層粗粒度アスコンは、昭和52年の舗設時の気温は平年並みであったが、昭和53年の舗設時は降雨少なく、気温も高く、合材温度低下は舗設試験時に比し小さかった。初期転圧時の合材温度が高い場合転圧効果は上るが、3次転圧時の合材温度が高い場合3次ローラ作業が遅れる傾向があった。

温度管理一覧表を表3-13に示す。

表3-13 温度管理一覧表

層別 (アスコ名)	温度別	規格値	測定値		
			測定数	最大値	最小値
基層 (粗粒度)	混合	170°±10°	934	179	160
	敷揚げ		934	147	111
	初期転圧	110°以上	171	150	110
基層 (密粒度)	混合	180°±10°C	650	188	171
	敷揚げ	150°~140°	650	181	159
	初期転圧	140~120	40	151	142
中間層 (開粒度)	混合	160°±10°C	1,412	168	151
	敷揚げ	130°~110°	1,412	153	131
	初期転圧	110°~100°C	51	106	98
表層 (密粒度)	混合	180°±10°C	1,760	188	171
	敷揚げ	150°~140	1,760	180	158
	初期転圧	140~120	101	168	138
補強層 (密粒度)	混合	180°±10°C	87	186	172
	散揚げ	150~140	87	175	158
	初期転圧	140~120	17	161	140

4 あとがき

これまで、表面しゃ水壁の設計と施工について述べてきたが、本工法は北海道で初めてであり、寒冷地におけるアスファルトフェーシングについて従来より、各試験機関の御協力を得て慎重に検討、研究されて来た。特に深山、多良木ダムの施工実績を参考とし、双葉ダム担当の先輩諸氏の御努力の結集により充分満足すべき施工が出来たことを感謝したい。

双葉ダムにおける埋設計器類は深山ダム等に比し少ない。これは本工法が世界的に広く施工され、かなりの実績をもつことによる。

最後に本文をまとめるに当たり、多くの方々の御努力御協力があった。設計では農林省農業土木試験所造構研究室、中島保治氏を初め北海道開発局、土木試験所舗装研究室々長、久保宏氏、前えん堤課長杉井勲、長尾新両氏、前えん堤係長駒村勝善、友成智両氏、吉原芳春、技官等であり、施工面では西松、青木共同企業体、大成道路建設株式会社、同技術研究所等の方々の努力であり、ここに厚く謝意を表する次第である。

なお、参考とした文献は下記のとおりである。

参考文献

1. ベーベナイ（双葉）ダムのアスファルトフェーシングに関する試験研究 中島保治他農林省農業土木試験場技報C造構7号 S44年3月

2. 双葉ダムアスファルトフェーシングの耐震実験 中島保治他、農林省農業土木試験場
3. 双葉ダムの設計と施工について 杉井勲、北海道開発局、倶知安農業事務所、「月刊ダム日本」No.369, 7.1975
4. 双葉ダムアスファルトフェーシングの設計施工 長尾新、北海道開発局、倶知安農業事務所、農業土木学会誌 1977
5. 双葉ダム表面しゃ水壁の設計施工 長尾新、中村孝明、北海道開発局、倶知安農業事務所、農業土木学会、北海道支部技術論文発表 1977
6. 土地改良事業計画設計基準、水利アスファルト工
7. 水工アスファルト工 鹿島出版会
8. アスファルト舗装に関する試験 建設図書
9. 水と土 第16号深山ダム特集
10. 奥多良木発電所工事誌 関西電力株式会社1975

トリシマ ポンプ

揚水用立軸うず巻ポンプ
口径：1200×800mm、
2000kW



農業用水の安定供給と効率的な利用にポンプは欠かせません。

トリシマは農業用の散水、灌漑、排水ポンプをはじめ上下水道、工業用水道、建築設備、化学、淡水化、火力・原子力発電用などの小形から大形・大容量ポンプまであらゆるニーズにお応えしています。

営業品目

- ・各種ポンプ、メカニカルシール
- ・ラッピングマシン
- ・除塵機
- ・鑄鉄鋼品
- ・マルチスタッドテンション
(原子炉圧力容器開閉用油圧装置)
- ・コンデンサチューブ、クリーニング装置
(西独タブロゲ社との製作提携品)
- ・ポンプステーションの設計・施工・アフターサービス



株式会社 西島製作所
西島ケエスビ商事株式会社
西島サービス株式会社

取締役社長 原田龍平

資本金 10億320万円

本社・工場 大阪府高槻市富田町1-1-8 ☎0726-95-0551(大代)
営業所 大阪 ☎06-344-6551(代) 札幌 ☎011-241-8911(代)
東京 ☎03-211-8661(代) 仙台 ☎022-23-7292・3971
東京分室 ☎03-255-4371(代) 広島 ☎0822-43-3700(代)
名古屋 ☎052-221-9521(代) 高松 ☎0878-22-2001(代)
福岡 ☎092-771-1381(代) (那覇) ☎0988-63-7011

中海干拓事業淡水湖化計画について

三本 武津雄* 西川 克彦*
笹沼 昭司*

目 次

I まえがき.....(15)	V 水質管理.....(21)
II 概 要.....(16)	VI ソフトウェア.....(28)
III 中浦水門.....(16)	VII ハードウェア.....(28)
IV 除塩施設.....(18)	VIII あとがき.....(30)

I まえがき

中海干拓事業において宍道湖、中海の淡水湖化計画は、事業の成否を決定する重要な問題である。流域は、斐伊川→宍道湖→大橋川→中海→境水道とつながって、2,050km²に及んでいる。この宍道湖、中海の面積は干拓計画前で、それぞれ81.1km²、97.5km²あり、大きな洪水調節能力をもっていた。干拓事業によって中海の面積が66.3km²になり、貯水容量が減少すれば必然的に洪水調節能力も低下するので、境水道の通水断面を大きくして治水上の安全対策を行い又境水道上流端に中浦水門を造り、中海、宍道湖の淡水化を図るものである。

したがって、中浦水門は、その水管理上、慎重な制御

が要求されることになるのである。

平常時制御は、塩水クサビの侵入を防止しながら中海管理水位と干潮時水位差が16cm程度の境水道潮位との小さい内外水位差で、淡水湖化推進、維持制御を行わなければならない。また、中浦閘門からの逆流塩水をすみやかに境水道に排除するために、除塩施設の適確な操作が要求されるのである。

洪水時制御では、宍道湖水位、中海水位を計画洪水位よりも上げずに、同時に塩水クサビの侵入を防止するために淡水湖維持に努めなければならない。したがって遠方手動操作では適確な操作が困難なので、コンピューターによる水門操作の自動化を試みたものである。

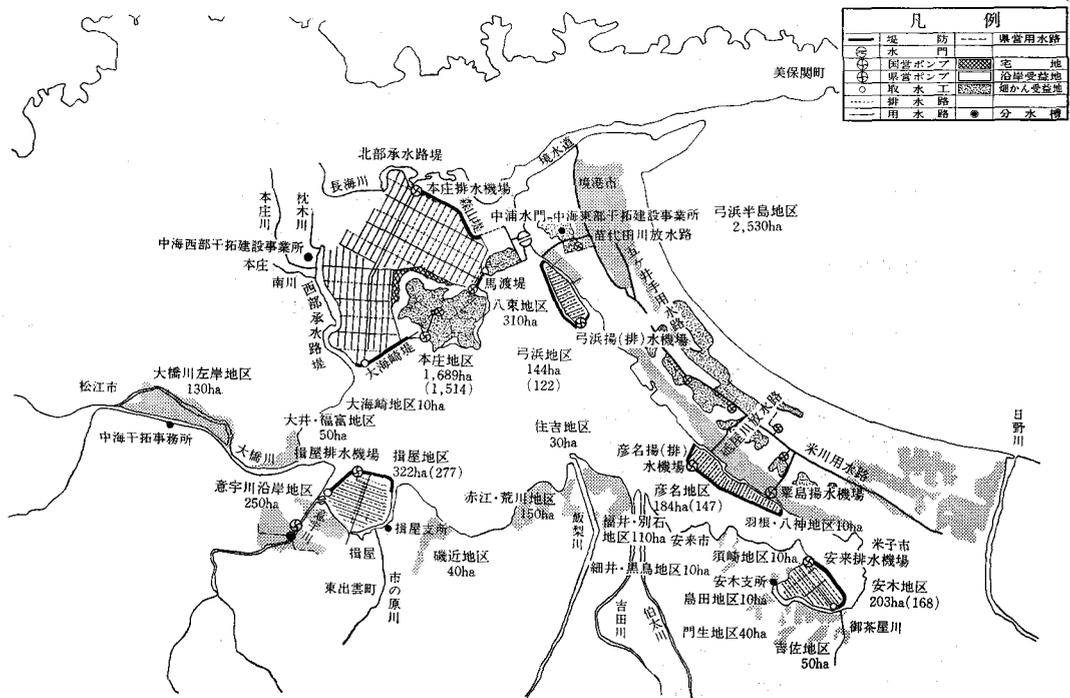


図-1 中海干拓事業一般平面図

* 中四国農政局中海干拓事務所

II 事業概要

1 事業計画の要旨

中海干拓事業は、中海に約2500haの大規模干拓を行い、あわせて中海、宍道湖の残水域約15,000haを淡水化して、干拓地と沿岸既耕地約7,300haの農業用水を確保するものである。

事業計画はまず中海内に5地区を選定し、江島、大根島、大海崎を結ぶ北部海域（本庄地区）、揖屋沖（揖屋地区）及び米子湾（安来地区）にポンプ排水による干拓を、米子市彦名地先（彦名地区）と境港市小篠津地先（弓浜地区）に埋立干拓を行い農地を造成する。

また、境水道の疎通能力の増大をはかるため境水道の現況平均断面 $2,100\text{m}^2$ を約 $2,600\text{m}^2$ （水道底標高 T. P. (-) 7.0~(-) 10.0m）に浚渫し、さらに中浦水道巾員を400~500m（水道低標高(-) 16.00~(-) 7.00m）に拡張する。

つぎに中浦水道（渡一江島間）および佐陀川に防潮水門を建設して、中海、宍道湖を淡水化し、干拓地並びに沿岸既耕地の用水源とする。なお、水門には船舶航行のため閘門を併設する。中浦水門では最大5,000重量トンの船舶の通航が可能となるものである。

さらに3地区の農業水利事業があり、弓浜半島地区では、米子市上栗島に揚水機場を設置して中海より米川用水路へかんがい補給用水を送水し、斐伊川左岸地区は、斐伊川の左岸地点に揚水機場を設置し、幹線用水路を通じて配水する。また八東地区では、大根島に揚水機場を設置して、大根島及び江島の畑地かんがいを行うものである。

2 計画の規模

計画面積

干拓 地区面積 2,542ha（内造成面積2,228ha）

農業水利 受益面積 7,300ha

主要工事 干拓堤防（総延長 35,000m, 堤体積 14,000,000 m^3 ）

ポンプ場（干拓5ヶ所, 農業水利4ヶ所〈国営中海干拓施行分〉）中浦水門（全延長414.0m, 水門幅員32.0m, 門数10門, 扉高8.45m, 閘門3基）

III 中浦水門

干拓地の作物として、タバコ、そ菜、牧草、花卉などが予定されているため、中海干拓淡水化後の塩素イオン量は、200ppm程の良質な淡水が要求されており、また厚生省水道水源の水質環境基準の塩素イオン濃度と同水準であるので、将来、都市用水としての利用も可能である。

この目標を実現できるような施設を備えた防潮水門が必要である。

1 水門部の計画

水門の通水断面は、洪水時の計画高水量を安全に流下し得る断面で、かつ水門による落差をできるだけ少なくするようにされている。

計画洪水量の決定

計画降雨 : 3日連続雨量 355mm（松江の80年確率降雨）

計画外潮位：最高潮位 T. P. (+) 0.90m, 平均潮位 T. P. (+) 0.35

計画洪水量：境水道流出量
3,900 m^3/sec

水門の有効通水断面は境水道浚渫計画による計画最少断面（約 $2,100\text{m}^2$ ）相当の断面を与えるものとして有効通水幅を320mとし、1門の径間32mのゲートを10門設置することとする。水門の敷高については、水門上下流の計画地盤高が T. P. (-) 7.00mとなっているので、これよりも0.20m上げて T. P. (-) 6.80mとした。したがって T. P. 0m以下の通水断面は $2,176\text{m}^2$ となる。

次に水門の操作について考えてみると、中浦水門の果すべき機能としては、境水道からの逆流塩水を防御し、異常高水時における塩害を防止すること、並びに斐伊川水系の洪水および外海の高潮による被害を防止することであり、これを目的として操作しなければならない。すなわち、ゲート操作は、平水時の操作と洪水時の操作があり、平水時においては、利水的機能を果すべく、淡水湖の水質および水位の維持、改善を目的とした淡水化のための最適な操作を行わなければならない。また、洪水時操作は治水を目的とした全門操作を行わなければならない。これらのことに加えて水門の排水量は、計画洪水量の $3,900\text{m}^3/\text{sec}$ から、塩水逆流防止可能な最小内外水位差のときの排水量までその差が大ききこと、また、潮位差が少なく、塩淡水の密度差による水門操作の微妙な点を勘案して、水門扉の型式は、門扉を上下2段に分

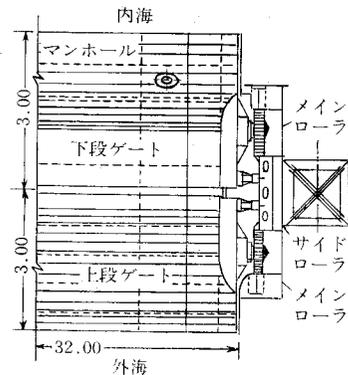


図-2 水門ゲート構造図

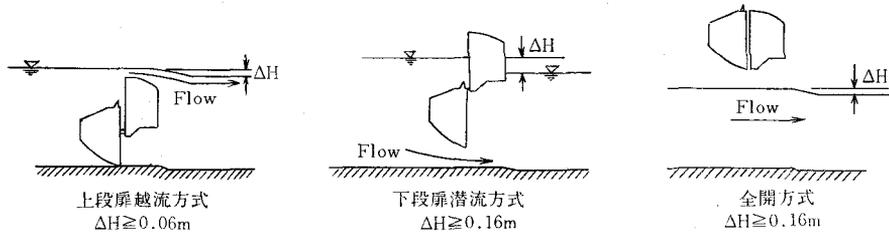


図-3 ゲート操作方式

割したダブルゲート方式とし、2段式越流型ローラーゲートとした。

ダブルゲートの操作方式は、上段ゲートを越流させる

上段扉越流方式、下段ゲートを潜流させる下段扉潜流方式および上下段ゲートとも引上げる全開方式がある。(図-2, 3参照) ゲートの開閉条件は、密度流の模型実験によって確かめられた塩水逆流防止が可能な内外水位差により規制される。この水位差条件は、水底における塩水と淡水の静水圧の釣合いに必要な水位差 $\Delta H = \epsilon H$ で与えられる(ここに、 ϵ は海水と淡水の密度差比(1.022 - 1.000/1.022 = 0.022, H は中海側水深)。これにより、上段扉越流方式の水位差はほとんど必要ないが、下段扉潜流方式または全開方式の水位差は $\Delta H \leq 0.16\text{m}$ が必要である。

淡水化を促進させるためには、中海の深部に滞留する塩分濃度の高い水を放流することが必要であり、このための操作としては、下段扉潜流方式が最も有効である。

2 閘門部の計画

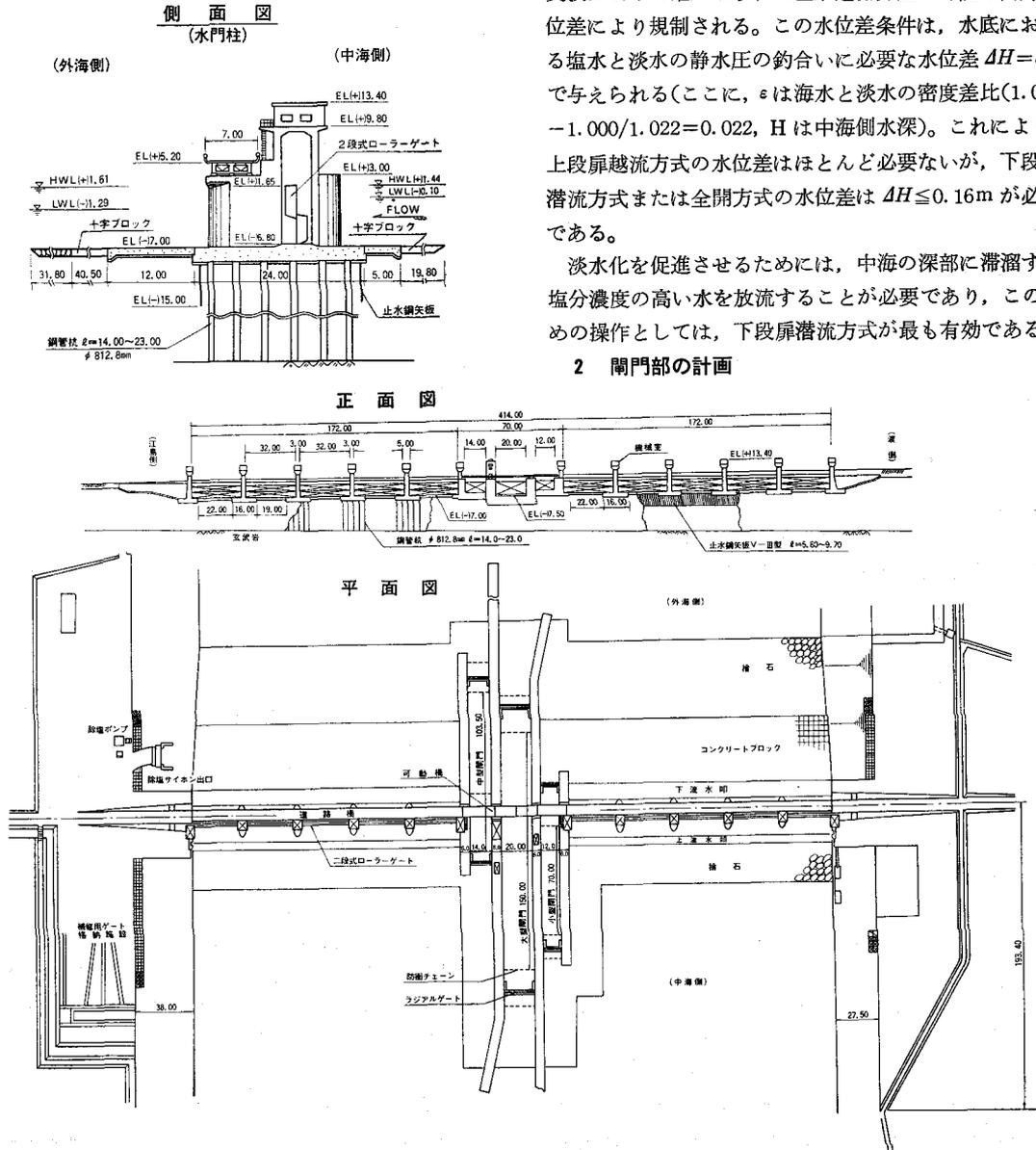


図-4 中浦水門

閘門の規模、配置は、中海を航行している船舶の船種、規模別の1日当り通航量および時間分布の調査結果を基にして決定された。中海の現況における通航最大船舶は、1,300GT (2,000DWD) であるが、新産都市計画に基づく中海内の港湾、航路規模拡大計画との整合性を固めるため、最大3,000GT (5,000DWD) 級船舶を対象として計画通航量が定められた。

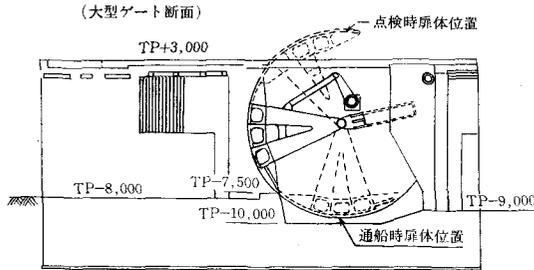


図 5

これに基づいて、大型、中型、小型の3基の閘門が設置され、船舶の通航が安全かつ容易に行われるように航路上に配置されていることが望ましいので、中浦水道の中央部、すなわち水門の中央部に、大型閘門を中心にその左右に中型、小型の両閘門を配した。水門は閘門部の両側に有効通水幅を2等分して5門ずつ配置することにした(図-4, 5参照)。

IV 除塩施設

1 目的

除塩施設は、除塩サイフォン、除塩ポンプ、除塩ポケットからなる世界初のシステムである。宍道湖、中海の淡水化に必然的な施設で、自動制御対象施設である。

基本的に淡水化は下段式ローラーゲートの水門ゲートによって行われるが、ゲート敷高のEL(-)6.8mまでである。したがって、除塩施設はこれ以下の貯留部の塩水をすみやかに排除するために必要であり、また密度の高い湖内、湖外からの栄養塩類も排除が可能となってくる。元来、この施設は、当初計画では淡水化目標塩素イオン濃度が1,650ppmであったが、農政の転換で畑作農地の造成が目的となったことから、200ppmと変更されたものである。このため、中浦閘門からの逆流塩水を極力遮断する必要からこれらの除塩施設が考え出されたものである。つまり中浦からの平時の自流出量が50m³/sとした場合、20,000ppmの逆流海水から200ppmを達成するために閘門からの逆流塩水は、0.5m³/s以下にしなければならないからである。

淡水湖内の平均的な塩分濃度の推定は、塩分収支の概念で求める事が出来る。即ち、(淡水層内の塩分変化量) = (淡水層への塩分流入量) - (淡水層からの塩分流出量)

であり、これを式であらわせば、

$$V_1 \times \Delta C = Q_{in} \times C_0 \times \Delta t - Q_{out} \times C \times \Delta t$$

$$\frac{dc}{dt} + D \times C = E$$

$$D = Q_{out} / V_1$$

$$E = Q_{in} \times C_0 / V_1$$

Q_{in} : 淡水層へ流入する単位時間当り水量

C_0 : 淡水層へ流入する水の塩分濃度

Q_{out} : 淡水層の水利利用その他により淡水層から流出する単位時間当り水量

C : 淡水層から流出する水の塩分濃度

V_1 : 淡水層容量

ΔC : Δt 時間中の淡水層の塩分濃度変量

ここに、初期条件 $t = 0, C_1 = C_2$ とおけば、淡水化方程式は、 $C_1 = E/D + (C_2 - E/D) C - D \times t$ となる。また $t = \infty$ とすれば $C_1 = E/D$ となる。

すなわち定常的な淡水湖塩分濃度は、上式により推定することができる。淡水化が進行した状態で、濁水期における閘門からの塩分浸入を無視して塩分濃度を概略試算すれば次のとおりである。

○濁水期の流入負荷(塩分)

河川水 (≒30ppm) $Q_1 \div 10.95 \text{ m}^3/\text{s}$

生活排水 (≒1,000ppm) $Q_2 \div 0.69 \text{ m}^3/\text{s}$

工場排水 (≒1,000ppm) $Q_3 \div 0.41 \text{ m}^3/\text{s}$

湖面蒸発(負の流出と考える) $Q_4 \div 66.30 \text{ km}^2 \times 3 \text{ mm/day} = 2.30 \text{ m}^3/\text{s}$

淡水湖利用水量 $Q_0 = 14.36 \text{ m}^3/\text{s}$

淡水湖容量 $V_1 = 358 \times 10^6 \text{ m}^3$

$$\therefore E = (10.95 \times 30 + 0.69 \times 1,000 + 0.41 \times 1,000 + 2.30 \times 200) / 358 \times 10^6 = 5.28 \times 10^{-6} \text{ ppm/s}$$

$$D = 14.36 / 358 \times 10^6 = 0.040 \times 10^{-6} / \text{s}$$

$C = E/D = 132 \text{ ppm} \leq 200 \text{ ppm}$ となり目標塩分濃度を満足することができる。しかしながら、閘門からの計画逆流海水 105万m³/dayを考慮した場合、その20%が分子拡散することが実験的に確かめられた。その全部が中海へ拡散するとすれば、逆流塩水量の淡水層拡散量

$$(\div 18,000 \text{ ppm}) = (105 \times 10^4 \text{ m}^3 / 86,400) \times 0.2 = 2.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\therefore E = (10.95 \times 30 + 0.69 \times 1000 + 0.41 \times 1000 + 2.30 \times 200 + 2.43 \times 18000) / 358 \times 10^6 = 127,453 \times 10^{-6} \text{ ppm/s}$$

$$C = E/D = 3,186 \text{ ppm}$$

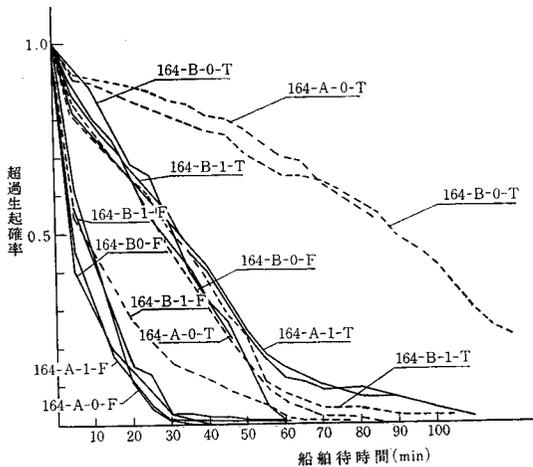
以上の計算結果では、宍道湖からの塩分流入や湖底土からの分子拡散塩分量や風浪による影響を無視しており、濁水期における安定的な水質を維持するためには、外部から浸入する海水の流水層への拡散を極力防止し、すみやかに淡水湖外へ排除する必要が裏づけられるのである。

2 閘門からの逆流塩水容量

除塩ポケット容量に重大な影響を及ぼす閘門操作による逆流海水浸入量をシュミレーションによって検討し

表 1

処理方式	中小開門条件	処理隻数	小型開門
A	WEA	T	1
		F	0
	WEB	T	1
		F	0
B	WEA	T	1
		F	0
	WEB	T	1
		F	0



- 1 : 小型船舶専用開門設置
- 0 : " " なし
- WEA : 中小開閉入出指定処理
- WEB : " " 任意処理
- A : 大中小船舶指定処理
- B : 優先処理
- T : 一隻処理
- F : 複数処理

現状
A-0-T-WEA

図-6 船舶待時間の確率分布 (船舶数=164隻)

た。演算ケースは表1, 図6の通りである。

A指定処理: 到着船舶はその大きさによって大中小の開門に振り分ける。

B優先処理: 到着船舶は空いている開門から到着順に通過できる。

WEA: 大型開門は入出両方向処理

中型開門は入方向, 小型開門は出方向のみ処理する。(右側航行の原則)

WEB: 全開門は入出両方向処理

T: 1回に1隻ずつ通過させる。

F: 1回に複数隻通過させる。

1: 開門通過する船舶のうち現況で5m以下の小型船舶が6割程度しめるので, 小型専用開門を設置して小時間, 小逆流塩水量で通過させる。

0: 小型専用開門は設置しない。

以上の演算ケースに現況開門通過隻数, 昭和55年度計画開門通過隻数(港湾統計より推算)当初計画開門通過隻数と各々の開門通過時間分布を考慮して実行された。

その結果, 到着船舶のスムーズな開門通過を考慮して計画通過隻数 164隻, A, WEA, T, 0の場合とし, 計画逆流塩水量 105万 m^3/day が決定された。

3 除塩ポケット, ポンプ容量

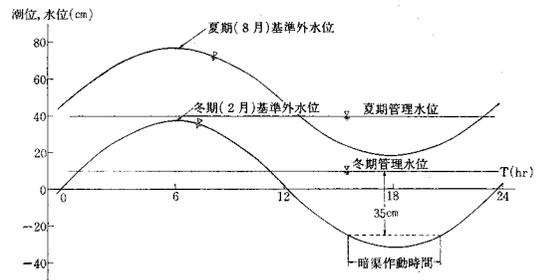


図-7 潟水年基準外潮位と暗渠の機能(S26年)

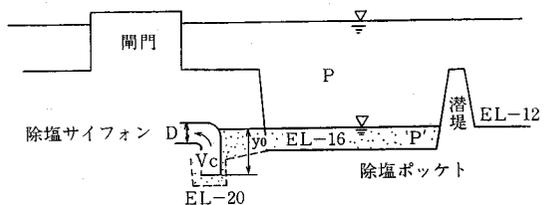
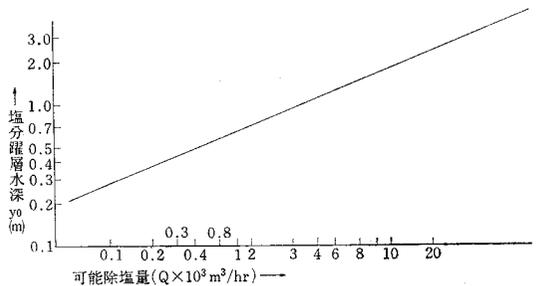


図-8 浸入塩分の可能除塩量

夏期においては除塩サイフォンが内外水の密度差の要因によって水位差が小さくなると能力が低下し機能しなくなる。したがって, 除塩ポケット容量の大きさの決定は, 逆流塩水量とポンプ排水量との差に安全率を見込んだものとなる。特に密度流のポンプ排水の際考慮しなげ

ればならないのは、ポンプ吸込口天端から塩分躍層までの深さ（塩水カブリ）によってポンプが塩水を吸込む能力（除塩能力）に著しい変化が出てくるということである。図8に示したようにポンプには塩水カブリによる限界能力があるので、適正ポンプ容量は除塩ポケット内塩水水深によって変わってくるのである。ゆえに除塩ポケット内の最大塩水水深をます場合がポンプ吐出能力の適正容量となる。除塩ポケットの有効水深は最深部E L—16m盤使用浚渫船の掘削深からと潜堤より中海側の湖底地盤E L—12mとの差4mから、必然的にそれ以上の塩分躍層を除塩ポケット内において出現させてはならない。その結果適正ポンプ容量16.7m³/s(φ1900mm 立軸軸流型×2台)が決定された。

除塩ポケットの安全率の考え方は、2台の除塩ポンプのうち1台が1日間故障した場合を想定し、1台ポンプをフル稼働させた時と通常状態との差、除塩ポケット内増加貯留量を通常状態にプラスした容量を除塩ポケット最深部E L（-）16m盤上に貯めるものとして計画し、さらに濃い塩水の鉛直方向拡散によって生じる体積膨張を安全率として考慮し見込んだ除塩ポケット容量は84万m³、21.2haと決められた。この場合の安全率は結果的に約20倍となった。

4 除塩サイフォン

淡水化開始後、内外密度差が少ない淡水化推進制御中は除塩サイフォン自然利用可能限界水位差ΔHが小さいので、冬夏期とも除塩サイフォンを稼働させることができる。しかし淡水化目標である塩素イオン濃度200ppmを達成して汽水湖から淡水湖に変容して、淡水化維持制御段階にはいればもはや内外水位差がとれない夏期には、除塩サイフォンを稼働させることはできなくなる。もし稼働させれば、海水が逆流してくることになるのである。

除塩サイフォンの吐出能力が大きければ、除塩ポンプの稼働時間は少なくともすむので、淡水化終了後、冬期5時間/day(渇水年)の稼働状況でも除塩サイフォンの断面は大きい方が有効である。そのためボックスカルバード3断面(4m×3m×3連)で除塩サイフォン稼働時間当たり平均能力と除塩ポンプ能力が同様な吐出能力をもつものとして3断面のうち2断面は除塩ポンプの吸込樋管を兼ねるように計画された。

除塩サイフォン吸込口の形状は図8のようなものとした。除塩ポケット内は二層密度流を形成し、除塩サイフォンによって、高濃度塩水を選別排除するためには、サイフォン呑口の大きさよりも呑口から塩分躍層までの水深を充分取ることが必要だからである。図8の直線は次の実験式の関係式を満足している。

$$\frac{V_c}{\sqrt{\epsilon \cdot g \cdot y_0}} = A \left(\frac{y_0}{D} \right)^\alpha$$

V_c : 除塩サイフォン内平均流速

$$\epsilon = \frac{\rho' - \rho}{\rho}$$

A, α : 呑口形状による定数 ($A=1.90, \alpha=2.00$)

ρ' : 海水の密度 D : 管径

ρ : 淡水の密度

この関係より呑口から塩分躍層まで2m程度の塩水カブリがあれば最大13m³/s程度吐出能力を確保することが可能である。これは、即、除塩ポンプ能力とも同一のものとなるのである。その結果、図8のように除塩ポケットE L（-）16m盤上の逆流塩水貯留量を少なくしポンプ能力を高めるためには、逆流塩水誘導路先端の呑口天端標高をE L（-）18m以下にする必要があり、従って呑口の最深部地盤標高はE L（-）20mとした。

5 除塩ポケット

計画逆流塩水量105万m³/dayを最深部E L（-）16m盤に貯留するため、有効水深4mで21.2haの大きさとした。第二段塩水貯留部E L（-）12m盤とのしきりとして潜堤を設置し、拡散塩水を中海からの自流量で押し流し、また吹送流防止のため突堤を配置した。

(1) 除塩ポケット内密度流挙動

開門の通船時に発生する逆流海水は開門から除塩ポケット内に密度流として非定期的な潜入する。この海水塊は内部境界面に異常に大きな内部波（内部段波、内部サージ、内部孤立波）を生じさせる。また、潜堤に内部波が衝突した場合、動水圧を生じると共に、その動水圧に対応して内部波の異常上昇を生じる。この場合、塩分の乱流、拡散を生じる。除塩ポケット内に塩水が存在しな

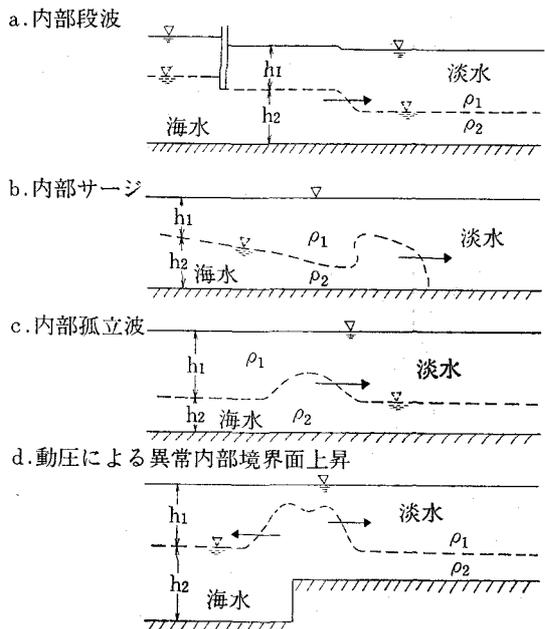


図 9

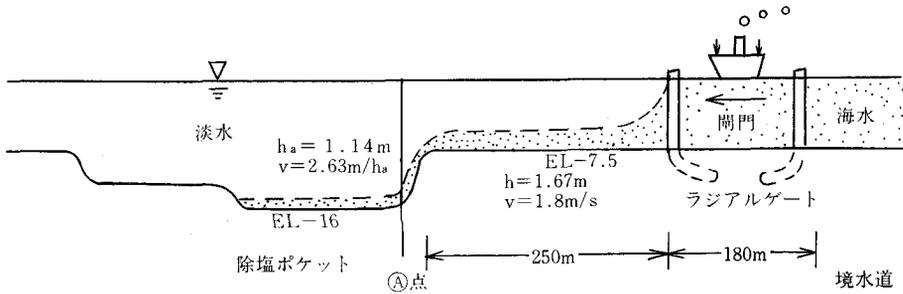


図 10

い場合には、直接密度流が底面をはい、いわゆる内部サージを発生する。同時にポケットの内部境界面は内部孤立波として往復運動を行うのである(図9参照)。動水圧による異常内部境界面上昇は、除塩ポケット最深部EL(-)16m盤と第二段塩水貯留部EL(-)12m盤との間に設置される潜堤の高さを規定するものとなる。

理論的な異常内部境界面上昇高さは、閘門内の全容積が除塩ポケットに向かって密度流として流下した場合、水平方向の拡がりを考慮せずに(安全側)考えた時について求められた。

図10に示すようにA点までの密度流は密度流サージを形成し、加速度流の性質が強い流れとなり、この流れは乱れが少なく、比較的速い流れである。この流れは内部フルードにより密度常流あるいは密度射流のいずれかの流れを出現する。今、相対的に海水層の水深が浅いものとする、 $Fri = V/c_i$ で示される。(Fri; 内部フルード数 c_i ; 密度長波の波速 $= \sqrt{g' \cdot ha}$ V ; 逆流海水速度 g' ; 有効重力加速度 ha ; 密度流厚さ)

閘門からA点までの摩擦損失を無視すれば、A点の流速が概算される。 $V_a = \sqrt{2gH_e}$ m/s (2.63m) H_e = 最大有効落差 (16m), $g' = g \times (\rho' - \rho) / \rho'$, (ρ' : 1,022, ρ : 1,000), $ha = 1.14$ m (大閘門内の海水容量 28300 m^3 は水理模型実験から8分程度で完全に淡水と入れかわり、単位幅流量約3 m^3 の海水が逆流することが判明した。3 m^3 /Va) $Fra = Va / \sqrt{g'ha} = 5.37$ 従ってA点における密度流の内部フルード数は5程度であり、密度射流で流れてきたものが密度常流に移行することになって、移行部の状態は密度波上跳水に近い型になる。理論的な跳水深は $H_2 = \frac{ha}{2} (\sqrt{1 + 8(Fra)^2} - 1)$ で与えられる。 $H_2 = 8.11$ mとなり除塩ポケット内の跳水はEL

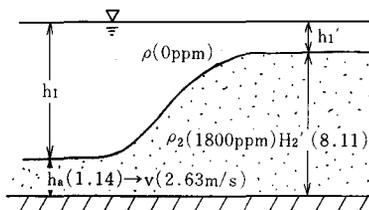


図 11

(-)7.89 \div (-)7.50程度上がることになる。また一方、この値は摩擦損失等を考慮しておらず、水理模型実験によって求められた跳水深は最深部から約8mであった。その結果、潜堤の高さは余裕0.5mを取ってEL(-)7.5mとされた。

(2) 潜堤、突堤、逆流塩水誘導計画

潜堤先端の高さは除塩ポケット内密度流挙動からEL(-)7.5mとしたが、規定の航路深さ以上に高くして余裕を取ることはできないので航路の深さと同じとし、構造は、捨石傾斜式とする。また密度の高い窒素や磷などの栄養塩類を中海から除塩ポケット内に誘導し、すみやかに外海に排除するために栄養塩類誘導路を底幅30mで設置する。突堤は江島南岸からほぼ中浦水道を延長した形で築堤するが、水深の浅い延長区間は捨石傾斜堤として、水深の深い部分は鋼管矢板とする。波高を計算し越波を防止するためTP(+) 1.00 とする。これで吹送流を遮断し、同時に除塩ポケット内鉛直拡散塩水の水門下段ゲートによる排除効果を上げることができる。内部波の拡散速度(C)を $C = \sqrt{g'hs}$ で表わし、 g' : 有効重力 hs : 内部波の高さ0.5mとすると $C = 0.30$ m/sとなる。この流速を生ずる流量が中浦水道で確保できれば、中浦水道入口付近に発生した拡散塩水は排除できる。

その流量は $Q =$ 潜堤部附近 中浦水道幅 (500m) \times $hs \times C = 75$ m^3 /sである。ちなみにこの流量Qは中海流入量76 m^3 /sにはほぼ等しく拡散塩水の排除が期待できる。

逆流塩水誘導路は除塩ポケット最深部EL(-)16m盤から中浦水門江島側の除塩サイフォン呑口まで延長約300mをEL(-)17mで浚削し両側法面を捨石で保護する。中浦水道計画洪水量3,900 m^3 /sの流下時の流速が砂の流去限界流速(平均粒径0.025cm, 岩坦公式で0.016 m/s)より大きいので、砂の流去防止及び除塩ポケットの中浦水道両側の護岸並びに弓浜埋立工区の護岸の安定を図るため捨石工を施行する。また有効呑口カブリを確保し、ポンプの間断運転を考慮してピットを設ける。

V 水質管理

1 水質現況

昭和47年10月に島根、鳥取両県によって設定された斐

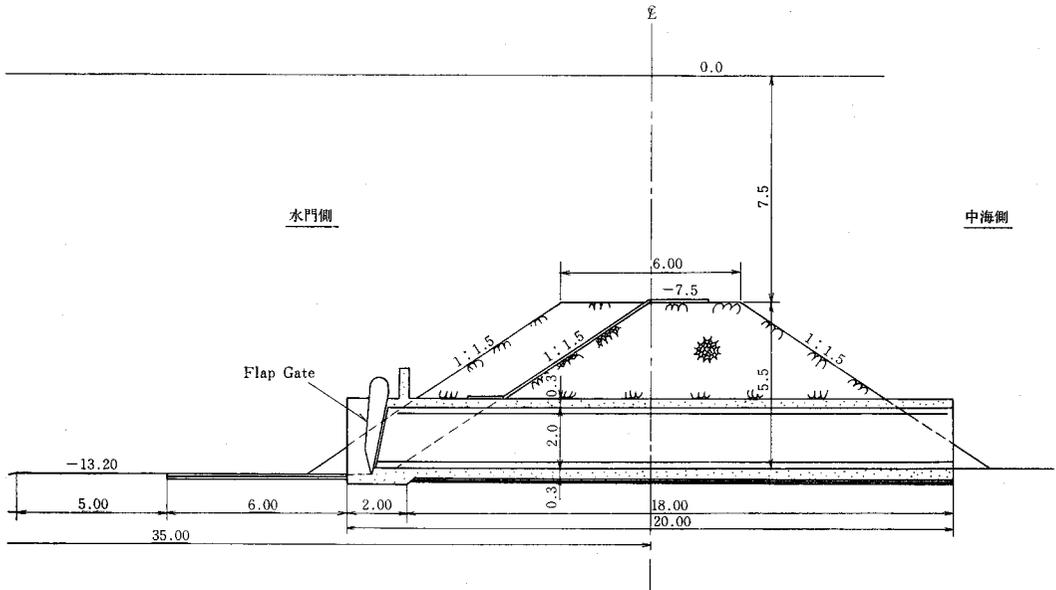


图12-3 潜堤除塩暗渠標準断面図 (Unit : m)

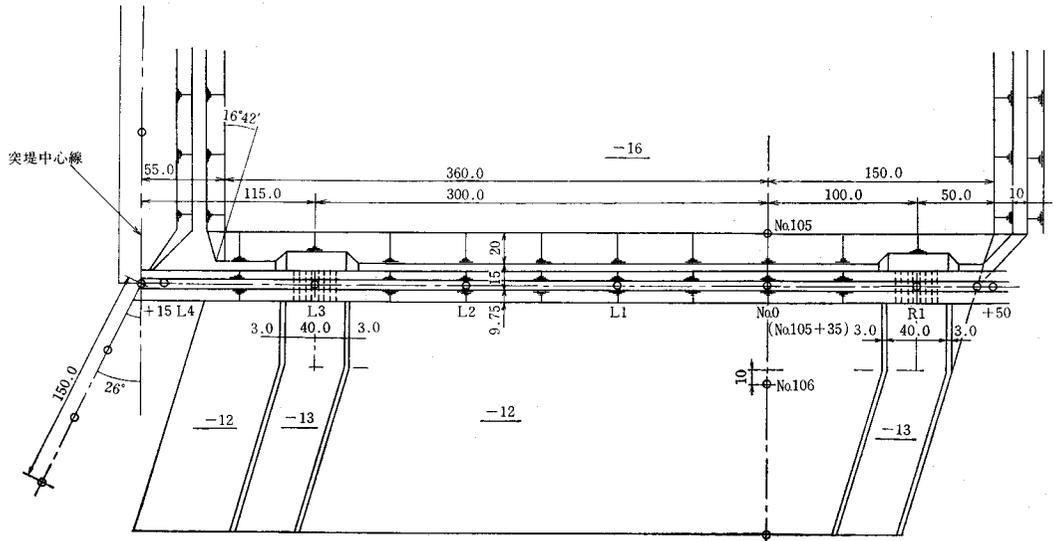


图12-4 潜堤計画平面図 (Unit : m)

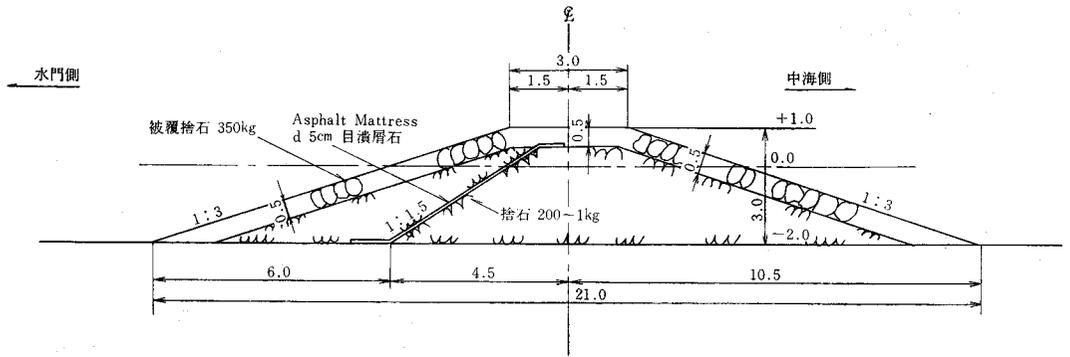
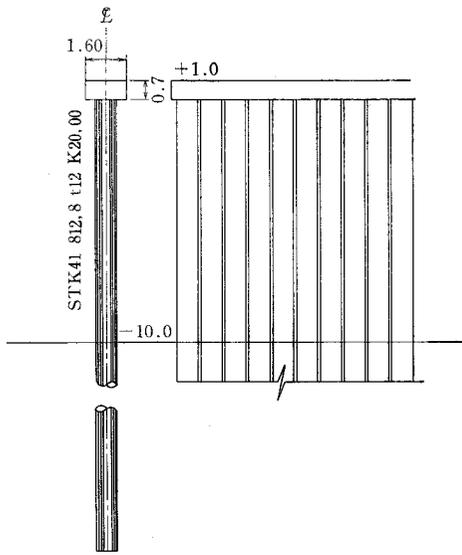


图13-1 A型突堤(浅水域)標準断面図 (Unit : m)

B型突堤（大水深）構造図（Unit：m）



鋼管継手詳細図（unit：mm）

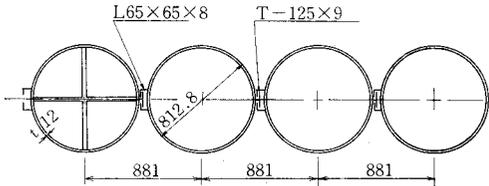


図13-2

伊川水系の環境基準は、中海及び境水道について5ヶ年間に達成すべき指標として表-2のように設定された。現在、中海干拓事務所では図-14に示す各地点の水質、塩分濃度及び栄養塩濃度等を昭和40年から調査している

表-2 湖沼（天然湖沼および貯水量1,000万m³以上の人口湖）

項目	基準値				大腸菌群数
	水素イオン濃度 pH	化学的酸素要求量 COD	浮遊物質量 SS	溶存酸素量 DO	
類型 A	6.5以上 8.5以下	3 ppm 以下	5 ppm 以下	7.5 ppm 以上	1,000 MPN/100 100mℓ以下



図-14 中海干拓淡水化事業計画図と水質調査地点

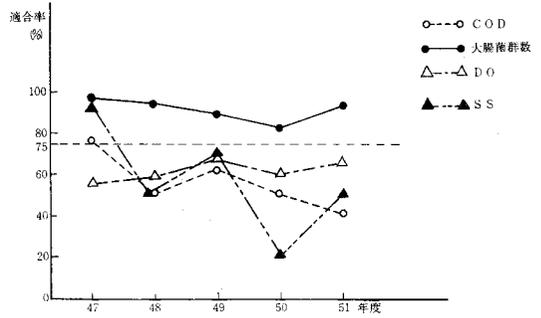


図-15 中海の適合率の経年変化

その調査結果では、図-15に示すように年々COD平均値は基準適合率で低下の傾向にある。

(1) 水温

中海の水温の鉛直分布の周年変化を見ると、図-16の米子湾中央地点（No. 11）に代表されるがごとくいずれの場合も水深3m付近に水温躍層が存在する。冬期は下層程高い逆列成層型、夏期は正列成層型である。

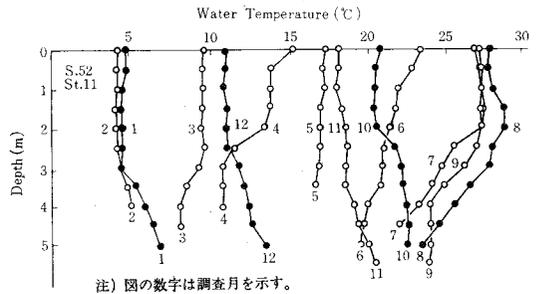


図-16 水温の鉛直分布の周年変化（米子湾中央）

(2) 塩分濃度

中海塩分濃度の鉛直分布の周年変化は図-17に示すように水深3m付近に塩分躍層が存在し、鉛直方向の水分子の移動を阻止している。

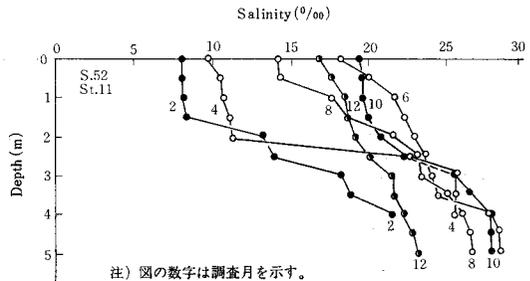


図-17 塩分濃度の鉛直分布(米子湾中央、1977年)の周年変化

(3) 栄養塩濃度

図-18に示すように中海では水温上昇期にバクテリアによる有機物の分解やPO₄-Pの生成が旺盛である。米子湾（St. 11）の汚濁が著しい。

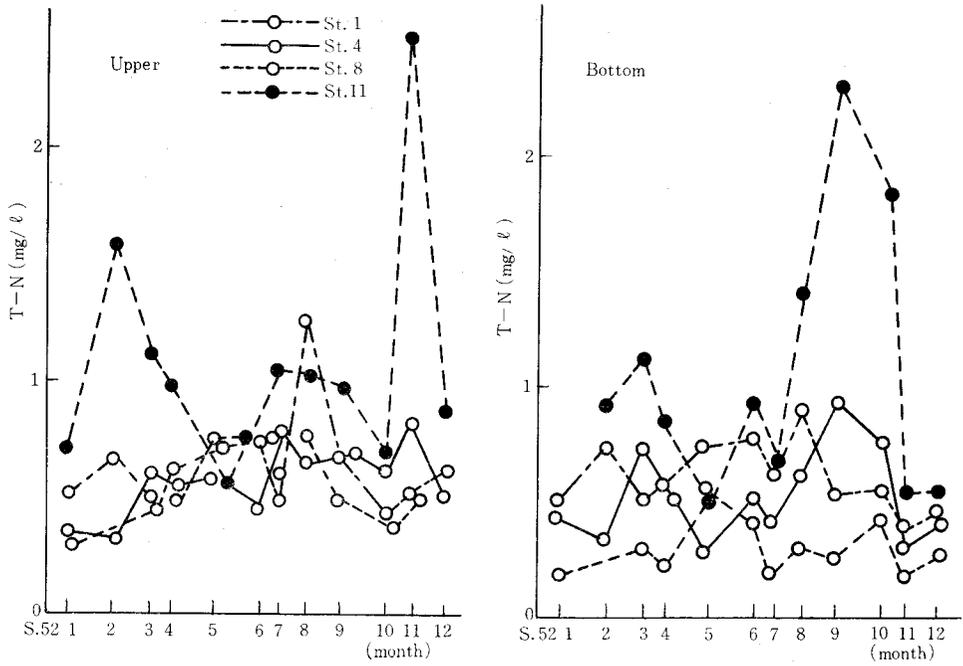


図-18(a) 全窒素の地点別周年変化

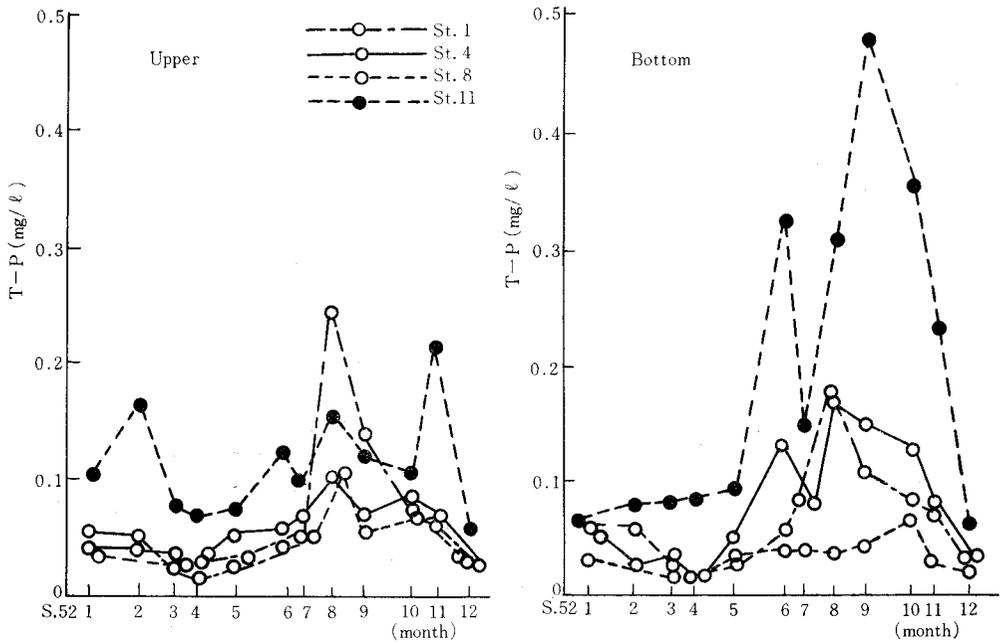


図-18(b) 全リンの地点別周年変化

(4) 溶存酸素 (DO) 飽和率

図-19から明らかなようにDO躍層は、強固な塩分躍層の存在によって水の鉛直方向の移動が妨げられるために生ずるものと考えられる。また境水道を通過する段階ではほとんど100%近いDO飽和率をもっていた下層水が、地中海の下層へ流入した後に低い値を示すようになるのは、下層水や底泥中に含まれる有機物がバクテリアによって激しく分解されているからである。

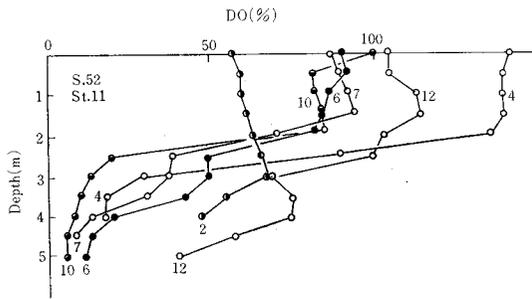


図-19 DO飽和率の鉛直分布の周年変化 (米子湾中央)

(5) 流入負荷と1次生産

水質汚濁の源である有機物は、河川等を通じて流入するもの(流入負荷)と湖内の1次生産によって供給されるもの(内部負荷)に大別される。図-20では、流入負荷は年間を通じて5~20tonTOD/day程度を越えず、中

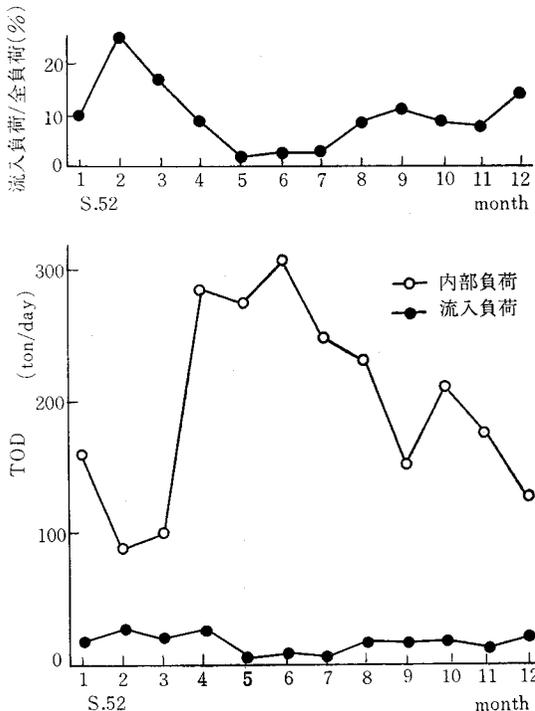
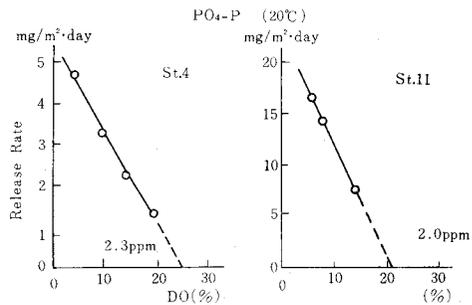


図-20 地中海における内部負荷と流入負荷

海の汚濁源としての有機物はほとんど地中海内で生産されることを示している。

(6) 底質の概要

水温が上昇しDOが減少する夏季には、下層水中の PO_4-P の濃度が増大し、また水温が低下しDOが増大する冬季、晩秋には逆の現象が起こる。 PO_4-P ほど明瞭ではないが、 NH_4-N についても同様な現象が観測される。



下層水におけるDO飽和率と PO_4-P の溶出速度との関係

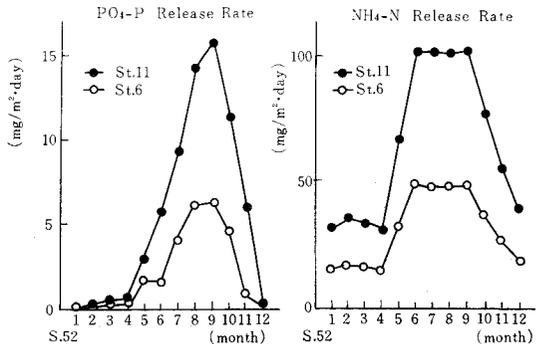


図-21 PO_4-P 及び NH_4-N の溶出速度の周年変化

2 生物相

(1) 植物プランクトン

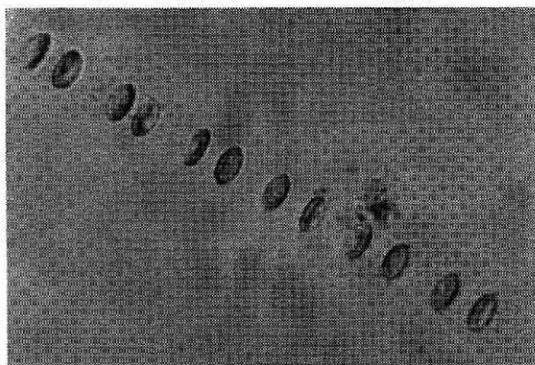
地中海は現在汽水湖であるため、海産性あるいは汽水性のプランクトンで珪藻類が優占種である。また、季節的変動と各水域の水理及び水質の特徴との関連性はかなり大きい。

地中海の赤潮の原因は珪藻 (*Skeletonema-costatum*) で次に鞭毛藻 (*Prorocentrum*) が、冬期から4、5月にかけて米子湾を中心に地中海全域で観察されることがある。夏場には珪藻 *Nitzschia* が出る。

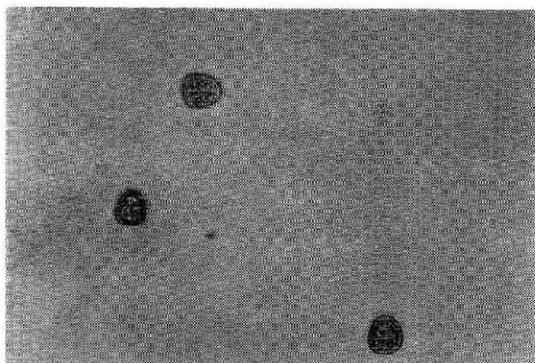
昭和49年1月から昭和53年12月に至る4年間で地中海に出現した植物プランクトンの総種数は69種である。このうち優占種 (10^5 Cells/lを越えて出現したもの) は37種である。

(2) 淡水化の生物相への影響

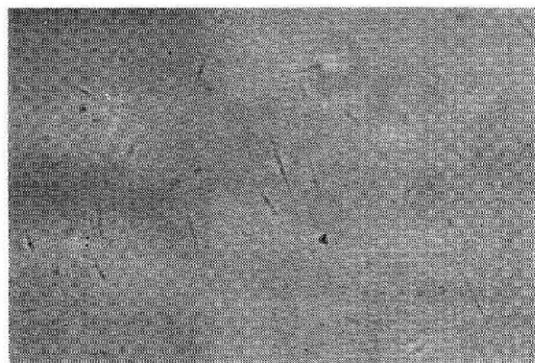
中海の赤潮植物プランクトン（現況）



Skeletonema costatum (秋~春先)

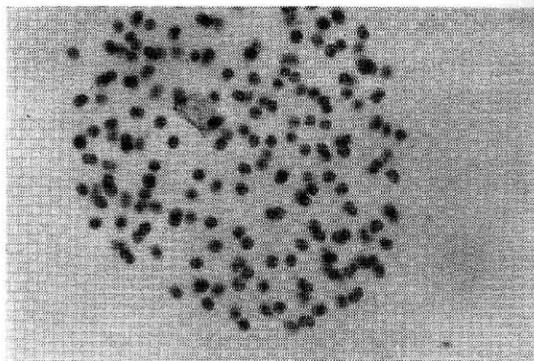


Prorocentrum (5. 6月)

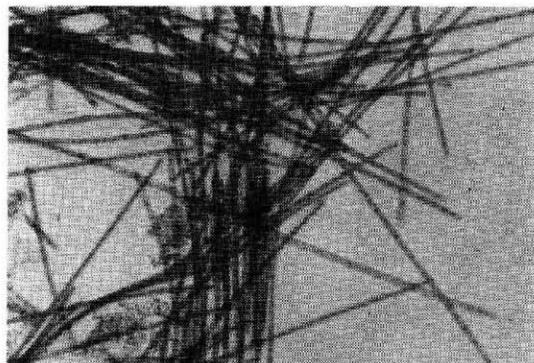


Nitzschia closterium (夏場)

淡水化後発生が予想される植物プランクトン



Microcystis aeruginosa



Oscillatoria rubescens

図 22

汽水湖から淡水湖が出現してくると生物相をとりまく環境因子が変化して従来の生物相に対して影響を与える。中浦水門ゲートによって逆流海水を遮断され、湖内の塩分躍層（水深3 m付近）を破壊すると塩分躍層と同じくして存在した温度躍層、DO躍層、順逆流の境界面が消失して淡水湖の表層から深層まで1体化した順流となりDOが湖底まで供給されるようになるのである。その結果、冷酸素水塊がなくなって酸化状態となり、中海の底質や下層水中の有機物からの PO_4-P と NH_4-N の溶出がおさえられ、富栄養化を防止することができる。

したがって赤潮を発生させる植物プランクトンの異常発生がなくなり、従来よりパナンス良い生態系が作られてくると考えられる。

しかし、海水性、汽水性の植物プランクトンから淡水性のプランクトンが発生してくる。アオコの原因となる、*Microcystis*、*Oscillatoria* というラン藻類が優占種となってくるが、それらを補食する動物プランクトンや魚類を繁殖させて環境への影響を最少限にとどまらせるために段階的に淡水化を行うことも考えられる。

いずれにしろ、水質問題の原因の1つは湖底のヘドロ

であり、その除去とともに周辺地域から湖内への流入負荷をおさえねば最終的な問題発生への解決とはならないであろう。

宍道湖、中海の環境圏を整備するに下水道計画の早期実施が望まれる。しかも3次処理程度の高い処理能力を持った下水処理場が必要である。

VI ソフトウェア

1 制御対象

制御対象施設は、1. 中浦水門ゲート 2. 除塩サイフォン 3. 除塩ポンプであり、監視施設は、1. I T V 2. 水位塩分観測局（宍道湖、中海中央、中浦水門上下流左右側、美保関（潮位のみ）計7ヶ所）3. T M（建設省出雲工事事務所→枕木山中継局→中浦水門）である。なお、水位塩分観測局のうち宍道湖、中海中央、美保関（潮位のみ）は建設省の観測局を用いる予定であるのでその伝達方式は建設省の標準方式となり、実際の制御対象にはならない。また中浦水門の開門施設は本制御の自動化対象ではない。

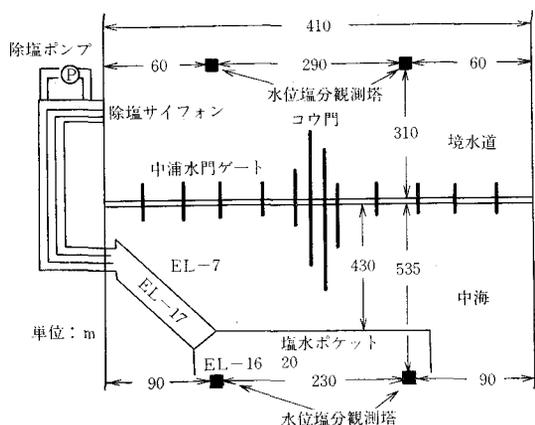


図-23 中浦水門附近自動制御対象施設

2 淡水湖推進制御 job

宍道湖、中海淡水化の目標である200ppm (Cl濃度) にするためには密度の高い下層塩分層を下段扉潜流方式で排除し、その際、塩水逆流阻止条件として下段扉の操作上に必要な内外水位差（下段扉潜流限界水位差）を満足することが必要である。したがって、短時間湖内に貯留して下段扉潜流限界水位差以上となってから下段扉の操作を開始することとなる。この制御の場合、上段扉を操作することはない。

3 淡水湖維持制御 job

淡水化開始後1～2年たって目標の200ppmに達した場合、中海管理水位の許容範囲をできるだけ少なくするために、内外水位差（上段扉潜流限界水位差）の小さい

上段扉越流方式で制御する。また、この上段扉越流方式は淡水湖推進制御中に選択すれば洪水時の予備放流のような役割をはたすことになる。

4 計算 job

内外水位差のみで制御することは、水門扉操作と中海流入量との間にタイムラグがある。洪水時の操作に余裕を得る必要から、宍道湖、中海の水位をT Mで観測して中海への流入量を予測することとする。また、境水道潮位変動（ゲート直下副振動を含む）を予測して、塩分阻止条件内でできるだけゲートを開けるよう努力しなければならない。

5 操作 job

平水時においては、2, 3, 4号ゲート及び7, 8, 9号ゲートを交互に2, 3日毎に操作し、また下流への水位変動（段波）を少なくするために、ゲート開度はゲートサイクルタイム毎にステップ制御となる。洪水時にはステップ制御をはずしてゲート昇降速度を上げ1, 5, 6, 10号ゲートを順次追加して開度修正を行う。

6 平水時制御 job

洪水警戒体制が発令されるまで（中海が洪水時移行水位に達し、その水位が上昇中であるとき）、ゲートサイクルタイムで小ステップのゲート制御を行う。

7 洪水時制御 job

平水時制御に移行するまで（宍道湖水位が平水時移行水位を下回り、その水位が下降中であるとき）、ゲートサイクルタイムで大ステップのゲート制御を行う。T Mの時間間隔は短かくするが、演算間隔は同じである。

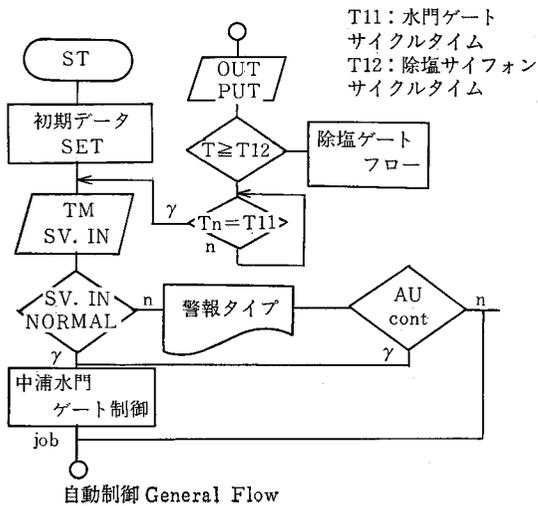
8 遠方手動 job

C P Uダウン時やプログラム実行が困難な場合、マルチプロセッサで内外水位差、塩分躍層を計算して行い、C P Uが正常な場合には操作情報を出力してゲート制御を手動で行う。また、ゲート直上に貯まったゴミ処理も行う。

VII ハードウェア

1. T M

図26に示すように伝送回線を組み情報収集に努める。宍道湖、中海中央（各々水位塩分濃度）、美保関（潮位）から収集する。伝達速度は200ビット/秒、F/D変換周期2量/秒周波数400MHz帯の単信無線回線である。データ率は7量で、平水時に1時間毎、洪水時に10～15分毎に収集される。中浦水門上下左右側観測局について



T11: 水門ゲート
サイクルタイム
T12: 除塩サイフォン
サイクルタイム

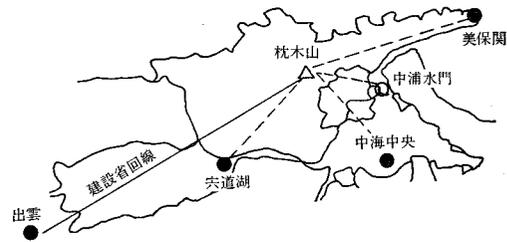


図-26 T M 回線

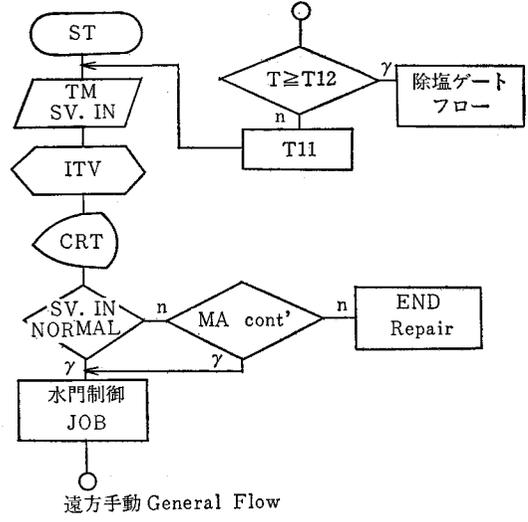
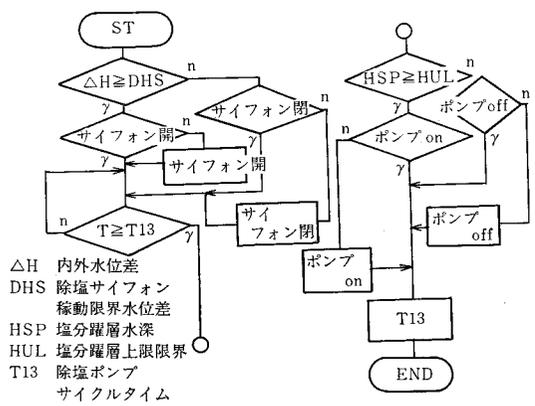


図 - 24



ΔH 内外水位差
DHS 除塩サイフォン稼働限界水位差
HSP 塩分層水深
HUL 塩分層上限限界
T13 除塩ポンプサイクルタイム

図-25 除塩施設操作 General Flow

は有線（海底ケーブル）で任意に収集される。

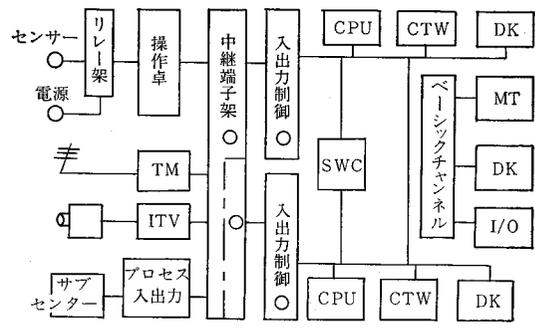


図-27 システム構造図

2. オンラインデュプレックス方式

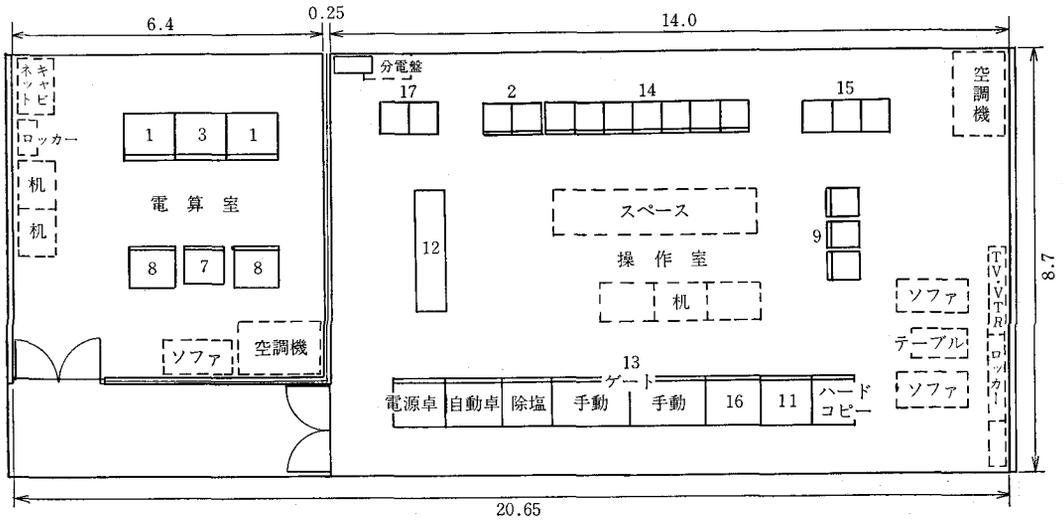
シンプルレックスで、観測機器、I/O機器のMTBF（平均修復時間）は12時間であるので稼働率（AP）を一致させるためにデュプレックスとした。APはほぼ100%となり信頼性向上に成功した。中浦水門上下流の観測局も左右岸設置し、船舶等による事故の影響を少なくするようにした。並列モデルでの信頼性は、 $AP = \{1 - (1 - A_1) \cdot (1 - A_2) \cdot \dots \cdot (1 - A_n)\}$ である $A = MTBF / (MTBF + MTTR)$

3. 記憶容量

cpuの主記憶容量はシンプルレックスに比較して、O・S領域は若干大きくなる。主メモリの大きい方が使いやすく、標準品のコアプリント板の大きさを考慮して64KBとした。補助記憶装置はロギング、CRT、アプリケーションプログラム、アプリケーションワークファイル、短期データファイル、OS等でMBの固定型ヘッドディスクとし、長期データファイル及びワークファイル、システムワークファイル、瞬時データファイルO・S等で価格面から可変型ヘッドディスクの40MBとした。

4. CVCF

鉛電池から発生する水素ガスをすみやかに排気し、5分間電源保障とした。電源入遮断時のサージを考慮して50KVAとする。



1. 中央処理装置PFU-400 2. 入出力制御装置 3. 系統切替装置 4. 磁気ディスク装置 5. 磁気ディスクカートリッジ装置 6. 磁気テープ装置 7. ラインプリンタ装置 8. 入出力タイプライタ 9. ログインタイプライタ 10. 紙テープ読取せん孔装置 11. CRTディスプレイ装置 12. 模式表示盤 13. 操作卓 14. 継電器盤 15. 中継端子架 16. ITV装置 17. 情報伝送装置

図 28

5. 機器配置

操作員（2名）の操作性，居住性，また機器の保守点検の際のサービスエリアを十分に取ること等を考慮して図28のように配置した。

VIII あとがき

宍道湖，中海の淡水化開始は55年度にせまっている。中浦水門を含む淡水化施設の総工事費は百余億であるが，これらの施設によって7億3千万トンの淡水が作られ，この原水単価はトン当り17円程度であり，未来永劫にわたって水使用ができることとなりこれほど安い水もあるまいと思う。水質については，200ppm（塩素イオン濃

度）という厚生省の水質水源の水質環境基準を満足して行くことが可能と予測されるが，更には周辺に松江，米子の二大都市をひかえていることから，これらから排出される流入負荷の削減を適切に行うことによって，山陰の産業の基盤となる水資源が確保されるものと思われる。

技術的側面からは密度流の挙動に関しては，今後とも解明されねばならない点も多く，例えば，除塩ポケット内塩水拡散状況が明らかになれば，除塩サイフォンの稼働限界水位差 ΔH はさらに小さくすることができよう。

しかしながら，宍道湖，中海の淡水化技術は世界初の試みで外国からも注目の的でありシステム技術者としての誇りは大きい。

面河第一承水堰復旧計画と設計

宮 内 護*

目 次

1. まえがき	31	4. 復旧計画	32
2. 被害の状況	31	5. 工事の施工	37
3. 被害の原因	32	ローラーゲート応力計算図	38

1. ま え が き

面河第一承水堰は、愛媛県上浮穴郡面河村大字大味川にあり、石鎚国立公園の景勝面河溪に建設され、関西一の霊峰石鎚山に源を発しその集水面積は22.87km²であって、国営道前道後平野農業水利改良事業の主水源である面河ダムの最も重要な承水源をなしている。この水は、県都松山市を中心とする道後平野、及び道前平野を潤し、導水中に発電を行ない、更に松山臨海工業地帯に用水を供給する貴重な補給水である。

昭和50年8月16日～17日に来襲した第5号台風は四国山脈を直撃し集中豪雨による土砂流により承水堰は全く取水不能となり、その機能を回復するため災害復旧事業として土砂吐を設置したもので、その概要は次のとおり

である。

2. 被害の状況

面河第一承水堰は、土砂吐が洗掘され堰体張石の一部も流失し、取入水路に土砂が堆積したが、被害の最も大きなものは、土砂流による堰堤の埋没である。堆積土石量は27,000m³であって堰頂より上流数百米に及び、面河溪最大の景勝といわれる五色河原附近は、粒径0.3～1.5mの石礫が山となり、河床を埋没（別紙写真参照）したため、承水堰の取水は完全に停止された。

また河川の上流もいたる所に土砂、石礫が堆積し、長期間洪水の度毎に流出し承水堰の取水機能を阻害するものと認められた。

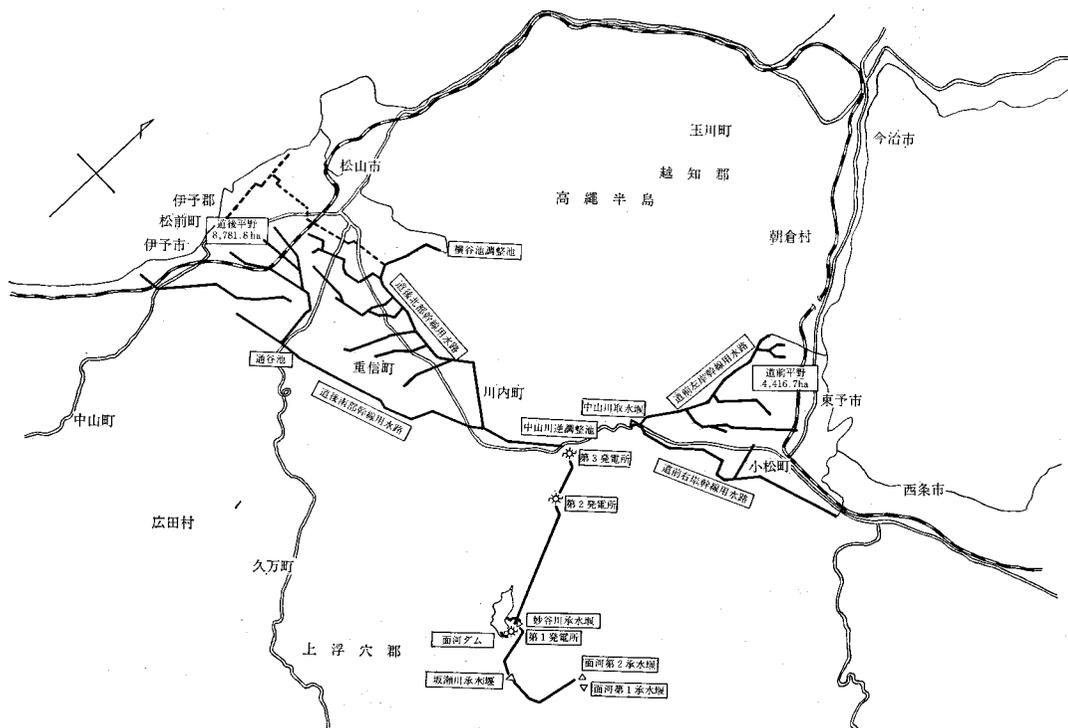
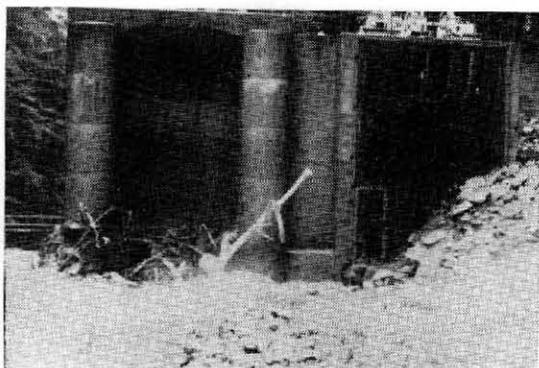
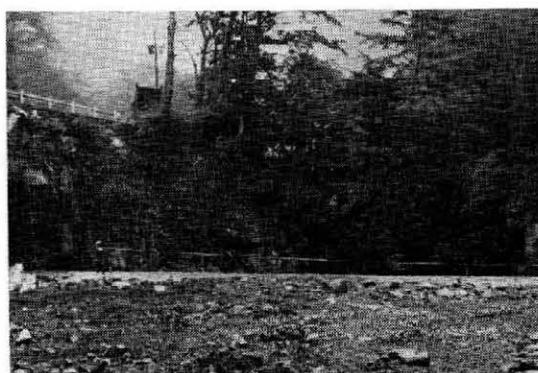


図-1 道前道後総合開発事業計画概要図

* 愛媛県久万事務所



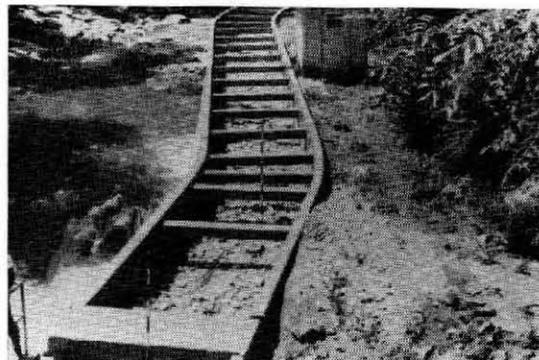
写真一 土砂吐（左）取入口の被災



写真二 承水堰内の堆積



写真三 承水北上流右岸からの砂礫の流出



写真四 取入水路の埋塞

3. 被害の原因

(1) 被害の誘因

今回の災害原因の最大なもの誘因としての台風に伴う異常豪雨である。本地区周辺の降雨を見ると、承水堰のある面河川（仁淀川本流）流域に集中している。承水堰での観測によると、第一表のとおり総雨量 666mm 最大時間雨量 85mm を記録しているが、上流の土小屋では、総雨量 1,074.5mm 最大時間雨量 95mm を記録し確率 100分の 1、すなわち 100年に 1 度の異常豪雨であった。

第 1 表 台風 5 号の降雨量表

位 置	総 雨 量	日 雨 量	最大時間雨量
	mm	mm	mm
面 河 ダ ム	430.0	278.0	38.5
承 水 堰	666.0	437.0	85.0
土 小 屋	1074.5	891.0	95.0

雨量強度が 50~60mm 以上、連続雨量 300~350mm 以上の豪雨に襲われれば山地条件のいかんにかかわらずかなりの山崩れが起こるといわれているが、今回の降雨量はこれをはるかに超える集中豪雨で道路や山林崩壊の誘因も降雨によることが明らかである。

また人為的開発も誘因の一つといえる。本地区には、石鎚スカイラインが建設され、山林（原始林）の伐採とその撤出林道などが前述のような異常な豪雨とともに崩壊の誘因の一部をなし、溪流の土石堆積を増大している。

(2) 素因としての地形・地質

面河山系は、山地浸蝕の激しい幼年ないし壮年期の急しゅんな地形であり、その急傾斜の谷の大部分は V 字状で、河床の岩盤が露出しやすいが、急傾斜の崖錐の発達も著しく、その転落も多い。これが土石流となって溪流の堆積を更に著しくしている。

流域の地質は、上流に結晶片岩、土小屋付近に第三紀層・中央部に天狗岳火山岩及び面河花崗岩が分布している。天狗岳火山岩、面河花崗岩は硬いが節理がいちじるしく発達しブロック化して崩壊すると岩礫、巨礫などの破片となる。一方結晶片岩は剝離性が著しく特に流盤構造の場合崩壊や地すべりを起すが崩壊物は細片となる。

4. 復旧計画

復旧は応急対策として、土砂吐等の原形復旧と取水に支障を生じている土砂吐みお筋形成に必要な土砂取除を行なったが、恒久的な取水機能を確保する必要がある、流域の調査によって下記の状況が判明した。

(1) 流域の被害状況

(a) 石鎚スカイライン

路側崩壊

14ヶ所

- 山留崩壊 57ヶ所
- 山留及び路側崩壊 11ヶ所
- (b) 河川砂防施設崩壊 11ヶ所
- (c) 遊歩道崩壊 2ヶ所
- (d) 国有林山腹崩壊 72ヶ所
- (e) 林道被害 多数

被害総額（山林被害を除く）13億円

(2) 流出の予想される土砂

承水堰上流 3 km の範囲に堆積した土砂は河川溪流を含め60,000m³あり、流域全域では約150,000m³と推定され、毎年流出量を試算したところ約35,000m³と推定された。

流域状況

河川崩壊地等荒廃地	68ha
山林皆伐地（裸地）	98ha
山林地	2121ha
年間流出量（推定）	
荒廃地	400m ³ /年
皆伐地	15 "
山林	3 "
年間総流出量	
68×400+98×15+2121×3=35,033m ³	

(3) 恒久復旧対策

取入堰の恒久的な復旧は、取水機能を回復する必要があり、下記事項によって洪水時の土砂吐設置の必要が認められた。

- (a) 堰設置後道路の建設、山林の伐採等流域の状況変化が著しい。
- (b) 今回の災害によって流域が荒廃し毎年洪水時大量の土石の流出が予想される。

(c) 既設の土砂吐は、幅員4.0mで洪水時流出する0.3~1.5mの大粒径の石礫や、流木によって閉塞し堰上に土砂が大量に堆積し、洪水の度毎に取水機能を停止するものと認められる。

(d) 流域が国定公園であって、砂防堰堤新設の見込がない。（既設の砂防堰堤はいずれも土砂で埋没している）

(4) 土砂吐の設計

土砂吐の基準流量は年に1~2回発生が予想される洪水量を基準とし、計画洪水量は今回の降雨を対象とした。

基準洪水量 228m³/sec

計画洪水量 420 "

土砂吐幅員決定の基準

流下粒径 1.25m

流速 5.59m/sec

幅員 12.5 m

河川勾配 1/40

$$V_c = C \sqrt{d} \quad c = 5.0 \quad d = 1.25$$

$$q = V_c^3 / g = 174.7 / 9.8 = 17.82 \text{ m}^3 / \text{sec}$$

$$L_{mc} = O / q = 228.0 / 17.82 = 12.79 \div 12.5 \text{ m}$$

∴ゲート幅 12.5m×3.0m とする

(5) 門扉型式及び電気工事

型式 鋼製ローラーゲート

純径間×扉高 12.5m×3.0m

設置数 1門

設計水深 5.55m

操作水深 捲上時 5.55m

捲下時 2.717m

水密方式 前面三方水密

第2表 面河第一承水堰復旧費

項目	年度別		昭和50年度施行		昭和51年度施行		備考
	数量	事業費	数量	事業費	数量	事業費	
堰本体工事	1ヶ処	千円 43,540	—	—	1ヶ処	千円 43,540	操作室、連絡橋、仮設道路等含む 製作価格、運搬、据付、発電機を含む 運搬8K、土捨場工事を含む 農業持分 0.684 その他〃 0.316
ゲート工事	1基	54,300	—	—	1基	54,300	
石礫取除工事	3,192	4,687	2,758	4,400	434,	287	
工事費計		102,527		4,400		98,127	
工事雑費		1,537		66		1,471	
応急工事費		2,100		2,100		—	
事務費		1,591		98		1,493	
事業費合計		107,755		6,664		10,091	



图-3 面河ダム第1承水堰平面図

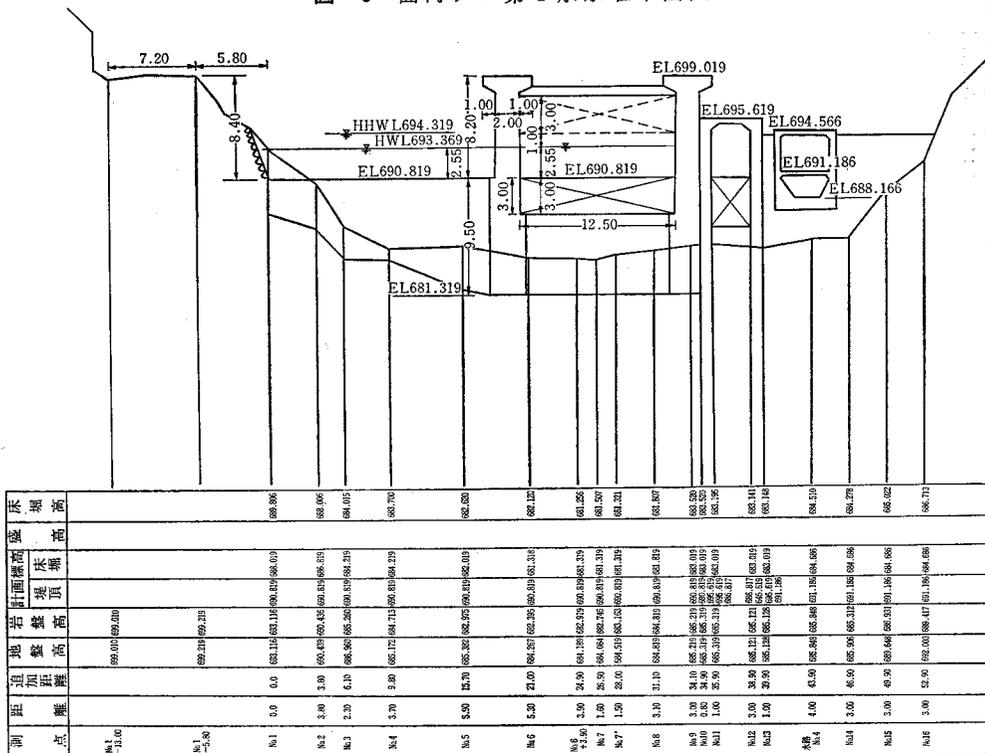


图-4 面河ダム第1承水堰縦断面図

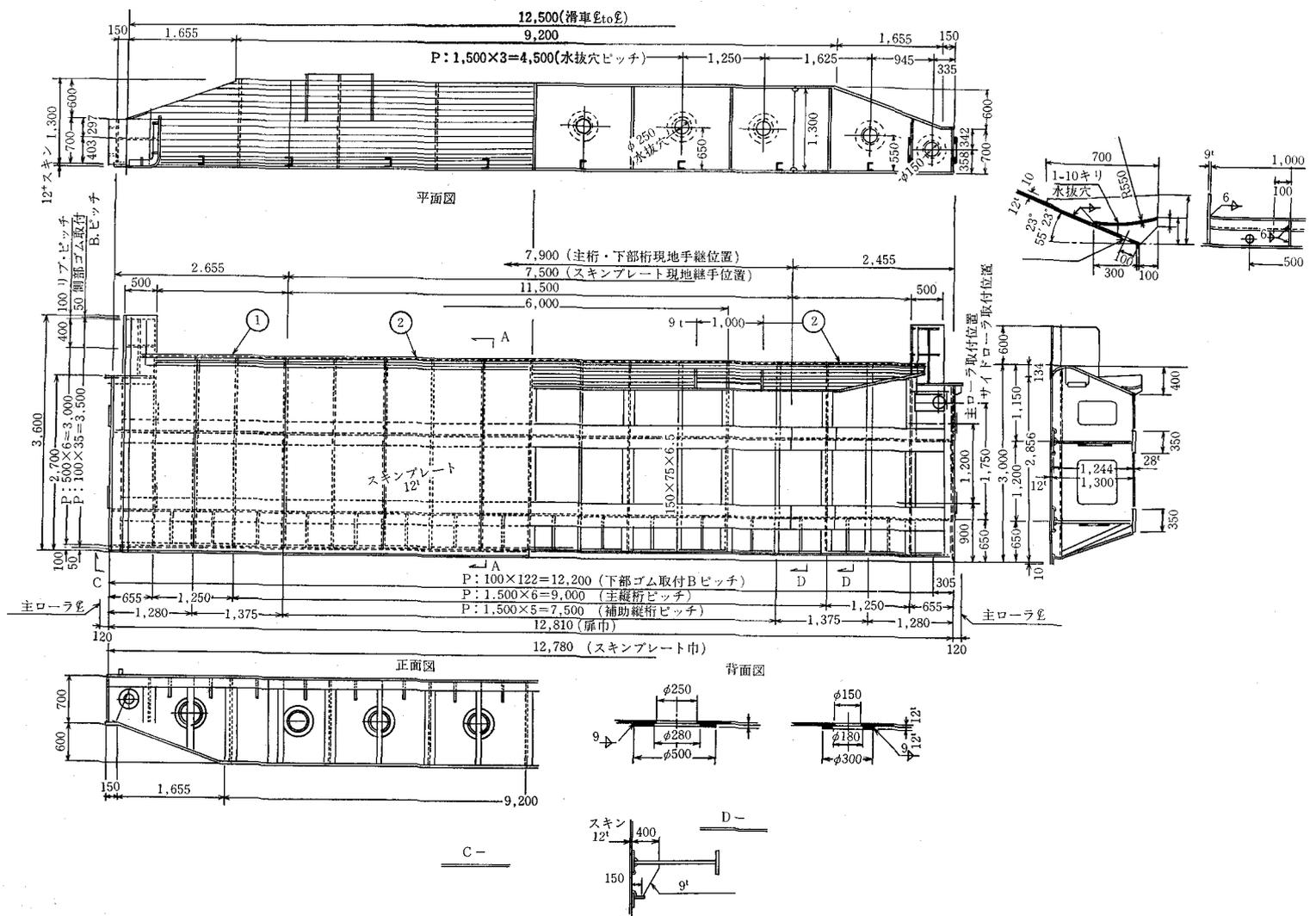


図-5 扉 体 詳 細

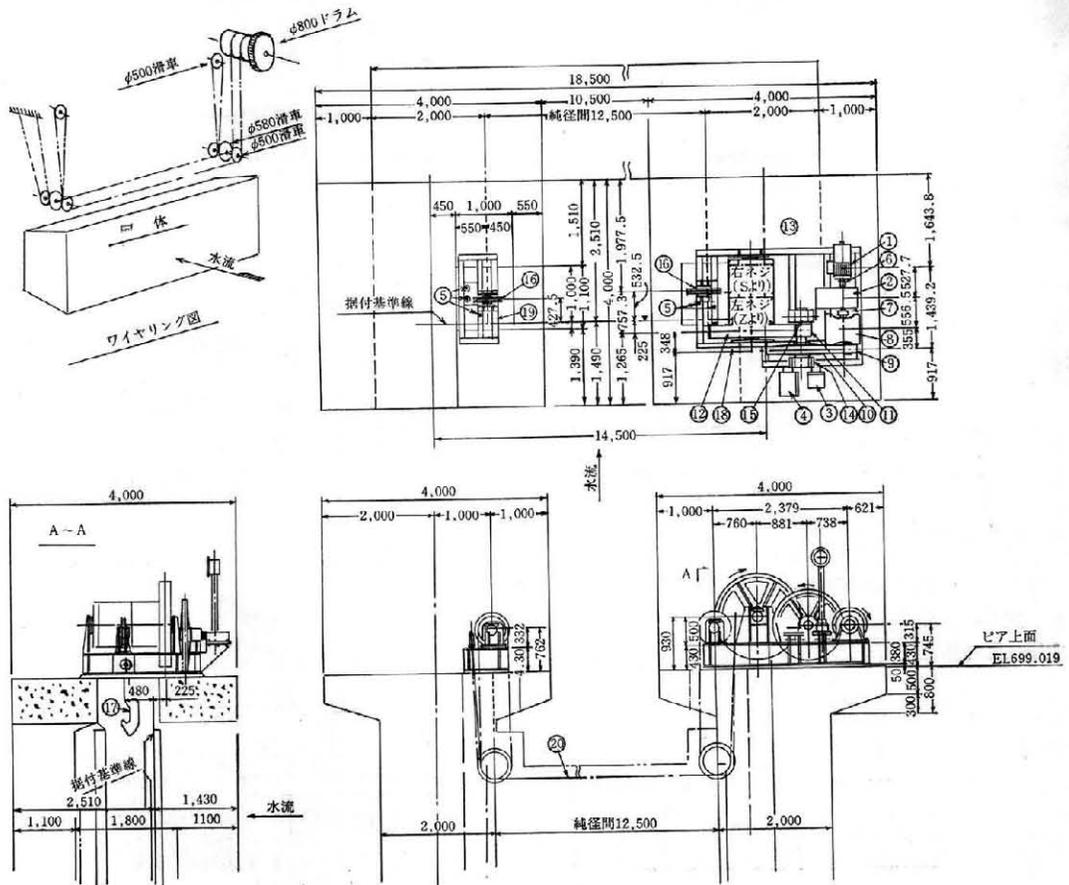


図-6 巻上機組立図

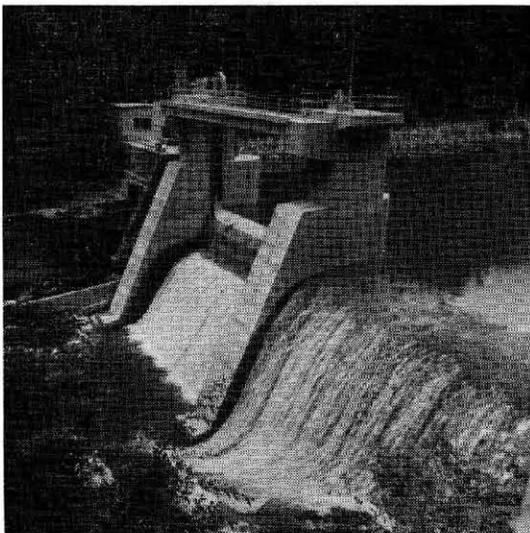


写真-5 復旧工事完成

揚程 6.55m
 捲上速度 0.3m
 捲上機 1モーター1ドラム方式

操作方式 機側及び遠方
 動力 3φ3W式 Ac 220V 60Hz
 制御 1φ2W式 Ac 220V 60Hz
 照明 1φ2W式 Ac 110V 60Hz
 停電時に予備電源を設置する。

予備発電機
 型式 2×35B
 定格出力 35kW
 電圧 3φ3WAc 220V 60Hz
 エンジン ディゼル 48PS 1800rpm
 燃料 軽油

5. 工事の施工

復旧工事は、応急復旧工事の土砂吐、取入水路及び取水口のみお筋掘削 3357㎡を昭和50年度に施工したが、土砂吐については、河川工作物の変更（建設省四国地方建設局）名勝地（県知事、文化庁）国定公園（県知事）保安林（県知事）国有林（営林署）等の承認を受け昭和52年3月完成し、取水機能を回復し今回に至っている。

ローラーゲート応力計算書

1. 条件

純径間 12.500m
 扉高 3.000m
 設計水深 前面 5.550m 背面 0.000m
 操作水深 通常 3.500m 最大 5.550m
 揚程 6.550m
 腐蝕代 1mm 型鋼 20%
 摩耗代 スキンプレート 1mm

2. 荷重

水圧 $W = B/2(H_1^2 - H_2^2)$

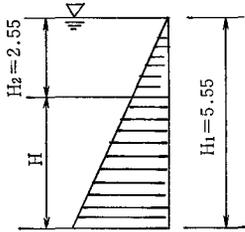
より

$B =$ 幅 12.500m

$H_1 =$ 設計水深 5.55m

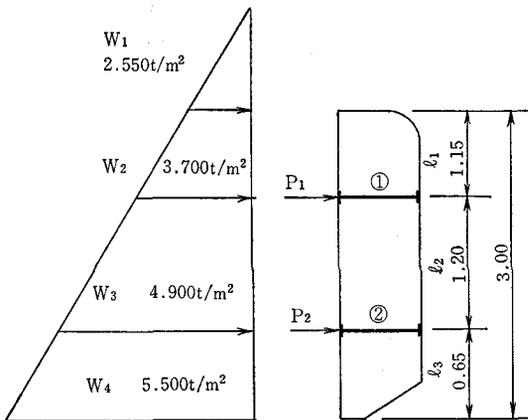
$H_2 =$ 越流水深 2.55m

$$W = \frac{12.50}{2} \times (5.55^2 - 2.55^2) = 151.88 \text{ t}$$



3. 主桁の強度

主桁は図の様に配置する



桁①及②にて、受けもつ荷重は

$$P_1 = \left(\frac{W_1 + W_2}{2} \times l_1 + \frac{2 \times W_2 + W_3}{6} \times l_2 \right) \times B$$

$$= \left(\frac{2.55 + 3.70}{2} \times 1.15 + \frac{2 \times 3.70 + 4.90}{6} \times 1.20 \right) \times 12.50 = 75.67 \text{ t}$$

$$P_2 = \left(\frac{2 \times W_3 + W_2}{6} \times l_2 + \frac{W_4 + W_3}{2} \times l_3 \right) \times B$$

$$= \left(\frac{2 \times 4.90 + 3.70}{6} \times 1.2 + \frac{5.50 + 4.90}{2} \times 0.65 \right) \times 12.50 = 76.20 \text{ t}$$

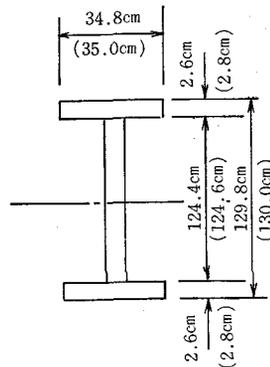
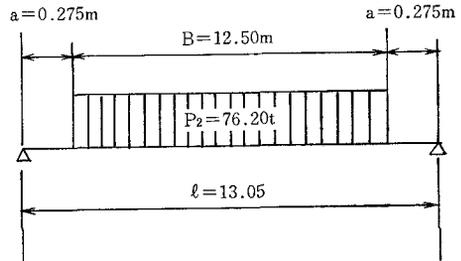
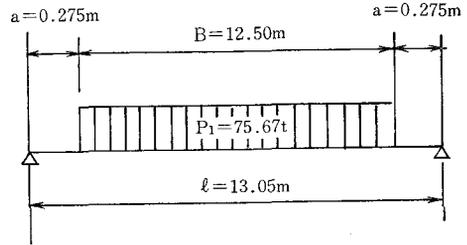
曲げモーメント

桁①

$$BM_1 = \frac{P}{8}(4a + B)$$

$$= \frac{75.67}{8}(4 \times 0.275 + 12.50)$$

$$= 128.64 \text{ t-m}$$



()内は摩耗及び腐蝕代を含む

桁②

$$BM_2 = \frac{P}{8}(4a + B)$$

$$= \frac{76.20}{8}(4 \times 0.275 + 12.50)$$

$$= 129.54 \text{ t-m}$$

桁の断面係数

$$W = \frac{J_x}{y_1}$$

$$J_x = \frac{1}{12}bh^3 \text{ より}$$

$$J_x = \frac{1}{12} \times 34.8 \times 129.8^3 - 33.8 \times 124.6^3$$

$$= 893,280.8 \text{ cm}^4$$

$$y_1 = 129.8 \times \frac{1}{2} = 64.9 \text{ cm}$$

$$W = \frac{893,280.8}{64.9} = 13,763.9 \div 13,764 \text{ cm}^4$$

曲げ応力度

桁①

$$\sigma_1 = \frac{M}{W} = \frac{12864000}{13764} = 934.6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$$

$$= 1.100 \text{ kg/cm}^2$$

桁②

$$\sigma_2 = \frac{M}{W} = \frac{12954000}{13764} = 941.2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a$$

$$= 1.100 \text{ kg/cm}^2$$

剪断力

$$\text{桁① } S_1 = \frac{P}{2} = 75.67 \times \frac{1}{2} = 37.84 \text{ t}$$

$$\text{桁② } S_2 = \frac{P}{2} = 76.20 \times \frac{1}{2} = 38.10 \text{ t}$$

剪断応力度

$$\text{桁① } \tau_1 = \frac{S}{t \cdot h} = \frac{37,840}{1.0 \times 65} = 582.2 \text{ kg/cm}^2 < \tau_0$$

$$= 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{桁② } \tau_2 = \frac{S}{t \cdot h} = \frac{38,100}{1.0 \times 65} = 586.2 \text{ kg/cm}^2 < \tau_0$$

$$= 700 \text{ kg/cm}^2$$

撓度

$$\eta = \frac{P}{48EJ} \left(l^3 - \frac{lB^2}{2} + \frac{B^3}{8} \right) \text{ より}$$

$$E = 2100 \text{ t/cm}^2$$

$$J = 893,280.8 \text{ cm}^4$$

$$l = 1305 \text{ cm}$$

$$B = 1270 \text{ cm}$$

P・荷重

$$\text{桁① } \eta_1 = \frac{75.67}{48 \times 2100 \times 893,280.8} \left(1305^3 - \frac{1305 \times 1250^2}{2} + \frac{1250^3}{8} \right) = 1.216 \text{ cm}$$

撓み

$$\lambda_1 = \frac{\eta}{l} = \frac{1.216}{1305} = \frac{1}{1,073} < \frac{1}{800}$$

桁②

$$\eta_2 = \frac{76.20}{48 \times 2100 \times 893,280.8} \left(1305^3 - \frac{1305 \times 1250^2}{2} + \frac{1250^3}{8} \right) = 1.225 \text{ cm}$$

$$\lambda_2 = \frac{1.225}{1305} = \frac{1}{1,065} < \frac{1}{800}$$

依って、桁は仮定断面で充分である。

4. スキンプレートの強度

Timoshenko の式より

$$\sigma = \frac{1}{100} \cdot k \cdot a^2 \cdot \frac{P}{(t-\varepsilon)^2}$$

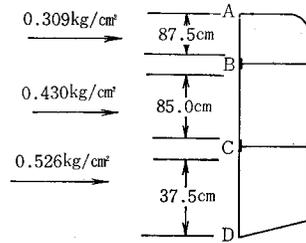
k : b/a より定まる定数

a : 短辺 cm

b : 長辺 cm

p : 平均水圧 kg/cm²

t : 板厚 1.2cm



ε : 腐蝕代・摩耗代 0.2cm

A~B

$$\sigma = \frac{1}{100} \times 37.1 \times 75.0^2 \times \frac{0.309}{1.02} = 645 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1100 \text{ kg/cm}^2$$

B~C

$$\sigma = \frac{1}{100} \times 35.6 \times 75.0^2 \times \frac{0.430}{1.0^2} = 861 \text{ kg/cm}^2$$

$$< 1100 \text{ kg/cm}^2$$

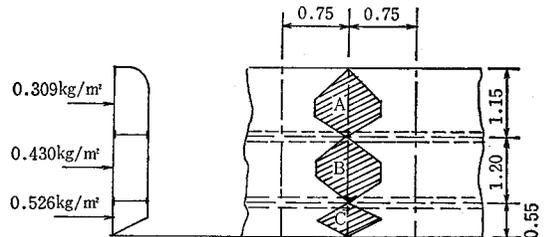
C~D

$$\sigma = \frac{1}{100} \times 49.7 \times 37.5^2 \times \frac{0.526}{1.0^2} = 368 \text{ kg/cm}^2$$

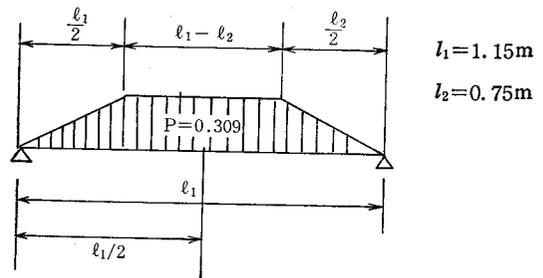
$$110 \text{ kg/cm}^2$$

5. 縦桁の強度

縦桁間隔 0.75m とする桁に加る荷重は下図の様に受けるものとする。



縦桁Aについて



$$M_{max} = \left\{ \left(\frac{l_1 - l_2}{2} p + \frac{l_2 p}{4} \right) \times \frac{l_1}{2} - \frac{l_1 - l_2}{4} \times \frac{l_1 - l_2}{2} \right.$$

$$\times p - \frac{l_2 p}{4} \times \left(\frac{l_2}{2} + \frac{l_1 - l_2}{2} \right) \left. \right\} \times l_2 = \frac{p l_2}{24}$$

$$\times (3l_1^2 - l_2^2)$$

$$= \frac{0.309 \times 75}{24} \times (3 \times 115^2 - 75^2)$$

$$= 32,879.7 \text{ kg-cm}$$

桁材 [-150×75×6.5 使用すれば

$$W = 115.2 \text{ cm}^3 \text{ この } 85\% \text{ とすれば } 97.9 \text{ cm}^3 \div 98 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{32,879.7}{98} = 335.5 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

桁B

$$M_{max} = \frac{0.430 \times 75}{24} (3 \times 120^2 - 75^2)$$

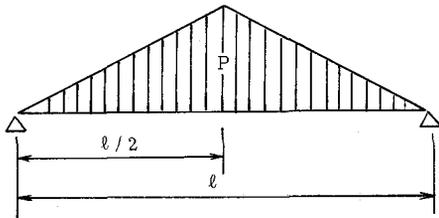
$$= 50,491.4 \text{ kg-cm}$$

桁材 [-150×75×6.5

$$W = 98 \text{ cm}^3 (85\%)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{50,491.4}{98} = 515.2 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

桁C



$$\begin{aligned} l &= 55 \\ P &= 0.526 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$M_{max} = \left(\frac{Pl}{4} \times \frac{l}{2} - \frac{l}{2} \times \frac{1}{3} \times \frac{Pl}{4} \right) \times l = \frac{Pl^3}{12}$$

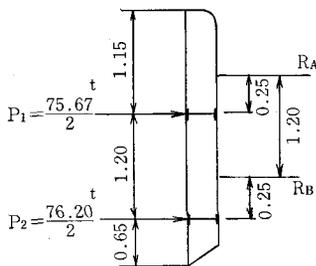
$$M = \frac{0.526 \times 55^3}{12} = 7,292.7 \text{ kg-cm}$$

桁材 [-150×75×6.5

$$W = 98 \text{ cm}^3 (85\%)$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{7292.7}{98} = 74.4 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

6. サイドビーム



反力

$$RA = \frac{0.95 \times 37.835}{1.2} - \frac{0.25}{1.2} \times 38.10 = 37.889 \text{ t}$$

$$RB = \frac{0.25 \times 37.835}{1.2} + \frac{1.2 + 0.25}{1.2} \times 38.10 = 53.919 \text{ t}$$

剪断力

$$SA = RB - 38.10 - 37.835 = 22.016 \text{ t}$$

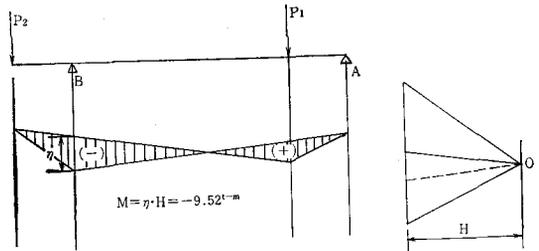
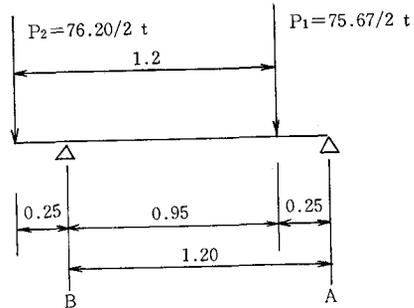
$$SB = RB - 38.10 = 15.819 \text{ t}$$

$$M = \frac{b}{l} P_1 x - \frac{b_2}{l} P_2 (\ell - x)$$

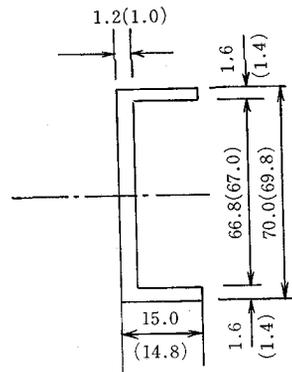
$x = 0$ (B点のモーメント)

$$= -\frac{0.25}{1.2} \times 38.10 \times 1.2 = -9.523 \text{ t-m}$$

曲げモーメント



部材断面を図の通り仮定する



慣性モーメント

$$J_x = \frac{1}{12} \times (14.8 \times 69.8^3 - 13.8 \times 67.0^3)$$

$$= 73,540.2 \text{ cm}^4$$

断面係数

$$W = \frac{J_x}{y_1} = \frac{73,540.2}{34.9} = 2,107.2 \text{ cm}^3$$

面積

$$A = 67 \text{ cm}^2$$

曲げ応力

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{952,300}{2,107.2} = 451.9 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

剪断応力

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{22,016}{67} = 328.6 \text{ kg/cm}^2 < 700 \text{ kg/cm}^2$$

7. ローラー

荷重 53.919 t

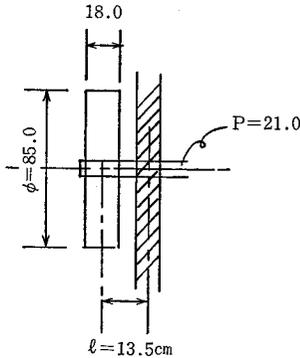
ローラー 幅 B=0.18m

径 $\phi=0.85\text{m}$

耐圧強度

$$R = \frac{P}{B\phi} = \frac{53919}{18 \times 85} = 35.2 \text{ kg/cm}^2 < 39.8 \text{ kg/cm}^2$$

軸強度



$$M = P \cdot l = 53919 \times 13.5 = 727.906 \text{ kg-cm}$$

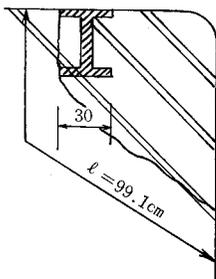
軸径を 20cm とすれば

$$\text{断面係数 } W = 0.098 \times d^3 = 784 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{727.906}{784} = 928 \text{ kg/cm}^2 < 1160 \text{ kg/cm}^2$$

8. 戸当り

断面



強度は Andree の式より

H-390×300×10×16 を使用すると

$$P = 53.919 \text{ t}$$

慣性モーメント

$$J_x = 38700 \text{ cm}^4$$

断面係数 $W = 1980 \text{ m}^3$

軌条幅 $b = 30 \text{ cm}$

コンクリート耐圧力

$$K = 0.0588 \frac{P}{\sqrt[3]{b^2 \times J_x}}$$

$$= 0.0588 \times \frac{53919}{\sqrt[3]{30^2 \times 38700}} = 9.7 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$

戸当り金物

$$\text{曲げ応力 } \sigma = \frac{M}{W}$$

$$M = \frac{9P^2}{64Kb} = \frac{9 \times 53919^2}{64 \times 97 \times 30} = 1,404.925 \text{ kg-cm}$$

$$\sigma = \frac{1404925}{1980} = 709.5 \text{ kg/cm}^2 < 1100 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート剪断応力

$$\tau = \frac{Kb}{\ell} = \frac{9.7 \times 30}{99.1} = 2.9 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2$$

9. 巻上荷重

扉体重量 $G = 24.00 \text{ t}$ (附属品共)

$$\text{ローラー抵抗 } F_r = \frac{W'(\mu_1 + \mu_2 r)}{R}$$

W' 操作荷重 151.88 t

R ローラー半径 42.5cm

r " 軸半径 11cm

μ_1 ローラーまさつ係数 0.1

μ_2 " ころがり摩擦係数 0.2

$$F_r = \frac{151.88 \times (0.1 + 0.2 \times 11)}{42.5} = 8.219 \text{ t}$$

水密ゴム摺動抵抗

$$F_s = \frac{W}{B} \times 2S \cdot \mu$$

B = 幅員

S = 水密ゴム接触幅 0.05m

μ = 摩擦係数 0.7

$$F_s = \frac{151.88}{12.5} \times 2 \times 0.05 \times 0.7 = 0.85 \text{ t/m}$$

下向水圧

$$W_w = a \cdot H_2 \cdot b \cdot l$$

a = 越流水深とゲート上面の作用圧力の比 0.3

H_2 = 越流水深 2.55m

b = 幅 12.5m

l = 受圧長 1.3m

$$W_w = 0.3 \times 2.55 \times 12.5 \times 1.3 = 12.431 \text{ t}$$

$$\text{浮力 } B_w = \frac{G}{r_s} = \frac{24.000}{7.85} = 3.057 \text{ t}$$

G = 扉体重量 24.0 t

r_s = 鋼材比重 7.85

荷重合計

	巻上時	巻下時
自重 G	24,000 ↓	24,000 ↓
ローラー抵抗 F_r	8,219 ↓	8,219 ↑
水密ゴム " F_s	0.851 ↓	0.851 ↑
下向水圧 W_w	12,431 ↓	—
浮力 B_w	—	3,057 ↓
計	45,501 ↓	11,873 ↓

巻上荷重 $F_u = 45.5 \text{ t}$ とする

10. ワイヤロープ

ワイヤロープは片側 4 本計 8 本とする

$$\text{ワイヤロープ張力 } T = \frac{45.5}{8} = 5.688 \text{ t/本}$$

ワイヤロープ仕様 径 30.0 ϕ 6 × 37 亜鉛メッキ A 種

破断荷重 $S_r = 48.7 \text{ t}$

素線径 $\delta = 1.41 \text{ mm}$

断面積 $A=3.56\text{cm}^2$
 滑車径 $\phi 500$ ワイヤロープ素線径に対する倍率
 $\frac{500}{1.41}=355 > 350$

直張力に対する安全率

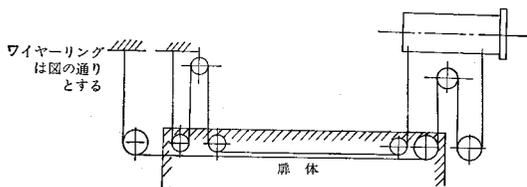
$$n_t = \frac{S_r}{T} = \frac{48.7}{5.688} = 8.56 > 8$$

ファイバーストレイに対する安全率 nb

$$nb = \frac{S_r}{T + E_r A \frac{\delta}{D}}$$

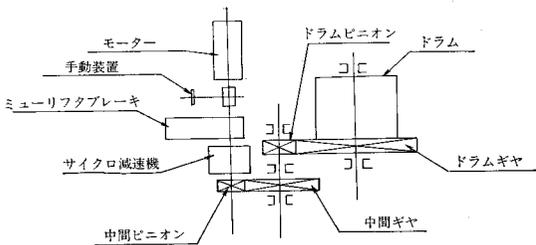
S_r = 破断荷重 48.7 t
 T = ロープ張力 5.688 t
 E_r = ロープ弾性係数 890 t/cm²
 A = ロープ断面積 3.56 cm²
 D = 滑車径 500 mm
 δ = 素線径 1.41 mm

$$nb = \frac{48.7}{5.688 + 890 \times 3.56 \times \frac{1.41}{500}} = 3.14 > 3.0$$



巻上機

巻上機の配置は大略下図の通りとする



上記により計算の結果下表の通りとなる。

記号	モジュール	歯数	ピッチ円径	歯巾	回転数	風速	速度係数	歯型係数	歯先荷重	応力	材質
号	M mm	N	D mm	b mm	nr · P · m	m/sec	fv	y	P kg	σ kg/mm ²	J I S
1	18	83	1.494	220	0.482	0.038	0.994	0.448	33,942	19.25	S C 46
2	18	17	306	230	0.482	0.038	0.994	0.33	33,942	24.99	S F 55
3	12	104	1.248	100	2.352	0.154	0.975	0.455	8,761	16.42	S C 46
4	12	19	228	110	2.352	0.154	0.975	0.34	8,761	20.02	S F 55

< 25.20 kg/mm² (S F 55)
 < 20.70 " (S C 46)

歯車諸元

記号	名称	歯数	モジュール	P · C · D	歯巾	材質
1	ドラムギヤ	83	18	1,494	220	S C 46
2	ドラムピニオン	17	18	306	230	S F 55
3	中間ギヤ	104	12	1,248	100	S C 46
4	中間ピニオン	19	12	228	110	S F 55

巻揚機総合効率

(a) 滑車効率; $\eta_1=0.95\text{m}$

ここに n = 滑車数 4 コ

$$\therefore \eta_1 = 0.95^4 = 0.814$$

(b) 巻揚機効率; η_2

$$\eta_2 = \eta_d \cdot \eta_{gd} \cdot \eta_g \cdot \eta_m$$

ここに η_d = ドラム巻取効率 0.95

η_{gd} = ドラムギヤ効率 0.95

η_g = スパーギヤ効率 0.95

η_m = 減速機効率 0.70

$$\therefore \eta_2 = 0.95 \times 0.95 \times 0.95 \times 0.70$$

$$= 0.600$$

(c) 巻揚機総合効率; η

$$\eta = \eta_1 \eta_2$$

$$= 0.814 \times 0.600$$

$$= 0.488$$

電動機所要出力; L

$$L = \frac{F_u \cdot v}{6.12\eta}$$

ここに F_u = 巻揚荷重 45,500 t

v = 速度 0.300 m/min

η = 総合効率 0.488

$$L = \frac{45,500 \times 0.300}{6.12 \times 0.488} = 4.57 \text{ kW} < 5.5 \text{ kW}$$

故に特殊深溝型 5.5 kW 6 P 60 Hz 30分定格の電動機を1台用いる。

巻揚速度; v

$$v = 1120 \times \frac{1}{87} \times \frac{19}{104} \times \frac{17}{83} \times \frac{0.8 \times \pi}{4} = 0.303 \text{ m/min}$$

泥炭地における用水路工法について

(国営美唄地区の例)

奥野喜久* 柳川弘*

目 次

1. まえがき	43	(2) 水路本体の工法	46
2. 地区の地質条件	45	5. 施工後の問題点とその対策	49
3. 地区内幹線用水路概要	45	(1) 問題点の発生	49
4. 用水路の工法	45	(2) 対策工法	50
(1) 基本的な考え方	46	6. あとがき	51

1 ま え が き

国営美唄地区かんがい排水事業は、「石狩川流域総合開発計画」の一環とし、多目的ダム「桂沢、金山」の両ダムに水源をもとめ、北海道の穀倉、石狩平野東部約2万haのかんがい事業を行うべく昭和32年度から着手されたもので、工事の主体は、頭首工3ヶ所の新築を始め、揚水機場3ヶ所、19条約160kmに及ぶ幹線用水の改修、新設である。

地区内の幹線用水路のうち、東部丘陵地沿いを走破する北海幹線を始め、2, 3, の路線を除く大部分の路線



図-1 美唄地区位置図

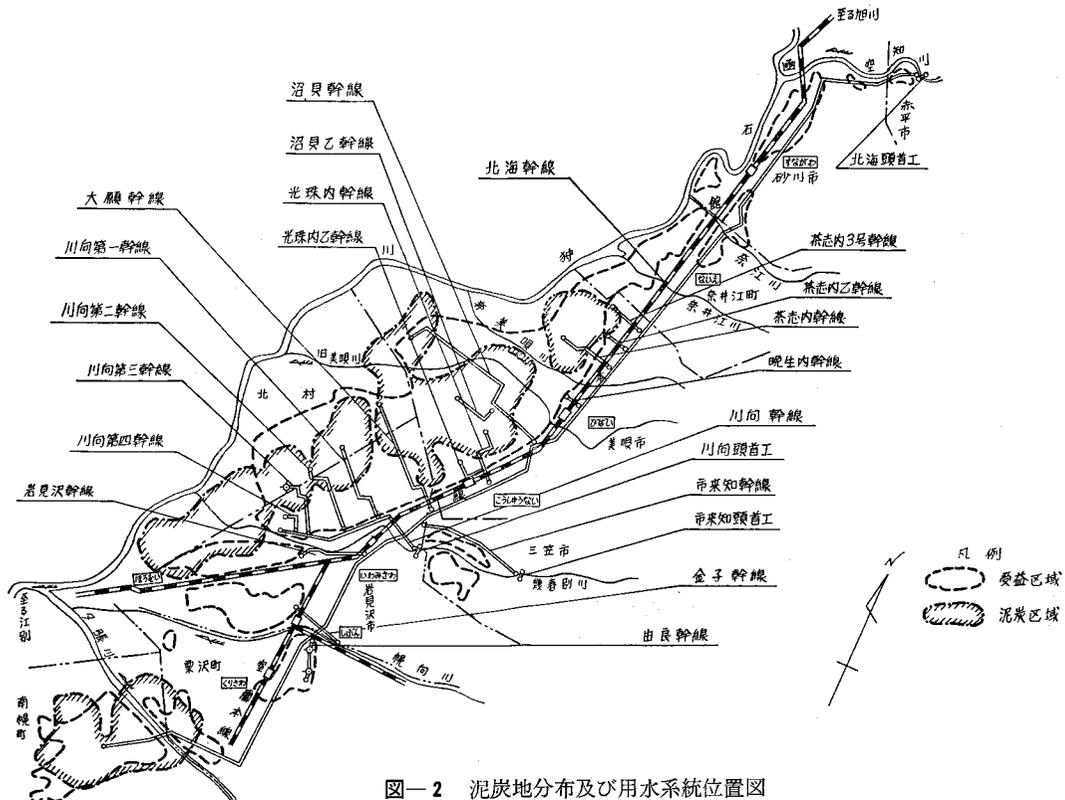


図-2 泥炭地分布及び用水系統位置図

* 北海道開発局 札幌開発建設部 岩見沢農業事務所

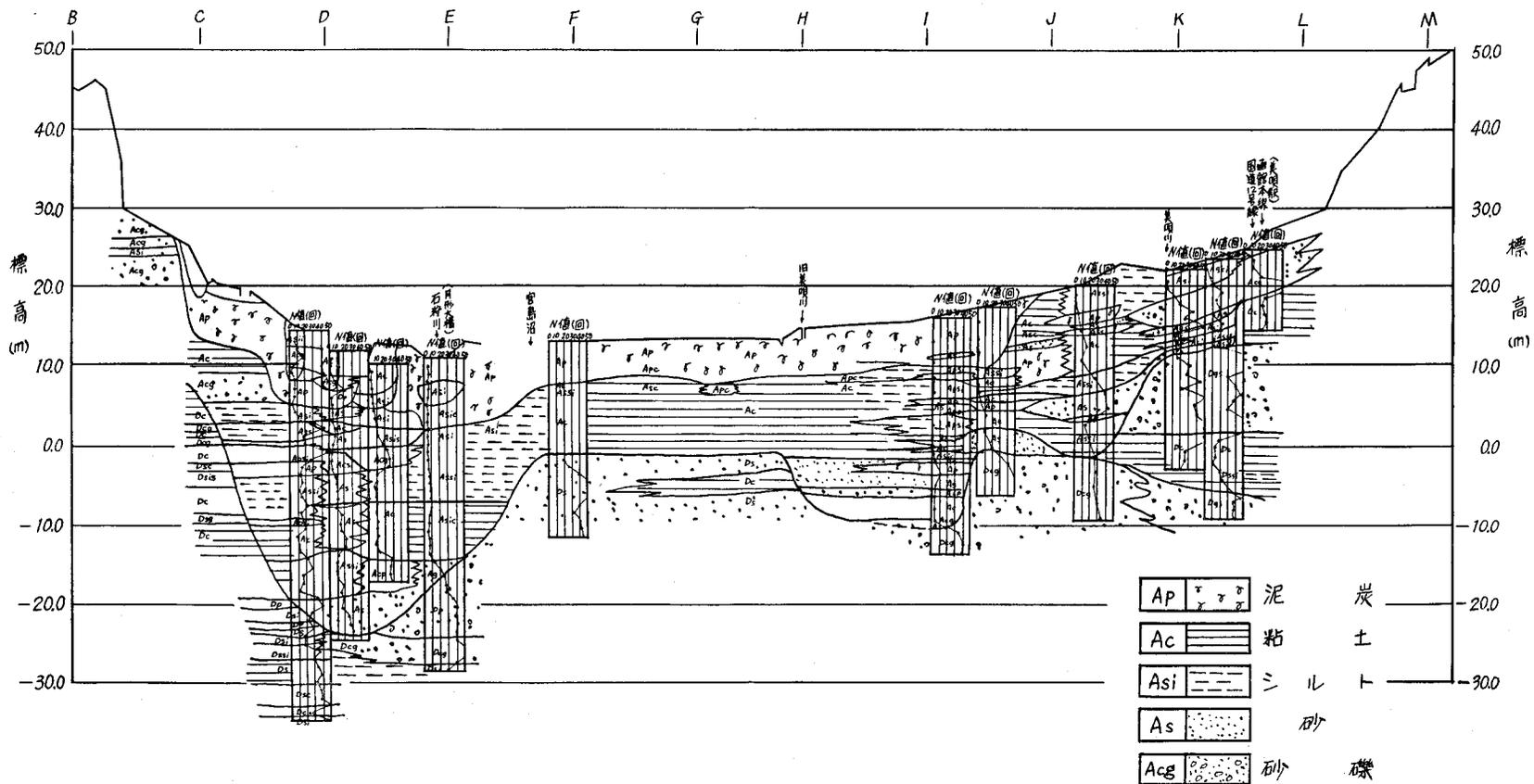


圖-3 美唄附近東西方向土層断面図

は泥炭地に築造されている。この工法については立地条件、経済性など技術的にも種々検討を加えながら施工されたため多種多様の工法が採用されているが、この地区の事業が23年間の長年月に亘り169億の巨費を投入し、昭和54年度をもって完了するにあたり、水路の泥炭地に築造した各種工法を紹介するとともに各工法の問題点も併せて考察するものである。

2 地区の地質条件

この地区は、石狩川と空知川の合流点より下流約50kmに亘る石狩川左岸のほぼ平坦地である。

南流する石狩川に対して、東部山岳地帯からはパンケ川、ベンケ川、奈井江川、奈江川、美唄川、幾春別川、幌向川、夕張川、などが、地区を横断して石狩川に注ぎ、全般に地形は東から西へ、また北から南へ緩やかに傾斜している。

地質は石狩川とこの流域に形成された沖積低地、又東部台地沿いには、扇状地が一部発達している。

土壌は、河成の沖積土と低湿地に形成された泥炭土の2つに大きく区分される。

泥炭土は、高位泥炭と低位泥炭がほとんどであり一部に中間泥炭を含んでいる。

この泥炭を主とする低湿地帯は、近年の開発によって現在、湿地帯の形跡は認められないが、地区中央部美唄市附近から南端の南幌町にかけて面積約9,000haに及ぶ広範囲に分布している。

これらの分布は図-2に示すとおりである。

この泥炭は、石狩川周辺の低湿地帯に繁茂した植物(ヨシ、スゲ、ミズゴケ等)が分解の進まぬまま堆積したもので、異常に高い有機物含有率(30%以上)と含水比(300%~1,000%)を示すこと、またその物理性や工学的性も普通土と異り、湿潤密度は1.0g/cm³前後、乾燥密度で0.1~0.3g/cm³、セン断強さは0.5~0.25kg/cm²と極めて低い値となっており、普通土とはすこぶる異った構成を有するものである。

更に特筆すべきことは、泥炭下部に軟弱な沖積粘土層が存在することである。

泥炭層の厚さは2~7m程度であるが下部軟弱粘土層等が10~20mに及びN値も地表より深度10~30m位まで2~5程度と低く、またこれら泥炭層と軟弱粘土層等が両々相まって用水施設の沈下や基礎のスベリ破壊を誘発することが多い。

この状態を地区中央美唄市附近地質断面で示すと図-3のとおりである。

3 地区内幹線水路概要

地区内の各幹線水路は、そのほとんどが、北海土功組合、川向土功組合の手により大正末期から昭和初期に

築造されたもので、既に数十年の歳月を経たものであり、その間にこの地域の自然条件や、その他の社会的条件の変遷に伴って部分的に、また構造的にも改良が行われていたものである。

従って本事業での用水路位置の選定に当っては、新設する1部の路線を除いては、在来の路線位置を踏襲し、断面及び構造の改修を行うこととされた。

この地域は道内では原野開発の先進地であり、既設用水路は、そのほとんどが土木路であったため十分な水路敷地を有し、またこれをコンクリート等の構造体に改良することにより粗度係数が減じ、断面は既設のものより縮小され、大部分の区間は現況の敷地内で間に合い、また土工量も節約となるなど経済的な面と併せて、現況路線を踏襲することは当然のことであった。

本地区の泥炭地に築造された幹線水路の工法別一覧表を示すと表-1のようになっている。

表-1に示すように、各種の工法の総量の比較では、版ブロックによるライニングと、L型ブロックおよびフリューム工法が全体の約70%を占めており、これは約30年以前に築造された土木路の改良を主体とする本地区の特色といえよう。なおこの中でも比較的軽量の版ブロック、L型ブロックによる工法が大きなウエイトを占め、コルゲート管、ヒューム管の各水路は路線的に限られるが、主として総水頭に余裕があり、比較的流量が少い水路に採用されている。

4 用水路の工法

既に述べたように泥炭地において特筆すべきことは、泥炭地そのものが低平な河川後背地に位置するため、泥炭層下部に軟弱な沖積粘土層が存在することで、これらの泥炭層と軟弱粘土層が両々相まって沈下や水路基礎のスベリ破壊を誘発する例が多い。

本地区の水路のように、殆どが既設の路線を踏襲する場合で、既設水路が相当の年月にわたって先行荷重を受けていても、新たに嵩上げ、盛土、或はコンクリートライニング等の荷重が加わった場合には、直ちに沈下を起し、ライニング工の破壊や著しい漏水被害をひき起こすことが多い。

泥炭地における水路盛土やライニング等の施工はこのように著しく不利な土質条件に加えて、寒冷地なる故に凍結、凍上などに対して安全でなければならない。

又既設水路の改修、改良を主とするような場合には、秋口の落水後から降雪期までに施工する必要があり、こうした短い工期内に効率よく進捗しうる工法を必要とする事が材料、工法を選定する上での制約条件として考えられる。

勿論水路工法としては、構造的には普通一般の土質条件における水路と大きく異なるところはないが、極言す

表-1 水路別工法調書

水路名	工 法 別 内 訳						摘 要
	版ブロック	L ブ ロ ック	フルーム	コ ル ゲ ー ト 管	ヒューム管	ア ス フ ァ ル ト ブ ロ ック	
川向幹線	4,516m	3,756m	865m				
川向第1 "	185		3,073	2,478			
川向第2 "			1,014	3,875			
川向第3 "	803			5,100			
川向第4 "	688		52		1,096		
茶志内 "		1,031	1,354				サイフォン628m
茶志内3号 "	2,100					400	
茶志内2 "	987						サイフォン218m
沼具 "	8,543	2,570	1,101			(コルゲート シート 805)	当初はアスファルトブロック
沼具2 "			2,103				
光珠内 "					3,001		サイフォン29m 架 樋30m
光珠内2 "		1,763	247				
大願 "		1,203	3,033		3,321		
計	17,822	10,323	12,842	11,453	7,418	1,205 (805)	

註) 各水路の延長は水路本体の延長で、構造物の延長は含まない。

れば、基盤沈下に対する処理工法を如何にするか、という事に成否がかかっているといえよう。

(1) 基本的な考え方

一般に水路の設計に当っては、水理学的に有利な断面を設定し、規模、基礎の土質、及び構築材料等と現場施工条件などを考慮し、さらに降雪や凍結現象などの気象条件を加えて工法を決定するものである。開水路型式を採用する場合には、水路の通水断面に対して、流水による浸食から保護し、漏水を防止し、更に粗度係数の低減を図り通水断面を節約する目的でライニング工法を考慮しなければならない。

ライニングには各種の材料があるが、ライニングが安全かつ十分にその機能を発揮するためには、その前提条件として強固なライニング基礎工あるいは、盛土施工が要求される。従って用水路の工法として

① 水路の基礎処理を含む水路本体の工法

② ライニング工法

の2要素に大別し、泥炭地工法について述べることにする。

(2) 水路本体の工法

水路本体は2つの型式がある、1つは土工を主とした盛土工法であり、1つは従来から使用された矩形或いは台形のフリューム工法である。

① 盛土工法

この方法は盛土による自然圧密により、泥炭基礎の基礎支持力の増加をはかり、長年月をかけて安定させる工法である。

施工法を述べると、施工前に水路の敷地に沿って深さ1~1.5mの側溝を掘り地下水位を下げる事によって泥炭層の排水を促し、地盤支持力を増して破壊沈下を防ぎ、その後盛土を行う。

盛土の断面は、完成後に予定している水荷重、ライニング材料及び、積雪荷重等を考慮した先行荷重を加え、またブルドーザーによる転圧や後日の掘削機の走行を容易にする等の意味から図-4に示すように道路と同じような断面で盛土し、1~2年間放置し、ある程度沈下のおさまった処で通水部を掘削し水路断面を形成する方法である。

この盛土(暫定盛土)の高さは水路の計画水面高より、20~50cm高くして沈下に対する余裕をとり、掘削盛土との境が水面高より高くなるようにした。

この方法は泥炭の規模が小さい場合と新設水路等の通水迄に十分な期間がある場合には極めて効果的な工法となるが、施工に当っては沈下量、地盤強度を詳細に測定しながら施工する必要があり、軟弱層がすべり破壊を起さない程度の許容盛土を施工することになり、緩速施工を余儀なくされるため工期の面で制約を受ける。

また、莫大な量の盛土材料の運搬には、国鉄、国道等

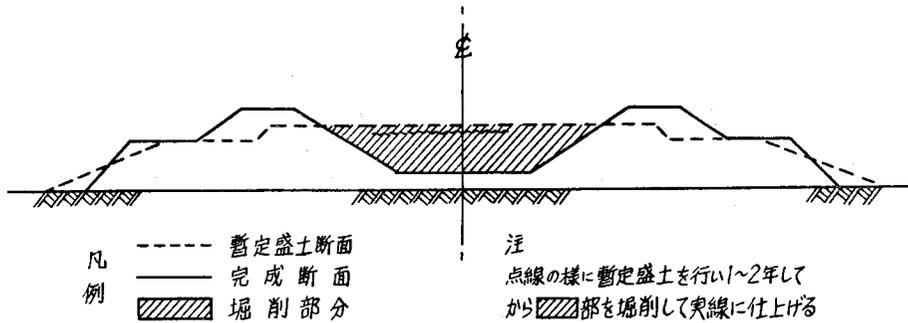


図-4 暫定盛土工法

の横断ヶ所が多く、水路への接近、道路そのものが泥炭地に存在する等の諸条件からも決して効果的、経済的な工法とはいえない。

こうした一般的な盛土工法の他に、基礎を強化する事により盛土の沈下を減少させる方法として

a 泥炭層を良好な材料に置き換える置換工法

b 泥炭層及び軟弱層に砂杭を造成し、砂杭の剪断強さと杭作用、ケーシング圧入或いはコンパクション作用による地盤の圧縮と置換効果、および砂杭のドレーン効果に伴うパイル間地盤の強度増加などの複合効果による地盤支持力の増加、圧密沈下量の低減などを期待するサンドパイル、サンドコンパクションパイルの各工法

c その他枕木、敷粗梁等

の各種の特殊工法があるが、いずれも延長の長い水路に対しては経済的には不利である。

② フリューム工法

この工法は従来から用水路に使用された工法であり、材料としては一般的には、現場打の無筋或は鉄筋コンクリートがある。

この工法は基礎地盤が堅固な水路、または支派線に入って通水量が少ない場合等には基礎処理を施さないで施工されるものであるが、本地区の幹線水路のように1/2,000~1/4,000の緩勾配で、5~10m³/sの通水量を有する水路では通水断面も比較的大きくなり、一方用地に制約もある事から、単位面積当りの重量が大きくなり、基礎の支持力を強化する為にコンクリートパイル等を密に打込まなければならない、全延長に施工する事は経済的に適当ではなく限られた区間のみを使用する事とした。

これに代る工法として、泥炭基礎にかかる水路躯体重量を出来るだけ軽くした落水後降雪迄の短期間に効果的な施工の可能な工法を種々検討した結果、水路側壁を極力薄くし、自立安定しうるような、鉄筋コンクリート、L型プレキャストブロックを考案し、広く各水路に利用する事とした。

またフリーム水路区間(短型断面)の1部では基礎の支持力を強化するためサンドベットの両端に下駄の歯のようにサンドの足をつけ、過剰間ゲキ水圧を軽減し不等沈下による構造物の破損を防ぐ工法も試験的にされた

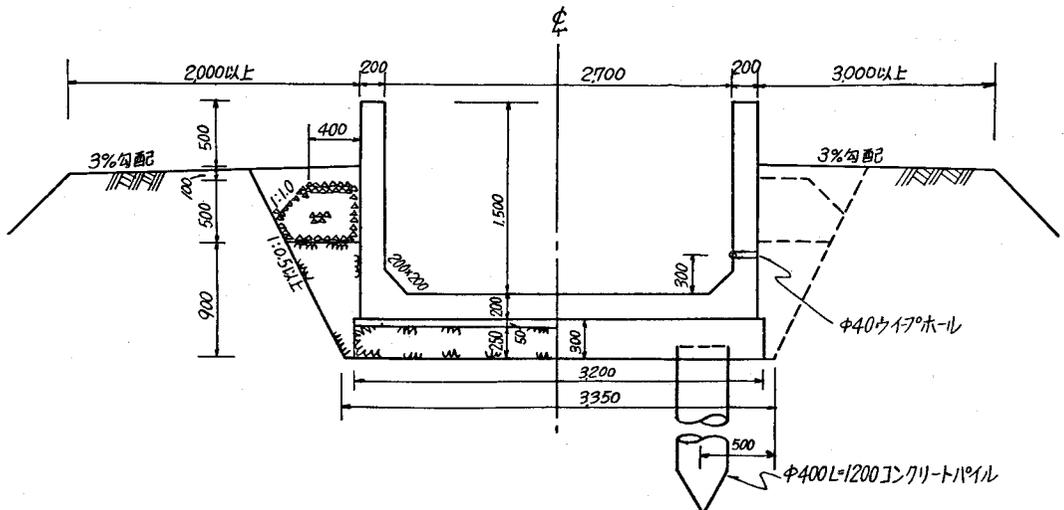


図-5 フリューム工法

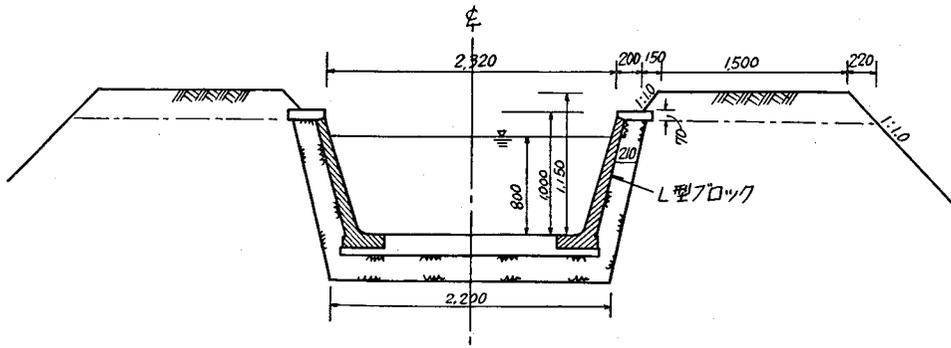


図-6 L型ブロック工法

時期もあった。

③ 管水路工法

この工法は水路本体工としては特殊な工法であり、一般に基礎工を考慮しない本体のみの比較では開水路と比べて経済的に不利になる。

しかしながら、泥炭地特有の盛土による沈下と、それに伴う水路の不等沈下及び漏水による被害とその修復等の諸条件を考慮すると水路々線の立地条件から上下流に水頭差を見込み得る水路や、新設の路線で本体の施行に先行して予圧密等の基盤改良の時間が十分得られ、その後継続する残留の沈下に対する不等沈下が考慮されなければならないような水路等に対して管水路工法は有効である。

本地区の例では、完成後の維持管理の面から、管水路は開水路と比べておおむね優位にあることが判った。

よつて、先に述べたような条件に該当する水路に限って管水路工法を採用した。

管材料としては、コンクリート管、鋼管、及び特殊管としてコルゲート管を対象とした。

鋼管については軟弱地盤地帯での使用実績はあまりなく、路線途中に道路等の横断構造物が多くまた軟弱層が必ずしも均一でない路線では必然的にジョイントが多くなり高価となる恐れがあるため、あまり採用されていない。

よつて、本地区では、ヒューム管とコルゲート管の2種類を採用した。これらの管水路はいつでも盛土水路に代るべきものとして用いるものである。

a ヒューム管工法

ヒューム管を採用する場合は、その基盤造成のため或る程度の盛土による予圧密を行い、管体及び水荷重に対して充分耐えるような路盤造成を行うか、更に予想される不等沈下に対しては特に管継手の滑脱と、分水槽等の構造物との接点は可撓接手を使用するなどにより対処できるように、施工されている。

b コルゲート管工法

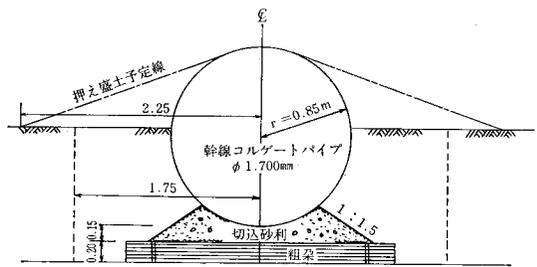


図-7 コルゲート管工法

この工法は軽量かつフレキシビリティである特長を生かした工法として、軟弱地盤地帯に適しているが、この管の場合も固定構造物との接続部分の継手及び、半円型のセクションの接手からの漏水、及び管体のたわみに対する検討などに充分な配慮が必要である。

④ ライニング工法

泥炭軟弱地帯では盛土を主とする水路本体の永年継続する沈下に伴うライニングの損傷および漏水に充分対応しうるものであり、またたとえ若干の沈下があるにしても、将来容易に補修出来る工法がのぞましい。

旧水路の盛土本体は概ね約30年以上に亘る長年月の間に圧密され一応安定しているが、断面拡大に伴う場合両側築堤の追加盛土に伴う沈下が起る事は予想され、この現象によって起る水路体の不等沈下に対応しうるフレキシブルなライニング工法でなければならない。

施工は落水後、降雪が始まるまでの短期間(約80日間)に限定されるために事前に製作し、短期間に施工しうる工法を必要とする。

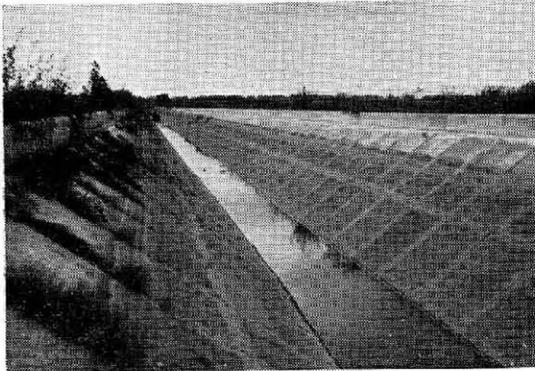
漏水防止の見地からは、いかに目地を少なくするか、そして基盤の不等沈下に対していかに柔軟に対応しうるか、といった事が、泥炭地水路のライニング工法を選定する場合の前提条件である。

a 版ブロック工法

このブロックには板状のものや、その他変形のものなど各種市販されているが、いずれも基礎地盤が良好で不

等沈下を起す可能性がなく、あるいは基盤の良好な盛土部分等に採用された工法である。

この工法の難点としては、ブロック単体が、人力運搬据付けの可能なものであるために比較的小形となり、目地の施工方法とその耐久性が問題である。



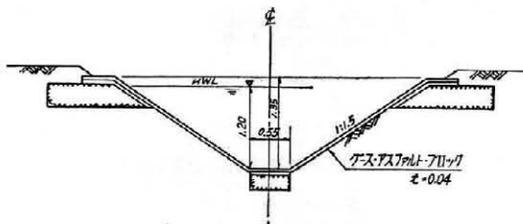
写真一 版ブロック工法

また部分的には目地を少なくするために、プレストレスをかけた薄いコンクリート板ブロックを使用したところもある。

これらのブロックは法勾配を1割より急にしたり、鉄筋を挿入してかみ合せたりして本来の表面保護の域を越えて、ブロック背面の土圧、水圧に対抗した構造物として施工するなど工夫がなされ、本地区では最も広く用いられている。

b アスファルト工法

昭和30年代の後半に非常な発達をとげた舗装材の中で、とくにアスファルト系材料はその主力をなし、これらの材料学的研究成果により、道路以外のダム、水路等の水利施設にも広範理に使用され、アスファルト系のもつ柔軟性と種々の外力に対応出来るすぐれた順応性を期待し本地区でもこれらの特性を生かし、且つ短期施工可能な観点から、GUS（ダース）アスファルトをブロック化して据付ける工法も採用された。



図一 8 アスファルト工法

この工法は道内でも水路に採用した事例は皆無であり、基盤に対する防草、基盤層の形成、目地の処理、アップリフトへの対抗、凍上対策及び材料の劣化など、幾多の問題が考えられ、未経験の分野が多いために、試験

工事として施工された。

c その他の工法

これまでのライニング工法による施工の結果を見て採用された工法にコルゲートシート、鉄板水路などがある。

コルゲートシートは、従来の円形コルゲート等に使用されているシートを、水路の縦方向に使用するもので、コルゲートの波付けを利用して横断方向の変動に対する可撓性を与えるとともに、縦方向の応力を高めて変形に対する抵抗を増し、その背面の水路築堤を最少限に縮小する事が出来る利点があり、アスファルト工部分の上に改良工法として施工されている。

5 施工後の問題点とその対策

(1) 問題点の発生

美唄地区の泥炭地帯の用水路の施工は、昭和34年から、桂沢ダムの完成に伴い、その水源を有効に利用する意味から、幾春別川水系の川向幹線とその支線の第1～第4幹線から始められ、その後年を追って次々と各線が施工され、昭和43年の大願幹線をもって一応完了した。

この間においても前項に述べた各工法は当時の経済情勢並びに効用の早期発現を考慮する大命題があつて、すべてが十分な機能を持った完成品ではなく、加えて泥炭地のような軟弱地帯では、未解決な分野もあつて用水路工法として適せず、完了年度間近には、部分的に改修を余儀なくされたものもある。

一方地域内では、かんがい事業に先行して、昭和26年から国営で実施されていた明渠排水事業が、昭和43年に完了した。この事業は地区内の原野の開拓を含む約10,000haを対象にした事業で、原野の開拓および耕地の生産性の向上を目的としたものであるが、この排水路網の完成と、平行して施行されて来た石狩川支流の中小河川の改修によって、美唄地区内の地下水位も相対的に下がり、その影響もあつて、排水路又は河川沿いの用水路基盤が、圧密沈下をうけた。

しかしながら直接の原因としては、過去30余年の間の予圧密を受けていた旧水路に追加された盛土による圧密沈下が、完成から数年の間に更に進行し、そのために各種の障害となつて表われて来て、通水に支障を及ぼす程にもなつた。

その現象の主なものを挙げると次の通りである。

- ① 通水断面両側のバームに対する追加盛土による基盤沈下によって、水路本体が両外側方向に開き、版ブロックライニングの目地剝離等が起り漏水につながつた。
- ② L型ブロックの区間では、①と同じ現象により、裏込砂利の沈下を招き、ブロックが傾倒するに至つた。
- ③ コルゲート管水路においては、沈下によりジョイ

ント部分に応力が集中した事と、長年月の間にソー
ル材が劣化しよってジョイントが弛み、漏水の原因
となった。

- ④ 建設当時には沈下を見込んで水路断面に余分のフ
リーボードを与えていたが、水路全体の沈下によっ
て、フリーボードもなくなった。

⑤ ヒューム管水路にも同様に全体に沈下を起し、そ
のために、支持層に達する杭等で支えられた付属構
造物との接続部に折損、キ裂等の破壊を生じた。

(2) 対策工法

上記の要因によって通水に支障をきたす結果となった
水路についての対策工法は次のようなものである。

表-2 対策工法一覧表

水路名	建設当初の工法	対策工法	摘要
川向幹線	版ブロックライニング	張りコンクリート	
川向第1幹線	コルゲート管 版ブロック	ジョイントの補修 鉄版組立水路	
川向第2々	コルゲート管	ジョイント補修	
川向第3々	コルゲート管 版ブロック	ジョイント補修 鉄版組立水路	
茶志内幹線	版ブロック	L型ブロック	
沼貝乙幹線	版ブロック 々 アスファルトライニング	コンクリートフリーム L型ブロック	基礎杭及び水路橋方式
光珠内乙幹線	版ブロック	L型ブロック	
大願幹線	L型ブロック ヒューム管	コンクリートフリーム 構造物接続部に可換管を 挿入	基礎杭及び水路橋方式

① 版ブロックライニング水路

a 版ブロックライニングが広がった個所には、10
~15cmのコンクリートで内面にライニングを行
う。

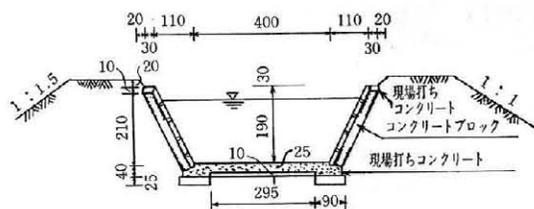


図-9 ライニング工法

- b 版ブロックライニングの上に鉄板を張って漏水
を止める。
c 特に基礎支持層が深い軟弱層が続く区間は、支
持層に達する基礎杭を打込み、それに支持された
長径間(9~12m)の水路橋タイプの方ルームに
変更する。

② 版ブロックライニング、及びL型ブロック水路に
おいて沈下により、フリーボードを含む通水断面の
確保が困難となった部分に対しては両側壁に嵩上げ

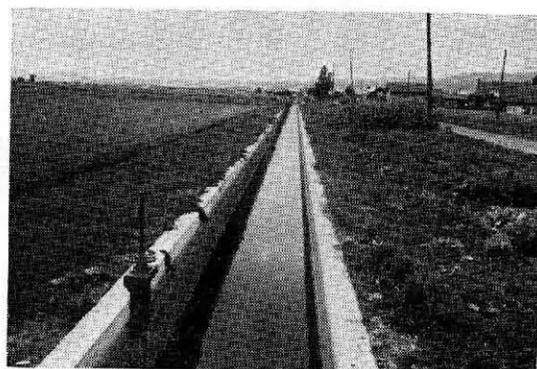
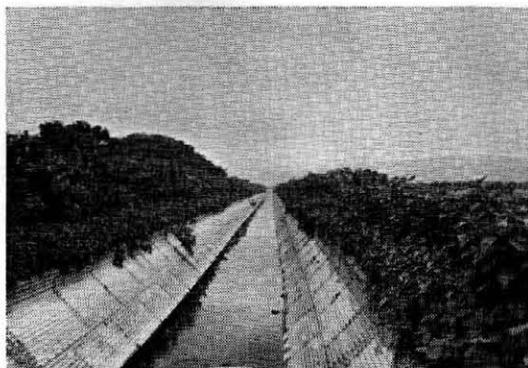
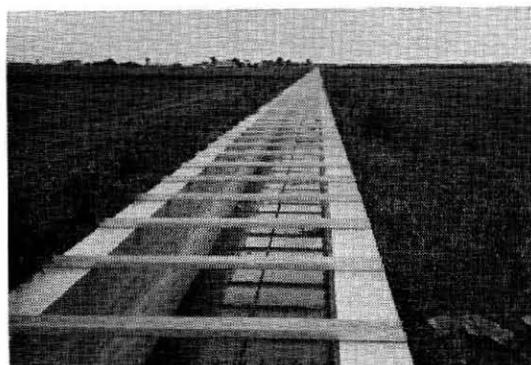


写真-2 フリーム工法(水路橋タイプ)

- を行い、断面を維持する。
③ L型ブロック水路では、不等沈下が甚しく、接手
部分等の損傷等のはげしい部分に対しては、現場打
フルームに変更する。
④ アスファルトライニング工法は、コルゲートシ
ートライニング等に変更をした。
⑤ コルゲート管水路については、ジョイントのター
ル系パッキン材をウレタン系樹脂に変えて補修を行
った。



写真—3 コルゲートシート工法



写真—4 鉄板水路工法

- ⑥ ヒューム管水路は、付帯構造物との接続部に、可撓管を挿入し、不等沈下に対応せしめる事とした。

6 あとがき

以上泥炭地における用水路工法について述べたが戦後の食糧増産を目的として発足したこの事業も、着手以来

23年を経た今日、我国の食糧事情が一変し、米の生産過剰から、米作抑制の農政下に地区完了するという現状で、まことに厳しい現実に直面しているが、幾多の諸先輩がこの事業実施の過程において幾つかの新しい土木技術を開発し、泥炭地という戦前はかえり見られなかった、特殊土壌地帯でのかんがい施設に取組み、この地域を北海道農業の中核地帯に育てられた努力に敬意を表するものである。

しかしながら先に述べたように、この美幌地区が完成してもなお泥炭地の沈下は続くであろう。そして地区の各施設も今後ともその影響をうけるものと考えられる。泥炭地の開発が始まって僅か4分の1世紀程度しかたたず、まだ生きている泥炭地との根競べは続けて行かなければならない。

泥炭土の圧密試験のデータは、なまの泥炭の値であるが今日のように排水が整備されてくると分解が進み、圧密の試験値は根本的に見直さざるを得ない。何しろ地球そのものがあるからである。

幸いこの地帯は従来の水田一辺倒の耕作から田畑転換が可能となるような施策がすでに軌道に乗り、新しく「空知中央地区」として農業近代化に備える事業が開始されることとなったのは誠に喜ばしい。

なお、この稿をまとめるにあたり、北海道開発コンサルタントKK、伊地知信夫氏に資料収集など御協力を得たことについて謝意を表する次第です。

参考文献

1. 大願幹線用水路の施工について、農業土木学会誌 37—12号 森永正二、山田稔美、村上徳男
2. 泥炭地における水路ライニング工法、水路9巻1号 宗 好秀、河合裕志

神川トンネル工事に伴うパイプルーフ工法

五十嵐 以正* 栗田 亘**
 新海 敬三* 佐藤 恒人***
 秦 久照*

目 次

はじめに	52	1. パイプルーフ工法の概要	54
I 地区の概要	52	2. 工法の決定	54
II トンネル工事の主な規格	52	3. 土荷重及び構造計算	54
III 現地の状況	53	4. パイプルーフ工事仕様、及び特記事項	56
1. 立地要因	53	5. パイプルーフ工事	56
2. 地質要因	53	6. パイプルーフ施工箇所の掘削を終って	58
IV 神川トンネルにおけるパイプルーフ工法	54	あとがき	59

はじめに

当工事は、広域営農団地農道整備事業浅間山麓地区の一環として上田市神科地先に計画した神川トンネル（＝仮称、延長276 m）を施工中であるが、土被りが浅く、地上には水路、道路、墓地等が存在するため、坑口より約30m間について補助工法としてパイプルーフ工法を採用施工した。パイプルーフ区間の掘削を終え、その成果が当初の目的を十分に達成する事ができたので、転石混り砂礫層におけるパイプルーフ工法の記録について報告する。

I 地区の概要

本地区は、浅間山麓南面畑地帯（上田市、東部町、小諸市、御代田町、軽井沢町）の約7,000haの地域を広域営農団地として整備開発するため、土地基盤の整備、農業近代化施設の整備をし、生産から流通に至るまでの一貫した管理体制を整え、近代農業の総合的育成をはかる事を目的とし、本事業はその柱となる幹線農道を地区の東西に建設し、各営農集団の連絡道を整備するものである。総延長は27.3km全幅員8.5m（有効幅員6.5m）で、国道144号から国道18号に連絡させるものである。

II トンネル工事の主な規格

1. 種別 道路トンネル（道路規格3種2級）
2. 延長 276m
3. 断面 馬蹄形 掘削断面積 87㎡
内空断面積 53㎡

4. 工法 側壁導坑先進リングカット工法 210m
開削工法 66m
5. 工期 着工 昭和53年9月15日
しゅん工 昭和56年3月25日（予定）

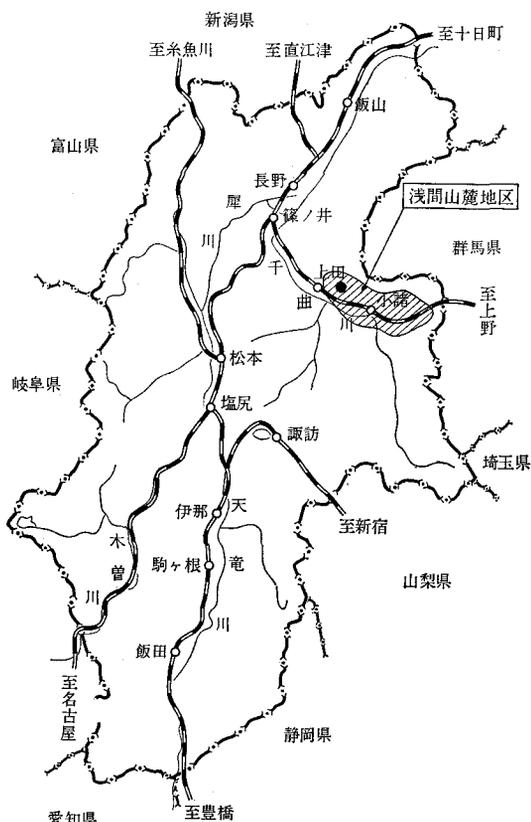


図-1 位置図・施工位置

* 長野県東佐土地改良事務所
 ** " 北佐久地方事務所
 *** 熊谷宮下建設協同企業体

6. その他 坑口附近約30m間について補助工法としてパイプ工法を採用

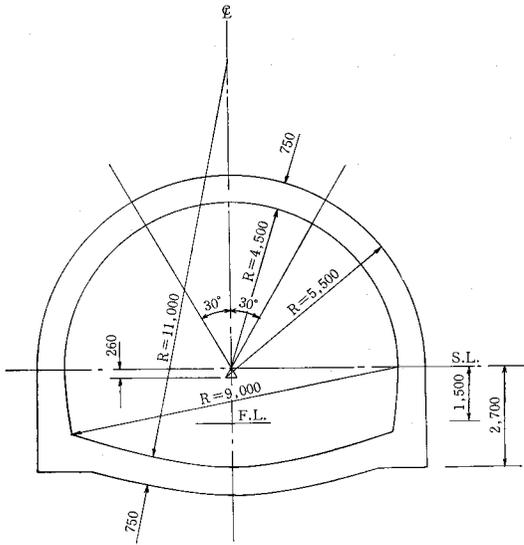


図-2 神川トンネル標準断面図

III 現地の状況

1. 立地要因

現場は長野県東部の浅間山麓にあたるところで、国鉄信越線上田駅より東へ約5kmの河岸段丘地で、坑口より150m附近に1級河川神川がある。

坑口 (No. 112+1) から No. 110+11 付近までは坑口側よりの斜面となっており、土被りも0~10mと非常に浅い。しかも、この斜面には墓が散在しており、これらの墓は古いものも多く、傾斜していたり、風化のため表面がはく離しているものがある。墓の他に空石積の水路(幅1.5m、深0.5m程度)が坑口直上にあり、水路底がトンネル天端と同高になっている。この水路はかんがい用のもので、非かんがい期(10月~3月)には断水可能である。

さらに、この用水路のわきに農道(幅員2.0m程度)があり、これはトンネル施工中においても附近農民が果樹の管理、収穫等のために、軽トラック程度の車輛の通行が可能でなければならない。また、No. 110+9 附近から先は水田地帯である。(図-3)

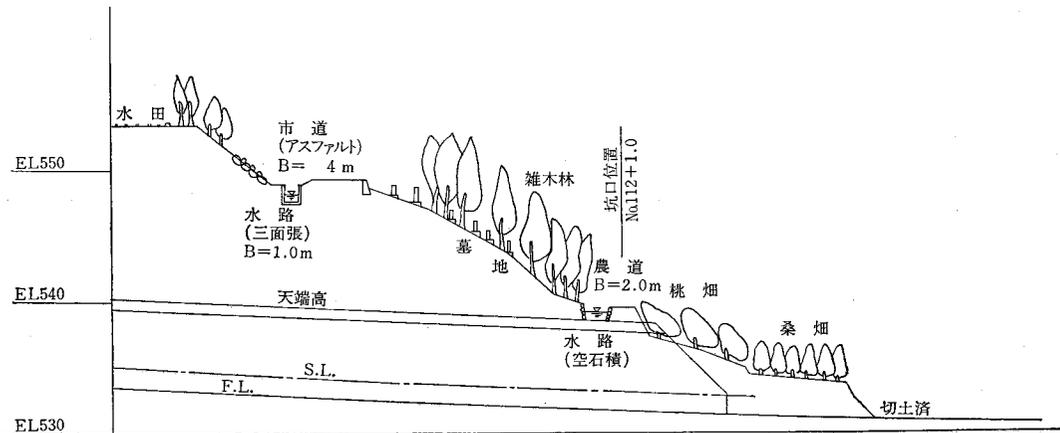
2. 地質要因

昭和47年度実施の地質報告書によると、現地の基盤地質は染屋層(凝灰質砂岩をマトリクスとする固結度中位の礫層で、主に烏帽子火山群の凝灰角礫岩から供給された岩礫からできており、時に安山岩々礫を混える緑色凝灰岩々礫である)と呼ばれる古期礫層の第4紀更新統堆積区である。

上層を占める地質は、旧神川扇状地砂礫であり、ローム質粘土をマトリクスとしている。

地形は南西へ50分の1程度の下り勾配を表わし、扇状地形の礫層で供給源が神川水系を表わしている。

礫種の主なるものは緑色凝灰岩、安山岩質の硬質礫で



測点	地盤高	計画高
No.110 +9.0	553.34	533.09
+16.5	547.53	532.69
No.111	549.20	532.52
+6.3	547.02	
+10.3	544.88	
+13.1	543.12	
+15.8	540.41	
+18.0	539.72	531.72
No.112	538.40	531.65
+3.0	539.39	531.54
+7.0	537.29	531.39
+10.0	536.16	531.29
No.113	534.99	530.99

図-3 現地状況図

あり、神川上流に分布する黑色質岩の岩礫は少量の混入に止っている。

下層旧礫層は火山灰砂、土石流をマトリクスとして、玉石、礫の堆積層で膠結度は中位である。旧礫層の地形は扇状地として発達する時期に、これら旧礫層の発達が、礫層を削開しているもの様である。

ボーリング調査は3孔実施したが、その結果より土質層序を表-1に、柱状図を図-4に示す。同調査における隧道計画断面の地質状況を要約すると次のとおりである。

表-1 土質層序

孔番号	孔口標高	上層地質	地層理	下層地質
No.1	556.56 m	扇状地砂礫	-9.0 m	旧砂礫層
No.2	555.29 m	"	-5.7 m	"
No.3	553.34 m	"	-5.5 m	"

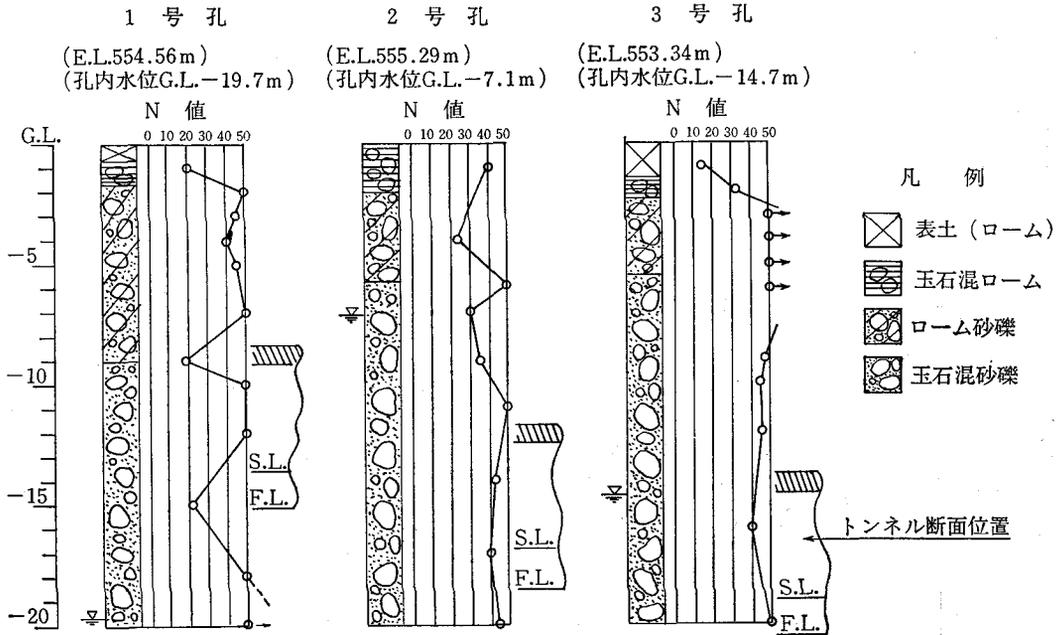


図-4 地質柱状図

- a) 表層堆積物 扇状地砂礫層
土質はローム混砂礫、沖積世堆積物。
厚さは5.5m~9.0m
含水、透水性は中位
表層は水田耕作地であり、湛水期に浸透水の多くなる可能性が高い。
- b) 計画断面の地質 旧河成礫層
土質は玉石混礫砂礫、第4紀更新世。堆積物岩相は火山灰、砂をマトリクスとする。
固結度中位……土圧の作用する場合が多い。著しい風化、軟質粘土の介入は認められない。
- c) 地下水 透水性があり、柱状図における孔内水位は不透水層の上面である。

- d) その他 岩質の膨潤性は低く、ガス、湧水等の著しいものはない。

IV 神川トンネルにおけるパイプルーフ工法

1. パイプルーフ工法の概要

パイプルーフ工法とは、未固結地質などの比較的土被りの浅い、しかも地上交通、地上建築物などの制約から開削工法によりトンネルを構築することが困難な場合、トンネル掘削に先立ち、掘削外周に一定間隔の水平ボーリングにより鋼管パイプを挿入して、トンネルの形状に合わせてルーフを形成し、トンネルの掘削に伴い、パイプを支保工で支持し、掘削による地山の緩みを抑止するとともに、安全にトンネルを掘削する工法である。

当工区では、パイプ挿入後パイプ内よりセメントミルクを注入填充して、パイプ外周の地山のせん断強度を増すと同時に、パイプと地山の一体化をはかり、地山の緩

み防止をはかった。

2. 工法の決定

当神川トンネルの坑口の施工における制約条件を列記すると、

- ① 地上に散在する墓に影響を与えない工法とすること。従って開削工法は採用できない。
- ② 土被りが非常に薄く、しかも坑口よりの斜面を形成しており、更に地質が礫を主体とした層であることから、トンネルを施工することにより地表への影響が懸念される。
- ③ 坑口直上の農道を確保すること。
- ④ 坑口附近 No. 111+18 の用水路は、トンネル施工中においてもその必要水量を確保すること。

などである。

当神川トンネルは地質要因から判断して側壁導坑先進リングカット工法を採用した。しかし、立地、地質の各要因と、その他の現地の制約条件から、坑口附近を直接掘削するには困難であることから何らかの補助工法を併用する必要がある。補助工法としては、パイプーフ工法、メッセル工法、薬液注入工法などが考えられるが、メッセル工法は玉石混の地質のため、鋼製矢板の圧入が不可能と思われる。また薬液注入工法は当該地質には不確定な要素があり、耕地、墓地等への影響も懸念される。パイプーフ工法は、ボーリングによりパイプの挿入を行い、パイプの列によってトンネル外周に屋根を形成し、掘削に伴い、支保工でパイプを支持して掘削による緩みを防止する工法であるため確実性がある。

以上の理由により補助工法としてパイプーフ工法を採用し側壁導坑先進リングカット工法により施工する。

3. 設計の基本方針

穿孔中に玉石や転石に当たると、ケーシングパイプ先端のメタルクラウンが摩耗して穿孔不能になったり、孔曲りが大きくなって精度が悪くなる。また、孔壁が崩壊してケーシングパイプとの摩擦が大きくなり、ボーリングマシンに負荷がかかり過ぎ、穿孔速度が落ちたり角ねじの破損により穿孔不能になる恐れもある。

これらのことに対処する目的で、その径を $\phi 165.2\%$ 、 $\phi 139.8\%$ 、 $\phi 114.3\%$ の3段階とし、それぞれの径毎の穿孔延長を短かくして所定の精度を保ち、しかも確実にパイプーフを施工するものとする。

4. 土荷重及び構造計算

条件 地質：玉石混砂礫

$$r = 2.1 \text{ t/m}^2 \quad c = 5 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 40^\circ$$

図-5より $H = 15.25 \text{ m}$ の土荷重は

$$P = r \cdot H = 2.1 \times 15.25 = 32.025 \text{ t/m}^2$$

ここでパイプピッチを 35 cm として、パイプ1本に作用する荷重は、

$$W = P \cdot 0.35 = 32.025 \times 0.35 \doteq 11.21 \text{ t/m}$$

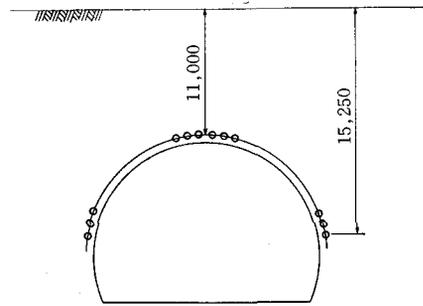


図 - 5

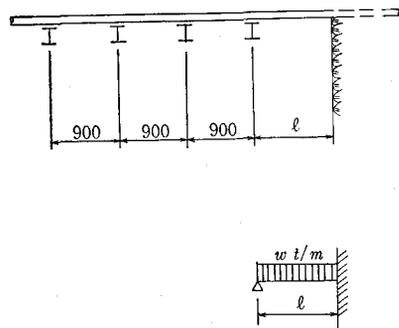


図 - 6

ここで支保工ピッチを 90 cm とすると図-6のようになる。掘削時の穿孔長を支保工ピッチ+ 10 cm とすれば $l = 0.9 \text{ m} + 0.1 \text{ m} = 1.0 \text{ m}$

これにより、地山に押込れたパイプは安全のため等分布荷重 w を受けるスパン l の梁として計算する。

- 1) 最大曲げモーメント

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8} = \frac{11.2 \times 1.0^2}{8} \doteq 1.401 \text{ t} \cdot \text{m} \\ = 140100 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

- 2) 最大せん断力

$$S_{max} = \frac{5wl}{8} = \frac{5 \times 11.21 \times 1.0}{8} \doteq 7.006 \text{ t} \\ = 7006 \text{ kg}$$

- 3) 最大曲げ応力度 (パイプーフ最先端にて計算)

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{140100}{70.3} \doteq 1993 \text{ kg/cm}^2 > 1820 \text{ kg/cm}^2 \\ (1400 \times 1.3^*)$$

$\phi 114.3$ のみでは断面が不足するため、ケーシング挿入完了後 $\phi 89.1 \text{ t} = 5.5$ のパイプを先端部 10.64 m (又は 13.30 m) に挿入する。

* 短期強度として30%増しとする。

- 3) - 2. 最大曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{max}}{Z} = \frac{140100}{70.3 + 28.4} \doteq 1419 \text{ kg/cm}^2 < 1820 \text{ kg/cm}^2 \\ \dots \dots OK$$

- 4) 最大せん断応力度

$$\tau = \frac{S_{max}}{A} = \frac{7006}{28.51 + 14.45} \doteq 163 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \text{ kg/cm}^2 \\ \dots \dots OK$$

5. パイプルーフ工事仕様、及び特記事項

1) ケーシングパイプの規格

ケーシングパイプの規格については、JIS G 3454によるものとし規格は表-2のとおりである。

表-2 鋼管仕様

呼び径(B)	外径	スケジュー ール番号	厚さ	重量	断面積	断面係数
6 "	165.2	40 #	7.1	27.7 kg/m	35.26 cm ²	134 cm ⁴
5 "	139.8	80 #	9.5	30.5 kg/m	38.88 cm ²	118.7 cm ⁴
4 "	114.3	80 #	8.6	22.4 kg/m	28.51 cm ²	70.3 cm ⁴
3 "	89.1	40 #	5.5	11.3 kg/m	14.45 cm ²	28.4 cm ⁴

2) 施工精度

パイプルーフ工は、トンネル掘削時に鋼アーチ支保工により支持しなければならないので、精度は1/100を保持するよう留意して施工しなければならない。

孔曲り測定については、パイプルーフ第2段施工φ139.8%のケーシングパイプの挿入が終了した時点で行い、少なくとも3孔につき1回は測定するものとする。

3) セメントミルク注入

パイプルーフ挿入後なるべく早くセメントミルク注入を実施する。

セメントミルクの配合は1:1~1:2とし、注入圧については試験注入を行い、その結果より協議決定するものとする。

セメントミルクの注入法は、φ114.3%ケーシングに注入ホースを接続し、セメントミルクがケーシングパイプ先端部よりパイプ外周を通過して口もとの地山より流出したらパイプと地山の間をコーキングし、コーキング終了後注入圧が上がった時点で完了とする。(表-3)

表-3 セメントミルク配合 1m²当り

C : W	セメント (kg)	水 (kg)
1 : 1	759	759
1 : 2	432	863

6. パイプルーフ工事

1) 仮設備

① 作業基地

パイプルーフ施工法面は、法勾配7分に法切りし、ボーリング中の給水による法面の崩壊防止と削孔軸芯出しを考慮して、法面に10#, 網目10cmの鉄網にて覆い、モルタル吹付(厚さ10cm)を行った。

ボーリング機械の作業敷地には、水平に厚さ15cmのコンクリートを打設し、作業架台、ボーリング機械、ケ

ーシング等の重量による沈下防止をはかった。(図-7)

② 作業架台

H-200にて構成された作業架台(写真-1)を設置した。両側にスライド可能な架台をボルト付し、1孔毎に横及び上下方向に移動できる構造とした。

ボーリングマシンは架台に溶接し、振動によるブレを防いだ。

③ 揚貨装置

足場架台の組立、解体作業及びボーリング機械の移動、据付、ケーシングパイプの運搬、引抜き、その他資材の積み降し等のための揚荷装置は、2.5ton 吊門型クレーンを設備

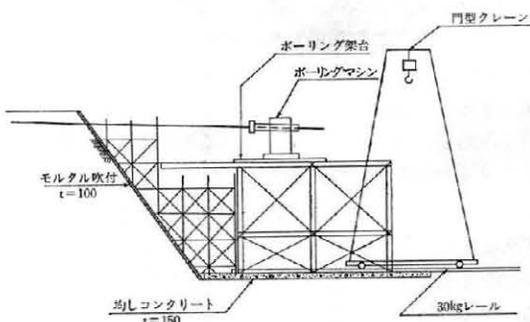


図-7 パイプルーフ作業基地

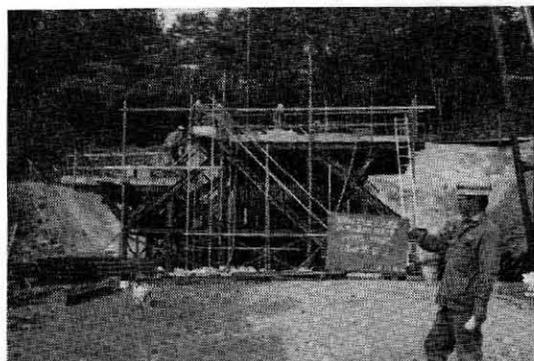


写真-1 作業架台

した。(巻揚高7.0m, スパン14m, 走行軌条長20m)(写真-2)

2) 使用機械

主要使用機械は表-4に示す。

3) 削孔、パイプ挿入

(1) 施工順序

① φ165.2% (ℓ=2.660m/本)のケーシングの先端部にケーシングクラウンを装着したものをボーリングマシンにセットし、ケーシングパイプを回転させながら地山を切削する。

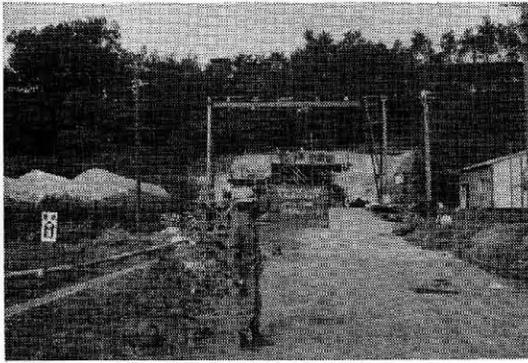


写真-2 門型クレーン2.8ton吊

表-4 主要使用機械一覧表

機械名	型式	規格	使用数量
ボーリングマシン	DHC-3 B	11 kw	2台
"	L - 3	"	1台
ボーリングポンプ	BG-20	"	3台
グラウトポンプ	PA-15 B	"	1台
グラウトミキサー	MS-400	7.5 kw	1台
水中ポンプ		φ150%	1台

また、ボーリングポンプによりパイプ内に送水する事によりクラウンの冷却とスライム排除を行う。

② 前記パイプ(角ネジ加工済)を順次接続し、所定深度まで挿入する。パイプ内の土砂は146%メタルクラウンをφ145%のコアチューブに取付けたものにより無水穿孔を行う。

③ 同様にφ139.8%のパイプ(φ140%クラウン)の挿入、φ114.3%パイプ(φ115%クラウン)の挿入を行い、さらに、φ89.1%パイプをφ114.3%パイプの先端部に挿入する。

(2) 施工実績

当工区においては、附近の切土面、ボーリング調査等により、転石が多い事が十分予想されたため、ケーシングパイプを1段目にφ165.2%、と比較的径の大きいものを使用し、φ139.8%、φ114.3%の3段階で施工し、1サイズのパイプ延長を10.64m(2.66m×4本)として対処することにした。しかし、ケーシング内に転石コアがつまり挿入困難を来たしたのも何本かあり、ケーシングパイプの引抜き、再挿入を行って予定位置まで挿入した。従って転石の大きさ、混入率等により、作業実績は孔毎に異なるものであり、クラウンの磨耗消費量もまた孔径、転石の硬さ、大きさ、量等により様々であった。

パイプ工の削孔配置、構造は図-8、9による。

パイプ工の削孔、挿入実績は表-5~7に示す。

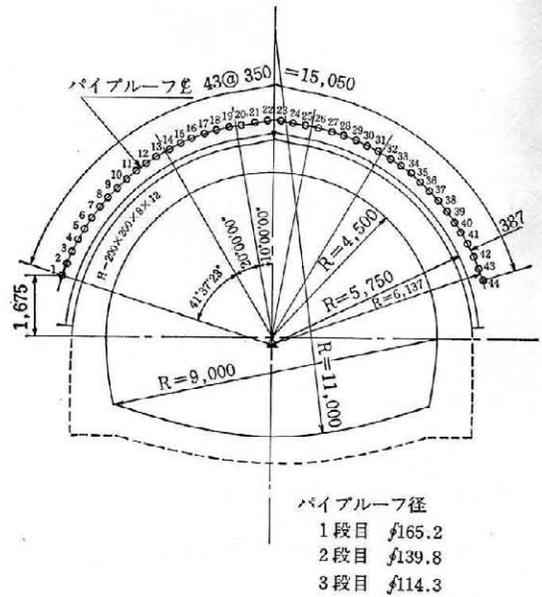


図-8 パイプ工施工図(正面図)

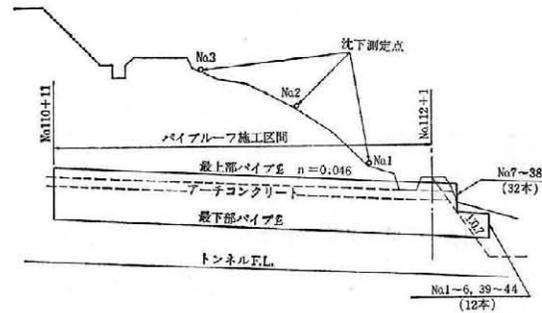


図-9 パイプ工施工図(縦断面図)

4) パイプ挿入の精度

パイプ工の生命はその施工精度であり、掘削時に支保工建込の障害となるようではパイプ工の意味もなくなり、地表沈下の原因ともなるので、芯出し、機械据付は細心の注意を払って行わなければならない。

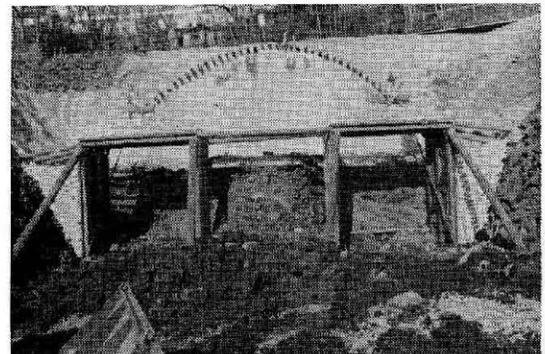


写真-3 パイプ工完成導坑坑口付

表-5 パイプルーフ実績表

単位: 『』 『』 は時間, 分

孔番号	機械据付	削孔, 挿入				孔測曲り定	1孔当り所要時間	クラウン使用数			備考
		φ6"	φ5"	φ4"	φ3"			φ6"	φ5"	φ4"	
No. 1	4° 30'	14° 00'	8° 00'	22° 00'	4° 00'		52° 30'	ケ 4	ケ 2	ケ 5	
2	8° 00'	12° 00'	11° 30'	8° 30'	2° 30'	1° 00'	43° 30'	2	4	1	
3	4° 30'	5° 30'	6° 00'	10° 00'	2° 30'		28° 30'	2	1	4	
4	4° 00'	9° 00'	8° 30'	9° 00'	4° 00'	0° 30'	35° 00'	4	4	3	
5	5° 00'	7° 00'	9° 00'	9° 30'	2° 00'		32° 30'	1	3	4	
6	6° 30'	11° 00'	3° 00'	9° 00'	1° 30'	1° 00'	32° 00'	1	1	4	
7	3° 00'	9° 00'	7° 30'	7° 30'	2° 00'		29° 00'	2	3	2	
8	27° 00'	21° 30'	20° 00'	9° 30'	3° 30'	1° 00'	82° 30'	1	1	2	
9	11° 00'	12° 30'	9° 00'	10° 00'	2° 00'		44° 30'	1	4	2	
10	6° 30'	8° 30'	6° 00'	12° 00'	3° 00'	1° 00'	37° 00'	1	2	2	
11	9° 30'	6° 30'	10° 00'	8° 00'	4° 00'		38° 00'	1	2	2	
12	9° 00'	4° 30'	4° 30'	9° 30'	2° 00'	1° 00'	30° 30'	1	3	3	
13	5° 30'	9° 00'	6° 30'	10° 30'	2° 00'	0° 30'	34° 00'	1	1	2	
14	10° 00'	11° 30'	4° 00'	10° 00'	2° 30'		38° 00'	1	2	2	
15	5° 30'	6° 30'	9° 30'	11° 30'	2° 30'	1° 00'	36° 30'	1	2	4	
16	8° 30'	3° 00'	8° 00'	10° 00'	2° 30'		32° 00'	1	2	4	
17	4° 30'	14° 30'	8° 30'	6° 00'	1° 30'		35° 00'	2	2	2	
18	17° 00'	18° 00'	10° 00'	10° 30'	3° 30'	1° 00'	60° 00'	2	2	2	
19	7° 30'	12° 30'	10° 30'	14° 00'	5° 30'		49° 30'	1	4	3	
20	2° 30'	3° 00'	6° 30'	14° 30'	2° 00'		28° 30'	1	2	3	
21	3° 30'	3° 30'	12° 30'	13° 00'	2° 00'		34° 30'	1	1	2	
22	1° 30'	5° 30'	10° 30'	12° 30'	3° 30'	1° 00'	34° 30'	1	3	3	
23	2° 30'	7° 00'	3° 00'	12° 00'	2° 00'		26° 30'	1	1	3	

仕様及び特記事項2) のにある如く, 精度1/100を保持するべく努力を払うものの, 削孔により曲りの修正はほとんど不可能に近い。

孔曲り測定は第2段 φ139.8% のケーシングパイプ挿入終了時点で, ケーシング最奥部に照明付きの十字目盛板を送り込み, 孔口にてセオドライドを孔芯軸に据え, 孔芯軸方向との水平角, 上下角を測定する事により, 目盛板までの距離から偏倚値を算出し, 施工誤差を求めた。

結果を表-8に示す。

7. パイプルーフ施工箇所の掘削を終って

53年9月15日着工の当工事は, 同年12月末にパイプルーフ工事を完了し, 54年1月より側壁導坑の掘削を開始した。問題のアーチ部分の坑口付けは5月に着手した。無事坑口付けを終え, 9月現在約110mまで掘進み, パイプルーフ区間を含めて約80mの巻立を完了した。地表への影響については, 定点測量を継続実施中であるが, 現在までにはほとんど変化は現れていない。(表-9)

大断面の上半部の坑口付けは, パイプルーフが施工してある事により, 余分な崩落もなく容易に坑口をつける

表 5 - 2

孔 番 号	機 械 据 付	削 孔, 挿 入				孔 曲 り 測 定	1 孔 当 り 所 要 時 間	クラウン使用数			備 考
		φ6"	φ5"	φ4"	φ3"			φ6"	φ5"	φ4"	
No.24	5° 00'	3° 00'	13° 30'	15° 00'	1° 30'		38° 00'	1	2	4	
25	2° 30'	3° 30'	10° 00'	16° 00'	2° 00'		34° 00'	1	1	3	
26	3° 00'	4° 30'	18° 00'	9° 00'	2° 30'	1° 00'	38° 00'	1	4	2	
27	15° 00'	16° 30'	19° 00'	9° 30'	2° 30'	1° 00'	63° 30'	1	2	2	
28	5° 00'	4° 30'	8° 30'	13° 30'	2° 00'		33° 30'	1	2	1	
29	3° 00'	13° 30'	11° 00'	11° 30'	2° 00'	1° 00'	42° 00'	1	2	3	
30	2° 00'	3° 30'	8° 30'	7° 30'	2° 30'		24° 00'	1	1	1	
31	3° 00'	10° 30'	11° 00'	8° 00'	2° 00'	0° 30'	34° 30'	2	2	2	
32	3° 00'	8° 00'	6° 00'	5° 30'	2° 00'		24° 30'	2	1	2	
33	7° 00'	7° 30'	10° 00'	3° 30'	2° 00'		30° 00'	2	1	1	
34	4° 30'	7° 30'	13° 00'	9° 00'	1° 00'		35° 00'	1	4	3	
35	4° 00'	7° 00'	9° 30'	9° 00'	2° 00'		31° 30'	2	5	2	
36	8° 00'	5° 30'	6° 30'	6° 00'	2° 00'	0° 30'	28° 30'	1	1	1	
37	5° 30'	10° 00'	12° 30'	10° 00'	1° 00'		39° 00'	1	3	2	
38	4° 00'	10° 00'	11° 30'	7° 30'	2° 00'		35° 00'	1	2	1	
39	6° 30'	6° 30'	5° 30'	7° 30'	2° 00'	0° 30'	28° 30'	1	2	2	
40	5° 30'	7° 00'	8° 30'	10° 00'	1° 30'	1° 00'	33° 30'	1	2	1	
41	6° 00'	4° 30'	11° 00'	7° 30'	1° 30'		30° 30'	1	2	2	
42	3° 00'	6° 00'	5° 00'	9° 00'	2° 00'		25° 00'	1	1	1	
43	4° 00'	5° 00'	7° 00'	5° 00'	1° 30'	0° 30'	23° 00'	1	2	1	
44	10° 30'	7° 30'	6° 00'	11° 00'	3° 30'		38° 30'	2	1	3	
計	277° 00'	366° 30'	404° 00'	439° 30'	103° 00'	15° 00'	1,605° 00'	ケ 60	ケ 95	ケ 104	
1孔 当り	6. 30°	8. 33°	9. 18°	9. 99°	2. 34°	0. 34°	36. 48°	ケ 1.36	ケ 2.16	ケ 2.36	

事ができた。また、支保工建込後できるだけ早い時期にキーストプレート成型枠として支保工間に1次巻コンクリートを打設して、支保工の変位防止の処置をとった事もあって、パイプーフ及びH-200支保工、1次巻コンクリートが一体となり、土被りの浅い坑口附近の地表斜面にもほとんど影響を与える事なく無事通過する事ができ、パイプーフ工法の効果に関係者一同大いに満足している次第である。

あとがき

パイプーフ工法を施工するためには、本坑着工までの日時、費用の支出等が決して少なくてすむものではないが、坑口付けの安全性、施工の容易さ、地表への影響をほとんど与えなかった事等を考えると、当工区にとっては最良の工法であったと確信している。

パイプーフ工法は昭和37年に東海道新幹線第1熱海

表-6 パイプルーフ工ミルク注入実績表

孔 番 号		注入時間	注入量	備 考	孔 番 号		注入時間	注入量	備 考	
注入孔	連絡孔				注入孔	連絡孔				
No.1		25分	528ℓ	第4回注入	No.30		15分	528ℓ	第2回注入	
2		15	528		31		20	528		
3	4	30	1,056		32		15	528		
5		20	396		33		15	488		
6	7	35	996		34	35	40	1,320		
8	9	40	1,056		36		15	528		
10	12	50	1,320	38	37	45	1,056	第4回注入		
11		40	1,056	39		50	528			
13		20	468	41	40	55	1,270			
14	15	40	924	42		20	396			
16		25	482	43		20	528			
				44		40	528			
18	17	45	792	第3回注入	合 計		1.040'	22,934ℓ		
20	19	40	792		1 孔 当 り		23.6'	521.2ℓ		
21		20	468		ミルク配合比 1:1 注入圧力 2kg/cm ²					
22		20	528		※ 注入時間は実質注入時間であり、段取替等は含まない。					
23		35	396							
24		35	478	第2回注入						
25		45	558							
26		45	504							
27		30	396							
28		20	528							
29		15	458							

表-7 パイプルーフ工実績集計表

項 目	機 械 据 付	φ6" m/孔 10.64	φ5" 10.64 m/孔 (21.28)	φ4" m/孔 10.64 (31.92) 13.30 (34.58)	φ3" m/孔 10.64 13.30	孔 曲 り 測 定	計	備 考	
1 孔 平均所要時間	6.30 ^h	8.33 ^h	9.18 ^h	9.99 ^h	2.34 ^h	0.34 ^h	36.48 ^h		
1 孔 最少 "	4.0	5.0	7.0	5.0	1.5		22.5		
1 孔 最多 "	27.0	21.5	20.0	9.5	3.5		81.5		
1 日 最高ボーリング長		2.66 ^m	10.64 ^m	7.98 ^m			21.28 ^m	Am 7:30 Pm 8:00	
1 孔 当 り ク ラ ウ ン 使 用 数		1.36 ^ヶ	2.16 ^ヶ	2.36 ^ヶ					
孔 曲 り 精 度	最良(-3.8, 5.8) 最悪(3.5, 20.6)								
セメントミルク 注入	平均注入時間: 23.6min/孔, 平均注入量: 521.2ℓ/孔								
使 用 電 力 量	総使用電力量: 14,260 ^{kw}								
数 量	削孔延長	φ6" φ5" φ4" 468.16 + 468.16 + 445.26 = 1,381.58 ^m (44孔)							
	挿入延長	φ3" 513.38 ^m (44孔)							
備 考	上記実績時間は実作業時間にて集計した。								

表-8 パイプルーフ工孔曲り測定結果

単位: cm

孔番号	横方向 (x)	縦方向 (y)	$l = \sqrt{x^2 + y^2}$
No. 2	0	12.6	12.6
No. 4	-3.8	5.8	6.9
No. 6	8.6	18.3	20.2
No. 8	-2.5	15.1	15.3
No. 10	-13.0	15.6	20.3
No. 12	-4.0	16.1	16.6
No. 13	-7.0	9.4	11.7
No. 15	-4.3	16.8	17.3
No. 18	-7.0	10.0	12.2
No. 22	3.2	10.6	11.1
No. 26	-4.1	13.4	14.0
No. 27	-11.1	14.7	18.4
No. 29	-1.4	19.4	19.5
No. 31	-6.2	18.7	19.7
No. 36	2.5	16.7	16.9
No. 39	3.5	20.6	20.9
No. 40	7.0	14.7	16.3
No. 43	3.9	14.1	14.6

注). 設計精度 $1/100$ $l < 22$ cm

横方向については右, 縦方向については上をそれぞれ+とする。

表-9 沈下測定結果

単位: mm

測定月日 測定点	53.10.25	54. 1.26	54. 5.26	54. 9.26
No.1	0	+1	±0	-1
No.2	0	-2	-4	-5
No.3	0	±0	-1	+1

注) 53年10月25日を基準として沈下を⊖で表わす。

トンネルで施工されて以来数多く施工されている。当工事の実績がそのまま他の現場において参考になるべきものではないかと思うが、今後、多くの地質に対する実績があがれば施工に際して大いに役立つものと思う。その意味でこの報告書が今後何らかの参考になれば幸いである。

本トンネル工事は未だ施工中であるが、今後共無事完成を目指して努力したい。

本工事の計画、設計、施工にあたり、御指導、御協力を頂いた皆様方に深く感謝の意を表する。

手樽地区宮城県沖地震災害の復旧について

大内 俊 治* 大 山 憲 一*
大 本 久 信**

目 次

I まえがき.....(62)	V 堤体の安定.....(65)
II 調査概要.....(62)	1. 液状化の検討.....(65)
III 被災状況.....(62)	2. すべり破堤の検討.....(68)
IV 調査結果.....(64)	3. 沈下の検討.....(70)
1. 試錐結果.....(64)	VI おわりに.....(70)
2. 土質試験結果.....(64)	

I まえがき

1978年6月12日宮城県沖にM:7.4の地震が発生した。仙台管区気象台の発表によれば震源地は北緯38°09' 東経142°10' 震源深は40kmで東北地方を中心として北海道中央部から中国、近畿地方の一部まで地震を感じたといわれ最大有感距離は820kmに及んだ。

被害額は宮城県が最も顕著であり死者27名をはじめとして建築物道路等の損害も、2700億円に達しているといわれている。県内の土地改良関係の被害額は農地、農業用施設、及び海岸をふくめて約58億円余となっており、このうち仙台土地改良事務所管内は約26億円余で県内比が45%となっている。

今回の地震において昭和40年度に完了した松島町の手樽干拓堤防も著しい被害を蒙り昭和53年度から復旧工事に入り鋭意進捗中である。復旧に当り各種調査を実施した結果と復旧方法について報告します。

II 調査概要

当地区は松島湾の北東に位置する、館が崎・仲の島を結ぶ全長485mの干拓堤防である。

本堤防は、昭和31年度着手、昭和40年度に竣工した。堤防計画天端高は、TP3.50mである。

近年圧密沈下により縦・横断方向に最大沈下量、天端約80cm、小段約1.20m、の不等沈下が生じ、この為に海岸保全事業として改修工事を計画し、それに伴う地質調査を昭和53年5月に着手した。

調査開始半月後の、昭和53年6月12日午後5時過ぎに仙台市の東方約110kmの海底を震源とするM:7.4の地震が発生し、堤体は、甚大な被害を受けた。

被害状況は、堤体の沈下・亀裂・崩壊・滑動・堤体表

面のアスファルト被覆の破壊等である。

この被害は、堤防の両端附近の地山に発生した岩石の崩落状況から見て直接震動に起因する破壊もあるが、主たる原因は、地震動に伴って堤体基礎地盤内に起った砂質土の液状化によるものと推察された。

この為、当初の目的であった盛土かさ上げによる圧密沈下とすべり破壊に対する検討に加え、上部砂質土層の物理特性等を把握する調査を追加して実施した。

調査・施工位置図を図-1に示す。

III 被災状況

堤体の被災は、堤内・外を問わず全体に亀裂・段差・

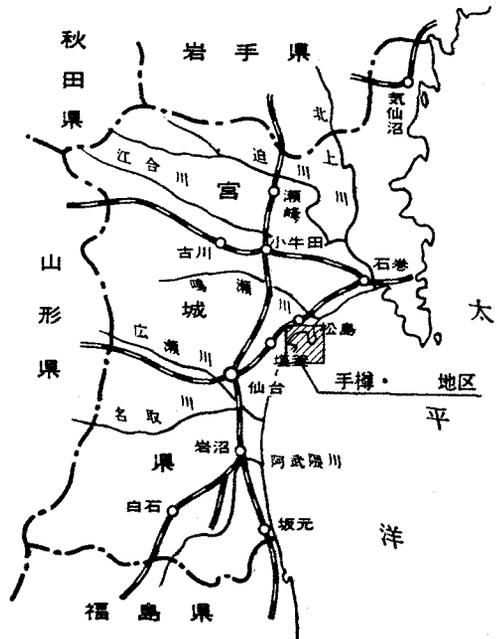


図-1 調査・施工位置図

* 仙台土地改良事務所
** (株)長谷地質調査事務所

噴砂が見られる。

亀裂は、主として縦断方向で深さ約1.0m、幅約0.50mで前・背面第1小段に見られる。(写真-1, 2)

横断方向の亀裂は、始点から測点 No. 4 にかけて部分的に見られる。(写真-3)

段差は、測点 No. 3 及び測点 No. 6 + 25m 附近の天端(左肩)で見られ、約0.20m~0.30mである。(写真-4)

噴砂は、測点 No. 4 から終点間で、堤外地では前面小段と捨石との境界に、また堤内地では、町道高城町・大浜線取付けのU字溝附近に顕著に見られる。他に堤内第2小段平坦部でクレータ状の噴砂孔が、そして既に完了した試錐孔で噴砂が見られる。(写真-5)

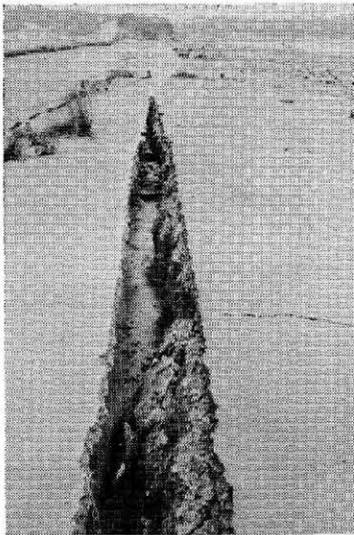


写真-1

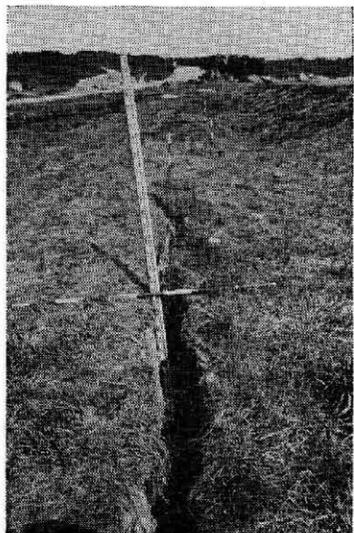


写真-2

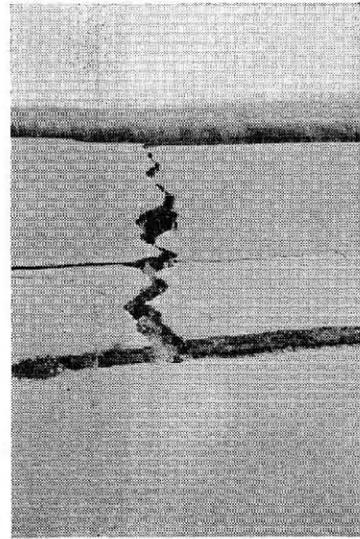


写真-3

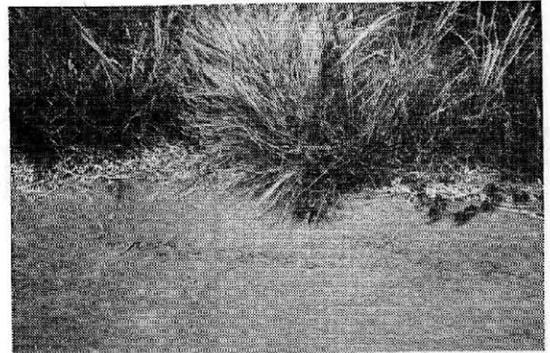


写真-4



写真-5

次に沈下状況であるが、標準断面(天端高T P3.50m 小段高T P2.0m)に対し始点から測点 No. 4 間では、1.0m 以内(平均約0.50m~0.60m)であるのに対し、測点 No. 4 から終点間では、1.0m 以上で最大で約1.80m(測点 No. 6 + 30m)の沈下が観測された。この沈下

量のうち、今回の地震による沈下量を昭和52年12月の観測結果にもとづいた場合、天端での最大沈下量は、測点 No. 7 で85.3cmとなり、また小段でも同様に測点 No. 7 で24.3cmとなる。

IV 調査結果

IV-1 試錐結果

本地区における試錐は、15孔延べ362.0mである。

調査地における地質状況は、第三紀層を基盤に第四紀沖積層である軟弱なシルト・粘土及びゆるい砂層が厚く分布している。

試錐結果より本地区では、第I層～第V層の5層に分けられ、その分布状況を図-2に示す。

基盤である第V層(砂質凝灰岩層)は堤体横断方向では、ほぼ水平に分布しているが、縦断方向では、起点よりほぼ中央部(測点No. 4附近)にかけ、ゆるやかな起伏をもち約TP(-)3.0m～約TP(-)7.0m間に分布しているものの中央部から終点間では急激な谷部を形成しており最深部では、約TP(-)32.0m(測点No. 7, B-No. 3)に及ぶ。

この谷部では第V層を直接覆うものは部分的に粘性土層を挟在する細砂～粗砂よりなる第IV層(下部砂質土層)である。そして、本層は縦・横断方向にほぼ水平に約TP(-)24.0m～約TP(-)26.0m間に分布している。また、挟在する粘性土層は、縦・横断地質断面図より堤体縦断方向に較べ、横断方向で連続性の良いことが知られる。尚、第IV層は、谷部に見られるもので、起点から中央部では欠如している。

第IV層の上位は、シルト・粘土よりなる第III層(粘性土層)で、全試錐個所で確認された。そして本層も、第IV層と同様に堤体縦横断方向ではほぼ水平に約TP(-)3.60m～約TP(-)6.30m間に分布している。(測点No. 3-B-No. 5では約TP(-)1.69m)この分布状況及び前記した第V・IV層の分布状況から当然のことながら本層の層厚は、起点から中央部間では約1.40m～3.0m程度と薄いが中央部から終点間では約20.0mと厚くなっている。

そして、第III層の上位がシルト混り・シルト質細砂よりなる第II層(上部砂質土層)及びその上位第I層(堤体盛土層)である。

以上が本地区における各層の分布状況であるが、第III層最上部は上位第II層の影響を受け砂分の混入が見られる。また、第I層・第II層の区分けは色調による区別であり土質的には、同一なものである。

IV-2 土質試験結果

上部砂質土層(第I・II層)、粘性土層(第III層)について、各試験結果と深度との関係についてまとめたが、結果は以下の通りである。

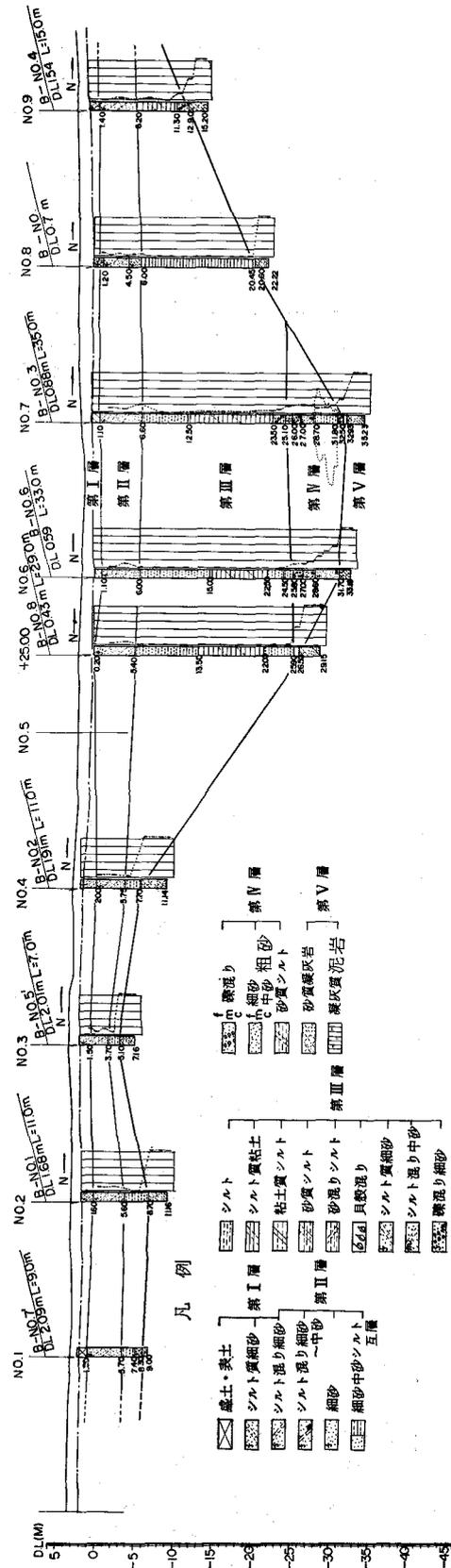


図-2 地質断面図

〔上部砂質土層（第Ⅰ・Ⅱ層）〕

●地震前後の資料は、標準貫入試験結果（N値）のみであるが、地震前後における顕著な変化は見られない。

（図-3）

この結果、地震前後をあわせた第Ⅰ・Ⅱ層のN値の状況は、以下の通りである。

平均N値 $\bar{N}=4.38 (\pm 2.76)$ ……標準偏差

●他の試験結果は、以下の通りである。

単位体積重量： $\gamma_t=1.672 (\pm 0.133) \text{ g/cm}^3$

含水比： $W_n=42.65 (\pm 13.89) \%$

粒度特性：粘土含有量 $2.0 (\pm 1.8) \%$

均等係数 $9.02 (\pm 9.71)$

50%粒径 $0.239 (\pm 0.062) \text{ mm}$

20%粒径 $0.123 (\pm 0.063) \text{ mm}$

但し(±)は標準偏差

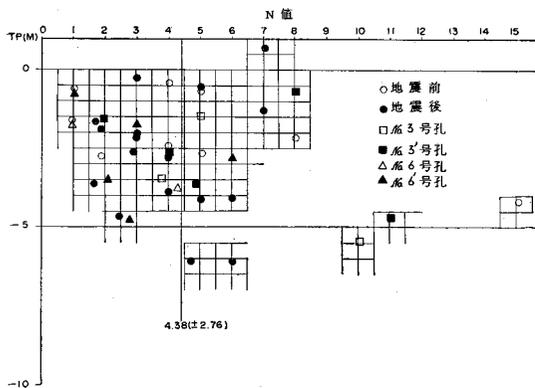


図-3 深度-N値との関係

〔粘性土層（第Ⅲ層）〕

●地震前後における物理（単位体積重量）・力学試験結果では、顕著な変化は見られない。代表図面を図-4～7に示す。よって、地震前後を合せ土性を把握する。

●この結果、一軸圧縮強さ（ q_u ）、三軸圧縮試験一粘着力（ C_{uu} ）及び圧密試験一圧密降伏応力（ P_y ）とも、TP(-)10.0m附近を境とし、それ以浅では、深度と反比例（深くなるにつれ減少し）、それ以深では深度と比例する。

この傾向を知る一つの手段として規準方程式を求め、図の5～7に併記した。

V 堤体の安定

堤体の被災原因は、堤防の両端付近の地山に発生した岩石の崩壊から見て、震動に起因すると考えられる破壊もあるが、主たる原因は地震動に伴って堤体基礎地盤内に起った砂質土の液状化現象であると考えられる。

干拓堤防の基礎地盤内に液状化現象が発生したことは、堤外の堤防法先の小段と捨石の境界附近ならびに堤

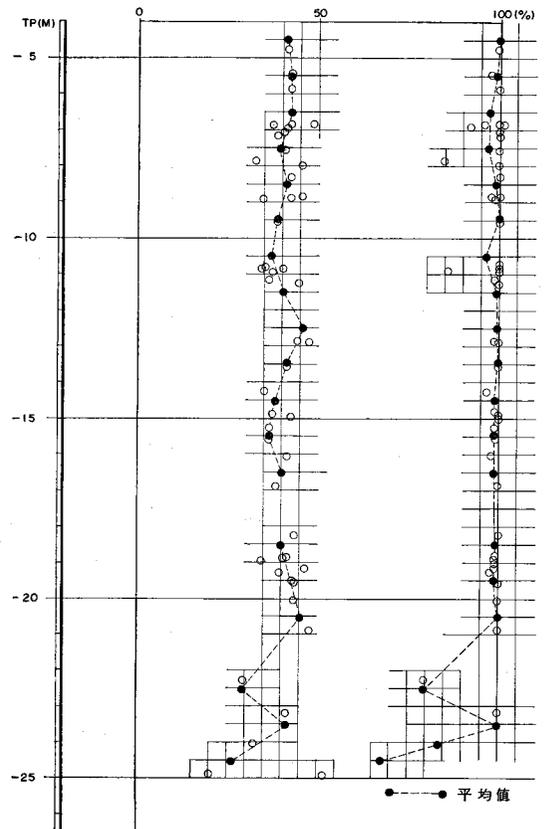


図-4 粒度組成（粘土—シルト—砂・礫）

内にある町道の側溝付近に多くの噴砂の痕跡が見られることや、堤体表面のアスファルト被覆に発生した亀裂内にも基礎地盤から噴上げられた砂が存在することから見て明らかである。

よって、堤体の安定（復旧）をはかるに際し、上部砂質土層の液状化が大きな問題となった。

V-1 液状化の検討

A) 現地盤の液状化に対する検討

現在、液状化に対し検討基準が各機関により提案されており、ここでは、「建築基礎構造設計基準・同解説」「道路橋耐震設計指針・同解説」「港湾構造物設計基準」「建設省河川・海岸施設の耐震性調査要領」の4ケースについて検討した。

一例を図-8に示したが、前記4ケースとも上部砂質土層について全て液状化の可能性が大きい結果を示した。このことから、今後の堤体の安定（復旧）をはかるにあたり、液状化対策が必要となる。

B) 液状化対策について

液状化対策工としては、次のようなものがある。

- (1) 締め固めによる相対密度の増大
- (2) 液状化の可能性のない材料での置換え
- (3) 地下水位の低下

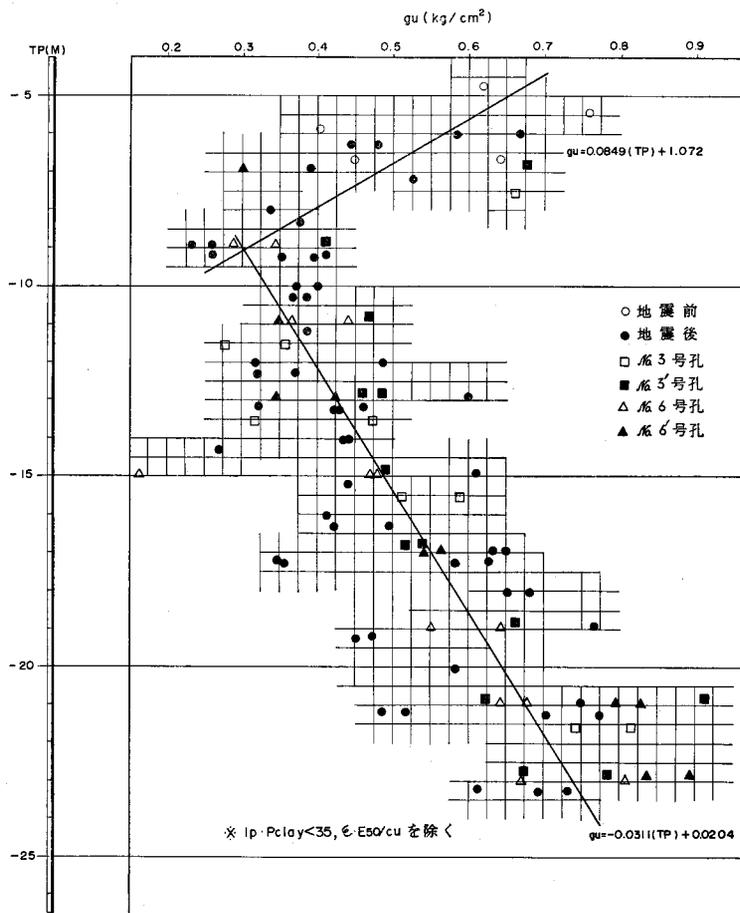


図-5 深度——軸圧縮強度との関係

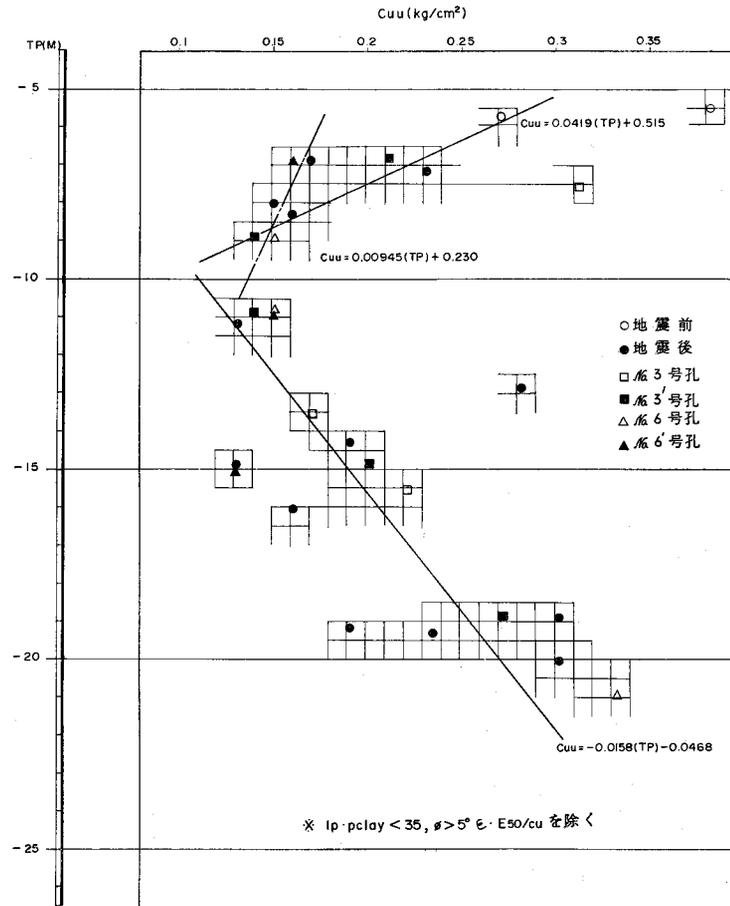


図-6 深度——粘着力 (C_{uu}) との関係

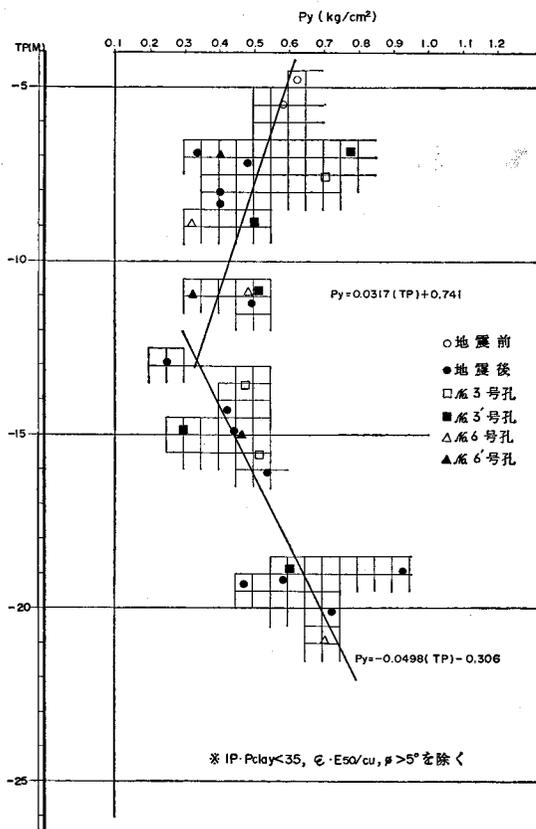


図-7 深度—圧密降伏応力との関係

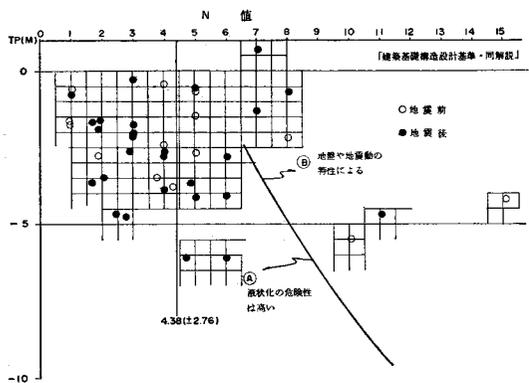


図-8 深度—N値との関係

- (4) 液状化の可能性のある地盤の抵抗を期待しない。
- (5) クイなどで支持する。

上記対策工の中で、当地区で採用が考えられるものは、(1)の締固めによる相対密度の増大である。

すなわち、対策工(4)、(5)は論外であり、(2)は施工規模(延長約480m)からして経済性、施工性が悪く(3)は消極的な工法であり、海岸堤防であることを考えた場合、採用されるものではない。

(1)を施工するに、その方法は大きく転圧によるもの

と、地盤改良とがあるが転圧は対象砂層の層厚(約6.0m)から深部までの転圧効果が期待出来ず、地盤改良の方法となりサンドコンパクション工法が考えられる。

サンドコンパクション等で地盤改良をする場合、砂層の相対密度をどの程度まで改良する必要があるかが大きな問題となる。

砂地盤の液状化の判定は、前述したように各種の判定法があるが、地盤の液状化は、地下水位を粒度及び相対密度等の地盤状況とその入力加速度の大きさによって異なる。

この為、地盤改良は、入力加速度をいくらとるかによっても異なるし、構造物の重要性によっても異なる。

サンドコンパクションの打設によるN値の増大について図-9に砂質土における原地盤N値と改良後の砂グイ及び砂グイ間のN値の相関を示した。

この図から判断すれば原地盤平均N値 $\bar{N} \div 4$ から置換率0.05で $N = 8$ 、置換率0.10で $N = 12$ 、置換率0.15で $N = 17$ 位が得られる。

ところで、前記建築基礎構造設計基準・同解説から液状化の判定を行うとGL(-)8mでN値10以上でなければ液状化の危険性が大きい。この為当地区において種々検討した結果、砂地盤の液状化の危険性を防ぐためには、置換率0.10程度(N値約12)を目安に設計する必要があると考える。

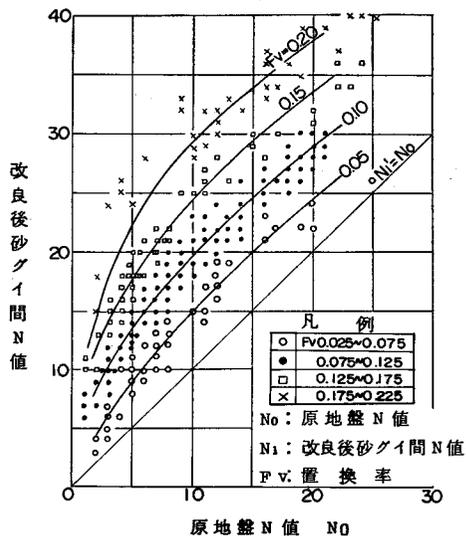


図-9 砂質土における原地盤N値と改良後砂グイ間N値の相関

C] サンドコンパクションパイル(SC) 打設について
1) 打設範囲

SC打設範囲の決定にあたっては、当地区のように堤体全体が液状化の危険性を有する場合、堤体としての機能を損なわない範囲、すなわち堤体本体部(両側第1小

段部間)が最小限度である。

しかし、これに附随し、問題となるのが無処理部の液状化の堤体本体部への影響である。これについては、SC打設範囲の拡大かもしくは矢板による締切り工法のいづれかを採用せざるをえない。

SC打設範囲の拡大は、海側では現況の捨石排除が必要となり施工性が悪い。また対象砂質土層は、前記した通り、シルト混りもしくは狭在するという土性よりSCの効果に対し、若干の懸念もあり、矢板による締切り工法を採用した。本工法は、加えて背後地への塩害防止という利点もある。

2) 打設配置

〔条件〕

SCパイル径：700 ϕ m (仕上り径) $\bar{d}=6.0$ m

原地盤N値：N=4

改良後のN値：N=12 (置換率0.10)

上記設計条件に基づく結果、サンドコンパクションパイル打設計画は、2.0mの正方形配置となり、当地区の施工計画断面は、図-10「復旧事業標準断面図」となる。

V-2 すべり破壊の検討

V-1で、当地区の堤体復旧の標準断面が決定された。この断面におけるすべり破壊の検討結果を表-1及び図-11に示す。

一般に干拓堤防の設計では、すべり破壊に対する安全率(Fs)を常時でFs=1.2~1.4と考えられているが、表-1に示すように粘性土層内の各想定すべり面(第5~7層すべり面)における最小安全率(Fsmin)でも、Fsmin \geq 1.700と十分な安全率が得られた。また、上部砂質土層の想定すべり面のうち第2・3層すべり面で、

表-1 最小安全率 (Fs min)

すべり面 (座標位置)	位置	Fs min
第1層 (Y=21.50)	左側(195.00, 30.00)	2.246
	右側(246.25, 26.25)	1.533
第2層 (Y=19.50)	左側(180.00, 30.00)	2.784
	右側(247.50, 26.25)	0.838
第3層 (Y=17.50)	左側(180.00, 25.00)	3.482
	右側(247.50, 25.00)	1.178
第4層 (Y=15.50)	左側(185.00, 35.00)	3.720
	右側(246.25, 23.75)	1.518
第5層 (Y=10.50)	右側(248.75, 27.50)	1.700
第6層 (Y=5.50)	右側(235.00, 50.00)	1.866
第7層 (Y=0.50)	右側(240.00, 50.00)	2.011

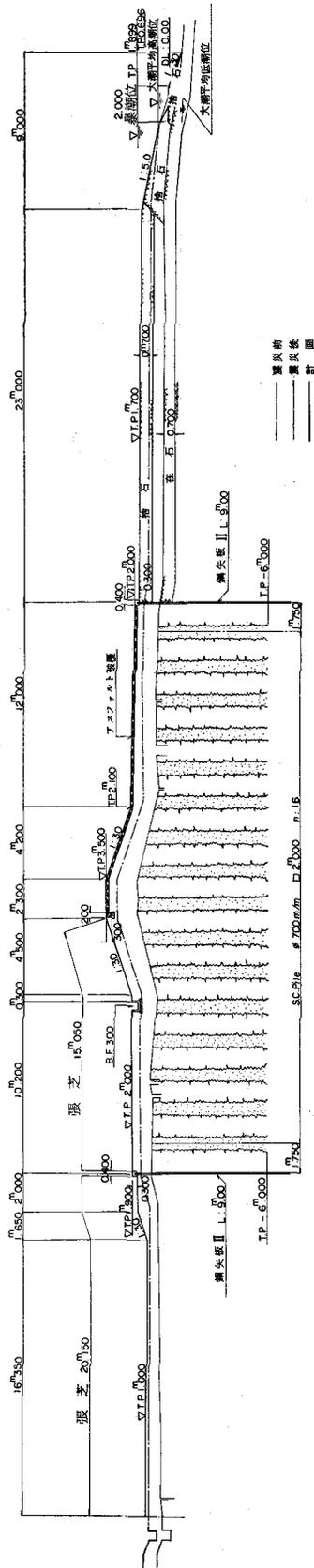


図-10 復旧事業標準断面図 (No. 6 + 30.0m)

最小安全率

ナベリ面	位置	Fs min
第1層	左側 (195.00, 3.000)	2.246
	右側 (246.25, 26.25)	1.533
第2層	左側 (180.00, 30.00)	2.784
	右側 (247.50, 26.25)	0.838
第3層	左側 (180.00, 30.00)	3.482
	右側 (247.50, 25.00)	1.178
第4層	左側 (185.00, 35.00)	3.720
	右側 (246.25, 23.75)	1.518
第5層	右側 (248.75, 27.50)	1.700
第6層	右側 (235.00, 50.00)	1.866
第7層	右側 (240.00, 50.00)	2.011

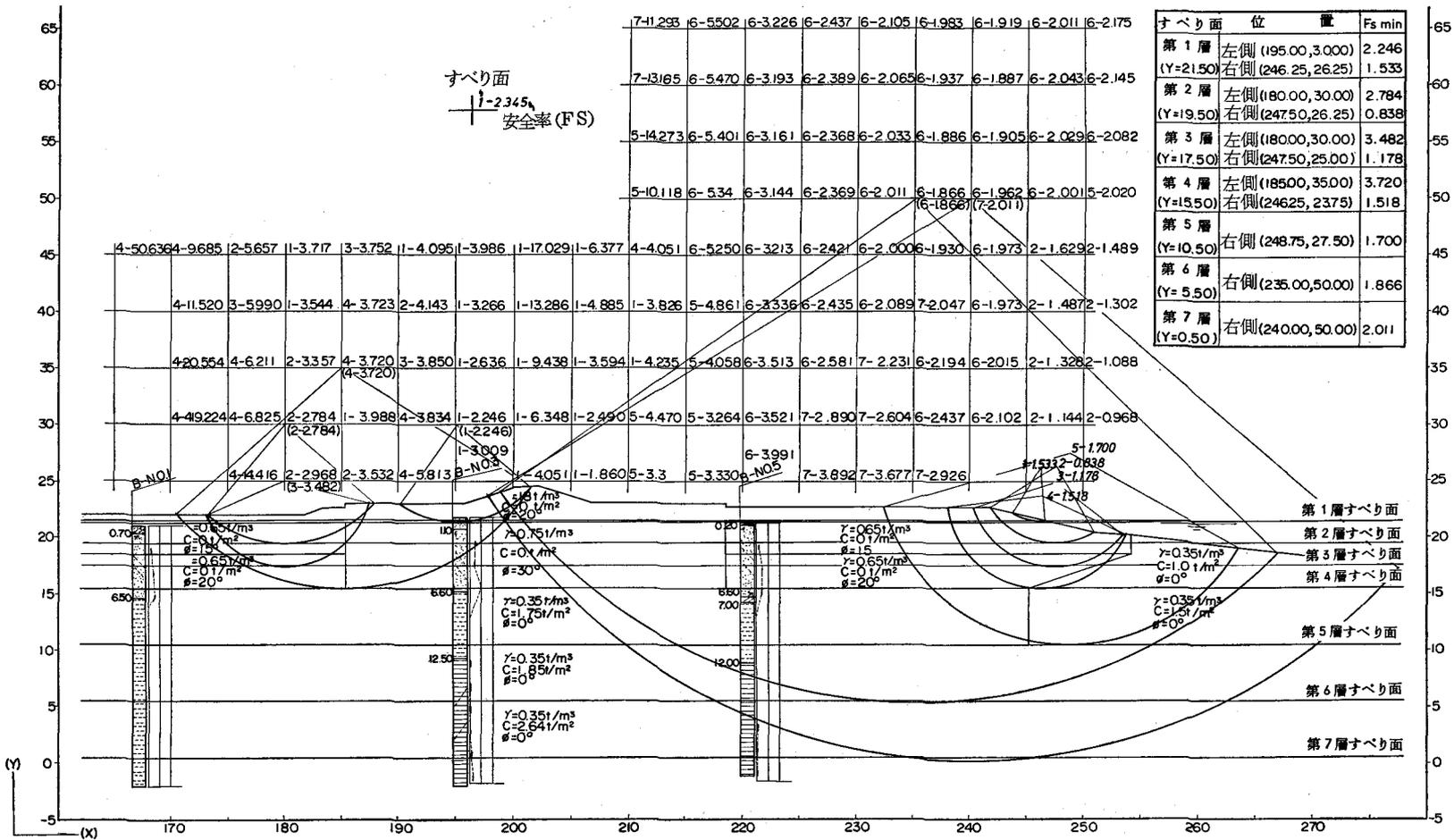


図-11 安定計算結果 (総括)

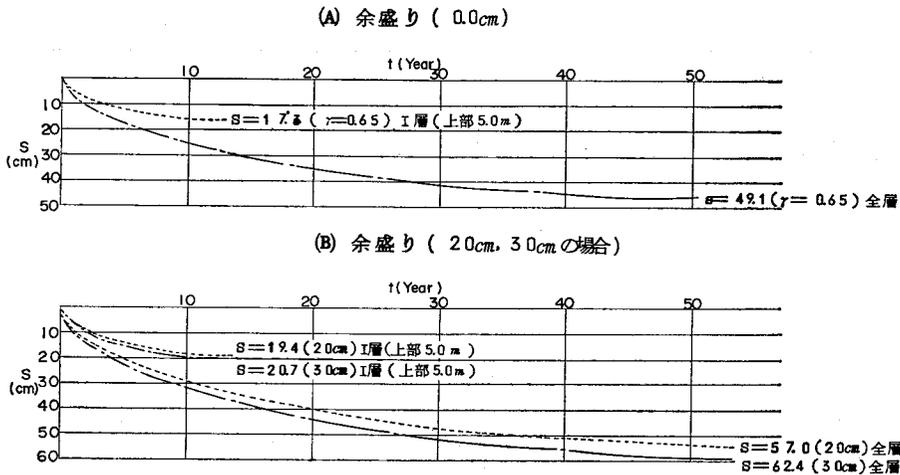


図-12 沈下量-時間曲線 (Case 1: 測点No. 4~終点)

$F_{smin}=0.838, 1.178$ という最小安全率が得られたが、図-11から知られるように、捨石のり先部に想定されるすべり破壊であり、これはすべり破壊というよりも、のり先崩壊と考えられるものであり維持管理において必要に応じ随時補修という方針で処理した。

尚、上部砂質土層の他想定すべり面-第1・4層では、最小安全率は $F_{smin}=1.533, 1.518$ と $F_{smin} \geq 1.2$ である。

V-3 沈下の検討

沈下の検討断面は、粘性土層の分布状況から(ケース1) 測点No. 4から終点(ケース2) 起点から測点No. 4の2ケースについて検討する。

A) 沈下量・時間の検討

○ケース2(起点から測点No. 4)については、沈下量 $S=0.80\text{cm}$ 、時間 $t=4.0T$ (年)であり、ほとんど問題はない。

○ケース1(測点No. 4から終点)については、沈下量 $S=49.1\text{cm}$ 、時間 $t=44.9T$ (年)であり、沈下量-時間曲線を図-12に示す。

○この結果測点No. 4から終点間については、余盛りによる対策が必要となる。(但し、 T :時間係数)

B) 余盛り計画

1) 余盛り計画を立てるについて

(1) プレード工法の採用が出来ない。

すなわち、前面アスファルト舗装を施す目的(堤体の浸蝕防止及び背後地への塩害防止)から、これに費す時間的な余裕はない。

(2) 前記A)の結果($S=49.1\text{cm}$ 、 $t=44.9T$ 年)から、圧密完了(圧密度90~95%)までに要する時間は、約40~50年という長期間であり、この間の維持補修が皆無であると考え難い。

(3) 維持補修周期は、最小約10年と考えられる。

すなわち、今回の維持補修の計画・実施が堤体竣工後約10年でこの時点での圧密沈下量は約80~120cmある。このことを踏まえば、同程度の沈下量まで堤体の機能に支障がないものと考えられる。

以上の結果と、今回実施した土質試験結果及び既存資料との対比結果とから、余盛りは粘性土層上部5.0m(第1層)のみの沈下量($S=17.3\text{cm}$)を考え計画を立てるのが賢明と思われ、20cmの余盛りとなり、その計画縦・横断面の概略を図-13に示す。

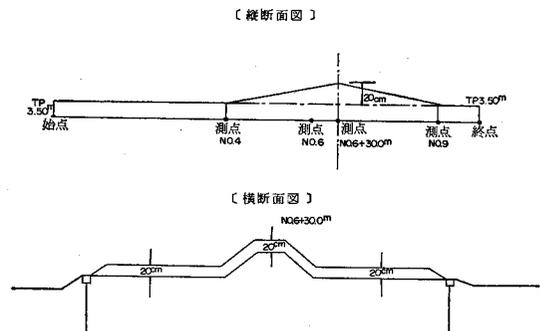


図-13 余盛り計画概略図

VI おわりに

宮城県沖地震を振り返って、特に震源地に近い当管内の被害が多く、地帯別には大平洋に面する砂質地盤地域の沖積層地帯および内陸部の何れも基礎地盤の悪いところに集中して発生しており被害額も26億円余、被害ヶ所も215を数え県内随一であった。その中で顕著な地区として干拓堤防の手樽地区、海岸保全事業の鳥の海、寒風沢、早川の各地区および、かんばい事業で実施した亘理・名取地区があげられる。

今回投稿について別途事業として事前調査を先行して

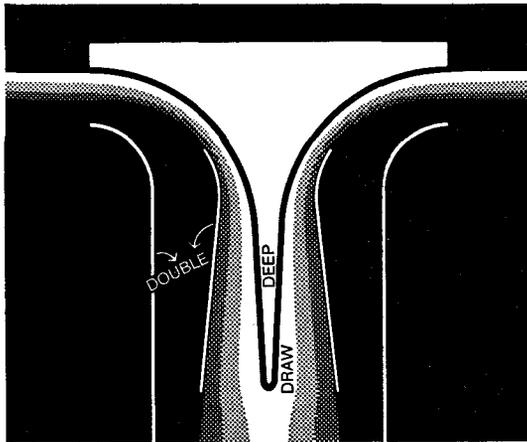
いた手樽地区が地震前後の対比もできるということと、被害が甚大で堤体全般に跨っていること、復旧工法も他に比類がないこと、等を勘案して決めた次第であります。

最後に本調査について特に、コンサルタントを通して御指導、御鞭撻をいただいた東北大学名誉教授河上房義・東北大学助教授柳沢栄司の両先生に対して深甚なる感

謝と御礼を申し上げます。

○ 紙面の関係上、要約のみの報告となりましたが、詳細について知りたい方には、別冊(カラー写真入P40)を送付いたしますので下記へ連絡下さい。

連絡先……………宮城県仙台市上杉2丁目2番8号
仙台土地改良事務所建設課防災係



3つのDで 決定的な取水性能

選択取水に威力。経済性も並はずれたMCゲート。

ダムの上層取水に、濁水放流に。決定的な選択取水性能を誇る、丸島のマルチ・シリンダゲート(MCゲート)。性能がよいため、独立塔径をぐっと縮小でき、経済性でも他を大きく引きはなします。

- ①DEEP 制流子をロート型にし、取水管内に深く(デープ)さし込む設計になっています。
- ②DOUBLE 取水管を二重(ダブル)にし、表層水の流入を加速させました。
- ③DRAW ①と②によって強力な吸引(ドロー)現象がおこり、取水量が大幅に増加します。

丸島水門

株式会社丸島水門製作所

本社	大阪市生野区鶴橋1-6-15	〒544	TEL(06)716-8001
東京事務所	東京都中央区日本橋室町4-3(坂田ビル)	〒103	TEL(03)242-1972
福岡営業所	福岡市博多区博多駅東2-5(筑前ビル)	〒812	TEL(092)472-5336
仙台営業所	仙台市一番町1丁目12(星光堂ビル)	〒980	TEL(022)266-5497
札幌出張所	札幌市中央区大通西1丁目(大通ビル)	〒060	TEL(011)251-2862
奈良工場	奈良県大和郡山田市丹後庄町300	〒639-11	TEL(0743)519-2121



ゲートのリーディングメーカー

吞吐ダムの施工設備について

松本幹男* 百濟輝久**
 土川豊男** 重森 篤**
 首藤清孝**

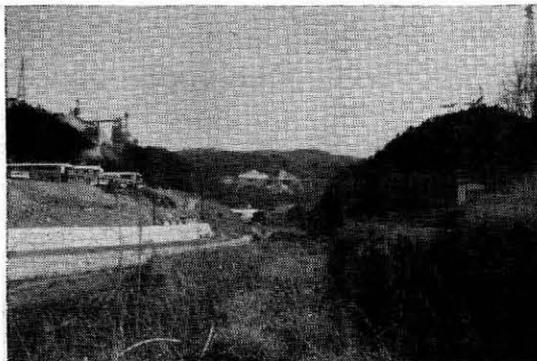
目 次

- | | |
|---------------------|--------------------|
| 1. はじめに.....(72) | 4. 試験工事結果.....(80) |
| 2. 吞吐ダムの諸元.....(72) | 5. むすび.....(83) |
| 3. 施工設備.....(72) | |

1 はじめに

近年我が国におけるダム築造の動向は、フィルダム全盛時代を迎えている感がある。これはコンクリートダムが造られるダムサイトとしての適地の開発が一段落し、平野部の基礎地盤の悪い所にも、水資源開発としての必要性からダムの築造が余儀なくされている。このような状勢下で農林水産省にとって数少ないコンクリートダムが吞吐（どんど）ダムである。この吞吐ダムは国営東播用水事業の一環として兵庫県播磨平野東部における農業用水の確保、東播臨海部の上水の供給のため、加古川支川・篠山川の川代ダム、東条川の大川瀬ダムとならび志染川に築造されるコンクリート重力ダムである。

本体建設工事は、昭和54年3月契約を行い、ダム建設の本格化に備えているが、施工設備については、骨材プラント、コンクリート混合設備、コンクリート運搬打設設備等の主要仮設は施工が終っており、今回これら施工設備の概要とその試験運転工事を実施したので、あわせて報告する。



写真—1 ダムサイト全景

2 吞吐ダムの諸元

(1) ダム

河川名；加古川水系志染川
 位置；兵庫県三木市三津田
 形式；コンクリート重力ダム
 堤高；75.5m
 堤長；260.0m
 堤体積；306,500m³

(2) 貯水池

総貯水量 18,860,000m³
 有効貯水量 17,800,000m³
 満水位 T. P 143.0m
 満水面積 105ha
 直接流域 49.8 km²
 間接流域 279.7 km²
 計画洪水量 925m³/s

3 施工設備

(1) 原石の採取および運搬

原石山の位置は、ダム上流約2kmの右岸に位置し、岩質は流紋岩質凝灰角礫岩である。

採取量はコンクリート量約310,000m³に対して、430,000m³を見込んでいます。その算出根拠は次の通りである。

コンクリート1m³当りの骨材使用量.....2.05 t
 製品に至るロス率.....36.3%
 原石山の単位容積重量.....2.3t/m³

$$\therefore \text{原石採取量} = (310,000 \times \frac{2.05}{1-0.363}) \div 2.3 \\ \approx 430,000 \text{ m}^3$$

打設計画による月最大打設コンクリート量15,000m³に対して、月平均稼働日数25日とした1日当りの原石採取量は800m³となる。原石の採取方法はベンチカット工

* 近畿農政局土地改良技術事務所
 ** 東播用水農業水利事業所

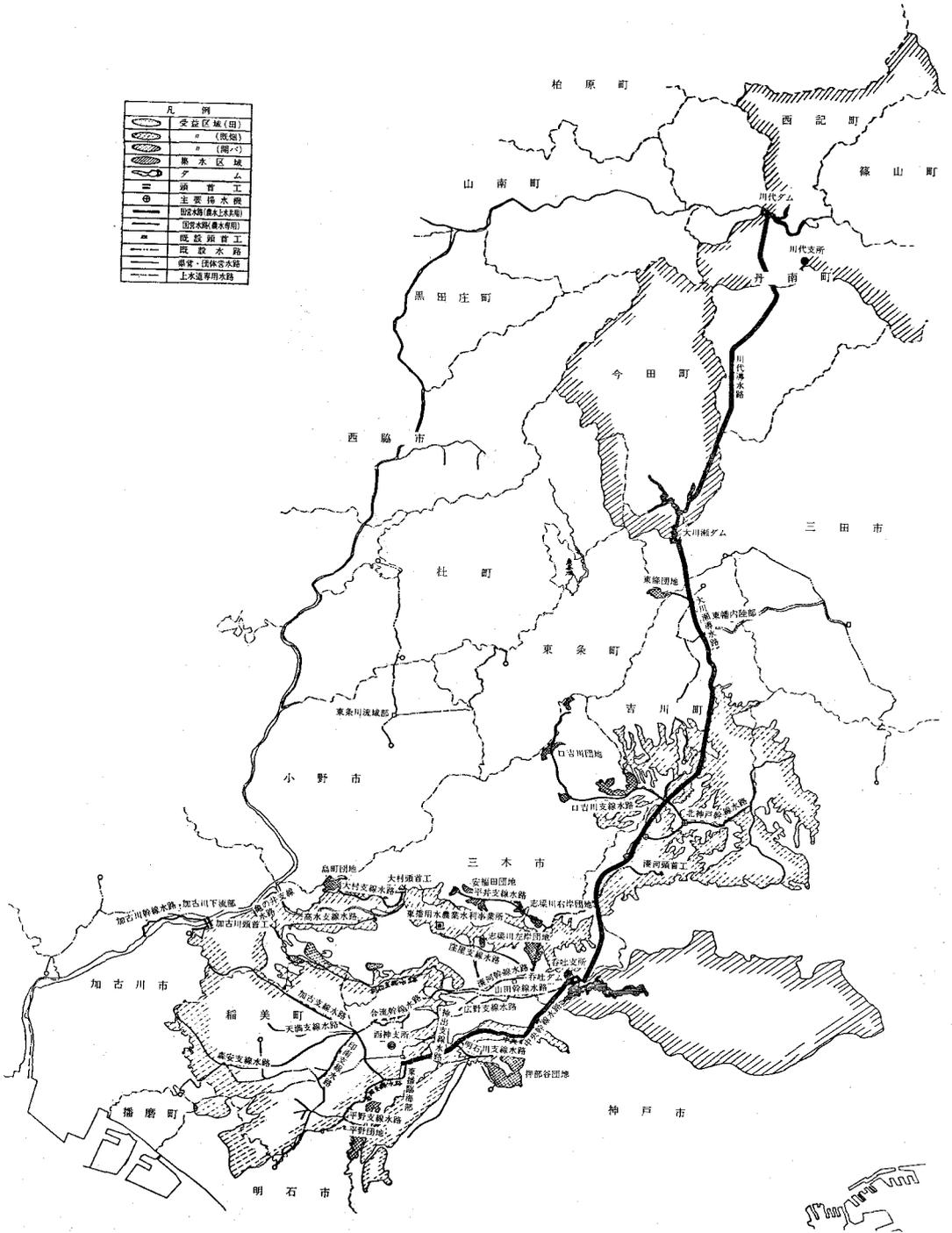


図-1 事業計画一般平面図

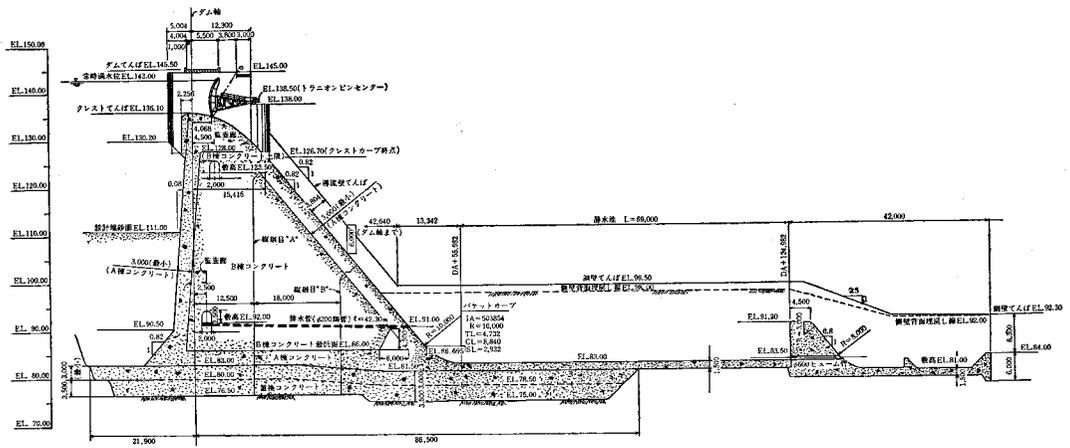


図-2 吞吐ダム標準断面図

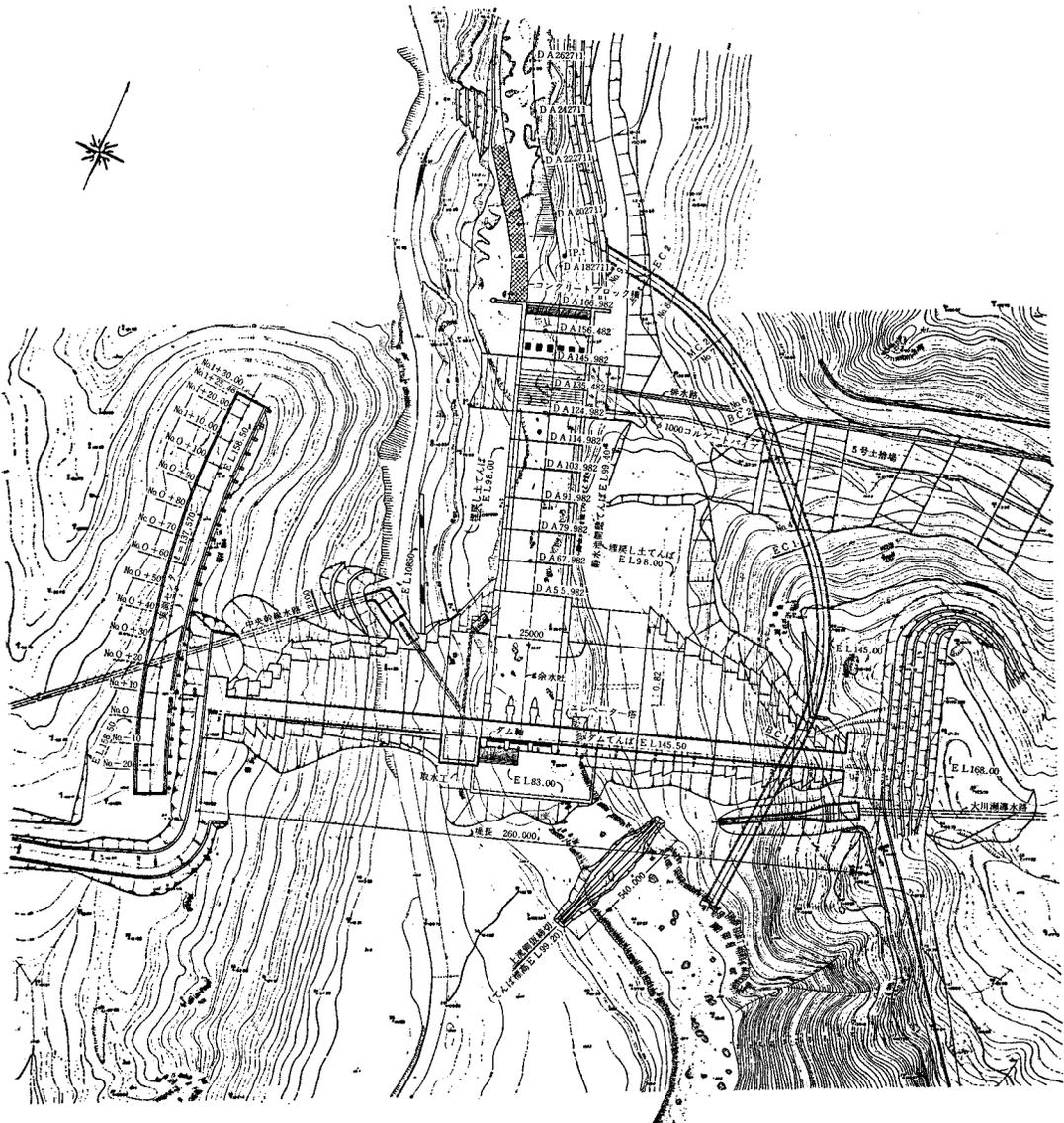


図 - 3

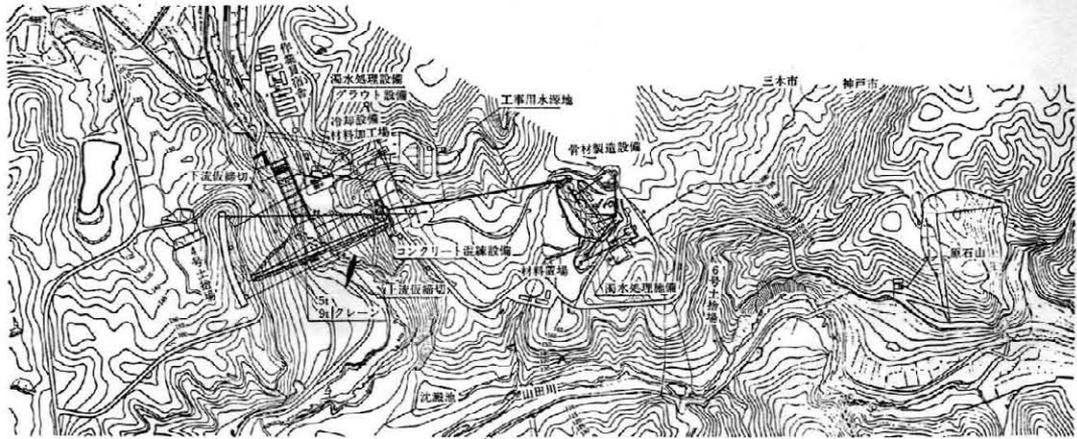


図-4 施工設備配置図

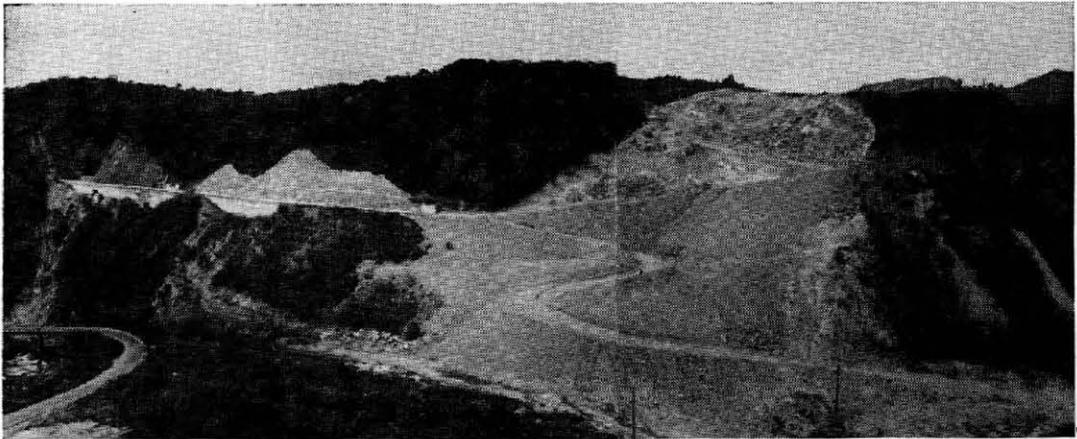


写真-2 原石山全景

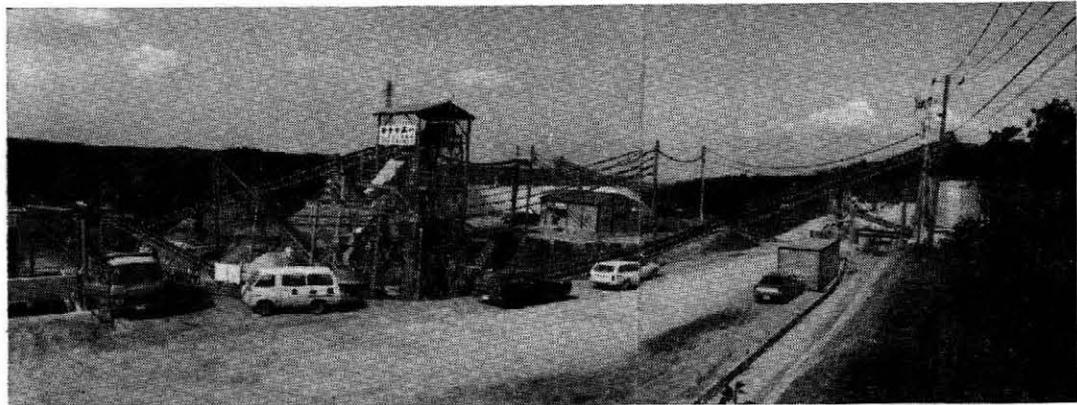


写真-3 骨材プラント全景

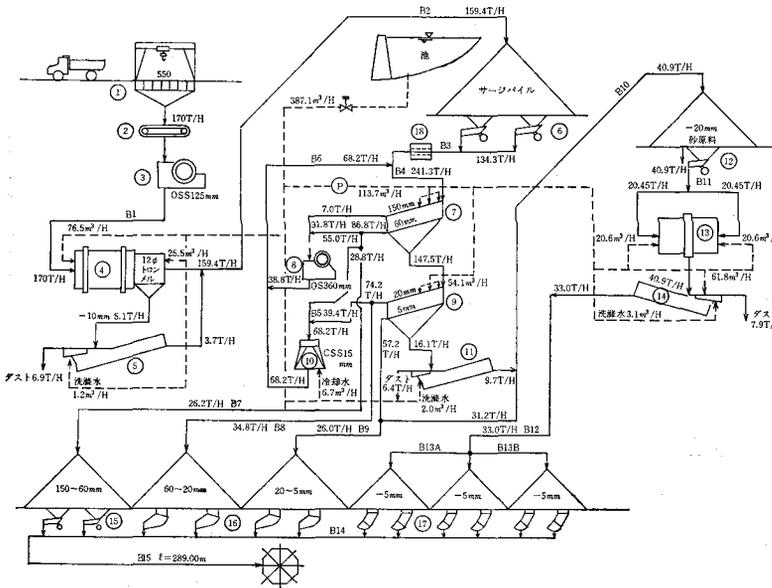
法であり、小割りされた原石はダンプトラックに積載し、骨材プラントに運搬する。なお、表土剥ぎ取りは昭和50年に約70,000m³の掘削を完了している。

(2) 骨材プラント

骨材プラントの計画は、農林水産省で施工した大迫ダ

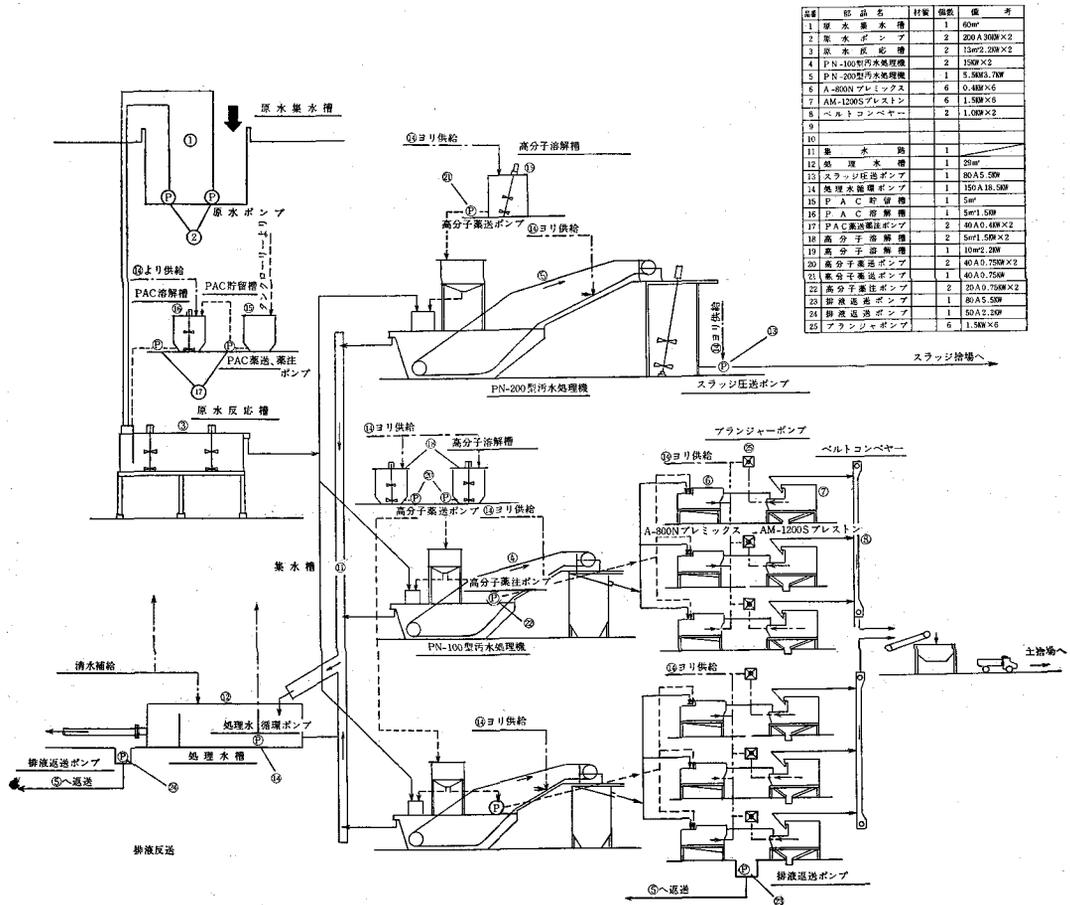
ムのプラントを転用し、能力の改良を行うため一部改造したものである。また施設の位置はダム右岸の丘陵地に、骨材プラント系濁水処理プラントも加え、比較的コンパクトに設置することとした。

骨材プラントの能力はコンクリート混合設備の項で述



№	名 称	台数	仕 様
1	グリズリ	1台	5300**×4500**
2	ホイスト及架的	1式	3700**×12**
3	1次フィーダー	1台	1200**×3875**
4	1次クラッシュヤ	1台	1030**×800**×125**
5	給排ユニット	1台	油量 500 ℓ
6	スクラバ	1台	1800**×3600**
7	1次アウータ	1台	7500**×56500**×500**
8	2次フィーダー	2台	800**×1200**
9	1次スクリーン	1台	1500**×3600**
10	2次スクリーン	1台	924**×300**
11	3次スクリーン	1台	1500**×4200**
12	3次クラッシュヤ	1台	1200**×2225**
13	給排ユニット	1台	油量 500 ℓ
14	2次アウータ	1台	900**×6500**
15	製粉引込フィーダ	2台	800**×1200**
16	製粉引込ゲート	4台	600**×700**
17	製粉引込ゲート	6台	450**×700**
18	金属検出機	1台	

図-5 骨材製造設備フローシート



設備	設備名	材質	備 考
1	原水取水ポンプ	1	60w
2	取水ポンプ	2	200A 3900×2
3	原水貯留槽	2	1300×2, 2000×2
4	PN-100型汚水処理機	2	1500×2
5	PN-200型汚水処理機	1	5, 5000, 700
6	A-800Nプレミックス	6	0.400×6
7	AM-1200Sプレス	6	1.500×6
8	ベルトコンベヤ	2	1.000×2
9			
10			
11	排水ポンプ	1	20w
12	処理水ポンプ	1	80A 5.500
13	スラッジ圧送ポンプ	1	150A 18.300
14	処理水循環ポンプ	1	150A 18.300
15	PAC貯留槽	1	5w
16	PAC貯留槽	1	5w
17	PAC供給ポンプ	2	40A 0.7500×2
18	高分子溶解槽	2	5w 1.500×2
19	高分子溶解槽	1	10w 2.200
20	高分子溶解ポンプ	2	40A 0.7500×2
21	高分子薬液ポンプ	1	40A 0.7500
22	高分子薬液ポンプ	2	20A 0.7500×2
23	排水送込ポンプ	1	80A 5.500
24	排水送込ポンプ	1	50A 2.200
25	ブラッシュポンプ	6	1.500×6

図-6 濁水処理設備フローシート (骨材製造設備系)

べるコンクリート打設計画とコンクリート仕様に基づき次のように決定した。

$$\begin{aligned} \text{日最大打設量} &= 60 \times 0.7 \times 16 = 672 \text{ m}^3/\text{日} \\ \text{日最大骨材必要量} &= 672 \times 2.1 = 1,378 \text{ t/日} \\ \text{骨材プラント容量} &= 1,411 \times \frac{22}{25} \times \frac{1}{13 \times 0.8} \\ &= 120 \text{ t/hr} \end{aligned}$$

* 22日…コンクリート打設日, 25日, 原石製造日数

1次プラントの能力については骨材の製造工程全体に影響を与えることを考慮し次のように決定した。

$$\begin{aligned} \text{1次プラント容量} &= \\ 1,378 \times \frac{22}{25} \times \frac{1}{13 \times (1.0 - 0.143) \times 0.65} \\ &= 170 \text{ t/hr} \end{aligned}$$

骨材の分類についてはプラント関係が転用および改良であることから次のように決定した。

大砂利	150~60 %
中砂利	60~20 %
小砂利	20~5 %

(イ) 1次プラント

原石はグリズリ (パー間隙 550%, 幅 5,300% × 長さ 4,500%) に投入し幅 1,200%のエプロンフィーダー (転用) で供給する。1次クラッシャーは、NC型ダブルトッグルジョークラッシャ (転用) で標準能力は 224 t/hr で施工計画に十分な能力を有している。また原石の表面に付着した粘土、泥分を取り除くためスクラパー (ローラ支持水平型, 1,800% × 3,600%) を設置する。

(ロ) 2次, 3次プラント

ふるい分けはタワー形式とし, 1次スクリーンは持重2段水洗式K I型スクリーン (幅1,500% × 長さ3,600%) を採用した。ふるい分けサイズは上段 150%, 下段 60% 角孔基準である。2次クラッシャーには, ふるい上段のオーパサイズとダンパー調整によるふるい下段の一部を供給するものとし, 3612 S T型ジョークラッシャを採用した。2次スクリーンは標準型2段水洗式K T型スクリーンを採用した。ふるい分けサイズは上段 20%, 下段 5% 角孔基準である。3次クラッシャーには中砂利の一部とダンパー調整による2次スクリーンふるい上段の一部を供給するものとし, 油圧式コーンクラッシャ (転用) を採用した。

(ハ) 製砂プラント

原料砂は小砂利の余剰分と5%アンダーの合計で, その粒径は20%以下である。製砂機は湿式センターベリフェラルディスチャージ型ロッドミル (転用) である。

(ニ) 製品骨材輸送設備

粗骨材のストックパイルにはロックラダーを設けて落下による再破碎や偏積を防止するものとした。パイルの下には引出しのためコルゲート製の暗渠を設置し, 大砂利の引出しには吊下式強制形パイプレーションフィーダを使用し, 中砂利・小砂利の引出しには手動ウインチ

式砂利ゲート, 砂の引出しには手動開閉式カットゲートを使用した。

(三) コンクリート混合設備

骨材プラントからパッチャープラントまでの骨材の輸送は600%のベルトコンベアによるものとし輸送距離は約300mである。

セメントの貯蔵は運搬事情を考慮して最大日平均打設コンクリート量の3日分を見込み, 400tのセメントサイロを設置することとした。

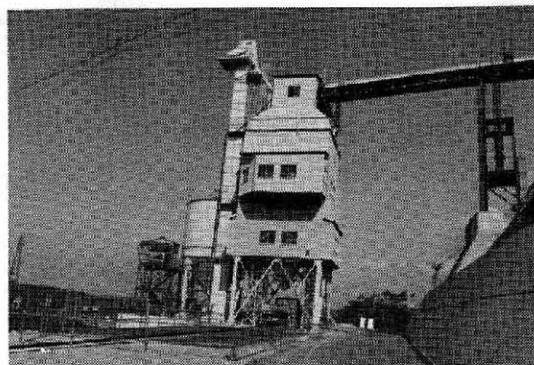


写真-4 パッチャープラント全景

$$\text{容量} = 672 \text{ m}^3/\text{日} \times 3 \text{ 日分} \times 191 \text{ kg/m}^3 \div 400 \text{ t}$$

パッチャープラントは永源寺ダムよりの転用であり, 1.5m³ (56切) × 2基で, 時間当り能力は60m³/hrである。

コンクリートの打設計画は次のとおりでありパッチャープラントの能力としては十分である。

$$\text{日平均打設量} = 11,800 \text{ m}^3 \div 22 \text{ 日} = 536 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$\text{1日平均打設時間} = 13.3 \text{ hr}$$

$$\text{最大打設時間} = 16 \text{ hr} \cdots \cdots 2 \text{ 交代打設}$$

パッチャープラント容量

$$\text{時間当り容量} = 1.5 \text{ m}^3 \times 2 \text{ 台} \times 60 \text{ 分} \div 3 \text{ 分} = 60 \text{ m}^3/\text{hr}$$

$$133 \text{ 時間当り容量} = 60 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.7 \times 13.3 \text{ hr}$$

$$= 559 \text{ m}^3/\text{日}$$

$$16 \text{ " " } = 60 \text{ m}^3/\text{hr} \times 0.7 \times 16 \text{ hr} = 672 \text{ m}^3/\text{日}$$

(四) コンクリート運搬打設設備

運搬設備は, バンカー線 (ℓ=80m) 上の運搬台車をウインチで巻き上げ, 速度 30m/min で走行する。

打設設備は, ケーブルクレーンを2基設置している。堤体打設用に9tクレーン (永源寺ダムより転用) 静水池打設および型枠運搬等に5tクレーン (大迫ダムより転用) を使用する。なお, ケーブルクレーンの走行範囲外については, トラッククレーンを使用する。

ケーブルクレーンの仕様は次のとおりである。

9tクレーン 型式: 孤動型

定格荷重: 9.0t

主索径間: 317m

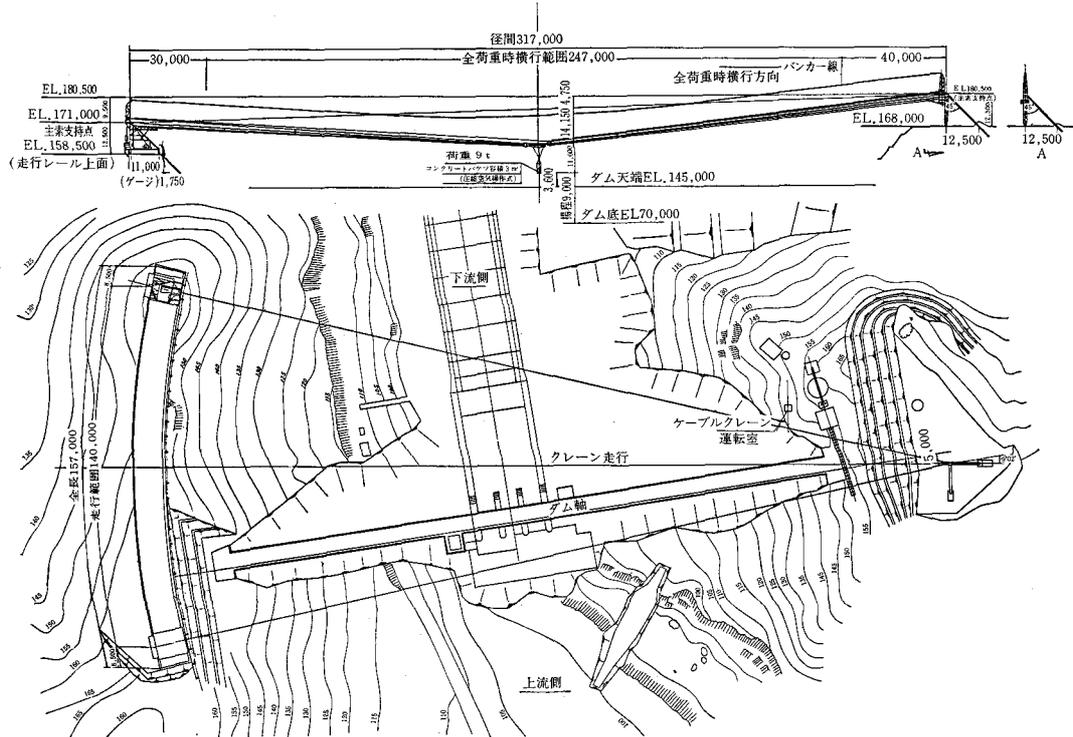


図-7 9t クレーン設備図

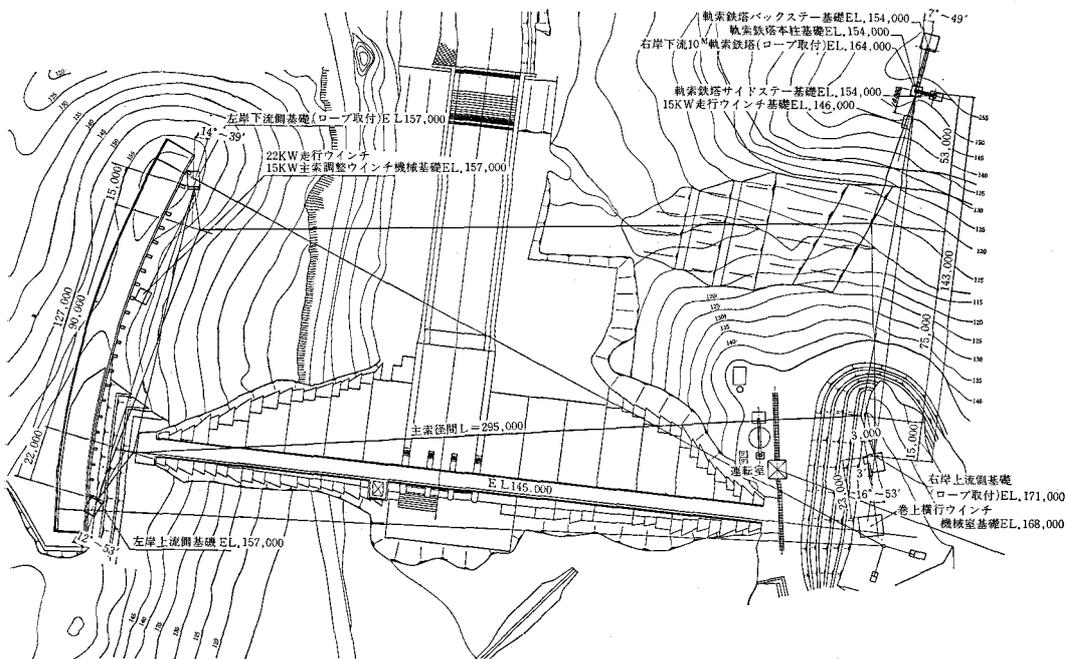
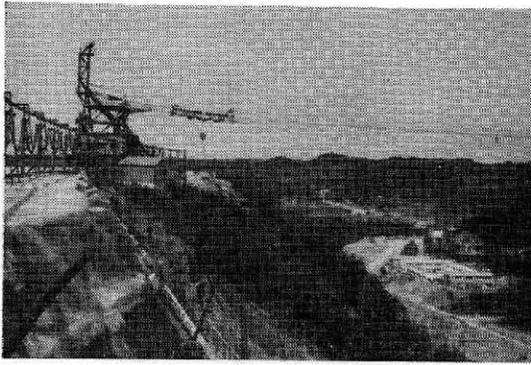


図-8 5t クレーン設備図



写真—5 9 t クレーン

揚程：90m
 バケット：3.0m³
 5 t クレーン 型式：軌索式両端移動型
 定格荷重：5.0 t
 主索径間：295m
 揚程：80m
 バケット：1.5m³

(5) 給水給気設備

工事中給水設備はダムサイト系と骨材プラント系に分けて考える。ダムサイト系の工事用水の必要水量はバッチャープラント、岩盤面、コンクリート面洗浄水、クーリング用水、コンプレッサーその他の雑用水を含め 90 t/hr である。ダム建設予定の志染川は自流が小さい上に上流の農業用井堰で全量に近く取水されることから工事用水源として約 20,000m³ を新設し、自流の多い時に志染川よりこの水源に補給する計画とした。水槽容量は一般的に 30~60 分間として 90m³ とした。

骨材プラント系の必要水量は 380 t/hr である。志染川よりの全量取水が困難であり、骨材プラント近くにある農業用水池を工事用水源として利用する。容量は 7,000 m³ 程度であり、使用水量の約 1/3 を補給する計画とし、濁水処理後の水は、この水源に還元させ沈澱浄化を進めて循環使用する計画とした。

給気設備としては本体掘削用、堤体コンクリート打設用、原石山用の 3 系統に大別し、本体掘削時は 190kW 3 台、150kW 1 台の定置式とし、φ150% のつる巻鋼管で配管した。堤体コンクリート打設時として 150kW 1 台を引続き使用する計画である。原石山系として 190kW 1 台と 150kW 2 台を計画している。

(6) 冷却設備

コンクリートの温度低下による体積の収縮が何らかの拘束を受けると、その部分に引張応力が発生しキ裂発生の原因となる。このことからコンクリートの水和熱による温度上昇を極力低減することが必要である。また温度低下後における継目のグラウトを目的として冷却を段階に分け計画する。

ダムの最終温度を推定し冷却目標温度 7℃~12℃ と定めた。継目グラウトに必要な継目の開きして 1 mm 程度を確保するためコンクリートの材令がある程度経過した後、2 次冷却をする必要があり、自然冷却も考慮し 1 次冷却の目標温度は 20℃~24℃ とした。

冷凍機の能力は各打設時期毎(月)の打設量、通水量、水温等をもとに、次式より求めた値に 10% の余裕を見込み 200 冷凍 t とし危険分散を考慮 100 冷凍 t × 2 台の計画とした。

$$R = (1 + \mu) \frac{M \cdot S \cdot W (T_u - T_e)}{24 \times 3,300} \quad \text{冷凍 t} \dots\dots \textcircled{1}$$

$$R' = (1 + \mu) \frac{W_w S_w T_w \cdot M_w}{3,300} \quad \text{冷凍 t} \dots\dots \textcircled{2}$$

ここに μ ；冷却管以外の熱損失

M ；コンクリートの 1 日の打設量 m³/日

S ；コンクリートの比熱 kcal/kg·c

W ；コンクリートの単位体積重量 kg/m³

T_u ；コンクリートの初期最高温度 ℃

T_e ；冷却終了時のコンクリートの温度 ℃

M_w ；冷すべき水量 (コイル通水全量) m³

W_w ；水の単位体積重量

S_w ；水の比熱

T_w ；初期温度 T_{w0} の河水を T_{w1} まで冷すときの温度差 ℃

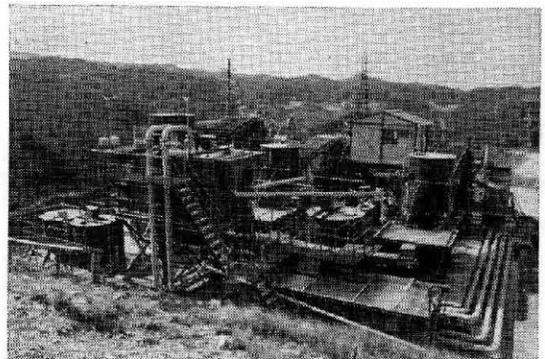
(7) 電気設備

工事用電力はダムサイト上流左岸に受電所を設置し、電源は関西電力より 6,600V で受電した。これより各設備機械に構内配線により供給する。設備電力は最大約 4,000kW が予想されるが他ダムの実績等を考慮し最大電力は 1,950kW を見込んでいる。

(8) 公害対策

(i) 濁水処理

ダム建設に伴う汚濁の原因は大別して骨材プラントにおける洗浄水とダムサイト系のバッチャープラント洗浄水および岩盤清掃、打継目処理、基礎グラウト等によるものに分けられる。当ダムでは骨材プラントとダムサイ



写真—7 濁水処理機全景

トは約 400m 程離れており地形条件等から別々に設備する計画とした。

骨材プラント系の濁水処理は骨材洗浄による浮遊物質 (SS) として ダスト量 21.2 t/hr

骨材洗浄水量 380 m³/hr

より $\frac{21.2}{380} \div 55,800$ PPM が予想される。

したがって既設ため池等を使った沈殿方式では容量、規模等に問題があり濁水処理機により処理する計画とした。

濁水処理機は新宮ダムよりの転用品としたので能力的に約 1/2 程度となり増設により設備費運転経費を極力おさえるよう配慮した。この結果 P N200 型汚水処理機の増設分については約 70% 程度の含水率の状態直接ポンプ圧送する計画とした。転用品の 100m/hr の P N100 型汚水処理機 2 台分については、プレミックス、プレストンを併用して約 40% 程度の含水率まで脱水しダンプにより捨土運搬する計画である。

薬品の使用量は他ダムの実績および試験工事により下記の様に定めた。 主剤 (高分子凝集剤) 7 PPM

助剤 (PAC) 150 PPM

ダムサイト系の濁水処理はパッチャープラント洗浄水やグラウトおよびコンクリート面洗浄水が含まれ浮遊物質量の他アルカリ濃度 (PH) の上昇が問題となり、希硫酸の添加により中和する計画とした。ダムサイト系濁水の濁度や PH は時期および施工々種により変動するものと考えられるが、主剤および助剤の添加量は骨材プラント系と同じとした。また希硫酸の添加量は濁水の PH を他ダムの例等から 11~11.5 と想定し、理論式より求めた値にセメントペースト等の残留をも考慮し 10% 増しとして、希硫酸 70% 液 1.55 kg/m³ を標準とした。

処理水の水質基準は骨材プラント系およびダムサイト系共に 90 PPM 以下とする。

(イ) 騒音対策

工事現場が民家 (集落) に隣接していることもあり騒音および振動等の公害については地元住民の関心事であり、プラントの防音壁の設置等を考えている。

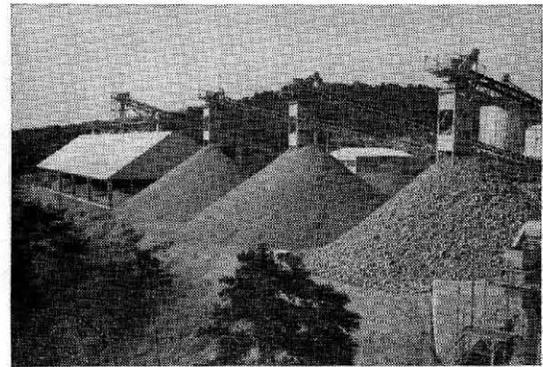
(ロ) 交通対策

主要なプラントへ通じる工事用道路は集落内を通過する市道と連絡しており、地元との話し合いによって自主的に速度制限を実施し地元車優先を心がけている。

またダム上流の県道三木下谷上線 (神戸市側) は道路幅が狭く交通量も多いため三木市側よりの資材搬入出を義務づけている。

4 試験工事結果

吞吐ダムの施工設備の内、骨材プラント、骨材プラント系濁水処理プラントおよびパッチャープラントについては既に設置を終っており昭和 53 年度に、負荷運転試験



写真一七 骨材製造試験

を兼ねて試験工事を実施し各プラントの能力等を確認した。

(1) 試験工事の目的

コンクリート打設に先だち原石山発破試験骨材製造試験およびコンクリートの混合試験を行いダム建設工事の参考に供するものである。

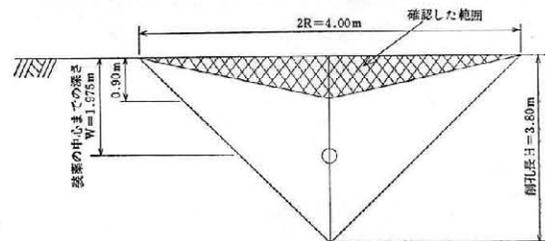
発破試験は 4 ケースのクレター試験および 9 ケースのベンチカット試験を行い、掘削方法を確認すると共に小割率を求めた。

骨材製造試験は 1, 2, 3 次の破碎プラントにおいては骨材の破碎状況、破碎能力およびふるい分けの確認、製砂プラントにおいては砂の粒度調整およびロッドの損耗の確認、濁水処理プラントにおいては処理状況処理能力の確認および水質試験薬品試験、その他プラント全般における骨材の製造ロスおよび各種試験を行った。

コンクリート混合試験は 4 種 (ダムの外部・内部・鉄筋部およびモルタル) について確認を行った。

(2) 発破試験結果

クレター試験の結果爆破係数 $C=0.4$ (硬岩) となり岩掘削における設計条件とおおむね一致することが確認された。なお試験の結果は次のとおりである。



図一九 発破試験検索断面

装薬量 AN-FO(750g/本) 3 本, 3 号桐(750g/本) 1 本

漏斗指数 $n = \frac{2.0}{1.975} = 1.01 \div 1$

爆破係数 $c = \frac{3.0}{1.9753} = 0.4$

ベンチカット試験の結果、施工条件を満足する最少小

割率は26%で、やや大きめの値を示している。

なお最少小割率となった掘削条件は次のとおりである。

ベンチ高さ H=5.0m
 削孔長 H=5.5m
 孔間隔および最小抵抗線 D=1.2m
 削孔本数 18本
 装薬量 L=0.47×1.2×1.2×5.5=3.7kg
 1孔当り 3.7÷0.75÷5本
 しかし爆破係数は装薬率を80%以上とするため0.47を採用した。
 雷管 18個
 3号桐 18×1=18本=13.5kg
 AN-FO 18×4=72本=54kg
 起削量 5×1.2×1.2×20=240m³=384t(計画)
 トラックスケールによる実測 435t
 要小割量 // 113t
 小割率 435÷113=26%

小割率が大きくなる原因は節理の発達等岩質の特殊性の他未装薬部分が影響しているものと考えられるがグリズリのバー間隔が550%であることも原因のひとつであろう。

対策としてはワイドスペースブラスティング工法等の試験を継続して実施し最適工法を確定する予定である。

(3) 骨材製造試験結果

骨材プラント全般にわたる破碎状況は比較的良好で能力についても設計仕様を満足していることが確認された。各破碎機の能力試験結果は表-1のとおりであり、骨材の製造能力は表-2のとおりである。

なお上記試験において2・3次の能力が設計仕様を下まわっているのはダンパー調整によるものである。

骨材の粒度分布および偏平度は絶対的に良好であるがロッドミルにおける粒度およびFM調整については管理

表-1 破碎能力

破碎機	1次 (ジョーク ラッシュャ)	2次 (ジョーク ラッシュャ)	3次 (コーンク ラッシュャ)	製砂 (ロッドミル)
設計仕様	170T/H	38T/H	76T/H	40T/H
測定 平均値	175	23	52	42

表-2 骨材製造能力

製品名	製造量	比率	
		測定値	設計仕様
大砂利(150~60)	30T/H	21.7%	21.8%
中砂利(60~20)	38	27.6	29.0
小砂利(20~5)	30	21.7	21.7
砂(5~)	40	29.0	27.5
計	138	100.0	100.0

上注意する必要があると考えており、特に給水設備については流量を一定に保つ対策を取る必要がある。なお製品砂の粒度は表-3のとおりである。

吞吐ダムの原石は流紋岩質凝灰角礫岩であり、各機材の磨耗度は比較的高い。また原石の物理試験の結果は一部土木学会の基準を下まわっており、骨材とコンクリートの品質管理について注意を要するものと考えている。

(4) 濁水処理試験結果

濁水処理試験の結果は良好であったが、設計数値に対し変動は比較的大であった。試験の結果は表-4のとおりである。

薬品試験による最適品種は次のとおりであり、薬量は3-(8) 公害対策の(イ)濁水処理の項に記載している。

助剤 PAC
 主剤(高分子凝集剤) リューフロック A-350,
 N-550併用

表-3 製品砂粒度表

粒径(mm)	+5	5~2.5	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15	-0.15	計
試料重量(g)	4	86	335	410	321	188	81	1,425
百分率(%)	0.3	6.0	23.5	28.8	22.5	13.2	5.7	100

表-4 処理能力

項目	設計値	設計最大値	実測値	実測最大値	備考
処理水量	380m ³ /hr	400m ³ /hr	330m ³ /hr	332m ³ /hr	
原木濃度(SS)	37,000PPm	50,000PPm	57,400PPm	5,802PPm	
処理水濃度(SS)	90PPm	—	20PPm	36PPm	
脱水泥分の含水率	40±5%	—	42.8%	45%	
排水スラッジの含水率	70%	—	66.4%	70%	バケット掻上げ

ダスト量は設計仕様 14.0t/hr に対して実測 19.1t/hr であり比較的多い。したがって原石採取時に不良岩が混入しないよう施工管理を行う必要がある。

(5) コンクリート製造試験混合試験結果

コンクリート混練試験の仕様は次のとおりである。

材料 セメント 高炉セメントB種(中庸熱タイプ)
 減水剤 サンフローR
 AE剤 サンフローAE-2
 圧縮試験 材令 7日 28日 91日
 示方配合 表-5による。

表-5 示方配合表

種類	粗骨材の最大寸法の範囲 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m³)							Total (kg/m³)	
						水 W	セメント C	細骨材 S	小砂利 S-G	中砂利 M-G	大砂利 L-G	減水剤 (g)		AE剤 (g)
A	150	4.0±1	3.0±1	55	25	105	191	504	381	533	609	478	2,865	2323
B	150	4.0±1	3.0±1	65	27	105	162	552	375	524	599	404	2,025	2317
C	60	6.0±1	3.5±1	54	35	146	270	650	605	605	—	675	—	2271
D	—	—	7.5±1	55	100	263	476	1270	—	—	—	1190	—	2009

表-6 使用細骨材の性状

表乾比重	絶乾比重	吸水率 (%)	粗粒率	単位容積重量 (kg/m³)
2.52	2.43	3.56	2.68	1560

表-7 使用細骨材の粒度分布

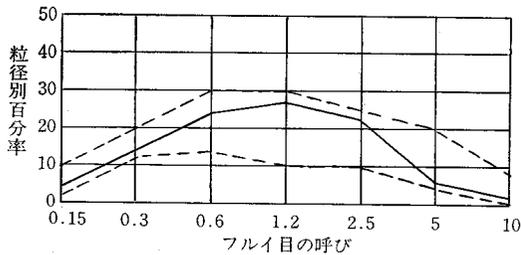


表-8 使用粗骨材の性状

区分	粒区 (mm)	表乾比重	絶乾比重	吸水率 (%)	粗粒率	単位容積重量 (kg/m³)	混合比 (%)
大	150-60	2.53	2.46	2.86	—	1540	40
中	60-20	2.54	2.47	2.77	—	1540	35
小	20-5	2.53	2.46	2.82	—	1540	25
混合		2.53	2.46	2.82	—	1540	

表-9 使用粗骨材の粒度分布

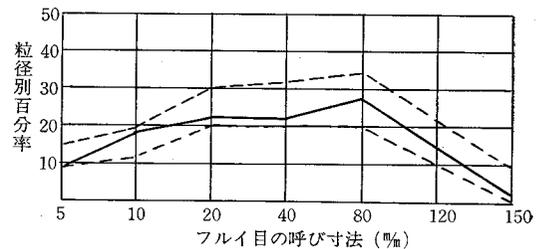


表-10 試験結果一覧表

種 別	単 位 量 (kg/m³)							実 測 値				練 混 量 (m³)	観 察 結 果	備 考	
	W	C	S	S-G	M-G	L-G	減水剤 (g)	AE剤 (g)	スランブ (cm)	空気量 (%)	コンクリート単積重量 (kg/m³)				コンクリート温度 (°C)
A種 (外部コンクリート)	55	191	543	384	538	615	478	76	4.0	5.2 (3.5)	2336	12.0	2.0	ワーカビリティやや良好, 振動による流動性良好	
B種 (内部コンクリート)	53	162	594	378	529	605	404	65	4.0	5.0 (3.5)	2320	12.0	2.0	目標通りのスランブになるワーカビリティ良好	
C種 (鉄筋コンクリート)	80	270	704	—	610	610	675	108	5.5	4.3 (4.0)	2.270t/m³	8.0	3.0	ワーカビリティ良好	
D種 (モルタル)	155	476	1400	—	—	—	1190	0	—	8.0	—	9.0	3.0	目標の空気量が得られるワーカビリティ良好	

W欄は骨材の含水量補正後の数字である。

空気量欄：()内はフルサイズ換算値である。

外数は40mm以下の空気量である。

表-11 圧縮強度試験結果

種別	セメント量 (kg/m ³)	W/C %	圧縮強度 kg/cm ²			備考
			材令7日	材令28日	材令91日	
A種	191	55	106	266	349	
B種	162	65	52	146	201	
C種	270	54	133	325	428	
D種	476	55	163	413	492	

バッチャープラントで試験をした骨材の性状は表-6表-7、表-8および表-9のとおりである。現場配合および試験結果は表-10、圧縮強度の試験結果は表-11のとおりである。

以上の結果から判断して、コンクリートの施工に問題はないと考えられるが、コンクリートの単位容積重量等の品質管理について注意する必要がある。

(6) 試験工事の総括

試験工事を実施した結果、全体的には良好な結果を得たが、各プラントの細部については補修あるいは改良の

必要性が一部確認されているので対処する方針である。また試験の結果検討を要する点については本工事の中で試験を継続するものとする。

5 むすび

吞吐ダム建設は、すでに貯水池内の水没家屋(33戸)の移転も終り、衝原村の閉村式を昭和53年7月に行いまた県道の付替工事も終り、昭和54年5月に開通し、本体工事を残すのみである。

現在河床試掘の一部を施工し、今後基礎処理を行った後、年度内コンクリート打設を開始するため各種の準備を進めているところであり、その一環としての施工設備をここに紹介する。

最後に吞吐ダムの仮設備計画と試験工事の施工に当り御協力を賜った近畿農政局建設部、京都土地改良技術事務所および各関連業者の技術関係者に紙上を借り厚くお礼を申し上げます。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタンツ

土と水をデザインする……豊富な経験と優れた技術



株式会社

三祐コンサルタンツ

取締役会長 久野 庄太郎
 取締役副社長 長 柄 要
 常務取締役 山 田 光 敏
 国内事業本部長

取締役社長 久野 彦 一
 専務取締役 渡 辺 滋 勝
 東京支社長

本 社	名古屋市中区錦二丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	東京都中央区八重洲2丁目2番1号 (大和銀行新八重洲口ビル)	TEL(03)274-4311(代)
支社技術部	東京都港区赤坂2丁目3番4号 (赤坂パークビル)	TEL(03)586-7341(代)
仙台支店	仙台市上杉一丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
熊本出張所	熊本市紺屋今町1番25号(ロータリービル)	TEL(0963)54-5226
札幌連絡所	札幌市西区発寒5条7丁目579番地	TEL(011)662-1296
技術研究所	愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

圧密沈下量の計算方式に関する一考察

伊 藤 恒 雄*
米 沢 源 次*

目 次

1. まえがき	84	4. 室内土質試験データによる推定計算	86
2. 工事概要	84	5. むすび	87
3. 現場観測データによる最終圧密沈下量の推定計算	84		

1. まえがき

近年、農業土木部門でも、排水機場建設等の大規模工事が、軟弱地盤帯で随所に行われているが、その場合、圧密沈下量の推定計算が問題となっているようである。

永年の多数の土質試験データをベースとし、現場施工中及び施工後の沈下観測データを解析考察する事により、圧密沈下量の解明はかなり進んでいるようで、また一次元圧密においては、問題点を残してはいるが圧密試験から解析理論までの解析システムは、一応確立されている。

本報文は、軟弱地盤上に盛土、プレロードした工事での沈下観測データを双曲線法及び \sqrt{t} 法にアプライして求めた最終沈下量、及び現在確立されている圧密試験データを用いての三種類の公式による計算値と、今回行った修正 m_v を用いる計算方式との比較検討につき一考を加えてみたものである。

2. 工事概要

本工事は、三重県志摩郡磯部町下之郷地区の湛水被害を排除するために海岸部の沼地を埋立て、敷地を造成し、排水機場を新設するものである。

なお、敷地造成地の地下地層構成は以下の様である。

深度 0.0m~10.35m; シルト (圧密層)

層厚は 10.35m程度でN値「0」のコンシステンシーは「非常に柔かい」軟弱地盤である。

同 10.35m~10.95m; 細砂 (透水層)

層厚は 0.6m程度でN値は「9」の相対密度は「ゆるい」地盤である。

同 10.95m~12.85m; シルト (圧密層)

層厚は 1.9m程度でN値は「0」のコンシステンシーは「非常に柔かい」軟弱地盤である。

同 12.85m~16.25m; 砂礫 (透水層)

層厚は 3.4m程度でN値は「10~20」の相対密度は「中位」の地盤である。

同 16.25m以深; 硬岩 (黒色片摩岩)

N値は「50以上」で、本地区における基盤岩である。

このような地盤の上に、0.8m (盛土材; 砂) の、埋立を行い、さらにその上に、プレロードの盛土 (盛土材; 山土) を層厚1.8m施工した。なお、施工範囲は縦; 約31m, 横; 約24mである。

3. 現場観測データによる最終圧密沈下量の推定計算

盛土施工地区には、各隅角部及び中央部の計5ヶ所に沈下板を設置した。

昭和53年1月27日; 沈下板設置

同 2月10日; 盛土 (砂) 完了

同 2月23日; 盛土 (山土) 完了

沈下板による沈下観測データを用い、最終圧密沈下量を求めれば次のようになる。

(1) \sqrt{t} 曲線による方法

齊藤氏の修正案は、「途中あるいは最終段階で、盛土の立ち上がりが一応終わり、定荷重になってからの沈下が圧密理論に従うとすると、初期の間は \sqrt{t} と沈下量とが比例するはずであって、 \sqrt{t} と沈下量とを両対数グラフにとり、測定点が座標の原点を通る直線上に並ぶように時間原点の修正を行なう。瞬間沈下量がなんらかの方法で求められれば、それだけずらすようにする。測定点が直線から離れる位置を圧密度50%とする。」という理論である。

そこで、 \sqrt{t} の時間として次の三種類をとる。

(1) 沈下板設置からの日数

(2) 盛土 (砂) 完了からの日数

(3) 盛土 (山土) 完了からの日数

この関係線図は図-1に示す通りであり、齊藤氏の修正案と異なり(2)の方法が一番良く直線関係を示してい

* 東邦地水株式会社

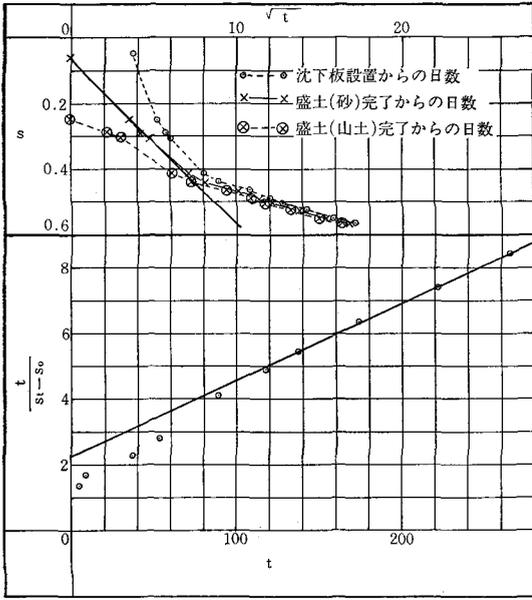


図-1 \sqrt{t} 法及び双曲線法による沈下観測データ
表-1 \sqrt{t} 法による圧密沈下量

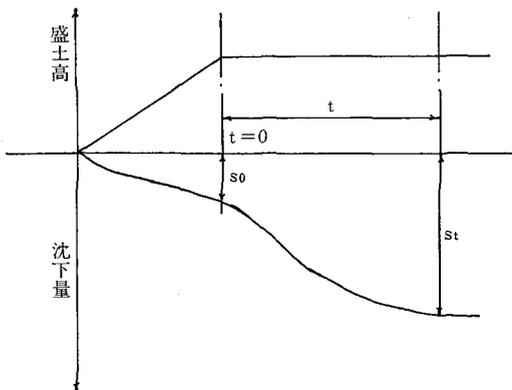
地点	圧密度 (U) 50% 沈下量 (m)	推定最終沈下量 (m)
No. 1	0.38-0.02=0.36	$2 \times 0.36 + 0.02 = 0.74$
No. 2	0.43-0.11=0.32	$2 \times 0.32 + 0.11 = 0.75$
No. 3	0.42-0.04=0.38	$2 \times 0.38 + 0.04 = 0.80$
No. 4	0.40-0.10=0.30	$2 \times 0.30 + 0.10 = 0.70$
No. 5	0.38-0.07=0.31	$2 \times 0.31 + 0.07 = 0.69$
平均値	0.39-0.06=0.33	$2 \times 0.33 + 0.06 = 0.72$

る。この直線は座標の原点を通っていないので、 $\sqrt{t} = 0$ 日と沈下量の直線とが交差する点の沈下量を瞬時沈下量とした。

その結果は表-1のようになる。

(2) 双曲線法による方法

「沈下の平均速度が、双曲線的に減少する。」という



仮定に立って載荷施工後の沈下観測データを基に、最終圧密沈下量を推定しようとするもので、つぎの二式を用いる。

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t}$$

$$S = S_0 + \frac{1}{\beta}$$

但し

S_t ; 時間 t のときの沈下量

S_0 ; 瞬時沈下量 ($t = 0$)

S ; 最終沈下量 ($t = \infty$)

t ; 経過時間

α, β ; 実測値から得られる常数

この場合、実測値が長期のものであればあるほど精度が高く、少なくとも3ヶ月間の実測値があることが望ましく、土性や層厚が異なる複合地盤で構成されている場合、それぞれの層の沈下量を実測し、各層について双曲線法により沈下量を求めるものである。

この理論により、昭和53年2月23日(盛土(山土)完了)を起点日としてグラフを描けば、図-1の下段に示

表-2 双曲線法による圧密沈下量

地点	α	β	瞬時沈下量 S_0 (m)	$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t}$ (m)	最終沈下量 S (m)
No. 1	2.03	0.0213	21.9	$21.9 + \frac{t}{2.03 + 0.0213t}$	69
No. 2	2.40	0.0239	25.0	$25.0 + \frac{t}{2.40 + 0.0239t}$	67
No. 3	1.86	0.0189	26.5	$26.5 + \frac{t}{1.86 + 0.0189t}$	79
No. 4	2.61	0.0272	26.9	$26.9 + \frac{t}{2.61 + 0.0272t}$	64
No. 5	2.27	0.0288	25.3	$25.3 + \frac{t}{2.27 + 0.0288t}$	60
平均値	2.25	0.0233	25.1	$25.1 + \frac{t}{2.25 + 0.0233t}$	68

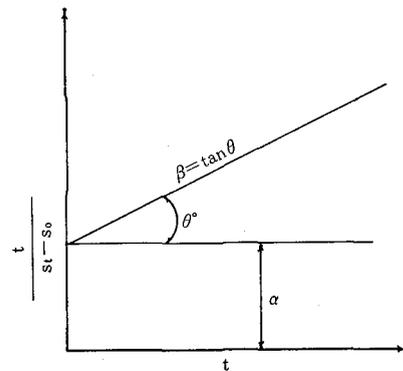


図-2 双曲線法模式図

す通りとなり、その結果表-2をうる。

以上(i)と(ii)により求められた最終沈下量を一覧表とすれば表-3をうる。

表-3 \sqrt{t} 法及び双曲線法による圧密沈下量

地 点	最 終 圧 密 沈 下 量 (cm)
No. 1	74 ~ 69
No. 2	75 ~ 67
No. 3	80 ~ 79
No. 4	70 ~ 64
No. 5	69 ~ 60
各地点平均値	72 ~ 68

以上が施工後の沈下観測データから最終圧密沈下量を推定する方法であり、現在一般に利用されている方法で、今回のデータの場合、何れの方法によってもほぼ10%程度の誤差範囲内で沈下量が求められている。

4. 室内土質試験データによる推定計算

本工事区域内に於て、昭和52年8月に行った地質調査

表-4 土 質 試 験 表

試 料 番 号		1 - 1	1 - 2
深 度		4.0~4.9	8.0~8.9
粒 度 分 析	レキ分 (20mm以上) %	14.0	0.0
	砂分 (74~2000 μ) %	51.5	2.0
	シルト分 (5~74 μ) %	25.5	72.0
	粘土分 (5 μ 以下) %	9.0	26.0
	最大粒径 mm	15.2	2.0
	均等係数 U_c	34.88	—
	曲率係数 U_c	1.40	—
ア ッ ク 限 界 ベ	液性限界 WL %	31.30	47.55
	塑性限界 PL %	20.47	28.10
	塑性指数 Ip	10.83	19.45
	土粒子の比重 σ_s	2.57	2.56
	土の含水比 w %	71.92	71.40
	湿潤単体重量 $r, g/m^3$	1.518	1.519
	間ゲキ比 e	1.911	1.889
	飽和度 S_r %	96.72	96.76
一 試 面 セ ン 断 験	試 験 法	U U	U U
	粘着力 C kg/cm^2	0.139	0.199
	セン断抵抗角 ϕ 度	1301	337
圧 密 試 験	圧密降伏応力 $pg, kg/m^2$	0.33	0.685
	圧縮指数 C_c	0.605	0.791
	圧密係数 $C_\alpha, cm^3/mm$	3.55×10^{-1}	3.10×10^{-2}
	体積圧縮係数 $m_v, cm^3/kg$	2.23×10^{-1}	1.07×10^{-1}
	透水係数 h cm/sec	7.50×10^{-5}	3.35×10^{-6}

ボーリングの際、深度4.2m~4.9mと同8.0m~8.9mの2ヶ所からTWSを採取し圧密試験を行った。その土質試験結果は表-4に示す通りである。

(i) 従来の計算方式

$$(A) S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \times H$$

$$(B) S = m_v \times \Delta P \times H$$

$$(C) S = \frac{C_c}{1 + e_0} \times H \cdot \log \frac{P_z + \Delta P}{P_z}$$

但し

S ; 圧密沈下量 (cm)

e_0 ; 載荷前における原地盤の初期間ゲキ比

e ; 載荷を受けた後の間ゲキ比

H ; 圧密される層の厚さ (cm)

m_v ; 体積圧縮係数(一般に $P_z + \Delta P/2$ の値を取る)
(cm^3/kg)

P_z ; 載荷前の有効土カブリ圧 (kg/cm^2)

ΔP ; 載荷後の増加鉛直応力 (kg/cm^2)

以上の三式により沈下量が算出できる。しかしここで「(A)は、 e_0 の取り方に問題があり、(B)は、 m_v の値が荷重によって大幅に変化するのて妥当な値を選定するのが困難であり、(C)は、正規圧密粘土に限って使用しなければならず沈下量が過大に出ることがある。」という問題点がある。

(ii) 修正 m_v を用いる方式

ここで(B)の式について検討すれば、 m_v は圧密試験では(1)式によって求められる。

$$m_v = \frac{\Delta d}{h} \times \frac{1}{\Delta P} \dots \dots \dots (1)$$

但し

Δd ; 各段階における沈下量 ($10^{-3}cm$)

\bar{h} ; 平均試料高さ ($10^{-3}cm$)

ΔP ; 増加荷重強さ (kg/cm^2)

ここで(1)式の右辺を現地の条件と対比して考えれば Δd ; 圧密沈下量と見做せる。(ΔP と H による変数)

\bar{h} 圧密粘土層の層厚と見做せる。 $\left(\frac{H + (H - \Delta d)}{2} = \bar{h} \right)$ となり ΔP による変数)

ΔP ; 上載荷重による増加地中応力と見做せる。(H による変数)

H ; 圧密層厚

となり、各要素共 H と ΔP による変数である。しかし圧密試験より求めた m_v と \bar{P} (平均圧密圧力) とを両対数グラフにプロットすれば、過圧密荷重ではほぼ直線関係を示す。

いまこの直線の式を求めれば次のようになる。

深度4.2m~4.9mの土の場合

$$m_v = 0.117 \bar{P}^{-0.88} \dots \dots \dots (2)$$

深度8.0m~8.9mの土の場合

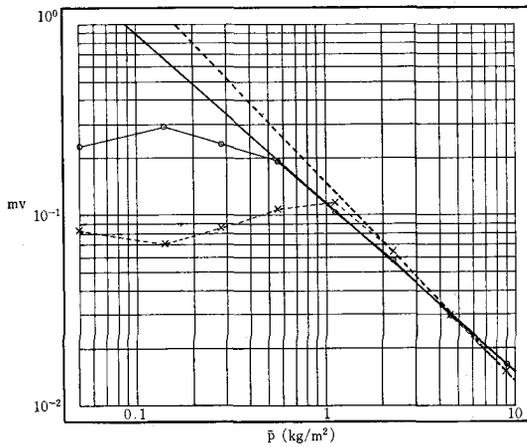


図-3 土質試験による m_v の値

$$m_v = 0.153 \bar{P}^{-1.061} \dots \dots \dots (3)$$

(2), (3)式中の \bar{P} に $P_z + \Delta P/2$ の値を代入して修正 m_v 値を求める。この修正 m_v を使用して圧密沈下量を算出する。

(イ) 沈下量の計算

(A)式, (B)式, (C)式及び修正式を用いて, 以下の様に層厚を区分して沈下量を算出した。

第1法……圧密層厚を0.2m毎に区分して計算

第2法……圧密層厚を2.0m毎に区分して計算

第3法……各圧密層毎に区分して計算

増加地中応力度は, 上載荷重が有限長方形荷重として応力の直線分布を考える計算法で, 修正ケーグラー法の $\beta = 55^\circ$ の場合の式を用いる。

$$\Delta P = q_0 \times \frac{B \cdot L}{B \cdot L + Z(B+L)\tan\beta + \frac{4}{3}Z^2\tan^2\beta}$$

($\beta = 55^\circ$ の場合)

$$\Delta P = q_0 \times \frac{B \cdot L}{B \cdot L + 1.428(B+L)Z + 2.719Z^2}$$

但し

ΔP ; 等分布荷重による深さ (Z) の, 面の鉛直地中応力 (t/m^2)

B ; 荷重面の幅 (m)

L ; 荷重面の長さ (m)

q_0 ; 等分布荷重強さ (t/m^2)

β ; 地表面の鉛直荷重が分散する角度 ($^\circ$)

計算結果は, 次項の表-5の通りとなる。

表-5 各種公式による圧密沈下量対比表

種類	式名	圧密沈下量 (cm)		
		0.2m 毎	約2.0 m 毎	各圧密層毎
沈下観測による値	\sqrt{t} 法双曲線法	80		
		79		
圧密試験データによる値	(A)の式	36.7	34.5	33.7
	(B)の式	37.6	37.0	36.2
	(C)の式	83.0	79.7	70.5
	m_v の修正による式	76.9	76.6	71.9

§ む す び

現場の沈下観測データと, 室内土質試験データとによる盛土施工中央部における圧密沈下量を比較検討すれば, 表-5のようになり推定最終圧密沈下量は, (A)の式及び(B)の式から求められた値はかなり小さく, 修正の式と(C)の式の場合は, 圧密層を細かく0.2m毎としたり, 約2.0m毎とした場合及び層毎の値共かなり類似の値となり, この2式による圧密沈下量の推定計算はこのデータの場合, 実測沈下データから求めた値とも近似するのでかなり信頼度の高い値と思われる。

今回行った計算は, ある地区の一例であり, 修正公式の適合性については, 今後共もっと数多くのデータによるチェック, 検討が必要であると考えますが, 実用に耐える方式のようであるからここに発表し, 先輩諸賢の御批判御助言を賜り度いと思える次第です。

なお末文乍ら, 現地観測データ, 資料等の発表に御協力賜った三重県鳥羽耕地事務所の担当官の皆様へ厚く御礼申し上げます。

農道のアスファルト舗装(6)

構造改善局農道班
土地改良舗装研究会*

Ⅲ 農道のアスファルト舗装の修繕

Ⅲ-2 農道アスファルト舗装の修繕工法

一般にアスファルト舗装の修繕については、現場の状況によって次のような工法が採用される。

- 1) 応急処理
- 2) 表面処理
- 3) オーバーレイ
- 4) 打換え

以下、農道の破損状況と、これに対応する各修繕工法について説明する。

1-1 応急修理

応急修理とは、使用中の舗装の破損を発見し直ちに処理する暫定的な工法である。この処置をすることにより舗装の機能を保ち、寿命をのばすことが可能になる。このことから農道においても常時、あるいは定期的に巡視して異状の発見に努め、破損その他の欠陥に対して応急処置をとるのがよい。この場合の処置は暫定的なものであるので、処置した後はよく観察し、破損の結果によっては局部的な打換え等を必要とする場合も生じてくる。

1-2 応急修理の工法

(1) ひびわれの処置

ひびわれの生じている舗装の応急修理として、一般に歴青材によるシール(封かん層)が行なわれる。この場合の歴青材は、アスファルト乳剤、カットバックアスファルト、舗装タール等で、常温でも粘度の低い材料を0.6~1.0l/m²の割合でひびわれ部分に均一に塗布し、その上に砂または碎石(5~2.5mm)を0.003~0.007m³/m²散布する。これら歴青材の塗布はデッキブラシ等を用いて、ひびわれに浸透するように丁寧に行う。なかでもアスファルト乳剤及び舗装用タールは小さいひびわれによく浸透する性質がある。またカットバックアスファルト及び舗装タールは表面の歴青材料を軟化させ、これらがひびわれを埋めて表面を若返らせるのに適している。しかし最近ではこれらの材料は生産量が少く、一般的にカ

* 鹿島道路(株)熊谷道路(株)佐藤道路(株)世紀建設(株)大成道路(株)東亜道路工業(株)常盤工業(株)飛鳥道路(株)日本道路(株)日本舗道(株)フジタ道路(株)前田道路(株) あいうえお限

チオン系のアスファルト乳剤が用いられている。

(2) ポットホールの処置

表面がポットホールになっている場合は、すみやかにパッチングを行う。とくに路床、路盤の支持力の小さい個所また地下水位の上昇などでたわみ量の大きい所にポットホールが発生しやすい。従って湿田付近にはポットホールが発生することが多い。(写真-Ⅲ・1)ポットホールのパッチは一般に次の手順により実施する。

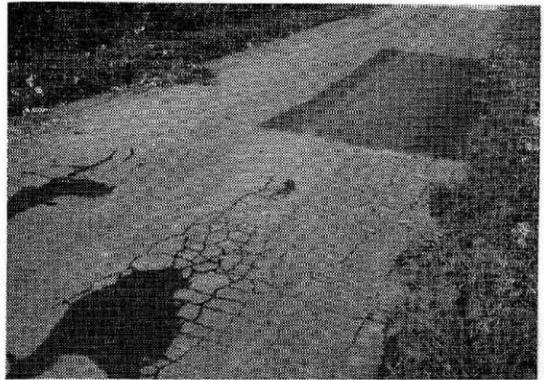


写真-Ⅲ・1 ポットホールとクラックの状態

- 1) 破損した部分の遊離したものや、動いているクラックの部分等を取り除き十分清掃する。
- 2) 必要があれば上層路盤を補充し、基準面になるようにランマー等で締固める。
- 3) 周囲の表層と付着をよくするため、必要があれば側面をバーナー等で加熱乾燥させる。^{注1)}
- 4) プライムコートまたはタックコートを行つたのち使用材料を選定する。例えばこれに加熱混合物を用いる場合、タンパーやローラで締固めて在来舗装面とほぼ平らに仕上げ、特にすりつけは段差のないように入念に仕上げる。在来舗装面より低くなると降雨等のとき水溜まりができすりつけ付近が水の浸透により支持力不足になるので、混合物の余盛等は十分に検討しなければならぬ。^{注2)}

(3) くぼみの処置

アスファルト舗装の表面にくぼみが生じたならば、早

注1) 路盤の防水性を高めその上に舗設するアスファルト混合物層とのなじみをよくするために路盤上に歴青材料をまいたものをいう。

注2) 歴青材料あるいはセメントなどを用いた下層とアスファルト混合物よりなる上層とを結合させるために、下層の表面に歴青材料をまいたものをいう。

期に次の処置をすることが必要である。

1) くぼみの部分はごみ、泥などが付着しているのでこれを丁寧に清掃した後にタックコートを行なう。

2) 使用材料の選定を行い、在来の舗装面とほぼ平らになるようにくぼみを埋めて、締固めを十分行なう。くぼみの処置は混合物を薄くかぶせるものなので、はがれやすいから穴の大きさ、くぼみ具合によりタックコートの量や、使用材料と工法を適正に選択し、骨材の最大粒径や配合に注意しなくてはならない。

(4) フラッシュ^{注3)}の処置

フラッシュの処置はその程度によっては、表面に散布した 13~2.5mm 碎石等を十分に押込むようにローラーで転圧する。しかし、この処置が効果的である時間はアスファルト混合物の表面が軟化している時間内に限られるのでフラッシュしたら、ただちに作業出来るように予め準備しておく必要がある。なお加熱した骨材を用いると効果的である。材料としては碎石のかわりに粗砂を用いることもあるが、細砂では良い結果が得られないことがある。転圧後、付着しないで動くような碎石等は掃除する。

(5) その他の応急処理(局部的な打換え)

応急修理として、一部を打換えする場合の工法は在来

舗装と同じ工法を用いることが望ましい。一般に加熱混合式、常温混合式、浸透式等があり、修理個所の交通量、耐用期間等を検討し工法を選定する。

1) 加熱混合式工法

この工法による応急修理は一般的に耐用年数が長い工法で、常温混合式や浸透式工法に比べて既設舗装との付着が良く、また施工後の温度が降下すれば直ちに安定するので施工が良好で、しかも修理された個所の路床、路盤に欠陥がなければ他の部分と同様に長持ちする。加熱混合物の標準配合は表-III・1 に示すとおりである。

① 施工順序

ア 写真一に見るような破損した部分を取り除く。破損個所の周辺はプレイカー、カッター等を用いてなるべく四角に、また垂直に整形する。この場合クラックの周辺は老化が進んでいるので、なるべく広範囲に切断すると良結果を得ることができる。(図-III・1)

イ 切り取り面は多少路盤面が荒れるので、ほうき、ブラシ等でごみ、浮石等を掃除する。(図-III・2)

ウ 切り取り面が湿っている場合は、バーナ等を用いて加熱乾燥する。(図-III・3) この作業をしないと付着が悪く施工後雨水等が浸透し、再度クラックの発生することもある。

エ 路床、路盤の支持力をチェックし必要があれば路盤材を補充しタンパー等で締め固め平坦性を保つ。タッ

注3) アスファルト舗装の表面が軟化してべとべとの状態になることをいう。一般に夏期の高温時期に起こる。

表一III・1 加熱混合物の標準配合(土地改良事業計画設計基準)

用途	基層	一般地域					積雪地域						
		表層					表層						
							摩耗層						
混合物の種類	① 粗粒度 アスコン (20)	② 密粒度 アスコン (20) (13)		③ 細粒度 アスコン (13)	④ 密粒度 ギャップ アスコン (13)	⑤ 開粒度 アスコン (13)	⑥ 密粒度 アスコン (20F) (13F)		⑦ 細粒度 ギャップ アスコン (13F)	⑧ 密粒度 ギャップ アスコン (13F)	⑨ 細粒度 ギャップ アスコン (13F)	⑩ 密粒度 アスコン (13F)	⑪ 細粒度 アスコン (13F)
仕上り厚 (cm)	4~6	3~5		3~5	3~4	3~4	3~5		3~5	3~4	3~4	3~5	3~4
最大粒径 (mm)	20	20	13	13	13	13	20	13	13	13	13	13	13
通過重量百分率 %	25	100	100				100						
	20	95-100	95-100	100	100	100	95-100	100	100	100	100	100	100
	13	70-90	75-90	95-100	95-100	95-100	75-95	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100	95-100
	5	35-55	45-65	55-70	65-80	35-55	23-45	52-72	60-80	75-95	45-65	60-80	75-95
	2.5	20-35	35-50		50-65	30-45	15-30	40-60	45-65	65-80	30-45	45-65	65-80
	0.6	11-23	18-30		25-40	20-40	8-20	25-45	40-60	40-65	25-40	40-60	40-65
	0.3	5-16	10-21		12-27	15-30	4-15	16-33	20-45	20-45	20-40	20-45	20-45
0.15	4-12	6-16		8-20	5-15	4-10	8-21	10-25	15-30	10-25	10-25	15-30	
0.075	2-7	4-8		4-10	2-10	2-7	6-11	8-13	8-15	8-12	8-13	8-15	
アスファルト量 (%)	4.5-6	5-7	5-7	6-8	4.5-6.5	3.5-5.5	6-8		6-8	7.5-9.5	5.5-7.5	6-8	7.5-9.5
アスファルト針入度							40-60 60-80 80-100						

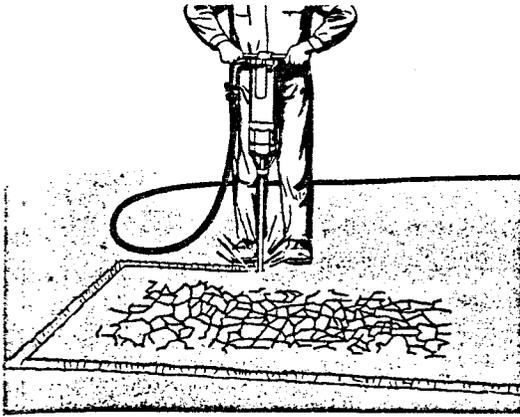


図-III・1 切り取り作業

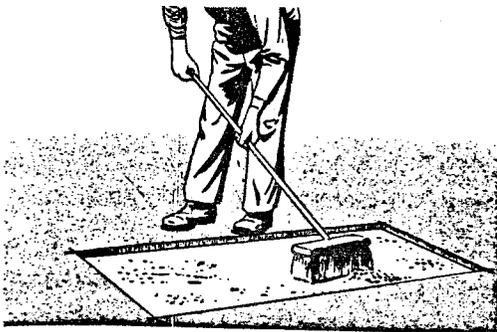


図-III・2 切り取り個所の掃除

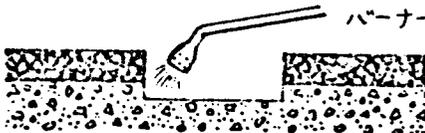


図-III・3 切り取り断面の乾燥

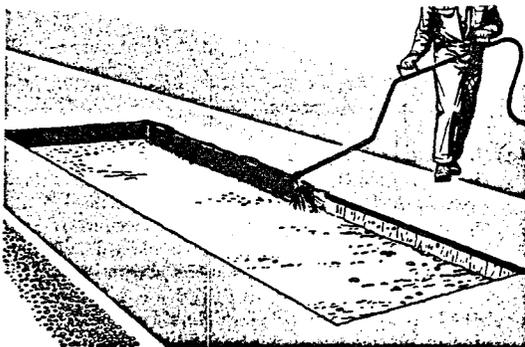


図-III・4 切断面のタックコート

タックコートは切り取り面の路盤面のみならず、切断した側面にも隅々まで丁寧に塗布しなければならない。(図-III・4) 一般にスプレーヤーを用いるが、小面積の場合はブラシを用いて塗布する。

オ タックコートが分解したのを確認して、アスファルト加熱混合物を切断個所に分離しないように投入して敷き均しをする。(図-III・5) 冬期では混合物の温度が低下しやすいのですばやく敷き均しをする。

カ 混合物の敷き均しはレーキを用いて中央に混合物を押しやり、混合物の固まりや分離した骨材をかき出し縦横まんべんなく仕上げる。一度転圧してからの整形は平坦性がよくないので転圧前にもう一度敷き均し面を長尺定規を用いてチェックするのがよい。(図-III・6)



図-III・5 混合物の投入敷き均し



図-III・6 転圧前のチェック

キ 混合物の敷き均しが終わったら、適正温度内でローラー、またはランマー等で十分転圧する。(図-III・7) 修理の深さが8cm以上の場合にはアスファルト混合物を2層以上に敷き均し各層について締固める。

ク 修理が完了した時点で、タックコートが表面に付着しているような場合はその個所に砂、または石粉等を散布する。(図-III・8)

2) 常温混合式工法

この工法による応急修理はアスファルト及び骨材を常温で混合できることから応急修理用材料としては手軽でよい。しかし常温混合物は安定するまでに時間がかか

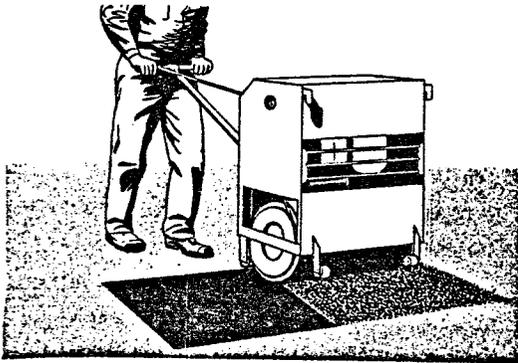


図-III・7 ローラーによる転圧



図-III・8 フラッシュ面の処理

り、安定性も劣るからこの工法は加熱混合式工法に比べ、一般に長持ちがしない。このため加熱混合物が入りできないときに使用するのがよい。最近常温混合物で一定期間貯蔵できるような混合物が市販されるようになったので応急修理用材料として便利になった。

① 施工順序

施工は加熱混合式による応急修理と同じ順序によって

行うが、主な注意点を示せば次のごとくである。

ア 密粒度混合物を用いる場合の最大粒径は 20mm とするのがよい。

イ 常温混合物は使用する歴青材によって貯蔵できる時間(日数)が異なるので、有効期間等に注意する。

ウ 常温混合物は安定するために水分、溶剤の蒸発、揮発に注意しなければいけない。カットバックアスファルトを用いる場合は敷き均したときにレーキ等で混合物を何回となくかき均し、歴青材料を空気に触れさせ、できるだけ早く安定させる必要がある。

エ 一般に仕上げ後24時間たってから交通に開放するとよい。なお仕上り面にシールコートの必要があれば施工後2週間程度交通に開放した後に実施するとよい。

オ 常温混合物の標準配合は表-III・2に示すとおりである。

3) 浸透式工法

この工法は骨材と歴青材を別々に何層かに分けて施工する。従って骨材やアスファルトの散布には熟練を要する。主骨材、クサビ骨材、目つぶし骨材等の各層に分けて施工するため時間と手間がかかるのが欠点ともいえる。しかし事前に混合する必要もなく、手軽にできることから古くからの応急修理には広く使用されている。これら浸透式工法に用いる歴青材料に加熱、または常温タイプがあり、一般にアスファルト乳剤が用いられる。乳剤の規格は J I S, K 2208 に示されている。

④ 施工順序

施工は加熱混合式による応急修理と同じ順序によって行うが、主な相違点は次のごとくである。

ア 散布された乳剤(プライムコート)が分解した上に主骨材を散布し、転圧が終わったら歴青材を均一に散布

表-III・2 常温混合物の標準配合(土地改良事業計画設計基準)

混合物の種類 フルイ目(mm)	アスファルト乳剤混合物		カットバックアスファルト混合物	舗装タール混合物
	粗粒型	密粒型		
フルイ通過重量百分率(%)	25	100	100	100
	20	95~100	95~100	90~100
	13	70~100	80~100	70~85
	5	35~55	50~70	35~50
	2.5	20~35	35~50	20~35
	0.6	8~20	14~26	8~18
	0.3	5~15	8~18	5~14
	0.15	2~10	3~11	5~15
0.074	0~4	0~5	2~8	3~9
歴青材料使用量%	アスファルト乳剤	7~8.5	7~9.5	
	カットバックアスファルト			5.5~7.5
	舗装タール			4.3~5.7

する。クサビ骨材と歴青材を交互に散布し、目つぶし骨材で表面の間げきを填充してから締め固める。

イ 締め固めが終了した後は耐水性をよくするために必ずシールコートを行う。その時期はストレートアスファルトまたはアスファルト乳剤を使用した場合は、表層が終り次第すぐに実施する。カットバックアスファルトまたは舗装タールの場合は表層終了後7～10日程度経過してからするとよい。

ウ 浸透式工法の設計例を表-III・3に示す。なお各施工厚に対する施工断面の例は図-III・9に示すとおりである。

応急修理は車輛を通しながら施工するので十分な転圧

ができない場合がある。しかし浸透式工法は加熱混合式工法に比べて水密性も低く、むしろ交通によって自然転圧され密度も増すので、十分に転圧ができない個所でも良好な路面を得ることができる。

1-3 応急修理の注意点

応急処理に用いる歴青混合物は、在来舗装との接着、すりつけ、浅い穴への穴埋め、それに締め固めの容易さを考慮して骨材の粒径の小さいもの、例えば10mm以下のものを用いると仕上り面はきれいになるが、混合物の骨材の噛み合せの点からは20mm以下を用いると良い結果が得られる。また敷き均しは転圧後に在来舗装と平坦に

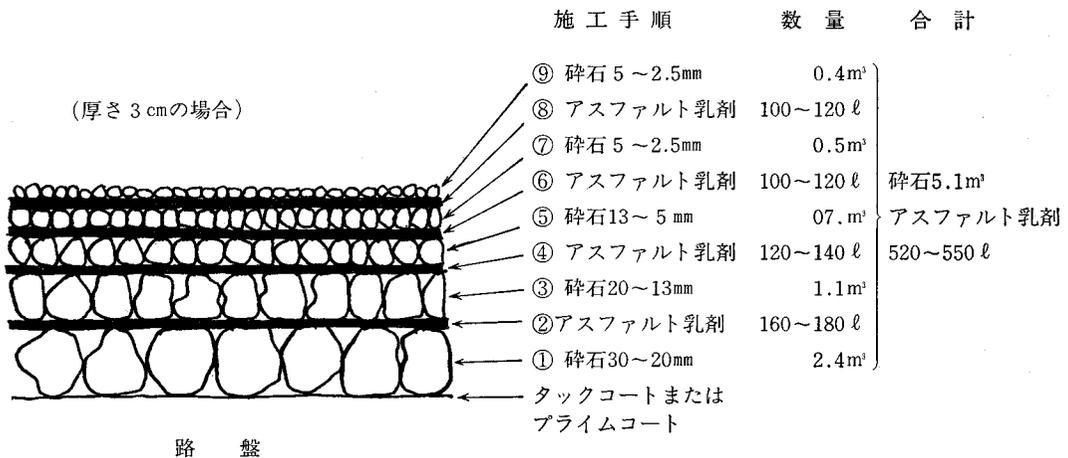
表-III・3 浸透式工法の設計例（アスファルト舗装要綱）

(100㎡当り)

舗装厚 cm	ストレートアスファルト		アスファルト乳剤		カットバックアスファルト		舗装タール		
	5	7	5	7	5	7	5	7	
骨材寸法 mm	60～40 ㎡	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
	歴青材料 ℓ	230	230	250	250	250	250	250	250
	40～30 ㎡	—	—	—	—	—	—	—	—
	歴青材料 ℓ	—	—	—	—	—	—	—	—
	30～20 ㎡	1.5	3.0	—	3.0	1.5	3.0	1.5	3.0
	歴青材料 ℓ	130	200	—	200	140	220	140	220
	20～13 ㎡	—	1.5	1.5	1.5	—	1.5	—	1.5
	歴青材料 ℓ	—	120	200	200	—	120	—	120
	13～5 ㎡	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	歴青材料 ℓ	100	100	150	150	110	110	110	110
5～2.5 ㎡	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
骨材使用量 ㎡	8.0	11.0	8.0	11.0	8.0	11.0	8.0	11.0	
歴青材料使用量 ℓ	460	650	600	800	500	700	500	700	

(注) (1) 表にはプライムコート、またはシールコートに要する材料を含んでいない。

(2) 表の数量は、損失量を含んでいない。



注. ⑧⑨はシールコートである

図-III・9 浸透式工法の設計例 (100㎡当り)

なるように余盛りを考えて行なわなければならない。転圧時の混合物の温度が適当な場合には深さ 3 cm について 1 cm 位の余盛りが適当である。在来舗装と高低があると交通の障害となるばかりでなく、不陸による周囲の良好な舗装までも破壊に導くことがある。また不陸を整形中にかきだした碎石等が既設舗装の上に散らばっていると、これが邪魔になって平らに仕上げることが困難になるので転圧前には、修理箇所をもう一度よく清掃する。ローラーのかける方向は自動車の進行方向に逆に転圧するとよい。これは自動車交通によってタックコートの面で前方に混合物が押される傾向にあるためである。

(松崎猛；熊谷道路研)

2-1 表面処理

表面処理は路面に発生したひびわれや変形（表層混合物の流動および圧密現象）および摩耗（ラベリング等）などが比較的軽微もしくは構造的破壊に進展する前に、予防的な対策として行うもので、通常は既設舗装に 2.5 cm 以下の薄い封かん層を施す工法である。

農道舗装で見られる路面の損傷は実態調査の範囲で見ると、そのほとんどがひびわれであるが、これらひびわれは雨水の浸透によって路盤や路床を軟弱化させ、ひいては耐久性（舗装寿命）を著しく損ねる恐れがある。

表面処理は、このような危険を予防すると同時に舗装の若返り及び供用性の改良も同時に行える効果も期待できる。

なお、表面処理には一般に次のような工法があるが、実施に当っては路面状況、交通量、経済性等を充分検討の上、工法の選定を行う必要がある。

2-2 表面処理の工法

表面処理工法には次のような工法があげられる。

- シールコートおよびアーマーコート
- フォグシール
- スラリーシール
- カーペットコート
- 樹脂系表面処理

(1) シールコート及びアーマーコート

シールコートは舗装表面に歴青材料を薄く散布し、骨材（砂や碎石）を被覆させる工法である。この工法を 2 層以上繰返し重ねる工法をアーマーコートという。（施工方法等は「応急修理」と同じである。）

(2) フォグシール

フォグシールは残留針入度が 100 以下のアスファルト乳剤 MK-2、3 または MA-2、3 を水で 1~2 倍に薄めたものを、舗装表面に散布する工法である。

フォグシールはヘアークラックや表面の空げきを充てんしたり、かさかさになった表面を若返らせるのに適し

ている。

散布量は表面の粗れの程度によって $0.5 \sim 0.8 l/m^2$ で、骨材の散布は行わない。

散布はデストリビュータなどで均一に行わなければならない。

交通開放は施工時期や気象状態によって異なるが、散布後 30分~2 時間程度である。

(3) スラリーシール

スラリーシールは細骨材、フィラー、アスファルト乳剤（MK-2、3 または MA-2、3）および水と混合したどろどろの液状混合物をスプレッダーボックスによって薄く敷き均す工法であり、転圧を必要としない。

スラリーシールはヘアークラックや表面がすりつたところの修理に適している。

スラリーに使用する骨材の粒度ならびに各材料の配合割合は表-III・4 を目安にするとよい。

表-III・4 スラリー用骨材の粒度および配合の一例

フルイ目 (mm)	フルイ通過重量百分率 %
2.5	100
1.2	55 ~ 85
0.6	35 ~ 60
0.3	20 ~ 45
0.15	10 ~ 30
0.074	5 ~ 15
材 料	重 量 比
アスファルト	60
水	40
乳化剤、添加剤	0.3 ~ 0.75
塩化カルシウム(無水)	0.1

(簡易舗装の設計と施工)

施工厚は 5 mm を標準とし、路面は予め清掃し、ごみや泥などは取り除いておく。

施工は温暖な時期に行い、気温が 15℃ 以下のとき、湿度の高い曇天のときおよび降雨の恐れがあるときは施工してはならない。

交通開放はスラリーが安定してから行いが、開放後約 2 時間は 20km/h 以下に制限するとよい。

(4) カーペットコート

カーペットコートはアスファルト混合物を薄く敷均し、締固める工法で、とくに施工厚が 2.5cm 以下のものをいう。

カーペットコートは、表面処理としてのみならず、ひびわれの補修、平坦性やわだち掘れの修復、ラベリン

注4) タイヤチエーンなどによりアスファルト舗装の表面から骨材が脱離して表面がざらざらするような現象をいう。

的な工法といえる。しかし、オーバーレイ工法(後述)と異なり、構造的に支持力の増大を期待するものでなく、あくまでも一時的な路面の処理工法として取扱うものである。

歴青材料は一般にストレートアスファルトを用いるが、作業性及び接着性および耐久性を改善するためカットバック系のアスファルトやゴム、合成樹脂、その他添加剤等を混合したものである。

カーベットコートに用いる骨材の粒度は表-III・5を標準とするが、配合割合は加熱アスファルト混合物の配合設計と同様手法によって決める。

表-III・5 カーベットコーターの標準配合

フルイ目 (mm)	フルイ通過重量百分率 %
13	100
5	90 ~ 100
2.5	50 ~ 80
0.3	15 ~ 35
0.074	3 ~ 12
アスファルト量 %	6.0 ~ 9.5

(簡易舗装の設計と施工)

施工は通常のオーバーレイと同様であるが、薄層であるため、敷き均し時に路面側と表面側からの温度低下が早く、所定の密度に締固めにくい。したがって配合設計は交通開放後の自然転圧を予測して行う。また初期転圧時、重いローラがいきなり入ったりするとスラストによるクラックが入り、修復がむずかしくなる恐れのあるときは2 ton以下のローラで軽く押えてから充分締固めることが必要である。

(5) 樹脂系表面処理

樹脂系表面処理は路面に樹脂系材料を散布または塗布した後、硬質骨材を散布、固着させる工法である。この工法はスリップ事故を防ぐためのすべり止めに効果がある。

使用材料は樹脂系材料として、主にエポキシ樹脂を使用し、骨材として硬質なエメリー、カルサインドボキサイドおよびケイ砂等を用いる。

施工はあらかじめひびわれや路面の凹凸を補修し、舗装表面を充分乾燥させてから行い、気温5℃以下での施工は避けなければならない。

交通開放は施工時期によって異なるが、外気温25℃で約6時間程度が目安である。

なお、この工法は着色も可能なため、路面の明色化を兼ね交差点の手前などのスリップ事故の起き易い場所に使用されている。(田中 仁; 前田道路舗)

3-1 オーバーレイ工法

オーバーレイ工法は、舗装面にひびわれが多くなり、

または局所的な破損が生じて応急的な修理では近い将来には全面的な破損にまで及ぶと考えられる場合や、交通量の増大に伴って舗装厚が不十分となった場合に実施する。(施工時期の目安については前号講座(5)III-1 農道アスファルト舗装の修繕とその時期参照)

オーバーレイ厚さの設計法としては、次のような方法がある。

(1) CBRによるオーバーレイ厚さの設計法

CBRによる方法は、まず破損状況に応じて既設舗装を表-III・6により、アスファルトコンクリート等値換算厚(TAO)で評価し、路床の設計CBRと将来の大型車交通量から等値換算厚(TA)を求めて、TA-TAOでオーバーレイ厚さを求める。例えば 図-III・10 に示すような在来舗装と設計条件が与えられた場合、その評価は次のとおりである。

$$TAO=0.7 \times 10 + 0.35 \times 20 + 0.25 \times 20 = 19.0 \text{ cm}$$

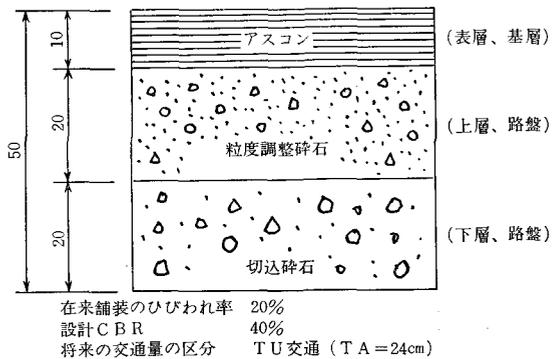


図-III・10 在来舗装の構成と設計条件

一方、将来の交通量に対処するために要求されるTAはTA=24.0cmであるから、必要とされるオーバーレイ厚さ(t)は、 $t=TA-TAO=24.0-19.0=5.0$ (cm)となる。なお設計にあたっては、在来舗装のリフレクシ

(2) たわみによるオーバーレイ厚さの設計法

この方法は、舗装表面のベンゲルマンビームによるたわみ量の測定結果から、在来路面のたわみ量Dを求め、III-1式によりオーバーレイ厚さを求めるものである。たわみ量の測定は各車線の走向輪の位置で10m毎に行う。

$$D = (\alpha + 2\sqrt{v}) \times f \dots \dots (III-1) \text{ 式}$$

但し、 D ; 在来路面のたわみ量 (mm)
 α ; 測定値(輪荷重5 t)の平均値
 \sqrt{v} ; 測定値の不偏分散の平方根

注5) コンクリート舗装の上にオーバーレイをした場合、コンクリートの目地及びクラックがオーバーレイの表面にクラックとなって現れてくるとき、このクラックをいう。

注6) たわみ測定器で、各種測定器の中でも最も一般的に用いられている。

表-III・6 T_A の計算に用いる換算係数(道路維持修繕要綱)

	在来舗装の構成材料	各層の状態	係数	摘要
表層・基層	加熱混合式アスファルト コンクリート	破損の状態が水準1で水準2 の状態に進行するおそれのある 場合	0.9	破損の状態が水準1に近い 場合を最大値水準3に近い 場合を最小値に考え、中間 は破損の状況に応じて適当 な係数を定める
		破損の状態が水準2で水準3 の状態に進行するおそれのある 場合	0.85~0.6	
		破損の状態が水準3の場合	0.5	
上路盤	加熱アスファルト安定処理		0.8 ~0.4	新設時と同程度の強度をも つと認められるものを最大 値にとり、破損の状況に応 じて係数を定める
	セメント安定処理		0.55~0.3	
	石灰安定処理		0.45~0.25	
	水硬性粒度調整スラグ		0.55~0.3	
	粒度調整碎石		0.35~0.2	
下路盤	切込砂利および切込碎石		0.25~0.15	
	セメント安定処理および 石灰安定処理		0.25~0.15	
コンクリート版	セメントコンクリート	破損の状態が水準1または水 準2の場合	0.9	
		破損の状態が水準3の場合	0.85~0.5	

(注) 舗装破損の状態の基準

- 水準1: ほぼ完全な供用性を有しており、当面の維持修繕は不要であって日常の維持を行えばよいもの(おおむねひびわれ率が15%以下のもの)
- 水準2: ほぼ完全な供用性を有しているが、局部的な維持修繕が必要なもの(おおむねひびわれ率が15~35%のもの)
- 水準3: オーバーレイあるいはそれ以上の大規模な維持修繕が必要であるもの(おおむねひびわれ率が35%以上)

f: 舗装体のアスファルトコンクリート層の部分の平均温度による温度補正係数(図-III・11)

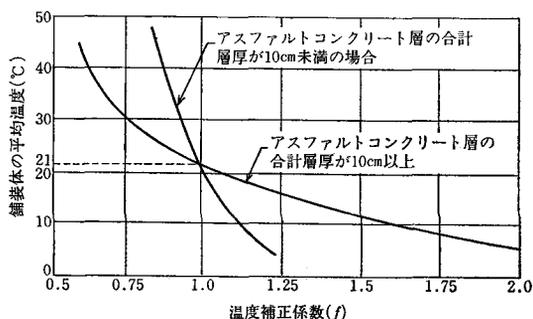


図-III・11 温度補正曲線

なお、舗装体の平均温度の測定が困難な場合は、たわみ量の測定を午前8~10時頃に行い、その時の路面温度

表-III・7 たわみ量による所要オーバーレイ厚(cm)

オーバーレイ前の たわみ量D (mm)	交通量の区分			
	(L) I交通	(L) II交通	(A) III交通	(B) IV交通
0.6 未満	—	—	—	—
0.6 以上 1.0 未満	—	—	—	4
1.0 以上 1.5 未満	—	—	4	6
1.5 以上 2.0 未満	4	4	6	10
2.0 以上	6	6	10	12

(道路維持修繕要綱)

をアスファルト層の平均温度として温度補正係数(f)を求める。表-Ⅲ・7は農道舗装における在来路面のたわみ量と所要オーバーレイ厚さの関係を表わしたものである。(大和東悦;佐藤道路㈱)

4-1 打換え

アスファルト舗装の打換えには、部分的に行う場合と、大きな面積に亘って行う場合がある。また構造的に見た場合、表層や基層のアスファルトコンクリート層のみを打換えるものと、路盤や路床まで打換えるものとがある。

打換えの設計、計画に当っては既設舗装の破壊状況調査から、その原因について検討し、それに対処した工法とすることが肝要である。ここではアスファルト舗装の打換えのうちでも全工種が含まれている路床までの打換えについて述べる。

アスファルト舗装の打換えは、一般に実施している舗装工事の工種に既設舗装の取壊しと掘削、搬出が加わったことと、施工箇所が既に交通に供用している道路であるため、安全に且つ速かに復元しなければならない工事である。

4-2 調査・設計

(1) 調査

打換えの判定は、前号講座(5)(前述)の考え方による他舗装面状況について現場技術者の主観によって決定されるものであるが、基本的には「破壊が著しく、他の工法では良好な路面を保つことができない場合」に打換えを行なうことになっている。

しかし、これは舗装路面の現象から判定することになるため、破壊の原因を十分検討ができるような調査を行うことが大切である。表-Ⅲ・8に示すものは破壊の状況と、その原因についての概略である。

調査の手順を図-Ⅲ・12に示す。路面観察によって、ひび割れ率、交通量、凹凸状況、摩耗状況等から打換えを設計する場合と、更にブルーフローリング^{注7)}を実施し路面の破壊原因が路床や路盤にあるかを検討するもので、撓み量が大きい場合は更に掘削し路床、路盤の状況を観察すると共に路床土、路盤材を採取し室内試験を実施する。室内試験は表-Ⅲ・9に示す項目について行い、破壊原因の判定資料と打換え舗装厚さの設計資料とする。

(2) 設計

1) 形状について

打換えをする面積の形状は、できるだけ作業性がよ

表-Ⅲ・8 アスファルト舗装の破損の種類・原因

破損の種類	原因
縁端部の破損	1. 舗装厚の不足 2. 交通荷重の過大 3. 路肩部の支持力不足 4. 路肩が高かったり、排水管がつまったりして路盤が水で飽和している
老化した表層	1. アスファルト量の不足 2. アスファルトの過熱 3. 混合不良 4. 吸収性骨材の使用 5. 表層の老化
穴	1. アスファルト量の不足 2. 混合不良 3. 混合物の過熱 4. 水の浸透 5. 開粒度型の混合物 6. 転圧不足
網目状のクラック	1. アスファルト量の不足 2. 粒度の不良 3. アスファルトの老化 4. 水の浸透 5. 路盤の支持力不足 6. 舗装厚の不足
ブリージング (すべり抵抗の低下)	1. アスファルト量の過剰 2. 粒度の不良 3. 使用骨材が砂利の場合 4. 軟質アスファルトを使用した場合 5. タックコートの過剰散布
縦断方向の波	1. アスファルト量の過剰 2. 粒度の不良 3. 空隙率の過小 4. 路床・路盤の支持力の不均一 5. プライムコート、タックコートの過剰散布および散布の不均一
横断方向の波	1. アスファルト量の過剰 2. 粒度の不良 3. 空隙率の過小 4. 路床・路盤の支持力の不均一 5. 車両通過位置の固定化 (わだち掘れ)

注7) 正規の締固めを完了した路床路盤及び基層等に、ある一定の試験荷重をのせた重車(タイヤローラーまたは複輪、トラック等)を走らせこれによって起こる路床路盤及び基層上の変形を測るものである。

破損の種類	原因
はがれ	1. アスファルト量不足 2. 混合物の過熱 3. 車両のオイルの滴下 4. 混合不良
縦横断方向の線状クラック	1. 切盛境の不等沈下 2. ホワイトベースの目地およびクラックの反射 3. 施工継目の不良 4. タックコートの不良 5. 路盤支持力の不均一
不陸やくぼみ	1. 路盤支持力の不均一 2. 混合物の転圧不足
摩耗	1. アスファルト量の不足 2. 粒度の不良 3. アスファルトの老化 4. 軟質骨材の使用 5. タイヤチェーンの使用
構造物取付部のクラックおよび段差	1. 裏込め材料の転圧不足 2. 水による裏込め材料の細粒分の流出

表-III・9 試験項目

試験項目	路盤材	路床
含水比試験	○	○
C B R 試験	○	○
篩分試験	○	—

分となりがちであり、再破壊の恐れが生じる。

2) 面積について(幅×長さ)

打換え部の最小面積は既設舗装が破壊している面積にとられて、作業機械、特に転圧機械の作業性を無視した面積とすることは避けるべきである。アスファルト舗装の施工基本は総て転圧機械の締固めに依存するものであることから、転圧機械の締固め作業ができる最小面積(幅と長さ)を基本に設計すべきであり、その目安としては補修車線幅員の1/2以上の長さとする。

(最少面積÷幅員× $\frac{1}{2}$ 車線幅員)

また、広い面積を打換えする場合で、その中に局所的な打換えを要しない部分がある場合は、その部分も同時に打換えることが望ましい。

3) 構造について

打換えをする舗装の厚さや構造についての設計は、新しく舗装を施工する場合の手法を用いて行うものとする。即ち、設計C B Rと設計交通量とから算出するものであるが、設計交通量は補修時点の交通量を基準として耐用年数に対する増加分を見込んだものでなければならない。従って打換え舗装厚さは在来の舗装厚さより厚くなったり、舗装構成が異なるのが一般的である。構造設計方法については表-III・10の交通量の区分と、表-III・11舗装厚さの目標値が示されている。しかし路床土の掘削搬出および置換え材料に関する経費、工程、およびその他について問題がある場合は、路床土を安定処理(セメント処理、石灰処理、等)し路盤材として利用することを考慮することが望ましい。

4-3 施工

(1) 施工計画

打換え工事を実施するために必要な諸事項を、漏れなく準備しなければならない。(表-III・12)

表-III・10 交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量(台/日)
I	15未満
II	15以上~100未満
III	100以上~250未満
IV	250以上~1,000未満

(土地改良事業計画設計基準)

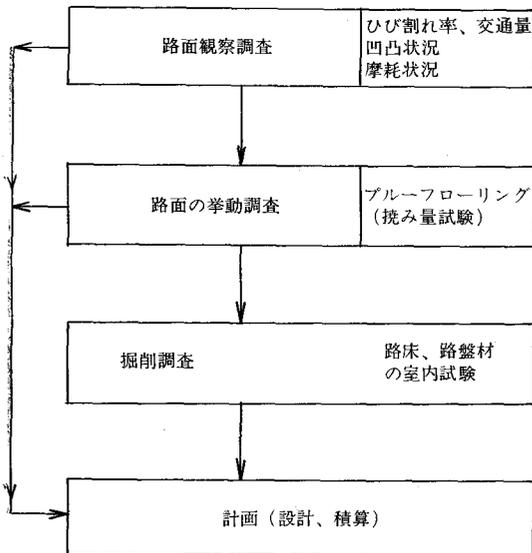


図-III・12 調査フローシート

く、施工管理が容易なものとしなければならない。打換えの一般的な形状は道路の中心線に沿った直角平行四辺形であるが、これを三角形、多角形および円形などにすると施工が困難となるばかりではなく、施工管理が不十

表-III・11 舗装厚さの目標値

設計 CBR	目標とする値 (cm)							
	I 交通		II 交通		III 交通		IV 交通	
	T_A	合計厚	T_A	合計厚	T_A	合計厚	T_A	合計厚
2	10	39	17	52	21	61	29	74
3	9	30	15	41	19	48	26	58
4	9	25	14	35	18	41	24	49
6	8	20	12	27	16	32	21	38
8	—	—	11	23	14	27	19	32
12	—	—	—	—	13	21	17	26
20以上	—	—	—	—	—	—	—	—

- (注) (1) ここでいう T_A とは、舗装をすべて表層基層用加熱アスファルト混合物で行う場合に必要の厚さを示している。
- (2) ここでいう設計CBR4とは、4以上6未満を示す。
- (3) 路床が深さ方向に異なる場合で、設計CBRが3未満であっても、最上層のCBRが3以上で厚さが30cm以上あれば断層を設ける必要はない。
- (土地改良事業計画設計基準)

表-III・12 施工計画項目表

項目	内容	
施 工 計 画	工程計画	工事全工種に亘った施工実施計画
	安全対策	交通規制に関する計画について所轄警察署と協議、承諾、用具機器の搬入、その他
	機械計画	施工機械の稼働計画、計画に基づいての手配、搬入、その他
	材料検査	使用材料の品質検査、安定処理の配合設計、アスコン配合設計、その他
	労務計画	工程計画に基づいた労務計画、労務者の手配、乗り込み
	その他	設計図書と現場との照合、確認、その他

(2) 準備工

工事は一般交通に対処しながら実施する作業であるため、交通の安全と作業員の安全を確保しなければならない。安全施設の設置目的は、「工事中である」を通行車輛や歩行者に認めさせ注意を促すためのものであり、バリケード、ガードフェンス、セーフティコーン、カラーコーン、保安灯、等の設置は交通量や道路、沿道の状況、工事規模、等によって決めなければならないが、これについては「道路工事保安施設基準」(建設省道路局)に準じることが望ましい。特に片側一車線で上り、下りの混合交通を行う場合は、トランシーバーと赤ランプを交通規制要員に装備させて工事区間の上り、下り部に配置し、連続して通過する最終車輛を確認した後、反対側の

車輛を発進させるものとする。この場合の動作は運転者に判りやすいよう大きく、且つ明確とし、事故のないように交通を確保しなければならない。

しかし、交通量が僅かな道路や耕作道路等については、工事区間を含む最短距離の両側にある交差点に迂回路の標示と交通止めの標識、等を設置し、一般車輛を迂回させることが望ましい。

以上、述べた安全対策は一般に疎かになりがちであるが、交通規制の不備によって発生した交通事故の責任は、工事関係者にあるため十二分に注意されることが望まれる。

(3) アスコンの切断

打換え部と在来舗装との継目は整然とした直線とすることが望ましい。そのためには、コンクリートカッターを用いてアスコン層を切断する。切断の深さは深い程よいが、概ねアスコン層厚さの $\frac{2}{3}$ 以上とすることが望ましい。この切断深さが不足した場合は隣接する正常な既設舗装との縁切れができず、取壊し作業によって隣接する既設舗装が浮き上り悪い影響を与えるので注意しなければならない。

(4) アスコンの取り壊し除去

取り壊し作業は打換え工事のうちで最も時間を要する作業である。アスファルトコンクリートの取り壊し、掘削搬出についての一般的な機械は表-III・13の通りであるが、これら機械の編成は作業条件や工事規模等を考慮し、合理的に選択することが望ましい。

表-III・13 機械表

取壊し機械	掘削機械	積込機械
ハンドブレーカー	ブルドーザー	—
油圧ブレーカー	トラクターショベル	トラクターショベル
ハクター	バックホウ (コンポー)	バックホウ (コンポー)

1) 取り壊し機械

ア ハンドブレーカー (写真-III・2)

ハンドブレーカーを道具として、アスファルトコンクリート層を周囲から小割にする方法である。ハンドブレーカーにはエアコンプレッサを用いるものと、それ自体にエンジンを装備したものとがあるが、前者は後者に比較して破壊能力は大きく、後者は騒音のわりに能力が低い。

イ 油圧ブレーカー (写真-III・3)

近年、盛んに用いられているもので、バックホウ、ショベル、クレーン等の油圧系機械の先端にブレーカを装備したものであり、破壊能力が大きく、アスファルトコンクリート層が厚く、ハンドブレーカーで破壊困難なものも容易に破壊できる能力をもった機械である。

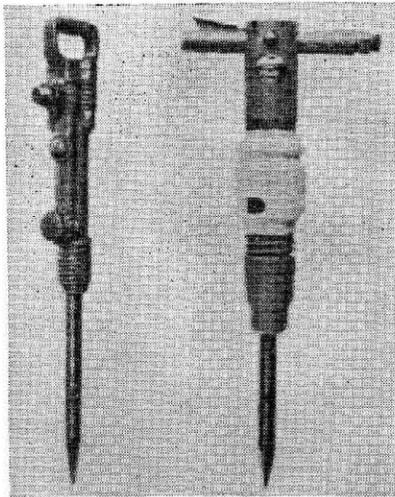


写真-Ⅲ・2 ハンドブレイカー



写真-Ⅲ・3 油圧ブレイカー

ウ ハクター (固層剝離用具)

この機械は近年開発されたもので、アスコン層の剝ぎ取り、積み込みに用いるものである。機械は写真-Ⅲ・4に示す如く、油圧系掘削機械の先端にハクターを装備したもので、作業能力も大きい。

施工法は、前処理として図-Ⅲ・13に示すWの巾をカッターとブレイカーで取り除き、剝ぎ取り作業のとっかかり部を作り、ハクターを挿入してアスコン層を大きなブロックに剝ぎ取り、そのまま運搬車に積み込むものである。

(5) 路盤、路床の掘削

1) 埋設物の確認

路盤や路床土の掘削、搬出に先立ち地下埋設物の位置を確認することが大切である。

道路用地内の地下埋設物には電話線、高圧電気線、ガ

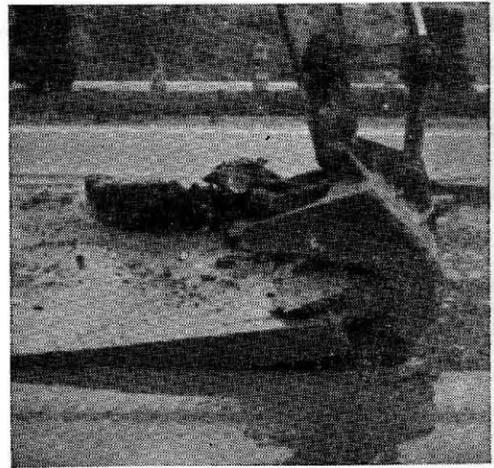


写真-Ⅲ・4 ハクター

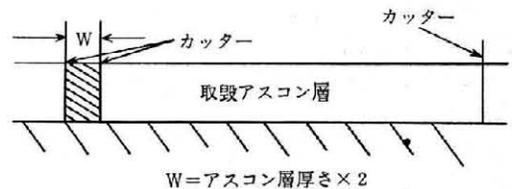


図-Ⅲ・13 前処理図

ス管、水道管、等がある。埋設物の位置確認は道路台帳で概略位置を知り、実施に当っては関係会社等の立合による試験掘りで確認するか、或は地下埋設物探知器等で確認することが望ましい。

2) 掘削

掘削の殆んどは箱掘りとなるが、この場合隣接する正常な舗装との境界は図-Ⅲ・14に示す如く斜傾とし、ゆるみやすい路盤材は $\phi \approx 30^\circ$ に、ゆるみにくい路盤材の場合は $\phi \approx 45^\circ$ とすることが望ましい。そのためには、機械掘削を少し内輪目とし、最後の仕上げは人力で行うことが望ましい。

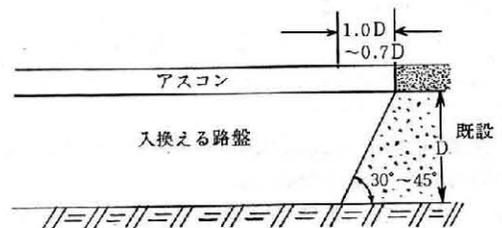


図-Ⅲ・14 隣接部の状況

掘削機械の種類は施工規模と路床土の状況によって選択しなければならないが、表-Ⅲ・13に示す機械の特長は次のようである。

ア トラクターショベル

この機械は掘削面積が大きい場合は有効であり、掘削

と積込みが同時にできる。機械にはホイール式とクローラー式とがある。

○ホイール式……移動性に富み現場内移動等は簡単であるが、路床が軟弱な場合は不相当である。

○クローラー式……軟弱な路床土には有効であるが極度な軟弱路床では能率が低下する。

イ バックホウ

この機械は、特に軟弱な路床土の場合にも有効であるが、施工場所の立地条件に左右される。

○路床面に入らないで掘削、積込み作業ができるため、路床土を攪乱しない。

○掘削が完了した部分から逐次路床整正や路盤の施工ができる。

○地下埋設構造物附近の掘削は他の掘削機械よりも施工しやすい。

○施工場所に高さ制限がある場合や、道路幅員が狭い場合等は、作業効率が低下するばかりではなく交通に対して危険が伴うこともある。

3) 路床面のテスト

設計深さまで掘削した路床面の支持力が設計時より極度に悪い場合は、打換え舗装厚さを厚くする(CBR値と設計交通量とから舗装厚さを設計する)ため更に深く掘削しなければならないことがある。

この場合の掘削深さは、路床土の支持力測定結果から決定するものであるが、打換え工事の殆んどは急速施工であることから掘削作業後、直ちに判定できる試験方法として簡易CBR試験機やコーンペネトロメーターの貫入試験機を使用すると便利である。コーンペネトロメーターを用いた場合はⅢ-2式(粘性土の場合)でCBR値を推定することができる。

$$q_c = (3.0 \sim 3.3) \text{ CBR} \text{---(Ⅲ-2)式}$$

ここに q_c ; コーン指数

掘削路床面のCBR値から設計舗装厚さを直ちに検討し合理的な舗装構造に変更することが望ましい。

(6) 路盤工

ブルドザーで掘削路床面を整正、転圧するが比較的良好な路床土の場合はタイヤローラーで2~3回程度転圧する。

路床が軟弱な場合は路盤材がめり込むことが予想されるので予め路床高さを揚げ越しをするか、或は石灰等を用いた安定処理を施すことも考慮しなければならない。

路盤材料の敷き均しは一般に小型ブルドザーを用いるが、構造物附近や隅角部附近は人力によって行う。路盤材の締固めはマカダムローラーやタイヤローラー等で十分に転圧するが、打換え面積が狭き場合や、縁部、隅角部等に大型転圧機で締固めができない場合は小型コンパクターやランマなどで十分に転圧を行う。

路盤工の施工管理については、一般の舗装工事に準じ

るものとする。

(7) アスコンの舗設

打換え部と既設舗装の継目は、ゴミや泥等を丁寧に除去し、その面にタックコート(0.5~0.7l/m²)としてブラシ等を用いて歴青材を塗布する。またL型側溝がある場合もその接合面上記同様の方法で塗布する。

路盤面上のプライムコートは一般の舗装工事と同様の方法で散布する。

アスコンの舗設も一般舗装工事と同様の方法で敷き均し、転圧および施工管理を行うが、打換え舗装面は交通開放後沈下が生じやすいので既設舗装面より0.5~1.0cm高い仕上り面とすることが望ましい。

表層を残して交通開放をする場合は在来舗装、縁石、マンホール等の接続部に段差が生じるので加熱混合物ですりつけをしなければならない。またアスファルト安定処理層や基層を転圧する場合その仕上げ面が既設舗装面より低いために縁部や隅角部の転圧が不十分になりがちであるため小型振動転圧機を用いて十分に締固めなければならない。

(8) おわりに

アスコン舗装の打換えについては冒頭で述べた如く、一般の舗装工事にアスコン層の取壊しと路盤、路床の掘削が加わったのみで特別に述べる事項もないが、施工に当っては一般舗装工事と異なる交通規制とその対策に十分注意しなければならないことを述べて本章を終りとす。(小池敏雄; 鹿島道路㈱)

☆ 講座を終るにあたって

6回に亘って連載いたしました本講座を、今回で終了いたします。調査に協力いただいた現場の皆様へ感謝の意を表すると共に、本講座が現場における設計施工の手引きとして皆様にご利用いただければ幸いに思うものであります。

参考文献

1. アスファルト舗装要綱(日本道路協会)
2. 簡易舗装要綱(日本道路協会)
3. 道路維持修繕要綱(日本道路協会)
4. 土地改良事業計画設計基準「農道」(農林省構造改善局)
5. 道路建設講座「道路舗装の維持修繕」, 藤原 武
6. 歴青舗装の設計と施工, 谷藤正三
7. 簡易舗装の設計と施工(簡易舗装研究会)
8. ASPHALT IN PAVEMENT MAINTENANCE (THE ASPHALT INSTITUTE)
9. アスファルト舗装ハンドブック(鹿島道路㈱技術研究所)
10. 高速道路の舗装補修基準に関する調査報告書(高速道路調査会)
11. 道路維持修繕要綱に関する地区講習会講義要旨(日本道路協会)
12. 道路維持修繕ハンドブック(鹿島出版会)

間違い易い水理設計(その2)

—頭首工に関する事項—

川 合 亨*

目 次

1. まえがき	101	6. 頭首工下流部のクッションは不適	103
2. 取入れ口の平面位置と防砂	101	7. 転倒ゲート下流側堆砂の原因とゲート操作	103
3. 頭首工における取水時のセキ上げ水位	101	8. 砂防堰堤からの取水に注意	104
4. 取入れ口前面のハングリップは不要	103	9. 集水渠による取水限界	104
5. 土砂吐導流壁先端および固定ゼキと 可動堰の境界部における洗掘現象	103	10. あとがき	105

1 まえがき

今回は河川からの取水と取水構造物に関する諸問題に焦点をあてようと思う。

河川からの取水において、案外理解され難い問題に土砂の移動がある。すなわち、河底は土砂であること、流水力が強くなると土砂が移動することから様々な問題が生じてくる。たとえば、取入れ口からの土砂の流入、洪水時における取水構造物のまわりの局所洗掘等がわれわれを悩ませるのである。

2 取入れ口の平面位置と防砂

河川の蛇行路の中での取入れ口の位置は湾曲部凹岸側中央直下流付近であることが望ましい。ところで、この位置が決定されても、この取入れ口に設けるゲートの位置がまた重要な意味をもっている。このゲートの位置を自然に形成されている側岸より後方(取水方向)へ下げると、このゲートの前面に土砂が堆積し、洪水中あるいは洪水終了後に幹線水路へ、この土砂を吸引することになる。このような関係を図3-1に示した。

取水ゲート位置は原則として自然に形成された側岸の位置に設けることが望ましいのである。

3 頭首工における取水時のセキ上げ水位

頭首工によるセキ上げ水位は幹線水路へ導水するための最小エネルギー水頭を与えることは当然である。しかし、この目的と同時に取水時の防砂という目的も兼ね備えることが重要であり、これは僅かの配慮で可能である。取水時の防砂の目的のために、頭首工上流河川における平均流速を40cm/sec以下とすればよい。計画上は20~30cm/secとすることが望ましい。

* 農業土木試験場

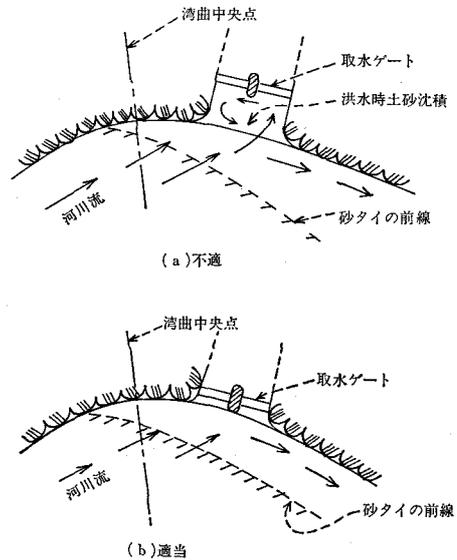


図3-1 取入れ口平面形(取水ゲート位置)

このような考え方で計画するならば農業用水専用の頭首工の場合に、全く沈砂池を不要とすることもできる。当然のことながら河川の土砂が移動し始める河川流量を知り、ゲート管理を適切に行うことが条件である。

また、設計取水水位を確定するに当っては土砂吐の掃砂機能上からも必要なセキ上流水位を検討することが望ましい。

これら、防砂と排砂を主体としたセキ上げ水位によって、導水路へのエネルギーが過剰となる場合には分水工や落差工によって調節することが可能である。

なお、沈砂池を計画する場合には当然のことながら、これの沈殿と排砂機能上の必要エネルギーを見込まねばならない。

過去において、取水計画の中に幹線水路への導水に必要な最小エネルギーのみしか見込まなかったために、苦しい設計に追い込まれた例がある。十分注意しなければならない。

4 取入れ口前面のハングリップは不要

このハングリップを設ける初期の目的は底層の土砂と表層の水とを分離することであった。しかし、近年、大型模型による水理実験の結果、ハングリップの尖端付近

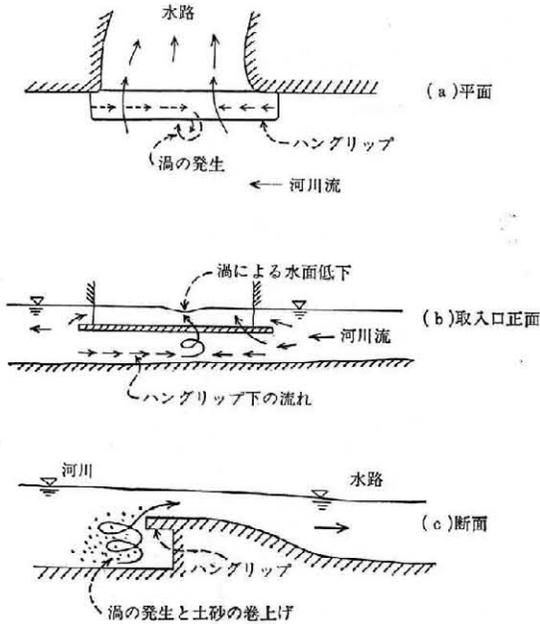


図3-2 ハングリップによる渦の発生

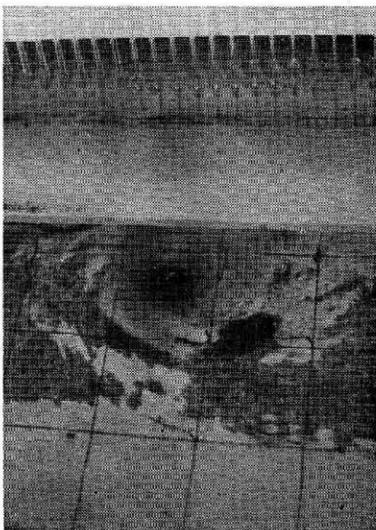


写真3-1 杉原頭首工の取入れ口(模型)
(渦の発生状況)

に断続的に渦が発生し、この渦が河底の土砂を巻上げることがわかった(写真3-1, 図3-2)。これは水中における一種の竜巻現象とみることができる。

一方、このハングリップを除いた結果、渦の規模は格段に小さくなり、その発生確率も非常に少なくなった。このような渦の発生条件とその揚力および揚力の影響については今後の実験的研究によらねばならない。

防砂という目的からは河床より取入れ敷高が高い方が望ましいのはいうまでもないが、少なくとも1.0m以上とする方がよい。

この例は自然現象を理解するために正しい観察の必要性を教えてくれている。

5 土砂吐導流壁尖端および固定ゼキと可動堰の境界部における洗掘現象

(1) 土砂吐導流壁尖端の洗掘

土砂吐導流壁の上流尖端部は一般に局所洗掘を受け易い。これは橋脚の上流側の洗掘に似ているが、とくに土砂吐のみを流去させるとき(土砂吐内の掃砂時)に、この部分に廻転流が生じ、これによって、局所洗掘がおきる(写真3-2)。これを防止するには図3-3のような保護工を設けるとよい。

(2) 固定部と可動堰の境界部に生ずる洗掘



写真3-2 導流壁尖端の洗掘

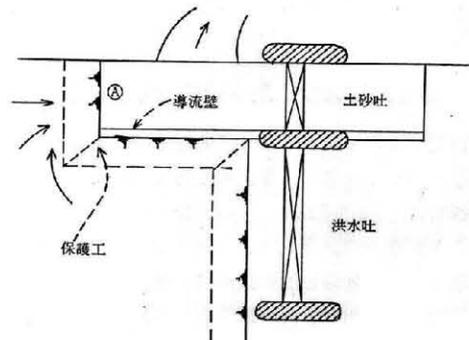


図3-3 土砂吐上流端保護工

一般に固定堰天端は可動堰の敷高よりゲート高さ程度以上高くなる。洪水時に可動堰を開放すると、この境界部においては高い固定ゼキによって阻止された流れが可動部へとそれる。すなわち、廻転流が発生するわけである。この廻転流によって局所洗掘が生ずる。この局所洗掘の深さは固定ゼキと可動堰の高低差に比例することが明らかである。概略的には高低差の3倍の深さまで洗掘されると考えてよいであろう。この局所洗掘を防ぐには土砂の水における安息角は約 45° と見積られるので高低差の倍の上流までリヤーエプロンを設けて保護することが望ましい。

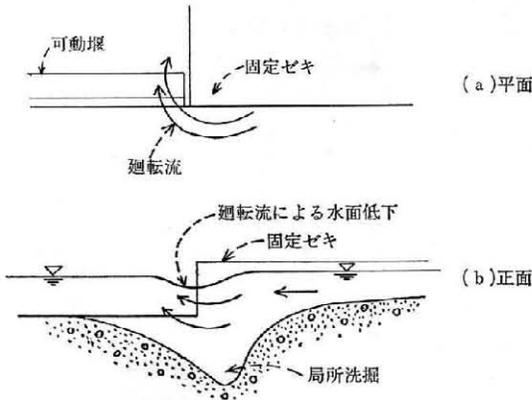


図3-4 固定ゼキと可動堰の境界部

これら局所洗掘の原因は渦の発生によるものであり、渦は流れの廻転流によって生ずる。渦による土砂の浮揚力は渦の中心真下における圧力が他の部分より小さくなることに起因している。すなわち、渦の水表面の中心部は他の部分より低下していることで明らかである。

6 頭首工下流部のクッションは不適

古い外国の文献にでてくる頭首工にはセキの下流にクッション部を設けているのがみられる。一見、望ましい構造のように思われる。しかし、この考え方には河川の流れて土砂を含んでいることをすっかり忘れていたのである。流砂をとまなわぬ所での水クッションは水のエネルギーの減勢に素晴らしい効果を発揮する。しかし、流砂を含んだ流れにおいては水クッション部の洗掘は猛烈を極める(常願寺川横江堰堤の例)ことも事実である。

このような事実より、頭首工下流の洗掘防止の基本的な考え方として、水と土砂を分離する工法が望まれる。

頭首工のエプロンの保護にはそれぞれの場所と構造物における流れの特殊性を十分に認識して対策を樹てねばならない。

ここに、早月川葦輪頭首工の固定堰のようにクッションなしでも全く洗掘の生じない例もみられるので注目し

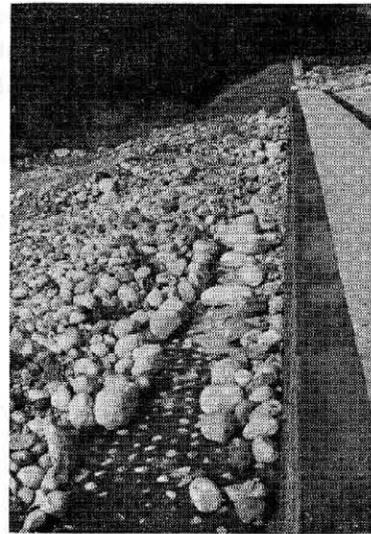


写真3-3 葦輪頭首工固定ゼキ下流(左岸から右岸をみる)

てよいであろう。

7 転倒ゲート下流側堆砂の原因とゲート操作

転倒ゲートは引上げ式ゲートに比してその建設費は非常に低廉である。しかし、ゲート下流側の堆砂によるトラブルが懸念される。

このゲート下流側の堆砂には二つの原因が考えられる。その一つは自然に形成される河床より、その敷高を低くセットした場合であり、もう一つは管理上の問題である。

前者についてはゲートの厚みプラス30cmの段差が懸しいところである。

後者は案外理解され難い問題であろう。原理的には河川の流れによって土砂が移動しない条件の中で転倒ゲートの閉閉を行うならばあまり問題が起らない筈である。

土砂の移動が活発であるときにゲート操作を行えば当然のことながら土砂によるトラブルが生ずる。したがって、河川における土砂の移動条件を正しく把握し、ゲートの操作管理上から計画に無理のないことを確認するとよい。

とくに頭首工において引上げ式ゲートと転倒ゲートが組合される場合、流水の弱い所に転倒ゲートを設けることが多い。しかし、流水力の弱い所は案外土砂の移動量が多いのである。このようなことから、洪水初期の土砂の移動の少ないときに転倒ゲートを開放し、洪水終了後、土砂の移動がなくなってから転倒ゲートを起す方が望ましい。

つぎにゲートの起立角度は大きい方(75° 程度以上)がよいようである。

さらに、閉閉スピードを早くすることによりゲート裏

側への土砂の巻込みを少なくすることが可能であるが、ゲート開放時のスピードが早過ぎる場合には下流へ段波の影響が生ずるおそれも考えられるので十分な注意が必要であろう。

なお、転石の大きい急流河川や倒伏時に常時水中に没している状態となる緩流河川およびゲートが一門のみで構成されるような場合には維持管理と保守点検上から好ましくないので計画上慎重な検討を要する。

8 砂防堰堤からの取水に注意

本来、砂防堰堤は流向をととのえ、部分的に河川こう配を緩やかにして流勢を弱め、かつ水の垂直落下によってエネルギーの減勢を行う目的をもって築造される。結果として砂防堰堤上流には土砂が堆積するわけである。

したがって、砂防堰堤直上流に取入れ口を設ける場合には河川の流れの状況を慎重に検討しないと取水と同時に多量の土砂を流入することとなる。

砂防堰堤が築造される河川は一般に急流河川であるから洪水の出水時間も早く取水管理が不十分となる場合が多い。

このような地点において取水量が $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下である場合には溪流取水工を考えるのも一つの方法である。

砂防堰堤からの取水には十分な注意が必要である。

9 集水渠による取水限界

ここでは、まず一つの例を示すこととする。

河川幅 25m、河床は砂礫層であり、常時表流水がある。この河川から集水渠によって $0.48 \text{ m}^3/\text{s}$ の取水を計画した。集水渠の直径は 1000mm、河床から集水渠管の中心までの深さ約 2.0m、集水渠管の長さは 90m とした (図 3-5)。

完成後の集水テストの結果、取水量は所定の半分以下であり、この量も時間の経過とともに減少する傾向があらわれてきた。

計画の段階では常時表流水があるわけであるから当然地下へ浸透し十分な取水が可能であろうと考えたのである。

表流水が十分あっても重力による地層浸透には自ら限界のあることを忘れた例である。ここに、ある地区の透水係数の実測値 (表 3-1) がある。

いま、表 3-1 のうち埼玉県櫛巻扇状地、砂レキ層 (洪積) で地下水流の水みちである $h_a = 138 \text{ m}/d = 0.0016 \text{ m}/\text{sec}$ の値を用いて概算してみる。

取水量 $Q = 0.48 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 $V = ka = 0.0016 \text{ m}/\text{sec}$ とすれば必要な断面積は $A = Q/ka = 300 \text{ m}^2$ となる。

パイプが満流するものとすれば幅を 1.0m (パイプの直径をみる) とした場合、集水渠管の長さが 300m 必要

表 3-1 透水係数の実測値

(農土試土地改良部落合研究室)

場 所	地 層	地下水流速 (m/d)	備 考
埼玉県櫛巻扇状地	砂レキ層 (洪積)	138	地下水流の水みち
〃	〃	69	地下水流の主流
〃	〃	26	主流でないところ
愛知県牧尾ダムサイト	〃	26	ダム築造前
群馬県鍋川沖積地	砂レキ層 (沖積)	43	主流
栃木県鬼怒川扇状地	砂レキ層 (〃)	50	左岸、主流
〃	〃	7.6	〃 主流でない
〃	〃	26	右岸、主流
茨城県本新島	微 砂	7.7	
関東地方中央部			
〃 鬼怒川水系		9	深層地下水
〃 利根川水系		11	〃
富士熔岩流、三島 熔岩流 (キレット水)		811~700	主流
〃		200~300	主流でない
〃		6~0.01	ほとんど流れないところ
山形県横倉山 (安山岩、キレット水)		1030	主流
		480	主流でない

注: $10 \text{ m}/\text{day}$ はほぼ $1.16 \times 10^{-2} \text{ cm}/\text{sec}$ に相当する。

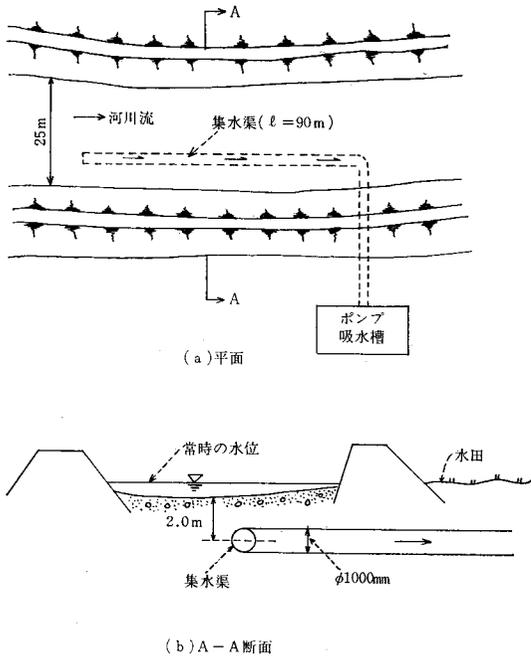


図3-5 集水渠の実施例

ということになる。したがって長さ90mでは集水量の不足することが明らかである。この概算は現在のところ、集水渠管内の水理現象が十分判っていないので非常にお

おまかな判断であることをおことわりしておく。しかし経験的には $\phi 1500 \sim 2000 \text{mm}$ $l = 1 \text{km}$ の集水渠によって流量 $1 \text{m}^3/\text{sec}$ の集水が可能といわれていることからみても略妥当な概算値と考えられる。

また、特異な例として、河岸に採取した砂利の洗滌選別場があり、これの廃液が河川に流れて微粒子が河床面に沈積し、地下浸透を阻害したことがあった。すなわち表流水がいくらあっても集水渠へ水が浸透しないのである。

話しは拡大するが、地下水があるからといって自由に取水が可能であるかというそうではない。地下浸透のスピードに見合った計画をたてないと確実に地盤沈下が生ずるであろう。自然には自ら一つの法則性がある。この法則性を明らかにするのは研究であり、これを私達の生活に利用するのは技術なのである。

10. あとがき

この講座では頭首工に関する土砂の問題を2~3の角度から観察してみた。案外理解しているようで失敗を繰返す場合が多い。

あとで考えてみると自然現象にはそれなりの妥当性がある。自然の法則性というものを常に念頭において自然界を散歩すると興味尽きない楽しさがある。しかし、自然の法則性をゆがめた人間の心ほど悲しいものはない。

農業土木技術研究会研修会宿泊施設

県別	略号	施設名	所在地・電話	申込先	施設の内容	料金 (1泊2食) A=自 B=他 C=一般	交通
滋賀	㊤	大津宿泊所 びわこ荘	大津市山上町10-3 0775 22-6056 (〒520)	直接 受付-3 ヶ月前 定休日 -第1火曜日	木造2階 客室8 定員22名 会議室 集会30名	A ¥ 3,250~ B ¥ 3,750~ C ¥ 4,250~	大津市 国鉄湖西線西大津駅下車徒歩 15分
	㊦	大津びわこロッヂ	大津市下坂本町 823 0775-78-2020 (〒520-01)	直接	鉄筋2階 客室12 定員38名	A ¥ 3,150~ B ¥ 3,450~ C ¥ 3,950~	琵琶湖畔 湖西線唐崎駅下車徒歩20分
	㊧	雄琴通信保養所 湖畔荘	大津市雄琴町 1474 0775-78-1303 (〒520-01)	直接 受付-2 ヶ月前 定休日-第2, 4月曜日	鉄筋3階 客室13 定員53名 会議室 集会70名	A ¥ 3,400~ B ¥ 3,700~	琵琶湖畔・雄琴温泉 湖西線雄琴駅下車徒歩15分。 駅から日吉大社行バスで雄琴 温泉下車。山手へ徒歩3分
大津	㊨	大津宿泊所 さざなみ荘	大津市打出浜1-2 0775 23-1611 (〒520)	直接	鉄筋4階 客室24 定員70名 会議室 集会275名 [式場]	A ¥ 4,840~ B ¥ ~ C ¥ ~	琵琶湖畔 大津駅表口下車県庁よりに進 み徒歩約15分。京阪浜大津駅 よりタクシー3分京阪石馬駅 下車徒歩2分。
	㊩	滋賀県宿泊所 おおみ荘	大津市中央4-5-4 0775 23-0063 (〒520)	直接 警 864-3515	鉄筋3階 客室8 定員20名 会議室 集会120名 [式場]	A ¥ 4,235~ B ¥ 5,190~ C ¥ ~	大津市 京阪電車島の関駅より徒歩2 分、タクシー大津駅より3分
	㊪	共済会館びわこ	大津市におの浜4-2-40 0775 24-4121 (〒520)	直接 定休日- 12月29日~ 1月3日	鉄筋5階 客室21 定員75~96名 会議室 集会350名 [式場]	A ¥ 4,300~ B ¥ 4,300~ C ¥ 4,900~	琵琶湖畔 東海道線大津駅下車バス湖畔 經由石山方面行で馬場1丁目 下車徒歩3分。
大津	㊫	大津宿泊所 志賀荘	大津市茶が崎1-2 0775 22-5389 (〒520)	直接	鉄筋5階 客室21 定員70名 会議室 集会220名	A ¥ 3,800~ B ¥ 4,600~ C ¥ 4,600~	琵琶湖畔 国鉄湖西線西大津駅下車徒歩 10分。

◎印 研修会場最寄の宿泊所

国営事業所の業務合理化の方法について

荒木正栄*

1. はじめに

国営事業の昭和54年度の実施状況（内地）は、広域農業開発調査29地区、地区調査31地区、全体実施設計23地区、事業着手134地区及び管理3地区であり、これらのために調査事務所12、土地改良技術事務所7、農業水利事業所69、開拓建設事業所39、干拓事業所8、草地改良事業所1、管理事務所3、海岸保全事業所3、合計141ヶ所を設置し、総事業費2兆300億円の事業を実施している。これは昭和45年と比較すると（海岸を除く）1事業所当り定員は0.7倍、事業費は3.4倍、職員1人当り

事業費は4.2倍となっている。

また事業実施において

- ① 他省庁出先機関、関係都道府県、市町村、関係土地改良区、電力会社等の他部門との調整
- ② 水利権協議、漁業権補償、用地交渉、地元の取りまとめ
- ③ 会検対応

などの業務がしだいに増加している。

2. 合理化の必要性

しかし、職員1人当り事業費の増加については、事業

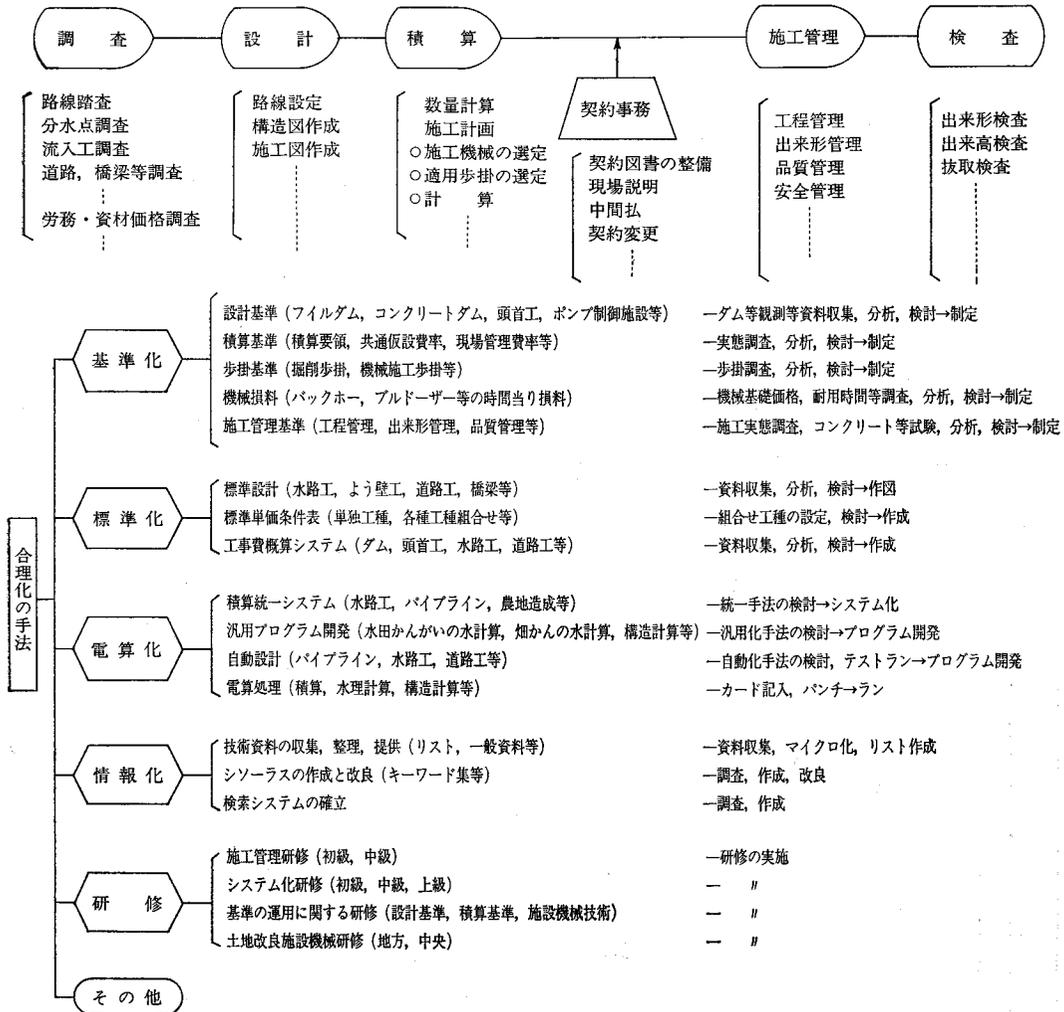


図-1 合理化の方法

* 施工企画調整室

の早期完成と定員問題から今後とも増加が予想され、また上記①、②、③についても今後とも増加すると考えられるが、合理化で対応することが困難な業務であることから

業務の合理化により、国営事業所の業務量の増大に対処することとし、農政局単位に土地改良技術事務所を設置し、ここを合理化のための中心的組織とした。

④ 調査、設計、積算、施工管理、監督、検査

3. 合理化の方法

事業量の増加、職員の減少（特に現場経験の豊富な技

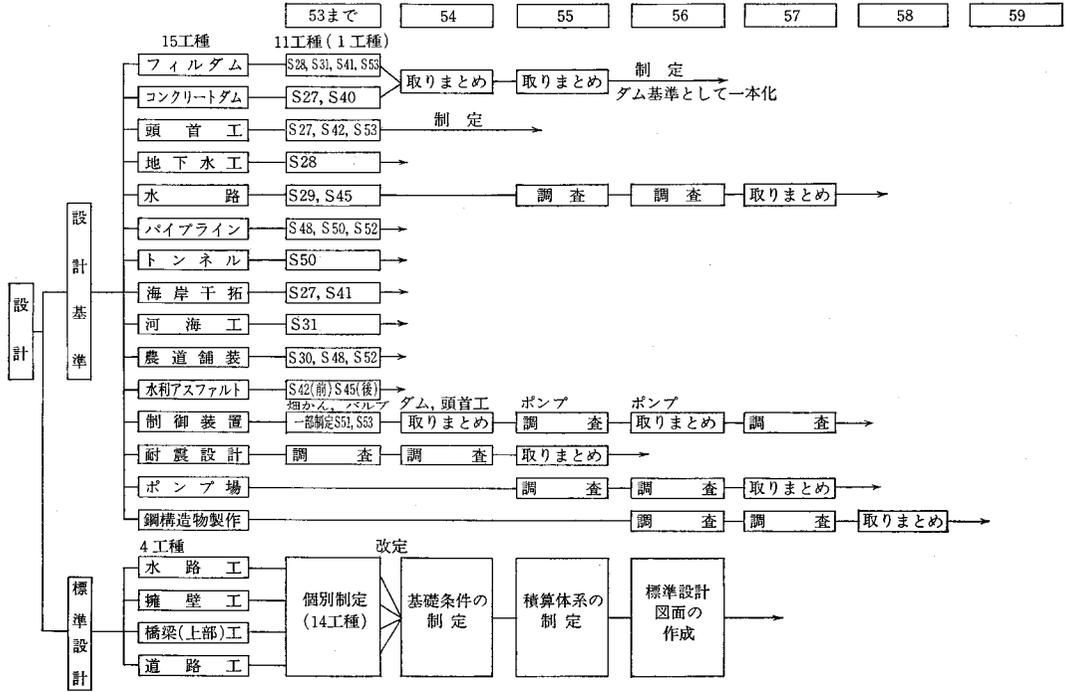


図-2 設計基準年次計画



図-3 積算・施工基準作成年次計画

術者の減少), 技術の高度化に対処するため

- ① 基準化, 標準化, 電算化により事業量の増加に対処する。
- ② 情報化により技術の高度化に対処する。
- ③ 研修の充実により, 基準化, 標準化, 電算化, 情報化に対応した知識の徹底と技術力の向上により職

員の減少に対処する。

これを図示すると図-1となる。

また基準化, 標準化, 情報化については, 図-2, 図-3, 図-4, 図-5の通り年次計画により実施している。

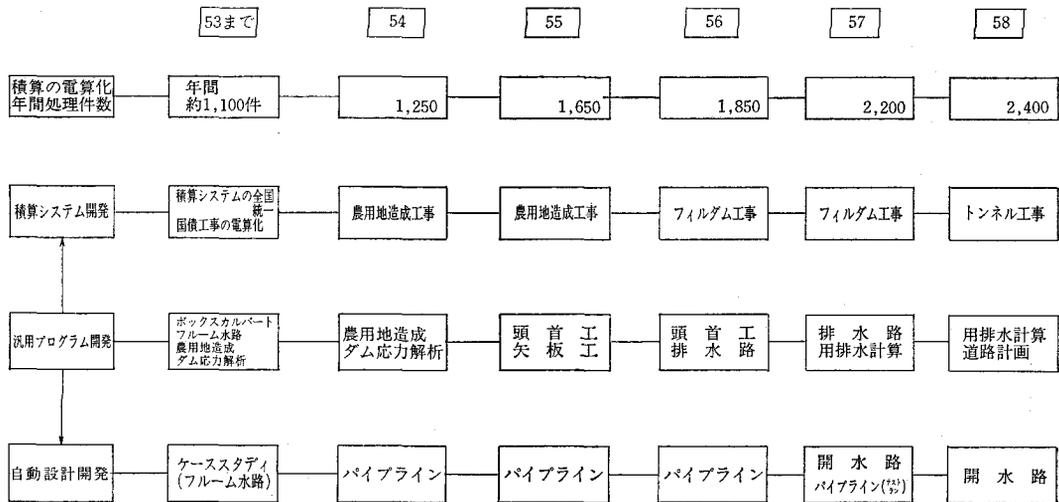


図-4 自動設計, 自動積算年次計画

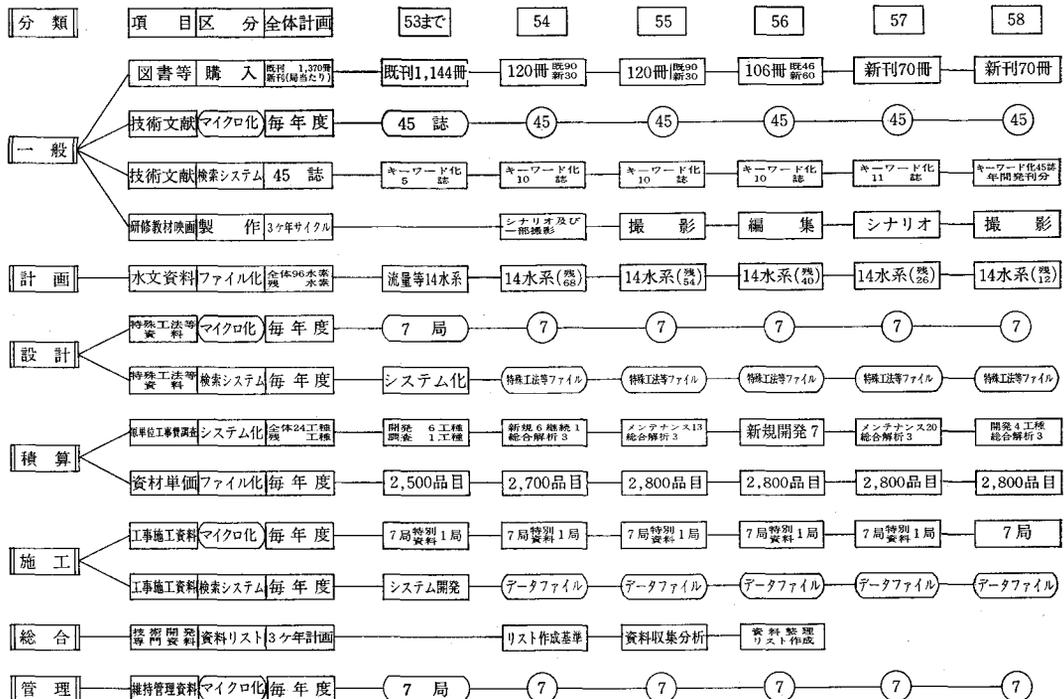


図-5 技術情報システム年次計画

青森県における骨材の品質特性と耐久性 試験計画について

青森県農林土木試験室

県内における碎石および砂の品質は、全国的に見てかなり劣悪でしかも、各特性値に年々低下の傾向が見受けられる。県内の碎石および砂の品質特性と全国平均値を示すと別表のとおりである。

今後は、河床の低下により川砂の生産も制限されて来ているため、品質の劣る山砂や海砂の使用も止むを得ない状況から、骨材の品質がコンクリートの性状（圧縮、

第1表 碎石の品質特性
(青森県農林土木試験室調べ)

区分		年			
		48	51	53	54
比 重	個数 N	43	45	44	53
	最大値	2.95	2.94	2.92	2.92
	最小値	2.25	2.26	2.18	2.19
	範囲 R	0.70	0.68	0.74	0.73
	平均 \bar{X}	2.59	2.58	2.58	2.52
	標準偏差	0.15	0.15	0.15	0.14
	吸 水 率	個数 N	43	45	44
最大値		5.67	7.24	12.23	7.99
最小値		0.35	0.46	0.45	0.44
範囲 R		5.32	0.84	11.78	7.55
平均 \bar{X}		2.59	3.40	3.23	3.37
標準偏差		1.46	1.92	2.22	1.68
す り へ り 減 量		個数 N	43	45	44
	最大値	34.30	28.90	41.80	30.50
	最小値	7.70	9.80	9.20	10.60
	範囲 R	26.60	19.10	32.60	19.90
	平均 \bar{X}	18.89	17.08	18.51	19.70
	標準偏差	5.03	4.21	5.62	4.47
	安 定 性	個数 N	—	—	—
最大値		—	—	—	45.50
最小値		—	—	—	2.00
範囲 R		—	—	—	43.50
平均 \bar{X}		—	—	—	13.72
標準偏差		—	—	—	11.94

第2表 碎石の全国平均値

区 分	比 重	吸 水 率	すりへり減量	安 定 性
特 性 値	2.69	1.50%	17.9%	5.0%

第3表 砂の品質特性

(青森県農林土木試験室調べ)

年		区分				
		比 重	吸 水 率	安 定 性	F. M	洗 い
53	個数 N	46	46	—	46	45
	最大値	2.72	7.47	—	3.14	6.14
	最小値	2.32	0.77	—	1.49	0.18
	範囲 R	0.40	6.70	—	1.65	5.96
	平均 \bar{X}	2.55	3.60	—	2.38	1.92
	標準偏差	0.10	1.69	—	0.46	1.40
	54	個数 N	51	51	51	51
最大値		2.76	11.85	10.90	3.08	6.75
最小値		2.34	0.69	1.30	1.33	0.18
範囲 R		0.42	11.16	9.60	1.75	6.57
平均 \bar{X}		2.54	4.09	5.33	2.25	2.66
標準偏差		0.10	1.63	2.64	0.37	1.85

第4表 砂の全国平均値

区 分	比 重	吸 水 率	安 定 性	F. M	洗 い
特 性 値	2.63	2.33	3.5	2.67	1.99

曲げ、引張各強度)特に耐久性に及ぼす影響を総合的に調査し、品質的な実用限界値を確認し、併せて空気連行による耐久性向上効果を調査して骨材の有効利用を図るため、次の試験を行なうことを計画した。

1 試験計画の概要

昭和54年度から3ヶ年の年次計画により各種の品質の粗骨材と細骨材を組み合わせ供試体を作成し、凍結融解試験を中心としてこれに圧縮、曲げ、引張等の一連の力学的試験を加味して、その実用上の品質限界を確認する。これ等の試験はレデーミクストコンクリートおよび二次製品用コンクリートについて行ない、二次製品用コンクリートについては養生工程別（1サイクル養生、2サイクル養生）に行なう。

2 年次計画

a) 初年度目標

細骨材を一定品質のものとし、品質の異なる粗骨材を組み合わせ（別図参照）粗骨材の使用限界（比重、吸水率）の暫定値を求める。この場合力学的試験と同時に空気連行による耐久性向上を凍結融解試験で調査する。

県 だ よ り

b) 2年度目標

使用限界値を示す粗骨材と品質の異なる細骨材を組み合わせ（別図参照），細骨材の使用限界の暫定値を求める。a)と同じく一連の試験を行なう。

c) 最終年度目標

県内の平均的粗骨材と各種の混合砂を組み合わせ（別図参照），a)と同じく一連の試験を行なう。三ヶ年間の結果をとりまとめ粗骨材の実用限界値を確定し，その場合に使用出来る細骨材の品質（限界値）および空気連行量との関係を明確にする。

3 供試体のコンクリート配合と養生方法

a) レデーミクストコンクリート

- ① 使用セメント 小野田セメント
- ② 使用A E剤 ポゾリス No 5 L
- ③ 配合
設計基準強度目標 160kg/cm²
最大骨材寸法 25mm

4 試験内容説明図

スランブ	8 ± 1
W/C	60%
Air	4 ± 0.5, 6 ± 0.5

④ 養生方法 標準養生

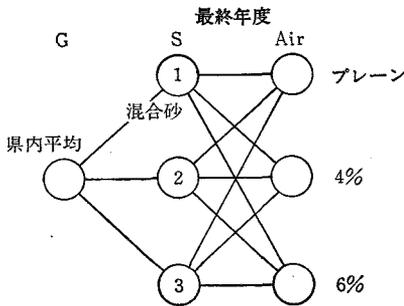
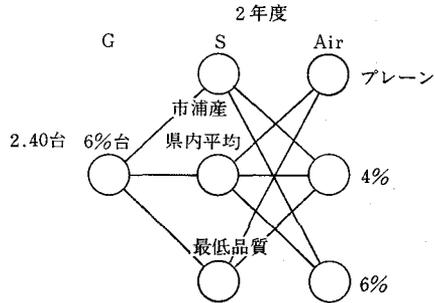
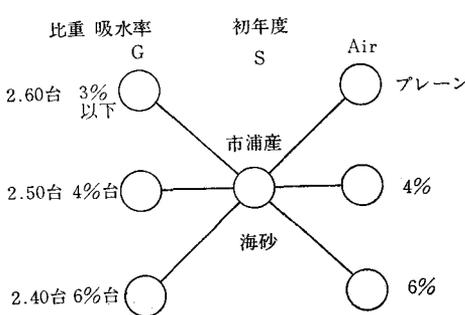
b) 二次製品用コンクリート

- ① 使用セメント 住友セメント
- ② 使用A E剤 ポゾリス No 5 L
- ③ 配合

設計基準強度目標	300kg/cm ²
最大骨材寸法	20mm
スランブ	7 ± 1
W/C	46%

④ 養生方法 蒸気養生（工程1サイクルと2サイクルの2種）

以上簡単に試験概要について述べたが，この結果については折りを見て発表したいと考えています。



ブドー園における多目的利用（防除）の 実施例について

山梨県笛吹川沿岸土地改良事業所

1. はじめに

甲府盆地の東部笛吹川沿岸の丘陵畑地帯で昭和48年より行なわれている土地改良事業は受益面積 5,800ha に及ぶ甲府盆地東部の一大果樹地帯で既に散水、もも園防除等の施設は徐々に完成しており今回東八代郡御坂町尾山地区のブドー園団地の一角約 4.8ha に防除施設が完成したので紹介致します。

2. 施設の概要

1) 水源は園の東方、約 0.5km、に存在する尾山堤(せき、貯水池)からポンプ(15km多段タービンポンプ)により取水する。

2) は場は 5 ブロック、31 散水区に分割し、各ブロックは 4 乃至 7 散水区に統割する、これを集中バルブ方式により各バルブを手操作により灌水、防除、施肥を実施する。

3) 薬液混入装置は「ボルドウ」用小型差圧式半自動混入機(スミジェット)とし、各ブロックに 1 基設置す

る。園内には桃畑も混在するので、本混入機は一般農薬も散布することが出来る。

4) 本ほ場には、園内配管中の薬液残液の完全散布、並びに薬液散布時のタイムラグ(時間ズレ)による散布ムラ(不均一散布)を無くすため、圧搾空気による「残液処理施設」が設置されている。

5) 灌水と防除はスプリンクラーの機種を異にし、又灌水は樹下かん水となっているため、配管系統は別系列にしている。又、ライザー管によっては灌水と防除両方のスプリンクラーヘッドを装着したものがあ、これに全円型、半円型があるのでライザー管の種類が多い。灌水を実施するときは灌水防除兼用の配管系統のバルブ(集中バルブ)のみを開き、防除のときは灌水防除兼用と防除専用系統の両方のバルブを同時に開き行う。

6) 設計諸元から計算した灌水、防除、施肥の作業時間は次の通りである。

第 1 表

作業名	1回の作業時間	1日の作業時間	間断日数	全作業時間	摘 要
灌 水	5.72時間	17.2時間 (1日3回として)	6日	103時間	1回2散水区同時に灌水する区あり(全部で18回となる)防除可能な時間帯は風速1.5m/s以下又は早朝の4時間位とされている
防 除	8分	4時間08分	1日		
施 肥	20.5分	5時間	2日	9.9時間	

3. 設計諸元

1) 灌水(省略)

2) 防除

a) スプリンクラー吐水量、配置間隔、本数 23.5

l/分(F), 12m×12m, 6.94本/10a

b) かんがい強度

$(23.5 \times 60) \div (12 \times 12) = 9.79 \text{mm/ha}$

c) 散布時間

薬液散布量を10a当り800lとして、1散水区

1回の防除時間は、

$800 \div (23.5 \text{l} \times 6.94 \text{本}) = 4.9 \text{(分)}$ (平均)

この外に原液をスミジェットに補給する時間が約

3分、残液処理時間が約2・3分掛るが、残液処

理は原液補給中に別の配管系統で実施するので実際の防除時間は

$4.9 \text{分} + 3 \text{分} \div 8 \text{分}$ である。

従って、全防除時間は、散水区数を31区として4時間08分となり、1日で終了する。一般に、防除できる気象状態は風速1.5m(秒速)以下とされており、このような条件は早朝4時間位といわれている。

3) 施肥(省略)

4. 主要施設仕様

5. 施設の操作

1) 灌水(省略)

2) 防除

.....県だより.....

薬剤原液の調製

イ) 一般農業

〔例〕2,450㎡の桃園に、反当り700ℓの散布量でジマイダイセンを800倍で散布する場合の原液調整法

$$\text{水量} = \frac{2.45 \times 700}{40} = 42.9 \ell$$

$$\text{原体量} = \frac{2.45 \times 700}{800} = 2.14 \text{kg}$$

即ち、約43ℓの水にジマイダイセンを2,140gr 溶か

第 2 表

施設名	機器名	仕 様 規 格
散水施設	園内配管	硬質塩ビ片スリーブ付管φ20～φ75
	ライザー管	φ20 SGPW
	MPS S弁	残液処理用液開気閉弁
	スプリンクラー	灌水用 { 全円型(28.0ℓ/min/3.0kg/cm ²) 半円型(14ℓ/min/3.0kg/cm ²) 防除兼用 { 全円型(23.5ℓ/min/3.0kg/cm ²) 半円型(18.3ℓ/min/3.0kg/cm ²)
薬液混入施設	薬液混入機	ボルドウ用スミジェット 860型 660型
残液処理施設	空気圧縮機	ベピコンOBP7TL 3.7kW
	空気タンク	耐圧 10kg/cm ² 1,000ℓ
	送風管	PE φ25～φ40
	調圧弁	ウイルカーソン 221型

せばよい。

ロ) 石灰ボルドウ液 (ブドー用)

この施設は、ベンチュリー管1本で石灰と硫酸銅液を同時に希釈混合してボルドウ液を作っているが、石灰液(石灰乳という)は20倍で、硫酸銅液は40倍で希釈するので、夫々別々に計算する。

石灰ボルドウ液は、一般に「6-8式」とか、「4-6式」とか呼ばれるが、これは出来上った石灰ボルドウ液100ℓ中に、硫酸銅、石灰が夫々、600gr、800gr又は400gr、600gr 入っていることを表している。

ボルドウ用スミジェット(一般農業も使用できる)は、機体も、調合槽も2台ずつセットされているが、これは1方は石灰乳用、他方は硫酸銅用となっている。

〔例〕2,450㎡のブドー園に、反当り600ℓの散布量で、4-6式ボルドウを散布する場合の原液量

おわりに

防除液の人体に及ぼす影響及び省力化から補給かん水を目的とするスプリンクラーを更に多目的に利用する研究も進み、試験的には場を設け実施しているが、問題点は尚多く試作の段階であることから今後さらに合理的な方法を研究していかなければならない。

第 3 表

石 灰 乳		硫 酸 銅 液	
原 液 量 (水量)	原 体 量	原 液 量 (水量)	原 体 量
$\frac{2.45 \times 600}{20} = 73.5 (\ell)$	$0.6 \times \frac{2.45 \times 600}{100} = 8.82 (\text{kg})$	$\frac{2.45 \times 600}{40} = 3.68 (\ell)$	$0.4 \times \frac{2.45 \times 600}{100} = 5.88 (\text{kg})$
73.5ℓの水に8.82kgの石灰を溶かす		36.8ℓの水に5.88kgの硫酸銅を溶かす	

業務電算化への或る試み

——オンライン・システムに代わるものとして——

岡山県農林部次長 高 杉 朴 雄

コンピュータは、今更いうまでもなく使いようによっては、非常に有効なものである。しかし、オンライン・システムになっていない場合には、実際使用するとすると計算センターを往復する時間的なロスとか、また使用しようとする際の事務的手続なので、必ずしも即座に有

効利用のできる態勢にあるとは限らない。

本県における業務の電算化については昭和47年度に初めて予算をもって検討に着手した。

電算化の対象としたのは、主として工事費の積算とおもな技術計算であった。工事費の積算については、施工

条件と数量を入力して、所要の単価表と明細書を出力するまでのものであったが、昭和49年度までには一応実用化のできるものには完成させた。

しかし運用面で問題が多く、特に工事費の積算については、翌年度から直ちに機械化へ移行させるという訳にもいかず、とりあえず、統一単価の作成ということで現在に至っている。しかし、将来各事務所に端末器が置かれ、オンライン・システムが確立された時には、このシステムもまた利用されることになるであろう。

業務は、近年になり質・量とも日々に複雑多岐にわたっており、このまま、オンライン・システムになる時を待っている訳にも行かないのではないかとということで、考えられたのがデスクコンピュータの利用であった。

本県には、耕地関係の出先事務所が13事務所あるが、各事務所間で互換性を持たせるよう、機種・型式を統一して機械を配置することとした。機械の性能面では、主として対象とする業務内容を考慮して

1. 多量のデータを記録・処理できること。

2. データの処理上、作表等の機能が優れていることを重点におき、機種を検討した。

運用面では、各事務所に2名程度担当をおき、1～2ヶ月に1回又は必要に応じて担当理事会を開き、各事務所で自主開発したもの、今後開発したいもの等を発表し、各事務所間でプログラムを流用し合うこととした。

また、既成のプログラムを検討したり、各事務共通的なもので今後開発すべきものを担当を決めて開発し、次回会議に発表することとしている。

今年度からはじめて、まだ日は浅いが、既に2回の会議を持ったがその効果は徐々にみりつつあるようである。

コンピュータ導入にあたって、重要なことは、機械が身近にあって必要なときすぐに使用できる態勢にあるこ

とである。

当面、本格的な大型コンピュータによるオンライン・システムが導入される日までのつなぎとして、デスク・コンピュータの使用により職員のコンピュータに対する理解と運用に見通をたて、各事務所に配置した機械が十分有効に利用され、遊休化しないようなルールが敷かれた時には、更にもう1ランク上の高級機種に入れ替え、適用業務の拡大をはかることも可能であろう。

そしてこれをもって、本格的なオンラインシステムの日に備え、業務の移行がスムーズに行われるよう、今からコンピュータに慣れ親しむ態勢をつくっていく方針である。

因みに現在、デスクコンピュータで行っている業務を紹介すると次のようである。

工事費積算の諸経費計算と明細書打出、各種開水踏計算、パイプライン計算、マスカープ計算、土圧計算、日雨量の確率計算（岩井法）等を出先事務所で使用している。又本課においては、県営事業の地区別進行管理、各種事業台帳、長期計画進行管理、団体営事業の割当表作成、公庫資金の年賦償還金計算などを行っている。

その他として、本課において設計図書類や、資料が現在室内に充満しているので、課をあげて環境整理に取り組んでいるが、資料の整理等にマイクロ・フィルム化と合せてコンピュータを利用しようと、ただ今検討中である。

また職員の間で、各種リクレーション等の同好会があるが、各々の成績の記録や点数の計算等にも利用できるのではないかと考えている。

このように、身近に機械が置かれているとちょっとした資料などでも、コンピュータに記録して整理加工することができるし、その他色々と応用できるのではないかと夢みている次第である。

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和54年度）

会 長	浅原 辰夫	構造改善局建設部長
副 会 長	緒形 博之	東京大学教授
理 事	中川 稔	構造改善局設計課長
"	伊東 久称	" 水利課長
"	内藤 克美	" 設計課農業土木専門官
"	長野 孝夫	関東農政局建設部長
"	高須 俊行	農業土木試験場々長
"	北村 純一	新潟県農地部長
"	後藤 孝	水資源開発公団第二工務部長
"	松井 芳明	農業土木事業協会専務理事
"	永田 正董	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	技師長東京支社長
"	久徳 茂雄	西松建設株式会社常務取締役
"	内藤 正	大豊建設株式会社副社長
"	宮城 好弘	三井建設株式会社取締役営業部第二部長
監 事	坂根 勇	関東農政局設計課長
"	岡本 勇	(財)日本農業土木コンサルタンツ代表取締役社長
常任顧問	岡本 克巳	構造改善局次長
"	井元 光一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	小川 泰忠	新農村開発センター代表取締役
"	梶木 又三	参議院議員
"	金子 良	日本大学教授
"	小林 国司	参議院議員
"	佐々木四郎	㈱日本農業土木コンサルタンツ相談役
"	清野 保	岐阜大学名誉教授
"	高月 豊一	京都大学名誉教授
"	田村徳一郎	明治大学講師
"	中川 一郎	衆議院議員
"	野知 浩之	
"	福田 仁志	東京大学名誉教授
"	山崎平八郎	衆議院議員
幹 事	浅井喜代治	農工大学助教授
"	荒木 正栄	施工企画調整室係長
"	伊藤 喜久	構造改善局防災課課長補佐
"	池田 文雄	" 地域計画課係長
"	岩崎 和己	農業土木試験場水利3研究室
"	太田 信介	構造改善局事業計画課係長
"	小木曾徳三郎	" 開発課係長
"	川尻裕一郎	構造改善局地域計画課課長補佐

幹 事	河田 正治	構造改善局防災課係長
"	古賀 猷規	国土庁計画調整局調整課専門調査官
"	塩田 克郎	構造改善局計画部資源課係長
"	須田 康夫	" 設計課課長補佐
"	杉浦 英明	" 事業計画課課長補佐
"	中西 一継	(財)日本農業土木総合研究所調査研究部長
"	長塚 裕	水資源開発公団第二工務部副参事
"	藤森不二夫	農用地開発公団工務第一係長
"	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐
"	本郷 尚文	" 水利課係長
"	増田 明德	" 設計課農業土木専門官
"	松本 政嗣	" 水利課係長
"	宮本 幸一	" 開発課係長
"	山崎 隆信	" 整備課係長
常任幹事	福岡 忠宏	構造改善局整備課課長補佐
"	須田 康夫	" 設計課課長補佐
"	増田 明德	" 設計課農業土木専門官
"	野村 利秋	全国農業土木技術連盟事務局長
編 集 員	内藤 克美	構造改善局設計課農業土木専門官
編 集 委 員	幹事及常任幹事	

賛 助 会 員

東 京	㈱ 荏原製作所	3口
"	㈱ 大林組	"
"	㈱ 熊谷組	"
"	佐藤工業㈱	"
"	大成建設㈱	"
"	㈱電業社機械製作所	"
大 阪	㈱ 西島製作所	"
東 京	西松建設㈱	"
"	(財)日本農業土木総合研究所	"
"	㈱ 日本農業土木コンサルタンツ	"
"	㈱ 間 組	"
"	㈱ 日立製作所	"
千 葉	福本鉄工㈱	"
愛 知	玉野測量設計㈱	"
東 京	㈱ 青木建設	2口
"	株 木 建 設 ㈱	"
大 阪	㈱ 奥村組	"
東 京	勝村建設㈱	"
大 阪	㈱栗本鉄工所	"
東 京	三幸建設㈱	"
"	住友建設㈱	"
"	大豊建設㈱	"
"	前田建設工業㈱	"
東 京	三井建設㈱	"
青 森	田中建設㈱	"

愛媛	安藤工業(株)	2口	宮城	丸か建設(株)	1口
山形	前田製管(株)	1口	〃	上田建設(株)	〃
愛知	(株)三祐コンサルタンツ	〃	〃	北越ヒューム管(株)	〃
大阪	久保田鉄工(株)本社	〃	山形	伊藤工業(株)	〃
東京	旭コンクリート工業(株)	〃	〃	佐藤興業(株)	〃
大分	梅林建設(株)	〃	〃	菱和建設山形営業所	〃
東京	技研興業(株)	〃	茨城	茨城県調査測量設計研究会	〃
〃	久保田建設(株)	〃	栃木	第一測工(株)	〃
〃	五洋建設(株)	〃	群馬	大和設備工事(株)	〃
大分	(株)後藤組	〃	〃	高橋建設(株)	〃
〃	(株)佐藤組	〃	埼玉	(株)古郡工務所	〃
三重	(株)塩谷組	〃	千葉	堀内建設(株)	〃
東京	世紀建設(株)	〃	〃	京葉重機開発(株)	〃
〃	(株)田原製作所	〃	〃	(株)舛ノ内組	〃
香川	大成建設(株)高松支店	〃	東京	前沢工業(株)	〃
大分	高山総合工業(株)	〃	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
東京	中央開発(株)	〃	〃	新光測量設計(株)	〃
岡山	アイサワ工業(株)	〃	神奈川	神奈川農業土木建設協会	〃
香川	(株)チェリーコンサルタンツ	〃	山梨	峡中土地改良建設協会	〃
東京	東急建設(株)	〃	長野	小林建設工業(株)	〃
秋田	東邦技術(株)	〃	〃	(株)木下組	〃
栃木	東洋測量設計(株)	〃	静岡	社団法人静岡県畑地かんがい事業協会	〃
神奈川	土木測器センター	〃	新潟	山崎ヒューム管(株)	〃
茨城	中川ヒューム管工業(株)	〃	新潟	新潟ヒューム管(株)	〃
東京	日本舗道(株)	〃	富山	(株)婦中興業	〃
〃	日本国土開発(株)	〃	〃	八田工業(株)	〃
〃	日本プレスコンクリート工業(株)	〃	石川	(株)豊蔵組	〃
〃	日本エタニットパイプ(株)	〃	福井	福井県土地改良事業団体連合会	〃
〃	ポゾリス物産(株)	〃	岐阜	岐阜県ベンチフリューム協議会	〃
〃	日兼特殊工業(株)	〃	岡山	(株)大本組	〃
東京	久保田鉄工(株)東京本社	〃	広島	金光建設(株)	〃
〃	丸誠重工業(株)東京営業所	〃	〃	農林建設(株)	〃
〃	藤増総合化学研究所	〃	徳島	佐々木建設(株)	〃
〃	(株)マルイ	〃	香川	青葉工業(株)	〃
大阪	(株)丸島水門製作所	〃	〃	宮本建設(株)	〃
石川	真柄建設(株)	〃	高知	須崎工業(株)	〃
東京	水資源開発公団	〃	福岡	福岡県農林建設企業体岩崎建設(株)	〃
愛知	若鈴コンサルタンツ(株)	〃	〃	(株)古賀組	〃
東京	I N A新土木研究所	〃	佐賀	農業土木試験場佐賀支場	〃
福岡	新日本コンクリート(株)	〃	熊本	佐藤企業(株)	〃
茨城	日本電信電話公社茨城県電気通信研究所	〃	〃	旭測量設計(株)	〃
東京	日本技術開発(株)	〃	群馬	水資源開発公団奈良俣ダム調査所	〃
北海道	(財)農業近代化コンサルタンツ	〃	東京	日本コーケン(株)	〃
岩手	菱和建設(株)	〃	岡山	岡山土地改良技術事務所	〃
〃	丸伊工業(株)	〃	北海道	札興産業(株)	〃
〃	高弥建設(株)	〃			
〃	東北ブルドーザー工業(株)	〃			

116社157口 (順序不同)

農業土木技術研究会会員数

地方名	通常会員								賛助会員		地方名	通常会員								賛助会員		
	県	農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数	県		農林省	学校	法人	団体	個人	合計	会社	口数			
北海道	206	231	7	112	12	19	587	2	2	近畿	33	10	-	7	5	1	56	-	-			
東	青森 岩手 宮城 秋田 山形 福島	森	99	57	2	2	-	160	1	2	滋賀	59	71	8	17	4	2	161	-	-		
		手	95	21	6	5	10	138	4	4	京都	48	-	4	33	4	5	94	5	9		
		城	74	76	6	58	-	224	3	3	大阪	78	34	4	1	-	1	118	-	-		
		田	154	31	-	23	-	212	1	1	兵庫	64	19	-	-	-	3	86	-	-		
		形	91	49	5	4	-	150	4	4	奈良	54	12	-	-	-	2	68	-	-		
島	105	46	-	1	13	1	166	-	-	畿内	小計	336	146	16	58	13	14	583	5	9		
北	小計	618	280	19	93	23	1050	13	14	中	鳥島	36	8	4	-	-	1	49	-	-		
東	茨城 栃木 群馬 埼玉 千葉 東京 神奈川 山梨 長野 静岡	茨	119	42	5	1	33	5	174	3	3	取根	41	27	6	2	-	76	-	-		
		城	86	31	5	1	-	2	125	2	2	山	60	80	5	3	-	149	3	3		
		木	50	10	1	-	2	-	62	3	3	島	56	8	-	3	-	69	2	2		
		群	53	26	-	9	20	11	119	1	1	口	45	4	1	-	-	51	-	-		
		玉	94	23	1	2	40	13	173	5	6	島	37	18	-	-	1	56	1	1		
		葉	-	204	7	251	49	27	538	44	74	川	41	7	4	15	3	73	4	4		
		京	37	-	1	3	-	18	59	2	2	媛	36	22	4	3	-	70	1	2		
		奈	15	14	-	-	-	1	30	1	1	高	26	-	2	-	-	29	1	1		
		野	79	6	4	-	-	-	89	2	2	九	小計	378	174	26	26	4	14	622	12	13
		山	112	37	-	2	-	5	156	1	1	福	岡	43	32	8	56	44	7	190	3	3
東	小計	645	393	24	267	114	82	1525	62	95	佐	52	18	2	-	-	1	73	1	1		
北	新	瀧	221	63	1	9	-	7	301	2	2	賀	21	3	1	-	-	1	26	-	-	
		富	75	5	1	3	-	3	87	2	2	崎	89	55	-	7	3	3	157	2	2	
		川	46	89	3	14	-	-	152	2	2	本	61	5	-	3	-	1	70	4	4	
		石	85	7	-	1	-	-	93	1	1	分	58	19	2	1	-	-	80	-	-	
		福	85	7	-	1	-	-	93	1	1	崎	64	9	-	-	-	-	73	-	-	
陸	小計	427	164	5	27	-	10	633	7	7	島	-	21	3	1	1	-	26	-	-		
東	岐	阜	32	7	2	4	5	3	53	1	1	羅	小計	388	162	16	68	48	13	695	10	10
		知	56	86	1	98	34	11	286	3	3	九	福	43	32	8	56	44	7	190	3	3
		重	56	30	1	5	12	4	108	1	1	佐	52	18	2	-	-	1	73	1	1	
海	小計	144	123	4	107	51	18	447	5	7	熊	21	3	1	-	-	1	26	-	-		
内	地	岐	32	7	2	4	5	3	53	1	1	大	89	55	-	7	3	3	157	2	2	
		愛	56	86	1	98	34	11	286	3	3	宮	61	5	-	3	-	1	70	4	4	
外	国	三	56	30	1	5	12	4	108	1	1	鹿	58	19	2	1	-	-	80	-	-	
		小計	144	123	4	107	51	18	447	5	7	児	64	9	-	-	-	-	73	-	-	
総	計	重	56	30	1	5	12	4	108	1	1	沖	-	21	3	1	1	-	26	-	-	
		小計	144	123	4	107	51	18	447	5	7	州	小計	388	162	16	68	48	13	695	10	10
内	地	三	56	30	1	5	12	4	108	1	1	内	地	3142	1673	117	758	265	187	6142	116	157
		小計	144	123	4	107	51	18	447	5	7	外	国	22	-	-	-	-	-	22	-	-
外	国	重	56	30	1	5	12	4	108	1	1	総	計	3164	-	-	-	-	-	6164	116	157
		小計	144	123	4	107	51	18	447	5	7	社	口	116	157							

編集後記

省資源、省エネルギーといった活字が毎日の新聞誌上を賑わしている今日この頃ですが、我々土地改良に携わるものにとっても、この影響は、陰に陽にきびしい現実として表われてきているようです。

大きくは、国の財政事情に与える影響による公共事業推進の気運の衰退といったことから、身近かな問題としては、ハウス栽培での石油使用の抑制といった営農上の

問題、工事用機械に使用する油類の不足とか、そのための配給制の検討といった工事施工上の問題等、切実なものとなってきているものもあります。

このような情勢にあって我々はこれまでも増して国民食糧の安定確保に務める必要があり、省エネルギーの方針に沿った営農体系、施行方法等についても十分検討して行く必要があるのではないかと思われる昨今です。

(山崎隆信 記)

水と土 第39号

昭和54年12月10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0(ゼロ) a(エー)と α (アルファ)
r(アール)と γ (ガンマー) k(ケイ)と κ (カッパ)
w(ダブリュー)と ω (オメガ) x(エックス)と χ (カイ)
1(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)と ε (イプシロン) v(バイ)と υ (ウプシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ, どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は番号を付し, 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。