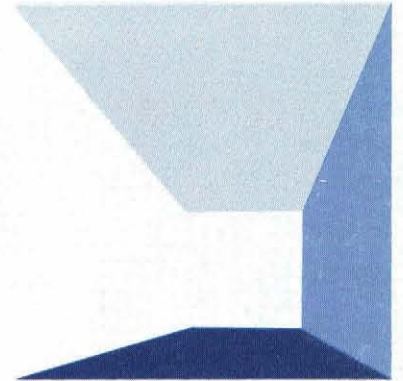
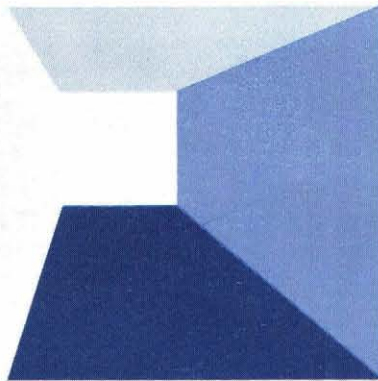
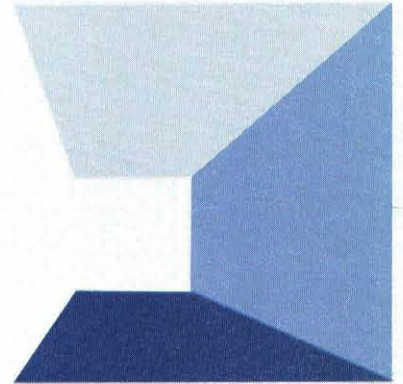


水と土

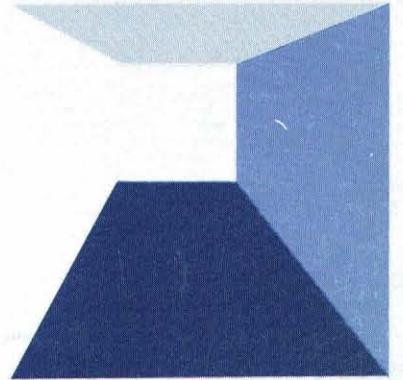
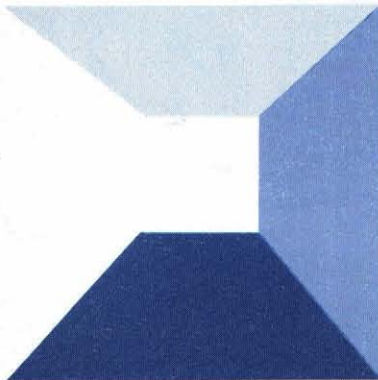
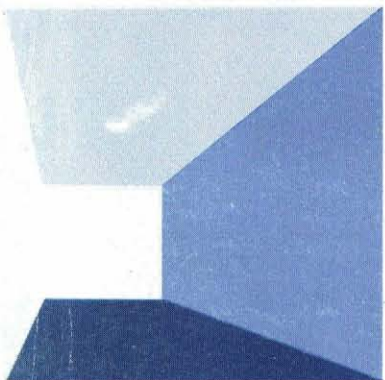
ISSN 0287-8593

第 70 号

昭和62年 9 月号
農業土木技術研究会



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



国上隧道の盤膨れについて

(本文 52 頁参照)



写真-3 上部半断面完成状況



写真-4 盤膨れ箇所 (1,675m附近)

戸田調整池の設計及び試験盛土について (本文 27 頁参照)



砂礫の先行掘削

総合保養地域整備法(リゾート法)と農村地域の活性化

(本文 69 頁参照)



果樹団地(ぶどう・なし)と農業公園の全景



ワイン城とミニ牧場

水 と 土

目 次

グラビア

国上陸道の盤膨れについて

戸田調整池の設計及び試験盛土について

総合保養地域整備法（リゾート法）と農村地域の活性化

巻頭文

秋田県土地改良史年表発刊にあたって

能登屋 享……(1)

報 文

報文内容紹介

……(i)

国営能代地区における浅内調圧水槽の設計・施工について

高橋 政雄……(2)
鎌田 真

横堰池ゴムシート基盤層の安定工法について

森 袈裟男……(9)

ロックフィルダムはなぜ地震に強いのか

——メキシコにおけるロックフィルダム

の耐震設計セミナーに出席して——

菊 沢 正 裕……(19)

戸田調整池の設計過程及び試験盛土について

——国営那須野ヶ原総合農地開発事業地区——

大 羽 泉……(27)

NATM工法による合所ダム監査廊の設計・施工管理について

阪 田 剛 一
武 富 幸 正……(42)
山 地 昌 親
島 先 孝 志

国上陸道の盤膨れについて

宮 原 数 雄……(52)

集落地域整備法について

桜 庭 光 一……(63)

総合保養地域整備法の制定と農山村地域の開発

川 嶋 久 義……(69)

農道空港構想について

山 下 誠 正……(81)
中 尾 誠 司

高水深下で使用するゴムシートの試験法

中 島 賢二郎……(91)
篠 田 健 吾

新しい構造のコンクリート管について

中 島 賢二郎……(99)

投稿規定

……(118)

農業土木研究会入会の手引

……(119)

農業土木研究会役員名簿

……(120)

会員数・編集後記

……(122)

No. 70

1987

September

水と土 第70号 報文内容紹介

<p>国営能代地区における浅内調圧水槽の設計・施工について 高橋 政雄 鎌田 真</p> <p>国営能代開拓建設事業では、幹線水路をはじめ支線用水路等末端までパイプラインであることから、水利用に伴う水理現象上のトラブルを解消するため「浅内調圧水槽」を施工した。この調圧水槽の構造は、P Cタンクであり、上水道等では一般的に使用されているが、農業用のかんがい施設としては比較的例が少ない構造物であるため、設計・施工の内容を報告する。(水と土 第70号 1987 P. 2)</p>	<p>集落地域整備法について 櫻庭 光一</p> <p>農林水産建設両省の初めての共管法である集落地域整備法が、第108国会において可決成立した。同法は、農村における集落及び周辺の農用地について、良好な生活環境と農業生産条件との調和のとれた整備を計画的に推進することを目的としている。現在、施行へ向けて作業を進めているところであるが、本稿では、とりあえず法律の背景、検討方向及び概要についてご紹介することとする。(水と土 第70号 1987 P. 63)</p>
<p>横堰池ゴムシート基盤層の安定工法について 森 袈裟男</p> <p>横堰池は、高冷地に築造される全面ゴムシート張による表面遮水タイプのため池である。ゴムシート基盤層は、湧水処理、凍上対策として透水性のよいクラッシュアランを使用している。この池の特殊条件として、基盤層終了後ゴムシート張施工まで2年間放置する期間があるため、降雨侵食、凍上等による、斜面表層部のゆるみ対策が必要となった。このため透水コンクリートによる表面安定工法を採用したので紹介する。(水と土 第70号 1987 P. 9)</p>	<p>総合保養地域整備法の制定と農山村地域の開発 川嶋 久義</p> <p>国民のゆとりある生活の実現と地方の活性化を図るため、第108国会において総合保養地域整備法が制定された。本法は、農山村に存する豊かな自然、文化等の地域資源を活用し、リゾート地域を整備しようとするもので、農山村地域における農林業等との連携のもとに進めることにより、農林業の振興を通じた地域の活性化が望まれる。(水と土 第70号 1987 P. 69)</p>
<p>ロックフィルダムはなぜ地震に強いのか？ ——「メキシコにおけるロックフィルダムの耐震設計セミナー」に出席して—— 菊沢 正裕</p> <p>昭和62年5月13日、財団法人国土開発技術研究センター主催による標記セミナーが開催された。講師は Raul J. Marsal 博士(メキシコ)である。講演では El Infiernillo Dam と La Villita Dam の設計・施工及び施工当初から現在に至る詳細な観測記録に基づく静的挙動特性とメキシコ地震(1985)を含む多くの地震による両ダムの動的挙動記録が示された。その概要をまとめたとともにフィルダムの耐震設計に関する著者の考えを述べた。(水と土 第70号 1987 P. 19)</p>	<p>農道空港構想について 山下 正 中尾 誠司</p> <p>食品ニーズの多様化、高鮮度化に伴う生鮮食料品等の空輸量の増加と薬剤散布、施肥等農作業時における航空機利用の増加に対応し、農林水産物の流通の合理化、農作業の効率化等を目的として、農道を活用し、航空機の発着も可能な農道離着陸場(農道空港)が検討されている。本稿は、農道空港の施設、効果、最近の状況等について説明するとともに、今後の方向について考察するものである。(水と土 第70号 1987 P. 81)</p>
<p>戸田調整池の設計過程及び試験盛土について ——国営那須野ヶ原総合農地開発事業地区—— 大羽 泉</p> <p>戸田調整池は、掘込み形式(現地盤より下で貯水量を確保する)で建設することとしたが、その選定過程を述べるとともに、遮水材料である、ロームと砂礫の混合材について、その室内土質試験と試験盛土の結果を報告する。(水と土 第70号 1987 P. 27)</p>	<p>高水深下で使用するゴムシートの試験法 中島賢二郎 篠田 健吾</p> <p>軟質遮水シートの試験法は、これまでルーフィング機の試験法を準用してきた。今回高水深下で使用する遮水機の試験機を2種類試作した。その特徴と試験結果例を報告する。(水と土 第70号 1987 P. 91)</p>
<p>N A T M工法による合所ダム監査廊の設計・施工管理について 阪田 剛一 武富 幸正 山地 昌親 島先 孝志</p> <p>合所ダムでは、監査廊トンネルの施工方法にN A T M工法を採用している。N A T M工法は、トンネル断面掘削直後にロックボルト及びコンクリート吹付を施工し、従来の支保部材を全く使用せず、地山の本来もっている支保能力を積極的に利用するものである。この報文は、合所ダムにおけるN A T M工法の設計方針や施工後の挙動及び解析について述べるものである。(水と土 第70号 1987 P. 42)</p>	<p>新しい構造のコンクリート管について 中島賢二郎</p> <p>従来のRC等の欠点を改良し、新しい考え方にもとづくコンクリート等が試作された。それについての特性を、主として力学的観点から検討した。(水と土 第70号 1987 P. 99)</p>
<p>国上隧道の盤膨れについて 宮原 教雄</p> <p>国営西浦原排水農業水利事業の一環として施工している国上隧道において、盤膨(ばんぷく)れが発生した。盤膨れは一般にトンネルの崩壊現象の一つとして位置付けられているが、停止する例も見られるので、当分の間観測を継続していた。しかし、長期間進行していることから、トンネルの安全性に係る問題が発生していると考えられるので、状況の把握及び対策の検討のための調査・試験を今回実施したものである。(水と土 第70号 1987 P. 52)</p>	

秋田県土地改良史年表発刊にあたって

能登屋 享*

今年3月、私共の諸先輩が苦心して築いた業績の積み重ねともいえる、秋田県土地改良史年表が発刊されました。農業土木に携わって35年、今まで、先輩の歩んだ道をゆっくりふりかえることもなかったが、これを機会に、過去の足跡を改めて知ることができ、また明日の土地改良の発展について、何かしらの示唆を得た感じがします。

さて、土地改良史の中で特にめざましい躍進がみられたのは、40数年前、すなわち日本歴史始まって以来の敗戦で、経済の潰滅状態による大量の失業者、軍人の復員・海外移住者の多数の引揚による人口急増、さらに、昭和20年産米の大凶作等によって、過度の食糧不足を来した終戦時からと思われる。政府は昭和20年、閣議で食糧確保緊急措置を決定、農林省においては米穀総合供出制度を実施、さらに22年には肥料配給制度や食糧確保を図る政策を次々に打出すものの、地力の低下、農業技術の低迷など、速効的成果は得られず、米どころである本県農家においても糍飯（米以外のものを混ぜて炊いた飯）を食し、供出に当たった。こうした事態の打開策として政府は22年に、超非常時食糧対策を決定、GHQの輸入食糧放出の傍ら、緊急政策として、緊急開拓事業により農地の拡大を図る一方で、かんがい排水事業などにより食糧増産を図ると共に、帰農計画による失業者の救済と自作農家の育成に努めたのである。しかし、緊急開拓事業は、大きな期待を寄せられたにもかかわらず、必ずしも飛躍的な増産効果に結びつかない場合もあり、結局、増産効果発生の早い既耕地、特に水田の基盤整備による土地生産性の向上へとその力が注がれて行った。

このような農業基盤整備事業に、国の多額な財政資金を系統的、継続的に投入するには、法体系の整備が必要となり、24年には土地改良法が制定された。GHQは26年に日本経済の建て直しとしてドッジラインを設定した。この結果、土地改良の場合、団体営の土地改良事業は私的投資と判断され、予算が打切られたことから、東北、北陸の稲単作地方の農民の反発が大きく、26年3月には議員立法による略称積寒法、すなわち、経済的に立ち遅れた積雪寒冷単作地帯における農業生産の基礎条件を速やかに整備することを目的とする法律が成立し、これが特殊地域対策事業の先駆となった。とりわけ、この法律は土地改良事業の補助金獲得に大きな役割を果たし、食糧増産を目的とした事業や小規模土地改良事業においては、46年度の廃止に至るまでの間、本県を含む積寒地は多大な恩恵を享受したのである。積寒事業と並行して、20年代には、県営事業では、かんがい排水事業を主体に、防災溜池事業、老朽溜池事業、30年代後半にかけてはほ場整備事業へと、事業種類も徐々に多様化してきた中で、世紀の大事業である八郎潟の干拓事業も、国家的な規模で集積した技術の導入によって、企画から計画、そして33年には着工と、秋田県八郎潟湖岸農民の永遠の夢が実現するに至ったのである。

ところが、昭和40年代に入ると、農業と他産業との間における所得水準の格差がみられるようになり、兼業化による農家所得の向上が図られたものの、一方において都市住民を中心とする食生活の多様化が進んだため、米の生産量は増加するが、消費は低下するという傾向が続き、結果として予期せぬ生産調整が実施されざるを得ない状況となった。このようにひとまず食糧危機が遠ざかると農業の見直し論が出始めることとなったが、土地改良事業は、労働生産性の向上、維持管理費節減などに重点を置く質的転換を図り、大型機械の導入を前提とした30アール区画のほ場整備事業が、50年代以降、主役の座へと登場したのである。本県におけるほ場整備事業は、通年施行を主体として飛躍的に伸び、特にほ場整備率は10アール区画、87パーセント、30アール区画、54パーセントと極めて高い水準に達するとともに、更にこの通年施行を通して生産調整にも大きな貢献をしてきたのである。

このほか、農産物流通の多様化、農村環境の向上に資する農道整備事業、農村定住条件の整備に資する農村総合整備モデル事業、水田の汎用化に資する排水対策特別事業や土地改良総合整備事業、水質保全の立場からの水質障害対策事業や集落排水事業、国土保全の立場からの防災的事業など、新たな分野の事業も加え、多岐に渡って農民の要望に沿う事業の拡大が図られ、本県も、その大きな恩恵に浴している。しかしながら、62年度の米価引下げ5.9パーセントによる秋田県の減収額は101億円と、農家経済は勿論のこと、県経済に与える影響も極めて大きく、憂慮にたえないところであるが、我が国農業の長期的な発展の基礎を確立すべく水田農業確立対策の理念を踏まえ、土地利用型農業の生産性の向上を図る時期に来ていることに異論はない。

今後は農業情勢の変化を見極めるべく長期的な視野に立って、更に高度利用のほ場整備のあり方を検討すると共に、新しいプロジェクトの誕生を期待し、農業を支え、農業をリードする土地改良をめざして頑張りたい。

* 秋田県農政次長

国営能代地区における浅内調圧水槽の 設計・施工について

高橋 政雄* 鎌田 真**

目 次

1. はじめに.....	2	5. 施工方法と施工計画.....	4
2. 地区の概要.....	2	6. 現在の技術水準での反省.....	7
3. 浅内調圧水槽.....	2	7. あとがき.....	8
4. 調圧水槽の構造検討.....	4		

1. はじめに

農業用水にパイプラインが多くなったのは畑地かんがいの拡大、水田地帯における土地価格の高騰に伴う用地取得の困難性の増大、混住化等による水質の汚染の拡大、及び水管理の合理化要求等、農業環境及び農業経営が変化したことによるものと考えられるが、農業用水のパイプラインの歴史は上下水道に比較して浅く、また、農業用の場合は時期により用水量の変動があるため、計画・設計に当っては特に留意すべきことと課題が種々内在している。

当能代開拓建設事業では、幹線用水路をはじめ支線用水路等末端までパイプラインであることから、水利用に伴う水理現象上のトラブルを解消するため「浅内調圧水槽」を施工した。

この調圧水槽の構造は、P・Cタンクであり、上下水道等では一般的に使用されているが、農業用のかんがい施設としては比較的例が少ない構造物であるため、設計・施工の内容を報告する。

2. 地区の概要

本地区は、秋田県北西部に位置する標高15～62mの比較的起伏の少ない丘陵台地であり農業開発の適地であるが、用水水源に乏しい。戦後の緊急開拓により一部開畑され、入植農家がみられたが、その後農業機械の普及、大型化に伴って漸次自己開墾により経営規模の拡大が進んだ。しかし無秩序に開墾されたため、圃場の形状、形質は低

水準で、分散しており、農業経営の合理化、地域農業の発展を著しく阻害している。

本事業は、かかる阻害要因の解消により、経営規模の拡大、土地・労働生産性の向上を図り、もって、農家経済の安定と地域農業振興に寄与するべく昭和43年度に着工したもので、受益面積3,270haの用水源を米代川水系粕毛川に秋田県が多目的ダム（治水・発電・農水）として構築した素波里ダムに求め、地区の水需要の安定確保を図り、未墾地1,758haの農地造成事業、既耕地1,512haを対象とする区画整理事業の外、農業用排水事業の三事業を一体的に行う総合農地開発事業を実施するものである。

3. 浅内調圧水槽

本地区のかんがい期間は、畑地かんがいを含め、4月30日から10月1日迄の計画であり、素波里ダムからの最大取水量は $Q_{max} = 11.974 \text{ m}^3/\text{s}$ である。当浅内調圧水槽地点の用水系統は図-1のとおりである。

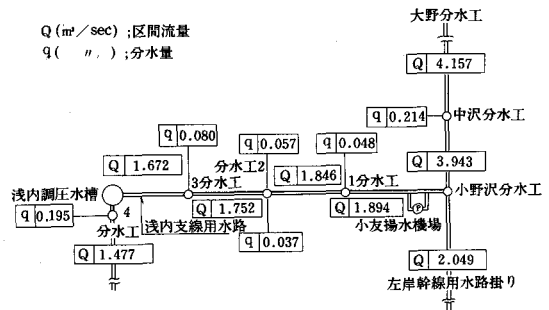


図-1 用水系統模式図（代掻最大流量）

* 東北農政局能代開拓建設事業所
** " 浅瀬石川農業水利事業所

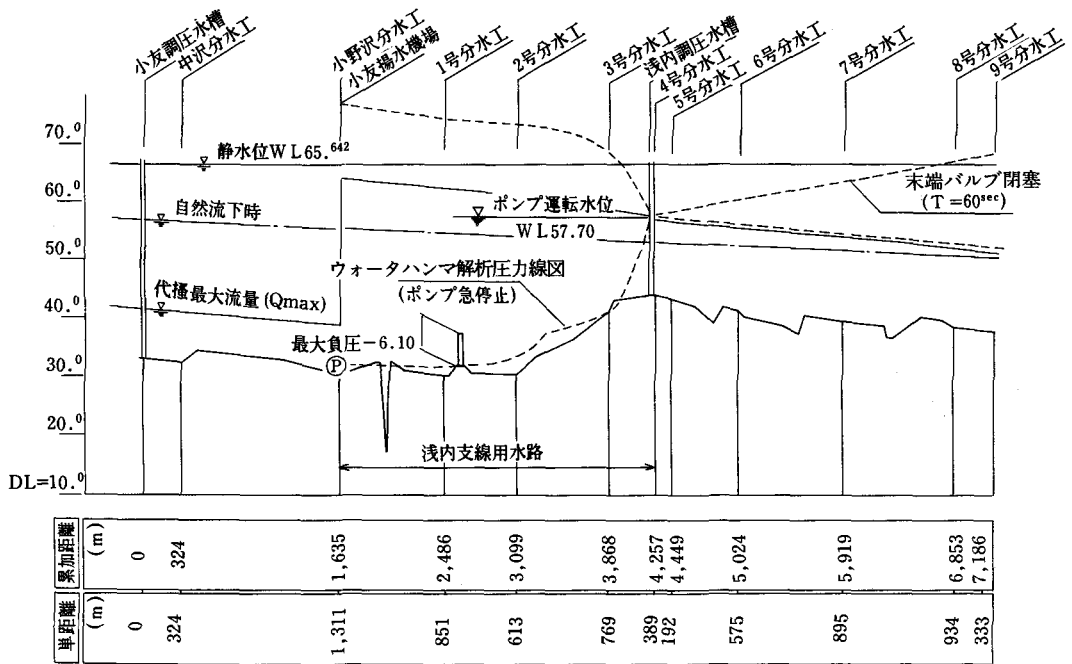


図-2 水理計画縦断面図

(1) 浅内調圧水槽の必要性

浅内支線用水路は、 $Q=1.11\text{m}^3/\text{s}$ までは、小友揚水機場で加圧することなく末端ほ場で所定の水圧によるかんがいが可能であるが、代播最大流量 $Q_{\text{max}}=1.894\text{m}^3/\text{s}$ 、すなわち浅内調圧水槽地点で $Q_{\text{max}}=1.672\text{m}^3/\text{s}$ になる場合、所要の水圧（確保水位）が得られないため水頭調整としての役割を果たす地盤が必要である。

更に、農業用水の利水は、農家の労働力、営農方式等の需要側の意志による給配水弁操作に起因するウォーターハンマを防止する対策として、強制的に圧力変動を吸収するコンベンショナル、サージタンクの役割も必要であることが揚げられる。

(2) 浅内調圧水槽の計画の基本

上記(1)の関係から、浅内支線用水路の始点部に小友揚水機場を設け、調圧水槽までの区間をポンプ系パイプラインとして計画し、それ以降については、自然流下方式のクロードタイプパイプライン方式を採用した。そのためには調圧水槽の設置場所は、地盤が堅固でかつ高位部であることが必要であった。

また、浅内支線用水路の水理計画による縦断面図は、図-2のとおりであり、送配水システムがシンプルで、操作が容易で安全なことを基本とした。

(3) 施設規模及び構造の決定

前記のとおり浅内支線用水路のポンプ運転対象流量は、 $Q=1.11\text{m}^3/\text{s}$ 以上と計画しており、自然流下方式からポンプ圧送方式への切り換え時において、浅内調圧水槽から下流管路への空気混入を防止するためのバルブ操作時間分の容量が必要となる。これを模式的に表現すると図-3のようになる。

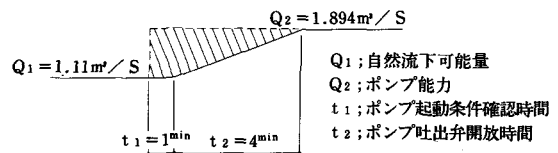


図-3 容量模式図

したがって必要容量(V)は、次のようになる。

$$V = \frac{1}{2} \times (1+5) \times 60 \times (1.894 - 1.11) = 141\text{m}^3 \text{ 以上}$$

また、定常的な水理模式図を図-4に示すが、 $V=141\text{m}^3$ を満足する調圧水槽の直径(D)は、次式により求まる。

$$D = \sqrt{V/h \cdot \frac{\pi}{4}} = \sqrt{\frac{141}{0.7854 \times 5.771}} \div 5.60\text{m}$$

しかし、P・Cタンクの最小断面は施工性及び実績により、一般に $D/H=0.5$ 以上とされている。したがって $D=10\text{m}$ とし、過度的な水理現象（ウォーターハンマ、サージング等）にも充分対応できる直径とした。

タンクの構造は、コンクリート構造物ではP・CとR・C構造に大別される。P・CはR・Cと比較して次の利点がある。

- ①壁厚を薄くできることから、コンクリート量が軽減できる。
- ②使用する鋼材量が1/4程度で良い。
- ③したがって、杭基礎等の基礎構造も比較的安価である。

このことから基礎地盤の耐荷性等を考慮しP・C構造を採用した。

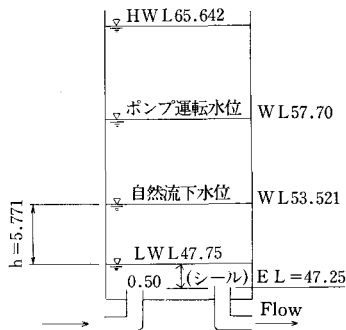


図-4 P・Cタンク水理模式図

4. 調圧水槽の構造検討

(1) P・Cタンクの定着工法

定着工法は各種あるが、それぞれ定着金具と緊張材が異なるため、タンクの水平方向の応力に対応する横締め材の使用本数が異なるだけで、その外は大きな相違はない。比較設計において、施工性・経済性(工事費)、安全性から最良であることを条件として検討した結果、P・Cストランドをくさびで止める工法を採用した。

(2) 側壁下端の構造

タンクの側壁と基礎底版の結合方式は、図-5のように分類される。この内、フリー(自由方式)構造は、水密性に問題があるので施工実績(小規模なもの)や施工性を考慮して、完全固定構造とした。この完全固定構造の特性は図-5に示すとおりである。

(3) 基礎工の設計

調圧水槽の施工地点の地質は非常に密に締った

砂である。しかも、粒径が比較的均一(均等係数2以下)で地下水位も高いことから、「日本海中部地震」に見られたような地盤の「液状化」の発生が懸念される。したがって直接基礎は避け、杭基礎とし、杭打工法はN値50の中間層を通過するために、「中掘り工法」とした。

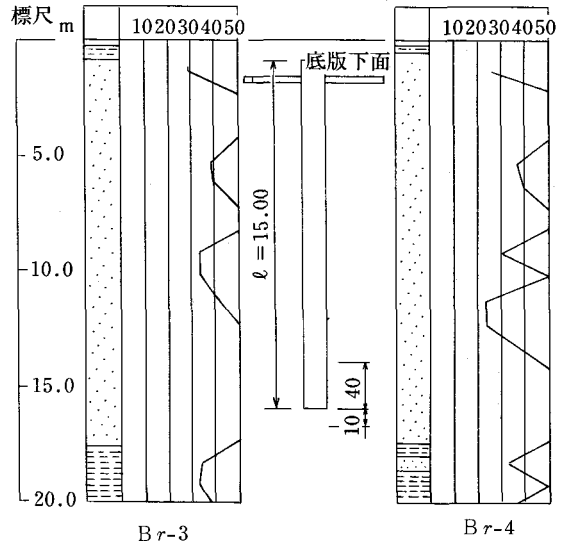


図-6 土質柱状図(N値)

5. 施工方法及施工計画

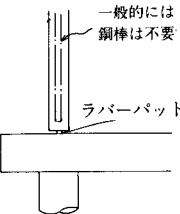
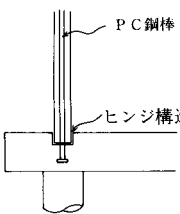
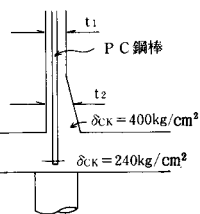
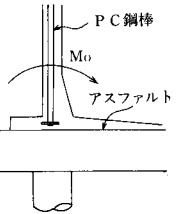
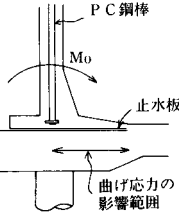
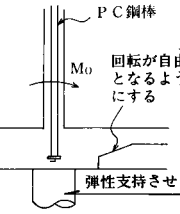
(1) 本工事の施工順序

本工事及び付帯工については次の順序で行った。

- ①基礎工(鋼管杭 $\phi=700\text{mm}$, $L=15\text{m}$, 37本)
- ②バイパス管路工(鋼管杭 $\phi=1,100\text{mm}$)
- ③底版工($\sigma_{ek}=240\text{kg/cm}^2$, $V \approx 300\text{m}^3$)
- ④足場工(枠組足場 $H=25\text{m}$)
- ⑤側壁工($\sigma_{ek}=400\text{kg/cm}^2$)
- ⑥歩廊工
- ⑦付帯工(昇降階段工, 避雷設備工)

この中から、P・C工法による側壁工の施工法を述べる。

側壁は壁厚25cmで、この中にP・C鋼棒等や鉄筋が入るので、かなり密な構造となる。作業の手順としては、P・C鋼棒($\phi 32\text{mm}$, SBPR 80/95)を建込み、これにP・C鋼線(7ply- $\phi 12.4\text{mm}$, 19ply- $\phi 19.2\text{mm}$)を巻付けていき鉄筋($D13\text{mm}$)を組立てる。型枠は内外とも鋼製型枠($B=0.10\text{m}$, $H=1.80\text{m}$)を使用し組立て終了後、

	フ リ ー 構 造	ヒ ン ジ 構 造	固 定 構 造			
		PC鋼棒によりピン結合する場合	完全固定構造	二重底板構造	局部二重底板構造	弾性固定支承構造
壁下端部概略図	 一般的には鋼棒は不要 ラバーパット	 PC鋼棒 ヒンジ構造	 PC鋼棒 $\delta_{CK} = 400\text{kg/cm}^2$ $\delta_{CK} = 240\text{kg/cm}^2$	 PC鋼棒 Mo アスファルト	 PC鋼棒 Mo 止水板 曲げ応力の影響範囲	 PC鋼棒 Mo 回転が自由となるようにする 弾性支持させる
鉛直方向曲げ応力	ラバーパットのせん断抵抗のみによる曲げ応力の発生であるため殆んど発生しない。	側壁下端はヒンジ構造であるため、曲げ応力の発生はゼロであり、中間部のMmaxも固定構造より小さい。	側壁下端は底版上拘束され底版の剛性が大きいため下端の曲げ応力の発生は大きい。	二重底板構造として上部底版の剛性を小さくして側壁下端の曲げ応力の発生を完全固定構造より小さくする。	同 左	リング梁は回転の起り易い矩形断面として上部底版は側壁と同様な剛性を考え曲げ能力の伝達をよくし、発生をおさえる。
耐震性	耐震性に対しては耐震ボルト、耐震ケーブル等によるが、一般的には他工法に比べ耐震性に対して弱点である。	下端のせん断力に対しては、下面のラバーパット側面のラバーパット及びPC鋼棒によって抵抗する。	剛結構造となっているので、地震応力は下端に集中するため十分な補強が必要である。	同 左	同 左	同 左
止水性	理論的には下端部の移動は常にあるので、止水性は他工法に比べ良くない。	止水は止水板、アイガス等によって完全をはかる。鋼棒の締付けを行うのでこれによって止水性も高まる。	理論上止水は完全である。	同 左	同 左	同 左
施工性	構造としては簡単であるので、施工性はよい。	支承部構造の施工が難しい。	側壁コンクリート打設時において、下端は底版の拘束を受け乾燥収縮によるクラックが生じ易い。	上部底版コンクリートは400kg/cm ² であるので施工管理が難しい。	施工性は問題ない。	同 左
経済性	施工性はよく経済性は高い。	支承部の構造が複雑なだけに、経済性は良くない。	単純剛結であるので経済性はよい。但し、鋼棒の数量は多くなる。	底版が二重構造であるので、その分コスト高である。	二重底版に比べ局部的であるので、その分経済的である。	他工法に比べ経済的といえる。
実績	地震の少ない国での実績は多い。プレロード工法と併用して用いられている。	国内における大型タンクの実績は多い。	小容量のタンクの実績は多い。	国内における実績は数多くある。	国内における実績は少ない。	国内での実績は少ない。

図—5 P.Cタンクの結合方式比較

ポンプ車により生コンを打設して、所要期間の養生を行い脱型する。したがって、1回1.80mの立上がりであるため11回目で側壁の立上がりが終了する。その後、所定のコンクリート強度 ($\sigma_{ok} = 236\text{kg/cm}^2$ 以上) に達した後に図-8の順序で、油圧ジャッキによる緊張工を行う。緊張工は、全自動緊張工法 (E. C. T.) で行い、縦締め (P. C 鋼棒)、横締め (P. C 鋼線) の順で行う。なお、横締めは、固定支承方式の場合には壁上端から下端に向けて順次に施工し、緊張管理は、最終緊張力と伸び量により行った。

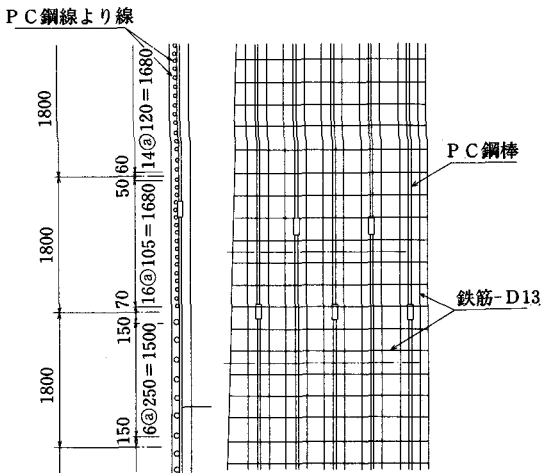


図-7 P. C タンク側壁断面図

(2) 施工計画

1) 施工計画で最も考慮した点

施工計画、仮設等の段取の良否は築造する構造物の出来形に相当大きな影響をもたらす外、労働安全上も非常に重要である。したがって、着手前に綿密な施工計画をたてた。

① 調圧水槽の設置場所は高台であり、日本海からの強風がまともに当り、特に冬期にかかると季節風が強いことから足場組立、段取り、及び労働計画に配慮したこと。

② 足場組立、解体、側壁部の鉄筋組立、型枠組立、脱型、作業時における安全管理に配慮したこと。

③ 足場計画においては、その組立方法、材質を風力、降雪に対して十分耐えるよう強度を力学的に配慮したこと。

④ 更に、コンクリートの打設に対する型枠材料の適切な調達等を配慮した。

2) 施工計画と実際の施工上で生じた相異点

① 基礎工の鋼管杭 ($\phi 700\text{m/m}$) は地質の構造上、中掘り工法におけるオーガー径 $\phi 500\text{m/m}$ で計画し、試験杭を打設したが、N値50以上の砂層を打ち抜く際、当初の想定以上の時間を要したためオーガー径を約 $\phi 600\text{m/m}$ に交換し、かつ、この補助的な方法としてオーガーの先端にコンプレッサー圧縮空気を送風する打ち込み方法に変更

横締め工 緊張順位

ピラスター (No.1, No.3) ピラスター (No.2, No.4)

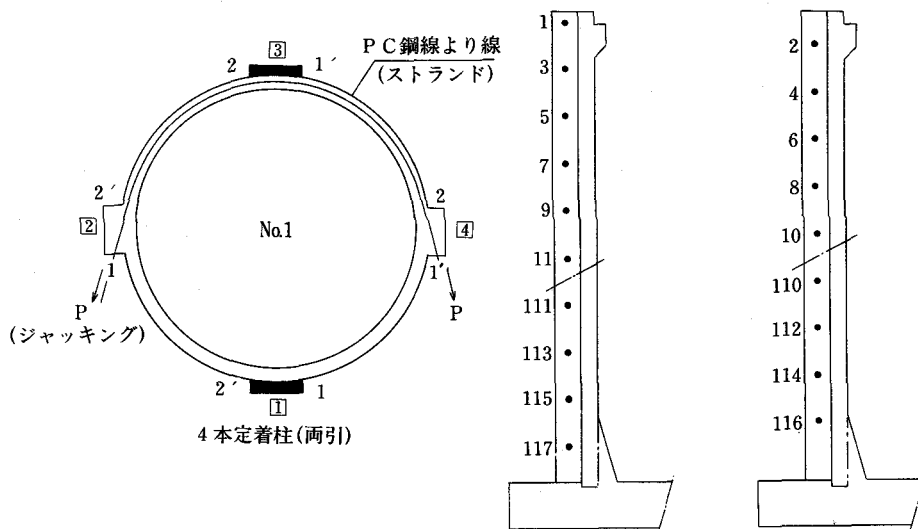
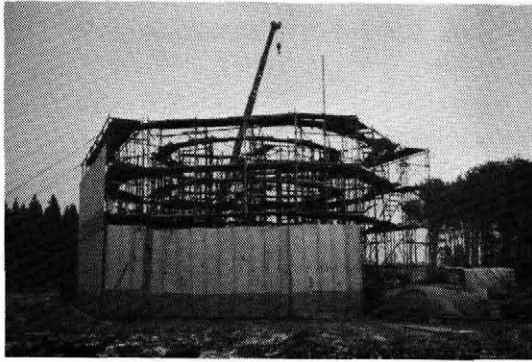
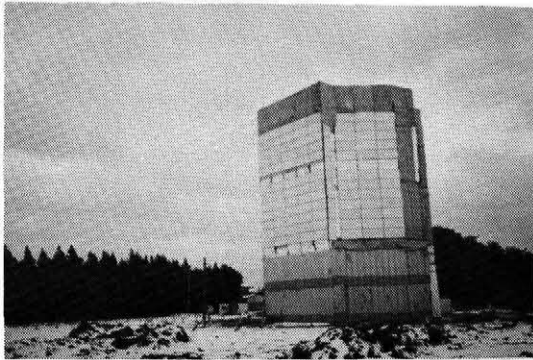


図-8 横締め工緊張計画模式図



足場組立状況



足場組立完成状況

した。

② 足場計画に当って 想定最大風速 15m/sec に耐えるよう、しかも全体を1回で組立てる計画としたが、工事中の気象観測によると、瞬間最大風速が 20m/sec を越える日が断続的にではあるが、高い頻度で生じた。このため縦方向の鋼棒の組立てに合わせて、足場の立上がりも3段階に区分して、安全性を保つこととし補強材も十分に配慮することとした。

③ 作業員の転落防止及びコンクリート養生を考慮して、足場の外面にシートを一枚張る計画としたが、強風に耐えられないことが判明した。そこで風上部の下部は万能板及び上部はアルミ防音壁にて保護し、他の部分についても二枚のシートを重ねることとした。

④ コンクリート緊張材の定着は、当初設計ではシート内に緊張材を入れて緊張後グラウト注入を行う予定であったが、グラウト施工時期が厳冬期になったため、グラウト作業中グラウトミルクの凍結により注入が出来なくなる場合が予想され、又、グラウト中及び作業後の養生に特殊な養

生設備が必要となるため、グラウト不要のアンボンド工法に変更した。

3) 設計及び施工計画策定時で予想しない原因に対処した内容と反省

① 防風設備について

当初、計画ではシート一枚で十分であると判断し施工することとしていたが、風向、風力より万能板、防音壁、シート二枚重ねで対処したが、強風時には防音壁の破損、シート取付けリング部の破損、シート取付ロープの摩擦によりロープ切断の被害が出た。これ等はその都度補修したが、これ等仮設の対応はその地点の気象条件を充分考慮して計画する必要があることを痛感した。

② 鋼管杭の打設について

支持地盤の一部が硬く、中掘り中に鋼管杭の引きこみワイヤーの切断が生じ、またモンケンの打撃回数が多いため中掘りキャップ部にクラックが発生し、さらに、基礎杭本数が37本である為オーガーの交換、ワイヤーの交換、中掘りキャップの溶接補強、補助工法としてオーガー先端に圧縮空気を送る等の対処をしなければ、予定の工期の遅延に結びつくばかりでなく、その後の工事に影響するので、いかなる状況にも対応出来る技術検討を事前に行っておく必要があることを痛感した。

6. 現在の技術水準での反省

(1) 基礎工

鋼管杭の打設において中掘り工法を行う場合、鋼管杭の先端カッター及び杭頭リング補強を行うことが杭打機械本体に負担をかけないばかりでなく、工事もスムーズに行われると判断される。

(2) シースグラウト

通常の方法で、シースを使用しグラウト工法を



行う場合、水の温度管理、グラウトの養生等の点を考慮すると、冬期、特に気温の低い地域においては、本工法をさけるべきである。もし本工法を行う場合は、工期を選択すべきである。

また、グラウトを行う工法においては、コンクリート打設時にバイブレーター等によるシースの破損によりモルタルがシース内に入り、緊張時に手間どることが予想され、さらに、グラウトの注入においても不完全となることが予想されることから、今回はアンボンド工法に変更したが、これは適切な判断と考えている。

7. あとがき

以上、浅内調圧水槽 P. C タンクについて報告したが、農業土木の分野での実施例が少なかったが、設計、施工については諸先輩のアドバイスもあり、無事完成することができた。

発注時期が少々遅れたが、今冬は雪が少なかったため、工事が順調に進み、事故もなく完成したことがなによりも喜ばしいことである。

最後になりましたが、この工事に関与いただいた各位多数の御協力に対し感謝の意を表します。

【参考文献】

- ㈱三祐コンサルタンツ(1986)；浅内支線用水路流況解析(補足設計)業務報告書
- ㈱三祐コンサルタンツ(1986)；浅内支線用水路吐水槽設計業務報告書
- 土木学会(1978)；プレストレストコンクリート標準示方書
- プレストレストコンクリート技術協会(1982)；P. C 定着法
- 日本建築学会(1975)；プレストレストコンクリート設計施工規準、同解説
- 日本水道協会(1980)；水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書
- 日本水道協会(1979)；水道施設耐震工法指針、解説

北海道土地改良建設協会

会 長 河内辰次郎

顧 問 早津 順久

副会長 土肥 稔, 伊藤 義郎, 宮坂 文一, 荒井 宏, 石野 之雄

理 事 生駒 二郎, 鶴海 寅和, 山谷佐栄次, 郷 正雄, 斉藤 昇

坂野 勤, 森岡 辯, 大越 孝雄, 福田 浩三, 飯塚 家彬

和田 輝義, 江川清次郎, 早水 憲, 佐藤 守孝, 鈴木 敏夫

古橋 聰一

監 事 柳沢 秀夫, 武内 一男

〒060 北海道札幌市北区北7条西6丁目 NDビル

☎ 011-758-5130

横堰池ゴムシート基盤層の安定工法について

森 袈 装 男*

<p>目 次</p> <p>はじめに…………… 9</p> <p>Ⅰ. 地区の概要…………… 9</p> <p>Ⅱ. ため池の計画概要…………… 9</p> <p> 1. 地形・地質…………… 9</p> <p> 2. ため池タイプの決定…………… 10</p> <p> 3. 築堤材料…………… 10</p> <p> 4. ゾーンの配置…………… 10</p> <p>Ⅲ. 基盤層仕様の検討…………… 11</p>	<p>1. 基盤層に要求される機能、品質…………… 12</p> <p>2. 基盤層の必要厚さ…………… 12</p> <p>3. 基盤層の安定に対する検討…………… 14</p> <p>4. 基盤層のせん断強度…………… 15</p> <p>5. 基盤層防護工の設計…………… 15</p> <p>6. 確認施工…………… 17</p> <p>7. 本施工…………… 18</p> <p>おわりに…………… 18</p>
--	---

はじめに

横堰池は、県営かんがい排水事業横堰地区において、主要水源施設として建設中の、ゴムシートによる表面遮水タイプのため池である。当ため池では、切土面よりの湧水がみられることから、ゴムシート基盤として、ゴムシートに背圧を生じないよう透水性のよいクラッシュラン材を採用しているが、工事工程上、基盤層施工後ゴムシート張まで約2年の期間が必要となるため、その間の降雨による侵食及び凍結、融解による基盤層部のゆるみに対する対策工法が必要となった。各種工法検討の結果、透水コンクリートによる安定工法を採用したのでその概要を報告する。

Ⅰ. 地区の概要

当地区は、長野県小県郡東部町地藉にあり、標高960m～1,010mの台地で、農家経営は高原野菜（レタス、白菜）、畜産、米、果樹等の生産が盛んである。年間雨量は775mmと極めて少なく、このため、農家の長年の悲願である農業用水を確保する目的で、ため池を新設することとなったものである。

Ⅱ. ため池の計画概要

1. 地形・地質

ため池建設地点は、烏帽子火山群噴出物の泥流

堆積層であり、地表は0.3～0.8mの火山灰（黒ぼ

表—1 横堰池諸元

一般	位置	長野県小県郡東部町大字新張(ミハリ)
	基礎	火山泥流砂礫層
貯水池	流域面積	直 0.041km ² 間 7.446km ² 計 7.487km ²
	満水面積	0.0258km ²
	総貯水量	203,000m ³
	有効貯水量	193,000m ³
	堆砂量	3,000m ³
	常時満水位	EL. 992.50m
	計画堆砂位	EL. 980.89m
	余裕高	2.0m
洪水	利用水深	11.61m
	型式	シュート型
	設計洪水流量	A=2.22m ³ /s B=-m ³ /s C=1.14m ³ /s 根拠：洪水到達時間 14.9min, 内 141mm/hr
	設計洪水位	EL. 992.80m
	サーチャージ	--m
水	越流水深	0.3m
	越流堰長	7.3m
	ゲート	なし
吐	減勢工	静水池型 10.0m
	延長	118.1m

* 長野県上小地方事務所（土地改良第二課主任）

取水設備	型式	フローティングタワー型表層取水			
	最大取水量	0.632m ³ /s			
	取水量	H. W. L. 992.5m~980.75m			
	調節工				
堤	その他	利用水深 11.75m			
	型式	表面遮水型フィルダム			
	堤高	14.8m			
	堤長	694.0m			
	堤頂幅	6.0m			
	天端標高	EL. 994.80m			
堤体材料	堤体積	225,338m ³			
	ゾーン番号	統一分類	堤体積	rd t/m ³	φ度
	ゾーン1	—	—	—	—
	ゾーン2	CW	151,432	1.80	41
	ゾーン3	CW	49,703	1.80	41
	基盤層		24,202	1.80	41

く層)に覆われ、下部は転石が混入する砂礫層となっている。地形は概してゆるやかで、南北方向に8~10割の勾配となっている。地下水は地表か

ら10~15mの深さにあり、地表とほぼ平行である。

横堰池諸元は表-1、図-1、図-2のとおりである。

2. ため池タイプの決定

本ため池基礎は転石混り砂礫層であり、その層厚は10m以上はあり、透水係数は $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{ cm/sec}$ オーダーとなっている。ため池建設地点では堤体材料として使用する粘性土が採取できないので、池敷の堤削土を堤体盛土に使用し、表面をゴムシートで遮水する表面遮水型フィルダムと決定した。

3. 築堤材料

ダムサイトで入手可能な土質材料は、表層の黒ぼく層と、転石交りの砂礫層の2種類である。黒ぼく層は草木根および腐植を多量に含んでおり、築堤材料としては不相当である。従ってダムサイトで入手できる築堤材料は転石混り砂礫層のみであり、礫率70~80% (4.76mm以上の粒子を含む割合)の透水性材料である。

4. ゾーンの配置

表-2より堤体のゾーン配置は、現場発生材の各粒径の含有率を考慮し、粒径200~1,000mm (ゾーン3)のものが総築堤量の23%程度となる

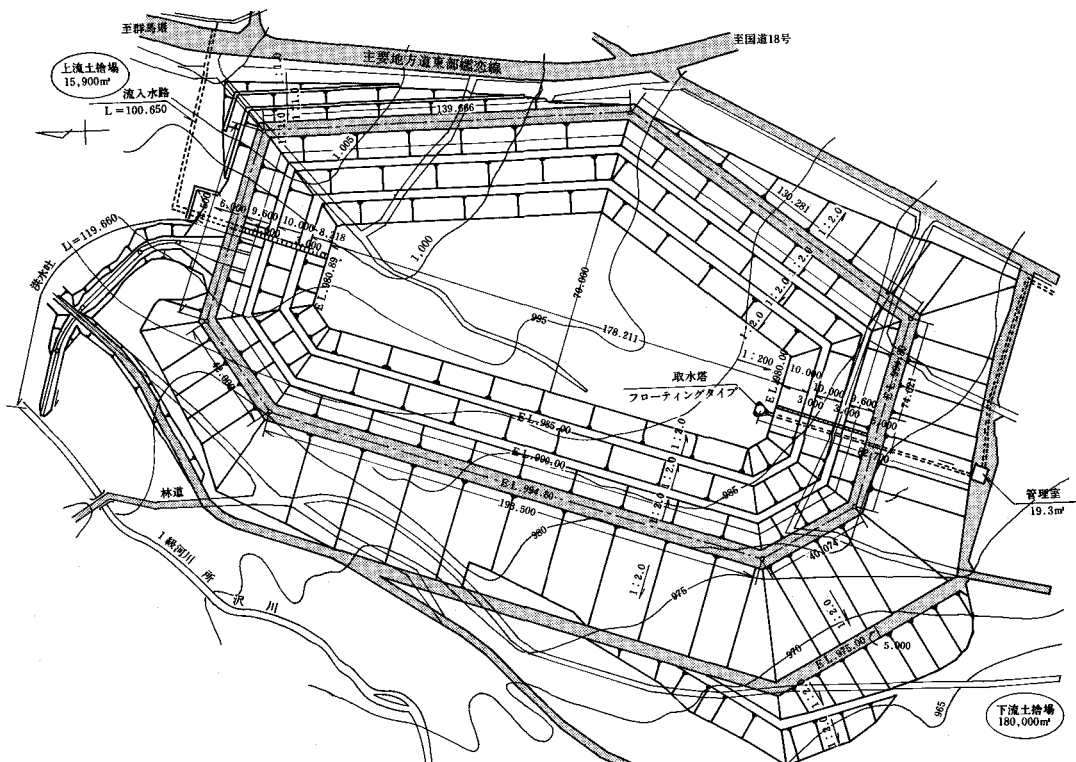


図-1 計画平面図

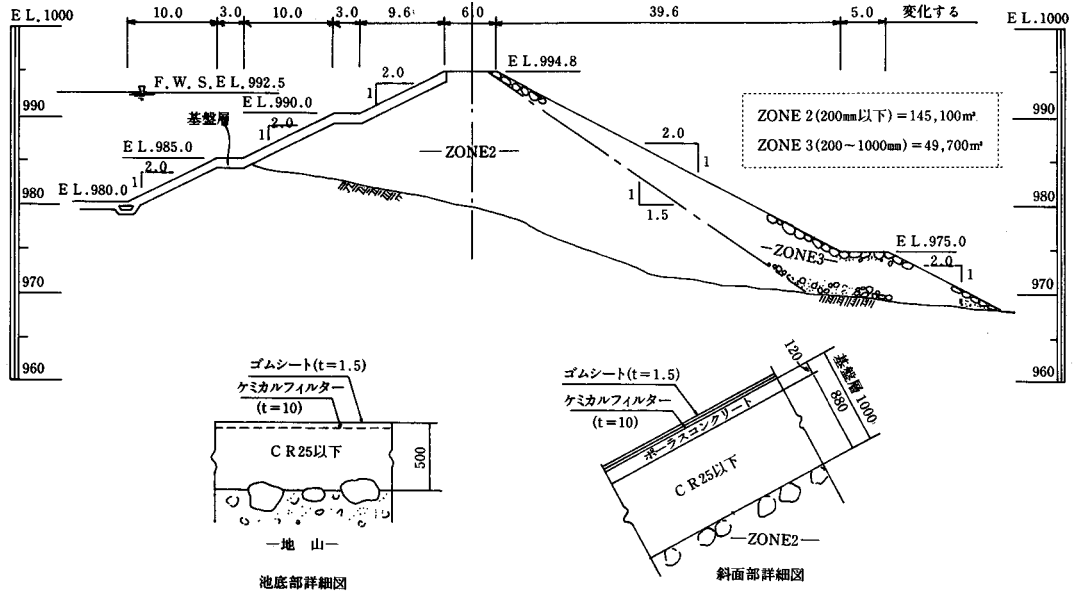


図-2 堤体標準断面図

表-2 現場発生材の各粒径の含有率

40mm 以下	40~200mm	200~1,000mm	1,000mm 以上
33%	34%	23%	10%

よう区分した。

ゾーン2

堤体の主要部分であり、堤体のスベリ破壊、沈下に対する安全性を確保するゾーンであり粒径が200mm以下の材料を使用する。

ゾーン3

下流斜面の表層スベリ破壊に対する、安全性の確保と法面の侵食防止を目的とするゾーンであり、粒径が200mmから1,000mmの粗粒材料を使用する。

基盤層

斜面部ゴムシート背面に位置し、ゴムシートに対し背圧を生じないよう排水処理するゾーンとし、透水性のよいクラッシュラン(φ25~0)を使用する。

Ⅲ. 基盤層仕様の検討

基盤層として用いる砕石は粘性のない材料であり、現場盛立試験の結果、水平部は設計密度($\gamma_d = 1.9t/m^3$)の確保は可能であるが、斜面表面部は密度不足となり安定しない結果となった。また降雨による侵食及び凍結融解による表面部のゆるみ等に対する対策工法が必要となった。このため、さまざまな試験を行うとともに、試験施工を

表-3 設計面より定める機能など

機 能		要 求 品 質
一般的なこと	1. (堤体の一部であるので) 滑動等について安定していること	① セン断強度 $\phi \geq 41^\circ$ ② 乾燥密度 $\gamma_d \geq 1.90gf/cm^3$
	2. ゴムシート (t=1.5m/m) のベット	③ ゴムシートを均等支持する様平滑なこと
	3. ゴムシートに対して、背圧を生じないよう背水処理できること	④ 背面土(地山あるいはゾーン2材)の透水係数より100倍以上大きい透水性を有すること。 $K \geq (10^{-1} \sim 1) cm/s$
本特殊ダム条の件	4. 凍上の影響を無害化すること	⑤ 凍上しない材料(水切れのよいもの)であること。 ⑥ 地山を凍上深(約85cm)以上カバーし、地山を凍上させないこと。

表一4 施工面より求められる項目

要求項目	内容
一般的 なと	1. 特に困難な施工法にならないこと ① 重機施工が出来て施工速度、施工コストが妥当なこと ② 特別な施工段取を要しないこと
本特 殊条 件の	2. 1~2年放置しても品質低下のないこと ③ 事業年度を勘案し、一般的施工法をとったとき、基盤層の施工後1~2年間放置することになるが、このことで品質低下を起こさないこと。

実施して検討を重ね、基盤層の安定工法を決定したので、その概要を以下に述べる。

1. 基盤層に要求される機能、品質

寒冷地に築造される、表面遮水型フィルタイプの基盤層に求められる機能、品質を表一3、表一4に示す。

2. 基盤層の必要厚さ

現場は、切土面からの湧水が随所にみられる。また寒冷地のため凍土深が深い。このため、適切な厚さの排水層（基盤層）が必要である。この厚さの検討を、FEM浸透流解析、室内模型実験、凍結深調査などで行った。

2-1 FEM浸透流解析

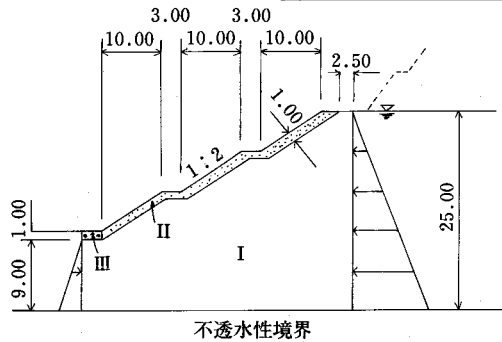
切土法面の湧水状況について、FEM一飽和、不飽和浸透流解析プログラムによりシュミレーションを行った。解析目的は、ゴムシートに有害となる背圧が生じないために必要な排水層厚を求めることである。解析モデルを図一3に、解析結

果を図一4に示す。これによれば、排水層として60cm以上の厚さが必要であることが分った。

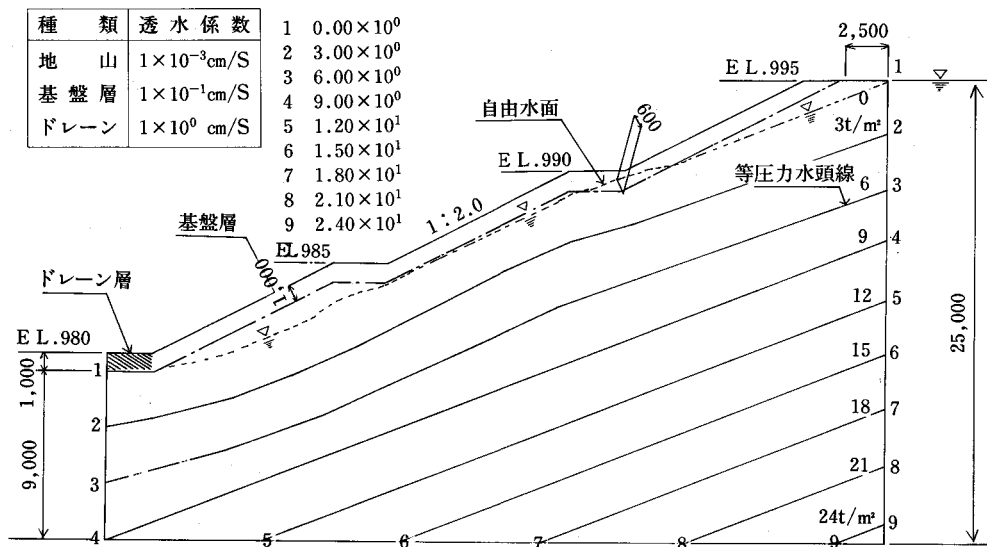
2-2 室内模型実験

背圧発生の傾向を把握し、排水層の必要厚さを

種類	透水系数
I 地山	$1 \times 10^{-3} \text{cm/S}$
II 基盤層	$1 \times 10^{-1} \text{cm/S}$
III ドレーン	$1 \times 10^0 \text{cm/S}$



図一3 飽和不飽和浸透流解析モデル



図一4 自由水面及び等圧力水頭図

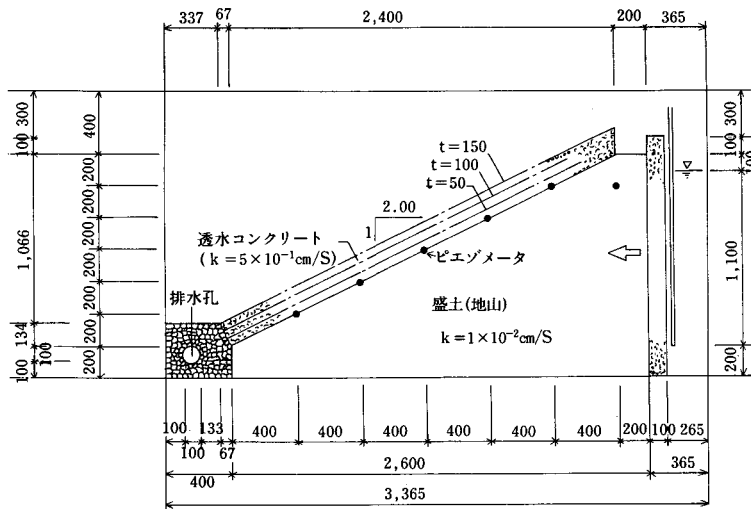


図-5 試験装置図 (単位 mm)

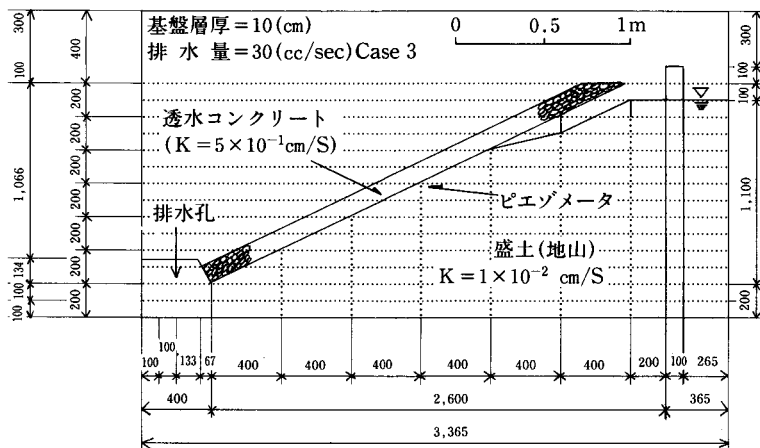
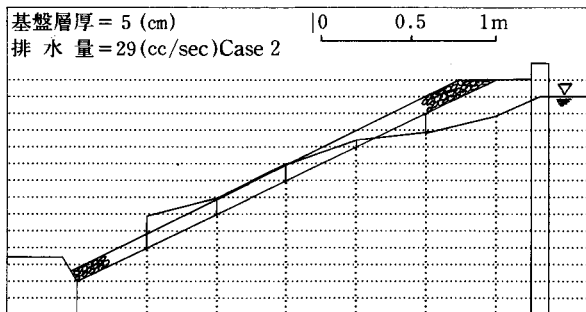
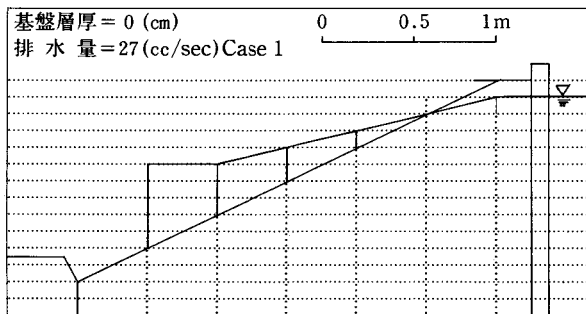


図-6 室内模型試験結果総括図

推定することを目的として室内模型実験を行った。排水層厚の3水準について土中の間隙水圧を測定した。実験の都合上、排水層として透水コンクリートを使用した。実験装置は図-5であり、結果は図-6である。これによれば、模型において水頭が1.1mのとき、背圧を生じないための排水層厚として5cm~10cmが必要であることが分った(case 2 と case 3 を比較して)。実際の水頭は最大値がほぼ15mであるので、排水層としては68~136cmが必要であると推論された。

2-3 凍結深

当地は標高950m~995mの高地にあって、凍結深は深く、高含水の土は凍上する。ゴムシート背面土の凍上はゴムシートにとって有害である。凍上深を計算によって求めれば78cmとなった。また60年度、61年度と2年度にわたる現場での凍結深観測の結果、最大85cmの凍結深が観測された。観測結果を表-5に示す。

表-5 凍結深度測定結果 (単位 cm)

年度	観測期間	砕石(25~0)部		砕石+ゴムシート部	
		試掘観測	パイプ観測	試掘観測	パイプ観測
60	60.1~60.2	78	75	46	53
61	61.1~61.3	83	85	62	60
最大値		83	85	62	60

2-4 施工面より定まる厚さ

基盤層の施工は切土法面が仕上がったあとの単独

盛立となる。従って重機足場としての幅が必要で、均し用バックホー(0.25m³級)の足場として94cm程度の厚さが必要となる(図-7)。

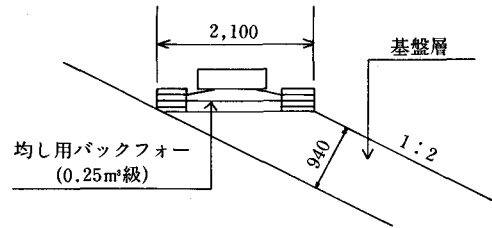


図-7 幅検討のための重機足場状況

2-5 厚さ検討のまとめ

以上の検討結果をまとめると、基盤層としての必要厚さは表-6となる。

表-6 各種の検討による基盤層厚

背圧の防止	FEM浸透流解析	60cm 以上
	室内模型実験	68cm~136cm
凍上対策	凍結深	85cm 以上
施工面	重機足場	94cm 以上

3. 基盤層の安定に対する検討

昭和60年度及び61年度の2回、基盤層の盛立試験を行った。結果は表-7のとおりである。これによれば、盛立面(水平部)では満足するが、法面表層部では余盛カット工法を採用しても、カット時の影響を受けて密度にバラツキが見られ、全体として、密度不足となった。

表-7 第2回試験盛立結果

		孔 No.	湿潤密度 (γt)g/cm ³	乾燥密度 (γd)g/cm ³	含水比 w (%)	平均値
盛立面		1	2.021	1.924	5.03	$\bar{\gamma}t=2.030$
		2	2.040	1.938	5.30	$\bar{\gamma}t=1.932$
		3	2.031	1.935	4.98	$w=5.10$
法面	整形のみ	1	1.753	1.712	2.44	—
	法面バケツット3回	2	1.784	1.747	2.10	—
	余盛カット	3	1.833	1.796	2.03	$\bar{\gamma}t=1.858$
		4	1.940	1.904	1.88	$\bar{\gamma}d=1.823$
		5	1.792	1.758	1.93	$w=1.92$
		6	1.870	1.837	1.83	$\bar{\gamma}d'=1.793$

$$\bar{\gamma}d' = \bar{\gamma}d - \frac{\sigma}{2} \quad \sigma = 0.06g/cm^3$$

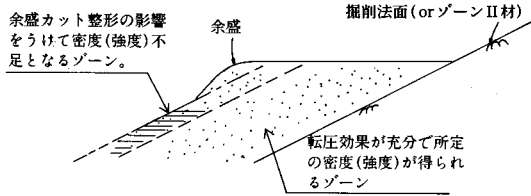


図-8 基盤層の水平転圧余盛カット

4. 基盤層のセン断強度

基盤層に用いる材料 (CR25~0) について、三軸圧縮試験を行い、乾燥密度とセン断強度の関係を求めた。これに試験盛立の結果をプロットしたのが図-9である。但し、表-7の整形のみ及び法面バケット3回のデータは明らかに密度不足のため、図-9からは省いている。一方長大斜面として、地震時 (水平震度0.15) に安定し得るためには、 $\phi \geq 41^\circ$ であることが必要である。このことが図-9における②であり、この条件に対して、盛立面では満足するが、水平転圧余盛カットとなる法面では満足しない。従って法面の表層安定のための対策が必要となった。

5. 基盤層防護工の設計

法面の表層安定のための対策として、防護工を設けることとしたが、それに要求される品質は、

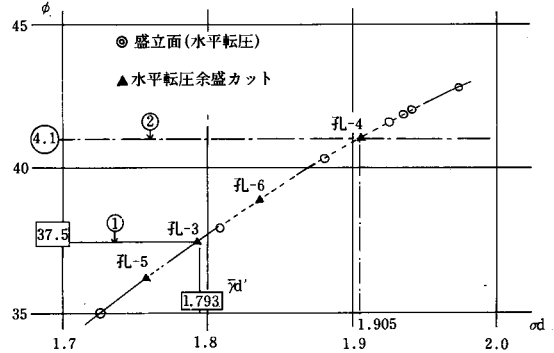


図-9 基盤層材料 (CR25~0) のセン断特性と試験盛立結果

本来の強度のほか、基盤層としての透水性が必要である。この材質の検討を行った結果、透水コンクリートが最適と決定した。

5-1 透水コンクリートの物性値

本設計に必要な物性値を把握するため室内試験を行い、以下の諸元を得た。現地で入手可能な7号碎石を主材とする標準配合は表-8で、室内試験による力学特性は表-9のとおりである。

5-2 透水コンクリートの厚さ(斜面部)

(1) 単純梁モデルより求められる厚さ

基盤層本体の碎石が不等沈下等により、透水コ

表-8 示方配合表

粗骨材	細骨材	セメント	混和剤 (SR-3)	水	水セメント比
1,320kg	264kg	230kg	34.5ℓ	100kg	45%

表-9 透水コンクリートの力学特性

($t=12\text{cm}$)

圧縮強度		131.6kg/cm ²		
曲げ強度	区 分	補強材なしを100としたときの強度増加比率		
	補強材なし	21.72kg/m ²	100	
	補強材あり	ラスφ4mm 100×100	25.77 "	118.6
		ラスφ6mm 150×150	24.22 "	111.5
		テンサー	25.98 "	119.6
	アルミメッシュ金網	29.70 "	136.7	
透水係数		$3.61 \times 10^{-1} \text{cm/s}$		
線膨張係数		9.82×10^{-6}		

ンクリートが単純梁となったとき、割れないだけの厚さを求める。外力は静水圧である。ここでは平均水圧 $W \div 7t/\text{m}^2$ を考える。計算の結果スパン長 l と厚さ t の関係は、 $t=0.16l(\text{m})$ となった。スパンとして $l=0.7\text{m}$ とすると $t=0.112\text{m}$ となる。

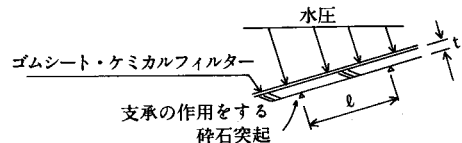


図-10 単純梁モデル

(2) 透水コンクリート工の施工実績

法面工としての透水コンクリート施工実績は12cm~15cmであり、12cmが最も多い。

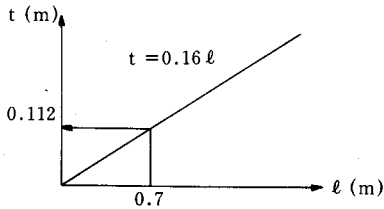


図-11 スパン l と厚さ t の関係

(3) 防護工の透水コンクリート厚の決定
以上の検討より、 $t=12\text{cm}$ とする。

5-3 基礎工

透水コンクリート基礎工を計画する。

(1) 設計条件

表-10に示す。

表-10 基礎工の設計条件

項目	設計値	摘要
材料の単位体積重量	透水コンクリート 1.9 t/m^3	
	基盤層表層部 $1.86 \text{ \text{''}}$	第2回試験盛土より
基盤層碎石の内部マサツ角	表層部 37.5°	同上
	一般部 41°	
水平震度	$Kh=0.15$	
表層スベリの安全率	$Fs \geq 1.2$	

(2) 検討
力の釣り合い計算より $0.57t/m$ 以上の基礎工が必要となり、小段巾が 3.0m であるため厚さ 0.2

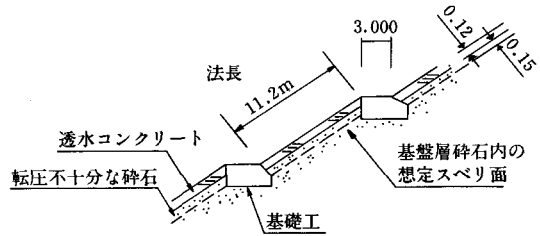


図-12 基礎工略図

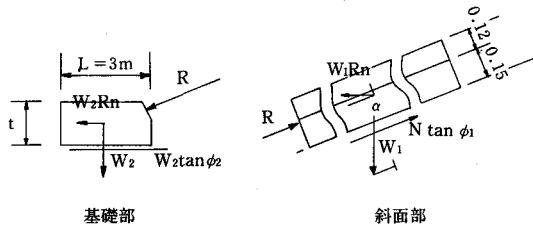


図-13 力の釣り合い

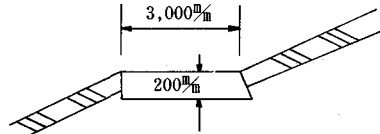


図-14 透水コンクリート基礎工

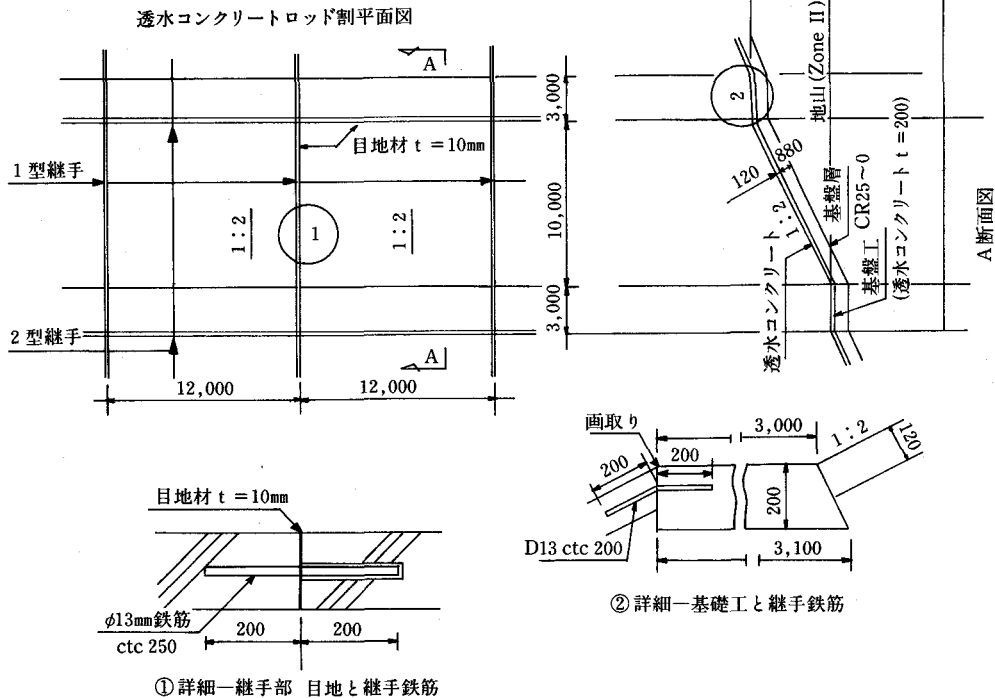


図-15 透水コンクリート工計画図

mとする。

5-4 ロット割りと目地工

透水コンクリートの打設ロット割りを12mとし、目地工として、スリッパー及び目地材を充てんする。目地間隔は、夏期の温度上昇を50°C、透水コンクリートの線膨張係数を 1×10^{-5} として6mmとなった。

5-5 基盤層設計のまとめ

以上の検討より、基盤層の標準設計を図-15に示す。

6. 確認施工

ノスパン12mとし、無筋、アルミラス入りの2種類とし、越冬による諸元の確認を目的として、61年11月コンクリートを打設して、観測を続けている。その概要を図-16に示す。

6-1 観測結果

観測によれば、凍上、沈下等の現象はみられないが、62年5月の観測により、ヘアークラックの発生が確認されている。クラックはブロック全体にわたっており、最初に施工した2ブロックに顕著にみられる。クラック巾は最大で0.4mm 大部分は0.2mm 以下であり、クラック巾の拡大現象

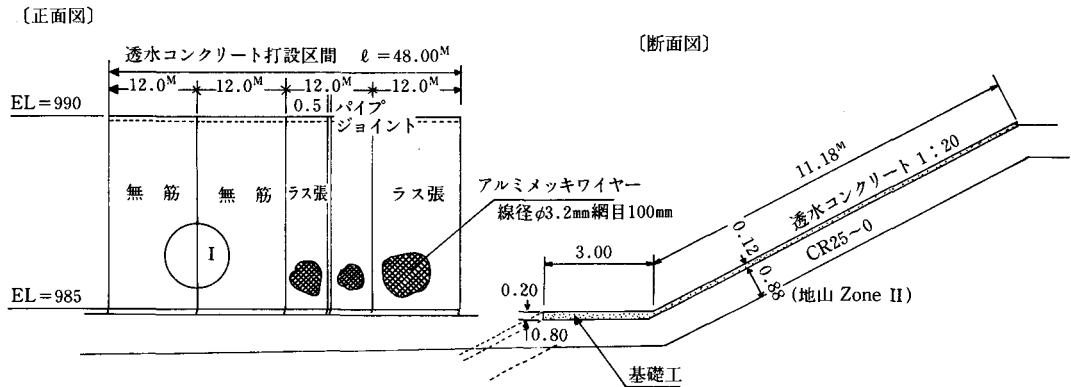
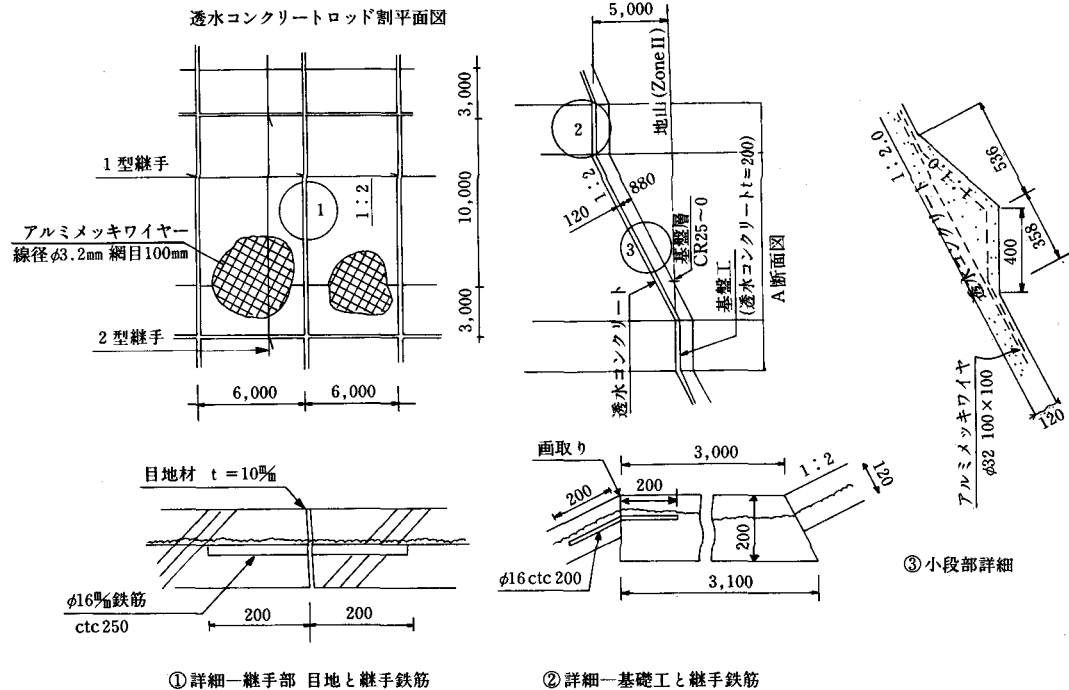


図-16 確認施工概要図



① 詳細-継手部 目地と継手鉄筋

② 詳細-基礎工と継手鉄筋

図-17 透水コンクリート工計画図

はみられない。

このクラックの発生原因を検討した結果、次のことが考えられる。

- ① ポーラスコンクリートを上部から下部へと打設したことによる締め固め不足
- ② 横方向のスパン長が12mと長過ぎたため
- ③ 基盤層との接触面における、水セメント比の急激な変化による乾燥収縮
- ④ 透水コンクリート自重の斜面方向成分によるもの。

7. 本 施 工

クラック巾の拡大現象が観測されていない、クラック巾が0.4mm以下である等から、ゴムシートに対し重大な影響を及ぼすものでないと判断し、クラックの発生を極力少なくするため次の点を改善して、現在、基盤層の一部を施工中である。

- ① アルミラス入りのスパンはクラックの発生が少ないため、アルミラス入り施工とする。
- ② コールドジョイントを作らないため、横方向のスパンを6mとし、下部から上部へと打設す

るとともに、1スパンを連続的に打設する。

- ③ 打設前には、乾燥した基盤面に適度な散水をして、コンクリートの急激な水セメント比の変化を防ぐ。
- ④ コンクリートと基盤面の滑動抵抗力を増すため、斜面に2ヶ所、巾40cmのステップを設置する。標準図を図-17に示す。

7月末現在までに約3,500m²の打設を終了しているが、顕著なクラックの発生は確認されていない。

おわりに

本ため池工事は現在透水コンクリート打設の施工中であり、ゴムシート施工までにはまだ期間があるため、今後も注意深く観測を続け、無事完成をめざし努力していきたい。

本工事の設計、施工に対し適切なる御指導、御協力をいただいた皆様方に厚く御礼申しあげる次第である。

社団法人 北海道土地改良設計技術協会

会 長 塚本 健二

副 会 長 石川 定雄

専務理事 小島 智

理 事 神原 悠司, 京野 省三, 桐田 三好

白石 貢, 谷本 彰, 藤原 壽美

監 事 寺西 輝芳, 前谷 俊一

〒060 北海道札幌市北区北7条西6丁目 NDビル
☎ 011-726-6038 FAX 011-717-6111

ロックフィルダムはなぜ地震に強いのか！

——「メキシコにおけるロックフィルダムの
耐震設計セミナー」に出席して——

菊 沢 正 裕*

目 次

1. 諸 言	19	4. 地震時挙動	22
2. エル・インフェルニージョダムとラ・ビジャー タダム	19	5. ロックフィルダムの耐震性	23
3. 静的挙動	20	6. 結 言	25

1. 結 言

昭和62年5月13日、財団法人国土開発技術センター主催の標記セミナーが東京霞が関東海倶楽部にて開催された。講師は粗粒材料の実験で著名なメキシコ自治大学名誉教授 Raul J. Marsal 博士（メキシコ電力省顧問）である。本セミナーは、岡本舜三東大名誉教授、石原研而東大教授など我が国を代表する耐震工学、ダム工学の権威の他、米国からは I. M. Idriss 博士等大勢の参加者の中で盛況に実施された。

講演はスライドを中心に進められ、まずエル・インフェルニージョダム (El Infiernillo Dam) とラ・ビジャータダム (La Villita Dam) の設計・施工及び施工当初から現在に至る詳細な観測記録に基づく静的挙動特性の説明がなされた後、1985年9月19日に発生したメキシコ地震を含む多くの地震による両ダムの動的挙動記録が示された。

同講演は第15回国際大ダム会議（スイス）、及び中国大ダム会議主催の「ダムと地震に関するシンポジウム」に提出された論文⁽¹⁾⁽²⁾に基づいている。大地震に耐えた大ダムの施工時からの挙動が克明に報告されていることに加え、両論文とも一般読者の目に触れにくいことを鑑み、本誌紙面をお借りしてその概要をまとめるとともにフィルダムの耐震設計に関して日頃筆者が感じているところを述べてみる。

なお、本文の投稿については、不勉強、経験不

足故その責を全うできそうにもないが御容赦願うとともに、読者諸賢の御批判をお願いする次第である。

2. エル・インフェルニージョダムとラ・ビジャータダム

両ダムはともにメキシコ連邦電力局 (CFE) が約20年前バルサス (Balsas) 河下流に建造したロックフィルダムで十分な挙動観測がなされている。また、1985年のメキシコ大地震では震央距離60~70km という近距離にも拘らず両ダムとも大きな損傷もなく正常に稼働している。

2-1 エル・インフェルニージョダム

ダムサイトは太平洋岸より70kmの位置にあり、その付近で河川はシャープに湾曲している。本ダムは堤高145m (天端 EL. 180)、堤体積550万m³の中央遮水壁型でメキシコ市に920MWの電力を供給している。コア幅は比較的細く、また外側のり勾配が1:1.75と極めて急であり、二つのコフエーダムを有するといった特徴がある。サイトは主として傾斜角30度の角れき岩層からなり右岸アバット部にはせん断作用を受けたゾーンが存在する。また沖積層の河床と左岸の一部には玄武岩脈が見られる。基礎処理は100mまでカーテングラウトを施し、遮水壁コア底部は入念なグラウト処理を行っている。

ロック材は角れき岩と閃緑岩である。両者とも拘束のない状態での強度はきわめて大きいが実験を通して接触点での応力集中による粒子破砕現象

* 京都大学農学部

が懸念された。同現象は水浸条件ではさらに強く生じる。材料の粒度は我が国のロックフィルダムとはほぼ同レベルで調整されている。コアの施工は最適含水比より2~4%湿潤側に調整した後シープフットローラーにより15cm厚に締固めて行っている。平均乾燥密度は1,590kg/m³である。また、フィルターとトランジッションゾーンは30cm厚に締固められ乾燥密度は1,890kg/m³及び2,020kg/m³である。さらにロックゾーンは0.6~2.0m厚に締固め、乾燥密度は1,850~1,760kg/m³となっている。施工速度は13,000m³/日で15カ月で盛土工事を完了した。

力学的安定性はウエッジ法によって検討されている。最大横断面については常時満水位と水位急低下時における安全率を1.5以上、また震度0.15+水圧による安全率を1.1として設計した。

計測項目一覧を表-1に示す。なお堤体表面変位はベンチマーク(B.M.)により、堤体内変位はクロスアームまたは傾斜計によって計測されている。表-1に示す各計測器の個数は筆者が図より読み取ったもので表中の数字以上設置されていると思われる。

表-1 計測器と個数

	エル・インフェルニージョダム	ラ・ビジータダム
クロスアーム	3	0
傾斜計	4	21
B. M.	>70	113
ひずみ計	4	21
間隙圧計	10	45
土圧計	?	7
地震計	>4	5

2-2 ラ・ビジータダム

ダムサイトはバルサス河口から13km、先のエル・インフェルニージョダムの下流55kmの位置にある。1965年~1968年に建造された本ダムはやはり二つのコファードラムを有する中央遮水壁型で堤高50m(天端EL. 60)、堤体積350万m³、外側のり勾配1:2.5、供給電力304MWである。サイトは第三紀の火山性堆積岩で安山岩や安山岩質角れき岩からなる。全体に亀裂や風化が進んでいるが、特に左岸地山で顕著であり、表層では20ルジオンを示す。さらに河床部は、平均透水係数1.5cm/sec、最大層厚70mの沖積砂れき層であり、止

水対策がプロジェクトの重要課題であった。そこで、コンクリートカットオフ壁をコア軸に沿って両アバットの堅岩内に達するよう施工するICOSタイプの止水工を考えた。カットオフ壁はコア底部と壁間に生じる負の周面摩擦によって同部の応力状態が複雑になるため、壁の上下流両側に深さ26mのカーテングラウト処理が施されている。これにより壁周辺の不等沈下を押えるとともに地震でカットオフが破壊され浸透流が集中した場合における基礎地盤破壊もある程度保護できる。

盛土材料の粒度分布や力学特性はエル・インフェルニージョダムとはほぼ同様である。安定解析は室内実験による強度常数(内部摩擦角は砂れきが30°、ロックが45°)を用い、前ダムと同様の方法で検討した。最小安全率1.1は、満水位で震度0.15を作用させた場合に得られた。

盛土施工は経済的理由から二段階施工で行った。まず左岸側で放流し1966年6~12月の半年間にEL. 40まで右岸側盛土を施工、その後全体盛土を1967年3~12月の期間に実施した。この間、1967年1月にはバルサス河が氾濫しコファードラムを越流。施工済盛土の一部が流されたがカットオフ壁等基礎処理部には損傷をもたらさなかった。さらにEL. 47まで盛土した1967年9月にも洪水による放流トンネルの損傷等があり工事が遅滞した。

基礎地盤の止水工に関連する問題や地震多発地域といった点から極めて多くの計測が本ダムでもなされている。代表的な計測器は表-1に示したとおりである。

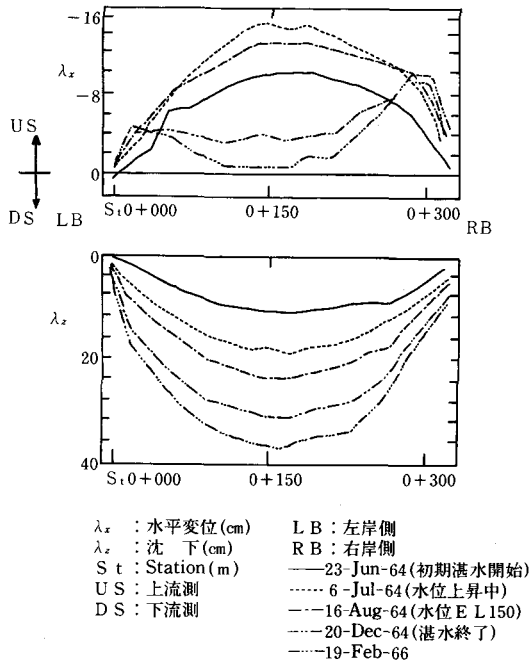
3. 静的挙動

3-1 エル・インフェルニージョダム

盛土完了直後の最大沈下量はコアで165cm、ロックフィルで140cm、水平変位は沈下量の10~20%となっている。また、ダム軸方向変位は中央に向かう合理的な傾向を示し、上下流方向変位はコア部は上流側へ、底部下流側近傍では下流側へ変位している。

次に、初期湛水から1年以内の挙動について見てみる。1964年に湛水を開始したが同年7月に水位が約80m急上昇し予想外の水平変位が発生した。水位がEL. 120に達するまでは天端における上流側への変位は14cmを記録していたが、その

後 EL. 140 への急激な水位上昇過程で天端やコア部の水平変位が下流側に向かって進行を開始し、同年10月には6月に比べ天端で 11cm, 変位が大きい 1/3H (Hは堤高) では20cmもの変位変化が見られた。1965年に変位は回復し初期の位置まで戻ったが、その後稼働段階に入り再びコア内の沈下と下流側への変位が進行し、1974年では初期の位置からベクトルの絶対量が最大 50cm に至っている。

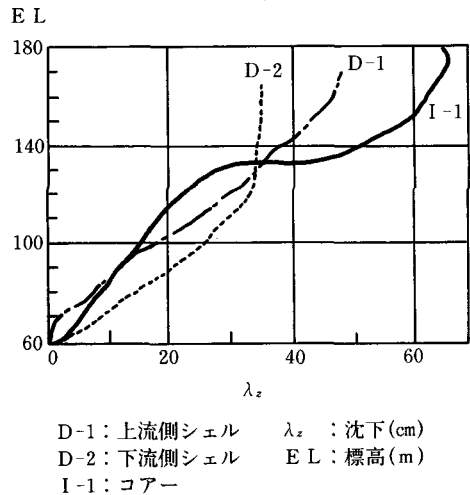


図一 エル・インフルネーゾダム天端における水平変位と沈下 (Marsal による)

初期湛水時水位急上昇直前の1964年6月から稼働段階に入った1966年6月までの天端変位三成分の挙動特性は以下のものである。上下流方向変位は堤体中央部を中心とするアーチ形で上流側に変形していた天端が、湛水とその後の稼働時には逆アーチとなっている (図一参照)。ただし左右アバット付近では依然上流側への変位が残るため逆アーチは同地点付近で折れた形状を示す。この変曲点はアバットより約30mの位置である。これはこの付近での水圧レベルが低く下流側シェルの抵抗が優位なために生じた現象と解釈される。一方、天端におけるダム軸方向のひずみ挙動は上下流方向変位に対応している。即ち、天端中央部を中心として天端の大部分で相応の圧縮ひずみ (最大0.2%) が見られるがアバットより 50m の位置

では引張ひずみが発生し、左右岸で各々最大0.6%と0.2%が観測されている。

天端の最大沈下量は初期湛水中に約 32cm (0.22% H, Hは堤高で単位はm) で、その後1年間に 5cm 進行し37cm (0.26% H) の沈下となっている。これは標準的な沈下量と考えられる。ところで、我が国の一アスファルトコンクリート表面遮水壁型ダムについて見ると初期湛水中の沈下は上記の12%程度、その後1年の沈下は同40%程度になっている⁽⁸⁾。このように初期湛水時表面遮水壁型ダムの沈下が極めて小さいことを考えると中央遮水型ダムでは浸水による沈下 (Marsal 博士によればロック材の粒子破碎効果が大きい) については十分な配慮が必要と言える。



図二 エル・インフルネーゾダム堤体内の沈下特性 (Marsal による)

さらに稼働期に入ってから予想外の沈下挙動が観測された。既に、EL. 135における沈下量が20cmに達して以来、堤体内沈下量鉛直方向分布の形状が同地点を中心とする異常なパターンを示し始めた。その特性の概略を1975年のデータを用いて示したのが図二である。D-1とD-2はコア中心より上流側約30m及び下流側約30mに設置されたクロスアーム測線であり、I-1はコア中央にある傾斜計設置測線である。同現象を解明するため室内実験値を用いた非線形弾性有限要素解析を実施した結果、発生ひずみレベルから判断して EL. 135を中心とする堤体中上部ではフィルターからランジッションゾーンまで塑性域が広がっていること、さらに同シェルゾーンでの応力集

中が極めて高いことが分かった。以上の点から Marsal 博士は予想外の沈下パターンがコアーとフィルター及びトランジッションゾーンの強い相互作用効果の結果生じたものと判断した。私見ではあるが、この異常パターンはロック材の粒子破碎による初期湛水中の比較的大きな沈下現象にも関連していると考えられる。

3-2 ラ・ビジータダム

施工時の変位記録で特筆すべき事項は2回の洪水による影響である。1回目の洪水では堤体基礎部の砂礫層が流されたためグラウト等の手当を行った。これによる影響として、EL. 20位の位置でのダム軸方向変位が場所によって異なり伸張状態が発生している。また2回目の洪水では盛土高さまで上流水位が上昇した。洪水前後の沈下量は上流側シェル部で60cmと100cm、下流側シェル部では30cmと50cmである。また洪水直後のカットオフ上面沈下は8cmである。このいわば初期湛水とも言える洪水が堤体上流シェル部の粒子破碎をもたらし上下流シェル部の沈下量の差となって現れたと考えられよう。

かくて事実上2度目となる本ダムの初期湛水は1968年9月に開始された。ところが1969年1月に洪水による損傷修復工事再開のため落水。同年3月より湛水を再開し正常稼働に入った。このような施工期からのトラブルにも拘らず後述の地震時以外は最低の変位・沈下を示している。そこで本ダムについては基礎の止水処理工とも関連して応力に関するデータが以下のように報告されている。

土圧計に基づく堤体内応力の経年変化(1967年~1985年)が、EL. 10とEL. 29について示されている。これによるとトランジッションゾーンで

一部データの欠損や計測不備による異常値が認められるものの全般的には盛土完了以後極めて安定した応力状態が見られる。また、下流側シェル部の盛土完了時の応力値は実測値と数値解析結果が適度に一致している。したがって数値解析によって推定される応力状態は信頼性が高いと考えられる。それによると最大主応力はコアー内とカットオフ壁部で小さくフィルター及びトランジッションゾーンで応力集中が発生する。また応力分布はエル・インフェルニージョダムのそれよりはるかに複雑でカットオフ壁の上流側等に引張応力も生起している。このような状況は実測値によってもある程度認められる。

4. 地震時挙動

4-1 はじめに

講演では施工当初からの静的変形挙動について上述のように詳細な報告がなされた。これは地震時挙動を評価する上でそれらのデータを認識しておくことが不可欠であることによることは言うに及ばない。しかしながら地震による影響については主として応答記録と地震力による堤体の変形・沈下データの紹介にとどまっている。筆者としては振動数特性に関する情報が欲しいと感じた。例えば、堤体中の弾性波速度や堤体の固有振動数に関する情報、あるいは地震応答波のスペクトル特性などである。しかしながら、報告された地震直後の静的変位データは地震前の詳細な静的変位データがあるだけに極めて貴重なものである。

ここで報告している二つのダムはともに太平洋沿岸の地震地帯に建造されている。ダムに設置された地震計は表-1に示した通りで各々三成分である。また、ここでは特に1975~1985年の間に当

表-2 エル・インフェルニージョダム及びラ・ビジータダム近傍に発生した比較的大きい地震データ (Marsal による)

地震名	発生年月日	震 源		マグニチュード	震源深さ (km)	震 央 距 離 (km)	
		緯 度	経 度			El Infiernillo	La Villita
S1	Oct. 11, 1975	17. 58°N	102. 28°W	4. 9	33	79	52
S2	Nov. 15, 1976	18. 11°N	102. 23°W	5. 9	33	23	10
S3	Mar. 14, 1979	17. 31°N	101. 35°W	7. 6	60	110	110
		17. 82°N	101. 26°W	7. 6	59	73	93
S4	Oct. 25, 1981	17. 89°N	102. 42°W	7. 3	33	54	31
S5	Sep. 19, 1985	18. 11°N	102. 71°W	8. 1	30	68	58
S6	Sep. 21, 1985	17. 62°N	101. 82°W	7. 5	33	70	61

地で発生した6地震(表-2参照)と堤体観測変位との関係を言及している。中でも1979年3月の地震S3(M7.6, 両ダムとの震央距離はともに110km)と1985年9月の著名なメキシコ地震S5(M8.1, 震央距離68kmと58km)に着目している。なお, 両地震時の天端最大加速度振幅(上下流成分)は300~400ガルと推定される。

4-2 エル・インフェルニージョダム

1969年~1985年の間に天端(EL.180)における累積沈下量は中央部分で最大となり64cmである。このうち上の6地震によって生じた沈下量の合計は約50%である。標高が下がると沈下量も減少し累積沈下量はEL.120とEL.80では天端のその20%と5%になっている。ところが標高が低いこの様なり面での沈下に占める上記6地震の影響はやはり天端と同じ50%になっている。また規模と発生時期の異なる地震S3とS5に対する沈下量は同レベルとなっており天端で15cm程度である。一方, 層別沈下計と傾斜計による堤体内沈下量をコア内と上下流シェル部について調べると上述と同様の傾向が認められ, 堤体全体についての傾向であると言える。なお盛立て終了後22年間における沈下に伴う堤体余裕高損失は150cmであるが, その30%が上の6地震によるものとなっている。

天端近傍のり面の水平変位についてみると上下流側で傾向が異なる。下流側の方が地震の寄与率が大きく, 上流側の30%に比べ70%にもなる。EL.120でも天端下流側と同様地震の影響が強く見られるが, 変位のレベルは天端の40%以下である。

4-3 ラ・ビジータダム

本ダムの堤高は50mでエル・インフェルニージョダムの145mに比べ小規模であり, かつ前述のように施工中及び施工後の変形挙動が安定していたにも拘らず計測された変位は大きい。これは前章で述べた基礎地盤や施工法に関係するところが大きいと思われる。

1968年~1985年の間に発生した累積沈下量は天端(EL.60)よりわずかに上流側(EL.57)で71.5cm, 下流側(EL.58)で42.5cmである。これらに対するメキシコ地震(1985年)による寄与率は各々44%および50%である。一方, 下流側のり面の沈下量はEL.38で18cm, EL.18で12cmとかなり小さい。

以上はダム軸方向分布での最大沈下量であるが, エル・インフェルニージョダムではそれがほぼダム軸中央部で発生しているのに対して本ダムでは非対称分布になっている。即ち, 天端ではやや右岸よりの地点で最大となり下流のり面ではやや左岸よりとなる。Marsal博士はこの点について二段階施工でジョイント部分に粘土を挿入していること, 施工時の洪水によってコファードラムが流亡し基礎地盤を損傷したがその修復に水締め工法とグラウト処理を行ったことが主たる要因と指摘している。この外に筆者は以下の要因も考えられると思う。即ち, ダム軸が上流側に凸に湾曲しており複雑な振動モードを呈すること, 左岸と右岸で地山及び基礎の剛性が異なり作用地震力が異なることなど動的作用力の違いも大きく影響していると考えられる。

天端近傍下流のり面高所の水平変位の最大点は中央より左岸側に発生し, 累積変位は下流方向へ28cmであり, 沈下同様地震の寄与率は極めて高い。一方, 天端近傍上流のり面高所では従来上記の下流のり面高所と同様な変位モードを示していたが1985年のメキシコ地震以降, 中央より左岸側では下流方向へ(ピーク値10cmで以前より減少), 右岸側では上流方向へ(ピーク値20cm)変位し中央部での変位はゼロとなる変位分布形状に変わった。このことについて, 筆者は以下のように推察する。即ち, 大規模なメキシコ地震によって従前の下流側への変位傾向が右岸側で逆方向である上流側へ変わったというより, 右岸側のり面高所に設置されたベンチマーク付近で局所的な変位があったと考えられる。

堤体内の変位データは傾斜計によるため累積誤差を含むことが懸念される。実際, 本ダム上流側シェルとコア内ではEL.15~20において変位分布が不連続なデータも認められ, 絶対量としての評価はし難い。しかしながら, 下流側シェル内部について示した図-3のように初期湛水以後の変位はほとんど地震時に発生しており, 堤体変位における地震慣性力の効果が予想外に大きいことがうかがえる。

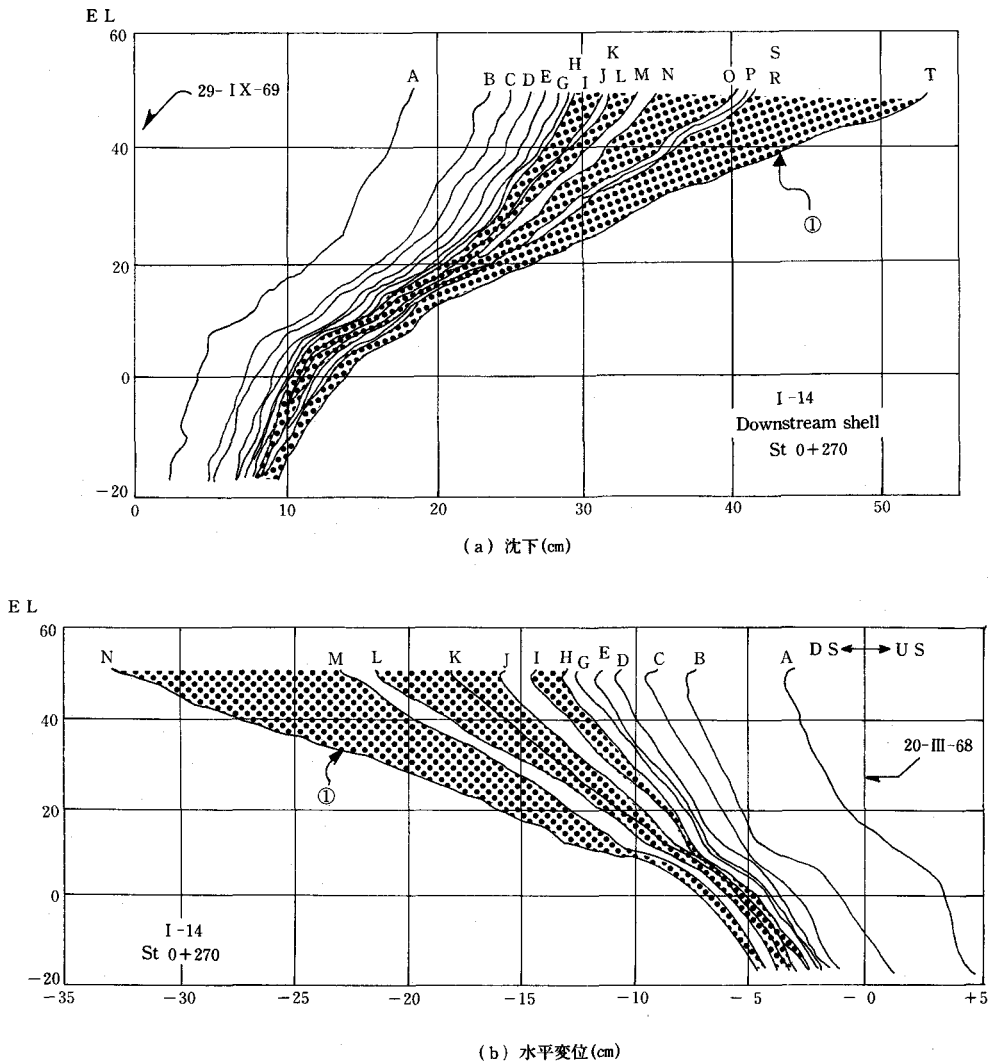
5. ロックフィルダムの耐震性

5-1 地震被害特性とすべり崩壊の可能性

メキシコ地震(1985)後, エル・インフェルニージョダム及びラ・ビジータダムで被害調査が実

施されたが天端の側道にダム軸方向亀裂(幅0.2~10cm, 最大深さ60cm)が認められた程度である。その他, バルサス河を中心に20以上のダムについても被害調査が実施されたが, 堤高260mなるハイダムを含めほとんど無被害のようである。しかるに震源から400kmも離れたメキシコ市では建築物や上・下水道を中心に多大な被害をだしている⁽⁴⁾。震源に近い太平洋沿岸地帯の被害は地盤良好のため軽微であったとも言われているがバルサス河口では約270galの加速度を記録している。一方我が国でも1984年の長野県西部地震では多数の地滑り被害が発生したが近傍にある牧尾ダムの被害は軽微であった。

震度円法⁽⁵⁾は非粘性材料に対してすべり崩壊を否定し, 慣性力によるダンブロックを中心とする表層崩壊・沈下モードを考える設計法で限界震度に達するまでは堤体が安定しており変形しないとしている。一方, 講演で示された二つの大ダムは初期湛水時に大きな沈下・変形を示すが, その後生じたそれ以上の変位は地震によるものだとMarsal博士は指摘している。即ち, 地震による大変位は外側のダンブロックにとどまらず, 十分に締固められたロックゾーンや中央部のコアにまで及ぶことが堤体内の層別沈下計で示された。また, 堤体横断面の変位形状は主として下流側への変位を示唆している。このような永久変位が生



EL: 標高(m) アルファベット A, B, …は観測年月日対応

地震効果 ①メキシコ地震(1985)の効果

図-3 ラ・ビジャーダム下流側シェル内の変位特性と地震効果(Marsalによる)

じても崩壊に至らず天端表面にわずかな亀裂が生じるにとどまっているのはなぜだろうか。

筆者はダムに致命傷を与える損傷は洪水による越流と基礎地盤の液状化による大規模な沈下以外では、やはり大規模すべりだと考える。では、地震時にどうしてすべり崩壊が発生しにくいのだろうか。おそらく自重による斜面すべりと地震慣性力によるすべりのモードがかなり異なり、地震による動的すべりモードは極めて発生しにくいと筆者は考えている。

5-2 耐震性に関する一考察

会場におけるディスカッションの一つで東京工業大学の町達夫助教授から「なぜロックフィルダムは地震に強いのか？」なる質問がなされた。質問の真意は筆者には分からないが、静的状態のみならず地震時変形も我が国の記録例からみて明らかに大きく、かつのり面勾配も大きい、さらに施工速度も速い上に施工時の豪雨と湛水過程などを総合的に判断して思わず上の質問を寄せられたように思われる。Marsal 博士の回答は現行設計法が「conservative」、即ち設計手法の考え方そのものが安全側過ぎるのだといった内容であった。

現在数多く観測され、また数値解析で模擬されるロックフィルダムの堤頂付近での応答レベルはメキシコ地震級では数百ガルを下まわらないと考えられる。これは言うまでもなく重力加速度の半分である。忘れてはならないのは自重による崩壊すべり場は底部での境界拘束があることである。これに対して水平慣性力は境界拘束の少ない状態で作用している（もちろん堤体水平面、堤底面でのせん断抵抗による拘束や3次元的にはアバットでの拘束が存在する）。したがって、自重+地震

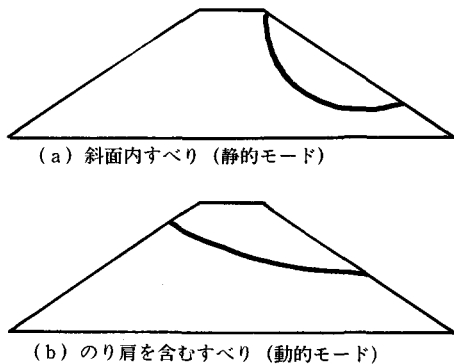


図-4 盛土のすべり形態模式図

慣性力の組合わせが堤体横断面のすべり崩壊を生起させる場合、自重崩壊（静的）モードとは異なる堤頂部のり肩を含むメカニズムが発生するといった考えに至る(図-4参照)。これは自重作用だけでは考えられないモードであるとともに、自重による斜面内すべりよりすべりにくいことが予想される。なぜなら、すべり線の水平とのなす角が斜面内すべりの場合に比べ小さくなるため滑動力が小さくなる一方、摩擦抵抗が逆に強くなるからである。

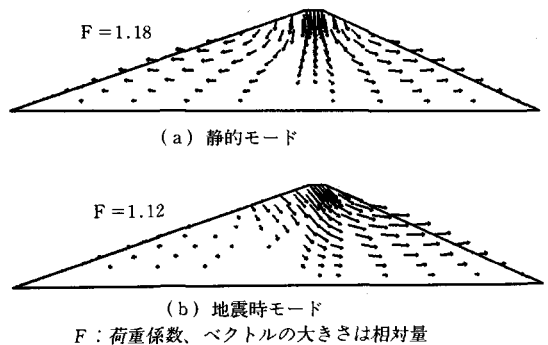


図-5 極限解析によるロックフィルダムの降伏時速度場

剛塑性体を仮定した極限解析（剛塑性有限要素法）によってこの状態を模擬すれば(6)図-5の速度場に見られるように静的状態と地震時状態の区別が明白に現れている。解析対象は提高52mの中央遮水壁型ロックフィルダムで、動的解析には日本海中部地震（1983）の本震記録を使用した。ただし最大振幅を水平、鉛直とも2倍し堤底水平入力150galである。また、図中の荷重係数Fは大きいほど安全性が高いことになるが、同図のF値は静的と地震時であまり変わらないし、場合によれば地震時の方が大きくなる。地震時に静的状態より危険になるのは単純に言えばのり勾配の大きい側に最大の加速度が作用し、かつそれが作用した瞬間に鉛直動が下向きに作用する場合である。

本章で述べた耐震に対する考え方は湛水条件や地震载荷履歴など配慮すべき要件を欠いてはいるものの現行設計法によるダムが地震に対してきわめて安全であることの一面を捉えている様な気がする。

6. 結 言

ロックフィルダムの変形挙動を中心とする

Marsal 博士の講演を通して、筆者が理解したのは以下の3点である。即ち、

①初期湛水時の堤体沈下は大きい。これは拘束圧の大きい水浸状態ではロック材に粒子破砕が生じることにも関係している。

②稼働期間中の堤体沈下・変形に与える地震の影響は極めて大きい。

③建造後約20年を経過した2つのダムの堤体はともに中高部が下流側へ変位している。

Marsal 博士はダム建設に関わる者は常に堤体内の応力と変位を知っていることが重要で、そのための理論解析や観測を怠らないように注意しておられた。最後に、貴重な講演の概要報告に筆者の意見を交えてしまった点をお詫び申し上げる。

謝 辞

有意義な御講演をなされた Marsal 博士に衷心から謝意を表するとともに、セミナーを主催された国土開発技術センターの関係諸氏の御尽力に感謝する次第である。また、本セミナー出席について便宜をはかって

戴き、日々御指導を賜っている長谷川高士京大教授にこの場をお借りして御礼申し上げます。

参考文献

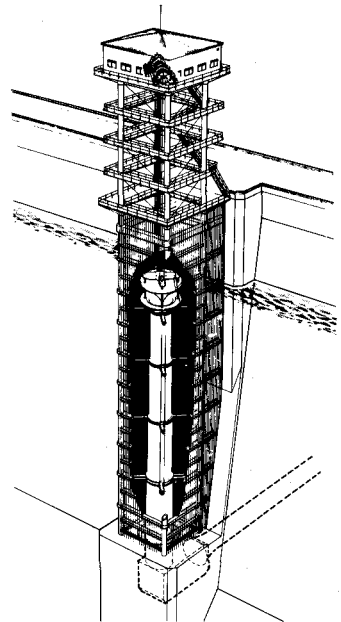
- (1) CFE (1985) : Behavior of Dams Built in Mexico, a contribution to the XV International Congress on Large Dams, Lausanne, Switzerland.
- (2) CFE (1987) : Effects of the September 1985 Earthquakes on Dams Built on the Balsas River, prepared for the Symposium on Dams and Earthquakes organized by the Chinese National Committee on Large Dams, Beijing, China.
- (3) T. Hasegawa and M. Kikusawa (1988) : Longterm Observation of Asphaltic Concrete Facing Dam, XVI International Congress on Large Dams, San Francisco. (submitted)
- (4) 例えば、土木学会メキシコ地震調査団：1985年メキシコ地震の被害とその復旧，土木学会誌，Vol. 71, No. 6, pp. 44~55.
- (5) 中島保治(1986)：ロックフィルダムの震度円安定解析法，土と基礎，Vol. 34, No. 8, pp. 7~12.
- (6) 菊沢正裕(1987)：大地震時におけるロックフィルダムの安定解析，土と基礎，Vol. 35, No. 11. (掲載予定)

選ばれて、水を選ぶ。

ダム選択取水設備でもリードする丸島水門

●60年の経験をベースに

業界の話題は、いま〈選択取水設備〉。とりわけ丸島水門のシリンダゲートに注目が集中しています。創業以来60年、ダム取水設備の歴史を築いてきた技術と実績が〈選択取水設備〉にもいかに発揮され、取水性能も経済性もまさに決定的。お陰様で建設省・大渡ダムを第1号として厳木ダムで14件目の実績となりました。理想的な水のセレクションによって明日のダムを象徴する存在になることでしょう。



丸島水門

株式会社 丸島水門製作所

福岡営業所 福岡市博多区博多駅南1-10-5(新博多日興ビル)
所長 東原 豊 〒812 ☎(092)472-5336
本 社 大阪市生野区鶴橋1-6-15
〒544 ☎(06)716-8001
支店・営業所 札幌・仙台・東京・奈良
工 場 大阪・奈良

戸田調整池の設計過程及び試験盛土について

——国営那須野ヶ原総合農地開発事業地区——

大 羽 泉*

目	次
1. はじめに.....	27
2. 地形地質概要.....	27
3. 貯水池形式の選定.....	28
4. 遮水方法の検討.....	30
5. 土質材料の検討.....	30
6. 堤体標準断面の検討.....	34
7. 試験盛土の実施.....	36
8. 今後の課題.....	41

1. はじめに

那須野原は、栃木県の北東部に位置し、那珂川と箒川にはさまれた約 40,000ha に及ぶ広大な扇状地である。

事業地域は、この扇状地の頂部から中央部を主たる受益範囲とし、黒磯市、西那須野町を中心に、2市2町1村にまたがっている。

この地域は、北部山沿いの蛇尾川、木の俣川上流部の一部を除いては、一般に水源に乏しいため、那須疏水が開削された後も、なお広漠たる雑木平地林が残されていた。さらに既成田の用水不足を解消し、また不安定な畑作経営から脱却するため、新規水源確保による農業開発は、地域農民にとって多年の念願であった。

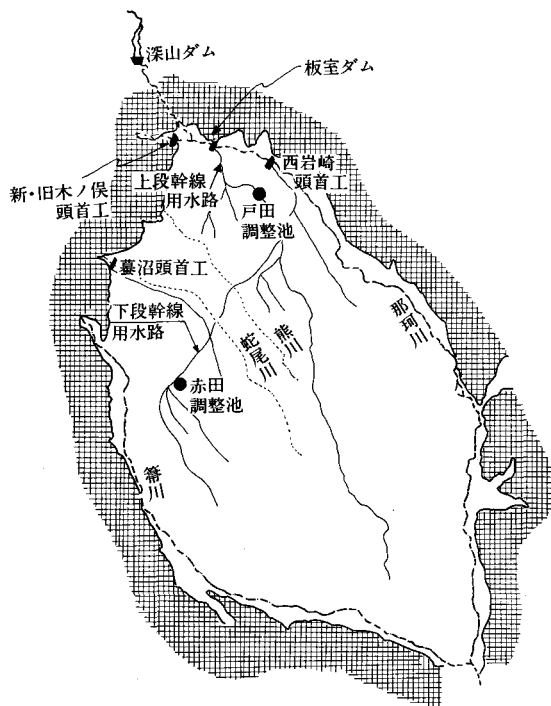
農林省は、地区の切実な要望に応える為に、昭和35年～40年の直轄調査、昭和41年の全体実施設計を経て、昭和42年より本事業を開始した。

事業の概要は、那珂川上流、深山地先に有効貯水量 2,090万 m^3 の深山ダムを築造、及び西那須野町赤田地内に有効貯水量 120万 m^3 の赤田調整池を、また黒磯市戸田地内に有効貯水量 100万 m^3 の戸田調整池を新設して、水源を確保するほか、板室ダム、西岩崎頭首工、新木の俣頭首工、旧木の俣頭首工、藁沼頭首工などの移設改修、並びに上段幹線水路、下段幹線水路(那須疏水)、藁沼用水路等の幹支線水路延長 306km を更新整備するものである。

また未墾地からの農地造成 408ha。既耕地の水

田及び畑の3,923ha 合計4,331ha に農業用水を供給するとともに、未墾地と錯綜する既耕地 555ha については、区画整理を行うこととしている。

本稿では、本地区黒磯市戸田地内に新設する戸田調整池について、その設計過程及び試験盛土について特徴的な内容を報告するものである。



図—1 主要施設位置図

2. 地形地質概要

那須野ヶ原は、その北方の那須火山帯群(E. L.

* (前)関東農政局那須野原開拓建設事業所
(現)構造改善局建設部水利課

1700~1900m)を源流とする那珂川、北西部からの蛇尾川及び西方の高原火山(E. L. 1100~1800m)からの箒川によって形成した複合扇状地である。那須野ヶ原の北方、戸田付近は那珂川による扇頂付近に当りE. L. 450~500mの広い平坦地を形成している。

一方、地質はよく淘汰された砂礫層を主とし、局部的に薄くローム層がこの上位を覆っている。これら地質の起源は第四紀洪積世那須火山による安山岩及びその西方に分布する第三紀流紋岩類の噴出に由来し、砂礫層の下位には那須火山による那須累層(溶岩、凝灰角礫岩よりなり層厚200m以上)が知られている。

また、当調整池遮水材として考えている地質は関東ローム及び第三紀火成岩類の風化土である。これらは那須野ヶ原平坦地周縁部及び山麓の丘陵地に分布している。

3. 貯水地形式の選定

調整池建設地点は広い平坦地であり、この地に100万m³の貯水容量を確保する場合、次の2つの貯水池形式が考えられる。

(1) 掘込みタイプ

現地盤から下で貯水容量を確保する方法。

(2) 半掘込みタイプ

築堤と池敷内の掘削により貯水容量を確保する方法

調整池のタイプ決定は、経済性に重点をおきながら、構造物としての信頼度、調整池周辺に及ぼす影響などを総合的に勘案して行うのが基本である。

一般的に、半掘込みタイプにすると、掘削量と盛土量のバランスをとることが出来るため、経済性の面で有利となる。

表一 掘込みタイプと半掘込みタイプの比較

		掘込みタイプ	半掘込みタイプ
断面			
景観		掘込みの為景観を妨げるものではない。また貯水池の決壊等の恐れが無いため周辺住民の安心感が高い。	切土と盛土のバランスを考えると、ダムの高さは現況地盤より7mほど高くなる。このため貯水池周辺に圧迫感を与え、かつ堤防の安全性に対して不安感を持つ場合もあり平坦地域に造られる貯水池としてはあまり好ましいものではない。
砂礫の掘削量		全体数量2,100千m ³ <ul style="list-style-type: none"> — 堤体流用432千m³ — 流用材の安全確保168千m³ — 売却1,500千m³ 	全体数量855千m ³ <ul style="list-style-type: none"> — 堤体流用612千m³ — 流用材の安全確保243千m³
経済比較 (百万円)	堤体工事費	(3,639) 1,555	1,936
	取水設備 工事費	355	226
	用地費	504	809
	計	(4,497) 2,414	2,971

[注] 1. ()は残土の掘削、搬出をすべて国営事業で実施した場合の費用。

2. 砂利の売却益は本表に含まれていない。

当事業によって既に建設された赤田調整池がこのタイプであり、切盛バランスタイプと称している。

一方、掘込みタイプは半掘込みタイプに比べ築堤量は少なくすむものの、築堤工事に先行して、貯水容量に見合う土砂を貯水敷外に掘削、搬出しなければならず、工事費の面でどうしても割高となる。

しかしながら、戸田調整池の場合特徴的なことは、建設地点に均一に分布する砂礫がコンクリート骨材として有用であるため、掘削捨土土砂の売却が可能なる点にある。しかも、砂礫を買受人に地山状態で売り渡し、買受人の負担と責任で砂礫の掘削搬出を行うような売却方法をとれば、掘込みタイプに必要な貯水容量を確保するための捨土工

事が不必要となり、さらに150万 m^3 の砂礫の売却益が見込める。

表一に、2つの調整池タイプの詳細な比較を示すが、これらの検討の結果、戸田調整池には掘込みタイプを選定することとした。

売却は昭和61年度下半期より行っており、適正

買受人による砂礫の掘削・搬出

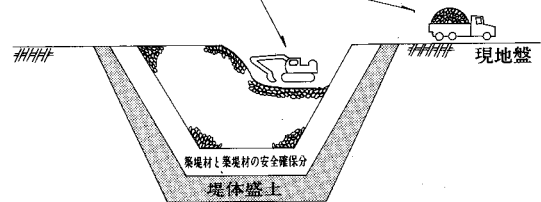


図-2 砂礫の売却方法模式図

表-2 遮水方法の検討

比較項目	タイプA(全面アース材)	タイプB(全面遮水シート)	タイプC(斜面部:遮水シート 水平部:アース材)	タイプD(斜面部:アース材 水平部:遮水シート)
概略図				
特徴及び設計の考え方	<ul style="list-style-type: none"> ①斜面部、水平部共にアース材を流用し斜面部の安定を図るため調整池掘削により派生する礫材を、Zone 2として盛土する。 ②遮水ゾーンと地山境界にはケミカルフィルター(t=10mm)を布設し、両ゾーンのフィルター条件を向上させる。 ③上流斜面には、保護工として現場打ちコンクリート枠を設け、枠内をレキで間詰める。 	<ul style="list-style-type: none"> ①調整池全面を遮水シートを用いて止水する。 ②遮水シートは背圧に弱いため、シート裏側には、ドレーン及びエア抜パイプ等を設置し背圧がすみやかに排除できるようにする。 ③施工中及び施工後において遮水シートのずれにより引張りなどの応力集中が生じないように遮水シート基盤としてソイルセメント20cmを設ける。 	<ul style="list-style-type: none"> ①このタイプは、タイプAとタイプBの折衷案であり、斜面部を遮水シート、水平部をアース材とするものである。よって、斜面部はタイプB、水平部はタイプAに準ずるものとなる。 	<ul style="list-style-type: none"> ①このタイプも、タイプCと同様の考え方で斜面部をアース材、水平部を遮水シートとするものである。よって斜面部についてはタイプA、水平部はタイプBに準ずるものとなる。
(1) 遮水材の賦存量	○	◎	○	○
(2) 施工性	トラフィカビリティ	○	○	○
	施工ジョイント	◎	△	△
(3) 安全性	遮水性	○	◎	○
	パイピング	△	○	△
	斜面の安全性	○	○	○
安全性	揚圧性	○ (地下水なし)	△	△
	耐久性	◎	△ (斜面部に問題有)	△ (斜面部に問題有)
(4) 経済性(Aタイプを1.0とする)	1.0	1.02	1.09	1.06
(5) 総合評価	◎	○	○	○

な形状で掘削が行われていることをチェックするために、定期的に測量を行うとともに、測量結果より搬出された砂礫の量を算出し、工程管理を行っている。

また、150万 m^3 という大量の砂礫の搬出を、公道を使って行うので、一般の通行に出来るだけ支障をきたさないよう、搬出期間は最大3年間と予定している。さらに本堤の築造は、砂礫の搬出と重複工事となることを避けるために、150万 m^3 を完売した後に着手することとしている。

4. 遮水方法の検討

当地区の地形はほぼ平坦であり、下流側へ1/50～1/60と緩い勾配で傾斜している。また、地下水位はかなり深い位置（GL. 20m以深）に存在する。地質は扇状地堆積物の砂礫がほとんどであり透水性が大きい（ $K=1 \times 10^{-3}$ cm/sec程度）。このため、ダムタイプは全面遮水の構造としなければならない。

遮水方法としては、遮水材料に土質材料、遮水シート材、アスファルト材、コンクリート材等を用いたタイプが考えられるが、アスファルト材、コンクリート材は単位面積当り単価が高いことから、前の2者を検討の対象とした。

そこで遮水構造を水平部と斜面部に分けて、異なる材料を組合わせたA、B、C、Dの4つのタイプについて考察した結果、斜面部及び水平部のすべてをアース材料で遮水するAタイプを選択する事とした。（表-2参照）

5. 土質材料の検討

5-1 ローム（VH）と砂礫（GW）それぞれの土質特性

戸田調整池の堤体は、遮水ゾーンであるZone Iと水平ブランケット部、及び押え盛土のZone II

で構成されている。

Zone I及び水平ブランケット部には、VHとGWの混合材を、Zone IIにはGWの単体を築堤材として予定しているが、以下にそれぞれの土質特性を記述する。

5-1-1 VHの土質特性

VHの土取場予定地は、調整池の東南東約10kmに位置する、比高約20mの丘陵地である。

ボーリング結果によると、深度6～8m付近まで茶褐色のローム層（ L_1 ）がほぼ水平に分布し、約1mのスコリア層を挟在した後、層厚約5mの灰茶色の凝灰質礫混り粘土（ L_2 ）が分布する。

地下水は地表下10m～20mの位置に認められたが季節的な変動を含めて明確な地下水位を特定できず、今後の補足調査で確認が必要と考えている。

L_1 と L_2 に明確な地層区分はなく、その物理特性にもそれほどの変異はない。

表-3に物理試験の結果を示すが、 L_1 及び L_2 は日本統一土質分類によるVH $_2$ に該当する。すなわち塑性指数（ I_p ）20以上、液性限界80%以上でかつ、A線以下の部分に分布している。

L_1 、 L_2 ともに地山でのコーン支持力（ q_c ）は4～3 kg/cm 2 であり、施工重機のトラフィカビリティーを確保するのに困難な事が予想される。

5-1-2 GWの物理特性

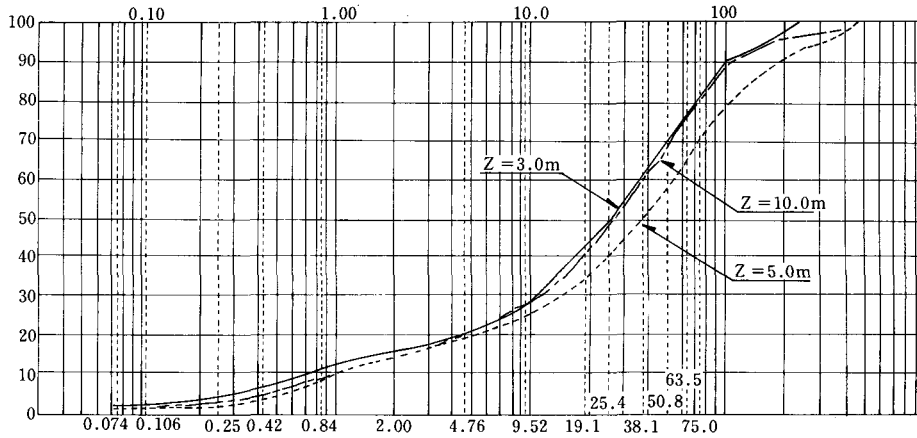
GWは調整池基礎掘削の残土として産出されるが、その物理試験結果を図-3、及び表-4に示す。

設計基準「ダム」によると、ロック材の適否を判断する場合、比重2.5以上、吸水率3%以下であれば耐久性があるとしているが、当材料はこの値を満足している。

また深度的な材質のばらつきも少なく、透水性材料でかつ強度的にも不安のない材料と考えられる。

表-3 L_1 と L_2 の物理試験

試料名	自然含水比 (%)	粒 度			比 重 G_s	コンシステンシー		
		シルト・粘土 (%)	砂 (%)	礫 (%)		LL (%)	PL (%)	I_p
L_1	117.1	61.9	35.9	2.2	2.766	142.9	76.4	66.5
L_1	88.1	63.1	36.9	0	2.77	105.6	68.5	37.1
L_2	97.5	53.9	34.5	11.6	2.795	114.0	66.9	47.1
L_2	78.1	54.3	30.5	15.2	2.81	78.2	70.7	7.5



(注) Zは深度を示す。

図-3 GWの粒度試験

表-4 GWの物理試験

深度 (m)	含水比 $w(\%)$	現場密度		レキの比重・吸水量			4.76mm 以下 試料比重 G_s	レキ率 $P(\%)$	備 考
		湿潤密度 $\gamma_t(t/m^3)$	乾燥密度 $\gamma_d(t/m^3)$	表乾比重 G_a	絶乾比重 G_b	吸水率 $A_p(\%)$			
3.0	10.13	—	—	2.597	2.532	2.6	2.706	79.1	最大粒径 $D_{max}=230mm$
5.0	10.15	1.731	1.632	2.594	2.533	2.4	2.697	80.5	最大粒径 $D_{max}=340mm$ 現場透水係数 $K=5.69 \times 10^{-2}cm/sec$
10.0	8.62	1.898	1.752	2.587	2.525	2.5	2.707	79.8	最大粒径 $D_{max}=340mm$ 現場透水係数 $K=2.84 \times 10^{-3}cm/sec$
平均	9.63	1.815	1.692	2.593	2.53	2.5	2.703	79.8	

5-2 VHとGWの混合材の検討

5-2-1 混合比の検討

一般にロームのような細粒の材料に、礫等の粗粒な材料を混合した場合、適当な混合割合とすることにより締固め密度は高くなり、また最適含水比を低下させることが知られている。

このような状態では強度増加による安定性の向上や、変形性の軽減に結びつき、また透水係数の低下により遮水性も高まることが期待できる。

しかし礫の混入率がある限度を越えた場合には、礫同志が互いに干渉しあい、締固めが阻害され、密度が小さくなる傾向を示し、これは透水係数に大きな影響を及ぼす。

よって最適な混合比率を把握する必要があるわけだが、この章で述べる室内試験で目安をつけ、試験盛土を通じて混合比率を決定する事とした。

検討対象とする混合比率は、考える粒度範囲を網羅できる様に、次の5つとした。

なお配合比率は乾燥重量比であり、 L_1 は上層ローム、 L_2 は下層ローム、 G は砂礫材を表わしている。

$L_1 : G = 2 : 1$ (礫率 $P_{+4.76mm} \div 20\%$)

$L_1 : G = 1 : 1$ (礫率 $P_{+4.76mm} \div 30\%$)

$L_1 : G = 1 : 2$ (礫率 $P_{+4.76mm} \div 40\%$)

$L_2 : G = 2 : 1$ (礫率 $P_{+4.76mm} \div 25\%$)

$L_2 : G = 1 : 2$ (礫率 $P_{+4.76mm} \div 45\%$)

5-2-2 混合材の物理特性

混合材の物理特性を表-5、図-4及び図-5に示す。これによると、礫の混入率が増加すると、液性限界・塑性限界とも下降し、塑性指数は若干上昇する事がわかる。また、遮水性を確保する面から74 μ 通過率10%以上塑性指数15以上が望ましいとされ、さらにクラック発生の防止や強度

表-5 混合材の物理試験

試料名	自然含水比 (%)	粒度組成			比重 G_s	コンシステンシー		
		シルト・粘土 (%)	砂 (%)	礫 (%)		LL (%)	PL (%)	I_p
$L_1 : G$ 1 : 2	38.5	17.5	43.0	39.5	2.739	118.5	65.5	53.0
$L_1 : G$ 1 : 1	59.6	32.9	38.4	28.7	2.777	130.0	71.3	58.7
$L_1 : G$ 2 : 1	71.8	45.0	33.9	21.1	2.783	134.5	72.9	61.6
$L_2 : G$ 1 : 2	38.2	20.1	35.3	44.7	2.752	97.0	55.7	41.3
$L_2 : G$ 2 : 1	70.7	39.6	35.6	24.8	2.777	109.5	66.1	43.4

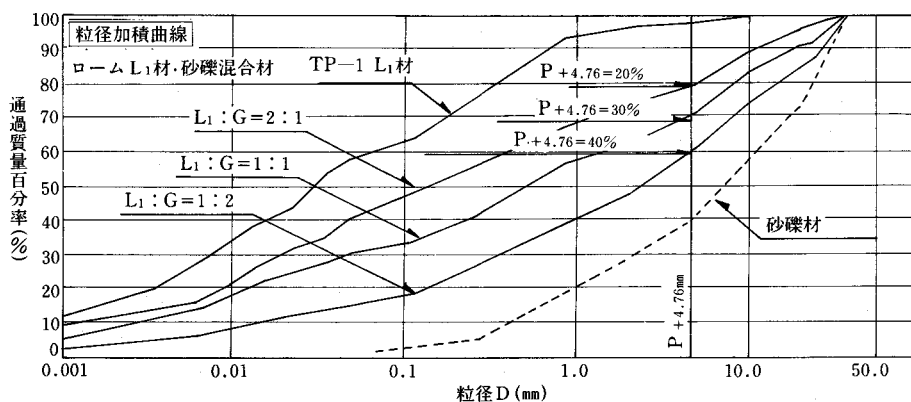


図-4 混合材 (L_1 と G) の粒度試験

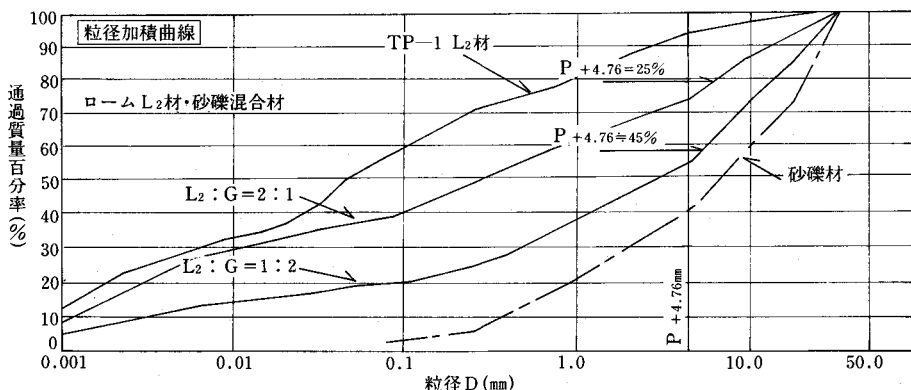


図-5 混合材 (L_2 と G) の粒度試験

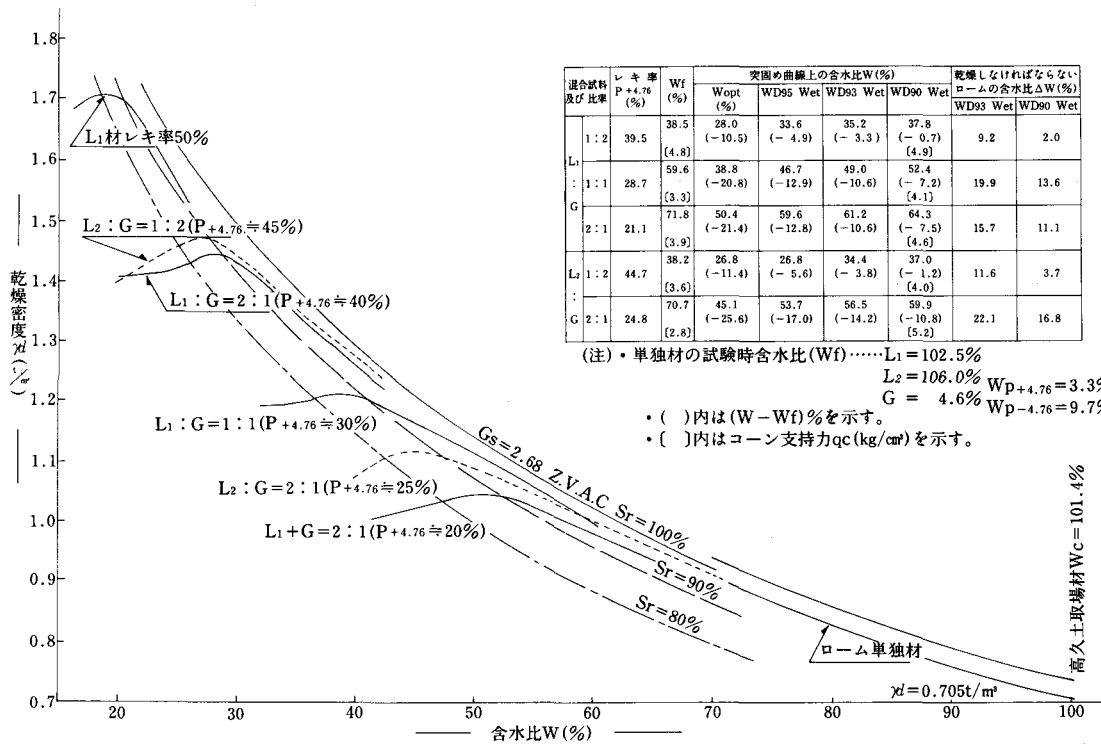
的な面から74 μ 通過率50%以下が望ましいとされているが、対象とした混合材はいずれの目安も満足している。

5-2-3 混合材の突固の試験

一般に高ダムの堤体盛土の管理密度は、D値

95%が採用される場合が多いが、本調整池は遮水材料のベースにルーム材を用いている事から施工含水比が高く、通常の高密度を得る事が困難なことが予想される。

また経験的にみて、通常の運土工程(ストック



混合材料及び比率	レキ率 P+4.76 (%)	Wf (%)	突固め曲線上の含水比W (%)				乾燥しなければならぬロームの含水比ΔW (%)	
			Wopt (%)	WD95 Wet	WD93 Wet	WD90 Wet	WD93 Wet	WD90 Wet
L1:2	39.5	38.5 (4.8)	28.0 (-10.5)	33.6 (-4.9)	35.2 (-3.3)	37.8 (-0.7)	9.2	2.0
L1:1	28.7	59.6 (3.3)	38.8 (-20.8)	46.7 (-12.9)	49.0 (-10.6)	52.4 (-7.2)	19.9	13.6
G2:1	21.1	71.8 (3.9)	50.4 (-21.4)	59.6 (-12.8)	61.2 (-10.6)	64.3 (-7.5)	15.7	11.1
L1:2	44.7	38.2 (3.6)	26.8 (-11.4)	26.8 (-5.6)	34.4 (-3.8)	37.0 (-1.2)	11.6	3.7
G2:1	24.8	70.7 (2.8)	45.1 (-25.6)	53.7 (-17.0)	56.5 (-14.2)	59.9 (-10.8)	22.1	16.8

(注)・単独材の試験時含水比(Wf)……L1=102.5%
 L2=106.0% Wp+4.76=3.3%
 G=4.6% Wp-4.76=9.7%
 ・()内は(W-Wf)%を示す。
 ・[]内はコーン支持力qc(kg/cm²)を示す。

図-6 混合材の突固め試験

場に搬出し、攪拌するなど)において乾燥できる含水比は、その土の自然含水比の1割程度である事が知られている。

施工管理密度については、試験盛土の項で後述するが、図-6を見るとD値90% Wet程度の含水比を得る事は比較的可能と思えるがD値93% Wet程度の含水比を得るのはL1:G=1:2のケースのみ可能と思われる。

さらにコーン支持力(qc)に着目すると、疎率の増加に伴ってqcも増加しており、上記のケースは重機の施工目標値といえるqc≧4kg/cm²を自然含水比状態でかろうじてクリアしている。

5-2-4 混合材の透水試験と混合比の検討

表-6, 図-7, 図-8に混合材の透水試験結果を示すが、これによると次のことがわかる。

- (1) 疎率60%となると、鉛直方向透水係数 $K_v \geq 1 \times 10^{-5}$ cm/sec の半透水性になる。この場合の配合比は、おおよそ L1:G=1:3 である。
- (2) 疎率40%を含めこれより細粒配合では、飽和度 $S_r \geq 85\%$ 管理で $K_v \leq 1 \times 10^{-6}$ cm/sec の不透水性となる。
- (3) $S_r < 85\%$ となると、急激に透水性が増す。

また、貯水池の許容漏水量 Q_a は、1日当り総貯水量の0.05%を目安としており、これによって本調整池の Q_a を求めると、

$$Q_a = 1,039,000 \text{ m}^3 \times 0.05\% = 520 \text{ m}^3/\text{day} \text{ となる。}$$

Q_a を満たしかつ透水試験結果より実現可能な設計透水係数を考えると、修正透水係数

$$\bar{K} = 4 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

$$(\bar{K} = \sqrt{K_v \times K_h}, K_h: \text{水平方向透水係数})$$

鉛直方向透水係数 $K_v = 6 \times 10^{-7}$ cm/sec となる。これを満たす疎率及び飽和度について考察すると、次のようになる。

- (1) D100 Wopt 及び D95 Wopt を除いた試験条件で $K_v \leq 6 \times 10^{-7}$ cm/sec となりかつ全体的にみて最も小さな透水係数を与える疎率は、 $P+4.76 \div 40\%$ である。よって管理値としては傾向的にみて $P+4.76 = 20 \sim 40\%$ とする方が安全といえる。
- (2) $P+4.76 \leq 40\%$ の条件で、 $K_v \leq 6 \times 10^{-7}$ cm/sec となる飽和度は $S_r \geq 90\%$ である。

以上述べた物理試験、突固め試験、透水試験などを総合的に考慮して、混合比 V H : G W = 1 : 2 (乾燥重量比) を目安とする事とした。

表-6 混合材の透水試験

試験点	試料名	D100 Wopt	D95 Wopt	D95 Wet	D90 Wet
(P+4.76≒60%)		1.85×10^{-5} (86.7)	6.50×10^{-5} (71.3)	2.23×10^{-5} (93.9)	1.26×10^{-4} (96.7)
(P+4.76≒50%)		2.18×10^{-7} (87.0)	3.48×10^{-7} (79.1)	—	6.10×10^{-7} (92.8)
$L_1 : G = 1 : 2$ (P+4.76≒40%)		1.23×10^{-6} (85.4)	1.32×10^{-6} (76.8)	3.52×10^{-7} (92.2)	1.56×10^{-7} (93.3)
$L_1 : G = 1 : 1$ (P+4.76≒30%)		1.33×10^{-6} (83.2)	1.86×10^{-6} (76.1)	4.07×10^{-7} (91.7)	1.80×10^{-7} (93.9)
$L_1 : G = 2 : 1$ (P+4.76≒20%)		1.64×10^{-6} (84.3)	1.91×10^{-6} (77.7)	4.55×10^{-7} (91.0)	2.79×10^{-7} (91.4)
$L_2 : G = 1 : 2$ (P+4.76≒45%)		1.63×10^{-6} (84.5)	2.63×10^{-6} (76.0)	5.73×10^{-7} (92.4)	4.62×10^{-7} (94.1)
$L_2 : G = 2 : 1$ (P+4.76≒25%)		1.09×10^{-6} (84.4)	1.32×10^{-6} (77.5)	3.56×10^{-7} (92.5)	2.74×10^{-7} (94.5)

上段 透水係数 cm/sec 下段 飽和度 %

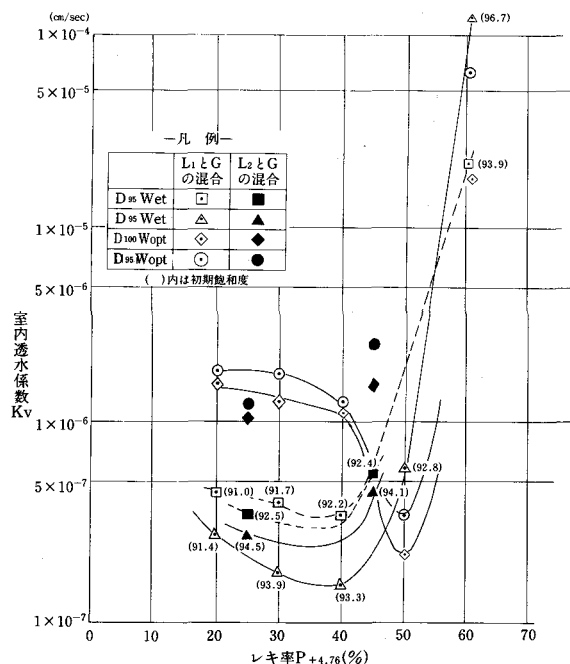


図-7 混合材, レキの含有率と透水係数 (K_v)

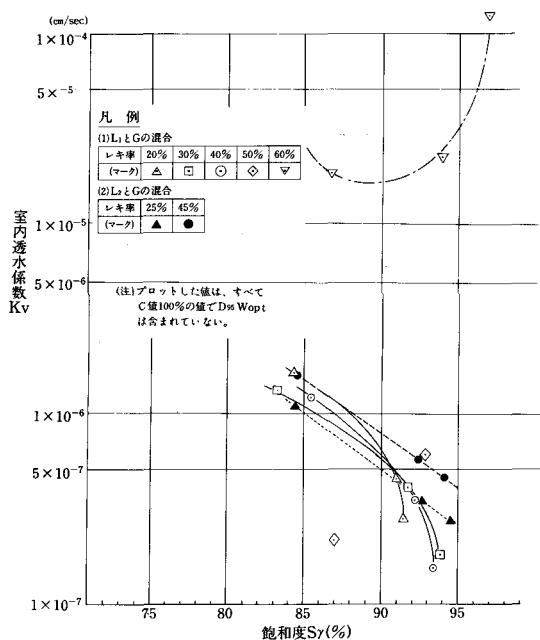


図-8 混合材, 飽和度と透水係数 (K_v)

6. 堤体標準断面の検討

図-9 に堤体標準断面を示すが、これを決定するのに特に留意した点は次の通りである。

- (1) Zone I について、これまでの施工事例よりブランケット断面を任意の水深に対し、約 40~50%の厚さとなる様に決定する。
一方、このブランケット部から水平ブラン

- ケットに移行する部分は、厚さ3.0m→2.0mの漸変断面とする。これは、同部分が止水に重要な部分であること、及び補修が不可能な箇所であることに配慮したものである。
- (2) 水平ブランケット部の厚さは、池敷からの漏水量の抑制、材料特性及び土取場の賦存量、施工事例などを考慮して $t=2.0m$ とした。

(3) 掘削砂礫材の最大粒径は、300mm程度と小さく、また隙間のかみ合わせも良くない。また、当地区は強風地帯であり波力に対し、抵抗性のある工法とする必要がある。

以上の観点から上流斜面保護工は、5m×5m程度のコンクリート枠（現場打）を設け、間詰めを十分行うこととする。

(4) Zone 1 と地山砂礫層との境界部はテストピット観察結果から、部分的に粒径の大きな層がある。従って、遮水材料の流亡を防ぐためケミカルフィルター（ $t=10\text{mm}$ ）を設置する。

(5) 水平ブランケット上層には、盛土施工中の乾燥収縮クラックを防止するため、 $t=30\text{cm}$ の砂礫材を敷設する。

標準断面について、円形すべり面スライス法を

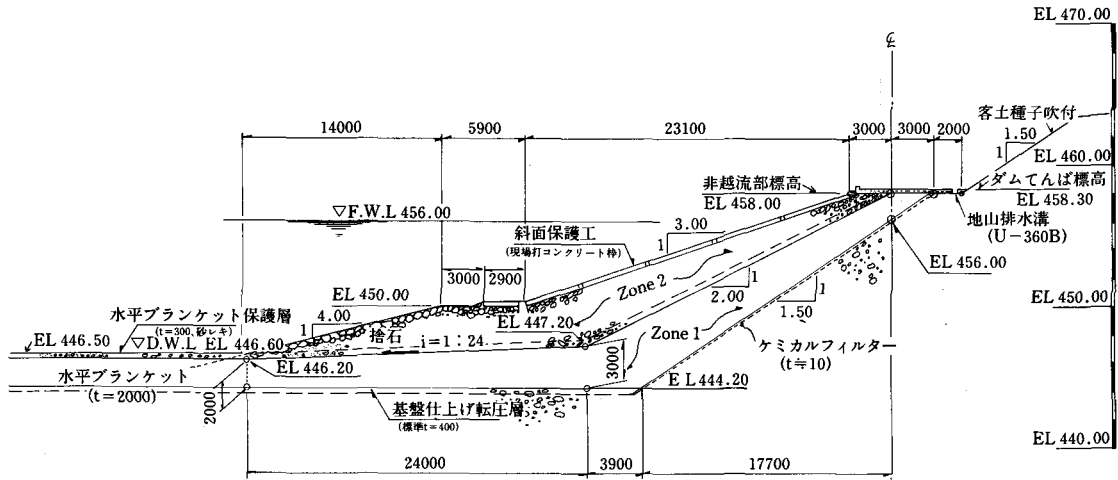
用いてすべりに対する安定計算を行い、最小安全率1.2をクリアすることが確認されている。

なお、安定計算ケースは設計洪水位、常時満水位、中間水位、完成直後空虚時、水位急降下時の5ケースであり、設計震度は $K_h=0.15$ を採用した。

表一七に混合材の三軸圧縮試験結果を示すが、太枠が安定計算に用いた数値である。この表中で試験点がF.M.となっているものは、供試体のある程度練り返して作成したものであるため、現場施工の段階で最も強度の小さい状態を想定した場合の強度と考えられる。

このことから、完成直後の設計強度としては安全側を考慮し、表中の試験結果のうち、練り返し状態で行われたものの最低値を採用した。

一方、当初練り返された状態の盛土でも圧密が



図一九 堤体標準断面図

表一七 混合材の三軸圧縮試験

試料	試験点	U-U		C-U		
		C_u (t/m^2)	ϕ_u (度)	C' (t/m^2)	ϕ' (度)	
ローム (L_1) : 砂レキ (G)	1:2	D90 Wet	4.0	24°-00'	4.0	34°-00'
		F.M.	4.0	6°-00'	—	—
	1:1	D90 Wet	4.0	19°-00'	4.0	33°-00'
	1:2	D90 Wet	5.0	16°-00'	5.0	27°-00'
F.M.		3.0	5°-00'	—	—	
L_1 単独	F.M.	3.0	1°-00'	—	—	

注) F.M. : 自然含水比

表-8 転圧機械と転圧仕様

転 圧 機 械		撒出し厚 (cm)	転圧回数 (回)	転圧速度 (km/h)	対象用土	備 考
名 称	自 重 (ton)					
湿地ブルドーザー	16	15, 20, 30	6, 8, 10	4	A	
タンピングローラー	5	〃	〃	4	B, C	フート長 150mm
タイヤローラー	8.5	〃	〃	4	C	SAKAI TS150
タイヤローラー	8.5	30, 40	4, 6, 8	4	D	〃
振動ローラー	8	〃	〃	2	D	SAKAI SV 91D

- 注) 1. タンピングローラーは湿地ブル 7 ton でけん引した。
 2. 試験地への敷き均しは、すべて湿地ブル 7 ton で行った。

表-9 対 象 用 土

対象用土の名称	内 容	備 考
A	VHの単独材	
B	VH : GW=2 : 1 (体積比) の混合材	重量比では概そ VH : GW=1 : 1
C	VH : GW=1 : 1 (体積比) の混合材	〃 VH : GW=1 : 2
D	GWの単独材	粒径 300mm 以上は人力除去

- 注) 混合材であるB, Cの製造方法は次の通り。
 1. GWはバースクリーンを通し、粒径 100mm 以上を除去する。
 2. GWを 20cm, VHをB材は 40cm (C材は 20cm) という形で互層にまき出してストックする。
 3. 採土時に上下層を1度にカットして混合する。

終了した時点でのいわゆる完成経年後の強度は F.M. と W_{D90} Wet との初期密度および含水比差が小さいこともあり、D90 Wet の試験条件でなされた $\overline{C-U}$ 試験値と同等の判断される。このため、この条件での設計強度は $\overline{C-U}$ 試験値の最低値を採用した。

7. 試験盛土の実施

昭和61年11月~12月、調整池池敷内で試験盛土を実施したが、この試験の目的は、設計数値を満足し、かつ施工性・経済性より最も優れた施工方法を見出すことにあった。

表-8, 9, 10, 図-10に試験盛土の概要を示すが、本稿では混合材 (Zone I 材) についての試験結果を示し、考察を加える。

7-1 現場管理値の検討

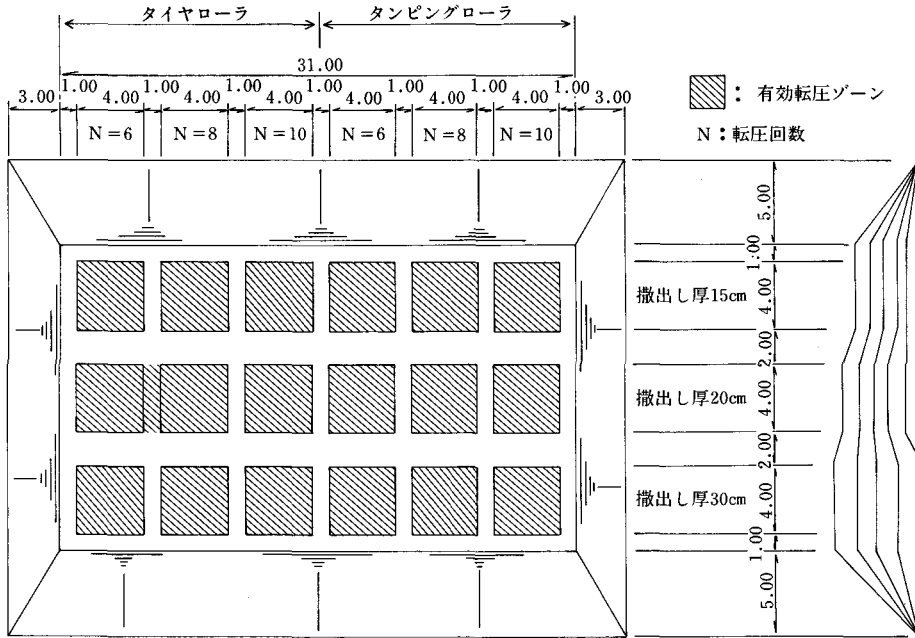
一般的に盛土の密度管理には、D値管理を用いられる事が多いが、これはD値を規定することで所定の堤体密度、せん断強度を確保をしようとするものである。

表-10 盛土試験数量一覧表

	規 格	数 量	単 位
比重試験	JIS A 1202	6	試 料
含水比試験	JIS A 1203	10	〃
粒度試験	JIS A 1204	10	〃
液性試験	JIS A 1205	3	〃
塑性試験	JIS A 1206	3	〃
現場密度試験	砂又は水置換	144	〃
現場透水試験		72	〃
コーン貫入試験		72	回
突固め試験	JIS A 1210	27	試 料
C値突固め試験	〃	81	〃

しかし当調整池では、ロームを遮水材料として用いている為、混合材の締固め特性は非常に変動が大きく、かつ最大乾燥密度のピークが明確に現われていない。

図-12, 13に盛土試験における混合材の突固め試験結果を示すが、現況含水比からかなり乾燥しても ($w=10\%$ 程度) 締固めカーブ上の飽和度は90%以上であることがわかる。



図一10 試験ホ場模式図 (C材)

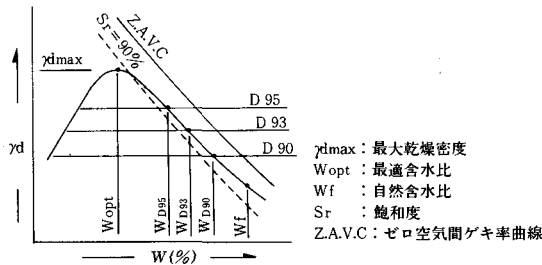
このような材料にD値管理を行うのは適当でなく、C値管理が望ましい。(当初の室内試験結果では、このような材料に対してもゆるいD値管理(D値93%程度)ならば出来ると想定していたが、今回の試験でこれが困難であり、D値管理を行うのは適当でないと判断した。)

これは材料が高含水比状態である為、突固めカーブ上の密度、すなわち $E_c = \text{JIS} \times 100\%$ 突固め密度まで締固めないとその力学特性が非常に劣るからである。よって当調整池の密度管理値は、JIS 100% 突固め密度に相当する値として、C値 $\geq 98\%$ とするが、さらに所要のせん断強度を確保

する為にストック前のローム単体を一軸圧縮強度で管理することとした。

これは、混合材のマトリックスであるローム材が、その力学特性を支配すること、またストック後に材質が悪かったことが判明した場合、手戻りになることを考慮したものである。混合材の粘着力とロームの一軸圧縮強度との関係は明らかではないが、これまでの試験から推定値として $qu \geq 4.6 (t/m^2)$ と考えている。

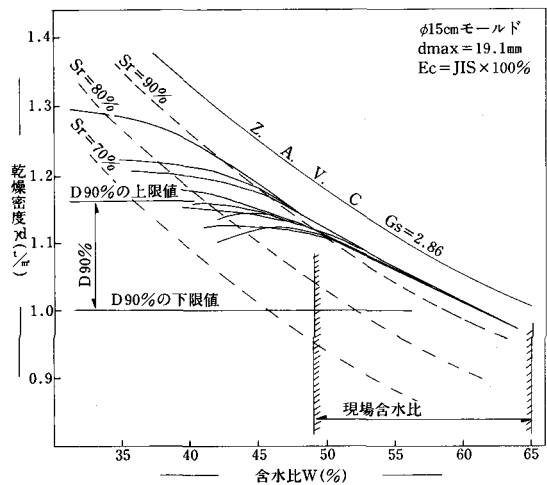
また、設計透水系数 ($\bar{K} = 4 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$) を



$$D = \frac{\text{盛立て乾燥密度}}{\text{標準突固め最大乾燥密度}} \times 100(\%)$$

$$C = \frac{\text{盛立て乾燥密度}}{\text{盛立て含水比における突固め乾燥密度}} \times 100(\%)$$

図一11 突固め試験の概念



図一12 B材突固め試験

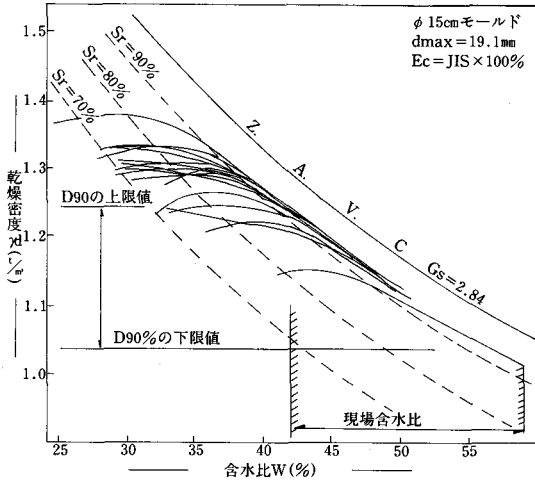


図-13 C材突固め試験

満足する為に、飽和度 $S_r \geq 90\%$ 、管理透水係数 $K=4 \times 10^{-6}$ cm/sec を管理値として採用する事

とした。

7-2 管理礫率の検討

室内試験で想定した(5-2で前述)混合材の管理値 $20\% \leq P_{+4.76\text{mm}} \leq 40\%$ (VH:GW=1:2 乾燥重量比)について、今回の試験盛土で検証を行った。

図-14, 15に混合材の粒径加積曲線, 図-17, 19, 21に透水試験結果を示す。

既存の室内試験から、礫率が大きくなるとせん断強度は大きくなり、礫率がある程度をこえると、遮水性が確保されなくなるのわかる。

すなわち、礫率の上限値は透水係数により、下限値はせん断強度によって決定される。

また以下の理由により、遮水性が確保される範囲内で砂礫の混入量をできる限り多くすることが望ましい。

(1) VHの土取場が比較的遠距離である為、VH

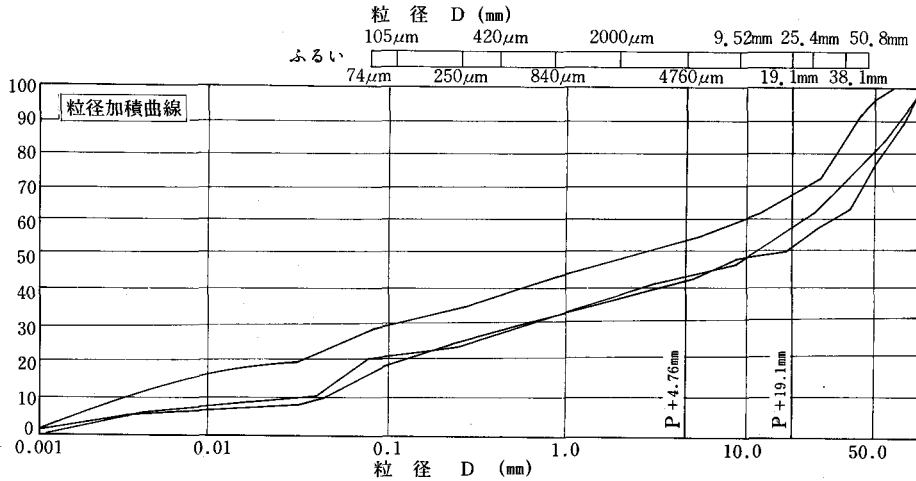


図-14 B材粒径加積曲線

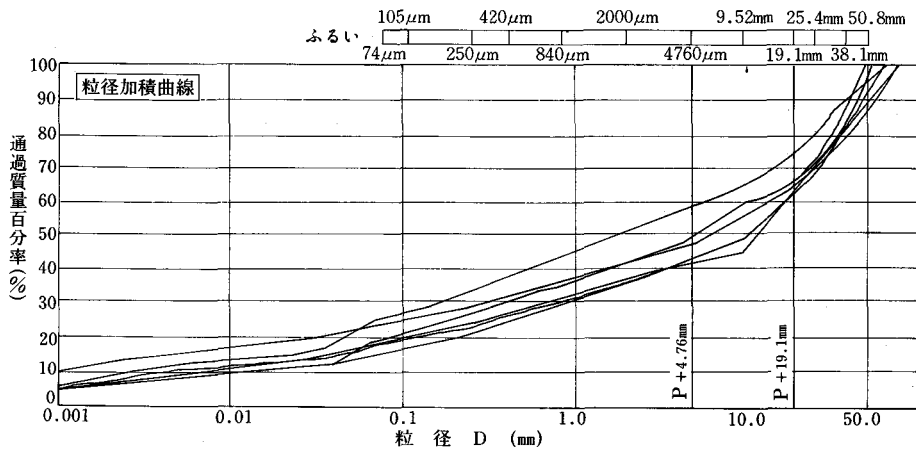


図-15 C材粒径加積曲線

の使用量を少なくすることが経済的に優位となる。

(2) GWの混入量を多くした方が沈下特性、セン断強度、施工性何れも優れている。

今回の試験盛土結果から、体積比VH:GW=1:1 ($P_{+4.76\text{mm}} \leq 60\%$)でも十分設計透水係数を満足することが確認された。しかし、混合後の粒度分布はかなりバラツキが大きいので、これ以上砂礫の混入量を多くすると粗粒分が集まり、局部的に高透水部が形成される恐れがある。

また礫率の下限値は設計セン断強度を満足する値として、 $20\% \leq P_{+4.76\text{mm}}$ とする。

以上より、管理礫率を次の通りと考えている。

盛立て時の管理礫率

$20\% \leq P_{+4.76\text{mm}} \leq 60\%$ ($P_{+19.1\text{mm}}$ で管理すると $10\% \leq P_{+19.1\text{mm}} \leq 40\%$)

ストック時の礫率の目安は、混合後の粒度のバラツキを考慮し、 $40\% \leq P_{+4.76\text{mm}} \leq 50\%$ ($25\% \leq P_{+19.1\text{mm}} \leq 35\%$)とした。

7-3 盛立て仕様の検討

7-3-1 締固の機械

混合材の締固め機械として、タンピングローラーとタイヤローラーを比較したが、以下の理由でタンピングローラーを採用することとした。

(1) タンピングローラー、タイヤローラーとも、殆どの転圧仕様(まき出し厚さ、転圧回数)で管理値C値 $\geq 98\%$ 、 $K=4 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ をクリ

ヤーしている。

(2) タンピング転圧は、フートを貫入させる為、材料の攪乱となじみを良くする効果が期待出来る。特に混合材は、VHとGWのマトリックスであり、粒度のバラツキを小さくし、遮水効果を高める必要がある。

(3) タイヤローラーは、湿地ブルでけん引しないと走行が困難だった。

7-3-2 転圧仕様

図-18, 19にC材(VH:GW=1:1 体積比)をタンピングローラーで締固めた時の試験結果を

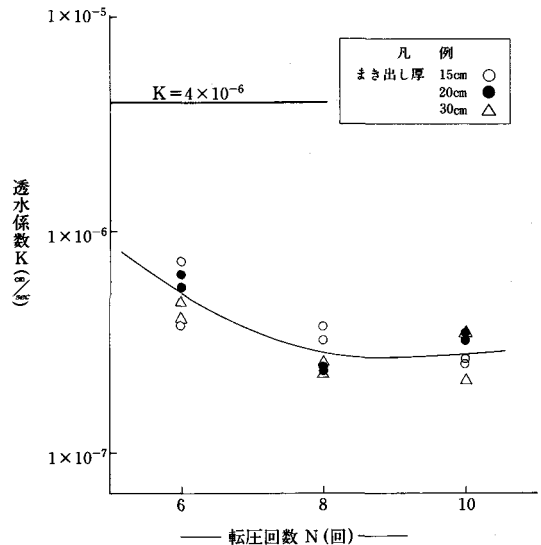


図-17 B材(タンピング), 透水試験

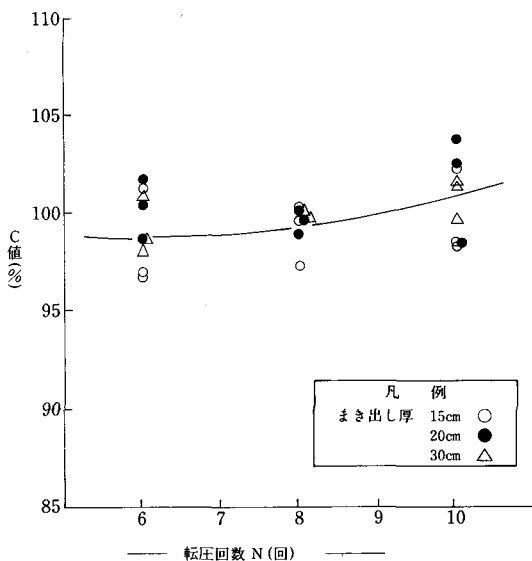


図-16 B材(タンピング), 転圧回数とC値との関係

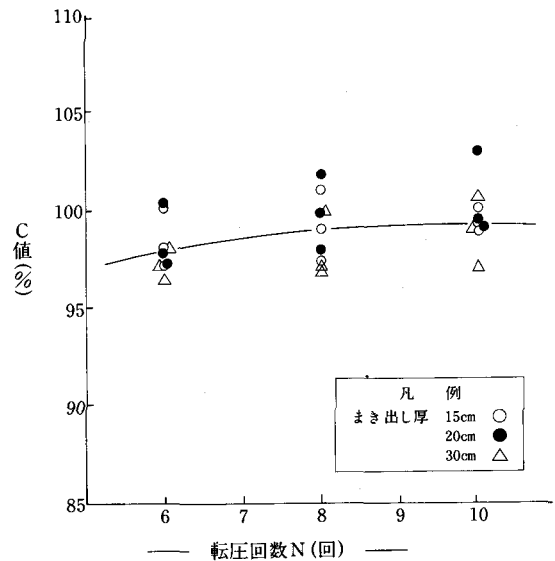


図-18 C材(タンピング), 転圧回数とC値との関係

示す。

これによると、すべての転圧仕様で管理透水係数 $K=4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ をクリアしているが、C値 $\geq 98\%$ をクリアしているのは、次の通りである。

- まき出し厚さ 15cm 10回転圧
- まき出し厚さ 20cm 6, 8, 10回転圧
- まき出し厚さ 30cm 8, 10回転圧

この仕様の中で、最も経済的なものは、30cm

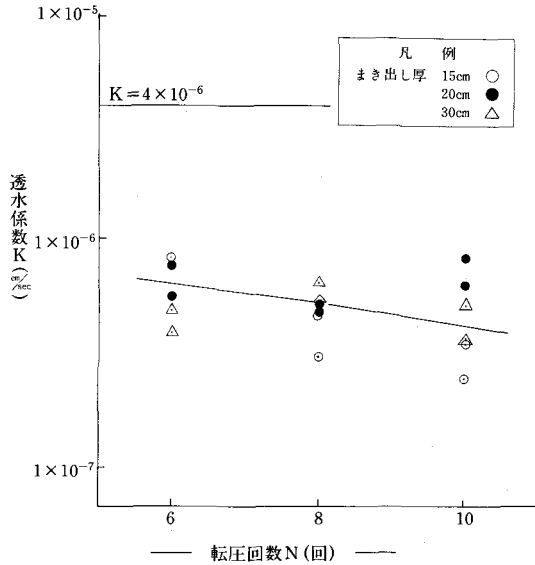


図-19 C材(タンピング), 透水試験

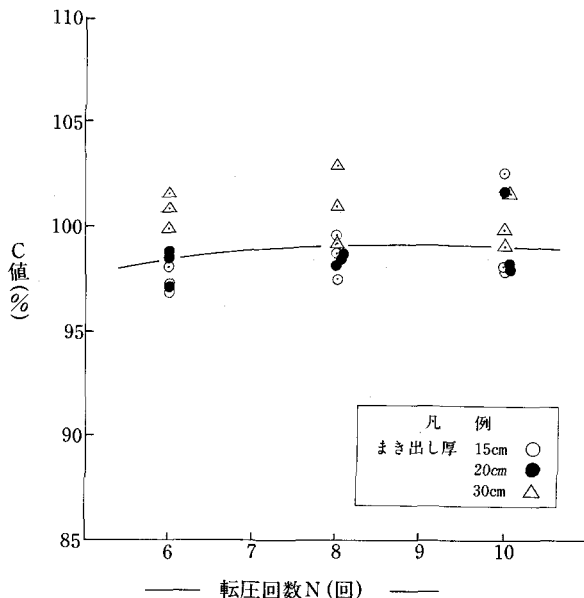


図-20 C材(タイヤローラー), 転圧回数とC値との関係

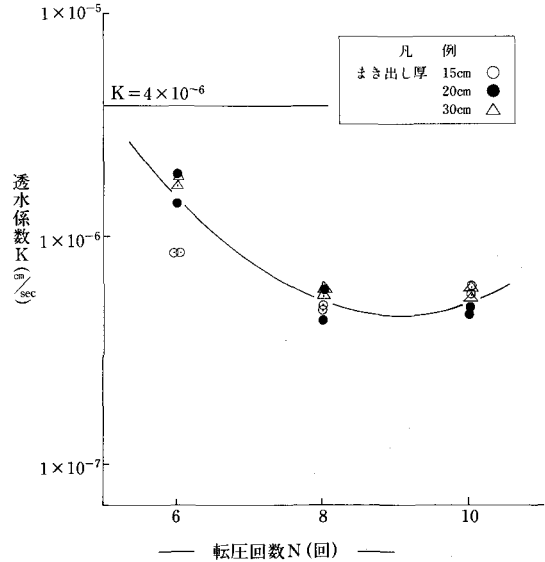


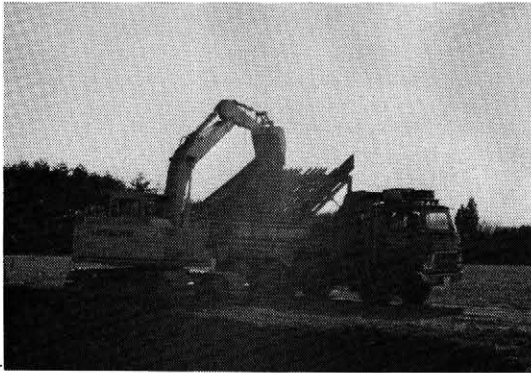
図-21 C材(タイヤローラー), 透水試験

表-11 Zone I の盛立て仕様と管理値

項目	内容	
材 料	VH:GW=1:1 (体積比) の混合材	
混合方法	ストックヤードにて互層にストックする。まき出し厚さは 20cm	
ストック時の管理値 (レキ率は目安)	VH単体	一軸圧縮強度 $q_u \geq 4.6 \text{ ton/m}^2$ (推定値)
	GW単体	最大粒径 $D_{max} = 100\text{mm}$
混合材	25% ≤ P+19.1mm ≤ 35%	
盛立て管理値	C値 $\geq 98\%$ ($E_c = \text{JIS} \times 100\%$) 飽和度 $S_r \geq 90\%$ 透水係数 $\bar{K} \leq 4 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ レキ率 10% ≤ P+19.1mm ≤ 40%	
盛立て仕様	締固め機械 タンピングローラー (自重 5 ton) まき出し厚さ 20cm 転圧回数 10回	

8回転圧である。しかし、今回の試験は冬期に行われた為に、ストックに伴う材料の乾燥は少なかったと判断される。つまり、実際の施工では、ストック期間が長かったり、夏期の施工もあることなど、ある程度乾燥した材料が含まれることが予想される。

今回の材料のように高含水比状態では、締固めエネルギーが小さくても管理密度を満足するが、材料が乾燥した場合は、締固めエネルギーを大きくする必要がある。



写真—1 砂礫 100mm オーバーサイズの除去



写真—2 ストック材の断面(C材)



写真—3 タンピングローラー転圧(C材)

つまり、盛立て仕様は、含水比状態が変化しても、充分管理値を満足するものを選定する必要がある。

以上の観点から、盛立て仕様は、高含水比状態でも練返しにより、転圧下層面が強度低下し、締固めが効きにくくならない範囲内での高エネルギーの締固め仕様を採用すべきと判断し、まき出し厚さ=20cm、転圧回数=10回の仕様を選択した。以上より Zone 1 の盛立て仕様及び管理値を総括すると表—11になるが、試験盛土工事は限定された期間内でより厳密な施工管理のもとに行われたことから、実際の施工では設計値を満足するよう敏速な施工管理の対応が必要と思われる。

8. 今後の課題

戸田調整池の本堤築造は、昭和64年度からと予定している。これを目標として、池敷内及び土取場に補足的な土質調査を実施し、設計精度を上げていかねばならないが、現調査段階で留意する事項は次の通りと考えている。

- (1) 設計のせん断強度を満足させる管理値が把握されていないので、VH及びVHとGWの混合材について、粘着力と一軸圧縮強度の関係を調査するとともに、乾燥による強度の増加率を検討する必要がある。
- (2) 今回の試験盛土は、冬期に行ったので、材料が乾燥する夏期施工の場合、今の盛立て仕様では設計値を満足しない恐れがある。したがって、施工開始後、夏期の施工になった時はとくに品質管理結果を監視し、再転圧が多くなる場合には、夏期だけ盛立て仕様を再検討する必要が生じることも考えられる。

最後に、この報文を執筆するに際し、多大なご協力をいただいた日本技研(株)の方々に謝意を表わし、この報文を終えたいと思います。

NATM 工法による合所ダム監査廊の 設計・施工管理について

阪 田 剛 一* 武 富 幸 正**
山 地 昌 親** 島 先 孝 志**

目 次

1. はじめに.....	42	3-3 NATM計測	45
2. 合所ダムの概要.....	42	3-4 実測値の解析.....	48
3. 監査廊の設計.....	43	4. NATM 工法に対する評価.....	50
3-1 タイプの決定.....	43	5. おわりに.....	51
3-2 監査廊の設計方針.....	44		

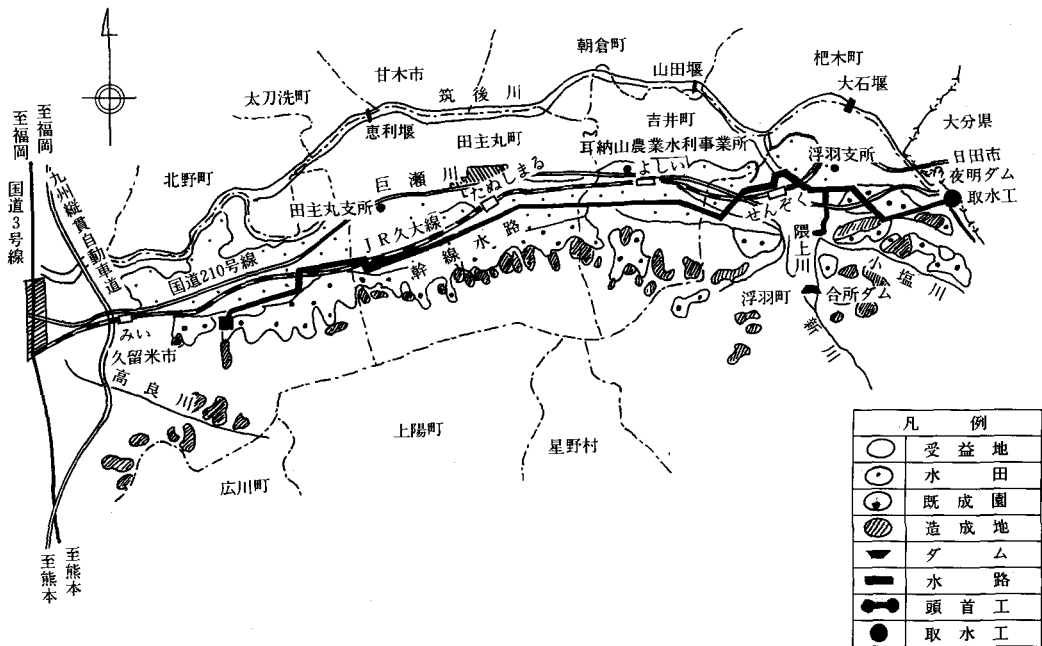
1. はじめに

合所ダムは、筑後川水系の水資源開発の一環として農業用水及び都市用水の確保のために九州農政局が建設を進めているものである。農業用水としては筑後川中流域（夜明ダムから久留米市に至る間）の左岸部に展開する水田、樹園地を中心と

する国営総合かんがい排水事業耳納山麓地区の主水源として、都市用水としては福岡地区上水並びに久留米広域上水の水源の一部としての目的を有している。

2. 合所ダムの概要

合所ダムは、ダムサイト基礎地盤の地質、地形



図一1 耳納山麓農業水利事業概要図

* 九州農政局筑後川中流域農業水利事業所

** " " " 浮羽支所

状況等からフィルタイプダムとして計画され、福岡県浮羽郡浮羽町字合所地点に築造されている。ダム諸元は表-1に示すが、堤高60.7m、堤長270m、堤体積約130万m³の傾斜遮水ゾーン型ロックフィルダムであり、有効貯水量は670万m³となっている。

本ダムの構造上の特色としては、

- ① ダムタイプを傾斜遮水ゾーン型とした。

表-1 国営耳納山麓地区合所ダム諸元表

一般	位置	福岡県浮羽郡浮羽町		
	河川名	築後川水系隈上ノ川		
	基礎工盤	凝灰角礫岩 安山岩		
貯水池	流域面積	42km ²		
	満水面積	380,000m ²		
	総貯水量	7,660,000m ³		
	有効貯水量	6,700,000m ³		
	滞砂量	960,000m ³		
	常時満水量	E L 134.00m		
堤	計画滞砂面	E L 105.80m		
	利用水深	28.2m		
	型式	傾斜遮水ゾーン型ロックフィルダム		
堤	堤高	60.7m		
	堤頂長	270.0m		
	堤頂幅	10.0m		
	てんば標高	E L 139.20m		
	平均法こう配	上流面	1 : 3.0	
		下流面	1 : 2.20	
	最低床堀標高	E L 78.50m		
仮築縮堤切量	不透水ゾーン	17,900m ³		
	透水ゾーン	66,900m ³		
	仮締切総築堤量	84,800m ³		
本体築堤量	不透水ゾーン	147,600m ³		
	半透水ゾーン	216,600m ³		
	透水ゾーン	812,000m ³		
	フィルタードレーンゾーン	57,400m ³		
	本堤総築堤量	1,233,600m ³		
総築堤量	1,318,400m ³			

洪水吐	型式	ゲート付シュート方式	
	設計洪水量	1,500m ³ /sec	
	越流水深	9.0m	
	グレストてんば	E L 126.0m	
洪水吐総延長	ゲート	テンターゲート3門	B=9.3m H=8.7m
	洪水吐総延長	437m	
仮排水路	型式	管水路方式 円型 r=4.15m	
	設計洪水量	540m ³ /sec	
	トンネル延長	494m	
取水設備	型式	斜樋型式	
	最大取水量	2,032m ³ /sec	
	取水ゲート	複式ゲート5門	
非放流設備	調節弁	ジェットフローゲート	
	型式	取水設備併用	
最大放流量	最大放流量	58m ³ /sec	
	調節弁	ジェットフローゲート	

- ② ゾーニング計画をダムサイト付近で得られる材料の性質、賦存量等を配慮して決定した。
- ③ 堤体基礎地盤内にトンネルギャラリーを設けることとし、NETM 工法によることとした。等があげられる。

さらに、基礎処理では左岸アバット部止水トレンチを横断する破砕帯の処理について、ソレタンシュグラウトによる透水性の改良を行ったこと、リム部の迂回浸透に対処するグラウト改良範囲をFME解析により決定したこと等があげられる。ダムの一般計画平面図及び標準断面図を図-2, 3に示す。

3. 監査廊の設計

3-1 タイプの決定

合所ダムは両岸アバットが50~55°と急勾配で、基盤が安山岩、凝灰角礫岩で覆われて不均質であり、さらに傾斜遮水壁を有することから、基礎の複雑な変形が予想されるため、有限要素法を用いて変形解析を行った。

これによると、もし、地表に沿ったカルバートタイプの監査廊を設置した場合、監査廊に最大15~20cm程度の沈下並びに上下流及び左右岸方向に複雑な変形が生じると予想される。特に、監

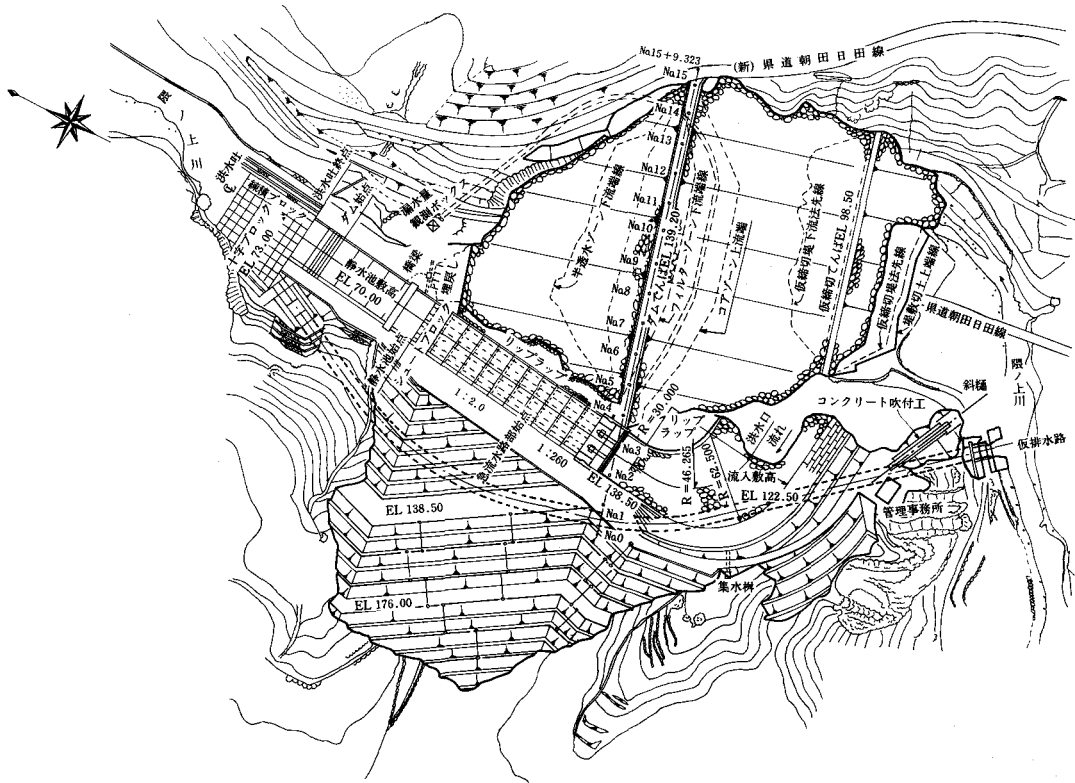


図-2 合所ダム計画平面図

査廊には、引張応力 20kg/cm^2 に相当する伸びひずみが生じており、コンクリートにひび割れを発生させるか、又は接岩部がずれてジョイント部のすきまを拡大させる危険性がある。従って、埋設深が浅く、かつ、築堤前にコンクリートを打設しておかなければならないカルバートタイプでは、完成後にグラウチングを施したとしても、水密性の保持は困難であろうとの結論に達した。基礎地盤中にトンネルを設ける場合は、以上の問題に対応できるので、本ダムではトンネルタイプの監査廊とすることにした。

3-2 監査廊の設計方針

1 NATM工法

合所ダムの基礎地盤は、変形特性が大きいので、トンネルの掘削方法として従来の発破工法を採用する場合、大きなゆりみを生じ、堤体に与える影響が大きいものと考えられる。

従って、重要な止水カーテンの位置に監査廊を施工するに当たり、以下のような設計方針とする。

ア 監査廊の掘削は、盛土による上載荷重の影響を回避するため築堤開始前に完了しておく

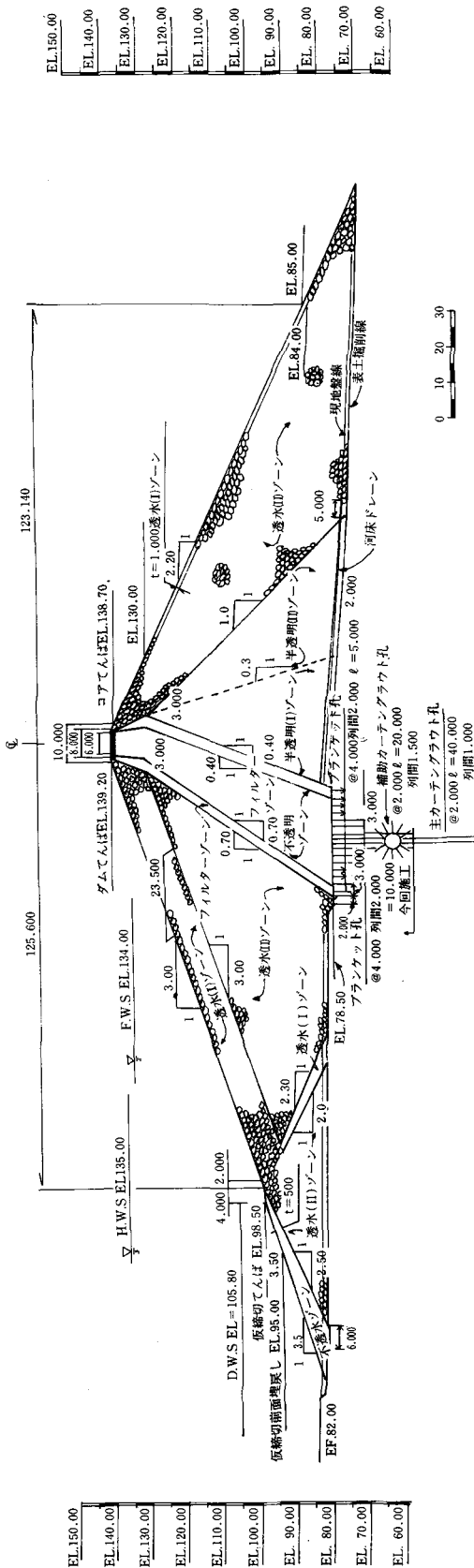
こととし、掘削及び支保の工法は基礎地盤を傷めないよう機械掘削とし、掘り緩みが拡がらないよう NATM 工法を採用する（一次覆工）。

イ 基礎地盤は前述したとおり、築堤完了時には $15\sim 20\text{cm}$ 程度の沈下が予想され、掘削後ただちにライニング（二次覆工）をし、その後築堤を行えばコンクリートにかなりのクラックが生ずると思われる。従って、一次覆工の状態で築堤を完了し、基礎地盤の弾性沈下の終了を待ってから二次覆工を施工するものとする。

なお、NATM 工法では、地山の緩みを掘げないばかりでなく、観測計器により地山の応力、変位の様子を把握しつつ施工するため、盛土による応力、変形の増加も検出できる。

2 断面の検討

トンネル断面は、種々の荷重が作用することから円形とし、必要最小内空断面半径 1.45m に二次覆工厚 75cm 及び変形余裕量等を加え、掘削幅 5.0m 、掘削高 4.9m とした。また、トンネルの被りは堤体への影響を考慮して、トンネル径の 3 倍



図一三 合所ダム堤体標準断面図

の15mとした。

3 一次覆工

NATMの設計は一般的に、

- ① 経験則に従った標準設計パターン（国鉄のNATM標準設計パターン）
- ② 理論式（Rabcewicz-Sattlerの式、Fennerの式）
- ③ 有限要素法

の各方法で行うが、合所ダムでは①による方法でロックボルトの本数等を設定し、②により検証を行う方法とした。設計諸元を判断するNATMパターンと岩盤等級の関係を表一2に示すが、合所ダムの岩盤等級は C_L 、 C_M に相当することから、 II_s 、 I_L を目安とし、表一3のとおり設計値の設定を行った。

表一2

NATMパターン	Ⅳ	Ⅲ _L	Ⅱ _L	Ⅱ _s	I _L	I _s
ダム基礎	A	B	C	D		
電力中央研究所	A	B	C_M	C_M	C_L	D
道路公団岩盤区分	I	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	V	
建設省	A	B	C	D	E	
国鉄	Ⅵ	Ⅴ	Ⅳ	Ⅲ	Ⅱ	I

次に理論式により、覆工に生ずる応力 (P_i) と一次覆工の耐力 (P_w) を求めると、いずれの条件でも $P_w > P_i$ となり、設計が荷重条件に対し満足することが確認された。

4 二次覆工

二次覆工のライニング厚は、監査廊に対し、①グラウト施工時はグラウト圧 (10kg/cm^2) 及び自重 ②湛水時は貯水圧・ゆるみ領域の地山圧及び自重が作用するものとして有限要素法にて解析し、求めるものとする。

解析結果によると、グラウト施工時は、最大 16.1kg/cm^2 、湛水時は 8.5kg/cm^2 の剪断応力が作用する。これに対応する最小巻厚は 75cm 必要となる。(図一4)

3-3 NATM計測

1 監査廊の計測体制

NATM工法は、コンクリート吹付とロックボルトによって、岩盤の進行性破壊の発達を早期に抑制し、岩盤の弾性的性質を最大限に発揮させてトンネル周辺の地山中に、ある厚さをもった地山

表-3

パターン	掘削方法	掘進長	ロックボルト		吹付コンクリート厚	支保工	ラ ス	断面形	二次覆工	施工工期	余裕量
			長さ	断面本数							
I L, II s	全断面機械掘削	1.2m	2 m	13本	10cm	なし	スチールファイバー	円	75cm	築堤後	10cm

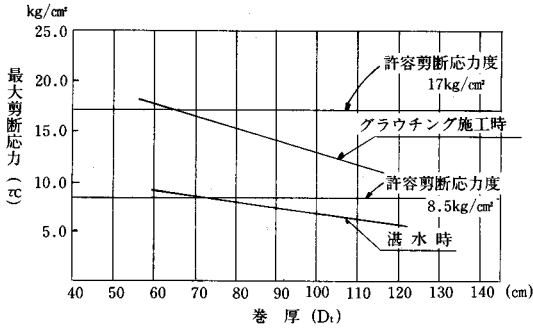


図-4 巻厚-剪断応力図

抱束域を形成させるもので、いわば地山自体に支保工の役割を果たさせようとするものである。このため、NATMの施工に当たっては、施工中にトンネル周辺の岩盤挙動を監視して、安全性や支保効果を確認し、異状があれば、直ちに設計修正を行うといった地山挙動を施工に反映させるフィードバックシステムが重要であり、この工法の大きな特徴となっている。

このことに加えて、本ダムは、監視廊トンネルは、他の一般NATM工法のトンネルと異なり、一次

覆工後、ダム本堤が築堤されるため、築堤荷重が、作用することになる。このようにNATM工法による一次覆工後に、トンネルに作用する土圧を増加させることは、これまでにも例がない。また、監視廊トンネルは、堤体遮水ゾーン直下の岩盤で、ダムの心臓部とも言える位置にあるため、トンネルの変調が、ダム建設に与える影響は計り知れないものがある。

以上のことから、監視廊トンネルにおける計測は、一般のNATM工法で施工されるトンネルの計測に加え、築堤荷重に対するトンネルの安定性についても計測管理する必要がある。築堤荷重の増加に伴ってトンネルの安定性に問題が生じるようであれば、あらかじめ、一次覆工の補強（例えば支保工の建込み、吹付コンクリートの増し吹き、ロックボルトの増し打ち）、あるいは、二次覆工（コンクリート内巻）の施工といった処置も実施することも考えられる。

2 計測諸元

NATM施工区間においては、各測点毎（20m 間隔）に計測断面を設定し、そのうち築堤による

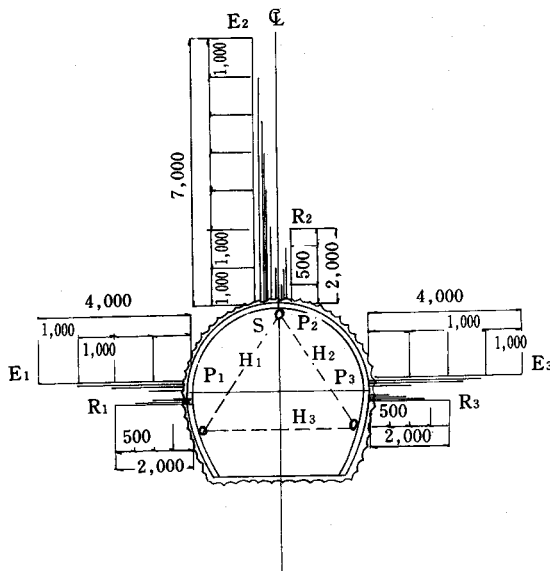


図-5 主計測断面図

記号	計測項目	延長(m)	備考
H1~H3	内空相対変位	—	
S	天端沈下	—	
E1	地中相対変位	4.0	@1.000
E2	"	7.0	"
E3	"	4.0	"
R1	ロックボルト軸力分布	2.0	@ 500
R2	"	2.0	"
R3	"	2.0	"
P1	土圧及びコンクリート圧力	—	
P2	"	—	
P3	"	—	

表-4 計測項目

	主計測断面調査	補助計測断面調査	その他
項目	①内空相対変位測定	①内空相対変位測定	坑内観察調査
	②天端沈下測定	②天端沈下測定	
	③地中相対変位測定		
	④ロックボルト軸力分布測定		
	⑤土圧およびコンクリート応力測定		

変形が最も顕著であると予想される河床部中央付近の No. 10 及び止水トレンチ変曲点付近である No. 12 を重視して、主計測断面とした。

ア. 主計測断面

主計測断面においては次の計測を行う。(図-5, 表-4 参照)

① 内空相対変位 ($H_1 \sim H_3$)

坑内の3測線の長さを測ることにより、断面の変形状態、変位速度を知り、地山の安定性、支保の効果、二次覆工の施工時期を判断する。

② 天端沈下 (S)

監査廊天端に絶対沈下量を監視し、地山崩落の防止、あるいは築堤に伴う沈下の動向を知る。

③ 地中相対変位 ($E_1 \sim E_3$)

地中の半径方向の変位により、おおまかな緩み領域、あるいは築堤に伴う岩盤の挙動を知る。

④ ロックボルト軸力分布 ($R_1 \sim R_3$)

ロックボルトに生じた応力を知り、ロックボルトの降伏応力との関係や応力分布から、ボルトの増し打ち、ボルト長の過不足等を判断する。

⑤ 土圧及びコンクリート応力 ($P_1 \sim P_3$)

吹付コンクリート背面の土圧及び吹付コンクリート内部の応力を知り、一次覆工の安全性及び追加支保の必要性等を判断する。

イ. 補助計測断面

主計測断面以外の測点については、補助計測断面とし①内空相対変位と②天端沈下を測定する。(表-4)

各計測断面の測定頻度は、表-5 のとおりである。

ウ. 計測管理値

計測管理値は、弾塑性二重環理論により求める

表-5 計測間隔

期間	頻度
測定設置から2週間	毎日
第3週から4週まで	2日に1回
第5週から築堤完了まで	週に1回

表-6 NATM計測許容値

計測項目	許容値, 管理式等
内空相対変位	壁面押し出し量: δ_a $\delta_a = 0.111 H - 5.857$ δ_a : 許容押し出し量(mm) H: 堤体盛土高さ(m) (EL=)
ロックボルト軸力	ロックボルトの耐力: P P = 6.7 t
コンクリート応力	計測管理値: σ_{ca} $\sigma_{ca} = 55 \text{ kg/cm}^2$
土圧	
天盤沈下	

ものとするが、その値は表-6 のとおりである。

3 NATM計測結果

計測ごとに、これまでの計測結果をまとめると、以下のとおりである。

① 天端沈下量

トンネル天端の沈下をレベルングによって測定する。二次覆工を始めると直前まで、約20mmの沈下がみられた。当初、変形量として100mm程度見込んでいたのでかなり小さな値である。

② 内空相対変位

図-6は測点 No. 9の盛土標高別の内空相対変位を示したものであるが、これで見ると、図-5に示す測線 H_1 , H_2 については盛土の進行に伴い圧縮量が大きくなる傾向がみられる。これに対し、測線 H_3 は伸長方向に動いている。

③ ロックボルト軸力

トンネル表面部に近い測点では、盛土の進行に伴い、引張応力が働く傾向にあるが、地山側の測点は±0、又は、圧縮応力が生じる傾向がみられる。これは、トンネル表面付近にゆるみが生じ、それをロックボルトでささえているためと考えられる。

④ 地中相対変位

図-5のEの地中相対変位及びトンネル表面変

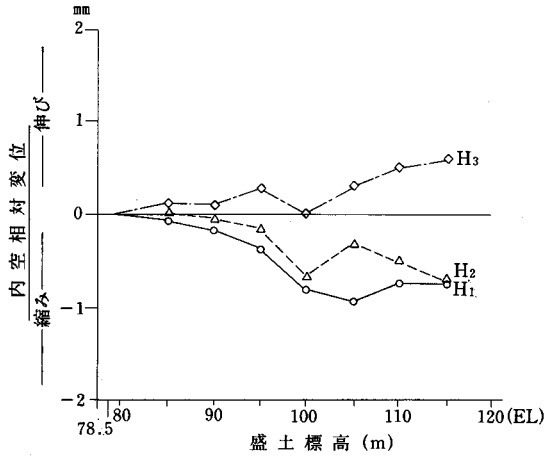


図-6 内空相対変位 (標高別一測点 No. 9)

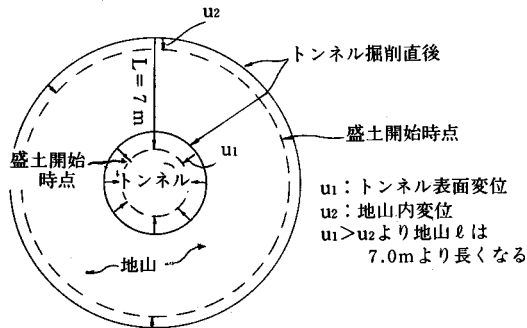


図-7 トンネル掘削後の地山の挙動

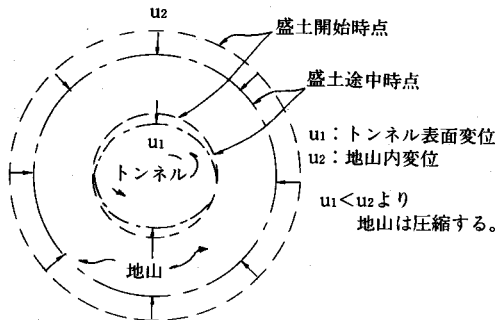


図-8 堤体盛土時の地山の挙動

位から地山の挙動を模式図で表わすと図-7、図-8のとおりである。これをみると、トンネル掘削から盛土開始期間は、トンネル内に向かって基盤が押し出されているが（トンネルの内空が狭められている。）、盛土が始まると、全体的に基盤は圧縮する傾向にある。これは、 E_1 、 E_2 、 E_3 についても同じ傾向がみられた。

⑤ 土圧及びコンクリート応力

土圧は天端部 (P_2) で大きく、側部は天端の半分以下程度の数値にとどまっている。両側部については、その挙動が似ている。

なお、二次覆工直前での土圧の最大値は $10\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度である。

コンクリート応力については、管理目標値 ($55\text{kg}/\text{cm}^2$) を若干越えている点があるが、オーバー値が小さいこと ($58\text{kg}/\text{cm}^2$)、一次吹付のひび割れ等がみられないこと、他のデータについては安定かつ安全値にあることにより、特に危険でないと判断された。というのも、仮に吹付コンクリートが破壊したとしても設計計算上、トンネル全体の破壊につながるということはないし、一次覆工については、基本的には二次覆工まであれば良いからである。

⑥ まとめ

以上、コンクリート応力を除いて、他の計測データの結果は、いずれも許容管理値内にあり、本 NATM トンネルは、安全かつ安定していると判断できる。

3-4 実測値の解析

1 基盤物性値の推定

堤体中に埋設された、岩盤変位計と土圧計の実測値を用いて、基盤の現実の変形係数を FEM 解析により推定する。

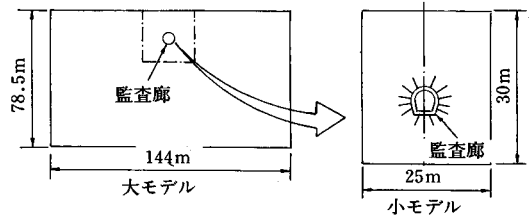


図-9 FEM解析モデル

解析は図-9に示すような大モデルと小モデルを用いるが、大モデルについては築堤解析によって求められている応力を既知のものとして与え、大モデル内の状態を取り出した小モデルの外力と

表-7 基盤の変形係数及びポアソン比

	岩盤の種類	変形係数 (kg/cm^2)	ポアソン比 (ν)
当初	凝灰岩・凝灰角礫岩	3,000	0.3
	安山岩	4,000	0.25
解析	基盤	15,000	0.2

して再現し解析した。これによると変形係数は当初設計の約5倍に相当するという結果が得られた。その結果を表一7に示す。

2 解析結果と観測値の比較

埋設計器の実測値から逆解析によって求めた物性値を用いて、観測値と解析値を比較する。

ア. 岩盤変位計と土圧計

図一10に岩盤変位計測定値と解析値を比較する。これによると、実測値はほぼ解析値の範囲内にある。また、土圧計については実測値は解析値の下限付近にあり、岩盤変位計、土圧計のいずれも実測と解析がよく一致していることがわかる。

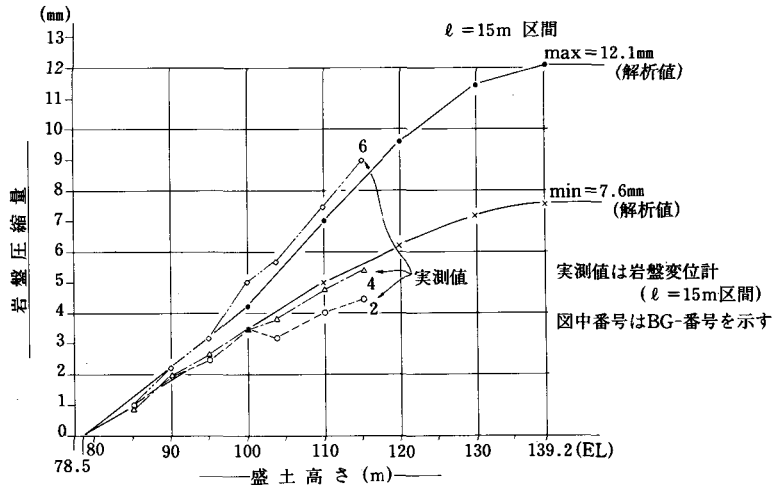
イ. 天端沈下量と内空相対変位

天端沈下量の実測値と解析値を盛土標高についてプロットすると、図一11のようになる。これによると実測値は解析値の1/4程度となり、

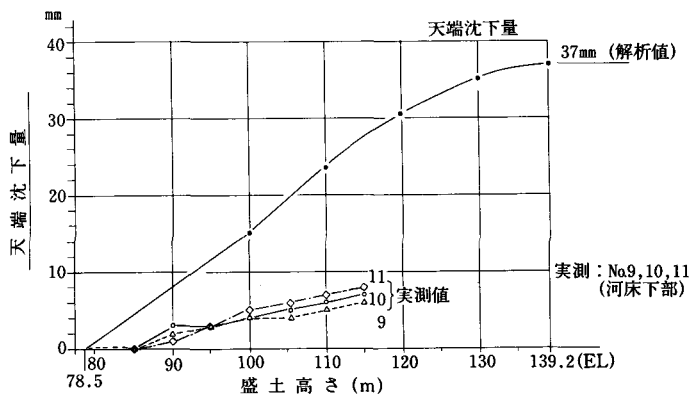
若干、少なすぎる傾向にある。

内空相対変位については、実測値と解析値をプロットしたものをみると、(図一12) H_1 , H_2 は圧縮側で、 H_3 が引張側の变形することは一致するが、実測値の方が解析値よりかなり小さな値を示していることがわかる。これは、トンネル表面部の岩盤は、トンネル掘削直後に弾性変形及びゆるみ変形が発生するが、その後はクリープ変形及びトンネル表面の応力再配分によるわずかな変形しか起こらないため、解析で求められる弾性変形と比較すると実測の方が小さくなると思われる。

また、盛土完了時点においても、トンネル径に対するひずみ量は解析値でも0.167% (圧縮量7.36mm) あり、吹付コンクリートの剝離、地山破壊等の危険なものはないものと予想される。



図一10 盛土高さと岩盤圧縮量の関係 ($l=15m$)



図一11 盛土高さと天端沈下量の関係

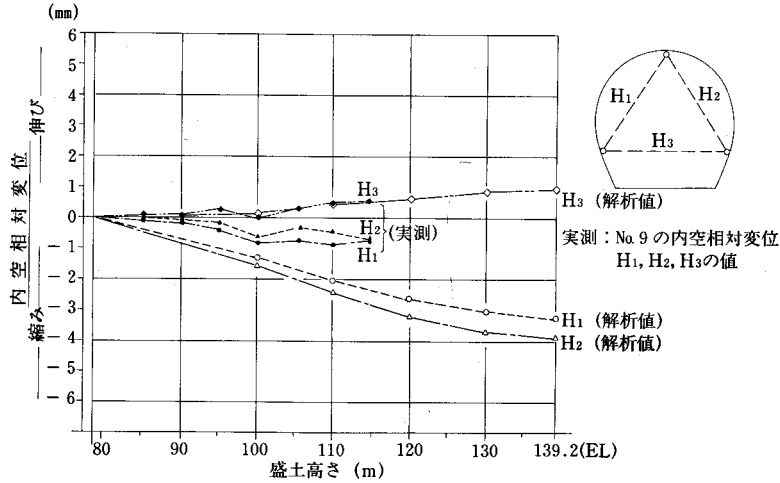


図-12 盛土高さと内空相対変位の関係 (測点 No. 9)

ウ. コンクリート応力

吹付コンクリートの応力について弾性係数を短期的な弾性係数 ($E_c=100,000\text{kg/cm}^2$) と、長期的なクリープひずみ等も見込んだ弾性係数 ($E_c=40,000\text{kg/cm}^2$) の両者について、実測値と解析値の比較を行った。

両側部の実測応力は、 $E_c=40,000\text{kg/cm}^2$ の解析値と比較的によく一致しているが、天端部の実測応力は、 $E_c=100,000\text{kg/cm}^2$ による解析値に近い。

エ. 地中相対変位

地中相対変位の実測値と解析値の比較は、最も盛土荷重の影響が大きいと考えられるダム河床部 (測点 No. 10) の天端方向地中相対変位 (E_2) について行なった。

この結果、最も沈下量の多い測点 No. 7 について見ると、実測値と解析値で実測値は解析値の1/3程度を示しており、内空相対変位 (図-12) の H_1 、 H_2 の実測が解析値の1/3程度であることと一致している。

4. NATM工法に対する評価

1 NATMトンネルの安全性

前章の諸項目の観測値は必ずしも解析値と一致していない。これは、FEM解析が均質岩盤を前提としているのに、実際は、いろいろな性質の岩質が入り混じっているためと思われるが、いずれも実測値が解析値を下回っていることから、NATM自体の安全性は十分保たれているものと考えて良い。

2 NATM工法に対する評価

築堤中のNATM計測データ及びNATM解析 (FEM解析) 結果より、合所ダムNATM工法に対する総合的な考察を述べる。

合所ダムの監査廊が設置されている基盤は、凝灰角礫岩で、その変形係数は C_M 級岩盤においても、約 $3,000\sim 4,000\text{kg/cm}^2$ (孔内載荷試験、平板載荷試験結果より) 程度であった。

しかし、築堤による岩盤変位計、土圧計データを基にしたダム基盤に対する逆解析 (基盤変形係数の推定) を行った結果、基盤の変形係数は当初想定していた値 ($3,000\sim 4,000\text{kg/cm}^2$) の4~5倍に当たる $15,000\sim 20,000\text{kg/cm}^2$ の弾性係数を有する基盤の挙動を示す結果が得られた。

また、基盤の変形係数が当初想定していた値より大きいため、築堤による天端沈下量、内空相対変位量は解析結果と比較して極めて小さく岩盤状態は弾性的変形挙動内にある。

地中相対変位計の挙動においては、トンネル掘削によるトンネル表面部の緩みと、これを抑制するロックボルトにより、岩盤内に自然の支保工が形成されている。また、築堤中においてもトンネル周辺岩盤は、トンネル内空変位以上に圧縮し、やはり岩盤は吹付コンクリートと一体化し、支保工的な働きを示している。

以上のように、NATMトンネルに関するトンネル掘削から、築堤中に測定された観測データより吹付コンクリートとロックボルトは、これらを含む地山岩盤と一体化した支保工を形成しておりNATM工法の効果が十分に発揮されているもの

と考えられる。

5. おわりに

現在、合所ダムは築堤及び監査廊の二次覆工も終了している。NATM支保は昭和57年6月にその完成をみたが、二次覆工の開始まで約3年間増

加していく荷重を支え、問題もなくその役割を果たした。

NATM工法によるトンネルの築造は、今後多くなるものと思われる。当ダムの設計及び施工管理が他地区の参考になればと思う次第である。

農業開発・地域開発の総合建設コンサルタント

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 三祐コンサルタント

取締役社長 久野彦一

取締役副社長 長柄要

取締役副社長 渡辺滋勝

本社	〒460 名古屋市中区錦2丁目15番22号(協銀ビル)	TEL(052)201-8761(代)
東京支社	〒104 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	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03)586-7341(代)
海外事業本部	〒107 東京都港区赤坂2丁目3番4号(ランディック赤坂ビル)	TEL(03)584-2101(代)
仙台支店	〒980 仙台市上杉1丁目6番10号(仙台北辰ビル)	TEL(0222)63-1857(代)
九州支店	〒860 熊本市紺屋今町1番23号(興亜火災熊本ビル)	TEL(096)354-5226
札幌支店	〒060 札幌市中央区北三条西3丁目(札幌大同生命ビル)	TEL(011)222-3121
四国事務所	〒780 高知県高知市南久万220-12	TEL(0888)24-4425
中国事務所	〒701-02 岡山県岡山市大福529-6	TEL(0862)82-6351
青森連絡所	〒030-02 青森市大字新城字山田589-28	TEL(0177)88-3793
技術研究所	〒478 愛知県知多市八幡字中嶋121番地	TEL(0562)32-1351

くがみ 国上隧道の盤膨れについて

宮原 数雄*

目	次
1. はじめに	52
2. 事業の概要	52
3. 国上隧道	52
4. 盤膨れ	54
5. おわりに	62

1. はじめに

国営西蒲原排水農業水利事業の一環として施工している国上（くがみ）隧道において、上部半断面完成後の底盤に、異常な隆起（いわゆる「盤膨れ（ばんぶくれ）」）が発生した。

隆起発見以来、継続して観測を行ったところ、約1mm/日底盤が上昇しており、その量は長期間ほぼ同一傾向であった。 $r=3.2m$ であるので、上部半断面が早急に閉塞することはないが、底盤が隆起することにより、周辺の地山にゆるみを引き起こし、工事中及び完成後のトンネルの安全性に係る問題が生じることが十分に予想されることから、早急に対策を検討するために、盤膨れの状況及び原因の調査を実施した。

調査は、現在継続中であり、解析を行うためのデータはまだ完全には得られず、対策の結論を出すには至っていない。したがって、今回は工事概要及び盤膨れの状況のみをとりまとめて報告するものである。

2. 事業の概要

本事業は、新潟平野のほぼ中央部に位置した、信濃川、中之口川、新潟砂丘、弥彦山脈に囲まれた2市5町6村（新潟市、燕市、黒崎町、西川町、巻町、吉田町、分水町、味方村、潟東村、月潟村、中之口村、岩室村、弥彦村）にまたがる約35,000haの低平な輪中地帯を対象に、国営かんがい排水事業及び国営農地防災排水事業を、併せ行うものである。

この地区は、数十年前までは、降雨のたびに河川が氾濫し、農作物等に被害を受けたが、戦後、本地域に対し、国営新川土地改良事業等の各種事

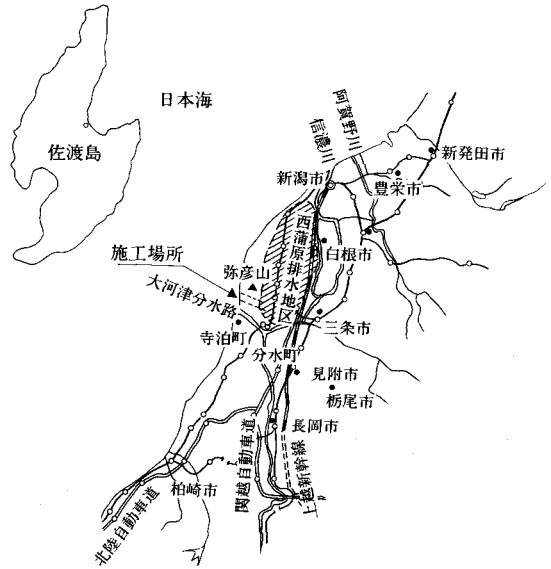


図-1 事業位置図

業が実施され、排水改良が進められた結果、農業基盤としては一応の整備がなされた。

しかし、これらの排水改良は、水田を対象としたものであった為、汎用農地としての利用、及び近年の地域内の開発により増大した排水量に対しては能力が不足し、又、広大な低平地の機械排水の為、従来の計画基準を越える雨量の場合、大きな被害をこうむることとなる。

したがって、本事業は排水能力の増強を行い、農地等のたん水被害を未然に防止するとともに、地区内全般の体系的な排水改良を行い、農業生産性の向上を図り、併せて国土資源の保全に資することを目的とするものである。

3. 国上隧道

(1) 国上隧道（野積工区）建設工事

西蒲原排水地区の西南部、分水町、弥彦村及び

* 北陸農政局西蒲原農業水利事務所西部支所

吉田町の内、3,370haを対象に47.2m³/sの排水量を、地区内から直接日本海へ排水する計画としているのが御新田地区である。排水路約3,200m、暗渠約1,100mと合わせてトンネル(国上隧道)3,644mが計画されている。

国上隧道は、西蒲原郡分水町国上地内から、三島郡寺泊町を経て、日本海へ自然排水することを



図-2 国上隧道平面図

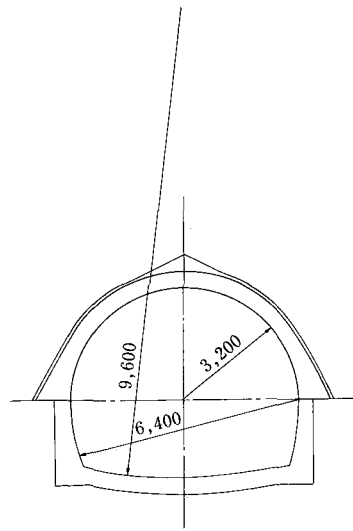
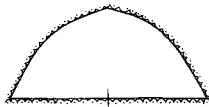
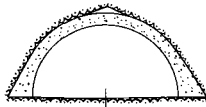


図-3 トンネル標準断面図

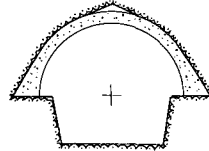
1. 上半掘削



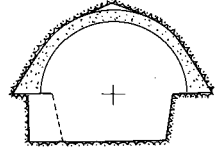
2. アーチコンクリート打設



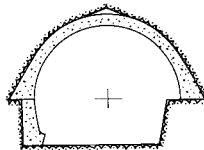
3. 大背掘削



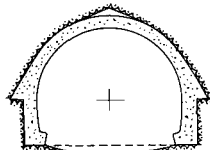
4. 土平掘削



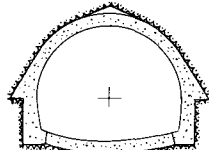
5. 側壁コンクリート打設



6. インバート掘削



7. インバート打設



8. 完成断面

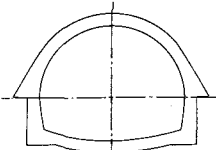


表-1 国上隧道建設工事の概要

工区	野積工区(下口)	国上工区(上口)	備考
延長	$l = 1,910\text{m}$	$l = 1,734\text{m}$	計 3,644m
工事件名	国上隧道(野積工区)建設工事	国上隧道(野積工区)第二期建設工事	国上隧道(国上工区)建設工事
工期	昭和59年10月~62年8月 (4年国債)	昭和62年6月~64年1月 (2年国債)	昭和62年10月~65年6月 (5年国債)
工事費	2,320,000千円	906,000千円	—
請負者	鹿島建設(株)・大林組JV	同左	—

目的とした排水トンネルである。 r が3.2m, 1.6 $r-2r-3r$ の偏平馬蹄型(内空断面積約27m²), 勾配1/2, 900である。 $l=3,644$ mと長大であるため, 安全性・経済性から工区を二つに分割した。下流側西半分($l=1,910$ m, 坑口より上り勾配)の工区が今回報告する国上隧道(野積工区)である。4年国債工事として, 59年10月着工以来, 上半断面先進工法(坑口から67.5mは, 両サイロット工法)により掘削, 覆工を施工し, 61年9月下旬に上半断面の掘削, 同年10月中旬に覆工が完了し, 下半断面工事の一部に着手した。

引き続いて, 62年6月には, 4年国債工事では取り込めなかった下半工事を対象として, 62~63年度の2年国債工事を発注し, 現在下半工事を施工中である。

(2) 野積工区の地質

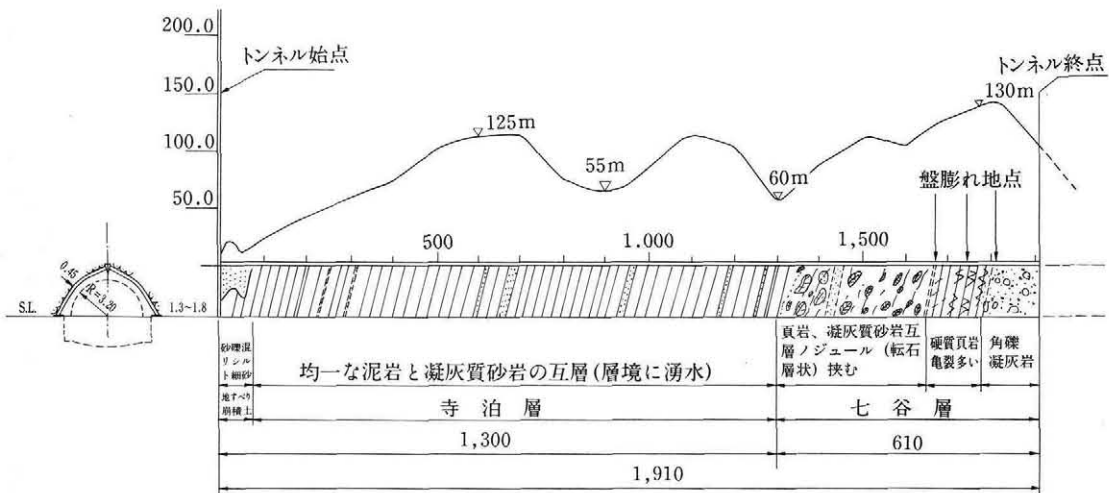
本工区は, 坑口から1,300m附近を境に, 下流

側が頁岩と凝灰質砂岩, 泥岩の互層である寺泊層, 上流側が砂岩を介在する硬質頁岩である七谷層に分類されているが, 掘削工事施工時の切羽の観察からは, 両地層の境界は, 明確に確認することができなかった。岩質も, 基本的には想定していたものと大きく異なることはなかったが, 寺泊層, 七谷層とも, 頁岩, 泥岩, 凝灰質砂岩の薄い互層となっている部分が多かった。また, 七谷層の頁岩の内, 1,300m~1,650mの間にノジュール(堅固な転石状の塊)が現われ, 掘削工事の大きな支障となった。さらに1,800m附近から工区界(1,910m)の間は, 想定と異なり, 流紋岩を部分的に含んだ角礫凝灰岩であった。

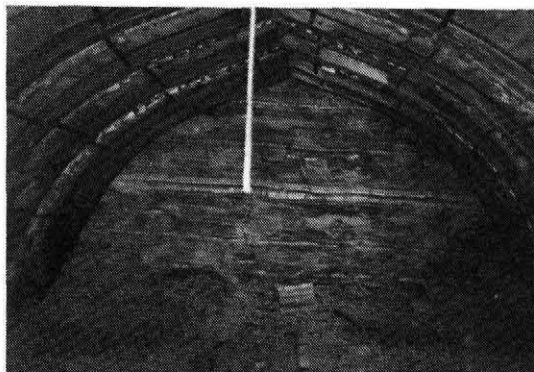
4. 盤膨れ

(1) 盤膨れとは

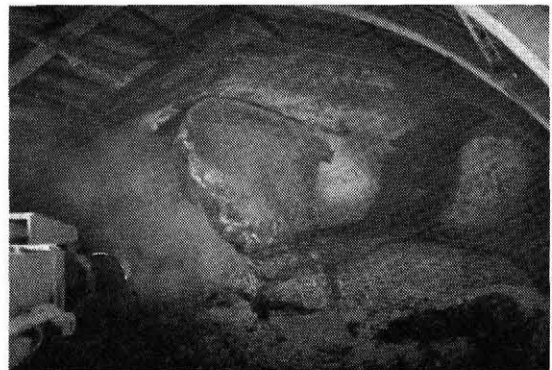
一般に, トンネル工事で発生する崩壊現象は,



図一5 地質縦断図(野積工区)

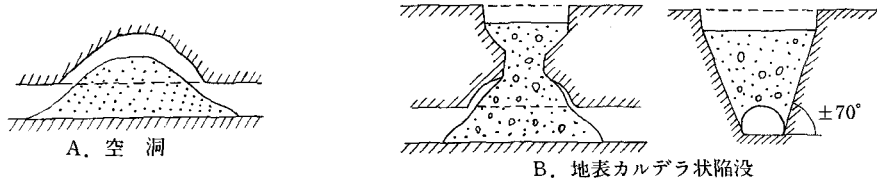


写真一1 寺泊層

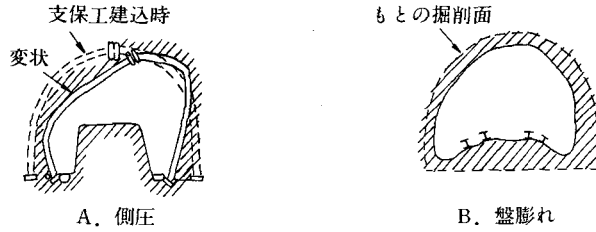


写真一2 七谷層(ノジュール)

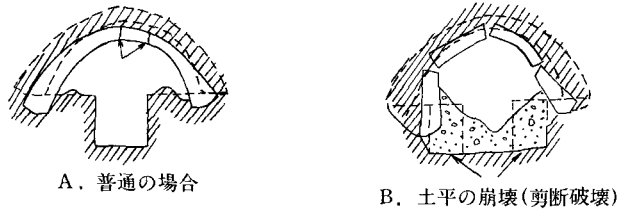
i) 天盤の崩壊(落盤)



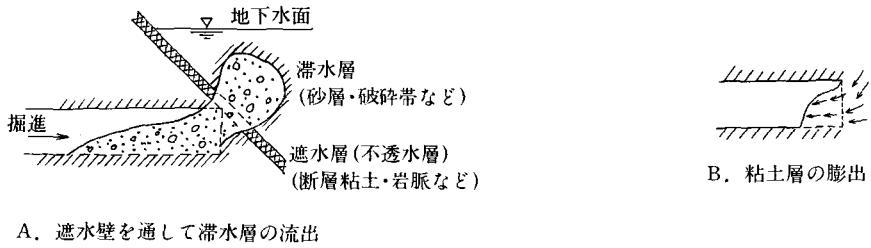
ii) 内空断面の縮小



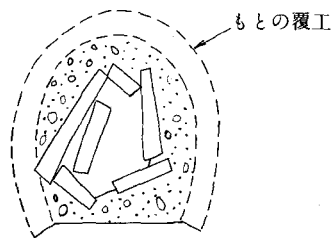
iii) アーチコンクリートの沈下



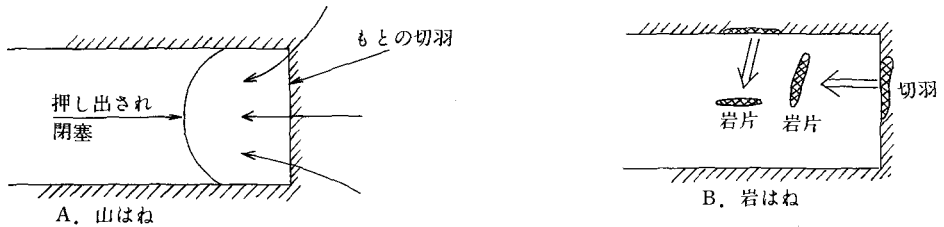
iv) 地層の流出による埋没



v) 圧潰



vi) 山はね、岩はね



図一六 トンネルの崩壊現象

以下のとおりである。

- i) 天盤の崩壊
- ii) 内空断面の縮小
- iii) アーチコンクリートの沈下
- iv) 地層の流出による埋没
- v) 圧潰
- vi) 山はね, 岩はね

盤膨れは, 上記分類の内, ii) に該当する。掘削により確保された内空断面が, 何らかの原因により縮小する現象である。

(2) 国上隧道の盤膨れ

国上隧道(野積工区)は昭和59年12月に側壁導坑部の掘削を開始しており, 61年9月下旬上部半断面削掘完了, 10月中旬にはアーチ覆工が完了した。上半完了後は, 段取り替えを行い, 坑口に戻り, 下半断面の掘削及び覆工に着手した。下半着工後は, 上半部完成断面($l=1,910\text{m}$)について, 週1回程度保安要員が全延長の点検を行っていた。

11月下旬, トンネル点検中に, 3ヶ所(坑口より1,675m附近, 1,735m附近, 1,790m附近)で上半底盤の異常が発見されたので, 関係者で現地立会したところ, 異常な隆起(盤膨れ)が確認さ

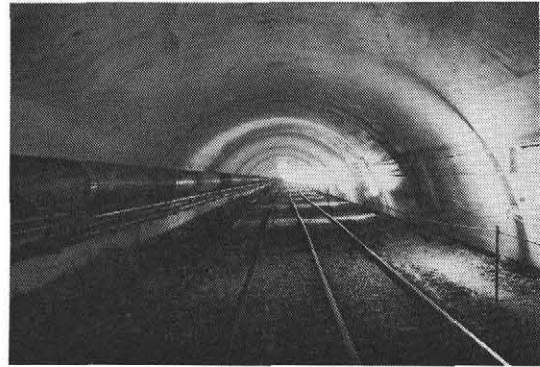


写真-3 上半断面完成状況



写真-4 盤膨れ箇所(1,675m附近)

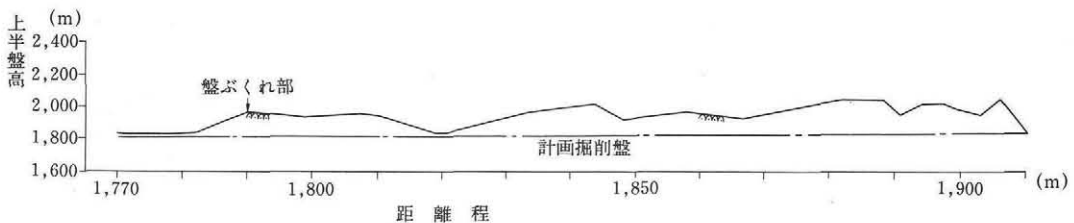
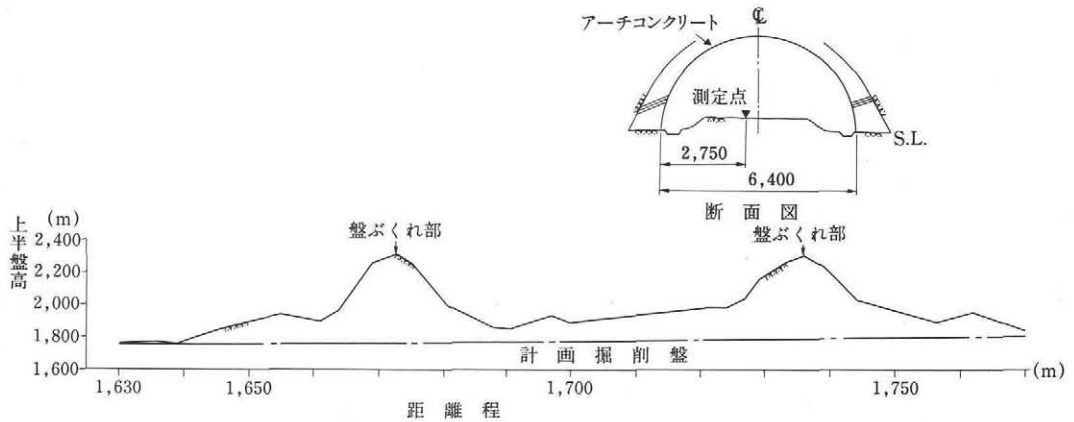


図-7 上半盤縦断(変位)測定 S.62.4.27(測定)

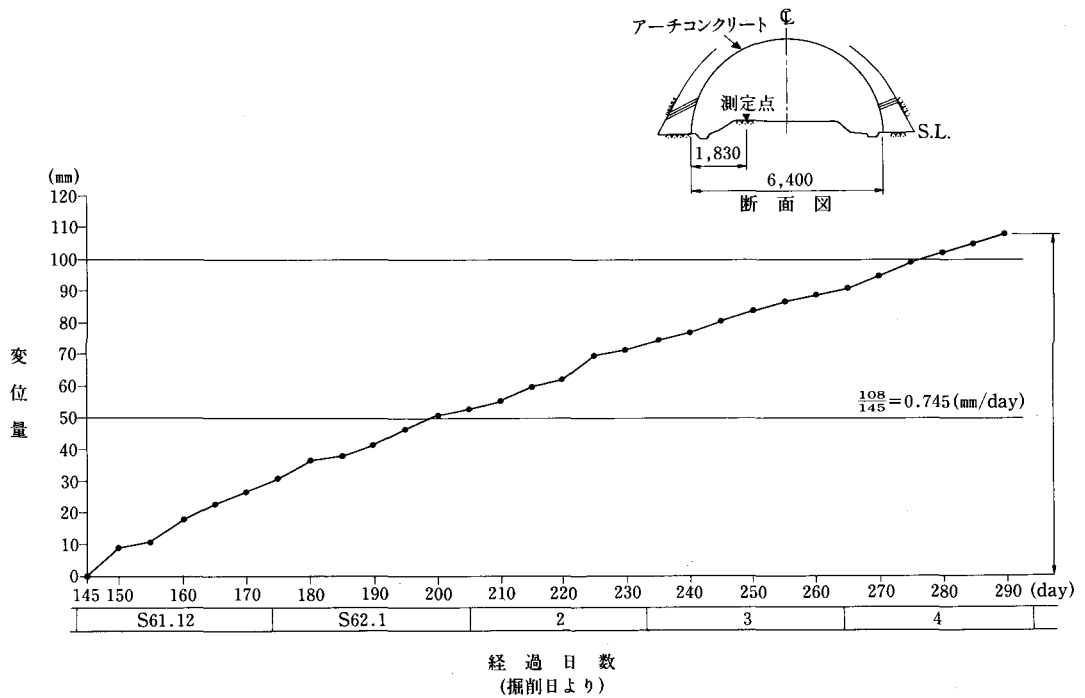


図-8 盤膨れ部上半盤高さ変位測定結果 (1,675m)

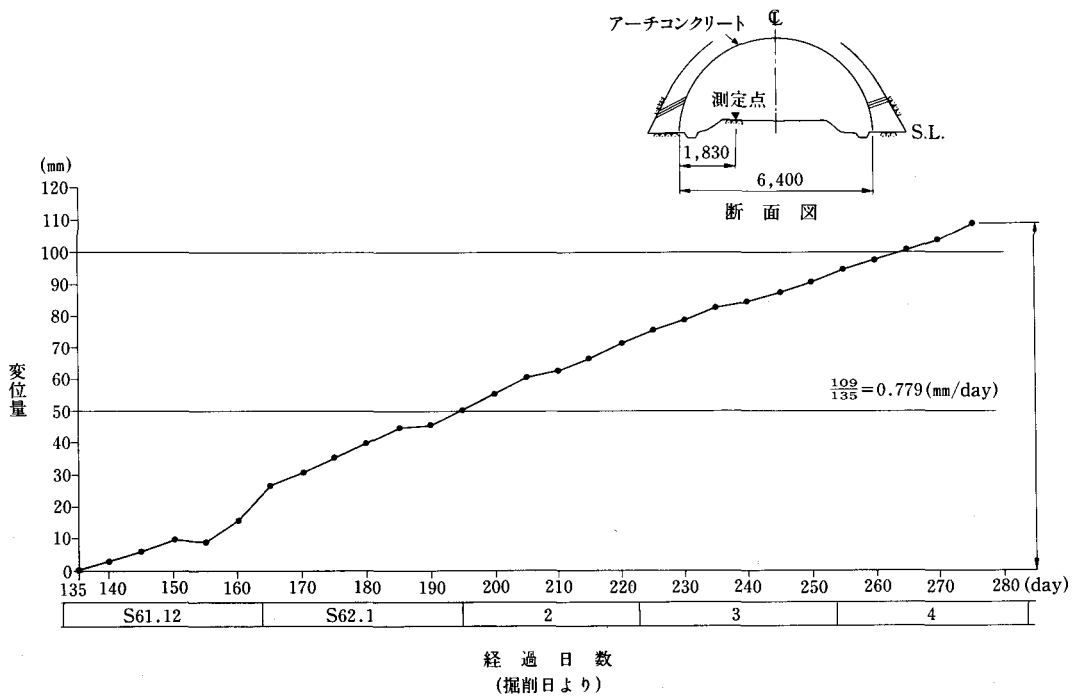


図-9 盤膨れ部上半盤高さ変位測定結果 (1,735m)

れた。そこで、対策についての検討を進めるのと同時に、盤膨れ状況の測定を開始することとした。

当初は、盤膨れが収束する可能性が考えられたので、3ヶ所で測定を継続していた。その内、1ヶ所(1,790m付近)は隆起が収まったが、他の2ヶ所では通常の子想される期間を越えても隆起が収まらず、隆起量も減少しないばかりか、着実に上半底盤の上昇が続いていたので、盤膨れの原因解明のための膨張量及び膨張力調査、岩石試験等の詳細な調査・試験の必要性が明確になった。

そこで、北陸農政局関係者、本事務所、請負者である鹿島建設(株)・大林組共同企業体及び関連会社が盤膨れ状況の解析及び調査・試験の実施について綿密に打ち合わせ・検討を行い、62年5月から必要な調査・試験を実施した。

(3) 調査・試験方針

①盤膨れ状況調査

盤膨れしている地層の状況、及びゆるみ程度、範囲、地山の強度変化等を調査し、対策工法検討の資料とすることとする。

- i) 弾性波探査……盤膨れ箇所と、それ以外の箇所等で弾性波探査を行う。
- ii) 試掘……盤膨れ箇所にトレンチを掘り、地層を目視する。

②盤膨れ原因調査

原因については不明な点もあることから、岩石、水質について調査分析を行い、盤膨れの原因を解明し、対策工法検討の資料とする。

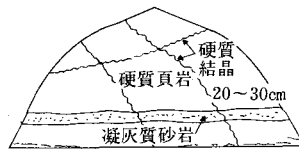
- i) 岩石試験……地山を構成している岩の基本的な性質を確認し、盤膨れの原因が、岩自体の性質による可能性を判定する。
- ii) 水質試験……トンネル内の湧水を分析し、原因が水質に由来する可能性を判定する。

③盤膨れ対策試験

盤膨れ箇所の上半底盤に、鉄筋補強及びロックボルト打設を実施した仮インバート区間12m

位置

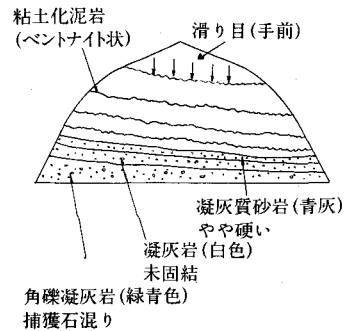
(1) 1,675m付近



状況

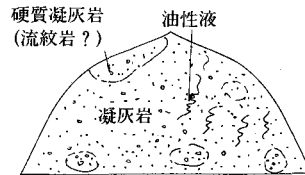
全体は硬質頁岩で、無数のクラックが縦横に走り非常に割れ易い。下部に凝灰質砂岩層があるが下降気味。また脈状に乳灰の石灰質の結晶が縦横に数本みられるが、湧水は少ない。

(2) 1,735m付近



切羽の様変りが激しい。上部は硬質頁岩で脈状の粘土化泥岩(ペントナイト状)を挟む。天端の方は亀裂がゆるんで手前へ滑る。下部は乱層で凝灰質砂岩、凝灰岩が互層、湧水はにじみ程度。

(3) 1,790m付近(収束)



硬質の流紋岩は左肩へ上昇する。変って全体が白青灰色で粘性の強い凝灰岩になる。捕獲の角粒も混じる。又転石状に硬い箇所点在する。右半分からにじみ湧水、油性液

図-10 上半切羽地質実績図(盤膨れ発生地点付近)

(3m×4箇所)を設置し、地山を封じ込めて、盤膨れの力を測定し対策工法検討の資料とする。

④仮インバート打設

No. 1, 8 附近の側壁覆工予定は、昭和63年3月頃であり、昭和61年8月の掘削工事施工から、1年6ヶ月の間上半底盤を放置することとなるので、上半の安全性保持の面から問題を残すこととなる。そこで盤膨れ箇所(1,675m付近、1,735m付近)のゆるみ増長を押さえる為に、各種調査・試験とあわせ、約60mの仮インバート(厚25cm)を打設し、内空変位状況を観察する。

(4) 調査・試験内容

①盤膨れ原因調査

- i) 弾性波探査
 - 屈折波探査(P波, S波)
 - 1,040m~1,240m (200m) } 16展開
 - 1,630m~1,830m (200m) } (25m/1展開)
 - 表面波探査(レイリー波)

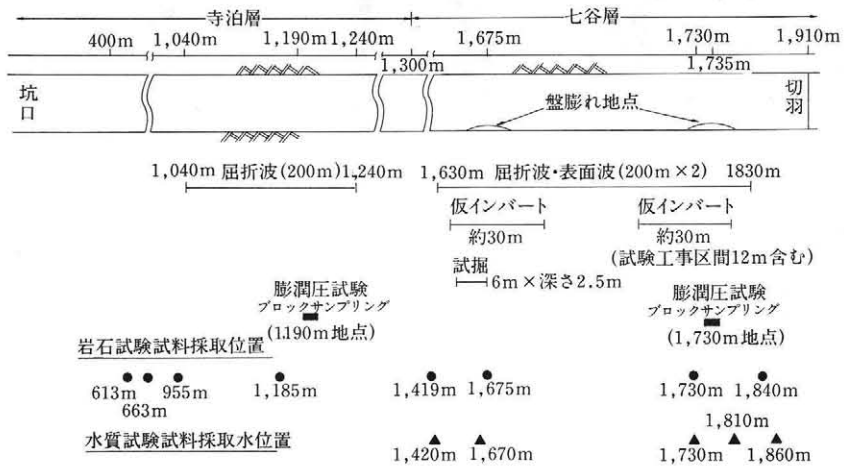


図-11 国上隧道（野積工区）建設工事 盤膨れ対策調査試験位置図



写真-5 弾性波探査（屈折波）

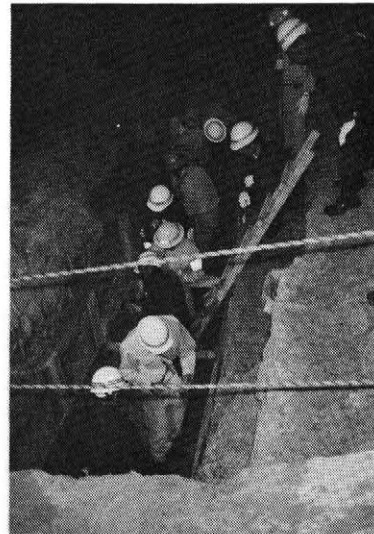


写真-6 試掘

表-2 岩石試験内容

		613 m地点	663 m地点	955 m地点	1,185 m地点	1,419 m地点	1,675 m地点	1,730 m地点	1,840 m地点
一軸圧縮試験	8箇所	○	○	○	○	○	○	○	○
単位体積重量, 含水量試験	8箇所	○	○	○	○	○	○	○	○
粒度試験	6箇所	○	○	○	○	○	済	済	○
液性, 塑性限界試験	6箇所	○	○	○	○	○	済	済	○
膨潤度試験, 安定性試験	6箇所	○	○	○	○	○	済	済	○
X線分析	6箇所	○	○	○	○	○	済	済	○
C E C試験	8箇所	○	○	○	○	○	○	○	○
浮上り応力度試験	5試料	—	—	—	○ 1,190	—	—	○ 2試料	○ 2試料
浮上り速度試験	5試料	—	—	—	○ 1,190	—	—	○ 2試料	○ 2試料

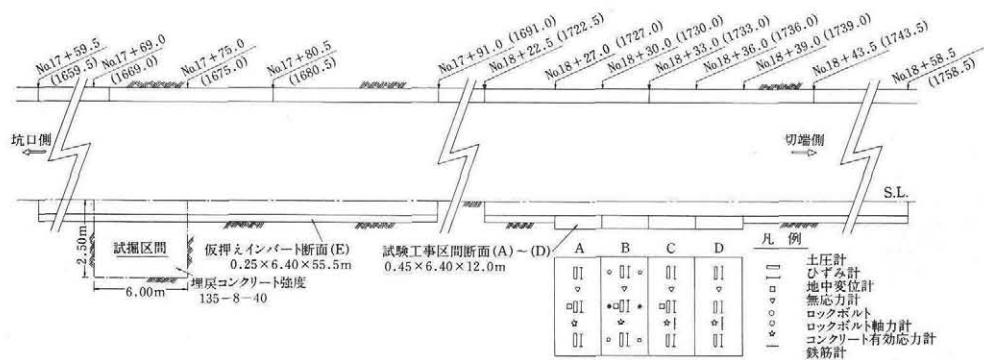


図-12 対策試験及び仮インバート打設位置図

表-3 対策試験内容

測定項目	使用計器	断面				合計	備考
		A	B	C	D		
ロックボルト軸力測定	ロックボルト軸力計	0	2	0	0	2台	ひずみゲージ形
地中変位測定	ワイヤ式変位計	1	1	1	0	3台	ポテンションメータ形
インバート内応力測定	ひずみ計	7	7	7	7	28台	ひずみゲージ形 (無応力計用4台)
背面土圧測定	土圧計	3	3	3	3	12台	ひずみゲージ形
インバート隆起測定		5	5	5	5	20点	測定ピン20ヶ
インバート内応力測定	有効応力計	1	1	1	1	4台	
鉄筋変位測定	鉄筋計	0	0	2	2	4台	
インバート内温度測定	温度計	3	3	0	0	6台	A, B共上中下段に

断面	ロックボルト	インバート鉄筋
A	無	無
B	有	無
C	無	有
D	無	有

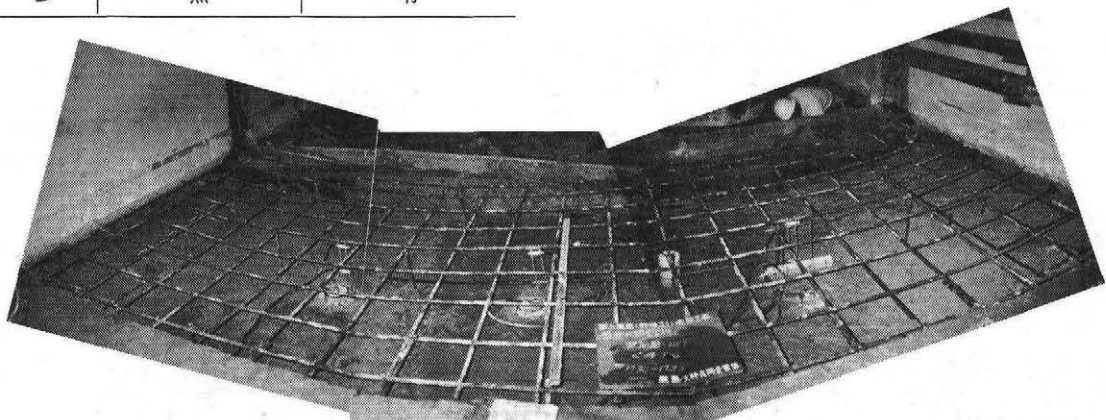


写真-7 測定計器配置

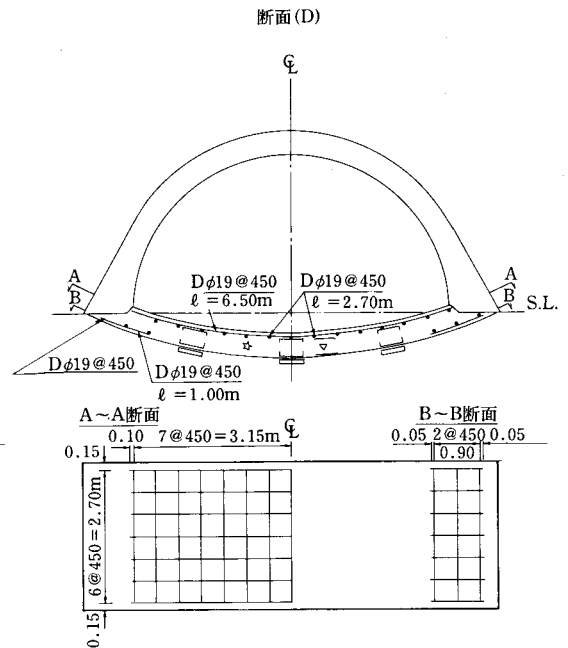
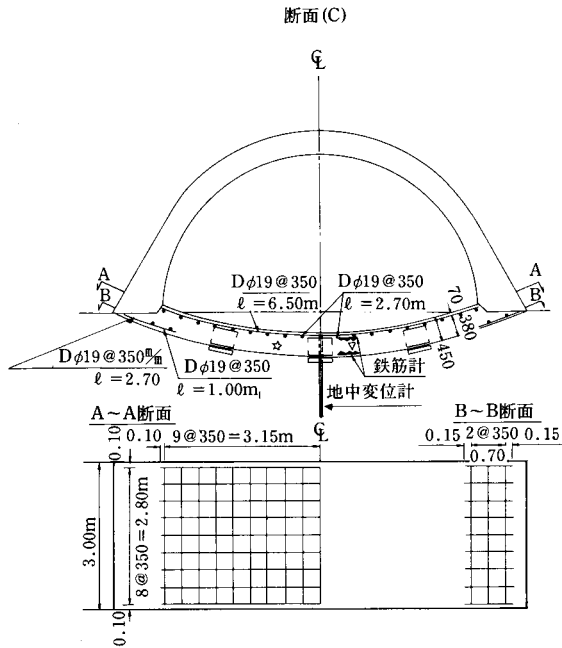
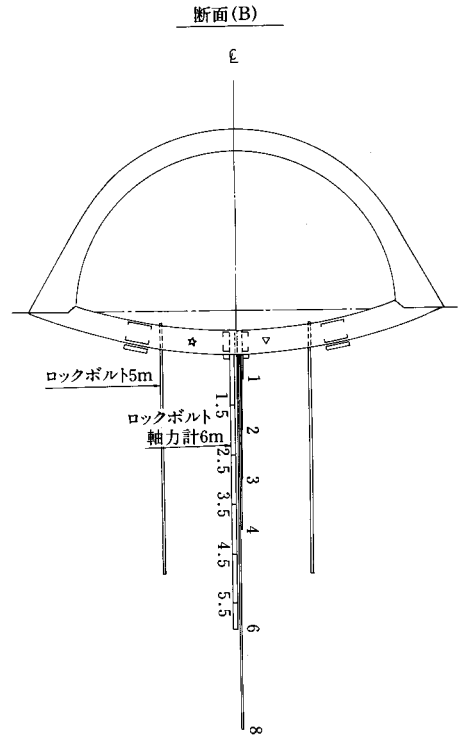
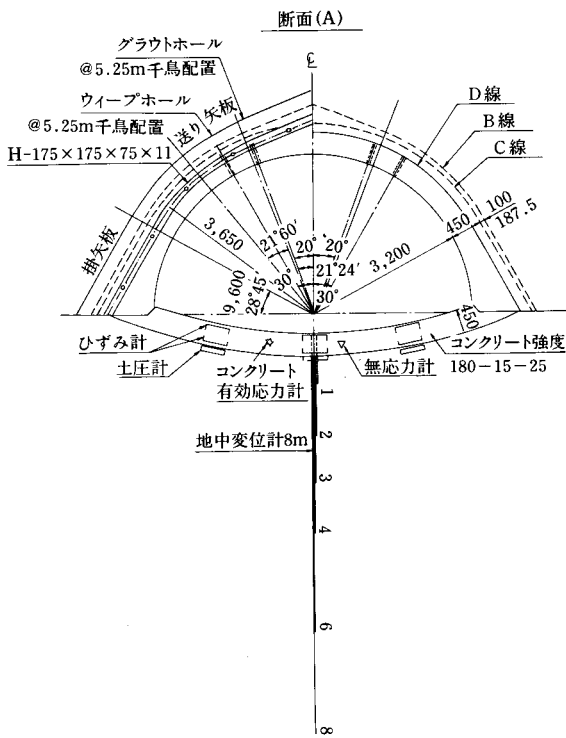


図-13 対策試験断面図

1, 630m~1, 830m (200m)

21測点 (10m/1展開)

ii) 試掘

1, 669m~1, 675m (6m, 深さ2.5m)

②盤膨れ原因調査

i) 岩石試験

ii) 水質試験

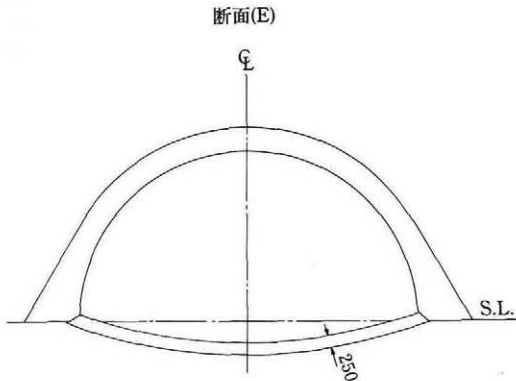


図-14 仮インバート断面図

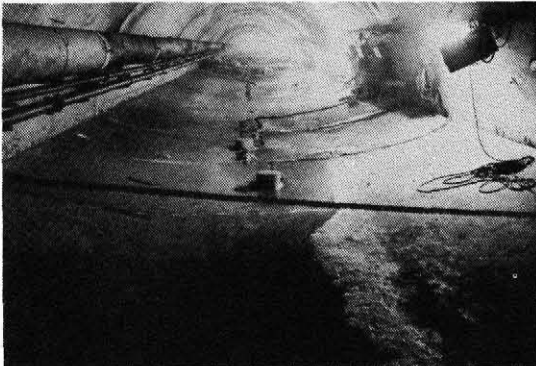


写真-8 試験区間完成

○分析項目 Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Cl^- ,
 HCO_3^- , SO_4^{2-} , Total Fe, Mn^{2+} ,
 Al^{2+} , SiO_2

○試料採取地点

1, 420m, 1, 670m, 1, 730m, 1, 810m,

1, 860m 附近

③盤膨れ対策試験及び仮インバート打設

i) 試験区間

1, 727m~1, 739m (12m)

ii) 仮インバート区間

1, 659.5m~1, 691m(31.5m)

1, 722.5m~1, 727m (4.5m)

1, 739m~1, 758.5m(19.5m)

合計
67.5m

5. おわりに

前述の調査・試験は、62年7月末で当初想定した2ヶ月の測定期間に達するため、一定の区切りを付けてデータを取りまとめることとする。その結果を受けて、盤膨れ対策を検討し、工事中及び完成後も安全性が十分に確保できる工法を策定し、下半工事施工時に適用したいと考えている。なお、安全な工法が策定されたならば、再度機会を得て報告したい。

一般に盤膨れは、トンネル工事での崩壊事例としてはそれ程特異な現象ではないが、筆者の調査では、今回のように、上半断面先進工法による上半完成後であり、盤膨れ箇所の下半工事着手まで1年以上の間があること、盤膨れの測定及び調査・試験が確実に実施されていることは、極めて珍しい事例であった。それ故、今回得られるデータを解析し、国上隧道の安全性向上のために活用することは勿論であるが、本工事の事例が、他のトンネル工事施工の参考になれば幸いと考えると、とりまとめたものである。

参考文献

- 1) 高橋彦治：土木技術者のための地質学 (1974)
- 2) 石井康夫・矢嶋壮吉：建設工事の地質診断と処方 (1983)

集落地域整備法について

桜庭光一*

目	次
1. はじめに.....	63
2. 集落地域整備制度の背景.....	63
3. 農村集落の現状.....	64
4. 制度の検討方向.....	66
5. 集落地域整備法の概要.....	67
6. おわりに.....	68

1. はじめに

第108国会に提出された集落地域整備法案は、衆参の農林水産委員会での質疑を経て5月27日に成立し、6月2日昭和62年法律第63号として公布された。同法は農村における集落および周辺の農用地について、良好な営農条件と生活環境の調和のとれた整備を計画的に推進することを目的とし、その施行は「公布の日から起算して9ヶ月を超えない範囲内で政令で定める日」からとされている。(図一集落地域整備法の審議経過参照)現在、農林水産省、建設省において政省令の策定をはじめとする法施行への作業が進められている。構造改善局にとって同法は、昭和55年の農用地利用増進法以来の新法となる。

○閣議決定	昭和62年3月27日
○衆議院農林水産委員会	
・付託	昭和62年3月30日
・提案理由説明	昭和62年5月18日
・参考人意見陳述	昭和62年5月21日
〔(参考人) 青木志郎(日本大学農獣医学部教授) 池田昭雄(全国農業会議所事務局長) 本多貫一(西尾市長)〕	
・法案質疑・可決・附帯決議	昭和62年5月22日
○衆議院本会議可決	昭和62年5月22日
○参議院農林水産委員会	
・付託	昭和62年5月22日
・提案理由説明	昭和62年5月22日
・法案質疑	昭和62年5月26日
・法案質疑・可決・附帯決議	昭和62年5月27日
○公布(法律第63号)	昭和62年6月2日
○施行	公布後9月以内

図一 集落地域整備法の審議経過

2. 集落地域整備制度の背景

集落地域整備は、人と土地のつながりの最小単位である集落に着目し、農家と非農家の混住化や農家の兼業化が進む中で集落住民の連帯感を醸成し、集落の土地は集落の住民自らが守るという意識を育て、集落の活性化を図ることを狙いとしている。

昭和55年10月の農政審答申「80年代の農政の基本方向」では、農村整備という課題について、その問題意識から整備手法までを体系的に検討されており、むらづくりのポイントとして

① 集落という地縁集団は、地域の農業の調整や施設の共同管理、住民の相互扶助機能を有している。

② これらの集団のもつ優れた機能を再構築することが必要である。

③ 農村整備を進めるには、集落を核として自主的な幅広いむらづくりの活動を促進することが大切である。

とまとめられている。

更に、昨年11月の農政審報告「21世紀に向けての農政の基本方向」においても、活力ある農村社会の建設のポイントとして

① 集落の住民の合意を形成し、生産・生活両面にわたる地域諸活動を推進し、望ましい地域社会を築くことが必要である。

② このためには、農村の美しい景観を保ち、混住化にも対応し得るよう集落を核とし、土地改良事業等により計画的な土地利用を推進していくことが必要である。

点を挙げている。

また、金丸副総理の私的な諮問機関である民間

* 構造改善局地域計画課

活力活用推進懇談会の最終報告「地方における民間活力活用の推進方策」が昨年12月にまとめられ、そのうち地方民活の主要分野という項目で「農村地域の多くは、生産の停滞傾向が見られる中で、高齢化、過疎化が一層進んでおり、また、都市と農村の接点ともいうべき都市近郊の集落では急速に混住化が進み、適切な土地利用が図られず、都市的な面でも農業的な面でも整備が遅れがちとなっている」と指摘した上で、「集落の状況に応じつつ、特に都市近郊において、土地利用の整序を積極的に図り、必要な公共投資に加え、民間活力も活用しつつ集落の整備を進める必要がある。こ

のため、地方公共団体が地権者の協力を得つつ計画的に土地利用を整備し、具体化していく仕組みを検討する必要がある。また、集落の景観の保持を図りつつ、生産基盤と生活環境との調和のとれた整備を進めるとともに、これらの地域の維持・振興を図る上で必要となる施設や住宅の用地需要を充足するための措置を講ずることが必要である」と強調している。

3. 農村集落の現状

農業生産活動と生活の拠点である集落は、全国で約14万集落ある。そのうち農業振興地域（農振

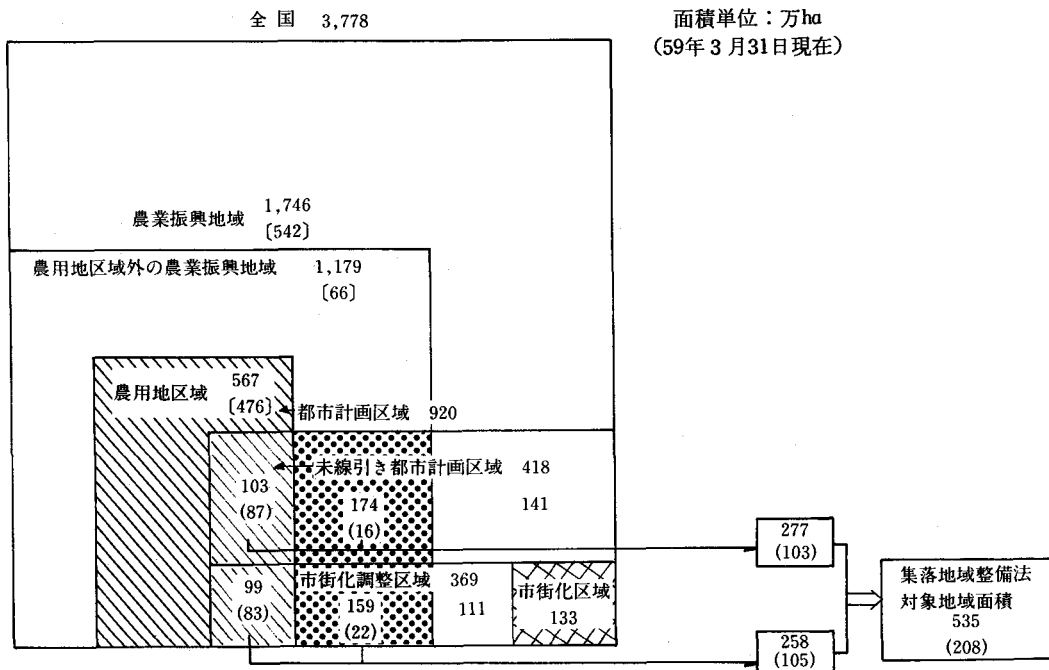
表一 地域別農業集落数及び戸数

(単位：千集落, 千戸, %, 戸)

	総農業集落数	総戸数	農家数	農家率	1農業集落当たり	
					総戸数	農家数
農振地域内	122	10,660	4,041	37.9	88	33
重複地域内	43	4,035	1,574	39.0	94	36
都市計画区域内	69	16,220	2,424	14.9	235	35

集落地域整備法対象集落

資料：農林業センサス（55年）



- (注) 1. 農業振興地域と都市計画区域の重複地域は、535万ha
 2. [], ()内は農用地面積(田、畑、樹園地、採草放牧地)である。
 3. 面積は農林水産省構造改善局及び建設省都市局調べ。
 ただし、()内の農用地面積は農業振興地域の農用地賦存状況から按分して推計した値である。

図一 農業振興地域と都市計画区域の重複状況

地域)内には86%, 12万2千集落があり, 総戸数1,066万戸, 農家率は38%, 10戸のうち6戸が非農家である。都市計画区域内の集落は, 約7万集落で市街化区域内にも集落があるため農家率は15%と低く集落の規模も大きい。(表-1, 図-2)

集落地域整備法の対象となる農振地域で, かつ都市計画区域となっている重複地域には, 4万3千集落があり, 一集落当たりでは戸数94戸, 農家戸数36戸, 土地面積は146ヘクタール。うち農地は40ヘクタール, 山林原野82ヘクタール, その他24ヘクタールとなっている。(表-2)

表-2 重複地域内の1集落当たり平均戸数及び平均土地面積

戸数	94戸
うち農家戸数	36戸
非農家戸数	58戸
土地面積	146ha
うち農地	40ha
山林原野	82ha

資料: 農林水産省「農林業センサス」

なお, 総市町村数3,253のうち, 本法の対象と

なる市町村は1,776(農振地域内であつ線引都市計画市町村736, 農振地域内であつ未線引都市計画市町村1,040)となっている。(図-3)

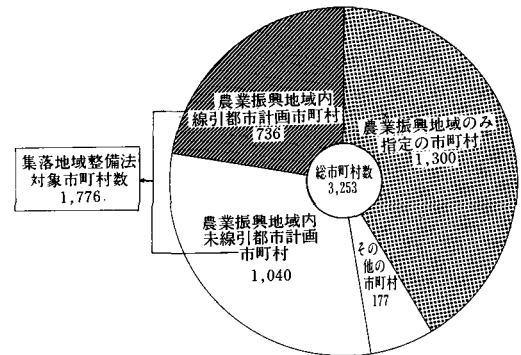


図-3 農業振興地域と都市計画区域の指別市町村数(60年3月31日現在)

農村における公共施設の整備状況を昭和50年から60年にかけてみると, 道路改良率, 自動車交通可能率, 上・下水道普及率等いずれの指標についても, 農村部は都市部よりも遅れている。(表-3) また, 農業用水の汚濁の状況は, 昭和50年から

表-3 生活環境施設の整備状況

(単位: %)

	50年3月末			60年3月末		
	町	村	都市(10万人以上)	町	村	都市(10万人以上)
道路改良率	16		30	30		42
自動車交通可能率	66		72	74		78
上水道普及率	73		95	83		97
下水道普及率	1		27	3		36
し尿衛生処理率	49		85	77		96
ごみ収集率	49		84	69		98

資料: 自治省「公共施設状況調べ」

注: 都市には政令指定都市(東京, 大阪, 名古屋, 札幌, 川崎, 横浜, 京都, 神戸, 福岡, 北九州等の都市)を除く。

表-4 農業用水の汚濁による農業被害

	被害面積	汚染源類別被害面積割合			
		都市汚水	工場	鉱山等	その他
40年	127千ha	15%	54%	29%	2%
50年	157	59	22	16	3
60年	89	80	10	5	5

資料: 農林水産省調べ

注: 「都市汚水」とは家庭から排出される汚水及び洗濯・理容・浴場等の事業所から排出される汚水をいう。

表一五 農業集落の非農地需要 (55年)

(単位; ha)

地 区	既 存 宅 地 面 積	(計)	非 農 地 需 要				
			住 宅 地		そ の 他 用 地		
			非農家住宅	農家住宅	商工業用地	公共施設用地	そ の 他
全 国	5.5	3.2	1.0	0.6	0.3	0.2	1.1
北 海 道	5.6	5.4	1.8	0.8	1.0	1.2	0.6
東 北 関 東	6.5	2.9	1.0	0.6	0.3	0.3	0.7
北 陸 東 海	6.0	3.0	0.8	0.5	0.4	0.2	1.1
近 畿	7.1	3.8	1.4	0.8	0.3	0.3	1.0
中 国 四 国	6.6	8.0	0.9	0.7	0.3	0.3	5.8
九 州	2.3	1.9	0.6	0.3	0.2	0.2	0.6
	4.8	2.4	0.8	0.4	0.2	0.2	0.8

資料：農水省土地利用動向調査

注：非農地需要…市町村の総合計画及び市町村長の構想による。

60年にかけて、被害面積では減少しているものの、汚染源別では、都市汚水の占める割合が59%から80%へと増加している。(表一四)

また、市町村計画や市町村長の構想による土地利用の状況を見ると、集落では既存宅地の面積の2分の1程度の非農地需要(非農家・農家住宅、公共施設用地等)が潜在している。(表一五)ちなみに、分家住宅の過去の推移を関東地方のある県についてみると、年度ごとに多少の増減はあるものの、経年的には増加傾向がみられる。

一方、近年では、集落住民が共同で行う道普請や溝さらいなどが行われにくくなるなど、集落機能の低下がいわれて久しいが、集落の計画的な土地利用、農用地の確保等のため、各地で集落を核とする申し合わせ、協定締結の事例がみられる。集落の良好な環境を保全するため、集落の規約により宅地造成等の規制を申し合わせた新潟県の集落の例、土地基盤整備の実施を機に、施設団地、畜産団地等の土地利用区分を申し合わせた愛知県の集落の例、美しい村づくりの一環として集团的農用地の確保・計画的な土地利用のため農用地について協定を締結している埼玉県集落の例などがみられる。

今後は、より一層集落の自主組織を活用し、集落における生活環境施設の整備や施設の維持管理を行う集落の組織づくりを図るとともに、その組織を活用して、むら機能の再構築を進める必要がある。

4. 制度の検討方向

混住化、兼業化が進む中で、中核農家が少数になり、孤立化していくケースがまみられる。これに伴って荒し作りも増え、分家住宅等のバラ建ちによって、農地が虫食いの的に転用されてしまう。また、むら機能そのものも脆弱なものとなっていく。他方、無秩序な土地利用が進めば、生活環境面での整備が遅れ、居住環境も劣悪なものとなりがちである。

集落地域整備制度は、このような状況を踏まえて、①農業生産面での地域活動の活発化、②構造改善面での地域活動の活性化、③望ましい土地利用秩序の形成、という3つの狙いをもって、農村住民の自主性と創意に基づいた村づくり活動を活発化させる条件づくりとして何を考えるかということ、検討の基本的な視点としている。検討に際しては、過去の農振法の改正の経緯等も踏まえながら、農林水産省専管の法律とすることを基本としつつも、内容的に農水省の権限を超えるものもあることから、建設省との共管も併行して検討された。

一方、建設省においては、本年1月に都市計画中央審議会の答申が出された。この答申は、市街化調整区域内の都市近郊集落は、原則的には都市的投資が抑制され、きめ細かな土地利用計画が存しないことから、都市生活環境や都市的便益に対するニーズの高まりや、計画的な土地利用転換の要請に応えるうえで、現行制度上一定の限界があ

るとしている。この認識に立って、都道府県知事が定める基本方針に従って市町村が望ましい土地利用計画を作り、これに沿った開発は許可できる制度を都市計画法に創設する必要があるとの内容で、都市計画サイドから集落の整備の必要性を改めて打ち出している。

以上のように農政、都市計画両サイドから、類似の内容の制度創設の必要性が認識され、また集落の整備に当たっては、農林水産、建設両省の密接な連携を図る必要があることから、両省共管による制度の創設が提案されるに至ったものである。

5. 集落地域整備法の概要

まず、都道府県知事は、関係市町村の意見を聴いて集落地域整備基本方針を定め、集落地域の位置及び区域に関する基本的事項や、土地利用に関する基本的事項等を定める。

この場合、対象となる集落地域は、農振地域内にあり、かつ、都市計画区域（市街化区域を除く。）内にある地域であって、①その地域の土地利用の状況等からみて、営農条件と居住環境の双方の確保に支障を生じ、又は生じる恐れがあり、②相当規模の農用地を有し、③相当数の住居が存在する、などの条件を満たす必要がある。

市町村は、この基本方針に基づいて、集落地区計画と集落農業振興地域整備計画を策定する。集落地区計画においては、当該区域の整備及び保全に関する方針のほか、集落地区施設（主として居住者等の利用に供される道路、公園等）の配置及び規模、建築物の用途制限、建ぺい率等を定める集落地区整備計画を都市計画に定めるものとされている。

集落地区計画の達成を担保する手段としては、都市計画法を改正し、集落地区計画の区域（集落地区整備計画が定められている区域に限る。）内において、当該地区計画に定められた内容に適合する建築物等の建築又は建設の用に供する目的で行う開発行為は特例的に開発許可を行うこととしている。

また、集落地区整備計画の区域内において、土地の区画形質の変更、建築物等の新築等を行おうとする者は、行為の種類、場所等を市町村長に届け出なければならないこととされている（ただし、国又は地方公共団体が行う行為、都市計画法

上の開発許可を要する行為等は、この限りでない）。

更に、建築基準法の改正により、市町村は、集落地区整備計画の区域内で、建築物の敷地、構造、用途等に関する事項で、当該計画の内容として定められたものを、条例でこれらに関する制限として定めることができることとされているほか、道路の位置の指定に関する特例、予定道路の指定の特例を定めている。

一方、市町村は農業振興地域整備計画を達成し、居住環境と調和のとれた良好な営農条件を確保するため、集落農業振興地域整備計画を定めることとされている。

集落農業振興地域整備計画には、計画区域、土地の農業上の効率的な利用に関する事項並びに当該区域における農業生産基盤の整備・開発、農業近代化施設及び生活環境施設の整備に関する事項を定めるものとされている。

集落農業振興地域整備計画を達成する手段としては、まず、集落地域における農用地の保全等に関する協定がある。これは、計画区域内の相当規模の一団の農用地につき所有権等を有する者が、全員の合意によって、荒らし作りの防止、草刈りの実施、畦はんの補修など農用地を保全し、効率的に利用するために必要な事項等に関する協定を締結し、市町村長の認定を受けるものである。

協定区域内の一団の農用地の所有者は、市町村に対し、農振農用地区域として定めるべきことを要請できることとされている。

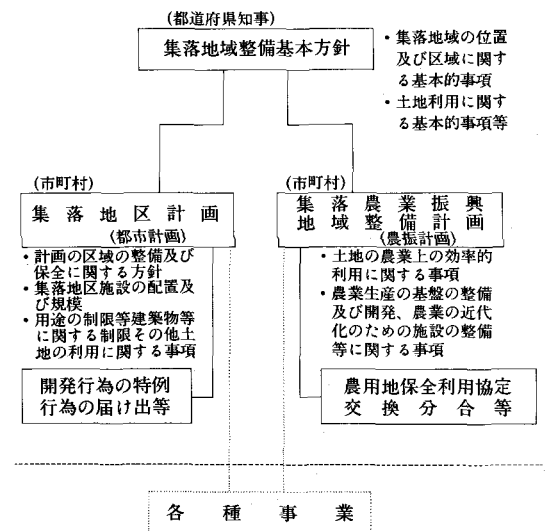


図-4 集落地域整備法フローチャート

すなわち、協定という地元農家の意向を十分尊重した手法で土地利用の明確化が図られた地域において、土地所有者の申し出があった場合には、一定の手続きを省略して、当該区域を農振農用地区域とし、農用地の保全手法を公法レベルにまで引き上げ得ることとしたものである。

更に、締結された協定を維持し、又は協定締結を促進するため、交換分合の仕組みを創設している。(図-4 集落地域整備法フローチャート参照)

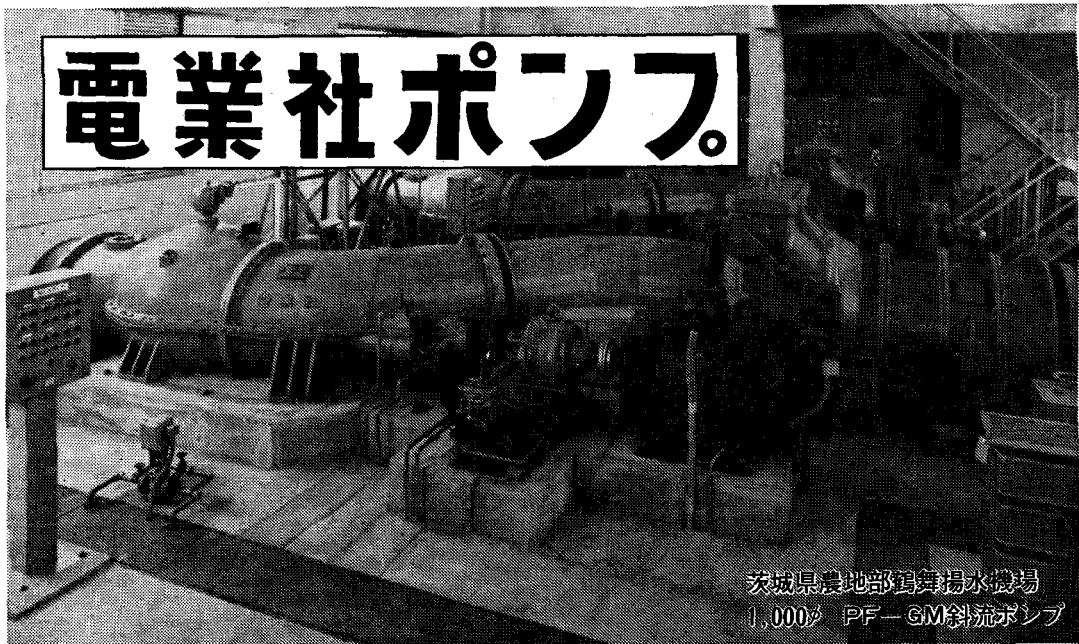
6. おわりに

本年六月に閣議決定された第四次全国総合開発計画において、本法は、“土地利用の状況からみて良好な営農条件及び居住環境の確保を図る必要がある集落地域について、地域特性にふさわしい整備、又は保全を進めるため、計画的な土地利用

の推進、生産基盤と生活環境の総合的かつ計画的な整備の推進等を図る”とその推進が待たれている。本法の計画の達成手段として、農林水産省では、昭和62年度から新たに予算措置として農業集落計画策定調査、農業集落整備実施計画を実施するとともに農村基盤総合整備事業(ミニ総パ事業)の要件を一部変更して、農業集落整備事業を実施することとしている。これにより、農振白地農用地の整備を土地利用の整序という観点から行うこととなった。今後、建設省と協議調整を行いながら、政省令、通達が定められるが、この法律が有効に機能するためには、国はもとより、県、市町村段階のきめ細かい対応が不可欠と言える。

今後の集落地域整備制度の円滑かつ適切な実施にむけて、農村整備担当者その他関係各位の御協力と忌憚のない御意見をお願いしたい。

電業社ポンプ



茨城県農地部舞舞揚水機場
1,000ℓ PF-CM斜流ポンプ



株式
会社

電業社機械製作所

本社 東京都大田区蒲田5丁目28番4号
電話 東京(739)9311
支店 大阪・名古屋・九州・東北
営業所 札幌・金沢・横浜・静岡・広島・山口・高松
沖縄

総合保養地域整備法の制定と農山村地域の開発

川 嶋 久 義*

目 次	
1. はじめに	69
2. 総合保養地域整備法の概要	69
(1) 背 景	69
(2) 経 緯	70
(3) 仕組み	71
3. 農林水産省の取組み	75
4. おわりに	80

1. はじめに

近年の国民の余暇時間の増大・生活様式の変化等に伴い、余暇活動の活発化、多様化が進行しており、既に民間事業者等を中心として、各地で従来の観光地とは異なるタイプのリゾート施設の整備が進められている。

このような中で、第108国会において昭和62年5月22日、国民の多様な余暇活動に応えるとともに、第三次産業の振興を梃子とした地域の活性化をめざすための総合的な政策的措置を講ずる「総合保養地域整備法」が成立した。

同法は、昨年5月から11月にかけて、農林水産省をはじめ、国土庁、通商産業省、運輸省、建設省、自治省がそれぞれ独自に発表していたリゾート整備に関する構想を1本にとりまとめた6省庁共管の法律である。

この中で、農林水産省の果たすべき役割は大きく、農山村等の発展にも大きく貢献する制度として、従来の農林水産行政を一步進めた独自の位置付けを持つものである。

現在、農業は、政策的保護のあり方、農産物の価格・流通のあり方、内外価格差と輸入規則のあり方等について、国内外からの厳しい批判を受けており、いかに農業の構造を改善し、「産業として自立し得る農業」の確立を図ることができるかが大きな課題になっている。

また、一般経済情勢が厳しい中であって、首都圏への経済活動集中傾向が強まっており、農山村等における地方経済がとり残される状況が生まれてきている。

このような状況の中で、従来の工業導入型とは異なる、地域の自然、産業、文化等を活かした形でのリゾート地域の整備は、農山村地域における新たな就業の場の確保、農林産物等の消費の拡大、都市と農山村の情報の交換等を通じた人材の育成等、地方の活性化の一手段として大いに期待されているところである。

2. 総合保養地域整備法の概要

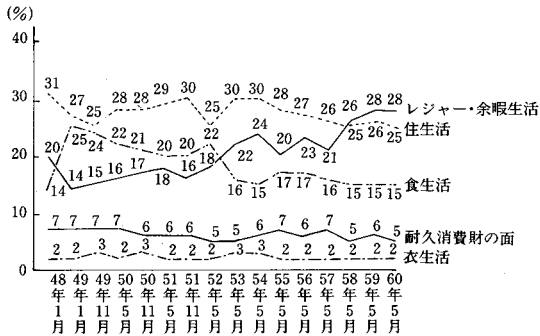
(1) 背 景

総合保養地域整備法の成立の背景は、次の3点に要約される。

その第一は、国民の余暇活動をめぐる動向で、その需要は、所得水準の向上、自由時間の増大、「生活の質」に対する国民意識の高まり等を背景に年々増加しており、消費支出に占めるレジャー・余暇生活関連支出も順調な伸びを示している。さらに、今後の生活においても、レジャー、余暇活動に力点を置くとするものが多く、その割合は、住生活や食生活を抜き第一位を占めるに至っている。また余暇の過ごし方は、従来の単なる行楽、休養といったものだけでなく、個性や創造力を発揮できるもの、知識や教養を高めるもの、健康や体力を増進させるものなど、よりクリエイティブなものへと変化してきており、これらの活動のための自由時間は、労働時間の短縮・休暇の長期化の進展等により、2000年には現在の1.25倍に達すると見込まれている。こうした状況に対応して、国民のゆとりある生活の実現を図るための新たな政策的措置が必要となってきたことである。

第二には、一般経済情勢が厳しい中であって、サービス産業の堅調な発展が見られ、経済のソフ

* 構造改善局建設部設計課



(注) 内閣総理大臣官房広報室「国民生活に関する世論調査」(昭和60年5月)による。

図-1 生活の力点の推移

表-1 将来希望する余暇の過ごし方のタイプ (複数回答)

	(単位: %)
(1)健康や体力の向上を目指すもの	49.2
(2)人との交流を図るようなもの	36.1
(3)知識や教養を高めるもの	32.9
(4)自然にふれることができるもの	30.9
(5)仕事、勉強、家事等の疲れを癒すもの	21.6
(6)個性や創造力を発揮できるもの	16.6
(7)社会や人のために役立つもの	16.4
(8)仕事に役立つもの	12.4

(注) 余暇開発センター「余暇需要に対する調査研究」(昭和61年3月)による。

表-2 国民総生活時間

(単位: 十億人・時間)

生活行動	1985年(a)	2000年(b)	(b)/(a)
必需的時間	483	525	1.09
拘束的時間	348	339	0.97
自由時間	230	287	1.25

注) 1. NHK「国民生活時間調査」等をもとにした国土庁の試算による。

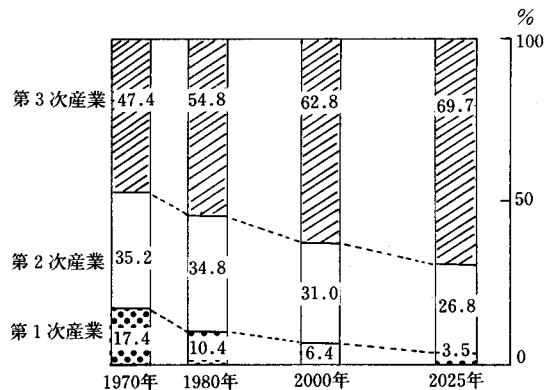
2. 「必需的時間」とは、睡眠、食事及び身の回りの用等の合計時間。

「拘束的時間」とは、労働、家事、通勤・通学及び授業等の合計時間。

「自由時間」とは、生活時間の全体から必需的時間と拘束的時間を引いた残余の時間。

ト化・サービス化が進行していることである。特に、円高、中進国における工業技術の進展等により、従来の加工型産業の低迷が大きく、今後ともこの傾向が続くであろうと考えられ、産業構造の変化に対応して、企業城下町や農山村地域の新たな産業の振興を通じた地域の活性化が求められ、これに応えるための地域振興策を展開していく必要があることが上げられる。

第三には、対外貿易の大幅な黒字を背景とした我が国経済の国際協調型構造への転換の要請に応



(注) 国土庁「四全総長期展望作業中間とりまとめ」(昭和61年1月)による。

図-2 第三次産業就業者比率の推移

えることである。我が国の大幅な経済収支不均衡の継続は、我が国の経済運営にも、世界経済の調和ある発展という観点からも、看過できない状況にあるとの判断より、本年5月経済審議会から政府に対し、構造調整を促進するよう早急に対策を講ずるよう要請された(新前川レポート)。この中で、国民が豊かさを実感できる国民生活の質の向上を図ることを中心とした内需主導型の経済構造への変革が必要とされ、さらに、自由時間の増加等を通じて、よりゆとりのあるライフスタイルへの移行を促進することが重要とされており、民間活力等により内需の拡大を図り、緊急の政策課題に応じていく必要があることが上げられている。

(2) 経緯

総合保養地域整備法の制定に対する具体的動きは、昭和61年5月から11月にかけて、国土庁、農水省、通産省、建設省、自治省がそれぞれ独自に発表したリゾート整備構想に始まる。

農水省を始めとする6省庁は、それぞれ各省庁の権限に基づき、施策の展開の分野は異なるが、いずれも近年の我が国の社会的経済的な環境の変化、すなわち、国民の多様な余暇活動に対するニーズに応える必要があること、経済のサービス化の進展等産業構造の変化に対応して地域資源を活かした新たな地域振興方策を展開していくことが重要であること、民間活力を活用し内需の拡大を図り国際協調型経済構造への転換を図ることが緊急の政策課題になっていること等に対応して新たな施策の展開を考えていたのである。

6省庁が発表した内容は、地域の振興型を採っ

た省庁、施設の整備を主体とした省と相異はあったが、いずれも民間活力を活用し、余暇需要に応える施設の整備を行い、税制を中心とする支援措置を講ずることにおいては共通していたことから、昭和62年度税制改正大綱を決定するにあたって、6省庁は合同で法律案の作成にあたり、共同

でその運用にあたることを申し合せ、「総合保養地域整備法」として1本にまとめることとなったのである。

(3) 仕組み

①立法趣旨

本法は、先に述べた背景を踏まえこれに対処す

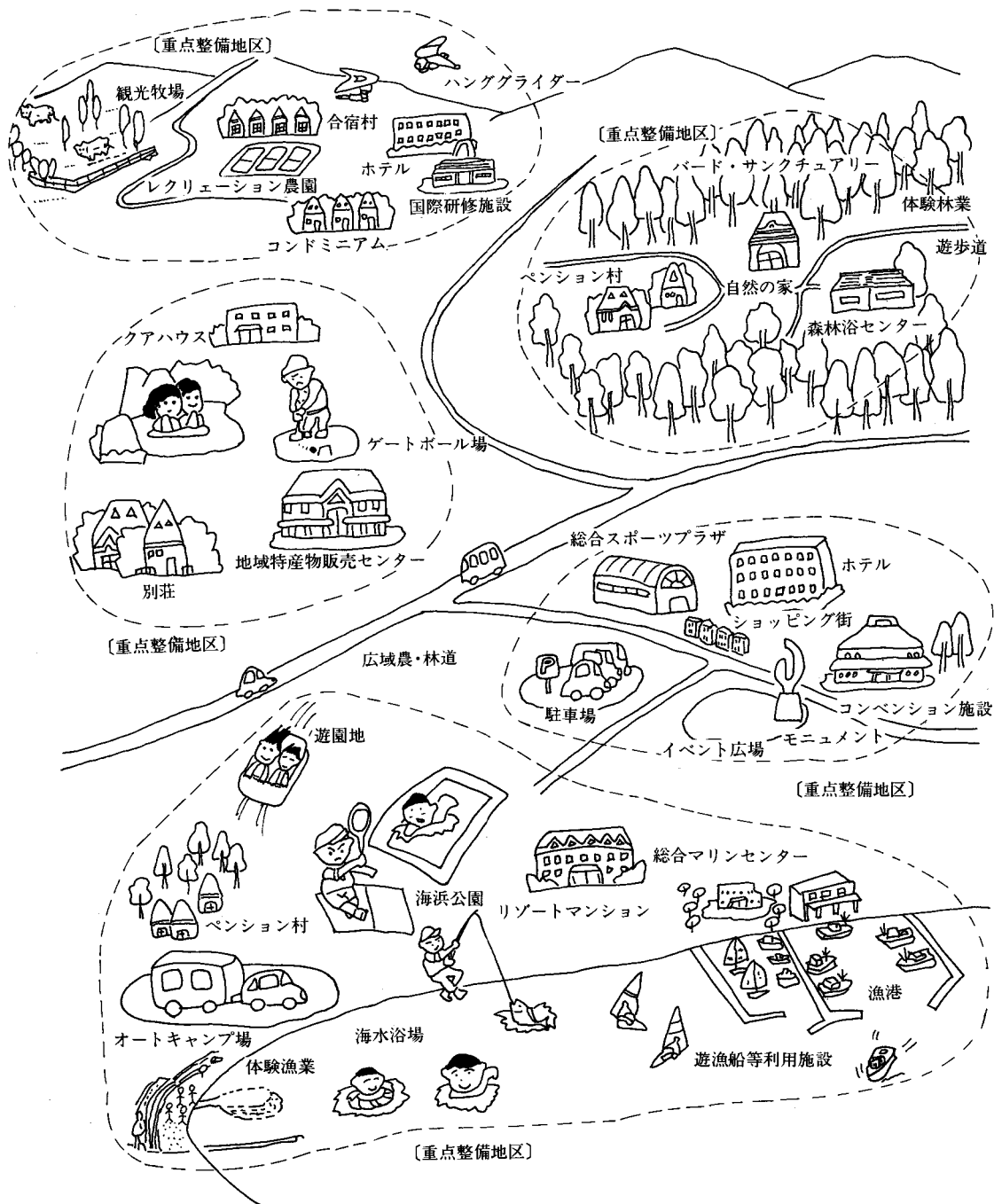


図-3 リゾート地域のイメージ

るため2つの目的を掲げている。

第1の目的は、国民の多様な余暇活動に応えうる場として、地域の特性、民間事業者の能力を活かしつつ各種の施設を総合的・一体的に整備するとともに、当該施設の適正な運営等を通じて、ゆとりある国民生活の実現に寄与することにある。

さらに第2の目的としては、リゾート関連施設の設置、運営等に必要な従業員の地域住民からの採用、食料品を中心とした地場産品の供給、リゾート関連施設と一体的に行われる公共施設の整備、農業を中心とする関連産業の振興等を通じて、リゾート地域並びにその周辺に適切な経済的効果

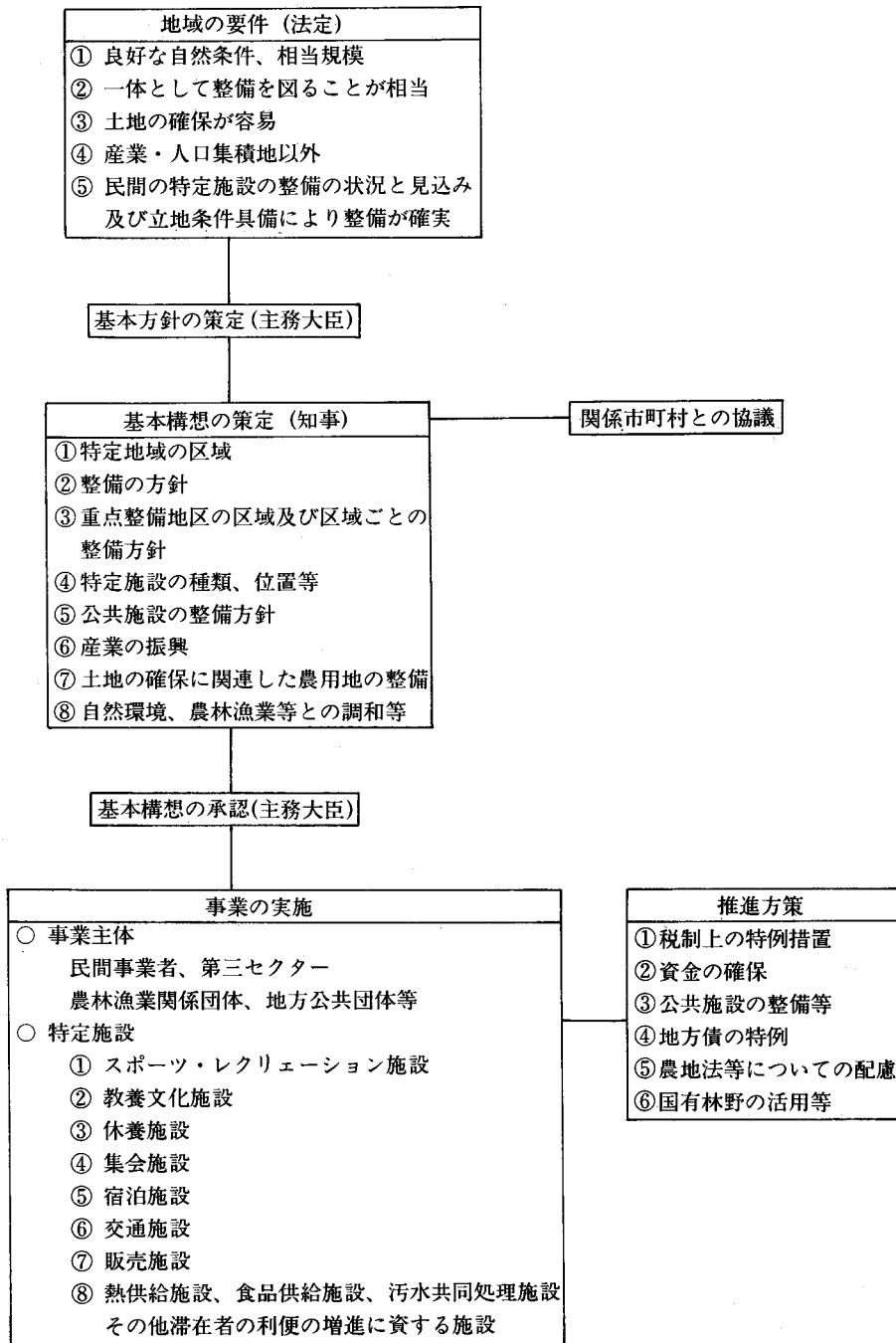


図-4 総合保養地域整備のフレーム

をもたらすことにある。

本法では、この2つの目的を同時に果たすことが必要であるとしており、いやすくも当該地域が土地と自然のみを提供するものであってはならないものである。このためには、農林業を中心とする地域の産業、土地利用、住民の意向等と十分調和のとれた形でリゾート地域は整備されるべきものであり、また、両者が相乗効果で共に発展することが必要である。

②対象地域

本法により整備の対象となる地域（特定地域）は、

- ①良好な自然条件等を備えた相当規模の地域（概ね15万ha程度以下を想定）であること。
- ②スポーツ、教養文化活動等の多様な活動が行うことができる地区（重点整備地区、概ね3000ha程度以下）が複数存在し、それが有機的に連携される一体的な地域であること。
- ③重点整備地区内の用地の確保が容易であること。
- ④産業及び人口の集積の程度が著しく高い地域でないこと。
- ⑤民間事業者によりスポーツまたはレクリエーション施設、教養文化施設、休養施設、集会施設、宿泊施設、交通施設、販売施設等（特定施設）の施設が相当程度整備されることが確実と見込まれる地域であること。

としている。

③整備の進め方

- ①主務大臣（国土庁長官、農林水産大臣、通商産業大臣、運輸大臣、建設大臣及び自治大臣）は、整備に関する基本的な事項、対象地域の設定等について、都道府県知事の作成する基本構想のための指針となる基本方針を定める。
- ②都道府県知事は、主務大臣の定めた基本方針に基づき、特定地域についてその区域、整備の方針、重点整備地区の区域及び区域ごとの整備の方針、特定施設の種類及び位置等公共施設の整備の方針、産業の振興・土地の確保に関連した農用地の整備、自然環境及び農林業等との調和等について基本構想を定め、主務大臣の承認を申請する。
- ③主務大臣は、都道府県知事が定めた基本構想が地域要件に適合するものであること、基本

方針に適合するものであること、総合保養地域の整備が当該地域及び周辺地域に対し適切な経済的効果を及ぼすものであること等の要件に該当するときはこれを承認する。

④都道府県知事は、基本構想に基づいて特定地域の計画的な整備が図られるよう努める。

⑤民間事業者は、基本構想に基づいて事業を実施する。

④支援措置

基本構想に基づいて実施される地域の整備は、民間事業者の能力の活用を重点を置いて行うこととしており、このための支援措置として⑦課税の特例、①資金の確保、②公共施設の整備、③地方債の特例、④各種規制法による処分についての配慮等について定めている。

⑦課税の特例措置

課税の特例措置としては、承認基本構想に基づいて重点整備地区内に設置される特定施設のうち、総合保養地域において特に重要な構成要素となる施設で、国民が多様な活動を行うために必要不可欠な施設であるスポーツ、レクリエーション施設、教養文化施設、休養施設、集会施設であって民間事業者が設置するもののうち一定の規模以上等のものについて、法人税の課税において特別償却を認め、資金の回収の加速化を図ることにより施設の整備を促進することとしている。

また、同施設を対象に、地方税として不動産取得税及び固定資産税の不均一課税を、さらに特別土地保有税及び事業所税の非課税又は軽減措置を講ずることにより、特定民間施設の整備の負担を軽減することとしている。

①資金の確保

資金の確保の措置としては、承認基本構想に基づいて重点整備地区内で設置されるスポーツ、レクリエーション施設、教養文化施設、休養施設、集会施設、宿泊施設、交通施設、販売施設、熱供給施設、食品供給施設、汚水共同処理施設その他滞在者の利便の増進に資する施設であって、民間事業者が新築又は増改築を行う施設を対象に、日本開発銀行及び北海道東北開発公庫による融資が制度化されている。

・日本開発銀行

地方開発枠 1,100億円の内数

表-3 特例措置の概要

	特例措置	措置内容	対象資産等	減免が行われる時期
国 税	特別償却	初年度13%	建物及びその附属設備並びに構築物	<ul style="list-style-type: none"> 昭和64年3月31日までに承認された基本構想に基づくものであること 承認以降5ヶ年以内に事業の用に供したものであること 初年度以降
地 方 税	<ul style="list-style-type: none"> 不動産取得税 固定資産税 	不均一課税	<ul style="list-style-type: none"> 家屋若しくはその敷地である土地 家屋若しくは構築物若しくはその敷地である土地 家屋又は構築物の敷地である土地 	<ul style="list-style-type: none"> 取得時点 取得後3ヶ年間 昭和64年3月31日までに承認された基本構想に基づくものであること 承認以降5ヶ年以内に取得された土地であること 取得後1年以内に家屋及び建築物の建設に着手したものであること 取得時点
	特別土地保有税			
	<ul style="list-style-type: none"> 新增設に係る事業所税 事業に係る事業所税 	<ul style="list-style-type: none"> 非課税(事業所床面積) 1/2軽減(事業所床面積) 	<ul style="list-style-type: none"> 特定民間施設に係る事業者が行う事業 	<ul style="list-style-type: none"> 昭和64年3月31日までに承認された基本構想に基づくものであること 承認以降5ヶ年以内に事業を行ったものであること 新設後5ヶ年

その他枠 260 〃
 金利 特利(4)4.7%
 ・北海道東北開発公庫
 特利枠 1,350億円の内数
 金利 特利(4)4.7%

なお、税制特例措置及び資金確保のいずれにおいても、会員制であるもの等の非公開型の施設並びに風俗営業等の娯楽色の強い施設については、その対象から除外することとしている。

⑦公共施設の整備

総合保養地域の整備は、基本的には民間事業者が中心になって行うべきものであるが、民間部門では整備が難しい公共性の高い施設については、公共部門が主体的に整備することが求められる。

特に、総合保養地域は、自然環境には恵まれているものの公共施設の整備の立ち遅れた

地方において行われることが多いと想定され、公共施設の整備が重要な役割を担うと考えられる。

このため、道路、公園、緑地、広場、下水道、飛行場その他必要な公共施設について、国及び地方公共団体は、その整備の促進に努めることとしており、農林水産省関連では農道、集落道、農村公園、農村広場等も必要な限りにおいてその整備を位置付けていく必要があると考える。

⑧地方債の特例措置

総合保養地域の整備にあたっては、地域の自然的・社会的・経済的条件を活かし、地域性豊かな個性あふれる地域づくりを進めていくことが重要である。このため、地方公共団体は、基本構想に基づいて民間事業者が整備する特定施設について、必要と認めるものに対し出資、補助等の助成ができるとされ、そ

の助成経費について地方債で賄うことができ新たな制度が設けられている。

さらに、上記のうちの中核的施設及び地方公共団体が行う基本構想を達成するために行う施設の整備に要する経費について、過疎債、辺地債、総合整備債の許可にあたっては、特別の配慮をすることとしている。

④各種規制法による処分についての配慮等

総合保養地域の整備に際して関係する主な規制措置は、農地法に基づく農地転用許可、農振法や都市計画法等に基づく用途規制、森林法に基づく保安林の解除、森地開発許可、さらには自然公園法に基づく施設の承認、届出等がある。

これらの法律は、それぞれの目的をもって適切に運用されているものであるが、基本構想に基づく特定民間施設の整備の促進を図るため、農地法や農振法については、テクノポリス法及び農村工業導入促進法における手続きを準用して行うことを検討している。また、基本構想に基づいて事前に特定施設の位置、規模等について、農業上の土地利用との調整を行ったものについては、一定の簡便な取扱いをすることを考えている。

また、森林法に基づく保安林の指定、解除、自然公園法に基づく措置については、従来のルールに従って、それぞれの処分が行われることになる。

なお、国有林野の貸付けや使用許可については、森林空間総合利用整備事業の中で従来の考えを一步進めて、民間事業者の活用にも積極的に対応する方式を打ち出しており、この枠組みの中で推進することとしている。

また、漁港については、従来、地方公共団

体、漁協等に限られていた水域、土地の利用について、漁協を含めた第3セクターの実施する遊漁船の係留施設、マリンセンター等の設置に新たな道を開いている。

3. 農林水産省の取組み

①農政における位置付け

農林水産省は、本法の立案段階より積極的に参画してきたが、これは従来から都市と農山村の交流に関する各種の事業を実施してきた実績の他、近年の農業をとりまく厳しい内外の諸情勢に対応するためには、都市住民等の希求に応えつつ、農産物の消費の拡大を通じた農業の振興、1.5次産業の振興、農山村における新たな就業機会の確保等を通じて、農業構造の改善を一層進めるとともに、農業農山村とのふれあい等を通じてその役割について広く国民の理解を深めていくことが増々重要となっており、これに応える手段として本法への積極的な係わりが必要と判断したためである。

従って、本法の運用にあたっては、単なるリゾート関連施設への農地等の提供、土地利用の調整のみに終わるものであってはならない。農業部門が基本構想作りに積極的に参加し、農業を活用したリゾート施設の整備、農産物等の販路の拡大、新たな農産加工物の開発、リゾート施設への農家の就業等、農業、農家、農山村に対する経済効果が確実に得られるよう構想に玉込めを行うとともに、これを支援する農業基盤整備事業を総合保養地域の整備に際して積極的に位置付けていくことが重要である。

②先進地の事例

現在まで各地で農林水産業と観光を結びつけ成果を上げている例がいくつか見られ、総合保養地

表-4

		全体面積 (ha)	植栽面積 (ha)	植栽年次	植栽本数 (本)
梨 団 地	梨	40.2	26.0	S51年～53年	9,470
	ぶどう (試験栽培)		1.5	S54年	910
ぶ ど う 団 地		120.6	56.0	S55年～58年	36,600
農 業 公 園		31.0	4.4	S58年	2,900
計		191.8	梨 26.0 ぶどう 61.9		梨 9,470 ぶどう 40,410

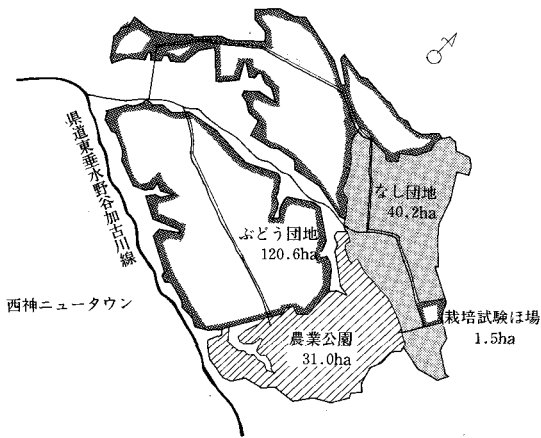


図-5 農業公園の配置

域の整備のあり方のヒントとなるものと考えられるのでその内容を紹介します。

【⑦神戸ワイン・農業公園】

i 概要

農業公園の計画は、国営東播用水事業の関連事業として国営農用地開発事業が計画されたのを契機として計画されたもので、大規模果樹団地にワイン専用ブドウ及びなしを省力的に栽培し、隣接地に造成した農業公園内にワイン工場を設置して、高品質な神戸ワインを醸造することを第一義的な目的とし、これに観光的要素を組み入れ調和させることによって、総合的に地域経済効果を高めているものである。

農業公園内には、神戸ワインの生産機能に加え、農業者の研修、学童の野外教育及び都市住民が農業体験を実践することができる施設並びに市民が憩い安らぐ場としての施設の整備が行われている。

表-5 農業公園計画

施設整備内容		ゾーン設定					
神戸ワイン生産機能	・ワイン醸造施設 (1)工場館(1,172㎡) (2)熟成館(1,367㎡) (3)製品館(1,152㎡) (4)屋外作業場(5,000㎡) (5)高級ワインブドウ畑(44,000㎡)	センターゾーン 2.5ha	<ul style="list-style-type: none"> ・ワイン醸造施設、本館・研修館、農業体験実習館、レストラン・ホテル館等の施設をまとめて、ロの字型に配置した農業公園のシンボルとなるゾーン ・カベルネソービニヨン、リースリング、シャルドンネ、セミヨン等の高級ワインブドウ試験栽培果樹園 ・学童及び都市住民の体験農場及び花木、果実の栽培試験場 				
	農業者研修・農業体験機能	(6)本館・研修館(1,325㎡) ・農業体験農場 (7)管理棟(3棟 891㎡) (8)温室(4棟 500㎡) (9)農園(13,000㎡) (10)炭焼場(1,200㎡) (11)農業体験実習館(1,547㎡) (12)民具農具展示館(2棟 161㎡) (13)しいたけ館(1棟 375㎡)		果樹ゾーン 4.4ha			
		一般市民レクリエーション機能		(14)レストラン・ホテル館(1,617㎡) (15)回廊、中央広場(3,086㎡) (16)エントランス広場(3,000㎡) (17)野外バーベキュー広場(4,600㎡) (18)多目的広場(11,000㎡) (19)芝生広場(16,500㎡) ・散策路、花木、果樹等 (20)陶芸館・ノホリガマ(404㎡) (21)展望台(362.5㎡) (22)野外ステージ(245㎡) (23)ミニ牧場(400㎡) (24)サボテン温室(1棟 113㎡) (25)ちびっ子広場(460㎡) (26)プール(1,200㎡) (27)バードゲージ(600㎡)	農園ゾーン 2.1ha		
				その他	(28)駐車場(17,000㎡) (29)料金ゲート(進入道路中央付近) ・調整地	緑地ゾーン 19.6ha	<ul style="list-style-type: none"> ・散策路を巡る自然緑地、運動広場、芝生広場、将来施設のための保留地、各種花木、果樹の栽培地
					センターゾーン 2.5ha	周辺緑地 13.2ha	
広場 5.3ha							
果樹ゾーン 4.4ha			樹林 1.1ha				
農園ゾーン 2.1ha			駐車場 1.7ha	<ul style="list-style-type: none"> ・バス、自家用車、タクシー、自転車の収容 ・洪水防止のための防災施設 			
調整地 0.7ha							

ii 目的

- 東播用水関連農用地開発事業の推進
- 都市近郊農業の新展開（都市近郊農業の拠点づくりと農工複合経営の導入による付加価値及び就業機会の増大）
- 学童及び都市住民の農業体験と憩いと安らぎの場の提供
- 神戸ビーフと神戸ワインの組合せによる地場産業の育成
- 新しい観光資源の開発（ぶどう畑とワイン城）

iii 位置

神戸市西区押部谷町高知

iv 全体計画

表-4, 図-5を参照。

v 事業主体

- 農用地開発事業 東播用水農業水利事業所
- 果樹団地経営 5法人 39戸
- 農業公園 神戸市

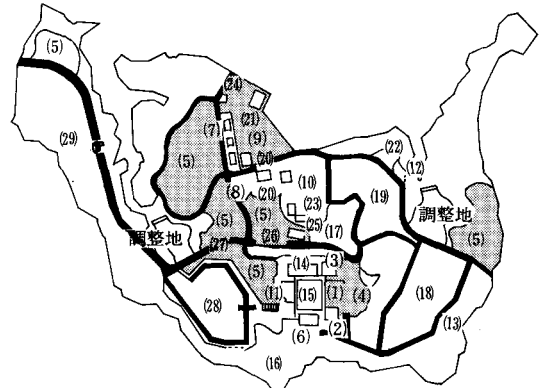


図-6 施設配置図

- ワイン製造 (財)神戸市園芸振興基金協会

vi 入園料等

- 大人 400円, 小人 200円バーベキューセット 1500円~2500円

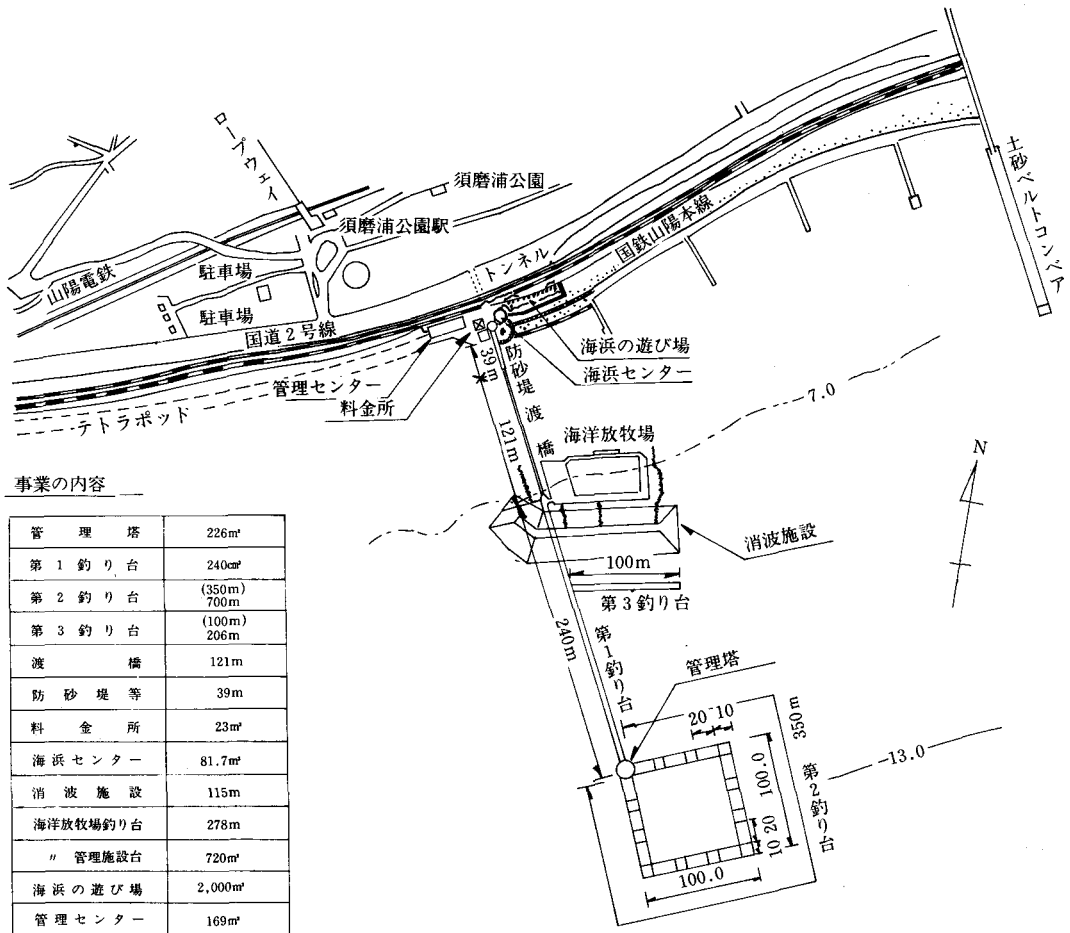


図-7 須磨海づり公園開発図

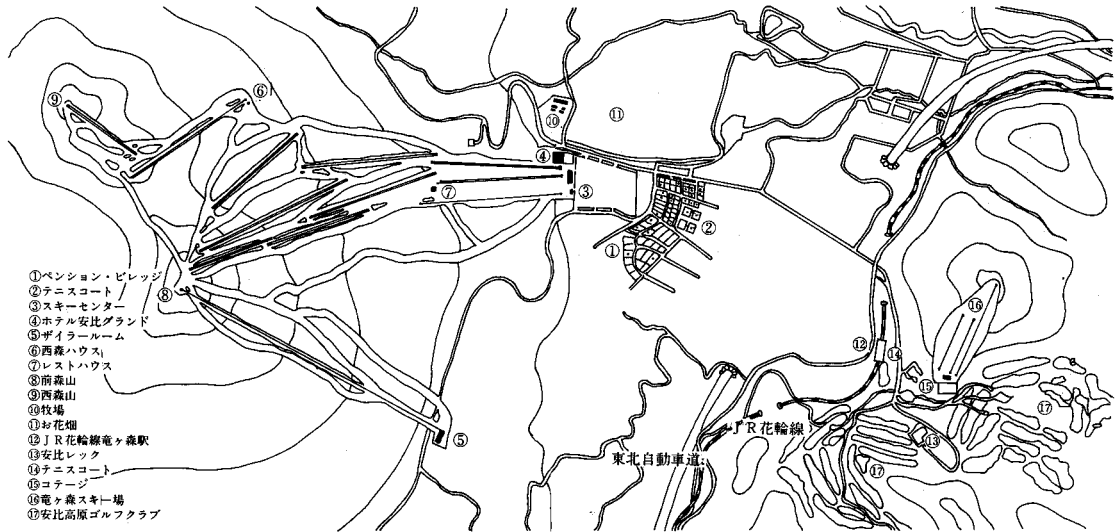


図-8 安比高原開発構想図

・昭和59年10月開園から昭和61年までの入園者
100万人

【④神戸市須磨海づり公園】

i 概要

近年の釣り人口の急速な増加に対処し、漁業者と遊漁者との調和と、漁業と遊漁の健全な発展を図るため、海を守り、水産資源の培養を行いつつ、自然条件の恵まれた中で、秩序正しく、安全で快適な釣りができるよう、釣り愛好者とその家族のために、海洋レクリエーション施設の一環として設置したものである。

ii 目的

- ・水産資源の培養を図る。
- ・市民に安全で快適な釣り場と海上での憩の場を提供する。
- ・釣り愛好家と漁業者のトラブルの解消を図る。

iii 位置

・神戸市須磨浦公園沖

iv 全体計画

図-7を参照。

v 事業主体等

- ・事業主体 神戸市
- ・管理 (財)神戸市海浜管理協会

vi 入園料等

- ・基本釣料 大人1,200円, 小人700円
- ・昭和61年度入園者 16万人

【⑤安比総合開発】

i 概要

安比総合開発は、雄大な自然環境を生かし、大規模なレクリエーション基地を整備しようとする林野庁の「総合森林レクリエーションエリア整備事業」の一環として事業計画が策定されたもので、(株)クルリト、北海道東北開発公庫、安代町、松尾村等官民17団体よりなる第3セクターでスキー場を中心とした整備が行われている。

ii 位置

・岩手県二戸郡安代町及び松尾村

iii 全体計画

表-6 地元雇用状況

年度	安代町	松尾村	合計
56	45人	20人	65人
57	50	25	75
58	93	26	119
59	106	44	150
60	107	53	160
61	130	70	200

表-7 安代町出稼者推移

度年	男	女	計	指数 45年度=100
45	657	49	706	100
50	639	64	703	100
55	501	47	548	78
60	402	38	440	62

表一8 安比高原スキー場の経済波及効果（試算）

単価：百万円

	年 度	スキー場開設に伴う地元収入						合 計
		55	56	57	58	59	60	
町 村 税 (当社→町村)		—	12	21	25	30	36	124
従業員給与 (当社→地元)		—	22	40	60	80	110	312
宿 泊 代 (スキー客→民宿・ペンション)		—	5	39	150	250	352	796
飲 食 代 (スキー客→地元テナント・食堂売上)		—	—	12	50	80	150	292
原材料商品仕入代金 (当社→地元)		—	—	3	5	7	10	25
設備投資代金 (当社→地元・下請)		—	174	135	160	160	160	789
用 地 代 (当社→地元・地主)		460	—	21	103	28	23	635
合 計		460	213	271	553	635	841	2,973

安代町・松尾村分

表一9 安比総合開発計画推進にともなう波及効果の具体的事例

	事業主体	開始	事業内容
安代漆器センター発足	安代町	58年4月設立	安比塗の商品開発
喫茶店、レストラン経営	Uターンの女性 他	58年開業	
(株) 安 比 設 立	地元の青年	58年設立	土産品開発
ラベンター商品化	星沢地区の主婦	59年商品化	土産品開発
(株) あしろ工房設立	民間個人	59年12月設立	手づくり家具、製造販売
温 泉 開 発	安代町・当社	60年試掘開始	温泉の多目的利用
七時兩山麓観光開発計画	安代町・民間未定	61年計画立案	スキー場観光牧場

国有林2,000ha、民有林500haの中でスキー場を中心としたレクリエーション施設の整備を行っており、ゲレンデ150ha、リフト18基、ホテル240室、ペンション11棟等が設置され、さらに、周辺の自然景観を利用した観光牧場、お花畑、自然観察林、キャンプ場等の夏場の利用のための施設の整備も進んでいる。

iv 事業主体

官民17団体からなる第3セクター

v 地域に与える経済的効果

安比高原スキー場の入込者数は61年度67万人となっており、これの総売上高は18億6千万円に達

しており、その地域開発効果をみると、スキー場建設投資、スキー場雇用による賃金、スキー客の宿泊、飲食収入などによる1次収入の増加がみられる。

また、地域社会あるいは住民生活との関連でみると、地域産業おこし、商店街振興、過疎化の歯止め、レクリエーション施設の充実、町財政の改善に寄与する一方、住民の所得の増大、郷土意識の変革、出稼減少等がみられ、スキー場の発展とともにこれらの効果も広がっている。

4. おわりに

総合保養地域法の成立以来、リゾート地域開発ブームに一層の拍車がかかっており、現在東京都を除く46道府県より70を超える地域より整備の要望がでてきている。

一般経済情勢が厳しく工業開発による地方の活性化が困難な状況にある中であって、地方整備の目玉として本法への期待の大きさは理解できるものであるが、リゾート整備を通じた地域の発展は、需要を引きつける魅力をいかに設定するか、農林業を始めとする地場産業の振興にいかに関結びつけ

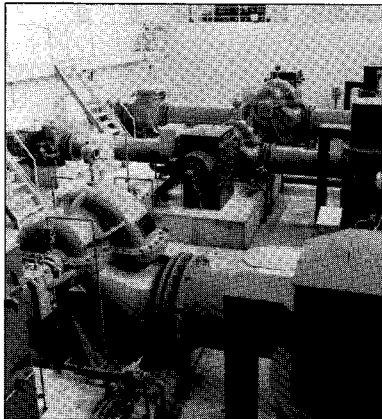
るか、地域住民等の参加がいかに関得られるか、多額な初期投資にいかにして耐えるか等種々な課題をかかえている。従って、相当綿密な調査に基づいた計画の策定が求められ、農山村地域の整備を担当してきた農業土木技者等の経験を十分生かし、計画への積極的な参加が求められるものである。

参考文献

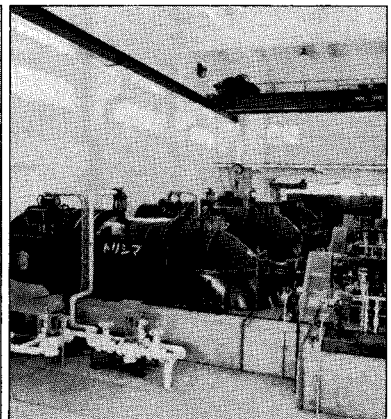
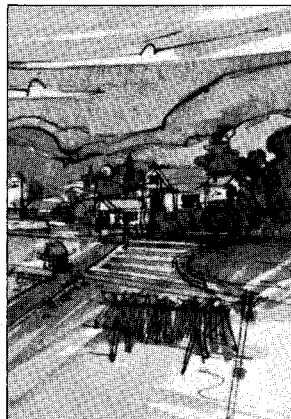
神戸ワイン・農業公園 神戸市農政局編
神戸市立海づり公園 神戸市農政局編
スキー場開発と地域開発効果 太田吉昭
安比総合開発株式会社社会社概要

治水事業に貢献する

トシマポンプ



揚水用両吸込うず巻ポンプ
(農林水産省 関東農政局殿 新宿揚水機場)



排水用横軸軸流ポンプ
(千葉県殿 新堀川排水機場)

株式会社 西島製作所

本社 大阪府高槻市宮田町一丁目1番8号
工場 ☎ 0726-95-0551 (大代)

営業所：大阪・東京・名古屋・福岡・札幌
仙台・広島・高松・那覇・横浜
出張所：佐賀・宇部・和歌山・新潟

農道空港構想について

山下 正* 中尾 誠 司*

目 次

1. はじめに……………	81	4. 農道離着陸場に関する調査について……………	87
2. 農林水産分野における航空機の利用……………	81	5. 最近の状況と今後の方向……………	88
3. 農道離着陸場（農道空港）の概要……………	82	6. おわりに……………	90

1. はじめに

今年の夏は、記録的な酷暑で夏バテ解消にうなぎのかば焼が飛ぶように売れたそうである。うなぎの国内消費量は、年間約8万トン、その約半分が輸入もので、うち4～5割が生きたまま空輸され、その量は年々大幅に増加しているという。ピーク時には貨物専用のジャンボ機が台湾等と成田を何度も往復するそうである。当然、私の口にも外国産のうなぎが入ったものと思われるが、かば焼になっているせいか区別はつかない。また、区別がつくという御意見も聞いていない。航空貨物量の激増は、日本の農林水産業に脅威となっているのであろうか。

一方、サクランボについても、今年はアメリカ産の輸入量を大幅に増やしたそうである。私も試しに賞味してみたが、どれも採取時につくのか傷だらけであるうえに、味の方も今一步の感があった。これに比べ国内産で空輸されてきたものは、味、形ともに申し分がなかった。案の定、国内産の売れ行きは好調であったが、アメリカ産のものは、全く不調で海へ捨てたり、商社は米国側に対し損害賠償を要求したり、さらには米国の農産物輸出の姿勢を問うとの議論に発展しつつあるとのことである。日本の農林水産業もまだまだ、たくましい一面があると内心ほくそえんでいる。事実、高級果実等は、51～60年の間に約3倍も輸出量が伸びてきている。高品質な農林水産物は、国際競争力もあり、今後、貿易の自由化が進行しても充分耐えることができるのではなからうか。

いずれにしても、新鮮で高品質な食料品ニーズに応える為には、農林水産物の輸送の高速化が最

も効果的であると考えられる。その為、現在、一つ的手段として農林水産物の流通の合理化、農作業の効率化等を目的とした農道離着陸場（農道空港）が検討されている。これは、高速交通体系から取り残された地域等においてフライト農業等を可能とならしめるものであり、農業・農村の発展に大いに貢献するものと思われる。

なお、今度策定された第四次全国総合開発計画の中に、農業離着陸場について『従来からの大量流通に加え航空機を利用した農産物輸送等今後増加する少量多品目流通にも適した生産流通体制の整備を進める。』及び『小型航空機の発着が可能な農道離着陸場の整備に関するフェージビリティ等について調査を進め、その結果を踏まえて実用化を図る。』と明記されており、農道離着陸場の発展が大いに期待されている。

2. 農林水産分野における航空機の利用

(1) 生鮮食料品等の空輸の概要

飽食の時代を反映し、食料品は、高鮮度、高品質のものが求められており、高速かつ低振動の特質を持つ航空機を利用した生鮮食料品等の輸送は、著しく増大している。

昭和60年度の国内航空貨物の全量は46.9万トンであり、そのうち生鮮食料品は15.4万トンと全体の32.8%を占めている。なお、この他に混載貨物（全体の50%弱を占める）の中にも若干の生鮮食料品は含まれており、実質的に生鮮食料品は全体の約40%にのぼっているものと考えられている。また、地域別の生鮮食料品の空輸状況については、例えば、千歳空港発の航空貨物の約90%が生鮮食料品であり、また、沖縄から出荷される花きの約8割が空輸されている状況である。（表一1）

* 構造改善局建設部開発課

表一 航空貨物に占める生鮮食料品の割合

	60年度	シェア
生 鮮 食 料 品	15.4万ton	32.8%
混載貨物・その他	31.5	67.2
計	46.9	100%

なお、近年の航空貨物輸送量の伸びが航空旅客輸送量の伸びを大きく上まっているのは、このような地方から都市向けの生鮮食料品の輸送量が著しく増大していることによるとされている。

(2) 農林業における航空機の利用

現在、我が国のヘリコプターを保有している事業会社は21社に達しているが、その保有機数は約460機となっている。これは世界では、アメリカ、カナダに次いで3位の地位にある。ヘリコプターの活動分野は、物資輸送、薬剤散布、旅客輸送等その範囲は非常に広いが、その代表的な分野が農林業部門であり、飛行時間で見ると薬剤散布が全体の41%という高い割合を占めている。農林業における航空機の具体的な用途は、水稻に対する病虫害（いもち病、ウンカ、ヨコバイ、カメムシ等）の駆除、野鼠及びダニの駆除、松くい虫防除、肥料散布、播種等である。なお、水稻の航空湛水土中直播栽培及び林業における簡易緑化基礎工については技術的に確立し、62年度から実用化することになっている。

また、農林業における航空機利用の推移を見ると年々色濃く増大しており、昭和40年に937千haであったものが、昭和60年には4,686千haに達している。水稻では、昭和40年に延面積833千haであったものが、昭和60年には、1,611(実面積668)千haに達しており、全水田面積の約30%に及んでいる。

3. 農道離着陸場（農道空港）の概要

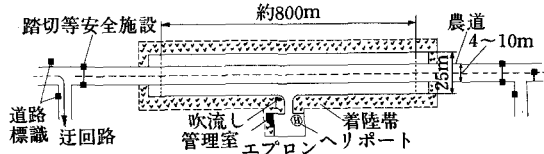
(1) 農道空港の定義

農道離着陸場（農道空港）の定義は、まだ定まってはいるが、農業離着陸場調査計画実施要綱・要領等から「農林水産物の高速輸送、農作業の効率化等を目的とする航空機の離着陸のための施設で、農道を利用して設置されるもの。」と推察される。

(2) 施設内容及び規模

施設の内容は、基本施設（滑走路、エプロン等）、

航空保安施設（照明施設、気象施設等）、貨物取扱施設等に分類されるが、その構造は第3種空港に準拠する。規模は、2～5t程度の貨物が塔載可能な機種が離着陸できる800m×25m程度の滑走路とする。（図一）



図一 農道離着陸場（農道空港）模式図
（両側拡幅タイプ）

1) 基本施設

- ①滑走路 800m×25m程度
（舗装は道路と同程度）
- ②着陸帯 960m×60m程度
（滑走路のまわりの平地を利用し、舗装の必要はない。）

- ③誘導路
- ④エプロン（ヘリポートを兼ねる）
- ⑤駐車場

2) 航空保安施設

- ①無線施設 ②照明施設 ③管理室
- ④気象施設（吹流し等）

3) 貨物取扱施設（管理室と併用する）

4) 航空機に対するサービス施設（整備施設、給油施設等、必要があれば設ける）

5) 踏切等安全施設（人、自動車の侵入防止）

(3) 立地条件

農道空港の立地条件はおおむね次のとおりである。

1) 地象条件

①平坦地の確保

平野部においては高低差100m以内の広がり約1km²程度確保できるか否か、また山岳地帯では幅50～100m、長さ1kmのほぼ平坦な尾根が存在するか否かを一応の目安とする。


②空域の確保

周辺に障害となるような山や高圧線、訓練空域、制限空域、航空路等が存在するか否かをチェックし、制限表面を確保する。

2) 気象条件

風向、風速、雨量、雲量等に関する調査を行い

表-2

		舗 装	雑 工	工事計(百万円)
工事単価		@6,000円/m ² 舗装構造  CBR=6(中程度)	雑工 @500円/m ² (準備工、撤去工、フェンス等)	
ケ ー ス I	面積	(滑走路、誘導路、エプロン) 20,780m ²	(用地造成面積-舗装面積) 34,125m ²	
	工事費	124百万円	17百万円	141百万円

(近傍地点の公共機関による1年間のデータでよい)利用可能日数,安全性等を確認する必要がある。

3) 土地利用条件

一般空港の条件としては,都市的利用のなされているところ(住宅用地,商業用地,工業用地,道路,公園等),農地,河川,湖沼,文化財埋蔵地点等を避ける必要があるとされているが,農道空港の場合は,農道,農地を利用して建設できるメリットがある。

(4) 整備費用

一般に空港建設に掛る費用項目は以下のように分類することができる。

- 1) 用地費
- 2) 造成工事費
 - ・切盛工事
 - ・特殊工事(海岸,湖沼等の埋め立て工事,護岸工事,軟弱地盤等特殊地盤工事等)
- 3) 空港整備工事
- 4) その他の工事
 - ・取付道路工事
 - ・各種補償工事
 - ・河川等付替工事等

これらの各費用の中で,用地費,造成工事費,その他工事費については,地域差が大きいため一般化することは困難である。このため,これらの各費用項目は今回の標準的農道空港建設費用の推計からは基本的に除外することとした。しかしながら,一般の空港建設は,前述の如く都市的土地利用がなされている所(住宅用地,商業用地,工業用地等),農地,河川・湖沼,文化財埋蔵地点等を避ける必要があり,山地及び海岸等非常に造

成工事費等が増大するケースが多いが,農道空港はこれらの各費用項目はほとんど問題とならない程度であると考えられる。したがって,農道空港の整備費用は,空港整備工事費のみについて検討する。

空港整備工事費は,基本施設,航空保安施設及び貨物取扱・サービス施設の工事費に分かれるが以下,これらについて検討する。

1) 基本施設

滑走路(農道分は除く),誘導路,エプロンの舗装に要する費用,及び雑工(準備工,撤去工,フェンス等)に要する費用の2つに大別できる。それぞれ該当面積に単価を乗じて算定すると表-2の通りとなる。

2) 航空保安施設

航空保安施設は,無線施設,照明施設,気象施設等であるが,気象施設については吹流し等低価格のため,無線施設については,とりあえずカンパニー無線で対応できるため省略することとし,照明施設のみ算定することとした。

表-3

	施 設	費 用 (百万円)
照 明 施 設	VASIS (2バー式一式)	40
	滑走路末端灯一式	12
	計	52

3) 貨物取扱・サービス施設

ターミナルビルの費用である。算定結果は表-4の通りである。

表一4

ターミナルビル	
工事単価	建屋 150,000円/㎡
	衛生設備 12,000
	空調設備 35,000
	電気設備 25,000
	雑費 5,000
	計 @227,000円/㎡
面積	200㎡
費用	45百万円

以上により、農道空港の空港整備工事費は、238百万円となる。これに、用地費、造成工事費、その他工事費、踏切等安全施設等を加えたものが農道空港の整備費であり、約3～5億円程となると考えられる。

なお、ヘリポートのみについては、8百万円程度と考えられる。

いずれにしても、現在、一般空港として検討されているコンピューター空港の50～数百億円の事業費と比較すると極めて安価である。

なお、農道空港を利用する航空機材としては、800mの滑走路で離着陸が可能であり、2～5t程度の貨物を輸送できる固定翼機及び防除、施肥等を行う回転翼機等が考えられる。

(5) 効果

農道空港の整備は、農業基盤整備事業の一環として農業の振興を図る地域において実施し、基幹農道から末端耕作道までの農道網の中に有機的、一体的に農道空港を整備することにより、高生産性農業を促進し、農業の近代化を図るとともに、農村環境の改善に資する等、農道の整備と同様の効果を持つものである。農道空港の主な効果としては次のようなものがある。

1) 流通の合理化

高鮮度、高品質を要求する生鮮食料品、花き等の流通。なお、農道空港を利用した夜間飛行による輸送も期待されている。

〔特質〕

- ①輸送時間が大幅に短縮される。
- ②遠隔地への短時間輸送ができる。
- ③様々な目的に応じたコンテナがある。
- ④輸送中の振動が小さく荷傷みがほとんどない。

⑤どのような量にも対応でき少量の貨物にも適する。

⑥簡単な梱包ですますことができる。

⑦輸送の定時性が高くなる。

⑧空輸シールの貼付などにより商品イメージが高まる。

〔利点〕

イ 日持ちのしないものも、鮮度、品質を維持した状態で運ぶことができる。……①③④

ロ 市場に出荷する場合、従来より収穫時間を遅らせることができると同時に市場到着時間は早まる。……①⑦

ハイ、ロに加え、空輸商品への信頼感が商品価値を高め、市場競争力の安定強化につながる。……①③④⑦⑧

ニ 量販店、料理店などでは収穫即日販売ができる。……①⑤⑦

ホ 市場や店頭で早く着くぶんだけ販売期間が長くなる。……①

ヘ 遠隔地の未開拓市場への参入が可能になる。……②

ト 小口単位で多市場に同時出荷ができ、販路拡大につながる。……⑤

チ 生産始期で価格が高いとき、トラックチャーター輸送するほどの量のまとまりがなくても市場に出せる。……⑤

リ ハ、チなどから各地域へ端境期出荷を狙える。……②⑤

ヌ 高級活魚の輸送ができる。……①③

2) 農作業の効率化

現在農林航空事業としてヘリコプターを利用しているが、離着陸場は、小学校の校庭、農道等をヘリポートの代用として使用しており、ヘリコプターの徹夜の監視、薬剤等の管理、校庭の汚染、燃料の補給の困難性、メンテナンスの不備等問題が山積みとなっている。我が国にはヘリポートはわずかしがなく、その増設は強く要望されている。

農道空港（ヘリポートのみを含む）は、これらの問題を解決するとともに、ヘリコプターの数分の1の運航費しか要さない固定翼機の導入が期待できることも含め、作物防除、施肥、野ねずみ駆除、松くい虫防除、播種、航空写真による森林管理、融雪促進剤の散布等が推進され、労働生産性を飛躍的に向上させることができる。

3) 土地利用の高度化と農産物の選択的拡大

農道空港を農道網の中に有機的、一体的に整備することにより、生産地から市場までの流通体系が整備され、従来の低利用地や単作地域が有効に活用され、土地利用の高度化を図ることができる。また、消費者ニーズの多様化、高鮮度化、高品質化に対応した市場性の高い農作物の作付が可能となり、農畜産物の選択的拡大を図ることができる。

農道空港は、農村に全く新しい流通手段を導入するものであり、地域の作付体系に大変革をもたらすと考えられる。このことは、水田地帯の場合、畑転を促し、水田農業確立対策の有効な手段となりうる。また、我が国の農業の中で比較的国際競争力のある高級果実等を増産することにより、農産物輸出を伸ばすことに資するものと考えられる。

4) 農道空港と農道網を一体的に整備することによる効果

農道空港と農道網を一体的に整備することは、そのこと自体、社会資本の多用途化であるとともに、空港へのアクセス道路が不要になること等により経済的に有利である。また、農道空港は農業地域に設置するものであるため、地形条件、用途条件等において極めて経済的で有利である。

5) 地域振興による過疎化の防止

農道空港は、農産物等の流通の合理化及び農作業の効率化等農業を目的とした利用のみならず、農道と同様に一般交通を排除するものではないので、農村の生活環境の改善を図るほか、ハイテク産業、レクリエーション産業等民間活力を励起するとともに、イベントの為の広場としての活用等により周辺のリゾート地域化を推進し、地域振興の起爆剤となる重要なものである。これはまた、過疎化の防止にも寄与するものであり、国土の均衡ある発展にもつながるものである。

6) 緊急時の利用

海外では、医療システムの一環として、また、防災の手段として小型機を活用することが一般化しているが、農道空港は、医療、防災等緊急時の利用も可能である。

7) 円高・内需振興対策

農道空港は、それ自体の整備による需要効果のみならず、航空機の輸入拡大、航空産業の育成等、円高・内需振興対策にも資するものであり、貿易

摩擦解消に寄与するものである。

(6) 採算性

航空機で輸送される食料品等は、航空機の利用による輸送費の増分より高鮮度、高品質の保持による付加価値の増分が勝っており、農道空港の採算はとれる。食料品等の輸送は、単位重量当りの単価が高い上に計画的に輸送が可能であり、旅客輸送よりも有利であると考えられる。

1) フライトによる価格上昇

現在、空輸されている青果物及び花きの単価は、1kg当たり数百円から2、3千円程度、魚介類の単価は、2、3千円から1万数千円程度であるが、一般的に空輸品は、陸送品と比べ3～6割程度高い市場価格となっている。次に、一例として、鳥取県が行った青果物輸送実践モデル事業の実績を示す。これは、空陸運賃差額を県が補助することにより、同一市場へ同一農産物を出荷し、空輸品と陸送品の市場価格差を調べたものである。青果物の品目としては一般的なフライト野菜の中では、比較的廉価なものであるが、市場価格差が空陸運賃差額を上まわっており、採算はとれることがわかる。(表-5)

2) 農道空港による採算性の検討

以下、おおまかに、農道空港の採算性の基本的考え方を示す。

①遠距離の為、航空機を利用しないと品質低下が著しく都市部まで輸送できない場合

一般的に、都市部と生産地では、生鮮食料品の価格差が相当存在するが、今、1kg当たり400円の価格差があるものについて検討する。空輸による輸送費増を150円/kg、一回当りの輸送量を4.0tとすると、一回空輸することによる利潤の増加は、

$(400\text{円/kg} - 150\text{円/kg}) \times 4,000\text{kg} = 100\text{万円}$ となる。

②陸送も可能であるが、品質、鮮度の差によって市場価格に差がある場合

一般的に、空輸したものは、陸送したものに比べ約30～60%高い市場価格となるが、今、1kg当り300円の価格差があるものについて検討する。

陸送に比べ、空輸による輸送費増を100円/kg、一回当りの輸送量を4.0tとすると、一回空輸することによる利潤の増加は、

$(300\text{円/kg} - 100\text{円/kg}) \times 4,000\text{kg} = 80\text{万円}$

表一五 青果物航空輸送実践モデル事業の実績

鳥取県（昭和60年4月1日～61年3月31日）

項目 品目	販売金額 (円)	単価(円/kg)		単価差額	空陸運賃差額 (円/kg)
		空輸品	陸送品		
はまぼうふう	207,702	928	500～1,223	428～295	208
らっきょう	2,720,100	378	255	123	72
ブロッコリー	525,100	583	426	157	82
白ねぎ	6,899,360	271	220	51	87
エシャロット	2,581,190	609	486	123	166
中国野菜	786,600	528	309	219	180
計	13,720,110	—	—	—	—

(備考) ○(鳥取県農林水産部)鳥取県経済農業協同組合連合会

○青果物の航空輸送により一定期間出荷販売し、販売体制、商品性、消費性、市場期待量、等を調査

○空輸量 6品目 41t

○空輸時期、回数 延べ175回

となる。

なお、採算性の検討は、農道空港から地方空港経由で定期航空便に積みかえて大都市側へ輸送する場合と、直接大都市側の小空港へ輸送する場合の比較検討を行う必要がある。

(7) 管理及び運航方法等

1) 管理主体及び管理費

農道空港は、農業用の利用を主目的としたものであるため、農道と同様に管理主体及び管理費負担は、原則として、市町村、農業団体及びそれらの連合体または第三セクター等があたるべきである。

2) 運航方法

現在行われている薬剤散布等農作業の場合と同様、運航は航空会社等があたり、フライトプランを運輸省に提出し、許可を得た後、飛行することとなる。

3) 大都市側の受入れ空港の状況

東京周辺には、調布空港、本田空港、大田原空港、竜ヶ崎空港、大西空港、阿見空港、新利根空港が、大阪周辺には八尾空港があるが、これらの空港は、小型機の飛行高度が低いこと等により、管制保安上は問題ない。また、東京周辺の空港の着陸余裕は1日当たり約300回あるなど、農道空港から飛来する航空機に対し大都市側の空港の余裕は当面充分である。むしろ空港管理者は利用料金の増収にもなることから、利用されることを望んでいるようである。なお、飛行機にトラックを横づけすることも可能であり、現在の施設で当分利用可能である。

(8) 他省庁との協議

1) 警察庁

道路交通法は、交通者と住民の安全の確保を目的としたものである。農道の一部を離着陸場として利用することについては、安全施設の設置等安全対策を施せば可能であると考えられる。安全対策については警察庁と協議中であるが、今後具体的に事業化が進む段階で、必要に応じ調整することとなっている。

2) 運輸省

農道空港は、場外離着陸場として位置づけられるもので、航空法上の飛行場ではなく、飛行場外離着陸許可書を運輸大臣に提出して許可を受ければ、航空機の離着陸が可能となる。(航空法79条ただし書、施行規則172条の二)。しかし、立地条件、保安施設等主に安全管理上の見地から運輸省と調整した後、調査、事業等を行うこととなっている。

(参考) 場外離着陸場……航空機の離着陸が可能と認められた広場。

(9) 海外の現状

アメリカでは、例えば稲作の播種、病害虫防除、施肥、除草剤の散布など農業を目的として農道を航空機の離着陸場として利用している。またオーストラリアでも同様に、農道を離着陸場として利用している。一方、スペイン、イタリア、フランス、韓国、タイ、ノルウェー、スウェーデン等では、普段から道路を航空機の離着陸に活用している。

一例としてスペインの航空関係者から聞きとっ

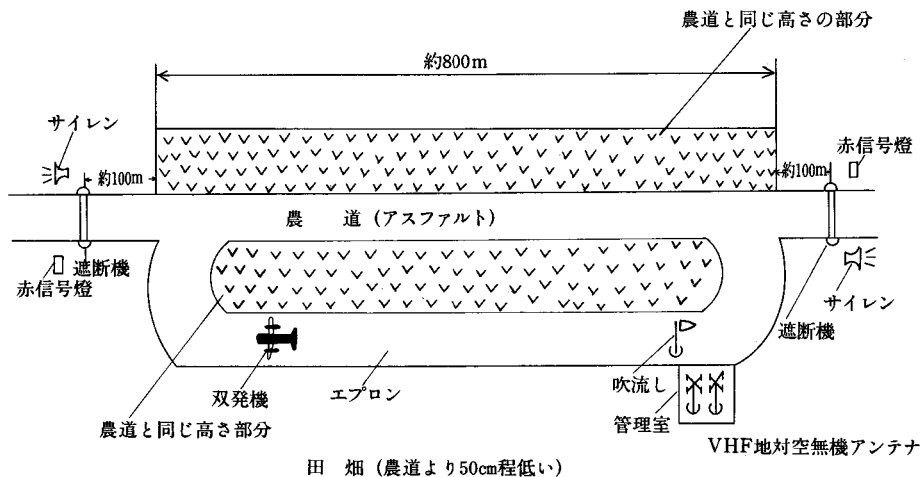


図-2 スペイン農道空港

た農道を活用した離着陸場を示す。(図-2)

なお、航空機の離陸又は着陸の為に道路を遮断する時間は、それぞれ3分程度とのことである。

4. 農道離着陸場に関する調査について

(1) 農道離着陸場調査計画の概要

1) 農道を活用し、航空機の発着も可能な農道離着陸場を整備することは社会資本の多用途化及び投資の効率化に資するとともに、地域の振興に貢献するものと期待されている。

このような点を踏まえ、農道離着陸場の経済的可能性等に関する調査(農道・離着陸場調査計画)を昭和62年度から実施することとなった。62年度の調査によって、農道離着陸場の有効な利用が見込まれ、地域農業の振興、地域社会の活性化に寄与すると認められる地区等については、63年度以降の事業化を検討することとなっている。

2) 昭和62年度は農道離着陸場建設の可能性、航空機利用の経済的可能性等に関する調査を全国で6ヶ所、都道府県が主体となって実施することとしている。

①62年度調査概要

調査名 農道離着陸場調査計画
 調査費 48,000千円(国費24,000千円),
 1地区当り8,000千円(国費4,000千円)
 地区数 6地区(内地4,北海道2)
 補助率 50%
 調査主体 都道府県
 調査期間 1ヶ年
 調査対象 広域営農団地整備計画が策定され

ている地域及びそれに準じる地域

②調査内容

- ア 立地条件等 気象及び地形条件、周辺交通網の状況等について所要の調査を行う。
- イ 経済条件 利用地域及び対象作物を調査し、離着陸場の経済的可能性の検討を行う。
- ウ 管理運営体制 周辺空域の航空機飛行状況、周辺道路の交通状況等を調査し、離着陸場を利用する航空機の安全な運航に資する管理運営体制について検討する。

エ 地区基本計画の策定

3) 昭和62年度調査決定地区及び計画作物

表-6を参照。

表-6 昭和62年度調査決定地区と計画作物

県名	地区名	計画作物
岐阜	飛驒(ヒダ)	完熟トマト、メロン、アスパラ、山菜、淡水魚等
島根	飯石(イイシ)	メロン、イチゴ、ワサビ、西条柿、ヤマメ、花卉等
岡山	笠岡(カサオカ)	モモ、ブドウ、イチジク、ハウレン草、水産物等
大分	豊肥(ホウヒ)	生しいたけ、ウド、カボス、アスパラガス等
北海道	北後志(キタシリベン)	桜桃、トマト、花卉、イチゴ、魚介類等
	十勝西部(トカチセイブ)	花卉、アスパラ、食用ユリ、食用トウモロコシ、野沢菜等

(2) 昭和62年度定住構想推進調査費「定住・交流を推進するための農道離着陸場の多面的活用方策に関する調査」について

1) 調査目的

航空機の発着も可能な農道離着場（農道空港）の検討は、農林水産物の流通の合理化、農作業の効率化等農業の発展に的が絞られており、農道離着陸場が定住・交流を推進し地域振興の旗手となるには、さらに防災、緊急医療等その多面的な活用の可能性を検討することが求められている。これは社会資本の多用途化、投資の合理化につながるものである。

したがって本調査は、このような状況を踏まえ農道離着陸場の多面的活用方策について検討するものである。

2) 調査項目及び内容

- ①地域空港が地域振興に寄与している実態を調査し農道離着陸場の効果を推察する。
- ②農道離着陸場に対する地域住民、有識者の意向把握。
- ③農道離着陸場の多面的活用の可能性及びその経済効果の検討。
- ④農道離着陸場の多面的活用方策の検討。

5. 最近の状況と今後の方向

(1) コミューターをめぐる最近の動き

旅客輸送を目的とするコミューターに関する最近の動きについて述べる。1) 4月、運輸省航空局は、コミューター航空について本格的に研究するため、航空審議会に「地域航空輸送問題小委員会」を設けて、採算性、空港整備、航究保安システムなどの問題を調査・研究することとした。2) 4月29日、大分―松山―広島の一都府三都市を結ぶ「コミューター航空」が運航を開始した。3) 6月18日、運輸、大蔵、自治の三省は、ヘリポート整備促進制度（補助率30%）を新設し、今年度補正予算に2ヶ所を計上することについて合意した。4) 6月30日に閣議決定された四全総の目玉としてコミューターがあげられている。5) 7月6日、運輸省は、アンケート調査により全国40ヶ所でコミューター航空向けの新空港及び全国27ヶ所のヘリポート建設計画が構想されていることを明らかにした。6) 7月12日、運輸省はコミューター専用空港の建設への助成制度（補助率40%）を創設し、63年度予算に、但馬（兵庫県）、西南（高知県）、天草（熊

本県）、枕崎（鹿児島県）の4ヶ所を計上することとして協議中である。

このように、旅客輸送を目的とするコミューターは、採算性の問題が完全に解決していないとはいえ、にわかには活気づいてきており多方面から注目されている。

(2) 農道空港をめぐる最近の動き

農道空港に関する最近の動きについて述べる。

- 1) 6月2日農道離着陸場調査計画地区発表
- 2) 6月25日、構造改善局、地方農政局及び道、県の関係者を集め農道空港研修会を開催、テーマと講師は、次のようである。

①流通の近代化とその問題点…(株)ジャスコ代表取締役副会長 林 信太郎

②地域振興と航空機活用の現状…(株)日本リース理事 花井 孝

③空港及び航空機運航の基礎知識…(社)日本飛行連盟理事長 小林 喜作

④航空貨物輸送の基礎知識…(株)全日空営業本部貨物郵便部貨物課リーダー部長代理 海藤 稔

⑤農林水産業における航空機利用の現状と将来…(社)農林水産航空協会副会長 上田 浩二

3) 6月30日に閣議決定された四全総に、前述の通り、農道離着陸場についての記述がなされた。

4) 7月27日、第1回農道離着陸場計画検討委員会開催。調査地区の概要報告をうけるとともに調査内容、調査日程等について検討された。委員は、次の通り（五十音順）

今井 敏行 農業土木試験場地域計画研究室長

小林 喜作 日本飛行連盟理事長

末松 雄祐 農林水産省構造改善局事業計画課長

杉田 栄司(委員長) (財)日本農業土木総合研究所顧問

津端 修一 前広島大学教授

花井 孝 (株)日本リース理事

三浦 功 (社)流通問題研究協会専務理事

森本 茂俊 農林水産省構造改善局開発課長

昭和62年度予算の成立が5月20日までずれ込んだため、調査の開始が遅れたが、調査に対する期待も強く、最近は順調に作業が進んでいる。

(3) 今後の方向

昭和62年度の「農道離着陸場調査計画」及び「定住・交流を推進するための農道離着陸場の多

面的活用方策に関する調査」の調査状況を踏まえ、農道空港の事業化を昭和63年に要求すべく現在努力しているところである。

農道空港を整備すること自体は、建設費も3～5億円/地区程度とその有用性に照らせば極めて安価であり、大きな問題は見あたらないものと思われる。やはり、最大の課題は、小型航空機を使って広範囲にわたる全く新しい流通事業を如何に効率的に軌道に乗せるかであろう。その為には、事前の十分な計画と準備、組織的な作業のしくみがなければ良い成果は期待できない。

従って、農林水産航空事業と同様に、航空機の取得についても援助するとともに、協会等を設立し、1)農道空港施設、その利用方法等の特殊性に鑑み、実情に即した効率的な施設の整備・利用に関する技術の開発・向上を図る。2)農道空港を利用する、あるいは従事する者に対し、必要にして十分な知識・実施技術・装置等に関する研修及び乗員養成等を行う。3)農道空港の利用は、季節性が強いうえに、航空機の需給が地域によって不均衡であることから、より合理的な利用を期するため、たとえば、全国共同利用体制を確立し、航空機利用の柔軟性を図るとともに、航空会社の保有機だけでは対処できない最多需要期、緊急需要等に対応するため、航空機を全国共同利用団体に保有させる等の方策をとることが必要であり、国とし

ても何らかの援助が必要ではなからうか。ちなみに、航空機の購入費援助については、すでに農林水産航空分野において実施されているが(国費100%)、固定費がほとんど不要となり、空輸費用を大幅に削減することができる。(図-3)なお、固定費とは人件費、減価償却費、航空保険料、停留料及び固定資産税であり、変動費は飛行手当、燃料費、整備費及び空港使用料である。

将来は、農道空港と既存空港を結び、高級果実等国際競争力があり、輸出量が増加しつつある農林水産物の流通を中心に、小口宅配便の動向も考慮しつつ、国内、ひいては全世界に直結するネットワークを形成することもあろう。

また、農道空港は、農道と同様に、一般交通を除外するものではないので、防災・救急医療システム形成、復路の資材輸送、臨空型産業の育成等に役立つほか、その空間を活用し、各種イベント等ソフトな企画を開催するなど、周辺地域を含むリゾートゾーン形成等にも役立つものと思われる。

農道空港の整備量については、1地区当り3億円とした場合、アメリカなみの面積当り密度まで整備するとすれば、600ヶ所、整備費1,800億円、全市町村に1ヶ所ずつ整備すれば、3,300ヶ所、整備費9,900億円となる。いずれにしても、関西国際空港1ヶ所よりも整備費用はかからない計算と

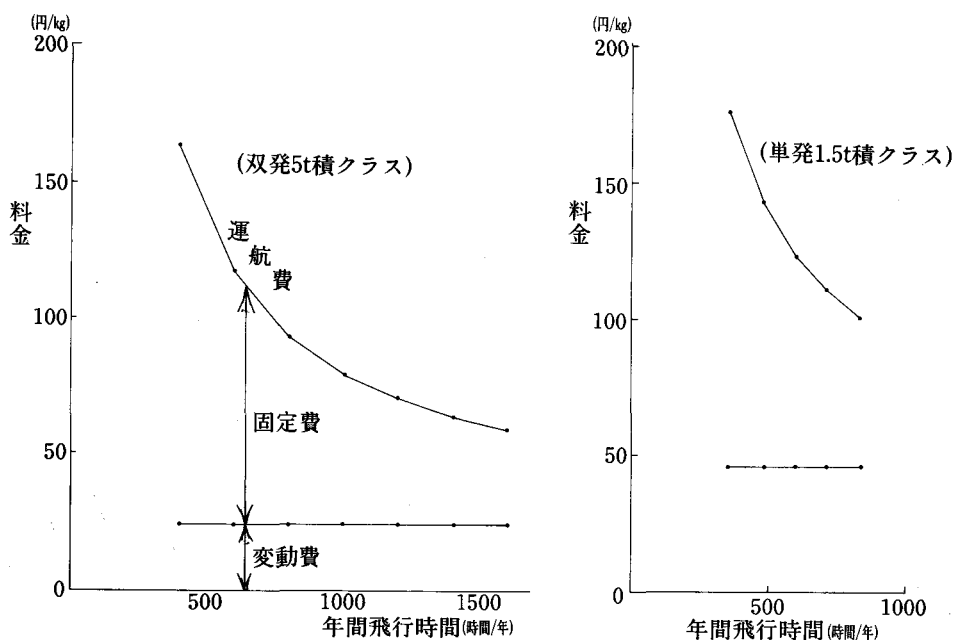


図-3 500km 空輸費用

なる。また、ヘリポートのみについては、1地区
当り800万円とした場合、全市町村に1ヶ所ずつ
整備するとしても、3,300ヶ所、整備費264億円
である。

以上、農道空港は、空の農道網づくりとして地
域振興上大きな効果を与える可能性を持って
おり、今後その飛躍的發展が期待されるものと思
われる。

6. おわりに

去年、農道事業の新規制度を5項目要求した
が、その結果2項目が認められ、62年度より新た
に、特殊改良事業及び農道空港の地区基本計画を
策定する調査計画費が認められた。特殊改良は、
長年にわたり累積的に整備されてきた農道の適切
な機能維持に資する事業であり、具体的には、1)
交通安全施設の整備（道路標識、区画線、照明施
設、防護柵、道路反射鏡、防雪施設、横断歩道橋、
歩道及び自転車道の新設又は改良）2)路面の整備
（オーバーレイ及び既設の砂利道のアスファルト
舗装）等を実施するものであり、昭和62年度の事
業費は約200億円となっている。特にオーバー
レイについては、農道事業永年の夢がようやくかな
ったこととなった。

これに対し、農道空港は、調査計画費4,800万
円が認められたが、金額的には特殊改良と比べ、
わずかである。また、63年度に事業化が実現した
としても1地区当りの事業費が3～5億円程度と
大した事業規模とはならない。しかしながら、農
道空港は1)「流通革命を引き起こすかもしれない」
といわれているように、今までとは全く違っ
た流通形態が発達する可能性がある。2)我々農業
土木技術者にとっても、ソフトを含む新たな部門
へ乗り出す糸口になる可能性がある。等、大きな
意義があるものと考えられる。

従って、運輸省、警察庁、大蔵省等と多方面に
わたる調整が今後とも必要になると思われるが、
昭和63年度に農道空港の事業化を実現したいと考
えている。

なお、昭和62年6月1日農道研究会発行、農道
整備第5号「農道空港・特殊改良」も参考にされ
れば幸いである。

参考文献

1. 昭和61年3月、岡山県農林部フライト農林漁業検
討プロジェクトチーム「フライト農林漁業調査検討
中間報告書」
2. 昭和61年度農林水産航空年報
3. 社団法人 農林水産航空協会「翼を持った農作業」

高水深下で使用するゴムシートの試験法

中 島 賢二郎* 篠 田 健 吾**

目	次
1. まえがき.....	91
2. 合成ゴムシート.....	91
3. 試験機.....	93
4. 試験結果と考察.....	94
5. あとがき.....	98

1. まえがき

合成ゴムシートは従来より溜池等の表面遮水材料として用いられている薄層舗装材料の一種である。これら薄層舗装材料は、その特性上遮水のみを目的とし水圧には、基盤や構造材に対抗するのを原則とする。

しかし、実際の施工においては、アンダードレーンや空気抜き等の施工のため隙をゴムシート等の直下に施工する場合があります。

また、基盤として隙の多い土質に遭遇する場合もある。

さらに、貯水池内の各種構造物として、コンクリートが施工され、これらとゴムシート等が直接接する場合も多くある。これまで、これらの場合、コンクリートや隙の鋭角部でゴムシートが破断されるものと考え、これらの対策を重点的に行ってきたのが実体である。

しかし、従前より水圧下ではこれら鋭角部より、むしろ凹部でゴムシートが破断されることが指摘されている（参考文献一）。

今回、合成ゴムシートについて、高水圧下での水密性を試験した。試験に当って、新たに試験機を試作し、ある程度、耐水圧性について定量的に把握することができることを確認した。

今回、用いた試験法は、軟質の遮水材料については、かなり広く適用できると考えられるので、ここに報告する。なお、本報告は構造改善局からの依頼研究に関する報告書の一部である。

2. 合成ゴムシート

(1) ゴムの基本的性質

ゴムの弾性はゴムの構成要素に起因する。ゴム

は炭素と水素だけからできている非極の高分子である。従って、ファンデル・ワールスカだけによって高分子が集合している。これに対して繊維は、酸素や窒素を含む極性高分子である、ファンデル・ワールスカのほかにも水素結合が加わって高分子が集合している。これらの中間がプラスチックである。

生ゴムは、分子間力の非常に小さい高分子が、糸まり状に丸まった状態の非結晶性高分子であり、外力によって引き伸ばされ、さらに分子間でずれを起す。外力を除くと、ゴム分子は縮んで元にもどるが、分子間のずれはもとにもどらず、永久変形として残る。生ゴムを加硫（ゴム分子間に硫黄の架橋結合をつくる）すると分子間のずれが防止されて、ゴム分子の糸まり状丸まりの伸縮が有効に活用できる。

この様にゴム弾性は、ゴム分子が一番確率の多い状態、丸まった安定配位をとろうとする傾向に基づいている。エントロピー（無秩序さの度合）の大きい元の安定状態にもどろうとする、エントロピー弾性である。

これに対して金属の弾性は、金属結合の結合角や原子間隔の変化などの原子間位置関係に基づいている。変形によって、各金属原子はエネルギーの低い安定位置から、外れるので、内部エネルギーが増大する。このようにして貯えられたエネルギーを減少することによって、元の状態にもどろうとする。すなわちエネルギー弾性である。

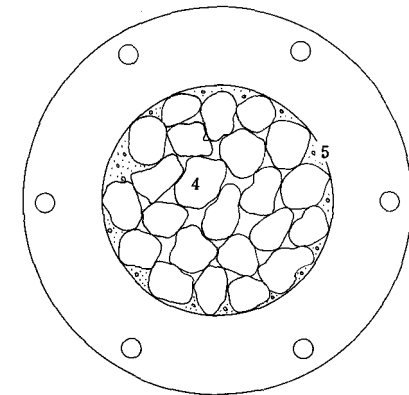
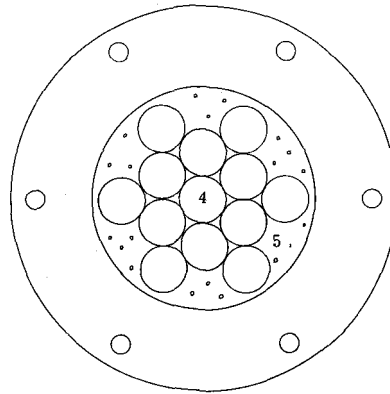
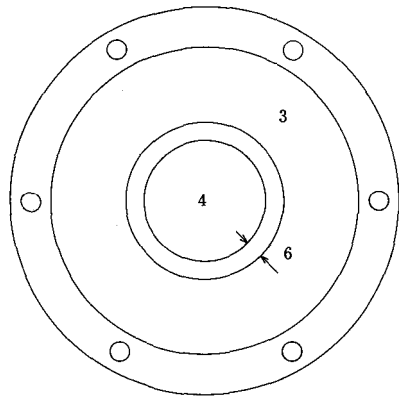
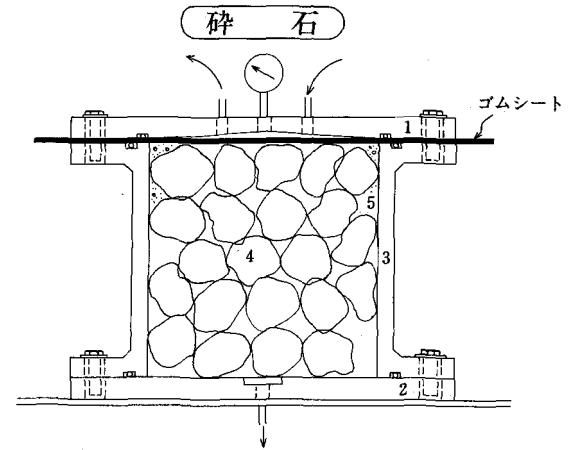
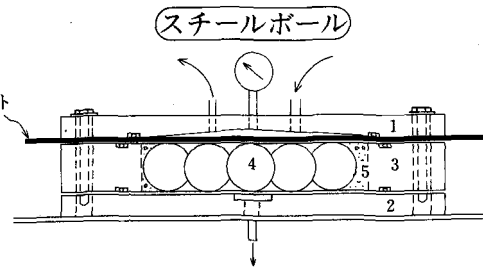
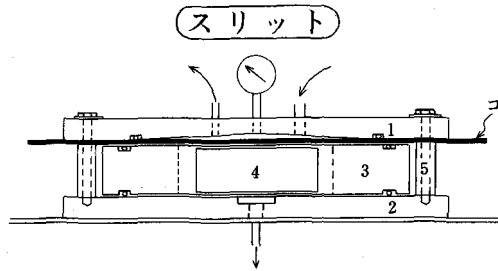
(2) ゴムの有する基本的弱点

○天然ゴムがイソプレンの重合体であり、CとHとだけからできているのと同じく、合成ゴムも原材料はCとHだけからできており、油（CとHからできている）にとけやすい。

○二重結合を多く含んでいるため、酸素、オゾン、

* 東伯農業水利事業所所長（前農業土木試験場構造第二研究室）

** 株式会社ティョク



1. 上板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
2. 底板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
3. 外容器 外径φ200mm×内径φ100mm
厚さ30mm 透明アクリル製
4. 内容器 外径φ98, φ96, φ94, φ92, φ90, φ88
φ84, φ80, φ76mm厚さ30mm鋼製
5. カラー 外径19mm×内径12.5mm×高さ30mm
鋼製
6. スリット幅 $t = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10, 12$ mm

①

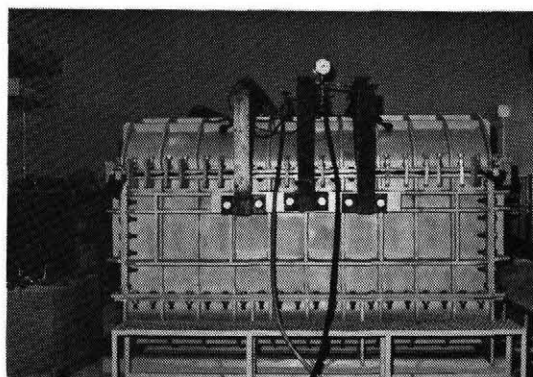
1. 上板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
 2. 底板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
 3. 外容器 外径φ250mm×内径φ150mm 厚さ25mm
鋼製
 4. スチールボール ボール径 = φ43, φ40, φ35, φ30,
φ25, φ20, φ21, φ10, φ8mm
 5. 砂
- 注1) 今回の試験ではスチールボール径φ43~φ8mmを
使用した為、内板は使用せず。

②

1. 上板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
2. 底板 外径φ250mm×厚さ14mm鋼製
3. 容器 内径φ150mm×高さ150mm鋼製
4. 砕石 砕石径 = 40~30, 30~25, 25~20
20~15, 15~10, 10~5mm
5. 砂

③

図-1 耐圧試験機



写真一 遮水シートの接着部の構造
試験用圧力容器

化学薬品などに作用されやすい。

- 二重結合の隣の炭素についている水素は引き抜かれやすい。二重結合の間の炭素—炭素結合は切れやすい。従って、熱や光や薬品に弱くなる。

3. 試験機

(図一)に耐水圧試験機を示す。これらの試験機は次のような構造を有している。

- (1) ゴムシートが接する溝の幅を内側の円板を交換することにより任意に設定することができる。

外側の円筒は透明の亚克力樹脂で作られており、ゴムシートの破断状態を観察することができる。

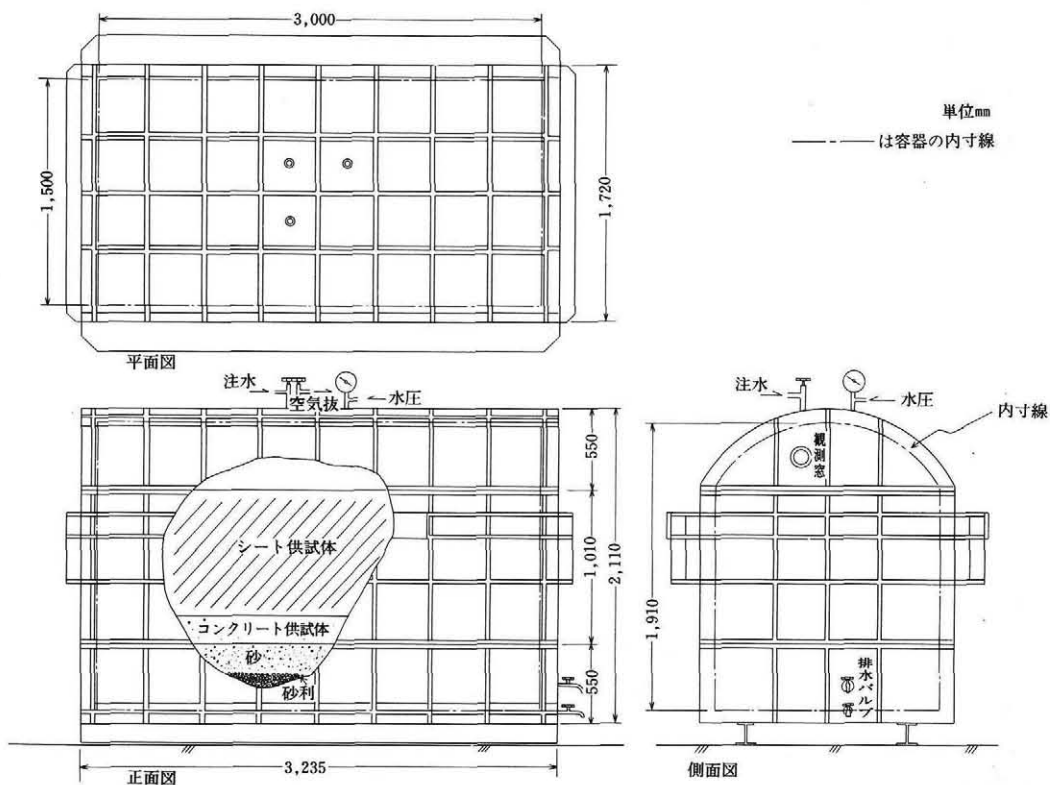
- (2) 内側の円板上に任意の粒径のスチールボールを最密状態に並べこれに対するゴムシートの耐圧を調べることができる。

- (3) 各種の基盤材料を容器内に填充し、各々に対する耐圧を調べることができる。

(1)~(3)の容器は蓋板に透明板を用いることにより、水圧下におけるゴムシートの挙動を観察することができる。

(図一)に止水構造を調べるための圧力容器を示す。この容器は耐水圧 30kgf/cm^2 で、内部に各種の試験体を設置することができる。これにより耐水圧試験機等、小供試体による試験結果が実用規模で、適用可能かどうかを確認することができる。

又、耐水圧試験機では試験することができない、接着部や構造体との接触部等についても、実際に



図一 圧力容器姿図

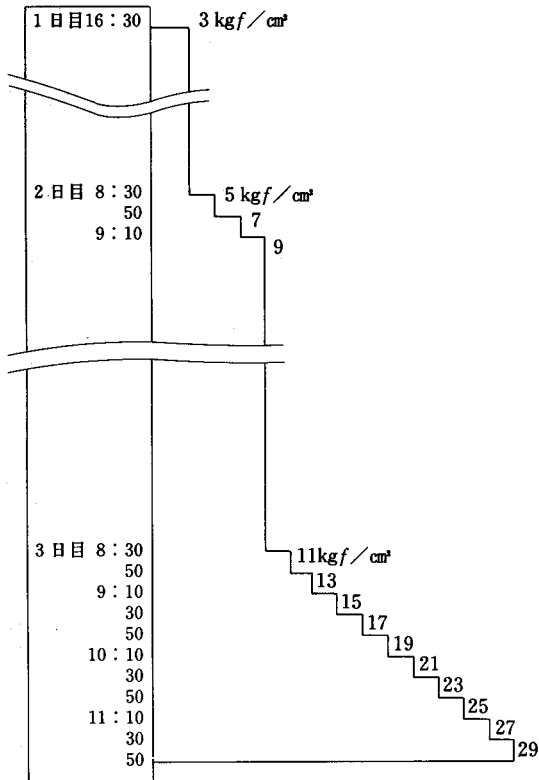


図-3 水圧上昇パターン

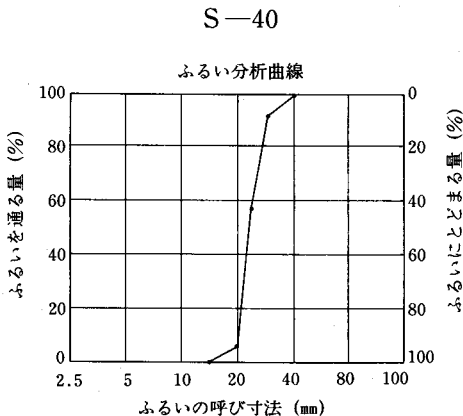
近い状態で試験を行うことができる。

(図-3)に水圧上昇パターンを示す。

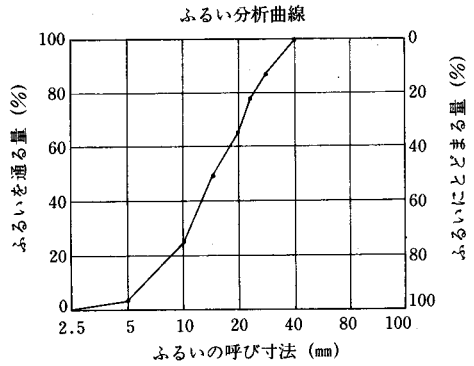
4. 試験結果と考察

(1) 耐水圧試験

ゴムシートの厚さを2.0mm, 1.5mm, 1.0mmの3種類選定し, スリット幅, ボール径, 砕石径を各々組み合わせて耐水圧を調べた。使用した砕石の粒度分布を(図-4)に示す。



C-40



M-40

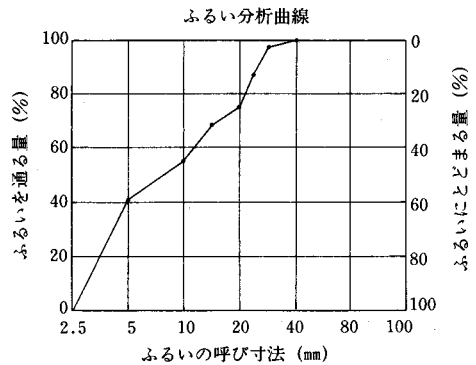


図-4 粒度分布

(図-5)に各粒径, 溝幅に対するゴムシートの耐水圧試験結果例を示す。これらの結果は何れも9 kgf/cm²の圧力でカーブに乱れが生じている。これは試験水圧上昇パターンにおいて9 kgf/cm²の段階で, 圧力荷重時間23時間を設定したため, ゴムシートのクリープの影響が生じたものと考えられる。

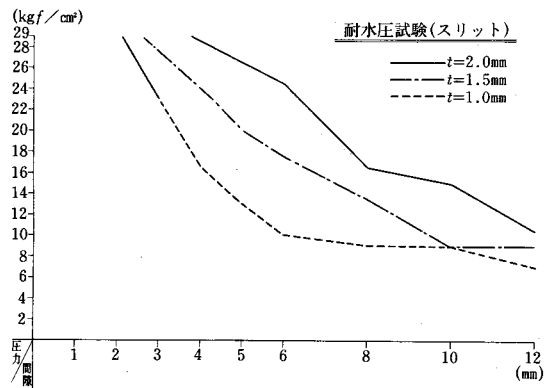


図-5-1 耐水圧試験結果

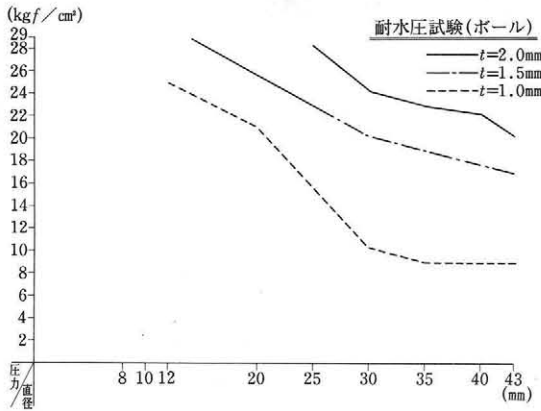


図-5-2 耐水圧試験結果

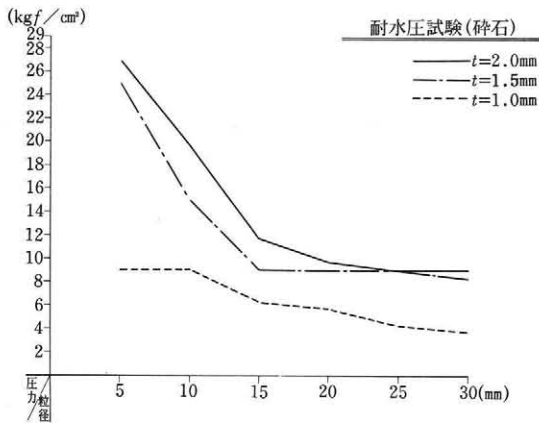


図-5-3 耐水圧試験結果

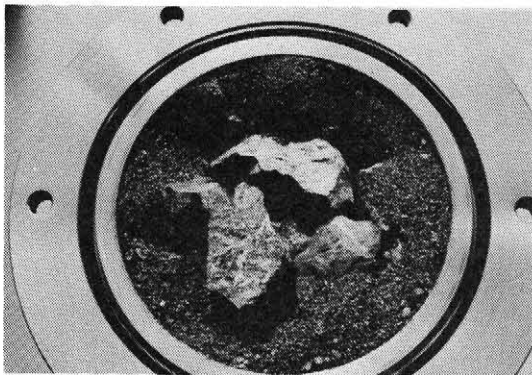


写真-2 碎石(30mm~40mm)を基床材とした時の空隙状況

水圧下における、ゴムシートと基盤粒子の関係は、(図-6)に示した状態にあることが観察により確認された。即ち、水圧下におけるゴムシートは、基盤粒子に対して、均等に水圧を伝達するが、粒子の凹部では、ゴムシート自身の強さで水圧を支えることとなる。水圧の上昇に対しても水

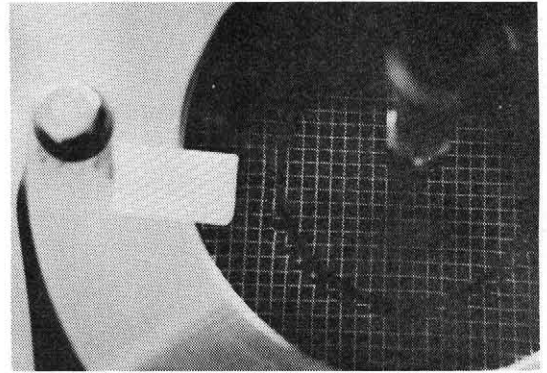


写真-3 スリット幅を5mmとした時のシートの変形状況(水圧力11kgf/cm²) (スリットの谷に当る所のシートが局部的に伸びているのが分る)

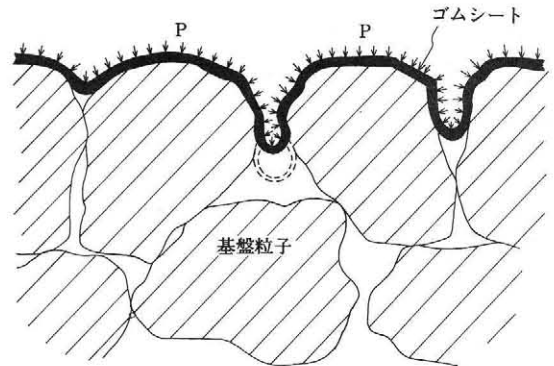


図-6 水圧下におけるゴムシートと基盤粒子の関係

圧によるゴムシートと基盤粒子の摩擦により粒子に接しているゴムシートは移動しない。このため凹部のゴムシートは、局部的に伸ばされて碎断に到る。一定の幅を持つ溝にゴムシートが接する場合のゴムシートの挙動を以下に推定してみる。

内圧を受ける薄肉容器では次の式が成立する。

$$\frac{\sigma_1}{r_1} + \frac{\sigma_2}{r_2} = \frac{P}{h}$$

r_1, r_2 = 互いに垂直な曲率半径

σ_1, σ_2 = 曲率半径方向応力

h = 容器の肉厚

P = 内圧

溝の場合上式において曲率半径, $r_2 = \infty$ と考えることができ次式となる。

(内圧を受ける薄肉円筒の式)

$$\frac{\sigma}{r} = \frac{P}{h}$$

この関係は、溝の底部の半円部のゴムシートにおいて成立する。(図-7)に、溝の中の水圧を

- P : 内圧
 h : 容器の肉厚
 l : ゴムシートが溝の中に貫入して壁に接している長さ
 α : ゴムシートと壁の摩擦係数
 t : 溝幅 r : 半径

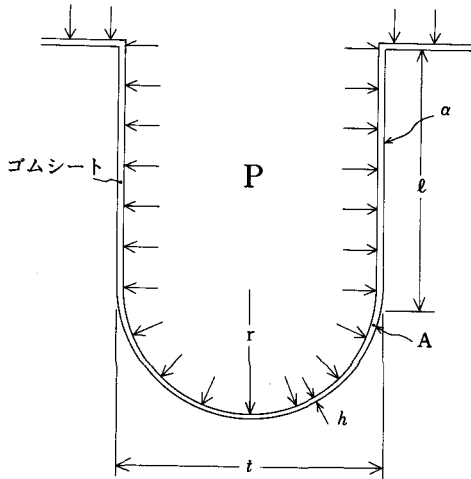


図-7 溝の中の水圧を受けるゴムシート

受けるゴムシートを模式的に示す。

溝幅を t とすれば、ゴムシートの厚さ h に対して内水圧 P が充分大きければ、ゴムシートは、溝底において、半径 $r = \frac{1}{2}t$ の半円を構成する。

この半円の部分において前記の薄肉円筒の式が、成立する。点Aを半円と壁の接点とすると、点Aの半円側に働く力は、単位奥行長さ当り $\sigma \cdot h = r \cdot P$ となる。

又、点Aの壁側に働く力 F は同じく単位奥行長さ当り

$$F = \sigma_0 \cdot h_0 + P \times \alpha \times l \text{ となる。}$$

- σ_0 = ゴムシートが溝の中に入って伸びたため生ずるゴムシートの引張応力
- h_0 = 壁に接しているゴムシートの厚さ
- α = ゴムシートと壁の摩擦係数
- l = ゴムシートが溝の中に貫入して壁に接している長さ

ここで、 σ 、 h は直接求めることができないが $r \cdot P$ は求めることができ、 $F = \sigma \cdot h = r \cdot P$ となる。

$$\sigma \cdot h = r \cdot P = \sigma_0 \cdot h_0 + P \times \alpha \times l$$

上の関係から次のことが推定できる。

- a. $\sigma \cdot h$ をゴムシートの破断強さとするれば、溝の中に貫入したゴムシートの耐圧強さは、溝幅に反比例する。

- b. ゴムシートが溝の中に貫入する深さは、ゴムシートと壁面の摩擦係数 α が小さい程深くなる。
 c. ゴムシートの厚さ 2 mm で溝幅 10 mm の場合、耐水圧 $P = 15 \text{ kgf/cm}^2$ が得られている。これから、

$$\begin{aligned} r \cdot P &= 0.5(\text{cm}) \times 15(\text{kgf/cm}^2) \\ &= 7.5(\text{kgf/cm}) \end{aligned}$$

が得られる。

これに対して、貫入深さ（壁に接する長さ） $l = 1.0 \text{ cm}$ で半円部とつりあっているとして、摩擦係数 $\alpha = 0.3$ とすれば $\sigma \cdot h = r \cdot P = \sigma_0 \cdot h_0 + P \times \alpha \times l$ において

$$\begin{aligned} \sigma \cdot h &= r \cdot P = 7.5(\text{kgf/cm}) \\ &= \sigma_0 \cdot h_0 + 15 \times 0.3 \times 1.0(\text{kgf/cm}) \end{aligned}$$

から

$$\sigma_0 \cdot h_0 = 3.0 \text{ kgf/cm} \text{ が得られる。}$$

壁に接している部分のゴムシートに発生している張力は半円部に比して著しく小さいことがわかる。

さらに $P = 17 \text{ kgf/cm}^2$ に水圧を上昇させてもゴムシートが破断しないものとして、この段階でのゴムシートの挙動を推定すると、 l' を $P = 17 \text{ kgf/cm}^2$ に対応する貫入深さとして、 $r \cdot P = 8.5 (\text{kgf/cm}^2) = \sigma_0 \cdot h_0 + 17 \times 0.3 \times l'$ の関係が得られる。ここにおいて $\sigma_0 \cdot h_0$ と l' の組み合わせはゴムシートに作用する各引張応力下のモジュラスにより決定される。しかし、いずれにしても半円部の応力の増大に比して、 $\sigma_0 \cdot h_0 \cdot l'$ はそれ程増大しない。

例えば、 $l' = 1.07(\text{cm})$ であれば、 $\sigma_0 \cdot h_0 = 3.04 (\text{kgf/cm})$ である。このことが、半円部のみが局部的に延びることにより破断に到る理由と考えられる。

これは耐水圧試験後のゴムシートは、破断部分が極端に薄くなっているのが観察できることから裏付けられる。

(2) 構造試験

(図-8) にゴムシートをコンクリートに接着した場合の止水性能試験の結果例を示す。これは、(図-9) の供試体を(図-2) の試験容器にセットして行った耐水圧試験後の観察図である。

本試験の結果、従来行なわれてきたコンクリートとの接着方法は必ずしも有効ではなく、又、接着部の水圧による折り曲げに対する抵抗性に、間

試験結果

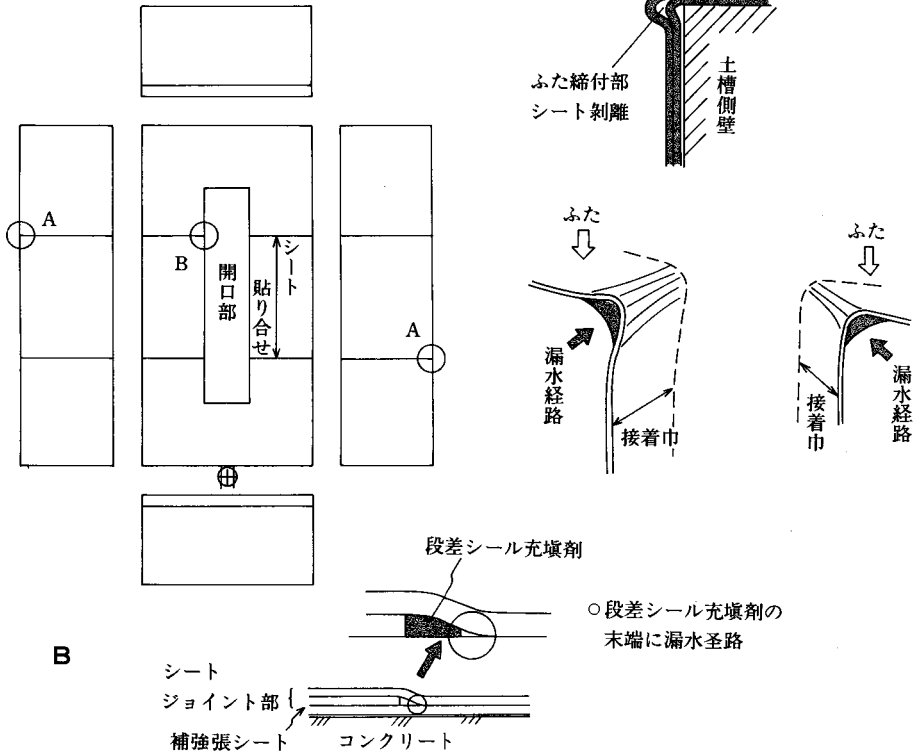


図-8 構造試験結果

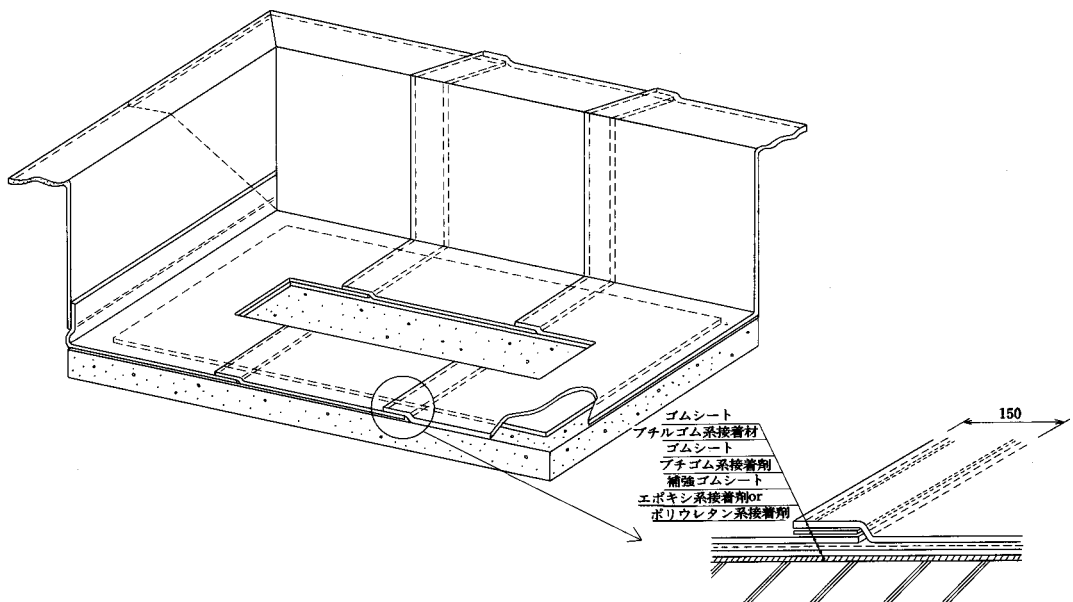


図-9-1 試験体構造図

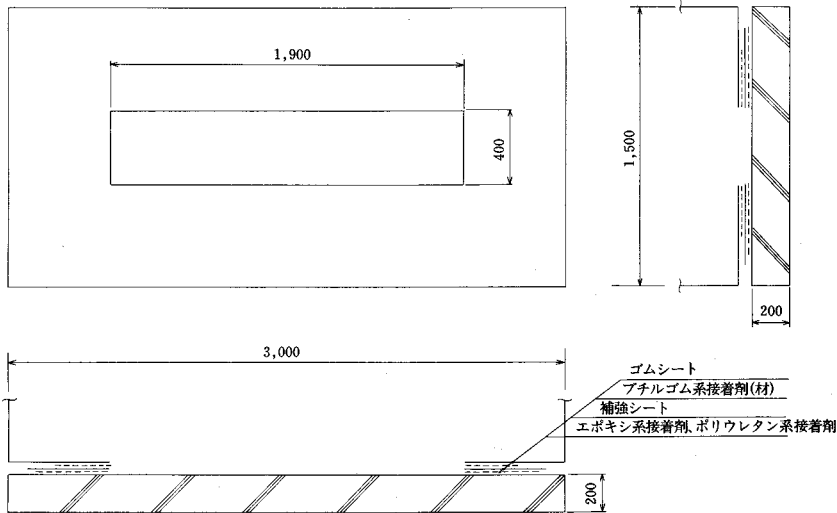


図-9-2 試験体構造図

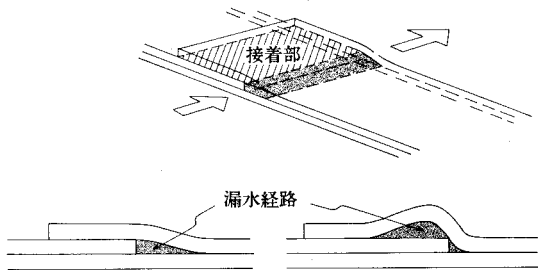
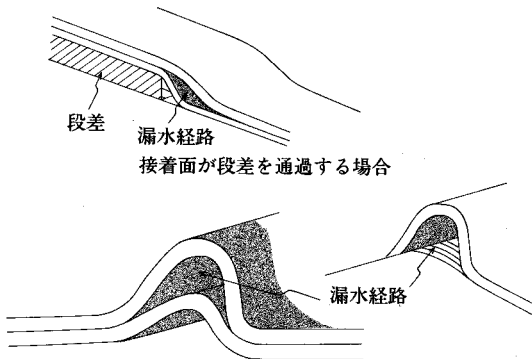


図-10 ゴムシート接合部



“しわ”が接着面を横断する場合

図-11 段差やしわによる漏水経路の発生

題があることを明らかにすることができた。(図-10)、(図-11)

5. あとがき

これまで合成ゴムシートの試験は、JIS A6008

(合成高分子ルーフィング)を準用することにより実施されてきた。

又、合成ゴムシートの使用実績は近年増加してきており物性の改良もそれにつれて進歩してきている。

しかし、これらはいずれも低水深での使用実績であり、15mを越える高水深(ダムの基準では、これ以上を大ダムと規程している。)での実績は皆無に近く、高水深への適用は慎重を要する。特に接着部の特性については、他の接着方法(熱融着)をも含めて実用性を検討する必要がある。

耐圧試験データについても、これまでのものは、圧力載荷継続時間が短いものが多い。今後は、長時間負荷や繰り返し負荷についても検討をしていく予定である。

以上、ゴムシートの耐水圧試験を中心に概要を報告した。多方面での本方法の適用を期待する。

参考文献

1. ゴム技術ガイドブック 古谷正之、国澤新太郎編
日刊工業新聞社
2. 薄層舗装材料の貯水池への応用に関する研究
海老名、竹内、岩崎、菊岡、農士試技報C-8号
3. 軟質遮水シートの特性について 野村、海老名
農業土木学会関東支部講演要旨
4. 合成ゴムシートの農業用貯水池への応力
第一次、第二次報告
合成ゴムシート農業利用開発委員会
(社)畑地農業振興会

新しい構造のコンクリート管について

中 島 賢二郎*

目	次
I まえがき.....	99
II 構 造.....	99
III 試験計画.....	100
IV 室内試験.....	101
V 現場埋設実験.....	108
VI まとめ.....	117

I まえがき

従来、農業用水路のうちの管水路については、その管材としてダクタイル鋳鉄管、鋼管、強化プラスチック管などのとう性管、及び剛性の高い鉄筋コンクリート管やプレストレスコンクリート管が用いられてきた。しかし、不とう性管は管材料の持つ優れた耐久性や、長い実績にもかかわらず、軟弱地盤での不同沈下や地震時のジョイントの離脱に伴う被害が多くなるにつれてその信頼性が低下してきている。特に大口径化にかかわらずジョイント部の改良がほとんどなされていないことから、その改良が強く要望されていた。

本研究は、これらの点を改良する目的で最近試作された遠心力強化積層管についてその基本的性質を理解することを目的としている。

試作された遠心力強化積層管はFRPと鉄筋コンクリートの複合管であり、外層を形成するFRPにより内圧に対抗し、内層を形成する鉄筋コンクリートにより外圧に対抗しようとするものである。

この管の設計の考え方を確認するために、内層、外層の各単体、及び複合管各々の強度試験を行った。また、埋設実験により土中での挙動を内水圧を加えた状態を中心に明らかにした。

本報告は、昭和60年度に社団法人畑地農業振興会から委託されて実施した「かんがい用水路の水密性、及び挙動に関する基礎的研究」のうち遠心力強化積層管の特性について取纏めたものである。

II 構 造

1. 管体部

管体は、図-1のように二層からなっている。外側の層は、遠心力成形法によるFRPを用い、主として内圧に対抗することを目的としており、内側の層は、管体の剛性を保ち、主として外圧に対抗する遠心力成形コンクリートである。

又、管体の両端は、FRP層とコンクリート層の間に透水膜を設け、コンクリート層の内側には、硬質アスファルトがライニングされており、水理特性の改善及び耐薬品性の向上を図っている。

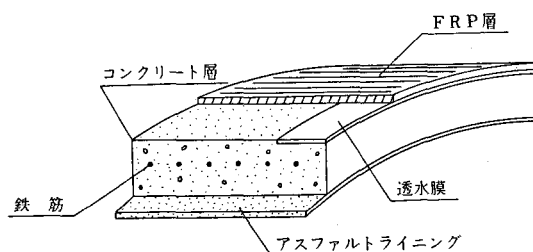


図-1 管壁断面図

本管の大きな特徴は、内水圧の支持機構にある。即ち内水圧が管内に作用すると、コンクリート層の両端に設けてある透水膜からコンクリート層とFRP層の間隙に水が浸入し、コンクリート層には内、外から圧力が作用するような構造になっている。このため、コンクリート層は水圧と大きさの等しい等方圧縮応力を受けることとなる。一方、外層のFRPは内水圧に応じて変形することによりコンクリートとの間隙を大きくしながら内水圧に抵抗する。

2. 継手部

継手部の構造は、図-2のようにになっている。

* 中国四国農政局東伯農業水利事業所（前農業土木試験場造構第二研究室）

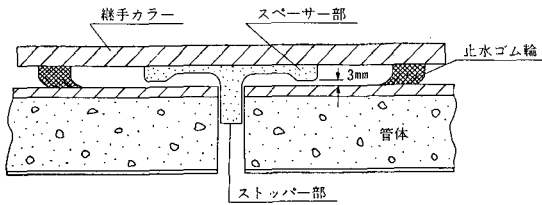


図-2 継手カラーに接着したスペーサー付ストッパーの配置図

継手部は、遠心力成形法によるFRPと止水のための合成ゴム輪から構成されており、従来、継手管路の問題点とされていた許容抜け出し長さの不足や、止水ゴムの偏圧縮について特に配慮がなされている。即ち、管体の許容抜け出し長さも従来のものと比べてかなり大きくしてあり、止水ゴム輪の偏圧縮を防止するために継手カラーに数個の円周方向スペーサーが設置されている。

更に、内水圧が作用すると継手カラーとFRP層との間隙が小さくなるように設計されており、止水ゴム輪の圧縮率を高める。この傾向は、内水圧が高くなるほど大きい。

Ⅲ 試験計画

1. 室内試験

本研究の目的は、遠心力強化積層管の基本的性質を明らかにするものであるから、まず、管体の内外圧に対する支持機構について、表-1に示す各種試験を実施し、ついで②、③、④の試験を行う。

①内、外圧及び内、外圧組合せ試験

表-1 室内試験計画

試験項目	供試体			備考
	管体	コンクリート層単	FRP層単	
内圧	○	○	○	
外圧	○	○	○	線荷重
内圧→外圧	○	—	—	〃
外圧→内圧	○	—	—	〃

注 (1) 供試体は、呼び径600及び1200を使用した。
 (2) 内圧→外圧とは内圧負荷後外圧を負荷するもの、外圧→内圧とは外圧負荷後内圧を負荷するものとする。

- ②泥水（ベントナイト2.5wt%懸濁液）を使用しても内水圧支持機構が充分機能するか、反復負荷による確認。
- ③管体の耐衝撃性の重錘落下試験による確認。

④内面ライニングアスファルト層の耐摩耗性の確認。

また、継手部については、

- ①内、外圧負荷時の水密性の確認。
- ②曲折時の水密性についての確認。
- ③内水圧負荷時の偏心載荷による、水密性の確認。

の試験を行う。

但し、内圧試験は、水圧ポンプで静水圧として与え、水圧の計測は最小目盛0.5kgf/cm²精度で、15kgf/cm²耐圧を有するブルドン管圧力計を使用する。

外圧試験は、線荷重として与え、加圧は油圧ジャッキにより行う。

FRP層及びコンクリートの歪み測定には、歪みゲージを使用する。変位の測定には、1/100mm精度のダイヤルゲージを使用する。

2. 埋設試験

農業土木試験場内の試験フィールド（モータープール）において、埋設深1.2m及び、3.0mの2種類について実埋設（呼び径1200）を行い、埋設から内水圧負荷の一連の過程における管周辺の土圧分布及び、内水圧と外圧荷重に対する支持機構を明らかにする。このために、次のことについて計測を行う。

- ①埋設時の鉛直、水平土圧の計測、土圧計は歪みゲージ式土圧計を使用する。
- ②内水圧負荷時の管周辺土圧、FRP層及びコンクリート層の円周方向歪みの計測。歪み計測は、室内試験と同じとする。
- ③②について内水圧の繰り返し載荷を行う。
- ④活荷重を負荷させた時の管体及び管周辺土の挙動。

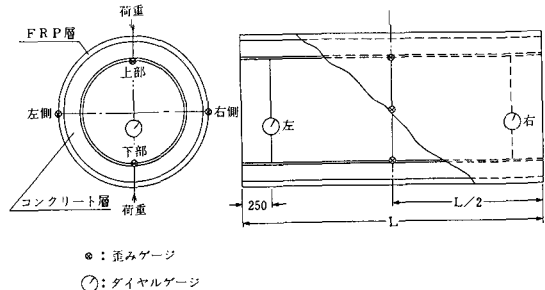


図-3 外圧試験時の歪み量及び鉛直方向撓みの測点位置

表-2 管体及びコンクリート層単体の外圧試験結果

供 試 体					設 計 耐 力			外 圧 試 験 結 果						
種 別	内径 (mm)	厚さ (mm)			長さ (mm)	試験水圧 (kgf/cm ²)	ひびわれ荷重 (kgf/m)	破壊荷重 (kgf/m)	No.	外圧試験強さ (kgf/m)		歪み量 (×10 ⁻⁶)		撓み量 (mm)
		t _r	t _c	t ₀						ひび割れ	破 壊	上 下	左 右	
管 体	1,200	12	80	3	2,430	10	7,700	12,000	1	8,723	30,766	575	270	2.32
									2	8,936	31,277	645	296	2.46
									3	8,851	31,021	655	258	2.34
	600	6	41	3	1,000	10	5,000	7,900	1	6,150	18,050	572	322	0.74
									2	6,450	18,250	670	325	0.80
									3	6,200	17,950	629	299	0.86
コンクリート層単体	600	—	41	3	1,000	—	—	—	1	5,100	10,650	605	330	0.76
									2	5,250	10,800	612	312	0.72

注 1) 外圧試験強さにおけるひび割れ強さは、コンクリート内面に貼り付けた歪みゲージの値により判断した。
 2) 歪み量及び撓み量は平均値、撓み量の百分率は管内径に対する値を示す。
 3) 試験は、いずれも材令14日で行い、その試験方法は JIS A 5333(コアー式プレストレスコンクリート管)の外圧試験方法による。

Ⅳ 室内試験

1. 管体の特性

1-1 外圧に対する挙動

表-2に示す供試体を用いて、線荷重による外圧試験を行った。歪み量、及び撓み量の測定は図-3の通りである。

結果は、表-2、図-4~6、及び表-3に示す。

1-2 内圧に対する特性

本管は、内圧の支持機構が非常に特異である。弾性論によれば、円筒の内側と外側に等しい圧力が作用したとき、円筒内部には円周方向と半径方向に作用圧力と大きさの等しい等方圧縮応力が発生する。これが本管の設計に対する基本的な考

表-3 呼び径600用FRP層単体の外圧試験結果

外圧試験荷重 (kgf/m)	鉛直方向の撓み量	
	(mm)	(%)
10	3.5	0.51
20	7.5	1.09
30	11.5	1.67
40	16.0	2.33
50	21.0	3.05
60	27.5	4.00
70	37.0	5.38
80	66.0	9.59

え方である。これを確認するために、

- ①コンクリート層とFRP層との間隙に生じる水圧(以下、間隙水圧という)と内水圧との対応。
 - ②コンクリート層単体の内水圧に対する耐力。
 - ③FRP層単体の内水圧に対する挙動。
- 等の試験を行って、下記の結果が得られた。

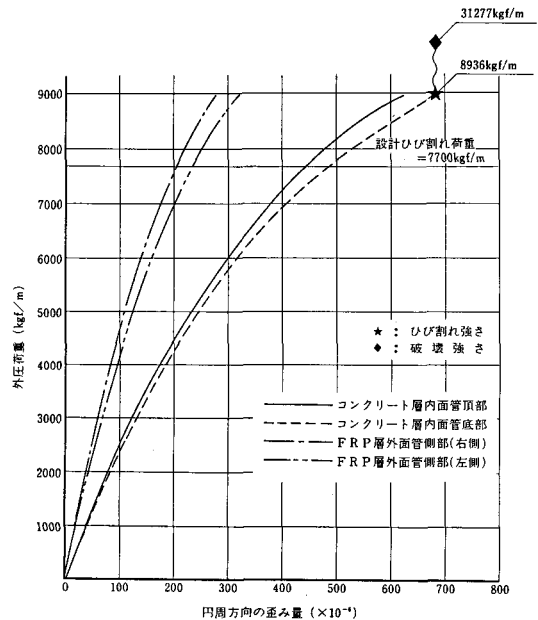
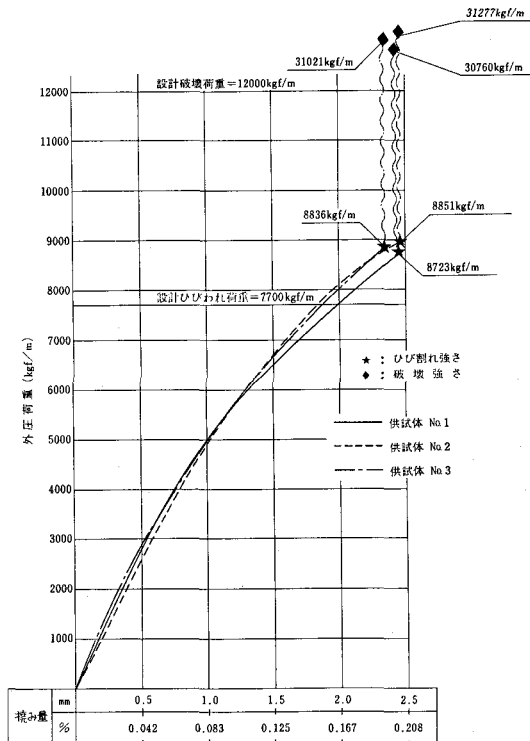


図-4 呼び径1200の外圧荷重と円周方向歪み量との関係



注) 変位量とは、管内径上下方向の変位を示す。以下同様である。

図-5 呼び径1200の外圧荷重と撓み量との関係

(1) 内水圧と間隙水圧との対応

試験水圧 10kgf/cm^2 の呼び径1, 200及び600で間隙水圧と内水圧との関係調べ、その結果の1例を図-8に示す。図-8によると内水圧と間隙水圧との時間的ずれは認められない。又、 10kgf/cm^2 の内水圧試験を行ったのちにコンクリート面を観察したが、従来のコンクリート管に見られるような内水圧によるひび割れ、その他の異状は認められない。従って、内水圧に対してはFRPが対応していることがわかる。

(2) コンクリート単体の内水圧に対する耐力

試験水圧 10kgf/cm^2 の呼び径600用コンクリート層単体による内水圧試験結果を表-4

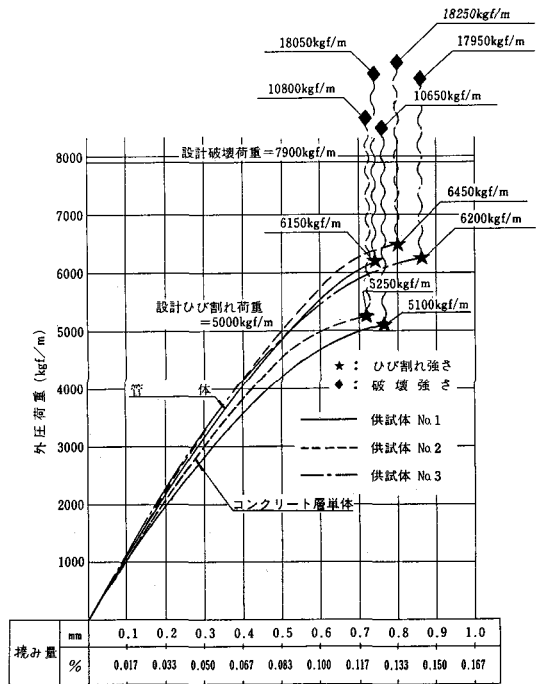


図-6 呼び径600の外圧荷重と撓み量との関係

に示す。これからも、コンクリート層は内水圧に対しては抵抗していないことがわかる。

(3) FRP層単体の内水圧に対する挙動

試験水圧 10kgf/cm^2 の呼び径600用FRP層の内水圧に対する円周方向の歪み量を、図-9に示す。この結果から、積層管としての

表-4 呼び径600用コンクリート層単体の内水圧測定結果

供試体 No.	コンクリート層厚 (cm)	内水圧強さ (kgf/cm^2)	備考
1	4.1	3.3	試験は JIS A 5333 の内圧試験方法による。
2	4.1	3.8	
3	4.1	3.5	

注) 内圧強さは、管長方向にひび割れが発生して漏水したときの値である。

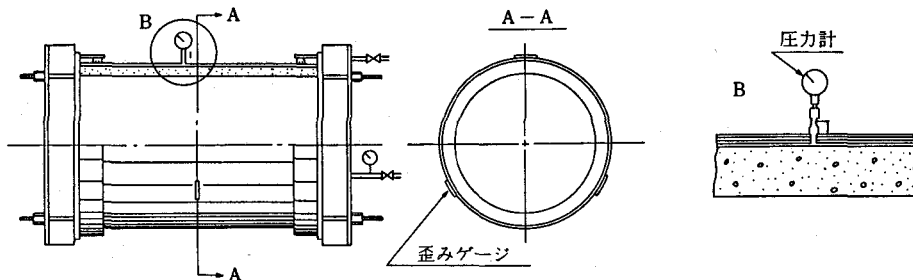
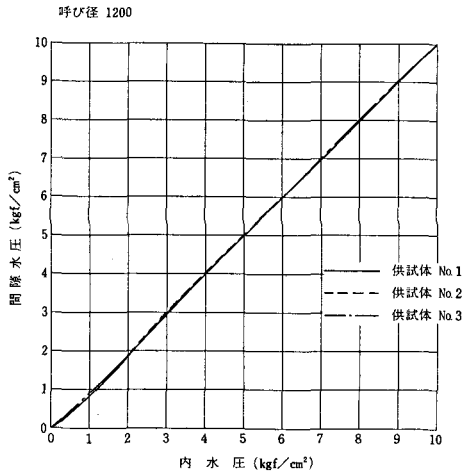


図-7 間隙水圧と歪み量の測点位置



注) 間隙水圧……コンクリート層とFRP層の間隙の水圧。以下同様である。

図-8 内水圧と間隙水圧との関係

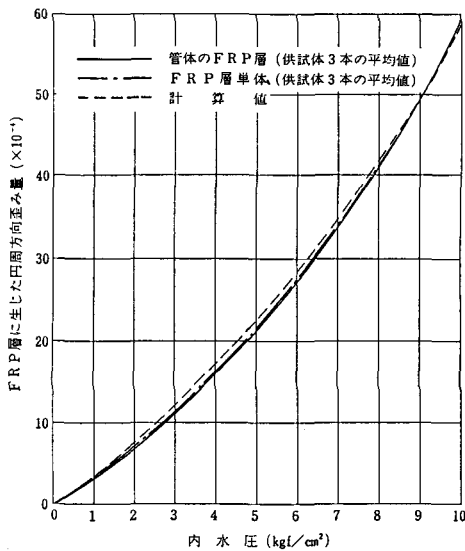


図-9 呼び径 600 管体及び FRP 層単体の内水圧と FRP 層に生じた円周方向歪み量との関係

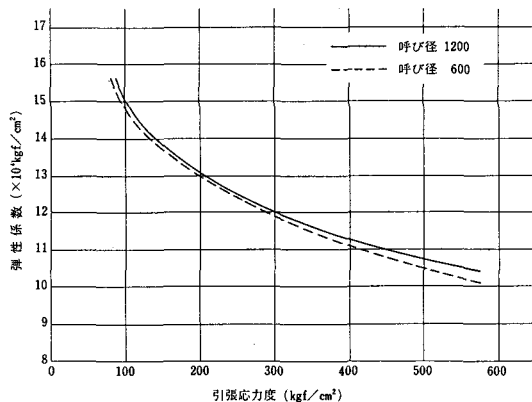


図-10 FRP 層の引張応力度と弾性係数との関係

FRP 層の挙動と単体での挙動は一致していることがわかる。

図-10は、図-9の実測値からFRP層の引張応力度と弾性係数との関係を示したものである。

1-3 内、外圧作用時の特性

内圧と外圧を同時に載荷した場合の管体の挙動、特に内圧支持機構を調べるために試験水圧 10kgf/cm²、ひび割れ設計荷重 5,000kgf/m の呼び径 600 を用いて次の試験を行った。外圧は、線荷重である。

①内水圧を 5 kgf/cm²、8 kgf/cm² 及び 10kgf/cm² の 3 種類とし、それぞれに外圧荷重を 3,500kgf/m まで載荷した場合

②外圧荷重を 3,500kgf/m まで載荷したのち、内水圧を 10kgf/cm² まで加圧した場合
結果は、次の通りである。

(1)内水圧が作用している状態で外圧を加えた場合(図-11)

内水圧が作用すると、コンクリート層内面には圧縮歪み、FRP 層には引張歪みが発生する。この状態で外圧を作用させても FRP 層の歪みはほとんど変化しないが、コンクリ

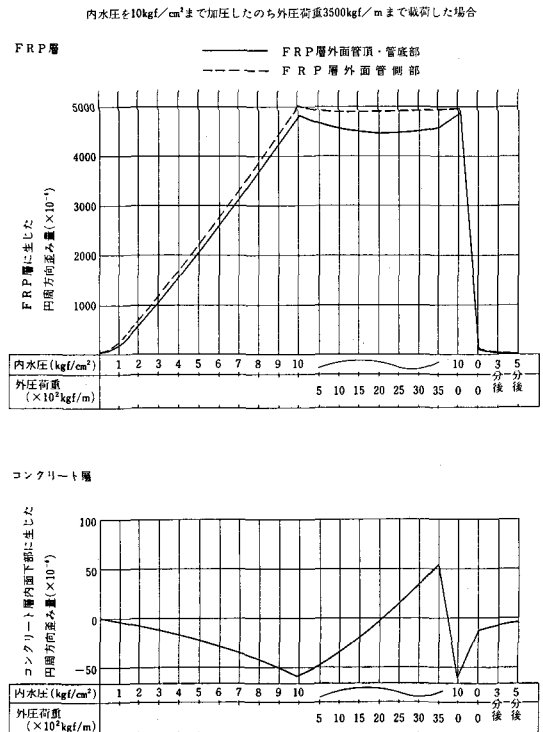


図-11 内水圧が作用した状態で外圧荷重を載荷したときの円周方向歪み量

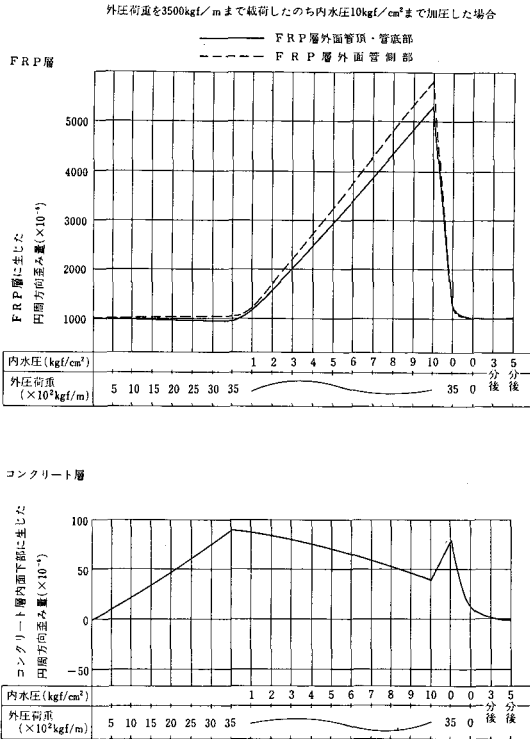


図-12 外圧荷重を載荷した状態で内水圧が作用したときの円周方向歪み量

ート層の内面下部には外圧による曲げ引張歪みが発生する。

(2)先に外圧載荷の状態の内水圧を作用させた場合(図-12)

外圧を作用させると、コンクリート層内面下部には曲げ引張歪み、FRP層外面の管頂、管底部には圧縮歪み、管側部には引張歪みが各々わずかではあるが発生する。これに内水圧を負荷すると、コンクリート層内面に内水圧相当分の圧縮歪みが表われ、FRP層には内水圧に比例した引張歪みが発生する。

以上のことから、次のようなことが推定される。

- ①内水圧と外圧が同時に作用する場合、載荷順序にかかわらず内水圧はFRP層で支持し、外圧はコンクリートで支持している。
- ②コンクリート層とFRP層の間隙水圧は、土質力学における間隙水圧と似たような状態にあると考えられる。
- ③コンクリート層とFRP層の間隙はわずかであり、載荷点においては外圧によりFRP層とコンクリート層は接触し、荷重がコンクリート層に伝達されたものと考えられる。

1-4 泥水による内水圧反復負荷時の特性

2.5% Wtのペントナイトを含む泥水を用いて、内水圧の経時反復負荷時におけるFRP層とコンクリート層の間隙に水圧の発生する状況を調べた。

試験は、試験水圧10kgf/cm²の呼び径600を用いて、同一供試体による内水圧10kgf/cm²を1週間間隔で5回繰返し、その試験毎に泥水を取換え、管体は、泥水を抜いて乾燥させた。

結果は、図-13に示す通り内水圧10kgf/cm²での経時反復負荷を行ってもFRP層とコンクリート層との間隙には正常に間隙水圧が形成される。

また、試験後にFRP層を切り開いてコンクリート層の外面を観察したところ、透水膜にペントナイト粉が若干付着していた。従って、この程度の泥水では間隙水圧の発生に何ら問題はないと考えられる。

10kgf/cm²までの内水圧を経時的に反復負荷した場合

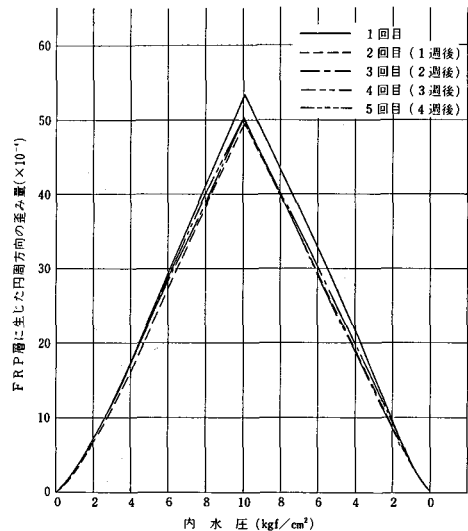


図-13 泥水による内水圧とFRP層の歪み量との関係

1-5 耐衝撃特性

管体の耐衝撃性を調べるために、試験水圧10kgf/cm²の呼び径600の管を用いて、図-14の如く10kgの鋼製重錘を高さ3mより自然落下させたときの落下点における管体の性状を観察した。

結果は、表-5に示す如く、ヒューム管に比べて耐衝撃性が向上していることがわかる。

1-6 耐摩耗特性

粗粒砂等を含む泥水によるアスファルトライニ

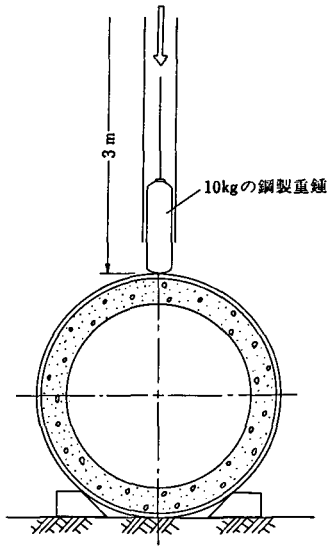


図-14 衝撃試験

表-5

落下高 (mm)	落下 回数	落下点における管体の性状					
		遠心力強化積層管			ヒューム管		
		供試体No.1	供試体No.2	供試体No.3	供試体No.1	供試体No.2	供試体No.3
3	1	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	2	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	3	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	4	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	5	○	○	○	○	○	○
	6	○	○	○	○	○	○
	7	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	8	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	9	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	10	◎	◎	◎	◎	◎	◎

註1. 記号 ◎:異常なし ○:FRP層の落下面白化
 ◎:コンクリート層にひび割れ発生 ◎:コンクリート層のひび割れ増大
 ◎:落下点のFRPに凹み、コンクリート層陥落 ◎:貫通
 註2. 対照としたヒューム管は、ひび割れ設計荷重5,000kgf/mの外圧2種を用いた。
 註3. 試験は、UL-543(米国規格、硬化プラスチック管の試験方法)に準じて行った。

ング内層の耐摩耗性を調べるために、呼び径350、長さ300の小口径管を用いて実験を行った。即ち、粒径1.2~2.5mmの砕砂が60%、2.5~5mmの砕石が40%の割合で混合した研磨材1kgに対し、7ℓの水道水、同2%の硫酸液及び同2%の苛性

ソーダ液をそれぞれ管内に投入し、これを回転装置に横置きにして30rpmの回転速度で5時間連続回転したときの、アスファルトライニング内層における摩耗損失量を測定した。

結果は、表-6に示す如くで、アスファルトライニング内層の耐摩耗性は極めて優れている。

表-6 アスファルトライニング内層の耐摩耗試験結果

液体	供試体 No.	管内容積 (c. c.)		損失量 (g/本)
		試験前	試験後	
2%硫酸液	1	29,213	29,216	3.1
	2	29,225	29,227	2.0
	3	29,218	29,121	3.1
2%苛性ソーダ液	1	29,216	29,218	2.0
	2	29,227	29,229	2.0
	3	29,121	29,124	3.1
水道水	1	29,218	29,220	2.0
	2	29,229	29,231	2.0
	3	29,124	29,126	2.0

注 (1) 供試体1本当たりの損失量は、試験前と試験後における管内容積を20°Cの水道水で秤量し、その差をアスファルトライニング内層の比重(1.02)で重量に換算した。
 (2) 回転数:30rpm, 摩耗時間:5時間

2. 継手部の特性

2-1 内水圧作用時の特性

試験水圧 10kgf/cm²、呼び径600の供試体2本を図-15のように接合し、内水圧を作用させたときの管体FRP層と継手カラーの円周方向における歪み量を測定した。

結果は、図-16に示す。この結果によると、内水圧による継手カラーの歪み量は、FRP層の歪み量より小さい値で内水圧が上昇するほど止水ゴム輪の圧縮率が增大することを示している。

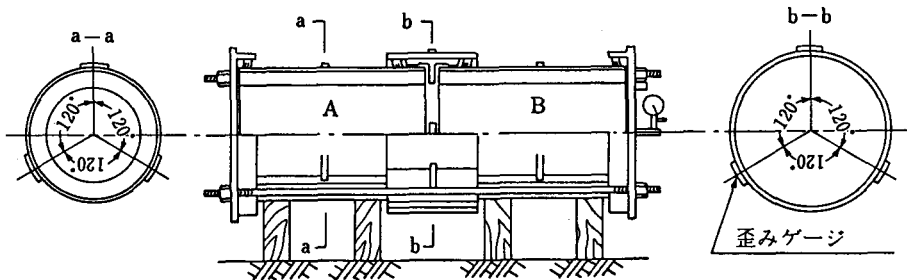


図-15 内水圧試験装置及び測定位置

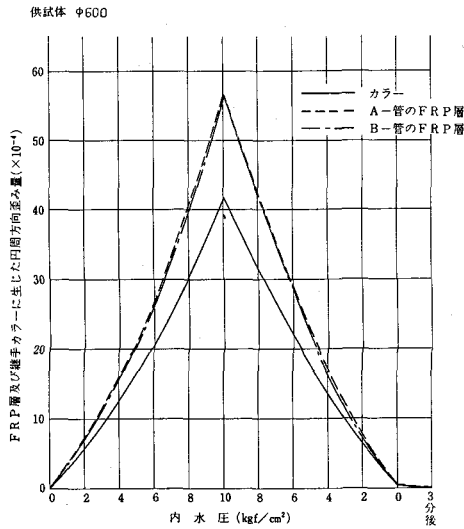


図-16 内水圧と管体のFRP層及び継手カラーに生じた円周方向歪み量との関係

2-2 外圧載荷時の特性

図-17のように、試験水圧10kgf/cm²、呼び径600の供試体2本を接合し、管内空虚、満水及び5 kgf/cm²の内水圧が作用した状態における最大

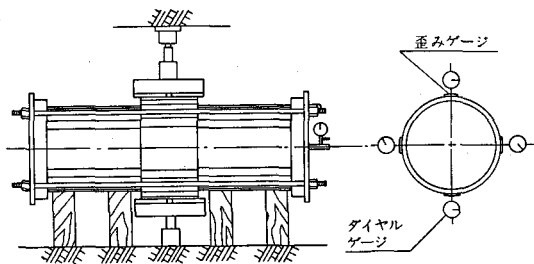


図-17 外圧試験装置及び測定位置

- 管内空虚の鉛直方向・水平方向変形量
- - - 満水状態の鉛直方向・水平方向変形量
- · - 内水圧5 kgf/cm²の鉛直方向・水平方向変形量

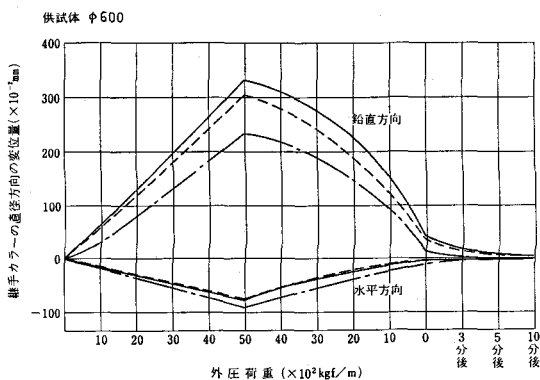


図-18 外圧荷重と継手カラーの直径方向の変形量との関係

5,000kgf/mの外圧荷重による継手カラーの直径の変位量を測定した。

結果を、図-18に示す。この結果によると、外圧荷重による継手カラーの鉛直方向の直径変位量は、管内空虚の場合より満水のほうが小さく、内水圧が作用すると更に小さい値を示すが、水平方向の直径変位量は、いずれの場合も差が小さい。

なお、満水時及び、内水圧5 kgf/cm²が作用している状態で5,000kgf/mの外圧荷重を載荷しても、継手部から漏水、その他の異状は認められなかった。

2-3 内外圧作用時の特性

図-17のように、試験水圧10kgf/cm²、呼び径600の供試体2本を接合し、下記の如く内水圧が作用した状態で外圧荷重を載荷したとき、及び外圧荷重の状態の内水圧が作用したときの継手部における水密性及びに、継手カラーに生じた円周方向の歪み量を測定した。

①内水圧を3 kgf/cm²、又は5 kgf/cm²に加圧したのち、外圧荷重を5,000kgf/mまで載荷した場合

②外圧荷重を5,000kgf/mまで載荷したのち、内水圧を8 kgf/cm²まで加圧した場合

①における内水圧5 kgf/cm²の場合の結果を図-19、②の場合を図-20に示す。図-19によると、内水圧の作用によって管頂、管底部に生じていた引張歪みは、外圧荷重によって急激に減少して圧縮歪みに移行するが、管側部においてはその影響は小さい。内水圧3 kgf/cm²の場合も同じ傾向を示した。

外圧荷重の状態の内水圧が作用した②の場合、管頂、管底部は外圧荷重による圧縮歪みが内水圧

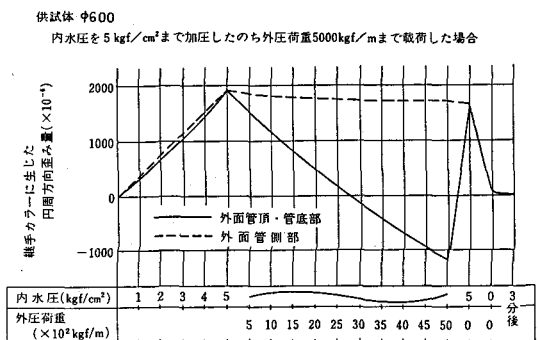


図-19 内水圧が作用した状態で外圧荷重を載荷したときの継手カラーに生じた円周方向歪み量測定結果

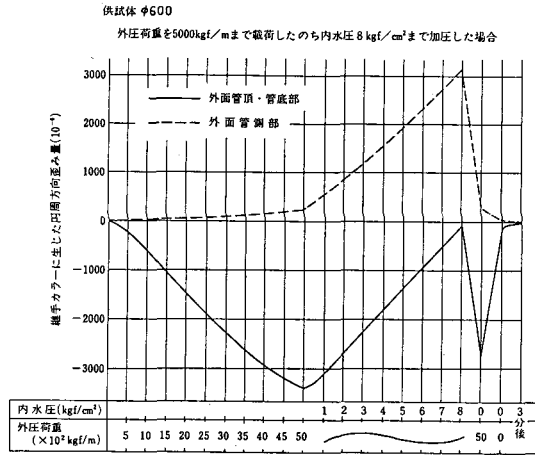


図-20 外圧荷重を載荷した状態で内水圧が作用したときの継手カラーに生じた円周方向歪み量測定結果

によって急激に減少し、管側部においては外圧載荷による引張歪みが内水圧の作用で急激に増加する。

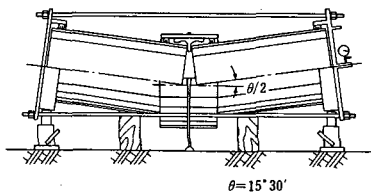
また、①～②のいずれにおいても継手部からの漏れ、その他の異状は認められなかった。

2-4 曲折時の水密特性

試験水圧 10kgf/cm²、呼び径600の供試体を2本接合したものと3本接合したものを、図-21のように継手部を曲折した状態で内水圧を负荷したときの継手部における水密性を調べた。

結果を、表-7に示す。いずれの試験方法においても $\theta=15^\circ 30'$ に曲折した状態で内水圧10kgf/cm²まで负荷したが、継手部からの漏水、その他

2本継ぎの場合



3本継ぎの場合

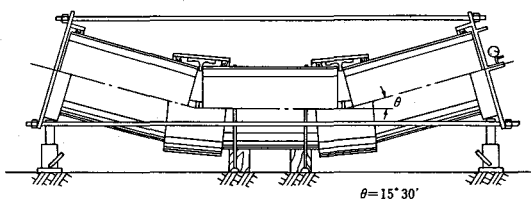


図-21 曲折試験装置

表-7 曲折した状態での内水圧試験結果

試験方法	曲げ角度 (度一分)	内水圧 (kgf/cm ²)	結果
2本継ぎ	0	13	各段階毎に3分間保持して異状なし
		2	
	15-30	4	
		6	
		8	
		10	
3本継ぎ	0	12	各段階毎に3分間保持して異状なし
		2	
	15-30	4	
		6	
		8	
		10	

注) 試験装置の関係で15°30'まで曲折して試験を中止した。

の異状は認められなかった。

2-5 偏心載荷時の水密特性

図-22のように、試験水圧10kgf/cm²、呼び径600の供試体3本を接合し、管内が満水状態及び内水圧が作用した状態で中央部の管に荷重を加えたときの継手部における水密性を観察した。

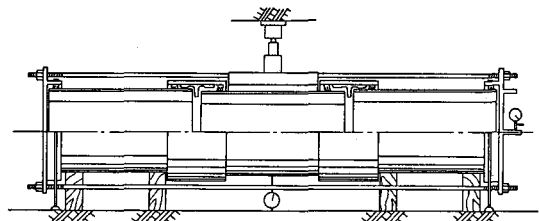


図-22 偏心載荷試験装置

結果は、表-8の通りである。この結果によると、満水時及び5 kgf/cm²の内水圧が作用している状態で3,500kgf/mの外力が両継手部に偏心載荷しても継手部からの漏水、その他の異状は認められなかった。

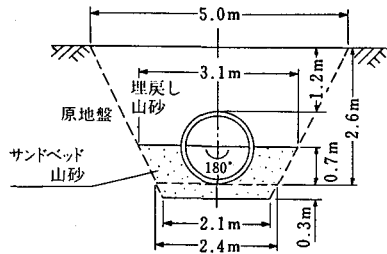
外力による中央部管体の鉛直方向変位量は、内水圧が作用している状態のほうが幾分大きい値を示すようであるが最大でも6 mm弱で止まり、この値は継手カラーと管体との間に設けたスペーサー(図-2)の効果によるものと思われる。

表—8 偏心載荷試験結果

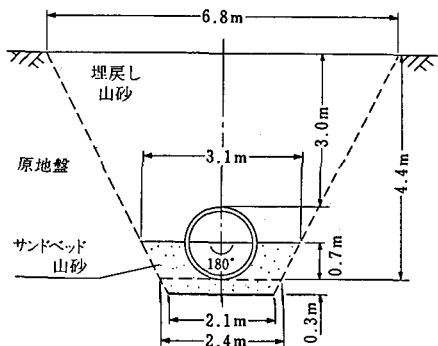
満水状態		継手部の 水密性
外力 (kgf/m)	上下方向 変位量 (mm)	
0	0	両継手部共 漏水せず, その他 異常なし
500	0.57	
1000	1.29	
1500	2.05	
2000	2.80	
2500	3.57	
3000	4.31	
3500	5.06	
0	1.35	

5 kgf/cm ² の内水圧を負荷した状態			
外力 (kgf/m)	内水圧 (kgf/cm ²)	上下方向 変位量 (mm)	継手部の 水密性
0	0	0	両継手部共 漏水せず, その他 異常なし
	1	0.29	
	2	0.58	
	3	0.95	
	4	1.26	
5	1.70		
500	5	2.31	同 上
1000	5	2.96	
1500	5	3.56	
2000	5	4.15	
2500	5	4.75	
3000	5	5.34	
3500	5	5.90	
0	5	2.91	
0	0	1.60	

土被り1.2mの場合



土被り3.0mの場合



図—23 掘削断面

V 現場埋設実験

1. 埋設及び荷重の条件

実験用地として、農林水産省農業土木試験場内の試験フィールド(モータープール)を使用した。この地盤は関東ローム層に高さ約2mの盛土を施

表—9 埋戻し土の土質試験結果

粒 度 特 性	4.76mm 以上の粒子 %	20	22
	細 礫 分 (4.76~2mm) %	2	
	粗 砂 分 (2~0.42mm) %	18	68
	細 砂 分 (0.42~0.074mm) %	50	
	シルト分(0.074~0.005mm) %	10	
	粒土分(0.005mm以下) %		
	最 大 粒 径 mm	25.4	
均 等 係 数	5.3		
曲 率 係 数	1.3		
土 粒 子 の 比 重	2.733		
日 本 統 一 土 質 分 類	(SM)		

表-10 締め固め後における埋戻し土の物性

採取場所	土被り 3.0m				土被り 1.2m			
	湿潤重量 (gf/cm ³)	乾燥重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	プロクター 密度 (%)	湿潤重量 (gf/cm ³)	乾燥重量 (gf/cm ³)	含水比 (%)	プロクター 密度 (%)
管側部	1.95	1.62	20.0	93	1.76	1.45	21.5	84
管頂部	1.89	1.55	22.0	89	1.87	1.55	20.8	89
G L 部	1.81	1.54	18.5	89	1.83	1.50	21.9	86

しており比較的締め固まりが良好である。

掘削断面は、農林水産省構造改善局の土地改良事業計画設計基準解説に従って図-23に示す構造とし、その埋設深さは土被り 1.2m 及び 3m とした。埋め戻しには表-9 に示す山砂を使用して

30cm 埋め戻す毎にランマーで締め固めた。

締め固め後における埋め戻し土及び原地盤の物性並びに埋め戻し土の受働抵抗係数は表-10~12, 図-24~25のとおりである。

埋設試験は、次のことを明らかにするために行う。

- ① 管の埋め戻し過程の鉛直、水平土圧の発生状況
- ② 埋め戻し後の内水圧支持機構
- ③ 埋め戻し後の土圧等外圧支持機構
- ④ トラック荷重載荷時の管体の挙動

表-11 原地盤の換算許容地耐力 qc

採取場所	qc (kgf/cm ²)	
	土被り 3.0m	土被り 1.2m
管側部	2.16	1.02
管頂部	1.70	1.36
管頂 30cm 上部	1.83	1.48

ここに、 qc : コーンペネトロメーターによる換算許容地耐力 (kgf/cm²)

表-12 三軸試験より求めた埋戻し土の受働抵抗係数

供試体	側圧 (kgf/cm ²)	主応力差 ピーク時 (kgf/cm ²)	圧縮歪 (%)	E_s (kgf/cm ²)	e' (kgf/cm ²)
No. 1	0.5	1.64	5.3	205.0	136.7
No. 2	1.0	3.46	6.0	247.1	164.7
No. 3	1.5	4.90	6.3	350.0	233.3
No. 4	2.0	5.72	6.5	381.3	254.2

但し、 $e' = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)}$ $E_s = \left(\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\right) / \epsilon_0$

ここに、 e' : 埋戻し土の受働抵抗係数

$\sigma_1 - \sigma_3$: 3 軸圧縮試験の主応力差 (kgf/cm²)

ϵ_0 : $\left(\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\right)$ に相当する点の歪み

ν : 土のポアソン比 (0.5)

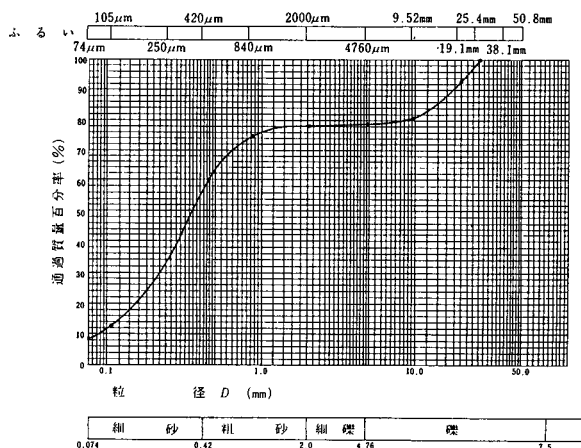


図-24 粒径加積曲線

測定番号	1	2	3	4	5	6	7	8
乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	1.655	1.736	1.693	1.560	1.508	1.445		
平均含水比 w (%)	10.6	15.3	19.4	24.0	25.8	28.6		

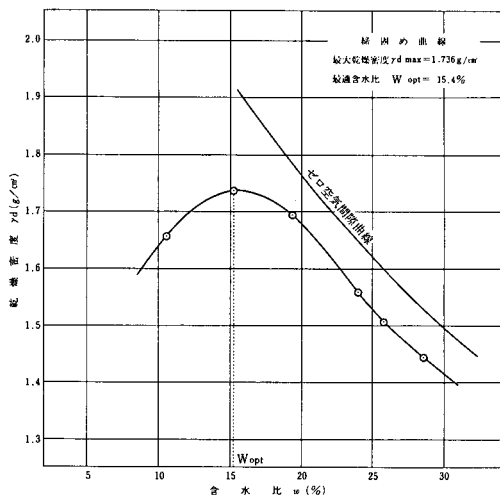
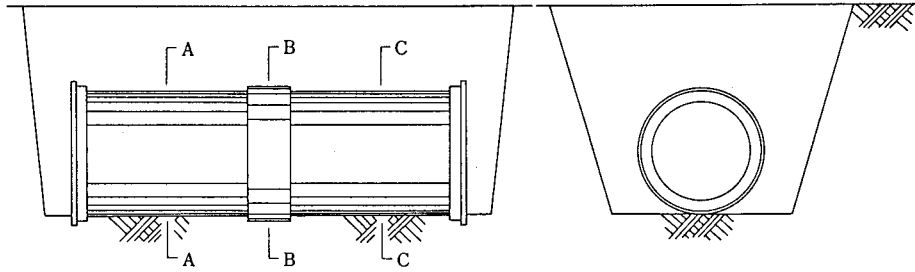
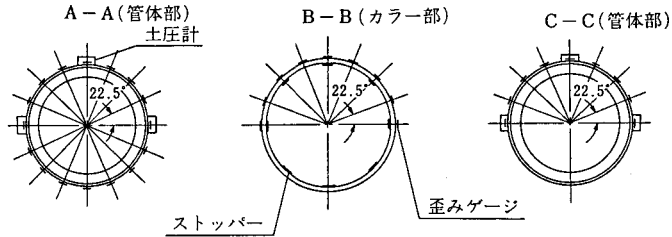


図-25 突固めによる土の締め固め試験



土被り1.2mの場合



土被り3mの場合

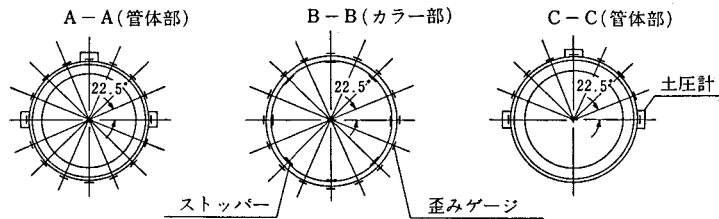


図-26 歪み及び土圧の測定位置

表-13 供試体寸法及び設計耐力

呼び径 (mm)	寸 法 (mm)					設 計 耐 力		
	内 径	厚 さ			長 さ	試験水圧 (kgf/cm ²)	ひび割れ 荷 重 (kgf/m)	破壊荷重 (kgf/m)
		FRP層	コンクリート層	アスファルト ライニング				
1200	1200	12	80	3	2430	10	7700	12000

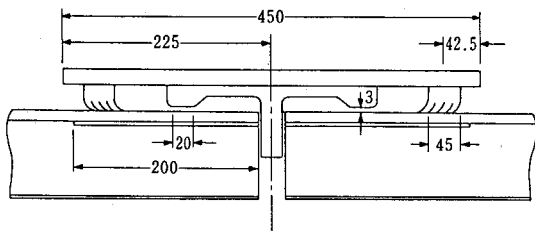


図-27 継手部の形状, 寸法

このために、図-26に示すとおり管体に取り付けた土圧計及び歪みゲージで計測を行う。

2. 供 試 体

供試体の寸法及び設計耐力並びに継手部の形状、寸法は表-13、図-27に示す。

3. 実 験 結 果

3-1 埋め戻し過程における発生土圧

土圧測定は、管頂部、管側左部、及び管側右部ともそれぞれ2点測定し、その平均値を用いた。図-28にその結果を示す。

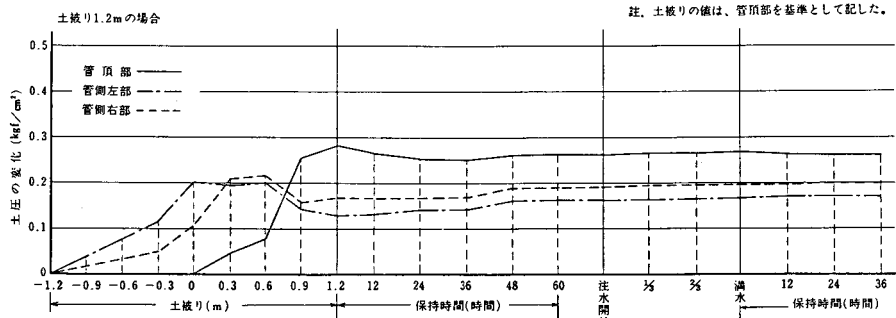
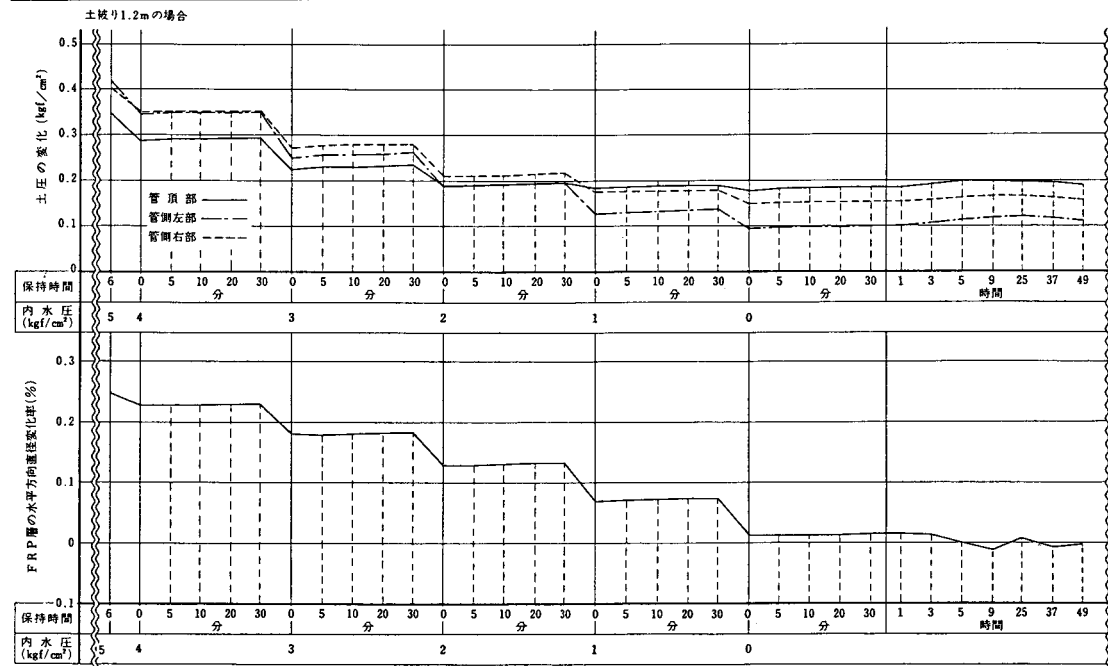
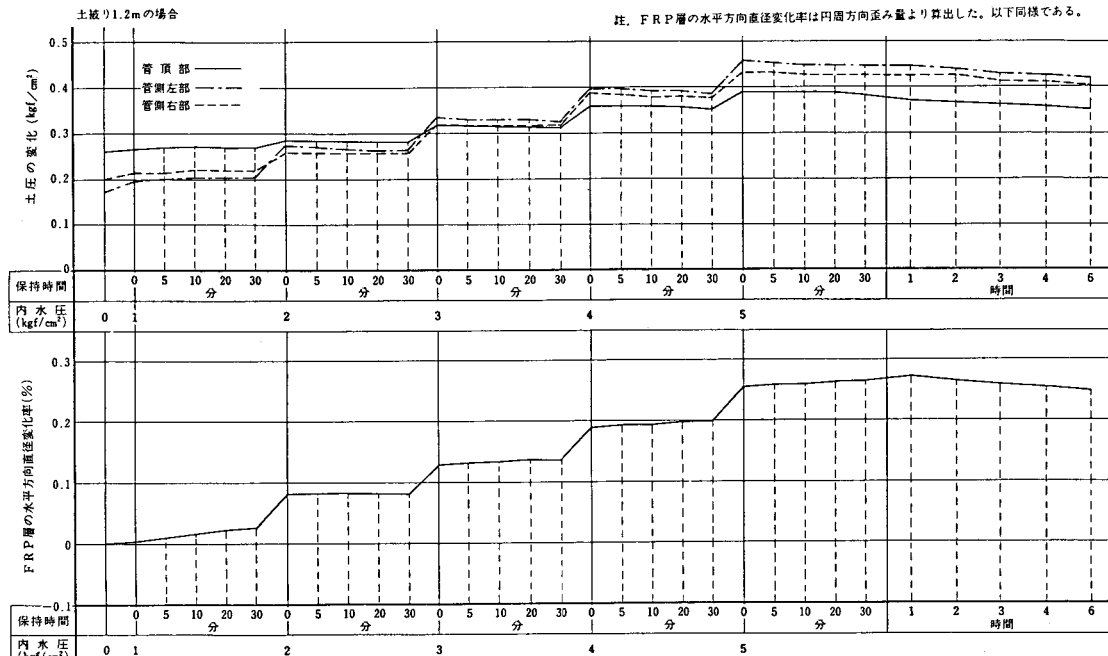


図-28 管体各部に生じた土圧の変化量



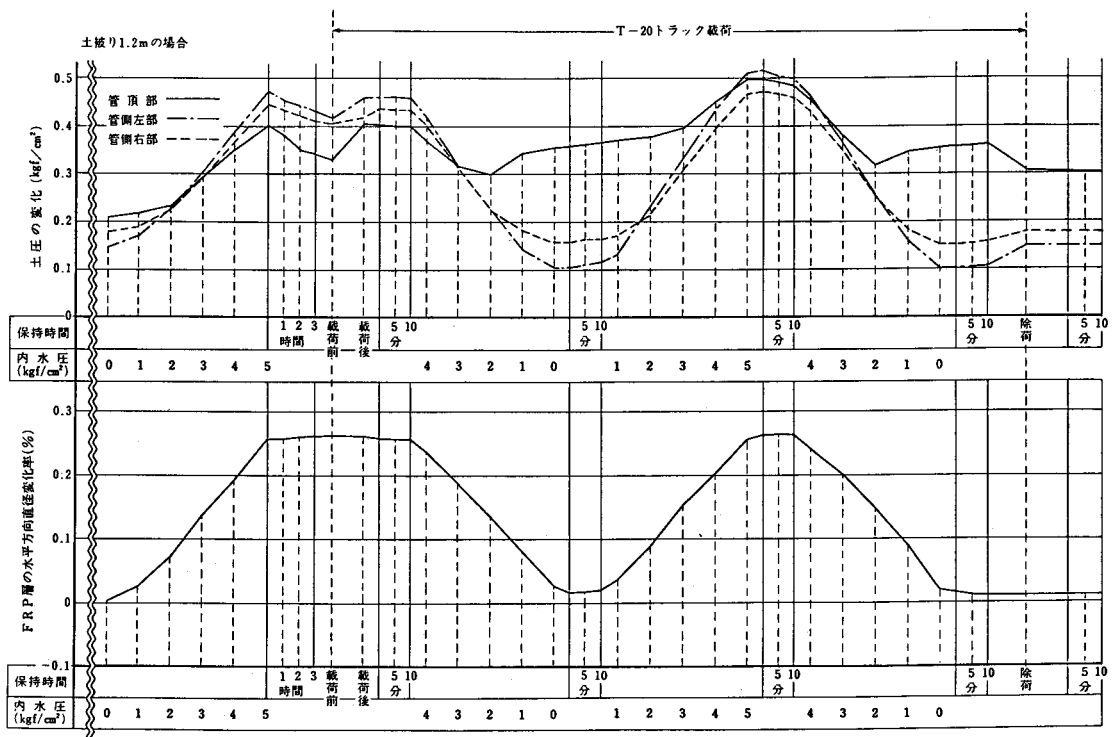
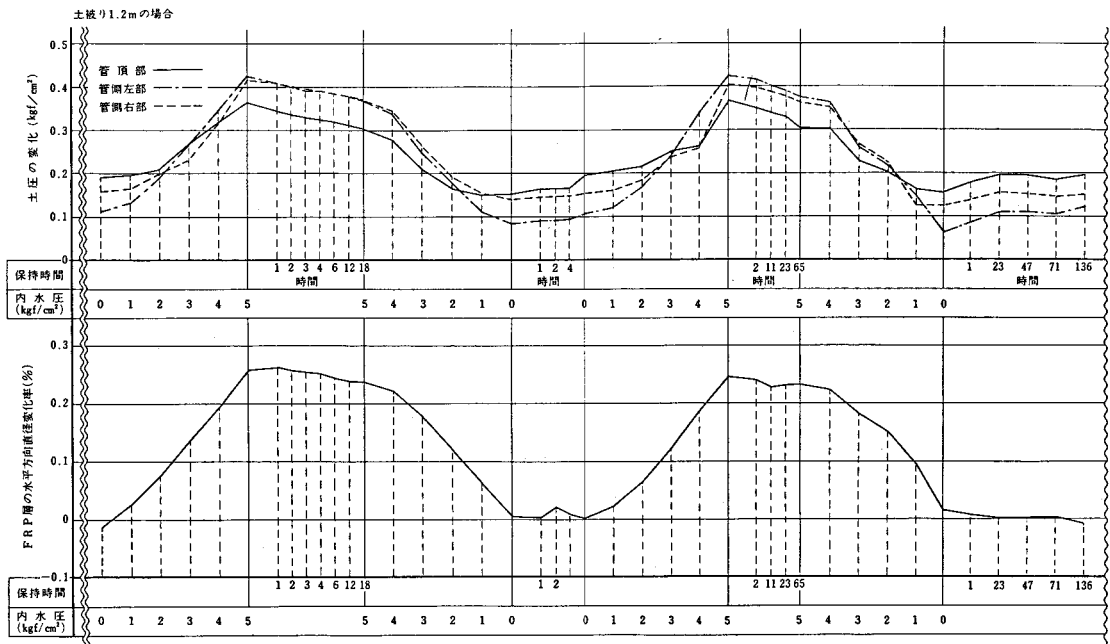


図-29 内水圧負荷により管体各部に生じた土圧の変化量

3-2 埋設後の内水圧反復負荷時における土圧の変化と管体及び継手部の挙動

内水圧反復負荷時の土圧及びFRP層外径変位を、土被り1.2mについて図-29に示す。

Ⅳ-1-3-(2)で述べたように、線荷重載荷の

場合、間隙水圧は外圧 P_o を P_i だけ減じるが、外圧はコンクリート層で支持している。しかし、埋設管の場合は、これと条件が異なるので円環に内水圧が作用している場合を考える必要がある。(図-30)

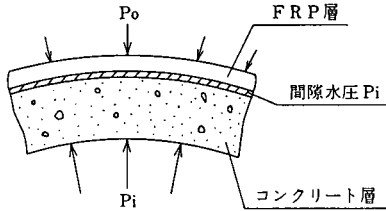


図-30 管体に作用する内、外圧力

(1)内水圧 P_i のみが作用している場合、平面歪み条件では円環の半径方向変位を u_1 とおくと、

$$u_1 = \frac{(1+\nu) \cdot P_i \cdot a_0^2}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} \left\{ (1-2\nu)r + \frac{b_0^2}{r} \right\} \dots\dots(1)$$

で表わされる。これから、呼び径 1,200 を対象とし、下記の条件下で、

- ν : ポアソレ比 = 0.32
- E : 弾性係数 = $12.5 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
- P_i : 内水圧 = 5 kgf/cm^2
- a_0 : FRP 層の内半径 = 68.3cm
- b_0 : FRP 層の外半径 = 69.5cm
- r : 変位を求める点の中心からの距離 (cm)

$r = b_0$ として、 u_1 を求めると、

$$u_1 = \frac{(1+\nu)P_i \cdot a_0^2}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} \{ (1-2\nu) \cdot b_0 + b_0 \}$$

$$= \frac{2(1-\nu^2)P_i \cdot a_0^2 \cdot b_0}{E \cdot (b_0^2 - a_0^2)} = 0.141\text{cm}$$

となる。よって、FRP層に生じた円周方向歪み量 ϵ_1 は、

$$\epsilon_1 = \frac{u_1}{b_0} = 2.03 \times 10^{-3}$$

となり、図-9の実測値とよく一致する。

(2)内圧 P_i 、及び外圧 P_o が作用したときの円環の半径方向変位を u_2 とおくと、

$$u_2 = \frac{1+\nu}{E(b_0^2 - a_0^2)} \left\{ r(1-2\nu)(a_0^2 \cdot P_i - P_o \cdot b_0^2) + \frac{a_0^2 \cdot b_0^2}{r} (P_i - P_o) \right\} \dots\dots(2)$$

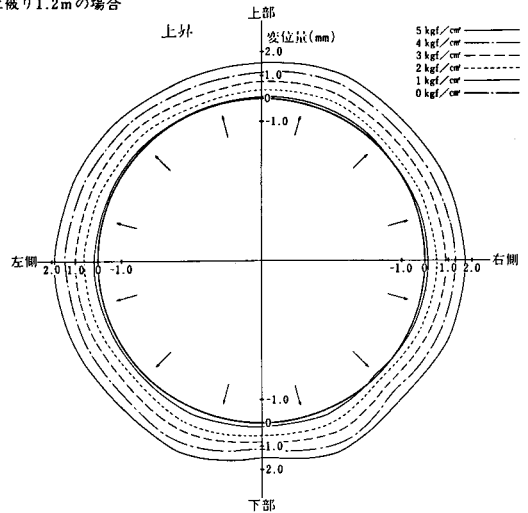
で表わされる。この場合、外圧 P_o は表-14の土被り 3mの水平土圧(内水圧 5 kgf/cm^2 負荷時)の平均とする。前記の条件と同様に $r = b_0$ とし、 $P_o = 0.600 \text{ kgf/cm}^2$ を代入して変位量 u_2 を求めると、

$$u_2 = \frac{1+\nu}{E(b_0^2 - a_0^2)} \{ b_0(1-2\nu)(a_0^2 \cdot P_i - P_o \cdot b_0^2) + a_0^2 \cdot b_0 (P_i - P_o) \} = 0.124\text{cm}$$

となり、図-31の水平方向変位量とはほぼ一致する。

現実の埋設では、内水圧 P_i は 5 kgf/cm^2 に対し、外圧すなわち、土圧 P_o は土被り 3mにおいて $P_o = 0.567 \sim 0.646 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲である。このことは外圧、即ち土圧は、内圧に対して一桁小さく、FRP層の変形に対してはほとんど無視できる。言い替えれば、内圧を支持するのはFRP層自体の構造であ

土被り1.2mの場合



土被り3.0mの場合

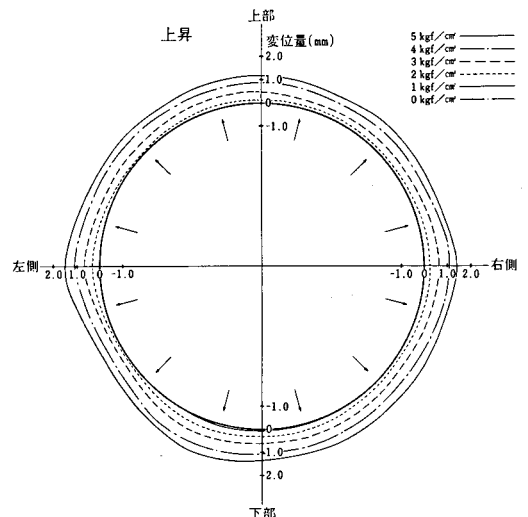


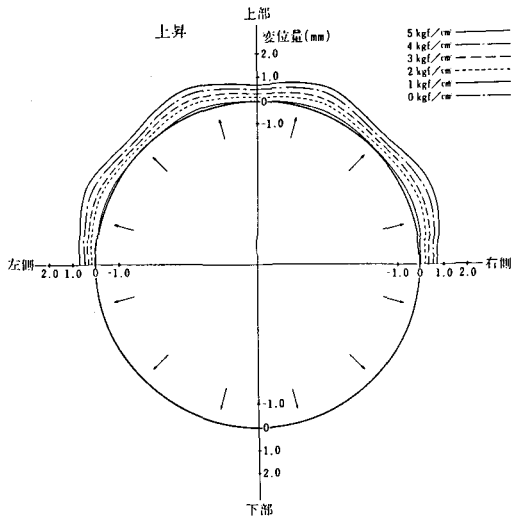
図-31 埋設後の内水圧作用時における管体外層の変位量

り、管の周囲の土が内圧の支持機構にはほとんど関与していないことがわかる。つまり、変位 $u_2 \cong u_1$ であることになる。

(3)内水圧によるFRP層の変位が埋め戻し土に作用する影響

視点を變えて管周辺の埋設土に対してFRP層を介して加えられる圧力について考えてみる。FRP層を介して内水圧により埋設土に加えられる圧力は、即ち、土圧の増分である。よって、次の式より土の力学定数を求めてみる。

土被り1.2mの場合



土被り3mの場合

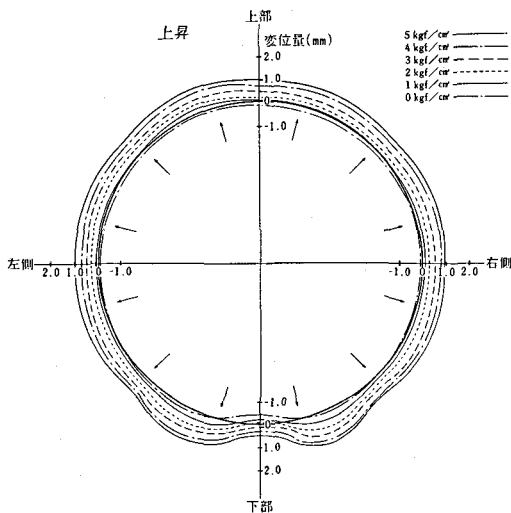


図-32 埋設後の内水圧作用時における継手カラーの変位量

表-14 内水圧 0~5 kgf/cm² 負荷に対する土圧の変化

土被り (m)	負荷回数	鉛直土圧 (kgf/cm ²)	水平土圧 (kgf/cm ²)
1.2	1回目	0.261~0.390	0.187~0.442
	2回目	0.189~0.364	0.148~0.422
	3回目	0.195~0.368	0.130~0.414
	4回目	0.208~0.401	0.162~0.460
3.0	1回目	0.479~0.657	0.265~0.593
	2回目	0.437~0.641	0.202~0.593
	3回目	0.431~0.642	0.210~0.567
	4回目	0.476~0.690	0.312~0.646

$$u = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{\Delta Pi \cdot b_0^2}{r} \dots\dots(3) \text{注}$$

$r = b_0$ において

$$u = \frac{1+\nu}{E} \cdot \Delta Pi \cdot b_0$$

となり、 $u/b_0 = \epsilon$ であるから、上式を整理すると、

$$\frac{E}{1+\nu} = \frac{\Delta Pi}{\frac{u}{b_0}} = \frac{\Delta Pi}{\epsilon} = e'$$

となる。

注：(3)式は無限体に設けられた半径 b_0 の円筒状空虚の内壁に圧力を加えた場合の半径 r の点の変位を求める式である。

Pi ：周辺土に対して加えられる力

b_0 ：FRPの外半径

ϵ ：FRPの水平方向歪み量

上記より、土の受働抵抗係数 e' を内水圧負荷時における土圧の増分と水平方向歪み量の増分から求めた結果を表-15に示す。

(4)埋設管の外圧支持機構

内水圧と埋設管各部に生じた変状について図-31~34に示す。図-31は埋設後を基準とし、内水圧による管体のFRP層の半径方向の変位量を示し、図-32は同様な継手カラーの変位量である。これらの変位量は、円周方向歪み量より算出した。

図-33は埋設管のコンクリート層に及ぼす内外圧の影響である。

表一15 計算より求めた土の受働抵抗係数 e'

土被り	回数	1				
	内水圧 (kgf/cm ²)	1	2	3	4	5
3.0m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.015	0.129	0.209	0.258	0.328
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	25	332	850	1501	2031
	e' (kgf/cm ²)	000	389	240	171	101
1.2m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.010	0.079	0.139	0.205	0.256
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	42	826	1296	1896	2548
	e' (kgf/cm ²)	381	96	107	108	100

土被り	回数	2				
	内水圧 (kgf/cm ²)	1	2	3	4	5
3.0m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.010	0.083	0.181	0.291	0.391
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	93	581	1078	1594	2131
	e' (kgf/cm ²)	108	143	168	183	183
1.2m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.007	0.047	0.133	0.201	0.274
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	169	649	1281	1839	2457
	e' (kgf/cm ²)	41	72	104	109	112

土被り	回数	3				
	内水圧 (kgf/cm ²)	1	2	3	4	5
3.0m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.010	0.047	0.128	0.239	0.358
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	173	526	1058	1555	2056
	e' (kgf/cm ²)	137	89	121	154	174
1.2m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.010	0.046	0.111	0.202	0.284
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	206	678	1248	1862	2456
	e' (kgf/cm ²)	49	68	86	108	116

土被り	回数	4				
	内水圧 (kgf/cm ²)	1	2	3	4	5
3.0m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.007	0.042	0.111	0.219	0.334
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	36	395	913	1466	1997
	e' (kgf/cm ²)	194	100	122	149	167
1.2m	土圧の増分 (kgf/cm ²)	0.017	0.063	0.132	0.217	0.298
	ϵ ($\times 10^{-6}$)	218	692	1823	1877	2539
	e' (kgf/cm ²)	78	91	100	116	117

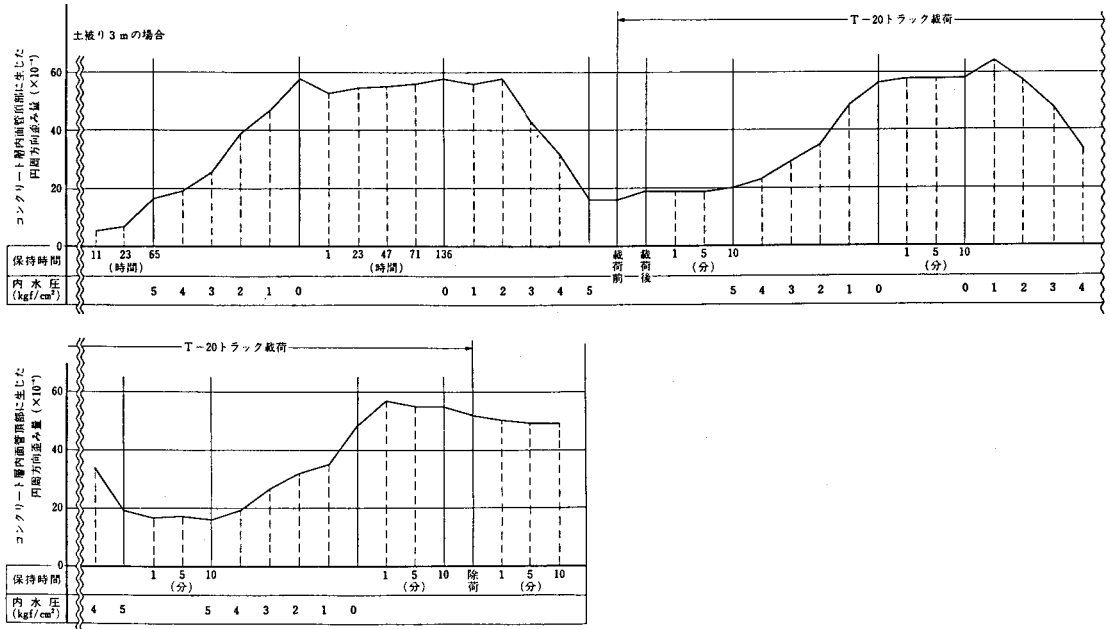


図-33 埋設時、内水圧反復負荷、及びトラック載荷において
コンクリート層内面管頂部に生じた円周方向歪み量

線荷重載荷の場合、実際には載荷幅が存在し、その単位面積当りの外圧は、内水圧5～10kgf/cm²に比較してはるかに大きく、載荷部においては、内圧の上昇は外圧を上回ることではない。従って、コンクリート層には、内水圧により両面から圧力を受けるための等方圧縮応力と、外圧による応力が働くと考えられる。しかし、埋設管の場合は、外圧は幅広く分布するために、外圧(土圧)は、0.2～0.6kgf/cm²程度であり、内水圧に比較して小さく内水圧の上昇によって外圧はほとんど打消されるものと解釈できる。

すなわち、埋設管においては、内水圧が負荷されない場合はコンクリート層が不とう性パイプとして土圧に対抗し内圧が負荷されると、コンクリート層は内圧に等しい等方圧縮応力を受けFRP層が内水圧を支持し、外圧(土圧)にも対抗する。

3-3 T-20トラック荷重と内水圧が同時作用した時の土圧の変化と管体及び継手部の挙動

土被り1.2mの結果を図-29に示す。この結果によると5kgf/cm²の内水圧が作用している状態でT-20トラックの載荷時における土圧の変化

は、鉛直土圧で土被り1.2mの場合が約0.07kgf/cm²、図示しないが土被り3mの場合には約0.02kgf/cm²増加する。

更に、T-20トラックが載荷している状態で内水圧を0に戻し、再び5kgf/cm²まで加圧すると土被り1.2mで約0.17kgf/cm²、土被り3mでは約0.06kgf/cm²の値を示して、トラック荷重を最初に載荷したときより大きい。このときの管体F

表-16 載荷及び走行用トラックの重量配分

タイヤ番号	タイヤ番号	接地面積 (cm ²)	空気圧 (kgf/cm ²)
前輪	1	530	7.6
	2	540	7.4
	3	540	7.5
	4	550	7.3
	5	550	7.2
後輪	6	560	5.3
	7	550	7.3
	8	560	7.0
	9	550	7.1
	10	540	7.0

トラック重量 11,740kg 前輪負担荷重 4,270kg
 荷重量 8,760kg 後輪負担荷重 16,230kg
 総重量 20,500kg

—— 土被り1.2mの場合
 - - - 土被り3.0mの場合

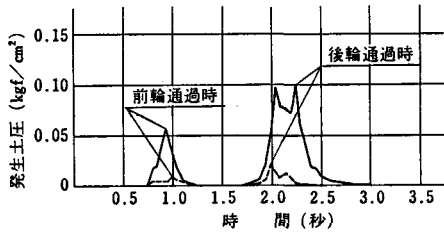


図-34 T-20トラック走行時における発生土圧

RP層及び継手カラーにおける変位量は前記3-2と大差ない値でいずれも正常に挙動する。

図-34は、満水状態の管路横断方向にT-20トラックを15km/hの速度で走行載荷したときの鉛直方向における発生土圧を示したもので、その値は土被り1.2mの場合において前輪通過時に約0.05kgf/cm²、後輪通過時には、0.10kgf/cm²弱の鉛直土圧が発生し、衝撃係数は約0.39である。土被りが3mになると衝撃係数は0.1であり、T-20トラックの走行載荷による影響は極めて少ない。

Ⅵ ま と め

1. 外圧試験の結果、供試管の強度は設計ひび割れ荷重、破壊荷重を充分満たしていた。
2. 内圧試験の結果、内圧はFRP層で対抗し、コンクリート層には内圧負荷による等方圧縮応力が発生するのみであるという設計の考え方を確認することができた。
3. 内、外圧同時に作用する場合、従来の管材においては、外圧による引張縁応力と内水圧による引張縁応力が加算されるが、本管において

は、むしろ逆に外圧による引張縁応力を打ち消す方向に内水圧による圧縮縁応力が作用する。このように、本管の場合は、内水圧の支持機構に大きな特徴があり、不とう性管と、とう性管の両者の特性を有している。

4. ベントナイト2.5% Wtの泥水を使って内圧反復負荷を行ったがFRP層とコンクリート層の間隙には、間隙水圧が正常に発生した。
5. 耐衝撃性は、従来のヒューム管に比して充分大きい。
6. 継手は、管体と同じく設計内外圧に充分対抗する。
又、曲折状態等での内圧負荷においても充分な水密性を確保している。
7. 埋設時の内、外圧の支持機構について、基本的には理解できた。
8. 以上で本パイプの基本的な性質は理解できたが、今後、埋設管路としての長期的特徴や施工に伴って生ずる諸問題等を明らかにしなければならない。
9. 本文においては、水理学的挙動について全く触れていない。水撃圧発生時の挙動等は別途検討が必要である。

最後に、思い上がった言い方を許していただくなら、本文がRC管、PC管等の不とう性管類の性能向上への刺激になれば、本文の目的が十分果たされたものと考えられる。

【参考文献】

- 1) 土地改良事業計画設計基準水路工(その2)
パイプライン—農林省構造改善局
- 2) ティモシェンコ 材料力学 北畠顕正 片山健次郎共訳

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
 - ⑥ 内容紹介（200字以内）
- 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(242字)60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242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。
- 7 文字は明確に書き，特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，などで区別のみぎらわしいものは鉛筆で注記しておくこと，
たとえば
C, K, O, P, S, U, V, W, X, Zの大文字と小文字
O(オー)と0(ゼロ) a(エー)とα(アルファ)
r(アール)とγ(ガンマー) k(ケイ)とκ(カッパ)
w(ダブルユー)とω(オメガ) x(エックス)とχ(カイ)
l(イチ)とl(エル) g(ジー)とq(キュー)
E(イー)とε(イプシロン) v(バイ)とυ(ウブシロン)
など
- 8 分数式は2行ないし3行にとり余裕をもたせて書くこと
数字は一マスに二つまでとすること
- 9 数表とそれをグラフにしたものとの併載はさけ，どちらかにすること
- 10 本文中に引用した文献は原典をそのまま掲げる場合は引用文に『 』を付し引用文献を本文中に記載する。孫引きの場合は，番号を付し，末尾に原著者名：原著論文表題，雑誌名，巻：頁～頁，年号，又は“引用者氏名，年・号より引用”と明示すること。
- 11 投稿の採否，掲載順は編集委員会に一任すること
- 12 掲載の分は稿料を呈す。
- 13 別刷は，実費を著者が負担する。

農業土木技術研究会入会の手引

1. 入会手続

- ① 入会申込みは研究会事務局へ直接又は職場連絡員へ申し込んで下さい。申込書は任意ですが、氏名、所属を明示下さい。
- ② 入会申込みはいつでも結構ですが、年度途中の場合の会費は会誌の在庫状況により決定されます。
- ③ 入会申込みと同時に会費を納入していただきます。

2. 会費の納入方法

- ① 年会費は2,300円です。入会以後は毎年6月末までに一括して納入していただきます。

3. 農業土木技術研究会の活動内容

- ① 機関誌「水と土」の発行……年4回（季刊）
- ② 研修会の開催……年1回（通常は毎年2～3月頃）

4. 機関誌「水と土」の位置づけと歴史

- ① 「水と土」は会員相互の技術交流の場です。益々広域化複雑化していく土地改良事業の中で各々の事業所等が実施している多方面にわたっての調査、研究、施工内容は貴重な組織的財産です。これらの情報を交換し合って技術の発展を図りたいものです。
- ② 「水と土」の歴史
(農業土木技術研究会は以下の歴史をもっており組織の技術が継続されています。)

- S28年………コンクリートダム研究会の発足

『コンクリートダム』の発刊

- S31年………フィルダムを含めてダム研究会に拡大

『土とコンクリート』に変更

- S36年………水路研究会の発足

『水路』の発刊

- S45年………両研究会の合併

農業土木技術研究会の発足←

『水と土』

入 会 申 込 書

昭和 年 月 日

私は農業土木技術研究会に入会します。

氏 名：

所 属：

会

告

農業土木技術研究会役員名簿（昭和62年度）

会 長	中川 稔	水資源開発公団理事
副 会 長	谷山 重孝	構造改善局建設部長
〃	志村 博康	東京大学教授
理 事	中道 宏	構造改善局設計課長
〃	川又 政圀	〃 水利課長
〃	大橋 欣治	〃 首席農業土木専門官
〃	笹井 一男	関東農政局建設部長
〃	中川昭一郎	農業土木試験場長
〃	那須 丈士	北海道開発庁農業水産課長
〃	高橋 昇	水資源開発公団第二工務部長
〃	中島 哲生	(社)農業土木事業協会専務理事
〃	牧野 俊衛	(社)土地改良建設協会専務理事
〃	渡辺 滋勝	㈱三祐コンサルタンツ副社長
〃	久徳 茂雄	西松建設㈱常勤顧問
〃	内藤 正	大豊建設㈱社長
監 事	山口 保身	関東農政局設計課長
〃	西岡 公	㈱日本農業土木コンサルタンツ 取締役副社長
常任顧問	内藤 克美	構造改善局次長
〃	福沢 達一	全国農業土木技術連盟委員長
顧 問	山崎平八郎	衆議院議員
〃	梶木 又三	参議院議員
〃	岡部 三郎	〃
〃	小林 国司	(社)畑地農業振興会々長
〃	福田 仁志	東京大学名誉教授
〃	緒形 博之	東京大学名誉教授
〃	永田 正董	土地改良政治連盟耕隆会会長
常任幹事 編集委員長	大橋 欣治	構造改善局設計課
常任幹事 編集委員	竹内 悟	〃 事業計画課
〃	石堂 隆憲	〃 設計課
〃	西澤 彰一	〃 整備課
〃	長束 勇	〃 設計課
事務局長	黒澤 照正	全国農業土木技術連盟事務局長
幹 事 編集委員	上田 勇	構造改善局地域計画課
〃	本間 新哉	〃 資源課
〃	米田 博次	〃 事業計画課
〃	重森 篤	〃 施工企画調整室
〃	畠山 信雄	〃 水利課
〃	松田 祐吾	〃 〃
〃	板倉 純	〃 整備課
〃	大澤 祐一	〃 開発課

幹 事 編集委員	山下 正	構造改善局開発課
〃	清水 正行	〃 防災課
〃	北原 敏彦	関東農政局設計課
〃	加藤 敬	農業土木試験場施設水利2研
〃	尾崎 明久	国土庁調整課
〃	福田 明	水資源公団第2工務部設計課
〃	竹内 紘一	農用地公団工務部工務課
〃	波左間孝之	日本農業土木総合研究所

賛 助 会 員

㈱ 荏原製作所	3口
㈱ 大林組	〃
㈱ 熊谷組	〃
佐藤工業㈱	〃
㈱三祐コンサルタンツ	〃
大成建設㈱	〃
玉野総合コンサルタント㈱	〃
㈱電業社機械製作所	〃
㈱ 西島製作所	〃
西松建設㈱	〃
日本技研㈱	〃
㈱日本水工コンサルタント	〃
㈱日本農業土木コンサルタンツ	〃
(財)日本農業土木総合研究所	〃
㈱ 間 組	〃
㈱ 日立製作所	〃
	(16社)
㈱ 青木建設	2口
㈱ 奥村組	〃
勝村建設㈱	〃
株木建設㈱	〃
㈱ 栗本鉄工所	〃
三幸建設工業㈱	〃
住友建設㈱	〃
大豊建設㈱	〃
㈱ 竹中土木	〃
田中建設㈱	〃
前田建設工業㈱	〃
三井建設㈱	〃
	(12社)
I N A新土木研究所	1口
アイサワ工業㈱	〃
青葉工業㈱	〃
旭コンクリート工業㈱	〃
旭測量設計㈱	〃
伊藤工業㈱	〃
茨城県調査測量設計研究所	〃
上田建設㈱	〃

㈱ウォーター・エンジニアリング	1口	㈱土木測器センター	1口
梅林建設㈱	〃	中川ヒューム管工業㈱	〃
エスケー札幌産業㈱	〃	日兼特殊工業㈱	〃
㈱大本組	〃	日工ゲート㈱	〃
神奈川県農業土木建設協会	〃	日本エタニットパイプ㈱	〃
金光建設㈱	〃	日本技術開発㈱	〃
技研興業㈱	〃	日本国土開発㈱	〃
㈱木下組	〃	日本大学生産工学部図書館	〃
岐阜県土木用ブロック工業組合	〃	日本ヒューム管㈱	〃
久保田建設㈱	〃	日本プレスコンクリート工業㈱	〃
久保田鉄工㈱(大阪)	〃	日本舗道㈱	〃
久保田鉄工㈱(東京)	〃	八田工業㈱	〃
京葉重機開発㈱	〃	福井県土地改良事業団体連合会	〃
㈱古賀組	〃	福岡県農林建設企業体岩崎建設㈱	〃
㈱古郡工務所	〃	福本鉄工㈱	〃
㈱後藤組	〃	㈱婦中興業	〃
小林建設工業㈱	〃	㈱豊蔵組	〃
五洋建設㈱	〃	ポゾリス物産㈱	〃
佐藤企業㈱	〃	北海道土地改良事業団体連合会	〃
㈱佐藤組	〃	(財)北海道農業近代化コンサルタント	〃
㈱塩谷組	〃	堀内建設㈱	〃
(社)静岡県畑地かんがい事業協会	〃	前田製管㈱	〃
昭栄建設㈱	〃	前沢工業㈱	〃
新光コンサルタンツ㈱	〃	真柄建設㈱	〃
新日本コンクリート㈱	〃	㈱舛ノ内組	〃
須崎工業㈱	〃	丸伊工業㈱	〃
世紀東急工業㈱	〃	丸か建設㈱	〃
第一測工㈱	〃	㈱丸島水門製作所	〃
大成建設㈱高松支店	〃	丸誠重工業㈱東京営業所	〃
大和設備工事㈱	〃	水資源開発公団	〃
高橋建設㈱	〃	水資源開発公団奈良俣ダム建設所	〃
高弥建設㈱	〃	宮本建設㈱	〃
㈱田原製作所	〃	山崎ヒューム管㈱	〃
中国四国農政局土地改良技術事務所	〃	菱和建設㈱	〃
㈱チェリーコンサルタンツ	〃	若鈴コンサルタンツ㈱	〃
中央開発㈱	〃	西日本調査設計㈱	〃
東急建設㈱	〃		(83社)
東邦技術㈱	〃	(アイウエオ順)	計 111社 155口
東洋測量設計㈱	〃		

地方名	通 常 会 員							地方名	通 常 会 員						
	県	農水省関係	公団等	学校	個人	法人	外国		県	農水省関係	公団等	学校	個人	法人	外国
北海道	129	182	3	7	22			近畿	滋賀	43	16	2	1	5	
東	青森	森手	55	53		2		京都	43	57		7	6		
		岩手	68	24		4	4	大阪	32			4	4		
		宮城	47	74	6	5	18	奈良	57	24	1	4	3		
		秋田	122	20		1	6	和歌山	56	29			3		
		福島	40	17		2			49	8					
北	小計	68	44	5		1		小計	280	134	5	16	21		
関	茨城	城木	98	52	13	2	8	中国	鳥取	26	15		2	4	
		栃木	80	27	1	5	2		岡山	21	12		4		
		群馬	32	6	2	1			山梨	53	47		4	3	
		埼玉	65	21	12	1	13		広島	53	8			2	
		千葉	61	14	10	1	12		山口	34	4		1	1	
		東京	5	197	71	13	23		徳島	23	3	1		1	
		神奈川	21			3	18		香愛	24	2	2	5	3	
		山梨	31	5			1		高知	59	13		5	4	
		長野	51	4	2	4	2			30	3	1	1	1	
		東	小計	85	13				4		小計	323	107	4	22
北	新富	鴻山	106	60	2	1	5	九州	福岡	32	18	27	8	6	
		富山	70	17		2	4		佐賀	18	17			1	
		石川	61	63		2	3		熊本	20	5			1	
陸	小計	58	7					35	42	5		2			
東	岐愛	阜知	26	5	1	3	7	鹿兒	44	4	1	3			
		三重	42	75	40	1	8	島	29	10					
			21	14	8	2	5	鹿	62	10	1				
海	小計	89	94	49	6	20		32	20	1	2				
合 計								2,317 1,361 220 113 216 806 14							
総 合 計								5,047名							

編 集 後 記

干ばつ、戻り梅雨、極地豪雨等、気象庁なかせの夏も、幾多のドラマを生む甲子園の高校野球の開始とともに、ようやく暑さが戻ってきたと思うやもうすぐ収穫の秋です。農業をとりまく内外の諸情勢は厳しいものがあるとよく言われますが、水田農業確立対策の77万haの稲作転換と、31年ぶりに62年度生産者米価の5.95%の引下げが決定され、又臨時行政改革推進審議会の小委員会において、農政改革については、外国から批判のある農業政策の見直しや食糧管理制度を含めた農産物価格の適正化、流通面の改善を図っていくために諸制度の点検をしていく方針が打ち出されるなど、農家にとっては本年は殊の外、厳しい暑い夏ではなかったかと思えます。

米価審議会答申の付帯意見にうたわれている。「米をめぐる諸情勢にかんがみ、水田農業の将来展望を明らかにするとともに、農業基盤の整備、生産規模の拡大、技術の開発等を重点的かつ強力に進めること。」が我々技術者の課題ではないでしょうか。

最後に本機関誌が発刊となる頃には、本年度当初予算を大幅に上回った(+16.9%)63年度概算要求も大蔵省へ提出されていることでしょう。また、本年度は前倒し施工、補正予算等大変にお忙しいことと思えますが、今後とも本誌への投稿と会員増加のための、御協力をお願いいたします。

(北原 敏彦 記)

水 と 土 第 70 号

昭和62年9月31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 東京都新宿区下合落2-6-22

一世印刷株式会社
TEL (952) 5651 (代表)