



土木研究所資料 第885号

第12回

土木研究所研究発表会資料

昭和48年12月10日

建設省土木研究所

目 次

1. 事業計画策定システムに関する研究 システム課 関 正 和 1

2. 河川水利用の実態についての予備的検討 水資源開発
研 究 室 本 木 博 11

3. 厚層コンクリート舗装の締め固め実験 機械研究室 岡 崎 治 義 23

4. 流路工計画に関する実験的考察 篠崎試験所 阿 部 宗 平 33

5. 人工島および沈埋トンネルの地震応答 構造橋梁部
(併任) 岩 崎 敏 男 45

6. 東京湾における鋼材の腐食について 化学研究室 西 島 高 秀 57

7. 都市河川に何を望むか 都市河川
研 究 室 松 原 重 昭 67
 —住民意識調査から—

8. 合成樹脂と橋面舗装について 舗装研究室 小 島 逸 平 77

9. 斜面の変形破壊について 新潟試験所 山 下 宏 85
 —ある地すべり斜面及び崩壊斜面の観測結果から—

1. 事業計画策定システムに関する研究

システム課 関 正 和

事業計画策定システムに関する研究

システム課 岩 松 幸 雄
小 浪 博 英
関 正 和

まえがき

昭和47年度最終予算による建設省関係行政投資額は4兆5,900億円であり、年々20%を超える勢いで膨張している。このような膨大な行政投資は国土建設の基幹として河川事業・道路事業・下水道事業等を通じて行なわれており、それら事業が及ぼす影響も事業規模の拡大に伴なって複雑化、広域化している。一方、環境問題等をはじめとする事業実施面での制約要因も現われている。このような状況下において限られた人員による事業の円滑かつ合理的な推進を期するためには、それら事業の計画過程と執行過程を合理化する必要が生じるのであるが、本研究ではとりあえず事業の計画過程に関してその体系化を図ろうとしたものである。

1. 事業計画のシステム化の目的と背景

本研究は建設省技術研究会共通部門指定課題「河川および道路の事業計画作成のシステム化に関する研究」に基いている。当初この研究は昭和46年度に実施または計画されていた河川事業、道路事業をそれぞれ10例、ケース・スタディーとして取り上げ、その計画過程とそれがもつ問題点を明らかにすることから始められた。こうした作業を通じて明きらかになった問題点をいくつか羅列すると、

① 事インパクトの検討項目

事業の実施によって現われる効果・影響（これを事業インパクトとよぶ）のうち、検討を加えるべき項目の選び方が各事業相互間でかなり異っている。ケース・スタディーによると多数の事業で共通に検討されている項目から、一部事業でのみ検討が行なわれた項目、どの事業でも検討がされなかった項目まで極端な対比がみられ、計画の目的やそれをとりまく環境によって異なることがうかがえた。しかし、「実際には検討しなかったけれど、検討すればよかったと思われる項目」として、河川事業計画では、維持・浄化用水、動植物相、地下水の変化、親水機能等の項目、道路事業計画では、日照、通風、電波障害、災害時の道路利用、道路敷の利用、維持修繕方法等の項目が上げられており、計画に対する考え方に変遷がみられた。

② 事業インパクトの検討手法と検討精度

計画の策定過程において充分煮詰められるべき膨大な検討作業に関し、それぞれの目的からいってどんな手法を採用すべきか、どの程度の精度までつめるべきかが明きらかでないために、ときとして検討の不足や必要以上の検討が行なわれる場合がある。ケース・スタディーによると、計画をとりまく環境について定量的な調査が行なわれていても、調査結果を利用して行なわれる検討段階において非定量的に扱われる場合が大半を占め、現状では技術者の経験や勘に頼る部分の大きいこ

とを示している。この原因として、つぎの二つの側面が考えられる。一つは、それぞれの検討項目を支配する法則性が明きらかでなく、検討手法が確立されていないために技術者の経験的判断にまかされる場合であり、また一つは、検討手法に適した調査（調査項目・範囲・精度等）が行なわれていないために、調査結果を有効に利用できない場合であり、これは③とも関連する。

③ 環境実態調査の項目、調査精度および調査方法

各々の環境実態調査の結果は数多くの検討作業の中で利用されうるものであるにもかかわらず、どのような形で利用されるのか、どのような精度が必要なのかを体系的に整理されていないためにせっかくの調査結果が不十分にしか利用されなかったり、再調査が必要であったりする場合がある。ケース・スタディーによると、同種の事業でありながら調査項目がまちまちであったり、調査対象（環境の一部）が同じものでありながらその結果を利用して行なわれる検討が事業によって非常に分散している。これは事業の性格のみならず、調査名称の混乱や計画策定時における各種事情が反映されているものと思われ体系的な整理のまたれるところである。

河川改修、多目的ダムの建設、道路建設などの事業計画はこうしたいくつかの問題点をかかえてはいるものの、建設行政はこれら多くの事業を主軸として進められ、事業の実施は公共の福祉の増進に寄与するものである以上、事業の実施によってひき起されるさまざまな影響について体系的に検討を加えて多種多様な要請に適切に応え、事業の必要性和妥当性が多くの人々に納得されるような説得性のある計画を策定することは、計画担当者の使命であるといえる。

こうした適確な計画を策定するためには、上記問題点に関する合理的な調査・検討体系を整備して良好な計画が作れるような態勢を整える必要があるとともに、このような作業を支える数多くの研究をシステムティックに配置して強力なバック・アップ態勢を確立し体系的・組織的に推進する必要がある。本研究は、こうした膨大な作業を今後体系的に進めるための共通な論義の基盤を提供しようとするものであり、つぎの段階を設けて考察を進める。

1. 事業計画を構成する諸元・事業をとりまく自然的、社会的環境要因および事業の実施によって生起するさまざまな現象を落ちなく網羅的に拾い出す。
2. 第一段階で挙げた各要因の間に存在する因果関係、つまり事業の実施による効果、影響がどのような道筋を通り、どのような現象として現われてくるのか、その「からくり」を明らかにする。
3. 第二段階で把握した要因間の因果関係を前提に事業計画の策定にあたって調査、検討すべき事柄を列記する。

2. 事業計画システムの概要

事業計画の策定法を論理的に取り扱うためには、計画に関連するもろもろの要因を「計画の意図」「事業計画諸元」「変化した態」「環境要因」に分類して考えるのが便利である。

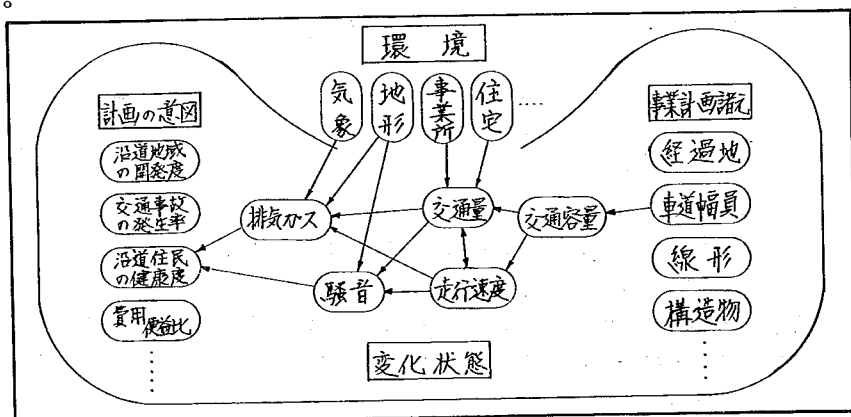
計画の意図

われわれは「洪水災害を免れたい」「健康で豊かな生活を過ごしたい」「速く安全に目的地まで行きたい」などさまざまな欲求をもっているが、計画内容を具体的に検討するためには事業の目指

すところを「欲求」といった漠然とした形で記述しておくのは非常に不便であり、「災害発生に対する安全率」「沿道地域の開発度」「水供給の安全度」「交通事故の発生確率」「費用便益比」等々の尺度を持ち込んで、何をどうしたいのかを明確に表現する必要がある、このような事業の目指すところを表示する尺度の集合を「計画の意図」とよぶことにする。

「計画の意図」は一般に、複数の要因によって構成されているが、個々の事業によって欲求や環境条件が異なるので、取り上げるべき計画意図の要因は当然異なるし、要因の中でどれを重要視するのかそのウェイトづけや取り扱い方も異なってくる。

だが、こうしたウェイトづけの問題は、時代体制を超えて論理的、恒常的に論議することはきわめて困難であり、その決定は時の政策にゆだねるのが穏当と思われ、本研究の枠から一応はあきらめておく。



※矢印は因果関係を示す。

図-1 事業計画システムの概要

事業計画諸元

われわれ計画担当者が事業計画の意図を達成するために、さまざまな環境条件の規制のもとで検討し決定する「手段」を記述する項目であり、河川事業、道路事業等においては、ダム、河道、放水路、河口堰、道路等の施設を建設し運営することが、その主要部分を占める。

具体的には、施設の位置、配置、形状構造、色、材質および施設を建設する工法、施工時期、工程さらには、施設の管理運営方式、維持修繕方式等々、計画担当者（設計者を含めて）が決定し、設計図、仕様書、規則等を通じて表現するような諸項目を総称して「事業計画諸元」とよぶ。

変化状態

計画の作成過程においては、各「事業計画諸元」を「計画意図」に照らして検討し、決定していくが、このためには、計画の意図と事業計画諸元との間に対応関係が確立されている必要がある。しかし、一般には両者の対応関係が直接的にとれている場合は稀であり、「変化状態」という中間的な状態を数段階を経て対応づけているのが普通である。

さて、図1で右から左方に向けて矢印を追っていくと、「車道幅員」を変化させれば、どんな現象が連鎖的に発生するのか（「出現する変化状態」とよぶ）、その因果関係が明らかになる。これとは逆に矢印を左から右方に向けていけばどうであろう。この場合には「沿道住民の健康状態」をある水準に保つためには、排気ガス、騒音、振動等の水準をどのくらいに抑えればよいのか、またそのためには事業諸元をどのようにすればよいかというふうにある目的を達成するには、どのような状態の出現を期待しているかを示すこととなる。（「期待する変化状態」とよぶ）

ここで注意すべきは、事業に「期待している変化状態」は、事業によって「出現するさまざまな変化状態」の中の一部に過ぎない（部分集合）ということである。したがって、あらゆる面で非のない計画を作成しようとすれば、「交通輸送力の増大」、「氾濫被害の減少」といった計画の本来の主目的以外にも枠を抜け、事業によって出現するさまざまな現象をすべて予測して、それぞれに対して、適切な「計画意図」とそれにとまなう「期待する変化状態」を設定する必要がある。

環境

一般に、計画の作成において、その背景、環境といわれるものが、非常に重要な役割を果たす。しかし、環境の実態そのもののなかで計画の策定の際に考慮が払われるものは計画者によって把握され知識経験として理解されたもののみであり、計画の策定にあたっては環境の実態調査やその分析に十分な労力と注意を払うことが望まれる。環境は事業計画諸元とともに、さまざまな形で変化状態を支配しているが、こうした環境の種々の要因には、事業の実施によって変化を受けるものと、事業による明らかな影響は、殆んど受けないと思われるものに大別できる。本文では、前者を「内生的環境要因」、後者を「外生的環境要因」とよぶことにする。ただし、この両者の区分は事業の規模・範囲・学問の進展による現象の解明等により再考しなければならない側面をもっており、一律に区分してしまうことには、若干の危険がともなう。

事業計画システムの構成

事業計画は以上の4つの要因から成り立っているが、その構成は、模式的に次のように表示される。

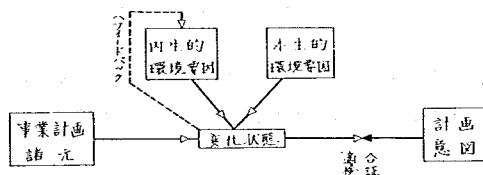


図-2 事業計画システムの構成

すなわち、各「変化状態」は、「事業計画諸元」、「内生的環境要因」、「外生的環境要因」によって因果的に支配されており、それが「計画の意図」と合致しているか否かによって、計画の再検討を行なうかどうかが決まる。また、事業の実施によって、各種の変化が現われるとそれはフィードバックして内生的環境要因の変化として現われ、さまざまな部分に、波及的に多くの影響を与える。本文では、「内生的環境要因」と「出現する変化状態」の各項目を全く同じ言葉で表現している。

3. 事業計画マトリックス

「ある環境のもとで、ある事業計画を遂行すれば、どのような状態が出現するのか」きわめて複雑な各要因間のからみ合いの中で、これを最も端的かつ包括的に表現するには、マトリックス（行列）による表示が都合よい。本研究では、「河川事業計画マトリックス」および「道路事業計画マトリックス」を作成した。これらマトリックスの見方は図-5を参照されたい。すなわち、図の右上にある外生および内生的環境要因のもとで、左上にある事業計画諸元を決定すれば左端にどのような状態が

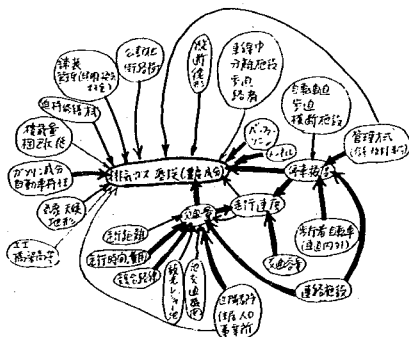


図-3 「排気ガス・塵埃」が何に支配されているかを示す因果関係図

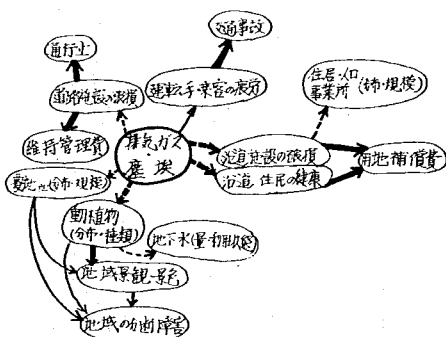


図-4 「排気ガス・塵埃」が何に影響を与えるかを示す因果関係図

出現するかを、関連のあるところに、凡例にあるような印をつけて示している。

したがって、ある「出現する変化状態」の行を横に眺めていくと、その状態はいかなる事業計画諸元、およびいかなる環境要因に支配されているのかが判る。たとえば「道路事業計画マトリックス」の「出現する変化状態」⑬、「排気ガス、塵埃」という項目を横に眺めると図-3のようにどんな要因に支配されているのかよくわかる。また、ある「事業計画諸元」または「環境要因」の例を今度は縦に追っていくとその諸元（要因）がいかなる出現する変化状態に影響を及ぼしているのかが判る。図-4は「排気ガス・塵埃」が何に影響を及ぼしているかを図示したものであるが、これはマトリックスの「内生的環境要因」⑭を縦に追ったものである。

ただ一口に影響があるといっても、その影響の仕方は、強弱、相関の正負、時間遅れの有無など、さまざまである。本マトリックスでは、鋭敏性と時間遅れの有無を凡例に示す通り表示した。ここで、「鋭敏性」という用語は、事業計画諸元を変更したり、新たに建設したり、あるいは環境が変化した場合に、それにとまって出現する変化の程度、大きさ、広がり的大小あるいは、感度の強弱の意味で用いている。また、「時間遅れ」の項は、事業の遂行や環境の変化による影響が数ヶ月もしくは数年後以降に現われる場合を時間遅れ「あり」として扱い、それより早い影響が現われる場合を時間遅れ「なし」として扱った。時間遅れのある場合には、誰もが気づかないうちに現象が進行してしまう恐れがあり、注意が払われなければならない。

本マトリックスの最下欄には、「事業位置と環境の関係」について記述されている。事業位置（河川の経路、ダムの位置、道路の経過地等）は、勿論、事業計画諸元の要因で、その周辺の自然的・社会的環境を見て選択される。したがって、事業位置が決定されると、同時にその周辺の環境が決まることになり、本マトリックスの最下欄には、そうした環境に「＊」印をつけた。

最後に、本マトリックスでは、一次的な関係にのみ凡例に示すような印をつけ、二次的以上の関係については、重複をさけるため印をつけていない。

4. 事業策定のための調査と検討

ここでは事業計画マトリックスが事業計画をシステムティックに作成しようという目的に対しどのように利用されるかを考察する。

① 事業インパクトの検討

事業インパクトを検討するためには必要な検討項目とその精度および検討手法が準備されている必要がある。検討項目は事業計画マトリックスの左端に示した「出現する変化状態」の各項目であるが具体的に計画を策定する場合にはこれらの各項目を計画意図との対応において細分化し、きめ細かな検討ができるようにしなければならない。検討精度はその検討結果がどこで利用されるかにより決まってくる。たとえば、図4の「排気ガス・塵埃」の検討成果は沿道住民の健康に与える影響、植物の生態に与える影響等を評価するのに利用されるのでその評価に適した精度が必要となる。したがって必要検討精度は「内生的環境要因」の欄を縦に眺めることによって求めるきっかけが生まれよう。

表-1 「河道流量」の検討細目

細 分 項 目	対応する計画意図
高 水 流 量 (ピーク流量・波形)	人身・資産の被害
低 水 流 量 (継続期間)	用水の確保
最 大 流 速	河道施設の破損

検討手法は、細分化された検討項目について上述の検討精度にふさわしいものを準備すべきである。図8は河川事業計画マトリックスの出現する変化状態①「地表面流流量」の欄を横に眺め、それが環境によってどのように支配されているのか説明を加えたものである。こうした図を現場経験者の経験を動員しマトリックスの全項目について作成したわけであるが、学問的裏付けのしっかりしている部分は未だ非常に少なく、適切な検討手法の確立のまたれるところである。

② 環境の実態調査

事業インパクトの検討を行なうためには周囲の環境について十分な調査がされていなければならない

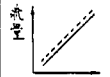
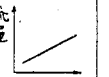
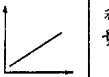
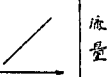
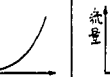
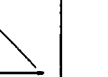
出現する変化状態		内生的環境要因					外生的環境要因	
地表面流量	要因名	地形	動植物	商業・住宅	鉱工業	農林畜産業	気象・気候	地質・土質
山地・農地・市街地表面(河川部分を除く)を流下する水の量の時間的・地質的変化の様相	相関関係	 勾配 緩——急 集水面積 小——大	 多 少 植 物	 多 少 商業・住宅地	 多 少 鉱工業地	 多 少 農 地	 多 少 降雨量	 小 大 透水性
	鋭敏性	◎	◎	△	△	○	◎	○
	時間的遅れ	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし
	個別説明	勾配が急だと流水が速くなり、洪水時には流量が大きくなる。勾配が緩の時はこの逆になる。雨量の分布が均一であるから集水面積の大きい方が流量が大きくなる。	植物が多いと地表面に雨水の貯留されやすくなり、流出が遅くなる。また植生の生長による土壌の保水能力により、流出が速くなる。	商業・住宅が多く、地盤が不透水性の小さいもので覆われている場合は、表面流量は多くなる。また流出は速くなる。	工業地が多く、地盤が不透水性の小さいもので覆われている場合は、表面流量は多くなる。また流出は速くなる。	水田が多いところは、降雨による表面流の発生以外に、取水時期・灌漑面積によって表面流の量は左右される。	降雨量が多いと表面流が発生する。降雨量が少なければ、表面水の浸透し、表面流量は小さくなる。	地表面層の土の透水性がよいと、表面水の浸透し、表面流量は小さくなる。
鋭敏性 ◎ 敏感 ○ 普通 △ 鈍感 時間的遅れ より なし								

図-8 地表面流量

いが、その調査項目はマトリックス右上欄の「環境要因」の各項目である。ただし、調査項目の細目と調査精度はその調査結果が何を検討するために利用されるのかをみて決定される必要がある。たとえば道路事業における「地質・土質調査」は表2の右欄の各項目を検討するために実施されるので、左欄のような細目について調査されるだろう。

調査手法は調査項目の細目と調査精度に応じて準備しなければならないが、これは重要な研究活動の一分野である。

表-2 「地質・土質調査」
の調査細目

調査項目	対応する検討項目
耐 荷 力	道路施設の安定性
振動伝播特性	振 動 公 害
透 水 性	地下水位変動
土 壌 特 性	植 物 の 変 化
崩 壊 性	交 通 杜 絶

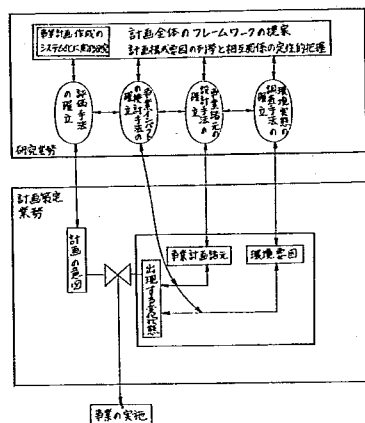


図-9 土木事業全体における本研究の位置づけ

5. おわりに

図9は土木事業全体における本研究の位置づけを示したものである。本研究では事業計画全体のフレーム・ワークを与え計画策定時に調査・検討すべき事柄の概略を示したが、こうした作業成果は計画担当者が直接利用するには未だ充分とはいえず、これを足がかりとして図に示すような細部の検討を進める必要がある。ただし、こうした研究や作業は多数の要因間の調整やバランスが特に要求されるため、事業計画マトリックスを基礎にして、体系的・組織的に検討作業を行なう必要がある。ひとつの方向として、事業計画マトリックスの各マス目についてサブルーチンを作製しそれらを結合させて、事業インパクトの大きさ・分布等を予測すること、さらにはその結果を視覚的に表示できるシステム（「計画シミュレーター・システム」とでもよぶべきもの）を開発すること等も考えられよう。

最後に本研究に御協力戴いた本省技術調査室・各地方建設局・北海道開発局の方々に深く感謝致します。

2. 河川水利用の実態についての 予備的検討

水資源開発研究室 本 木 博

河川水利用の実態についての予備的検討

水資源開発研究室 本 木 博

1. はじめに

水資源の開発、利用、管理等の計画立案にあたって、これを全体的に見た場合、①水の需要規模、特性の推定、②水の供給側の量と性状の把握推定、③水需給に関連する社会法制条件の把握等の点について明らかにしてゆかなければならない。

我々の研究はそれら各分野について、実態の把握や諸推定手法の改良・改善を図って行くことを目標にしているが、本報告はその中の1つとして水の需要の実態把握、将来方向の推定を目指して、水需要の各原単位（諸要素の一単位当りの需要水量）についてマクロ的に考察を行なったものである。

これを基礎にして今後より具体的で詳細な内容について分析、研究を進めてゆきたい。

2. 概要

2-1 水需給の現状

戦後わが国の経済は世界でもあまり例のない程急速で大巾な成長を開始した。特に昭和30年以降は驚くべき加速性を加え、中でも産業立地基盤に恵まれた都市には顕著にその傾向が表われた。急速に膨張した都市への人口集中も激しさを増し、その結果人口増加および原単位の増大により巨大化した都市は、各種用水の需要を急激に増大させ、図1-1に示すように昭和45年の水道用水、工業用水の年間使用総量は約410

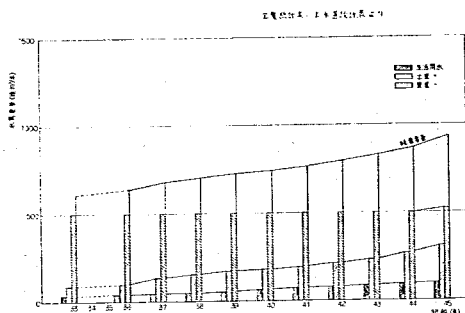


図1-1 水需要量経年変化

億立方メートルと昭和33年の約3.5倍の増加となっている。工業用水の増加は鉱工業生産の著しい拡大特に鉄鋼、化学、パルプ、紙等の用水型産業を中心とする工業の発達によりその需要量は回収水を除いても昭和45年は昭和33年の約2.2倍の150億立方メートルに達しており、この需要の主体はいわゆる大工業地帯である。京葉、中京、阪神、瀬戸、北九州等に集中しているのも特徴である。

水道用水の増加は人口の自然増加や水道そのものの普及率の増加（昭和34年48.6%、46年82.7%）に加え、生活水準の向上に伴う各種用水機具の普及、建築ラッシュによるビル用水の増大等の要因によるものと考えられる。

また農業用水についてであるが、経済構造の変化によって農業従事人口は減少しているものの表1-1のごとく耕地面積は殆ど変動がみられない。このことは従来500億立方メートル前後の用水を使用するといわれる農業用水もあまり変化していないことを意味している。

		単位：10,000ヘクタール											
区 分		32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43
面積	計	6,335	6,349	6,293	6,271	6,086	6,291	6,661	6,642	6,549	6,438	6,438	6,438
	道	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344	3,344
	府	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023	2,023
	市	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
指数	計	100.0	100.0	100.0	100.0	99.8	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	道	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	府	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	市	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
水田等	計	552	552	554	551	557	555	561	561	565	565	565	565
	道	552	552	554	551	557	555	561	561	565	565	565	565
	府	552	552	554	551	557	555	561	561	565	565	565	565
	市	552	552	554	551	557	555	561	561	565	565	565	565

以上のように農業用水に大巾な水需要変化が認められず、反面工業用水、上水道用水の需要が増大しているために水資源の問題は深刻さを増しつつある。

図1-2より供給側、すなわち水資源の問題を若干見てみると、広域利水調査報告書によればわが国の年間平均降水量は1818mmと計算されており、世界の中でも比較的豊かな降水に恵まれている。しかし人口一人当りの降水量は人口集中の激しい南関東、京阪神では約900立方メートルと全国平均6.483立方メートルに対し、かなり低い値を示し地域的にかなりのアンバランスがあることが認められる。昭和45年の全国一人当り平均用水量が約900立方メートルであることから推定してこれらの地域ではすでに供給体制としてかなり切迫性があることを示し、また人口の集中傾向の激しい地域でも水供給体制を真剣に考える必要が生じている。

2-2 河川別水利用実態

一級河川の中から66水系を選びそれぞれの河川の水利用の実態をマクロ的に分析したのが図1-3、図1-4、図1-5である。(ここでは河川の取水量流量比として、平均流量に対する上水、農水、工業、その他の総取水量の割合)

①図1-3から言えるように殆どの水系は農業用水を主体に利用されており、工業用水、上水道用水が農業用水に対してかなり高い割合を示す河川は数水系にすぎない。

②図1-4、図1-5からいわゆる東海道メカロポリスが年間を通しての比率が高く、北陸、東北等は農業用水としてかなりの河川水を利用しているが年間を通して見た場合、北陸、東北、北近畿、南九州、北海道に河川水の余裕がうかがえる。

マクロ的に以上のような点を考察できた。

順位面積あたり降水量 (mm/年)	ブロック名	人口1人あたり降水量
2020	1203	7000 4020 8000 6000 10000
1000	北海道	18264
1593	東北	12701
1519	関東	7228
1573	北関東	3932
2870	北陸	1305
2350	東海	5924
1959	近畿	3855
1800	京阪神	930
2512	その他	8256
1874	中国	8513
2100	山陰	16052
1770	山陽	6728
2130	四国	10223
2241	九州	7791
2000	北九州	2371
2280	その他	10425

図1-2 ブロック別降水量の比較
(昭和45年)(広域利水調査第二次報告書より)

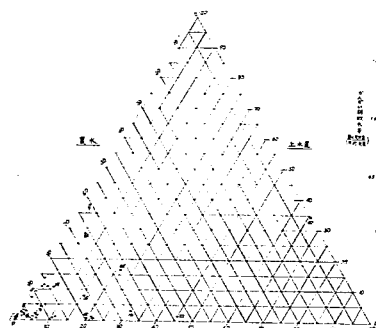


図1-3 用水別河川水利用現況図

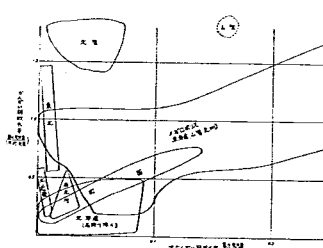


図1-4 地域別水利用状況図

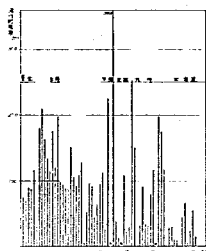


図1-5 河川利用現況図

3. 工業用水

3-1 工業用水の経年的変化の特徴

工業生産高は最近十数年間に特に急激な発展をみせ、昭和35年から45年までの10年間に36倍に達しており、それによっていわゆる工業用水使用量も同じ10年間に30倍にも達している。更に水需要の伸びは図3-2でも明かなようにいわゆる太平洋ベルト地帯に集中し、水需給の地域的アンバランスが増々著しくなっている。その結果として最近は特に都市域を中心とした水不足と排水水質が大きな問題となってきた。以上のような状況は一方で水利用の内容に影響を与え水利用の合理化が大きく進められるようになりこれを工業用水についてみると、図3-1～3-3から分るように、①淡水の回収率の著しい向上、②海水による代替率の向上、

③上、工、河川水の補給量開発等があげられ、昭和40年と昭和45年の用水量は1.6倍、その伸びのうち1/2は回収率の向上で、1/3を海水で補っておりいわゆる河川からの補給量はその残り10数%を補填している形となっている。その結果昭和33年には上工水河川水量、いわゆる表流水を水源とする用水量が全用水量に占める割合が35%もあったものが、昭和40年には同27%、昭和45年には同21%とその比重を下げっており、他方回収率は昭和33年14%の占有率であったものが、昭和45年には36%に達している。また昭和45年の全産業を平均した単位出荷額当り水使用量は、昭和40年の約70%に低下しており（出荷額は物価補正した）特にパルプ紙工業、窯業土石、化学工業に於いて著しい低下がみられる。以下工業用水の利用の特徴、その使用原単位について業種別、地域別、用途別、水源別からみた概略的特性分析をした、図は代表例を掲げた。

3-2 産業種類別の用水量の特徴

a) 図3-3、3-5、表3-1から昭和45年の特徴をまとめてみると全体的にみて化学、鉄鋼、パルプ紙の三業種が利用総量、原単印とも使用比率の70%という大きい比重を占めているがその他の用水型産業として石油、石炭、食料品、窯業土石、繊維、非鉄金属等の業種があげられる。この他ゴム工業は原単位は高いが全体使用量は比較的

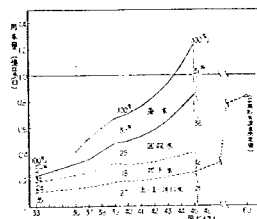


図3-1 全国工業用水量の水源別利用量の伸び
(工業用水統計表より)

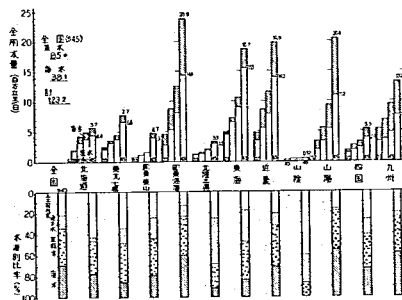


図3-2 地域別工業用水利用状態

(工業用水統計表より)

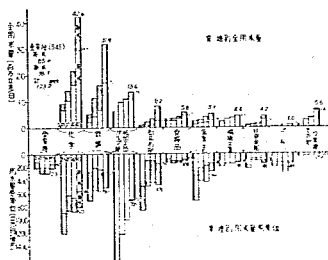
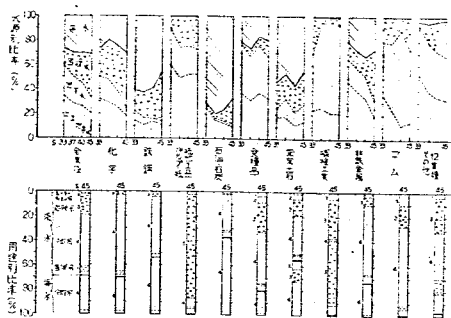


図3-3 業種別全用水量と原単位の推移

(工業用水統計表より)

b) 業種別によって水利用の形態が著しく違う(図3-4)特徴的にいえることは、パルプ紙繊維の二業種は製品処理用水または温調用水が大部分を占め、ともに海水使用比率、淡水回収率が比較的低い。

c) その他化学、食料品、非鉄金属は上記の中間的利用形態を示している。このうち食料品以外のものは事業所配置などによっては更に化学、鉄鋼業と同様形態に近づくと思われる。



(工業用水統計表より)

図3-4 業種別の水源別・用途別用水比率の推移

d) 上記は産業中分類の平均的水形態についてみたが、同一業種内でも細分類業種で水利用量は著しく異なる。一般的に一次製品製造業が原単位量が高いといえる。

e) また別のみかたからは、同一中分類産業内でも事業所規模に対して原単位が大きく異なり、いずれの中分類業種でも事業所規模が大きい程用水原単位が大きい傾向をもつ(図3-5), 従って前項の原因の一つは一次製品産業には比較的大規模なものが多いためとも考えられ細分類産業ごとの原単位の違いも各々の事業所規模がかなり異なることと関係があるものと見てよいだろう。一方同じ図から見て事業所規模が大きい程一般に海水利用率(海水への転換率とも言えるだろう), および淡水回収率が高い傾向もある。食料品の傾向を見ると事業所規模 1,000 人以下では使用原単位がほぼ同じであるという他業種と異なる特徴もある。

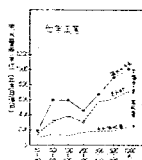


図3-5-1

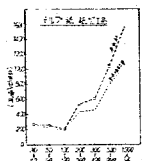


図3-5-2

f) 各業種別水源別の用水の比率は次の要素によって特徴づけられているものと見られる。

①水源の利用可能状態とコスト

②用途による水質上の要求

③事業所の規模(用水施設の整備)

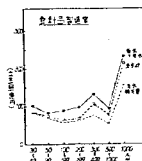


図3-5-3

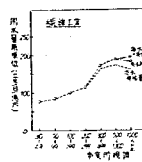


図3-5-4

業種 (産業中分類)	用水総量 (100万t)	淡水総量 (100万t)	淡水利用率 (%)	淡水原単位 (t/t)	海水原単位 (t/t)	海水利用率 (%)	淡水回収率 (%)
全産業(20)	(123151)	(41056)	213.1	147.1	44.8%	51.8%	
化学	24.6	25.1	203.2	537.7	30.3	65.3	6
鉄鋼	25.9	10.5	511.2	239.1	46.4	78.8	8
窯業土石業	11.0	23.9	707.8	701.7	0.4	27.3	2
非金属	6.7	1.9	476.1	159.2	67.5	70.3	7
食料品	4.7	9.4	104.0	83.6	19.6	16.9	2
繊維工業	4.1	3.4	268.7	146.1	45.6	48.3	4
紙繊維工業	3.5	9.9	135.5	133.5	1.5	5.6	1
非鉄金属	3.4	3.1	146.2	105.8	27.6	57.5	5
石油	6.1	12.8	26.0	25.4	2.3	27.8	

表3-1 用水型産業の水利用(昭和45年, 全国)

また各産業の成立特性によって、例えば一次製品産業は規模の大型化が比較的容易であるから立地に対する対応性が高いが、二次加工製品、食料品などのような比較的中規模な経営の多い業種は、地域的にも分散性が高いこと、設備更新があまり行なわれないことなどから地域的な特性を反映した種々の特性を示すものと見られる。

3-3 地域別、産業種類別の原単位の特徴

図3-6～図3-9に五大用水型産業の地域別利用状況を示し、全国計及びいくつかの地域については経年変化を示しておいた。

a) 一般的に、①総原単位～水の豊富程度（地域の水利利用総量又は出荷額と利水可能水量の関係）、②総原単位～製造法の省水化（技術革新とその採用のしやすさ）、③海水量～淡水量（海水への転換のしやすさ）、④淡水回収率～淡水量（回収方式採用のしやすさ）等の要因が考えられるが、これら各種の要因と原単位の相関について当て見た。

全体的に見て、地域による原単位の差が大きいこと、出荷額による原単位の大小傾向が業種によって違うことが特徴的である。これらの原因としては、工場規模の地域差、業種（細分類で見て）の地域差、地域による水供給能力（淡水量、海水利用可能性）による海水及び回収水への転換率の大小が反映したものとして説明できるようである。

b) 地域による原単位の大小と出荷額による原単位の大小によって業種を位置づけると表3-2のようなになる。これから推察されることは④⑤群は地域水事情に敏感に反応し、適宜省水化を図ることができるもので、北九州における鉄鋼業用水原単位の微小なことは有名である。④⑤群は技術革新により時代と共に合理化、消力化の進められている業種である。逆に③⑥群は水事情に無関係に一定の水を使用する傾向があり、⑥⑦群は規模又は時代による原単位の変

工業のバタ－分類

原単位	出荷額・大小による差	
	大	小
地域による差	④ 化学工業 ⑤ 鉄鋼業	③ 鉄鋼業 ⑥ 食料品
時代による差	④ 化学工業 ⑤ 鉄鋼業	③ 鉄鋼業 ⑥ 食料品

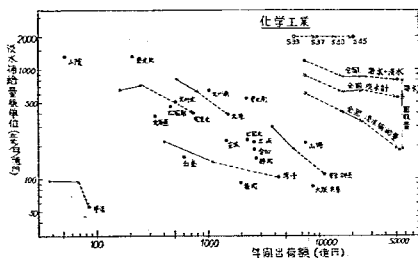


図3-6 地域別淡水補給量原単位（化学工業）

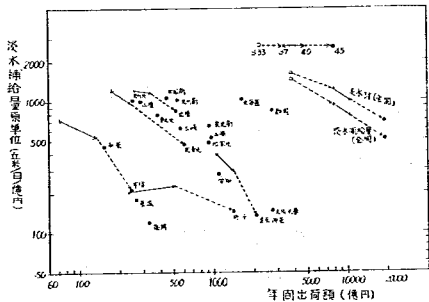


図3-7 地域別淡水補給量原単位

（パルプ・紙加工品製造業）

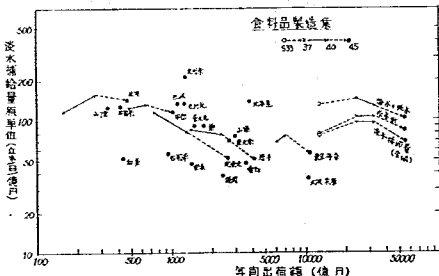


図3-8 地域別淡水補給量原単位（食料品製造業）

化が少ない。従って④は合理化や規模が地域や時代によってあまり変化しない原単位の比較的安定した業種といえる。

3-4 まとめ

淡水取水量の節減を考えるに当って、これまでの検討から水利用の合理化(改善)方策として次のようなことが考えられる。

①用水型産業の地域立地(特に化学、鉄鋼、パルプ紙を主体とする一次製品産業を供給力の余裕のある地域又は利用可能地域に配地する)。②淡水回収率の向上(技術改良, 設備投資, 用水排水の集約管理)。③海水への転換(冷却用を主体として)。④原単位の減少化(技術改良)。⑤水価格の適正化による水源の効率的開発, 利用

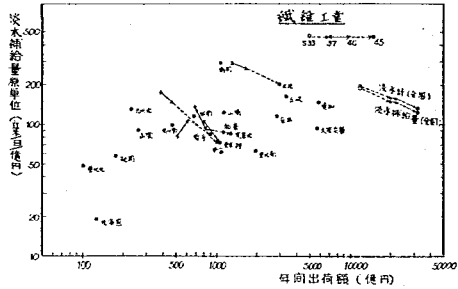


図 3-9 地域別淡水補給量原単位(繊維工業)

4. 上水道用水

4-1 上水道用水の趨勢

上水道用水給水量は昭和45年約100億立方メートルと昭和33年の約29倍に伸びており、普及率も昭和34年48.6%が、昭和46年には82.7%と34.1%の増加をした。

その用途別内分けは図4-1に示すように家庭用がかなりの部分を占めているとともに年々増加している。また規模別に見た場合図4-2-1に示すように規模が大きくなると原単位も大きくなる傾向にあり、それは年毎にほぼ平行的に増加している。これは都市人口が横ばいであっても周辺からの通勤者の増加や生活水準の向上等により、原単位が増えることによるのではないと思われる。また用途別原単位の経年変化を見たのが図4-2-2であるが家庭用の原単位が大きく増加していることがうかがえる。

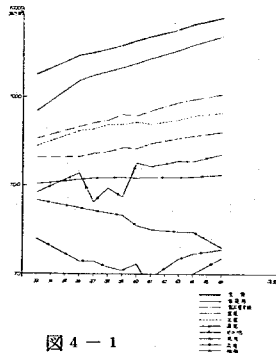


図 4-1

4-2 季節パターン分析

図4-3と図4-4に各県庁所在地の昭和44年の月別給水量と気温との関係を示す。従来から水の需要量は気温にかなり影響されているものと考えられて来たが、我々の分析でも一定の影響があることがうかがえたので、各県庁所在地によってどのような特性を持つ

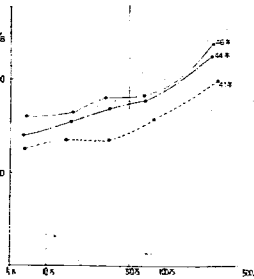


図 4-2-1

規模別上水原単位の趨勢

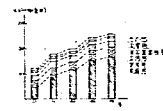


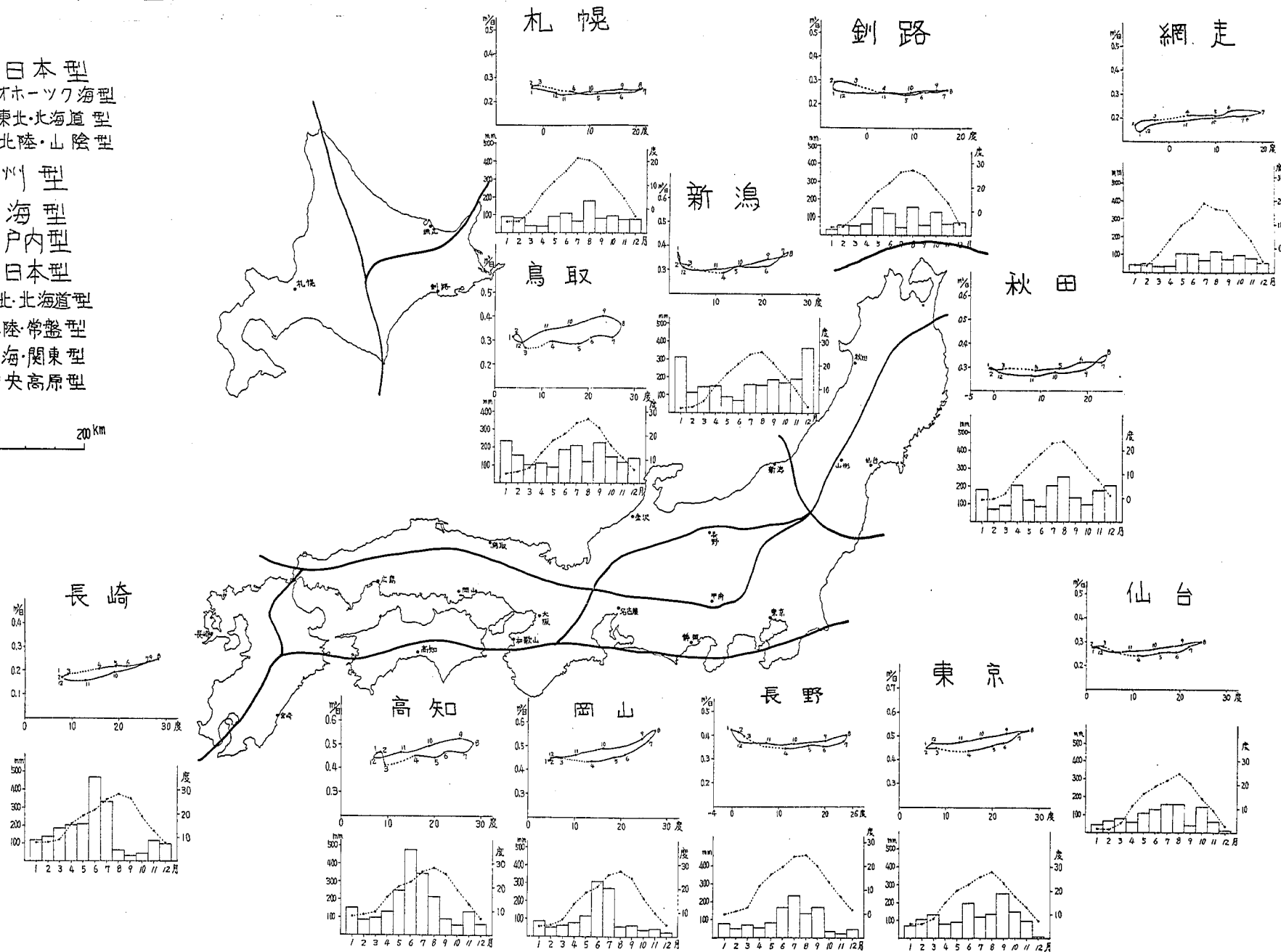
図 4-2-2

上水原単位用途別内訳

図4-3 上水道原単位の月別パターン図

- 1) 裏日本型
 - a) オホーツク海型
 - b) 東北・北海道型
 - c) 北陸・山陰型
- 2) 九州型
- 3) 南海型
- 4) 瀬戸内型
- 5) 東日本型
 - a) 東北・北海道型
 - b) 三陸・常盤型
 - c) 東海・関東型
 - d) 中央高原型

0 200 km



かを分析して見た。その結果を図4-3に示した、その特徴を見てみると、①関口武氏の気候区分を使用してみたがその気候区分毎に異った特性を示したことは注目される。②温度が18~20度位になると需要意識に変化が表われ、その意識は初夏より初秋の方が強くその結果給水量は初秋の方が初夏より多い。③温度が0~2度附近まで下がると原単位に変化が表われてくる。これは水道を凍らせまいとする意識が働くことによるものと思われる。④雪量の多少によって給水量に変化が表われてくるが、これは融雪に上水道を使用するためではないかと思われる。⑤降水量の多少はあまり影響がないようであるが、水が不足すると不自然なループを示すようである。

以上が各県庁所在地による気温、降水量による給水原単位の変動の特徴であるが上水道統計がいつの時点での給水人口を示したのかが判らなかったので年間を通して一定の給水人口とした。従って4月と3月ではかなりの変化がありこのループに一定の補正をする必要があると思われるが今回はそこまできなかつた。今後その補正をすると共にもっと多くの地域を経年で調査分析したい。

4-3 地域的特性の分析

全国を16地域に分けてその地域的特性を調べた。(表4-1参照)、その結果、①給水量については、南関東、東海、近畿沿岸の三大都市圏で約60%ある。②原単位の大きいのは、南関東、近畿沿岸、山陽、南四国地域で平均380立方メートルであり他の地域の平均280立方メートルとの差は約100立方メートルであることがわかる。

地域特性に影響を及ぼす要素として色々考えられるが、自然的条件として気温、社会的条件として所得を取り出し分析した。図4-5は一人当たり平均給水量及び、一人一日所得千円当り平均給水量と、平均気温との関係を示したものである。所得当り原単位と気温と

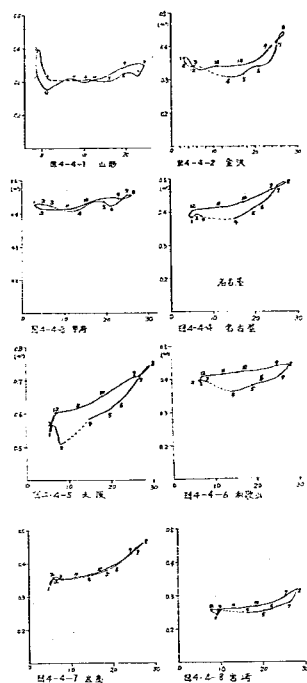


図4-4

気候区分による上水源単位のパターン分析

表4-1 地域別上水給水量原単位

番号	気 候 区 分	給水量(%)	原単位(%)	原単位(ℓ)
1	全 国	8.618	57.349	337.2
2	北海道	3.2	4.3	249
3	東北	1.8	2.5	143
4	関東	3.1	4.0	266
5	中部	2.7	3.3	280
6	近畿	32.6	28.8	385
7	山陽	3.9	4.7	296
8	四国	3.3	3.6	317
9	九州	2.7	10.0	352
10	北海道	4.0	4.3	317
11	東北	19.5	16.8	347
12	関東	0.8	0.7	236
13	中部	3.5	7.1	376
14	近畿	1.4	1.3	267
15	山陽	1.1	1.0	358
16	四国	5.2	6.5	275
17	九州	2.2	2.9	258

の関係を見れば、関東南部、東海、近畿、北九州と所得の高い地域はやや小さくなっているが、北海道と九州を結ぶ線は原単位と気温との線型相関を表わしていると思われる。次に一人当たり平均給水量と所得との関係を図4-6に示す。ほぼ線型相関を示していると思われる同じ所得での原単位の差は、温度によるものと見ることができよう。

そこで原単位（ Q ）を気温（ t ）と所得（ I ）の2変数を用いて $Q = f(t, I)$ として重回帰分析を行なった。

その結果次式を得た

$$Q = 735t + 0.20I - 33 \cdots (1)$$

ここに Q ; 1人当り給水原単位,

t ; 年平均気温

I ; 地域別一人当り個人所得

(資料は昭和14年データによる)

実測値と計算値をプロットしたのが図4-7である。これからいえることは、一人当り給水原単位は気温と所得、二つの変数でほぼ説明することができるが、約10%程度の誤差を生ずる地域として、中部内陸、山陽、北四

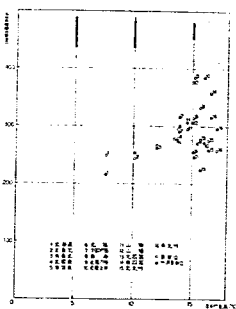


図4-5 地域別上水道
原単位-気温
関係図

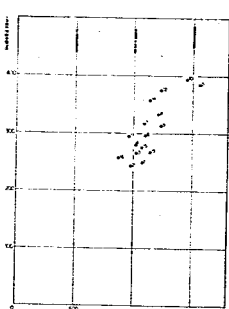


図4-6 地域別上水道
原単位-所得
関係図

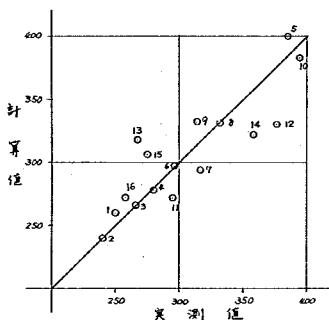


図4-7 上水原単位実測値と計算値との比較

国、南四国、北九州がある。これらの地域のうち計算値より実測値の方が大きい中部内陸、南四国は水の豊かさを示しており、山陽についてはおそらく工場用水の占める割合が高いが原因であろう。また逆に計算値が実測値より大きい北四国と北九州では水の不足を示しているのではないかと考えられる。

(1)式から温度が一度異なる毎に約7ℓ、所得が100円異なる毎に約20ℓの給水量が違うことが分かる。全国では北と南で気温が10℃異り約70ℓ、所得は700円の格差があり約140ℓの差ができる。

4-4 まとめ

以上分析してみたが今回行なった回帰分析を気温と所得以外の要素をも入れたものにしてゆきたい。その要素には自然条件として水の豊かさ等、社会的条件として昼間人口と夜間人口、用水型機具の普及率、産業構成その他等が考えられる。また、パターン分析をもっと正確なものにするため重みを加えるとともに経年変化も調べ給水人口の小規模なところから大規模のところまで県庁所在地にとらわれず多くの分析をしてゆきたい。

5. 農業用水

5-1 農業用水の現況

日本では畑作に必要な水はほぼ自然の降水でまにあうといわれているので、農業用水といえば水田用水のことといってまずまちがいないだろう。かんがい期には河川流量平水時の約80%を使用するといわれるこの農業用水の使われ方の分析は重要であるが、①土壌の性質、気象、地形等自然条件、②肥料、品種等人為的条件等が水田の水利用に大きな影響があると思われ、なかなか難しい問題である。そこで今回はマクロ的に河川別を主体にしたかんがい面積に対する取水量の分析を昭和30年前後に行なわれた農林省農業水利実態調査を中心に分析した。

5-2 農業用水の河川別利用の実態

一級河川全水系についての分析はできなかったで、現在までに行なった水系について報告すると水系平均で見たかんがい期降水量（かんがい期3ヶ月）と、一町歩当りの取水量とを示したのが図5-1であり、その中から任意に選んだ河川高梁川（岡山県）、矢作川（愛知県）、緑川（熊本県）の各取水口毎のかんがい面積と取水量の関係を示したのが図5-2～図5-4である。これから、①水の豊かさが原単位にかなり影響があると思われる。②平均的に見て最大取水量は常時取水量に対して約30%程度増えている。③水系のかんがい方式や、地域的特殊性によって原単位がかなり左右されるところと思われる。④同水系の中でも方水口毎にかなりの差が生じているが、これはかんがい方法にもよるがその他、かんがい面積が大きくなるに従っていわゆる反復利用のため原単位が小さくなっていくことにもよると思われる。⑤高梁川に対して緑川の取水量のバラツキが大きいのは、緑川は水に恵まれていることにより「かけ流しかんがい方式」が多いことによるものと思われる、高梁川は殆ど、「間断又はかけ流しかんがい方式」によっている。⑥一般的に減水深が用水量に関係があるのではないといわれる。

減水深の構成要素として、④蒸散、⑤蒸発、⑥地中浸透、⑦畦畔浸透等から考えられてお

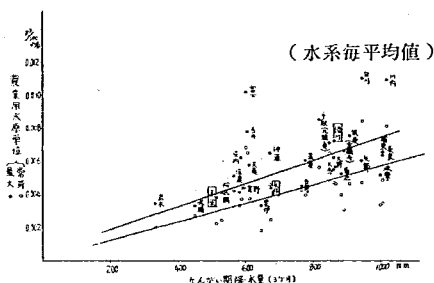


図5-1 農業用水原単位とかんがい期降水量の関係

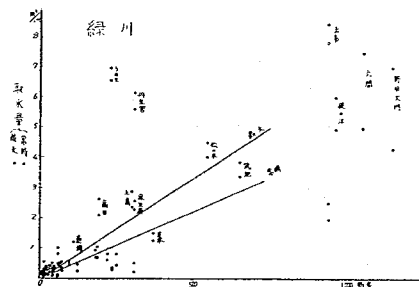


図5-2 取水口毎農業用水の取水量

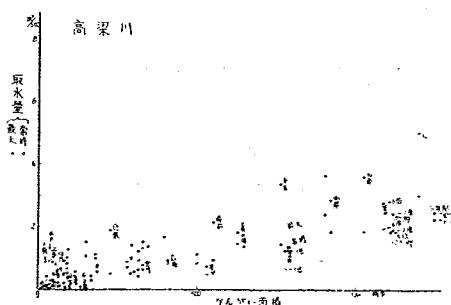


図5-3 取水口毎農業用水の取水量

り、減水深自体、その把握は難しいものである。そして用水量には外の要素も複雑に入りこんでくると考えられるが、実際のデータでも取水量は減少深相当量から、その6倍程度までばらつきを見せしており、原単位は、水の豊かさ、かんがい方式、水の利用法方等により大きく左右されることが考えられる。

(図5-5)

以上のことは「日本の多目的ダム」から抽出したデータによる分析によると、農業用水原単位が更に小さくなっていることにも見られ、このことはこれらダム付近では用水事情が悪い上に、かんがい面積が大規模なものが多いことに原因があると思われる。

5-3 まとめ

農業用水の場合、用水区域毎に歴史的、地形的条件の下に確立された固有のかんがい方式、用排水方式を持っており、いちがいにしてその原単位の大小を云々できない。しかし、も

しその合理化が可能なら、かんがい期に他用水への転換が可能であろうし農業自体も水不足に悩むことが少なくなるであろうが、それには強力な指導と莫大な投資を要することになる。ともあれ、水の使用実態と水の循環状況そのものが十分に把握されておらず、合理化のための技術的データが不足しているのが現状である。

6. おわりに

以上工業、上水道、農業用水の利用状況と原単位の変動要因に関する分析を行なった。この中で主要な要因をある程度明らかにできたと思う。しかしここに上げた要因は最も基本的なもののみであり地域的な変動についてもまだ充分解明されていない。今後は更に詳細なデータによって原単位を定量的に予測すべく努力して、実際の用水供給計画作業に有効なものにしてゆきたいと考える。またこの種の作業に当っては、自然、社会、経済その他種々の技術的分野等の巾の広い基本データの整備が不可欠であり、関係方面の御協力をお願いしたい。

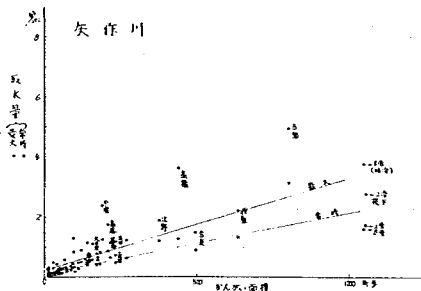


図5-4 取水口毎農業用水の取水量

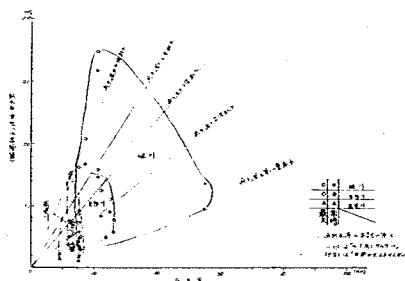


図5-5 取水口別取水量と減水深の関係

3. 厚層コンクリート舗装の締め固め 実験

機械研究室 岡 崎 治 義

厚層コンクリート舗装の締固め実験

機械研究室 田 中 康 之
○岡 崎 治 義
池 田 勇

1. まえがき

近年、わが国ではセメントコンクリート（以下コンクリートという。）舗装が、交通荷重に対する耐久性、維持修繕費を含めた経済性等の面から、その優秀性が認識されて、バイパス建設等を中心に次第に増加のきざしを見せてきた。それに伴って施工機械を中心とした外国技術の導入が盛んになり、施工技術の進歩も大きくなってきた。特にスリップフォームペーパー、大型ボックススプレッダ、コンクリート横取機などが相次いで施工現場に現われ、その威力を示し始めている。

一方、社団法人日本道路協会でセメントコンクリート舗装要綱の改訂作業が進められ、交通量の増大などに対し、耐久性を増すために、交通量区分に応じた厚層のコンクリート舗装版が検討された。その過程で、従来型のコンクリートフィニッシャーで30cmの厚層コンクリートを施工する場合のコンクリート版の締固めに関して、バイブレータの型式等による締固め効果を調査すべき2～3の問題が生じた。そこで昭和44年度から46年度にかけて、コンクリート舗設試験機による構内試験を行なった。本試験では、特に表面式バイブレータ、内挿式バイブレータ等による30cm厚層コンクリート版の一層式締固めの可能性についての検討を試み、振動締固めの際に生ずるコンクリート粗骨材の分離についてどう評価すべきか。コンクリート版の締固めに要する限界加速度は、どの程度かなどについて考察を行なった。実験はコンクリートフィニッシャーを小型にした形のコンクリート舗設試験機を用い、幅1.8m、厚さ30cmのコンクリートスラブをコンクリートスランブ、舗設速度、バイブレータ加速度などを変化させて打設実験を行ない、その強度や分離状態などを測定する方法によった。

2. 実験目的

現在一般に使用されているコンクリートフィニッシャーの性能で、版厚30cmの無筋コンクリートの振動締固めが可能か否かを確かめることを主目的としている。そのため、実機と性能の面でほぼ類似したコンクリート舗設試験機を使用して、コンクリートの配合及び試験機の性能を変化させたコンクリート打設実験を行ない、厚層コンクリート版の締固めの可能性について、主としてコンクリート版の強度並びに分離という観点から総合的に判断する。この際検討する項目として、次のようなものがある。

- (1) 引張強度（割裂試験）
- (2) コンクリート版の密度
- (3) コンクリート版の空隙率
- (4) コンクリート上下層の強度比
- (5) コンクリート版内振動加速度及び毎分振動数

- 24-

3.3 振動加速度 試験機走行速度の測定方法

コンクリート版の締固めの進行がコンクリート版全般にわたっているか否かを知る目安として、版内に加速度ピックアップを埋設し振動加速度を測定した。またパイプレータの加速度もパイプレータ本体にとりつけた加速度ピックアップにより測定

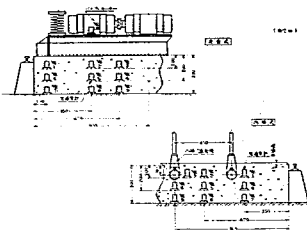


図-2 加速度計取付埋設図

した。これらの加速度計取付及び埋設位置は図-2に示すとおりである。また加速度計は共和電業社製の動歪形加速度交換器AC型、ストレインメータは共和電業社製DPM-6CT、記録計は三栄測器社製ビシグラフFR-102形を使用した。一方、試験機走行速度は、タイマーカと試験機の走行位置を示すパルスを記録計に入れ算出した。

3.4 コンクリートの配合

表-2 コンクリート示方配合

実験に使用した生コンクリートは、設計基準曲げ強度45 kg/cm²、粗骨材最大寸法40mmの混和剤を含有しないレディーミクスコンクリートを用い、JIS 530Sによって算出した配合のものである。各スランブ毎の示方配合を表-2に示す。

スランブ	粗骨材の最大寸法 (mm)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	経骨材率 s/a (%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)
1.5±1.0	40	146	324	45.0	35.2	694	1291
4.0±1.0	40	152	338	45.0	36.4	710	1248
8.0±1.0	40	159	353	45.0	37.9	726	1200

3.5 供試体の採取

コンクリート打設時に5回の標準供試体(150mmφ×300mmH)を製作するとともに、硬化後のコンクリート版から1条件につき3個の供試体(150mmφ×300mmH)をコア採取機で採取し、3.6以下のような物理試験を行なった。なおコンクリート版内加速度と対応させるため、ピックアップ埋設点と対応する位置でコアを採取した。

3.6 引張強度試験方法

JISA 1113に準じて、あらかじめ作製した標準供試体と採取した供試体の引張強度試験を行なった。採取した供試体のうち2個は上層下層の締固めを対比するため、上下2つに分割してから試験を行なった。なお試験機はアムスラー試験機(200t)を用い、材令としては28日強度をとった。この引張強度は、円柱供試体を横にして、上下から平坦な加圧板で一様に加圧(圧裂強度)し、次式を用いて引張強度σt(kg/cm²)を求めるようになっている。

$$\sigma t = (2P/\pi \cdot d \cdot t) \times 1000 \quad \dots\dots\dots (1)$$

σt : 引張強度 (kg/cm^2)

P: 試験機が示す最大荷重 (t)

d: 供試体直径 (cm)

ℓ : 供試体の長さ (cm)

コンクリートの曲げ強度 σb (kg/cm^2) と引張強度 σt (kg/cm^2) の間には次のような相関がある。

$$\sigma b = \sigma t - 16.5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

今、コンクリート設計条件として $\sigma b = 45 \text{ kg}/\text{cm}^2$ としたがこれに相当する引張強度 σt (kg/cm^2) は

$$\sigma t = 28.5 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ である。}$$

3.7 コンクリート版密度測定方法

コンクリート版の深さ方向の密度変化を測定するため採取した供試体を10cm刻みで、上層、中層、下層の3つに分割し、密度変化の状況を測定した。分割した供試体は乾燥炉内に48時間投入し乾燥した後、炉内で常温になるまで冷却し次式により密度 r (g/cm^3) を求めた。

$$r = W_a / (W_a - W_w) \quad \dots\dots\dots (3)$$

W_a : 供試体空中重量 (g) W_w : 供試体水中重量 (g)

3.8 空隙率測定方法

コンクリート版の深さ方向に対して空隙率がどのような値にあるかを知るため、密度測定と同一の供試体を利用して表面から深さ方向に10cm, 20cm, 30cmの各断面について測定した。測定方法は、供試体断面のうち、無作為に選び出した95mm×60mmの面を写真撮影し、セクションペーパーを当てて空隙面積を算出した。ここに空隙率 ($K_s\%$) は、空隙算出のため対象にした断面積 (S) に対する空隙面積 (s) の割合 (面積比) によって表わしたもので次式に示すとおりである。

$$K_s = s / S \quad \dots\dots\dots (4)$$

一方、空隙の体積比 ($K_v\%$) は次式のようにになる。

$$K_v = (s / S)^{3/2} = (K_s)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (5)$$

3.9 コンクリート版断面粗骨材率測定方法

パイプブレータの加振によりパイプブレータ周辺やコンクリート版の深さ方向に対して粗骨材がどのような分布を呈しているか、コンクリートカッターを用いて舗装版を縦、横断面方向に切断し、深さ方向に10cm, 30cmの各層について写真撮影を行い、3.8 (空隙率測定方法) に準じた方法で粗骨材率を測定した。ここで粗骨材率 ($\delta_s\%$) は面積比の場合、次式で求められる。

$$\delta_s = g_s / G_s \quad \dots\dots\dots (6)$$

G_s : 測定対象面積 (cm^2) g_s : 粗骨材面積 (cm^2)

同様 粗骨材の体積比、($\delta_v\%$) は

$$\delta_v = (g_s / G_s)^{3/2} = (\delta_s)^{3/2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

4. 実験結果及び考察

4.1 コンクリート版の締固め

次の項目に従った締固めのインデックスからコンクリート版の締固めの可能性について考察する。

(1) コンクリート版の強度

コンクリート版の強度を標準供試体の引張強度 σ_0 と、採取した供試体の引張強度 σ の比 σ/σ_0 で

表わすと、表-3に示すようになる。

表-3 引張強度比

標準供試体の引張強

度の平均値は 30.1

kg/cm²で、曲げ強度

に換算すると 47.5

kg/cm²に相当し、初

めの設計曲げ強度 4

5 kg/cm²を上回って

試 体 番 号	層 別	1				2				3				4				
		位置	Max Tensile Force	Max Strain	% Elongation	位置	Max Tensile Force	Max Strain	% Elongation	位置	Max Tensile Force	Max Strain	% Elongation	位置	Max Tensile Force	Max Strain	% Elongation	
1	上	上層	110	0.37	114	0.38	114	0.38	114	0.38	114	0.38	114	0.38	114	0.38	114	0.38
2	上	上層	127	0.42	141	0.47	141	0.47	141	0.47	141	0.47	141	0.47	141	0.47	141	0.47
3	上	上層	145	0.48	155	0.52	155	0.52	155	0.52	155	0.52	155	0.52	155	0.52	155	0.52
4	上	上層	151	0.50	168	0.56	168	0.56	168	0.56	168	0.56	168	0.56	168	0.56	168	0.56
5	上	上層	157	0.52	182	0.61	182	0.61	182	0.61	182	0.61	182	0.61	182	0.61	182	0.61
6	上	上層	162	0.54	192	0.64	192	0.64	192	0.64	192	0.64	192	0.64	192	0.64	192	0.64
7	上	上層	171	0.57	208	0.69	208	0.69	208	0.69	208	0.69	208	0.69	208	0.69	208	0.69
8	上	上層	177	0.59	228	0.76	228	0.76	228	0.76	228	0.76	228	0.76	228	0.76	228	0.76
9	上	上層	180	0.60	255	0.85	255	0.85	255	0.85	255	0.85	255	0.85	255	0.85	255	0.85
10	上	上層	185	0.62	278	0.93	278	0.93	278	0.93	278	0.93	278	0.93	278	0.93	278	0.93
11	上	上層	192	0.64	311	1.04	311	1.04	311	1.04	311	1.04	311	1.04	311	1.04	311	1.04
12	上	上層	208	0.69	335	1.12	335	1.12	335	1.12	335	1.12	335	1.12	335	1.12	335	1.12
13	上	上層	215	0.72	355	1.18	355	1.18	355	1.18	355	1.18	355	1.18	355	1.18	355	1.18
14	上	上層	228	0.76	385	1.28	385	1.28	385	1.28	385	1.28	385	1.28	385	1.28	385	1.28
15	上	上層	255	0.85	415	1.38	415	1.38	415	1.38	415	1.38	415	1.38	415	1.38	415	1.38
16	上	上層	278	0.93	445	1.48	445	1.48	445	1.48	445	1.48	445	1.48	445	1.48	445	1.48
17	上	上層	288	0.96	475	1.58	475	1.58	475	1.58	475	1.58	475	1.58	475	1.58	475	1.58
18	上	上層	311	1.04	505	1.68	505	1.68	505	1.68	505	1.68	505	1.68	505	1.68	505	1.68
19	上	上層	335	1.12	535	1.78	535	1.78	535	1.78	535	1.78	535	1.78	535	1.78	535	1.78
20	上	上層	355	1.18	565	1.88	565	1.88	565	1.88	565	1.88	565	1.88	565	1.88	565	1.88
21	上	上層	385	1.28	595	1.98	595	1.98	595	1.98	595	1.98	595	1.98	595	1.98	595	1.98
22	上	上層	415	1.38	625	2.08	625	2.08	625	2.08	625	2.08	625	2.08	625	2.08	625	2.08
23	上	上層	445	1.48	655	2.18	655	2.18	655	2.18	655	2.18	655	2.18	655	2.18	655	2.18
24	上	上層	475	1.58	685	2.28	685	2.28	685	2.28	685	2.28	685	2.28	685	2.28	685	2.28
25	上	上層	505	1.68	715	2.38	715	2.38	715	2.38	715	2.38	715	2.38	715	2.38	715	2.38
26	上	上層	535	1.78	745	2.48	745	2.48	745	2.48	745	2.48	745	2.48	745	2.48	745	2.48
27	上	上層	565	1.88	775	2.58	775	2.58	775	2.58	775	2.58	775	2.58	775	2.58	775	2.58
28	上	上層	595	1.98	805	2.68	805	2.68	805	2.68	805	2.68	805	2.68	805	2.68	805	2.68
29	上	上層	625	2.08	835	2.78	835	2.78	835	2.78	835	2.78	835	2.78	835	2.78	835	2.78
30	上	上層	655	2.18	865	2.88	865	2.88	865	2.88	865	2.88	865	2.88	865	2.88	865	2.88
31	上	上層	685	2.28	895	2.98	895	2.98	895	2.98	895	2.98	895	2.98	895	2.98	895	2.98
32	上	上層	715	2.38	925	3.08	925	3.08	925	3.08	925	3.08	925	3.08	925	3.08	925	3.08
33	上	上層	745	2.48	955	3.18	955	3.18	955	3.18	955	3.18	955	3.18	955	3.18	955	3.18
34	上	上層	775	2.58	985	3.28	985	3.28	985	3.28	985	3.28	985	3.28	985	3.28	985	3.28
35	上	上層	805	2.68	1015	3.38	1015	3.38	1015	3.38	1015	3.38	1015	3.38	1015	3.38	1015	3.38
36	上	上層	835	2.78	1045	3.48	1045	3.48	1045	3.48	1045	3.48	1045	3.48	1045	3.48	1045	3.48
37	上	上層	865	2.88	1075	3.58	1075	3.58	1075	3.58	1075	3.58	1075	3.58	1075	3.58	1075	3.58
38	上	上層	895	2.98	1105	3.68	1105	3.68	1105	3.68	1105	3.68	1105	3.68	1105	3.68	1105	3.68
39	上	上層	925	3.08	1135	3.78	1135	3.78	1135	3.78	1135	3.78	1135	3.78	1135	3.78	1135	3.78
40	上	上層	955	3.18	1165	3.88	1165	3.88	1165	3.88	1165	3.88	1165	3.88	1165	3.88	1165	3.88
41	上	上層	985	3.28	1195	3.98	1195	3.98	1195	3.98	1195	3.98	1195	3.98	1195	3.98	1195	3.98
42	上	上層	1015	3.38	1225	4.08	1225	4.08	1225	4.08	1225	4.08	1225	4.08	1225	4.08	1225	4.08
43	上	上層	1045	3.48	1255	4.18	1255	4.18	1255	4.18	1255	4.18	1255	4.18	1255	4.18	1255	4.18
44	上	上層	1075	3.58	1285	4.28	1285	4.28	1285	4.28	1285	4.28	1285	4.28	1285	4.28	1285	4.28
45	上	上層	1105	3.68	1315	4.38	1315	4.38	1315	4.38	1315	4.38	1315	4.38	1315	4.38	1315	4.38
46	上	上層	1135	3.78	1345	4.48	1345	4.48	1345	4.48	1345	4.48	1345	4.48	1345	4.48	1345	4.48
47	上	上層	1165	3.88	1375	4.58	1375	4.58	1375	4.58	1375	4.58	1375	4.58	1375	4.58	1375	4.58
48	上	上層	1195	3.98	1405	4.68	1405	4.68	1405	4.68	1405	4.68	1405	4.68	1405	4.68	1405	4.68
49	上	上層	1225	4.08	1435	4.78	1435	4.78	1435	4.78	1435	4.78	1435	4.78	1435	4.78	1435	4.78
50	上	上層	1255	4.18	1465	4.88	1465	4.88	1465	4.88	1465	4.88	1465	4.88	1465	4.88	1465	4.88
51	上	上層	1285	4.28	1495	4.98	1495	4.98	1495	4.98	1495	4.98	1495	4.98	1495	4.98	1495	4.98
52	上	上層	1315	4.38	1525	5.08	1525	5.08	1525	5.08	1525	5.08	1525	5.08	1525	5.08	1525	5.08
53	上	上層	1345	4.48	1555	5.18	1555	5.18	1555	5.18	1555	5.18	1555	5.18	1555	5.18	1555	5.18
54	上	上層	1375	4.58	1585	5.28	1585	5.28	1585	5.28	1585	5.28	1585	5.28	1585	5.28	1585	5.28
55	上	上層	1405	4.68	1615	5.38	1615	5.38	1615	5.38	1615	5.38	1615	5.38	1615	5.38	1615	5.38
56	上	上層	1435	4.78	1645	5.48	1645	5.48	1645	5.48	1645	5.48	1645	5.48	1645	5.48	1645	5.48
57	上	上層	1465	4.88	1675	5.58	1675	5.58	1675	5.58	1675	5.58	1675	5.58	1675	5.58	1675	5.58
58	上	上層	1495	4.98	1705	5.68	1705	5.68	1705	5.68	1705	5.68	1705	5.68	1705	5.68	1705	5.68
59	上	上層	1525	5.08	1735	5.78	1735	5.78	1735	5.78	1735	5.78	1735	5.78	1735	5.78	1735	5.78
60	上	上層	1555	5.18	1765	5.88	1765	5.88	1765	5.88	1765	5.88	1765	5.88	1765	5.88	1765	5.88
61	上	上層	1585	5.28	1795	5.98	1795	5.98	1795	5.98	1795	5.98	1795	5.98	1795	5.98	1795	5.98
62	上	上層	1615	5.38	1825	6.08	1825	6.08	1825	6.08	1825	6.08	1825	6.08	1825	6.08	1825	6.08
63	上	上層	1645	5.48	1855	6.18	1855	6.18	1855	6.18	1855	6.18	1855	6.18	1855	6.18	1855	6.18
64	上	上層	1675	5.58	1885	6.28	1885	6.28	1885	6.28	1885	6.28	1885	6.28	1885	6.28	1885	6.28
65	上	上層	1705	5.68	1915	6.38	1915	6.38	1915	6.38	1915	6.38	1915	6.38	1915	6.38	1915	6.38
66	上	上層	1735	5.78	1945	6.48	1945	6.48	1945	6.48	1945	6.48	1945	6.48	1945	6.48	1945	6.48
67	上	上層	1765	5.88	1975	6.58	1975	6.58	1975	6.58	1975	6.58	1975	6.58	1975	6.58	1975	6.58
68	上	上層	1795	5.98	2005	6.68	2005	6.68	2005	6.68	2005	6.68	2005	6.68	2005	6.68	2005	6.68
69	上	上層	1825	6.08	2035	6.78	2035	6.78	2035	6.78	2035	6.78	2035	6.78	2035	6.78	2035	6.78
70	上	上層	1855	6.18	2065	6.88	2065	6.88	2065	6.88	2065	6.88	2065	6.88	2065	6.88	2065	6.88
71	上	上層	1885	6.28	2095	6.98	2095	6.98	2095	6.98	2095	6.98	2095	6.98	2095	6.98	2095	6.98
72	上	上層	1915	6.38	2125	7.08	2125	7.08	2125	7.08	2125	7.08	2125	7.08	2125	7.08	2125	7.08
73	上	上層	1945	6.48	2155	7.18	2155	7.18	2155	7.18	2155	7.18	2155	7.18	2155	7.18	2155	7.18
74	上	上層	1975	6.58	2185	7.28	2185	7.28	2185	7.28	2185	7.28	2185	7.28	2185	7.28	2185	7.28

は、上層で平均 6.4 G、中層で 4.3 G、下層で 1.9 G 程度になっている。ここで、下層の加速度が土研構内実験と比べて小さい値になっており、前記引張強度比 0.8 の限界値に対応する加速度 3 G に下層の加速度は不足することになる。土研構内実験では、厚層 30 cm 一層締固めでもこの限界値を十分上まわっており、振動加速度に関しては現在の試験機程度の性能があれば十分と考えられる。

(4) コンクリート版横断面加速度分布と強度分布

表面式バイブレータを使った場合のコンクリート版横断面方向の引張強度比をみると、図-4 の左下方に示すようになっていいる。この図から引張強度比は、パイプロモータの直下で 1.0 ~ 1.2 で最大であり、端部およびフランジ部分で 0.8 程度でやゝ低い値になっている。一方、コンクリート版内横断面の振動加速度分布状態は図-4 上方に示

表-4 測定加速度

計測機	型番	振動速度 G ₀ 振幅	9.2 G											
			上 層			中 層			下 層			測定値		
			平均	最大	標準偏差	平均	最大	標準偏差	平均	最大	標準偏差	平均	最大	標準偏差
土研構内実験	内挿式	6,800rpm 7,200	0.5cm/min	スランプ 1.55cm	2.1	—	1.7	0.9	—	—	—	3.1	1.5	2.6
	内挿式	6,150 6,750	0.5cm/min	スランプ 5.5cm	3.8	4.1	3.0	2.7	5.6	9.7	1.5	5.9	3.4	45.1
	内挿式	(12,000)	0.5cm/min	スランプ 3.6cm	0.2	—	2.7	7.2	8.5	7.3	3.2	8.6	3.4	—
	表面式	9,000 9,450	0.5cm/min	スランプ 2.7cm	6.7	3.7	2.8	9.7	5.2	8.4	2.4	10.6	4.8	56.8
	表面式	4,286 4,364	0.5cm/min	スランプ 8.1cm	1.4	0.9	6.2	—	4.3	4.3	2.8	4.8	3.0	21.2
	表面式	4,235 4,364	0.5cm/min	スランプ 5.6cm	4.0	8.1	—	2.7	3.3	8.9	—	—	3.3	6.7
	内挿式	9,000 9,500	2.0cm/min	スランプ 4.5cm	7.3	3.8	14.1	5.6	1.4	7.9	3.2	2.3	1.4	98.1
	表面式	4,654 4,125	0.62cm/min	スランプ 2.5cm	3.5	4.9	6.8	1.0	3.1	6.6	1.3	1.7	1.6	18.8

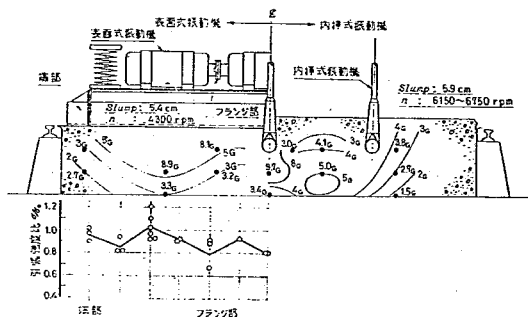


図-4 版内加速度分布及び強度分布

すようになっていいる。その左半分はスランプ 5.4 cm のコンクリートを毎分振動数 4300 rpm の表面式バイブレータを使って締固めた場合、右半分はスランプ 5.9 cm、毎分振動数 6150 ~ 6750 rpm の内挿式バイブレータを使った場合の加速度分布を示したものである。加速度はパイプロモータの直下で最大（中層で 8.9 G）になっており、型枠寄りおよびフランジ部は小さい値（中層で 3.2 G、2.7 G）になっていることが分る。この結果から見ると、両型式とも型枠の近傍の下層では振動加速度がやゝ不足することが判明し、別なバイブレータなどで処理する必要がある。又表面式の場合この加速度分布と、引張強度比の対応を見ると、フランジ部、端

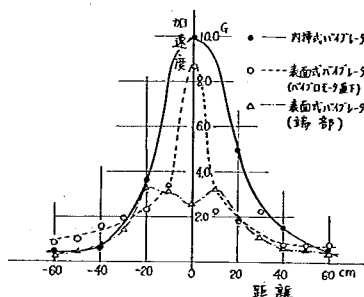


図-5 縦断方向加速度分布

部で加速度が小さく、従って引張強度比も小さい傾向にあること、一方バイプロモータ直下では、反対に加速度が大きく、引張強度比も大きい傾向が現われていることが判明した。次にコンクリート版縦断方向の加速度分布を示すと図-5のようになった。これは、表面式バイブレータ、内挿式バイブレータの標準的な傾向をみたものである。両バイブレータとも、中層の加速度をとったものであるが、これを見ると、有効な振動加速度2~3 G以上のでている距離は、バイブレータ中央から±20~30 cmの範囲であることが分る。又表面バイブレータのバイプロモータ直下の加速度の傾向は内挿式の傾向とほぼ同様にバイプロモータの直下で最大加速度を有し尖度の大きく、かつ加速度分布が対称になる傾向を示すが、表面バイブレータ端部での傾向は前後20cmの幅で加速度が一定になっている。これは表面バイブレータの杓の幅による影響と考えられる。

(5) T. D. M.

T. D. M. (Total Downward Movement) とは、バイブレータがコンクリート版の一点を通過する間にコンクリートに与える下向きの総運動量であり、次式で表わされる。

$$TDM = B \times n \times a / v \quad (cm) \quad (9)$$

B : バイブレータ進行方向の有効幅 (cm)

V : 作業速度 (m/min)

n : バイブレータ毎分振動数 (r.p.m)

a : 振幅 (cm)

ここで振幅又は次式により算出した。

$$a = \frac{\alpha}{(2\pi \times n / 60)^2} = 8.95 \times 10^4 \times \frac{\alpha g}{n^2} \quad (10)$$

α : 加速度 (cm/sec²) αg : 重力加速度の倍数 (G)

表面式振動機において、強度は振動加速度の大きさによってほぼ決るが、振動をかける時間によっても幾分影響されるので、走行速度 (振動をかける時間) の要因を加味した T.D.M と引張強度比との関係を示したのが図-6 である。これによると T.D.M の範囲が 30 cm ~ 180 cm の間では、T.D.M の増加に対して概して引張強度はわずかに減少している傾向にある。これは今までの常識とは逆の傾向であり、その一因としてはコンクリートの分離が考えられる。これは同じ T.D.M でもスランブの大きい方が引張強度比が小さくなることから裏付けられる。

(6) コンクリート版の密度

締固め度を検討するもう一つの尺度として、コンクリート版の密度がある。ここでコンクリート配合設計から計算した理論最大密度は、スランブ 1.5 cm で 2.48 (g/cm³)、スランブ 4.0 cm で 2.45 (g/cm³) である。内挿式の場合の密度の平均値は 2.34 (g/cm³)、表面式の場合の平均値は 2.38 (g/cm³) であり、理論最大密度に対する密度比はそれぞれ、0.948、0.970 である。一般に密度の絶対値そのものでは、一概に締固めの可能性を断定できかねるので、密度 ρ と引張強度 σ との相関を

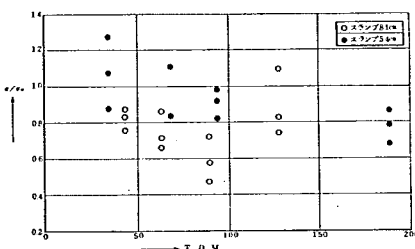


図-6 T. D. M と引張強度比

みたところ、密度 ρ の範囲が狭いので正確さは不足するが、相関係数 $r = 0.47$ であり、その相関式は $\sigma = 28.1\rho - 335$ である。コンクリートの設計曲げ強度 $45 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ に相当する密度は $230 \text{ (g/cm}^3\text{)}$ となり、従って両パイププレート共、密度からみても充分締固められていると判断できる。

(7) 空隙率

コンクリートの締固めを判断するもう一つの方法として、コンクリート版内の空隙率を考察する。コンクリート版内の各位置における空隙率を測定したところ、内挿式パイププレートにおいては下層に空隙が多く、その値は 1.0% 程度であった。又スランブ等のコンクリートの条件による差異は少なかった。一方表面式パイププレートの場合は、 8.1 cm のスランブで、上層、下層共パイププレート走行速度の変化にも拘らず、空隙率はほぼ一定値 $0.4 \sim 0.6 \%$ と小さい値を呈しているが、スランブが 5.4 cm となると、空隙が $1.0 \sim 1.5 \%$ と大きくなる。ここで空隙率 $\kappa \%$ と引張強度 $\sigma \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ との関係を図-7に示す。両者の相関をみたところ、相関係数 $r = 0.70$ であり有意水準に達しており、その相関式は次のようになる。相関式は、

$$\sigma = -20.2\kappa + 322.9 \quad (11)$$

で、空隙率の増加に対して引張強度は減少していることが分る。ここで設計曲げ強度 45 kg/cm^2 (引張強度 28.5 kg/cm^2) での限界空隙率 $\kappa = 1.88 \%$ であり、空隙率 1.88% 以下におさえなければならない。次に空隙率 $\kappa \text{ (}\%)$ と振動加速度 $\alpha \text{ (G)}$ について調べたところ、図-8に示すような関係が得られた。これによると下層の空隙率は加速度の大きさにかかわらず、ほぼ一定 ($0.6 \sim 0.8 \%$) である。上層に関しては下層に比べ空隙率はやや大きく低加速度域での値が大きいが 4 G 以上ではほぼ一定値をとり、下層ともほぼ等しい値になる。これは低加速度の場合空隙 (気泡) が振動によって上昇するか、コンクリート版表面まで透せず上層に残されてしまうためと想定される。

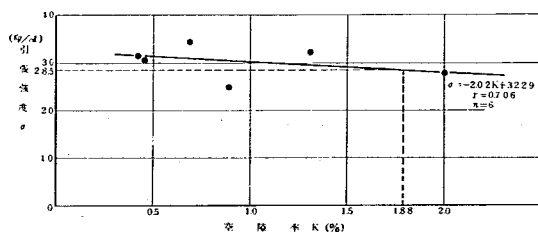


図-7 空隙率と引張強度

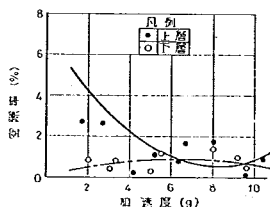


図-8 空隙率と振動加速度

4.2 コンクリート版の一様性

(1) 上下引張強度からみた一様性

コンクリート版から抽出したコアを上層下層に2分割し、それぞれの引張強度を測定したところ表-5に示す値が得られた。この表で()内は標準供試体に対する引張強度比を表わしており、合計14個の供試体の平均引張強度比は上層で 0.935 、下層で 1.040 であった。ここで上層の下層に対する引張強度比は内挿式パイププレートで 0.85 、表面式で 0.88 と下層の強度が大きくなっていることが認められる。この原因としては、コンクリートの分離、養生条件、コンクリート版内圧等のこと

が考えられる。なお上層が下層より低い強度になっても、全体としての強度は設計値よりかなり上まわっており、一方、実際の道路では上層は圧縮され、下層は引張られる場合が多いと考えられるので問題は少ないと考えられる。

(2) 密度からみた一様性

表面式及び内挿式パイブレータにより締固められたコンクリート版深さ方向の密度を見ることにより、分離の有無を検討する。各条件毎に3個の試料を上部から5cm刻みに6個に分けて測定し3個の試料の密度平均値と版厚との関係を図-9に示す。

内挿式では、全般に深さ10cm前後の所でわずかにピークがでているが、同一条件での密度差は最大で0.06で、表面式の

場合の密度差0.11に比べて小さくなっており、内挿式の方が分離が少ないと認められる。一方表面式の場合は深さ22.5cmまで殆んど不変だが、25cm以上の下層の密度の増大が顕著になり、分離の発生がみられる。これは下層に比重の大きい粗骨

材、上層に軽いモルタルが各々偏ったためと考えられる。

(3) 洗い試験結果からの分離の推定

洗い試験を行なった結果より、上層部分から採取した生コンクリートの配合比を全体の平均値を1として比較したものを表-6に示す。一方、分離を考える場合、粗骨材量に対するセメント、水、細骨材の3つを加えたモルタル量の割合が問題になる。各項目の数値をそのまま点数として平均値をとると次のようになった。

内挿式：モルタル総点数 = 3.19

粗骨材点数 = 0.97

表面式：モルタル総点数 = 3.24

粗骨材点数 = 0.92

表-5 上下引張強度比

試料番号	層別	引張強度 (kg/cm ²)	上下引張強度比
1	上層	10.5	1.0
2	下層	11.5	1.1
3	上層	10.8	1.0
4	下層	11.8	1.1
5	上層	10.2	1.0
6	下層	11.2	1.1
7	上層	10.5	1.0
8	下層	11.5	1.1
9	上層	10.8	1.0
10	下層	11.8	1.1
11	上層	10.2	1.0
12	下層	11.2	1.1
13	上層	10.5	1.0
14	下層	11.5	1.1
15	上層	10.8	1.0
16	下層	11.8	1.1
17	上層	10.2	1.0
18	下層	11.2	1.1
19	上層	10.5	1.0
20	下層	11.5	1.1
21	上層	10.8	1.0
22	下層	11.8	1.1
23	上層	10.2	1.0
24	下層	11.2	1.1
25	上層	10.5	1.0
26	下層	11.5	1.1
27	上層	10.8	1.0
28	下層	11.8	1.1
29	上層	10.2	1.0
30	下層	11.2	1.1

試料番号	層別	密度 (g/cm ³)	上下密度比
1	上層	2.35	1.0
2	下層	2.40	1.02
3	上層	2.38	1.0
4	下層	2.42	1.03
5	上層	2.32	1.0
6	下層	2.38	1.02
7	上層	2.35	1.0
8	下層	2.40	1.02
9	上層	2.38	1.0
10	下層	2.42	1.03
11	上層	2.32	1.0
12	下層	2.38	1.02
13	上層	2.35	1.0
14	下層	2.40	1.02
15	上層	2.38	1.0
16	下層	2.42	1.03
17	上層	2.32	1.0
18	下層	2.38	1.02
19	上層	2.35	1.0
20	下層	2.40	1.02
21	上層	2.38	1.0
22	下層	2.42	1.03
23	上層	2.32	1.0
24	下層	2.38	1.02
25	上層	2.35	1.0
26	下層	2.40	1.02
27	上層	2.38	1.0
28	下層	2.42	1.03
29	上層	2.32	1.0
30	下層	2.38	1.02

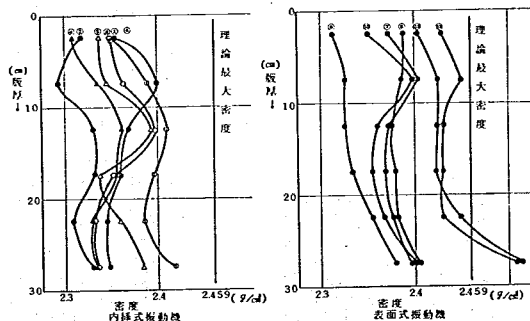


図-9 コンクリート版内の密度分布

この点数の意味はモルタルの総点数が3に近く、また粗骨材の点数が1に近い程分離が少ないといえる。従って内挿式の方が表面式より分離が少ないといえる。これは表面式の方がモルタル分の浮き上りが多いためと考えられる。又これらのデータと現場春日井バイパスで行なったデータ（モルタル点数 = 3.25, 粗骨材点数 = 0.92）にほぼ一致しないしは、それぞれ3又は1に近い値をとり分離は小さいといえる。

(4) コンクリート断面粗骨材配列による分離の推定

コンクリート版縦断面をカッターで切りとり全体断面に対する粗骨材断面の割合を上層, 下層各々測定したところ, 内挿式パイブレータでは, 上層で24.4%, 下層で39.6%, 平均して下層に15%程多く粗骨材が沈降している。一方表面式では上層で25.5%, 下層で46.6%とほぼ同様の傾向を呈している。従って両パイブレータ共, コンクリート版の分離は同じ程度生じていることが認められた。一方, 写真-1, 写真-2はそれぞれ代表的な表面式パイブレータの場合（縦断面）, 内挿式パイブレータの場合（横断面）を示したもので, 前者は上層部はモルタル部が多く, 又後者は内挿式パイブレータの通過位置の極端にモルタル部が多くなっている痕跡が残っている。

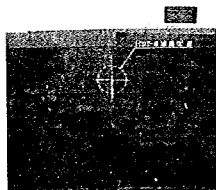


写真-1 粗骨材配列（縦断面）

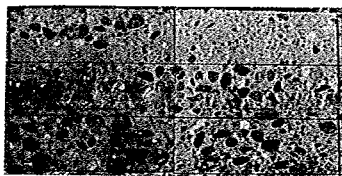


写真-2 粗骨材配列（横断面）

5. 結論

以上の実験結果から以下に述べる事が明らかになった。

- (1) 30 cm厚コンクリート舗装版の振動締固めには3 G以上の加速度が必要である。
- (2) コンクリート版内の空隙に関しても加速度の影響があらわれている。
- (3) コンクリートフィニッシャの作業速度は現状の0.5 ~ 1.0 m/min程度で充分である。
- (4) 既存のパイブレータで締固めが可能であるが, 振動が伝わりにくい路側部の加振が必要である。
- (5) 密度, 断面粗骨材割合, 洗い試験, 上下引張強度比からみて, 少々分離は認められるが, この程度分離は強度上あまり影響しない。
- (6) 以上より厚層30 cmのコンクリート版の締固めは可能と考えられる。

表-6 洗い試験結果

試験条件	全層の平均値に対する上層の割合			
	単位位置 モルタル量	単位位置 水量	単位位置 粗骨材量	単位位置 細骨材量
内挿式 振動 数	f : 8000 rpm V : 0.5 m/分	1.22	0.93	1.17
	f : 8000 rpm V : 0.5 m/分	1.16	1.03	1.17
	f : 12000 rpm V : 0.5 m/分	1.06	1.06	0.99
	f : 12000 rpm V : 0.5 m/分	1.07	0.87	1.01
表面式 振動 数	f : 4500 rpm V : 0.5 m/分	1.20	1.09	1.27
	f : 4500 rpm V : 0.5 m/分	0.91	1.04	1.06
	春日井バイパス f : 3960 rpm ①	1.10	1.03	0.78
	② f : 3960 rpm ③	1.46	1.09	1.09
	V : 0.54 m/分 ④	1.19	1.04	0.96

4. 流路工計画に関する実験的考察

篠崎試験所 阿 部 宗 平

流路工計画に関する実験的考察

篠崎試験所 阿部宗平

まえがき

扇状地の土砂災害は、(1) 上流からの異常土砂(土石流など)の堆積、氾濫、(2) 乱流、偏流蛇行による流水の氾濫、(3) 河床の洗堀による下流への土砂流出などの形態をとる。これらのうち(1)については上流域での土石流対策工事にまたざるを得ないが、(2)及び(3)については、流路工を施工することによって災害を防止しようとしている。しかし、「どのように流路工をつくるか」など計画に関することになると、現状では経験的なものの考え方に頼っているといわざるを得ない。

そこで第1章では、文献にみられる流路工の考え方を整理し考察を加える。現在流路工という一名で称されているものにも種々の考え方や方法があることを示す。

第2章では、既設の流路工がどのような考えでもって計画されているかを実際のデーターによって明らかにし、従来の考え方を整理したい。

第3章では、合理的な流路工計画をめざす場合に、何を問題として検討していかねばならないかを示したい。

第4章では、前章で検討した流路工計画の実例として、太田切川流路工の計画を紹介したい。しかし流路の平面的変動や河床変動によって生ずる種々の問題点については、水理模型実験による検討にまたざるを得ない。そこで第5章では実験の一例として、太田切川流路工水理模型実験を紹介したい。

第1章 文献にみられる流路工計画の考え方

流路工が、どのような目的のために、どのような形態で設けられてきたかを文献によって知ることは、各々の流路工を計画する上で重要である。よって本章では、文献の中にみられる流路工計画の一般的な考え方を整理する。

文献の中にみられる流路工の目的と工法を一覧にすると表-1のとおりである。これによれば、流路工の目的は、1) 溪床の固定と溪岸の保護、2) 氾濫防止の2つが考えられるようである。また、工法についても、1) 護岸などの縦工を主とし床固工などの横工を従とするもの、逆に、2) 横工を主とし縦工を従とするものに大別できるようである。そして、流路工の目的は、「溪床の固定と溪岸の保護である」とし、工法は、「護岸が主であり床固工を従である」としているのが大部分である。

以上にみられるように、流路工の目的と工法は各人によって異なる。これは、一つの名によって与えられている流路工も、種々の条件によっていろいろな形態をとり得るということである。

表-2は、流路工の目的、施工場所、工法などの項目について、主な文献を整理分類したものである。

る。表-2について若干の考察を加えたい。

(1) 施工場所と工法

数10分の1というような急勾配の扇状地につくる流路工は、床固工による河床低下防止と乱流防止の効果を期待し、それよりゆるい勾配の扇状地につくる流路工は、護岸工による乱流防止と溢流防止の効果に期待していることになる。

(2) 法線形と断面形

多量な流下土砂のある地点で計画する流路工は、断面形を複断面とし、法線形を極力直線とする意見をとっている。反対に流下土砂が少なく、流域面積が小さい場合は、断面形を単断面とし、法線形は曲線蛇行を許すべきだとしている。このように2つの考え方があるが、法線形の決定には、文献3に示されるように「自然的な流路の発達傾向と著しく矛盾することのないよう、つまり過去の出水時の模様がどうであったか、現在の状況が時期的に流路変更の方向に成熟しているかどうかを判断する態度を忘れないようにすることが大切である。ゆえに過去のいくつかの時期の航空写真や、測量結果などにより、流路の変遷を調べるのが重要なことと考える。

(3) 計画勾配

計画勾配を考えるには、ただ単にその地点の1/2とか、2/3とかを標準にするのではなく、上流から下流まで、河床縦断面を全体かつ詳細に把握することが大切であるとしている。

(4) 工種

文献2、及び4では、扇状地及び砂礫堆積地の状態によって、画一的な流路工をつくることをいましめている。

文献2ではそれを次のように整理している。

- ① 判然とした一定流路のある場合には、溢流による氾濫、決壊などの防止のため溪床の浚渫を行う
- ② 判然とした流路がなく乱流する場合には、決壊のおそれがある個所に築堤を施す。殊に勾配が緩やかで掘削土量が多い場合には本工法による。
- ③ 扇状地及び砂礫堆積地が本流まで発達している場合には、本流への砂礫流出を軽減し岸決壊を防止するために固定的な流路工を計画する。
- ④ 扇状地が本流まで発達しておらずその末端が谷の湿地に終るような場合には、固定的な流路工は必要としない。殊に水源において、いくら砂防工事を施しても多量の砂礫流送を防止することの不可能な場合には、これらの地域を砂礫堆積地化する。
- ⑤ 上流砂防工事によって流出砂礫を充分防止することが不可能か、または上流砂防工事の完成前に流路工を計画する場合には、流路内に多量の砂礫が堆積し、氾濫および兩岸堤防の破堤などのおそれが多いから、砂礫堆積地の直上流部に貯砂用のダムを設けるか、多数の低いダムを設けるか、または、場合によってはこの流路の上流区間を特に拡大して横工を設け流送砂礫の調節を図る。

さらに文献1ではこれに加えて、「氾濫区域がたいした価値を有しておらない場合には、洪水断面を設定するよりも単に中水が一定の流路を流れるようにし、この氾濫区域は植林によって成るべく迅速に樹林地を形成させなければならない」としている。

表-1 流路工の目的とその工法

文献 番号	目 的		工 法	
	河床の固定と浸岸の保護	氾 濫 防 止	護岸が主、床固が従	床固が主、護岸が従
1	○			
2	○		○	
3	○			○
4		○	○	
5			○	
6	○	○	○	
7	○		○	
8	○		○	
9	○		○	○
10	○		○	

表-2 文献にみられる流路工計画の考え方

目的	施工場所	工 法	施工時期	法線形	計画勾配	断面形	河川工事との 相違点	代表的な文献
1 安全な洪水 路の達成	砂礫円錐 地	急勾配の場合 は床固工が 必要	上流砂防工事 の効果が出た 後	急な勾配は さける		計画流量は 洪水に入る程 度とし、複断面		赤木；溪流及び砂防工学
2 溪床の固定 と浸岸の保護	扇状地 ($\frac{1}{40} \sim \frac{1}{60}$)	護岸工が主	上流砂防工 事の完成後	極力直線 とする	一応 $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{2}$	幅が30m以上 の時は複断面	全く異なる	柳；治水砂防工学
3	溪流下流部 (数10分の1)	床固工が主		曲線地行 をゆるす	1より小さい	単断面	はっきり区別 する根拠なし	伊吹；砂防特論
4 氾濫防止	砂礫円錐 地 (数10分の1 以下)	護岸工が主	上流砂防工 事と平行	極力直線 とする	一応 $\frac{1}{2}$	幅が30m以上 の時は複断面	ほとんど同じ	尾張；実用砂防工学

第2章 既設流路工にみられる流路工計画の考え方

図-1は、流路工幅と流域面積との関係を示したものである。この図によれば、流路工幅は、ほぼ流域面積の1～3倍の数値をとる。ただし、流域面積が2km以下になると三面張りがふえ、流路工幅もそれより小さくとなっていることがわかる。

図-2は、計画勾配と元河床勾配との関係を示したものである。計画勾配は1/2内外をとるということになっているが、現実には、勾配のゆるやかなところでは、元河床勾配と同じにとっているものが多い。

図-3は、床固工間隔と流路工幅との関係を示したものである。文献2は、乱流防止のための床固工間隔は流路工幅の2～3倍がよいといっている。図によれば、床固工間隔の数値はある規則性を持っているようだが、最適床固工間隔がどの程度であるかは、水理実験などにまたなければならない。

図-4は、比流量と流域の関係を示したものである。流路工は、比流量が10～20位のところに多く

計画されているようである。また、建設省施工の計画比流量は、県施工のものに比べて大きな数値を示している。

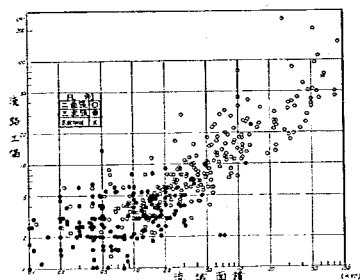


図-1 流路工幅(平均)と流域面積との関係

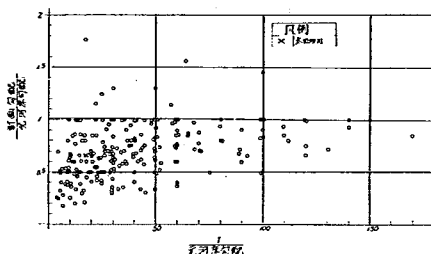


図-2 元河床勾配と計画勾配との関係

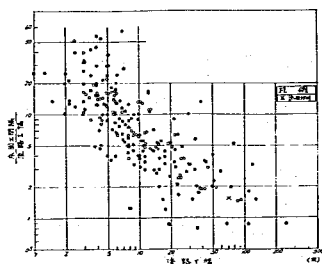


図-3 床固工間隔と流路工幅との関係

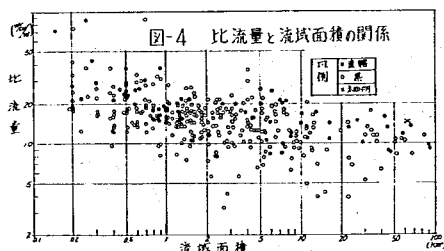


図-4 比流量と流域面積の関係

第3章 流路工計画の検討方法

合理的な流路工計画をめざす場合、まず検討されなければならないことは、各々の扇状地が異常土砂の堆積、氾濫による災害を主体にするのか、乱流、偏流による災害を主体にするのか、あるいは、河床低下による災害を主体にするのかを明らかにさせる必要がある。そして、各々の災害を防止するのに見合った最適の工種を選択しなければならない。例えば、異常土砂の堆積、氾濫による災害が主体であれば、まず上流砂防工事をせねばならないし、比較的勾配のゆるい扇状地において、乱流、偏流による災害が主体であれば、護岸工を主体とした流路工工事をしなければならないだろう。

このようなことを調べるためには、河床変動調査や流路変動調査および災害史などによる検討方法があげられる。

(1) 河床変動調査による検討方法

① 河床の縦断的变化

一例を図-5に示したように、大局的にみて5.0 km附近で土砂の堆積による災害の発生が推定できる。

② 平均粒径と河床勾配の縦断的变化

一例を図-6に示したように、6.0 km附近で土砂が堆積するであろうことを推定することができる。

③ 河床変動

一例を図-7、図-8に示したように、最低河床高の経年変化及び各地点の最大河床変動高から、土砂の移動状況の特徴を把握することができる。

(2) 流路変動調査による検討方法

① 地形図による推定氾濫流線

一例を図-9に示したように、この方法は、地形図上から凹地をさがし旧流路と思われるところを線引きしたものである。これにより、氾濫地点の推定、氾濫状況がわかる。

② 航空写真による流路の変動

一例を図-10に示した。この方法は、航空写真により流路変動の経年変化を表わしたものである。これにより、流路の変動、砂堆の移動などを知ることができる。

③ 災害史などの調査による検討方法

この方法は、古文書などにより、氾濫地点、災害頻度、災害規模などを知ることができる。

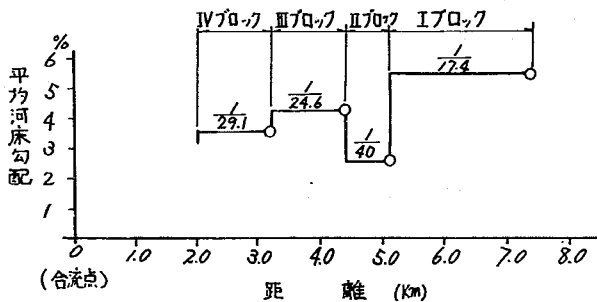


図-5 流路工計画区間の河床勾配

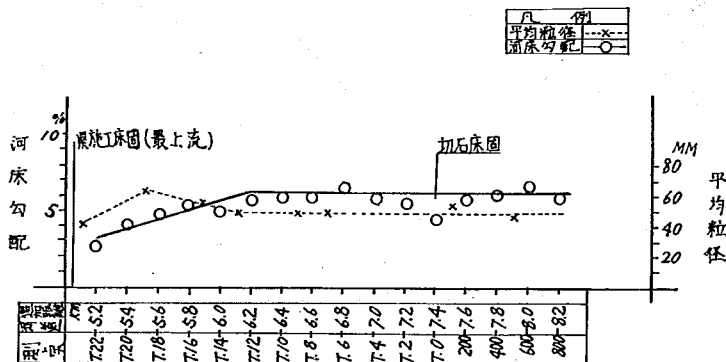
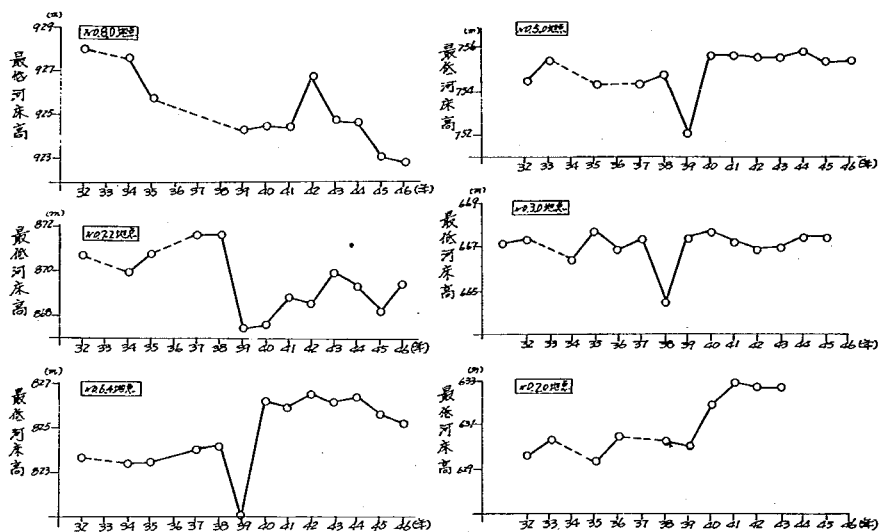
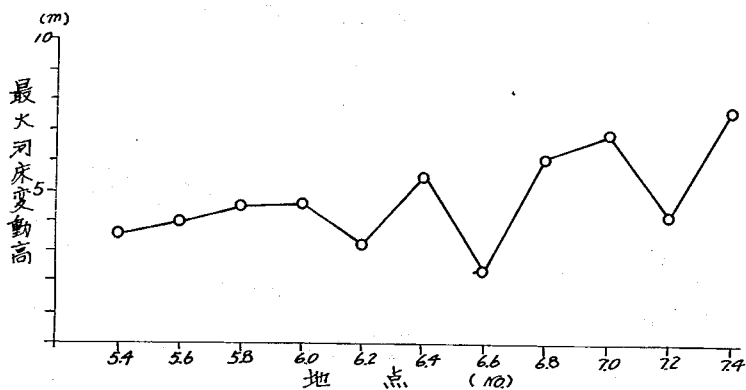


図-6 平均粒径・河床勾配の縦断的变化(昭和47年実測)



図一七 最低河床高の経年変化



図一八 各地点の最大河床変動高
(S.31 ~ S.46)

図-9 推定氾濫流線

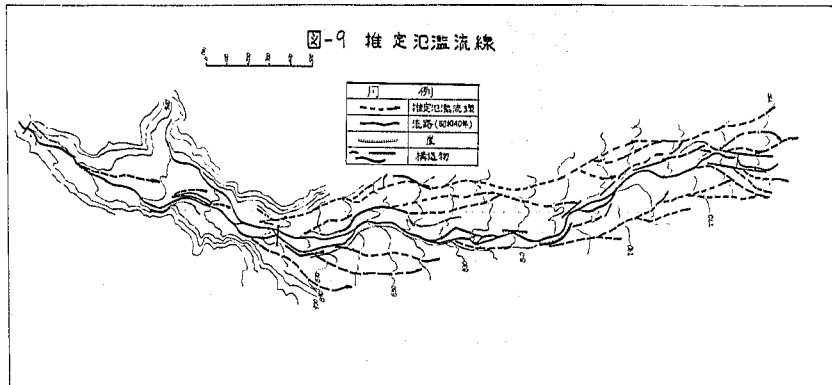
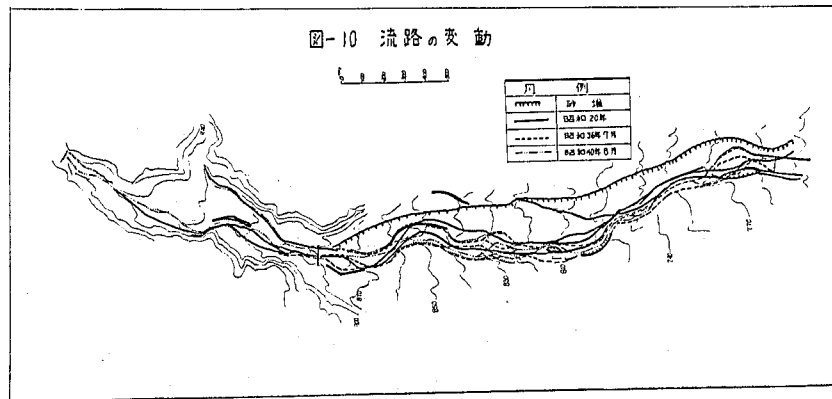


図-10 流路の変動



第4章 太田切川流路工計画

第3章では、一般的に流路工を計画する場合に何を問題として検討しなければならないかを示した本章では、この観点から太田切川で計画された流路工を取りあげて紹介する。

(1) 流路工計画の概要

流路工計画区間は、上流端を切石床固工(天竜川合流点より7.4 km)また、下流端を直轄河川管理区域終点(天竜川合流点より2.0 km)とする延長5.4 kmである。この5.4 km区間の平均河床勾配は、図-5に示したように4つのブロックに分けられる。この図でⅡブロックの溪床勾配が他のブロックにくらべて緩やかな理由は既設の流路工が、元河床勾配の1/2の計画勾配でつくられているからである。このような区分を部分的につくることは、いたずらに流下土砂を堆積させることになる可能性がある。

図-7は、計画区間の主な地点の最低河床高の経年変化をみたものである。これにより、河床の変動傾向をみると、Ⅰブロック上流部(8~7.2 km)が洗掘、Ⅰブロック下流部(6.8~6.4 km)が堆積、Ⅱ、Ⅲブロック(3~5 km)は平衡、Ⅳブロックは堆積の傾向を示しているが1回の変動量は小さい。昭和39年度の著しい洗掘傾向は台風20号による影響であろうと思われる。しかし、翌40年にはまた元に戻っている。この変動量は6~3 mにも達している。流路工最上流端の切石床固工より上流には太



写真-1 切石床固工より下流を望む

田切堰堤はじめ数基の砂防ダムがありそのうちのいくつかは末満砂ダムであることから考えて、同区域の河床変動は堆積土砂の再移動と思われる。天竜川上流工事々務所において、Ⅰブロックを第1期工事としており、以後の実験及び考察は、このⅠブロックを主体に考えることにする。

(2) 流路工計画の検討

図-6は、平均粒径と河床勾配の縦断的变化を示したものである。河床勾配は、6.2 km地点から急に緩となっている。平均粒径もこの地点から大きくなっており、流速が落ちて土砂が堆積することが考えられる。7.4 km地点の上下流の変化は、切石床固工による影響だと考えられる。

図-7は、最低河床高の経年変化を表わしたものである。6.6 kmを境にして、上下流で各々洗掘堆積傾向にわかれるようである。

図-8は、各地点の最大河床変動高を示したものである。上流の洗掘区域ほど変動が大きく、その量は7 mにも達する。また下流の堆積区域では4 m程度である。

図-9は、地形図から推定氾濫流線を示したものである。これから推定した氾濫予想地点には、災害復旧工事として護岸工が施工されており、たえず氾濫の危険にみまわれていることがわかる。

図-10は、流線の変動を過去3回の航空写真によって表わしたものである。同図によれば、昭和20年には駒ヶ根橋より下流の左岸は、大きな砂堆であって樹木もなく、土砂流が氾濫していたようであ

る。36年、40年にはこの地に樹木が繁茂し、流路はあたかも右岸の方に寄ったようにみえる。

第5章 実験

5-1 実験概要

(1) 実験の目的

1~4章において流路工計画に関して考察を進めてきたが、まだまだ残された問題点は多い。その主なものをあげてみると

① 計画された護岸高で充分かどうか、溢流しないか、② 計画された護岸根入深で充分かどうか
③ 流水の集中によって水衝部になる地点がないかどうか、その地点の護岸は安全かどうか、④ 床固工によって土砂の影響による乱流、偏流がうまくおさまるかどうか、⑤ 床固工による土砂調節効果がうまく発揮されるかどうか、⑥ 床固工前底部は安全かどうか

これらの問題は法線形、流路工幅、床固工間隔、護岸高、あるいは上流の状況などによって河床変動が左右されることによって生ずる。それゆえ、この種の問題は水理模型実験などによってのみ、明らかにされるのである。

(2) 模型

模型縮尺は1/60としてフルード相似則を適用した。模型の大きさは、長さ60m、幅5m、勾配1/18の大きなものとなる。

(3) 測定項目

実験中及び終了後に、次の項目について測定を行なった。

① 水位及び河床高、② 流向、③ 流速、④ 局所洗掘状況、⑤ 流出土砂量、⑥ 堆砂高

(4) 実験ケース

次の3つのシリーズを実験条件として考えた。

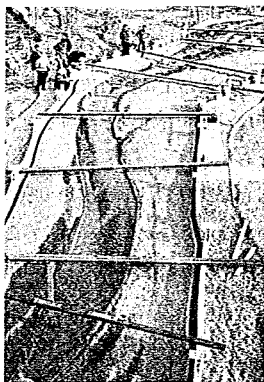
① 現在の河床状況をそのまま模型化して実験を行なった。
このケースの目的は次のようである。

○ 現在の河床状況のもとで洪水があった場合、どのような氾濫形態、河床変動が生じて災害が発生するかをみる。

○ フルードの相似律だけでは実験の妥当性ははっきりしない。そこで、現地の実際の砂堆の状態、水衝部の位置、過去の氾濫などと比較してそれらが、実験結果と同傾向にあるか否かを検討する。

○ この地に流路工を計画する際どのようなものが最適かを検討する資料とする。

② 前章などで検討したいわば机上の流路工の計画案を模型化して実験した。この計画案は連続した護岸および計画縦断勾配を2/3として、床固工を河幅の約1~2倍の間隔で入れ、上流部の切石床固工地点から下流端の既設流路工地点までをつないだ2面張り流路工である。



③ 土砂濃度および実験時間などの実験条件を変えて実験をおこなった。これは、実験条件のうちで、土砂濃度および実験時間が最も不確定でかつ、実験結果に大きな影響をもつと思われたからである。また、連続した幅の様な流路工では、下流端への流出土砂量が非常に大きくなり、下流勾配が極端にゆるくなっていることから、土砂の異常堆積が生ずる。そこで、流路工の中流部を霞堤として土砂を堆積させ、その調節効果を発揮させる必要から堆積傾向にある地点を実際の河床変動から推定して、その地点の流路幅を広くとって霞堤とした。

5-2 実験結果

① 現在の河床状況をそのまま模型化しておこなった実験では次のようなことが明らかとなった。

○ 図-11の流線の変動を現地から推定した洪水氾濫流線（図-9）と比較してみると、乱流蛇行の状態、水衝部がよく一致している。

○ 河床変動の縦断的变化は図-12のようになる。切石床固工上流部、流路工計画の中流部および下流端の既設流路工地点が堆積区間となっている。これも現地の河床変動（図-6）からみてよく一致している。

② 机上の流路工計画案を模型化しておこなった実験では、次のようなことが明らかとなった。

○ 氾濫する箇所を流線の変動とともに示すと図-13のようになる。随所に越水がみられるが、この原因は、乱流、偏流によるものと、法線の屈曲がはげしいことによる結果である。

○ 同図に洗掘深が3 m以上になった所を示した。このように、ほとんどすべての床固工直下流で洗掘がはげしい。この原因は水叩長さが不足することによる。

○ 水制による彎曲部の保護は不可能である。逆に水流の跳躍を大きくして越流させる結果となる

③ 法線形等を変化させて種々の条件下でおこなった実験では、次のようなことが明らかとなった

○ この流路工は切石床固工直上流の砂防工事を行なった後に施工すべきである。切石床固工より上流では、800 m地点と300 m地点の氾濫防止、および黒川の合流点処理などが対策として考えられねばならない。

○ 流路工は連続した護岸で様な河幅としてはならない。中流部および下流部に土砂調節のために広い河幅をもつところをつくる必要がある。

○ 下流の流路工が勾配1/40の緩勾配である限りこの土砂堆積はまぬがれないから改良する必要がある。

○ 床固工の水叩長さは、従来の方式による算定よりかなり大きくしなければ洗掘防止にはならない。

○ 護岸水衝部の流速は非常に大きいので対策を必要とする。

おわりに

従来の流路工計画は経験によった。本文では、それらの経験法則を十分に生かすことに留意しながら、定量的な計画への道をめざして、既設流路工データ、現地データの検討および実験による検討を

おこなった。しかし、充分にその意をつくせなかった。今後待つ学問および技術の分野であることを感じる。

本文をまとめるにあたって、中部地建天竜川上流工事々務所の皆様や、土木研究所篠崎試験所の松山宣信所長には大変お世話になった。ことに田畑茂清研究員には直接御指導をいただいた。さらにデータの整理は砂防研究室の伊勢崎尚子嬢に負うところが大きい。

上の方々に深く感謝いたし、厚くお礼申し上げる。

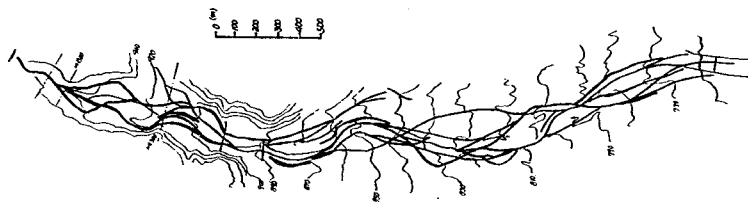


図-11 旅線の変動

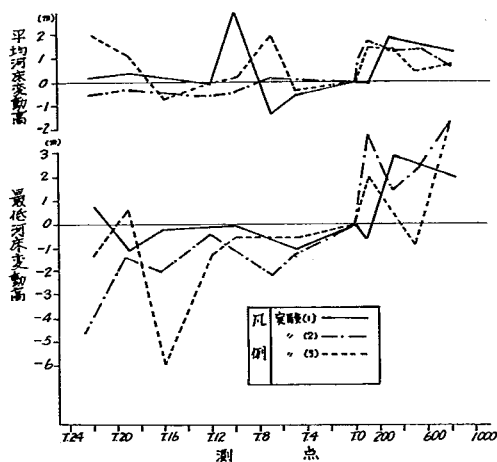


図-12 平均河床及び最低河床の変動高



図-13 流線の変動

5. 人工島および沈埋トンネルの地震 応答

構造橋梁部(併任) 岩 崎 敏 男

そこで昭和45～46年度に東京湾周辺地域3地点(図2に示す千葉県富津岬、神奈川県川崎市浮島、同観音崎)の地表、最深部100m余を含む3～4層に地中地震計を埋設し、地震加速度の観測を開始した。地震計は図3に示すごとく、富津岬では地表、地表面下70m、110mの3層、川崎では地表、27m、67m、127mの4層、観音崎では地表、80m、120mの3層に埋設し、各層とも3成分(水平2、鉛直1)の換振器からなり500galまでの地震加速度を記録する。また、地表にはSMA Cなどの強震計が並設している。観測点の地質は、富津岬では一様な砂質地盤、川崎では50まではN値10以下の

の沖積シルト層、それ以下はN値50以上のよく締った砂質地盤、また観音崎ではシルト岸で、数箇所に0.3～3m程度の厚さの砂岩をはさんでいる。これら3観測点では、すでに多数の記録が得られているが、比較的

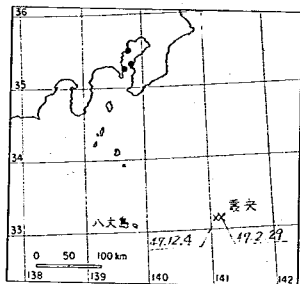


図2 観測地点と震央

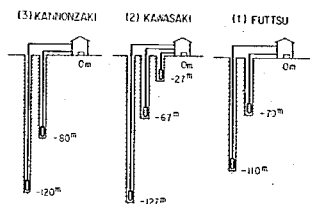


図3 換振器の埋設深度(各3成分)

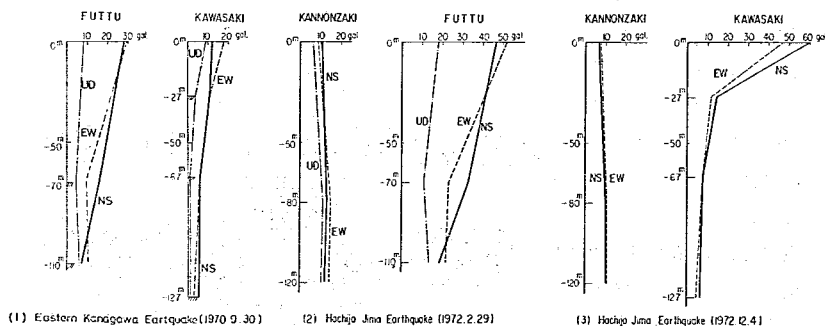


図4 深さ方向の最大加速度分布

大きな加速度が記録された地震は、昭和45年9月30日に多摩川河口付近で発生した地震(マグニチュード $M=4.5$ 、震源深さ $H=50$ km)、昭和47年2月29日の八丈島近海地震($M=7.2$ 、 $H=70$ km)、同年12月4日の八丈島近海地震($M=7.2$ 、 $H=50$ km)の計3回である。これら3回地震につき深さ方向の最大加速度の分布を示すと図4のようになる。次に現在までに得られた全記録(但し地表面加速度が5gal以下のものは除く)から地表面での加速度を1.0としたときの、深さによる加速度の減少状況を

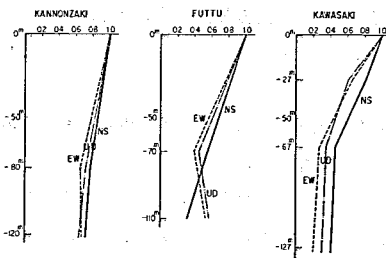


図5 深さ方向の最大加速度値の分布
(全データの平均)

示したのが図5である。これらの資料から、中程度（震度Ⅳ程度）の地震につき下記の事項が指摘できる。

- (1) 地中部の地震加速度分布は、観測点、方向、地震の属性などによって相当異っている。
- (2) 加速度が地表の $\frac{1}{2}$ 以下となる深さは、富津岬（砂質地盤）で約70 m、川崎（表層50 mが軟質シルト、それ以下は砂質地盤）で20～50 m、観音崎（岩盤）では120 m以深である。
- (3) 3観測点において、ある深さで深では加速度に余り変化がない。遠距離に発生した2回の八丈島地震では、3点ともほぼ等しい震央距離をもつが、地表面付近の加速度値は観測点によってかなり異なり、水平動成分でみると観音崎（岩盤）で10 gal 弱、富津岬（砂質地盤）で40 gal 程度、川崎（軟質シルト）で60 gal 程度となっている。しかし地中深部の加速度を比べてみると、観測点による差異が少い。
- (4) 地中深部に対する地表面での加速度増幅率は、硬質地盤では小さく（1～1.5倍）、軟質地盤では大きく（3～6倍）、中間的地盤では中間的（2～3倍）である。
- (5) 沈埋トンネル、人工島、橋などの地震応答を算定する場合、地盤一構造物の相互作用を考慮して解析する必要があるが、地震力を入力する基盤（通常、比較的良好に締った土層でそれ以下では地震動の振幅がほとんど変化しない地盤）は、東京湾地域では岩盤地域を除き、地表面よりかなりの深さのレベルにとる必要がある。

2.2 首都高速道路羽田海底トンネルでの観測結果

首都高速道路1号線が海老取川を横断する位置に昭和39年完成した羽田海底トンネルは、延長300 mのうち56 mが沈埋工法で施工されており、わが国における初期の沈埋トンネルの一つといえるものである。沈埋函は1基（長さ56 m）で、鋼構造矩形断面（高さ7.4 m×巾20.1 m…道路部分、高さ7.4 m×巾11.0 m…モノレール部分）を有し、その両端は堅固なケーソン上に支持されている。従って一般的な沈埋トンネルとはかなり異った基礎形式のものである。このトンネルには、3箇所（羽田側ケーソンの天端、トンネル中央点の中央分離帯上および路線より10 m離れた地表面上）にSMA C型強震計が設置され、昭和43年2月から強震観測が行われている。現在までに得られた記録の分析結果から地表面上の加速度が40～70 gal（震度Ⅳ程度）の地震に対して、次の事が指摘できる。

- (1) 水平方向の加速度振幅は、当然予想されたとおり地表面上が一番大きく、分離帯上、ケーソン上の順に小さくなる。地表上の加速度振幅を1.0としたときのトンネル部の平均加速度は、分離帯上ではトンネル軸方向0.50、軸直角方向0.70、ケーソン天端ではトンネル軸方向0.45、軸直角方向0.50となっている。トンネル中央点で軸直角方向にやや大きな振幅をもっていることが特徴的である。
- (2) 一方、鉛直方向の加速度は3地点でほぼ等しい結果が得られている。鉛直加速度の絶対値そのものは小さく、水平動の $\frac{1}{2}$ ～ $\frac{1}{3}$ 以下である。

§3 土の動的特性の測定（共振式土質試験機）

沈埋トンネルのような地盤中に埋設する構造物や人工島のような土を主体とした構造物の地震応答を把握するためには、土の動的特性—とくに動的変形係数（せん断弾性係数）と減衰性—を知る必要がある。これらを求める主要な方法は、1)弾性波探査・物理検層などの現位置試験と、2)土質試料に

対する室内試験とに大別される。弾性波探査などの波動伝播を利用する方法では、一般に加える振動が実地震に対して非常に小さく、従って土粒子に生ずるひずみは小さい (10^{-6} 程度以下)。一方、室内試験で通常用いられている三軸圧縮試験機や直接せん断試験機による方法では、土に静的せん断破壊が生ずるような相対的に大きなひずみ (10^{-2} 程度以上) を与えて測定している。よく知られているように、土の諸性質は、ひずみの大きさに著しく影響されるものであるから、地震応答の解析に用いるべき土の動的性質は、実際の地震時に生じるひずみ (10^{-3} 程度のオーダーと推定される) と同程度の動的ひずみ状態に対して測定することが望ましい。このための装置として図6～8に示すような共振式土質試験機を新しく試作した。この装置は外径10 cm、内径6 cm、高さ25 cmの中空の供試体 (図7) に、振動数を変えながら強制ねじり振動を与え、共振振動数を求めることによって、せん断弾性係数を測定するものである。また自由振動の減衰波形から土自身がもつ内部減衰を求めることができる。

測定の一例として豊浦標準砂に対するせん断弾性係数の測定結果を図9および10に示す。また、内部減衰による減衰定数 (臨界減衰に対する比) h は比較的ゆるぎ目の砂で、せん断ひずみ 10^{-4} のとき、拘束圧 1.0 Kg/cm^2 では $h \div 0.06$ 、拘束圧 6.0 Kg/cm^2 では $h \div 0.03$ と求まった。現在までに行なった

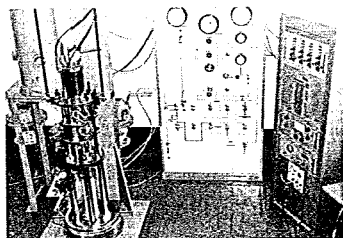


図6 共振式土質試験機全景写真

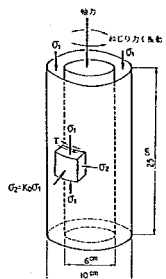


図7 ねじり振動をうける中空供試体

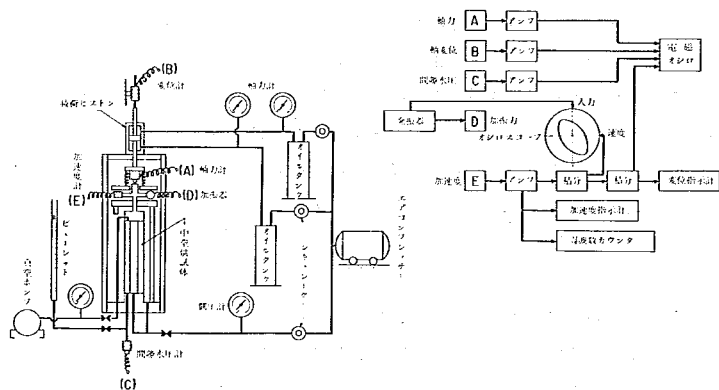


図8 共振式土質試験機 機能図

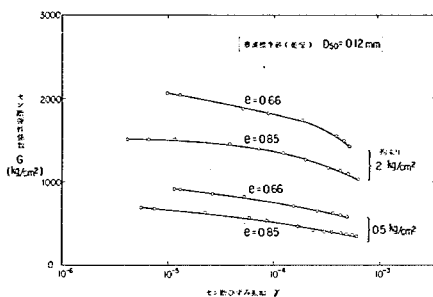


図9 共振式土質試験機による試験結果(1)

—せん断ひずみ振幅とせん断弾性係数の関係—

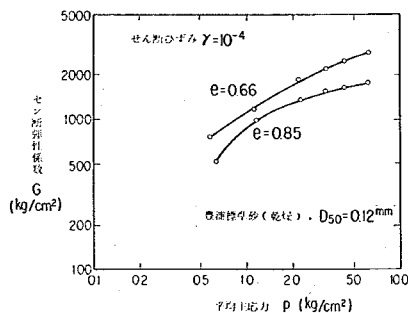


図10 共振式土質試験機による試験結果(2)

—平均主応力とせん断弾性係数の関係—

試験の結果から下記の事項が指摘できる。

- (1)せん断弾性係数は、ひずめが小さい程、間隙比が小さい程、また拘束圧が高い程大きな値となる。
- (2)土の内部減衰は、せん断ひずみが大きい程、間隙比が大きい程、また拘束圧が低い程大きな値となる。

今後は、沈埋トンネルや人工島の建設現場に即した土質試料に対する試験を行ない、土の剛性と減衰性の測定を行う予定である。これにより振動実験や地震応答計算における振動モデルの設定がより適切となり、耐震性の解明に役立つものと期待される。またこの試験機を用いてわが国における典型的な土質試料に関して系統的な試験を行えば、せん断弾性係数と減衰定数を求める実験式を得ることが可能となろう。この際、土粒子の性質、飽和度、ひずみの大きさ、間隙比、拘束圧などが関係する主要因子となることが、今回の実験および Richart, Hardin, Drnevich などの実験結果から予想される。

以上では、土の動的性質としてせん断弾性係数と減衰性を取りあげて論じたが、土の動的性質のもう一つの重要なものとして、地震動をうけたときの土の強度低下の問題がある。繰返し载荷に対する土の性質については、道路の路床路盤に関連して、多くの実験的研究がなされており、一般に多数回の繰返しをうけた後の土の強度と剛性は、それをうけない場合に比べて増加する傾向がある（この傾向は粘性土に大きく、砂質土に対しては少い）。一方地震時における地盤の強度については、過去の震害経験、振動実験あるいは動的土質試験などから、土の強度が低下する場合が少くないことが指摘されている。特にゆるずめの飽和砂質地盤に関しては地震時に流動化現象が発生することが知られており、極端な場合、土が強度を全く失い、あたかも液体の様相を呈する場合すらある。粘性土に対しては、鋭敏性の高い特殊な土を除いては、振動に起因して強度低下が起ることは少いとされている。構造物の震害防止のためには、地盤震害を防止することが重要と考えられるので、地震の強度低下の問題は充分検討するのが望ましい。東京湾横断道路における沈埋トンネルおよび人工島の建設地点では、粘性土が主体であるため流動化現象は起きにくいことが予測されるが、一部砂質土層もみられるので、実地盤および人工島の盛土材料両者について今後十分調査を重ねていく必要があるものと考え

られる。この問題に対する解決手段の実際的アプローチの一つとして、地盤改良の方法とその効果に関する現場調査が有効と考えられる。

§ 4 人工島と沈埋トンネルの模型振動実験

4.1 模型振動実験の概要

東京湾の川崎と木更津を結ぶ東京湾横断道路のモデルプランの1つとして、図11に示すような、主航路部に2本の沈埋トンネルを配置し、中央部と両端を人工地盤（盛土方式の人工島）によって接続する案がある。この地域海底の表層地盤約30mはN値10以下のきわめて軟質な沖積層より構成されている。このような地点に建設される沈埋トンネルに及ぼす周辺地盤の動的な影響を検討するため、図12に示すように自然地盤および人工地盤に敷設された沈埋トンネルを対象とした振動実験を行なった。実物と模型の縮尺比は長さで1/550、時間で1/5、密度で1/1.40～1/1.95とした。

模型地盤は水面下200mまで考慮して様な厚さの水平な5層にモデル化し、現地で実測したせん断波速度から弾性係数を推定している。盛土は単位体積重量 1.8 t/m^3 の材料でN値18程度、せん断波速度 230 m/sec 程度に締め固められると仮定して弾性係数を求めている。さらに、盛土の下イ層、ロ層は盛土と同程度の地盤に改良されるものと想定している。沈埋トンネルは水平面内の軸直角方向曲げ

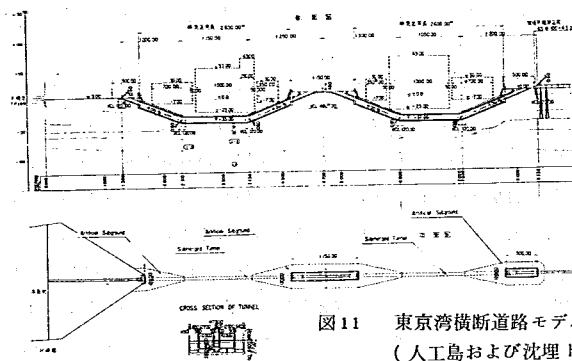


図 11 東京湾横断道路モデルプランの一案
(人工島および沈埋トンネル部)

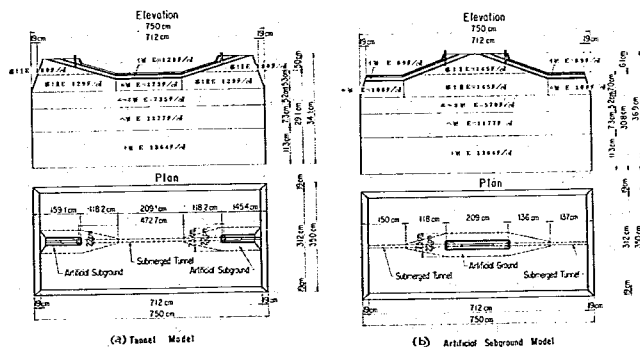


図 12 振動実験用モデル(a)トンネル主体モデル、(b)人工島主体モデル

剛性比が模型相似則を満足するように断面と形状を求めている。しかし、軸方向の剛性比は模型相似則を完全には満足していない。換気塔は長さの縮尺を基本にして形状だけを合わせた。模型材料は地盤はアクリル・アマイド系グラウト剤のゲルを、沈埋トンネルと換気塔はネオプレンゴムを使用した。振動台は科学技術庁防災科学技術センターが筑波学園都市に保有する大型耐震実験装置を用い、入力としては1～22 Hzの正弦波、時間軸を1/5に縮小した地震動の波動(E1 Centro NS 1940、東京湾川崎地下127 mの地震動記録)および0～20 e/sの周波数をもつランダム波形を採用し、トンネル軸方向と軸直角方向に加振した。

4.2 実験結果

共振曲線の例を図13に示す。これからわかるように、ある特定の振動数に対して大きな共振現象がみられる。共振時の基盤に対する変位の増幅率は自然地盤の表面70～90倍、人工地盤頂面で210～280倍、また、自然地盤部の沈埋トンネルは軸直角方向には80倍、軸方向には約20倍であった。これらの増幅率の比を比較すると、人工地盤は自然地盤の約3倍の変位の増幅率となる。沈埋トンネルは軸直角方向には地盤とほとんど同じ振動をし、地盤との相対変位は検知できなかった。軸方向についてはトンネル模型の剛性が相似則から決定される値の約6倍となっており、忠実に模型化された場合の変位増幅率はこれより大きくなるものと考えられる。なお、模型材料の減衰定数は約0.01と非常に小さく、実物で期待される減衰定数は0.1程度以上の少くとも1つオーダーが高いことが予想されるので、これによる応答値の低下を当然考慮する必要がある。次に、路線直角方向に正弦波加振したときの、1次共振点付近の振動モードを図14に示す。モデルの応答の振動は、加振方向のみでなく、

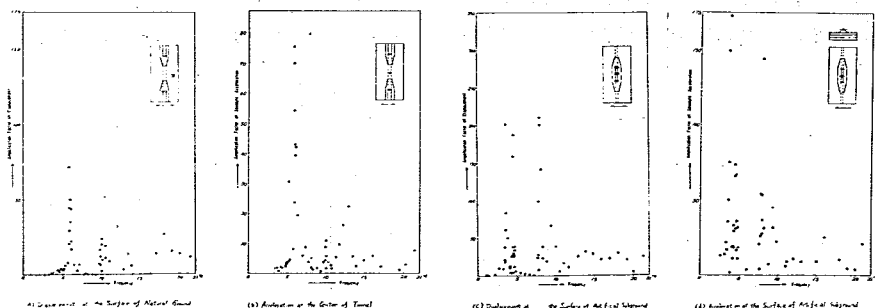


図13 共振曲線の例(路線直角方向加振の場合)

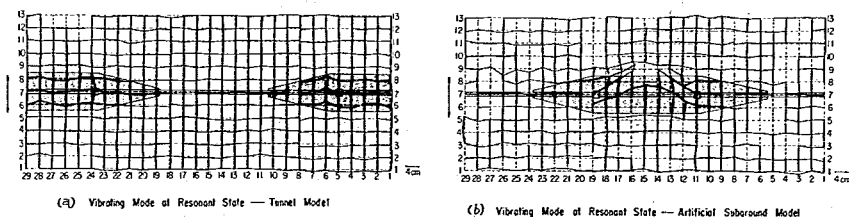


図14 共振状態における振動モード(路線直角方向加振の場合)

加振方向と直交方向にも生じているのが判る。軸方向に加振した場合、人工地盤の斜路部では著しい共振現象は観察されず、地震応答特性は、軸直角方向とはかなり異なった。

§ 5 沈埋トンネルを支える人工島（盛土形式）の地震応答解析

5.1 解析の概要

模型振動実験においては振動減衰を相似させること、ひずみや応力を定量的に把握することなどが困難であるため、これを補足する目的で沈埋トンネルの長手方向に直角な人工島モデルの断面に対して地震応答解析を行なった。地盤の構成、弾性係数等は図12(b)に示した値を使用し、幅だけを2 mに縮小している。計算法は有限要素法により、二次元解析（平面ひずみ状態）および三次元解析を実施した。

二次元解析について主に述べると、境界条件は底面では2方向とも固定、側面では水平方向は自由、上下方向は固定とし、その他の節点ではすべて自由としている。また、固有値解析にあたっては静的縮合法により1688の自由度を130に縮小しており、応答解析ではこのうちの1次から10次までの振動モードを考慮している。

5.2 二次元解析の結果（軸直角方向）

固有振動解析の結果によれば、1次の固有振動数3.99 Hz、2次が5.12 Hz、3次が5.36 Hzであり、10次で10.21 Hzである。次に、減衰定数を1%とした場合の人工地盤頂面の変位と絶対加速度の共振曲線を実験結果と比較して図15に示す。1次共振振動数は人工地盤頂面で3.99 Hz（実験：3.7 Hz）、地盤表面で5.36 Hz（実験：4.8 Hz）であり、解析結果の方が7～11%程度高くなっているが、実験模型における弾性係数の多少の不均一分布を考慮すれば、両者は良く一致していると言える。

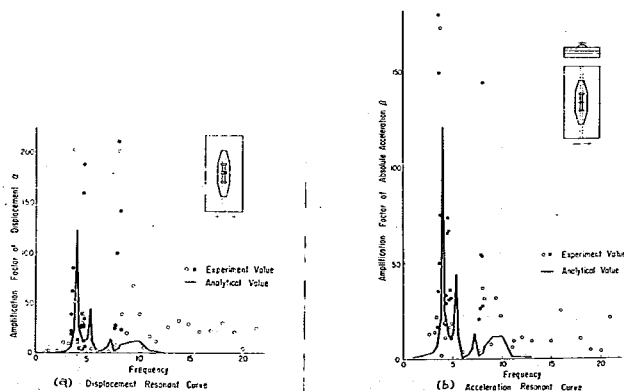


図15 人工島表面の共振曲線、実験結果と解析結果の比較

実験において実際に模型に作用させたE1 Centro NS成分による地震応答解析によって得られた最大応答変位と最大応答絶対加速度は、変位、加速度とも人工地盤およびその下の沖積層に大きな値が集中しているのが認められる。なおここでの減衰定数は2%としている。

また、地震応答中で、沈埋トンネル直下の人工地盤の変位が最大となった時刻の変位、主ひずみ、主応力の分布を示すと図16のようになる。この時の沖積層における最大せん断ひずみを求めてみると約 7×10^{-2} である。現実の地盤の減衰定数を0.1とすると、応答変位は応答スペクトル曲線から推定して減衰定数0.02の場合の約2/3になると考えられる。したがって、仮りに原型において水面下200mの基盤に最大加速度100galのEl Centro NS成分地震波が作用した場合の沖積層中に生じる最大せん断ひずみを推定すると 2×10^{-3} となる。

5.3 三次元解析の結果

三次元立体構造に対する固有振動解析の結果を概述すると、1次固有振動は軸方向3.74Hz、2次固有振動は軸直角方向3.96Hzと求まっており、実験結果（軸方向1次共振3.86Hz、軸直角方向1次共振3.70Hz）と対比して、良好な近似がみられる。しかし、振動モードに関しては、軸直角方向に関して必ずしも一致してない点があり、この種の構造物の地震応答の複雑さを示したものと解される。

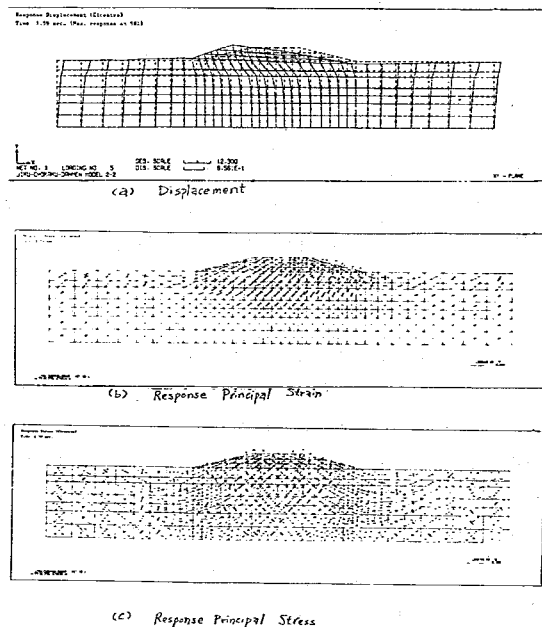


図16 El Centro NS成分による地震応答解析（変位・ひずみ・応力分布図）

§6 人工島および沈埋トンネルの耐震設計基準について

6.1 人工島

盛土形式の人工島の耐震設計法としては、地震力を考慮した円弧すべり計算が一般的である。この方法は簡便なため、盛土やフィルタイプダム設計に慣用されているが、地震力を準静的に取扱っているなど実際の地震時の構造物の挙動を忠実に考慮していない点があり、また過去の被害経験に鑑みても、必ずしも十分な方法とはいえない面がある。

東京湾横断道路計画の各種構造物の設計法に関しては、昭和47年以来、日本道路公団の東京湾横断道路技術調査委員会（村上永一委員長）において検討されており、人工島についても上記の点を考慮しながら、設計法の基準化がなされている。耐震基準について、現在、下記の内容を有する原案が検討されている。耐震設計の基本方針として、(1)建設地点の地形・地質の状況を考慮し、全体の構造系が耐震的になるようにすること、(2)震度法（水平震度0.18）で基本設計を行うこと、(3)盛土の地震時の沈下および変位の計算を行うこと、ならびに詳細検討のため動的解析（基盤に最大加速度150 galを入力）を行うこと、(4)全体の構造系の一部が例えば被災することを許しても、交通供用部に損傷があってはならないこと、などの点がうたわれている。しかし、未だ暫定的なもので、今後安全率その他引き続き検討することにより、信頼度の高い設計基準となることが期待される。

6.2 沈埋トンネル

沈埋トンネルの耐震基準については、確固たる手法の確立がなされていず、企業主体が過去の実施例を参考としながら、個々に耐震設計を行っているのが現状である。沈埋トンネルの建設の歴史が浅いことを考えればやむを得ないといえようが、建設件数の増加と規模の大型化が著しい最近の事情から鑑みて、安全かつ経済的なトンネルを建設しうよう、統一的な耐震設計基準が望まれるところである。

このような状況にあつて、土木学会では建設省・運輸省の協同委託をうけて、沈埋トンネル耐震設計委員会（岡本瞬三委員長）を昭和46年に発促させ、耐震性に関する調査研究を行ってきた。この委員会は昭和48年度末までに、沈埋トンネル耐震設計指針を完成する目標で、すでに46年報告、47年報告を提示している。46年報告では、設計に考えるべき地震動、地盤の動的性質および耐震設計法に関する研究成果・実施例を詳述し、指針作成に備えている。47年報告では、沈埋トンネル耐震設計（案）および付属資料を提示した。指針案は、沈埋トンネル耐震設計の一般指針の原案を示しており、総則、調査、耐震設計、動的解析、および地震時保安対策から構成されている。設計の基本方針としては、トンネル本体は地盤の変位を考慮した簡易設法（許容応力度法）を採用し、これに対して動的解析による検討を行うものとし、さらに万一の地震災害に対処するための保安対策を施すこととなっている。

一方、前述した日本道路協会の委員会においても、橋および人工島とならんで、沈埋トンネルの設計法が検討されている。ここでは、上記の土木学会の中間報告などを参照し、耐震設計の基本方針、地震の影響と設計条件、設計地震動、設計計算法、地震応答解析および設計一般から構成される具体的耐震設計法を規定している。この基準案においても、トンネルの耐震設計は地震応答を考慮した地盤の動的変位を基本として実施し、あわせて全体の構造系に対しては動的解析を行って安全性を確認することを規定している。また地震保安対策を十分配慮することを明示している。

しかしながら、上述した耐震基準はいずれも暫定案段階のもので、まだ実用に供するには不十分であり、今後の進展により、近い将来確度の高い耐震基準が確立されるものと期待される。

§ 7 結 論

東京湾周辺の3カ所で得られた地中の地震加速度記録に対する検討、沈埋トンネルに対する地震観測結果、東京湾横断道路のモデルプランを例にとり行なった沈埋トンネルとその周辺地盤の模型振動実験および地震応答解析の結果から、次のような事項が指摘できる。

1) 地中における最大加速度の分布の様子は測点、方向、地震の属性などによって相当異なっており、今後のデータの集積を待って、より詳しく検討する必要がある。

2) 地中における最大加速度が地表の1/2になる深さは富津岬(砂質地盤)では地表面下70m、川崎(地表面下50mまで沖積シルト、それ以下は砂質地盤)では20~50m、観音崎(シルト質岩)では120mより深い位置である。

3) 観音崎では、八丈島地震のような大規模、遠距離地震により、地表よりも地中に最大加速度が生じるのが記録されており、今後、その理由を吟味する必要がある。

4) 実物の沈埋トンネルに対する地震観測では、地表面の加速度に比して、トンネル部の加速度が50~70%と小さく、トンネル中央部では軸方向より直角方向が大きい。

5) 模型沈埋トンネルは、軸直角方向に振動する時には地盤との相対変位は検知できない。軸方向に振動する場合については、今後、検討する必要がある。

6) 沈埋トンネルが敷設される人工地盤(海中人工島)の斜路部は著しい共振現象は観察されなかった。

7) 人工地盤の長手方向に直交する断面に対する地震応答解析によれば、最大せん断ひずみは海中人工島とその下の沖積層に生じる。この場合の実地盤における最大せん断ひずみは、水面下200mの基盤に最大加速度100galのEl Centro NS成分地震波が作用した場合を考えると 2×10^{-3} 程度になると推定される。

8) 人工島と沈埋トンネルの耐震基準は、簡易設計法で構造諸元、地盤改良などを決定し、動的解析によって詳細な地震応答を検証する2段階の方法がとられよう。さらに、地震時保安対策を十分考慮する必要がある。

最後に、地震加速度記録の提供をいただいた関係機関および東京湾横断道路関係の資料を提供いただいた関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所、さらに模型振動実験を共同で実施した科学技術庁国立防災センター耐震実験室の各位に心から感謝致します。

参考文献

- 1) 栗林, 岩崎, 辻: 地中における地震動加速度の実例と解析, 第8回自然災害科学総合シンポジウム, 昭和46.10
- 2) 栗林, 岩崎, 辻: 沈埋トンネルの模型振動実験, 第7回土質工学研究発表会概要集, 昭和47.6
- 3) 建設省土木研究所: 沈埋トンネルと盛土の耐震性に関する調査報告—沈埋トンネルと盛土の模型振動実験—, 土木研究所資料852号, 昭和48.6
- 4) 建設省土木研究所: 沈埋トンネルと盛土の耐震性に関する調査報告—沈埋トンネルと盛土の地震応答解析—, 土木研究所資料851号, 昭和48.6

- 5) 岩崎, 川島: 地盤と埋設構造物の振動性状, 関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム,
昭和 48. 8 ~ 9
- 6) 土木学会: 昭和 46 年度沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書, 昭和 47. 3
- 7) 土木学会: 昭和 47 年度沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書, 昭和 48. 3
- 8) 日本道路協会: 東京湾横断道路設計標準に関する調査報告書, 昭和 48. 3

6. 東京湾における鋼材の腐食について

化学研究室 西 島 高 秀

東京湾における鋼材の腐食について

化学研究室 西 島 高 秀

1. まえがき

東京湾環状道路の建設計画において、橋梁や沈埋トンネルなどの鋼構造あるいは鉄骨鉄筋コンクリート構造を有する大規模土木構造物の建設が予定されている。これらの構造物が建設される東京湾一帯は、高濃度の硫酸酸化物や窒素酸化物および降下煤塵などの腐食性汚染物質を含む大気、汚濁された水質、嫌気性バクテリアの温床ともいえる有機質栄養物の豊富な泥層、さらに塩分の影響など、大気中から海底泥層にわたるすべての環境が、鋼材に対して強度の腐食性を持つと考えられる。このように、東京湾は条件のきびしさの点で今迄に経験したことのない環境であるため、鋼材の腐食に及ぼす影響を予測することは困難であり、各種の防錆防食方法に関する問題を含めて、実験的に確認する必要があった。以上の理由により、昭和46年度に、東京湾の海上に浮べた暴露台（関東技術事務所で作製し、東京湾岸道路調査事務所で管理している）を利用して暴露実験を開始した。

現在実施している主な調査項目は、各種鋼材および金属被覆機（亜鉛およびアルミニウム）の腐食速度、塗装およびライニングの防錆防食効果ならびに補修方法、接合部の防錆方法、電気防食方法の効果、コンクリート中における鉄筋の腐食および防食方法などについての調査と暴露環境の調査である。

これらの調査項目の多くは、未だ一部の結果が得られているのみで発表するまでには至っていないが、各種鋼材および金属被覆材の腐食速度に関する調査および環境調査に関しては、一応の結果が得られたので、ここに報告する。

2. 試験場所および暴露台

暴露試験は、川崎市浮島から南へ約300 m沖の海上と、第2海堡の北方約600 mの2個所で実施している（図-1）。広い湾内は、場所によって環境条件の違いが著しく、1個所だけの暴露試験のみで東京湾を代表させることはむづかしい。そこで、京浜工業地帯を背景とする、東京湾の中でも最も環境のきびしいと思われる浮島沖（以後、川崎沖と呼ぶ）と、比較的汚染がゆるやかと思われる第2海堡沖（以後、木更津沖と呼ぶ）の2個所を選定し、暴露台を設置した。暴露台は2基とも円形で、川崎沖が



図-1 暴露台位置

直径9m, 木更津沖が直径10mの円形台船形で, コンクリートアンカーおよびチェーンによって繋留している。

3. 調査項目

3.1 環境調査

暴露地点における環境の実態を明らかにし, 腐食に関する調査結果の解析に資する。

3.2 大気中における金属被覆材料の腐食速度

東京湾内で特に大気汚染の進んだ川崎沖と, それほどひどくないと思われる木更津沖との比較をおこない, 汚染地域での防食対策の資料を得る。

3.3 海中における金属被覆材料の腐食速度

3.2と同様に, 汚濁した海水中における腐食防食に関する資料を得る。

表-1 各試験片の種類と数量

大気中 & 海中試験片

素材	素地調整	表面処理	数量(枚)			
			川崎		木更津	
			大気中	水中	大気中	水中
SS-41 (3.2mm厚) 銅板	仕上り	無処理	30	30	30	30
	酸洗い	溶融亜鉛メッキ	14	14	14	14
		溶融アルミニウムメッキ	14	14	14	14
	グリット	亜鉛溶射	14	14	14	14
	ブラスト	アルミニウム溶射	14	14	14	14

海中〜大気中試験片

鋼材の種類	表面処理	数量(枚)		備考
		川崎	木更津	
SS-4	ジスチザン	3	4	
SM-50	"	3	2	
耐海水鋼	A	3	1	
	B	3		
	C	3		
	D	3		
	E	3		
3%クロム鋼	無処理	3		
5%クロム鋼	"	3	1	
SS-41 電防	ジスチザン	3		

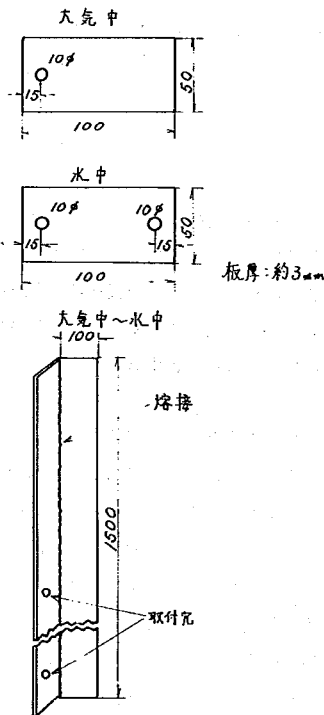


図-2 試験片の形状

3.4 大気中から海中における各種鋼材の腐食速度

大気中から海中にまたがる状態におかれた場合に、各種鋼材が部位別にどのような腐食挙動を示すかを明らかにし、最も腐食が激しいにもかかわらず、防食の困難な飛沫帯における腐食防食に関する資料を得る。

4. 調査方法

4.1 試験片の種類および数量

金属被覆材料の腐食速度試験片は、大気中、海水中とも同じものを用いた。表面無処理、亜鉛メッキ、アルミメッキ、亜鉛溶射、アルミ溶射の五種類であり（表-1）、五種類共、SS-41鋼板を素材として、それぞれの処理をおこなった。試験片は小さな板状のものであり（図-2）、ボルト締め穴をあけてある。試験片の枚数は、大気中、海水中ともそれぞれ162枚、合計324枚である。

各種鋼材の腐食速度試験片（大気中～海中）は、SS-41、SM-50、耐海水鋼を用いた。耐海水鋼は各鉄鋼メーカー5社の製品をそれぞれA～Eまでの番号で表わした。SS-41は別に電気防食効果の試験片にも用いた。長さ1.5m、幅10cmの2枚の鋼板を溶接して、等辺山形鋼の形状を持った試験片であり、1辺を試験対象とし他の1辺を取付け部とした。試験片表面はジスクサンダーで黒皮（ミルスケール）を取りのぞいた。

4.2 暴露架台と取付方法

暴露台の甲板の高さは水面上約40～50cmあり、この甲板上に、高さ1mの水平架台と南に向けて30度の角度を持つ傾斜架台を固定した。また、暴露台の側面には、試験片取付け枠をガイドにそって落とし込める海中暴露架台を設備した。

大気中試験片は水平架台に取付けて大気中に暴露し、海中試験片は取付け枠に固定したものを海中架台に落とし込み海中に暴露した。大気中～海中にまたがる試験片は暴露台側面の海中架台に取付け下方50cmが海中に没するように暴露した。各試験片は、架台や取付け枠に塩ビ製ブッシュをはさんで電氣的に絶縁した状態で取付けた。

4.3 測定方法

4.3.1 環境調査

(a) 海水の水質に関する測定

エクマン転倒採水器を用いて深さ別に採水し、つぎの項目について測定した。

- イ 水温；採水器に付属している転倒温度計により測定した。
- ロ PH；日立製作所PHメーターDM-5型を用い採水時に測定した。
- ハ 溶存酸素量；電気化学計器（調製、MODEL、DO-3）を用い採水時に測定した。
- ニ 塩素イオン；採水した海水を実験室に持ち帰り、モール法により定量した。
- ホ 硫酸イオン；採水した海水を実験室に持ち帰り、重量法により定量した。

(b) 大気中の亜硫酸ガスおよび海塩粒子付着量の測定

- イ 亜硫酸ガス濃度；亜硫酸ガスを二酸化鉛キャンドル法により捕集して実験室に持ち帰り重量法により定量して、一日当たり、100cm³の二酸化鉛と反応した亜硫酸ガスの重量を、無

水硫酸の重量 (mg) に換算して求めた。

ロ 海塩粒子；布地付着法により海塩粒子を捕集して実験室に持ち帰り、モール法により塩素イオン量を測定し、布地の片面 100 cm^2 当り、1 日間に付着した塩素量 (mg) を求め海塩粒子付着量とした。

ハ 降水に関する測定；PH、塩素イオン、硫酸イオンについて海水の場合と同じ測定方法で測定した。

4.3.2 外観観察の方法

所定期間暴露した試験片は、さびの状態および腐食状況等を肉眼により観察して記録する。

4.3.3 腐食量の測定方法

(a) 金属被覆材料

腐食量は材質別につきの方法により除錆し、乾燥後に 0.001 g まで秤量して得た重量と、暴露前の重量から腐食減量を求め、腐食減量と試験片表面積から腐食量 (g/cm^2) を算出した。

イ 鋼試験片の除錆方法

ゆるく付着したさびは、たわしや木べらでかき落とし、固定したさびは小さいハンマーで軽打して落してから、 90°C 以上に加温した 10% クエン酸アンモニウム溶液中に浸漬して除錆した。除錆後良く水洗して乾燥させた。

ロ 亜鉛メッキ鋼および亜鉛溶射鋼の除錆方法

表面のよごれや付着物を取除いた後、リン酸ナトリウム $30\text{ g}/\ell$ 、炭酸ナトリウム $5\text{ g}/\ell$ 、水酸化ナトリウム $8\text{ g}/\ell$ を含む水溶液中で、 70°C $1.1\text{ A}/\text{dm}^2$ で陰極処理して除錆し、水洗後乾燥させた。

ハ アルミメッキ鋼およびアルミ溶射鋼の除錆方法

表面の付着物を取除いた後、室温で濃硝酸に浸漬して除錆し、水洗後乾燥させた。

(b) 各種鋼材

大形試験片は、大気中から海中にまたがる状態で暴露されるため、1 個の試験片中の各部分で腐食量も当然異なる。したがって重量減によらずに厚みの変化から求めた。すなわち、鋼板の厚みをマイクロメーターで 0.01 mm まで測定し、所定期間暴露した後 (a) のイの方法により除錆をおこない、同様に板厚を測定し、腐食速度を求めた。

5. 調査結果および考察

5.1 環境調査

海水の水質および大気中の亜硫酸ガス濃度、海塩粒子付着量の調査結果は表-2 に示したとおりである。海水の水質は時期的な変動が認められる。海底付近の溶存酸素量は調査時間を通して少ない傾向が認められ、時期によってはかなり低下する。

亜硫酸ガス濃度は、昭和44年から45年にかけて淡路島の岩屋沖で測定した量の2倍から5倍を示している。

5.2 外観観察

5.2.1 大気中暴露試験片

銅試験片は暴露開始後1ヶ月目には、すでに板状の堅いさびに全面が層状におおわれ、暴露期間が長期になるにつれて板状のさびは層の数を増し、一見合板の試験片を思わせるような状態だった。さびの表面は堅いが、叩くなどして衝撃をあたえると剝離する。前記除錆方法によりさび落しを行うと、鋼材は均一に腐食し、一様のあらさを示していた。1年以上暴露したものについても、局部腐食と言うほどのものは見られなかった。

メッキ及び溶射試験片は、表面に白さびが表われてはいるが、さした腐食は見られなかった。

5.2.2 海中暴露試験片

銅試験片のさびの層は、厚いが粗く、木べらのようなもので簡単にさび落しが行え、たわしでこするだけで素地が現われる。部分的な腐食の差は激しく、ブッシュの回りに沿ってリング状の溝を掘ったような腐食がおきていた。

アルミメッキは、280日頃から部分的な腐食が認められ、亜鉛メッキと亜鉛溶射も、450日頃から部分的な腐食が現われた。

表-2 川崎水質結果

調査年月日	水深 (m)	水温 (°C)	pH	DO (P.P.M)	Cl ⁻ (g/L)	SO ₄ ²⁻ (g/L)	溶出粒子 (Cl ⁻ mg/L, SO ₄ ²⁻ mg/L)	亜硫酸ガス (SO ₂ mg/L, H ₂ S)
47.5.25	0	19.8	8.4	7.8	14.75	2.05		
	4	20.9	8.2	7.9	16.25	2.22		
	8	17.8	8.0	4.6	17.80	2.47		
47.6.29		23.0	8.2	6.8	16.00	2.14	0.053	2.0
		23.0	8.2	6.2	16.25	2.22	0.042	2.1
		23.0	8.0	3.8	17.70	2.47		
47.8.28		24.7	8.1	7.6	17.19	2.45	0.034	3.0
		24.7	8.0	7.5	17.43	2.51	0.021	3.0
		24.5	8.0	5.6	17.45	2.42		
47.10.5		22.3	8.2	7.6	17.55	2.37	0.128	5.0
		21.9	8.2	7.5	17.72	2.44	0.118	5.0
		21.5	8.2	6.2	17.80	2.34		
47.11.30		12.6	8.4	7.4	16.84	2.49	0.116	2.7
		13.2	8.3	6.5	17.36	2.56	0.089	2.7
		13.5	8.3	5.9	17.92	2.46		
48.1.30		9.0	8.1	7.2	17.88	2.42	0.062	2.4
		9.3	8.2	6.5	17.96	2.48		2.3
		9.7	8.2	6.0	18.28	2.49		
48.3.23			8.3		17.85	2.43	0.028	2.3
			8.3		18.35	2.44		2.9
			8.3		18.75	2.47		
48.4.24		14.6	8.3	6.5	17.80	2.39	0.123	2.5
		14.6	8.5	5.9	15.85	2.45		3.1
		15.0	8.4	5.2	16.95	2.56		
48.7.20		26.9	8.4		16.55	2.22	0.141	2.8
		26.7	8.4		16.50	2.31		
		25.5	8.2		17.80	2.42		
48.10.19					15.90	2.29		
					17.00	2.56		
					16.90	2.63		
参考値 44年~45年 瀬戸内海沿岸での調査					19.00	2.50	0.060~0.504	0.70~1.31

表-3 腐食量測定結果

種別 腐食環境		川崎 沖																						木更 津沖	
		1243日数		31		66		126		163		219		280		334		451		513		549		162	
		腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)	腐食量 (mm)	減少厚 (mm)
SS-41	大気中	46.18	0.037	149.00	0.197	227.23	0.271	410.22	0.527	474.52	0.607	505.41	0.648	575.68	0.737	675.42	0.892	774.54	0.993	777.76	0.997			319.34	0.407
	海水中	31.21	0.040	56.42	0.072	90.44	0.116	92.11	0.118	130.57	0.168	193.73	0.249	234.46	0.303	284.45	0.365	310.44	0.398	312.81	0.0401			87.55	0.112
亜鉛 メッキ	大気中	3.64	0.005					13.10	0.018			12.17	0.017			10.68	0.015							12.96	0.018
	海水中	18.57	0.026							39.53	0.055	37.15	0.052			40.87	0.057							23.59	0.033
アルミ メッキ	大気中	+30.90						1.63	0.006			2.08	0.008			3.94	0.014							1.67	0.006
	海水中	+27.45								8.59	0.033	9.10	0.034			10.78	0.040							2.74	0.010
亜鉛 溶射	大気中	3.38	0.004					16.27	0.023			20.30	0.028			18.07	0.025							13.34	0.019
	海水中	10.83	0.015							30.23	0.042	48.46	0.068			56.53	0.079							21.13	0.030
アルミ 溶射	大気中	+0.52						+0.84				+0.87				+0.53								+0.11	
	海水中	2.42	0.009							1.86	0.007	1.94	0.007			4.00	0.015							3.57	0.013

参考：瀬戸内海岩屋11号のSS41の腐食速度 大気中(標準)……0.28mm/年 海水中で0.26mm/年

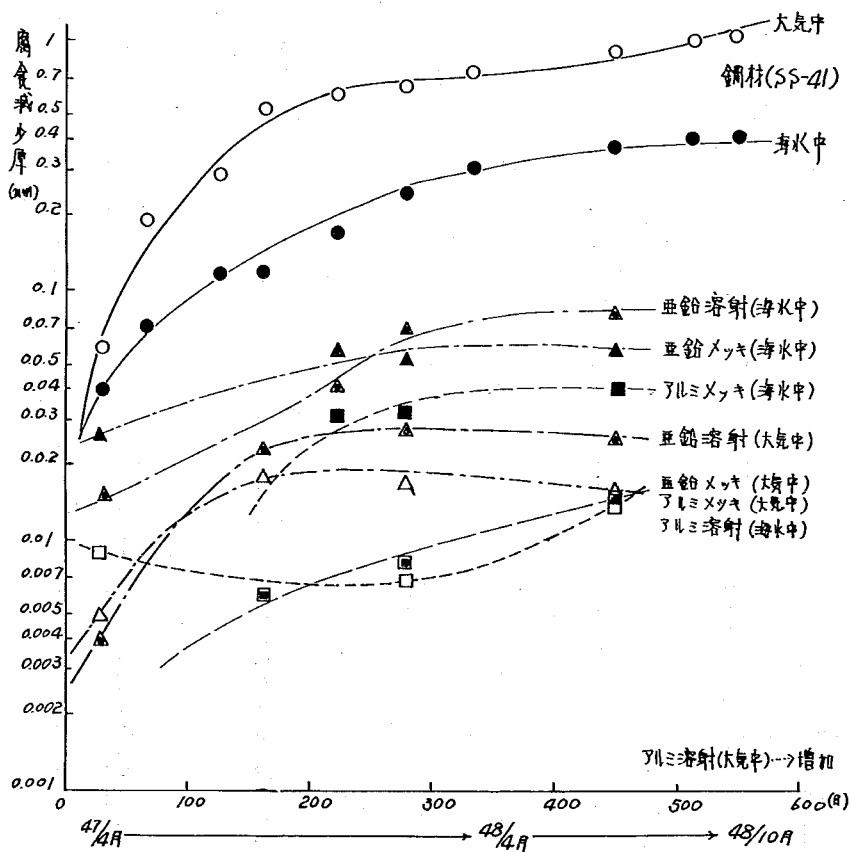


図-3 川崎沖における鋼材および金属被覆材料の腐食

5.3 腐食量

5.3.1 鋼材および金属被覆試験片（大気中および海水中）

鋼材および金属被覆試験片の腐食量（2～4枚の平均値）は表-3と図-3に示したとおりである。現在までの調査では、大気中において、海水での2倍以上の腐食量が測定され腐食速度は驚くほど早く、飛沫帯における腐食の著しいことが確認された。この結果を、瀬戸内海岩屋沖のデータと比較すると海中でやや大きい程度であったが大気中で3倍近くの腐食を示して

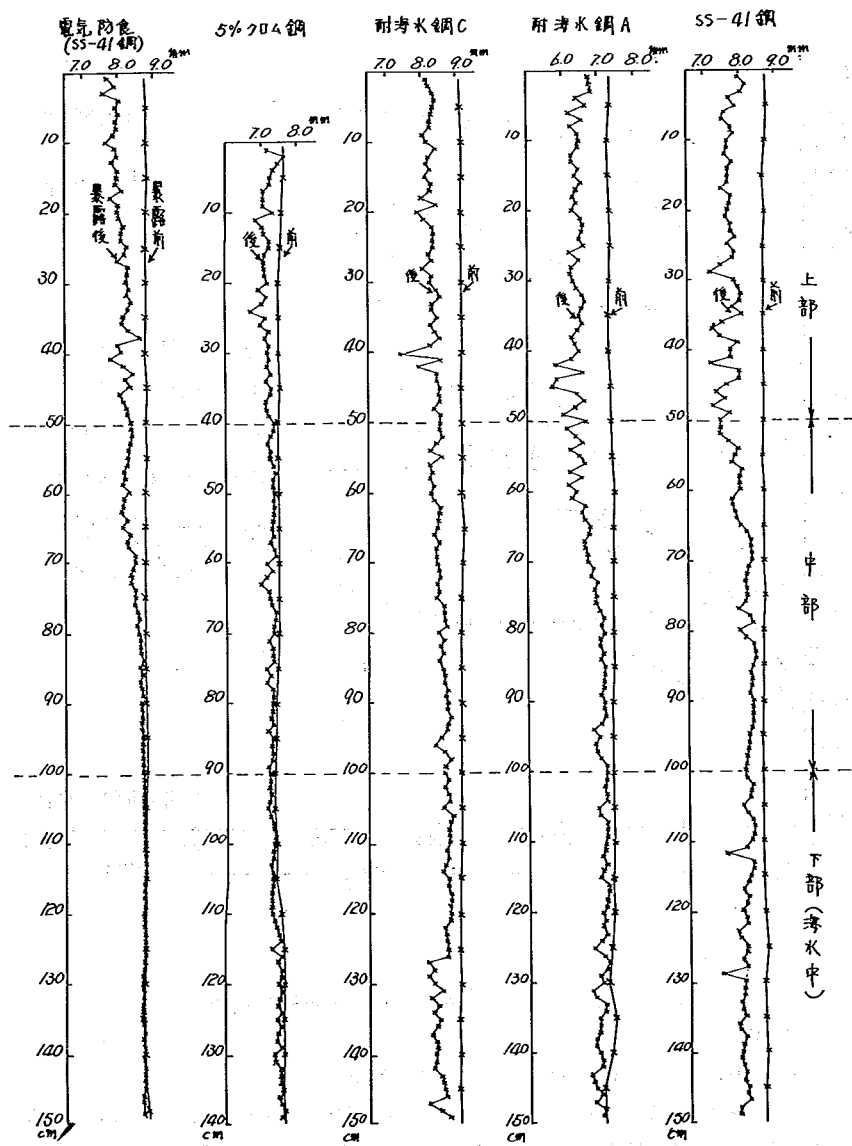


図-4 暴露前後の厚さの変化(暴露期間1年4ヶ月)

表-4 大気中～海水中の腐食厚(暴露期間1年4ヶ月)

		耐海水性鋼					20Mn鋼		単位:mm		
		電防	A	B	C	D	E	3%	5%	SS41	SM50
上部	内側	0.68	0.99	1.03	0.86	1.14	0.98	0.88	0.91	1.02	1.09
	外側	0.66	0.94	0.99	0.87	1.11	0.89	0.82	0.87	0.86	1.03
中部	内側	0.30	0.56	0.46	0.61	0.57	0.47	0.42	0.12	0.70	0.54
	外側	0.46	0.59	0.62	0.64	0.61	0.49	0.40	0.13	0.50	0.66
下部	内側	0.02	0.26	0.40	0.49	0.52	0.34	0.20	0.15	0.53	0.48
	外側	0.04	0.37	0.45	0.64	0.59	0.38	0.22	0.16	0.63	0.64

注)上記数値は両面の平均腐食厚

いる。これは、川崎沖における亜硫酸ガス濃度が岩野沖と比較して非常に高いことと併せて考えると、大気汚染の鋼材腐食に及ぼす影響の大きいことが推察される。

5.3.2 各種鋼材試験片(大気中～海中)

SS41, SM-50鋼, および耐海水鋼の腐食厚は、表-4に示すとおり大気暴露部(表中の上部および中部)では大差なかった。しかし、耐海水鋼のある種のものは没水部(下部)においてやや腐食が少なかった。腐食のパターンは、図-4に示すように、大同小異であり、いずれもかなりの孔食が認められた。クロム鋼はクロム3%の添加により没水部における耐食性は向上するが、大気暴露部ではそれ程効果はなかった。電気防食をほどこした試験片は、没水部において著しい防食効果が認められ、波浪に洗われる部分にまで効果が及んでいた。

6. あとがき

以上は、暴露実験を開始してから1年6ヶ月までに得られた結果をとりまとめたものである。したがって、長年月にわたる場合の各種鋼材および金属被覆材料の耐食性を明らかにするには今後の調査にまたねばならない。

今年度は、これらの調査を継続するとともに、大気中から海底泥層中にわたって鋼構造物が建設された場合の鋼材の腐食傾向や防食方法の効果を調査する目的で、各種鋼管杭の現場打込み実験を実施する予定である。

調査は、東京湾岸道路調査事務所および関東技術事務所の絶大なる御援助のもとに実施したものである。両事務所の関係各位に対し深甚なる謝意を表する。

7. 都市河川に何を望むか
—住民意識調査から—

都市河川研究室 松 原 重 昭

都市河川に何を望むか

—住民意識調査から—

都市河川研究室

松原重昭

はじめに

「都市河川」なる言葉は、生まれてからまだ日が浅く、十分には定着していない。というよりは、未だ定かな定義もないと言える。しかし、都市河川というものの認識の背景は、一口で言えば、都市化である。都市化による様々な河川に対する物理的な影響、あるいは、都市住民と河川とのかかわりといったものが、従来の狭い意味での河川計画に、新たな側面をつけ加える必要にせまられているといえよう。図-1は、都市化による河川への影響を示したものであり、河川機能のあらゆる側面が関係している。例えば、都市化により、ある都市に急激な人口集中が起る。そのために、地価は高騰し、人々は、洪水危険地帯であっても居住せざるを得なくなる。一方、河川の洪水流量は、都市化によって急激に増大するので、大幅に流下能力を向上させねばならないのであるが、改修するには、土地の買収に莫大な金がかかったり、多くの人の移転が必要となる。いきおい、改修は遅れがちになり、洪水地帯に人が居住していることと重なり、小さな出水でも大きな被害をもたらすといった結果になる。

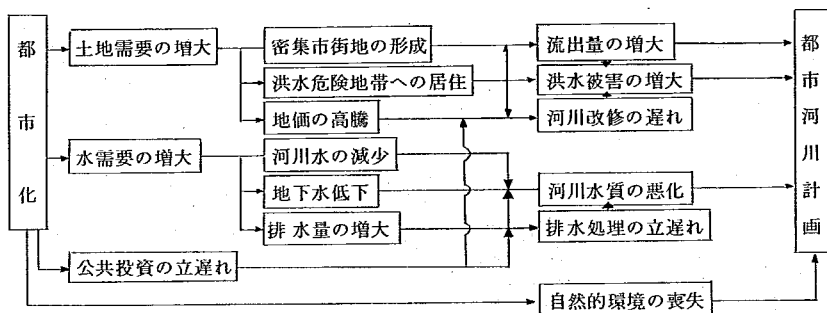


図-1 都市化と都市河川計画

さて、都市河川計画なるものの持つ新たな側面とは、“市民との直接的なふれあいの場としての都市河川機能”に関するものである。もちろん、従来の河川も、この機能を持っていたのであるが、現在の河川においては、それが河川計画のファクターとして認識されねばならないということである。市民とふれあいの場としての都市河川を考えていく上で、人々がどのような河川を、どのように利用し、どのような満足を得ているのか、といった調査がまず必要になってくる。その上でどのように河川を整備すれば、どの程度満足してもらえるのかといった知識を得る必要がある。現在各地で、都市河川に関する住民意識調査が行なわれているのは、こういった理由からである。表-1に現在までは行なわれた主な調査を示す（後述の種々のデータの背景となるものであるが、説明は省く）。同表に見る如く、このような調査は、未だ始まったばかりであり、調査自体に関する問題も多く、最終的に

どのように計画に組込んでいったらよいのかについても試論の域を出ない。

本論では、各地の調査結果から、住民がどのようなことを都市河川に望んでいるのかについて把握し、今後の都市河川の方角を探ってみることとする。しかし、個々の調査は夫々目的も異にしており、調査手法も異なり、単純には比較できない。それ故、個々の調査については、夫々の調査報告書を参照して頂くとして、ここでは問題を大きく区切り、その区切りについて個々の調査結果を参照しながらまとめてみたいと思う。

表-1 各地の調査の概要

調査呼称	多摩川	淀川水系	庄内川、矢田川	善福寺川
調査主体	京浜工事	近畿地方建設局	庄内川工事	土木研究所
調査目的	現在の多摩川についての意識を調査し、今後の多摩川のあるべき姿を探る。	淀川の河川環境を整備するための基礎資料を得る。	庄内川河川公園に対する近接学校生徒の意識を調査し、今後の河川敷整備計画の参考にする。	1.意識調査手法の検討 2.都市内中小河川整備の方角を探る(例善福寺川)。
調査方法	インタビュー法	インタビュー法	集合調査法(先生に頼んで生徒に記入してもらう)	留め置き法(一部インタビュー)
調査対象	多摩川へ遊びに来た人	ほぼ淀川流域内に住む18才以上の人	庄内川に近い小中学校の生徒(1km未満)	ほぼ善福寺川流域内の10才以上の人
抽出数	600	12,000	2,300	留め置き法 475 インタビュー法 69
調査期間	47.6.11(日)	47.9.2~3週間	48.3.5~10	48.3.1~31
個人属性	性別、年齢、職業、居住地	性別、年齢、職業(本人と世帯主)、家族構成、続柄、住所、勤務地、収入、学歴、自家用車、持家、居住年	性別、年齢(学年)、学校名	性別、年齢、職業、居住地在住年数、洪水経験
調査項目	その他 ・行動の種類・場所 ・利用交通機関と所要時間 ・多摩川への回数	現在の川について、行く頻度、洪水、堤防、ダム、水質、風紀、交通、空地、歴史、シンボル、季節感、湯水、給水制限、水道の味、淀川での遊び、	遊びの時間、主たる遊びの場所、遊びの種類、河川公園での遊びの経験、頻度、目的、行かない理由、	・最近の川遊びの状況 ・近くの公園での遊びの状況 ・善福寺川に関する知識
意識内容	・利用理由、満足度 ・満足あるいは不満の理由 ・多摩川への要望 ・多摩川のイメージ ・多摩川のあるべき姿	・中小河川と洪水 ・希望施策 ・河川公園について ・社会環境整備と自然保護	・堤防上での自動車の危険 ・堤防上の利用の仕方 ・河川公園に欲しい施設 ・公園でしたい遊び ・どんな公園にしたいか	川の一般的魅力、最も楽しかった川遊び、改修断面、河川のふたかけ、善福寺池の将来

1 意識調査について

本論は、意識調査から得られた結果に基づいているわけであるが、意識調査は、人々の心の中にあるものを問うことになるので、言わゆる物理的なものの測定とは異なった側面を持っている。例えば長さの測定の場合には、目標とする精度によって測定方法が定まり、ミスがなければ所与の結果が得られる。ところが、意識調査の場合には、測定対象としての「人」を介在してしか結果を得ることができない。従って正しい結果を得るためには、少なくとも

(1) 調査者の質問内容が被調査者に正確に理解されること

(2) 被調査者が質問に正しく答えること

が必要である。まず、(1)であるが、通常質問は、音声あるいは質問文の形で被調査者に示される。言葉なるものの不完全さについては、ここではふれないが、日常の会話の世界とは異なり、調査者の設定した事項に関して短かい言葉で表現された質問には、それを補うものもなく、誤解を生じやすい。特に調査が専門的であればあるほど、平易な言葉で質問文を作るのが難しく、被調査者の理解も困難となる。善福寺川の調査でも、川の魅力についての質問に続いて、その川の魅力を回答する際に思い浮かべた川はどこの川ですか、というようにして、魅力のある河川の具体的な姿を回答してもらおうとした。しかし、300弱の回答のうち、約50人の人が、「善福寺川」と回答した。もちろん、昔のきれいな善福寺川を思い浮かべた人や、現在の善福寺川に魅力を感じている人も含まれてはいる。しかし、調査結果をながめると、50人もの人が、善福寺川と回答したのは異常としか思えない。おそらく調査の前文や質問に善福寺川下流の改修のことがある為に、余り魅力はなくても、善福寺川と回答した人が多かったのではないと思われる。

次に、(2)の点であるが、質問が正しく理解されたとしても、被調査者の回答は、多くの要因でゆれ動く。被調査者は常に真面目に正直には回答してくれるものではない。同じ質問でも、調査主体が誰であるかによって、回答が変わったりする。質問文等に含まれる心理的影響も無視できない。また、回答全体に一貫性を持たせようとするなど、被調査者のくせもある。善福寺川の調査では、留め置き法とインタビュー法を同一の地域に適用したところ、善福寺川下流の改修の断面についての意見は、後述の如く大きく異なった結果となった。(本インタビューでは、質問文だけを調査員が読み、自由解答の項目以外は、全てカードによって、被調査者に示されたので、インタビューによって、より多くの情報が与えられたわけではない。)

そこで、意識調査の設計、実施にあたって、調査主体は、正確な情報を得るべく、多くの努力をし細かい注意を払っている。しかし、完全には上記の理由による歪を調査の段階では除去できない。おそらく、全ての意識についての質問結果には程度の差こそあれ、歪があると思われる。このことが、意識調査はあてにならないとか、調査の仕方でもうになつていられるゆえんである。しかし、意識を問題にしていくなかで、上記の歪はさけられないのであるから、調査を工夫し、せめて、歪の方向量の大きさを把握できるようにすることが必要である。いずれにしても、現在のところは、調査に対する住民の回答を多面的に把え、他の関連項目に対する回答結果を参照しながら、回答を総合化することにより、意識を把えていくべきであろう。

2 河川の魅力

まず、川なるものの一般的な魅力なるものを見てみよう。図-2は、善福寺川流域住民に対する意識調査によって得られた結果である。同図に見る如く、「川の魅力」といった一般の河川に対するイメージは、河

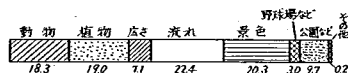


図-2

川をとりまく自然(川の流れ、川の景色、川に生息する動植物)にあると言える。そして、この魅力は、性別、年齢、職業といった個人属性あるいは、河川改修に対する意見等によっても、その構成は変わらない。このことは、河川の魅力が非常な一般性を持っていることを示している。

次に、河川での人々の遊びの内容を

見てみよう。図-3は、各地の調査によって得られた川遊びの内容である。

多摩川下流部には、かなりの運動施設が整備されている関係で、運動が22%と大きな割合を占めているが、休憩、観戦を散歩と同じようなものと見なすと、現在の川遊びの主体は、散歩、つ

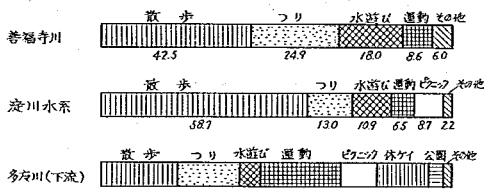


図-3 川での現在の遊び

り、水遊びであると言える。このことは、現在ある川と人々とののかかわりの状況であり、必ずしも、こうあって欲しいという欲求ではない。そこでもう一步、川なるものの魅力をつっ込んで見よう。

図-4は、善福寺川流域において、その人が行った川遊びのうち、最も楽しかった遊びの内容とその遊びをした年齢を示したものである。それによると、遊びの内容は、現状のものとは大きく異なり、水泳、水遊び、魚釣り、魚とり、といった直接水に触れる行為が圧倒的に大きな割合を占めている。また、その思い出の遊びをした年齢は、図-5に示すように

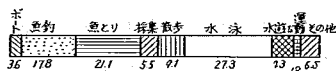


図-4 思い出の川遊び(善福寺川)

15才以下が7割を占めている。また、その遊びをした河川名を見ると、余り大きな川よりは、中小河川、あるいは大河川の上流部を解答したものが多かった。

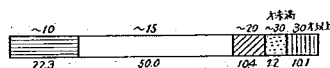


図-5 思い出の川遊びをした年齢(善福寺川)

即ち、川の魅力として、人々の心にあるものは、川の造り出す、あるいは川を形成している自然そのものであり、それと親しむ行為に大きな喜びがあるようである。特に、少年少女時代の川での遊びは、印象深いものようである。

3 都市河川公園について

現在、建設省では、都市河川環境整備事業の一環として、都市周辺の河川敷を整備し、堤内地に不足している公園を作っている。しかし、洪水敷であるために、種々の制約を受けており、施設の内容としては、運動場、広場、サイクリング道といった内容が主である。このような河川公園に対する住

民意識を探って見よう。

図-6は、河川公園での、あるいは公園的な施設の多い区間での人々の行動である。図に見る如く、散歩と運動がその殆んどを占めているが、これは、両河川とも水質汚濁により、魚つりに適さない状態であることも一因である。

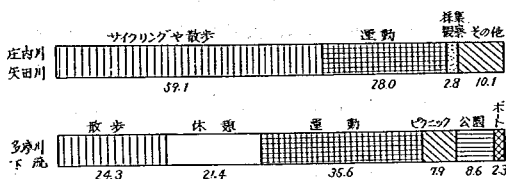


図-6 河川公園での遊び

多摩川での調査によると、野球場とか、ゴルフ場といった、いわゆる施設を利用した行動に満足度が高く、つり、水遊びについての満足度が低い。これは、多摩川下流域周辺に野球場等の運動施設が不足していることの裏返しであろう。

庄内川、矢田川の調査によると、図-7に見るごとく、子供の遊び場としては、河川公園が近くの空地と、公園の代替の役を果たしていることが知れる。また、公園近くの小学生のうち、その

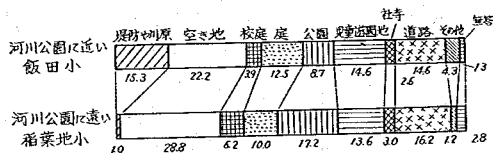


図-7 河川公園に欲しい施設(庄内川、矢田川)

ることを考えると、河川公園が、都市の中に不足している施設を補うという意味で、大きな役割を果たしている。

次に、現在の河川公園に対する要求としては、通常の都市公園にはあって、河川公園には整備しにくいものが挙げられている。即ち、図-8は、庄内川、矢田川河川公園について、ほしい施設の構成であり、売店、木陰、トイレ、水飲み場といった付帯施設に対する欲求が強い。これは、多摩川の調査でも全く同様であり、水飲み場は、野球などのスポーツをしている人や子供連れに多く、トイレ、木陰等の要望は、散歩、ピクニックをしている人や女性に多い。

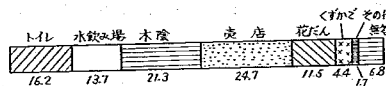


図-8 河川公園に欲しい施設

(庄内川、矢田川)

以上の要望は、河川敷が公園化され、多くの人が集まるようになれば、当然整備しなければならないものであろう。特に大規模な公園になれば、人々の交通の便に対する配慮もしなければならない(例えば、駐車場)。ところが、河川敷であるために付帯施設はなかなか整備しにくい。どのように整備すべきかについては、早急に検討すべき課題と言える。

現在の河川公園なるものは、今後多くの工夫により改良していかなければならない。例えば、公園の将来像についての庄内川(矢田川)の調査結果(図-9)

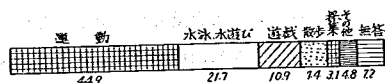


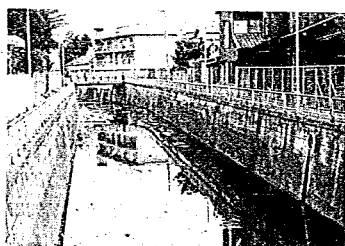
図-9 河川公園でしたい遊び(庄内川、矢田川)

を見ると、大都市周辺の川であっても、水がきれいならば、ボート乗り、水泳、魚釣り等、水に触れる遊びをしたいということを見逃してはならない、

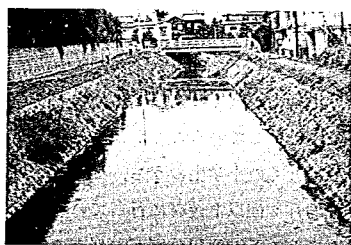
4 都市内中小河川の改修断面について

都市内の中小河川の数は、大河川に比べて圧倒的に多い。例えば、東京23区では中小河川の平均流域幅は、2kmであり、平均的に人が住んでいれば5割の人が河川へ500m以内（徒歩5分圏内）にある。前述の如く、小河川は、自然の雄大さこそないが、人々の散策の場、遊びの場として親しみ易い手頃なものと思われ、人々に深く愛された川、用水等も多い。しかし、近年の都市化による流出増と、水質悪化は、河川の姿を一変し、コンクリートで固められ、中にはふたをされ、いわゆる河川の姿を失ってしまったものもある。このような状態の川についての市民意識を探ってみることは、今後の河川改修断面を考えて行く上で大きな情報となる。

図-10は、改修済みの善福寺川上流断面（写真A）と未改修の下流断面（写真B）を示したものの



写真A（上流）



写真B（下流）

図-10

である。両断面について、図-11はどちらの断面が好きかを問うた結果であるが、7割の人がBを好むとしている。Bの断面とて、さほど魅力的とも思えないが、コンクリートで固めたAよりは好まれるのであろう。

ところが、Bの断面を改修するとして、どのような断面にすべきかを問うた結果が図-12である。本項目については同じ地域でインタビューの結果と、留め置き法の結果が異なるので、参考までに両方を掲げておくが、インタビュー法の結果を重要視すると、全体の5割弱の人がAのような断面に改修せよとしている。

また、図-13は、善福寺川のふたかけについて 図-13 善福寺川のふたかけはの結果であるが、全面的にふたをしてしまう、あるいは埋立をしてしまえという声は小さく、ふたをしないようにという人が5割強である。

以上のことを考え合わせると、多くの市民は、コンクリートで固めた河川よりは、石積みの断面を望んでいるが、河岸に家屋に密集しているような場所では、コンクリート壁河川でも仕方ない、ある

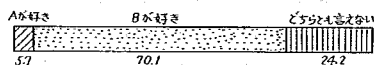


図-11 A, B どちらの断面が好きか (善福寺川)

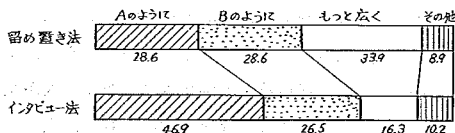


図-12 断面Bの改修断面は (善福寺川)

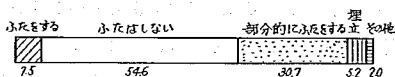


図-13 善福寺川のふたかけは

いはそうすべきだとしている。それでも、河川にふたをしてしまうことには反対する意見が強く、河川に対する愛着の存在をうかがわせる。

さて、狹巾が困難な場合、Bの断面について都市化による洪水流量の増大に対処するには、どのような方法があるであろうか。1つは、ダム、遊水池、放水路等により当該河川のピーク流量の低下をはかり、Bの断面をそのままにする方法がある。現在、各地で建設されつつある遊水池公園は、狹巾が困難な都市河川について、公園を兼ねた治水施設を造ろうというものであるが、下流の親しみ深い断面の保存をはかるという面でも、大いに期待がもてる。もう1つは、Aのような断面としながら、親しみのある河川になるように工夫をこらすことである。例えば、Aの河巾一杯に水を流すのではなく、複断面とし、くねくねした低水路と散歩道を作り、階段を下りて、人々が水にふれることができるようにすることは、さほど難しいことではない。また、カラー歩道と同じ要領で、コンクリート壁に色をつけたり、模様を描いたりすることも提案されている。しかし、Aの断面とした場合は、自然的なふんいきを得ることは、なかなか困難である。ところが、Aのような断面にせざるを得ない河川は、非常に多いので、どのようにするかは、今後の大きな課題であろう。

5 ま と め

調査結果全体をながめると、市民とのふれあいの場としての川に対する住民意識は、主に下記の要素から構成されているようである。

- 1) 自然的なもの(とくに水)に対する本能的なあこがれ
- 2) 流域に不足している空地あるいは公園の代替施設としての欲求
- 3) 河川が存在している場についての認識

以上の意識の構成要素は、互いに独立なものでもまた固定的なものでもない。現在の状況の中で、都市河川が求められている住民からのあるべき姿の方向ということにすぎない。河川を計画するものとしては、これらの住民意識を基として、現在及び将来の都市河川のはたす役割を見きわめて計画する。あるいは試行錯誤を行なって行かねばならないだろう。

さて、実際に都市河川の遊びの場を考えて行く上で重要なことは、その河川の特性と置かれている場である。例えば、善福寺川は、近年の地下水位の低下にもかかわらず、下水道の敷設後でも清浄なゆう水にめぐまれ、将来も維持できる可能性がある。一方、家庭の雑排水のみを流している川では、下水道の敷設後は、雨天時以外には全く水の流れない川になってしまう。そのような河川固有の条件に応じて、都市河川の種々の姿があると思われる。あるいは、住宅地を流れる川、都心を流れる川等によって姿は異なるであろう。そのような川の中に下水処理水の再利用とか、水の循環利用によって河川水を生み出したり、余りにも深くなる河川は、2階建にし、上の川を親水の為に利用するといった工夫をすべき河川もあると思われる。要は、都市全体の個々の河川の特徴を把えた上で、水系全体として市民とのかかわりを考えて行かねばならないと思う。画一的な石積み河川ばかりでも市民の賛成は得られないだろう。

最後に、江戸川区古川の改修の例を紹介して、全体のまとめの代りとしたい。

江戸川区は、東京の東端に位置し、荒川放水路と江戸川にはさまれており、起伏の少ない(A, P,

(-)1.0~(+3.5)低地である。区内には、一級河川が約60km、公共溝渠約420kmが縦横に走っている。ところが、外河川の水位が高く、河床勾配が殆んどゼロに等しいために、大部分の土地が、ポンプ排水にたよらねばならない状態にある。従って、従来は、水田が土地利用の大半であった。しかし近年の都市化はめざましく、スプロール的に、水田が住居に変わりつつある。内水による浸水の常習地帯であったが、最近、内河川の改修とポンプ場の整備により、道路冠水を除いて、浸水被害は減少しつつある。

さて、本地区にある現在のポンプ場の排水能力は、流出率を0.5として23mm/hrに相当する。一方昭和55年を目指した合流式下水道により、50mm/hrの排水能力が付加され、排水能力は約75mm/hrになると推測される。しかしその場合、河川、公共溝渠で40万トン/hrを貯留する必要がある。そこで、江戸川区では、洪水時のこの貯水量を確保しながら、条件に恵まれた河川を親水機能を生かした都市河川に改修することとした。

古川は、江戸川区南部を、東から西に流れる延長1.2kmの小河川であり、親水河川としての改修前は図-14のような、悪臭のただよう河川であった。前述の洪水時約40万t/hrの貯水のために、古川では約2万t/hrを貯留するように計画されたのでかなりの断面が不必要になった。問題は、現在古川によって排水されている雑排水と常時の清浄な流水の確保である。まず、雑排水については、そばを流れる他の公共溝渠に排水するように付け替えした。

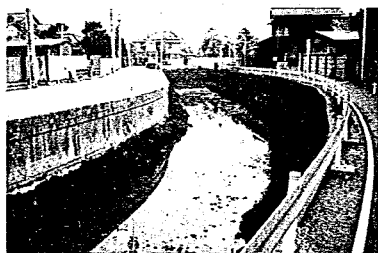


図-14 工事前の古川

また平時の流水は、比較的水のきれいな旧江戸川の水を導入することとし、桶荷桶門から、古川上流端まで、公共溝渠下にφ500のビニール管を約500m埋設した。自然流下による流量は、平均で0.14m³/secである。断面を石や土で造り、植樹し、図-15に示すような親水河川、古川が誕生した。第1期工事として全長の約半分500mが改修され、導水管工事を含めて工費は約5000万円であった。

計画担当者は、河辺の散歩、休息の場と考えていたのであるが、子供達は、多少の水のにごりも気にせず、川の中に飛び込み、水とたわむれ、魚(ハゼ、カニ、エビ)を追いかけ、その喜びの程は、はかり知れないものがあつたと思われる。このことは、「ドブ川生き返る」、「ドブ川がブルーに」といったタイトルや見出しで、新聞、テレビ、ラジオ等で報道された。なかでも、NHKのカメラリポートを通じて、茶の間に伝えられた翌日の日曜日には、近県からも多くの人が押しよせ、地元では車の交通整理に困ったとのことである。



図-15 工事後の古川

都市内にある、泳げる、水遊びのできる小川が、そんなにも魅力的であることに、河川を勉強するものの1人として大きな驚きを禁じ得なかった。

参考文献

1. 「都市河川に関する住民意識調査報告書—杉並区善福寺川—」 1973.8 土木研究所都市河川研究室
2. 「川原で遊ぶ市民の声—多摩川アンケート調査—」 1972.8 建設省京浜工事事務所
3. 「庄内川、矢田川、河川公園アンケート調査報告書」 1973.3 建設省庄内川工事事務所
4. 「都市化流域における河川システムに関する研究」 1973.3 川 崎 精 一
5. 「江戸川区内河川整備基本計画—美しい水と緑をつくる計画」 1972.11 江 戸 川 区

8. 合成樹脂と橋面舗装について

舗装研究室 小 島 逸 平

合成樹脂と橋面舗装について

舗装研究室 小島逸平

1 まえがき

プラスチックの道路舗装への利用例としては、すべり止め舗装、橋面舗装、カラー舗装、などがあげられる、ここで利用を橋面舗装に限ってみると、アメリカの一部の州規格にはオーバーレイ舗装に使用する樹脂の品質規格が定められていたりしていることなどから、プラスチックは今後大いに期待される舗装材料である。

舗装研究室では橋面の薄層舗装（舗装厚 2.5 cm 以下を目標）に用いる材料の調査、舗装を薄層とした場合の問題点の解明を計る目的で昭和 45 年に橋面の薄層舗装に関する長浦試験舗装を実施し、現在調査中である。試験舗装にとりあげた舗装材料には新しい高分子材料であるエポキシ樹脂も含めて検討を加えている。本報告は、試験舗装に先だって実施したエポキシ樹脂モルタルの共通試験結果、ならびに施工後 2 カ年経った現在の供用状況をもとに薄層舗装材料エポキシ樹脂モルタルに対する評価を述べたものである。

2 共通試験

エポキシ樹脂モルタルの橋面舗装への使用実績は少なく、その力学的性状にも不明な点が多いので試験舗装に先だって、エポキシ樹脂のメーカー、フォーミュレーターなど 17 社の製品の共通試験を行なった。橋面舗装材料に要求される物性としては、床版に追従可能なたわみ性、接着性、交通荷重による摩耗、せん断に耐える、気象や環境条件に対する耐候性、膨脹性、などに優れた材料であることがのぞまれる。共通試験ではこれらの物性が評価できるように試験項目ならびに試験条件を選定した。共通試験の項目と条件は表-1 に示すとおりである。

2-1 共通試験結果

エポキシ樹脂の性状は表-2 に示すとおりである。樹脂を硬化剤や二次加工方法の相違で分類すると、アミン系 (G)、アミド系 (A, C, F)、タール変性 (D, E, H, I, M, N,), ウレタン変性 (B, L, O)、に分類された。その他の種類としてアミンアダクト系、ポリサルファイド変性、などがあるが今回の共通試験ではこの分類に該当するものはなかった。

樹脂モルタルの共通試験結果は表-3 に示すとおりである。

1) 耐候性試験 ウェザーメーターによる 200 時間の促進劣化後の光劣化評価ではタール変性エポキシ樹脂は光酸化を受け易く、その評価も劣る。チョーキング、屈曲試験の両試験で変化が認められなかった樹脂は B 社のものであった。B はウレタン変性エポキシ樹脂に属し、基材粘度が 3.75×10^4 cst, エポキシ当量が 566 と 17 試料中最高の値を示したものである。この意味で分子中にウレタンブリッジを持った樹脂は光劣化を受けにくいことが認められた。

2) 膨脹係数 体膨脹係数は樹脂単体で平均 $48.8 \times 10^{-6} (5 \sim 60^\circ\text{C})$ 、樹脂モルタルで平均

16. 2×10^{-5} であり、鋼床版 (3.9×10^{-5})と近似しているが、コンクリート床版 (1.3×10^{-4})との比較では差が認められる。

表-1 試験要領

試験項目	試験の種類	試験要領
耐侯性試験	1) エポキシ樹脂の単体 2) エポキシ樹脂に珪砂散布 (1.3×50×150mmアルミ板)	① 紫外線カーボン式 ② 老化促進温度 60°C ③ 水のスプレー時間 60分/回 ④ 老化促進時間 200時間。(連続8日出現実約1年間相当)
体膨張率	1) エポキシ樹脂の単体 2) エポキシ樹脂のモルタル (20×20×30mm)	① エポキシ樹脂単体およびモルタルの密度測定温度 5°C と 60°C ② $\beta = \frac{1}{l} \left(\frac{w_{01} - w'}{w_{02} - w} \cdot \frac{1}{\rho} - 1 \right)$ β : 体膨張率 ρ : 60°Cの水の密度 w_{02} : 5°Cの空中重量 w' : 60°Cの水の中重量 l : 温度差 w_{01} : 60°Cの空中重量 w : 5°Cの水の中重量
付着試験	エポキシ樹脂モルタル (鉄片の断面 4 cm ²)	① 温度条件: 常温(室内温度 15°C 放置)と、-10°C、60°Cでおおの2時間加温、冷却の繰返し4回を行なう。 ② 荷重条件: 10mm/min, 50mm/min の載荷速度で引張試験を行なう。 ③ 荷重-伸び曲線を X-Y レコーダーで自記記録
たわみ試験	鉄板付着の エポキシ樹脂モルタル (10×20×150mm)	① 温度条件: 試験前1時間 -10°C で冷却、試験温度 -10°C ② 荷重条件: 1.0mm/min, 50mm/min の載荷速度で曲げ試験を行なう。 ③ 荷重-たわみ曲線を X-Y レコーダーで自記記録
動的繰返し載荷試験	鉄板付着の エポキシ樹脂モルタル (20×75×400mm)	① 載荷装置: 支間 30cm, 耐支点ヒンジ固定、中央1点載荷式、中央載荷位置にスプリング支点を設けスプリングの反力で押し上げる装置とする。 ② 荷重条件: ±0.5mm (上下振幅 10mm) たわみ制御、200回/min サイクル (実荷重 300~800 kg) ヒビワレ発生まで曲げ載荷を継続する。
吸水量および曲げ圧縮試験	エポキシ樹脂モルタル (40×40×160mm)	① 吸水量: 60°Cの水温に24時間水浸後の重量変化 ② 曲げ圧縮: 60°Cに水浸したものと、非水浸 (常温 15°C 放置) の比較 ③ 荷重条件: J I S に基づいて中央1点式曲げ試験を行ない、その試験片を利用して圧縮試験を行なう。
衝撃試験	エポキシ樹脂モルタル (φ 150×10mm コンクリート鉄板)	① ランマー: 先端は 10mmR の円錐状、重量は 4.5 kg ② 落下高: 450 mm ③ 試験: 落下回数 25, 50, 75, 100, 200 回の自然落下による表面の変形状況を観察する。
耐摩耗試験	エポキシ樹脂モルタル (10×300×300mm)	① ナーバー摩耗試験: 摩耗輪 H-22, 指示荷重 1,000 g 1,000 回転の摩耗損量 ② サンドブラスト摩耗試験: 試験温度 5°C, 摩耗時間 30 分, 研磨機は鋼粒 24# 研磨材吐出量 12 kg/min

3) 付着試験 樹脂モルタル

鋼板面に対する付着力は載荷速度 1.0 mm/mm で温度履歴を与えないもので平均 9.5.8 kg/cm² 温度履歴を与えたもので平均 9.1.8 kg/cm² であった。5.0 mm/mm 載荷の場合、前者が 12.4.2 kg/cm²、後者が 11.5.6 kg/cm² であった。したがって、樹脂モルタルは温度履歴を受けると強度劣化が認められるが、その程度は 10% 以内である。

表-2 エポキシ樹脂の諸性状

項目	主材粘度 (A) cps (20°C)	硬化剤 度(B) cps (20°C)	エポキシ 当量	アミン 価	配合比 (A:B)	比重 (A+B)	可塑時間 (hr)	硬化時間 (20°C) (hr)	配合比 (樹脂:珪砂)	表面の色調
会社										
A	12,000	1,000	188	360	1:0.8	—	4.0	—	1:4	灰色
B	37,500	1,420	566	419	1:0.2	1.050	1.0	—	1:4	黄褐色
C	700	4,600	190	400	1:0.5	—	1.0	—	1:7	灰色
D	2,800	2,200	190	84	1:1	1.155	0.3	—	1:5	黒色
E	9,400	21,500	235	145	1:1	—	0.75	120.0	1:5	黒色
F	1,600	2,200	185	225	1:0.5	1.110	0.6	—	1:5	黄褐色
G	2,200	4,800	215	330	1:0.5	—	1.0	10.0	1:6	黄褐色
H	22,000	70	170	980	1:0.1	1.100	0.6	1.5	1:4	赤褐色
I	3,000	5,000	200	325	1:1	—	2.0	—	1:5	赤褐色
J	3,000	1,200	188	400	1:1	1.150	2.5	6.5	1:5	緑色
K	540	3,000	—	509	1:0.3	1.190	0.5	24.0	1:5	黄褐色
L	23,900	—	290	539	1:0.2	1.078	2.0	24.0	1:5	黄褐色
M	17,000	3,600	380	—	1:1	1.100	1.1	120.0	1:3.5	黒色
N	2,200	1,600	225	174	1:1	1.177	1.1	156.0	1:4.5	黒色
O	13,000	17	190	—	1:0.7	1.030	5.5	—	1:9	黄褐色
P	4,800	2,500	193	350	1:0.4	1.150	1.0	—	1:5	黄褐色
Q	1,600	2,800	190	—	1:0.4	—	0.9	—	1:4.5	黄褐色

表-3 力学的性状試験結果

試験項目	付着強度 (kg/cm ²)										弾性限界内のたわみ量 (mm)										弾性限界の上げ強度 kg/cm ²									
	室内温度 (15°C)										-10°C, 60°C 経過後										10×20×150 mm (鉄板付)									
	載荷速度 1.0mm/min					50mm/min					載荷速度 1.0mm/min					50mm/min					載荷速度 1.0mm/min					50mm/min				
	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散
A	2	115~148	131	16	272	2	115~148	131	16	272	2	115~148	131	16	272	2	115~148	131	16	272	2	115~148	131	16	272	2	115~148	131	16	272
B	2	27~27	27	0	0	2	27~27	27	0	0	2	27~27	27	0	0	2	27~27	27	0	0	2	27~27	27	0	0	2	27~27	27	0	0
C	2	113~151	132	18	324	2	113~151	132	18	324	2	113~151	132	18	324	2	113~151	132	18	324	2	113~151	132	18	324	2	113~151	132	18	324
D	2	49~64	56	7	144	2	49~64	56	7	144	2	49~64	56	7	144	2	49~64	56	7	144	2	49~64	56	7	144	2	49~64	56	7	144
E	2	98~105	101	4	80	2	98~105	101	4	80	2	98~105	101	4	80	2	98~105	101	4	80	2	98~105	101	4	80	2	98~105	101	4	80
F	2	148~181	164	17	324	2	148~181	164	17	324	2	148~181	164	17	324	2	148~181	164	17	324	2	148~181	164	17	324	2	148~181	164	17	324
G	2	174~196	185	11	242	2	174~196	185	11	242	2	174~196	185	11	242	2	174~196	185	11	242	2	174~196	185	11	242	2	174~196	185	11	242
H	2	66~68	67	1	4	2	66~68	67	1	4	2	66~68	67	1	4	2	66~68	67	1	4	2	66~68	67	1	4	2	66~68	67	1	4
I	2	80~86	83	3	36	2	80~86	83	3	36	2	80~86	83	3	36	2	80~86	83	3	36	2	80~86	83	3	36	2	80~86	83	3	36
J	2	61~78	70	8	64	2	61~78	70	8	64	2	61~78	70	8	64	2	61~78	70	8	64	2	61~78	70	8	64	2	61~78	70	8	64
K	2	185~241	213	28	784	2	185~241	213	28	784	2	185~241	213	28	784	2	185~241	213	28	784	2	185~241	213	28	784	2	185~241	213	28	784
L	2	85~94	89	4	64	2	85~94	89	4	64	2	85~94	89	4	64	2	85~94	89	4	64	2	85~94	89	4	64	2	85~94	89	4	64
M	2	23~23	23	0	0	2	23~23	23	0	0	2	23~23	23	0	0	2	23~23	23	0	0	2	23~23	23	0	0	2	23~23	23	0	0
N	2	65~70	68	3	36	2	65~70	68	3	36	2	65~70	68	3	36	2	65~70	68	3	36	2	65~70	68	3	36	2	65~70	68	3	36
O	2	23~49	36	13	144	2	23~49	36	13	144	2	23~49	36	13	144	2	23~49	36	13	144	2	23~49	36	13	144	2	23~49	36	13	144
P	2	30~62	46	16	256	2	30~62	46	16	256	2	30~62	46	16	256	2	30~62	46	16	256	2	30~62	46	16	256	2	30~62	46	16	256
Q	2	104~106	105	1	4	2	104~106	105	1	4	2	104~106	105	1	4	2	104~106	105	1	4	2	104~106	105	1	4	2	104~106	105	1	4

試験項目	破壊時のたわみ量および曲げ強度 (10×20×150mm)										曲げおよび圧縮強度 (40×40×160mm)									
	載荷速度 1.0mm/min					50mm/min					曲げ強度 kg/cm ²					圧縮強度 kg/cm ²				
	たわみ量 (mm)					たわみ量 (mm)					水没 (60°C)					水没 (60°C)				
	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散	n	min-max	平均	標準偏差	分散
A	5	230~452	372	2.21	3	71~424	373	1.83	3	221~271	245	271~288	280	86	6	575~751	652	478~753	628	104
B	6	101~161	127	2.67	4	157~198	177	2.20	3	41~48	45	89~100	94	48	6	122~150	131	169~188	180	73
C	4	289~334	314	0.51	5	311~376	333	0.89	3	212~283	237	290~360	315	75	6	753~1063	868	916~1140	1001	87
D	4	274~371	308	0.64	5	295~441	361	1.40	3	241~249	246	280~351	323	76	6	973~1009	962	922~1032	969	99
E	5	230~342	310	1.22	5	323~454	378	2.80	3	26~92	49	191~347	268	17	6	130~511	295	472~744	646	46
F	3	225~284	252	0.39	6	182~247	223	0.38	3	133~161	152	246~266	257	59	6	434~519	465	467~506	488	96
G	5	259~324	290	0.71	5	314~408	369	1.97	3	266~293	280	306~322	313	89	6	822~928	886	883~956	913	97
H	5	294~384	338	0.86	5	317~435	352	1.25	3	241~285	264	321~339	329	80	6	115~191	920	106~109	1051	88
I	5	259~328	304	2.00	5	357~480	433	0.53	3	153~222	177	229~285	265	67	6	546~796	634	564~891	741	86
J	5	310~386	349	0.53	5	303~501	393	0.11	3	75~96	83	288~314	300	28	6	478~556	533	631~659	647	82
K	5	384~498	437	2.27	5	355~473	413	2.15	3	80~177	135	374~411	360	37	6	453~748	643	483~866	726	89
L	5	243~298	271	0.60	5	306~333	315	1.20	3	163~176	172	254~259	256	67	6	486~588	522	445~474	451	115
M	5	91~151	117	0.35	5	93~147	126	0.11	3	15~16	15	129~146	137	11	6	144~231	181	297~372	314	58
N	5	208~270	241	0.68	5	271~371	309	1.15	3	15~18	17	61~83	75	22	6	80~108	90	125~133	131	69
O	4	152~206	184	0.33	5	194~218	210	0.29	3	60~68	65	146~166	158	41	6	266~308	280	272~291	282	99
P	5	254~413	320	0.75	5	350~441	407	2.45	3	80~129	102	237~323	299	34	6	510~891	558	569~654	628	89
Q	4	183~268	231	0.38	5	219~270	242	0.49	3	213~246	226	243~271	258	89	6	836~876	847	746~888	822	103

4) たわみ量試験 載荷速度 1.0 mm/mm における樹脂モルタルの破壊時のたわみ量と曲げ強度を分類すると表-4の結果を得た。橋面舗装への利用目的を考慮すれば、B型、C型の樹脂が好ましい。降伏点を過ぎてからのたわみ量は破壊時のたわみ量 0.8 3 mm と降伏時のたわみ量 0.4 4 mm の差で得られる。同様にその強度は 2 6 kg/cm² (2 7 9 - 2 5 3) である。これより、樹脂は降伏点を過ぎて伸びが比較的大きいが、強度は 1 0 % 程度しか期待できない。5 0 mm/mm 載荷では、同様に 0.5 6 mm, 4 2 kg/cm² の関係にある。これより樹脂には、低温高速載荷で限界的となる程度は小さく、すぐれた材料であることがうかがえる。

5) 摩耗試験 テーパー指数 (mg) は平均で 1 5 1.2 であった。しかし、範囲は 2 2 3 (2 2

表-3 つづき

試験項目 会社	弾性限界の変形係数 (kg/cm ²) 20×150×10mm (温度-10°C)						変形係数 kg/cm ² ($\sigma=150$ kg/cm ² における ϵ 量)	動的疲労試験 繰返し疲労試験 0.5mm 上下振幅 たわみ制御 (200回/minにおける回数)
	載荷速度 1.0 mm/min			50 mm/min				
	n	min~max	$\bar{x}$	n	min~max	$\bar{x}$		
A	5	53,700~93,600	72,800	3	11,300~77,700	96,100	48,400	16,000・62,900・116,900・—
B	6	3,800~5,800	5,300	4	8,300~10,700	9,200	—	150,000以上
C	4	78,000~101,900	86,300	5	19,700~82,600	56,400	201,300	500・1,000・2,000・2,500
D	4	76,700~106,100	87,500	5	69,000~118,800	97,200	166,700	1,000・1,000・2,400・—
E	5	46,900~74,900	66,300	4	33,300~99,500	60,500	42,900	300・2,000・8,000・—
F	3	75,900~86,600	79,600	6	48,800~94,600	71,700	222,200	900・1,600・1,800・4,500
G	5	49,300~81,700	71,300	5	60,500~71,500	66,000	181,800	1,000・2,400・12,500・—
H	5	75,300~113,400	90,200	5	78,100~115,900	92,200	153,800	1,000・17,000・—
I	5	48,200~80,600	67,400	5	341,600~612,100	465,100	115,400	800・1,000・3,800・10,500
J	5	70,700~99,000	82,900	4	361,000~614,500	500,000	—	1,700・1,700・7,600・8,200
K	5	83,400~107,600	96,500	5	73,300~124,600	98,200	176,500	1,500・1,500・2,000・4,200
L	5	43,000~57,600	51,500	5	57,300~63,400	60,300	82,900	1,800・4,000・13,000・—
M	5	30,800~48,200	38,800	5	78,900~166,700	141,300	—	1,600・2,500・5,000・11,000
N	5	36,400~60,700	47,800	5	48,000~70,800	63,700	—	1,000・1,000・6,500・10,000
O	4	59,000~78,400	66,400	5	64,000~105,500	87,700	53,600	3,500・4,000・42,000・64,000
P	5	71,800~117,900	87,700	5	72,400~109,400	90,400	77,700	2,500・4,600・4,800・7,500
Q	2	32,000~56,400	44,400	5	40,900~72,500	55,500	141,500	500・800・—

6-3)と極めて大きく、樹脂の種類との間に、相関は認められない。サンドブラスト摩耗量(g)は平均で12.9であり、アスコンの1/4程度で耐摩耗性にすぐれている。

6) 繰返し曲げ疲労試験

載荷速度は200回/mmで上下振

幅1mmのたわみ制御とし、モルタルに亀裂が発生するまでの繰返し回数で評価した。耐久性にすぐれているもので $6 \times 10^4 \sim 10 \times 10^4$ 回、劣るもので 5×10^3 回程度で差が顕著である。変形係数の大きい樹脂ほど耐久性に劣る関係にあった。

7) 衝撃試験

前述の表3の分類でA型に属するものは、衝撃抵抗も小さく、破損が著るしかった。タール変性のエポキシは破損は大きいがアミン系は良好であった。

8) 考察

樹脂モルタルの変形係数(E, kg/cm²)近似値をたわみ量およびワイヤストレンゲージによる歪から求めた。その結果、たわみ量から求めたEは $4.0 \times 10^4 \sim 5.0 \times 10^4$ 、歪から求めたEは $4 \times 10^4 \sim 2.0 \times 10^4$ であった。これよりエポキシ樹脂モルタルは剛性の高い舗装を期待できることがわかる。

温度変化が曲げ強さおよび変形係数におよぼす影響を調べ、図1の結果を得た。これより-10°C, 15°Cの温度領域では、強度に有意差は認められない。しかし、60°Cにおいては強度低下が著しく、常温から60°Cまでの温度範囲で転位点をもつ樹脂が多いことがわかる。

圧縮強さ/曲げ強さの比は、1.0~2.0の範囲にあった。この値はコンクリートなどにみる、6.0~8.0に比べ極めて小さい。したがって樹脂モルタルは曲げに対する抵抗性にすぐれた材料といえる。

表-4 たわみ量と曲げ強さによる樹脂の分類

分類	特性(樹脂の説明)	例示	破壊時たわみ量(mm)	破壊時曲げ強さ(kg/cm ²)
A型	高い弾性率と非常に大きい引張強さをもつ。降伏点をもたず小さな伸びで破壊する。	F.M.O.Q	0.33~0.39	117~253
B型	高いヤング率、大きい引張強さ、および約5%の伸びをもち降伏点と予想される付近で破壊する。	C.D.G.H.J L.N.P	0.51~0.86	242~340
C型	弾性率と降伏点あるいはリューダー帯(Luderis Band)が低く、伸びが非常に大きく破壊強さが高い。	A.E.I.K	1.00~2.28	300~431
D型	材料の弾性率、引張強さは低く、伸びだけが中程度。高分子材料の軟らかいグelmまたはチーズ材料の付随である。	B	2.67	121

曲げ強さと破壊時のたわみ量の関係から図2の結果を得た。これより、たわみ性に富む樹脂モルタルは曲げ強さにもすぐれている関係が認められる。C型の樹脂は可とう性のある樹脂で、舗装材料として好ましいものと思われる。

動的疲労試験とたわみ量試験のたわみ量の関係(図3参照)から繰返し載荷に耐え得る回数は、ほとんどの場合 10^4 回以下である。耐久性の限界は破線で示す関係にありそうである。たわみ性にすぐれた樹脂モルタルでも動的疲労に対してはあまり期待できない傾向が認められる。一連の試験をもとに、たわみ性、附着性、動的疲労特性にすぐれていると思われるA社の樹脂を試験舗装に使用した。

3 試験舗装の概要

国道16号線長浦地区の現道路に図4に示すような延長24m巾9m、深さ1.5mの鉄筋コンクリートの構造物を設け、ここに鋼床版とコンクリート床版の2種類の床版を架設し、橋梁構造とした。舗装は表5の仕様および配合の舗装材料をとりあげ、合計6種類の舗装が厚さ2cmに施工されている。鋼床版はD=12mm、12.0×8.46mの鋼床版である。

コンクリート床版はI形鋼($b=130$ mm)の腹部に $\phi=22$ mmの鉄筋を通し、格子状に溶接接合したものに軽量コンクリートを充て

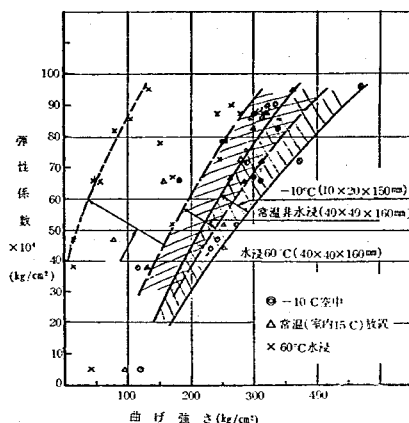


図1 温度変化があるときの曲げの強さと弾性係数

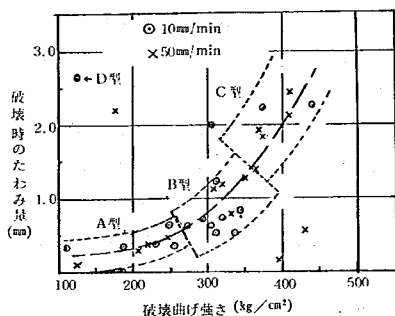


図2 樹脂モルタルの曲げ強さとたわみ量の関係

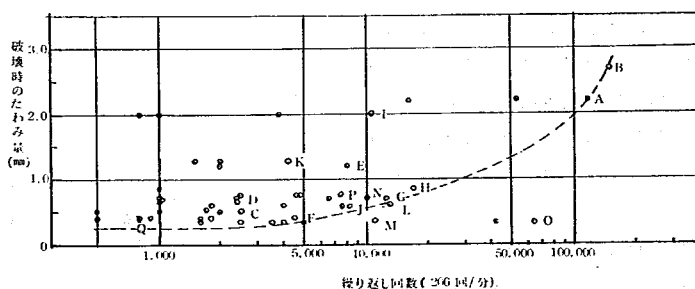


図3 樹脂モルタルの繰返し載荷回数とたわみ量試験におけるたわみ量

んした2.00×4.23mパネル床版である。

床版および下部構造の施工は45年10月～46年2月、試験舗装は46年3月に実施した。

4 供用性での評価

供用2カ年間の累積大型車交通量は上り車線(木更津→東京)で 7.1×10^5 、下り車線で 7.2×10^5 に達している。

コンクリート床版上のエポキシ区間は施工後短日時(20日以内)でモルタル層の軟

化、浮き上がり、反り、ひびわれが発生した。このうち、そりは側端部に集中し、側壁のコンクリートを2～3mm引張った状態で発生し、モルタルの収縮応力をプライマー層で吸収しきれなかった状態が認められた。同区間はその後、破損が進行したため、供用7カ月目にO社の樹脂で全面打換え補修を行った。補修に先立ち、破損の原因、補修方法を検討し、今後の対策として以下の関係を認めた。

1) 樹脂について

今回使用した樹脂はエチレンジアミンで主剤を硬化させるタイプのものであった。このような硬化反応が分子配列に対して線形的に進行し、ステレオポリマーの形成がやや少ない樹脂では、硬化反応が短時間に進行するので、収縮応力が急激に発生しやすい性質がある。この意味で今後は樹脂の変成方法や硬化剤の選択を変える必要がある。

2) 配合について

同区間の硬化収縮率は2%近くの大きな収縮が発生した。この原因として、樹脂/骨材の比率が1/4という高い比率であったことが指摘された。この意味で、樹脂と骨材の配合を決める場合は強度的な検討ばかりでなく、硬化収縮の特性値も考慮して決めるべきである。収縮量を事前に調査するときは、少なくとも一つの面が拘束された状態で測定すべきである。

3) プライマーについて

ひびわれ発生の原因として、モルタル層の浮上がりがある。プライマーの接着が不良であれば、

交通荷重は床版との剛性のちがいから舗装面に直

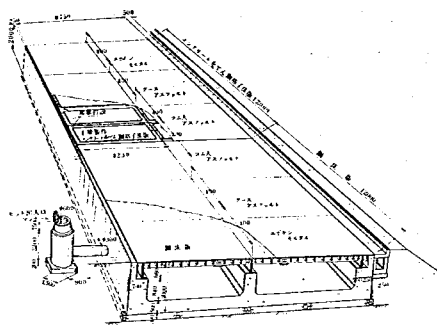


図-4 橋面薄層舗装長浦舗装見取図

表-5 使用材料および予定粒度

材料名	規格	単位	数量	備注
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下
ポリアスファルト	ASTM D 4061-1	kg	100	1.5mm以下

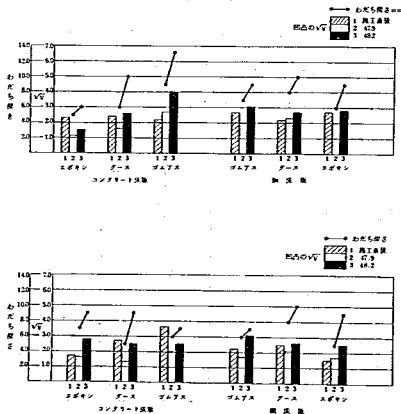


図-5 横断凹凸量の経時変化上り車線

接作用し、舗装の破損を早める結果となる、したがって、プライマーの効果は重要である。

床版と舗装の付着を良くするために、プライマー塗布後、砂まきをした層仕上げとし、これを3層仕上げとするずれ止め層の工法の提案があるので今後検討すべきである。

4) 施工方法について 同区間の施工は、手仕上げによったが、このような場合、品質にむらが生じ易い。今後は、計量、ミキシング、敷均し、転圧などの工程は機械施工を行ない、均質な混合物の施工ができるように、検討すべきである。現場施工の場合、気象条件によって硬化剤が変成し易いので舗装をも含めた工場内生産の方式も検討すべきである。

4-1) ひびわれ破損 コンクリート床版上の各区間ともセンターライン付近に太い線状クラックが発生しており、ひびわれ率としては4%程度に達している。その後の調査で、クラック発生位置は現場打ちコンクリート床版上部であること、センターライン付近は2方向から剪断を受けやすいなどの関係がわかった。この意味でエポキシ樹脂モルタルも他のグース、ゴムアスなどと同様に薄層では剪断抵抗が小さいので材料の検討が必要である。

4-2) 変形流動 横断凹凸量の変化は図5に示す通りである。これより、コンクリート床版上のエポキシ区間は1.5~1.8mm、グースで2.4~2.6、ゴムアス区間で2.5~5.0mmの範囲にある。このようにエポキシ区間の凹凸量が小さくて安定していることより、変形流動に対する抵抗性は良いものと思われる。

縦断凹凸量の変化は図6に示す通りである。これより、 $\sqrt{V}$ の比較的小さいものから大きいものへの順位はゴムアス、グース、エポキシに従う。鋼床版上のエポキシ区間が特に大きな変化を示しているが、同区間は鋼床版の端部に位置し、しかも最近床支持用の縦リブのアンカーボルトが切断したことにより床版端部が反り上がっている。したがって、エポキシモルタル自体の変形流動は小さいものと推定できる。

4-3) すべり抵抗性 橋面舗装は一般の道路舗装と異なり路床路盤の不良によるたわみに起因するひびわれ破壊などの現象はみられず、むしろシビヤな交通条件に起因する摩耗損傷が主体である。本試験舗装でもこれらの関係を調査するためにポータブルスキッドレジスタンステスターによるすべり抵抗の経時変化を調査している(図7参照)。

すべり抵抗値は施工直後においてエポキシ区間63、グースアスファルト区間70、ゴム入りアスファルト区間60、であったが現在ではそれぞれ58、55、57、に変化している。

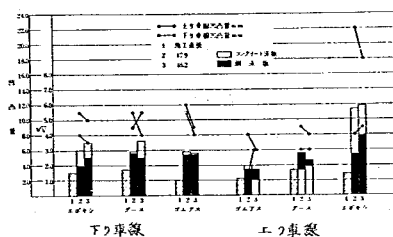


図-6 縦断凹凸量の経時変化

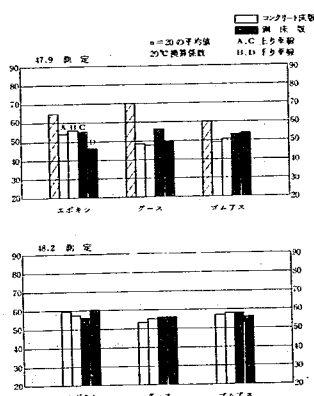


図-7 すべり抵抗係数の経時変化

エポキシ区間はすりへり摩耗に対する抵抗性は安定しており良好であることがわかる。

5 あとがき

プラスチックと橋面舗装という関連を長浦試験舗装の調査結果をもとに紹介した。これまでの調査では今後さらに次のような点での検討が必要と思われる。

1) 道路舗装への利用としての材料に関する調査研究の必要性

舗装の種類、施工方法、交通量、気象条件などに適した材料を使用しなければならないことはアスファルト以上に厳密である。しかし、これら利用目的に応じた材料の研究が十分でないので今後の調査研究が必要である。

2) 施工方法の検討

一部の施工機械をのぞけば、大部分の施工が人力施工による面が多く、品質にむらができる心配が残る。また、大規模工事などは施工能力にも問題がある。したがって、今後は機械化、省力化を計り均質で安定した混合物の施工を行なう必要がある。

3) 経済性について

今回の試験舗装でのエポキシ樹脂モルタルの施工費は2cm厚で8,000～12,000円であった。これは単純に比較して、従来のアスコンにくらべ7～10倍の施工費であるので、一般化するには難点が残る。工事費のうちに、材料の占める割合が大きいため安価な樹脂の開発が望まれる。

エポキシ樹脂にかぎらず、新しい高分子材料を使用した舗装は現状では特殊舗装の分類に属し、一般化するにはいたっていない。しかし、ここで紹介した橋面舗装にもみられるように、樹脂による舗装は従来のアスファルト舗装よりすぐれた強度特性を持ち、供用性の評価もよいことがわかる。この意味でアスファルト舗装の限界をうちやぶる新時代の舗装として今後の発展が期待される。

参考文献

1. 土木研究所資料第656号

試験道路における試験調査報告書(その15の1)

2. 土木研究所資料第856号

試験道路におけるアスファルト試験舗装調査報告書

3. 月成, 小島, 薄層舗装用エポキシ樹脂モルタルの力学的性状

土木技術資料 vol. 13 第6号

4. Indiana State Highway Commission

Special Provision August 25, 1970

9. 斜面の変形破壊について

—ある地すべり斜面及び崩壊斜面
の観測結果から—

新潟試験所 山 下 宏

斜面の変形破壊について

—ある地すべり斜面及び崩壊斜面の観測結果から—

新潟試験所 山下 宏

1 はじめに

斜面の構成は複雑で、その勾配や植生が外観上、同一とみなされるものであっても、その内部構成は同一でない。個々の斜面の土質構成がそれぞれ全く異なっているとすれば、斜面の地すべり、崩壊を一般問題として解決することは困難となる。すなわち、自然斜面についてみれば、その地形は場所場所によって異なり、勾配はもちろん、表層の厚みや基岩の起伏も複雑で、植生の変化、断層や破碎帯の存在にまで考えが及ぶと、どうして崩れるかを包括的に取り扱うことは不可能にみえる。このような斜面の構成の複雑さを考え、この安定を支配する因子が多数あり、しかもこれが不規則的に発生することとなると、斜面の運動を力学的に扱うことはできなくなるが、一方、土木材料の中で比較的均一なものとして扱われているコンクリートを例にとってみると、その内部の性質はかならずしも均一ではなく、砂利、砂、セメント、水の比率、それに施工方法が日によって変わっていることを考えれば厳密な意味でのコンクリートの力学的な取り扱いも困難となる。しかし、これら材料の品質のバラツキをある許容できる範囲で単純化することによって、コンクリートの構造の工学的な扱いを可能にしている。いうまでもなく、斜面の構造の複雑さはコンクリートに比すべくもないが、これまで観察した地すべり、崩壊斜面にはそれぞれ共通した要素をもっており、この地すべり、崩壊現象もある限定された条件の中で力学的な取扱いが可能となる。

この報告は斜面のバランスが破れるのは、その斜面の内部の最もすべり抵抗の弱いある連続した面でおきると考え、このような現象は壁にはられたビラがやがて、はがれて落ちる現象、または、雪斜面でおこるなだれ現象とも共通した性質をもっているの、地すべり、崩壊を単純化して考えるためにこれを説明し、次に、斜面の変形は一般材料の柱の変形現象と同じように一種の圧縮現象としてみることができ、これは極限の応力をうけたとき破壊することをのべ、一破の材料と同じ取り扱いによって、地すべり、崩壊現象の説明を行なうとした。また、この力学的な取り扱いを一般的な無限斜面をしてではなく、ある有限の長さをもつ斜面とすることによって変形、破壊をより現実的に取扱えることを提案しこれらの包括的な説明として、昭和37年より現在まで観察を続けている猿供養寺地すべり、および急激な破壊のあった、ある国道の切取工事の観測から、変形、破壊現象の補足的説明をした。

2 地すべり 崩壊現象と共通した性質をもつ他の現象

自然斜面、または道路、鉄道などの高い人工的な盛土斜面の構成は材質的に複雑で、これを現在のボーリング、サウンディングなどの調査方法で完全に説明することはできない。このような構成の複雑さが斜面の安定を論ずる上に大きな不確定的な部分として力学的な取り扱いをする上での障害となっ

ている。この複雑さを量的に示すことができる調査方法が確立しないかぎり、斜面の安定を論じられないとすれば困った事になる。ただ、一般の工学においては現象を単純化することによって説明することがもっぱら行われている。この単純化を進めるに当って地すべり、崩壊現象と共通した他の現象を理解することは、意味のあることであり、次に、これらについて説明する。

2-1 壁にはられたビラの問題

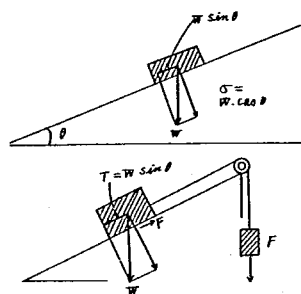


図-1 斜面とのつり合い

斜面の滑動を説明するのに、図-1のようなある傾斜をもった坂上にある本のすべり出しの例を用いる。このときの本の滑動の条件は、この図の下図についてみれば、すべろうとする力 $T = W \sin \theta$ 、とこれを支えようとする力 R としたとき、

$$T \geq R$$

となる。すなわち、滑動力 T がこれを支える力 R よりも大

き滑動する。これを斜面についてみれば図-2のようになり、ある任意のすべり面 AC 上において、図-1と全く同様に 滑動は

$$W \sin \beta \geq R$$

のとき発生する。

スエーデンの円弧法と呼ばれる斜面の安定解析法は、図-2のすべり面 AC を直線でなく円弧の形としているが、その原理は図-1、および 2 と全く同様である。

斜面の変形、破壊は過去において安定していたものが、ある時点から発生するもので図-2のように時間を無視した考え方の説明は充分でない。このようなとき、壁に張られたビラが何時はがれ落下するかの問題としてとらえてみよう。まず、ビラを壁にはるとき水を使ってみよう。この場合はビラが乾燥して直ぐ落ちてしまう。次に小麦粉のノリで張れば数回もつ。また、化学的なノリはより寿命が長い。これはそれぞれのノリの付着力は日光、雨などの外的条件によって時間的に低下することを示し、また、ノリの材質によって付着力の減少の速度が異なるためにその落下するまでの時間が異なってくることを示す。

壁にはられたビラは日光、風などの外的条件をうけてやがて落下するが、このときのビラの付着力の減少を図示すれば、図-3のように、水ではられたビラの付着力は急激に減少し、次に小麦粉、化学剤のノリの順序となる。この図において水、小麦粉、化学剤の初期付着力をそれぞれ、 R_1 、 R_2 、 R_3 とするとき、時間的に付着力が低下する速度を R'_1 、 R'_2 、 R'_3 とする。

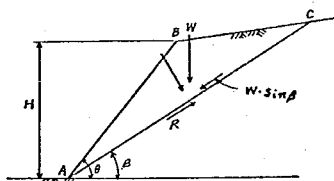


図-2 直線すべり面の斜面の安定

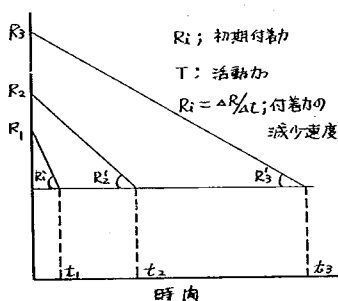


図-3 壁のビラが落下するまでの時間

落下するまでの時間 t_i は

$$t_i = (T - R_i) / R'_i$$

より求まる。

この場合の付着力の減少速度は大まかに考えても雨季、乾季などによって変るので、ビラがはがれるまでの時間はその季節によって変る。

地すべり、崩壊の現象もある安定状態からの滑動とみれば、その不安定となるまでの説明はビラの場合と全く同じである。斜面の中は種々な土質、岩質があり、その外的条件と付着力の減少速度の関係は一定でないし、その関係を定量的に求める方法もまた充分でない。このため、この関係（抵抗力の減少速度、応力、増加速度）を間接的に求める方法は 3-1 猿供養寺の移動観測の例の項で説明する。

2-2 雪斜面のなだれの問題



写真-1

斜面全長にわたる
なだれ



写真-2

斜面の上部のみで
発生したなだれ



写真-3

山裾部にみられた
雪の圧縮ヒダ

一般的になだれ現象は人も家も一気にのみこんでしまうような急激な運動と考えられているが、なだれにも急激なもの、緩速なもの、斜面の一部のみのものその全域にわたるものなどがあり、決して単純なものではない。これは全く、地すべり、崩壊においても同じである。これは地すべり、崩壊を単純化して考えるのに参考になるのでここでなだれ現象についてふれてみたい。

写真-1は、国道13号(湯沢工事事務所管内)で行った人工なだれのときの状況で、斜面頂部附近で火薬を爆発させ、これによって全面的な、なだれが発生した。火薬による爆発は、雪に瞬間的に圧力を加え、しかも、爆発部分の底面抵抗力を弱めるためになだれを発生させる力をもつ。これと同じ現象は自然状態でもしばしば発生する。すなわち、一夜に数mの豪雪のあるときとか、急激に気温が上昇したようなときである。地すべり、崩壊現象においても記録的な集中豪雨のときとか、融雪の著しいとき、または、切取りを行ったときなどに急激な斜面の破壊がみられる。

写真-2は斜面の頂点附近にクラックが発生し、この後、頂部を中間部においてなだれが発生したものである。これは頂部、中間部の底面抵抗が急激に低下したために発生したものである。ただ、この斜面全域にわたるような、なだれにならなかったのは、斜面末端部の底面抵抗が中間部の滑動力よりも大であったためである。これと同じ現象は地すべり、崩壊の例の中でも数多くみられる。

多くの人家などを倒壊する崩壊は、斜面の頂部、中間部附近が滑動し、これが土石流となって被害を発生させる。

写真-3は、積雪の多い地方の山裾で見られる現象で、その山裾部に圧縮性のヒダがみられる。これは一般にクリープ現象と呼ばれているが、斜面中間部の雪の層は下方に滑動し、その末端部を圧縮したものである。地すべりにおいて年間、数cmというゆっくりした動きのものはこれと同じ現象とみなすことができる場合が多い。ただし、地すべりにおける土は雪ほど圧縮性が高くないため、写真のようなヒダは明らかではない。しかし、地すべりにおいても注意深くこれを観察すると斜面のある部分でハラミ出しのような圧縮性の現象は見ることができる。またその小規模のものは盛土などのハラミ出しにしばしば見ることができる。

地すべり、崩壊のすべり面は数mの浅い深さのところの場合も、数10mの深さの場合もあり、地すべり崩壊現象を力学的に取り扱う場合このすべり面の位置の決定が最も苦慮するところで、たとえ、急激な崩壊のおこった後にボーリングなどの調査を行ったとしても明瞭にそのすべり、破壊を起した位置を確めることはできない。しかし、なだれは雪の厚さ以上のところでは発生しないので、これを観察することは地すべりの現象の説明に大いに寄与する。

以上の雪斜面のなだれにおいて、頂部、中間部の破壊、または末端部の圧縮などの概念的な説明を加えた。これを参考として、次の項で有限な長さをもつ斜面の変形、破壊について説明する。

3 有限長斜面における変形と破壊

地すべり、崩壊を一般的に説明する基礎的な問題として、2の項で斜面上の物件の滑動時のつり合いの問題、およびピラが落下するまでの時間はノリの材料が外的条件によって変化し、それぞれのノリの材質によって付着力の減少速度の大小があることをのべ、これが地すべり、崩壊現象と原理的にはむすびつけることができたと説明した。また、なだれは地すべり、崩壊現象と同じように頂部、中間部、末端部の破壊があり、その速度の緩な部分では圧縮性の変形と観察できることをのべた。



写真-4 斜面の全面破壊
(国道156号 平村附近)



写真-5 急激な斜面破壊中の状況

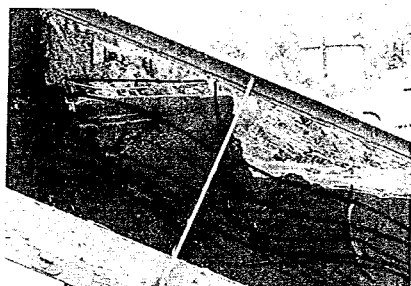


写真-6 斜面上端部の破壊
(崩壊室内実験装置による)



写真-7 斜面中間部の圧縮による
盛り上り
(室内実験装置による)

写真-1, 2, 3になだれ現象のいくつかを示したが、これと対応する地すべり、崩壊現象として写真-4~7を掲げた。すなわち、写真-4は斜面の全面破壊を、写真-5は急激な斜面破壊中の状況を、写真-6は土研、新潟試験所における室内実験装置による頂部破壊(滑落崖)発生状況、写真-7は同じ装置による斜面中間部の圧縮による盛り上がり状況を示した。

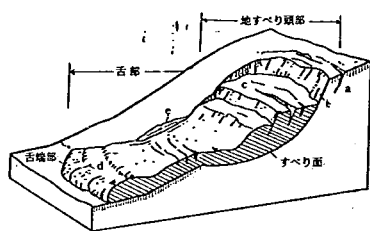


図-3 地すべりの形態

3-1 斜面の変形

物質にある力が加われば変形する。斜面においても同じことがいえる。たとえばその力が圧縮力のときは圧縮変形が生じ、引張り力のときは伸びる。これらの力がその物質のもつ降伏点に達すれば破壊する。ここに一般の材料の変形を柱を例にとって説明する。

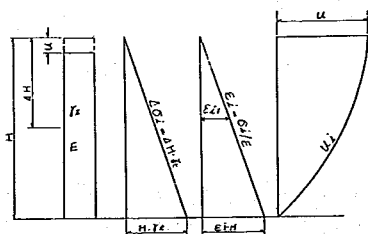


図-4 角柱の自重による変形

図-4 に圧縮性の角柱を自立させたときの圧縮ひずみを考えてみる。高さH、密度 γ の柱において ΔH の点の応力 $\Delta \sigma_i$ は

$$\Delta \sigma_i = H \sigma_i$$

弾性係数をEのときある点のひずみ ϵ_i は

$$\epsilon_i = \Delta \sigma_i / E$$

ΔH における圧縮ひずみ量 U_i は

$$U_i = \int_H^{H-\Delta H} \epsilon_i dh = \frac{1}{2} (\epsilon_H + \epsilon_{\Delta H}) (H - \Delta H)$$

図-4にはそれぞれの $\Delta \sigma_i$, ϵ_i , u_i を示した

次に、斜面はある傾斜をもつ板上にある圧縮性の角柱について考える。このときの柱に発生する σ_i , E , ϵ_i , u_i は図-5に示した。

この図において末端部は完全に剛な部分に支えられているとしたが、これは末端部が岩に接しているとか、または、底面の基岩はそのまま地中へ深くなっていくような場合を想定したもので、斜面末端部では、斜面上部より圧縮がおよんできたとしても、土層の厚みの急な増大のために容易に変位できなくなり實際上、変位が一定に保たれるという地点を見出すことは可能であろう。

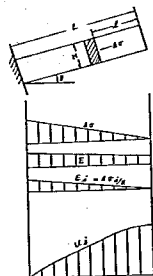


図-5 斜面上の圧縮性の角柱の変形

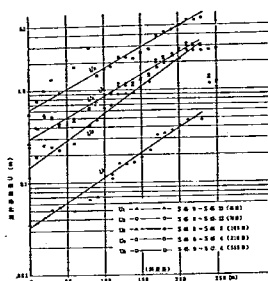


図-6 猿供養寺地すべり

斜面の各部と移動量

図-6は猿供養寺地すべり斜面の移動量を示すもので、横軸は斜面の傾斜方向の位置で、250 m 附近は滑落崖がある。この図で斜面、滑落崖近くほどその移動量は大き、下端部ほど小である。

猿供養寺地すべりは基岩とすべり土層(約5 m)の境界で動いていることが知られている。このことと移動量の傾向は前頁の図-4および5に示した圧縮変位量の関係と相似性がある。また、図-7は図-6から得られた移動量と斜面各部の関係直線から、これをひずみ速度になおしたものである。この図においても滑落崖に近いほど、ひずみ速度は大きく下端部ほど小である。ただ、図-5に示したひずみは、下端部ほど大となっているが、これは、各部の圧縮係数Eをすべて一様としたためである。猿供養寺斜面の各部をプレジジメーターで測定した変形係数(圧縮係数とほぼ同じ性質)は滑落崖近くは、 $E = 50 \text{ t/m}$ 、下端部で 200 t/m に近い値をうることができたので、これから応力の増加速度、または抵抗力の減少速度をうることができる。

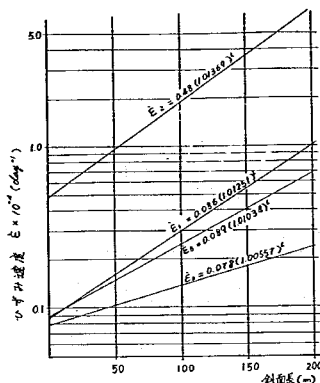


図-7 斜面長とひずみ速度

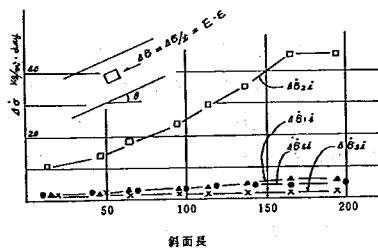


図-8 猿供養寺地すべり

斜面各部の応力の増加速度

ここにおける応力の増加速度、または抵抗力の減少速度とは、壁にはられたビラの場合ですすでに説明したノリの付着力の減少速度とその性質は全く同じと考えればよい。すなわち、この地すべり斜面においても、基岩または隣接する不動地の境界において他の外的条件、例えば降雨、融雪その他の作用によって、その底面抵抗が減少する。

応力 $\Delta \sigma$ 、滑動力 T 、抵抗力 R としたとき

$$\Delta \sigma = T - R$$

で R が減少したとすれば $\Delta \sigma$ は増加する。

この斜面においては、ひずみ速度 ϵ 、変形係数 E が一応求められているので、応力の増加速度

$$\Delta \sigma \text{ は } \Delta \sigma = \epsilon E = T - R$$

より求めることができる。。この式より求めた $\Delta\sigma$ は図-8に示した。

図-6, 7, 8において注目すべきことは、各移動量、またはひずみはその年または季節によって異なる値を示し、一定ではない。すなわち、ある年は移動量は大きく、ある年は小であるというようになる。これが地すべりの特徴で、外的条件に対応した平衡状態に近づくような運動をする。

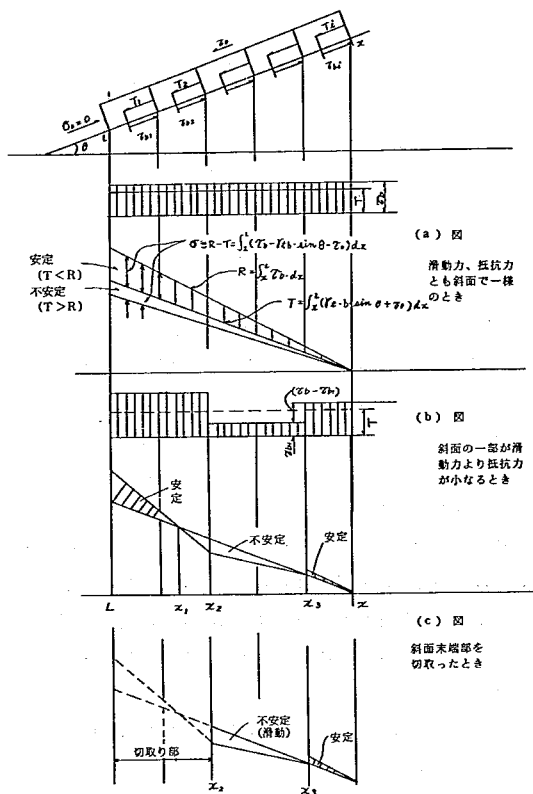


図-9 有限長斜面の安定の説明

体として考えれば安定となる。これはビラの一部のノリが付着力がなくなってもビラは落下しないと同じである。ただ (b) 図において ($X_1 - X_2$) の間で圧縮力が働かずひずみが発生し X_2 の部分の強度が ($X_2 - X_3$) に発生した応力よりも小であれば、ここで受働破壊が生じる。 ($L - X_2$) の間に受働部分があり、支えがあり、この強度が充分な時は滑動しない。ただ、この受働部を切取ると ($X_2 - X_3$) の部分は滑動する。ここにおける X_3 の点は上部との連続のない滑落崖などと考えると良い。ここでは引張りクラックが発生する。

3-2 有斜長斜面の安定問題とその破壊の形。

半無限長斜面においては各部のすべり抵抗をほぼ一樣とした取り扱いが多い。ここで壁にはられたビラを考えると、ノリの付着力はビラのどこでも同じではなく、ノリのついていない部分の付着力はゼロである。またノリのはがれ方も一樣ではない。

図-9において基岩 ($L - X$) 上にすべり土塊があり、基岩との境界で移動することを考えるとき (a) 図のように滑動力 T と抵抗力 τb とが一樣のときは、そのつり合いは、

$$R > T$$

のとき安定となる。

しかし (b) 図のようにある部分のみの抵抗力が τb から τb_1 に変化したとすれば、その部分では、 $R < T$ の関係となり、つり合いは破れる。しかしこれを斜面全

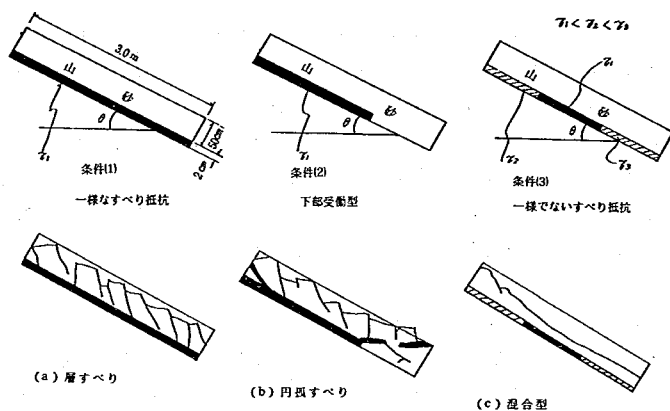


図-10 斜面各部の底面抵抗とその破壊の形

一般の構造物の構造計算において、それらの部材の構造が設定できないならその計算はできない。これは斜面の安定（変形、破壊）の計算においても同じことがいえる。無限長一様斜面の扱いは概念的な説明にとどまり、その破壊がどの点で発生するかを説明することはできない。これがため前頁の図-9において有限長斜面のつり合いについて説明を加えた。土研、新潟試験所における室内地すべり発生装置（長3.0m 巾1.0m 深0.5m）において、各部の底面抵抗を変えてその破壊状況を測定しているが、この実験によって図-10に示したようなそれぞれの破壊の形をうることができた。

すなわち、底面抵抗が一樣な場合は層すべり形に、下端部に抵抗力の大部分があるときは一種の円弧すべり形に、上、中、下の各部の抵抗がそれぞれ異なる場合は混合型になる。この一連の実験結果は図-9に示した有限長斜面のつり合いからも破壊の形は説明がつく。

斜面の安定を検討する上で、円弧すべり法によるものが最も一般的であるが、斜面の破壊の形はかならずしも円弧の形にならず、むしろ、地すべりなどにおいては円弧の形をとる例が少ない。円弧の破壊の形は、斜面の頂部、または中間部の滑動力が抵抗力より大で、これによって生じた応力が下端部の受働破壊を発生するに充分な大きさのとき生じる。この末端部の受働破壊は、モールの円、トライアル、ウェッジ法などで検討することができるが、ここでは紙面の都合上省略する。

3-3 変形、破壊の速度

切取、盛土、または自然斜面において突如として崩壊が発生し、予期しない事故にみまわれることがある。ほとんど大部分の斜面は自然条件で安定しているもので崩壊する斜面はそのほんの一部分にすぎない。このように部分的に、しかも突然に発生する崩壊を防止するために、すべての斜面にその崩壊を予防する工事を施すことは不可能である。

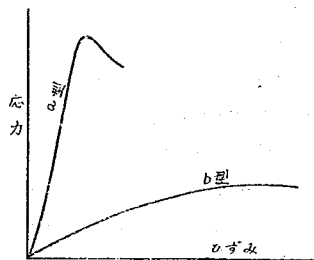


図-11 応力-ひずみ特性

このために、地すべり、崩壊の予知ができないかという要求ができることはもっともなことである。この予知に関連する問題として、2-1における壁にはられたピラの落下するまでの時間について若干ふれた。(図-3参照)この落下するまでの時間の算出は自然条件に左右される抵抗力の減少速度を知ることによって可能であるとのべた。斜面、崩壊の予知もこの抵抗力の減少速度と自然条件との相関を知る必要があるが、土質構成の複雑さ、自然条件の不規則さなどを量的に包含しなければならず、この関係をつかむことは非常に困難であり、現在は統計的経験的手法によって説明する段階にあると考えられる。しかし、経験的手法より一歩前進した予知についてのアプローチは現在の土質力学の知識の範囲の中でも押し進められなければならない。

実験室における圧縮試験でコンクリートのような剛な性質のものの応力とひずみの関係は図-11のa型のようにその破壊点は明瞭で、そのひずみ量は小であり、これに反し、粘土のような軟かい性質のものはこの図のb型のように破壊点とみなす点が明瞭でなく、ひずみ量のみ増大する。これは斜面の変形、破壊にも通じるもので、たとえば、その斜面の構成がしまった山砂のときの崩壊は速度が大で、粘土斜面の場合は一般に小である。ただ粘土斜面の崩壊でも速度が大となるときがあるが、これを支えている受働部分に剛な性質のものがあつたことを意味する場合がある。

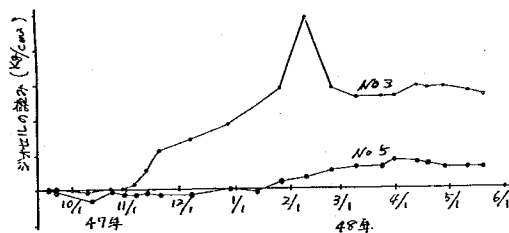


図-12 猿供養寺斜面内に埋設した
ジオセルによる土圧変化

図-6, 7の猿供養寺の移動、ひずみ速度から求めた斜面各部の応力の増加速度を図-8に示した。

この場合の応力は、斜面のひずみ量と、変形係数から間接的に計算によって求めたものである。これは実際の斜面の土層の中でとらえるために、すべり土塊中にボーリングによって穴を作り、その中にジオセルと称する圧力計を入れてその変化を測定した。このジオセルは、長1.0 m、径6.0 mmのゴムチューブが主体

で、これに外圧が加わればゴムチューブ中の水の圧力が上昇し、これを読みとることができる。図-12に示したのは昭和47年10月より48年6月に至る間のジオセルの読みであり、No.3は斜面中間部、No.5は斜面末端部のもので、No.5はNo.3に比してその変化は少ない、これは、No.3は滑动部で、No.5は受働部であるためである。これは図-8に示した応力の増加と同じ傾向がある。この期間のNo.3の動きは積雪中に上昇し、融雪期をピークとして下降している。(この年の融雪は早かった。)この圧力の変化を斜面の予知の問題と結びつけるためには資料が不足であるが、現在の時点では、この圧力の増加の範囲内では斜面の土の圧縮過程にあり、その極限の破壊に達していない。この圧力が土の破壊点に達すれば、完全破壊となるであろう。なお、No.3の2月のピークをすぎて圧力が降下しているが、これは斜面に横クラックが発生して斜面が連続しなくなったためか、または、地下水位の低下によるものと考えられるが、今後の調査にまたなければならない。このように斜面内の

応力は上昇、下降などを不規則に行っているために、その移動も規則的でない。もし、これが斜面の崩壊の予知、またはその推移の判定が甚だ難しいものになっている原因の一つであろう。

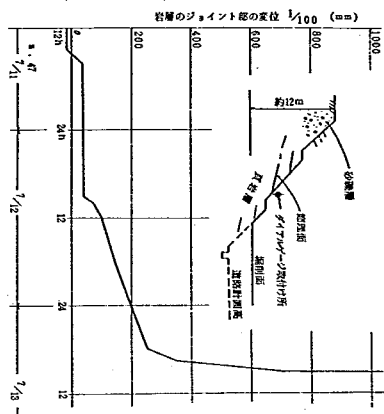


図-13 ある切取斜面の崩壊時の
ジョイント部の変位

これまでの説明は年間数 m の移動、変位のある緩慢で断続的な猿供養寺地すべりなどを対象として説明して来た。次に述べる例は切取工事中のもので、図-13に示すような規則的な変位が崩壊に達したものについて述べる。

この切取は法面仕上後、約1ヶ月放置されていたが、図のジョイント部が僅かに変位しているのを見出したので、この部にダイアルゲージを取り付け、これを遠くからトランシットで読むようにした。7月13日2mmの変位がありこの後、急速に変位し、崩壊に至った。頁岩はその層理が甚だしく規則的で、この崩壊もこの層理のうちで最も弱い部分を境界としてすべったものである。

この斜面は新鮮な切取り部であったために、そのジョイント部の変位が初期に発見できたのでダイアルゲージを取りつけるなどの処置をすることができたが、もしも、これが草木などでその表面が覆れていたとすれば、その発見はほとんど不可能であったろう。また、このような頁岩層はそのジョイント部で崩れることが知られているが、事前調査においてこの傾斜方向、数ある層理面の中で最も弱点となる面とボーリングやサウンディングで調査し、崩壊を断定するには現在の段階では非常に困難である。今後、これらのための調査方法の開発、研究が望まれる。

地すべり、崩壊の予知は完全に静止している斜面が何時崩れるか、または永続的に安定するかを説明できれば最も望ましいことであるが、ここでは斜面にクラックとか、もり上りとかの変形が発生してから、それが時間的にどう変化するかを説明しようとした。この例として猿供養寺のような緩慢な動きをするもの、また、切取斜面の急激な速度をもつものをあげたが、これで時間的な速度を完全に説明できたのではなく、むしろ、その動きが複雑であるかを説明するにとどまった。しかし、予知の問題を材料の破壊とみると、この斜面の伸縮計の結果のみから判定しようとする試みは、一般の材料力学の範囲では説明できず、その斜面を構成している材料の変形係数、破壊点を同時に知らなければならぬ。ここにおいては、この一つの試みとして猿供養寺においては斜面材料の変形係数をプレッショメーター、また、斜面内部に発生する応力をジオセルによって計測していることをのべた。また、頁岩のような層理面のはっきりしているものは、その境界面の滑動抵抗力の測定方法が開発、研究されなければならぬことをのべた。

4 むすび

斜面の変形、破壊の説明は一般的に材料力学または土質力学の現在の手法では非常に難しいものの一つとされているが、この報告のねらいは、このような変形、破壊現象は我々の身近におきている現象、たとえば壁にはられたビラが何時落下するか、斜面のなだれの問題などと共通した性質をもっていることを説明し、原則的にはこれらの観察がやがて力学的手法による斜面の変形破壊の解析の助けになることをのべたつもりである。また、圧縮性の構造物がその自重、または外力をうけると変形を生じるが、斜面の変形もこれと共通した考えに立つことができることをのべた。これがためには、斜面（盛土、自然斜面）をある有限の長さにもち、それを滑動、受働部分に区分することによって、変形、破壊を説明することの重要性についてのべた。橋梁、建築物などの一般構造物で、その構造が複雑なとき応力の計算のチェックのために、しばしば各部にストレンゲージを取りつけ、このひずみ量からそこに生じる応力を算定しようとする試みが行なわれている。この報告においても、同じ手法によって、その斜面において観測されたひずみ量と変形係数から生じた応力を算出する試みを行なった。また、従来土圧の測定は剛な土圧計にたよっていたが、フレキシブルなジオセルと称する圧力計を斜面内に埋設し、これから直接、応力を測定する実験も行なっていることをのべた。既住の地すべりの多くはある深さに傾斜方向に弱い境界層があり、これを境にすべっている。この例として猿供養寺地すべり、切取現場の崩壊をあげたが猿供養寺地すべりのように年間を通じある変位が見られる緩慢な動きを示すものの土の性質を調べるには限られているとはいえ、その調査手段がある。しかし頁岩の層理面を境に急激に崩れるような場合の測定手段は今後の研究にまたねはならない。

ただ、これらの地すべり、崩壊の斜面の土質的、地形的な説明が紙面の都合上足りなく、これが判りにくくなったことを悔やむものである。これらの不足を補うためには下記の参考文献を参照されることを望む。

最後に、この報告中にある資料の整理、または有益な助言をいただいた、土研 新潟試験所の酒井主任研究員始め技官諸君に厚くお礼申し上げる。

参考文献

1. 斜面崩壊機構の力学的分類（福尾 山下）京大防災研年報（昭48，4）
2. 現場事例と実験による地すべり 崩壊斜面の変形、破壊について
（山下）土研資料第840（未発表）
3. 室内実験装置よりみた斜面の滑動とその破壊の形
（山下，白石）土木技術資料 vol. 13-5
4. 猿供養寺地すべりの移動速度とこれより求めた応力の増加速度について
（山下，酒井）土質工学会第8回発表会（S48.6）