

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3222号

第 32 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成5年11月30日・12月1日

建設省土木研究所

Copyright©(1993) by P. W. R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means,nor transmitted,nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3222号1993年11月

第 32 回 土木研究所研究発表会 論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第32回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：アスファルト舗装、液状化砂層、汚泥処理、河岸段丘、画像処理、換気、魚道、施工管理、グラウチング、構造物、地すべり、斜面、衝撃、浸透、水質、たわみ、汀線図、データベース、土砂収支、のり面、排水機場、標識、表層、富栄養化、崩壊、舗装、流出、ロックフィルダム、わだち掘れ

目 次

1. 岩盤亀裂内におけるグラウトの流動特性に関する実験的検討	ダム構造研究室	齊藤 正明..... 1
2. ロックフィルダムの実測挙動解析	フィルダム研究室	○小嶋 光博..... 5 中村 昭 安田 成夫
3. わだち路における車線変更時の走行特性に関する実験	道路研究室	日置 洋平..... 9 岩田 明 ○池原 圭一
4. 案内標識の判読性実験	交通安全研究室	望月 博夫.....13
5. 換気設計に用いる有害ガスの自動車1台当たり 排出原単位に関する現地実態調査について	トンネル研究室	○角湯 克典.....17 猪熊 明 宮川 順一
6. 画像情報を含むデータベースの構築について	システム課	山本 聡.....21 小林 亘 西田 和彦 ○菊池 克男
7. 舗装用アスファルトの劣化とレオロジー特性に 関する2、3の研究	化学研究室	新田 弘之.....25
8. 矢板引抜き時のたわみ性管の変形挙動とその予 測手法	土質研究室	持九 章治.....29
9. 近接施工による既設基礎構造物への影響につ いて	基礎研究室	中野 正則.....33 木村 嘉富 ○加藤 秀章
10. PRC桁の衝撃載荷時の挙動について	構造研究室	佐藤 弘史.....37 今野 久志 ○長尾 彰洋
11. 敷砂上の重錘衝撃力に関する実験	動土質研究室	米田 義弘.....41
12. 密な砂質土の液状化強度特性	振動研究室	東 拓生.....45

13. 地震時の切土のり面・斜面の可能性回帰分析による崩壊危険度判定に関する検討	急傾斜地崩壊研究室	網木 亮介.....49 浦原 潤一 ○大浦 二郎
14. 地すべり移動速度の比による地すべりの滑落時刻の予測	新潟試験所	小嶋 伸一.....53
15. 表層崩壊危険度予測のためのモニタリング基礎実験	地質研究室	藤井 厚企.....57
16. 砂の破壊に伴うAEの発生特性についての2、3の考察	施工研究室	中場 広喜.....61
17. 水辺の国勢調査に基づく魚類と水質の関係	河川環境研究室	渡辺 昭彦.....65
18. イワナ及びヤマメの遊泳速度とイワナの魚道適上に関する実験	砂防研究室	西川 悟.....69
19. 湖沼の水質保全に役立つ水熱エネルギー利用技術の開発	環境計画研究室	丹羽 薫.....73 久納 誠 ○久保 徳彦
20. 河口部での富栄養化現象に関する研究	水質研究室	田中 宏明.....77 長谷川 清 小森 行也 ○松宮 洋介
21. 最終沈殿池内の汚泥の挙動に関する実験	三次処理研究室	高橋 正宏.....81 小越眞佐司 ○石井 宏幸
22. トレンチによる利根川河岸の発達過程の調査	河川研究室	藤井 政人.....85
23. 浸透型施設の流出抑制効果の評価	都市河川研究室	坂野 章.....89 小林 裕明 ○田中 義人
24. 土砂収支を考慮した安定汀線の容易な計算手法	海岸研究室	岩崎 福久.....93
25. 排水機場の運転自動化に関する2、3の考察	機械研究室	大城 智.....97

岩盤亀裂内におけるグラウトの流動特性に関する実験的検討

ダム部 ダム構造研究室 斉藤 正明

1. まえがき

ダムの施工では、通常、基礎岩盤を改良するため以下に示す目的で、セメントミルクを用いたグラウチング（岩盤注入）が行われる。

- ①貯水池からの漏水の低減
- ②基礎岩盤のパイピング破壊の防止
- ③堤体に発生する揚圧力の軽減

コンクリートダムを対象としたグラウチングには、コンソリデーショングラウチングおよびカーテングラウチングの2種類がある。コンソリデーショングラウチングは、基礎岩盤の変形性を改良し、基礎岩盤における堤体の接触部付近の遮水性を改良することを目的としている。一方、カーテングラウチングは、貯留水が基礎岩盤を通して浸透することを抑制し、堤体に作用する揚圧力を軽減することを目的としている。これらのグラウチングは、コンクリートダムの施工現場において、図-1のように施工されている。また、グラウチングの施工方法としては、図-2に示すようにステージ方式とパッカー方式とがあり、一般には、ステージ方式が広く用いられている。これらグラウチングの注入仕様（濃度、圧力等）は、各現場で試行錯誤的に決定しているのが現状であり、グラウチングの注入仕様を工学的見地から合理的に決定する手法の確立が強く望まれている。このため、本研究は岩盤内に注入されたグラウトの基本的な流動特性の把握を行うものである。

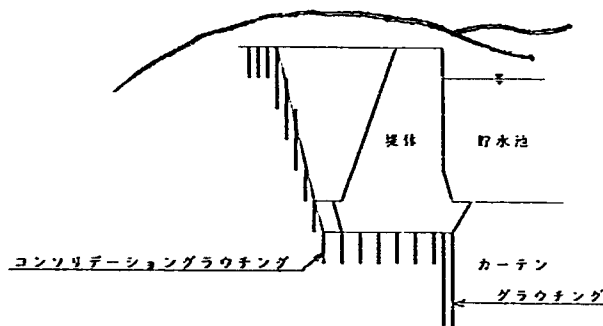
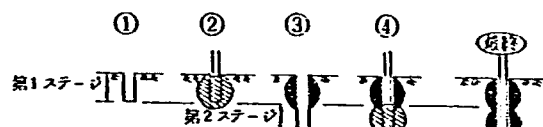


図-1 グ라우チングの種類

ステージ方式



パッカー方式

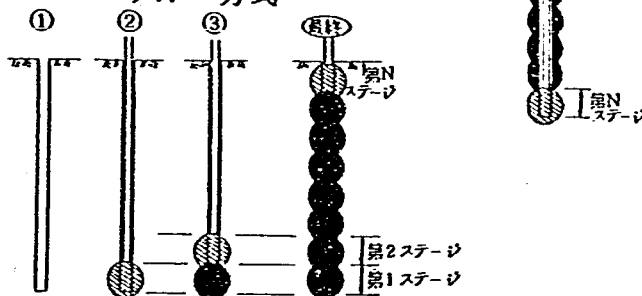


図-2 グ라우チングの施工方法

2. 目的

施工の対象となる基礎岩盤に最適なグラウチングの注入仕様を合理的に決定する手法を確立するためには、まず、岩盤内に注入されるグラウトの基本的な流動特性を把握する必要がある。

本報文は、岩盤内の開口亀裂にグラウトが注入される場合を想定し、単純な開口亀裂模型に対してグラウトの注入実験を実施し、その流動特性について検討した結果を報告するものである。

3. 実験方法

実験装置を図-3に、亀裂模型を図-4に示す。亀裂模型はアクリル製で、厚さ1mm、幅20mmの流路を設けており、図-4に示す流路の屈曲部分の角度 θ を 45° 、 90° 、 135° とした3種の屈曲亀裂モデルおよび屈曲のない直線亀裂モデルの計4種を使用した。模型への注入材料は、水および2種類の配合のグラウト（濃度：セメント水比 $C/W=0.25$ 、 1 ）とし、実験では、材料を亀裂模型に注入したときの圧力および流量を計測した。

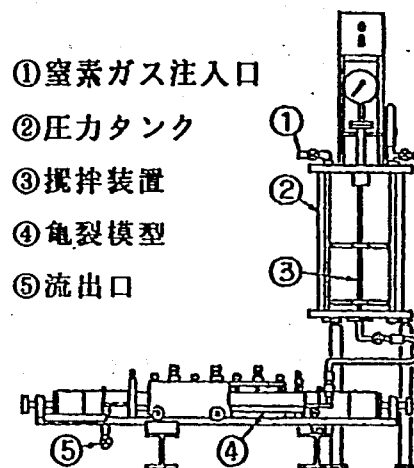


図-3 実験装置

4. 実験結果

4.1 屈曲角度と損失係数の関係

直線亀裂模型での計測結果より、摩擦損失水頭 Δh と平均流速 V との関係を求めたものが図-5である。図中の曲線は、低濃度のグラウト($C/W=0.25$)および水ではその関係が放物線で近似できることから、乱流状態と考えられる。また、高濃度のグラウト($C/W=1$)では、その関係が放物線により近似できないことから、その流れが一部、層流から乱流の遷移領域にあると考えられるので、データをなめらかに結ぶ曲線で近似することとした。次に、図-5に示した摩擦損失水頭の近似曲線をもとに屈曲亀裂モデルを用いた実験での摩擦損失水頭を求め、全損失水頭からその値をさし引くことにより、屈曲損失水頭を求めた。平均流速と屈曲損失水頭の関係を表したものが図-6である。

なお、図-6では、次式で定義した曲線で近似できることがわかった。

$$\Delta h_b = f_b \cdot \frac{V^2}{2g} \quad \dots\dots(1)$$

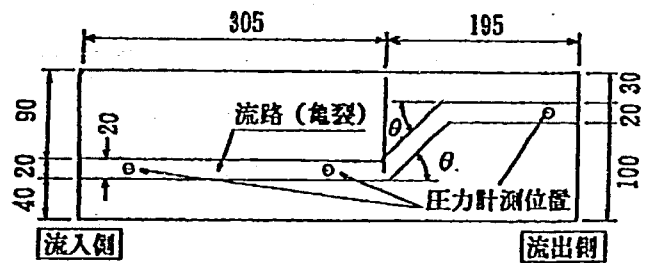


図-4 亀裂模型

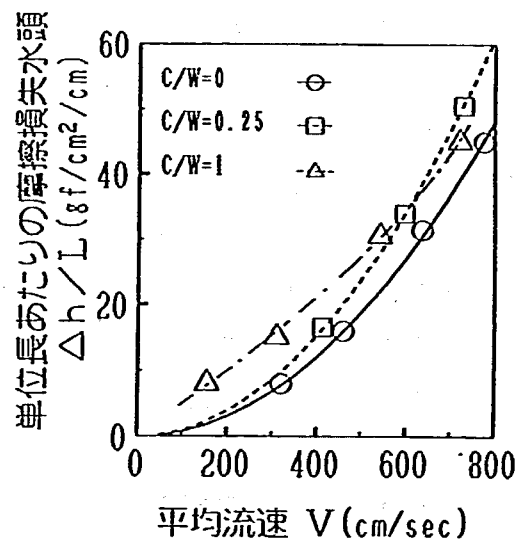


図-5 平均流速と摩擦損失水頭
(直線亀裂モデル)

ここで、 Δh_b は屈曲損失水頭、 f_b は屈曲損失係数、 V は平均流速、 g は重力加速度である。

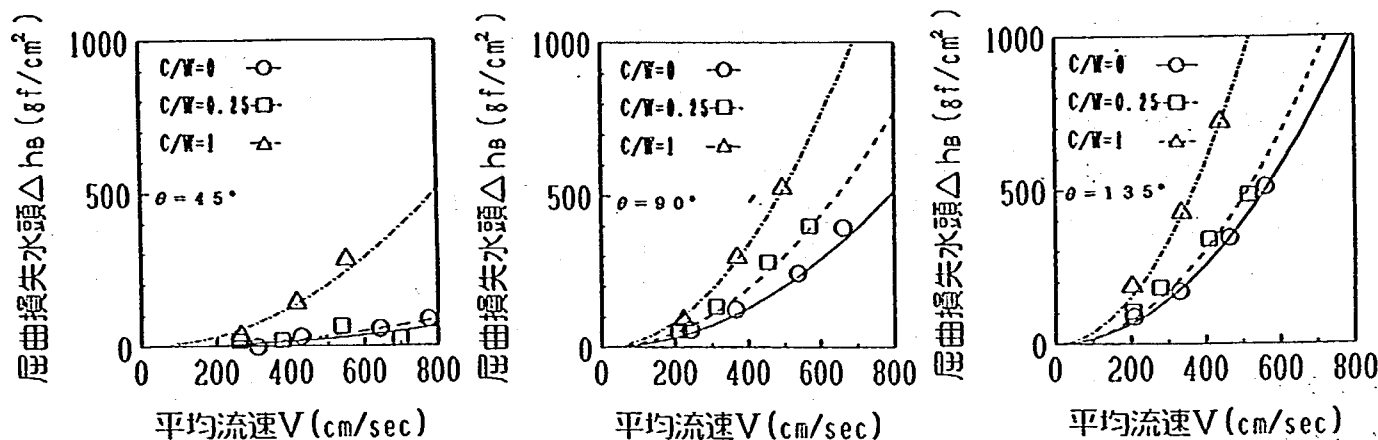


図-6 平均流速と屈曲損失水頭

また、図-7には屈曲損失係数と屈曲角度の関係を示した。図-6より、屈曲損失水頭の大きさは、水および低濃度のグラウト($C/W=0.25$)に比べ、高濃度のグラウト($C/W=1$)の方が大きいことがわかる。また、図-7より、水、低濃度のグラウト($C/W=0.25$)および高濃度のグラウト($C/W=1$)とも屈曲角度が大きくなると屈曲損失係数は増加することがわかる。

4.2 屈曲損失と注入量

ここで、流路全長 L が20cmで屈曲が1箇所あるモデル(図-8)を設定し、図-5、6に示した曲線をもとに任意の平均流速での摩擦損失水頭および各屈曲角度 θ での屈曲損失水頭の値を計算により求めた。

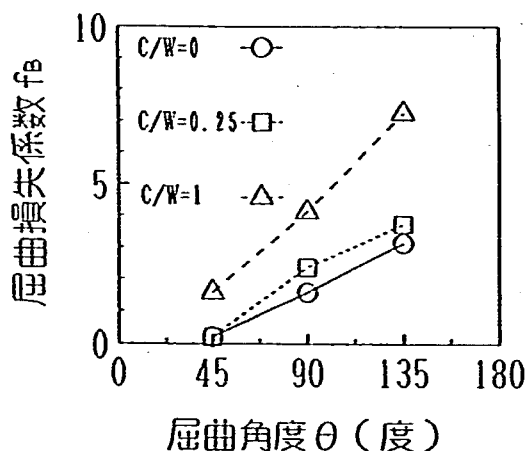


図-7 屈曲角度と屈曲損失係数

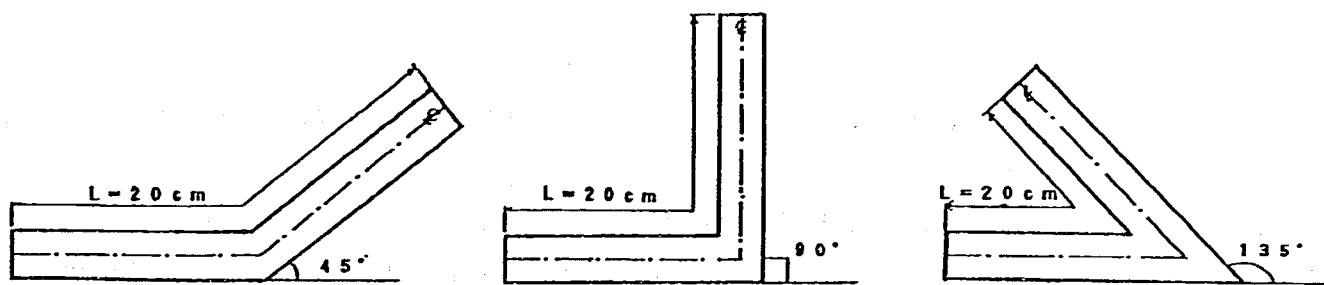


図-8 同じ流路長を持つ亀裂モデル

これらの値を加えた全損失水頭を注入口での注入口圧力としたときに、図-8に示した亀裂モデルでのグラウトの流量をグラウト注入量として、注入口圧力とグラウト注入量との関係を示したのが図-9である。また、流れたグラウトの単位体積重量から、計算によりグラウト中に含まれるセメント量を求め、これをセメント注入量として、注入口圧力とセメント注入量との関係を示したのが図-10である。図-9において、同じ注入口圧力におけるグラウト注入量を見ると、低濃度のグラウト($C/W=0.25$)の方が、グラウト注入量が大きくなっている。

しかし、図-10のようにセメント注入量で見た場合、逆に、高濃度のグラウトの方がセメント注入量では大きくなっている。これは、低濃度のグラウト($C/W=0.25$)では、含まれるセメント量が少なく、水が多く注入されるためである。

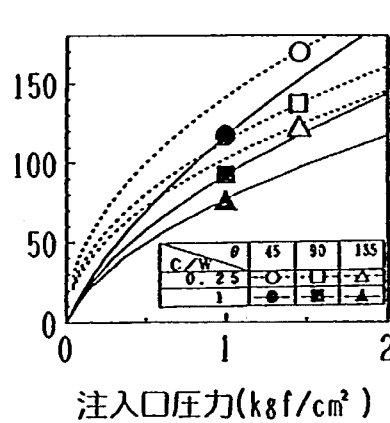


図-9 注入口圧力とグラウト注入量

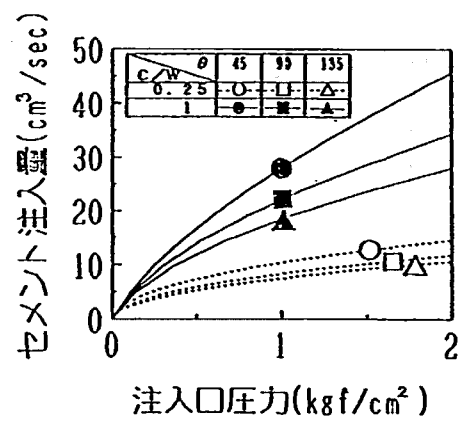


図-10 注入口圧力とセメント注入量

次に、セメント注入量と

注入口圧力との比をセメント注入効率と定義し、注入口圧力 0.5 kgf/cm^2 、注入口圧力 1.5 kgf/cm^2 の場合について、屈曲角度 θ とセメント注入効率の関係を示したものが図-11である。セメント注入効率は、どの屈曲角度でも、注入口圧力の低い方が大きくなっている。これは、摩擦損失水頭と屈曲損失水頭が平均流速の二乗に比例することから、注入口圧力の増加に相当する分だけ、平均流速が増加せず、セメント注入効率が低下するためである。このことから、注入圧力を単に高めるより、適切なグラウト濃度と適切な圧力で注入を行う方が注入効率の点から重要であると考えられる。

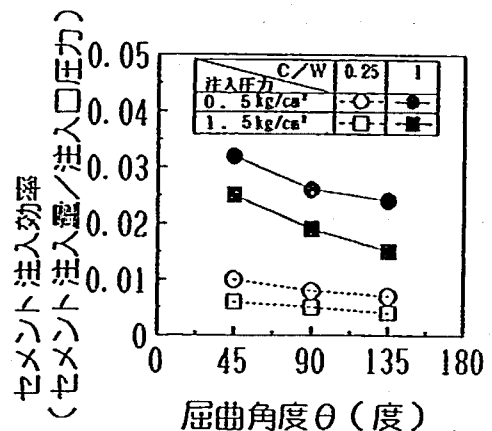


図-11 屈曲角度とセメント注入効率

5. まとめ

- ① グラウトの濃度が高いほど屈曲損失係数は大きい。
- ② 同濃度のグラウトでは、屈曲角度が大きいほど屈曲損失係数は大きい。
- ③ 同じ屈曲角度、注入圧力では、グラウト注入量は低濃度のグラウトの方が大きい、セメント注入量では、高濃度グラウトの方が大きくなる。
- ④ 同じ屈曲角度、グラウト濃度では、注入圧力を高めてもセメント注入効率は増加しない。むしろ注入効率を高める点からは、適切なグラウト濃度において適切な圧力で注入の方が、より重要であると考えられる。

〈参考文献〉

- 1) 川田裕郎：改訂 粘度、計測管理協会編 コロナ社 1969
- 2) 椿 東一郎：水理学I 森北出版(株) 1983
- 3) 土木学会：水理公式集-昭和60年版- 技報堂 1985
- 4) 庄司俊介、永山 功、則松秀晴：開口亀裂グラウトの流動特性に関する実験的検討 第24回岩盤力学に関するシンポジウム 講演論文集 PP.106-110, 1992

ロックフィルダムの実測挙動解析

ダム部フィルダム研究室 ○小嶋 光博 中村 昭 安田 成夫

1. まえがき

ロックフィルダムの建設では、一定の仮定の下に堤体及び基礎の設計を行い、この条件を満足するように施工を実施している。したがって、設計上の仮定の適合性を評価することは重要なことであり、そのため、堤体及びその周辺には、計測目的に応じた数多くの計測計器が設置されている。しかし、計測計器の適切な配置方法及び頻度を含めた計測方法や、計測データの判断基準は確立されておらず、それぞれのダムで独自の体制をとっているのが実状である。

2. 目 的

本研究は、ロックフィルダムの安全管理のための計測計器の配置方法及び計測方法の最適化を図ること、さらには、それらを取りまとめた安全管理のための指針とする事を目的としている。

3. 方 法

建設省所管のロックフィルダムで計測された実測挙動データを堤体盛立高、貯水位、完成後の経過時間などについて解析し、一般的な傾向とその変化要因を検討した。ここでは、多くの計測項目の中で、特に重要とされる浸透量と、内部挙動の代表的な指標として土圧についてとりまとめた。

4. 結 果

4.1 浸 透 量

ロックフィルダムの安全管理上最も重要な計測項目は外部変位と浸透量(漏水量)である。このうち、外部変位に関しては、貯水位との関係が明確であるため、実際に多くのダムで安全性の判定基準とされているが、浸透量については変化の要因が多いことから安全性を即時に検討することは困難である。

そこで、ロックフィルダムの浸透量の実測値を整理し、正常に機能しているダムの浸透量の変化傾向を示すとともに、測定装置の設置計画をするにあたって注意すべき点を取りまとめた。¹⁾なお、フィルダムにおける最近の傾向として、貯水池からの浸透水を、①フィル堤体および基礎の浅い部分から浸透する「堤体浸透流」、②基礎岩盤を浸透する「基礎浸透流」、③洪水吐等のコンクリート部を浸透する「漏水」と区分することから、本研究でもこれに従い、最も一般的な①について述べる。

図-1に解析基準日からの堤体浸透量の変化を示す。ここで、解析基準日とは急激な水位変動を受ける試験湛水期間を終了し、正常な水位変動の繰り返しが開始されてから初めてその中間水位に達した日を指す。Aダムの例では降水量や貯水位の変動に応じて堤体浸透量が大きく変化しているが、この変動を打ち消し、長期的な傾向を捕らえるために、長いスパンで移動平均を求めた結果、減少傾向が把握できた。これは単純に浸透経路の目詰まりによるものと

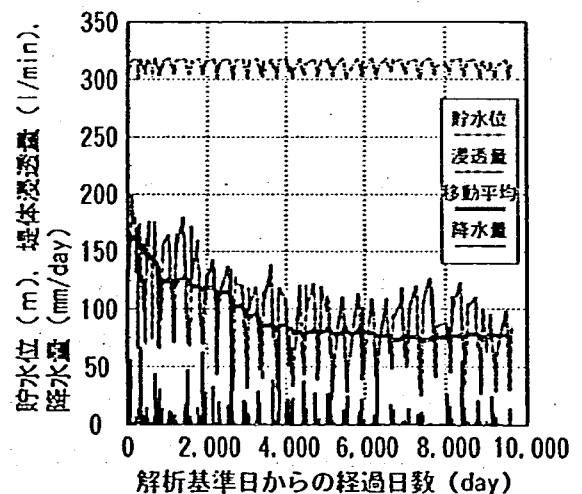


図-1 堤体浸透量計測結果 (Aダム)

考えられ、大きな浸透破壊等がない安全なダムの傾向として容易に予想できることである。

正常に機能しているダムの堤体浸透量計測値は、その要因別に区分した以下の式のように表現されると考える。

$$Q = (\text{基底流量}) + a \cdot (\text{貯水位の上昇})$$

$$+ b \cdot (\text{降雨量}) + c \cdot (\text{地山からの流入量}) + (\text{その他の不確定要素})$$

ここに a, b, c : 係数

不確定要素として、降雪地域における堤体上の融雪水等が挙げられるが、他のパラメータと比較するとごくわずかな値と考えられる。

さて、本来、堤体浸透量として計測されるべきものは、前2項であり、後3項は計測値に含まれることを極力避けたい値である。また、貯水位の影響は比較的、関数で表現しやすいが、降雨や流入水はその影響が計測値に現れるまでタイムラグがあるため、一般にその値の予測は困難である。

図-2に解析基準日の値を100%とした堤体浸透量の移動平均を示す。ここで、堤体浸透量の計測にはいくつかの方法がある²⁾ため、堤体下流法尻に集水壁を設けて計測する従来方式による5ダムを(a)に、降雨等の影響を避けるための工夫を施した方式の4ダムを(b)に分けて表した。一見して理解されるとおり、(a)のダムは、前述式の後3項の値(影響)が大きいことから、Fダムを始めとしたほとんどのダムで真の堤体浸透量の傾向がつかめない。これに対し、(b)のダムは、後3項の値が小さいことから、貯水位変動の影響と思われる周期的な階段状の変化はあるものの、長期的には真の堤体浸透量ともいえる前2項が減少傾向にあることが理解できる。なお、途中から増加方向に転じなければ一般的に安全であると判断されることと、個々のダムによって減少傾向に特性があると考えることから、敢えて回帰式を求めても物理的な意味を見いだすことは困難と思い、ここでは数値的な表現をしないこととする。

図-3に降雨等の影響が大きいと考えられるFダムについて、同一貯水位における降水量と浸透量の相関関係を求めた例を示すが、前述の理由から、係数 b, c を正確に把握することは困難である。それ故に、集水堰を堤体内部の下流フィルタゾーン等に設置する改良方式によって計測し、

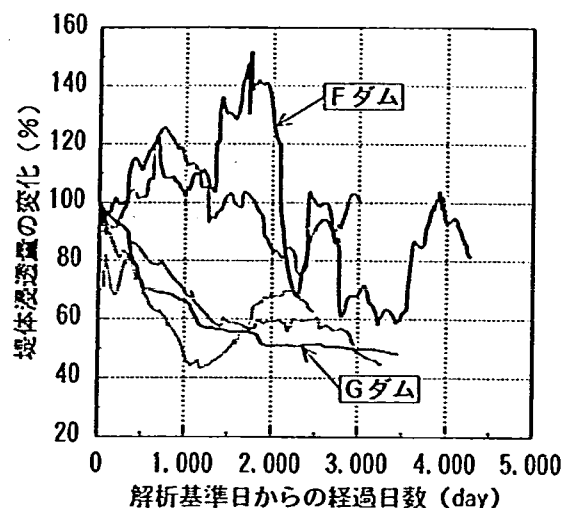


図-2(a) 堤体浸透量の経時変化(従来方式)

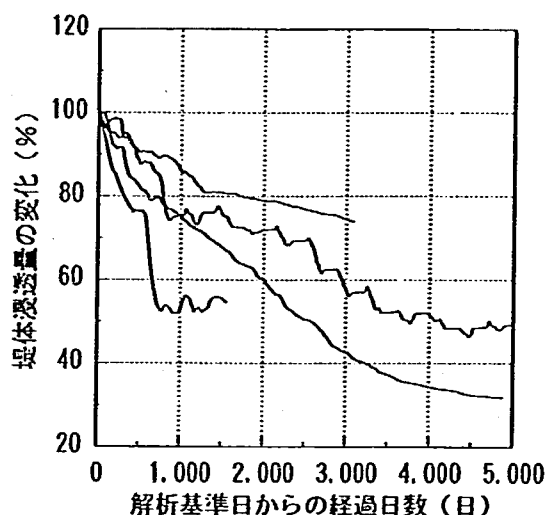


図-2(b) 堤体浸透量の経時変化(改良方式等)

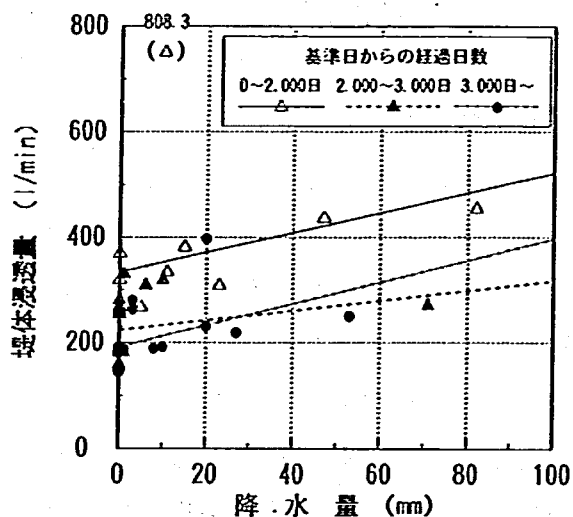


図-3 同貯水位における降水量と浸透量(Fダム)

その上で水切り水路を設けて地山からの流入水を遮断するなどの工夫をし、後3項を無視できる程度の値とする必要がある。さらに、湛水開始前に基底湧水量を計測（少なくとも1年以上）しておけば、これを浸透量計測値から差し引くことにより、湛水によって生じる浸透量およびその係数 a を求めることができる。また、万が一、計測値に異常が生じた場合に、早急に対策を打つため、当該箇所限定が可能となるよう、分水壁によって数ブロックに区分して計測することが安全管理上望ましい。

4.2 土 圧

ロックフィルダムの盛立材料は、応力-ひずみ関係において非線形的な性質を持ち、材料特性や堤体・谷形状が相互に影響しあい、複雑な挙動を示す。築堤解析では非線形係数モデルを用いたFEM解析を実施するが、このモデルに使われる物性値は、一般に室内試験によって求められており、盛立期間の堤体の変形特性との関連については、実測例をもとに比較検討^{3) 4)} されてはいるものの、明確ではない。

そこで、盛立期間の鉛直土圧・鉛直ひずみの実測値を整理し、築堤解析へのフィードバック手法を検討した。また、盛立期間においては、施工法によるプロセス管理が中心となっているため、挙動計測値による安全管理手法の検討を併せて行った。⁵⁾

さらに、湛水解析の精度を向上させるため、湛水により上流側ロックゾーンに働く浮力が、実際の計測値に与える影響について整理した。

図-4に盛立高とコアゾーン底部の鉛直全土圧との関係の代表的な一例を示す。盛立の進行に伴い鉛直全土圧が増加している。その値は、盛立高の低い期間において土柱重量とほぼ同じ値を示しているが、盛立の進行に伴い、上に凸の曲線を呈し、土柱重量に比較して小さな値となる。盛立完了時には三角形形状の分布荷重下の弾性理論値とほぼ等しい土柱重量の80%程度となる。

図-5に土柱重量と鉛直全土圧発生率との関係を示す。鉛直全土圧発生率とは計測された鉛直全土圧を土柱重量で除して%表示した値である。コアゾーンの発生率は40~90%程度を示し、ロックゾーンは90~100%、フィルタゾーンは120~170%程度を示した。図-6に同一標高におけるコアゾーンとフィルタゾーンの盛立高と鉛直全土圧の関係を示す。盛立高が25m程度までは両ゾーンとも土柱重量と

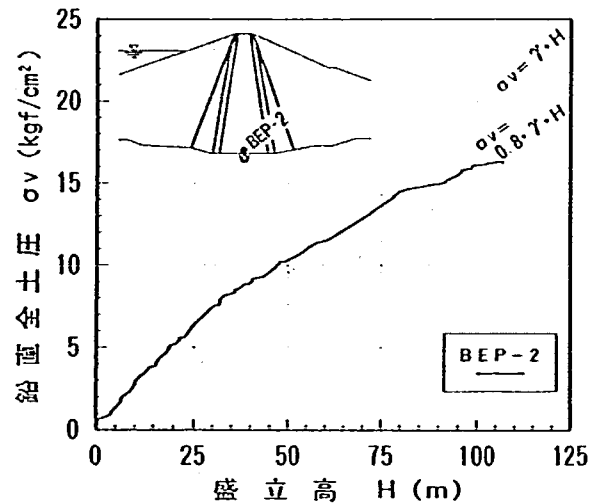


図-4 盛立高と鉛直全土圧(寒河江ダム コア部)

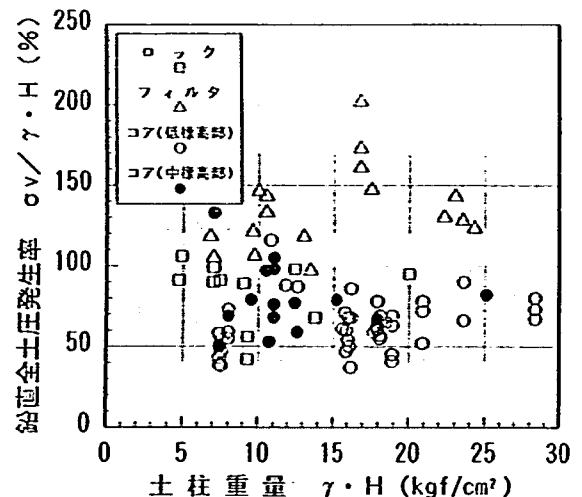


図-5 土柱重量と鉛直全土圧発生率

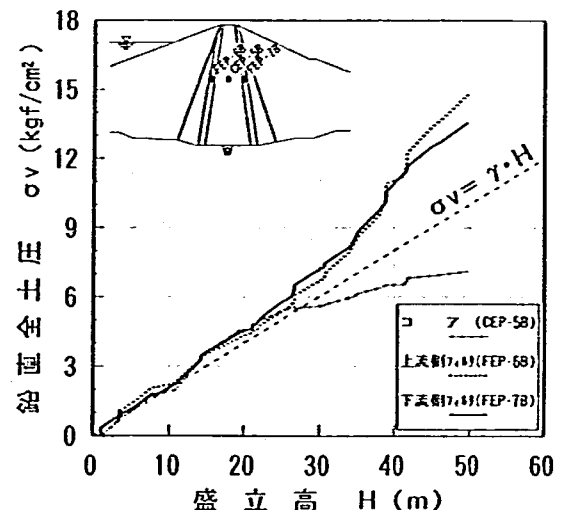


図-6 盛立高と鉛直全土圧(寒河江ダム EL. 350m)

ほぼ同じ値を推移するが、これを越えてからは、コアゾーンの値が土柱重量に比べて徐々に減少し始め、フィルタゾーンはその減少分を受け持つかのように増加し始める。このように、フィルタゾーンが高い値を示す原因は、計測値に対する間隙水圧の影響が比較的少ない湛水前であることと、最終的に両ゾーンの平均値が土柱重量とほぼ等しくなることから、アーチ作用による影響であると考えられる。

鉛直全土圧とその土圧計と同位置に設置した層別沈下計より計測される鉛直ひずみとの関係より変形係数の算出を試みた。鉛直ひずみは層別沈下計測点区間長でその区間の圧縮量を除した値である。図-7に鉛直ひずみと鉛直全土圧の関係を示すが、ほぼ直線関係にある。この関係式の傾きを変形係数(D)とすると、図-7の場合では $D \approx 230 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。図-8に同様にして求めた5ダムの変形係数の範囲を示すが、コア材については、概ね $D = 150 \sim 450 \text{ kgf/cm}^2$ といえる。

5. ま と め

① 正常に機能しているダムの真の堤体浸透量は、浸透経路の目詰まりによって、長期的には減少傾向を示す。

② 真の堤体浸透量とは $Q = (\text{基底流量}) + a \cdot (\text{貯水位の上昇})$ で示されるべきであり、実際の計測値には含まれてしまうその他のパラメータ、特に降水量の影響は後で正確に取り除くことが困難であるため、計測方法に工夫を凝らし、極力含まないようにすべきである。

③ 盛立完了時において鉛直全土圧は、コアゾーンで土柱重量の40~90%、ロックゾーンで90~100%、フィルタゾーンで120~170%程度の値を示す。フィルタゾーンの過大な値はアーチ作用によるものと考えられる。

④ コア材の盛立時では、鉛直ひずみと鉛直全土圧から求まる変形係数は $D = 150 \sim 450 \text{ kgf/cm}^2$ を示す。

今後は、堤体浸透量が安全性の判断基準となり得るように、改良方式によって得られたデータについて多変量解析を行い、各ダムについての基準を検討していきたい。また、ロックフィルダムの設計に際して室内実験から求まる材料物性値と土圧の実測値との関係を明らかにし、設計の高度化を図りたいと考える。

【参考文献】

- 1) 小嶋光博, 安田成夫, 中村 昭; ロックフィルダムの浸透量経時変化, 土木学会年次学術講演会, III-526, 1993.9.
- 2) 建設省土木研究所フィルダム研究室; Q & A, ダム技術, No.47, 1990.8.
- 3) 原田次夫, 松井家孝; ロックフィルダムの築造中およびたん水後の挙動, 土と基礎, Vol.25, No.5, 1977.5.
- 4) 笹川栄志, 松本徳久, 尾芦直人; ロックフィルダムにおける漏水量、変形、温度の実測及び解析, 大ダム, No.100, 1982.6.
- 5) 安田成夫, 小嶋光博, 中村 昭; ロックフィルダムの土圧挙動, 土質工学研究発表会, 92, 1993.6.

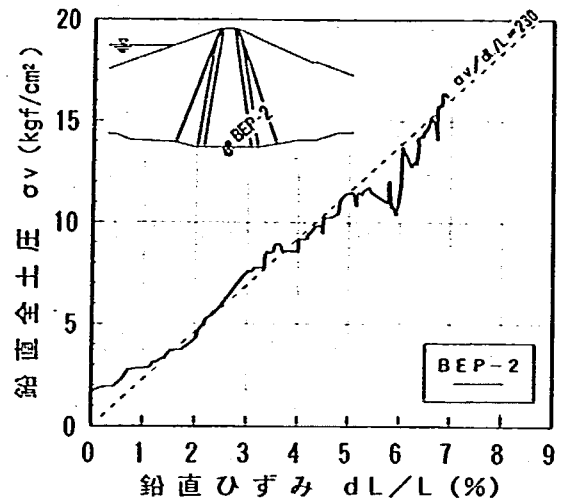


図-7 鉛直ひずみと鉛直全土圧(寒河江ダム)

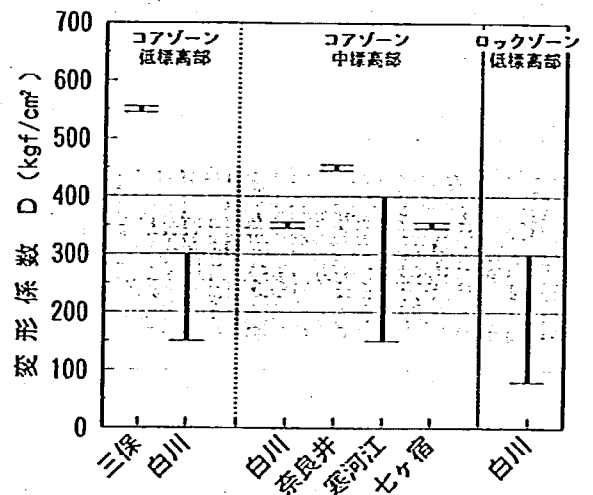


図-8 ひずみと土圧から得られる変形係数

わだち路における車線変更時の走行特性に関する実験

道路部道路研究室 日置 洋平

岩田 明

○池原 圭一

1. まえがき

近年、我が国における国民生活及び経済活動が自動車交通への依存度を益々強める中で、車両の増加及び大型化が進んでいる。主に過積載車両を含む大型車両によって発生する路面のわだち掘れは、走行の安全性、快適性に大きな影響を与える。このため、わだち掘れを有する路面における走行安全性の把握は、交通安全対策の面、また、第二東名神高速道路などのさらに高速性に優れた道路を整備するためにも必要不可欠な課題である。

平成4年度は、わだち路において車線変更を行った際に車両にかかる加速度の測定を行うとともに、ドライバーの運転感覚に関する調査を行い、わだち掘れが車線変更時の車両に及ぼす影響について検討を行った。

2. 調査方法

わだちを有する路面において図-1に示すように距離を規定した中で車線変更を行い、車両のバネ上、バネ下にかかる横方向加速度、ハンドル角、ハンドル角速度及び走行速度を測定した。実験は、一般国道のアスファルト路面に見受けられるわだち掘れ形状を長さ約200mにわたって再現した土木研究所内の試験走路及び既供用路線（常磐自動車道、一般国道408号線）において行った。実験条件を表-1及び表-2に示す。また、わだちの横断形状の一例として土木研究所内に製作したものを図-2に示す。

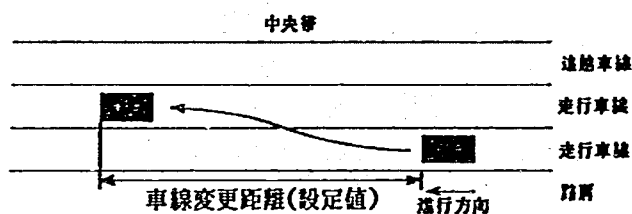


図-1 実験時の車線変更状態

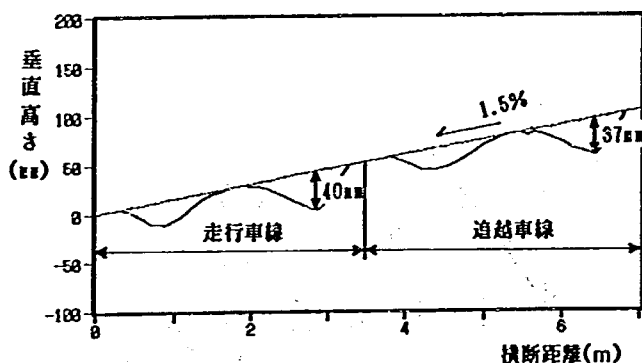


図-2 わだち掘れ路面横断形状図(試験走路)

表-1 実験条件

測定箇所	土木研究所構内試験走路	
わだち量	わだち無し	40mm程度
走行速度	60, 80, 100, 120, 140 km/h	
水膜厚	無(乾燥)、無(湿潤)	無(乾燥)、無(湿潤) 3mm、5mm
タイヤ種類	ラジアルタイヤ 185/70R14 0%摩耗タイヤ	
車線変更距離	走行速度別に車線変更可能な3段階	
被験者	運転経験豊富な者1名	

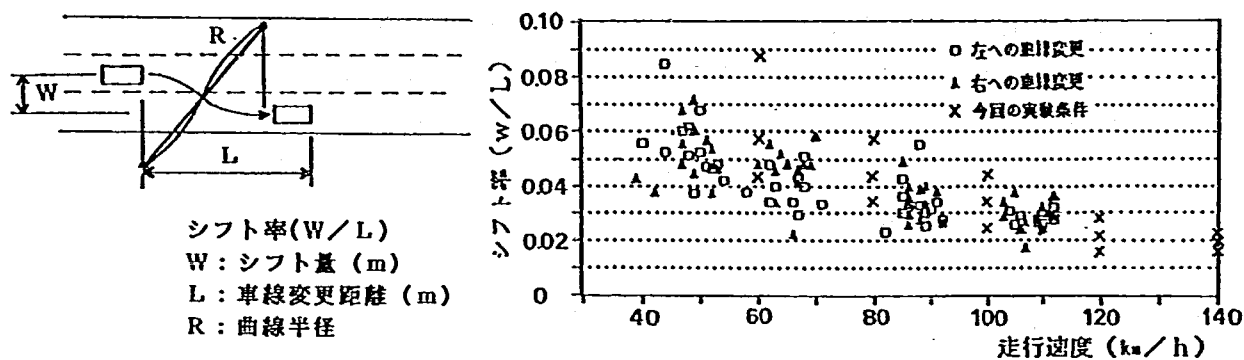
表-2 実験条件

測定箇所	一般国道408号	常磐自動車道
わだち量	10, 20, 30, 40mm程度	5, 10, 15, 20mm程度
走行速度	60 km/h	100 km/h
水膜厚	無(乾燥)	無(乾燥)
タイヤ種類	ラジアルタイヤ 185/70R14 0%摩耗タイヤ	
車線変更距離	走行速度別に車線変更可能な2段階	
被験者	運転経験豊富な者1名	

3. 調査結果

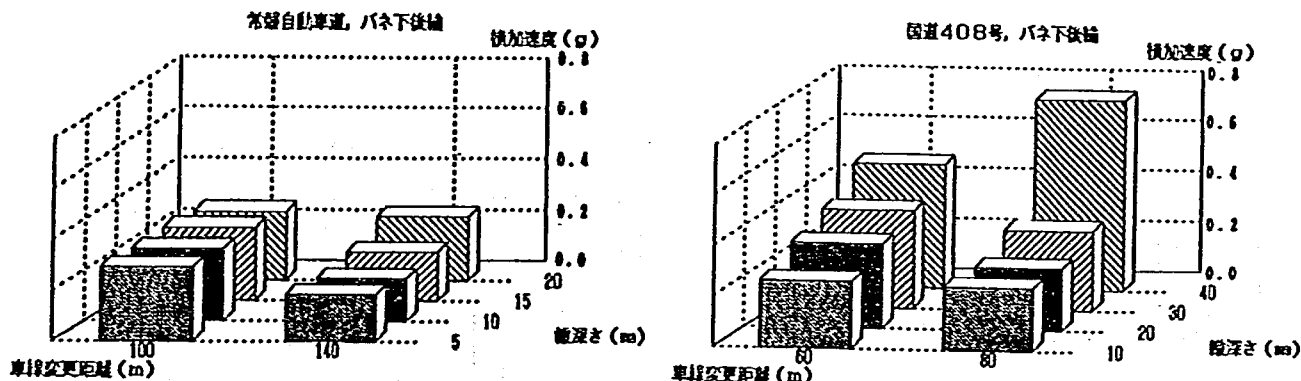
3. 1 車線変更距離 (シフト率)

図-3は、平成元年度に土木研究所の試験走路内で車線変更時の走行速度とシフト率 (W/L) の関係を調査した結果に、今回の実験における車線シフト率をプロットしたものである。平成元年度の実験は、一般ドライバーについてわだち掘れの無い乾燥及び湿潤路面において制約条件を設けずに行われたものであり、平均的なドライバーの運転特性を表していると考えられる。今回の実験では車線変更のシフト率を平成元年度の実験結果にあわせるように設定した。



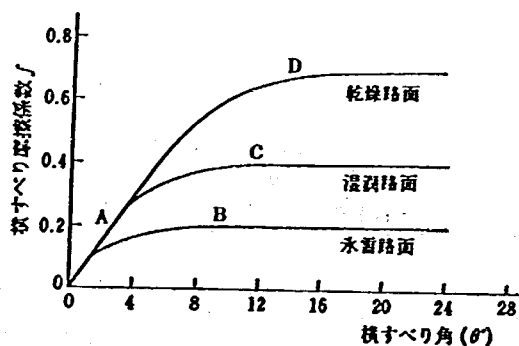
3. 2 わだち量と横方向加速度

常磐自動車道及び一般国道 408号の乾燥路面におけるわだち量別横方向加速度を図-4に示す。常磐道における走行速度は100km/h、車線シフト率 (W/L) は0.025 (車線変更距離; 140m) 及び0.035 (車線変更距離; 100m)、一方、一般国道408号における走行速度は60km/h、車線シフト率は0.041 (車線変更距離; 80m) 及び0.054 (車線変更距離; 60m) である。また、わだち量は、道路維持修繕要綱に規定されている値 (自専道25mm、一般道路40mm) 以内である。



両者ともわだち量が大きくなるにつれ横方向加速度が増加する傾向が見られるが、常磐道では最大0.2程度に留まっているのに対し、一般国道 408号では、わだち量40mmの場合、0.4を越える値となっている。

路面とタイヤの横すべり摩擦抵抗は、図-5に示



すとお、湿潤路面で 0.4 程度にすぎないことから、湿潤路面を想定した場合、路面のグリップ力を越える横方向加速度が、短時間ではあるが車線変更時にかかり、車両が瞬間的に横方向にスリップする可能性があることが示唆される。

3. 3 路面状況と横方向加速度

図-6 にわだち量 40mm の路面を速度 140km/h で車線変更した場合の路面状況と横方向加速度の関係を示す。乾燥路面及び湿潤路面では 0.1 程度にすぎないが、わだち内に水膜が生じると 0.4 程度にまで横方向加速度が増加し、水膜の存在が車両の運動に大きな影響を与えていることがわかる。

水膜が存在する場合の横すべり摩擦抵抗は、図-7 に示すとお、0.1 程度であることから、水膜内にあるタイヤのグリップ力を期待することはできない。このため、わだちを乗り越える際には、局所的に水膜内に位置するタイヤのみがグリップ力が低下して車両の挙動が複雑になると考えられる。その場合には、それを制御するためにハンドル操作も大きくなることが予想され、その結果が大きな横方向加速度の発生につながっていると推測される。

3. 4 路面状況とハンドル操舵角

図-8 に走行速度及び車線変更距離を一定とした場合の路面状況とハンドル操舵角の関係を示す。乾燥及び湿潤路面では操作したハンドル角は変わらないが、水膜の存在によって大きくなる傾向が見られる。このことから、水膜が存在する場合には、わだちを乗り越えるために大きなハンドル操作をし、その結果、車両にかかる横方向加速度が増大しているものと考えられる。

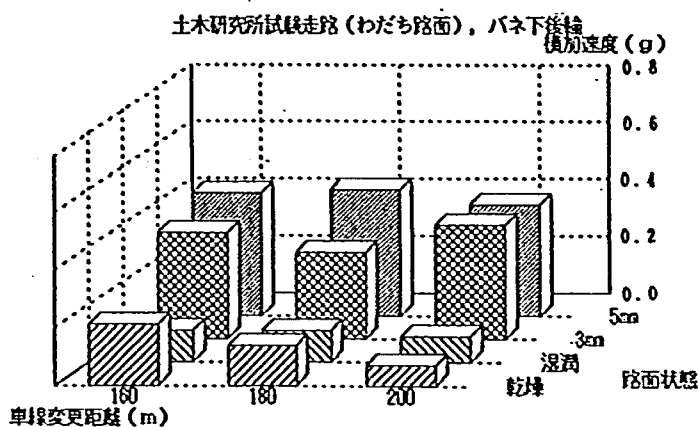


図-6 路面状況と横方向加速度の関係
(走行速度：140km/h)

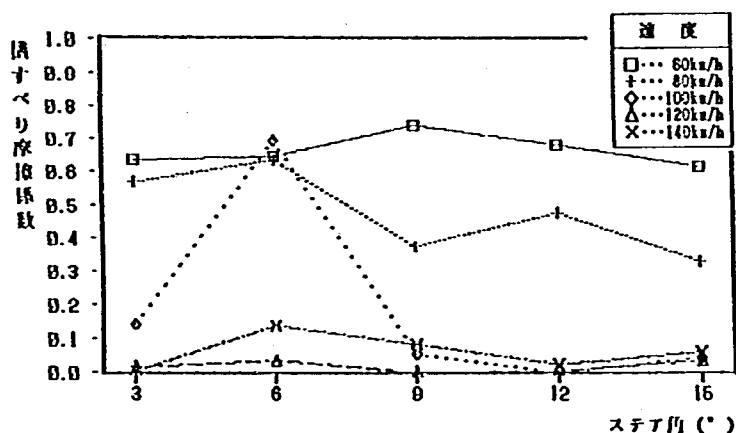


図-7 ステア角と横すべり摩擦係数(0%摩耗、滞水深さ5mm)

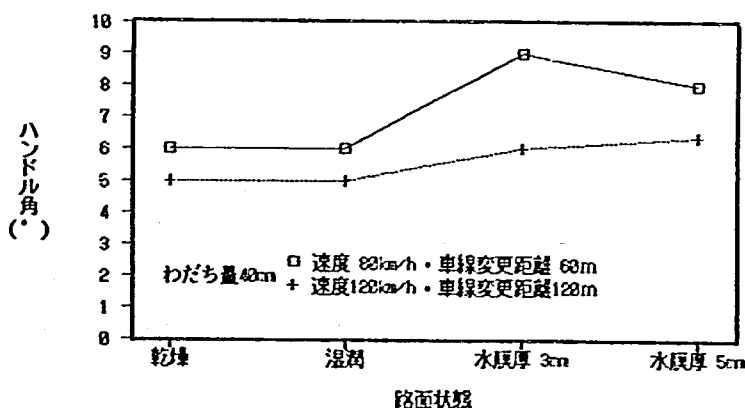
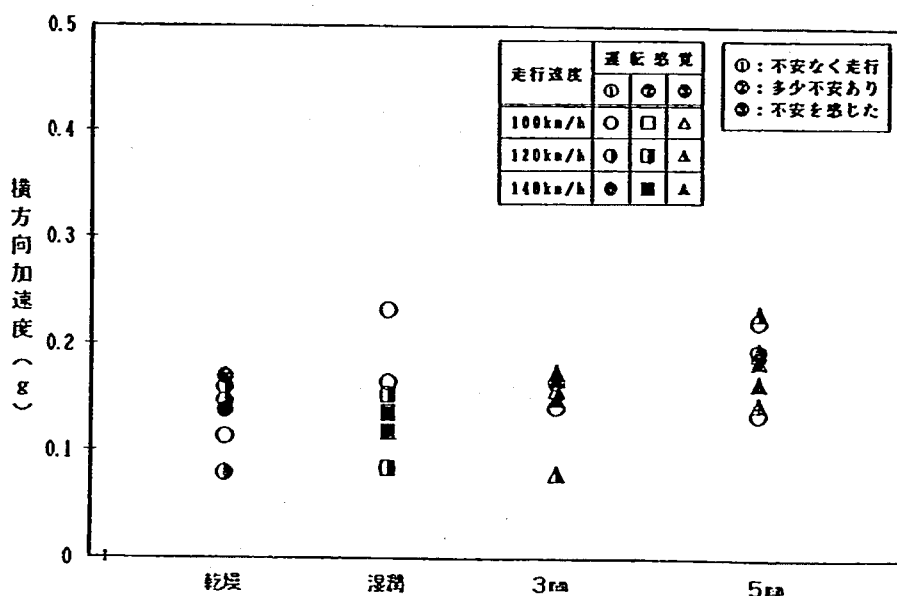


図-8 路面状況とハンドル角の関係

3. 5 横方向加速度と運転感覚

車線変更時の運転感覚と横方向加速度（パネ上）の関係を図－9に示す。ここで、パネ上の横方向加速度は、車内で測定されたものであり、運転者にかかる加速度と見なすことができる。道路構造令の解説と運用では、人間が自動車で走行中に耐えうる横方向加速度を快適性の面から検討しており、横方向加速度は運転感覚を表す指標となりうる。

しかし、今回の結果では、ケース数が少ないものの、運転中の不安感と横方向加速度との間に明確な関係は見られなかった。むしろ、運転中に不安感をいだかせる要因として、走行速度や路面状況（水膜の存在）が関与している傾向が見られた。



図－9 運転感覚

4. まとめ及び今後の課題

1) わだち量が40mm程度になると、規制速度内で通常的車線変更を行ったとしても、湿潤路面時には、路面が有する横すべり摩擦抵抗値を越える横方向加速度が瞬間的にかかる可能性がある。

2) わだち内に水膜がある場合には、走行速度が一定でも車両にかかる横方向加速度が増大する。その理由としては、わだちを乗り越える際に大きなハンドル操作をする傾向が影響しているものと推定される。

3) 車線変更時の運転感覚(不安感)については、横方向加速度より走行速度及び路面状況の影響を受ける傾向が見られた。

4) 車線変更時に受ける横方向加速度は、走行速度、わだち量、ハンドル角、路面状況等に影響を受けることが定量的に把握されたが、あくまで単相関的な分析にすぎない。今後は、データの蓄積を図り、上記の各種要因と横方向加速度との重回帰的な関係を把握する必要がある。また、その結果に基づき、安全で快適な走行が可能となるわだちの許容範囲を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 市原・小野田：路面のすべり、技術書院、pp.9～10
- 2) 松村・岡・池原：“わだち掘れ路面におけるすべり摩擦係数に関する実験”、平成3 年
度道路事業調査費報告（特定調査）

案内標識の判読性実験

交通安全研究室

望月博夫

1. まえがき

近年、土地条件の制約、環境問題などから特殊な構造形式の道路や、車両の高速化に対応した道路等が計画される場合が多い。一方、道路の交通視環境には、きわめて多様なものが存在し、それらが錯綜している。道路交通にとっての必要な情報は、ともすれば、混乱した景観の中に埋もれがちであり、多くの問題が生じている。このような道路における交通の安全性、円滑性を確保するためには、道路付属施設の配置方法等についての検討が必要である。中でも案内標識の設置については昭和62年に設置基準が改訂されているが、これは主に字体の変更とローマ字併記を詠ったものであり、複雑な地形やトンネル内など、設置条件が限られてくる箇所や、より高速域での視認性等は基準が確立されていなかった。

2. 目的

当研究室では、特殊な箇所に取り付けた場合の案内標識の取り付け位置や表示方法、また高速域での視認性の高い案内標識の改良、設置方法を確立するために平成元年度より各種案内標識の視認性実験を行い基礎資料を収拾してきた、本報告はこれまでの実験結果の中間報告である。

3. 実験概要

実験に用いた案内標識の一覧表を表-1に、また標識型式の代表的なものを図-1から4に示す。

走行速度は105型案内標識、108型案内標識については徒歩、40km/h、80km/h、100km/hとし、106型案内標識、113型案内標識については80km/h、100km/h、120km/h、140km/hとした。また案内標識の設置位置は従来通り最低地上高を5mとし113型案内標識については路側設置として最低地上高を2mとした。

実験は当研究所内の試験走路及び実大トンネルで行い、徒歩以外の実験については、被験者に実験車両を指定速度で走行してもらう方法で行った。被験者は、あらかじめ行き先地名を一つ与えられ、走行中案内標識を視認した後、自分の行き先が確認できた所でウイ

案内標識種類	標 識 型 式				文字高
	105	106	108	113	(cm)
反 射 式	○	○	○	○	20
内 照 式		○		○	20
外 照 式		○		○	20

表 - 1 案 内 標 識 一 覧 表

ンカーを操作し、データレコーダーに信号を入力した。ただし、113型案内標識の場合は地名が一つしか表示されていないため、表示地名が判読できたところでその他の案内標識と同じ操作をしてもらった。また、実験補助者は助手席において、等間隔に置かれたロードコーンを通過する毎に手押しスイッチで信号を入力し、走行位置を入力した。アウトプットデータの相互の信号の入力位置から判読距離を判断した。



図-1 105型案内標識

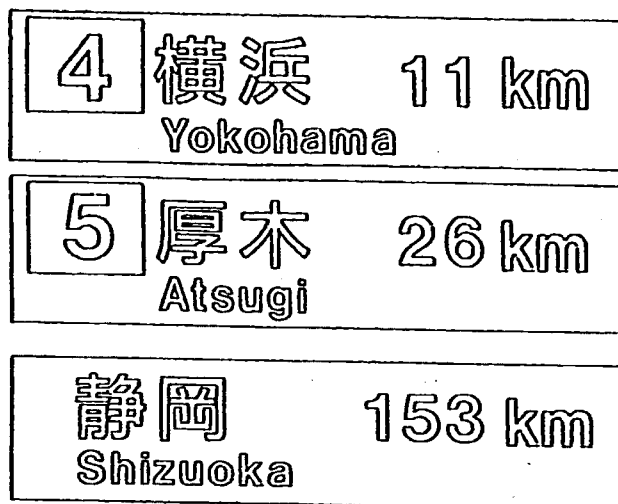


図-2 106型案内標識

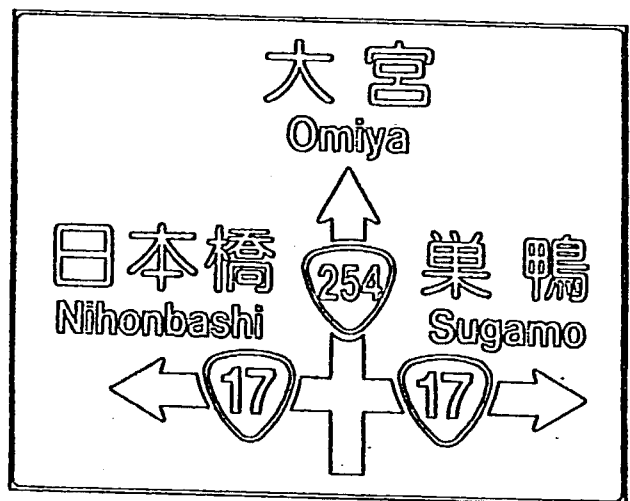


図-3 108型案内標識

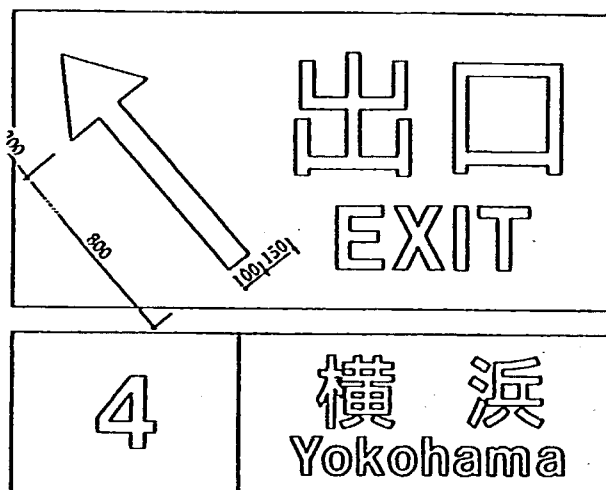


図-4 113型案内標識

4. 実験結果

4-1 反射式案内標識

4-1-1 トンネル内からの視認性実験

図-5は、トンネル出口より30m、50m、70m先に設置した案内標識を被験者が、速度80km/hで走行したときの判読距離を示したものである。使用した案内標識は反射式の106型案内標識で、実験は昼間に行った。図を見ると、平均値ではトンネル出口から案内標識までの設置距離が長くなるにしたがって、判読距離も長くなっている。また、同じ設置距離50mの場合

でもトンネル内照明がある場合は、照明が内ものと比較して、判読距離が長くなる傾向を示した。トンネル内の照明が有効な働きをしているものと考えられる。

105型案内標識、108型案内標識の場合は、設置位置がトンネル出口部より50m、頭上設置、走行速度100km/hの時の平均値で、105型案内標識は83.3m、108型案内標識で72mと105型案内標識の方が10mほど判読距離が長くなっている。これは108型案内標識より105型案内標識の方がレイアウトが簡単なため視認性が若干向上しているものと思われる。また同様の105型案内標識を用いて頭上設置と、路側設置の時の視認性を比べると（両者とも、トンネル出口より50m先に設置）頭上設置の場合40km/hで90.8m、80km/hで83.9m100km/hで83.3m、路側設置の場合はそれぞれ、74.1m、63.9m、68.3mとなっている。したがって、トンネル出口付近に案内標識を取り付ける場合は、路側に設置するよりも頭上設置にした方がサービスレベルが向上するものと思われる。

4-1-2 屋外実験

（試験走路内屋外標識実験施設）

図-6と図-7に、屋外での106型案内標識と113型案内標識の実験結果をそれぞれに示す。106型案内標識については速度差による判読距離の違いはあまり認められなかったが、113型案内標識については、走行速度が高まるにつれて若干の視認性の低下が認められた。これは、113型案内標識の場合は地名を教えずに被験者に直接読ませる方法をとったために、106型の実験方法（あらかじめ行き先地名を一つ与えておき三つの表

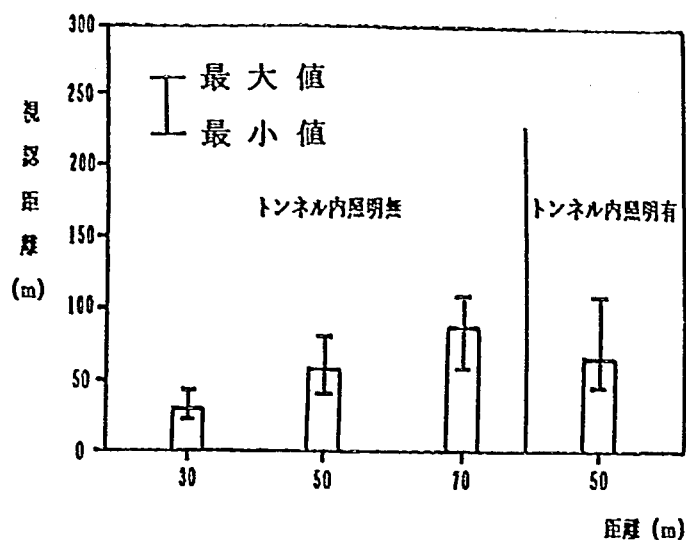


図-5 トンネル出口からの設置距離と視認距離の関係（106型案内標識）

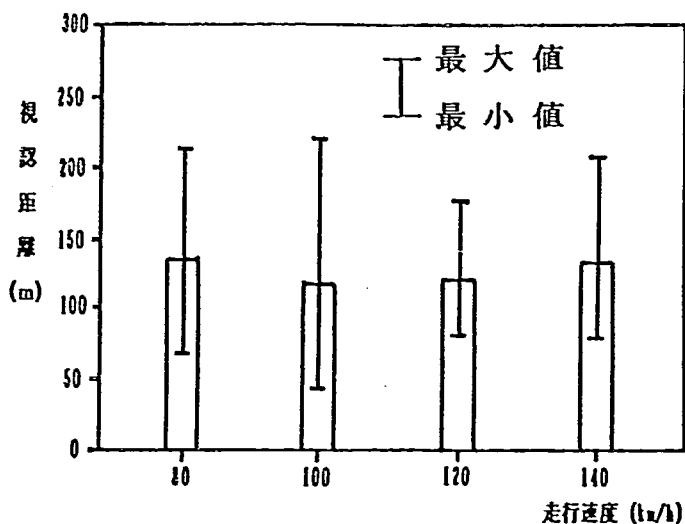


図-6 走行速度と視認距離の関係（106型案内標識）

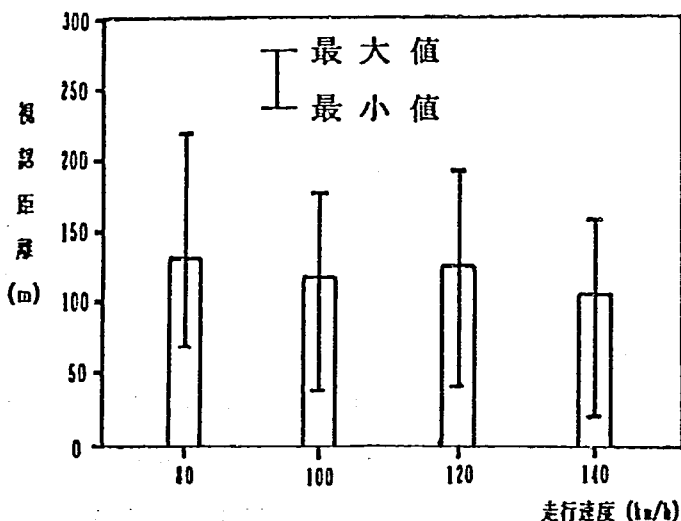


図-7 走行速度と視認距離の関係（113型案内標識）

示地名の中から採させた。)に比べて被験者の判断に対する負担が大きく、113型案内標識の方が速度差の影響が出やすかったものと考えられる。

次に、105型案内標識、108型案内標識の場合について判読距離の平均値を比べた。どちらも走行速度は80km/hの場合である。108型案内標識の判読距離の平均値が124.4km/hであるのに対し、105型案内標識は115.7メートルと10メートル程度の差ではあるがトンネル出口部とは逆の結果となっている。遮蔽物の陰からみた場合と屋外でみた場合の心身反応の差が何らかの影響を与えているものと思われる。

4-2 内照式案内標識と反射式案内標識、外照式案内標識の比較

図-8に反射式案内標識と内照式案内標識、外照式案内標識の判読距離を示す。使用した案内標識は106型案内標識、113型案内標識であり106型案内標識については路側と頭上に設置し、113型案内標識については路側のみに設置した。

それぞれ走行速度は100km/hである。図を見るといずれの条件のときにも内照式案内標識の判読距離は、反射式案内標識に比較して減少している。

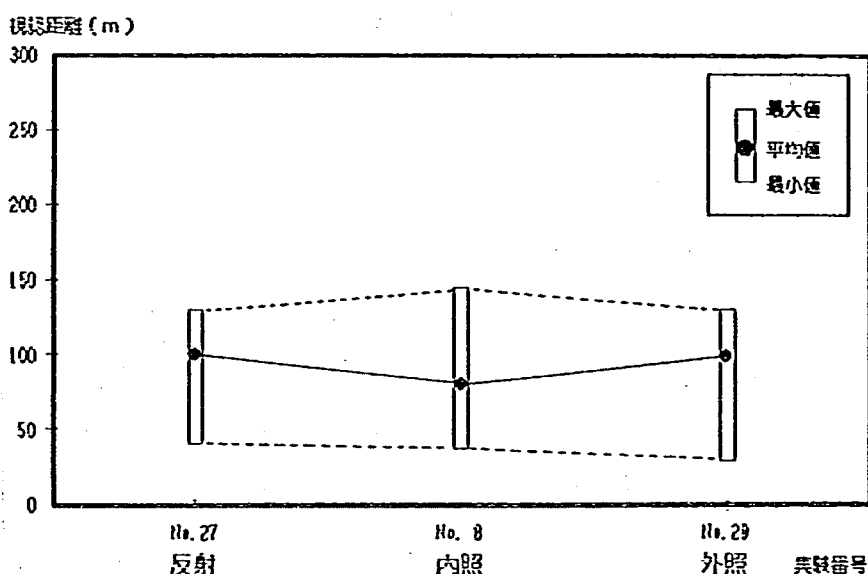


図-8 反射式、内照式、外照式案内標識の判読距離

特に頭上に設置したときの反射式案内標識と内照式案内標識判読距離の差が顕著に現れている。これは、内照式の案内標識の場合、あまり文字が小さいと白地の部分がにじんでしまい緑地の部分のみこんでしまう症状(白滅)が起きるためと考えられる。

5. まとめ

現在の道路標識設置基準では、案内標識の視認性を文字の種類による補正係数や、走行速度による補正係数を用いて対応するようになっている。しかしながら字体の変更(ゴシック体からナールD体)が行われる以前のデータであり、今後車両の高速化への対応や、特殊な区間に設置する場合、また、より高い視認性を目指すための(内照式、外照式等)案内標識に対してそのまま用いれない箇所もでてくると考えられる。

今後は、既存の設置基準ではカバーしきれない部分の補足あるいは改訂をするために、在来の案内標識だけにこだわらず、各種の視認性実験を行い今後あらゆる高規格道路、特殊箇所に対応できる案内標識を設置するための基礎資料を得ようとするものである。

換気設計に用いる有害ガスの自動車1台当たり 排出原単位に関する現地実態調査について

道路部トンネル研究室 ○ 角湯 克典
猪熊 明
宮川 順一

1. まえがき

道路トンネルには、ドライバーに快適かつ安全な環境を供与するために換気、照明施設、またトンネル内の異常をドライバーに知らせるなどを目的とした非常用施設が設置されている。このなかでも換気施設はトンネル本体構造の断面形状の決定に影響を及ぼしその設置に多大な費用を要し、トンネル供用後も維持費および管理費を要することよりその設置については事前に十分な検討が行われなければならない。道路トンネルの換気施設の設計の対象とする有害物質は、道路トンネル技術基準より煤煙および一酸化炭素と定められているが、現在の道路トンネル技術基準（換気編）・同解説に定められている換気対象物質の排出量原単位（表－1 参照）は、昭和50年代前半の現地実態調査データをもとに算定したものである。しかし、その後の自動車の高性能化、排ガス規制等により排出量原単位は減少しているものと考えられ、その数値の見直しが急務となっている。

2. 目的

換気対象物質の排出量原単位は、昭和50年代前半の現地実態調査データをもとに算定したものであるため、その後の自動車の高性能化や排出ガス規制等による排出量原単位の減少は考慮に入れていない。そのため本研究では、一般国道の1トンネルおよび高速自動車国道の3トンネルにおいて換気実態調査を行い、現時点での現地実態調査データをもとに換気施設の設計計算に用いる煤

表－1 現基準による排出量原単位

煤煙排出量 (m ² /台/km)	
ディーゼル車	3.36
ガソリン車	0.065
一酸化炭素排出量 (m ³ /台/km)	
ディーゼル車	0.007
ガソリン車	

煙、一酸化炭素の自動車1台あたりの排出量原単位を求めることを目的とした。また換気施設の設計は、トンネルの延長、勾配、交通条件、気象条件等を考慮して設計計算がなされ、必要に応じてトンネルが存する標高やトンネルの持つ勾配が考慮されることとなっている。本研究では、換気設計計算に用いるこれらトンネル勾配および標高に関する補正係数についても把握することを目的とした。

3. 研究方法

換気実態調査は、一般国道のAトンネル（国道1号線）および高速自動車国道のBトンネル（中央自動車道）、Cトンネル（九州自動車道）、Dトンネル（山陽自動車道）の4トンネル（表－2 参照）において、連続48時間の実測調査を行った。高速自動車国道の3トンネルの選定にあたっては、勾

配、標高の補正係数をこれらの調査結果から求めることができるよう配慮した。調査項目は、トンネル車道内風速、交通量（大型、小型別）および換気対象物質としての、煤煙、一酸化炭素とした。測定方法はJISに測定方法が定められている場合はこれを適用した。調査結果の解析は、前記の調査項目よりそれぞれ換気対象物質について大型車、小型車1台当たりの排出量を求め、その排出量より標高、勾配の補正係数を求めた。

表－2 実態調査を行った4トンネルの概要

	標高	延長	勾配	換気方式	路線名
Aトンネル	68m	844m	対面通行	立坑集中排気式	一般国道1号線
Bトンネル	837m	1450m	上り1.98%	ジェットファン縦流	中央自動車道
Cトンネル	80m	2200m	上り2.04%	集塵機付き 縦流	九州自動車道
Dトンネル	114m	2201m	上り0.85%	集塵機付き 縦流	山陽自動車道

4. 研究結果および考察

4-1. 車種別、機関別構成比

表－3に実態調査より得られた車種別、機関別構成比と昭和62年の保有台数をもとに算定した車種別、機関別構成比を示す。これより実態調査結果と保有台数から算定した構成比は大差なく大型車はほぼ100%がディーゼル車、小型車の16～18%はディーゼル車、残りはガソリン車であると考えられ、4トンネルの車種別、機関別構成比の実態調査結果はほぼ平均的な値となっており、これから4トンネルの実態調査結果から得られる煤煙、一酸化炭素の排出量を相互に比較することが出来ると考えられる。

表－3 4トンネルの車種別、機関別構成比および保有台数より算定した車種別、機関別構成比

車種別	機関別	Aトンネル	Bトンネル	Cトンネル	Dトンネル	保有台数
大型車	ディーゼル車	100%	100%	100%	100%	97.1%
	ガソリン車	0%	0%	0%	0%	2.9%
小型車	ディーゼル車	16.1%	17.1%	16.7%	18.5%	10.2%
	ガソリン車	83.9%	82.9%	83.3%	81.5%	89.8%

4-2. 発生原単位について

4-2-1. 煤煙排出量について

4トンネルの換気実態調査の結果から、煤煙、一酸化炭素の大型車、小型車1台当たりの排出量を求めた。表－4は、大型車、小型車の煤煙排出量、各トンネルの大型車混入率およびその大型車混入率（ γ_L ）における煤煙排出量を示したものである。これより標高が高く、勾配の大きいBトンネルの煤煙排出量は4トンネルの中で一番高い値を示し、標高が低く勾配の小さいDトンネルの煤煙排出量は低い値を示している。また標高が低い勾配の大きいCトンネルの煤煙排出量はBトンネルと大差がない。このことは勾配の大きいトンネルでは、ドライバーが一定速度を保とうとし無意識にアクセ

ルを踏み込むために排出量が大きくなることに起因しているものと考えられる。一般国道のAトンネルの大型車の煤煙排出量は、道路トンネル技術基準（換気編）・同解説に定められているディーゼル車の排出量原単位（表－1 参照）よりはるかに小さな値となっている。このことは大型車の100%近くがディーゼル車である現状を考えると、煤煙排出量は明らかに減少しているものと考えられる。次に小型車の煤煙排出量であるが、これは小型車の100%がガソリン車であると仮定すれば、ばらつきがあるものの煤煙排出量は大きくなっている。しかしながら実際は保有台数と実態調査の車種別、機関別構成比からわかるように小型車のディーゼル車が近年増加しており、小型車の煤煙排出量の増加はその影響を受けたものと推定される。またDトンネルの煤煙排出量は他のトンネルの煤煙排出量に比較して小さな値となっているが、これは道路線形が非常に良いことによるものと推定される。

表－4 各トンネルにおける大型車、小型車の煤煙排出量

煤煙排出量 (m ² /台/km)				
	Aトンネル	Bトンネル	Cトンネル	Dトンネル
大型車	1.935	5.051	4.082	1.461
小型車	0.145	0.461	0.092	0.301
大型混入率	$\gamma_L=29.2\%$	$\gamma_L=30.9\%$	$\gamma_L=45.7\%$	$\gamma_L=52.8\%$
平均排出量	0.668	1.879	1.916	0.913

4-2-2. 一酸化炭素排出量について

表－5は、大型車、小型車の一酸化炭素排出量、各トンネルの大型車混入率およびその大型車混入率（ γ_L ）における一酸化炭素排出量を示したものである。一酸化炭素排出量は、1台毎にばらつきがあるが、大型車、小型車1台あたり大きな差はなく、各トンネルごとの差もほとんど見られない。このことは、一酸化炭素の排出量は、従来通り平均の大型車混入率時の排出量を大型、小型の別なく自動車1台当たりの排出量として評価してよいことを示している。しかしながらその値は道路トンネル技術基準（換気編）・同解説の値より大きくなっているものもあり、今後さらに調査を行う必要があると考えられる。

表－5 各トンネルにおける大型車、小型車の一酸化炭素排出量

一酸化炭素排出量 (m ³ /台/km)				
	Aトンネル	Bトンネル	Cトンネル	Dトンネル
大型車	0.00327	0.00658	0.00801	0.00954
小型車	0.00706	0.00839	0.00503	0.00609
大型混入率	$\gamma_L=29.2\%$	$\gamma_L=30.9\%$	$\gamma_L=45.7\%$	$\gamma_L=52.8\%$
平均排出量	0.00595	0.00783	0.00639	0.00791

4-3. 補正係数について

自動車排出ガスの煤煙濃度、一酸化炭素濃度は道路の縦断勾配や走行速度による影響を受け、自動車の排出ガス量はトンネルの標高により影響を受ける。そのため所要換気量を求めるために基準換気量（勾配、標高ともに0とした換気量）に勾配および標高に関する補正を行う必要がある。道路トンネル技術基準（換気編）・同解説ではこの補正を、基準換気量に標高に関する補正係数と勾配に関

する補正係数を乗ずることにより行っている。 表－6 実態調査より得られた補正係数（煤煙）

	標高補正係数	勾配補正係数
Bトンネル	1. 2 2	5. 9 2
Cトンネル	——	5. 9 2
Dトンネル	——	3. 0 9

4-3-1. 煤煙排出量の補正係数について

高速自動車国道の3トンネルから得られた煤煙排出量から求めた標高、勾配の補正係数を表－6に示す。また現在道路トンネル技術基準（換気編）

・同解説で用いられているそれらの補正曲線より 表－7 現基準より読み取った補正係数（煤煙）

	標高補正係数	勾配補正係数
Bトンネル	1. 1 5	2. 1 2
Cトンネル	——	2. 1 2
Dトンネル	——	1. 7 8

読み取った補正係数を表－7に示す。これらより標高の補正係数は概ね同じ値を示しているが、勾配の補正係数は2倍以上の開きとなっている。これは今回実態調査を行った高速自動車国道の走行速度は、90～100km/hと高いが技術基準・同解説の

補正曲線の走行速度は80km/hであること等による 表－8 調査結果と現基準との比較（一酸化炭素）
ものと考えられる。

	トンネル技術基準	実態調査結果
Bトンネル	1. 2 8	1. 2 2

4-3-2. 一酸化炭素排出量の補正係数について

次にBトンネル、Cトンネルから得られた排出量から求めた標高の補正係数を表－8に示す。また道路トンネル技術基準（換気編）・同解説で用いられているその補正曲線より読み取った補正係数を同表に示す。これより標高の補正係数は概ね同じ値を示しているが、データ数が少ないためさらに調査を行いデータの蓄積を行うことが必要である。

5. まとめ

本研究より以下のことがわかった。

今回のデータから自動車1台当たりの煤煙排出量は、現技術基準・解説編で定められている値と比較して明らかに減少しており、一酸化炭素排出量は現基準・解説編で定められている値とほぼ同じ値で推移していることがわかった。標高に関する補正係数は、煤煙に関するもの、一酸化炭素に関するものとも現技術基準・解説編の値とほぼ同じ値になっていることが今回の実態調査結果のデータよりわかった。しかしながら実態調査結果のデータより得られた勾配に関する補正係数は現技術基準・解説編と比較して大きな値となっており今後データを蓄積する必要がある。

6. 今後の課題点

今回の調査結果よりわかるように実態調査ではかなりデータがばらつくため、今後はさらにデータの蓄積を重ね大型車、小型車1台当たりの煤煙排出量、一酸化炭素排出量を正確に把握することが重要であると考えられる。また、走行速度がこれらの値に与える影響について更に詳細に検討していく必要がある。

画像情報を含むデータベースの構築について

積算技術研究センターシステム課

山本 聡

小林 亘

西田 和彦

○菊池 克男

1 まえがき

図面・写真等の静止画像情報を分離して専用のハードウェアで管理する様々なデータベースが計画・構築されているが、一つの実体から発生する文字・数値情報と静止画像情報を分離して管理することは以下の点で問題である。第一に、文字・数値情報と静止画像情報の一括参照が阻害され、業務全体の立体的把握が難しくなる。第二に、データの整合性・一元性の確保が損なわれる。第三に、ユーザインタフェースが二系統になりユーザの負担が増える。加えて、画像管理専用のハードウェアで利用されるデータフォーマットは機種依存度が高い。しかし、現在では高い画像表示能力を持つ汎用のマシンが安価に入手可能であり、機種依存の無い画像フォーマットが普及している。また、データベースシステムはビットデータ（画像データはビットデータである）の取り扱い機能を持つようになった。このように、データベースで文字・数値情報と画像情報を一括管理する環境が整備されてきた。この環境を利用して画像情報を含むデータベースを構築する際、問題となる点の検討を行なう。

2 目 的

本研究では、業務で発生する情報を画像情報を含む形でデータベース化するためにデータ検索の所要時間とデータモデルの関係、画像情報の取り扱い方法等問題となる点を整理・検討することとする。

3 研究の手順と結果

画像を含むデータベースの構築に際し、問題となる点を整理しそれぞれについて検討を加える。

データベースのシステム構成は、LAN・WANを通してデータを活用できる事を前提とするため、クライアントサーバ型とする。図1に構成を示す。

3. 1 データベースの検索速度とデータモデル

(1) データベース検索速度の実験

市販のリレーショナルデータベースマネジメントシステムでデータベースの検索速度の調査を行なった。実験の環境・条件は表1のとおり。

実験1 データの検索速度とインデックス

10万件のデータベース上で、検索するデータの件数を1件から10万件まで変えてデータ検索を行なった結果を図2に、データ件数を1件から10万件まで変えて作ったデータベース上で、検索件数を1件に固定して検索を行なった結果を図3に示す。

図1 クライアントサーバ型データベース

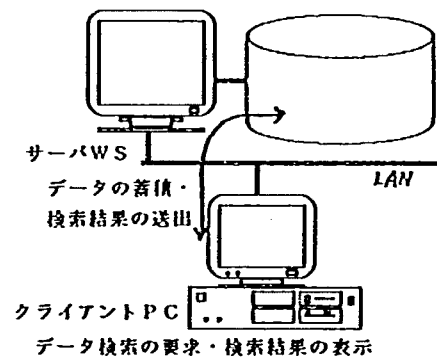


表1 DB検索速度実験の環境・条件

ワークステーション	日立 3050
CPU	mc 68040 (25MHz, 20MIPS)
メモリー	40Mbyte (キャッシュ256Kbyte)
OS	UNIX
RDBMS	informix-SE
SQL	informix-ESQL/C
処理時間精度	μs
検索手法	select文で範囲を指定する
計測タイミング	データベースをオープンする前のシステム時刻とクローズした直後のシステム時刻の値
計測データの取扱い	10回の計測データを平均する

図2では、インデックスの付加により検索速度の向上が見られるが、10万件の検索時にインデックスを付加しないものの検索速度を下回っている。これはインデックスがメモリ上に展開されるため、メモリ容量を超えてインデックスの展開を行なおうとする場合に、メモリの内容をハードディスクへ待避する作業が発生するためと考えられる。

図3では、インデックスの付加によりテーブルのデータ件数に関係なく検索速度が一定かつ高速に行なわれる事がわかる。1テーブルのデータ件数が3~4件以下の場合結果が逆転しているが、実用上インデックスの付加により検索速度は向上すると言える。

実験2 データベースのテーブル数と検索速度

10万件のデータを7テーブル用意し、横断的に検索するテーブル数を変えて1件のデータを検索させた結果を図4に示す。

図4では、インデックスの付加により検索対象のテーブルが増加しても検索速度が一定に保たれる事がわかる。インデックスの付加は複数テーブルの横断的検索に有効であると言える。

実験3 データの属性と検索速度

1件につき7種類の属性のデータをもつ10万件のデータベースで特定の属性のデータを検索する実験を行なった。検索する件数は1件~10万件まで変化させた。結果を図5に示す。

図5の結果は図2とほぼ同じ形となり特定の属性による違いは見られない。

以上の結果から、データモデルの設計に際してインデックスを付加することで検索速度の向上を期待できる。ただし、インデックスをつけた項目はメモリに展開され、メモリ占有によるオーバーヘッドを引き起こす場合がある。メモリ量とオーバーヘッドの関係は今後調査したい。

(2) データモデルの正規化レベル

データの一元性の確保のためには、データモデルは可能な限り正規化されることが望ましい。正規化によりデータベースのテーブル数が増加するが、前節実験2の結果から、インデックスを付加すればテーブル数が増加しても検索速度は低

図2 10~100万件(1行)×3列(日付,文字列,実数型により構成される)の1-f-1より検索件数を変え、処理速度を計測した結果、下記に示す様なグラフになった。○-は、検索に1-f-1を付加せずに計測したもので、△-は、検索に1-f-1を付加し計測したものである。

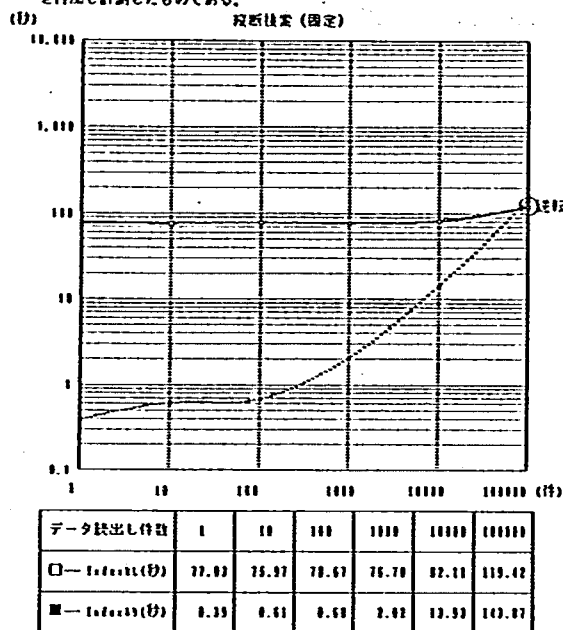


図3 10~100万件(1行)×3列(日付,文字列,実数型により構成される)の1-f-1を最大10-f-1まで用意し、横断的に1件検索する時の処理速度を計測した結果、下記の様なグラフになった。△-は、検索に1-f-1を付加せずに計測したもので、△-は、検索に1-f-1を付加し計測したものである。

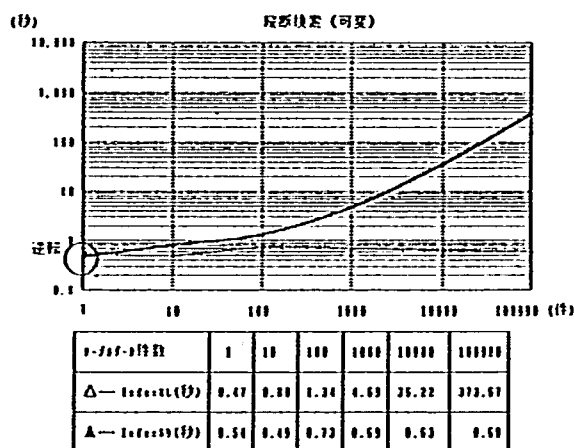
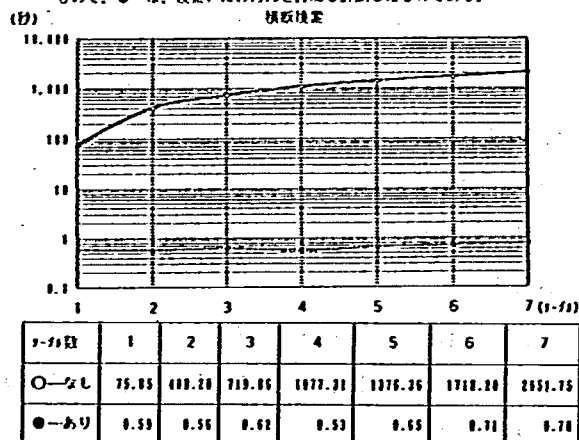


図4 10~100万件(1行)×3列(日付,文字列,実数型により構成される)の1-f-1を最大10-f-1まで用意し、横断的に1件検索する時の処理速度を計測した結果、下記の様なグラフになった。○-は、検索に1-f-1を付加せずに計測したもので、●-は、検索に1-f-1を付加し計測したものである。



下しないことが分かっている。

一方で、データモデルの完全な正規化はデータ構造の複雑化を招き、必ずしも整理された状態にあるわけではない現実のデータとの間に不整合を生ずるおそれがある。

3. 2 データベースへの画像データの蓄積とデータの圧縮

(1) 画像データのデータ量とデータの蓄積

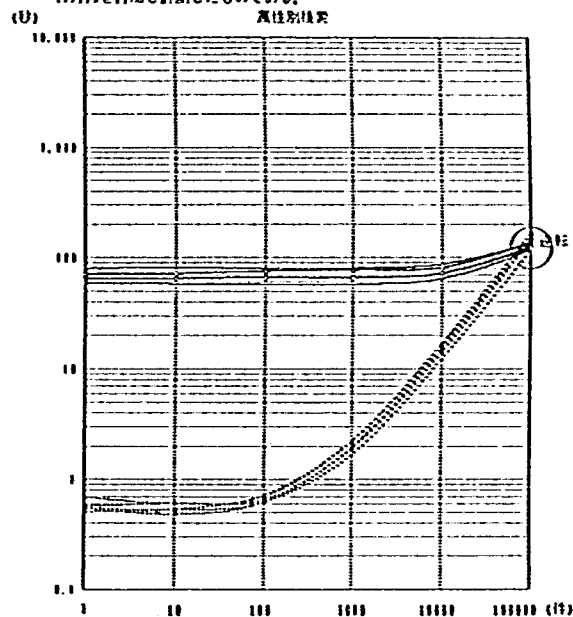
640ピクセル480ライン、各ピクセル毎にRGB各256階調(8ビット)の画像1枚のデータ量を計算すると、900KB(キロバイト)である。一方、文字・数値情報は1文字につき2バイトであり、一件あたり5000文字として10KBに満たない。データ1件に対し5枚の画像データがあると仮定すると、画像データは文字数値情報の460倍ものディスク容量を必要とする。データベースでは数十件から数万件の単位でデータを扱うので、データ蓄積の効率を上げるためには画像データの圧縮が必要である。

(2) 画像データの圧縮

現在、規格化された静止画像データ圧縮方式としてMH・MMR・DCT等が知られている。これらの圧縮方式はG3・G4FAXやJPEG規格の画像フォーマットで利用されているが、使用する圧縮アルゴリズムに起因する特性があるため画像の種類により選択し利用する。表2に主要な静止画像データ圧縮方式とその特徴を示す。

図5

11-110万件(行)×7列(文字列、小町算盤、算盤、小町算盤、算盤、日付、10進数型により構成される)1-1の1-1より検索する属性の違いにより変わるか、検索件数を入力処理速度を計測した結果、下記に示すようなグラフになった。一は、検索1に11-110を付加せずに計測したもので、一は、検索1に11-110を付加し計測したものである。



データ抽出件数	1	10	100	1000	10000	100000
640x480						
一文字列型(%)	58.85	57.88	57.85	57.84	57.85	116.89
〇一算盤型(%)	65.10	65.33	65.33	65.33	72.45	127.11
□一算盤型(%)	70.38	71.33	75.63	77.24	81.35	135.83
△一算盤型(%)	79.74	81.00	79.74	80.12	87.80	137.57
◇一算盤型(%)	84.14	84.19	85.25	85.14	91.80	121.23
640x320						
×一文字列型(%)	0.55	0.48	0.51	1.58	12.84	116.52
●一算盤型(%)	0.51	0.53	0.52	1.35	14.35	140.34
■一算盤型(%)	0.69	0.81	0.70	2.19	15.61	154.71
▲一算盤型(%)	0.55	0.54	0.71	2.22	15.14	152.70
◆一算盤型(%)	0.57	0.58	0.65	1.89	12.83	149.81

表2 静止画像データの圧縮方式

圧縮方式	圧縮原理	圧縮対象	画質の保存	規格化画像データの形式
MH (Modified Huffman) +ディザ法	一次元の元長度排除 (ランレングスの符号化)	単色二値画像	可逆圧縮	G3FAX TIFF
MR (Modified READ) +ディザ法	限定された二次元の元長度排除 (参照変換画素からの距離の符号化)	単色二値画像	可逆圧縮	G3FAX
MMR (Modified MR) +ディザ法	二次元の元長度排除 (参照変換画素からの距離の符号化)	単色二値画像	可逆圧縮	G4FAX
A D C T (Adaptive Discrete Cosine Transform)	平面色素解像度の切り捨て 適応型離散コサイン変換 小区画の二次元の元長度排除	疑似多値画像 多色多値画像	不可逆圧縮	JPEG TIFF カラーFAX(規格化中)

JPEGでは8×8ドット単位での解像度低下と色差データの間引きを圧縮アルゴリズムに含むため、カラー写真には適するが図面のような単色二値画像は画質の劣化が激しく不適当である。MH・MMR等の方法は単色の図面等を圧縮する場合に適するが、色を使用している場合でも重ねあわせにより対応が可能である。ただし、この場合は圧縮率が劣る。

実際のデータベースシステムで利用する場合、画像の特性と圧縮方法の相性の点から、カラー写真はJPEG、白黒写真はMMR+ディザ法、図面はMMRを用いて圧縮する事が望ましい。

(3) データの転送速度

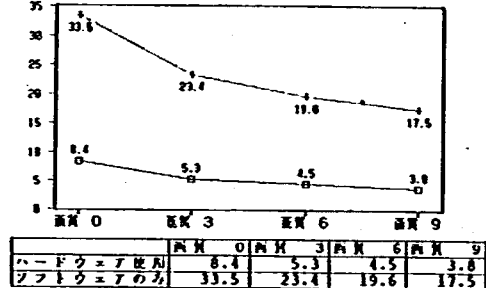
データの圧縮はサーバからクライアントへのデータ転送時にも有効である。転送データ量が10倍あれば転送時間も10倍かかることになるが、実際には転送データがメモリ上で受け渡しできる量を越えるとハードディスクへの書き込みが発生し、転送時間は10倍以上必要となる。

イーサネットの場合データ転送速度は10Mbpsであり100KBのデータ転送には0.08秒を必要とする。900KBの画像データを圧縮せずに転送した場合、データ一件(5枚)につき転送時間は3.6秒かかる。これを圧縮して原画像の10%まで転送データ量を減らすと転送時間も10分の1となる。ただし、10Mbpsは最大効率でデータ転送が行われた場合の数値である。ネットワーク上でパケットの衝突等の問題が起されれば実効転送速度は低下する。

(4) 画像データの伸長速度

図6は、クライアントPCでの画像表示を想定し、JPEG画像をパーソナルコンピュータで表示させた実験の結果である。表2に示したデータ圧縮方式の中でJPEG画像データは最も処理が重いものだが、DCT計算用のチップを載せた画像表示ボードの利用によりパーソナルコンピュータ単体の場合と比較して高速にJPEG画像の表示が可能となる。

図6 J P E G画像の表示時間



使用した機器 : PC-9801FA, PHOTOPAQ-98
実験方法 : 1枚の画像を20回連続して表示させ、その表示に要した時間を求めるプログラムを作成した。5種類の画像について1回を行い、平均して1枚あたりの表示時間を求めた。
画像は0%を原画像に数字がなるべくよく表示される。画像のデータ量は原画像の60~80%であり、圧縮6では3~5%程度に圧縮されるが、圧縮0~6程度では画像の劣化は見分けられない。

データ量の圧縮により短縮される転送時間と圧縮データの伸長時間の差が圧縮による時間的利得となる。図6の結果では利得は無いようであるが、大量のデータ転送により生じるハードディスクへの書き込みは大きな時間的損失となる。データ蓄積の効率等もあわせて考えるとデータ圧縮は十分なメリットがあると言える。クライアントPCの性能が急速に向上している事やデータの圧縮・展開方法の進歩から画像表示に要する時間は減少すると思われる、今後ますますデータ圧縮の必要性和効果は上がっていくものと思われる。

3. 3 画像データの表示精度

データベースに蓄積されるデータの精度は原画像の精度と入力するハードウェアに依存する。蓄積されたデータは検索等のためCRTに表示されるが、表示精度は高精細のものでも120dpi程度であり(17インチ、1600ピクセル1200ライン表示の場合)表示面積も20インチ程度に制限される。(CRTのサイズだけを大きくしてもdpi精度が低下するだけである)したがってCRTへ画像を表示する場合、用途により画像全体を把握する画像が必要なのか高い精度の画像が必要なのかを選択する必要がある。

4. まとめと今後の課題

本研究により、良好な応答速度を持つ画像情報を含むデータベースを構築するためには、データベース化する業務で利用するデータの件数と画像情報の種類・量から効率良いデータモデルの作成と画像取り扱い方法の選択を行なう必要がある事がわかった。今後データベースの構築をおこなう場合、画像データを文字・数値情報と一括してデータベース化することにより、データの広汎な利用とデータ管理精度の向上が期待される。今後の課題として、データベースサーバおよびクライアントの実装メモリ量と応答速度の関係を定量的に求め、データモデルの作成と画像取り扱い方法の選択を行なうための資料を作成したい。

舗装用アスファルトの劣化と

レオロジー特性に関する 2, 3 の研究

材料施工部化学研究室

新田 弘之

1. まえがき

舗装用アスファルトは、交通環境の変化とともに使用条件が厳しくなっており、より長期の耐久性や機能性が求められている。これには、優れた特性をもつ舗装材料の開発、性状を正確に評価する手法の開発が必要であり、これにより合理的に活用しなければならない。現在の舗装用アスファルトの試験法は、主に経験的手法を用いた試験法であった。これでは要求される性状を十分評価できていないものと考えられる。従って、本研究では舗装用アスファルトの評価方法として劣化特性とレオロジー特性に関する手法に着目し、新しい評価方法の開発を行っている。

2. 目的

本研究では、舗装用アスファルトの試験法として、物理的性状測定にはレオロジー学を適用した試験法をまた長期供用性の評価には高温高压による劣化試験を行い、これらの試験法の実用性について検討した。なお、これは米国SHRP（新道路研究計画）において開発された新しい試験法に準拠している。

表-1 本研究に用いたアスファルトサンプル

3. 方法

3.1 試料

今回用いた試料の性状を表-1に示す。ストレートアスファルトは、針入度グレード、原油、製造所の異なるものを用い、さらにセミブローンアスファルトと排水性舗装用改質アスファルトも含めて行った。

3.2 実験方法

(1)ダイナミックシェア試験（以下DSR）

アスファルトサンプルは、直径25mmの2枚の平行円盤の間に厚さ1mmでセットした。エアーにより温度を制御しながら、一方の円盤から正弦振動による周期的ひずみを与え、もう一方の円盤から応力を検出した。このひずみとその結果位相角が δ ずれておこる応力から複素弾性率 G' および力学的損失正接 $\tan \delta$ 等を算出した。

No.	アスファルトの種類			精油所	主要原油	針入度 (25℃)	軟化点 ℃	P. I.
1	ストレート アスファルト	針入度 グレード	40-60	A	75t7	50	49.0	-1.45
2			60-80			68	46.5	-1.40
3			80-100			90	44.5	-1.26
4			60-80	B	中東混合	67	48.5	-0.89
5			60-80	C	ベトナム	72	48.0	-0.09
6	セミブローンアスファルト					45		-
7	排水性舗装用改質アスファルト			D		40	92.0	

(2)ベンディングビーム試験 (以下BBR)

アスファルトサンプルは、125×12.5×6mmに成形し、間隔100mmの支持の上において中央を100gの一定加重で载荷した。このときアスファルトの自重で変形するのを防ぐためにアスファルトの比重に近いアルコール内で試験温度に制御した。

(3)ダイレクトテンション試験 (以下DTT)

アスファルトサンプルは、ダンベル状に成形した。このとき両端のグリップの部分にプラスチックを配して中央部分のアスファルトを引張るようにした。細部の断面が6×6mmで中央のアスファルト部分の長さが40mmとなるように成形した。

エアーにより温度を制御しながら、引張速度1.0mm/minで引張り、アスファルトが破断したときのひずみと応力を記録した。

(4)回転式薄膜加熱試験 (以下RTFOT)

舗装試験法便覧の方法に従って行った。

(5)圧力酸化劣化試験 (以下PAV)

アスファルトサンプルは、薄膜加熱試験用の試料皿に50g入れ、薄膜状にした。この試料皿を圧力容器内に入れ圧縮空気で2.07MPaに加圧し、100℃で20時間試験した。

4. 結果

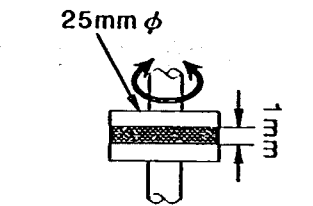
4.1 アスファルトの動的粘弾特性

アスファルトの動的粘弾性はダイナミックシェア試験機により測定した。原ストレートアスファルトのダイナミックシェア試験を行った結果を図-2に示す。

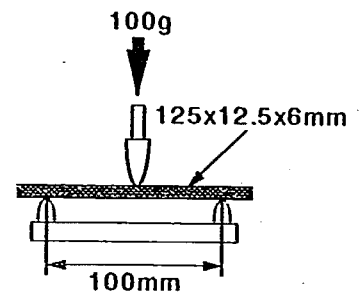
弾性率の一種である $G' / \sin \delta$ は、温度が上がるごとに小さくなるが、アスファルトによって傾向が異なる。まず原油、製油所が異なるが同じ針入度グレードであるアスファルト2, 4, 5を比較すると、30～80℃ではほとんど同じ試験結果を得た。また、同じ原油、製油所であるが、針入度グレードの異なるアスファルト1, 2, 3では、針入度グレードが大きくなるにつれて曲線が下がっている。

改質アスファルトであるアスファルト6, 7は、ストレートアスファルトと比べて高温における弾性率が大きいことがわかる。

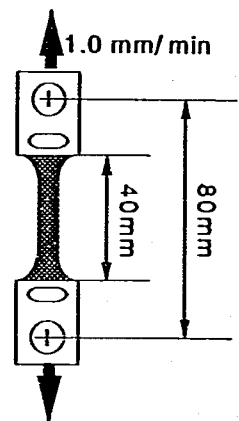
動的測定を行った場合に弾性率とともに得られる損失正接 $\tan \delta$ をみると温度が上昇するにつれて大きくなっている。ここで、 $\delta = 0$ で理想弾性体、 $\delta = \pi / 2$ で理想粘性体である。ストレートアスファルトであるアスファルト1～5は温度により大きく変化しているので、粘性になっている。これに比べて改質アスファルトはほとんど変化していないので、高温でも弾性的性質をもっていることがわかる。



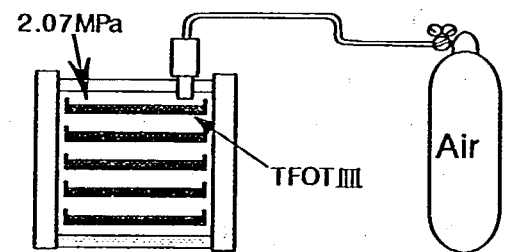
a) ダイナミックシェア試験



b) ベンディングビーム試験



c) ダイレクトテンション試験



d) 圧力酸化劣化試験

図1 試験装置

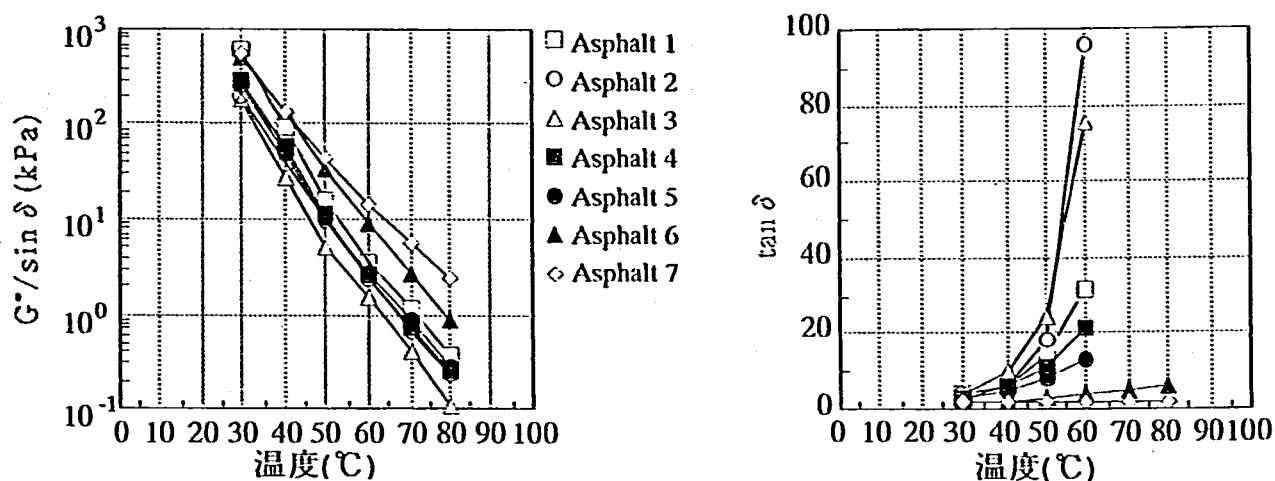


図2 原アスファルトのダイナミックシェア試験結果

4.2 アスファルトの静的粘弾特性

アスファルトの静的粘弾性は、ベンディングビーム試験機により測定した。ベンディングビーム試験は主に低温性状の測定に適しており、特に劣化後のひび割れに関連していると考えられることからPAV後のアスファルトについて行った。結果を図3に示す。

測定開始から60秒後のスティフネス値（S）とそのときの傾き m （ $=\log S / \log t$ ）を示す。同じグレードのアスファルト2, 4, 5のスティフネス値を比較するとかなり異なっているのがわかる。従って現在の品質規定では劣化後の低温性状まで同じようには規定できなかったものと思われる。

一方、 m 値では、アスファルト1～6までの石油アスファルトでは、温度に対してほとんど一次的に変化しているのに対し、高分子改質アスファルトであるアスファルト7だけがそうではない。また原油が同じであるアスファルト1, 2, 3は、ほとんど同じ傾きを示している。これは原油により感温性状が同じようになるためと考えられるが、詳しい原因はまだ判明していない。

4.3 アスファルトの低温破断特性

アスファルトの低温におけるダイレクトテンション試験の結果を図4に示す。破断性状も低温ひび割れに関係していることから、PAV劣化後のアスファルトについて試験を行った。

まず同じグレードのアスファルト2, 4, 5を比較すると、ほぼ同じような結果を得ている。また、同じ原油のアスファルト1, 2, 3では針入度グレードが大きくなるほどよく伸びるようになっている。

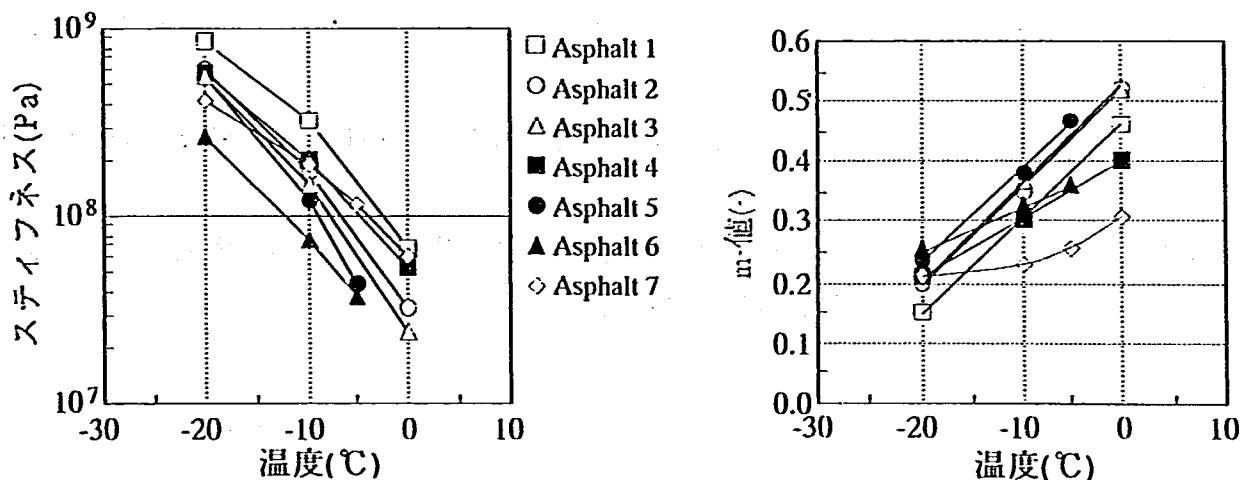


図3 PAV アスファルトのベンディングビーム試験結果

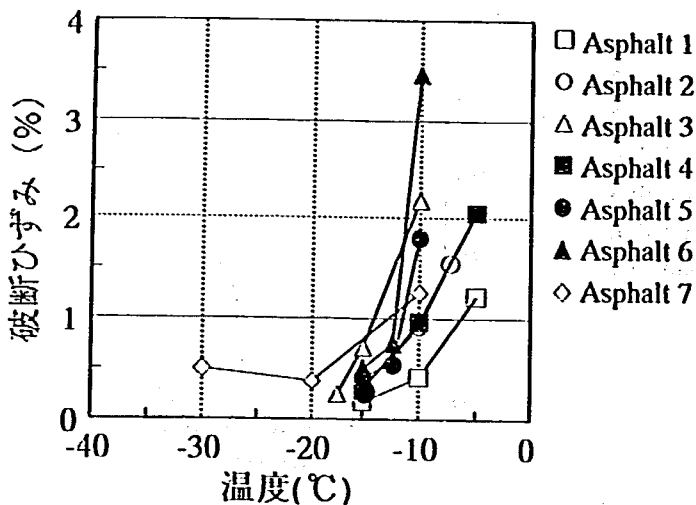


図4 PAVアスファルトのダイレクトテンション試験結果

表-2 劣化試験による弾性率^{*1}の増加

No.	RTFOT/Original	PAV/Original
1	1.8	6.3
2	1.7	4.2
3	1.9	3.5
4	2.2	5.0
5	2.3	3.9

*1 $[G^*/\sin\delta]_{aging}/[G^*/\sin\delta]_{origin}$ 比(at 60°C)

4.4 アスファルトの劣化特性

アスファルトの劣化をみるために、劣化前後での $G^*/\sin\delta$ (at 60°C) の変化率を表2に示す。

RTFOT試験後のアスファルトはどのアスファルトでも2倍程度の変化率であった。これは、従来より日本のアスファルトは薄膜加熱試験などの試験により品質を規定してきたため、この程度の劣化に対する対策が施されてきたためであろう。

PAV後のアスファルトでは、アスファルトによって変化率が大きく異なる。またこの変化率は、60°Cのみの比較であるが、アスファルトによっては高温側の方がより大きく変化しているものやそうでないものあり、PAV後の性状は様々であった。

長期供用後の性状の差異は、アスファルトのこのような性状の差異から生じているものと考えられアスファルトの強劣化後の性状把握は重要な評価法であると考えられる。

5. まとめ

これらの試験結果より、以下の結論を得た。

- (1) ダイナミックシェア試験は、広範囲の弾性性状が測定でき、複素弾性率や損失正接等の複数の情報が得られる。また改質アスファルトの評価にも適用できる可能性がある。
- (2) ベンディングビーム試験は、低温での性状を直接知ることができ、また原油や改質材の特性もわかる可能性がある。
- (3) ダイレクトテンション試験は、低温での破壊特性を測定できる。しかし、試験精度に問題があり、多く検討する必要がある。
- (4) PAV試験後は性状の差が大きく、この差が長期の供用性状に影響していると考えられる。従って、PAV試験は長期の供用性の評価に効果があると思われる。

矢板引抜き時のたわみ性管の変形挙動とその予測手法

材料施工部土質研究室 持丸 章治

1. まえがき

管渠にはコンクリート管やセラミック管のような剛性管と、塩化ビニル管やFRPM管のようなたわみ性管の2種類があり、最近の下水道管渠には塩化ビニル管等のたわみ性管が使用され、矢板を用いて施工される事例が増加している。しかし、矢板引抜き時の管渠の変形挙動は、管種、地盤条件、埋設形態、施工条件などによってその大きさが異なるので、いまだ不明な点が多い。このように変形挙動の影響要因は数多く、これらの要因の影響度合いが十分に解明されているとはいえない面がある。したがって、これらの要因が変形挙動に及ぼす影響を正しく分析して、各要因の影響を考慮した設計法を確立することが必要である。そこで本研究では、たわみ性管の矢板引抜き時の管の変形挙動を解明するために中型模型実験を行った。

2. 目的

本研究では、矢板引抜き時のたわみ性管の変形挙動を解明することを目的として、地盤条件、埋戻し材を変化させた中型模型実験および2次元有限要素法を用いた数値解析を行った。

3. 実験方法

表-1に実験ケース、表-2に実験に用いた土質材料を示す。図-1に実験に用いた2次元土槽の構造を示す。埋設管は、様々な条件下での管の応答挙動を敏感にさせるため、市販の直径300mmの塩化ビニルパイプを肉厚4mmに削り、計測器を取付けたものである。矢板は長さ150×幅41.5×厚さ1.8cmの寸法で表面には摩擦低減の為にビニールシートを貼った。図-2に示す基礎材は発泡スチール(D-20)をニクロム線で所

表-1 実験ケース

ケース	基礎地盤	周囲地盤	管周囲埋戻し材	基礎材
1	普通地盤(砂質土)	砂鉄	砂鉄	無
2			砂鉄	有(大)
3			砂鉄	有(小)
4		混合材	混合材	無
5			砂鉄	無
6			砂鉄	有(大)
7	軟弱地盤(粘性土)	砂鉄	砂鉄	無
8			砂鉄	有(大)
9			砂鉄	有(小)
10		混合材	混合材	無
11			砂鉄	有(大)
12			砂鉄	無
13		混合材	砂鉄	有(大)

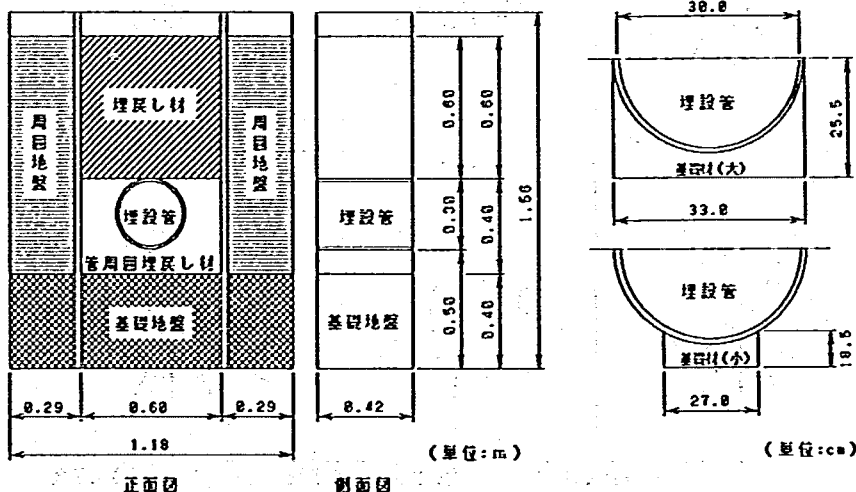


図-1 2次元土槽の構造

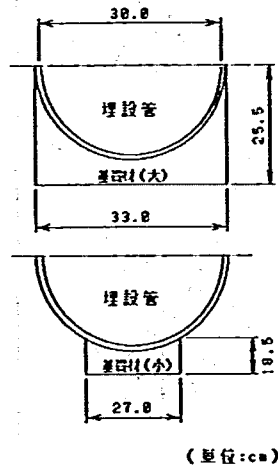


図-2 基礎材の寸法

表-2 実験に用いた土質材料

基礎地盤	砂質土	茨城県稲敷郡江戸崎産
基礎地盤	粘性土	東京都北区王子産
管周囲埋戻し材	砂鉄	気乾状態のもの
埋戻し材	混合材	上記の砂鉄にグリス(信越シリコンKS63G)を重量比で2%添加、混合
埋戻し材	砂鉄	気乾状態のもの

定の寸法に成形したものである。模型地盤の製作は、まず土槽内の所定の位置に矢板をセットし上下端を固定した後基礎地盤材を投入する。砂質土はまき出し厚10cmで締固め、粘性土は小さい塊にして落下させて盛り立てた。基礎地盤を水平に均してから基礎材を設置して、埋設管をセットした。基礎材を用いないケースでは、砂鉄または混合材を所定の高さまで水平に盛った後埋設管をセットした。周囲地盤、管周囲埋戻し材、埋戻し材については、砂鉄は落下投入後表面を均す程度の軽い締固めで、混合材は木こてを用いた均等な締固めで厚さ10cmピッチで盛り立てた。また土の変位状況を観測するためのマーカーを設置した。全ての盛り立てが完了したら表面を平滑に均し、3時間程度放置した後矢板引抜きを開始した。矢板引抜きは右側から行い、10cm引抜く毎に計測及び観測を行った。

4. 実験結果

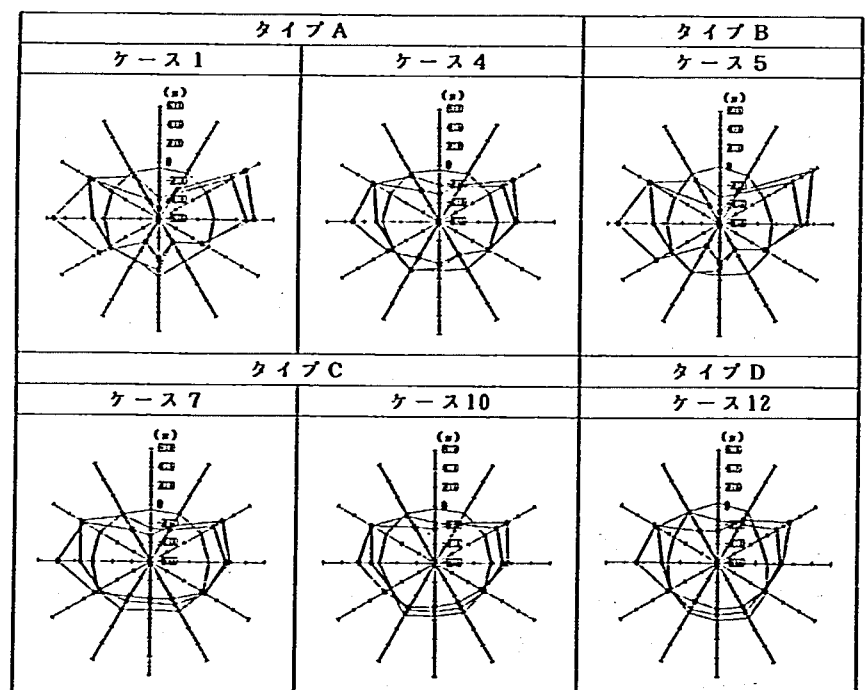
矢板引抜きの時の土槽内の様子を観察したところ、基礎地盤が砂質土の場合は矢板引抜き跡がそのまま残り空洞化したが、粘性土の場合は軟弱なため引抜き跡が自立せず、空洞化しなかった。また周囲地盤が砂鉄の場合は自立性がないので、周辺地盤側から矢板引抜き跡に砂鉄が流れ込む現象がみられたが、混合材の場合は自立性（粘着力）があるので矢板引抜き後も変位は小さかった。そこで基礎地盤と周辺地盤の材質のちがいから実験ケースを表-3に示す4タイプに分類した。

表-3 分類したタイプ

ケース	タイプ	矢板外側からの砂鉄の移動	基礎地盤への砂鉄の移動	各タイプの砂鉄の移動パターン	
				タイプA	タイプB
1	A	流れ込みあり	流れ込みあり		
2					
3					
4					
5	B	流れ込みなし	流れ込みあり		
6					
7	C	流れ込みあり	流れ込みなし		
8					
9					
10					
11					
12	D	流れ込みなし	流れ込みなし		
13					

図-3に管のひずみ、図-4に管の変形量を示す。これらの結果から以下のことが認められ

る。埋戻し完了時には管のひずみ、変形量は非常に小さい。これは、今回の実験では管周囲の埋戻しが極めて良好な状態で行われたためと考えられる。どのケースでも管底部よりも管頂部のひずみが大きい。これは矢板引抜き時は矢板先端から30°程度の角度でゆるみ領域が広がるため管底部付近はほとんどゆるまず十分な水平方向拘束力が働くため管底部のひずみが抑えられるものと考えられる。管の変



— 盛立て完了後 → 右矢板引抜き完了後 ⇨ 左矢板引抜き完了後

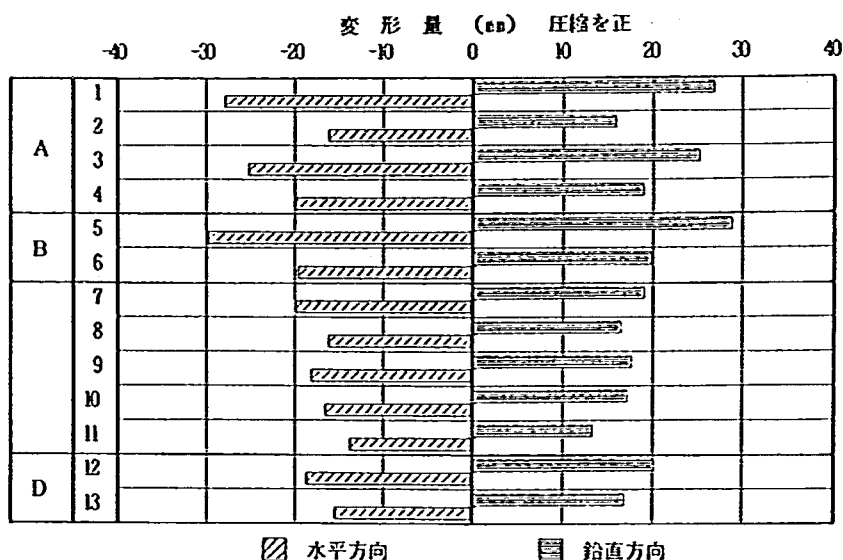
図-3 管周に発生するひずみ

形量と埋戻し材、地盤条件との関係は表一4のように整理できる。基礎地盤が砂質土の場合（タイプA，B）、矢板を土槽底面から10cmまで引抜いた時点では引抜き跡がそのまま残り、さらに引抜くとその部分に管周囲埋戻し材や周囲地盤が急激に流れ込み、管側部がゆるむため管が大きく変形する。逆に軟弱な粘性土の場合（タイプC，D）は地盤が自立せず、引抜き跡に空洞が生じないため管周囲埋戻し材の所

まで引抜いても管側部のゆるみが少なく変形量も小さい。また、ケース1，2（タイプA）とケース5，6（タイプB）を比較すると、ケース5，6（タイプB）のほうが若干変形量が多い。これは、タイプBのように周辺地盤が混合材の場合、基礎地盤内の矢板引抜き跡の空洞には管周囲埋戻し材の砂鉄だけが流れ込み、管側部のゆるみが特に著しいためと考えられる。タイプCとタイプDの間では周辺地盤のちがいによる影響があまり明確には見られない。どのタイプでも管周囲埋戻し材に混合材のような自立性（粘着力）のある材料を用いると矢板引抜き跡への埋戻し材の流れ込みによる管側部のゆるみが抑制されて、変形量が小さい。また管底に変位を拘束する基礎材を設置する場合、巻立て角が大きいほど変形量の抑制効果大きい。

5. 解析方法

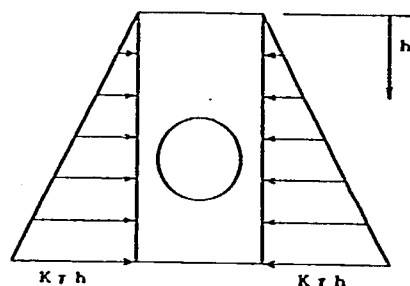
解析は、有限要素法による2次元弾塑性解析プログラムを使用し、Drucker-Pragerの降伏条件関数を用いた。図一5に示すように、矢板内側のみをモデル化し、管はビーム要素を用いた。境界の矢板部分に外力として作用される側方土圧を三角形分布と仮定して解析した。解析手順は、まず表一3に示した各タイプ毎に管周囲埋戻し材が砂鉄で基礎材を用いていない実験ケース（ケース1，5，7，12）を抽出する。それらについて実験からの管のたわみ量と解析からの管のたわみ量が等しくなるような側方土圧係数Kを決定する。こうして決定された各タイプ毎のKを用いて、他のケースについて解析を行い、解析値と実測値の比較を行った。解析に用い



図一4 管の変計量

表一4 変形量に対する影響要因

変形量に影響する要因	変形量	
	小	大
基礎地盤	粘性土	砂質土
管周囲埋戻し材	混合土	砂鉄
基礎材	有	無



図一5 解析モデル

表一5 解析に用いた物性値

材料	弾性係数 kgf/cm ²	ポアソン比	単位体積重量 tf/m ³	粘着力 kgf/cm ²	内部摩擦角 °
砂鉄	2.2	0.4	2.8	0.0	35.4
混合材	4.0	0.4	2.8	0.13	24.0
砂質土	14.0	0.4	1.7	0.04	33.0
粘性土	0.93	0.4	1.7	0.03	0.0
EPS	50.0	0.1	0.02	0.5	0.0
矢板	74000	0.33	—	—	—
管渠	30000	0.33	—	—	—

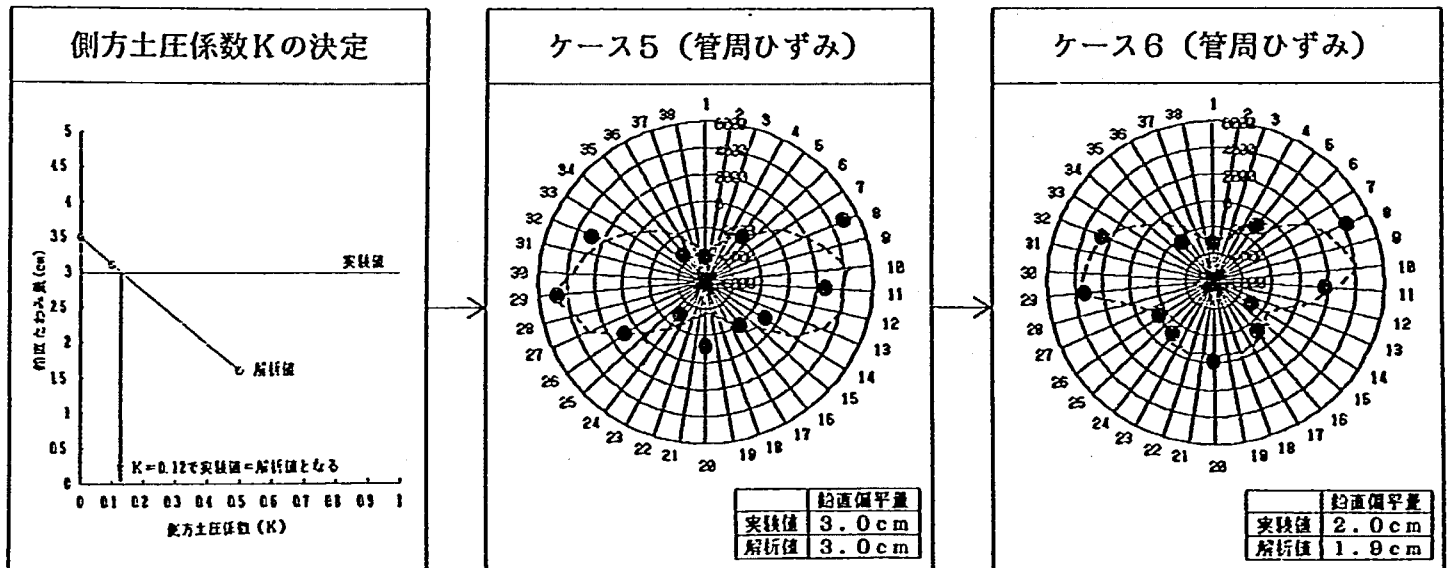
た物性値を表一5に示す。これらは三軸圧縮試験の結果を用い、弾性係数については E_{50} を採用した。

6. 解析結果

各タイプ毎に決定された側方土圧係数 K を表一6に示す。また、先に示したフローに沿って解析した結果の一例としてタイプBを図一6に示す。このように、他のタイプでも管の変形量、管周ひずみともに実験値と解析値がよく一致する。

表一6 各タイプの側方土圧係数

タイプ	ケース	側方土圧係数 K
A	1	0.22
B	5	0.12
C	7	0.35
D	12	0.29



図一6 矢板引抜き後の解析結果

7. まとめ

1) 矢板引抜き時において、基礎地盤中に矢板引抜き跡が残り空洞化するか、周囲地盤が自立するかという2つの観点から実験ケースを表一3の4タイプに分類し、たわみ性管の変形について比較した。基礎地盤中に矢板引抜き跡が残るタイプでは管周囲埋戻し材が引抜き跡の空洞に流入し管側部がゆるむため、水平拘束圧が減少し管の変形が大きくなる。特に周囲地盤が自立するタイプBでは、管周囲埋戻し材だけが矢板引抜き跡に流れ込むため管側部のゆるみが顕著になり変形も大きくなる。

2) 管周囲埋戻し材に自立性（粘着力）を持つ材料を使用した場合、あるいは管の変形を拘束するような基礎材を十分な巻立て角で設置した場合、矢板引抜きにともなう管の土圧および変形量の抑制に効果がある。

3) 解析は矢板内側のみをモデル化し、境界の矢板部分に三角形分布の側方土圧を外力として作用させて2次元弾塑性FEMで解析した。この時、表一3の各タイプについてそれぞれ作用土圧の大きさ（側方土圧係数 K ）を決定して解析したところ、矢板引抜き後の管の変形を精度良くシミュレートできることが分った。

今後は矢板引抜き時の変形を抑制できる工法の開発や、側方土圧係数 K の値を埋戻し土、原地盤、土工矢板種類、矢板根入れ長等の条件から決定し得るようバックデータの蓄積や現象パターンの整理方法の見直しを行う予定である。

近接施工による既設基礎 構造物への影響について

構造橋梁部基礎研究室長 中野 正則

研究員 木村 嘉富

○加藤 秀章

1. まえがき

高密度化したわが国の市街地において社会資本の建設を行う場合、既設の都市施設に近接して施工する、いわゆる「近接施工」となることを余儀なくされる場合が多くなる。社会資本の中から道路橋に限定してみても、暫定供用箇所の拡幅、現橋梁を供用しながらの橋梁架替えなど既設橋梁に近接した橋梁基礎の施工や、地下鉄、共同溝など他の構造物が橋梁基礎に近接して建設されることが多くなっている。近接施工に関しては、いくつかの関係機関で基準類が作成されているが、現状ではいずれも近接の程度の判定について述べるにとどまっており、既設構造物に及ぼす影響の具体的な予測手法を示しているものは見当たらない。

本稿は、近接施工に関し昨年度までに基礎研究室の行った研究成果のうち、開削工事による既設基礎構造物への影響についての研究を中心に記すものである。

2. 目的

既設構造物に近接して施工する場合の主な検討手順は以下の通りである。

- ①近接程度の判定
- ②既設構造物への影響の予測
- ③対策工法の検討

この中で、①近接程度の判定については、昭和58年にそれまでの研究成果を「近接基礎設計施工要領（案）」¹⁾（以下「要領（案）」という）としてまとめ、その中で近接程度を工法別、地盤種別に規定している。平成元年度に行った開削工事事例の調査によると、要領（案）の近接程度の判定方法は砂質土地盤においては実際よりやや小さい範囲で、粘性土地盤においては実際よりやや大きな範囲になるものの、概ね実状に適合している結果となった。また、③対策工法の検討については、現場条件に適した工法の選定や、対策効果の評価法などいくつかの課題は残されているものの、要領（案）において、その留意事項が示されている。ところが②既設構造物への影響の予測については、その現象を解明するには、地形、地質、地下水、施工法などの要因が複雑に絡み合っており、要領（案）の中にも具体的な予測手法は示されておらず、確立した予測手法は存在していないのが現状である。そこで、②について試験調査を行い、何らかの予測手法を提案し、最終的には近接施工における設計マニュアルとしてとりまとめることを目的とする。

今回、対象とした近接施工の工法は、その影響度の大きさと地盤変状の予測の困難さにより、杭基礎を基礎形式とする既設構造物に近接して開削工事を行うものとする。

開削工事に伴う既設基礎構造物の変位量を予測する際の手順は、次のようなものが考えられる。

- ①既設構造物を無視して、既設構造物の存在する地点の地盤変位量を予測する。
- ②予測した地盤変位量を既設構造物のモデルに強制的に入力し、既設構造物の変位量を得る。この際、地盤変位量を既設基礎モデルに地盤バネを介して入力する。
- ③上部構造物等から決まる許容変位量で照査を行う。

これらのうち、①について大型室内実験（以下、壁変形実験という）および数値解析、②について大型室内実験（以下、杭基礎模型実験という）を行ったので、以下にその概要を示す。なお、②についての数値解析、③についての検討は今年度行っているところである。

3. 実験方法

実験は大型二次元土槽（幅7m、深さ4m、奥行き2m）に土留め壁をイメージした壁体模型を設置し、土留め壁を変形させて地盤の挙動および地盤に設置した杭基礎模型の挙動を観察するものである。

試験装置を図-1に示す。壁体模型は、土留め壁にあたる壁体パネル部(25cm×200cm)を10段有し、電動モーターにより各1段毎に作動できるようになっている。試料土は乾燥した豊浦砂を用い、これを専用ホッパーで土層内に一様に自由落下させて試験地盤を作成した。背面地盤の変状を把握するため、所定の高さにおいて色砂をアクリル面付近に層状に堆積させ、地表面にも色砂をメッシュ状に敷いた。背面地盤の地表面およびアクリル面付近に設置した色砂の変状、地表面の沈下量等を測定した。

杭基礎模型実験では、地盤製作時に杭基礎模型を設置する。杭基礎模型には弾性係数の小さな塩化ビニル管を用い、杭長は3.25m（根入れ長 $l = 3\text{ m}$ ）および1.25m（ $l = 1\text{ m}$ ）の2種類作成し、3本の杭がフーチングにそれぞれヒンジ結合でつなぎ、連結した。また、杭の抵抗特性を把握するため実験地盤中の壁変形の影響がおよばないところに水平、鉛直载荷試験用の要素試験杭を1本ずつ設置した。

4. 実験結果

壁変形実験について、図-2にアクリル面から観察した最終変形段階での土中のクラック発生状況を示す。なお、図中に引いた実線は要領（案）による砂質土地盤の影響範囲を示している。地盤内のクラック発生領域と影響範囲との対応は良いことが解る。

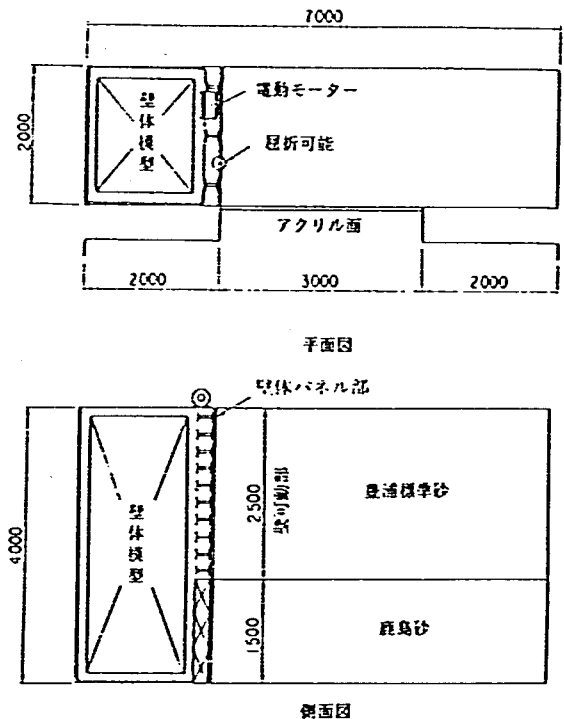


図-1 実験装置

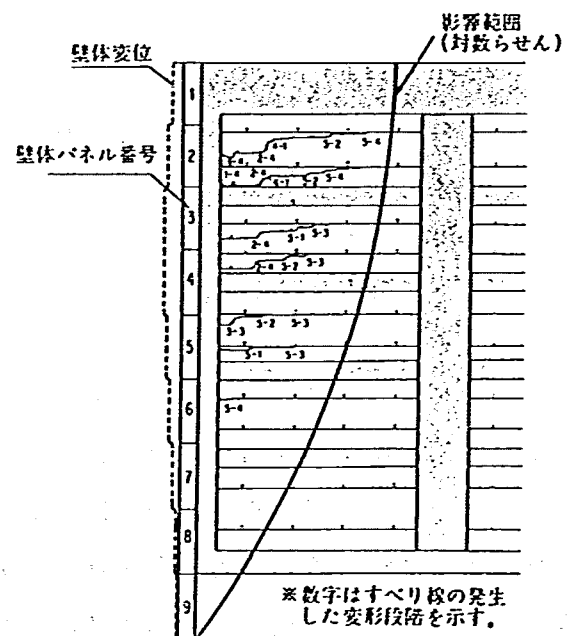


図-2 クラック発生状況

また、弾塑性有限要素法解析による最終変形段階での地盤変位を図-3に示す。影響範囲は実験によるものより多少大きく、沈下量は実験値のほうがかなり大きな値となった。

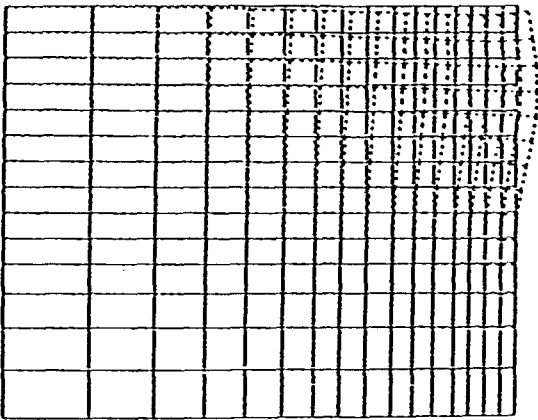


図-3 変位図

杭基礎模型実験について、図-4に $\ell = 3\text{ m}$ 、図-5に $\ell = 1\text{ m}$ の杭における曲げモーメントおよび地盤反力度の分布を示す。ここで、図中の破線はアクリル面から観察した地盤中のすべり線を示している。(a)の曲げモーメント分布よりA杭およびB杭（壁体模型に近い方からA、B、C杭）では、すべり線との交点において曲げモーメントが変化しているのが解る。C杭に関しては曲げモーメントの値が他の杭とは逆

になっているが、これはC杭がA杭およびB杭の反力的な役割を果たしているためと考えられる。同図(b)は曲げモーメントを二回微分することより算出した地盤反力度分布を示している。すべり線の上部で主働側、下部で受働側に作用していることが確認できる。これは、すべり線より浅の地盤が土留め壁の変形により移動し、杭に荷重として作用し、すべり線以深の地盤がその抵抗として作用することを示している（図-6）。

図-7にフーチングの変位ベクトルを示す。 $\ell = 1\text{ m}$ の杭においては、水平変位とともに壁体側が沈下しているのが認められる。これは、図-5より解るように $\ell = 1\text{ m}$ の杭では、すべり線が杭先端を含んでおり、すべり土塊とともに杭が沈下したためと思われる。これに対し、 $\ell = 3\text{ m}$ の杭の場合は、すべり線は杭の中央部を通過しており、フーチングの変位は水平方向が支配的となっている。

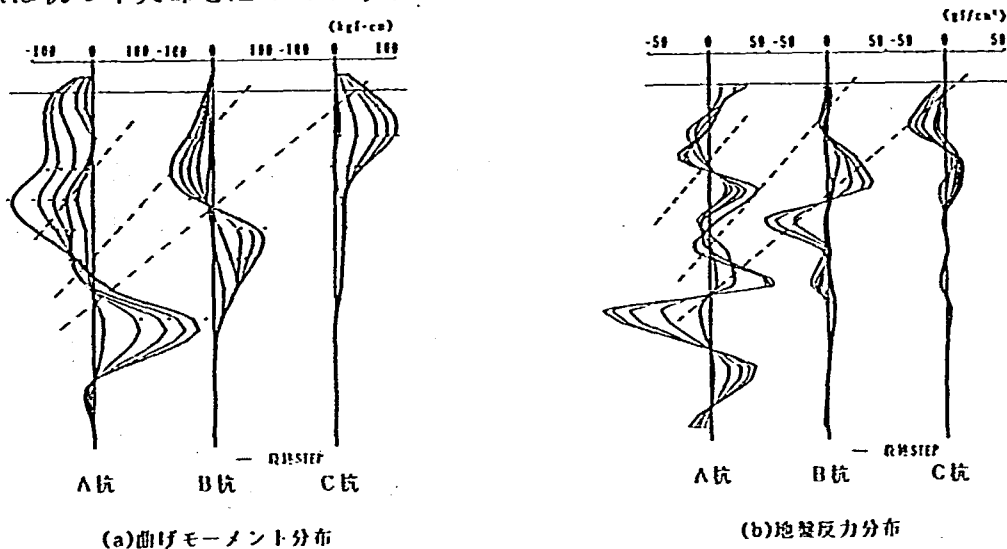


図-4 杭体作用力分布図 ($\ell = 3\text{ m}$)

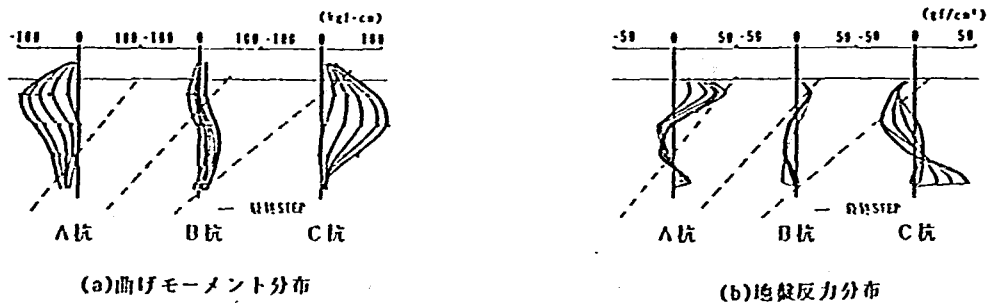


図-5 杭体作用力分布図 ($\ell = 1\text{ m}$)

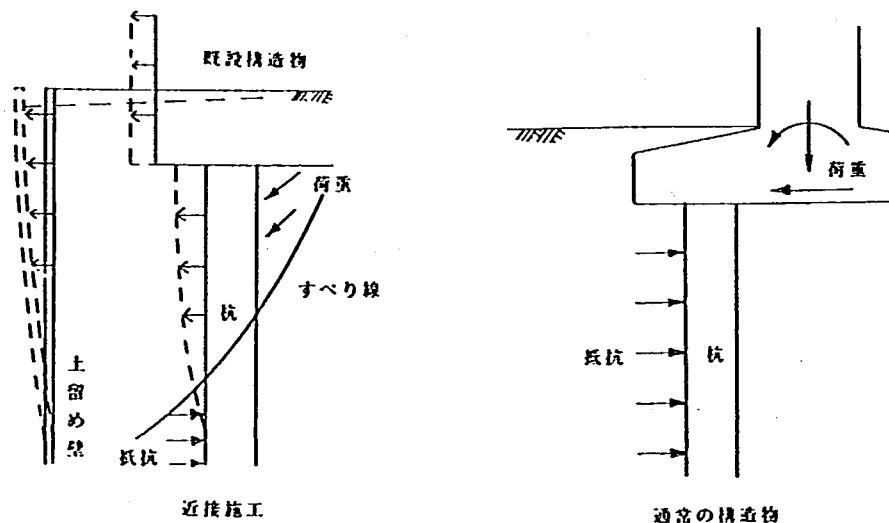


図-6 杭体作用力イメージ図

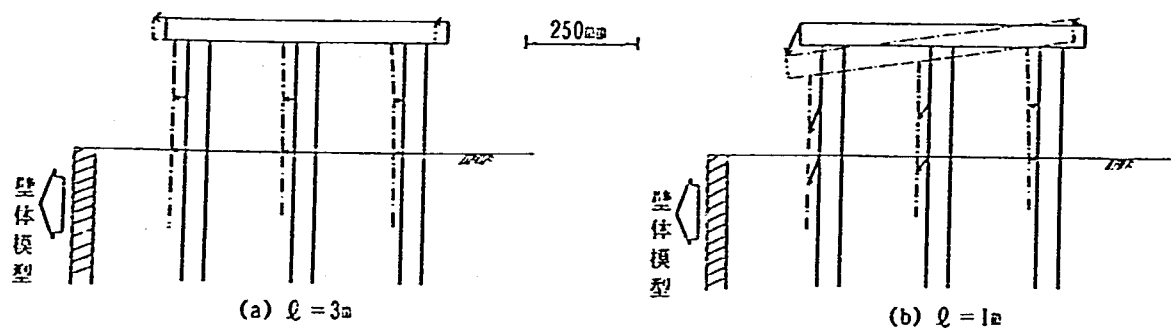


図-7 フーチング変位ベクトル図

5. まとめ

開削工事による背面地盤の変状が杭基礎へ及ぼす影響について、壁変形実験および杭基礎模型実験を行い、以下の事項が確認された。

- ①背面地盤の変状は有限要素法解析により算出した影響範囲については実験と良い対応を示すが、沈下量は実験値が大きく上回った。これは、地盤定数の決定法、要素の分割法、地盤の降伏基準などが不明確なためであると思われる。
- ②既設杭基礎の変位量は、地盤変位を既設構造物のモデルに強制的に入力する方法により解析可能であると思われる。
- ③杭基礎の抵抗特性はすべり線による影響が支配的であると思われ、また、有限要素法も不明確な点が多いため、背面地盤の変状予測法はすべり線を仮定したものが適当であると思われる。

今後の調査項目としては、以下のようなことがあげられる。

- ①粘性土地盤における挙動（地下水位低下の影響）
- ②すべり線仮定による背面地盤の変状予測手法
- ③地盤変位量の既設構造物モデルへの入力方法

参考文献

- 1)土木研究所基礎研究室：近接施工設計施工要領（案），土木研究所資料第2009号，昭和58年6月。

P R C 桁の衝撃載荷時の挙動について

構造橋梁部構造研究室 佐藤 弘史

今野 久志

○長尾 彰洋

1. まえがき

1989年7月の国道305号越前海岸岩盤斜面崩落により、P C 逆L型ロックシェッドが長さ15mにわたって崩壊する事故が発生した。この後、防災に対して調査研究が活発に行われている。

ところで現在のロックシェッドの設計法は通常、落石対策便覧に基づき許容応力度設計法で静的荷重に対して設計されている。しかし、実際には落石という衝撃荷重がかかっており、衝撃を受ける構造物に関しては、まだ解明されていない問題が多く、荷重が作用した場合の構造部材の破壊挙動の解明及び耐衝撃性の改善が今後の重要な課題であると思われる。

2. 目的

P R C 構造は、コンクリート部材をP C 鋼材と鉄筋により補強するものであり、P C 構造と比較して、鉄筋で補強されており終局時における靱性が向上するとともに、ひび割れの分散性が良いこと、P C 鋼材の減少により工事費が軽減されるという利点がある。一方、R C 構造と比較して、ひび割れが制御されることにより耐久性が向上し、また、部材断面を小さくすることができる。そこで本研究では、ロックシェッドのより合理的な設計法を確立するための基礎研究として、P R C 構造について、同桁部材模型を使用した静的載荷試験及び衝撃載荷試験を行うことにより両者の挙動の違いについて比較検討を行った。

3. 方法

一概にP R C と言っても現在まだ設計方法が確立されていなく、供試体の製作にあたり初期プレストレスの設定や断面決定において種々の自由度がある。そのため本研究では過去に引張鉄筋のないP C 桁の実験を行っているので、これに引張鉄筋を入れた供試体について実験を行った。方法としては図-1に示すような推定破壊強度6.7tfの桁（コンクリートの設計基準強度 400kgf/cm^2 ）を4体製作し、本所所有の衝撃載荷試験装置（写真-1参照）を使用して静的載荷試験（No.1）及び衝撃載荷試験（No.2～4）を行った。衝撃載荷試験は、まずNo.2は重量0.5tfの重錘の落下高さを最初は5cmで2回目以降は10cmから10cm 間隔で段階的に上げて行き、破壊に至るまで試験を行った。No.3, No.4の初期落下高さは、1体目の桁の

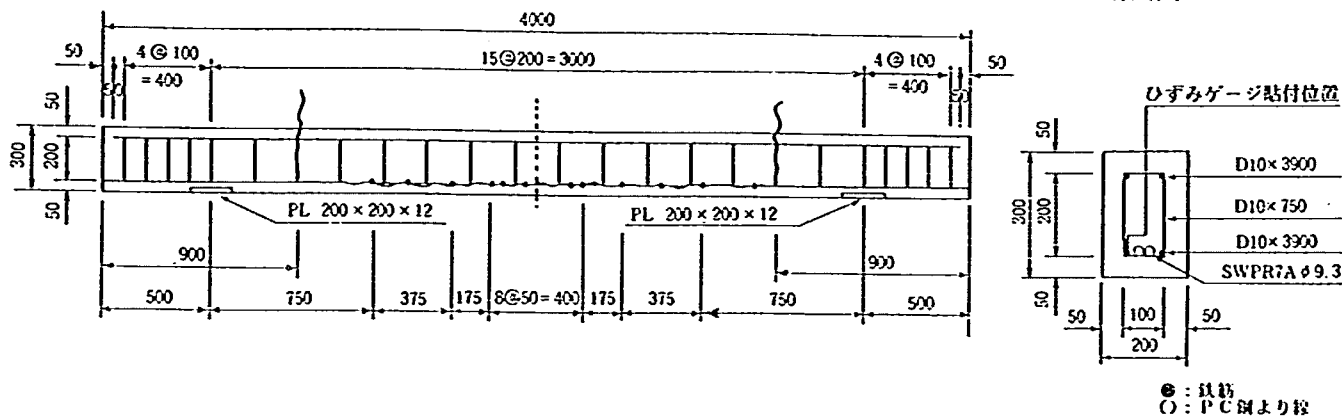


写真-1 衝撃載荷試験装置

最終落下高さを参考にしてNo. 3を40cm、No. 4を60cmとし、同じく破壊に至るまで载荷を行った。

側面図

断面図



背面図

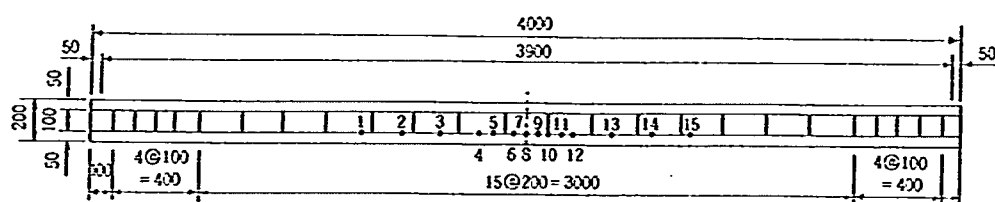


図 - 1 P R C 試験桁形状寸法 (単位mm)

4. 結果

4. 1 実験結果

ロードセルで測定した荷重と桁中央変位の関係を図-2に示す。なお、衝撃载荷試験については、载荷時の最大荷重と最大変位の関係を示している。クラックは静的载荷で4.0tf、衝撃载荷では試験桁No. 2より衝撃荷重4.4tf程度で発生した。同図において、処女载荷時の結果を結んだ線(図中の破線)を衝撃载荷時の荷重-変位包絡線とすることができる。すなわちこの包絡線は、健全な桁に初めて衝撃力が作用するときの荷重-変位関係を示すものであり、この包絡線を推定することにより耐荷力を求めることができると思われる。

ここで静的及び衝撃载荷における荷重と変位の関係を比較すると静的载荷の最大荷重である約7.5tfまでは、静的载荷、衝撃载荷ともに試験結果が包絡線にほぼ一致していることが分かる。またPC鋼より線の破断時における変位の関係では静的载荷時に

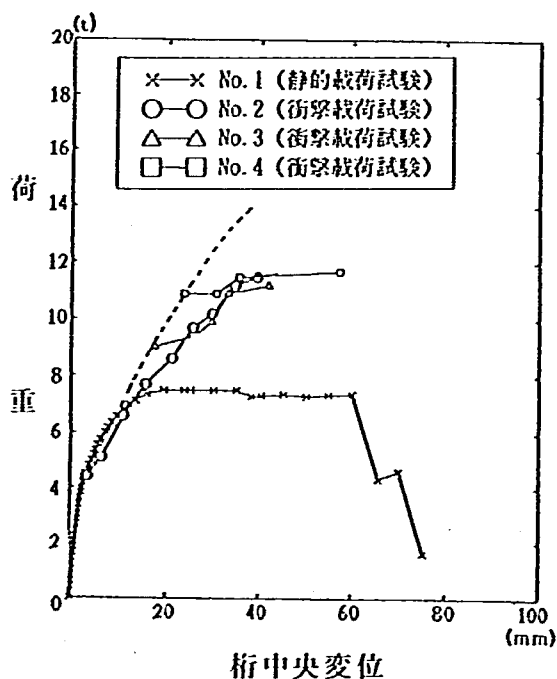
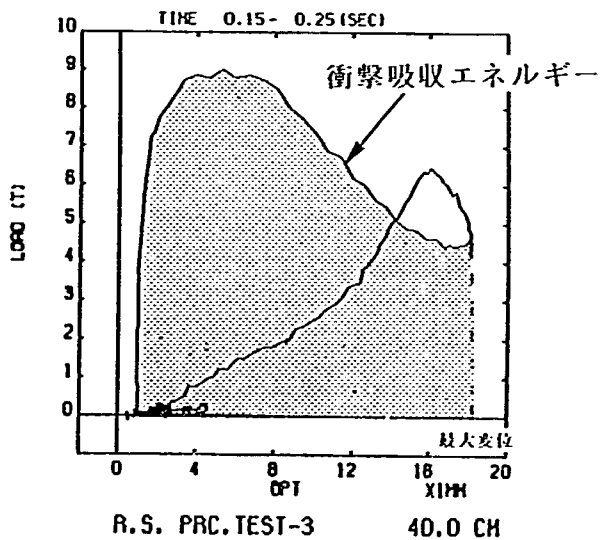


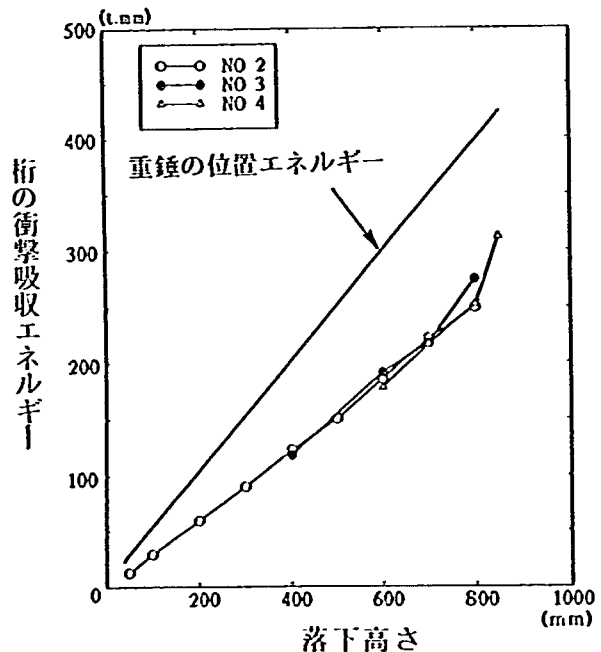
図 - 2 荷重と桁中央変位の関係

においては変位制御荷重中60mmから65mmにする途中で1本破断し、70mmから75mmにする間にもう片方のより線が破断したのに対して衝撃荷重試験では試験桁No. 4 (No. 2, 3では破断時の変位が正確に計測できなかった。)の結果によれば、破断時の変位は57mm (より線2本同時に破断)であり、静的荷重時の変位とほぼ一致していることが分かる。更に、この図から最大荷重は衝撃荷重の方が数割増加することが分かる。

次に一つの比較方法としてロードセルで測定された荷重を変位に関して積分すると仕事量が算定できるが、これを衝撃吸収エネルギーと考え検討してみた。ここで衝撃時の荷重－変位曲線は図－3に示すように桁ひび割れ発生等の破壊状況に応じて複雑な曲線となる。そのため衝撃吸収エネルギーは、P C 鋼より線が切れるまでは最大変位までの面積 (図－3の 〇部)とし、切れた場合には荷重が零となるところまでの面積とした。これらの衝撃吸収エネルギーと重錘のもつ位置エネルギー (重量 $W \times$ 落下高さ H)とを比較して示したものが図－4である。この図が示すとおり、衝撃吸収エネルギーは位置エネルギーの60～64%となり、どの試験桁もほぼ同一直線上となった。このように仕事量から求めた桁の吸収エネルギーは、重錘の落下高さの如何にかかわらず重錘の持つ位置エネルギーと安定した関係を有しており、設計にこの仕事量を利用することが可能であると思われる。



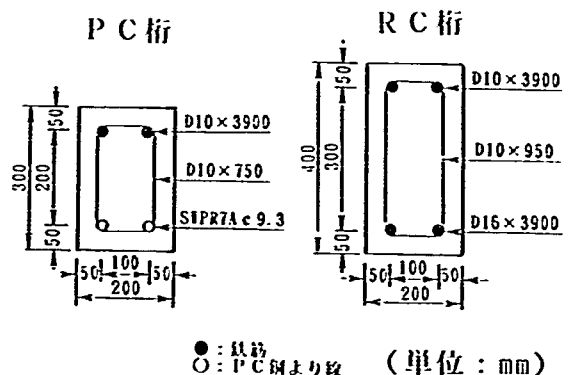
図－3 衝撃力作用時の荷重－変位曲線



図－4 衝撃吸収エネルギーと落下高さの関係

4. 2 P C 桁、R C 桁との比較

過去にP C 桁とR C 桁についても同様の試験を実施しているので、3種類の桁の特性について比較する。ここに、P C 桁、R C 桁の断面を図－5に示す。P R C 桁は左記のP C 桁に引張鉄筋 (D10, 2本)を配したもので図－1に断面図を示す。設計時に破壊抵抗曲げモーメントより推定された破壊荷重は、P C 桁とR C 桁は5.3tfでP R C 桁は6.7tfであり、桁長は、全て4mである。結果として静的荷重試験の荷重－変位曲線を



●：鉄筋
○：P C 鋼より線 (単位：mm)
図－5 P C 桁、R C 桁の断面図

図-6に示す。この図から分かるとおり最大荷重は、ほぼ同じ値を示した。(最大荷重はRC桁7.9tf, PRC桁7.6tf, PC桁7.1tfとなった。)

次に図-7に3種類の桁の落下高さと桁中央変位の関係を示す。この図から分かるとおりPRC桁はRC桁と近い傾向を示すことが分かる。それに対して図-7を衝撃载荷試験の荷重-変位曲線に置き換えてみると(図-8)、PRC桁はRC桁よりむしろPC桁に似た傾向を示すことが分かる。これはPRC桁の断面形状及び構成材料(鉄筋とPC鋼より線)がRC桁と異なり、PC桁と同じであることが原因の1つであると考えられる。

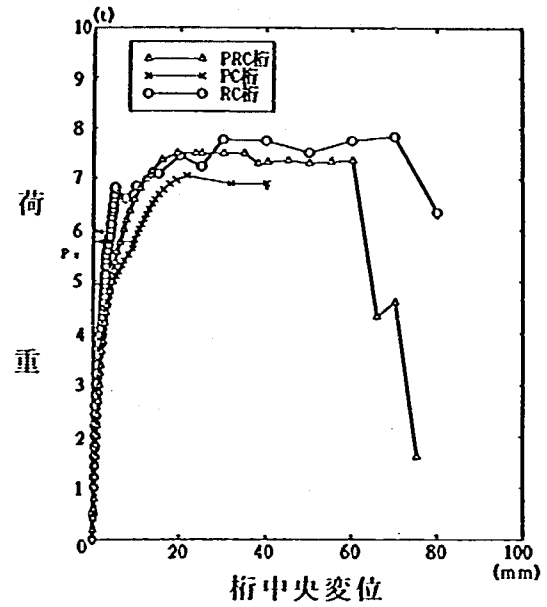


図-6 静的载荷試験の荷重-変位曲線 (tf)

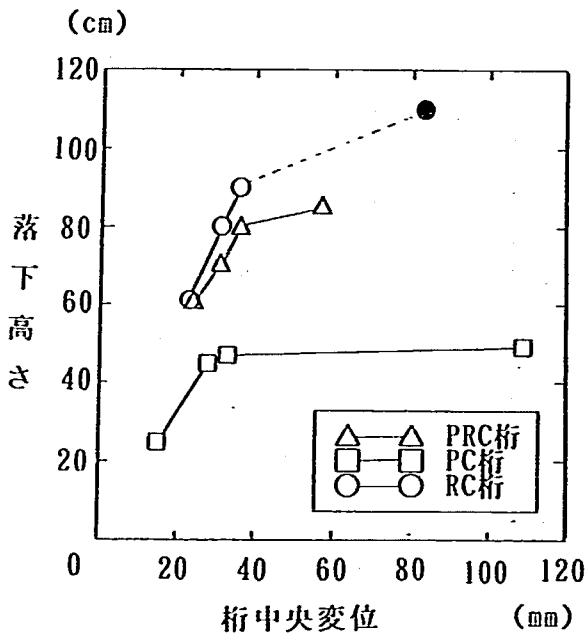


図-7 衝撃载荷試験の落下高さ-変位曲線

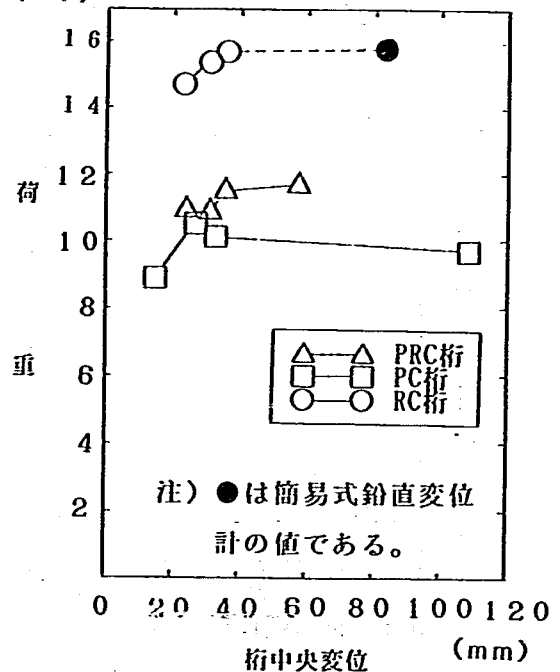


図-8 衝撃载荷試験の荷重-変位曲線

5. まとめ

PRC桁の静的载荷試験と衝撃载荷試験の結果を比較すると、最初のクラックが発生した荷重及びPC鋼より線の破断時の桁変位量は同じであったが、最大荷重は静的载荷より衝撃载荷の方が5割程度高いことが分かった。次にPRC桁をPC, RC桁と比較してみると、静的载荷では3桁の最大荷重は、ほぼ同じであった。一方、衝撃载荷の落下高さから比較すると、PRC桁の引張鉄筋による耐荷力の向上が顕著に表れRC桁に近い傾向を示した。しかし最大荷重で比較するとPRC桁の挙動は、むしろPC桁に近い傾向を示した。以上の結果を踏まえ、今後PRC構造の設計にあたっては、初期プレストレスの設定や断面決定において種々の自由度の中から、ロックシェッドに適したPRC構造の開発を目指して研究を進める予定である。

敷砂上の重錘衝撃力に関する実験

地震防災部動土質研究室 米田義弘

1. まえがき

一般にロックシェッドには落石衝撃力の緩衝材として砂が使用されている。ロックシェッドの設計に用いられる落石荷重は、落石対策便覧¹⁾により算出式が与えられており、これはいくつかの仮定より導かれた理論式を重錘の重量3tf以下、落下高さ14m以下での実験の範囲でその妥当性が検証されている。しかしながら、現在まで施工されてきたロックシェッドの中にはこの範囲を越えるものも多数見受けられるようになり、上記算出式の適用性をより広い範囲で確認することが必要となっている。

2. 目的

落石衝撃力算出式の適用性をより広い範囲で検証することを目的として、最大重錘重量5tf、最大落下高さ30mの大規模重錘落下実験を行った。また、重錘の衝撃力が敷砂層を伝播した土圧およびその分散範囲についても測定、解析を行った。

3. 方法

3. 1 実験

実験は、厚さ30cmの基礎コンクリート上に設置した6m四方の土槽内に敷きならした砂層上に自走式クレーンで吊りあげた重錘を落下させ行った。表-1に実験一覧を示す。

表-1 実験一覧

ケース 番 号	敷砂層厚 h (cm)	重錘重量 W (tf)	落下高さ H (m)	敷砂層 締固回数
1	90	1	10,20,30	1回
	90	3	10,20,30	1回
	90	5	10,20	1回
2	120	1	10,20,30	1回
	120	3	10,20,30	1回
	120	5	10,20,30	1回
3	150	1	10,20,30	1回
	150	3	10,20,30	1回
	150	5	10,20,30	1回

落石を模した重錘は、形状は底面が円錐形の円柱であり、直径は同一重量の落石を比重2.6の球と仮定したときの直径とした。

主な測定項目は、重錘の鉛直加速度、敷砂層底面での土圧、砂の移動量である。

3. 2 落石対策便覧の衝撃力

落石対策便覧においては落石の衝撃力の最大値は次に示す、土木技術者のための振動便覧²⁾の衝撃力算定式でラーメ定数 $\lambda = 100 \text{tf/m}^2$ とおいた式で与えられている。

$$P_{\max} = 2.455 \lambda^{2/5} W^{2/3} H^{3/5}$$

ここに、 $P_{\max}$ ：落石の最大衝撃力 (tf)、 λ ：緩衝材のラーメ定数 (tf/m²)、W：落石重量 (tf)、H：落石の落下高さ (m) である。

また、緩衝材として効果がある敷砂層の厚さの上限は90cmまでで、それ以上層厚を増加してもその効果はほとんど変わらず、90cmより薄い場合は層厚に応じて衝撃力を割り増すこととしている。

4. 結果

4. 1 最大重錘衝撃力

(1) 落下高さと最大重錘衝撃力

図-1は最大重錘衝撃力と落下高さの関係を示したものである。

これらの図より、敷砂層厚が十分確保されていると思われる場合の最大重錘衝撃力は、振動便覧式にラーメ定数 100tf/m^2 を代入して算出される計算値にほぼ等しいことがわかる。

また、最大重錘重量が $3,5\text{tf}$ で敷砂層厚が 90cm の場合、上記計算値を越えるが、これは重錘直径にくらべ敷砂層厚が小さい場合である。

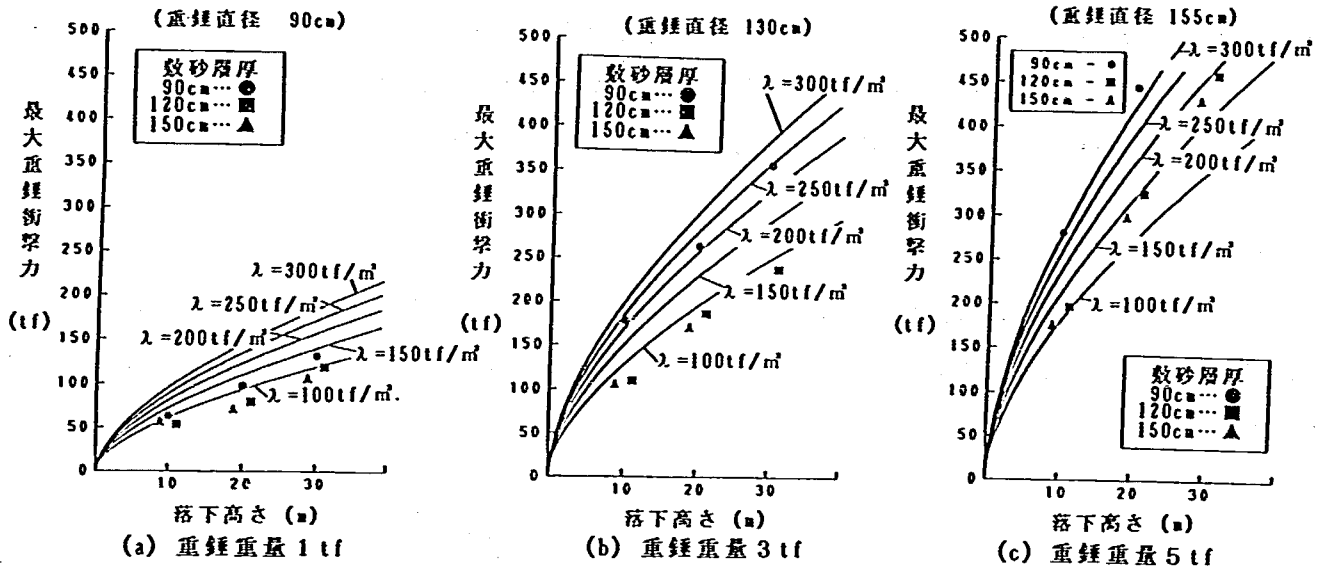


図-1 落下高さと最大重錘衝撃力

(2) 敷砂層厚と最大重錘衝撃力

図-2に重錘重量ごとの敷砂層厚と最大重錘衝撃力の関係を示す。図中の破線は落下高さごとに振動便覧式にラーメ定数 $\lambda = 100\text{tf/m}^2$ を代入した計算値であり、一点鎖線は重錘の直径を示した線である。

敷砂層厚が十分に確保されている場合は、最大重錘衝撃力は計算値に等しいかそれ以下であるが、敷砂層厚が薄いと思われる場合には計算値よりも大きくなり、その境界はほぼ重錘直径に相当する。

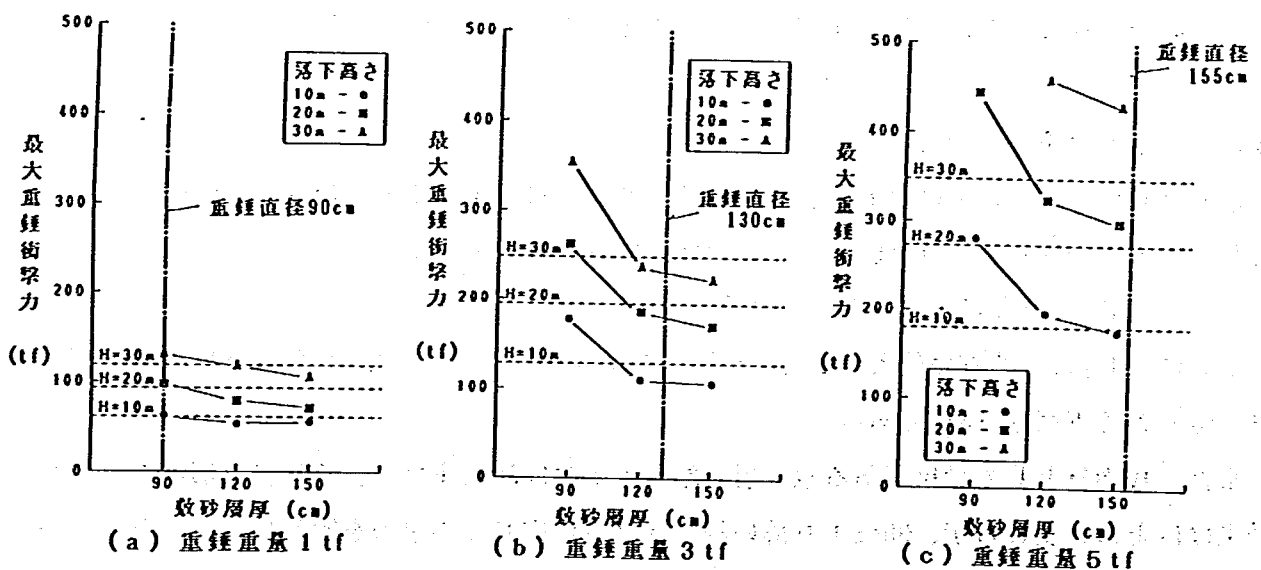


図-2 敷砂層厚と最大重錘衝撃力

(3) 砂の移動

あらかじめ敷砂層内にアルミブロックを設置することにより、重錘落下後の砂の移動を測定した。

図-3にアルミブロックの移動例を示す。各実験とも移動量は落下中心から離れるに従い徐々に減少しており、落下中心から重錘直径分の範囲内では土槽底面の方向へ沈下し、重錘直径範囲外では側方または上方に移動している。

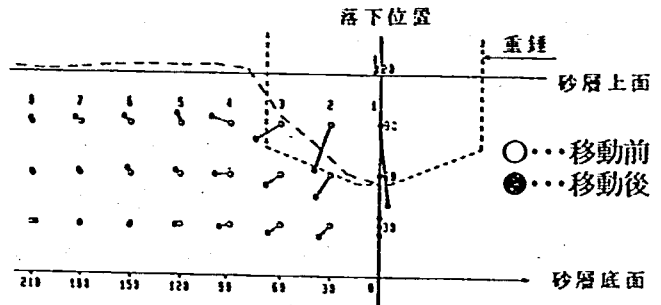


図-3 砂の移動

(4) 敷砂層厚、重錘直径の影響

以上の結果より、重錘の最大衝撃力は敷砂層厚、重錘直径と密接な関係があると思われる。

図-4は横軸に敷砂層厚 T を重錘直径 D で割った値 (T/D) 、縦軸に実験で得られた最大重錘衝撃力 P_{max} を振動便覧式にラーメ定数 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ を代入して求めた値 $P_{max}(\lambda=100)$ で割った値 $(P_{max}/P_{max}(\lambda=100))$ を示したものである。図中の実線は回帰曲線であり、衝撃力の割増し係数 α は次式で表される。

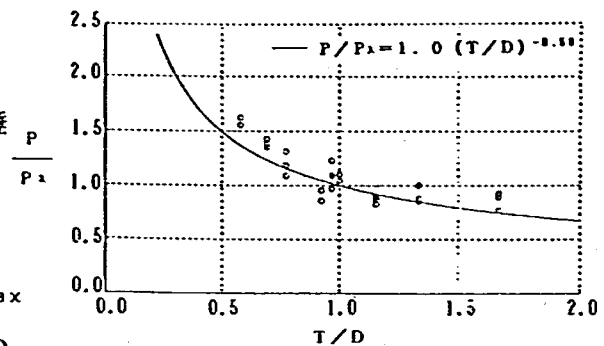


図-4 敷砂層厚/重錘直径と最大重錘衝撃力比

$$\begin{aligned}\alpha &= P_{max} / P_{max}(\lambda=100) \\ &= 1.046 (T/D)^{-0.58} \\ &\approx 1.0 (T/D)^{-0.58}\end{aligned}$$

ここに、 P_{max} ：最大重錘衝撃力の実験値 (tf)、 $P_{max}(\lambda=100)$ ：振動便覧式より求めた最大重錘衝撃力の計算値 (tf)、 T ：敷砂層厚 (m)、 D ：重錘直径 (m)。

実験値は敷砂層厚と重錘直径が等しい場合に計算値とほぼ一致 ($P_{max}/P_{max}(\lambda=100) \approx 1$) し、敷砂層厚が重錘直径より薄いと計算値より大きくなる。また、敷砂層厚が重錘直径より厚いと実験値は計算値より若干小さくなるが、敷砂層厚が増加しても緩衝効果は小さい。

4. 2 衝撃土圧

(1) 重錘衝撃力と衝撃土圧

図-5は、砂層を伝達した衝撃土圧の計測例であり、横軸が重錘落下位置を原点とした土圧計設置位置を示し、縦軸が土圧の測定値、奥行きが計測時間である。また、右端の波形は重錘加速度を示し、一点鎖線は最大加速度発生時刻を表す。

測定された土圧は離散的に配置された土圧計による値であるが、となりあう値の間

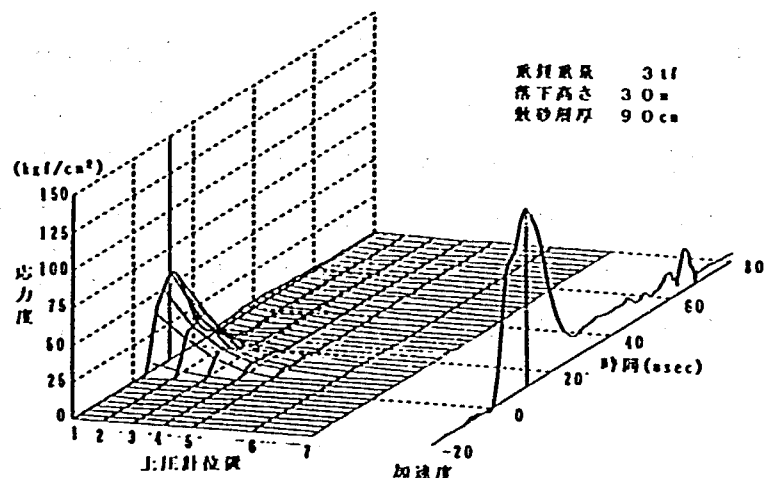


図-5 衝撃力圧測定例

は直線で結ばれると仮定し、各時刻ごとのコンクリート床版に作用する衝撃土圧合力を算出し、最大のものを最大衝撃土圧合力とした。

図-6は横軸に最大重錘衝撃力を縦軸に最大衝撃土圧合力をとったものであるが、最大衝撃土圧合力は最大重錘衝撃力にほぼ等しいものから2倍程度に達するものまであり、データのばらつきが多く明確な関係はみられない。

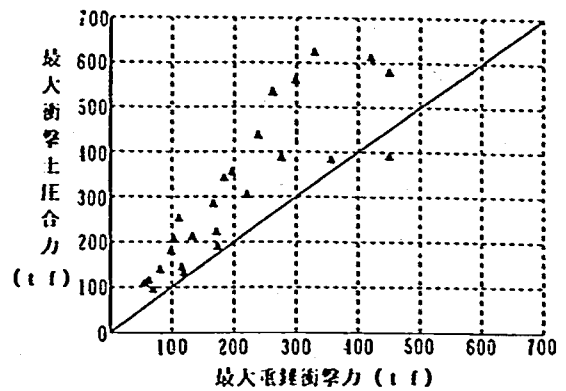


図-6 最大重錘衝撃力と最大衝撃土圧

(2) 衝撃土圧の分布幅

落石対策便覧においては重錘衝撃力は敷砂層厚に対し1:1の範囲に分散するとしている

(図-7)が、実験によるとコンクリート床版に伝達した衝撃力の大部分はこれより狭い範囲に集中している。

今回の実験で測定された衝撃土圧分散勾配を図-8のように定義したところ、分布角度 θ は $27^{\circ} \sim 40^{\circ}$ となり(図-9)これは敷砂層厚に対する勾配になおすと1:0.5~1:0.8で落石対策便覧の分散勾配1:1より急勾配となる。

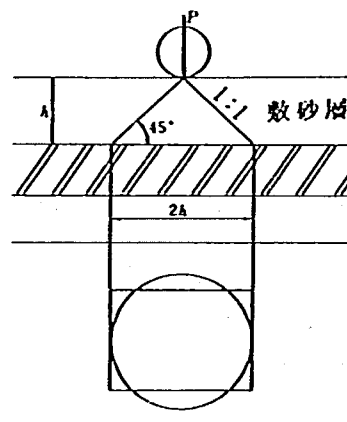


図-7 等分布荷重の考え方

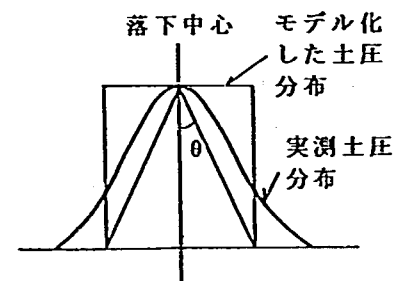


図-8 分布角度

5. まとめ

今回の実験の結果の要約を以下に示す。

- 1) 重錘重量5tf、落下高さ30mと実験規模が大きくなっても最大重錘衝撃力は、落石直径と敷砂層厚が近い場合、振動便覧式において $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ とおいた計算値程度である。
- 2) 最大重錘衝撃力は敷砂層厚、重錘直径と密接に関係し、敷砂層厚が落石直径より薄い場合、衝撃力は上記計算値より大きくなり、敷砂層厚と落石直径の比に応じて割り増す必要がある。
- 3) 衝撃土圧合力の最大値は最大重錘衝撃力の1~2倍とばらつきが多く、敷砂層を伝播した土圧に関しては今後の検討課題となった。また、敷砂層厚に対する土圧の分散勾配は1:0.5~1:0.8の値を取り、落石対策便覧より分散範囲は狭くなる。

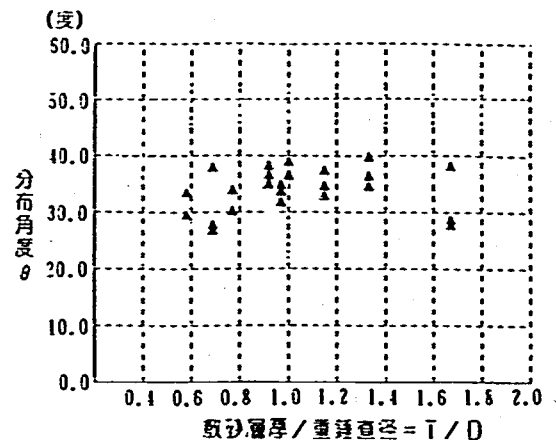


図-9 敷砂層厚/重錘直径と分布角度

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、昭和58年7月。
- 2) 土木学会：土木技術者のための振動便覧、昭和60年10月。

密な砂質土の液状化強度特性

地震防災部 振動研究室 東 拓生

1) まえがき

日本の大都市部では、埋め立て地盤などの比較的ゆるい砂質地盤が多く、地震時に液状化する可能性の高い地域が多い。このような大都市部の液状化の危険性が高い箇所に大規模、重要施設を建設する場合、何らかの液状化対策を施す必要があり、その対策効果の評価を行うための液状化判定法の開発が重要となる。

現在液状化の判定法¹⁾に用いられている繰返しせん断強度比(R)は、 N 値、平均粒径(D_{50})、細粒分含有率(FC)から、簡易な方法によって求められている。しかし、この方法はゆる詰め地盤を対象としており、液状化対策を施した地盤には適用できず、 N 値(相対密度)の高い砂質地盤の液状化強度特性を解明することが必要となっている。

また、より合理的な繰返しせん断強度比の推定のためには、地震動のような不規則波に対する強度に関して検討を行い、正弦波による一般的な繰返し三軸試験の結果との比較を行うことが必要である。

2) 目的

本研究は、液状化の危険性の高い軟弱地盤において地盤改良を行った地盤などの密な砂質地盤の液状化判定を行うために相対密度が液状化強度に与える影響を検討するものである。

3) 試験方法

豊浦標準砂を用いた繰返し非排水三軸試験により相対密度と液状化強度の関係について検討を行った。突き固めによって相対密度の調整を行い、相対密度 $D_r = 70, 80, 90\%$ の供試体を作製した。拘束圧 -0.2kgf/cm^2 で自立させ、その後横圧に置き換えて CO_2 および脱気水によって供試体を飽和させ、拘束圧を 0.5kgf/cm^2 、背圧 2.0kgf/cm^2 とし、載荷振動数 0.1Hz の正弦波および非一樣振幅の正弦波で試験を行った。また過去に行われた、豊浦標準砂を用いた $D_r = 30, 55\%$ の比較的ゆる詰め試験結果についても検討を行った。

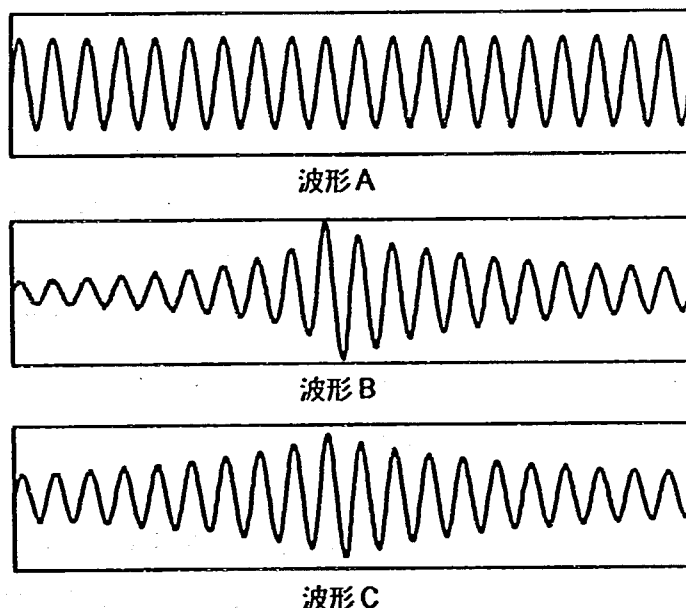


図-1 非一樣振幅正弦波試験に用いた繰返し載荷波形

非一様振幅の正弦波は、これまでに地盤上で観測された水平方向 3 9 4 成分の地震波形から、最大加速度発生前および発生後それぞれの振幅の繰返し低減特性を地震規模（マグニチュード M ）ごとに整理することにより非一様振幅の正弦波を作成した。

作成した载荷波形を図-1に示す。波形Aは一様振幅の正弦波、波形B、Cは非一様振幅の正弦波であり、周波数0.1Hz、繰返し回数を20波とした。なお、波形Bはマグニチュード M が5.0 $\leq M < 6.0$ 、波形Cは7.0 $\leq M < 8.0$ でそれぞれ整理を行ったものである。

試料には豊浦標準砂を使用し、有効拘束圧0.5kgf/cm²、背圧2.0kgf/cm²で試験を行った。供試体は、相対密度55%を空中落下法、70%と90%を突き固めにより作成し、相対密度の影響についても検討した。

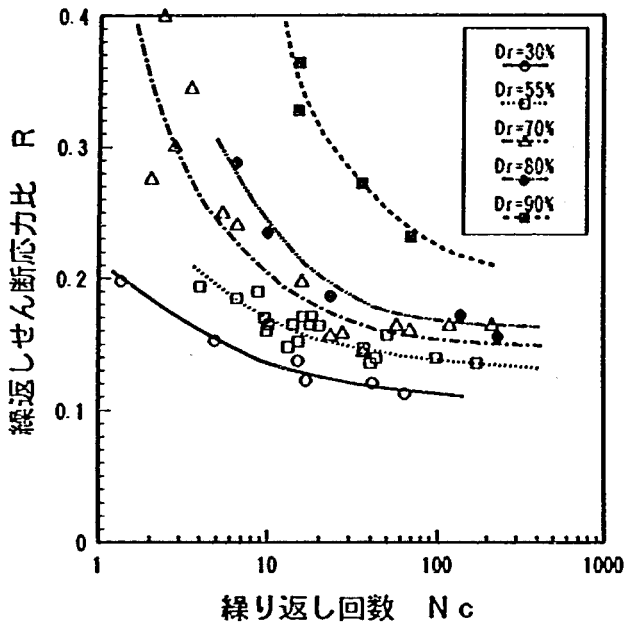


図-2 繰返し回数 N_c 繰返しせん断応力比の関係

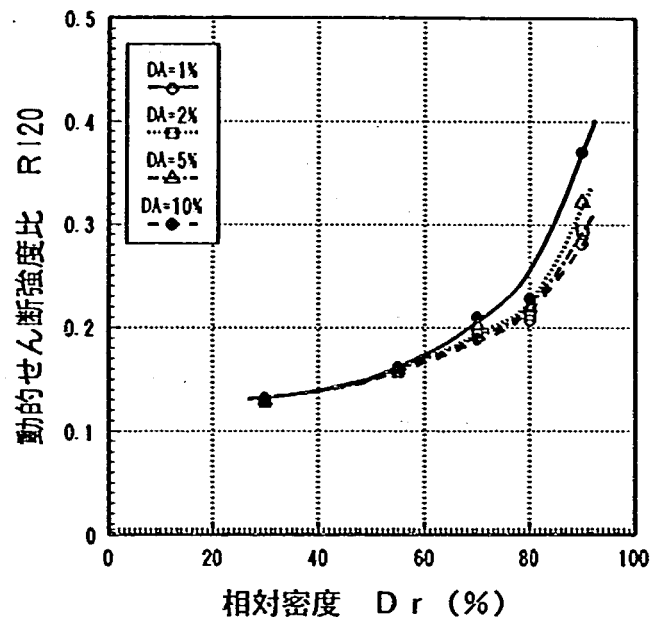


図-3 相対密度と繰返しせん断強度比

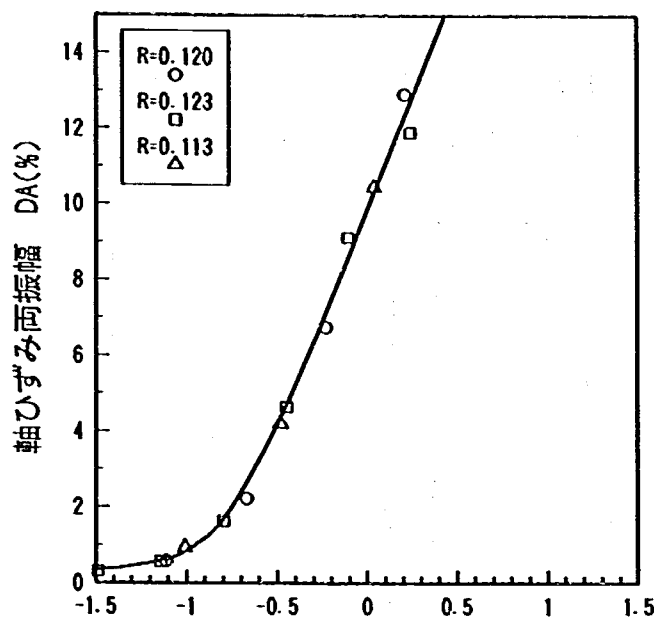
4) 試験結果

a) 正弦波による密な砂質土の繰返し非排水三軸試験

図-2に、軸ひずみ両振幅（ DA ）5%における繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を示す。この図から相対密度が大きくなるほど、同じ繰返し回数における繰返しせん断応力比は大きくなる。特に繰返し回数が少ない範囲では、相対密度が大きい砂は繰返しせん断強度が非常に大きくなる。

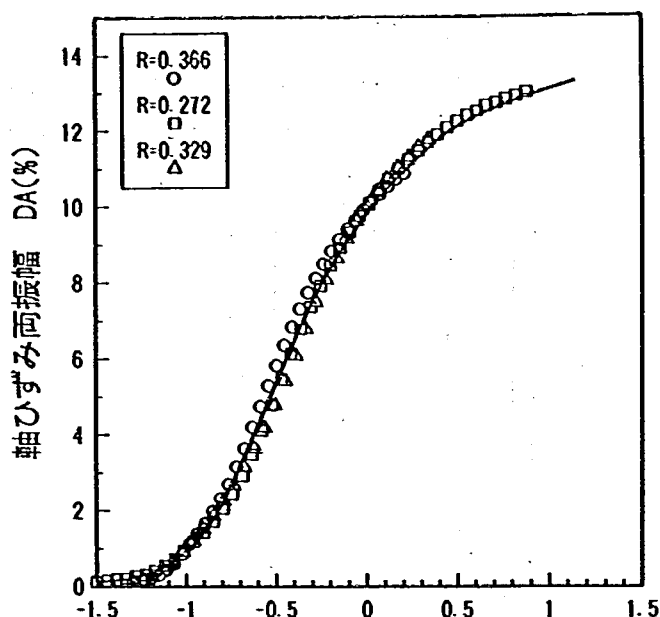
また図-3に、相対密度 D_r と繰返し回数20回における繰返しせん断強度比 R_{120} の関係を示す。この図より、相対密度が60%～80%以上になると、繰返しせん断強度比は急激に増加する傾向がある。

図-4に軸ひずみ両振幅1%～10%まで変化するとき要する繰返し回数で正規化した繰返し回数と軸ひずみ両振幅の関係を示す²⁾。この図は、 $X = -1$ のとき $DA = 1\%$ 、 $X = 0$ のとき $DA = 10\%$ となり、両者の関係は繰返しせん断応力比 R によらず一義的な関係とな



$$X = \frac{N_c - N_{DA=10\%}}{N_{DA=10\%} - N_{DA=1\%}}$$

(a) $D_r = 30\%$



$$X = \frac{N_c - N_{DA=10\%}}{N_{DA=10\%} - N_{DA=1\%}}$$

(b) $D_r = 90\%$

図-4 正規化した繰返し回数と軸ひずみ両振幅

る。(a)に示すゆる詰めの砂質土は液状化すると際限なくひずみが増加していくのに対して、(b)に示す相対密度の高いものはひずみの上昇は $DA = 13\%$ 付近で頭打ちとなっている。このことから密な砂質土は、液状化に伴って急激な被害が生じる危険性は低いものと考えられる。

b) 非一樣振幅正弦波による非排水三軸試験

図-5は、波形A、B、Cの载荷中に発生した最大過剰間隙水圧比および最大軸ひずみ両振幅と最大せん断応力比 (τ_{max}/σ_c') との関係を示しており、(a)は相対密度55%、(b)は相対密度70%、(c)は相対密度90%の結果を示している。波形Bと波形Cを比較すると、波形B ($5.0 \leq M < 6.0$ で整理・作成した波形)の結果が上側に出る、すなわちある破壊(過剰間隙水圧上昇またはひずみの増大)を生じさせるために必要なせん断応力比が高く、破壊しにくいことがわかる。また相対密度の違いを比較すると、密な供試体では、負のダイレタンスに起因すると思われる応力比の立ち上がりが比較的小さいひずみレベルで発生している。このため相対密度90%では、軸ひずみ両振幅 DA が7%以上($D_r=70\%$ では DA が10%以上)になると、波形の不規則性の影響が大きくなるものと思われる。

5) まとめ

以上の実験結果から以下の結論が得られた。

1. 相対密度が高くなるほど、同じ繰返し回数に対する繰返しせん断応力比は大きくなり、繰返し回数の少ない領域では、その傾向が顕著になる。
2. 相対密度と繰返しせん断強度比 ($DA=5\%$, $N_c=20$ 回) の関係は直線関係とはならず、相対密度の増加に伴って繰返しせん断強度が急激に増加する。
3. 密な砂質土は液状化が起こっていても、急激なひずみが生じないため、液状化の被害発生の

危険性は低い。

4. 地震規模の小さい地震動から得た地震動の繰り返し特性を持つ波形に対しては、液状化の危険性は小さく、ひずみレベルの大きい領域では相対密度の増加に伴って波形の不規則性の影響を受けやすくなる。

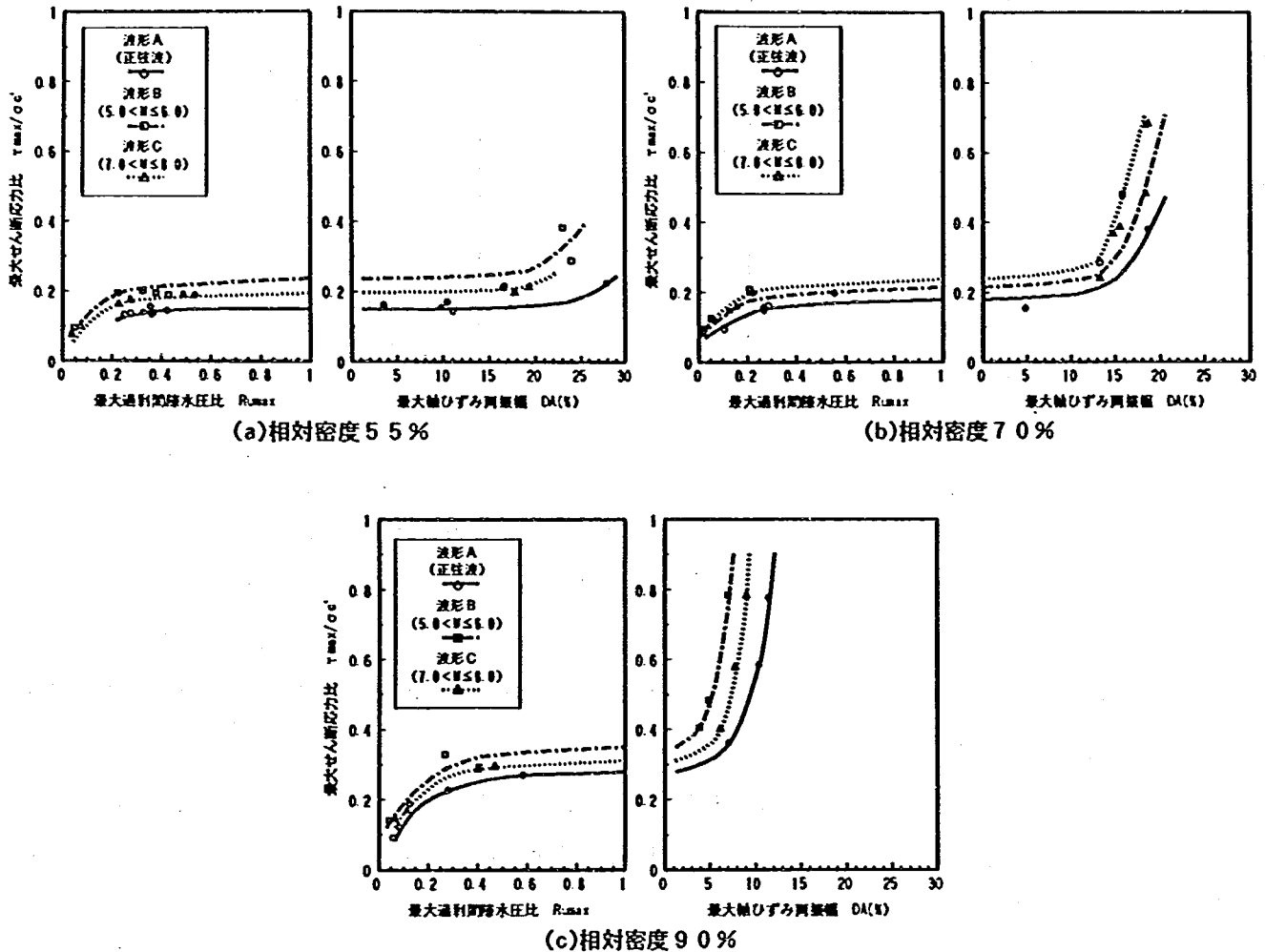


図-5 非一様振幅正弦波試験の結果

6) あとがき

本文の検討では、攪乱砂を対象とし拘束圧条件を限定して、相対密度による影響のみを検討したが、今後は拘束圧、粒度組成等の影響についても検討し、さらに凍結サンプリング等によって採取した不攪乱試料を用いた液状化試験を行い、密な砂質地盤の液状化強度特性をより詳細に検討する予定である。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編
- 2) F. TATSUOKA, S. FUJII, S. YAMADA (1982) : Undrained stress-strain behaviour of sand under cyclic uniform and random loading. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics

地震時の切土のり面・斜面の可能性回帰分析による崩壊危険度判定に関する検討

急傾斜地崩壊研究室 網木 亮介

蒲原 潤一

○大浦 二郎

1. まえがき 道路建設において、経済的にも、人命を守る意味でもその計画・設計段階からのり面・斜面崩壊など災害の起こらない維持管理の容易な路線を選定することが必要である。また、復旧工法を検討する上でも崩壊の起こり易さを推定するだけでなく、崩壊の形態や規模を考慮することが必要である。

2. 目 的 本検討は、このような道路の切土のり面・斜面の地震に対する定量的な崩壊危険度判定手法を確立するための基礎調査として、可能性回帰分析を用いて地震に対する崩壊要因の同定を行い、要因の評価を行った。分析の対象とした地震による崩壊は、1990年新潟県南部地震（ $M=5.4$ ，36ヶ所の崩壊斜面について現地調査により地形、地質等のデータを収集）によるものとし、崩壊形態を出力値とした可能性回帰モデルの同定をし、要因の評価を行った。

また、崩壊の起こり易さまたは有無を判定する場合、崩壊形態分類ごとに地震加速度を出力値とした可能性回帰モデルを同定することにより崩壊の可能性を判定するものとし、要因の評価を行った。

これらを用いて伊豆大島近海地震（1978）及び千葉県東方沖地震（1987）における斜面崩壊データによって検証を行った。

3. 方 法 地震によって崩壊した斜面の形態を分類するにあたり土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）に従って、以下のように区分した。

- ① I - 1 型：岩盤表面の割れ目が緩み、剥離、脱落する崩壊
- ② I - 2 型：斜面上の表土層、軟弱な土砂、岩盤の風化部が地表面に平行に滑落する崩壊
- ③ II 型：基盤を覆う風化土や崩積土が厚く、やや深い（基盤に及ばない）位置からの崩壊
- ④ III 型：基盤に及ぶ崩壊ですべり面の大部分が基盤中にある崩壊

3. 1. 既往判定手法による対象斜面の危険度評価 可能性回帰分析を行う前に既往の判定手法¹⁾を用いた場合どのような評価になるか、その問題点を整理した。

その結果、I - 1 型、I - 2 型はより危険度が高く評価されやすく、II 型、III 型は逆に危険度が低く評価される傾向がみられた。既往の判定手法によると必ずしも崩壊形態の特徴を区分できるものではなく、同じ分類の崩壊形態を示している斜面の危険度にも開きがある。また、同じ崩壊現象であるにもかかわらず形態によって危険度がばらついた。

これらから、崩壊の起こり易さを判定する場合にその形態を区別して行ったほうが、全ての形態を含めて判定するより良好な分析結果が得られると考えられる。

3. 2. 可能性回帰モデルの概要 本検討では、斜面崩壊の危険度判定を専門家が多様な崩壊要因を総合的に経験を踏まえて評価する「あいまいシステム」とみなし、ファジィ理論に基づく「可能性線形システム」を用いた。この手法は西ら²⁾などによる検討例がある。ここでは、崩壊形態及び地震

加速度と各崩壊要因は線形の関係にあるとみなし、線形システムの係数にファジィ数を用いた。

入力値を各崩壊要因の5段階区分による評価値、出力値を崩壊形態及び地震加速度とすると、可能性線形システムは1式で表される。

$$Y_i = A_0 + A_1 X_{1i} + \dots + A_j X_{ji} \quad 1 \text{ 式}$$

A_0 : ファジィ定数項

A_j : 崩壊要因のファジィ係数 (j : 要因数)

$A_j = (B_j, C_j)$

B_j : 中心値, C_j : 可能性の幅

X_{ji} : 各要因の5段階区分評価値 (i : データ数)

Y_i : 出力値 (崩壊形態及び地震加速度)

ファジィ係数 A_j は可能性分布関数で、図-1に示す三角形ファジィ数を用いた。出力値 Y_i は、 j 個の崩壊要因のファジィ係数の C_j の合計が最小となるように A_j を決定することで求められ、線形計画問題に帰着できる。

3. 3. 崩壊形態に影響を及ぼす要因 地震による崩壊形態及び規模に影響する要因についてふれた文献から、以下に示す4つの要因を抽出した。また、表-1に入力一覧表を示す。

①高さ、②勾配、③斜面形状、④地盤構成

また、地震による斜面崩壊のしやすさに影響を及ぼす要因についてふれた文献から、以下に示す5つの要因を抽出した。また、表-2に入力一覧表を示す。

①高さ、②勾配、③斜面形状、④オーバーハング、

⑤不連続面の関係 (I-1型)

①高さ、②勾配、③斜面形状、④オーバーハング、⑤表土の厚さ、

⑥地盤構成、⑦不連続面の関係 (I-2型)

4. 結 果 各モデルの同定結果と検証結果を述べる。

4. 1. 崩壊形態を出力値とした回帰モデル 崩壊形態の判定をあいまいシステムと考え可能性回帰モデルの同定を行った結果を2式に示す。

$$Y = (0.246, 0) + (0.420, 0.333)X_1 + (0.065, 0.007)X_2 + (0.181, 0.152)X_3 + (0.058, 0)X_4 \quad 2 \text{ 式}$$

4. 2. 地震加速度を出力値とした回帰モデル ここでは、崩壊地における崩壊を発生させた地震加速度に着目し、その地震加速度を出力値にすることによって得られるモデルから、ある斜面が予測された地震加速度以上に対して弱く、崩壊に

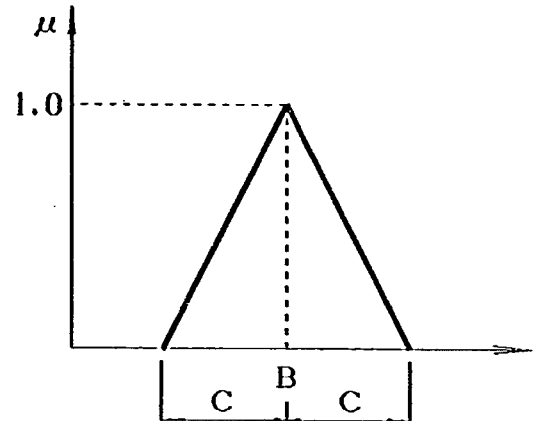


図-1 三角形ファジィ数

表-1 地震による崩壊に関する要因

項目	要 因	設 定																								
入 力 項 目 （ 説 明 定 義 ）	①高さ(m)	1 0.5 < 5	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">崩壊形状</th></tr> <tr> <th>崖</th><th>凹</th><th>凸</th><th>谷</th></tr> <tr> <td>1 </td><td>2 </td><td>3 </td><td>4 </td></tr> <tr> <td>5 </td><td>6 </td><td>7 </td><td>8 </td></tr> <tr> <td>9 </td><td>10 </td><td>11 </td><td>12 </td></tr> </table>				崩壊形状				崖	凹	凸	谷	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		崩壊形状																								
		崖					凹	凸	谷																	
		1					2	3	4																	
		5					6	7	8																	
9	10	11	12																							
2 5.5 < 10																										
3 10.5 < 20																										
4 20.5 < 30																										
5 30.5 < 40																										
②勾配(%)	1 1.0 < 5	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">崩壊形状</th></tr> <tr> <th>崖</th><th>凹</th><th>凸</th><th>谷</th></tr> <tr> <td>1 </td><td>2 </td><td>3 </td><td>4 </td></tr> <tr> <td>5 </td><td>6 </td><td>7 </td><td>8 </td></tr> <tr> <td>9 </td><td>10 </td><td>11 </td><td>12 </td></tr> </table>				崩壊形状				崖	凹	凸	谷	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	崩壊形状																									
	崖					凹	凸	谷																		
	1					2	3	4																		
	5					6	7	8																		
9	10	11	12																							
2 5.5 < 10																										
3 10.5 < 20																										
4 20.5 < 30																										
5 30.5 < 40																										
③斜面形状	1 凸型斜面	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">崩壊形状</th></tr> <tr> <th>崖</th><th>凹</th><th>凸</th><th>谷</th></tr> <tr> <td>1 </td><td>2 </td><td>3 </td><td>4 </td></tr> <tr> <td>5 </td><td>6 </td><td>7 </td><td>8 </td></tr> <tr> <td>9 </td><td>10 </td><td>11 </td><td>12 </td></tr> </table>				崩壊形状				崖	凹	凸	谷	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	崩壊形状																									
	崖					凹	凸	谷																		
	1					2	3	4																		
	5					6	7	8																		
9	10	11	12																							
2 凹型斜面																										
3 凸型斜面+凹型斜面																										
4 凹型斜面+凸型斜面																										
5 凸型斜面+凹型斜面																										
④地盤構成	1 風化、亀裂が発達していない岩である。	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">崩壊形状</th></tr> <tr> <th>崖</th><th>凹</th><th>凸</th><th>谷</th></tr> <tr> <td>1 </td><td>2 </td><td>3 </td><td>4 </td></tr> <tr> <td>5 </td><td>6 </td><td>7 </td><td>8 </td></tr> <tr> <td>9 </td><td>10 </td><td>11 </td><td>12 </td></tr> </table>				崩壊形状				崖	凹	凸	谷	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	崩壊形状																									
	崖					凹	凸	谷																		
	1					2	3	4																		
	5					6	7	8																		
9	10	11	12																							
2 亀裂が発達、均質しており、転石・落下が点状する。																										
3 風化、亀裂が発達している岩である。																										
4 均質上、砂質土																										
5 粘土土																										

表-2 地震加速度に関する要因

項目	要因	設定	崩壊形状																												
入力項目 (説明書参照)	①高さ(m)	1 0.5 < 5	<table border="1"> <tr> <th colspan="4">崩壊形状</th></tr> <tr> <th>崖</th><th>谷</th><th>谷</th><th>谷</th></tr> <tr> <td>1</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>2</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>3</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>4</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr> <td>5</td><td></td><td></td><td></td></tr> </table>	崩壊形状				崖	谷	谷	谷	1				2				3				4				5			
		崩壊形状																													
		崖		谷	谷	谷																									
		1																													
		2																													
	3																														
	4																														
	5																														
	2 5.5 < 10																														
	3 10.5 < 20																														
4 20.5 < 30																															
5 30.5 < 40																															
②勾配(%)	1 1.0 < 5																														
	2 5.1 < 10																														
	3 10.1 < 20																														
	4 20.1 < 30																														
	5 30.1 < 40																														
③斜面形状	1 凸型斜面																														
	2 凹型斜面																														
	3 凸型斜面+凹型斜面																														
	4 凹型斜面+凸型斜面																														
	5 凸型斜面+凹型斜面																														
④オーバーハング	1 -																														
	2 -																														
	3 オーバーハングなし																														
	4 崩壊のある斜面のオーバーハング																														
	5 崩壊のない斜面のオーバーハング																														
⑤表土の厚さ(m)	1 < 0.1																														
	2 0.1 < 0.5																														
	3 0.5 < 1.0																														
	4 1.0 < 2.0																														
	5 2.0 < 3.0																														
⑥地盤構成	1 風化、亀裂が発達していない岩である。																														
	2 均質土																														
	3 砂質土、砂質土																														
	4 風化、亀裂が発達している岩である。																														
	5 亀裂が発達、開口しており、粘土・砂土が混在する。																														
⑦不連続面の関係	1 1																														
	2 2																														
	3 3																														
	4 4																														
	5 5																														

至るものと考え地震動に対する崩壊のしやすさを表す回帰モデルとした。ここで用いた当該斜面の地震加速度は日本道路協会(1990)による水平成分最大加速度式²⁾から算出した。また、崩壊形態ごとに分析を行いその同定結果を3 (I-1型崩壊), 4 (I-2型崩壊) 式に示す。なお、II, III型崩壊についてはデータ数が少ないため、今回は対象外とした。

$$Y=(2.061, 0)+(0.113, 0)X_1+(-0.030, 0)X_2+(-0.172, 0.039)X_3+(-0.057, 0)X_4+(0.156, 0)X_5 \quad 3 \text{ 式}$$

$$Y=(2.279, 0)+(-0.039, 0)X_1+(-0.033, 0.043)X_2+(-0.063, 0)X_3+(-0.088, 0)X_4+(-0.013, 0)X_5+(-0.026, 0)X_6+(-0.020, 0)X_7 \quad 4 \text{ 式}$$

4. 3. 各モデルの要因評価 崩壊形態を出力

とした回帰モデルの同定結果から、要因の評価を表-3に、地震加速度を出力とした回帰モデルの同定結果から、要因の評価を表-4, 5に示す。

崩壊形態を予測するモデルは、可能性の幅があるものの当該斜面の崩壊形態をほぼ予測するものといえる。また、地震加速度を予測するモデルについては、I-1, I-2型の共通する要因としてオーバーハング、斜面形状、勾配があげられ、これらの要因について顕著な斜面ほど地震動による崩壊が発生しやすいと考えられる。また、I-1型崩壊の特徴として斜面と不連続面の関係が大きく影響していることから、このモデルにより地震動による斜面崩壊の要因を説明できるものと判断し、検証に用いるものとした。

構築されたモデル式について、伊豆大島近海地震によるデータ12ヶ所、千葉県東方沖地震によるデータ27ヶ所を適用し、モデル式の妥当性を検証した。検証結果を図-2に伊豆大島近海地震における崩壊形態を、図-3に伊豆大島近海地震I-1にける地震加速度を、図-4に千葉県東方沖地震I-2における地震加速度を示す。図-2においては、ほぼその形態を予測しているものとなった。図-3においては、予測値からはずれるものが多かった。これは、回帰モデルを同定するために用いたデータの地震加速度が160~200gal程度であったのに対し、伊豆の崩壊地では220~240galという大きな地震動であったためと考えられる。また、図-4においても200gal程度の崩壊地については予測される範囲におさまるが、大きな地震動であった箇所については予測値を越えるものとなった。

表-3 崩壊形態を出力とした回帰モデルの要因評価

要因	中心値	順位	意味合い	崩 壊	値	説 明
① 面 状	0.420	1	深い層、 傾斜が大 きな層	崩壊が斜面全体に及ぶ場合、 大規模な崩壊発生の可能性 随分高くなる	0.333	深い斜面でもその一部が崩壊 する事もある、小規模崩壊の 可能性もある
② 勾 配	0.065	3	傾斜が大 きな層	大規模になる 凸凹や高低差が斜面に現れる	0.007	あいまい性はほとんどない
③ 断面形状	0.181	2	凸凹や高 低差が大 きな層	大規模になる 崩壊しやすい	0.152	形状判定に主観が入る、 凸凹が斜面に表出する主観があれば 1-2、3層の可能性もある
④ 地質構成	0.055	4	崩壊が大 きな層の 作用する 層	急峻な地形、急な斜面、風化 で土質が弱くなる 大規模になる	0	

表-4 I-1型崩壊における地震加速度を出力とした回帰モデルの要因評価

要因	中心値	順位	意味合い	崩壊	値	説明
① 高さ	0.113	3	高い層、斜面に及ぶ場合、	高い層、斜面長が長く、	0	
② 勾配	-0.030	5	急な勾配、急な層、斜面に及ぶ場合、	緩速の急な層、急な層、斜面長の急な層、斜面長の急な層、	0	
③ 斜面形状	-0.172	1	急な層、急			

表-5 I-2型崩壊における地震加速度を出力とした回帰モデルの要因評価

要因	中心値	順位	意味合い	解 説	値	解 説
① 高さ	0.033	3	深い層、 地盤に 強い	深い層、斜面長が長く、 崩壊の発生確率が強い	0	
② 勾配	-0.033	4	急な層、 地盤に 強い	急な層、斜面下の土が 崩壊しやすい	0.013	急な斜面では土圧が大きい ことが多く、崩壊も少なく なると考えられる
③ 斜面形状	-0.063	2	急な層、 地盤に 強い	急な層、斜面下の土が 崩壊しやすい	0	
④ ハンク オンク	-0.033	1	急な層、 地盤に 強い	オーバーハンク部がある層、 崩壊しやすい	0	
⑤ 土質	-0.013	7	急な層、 地盤に 強い	急な層、斜面下の土が 崩壊しやすい	0	
⑥ 土質	-0.025	5	急な層、 地盤に 強い	急な層、斜面下の土が 崩壊しやすい	0	
⑦ 土質	-0.020	6	急な層、 地盤に 強い	急な層、斜面下の土が 崩壊しやすい	0	

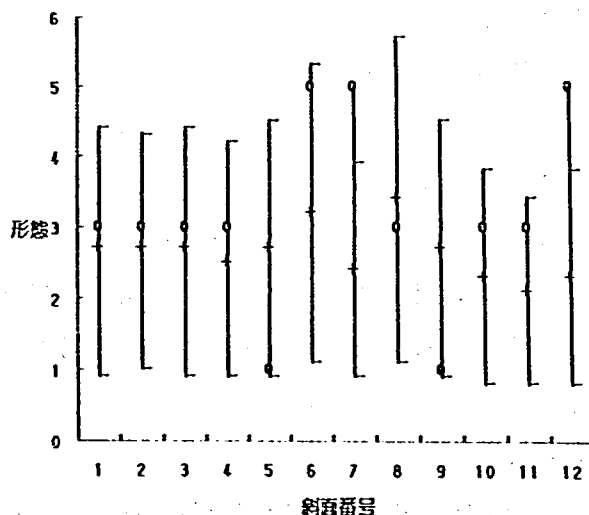


図-2 崩壊形態検証 (伊豆大島近海地震)

5. ま と め 地震による切土のり面・斜面の危険度判定に関して、ファジィ理論に基づく可能性回帰モデルを検討した。検討は、対象斜面を崩壊形態別に区分し既往の判定手法による評価を行い形態別に危険度評価が異なる傾向を得た。これにより危険度は崩壊形態別に評価した方が良好な結果が得られると判断し、崩壊形態を出力値とした解析を行いどのような崩壊形態をとりやすいかを判定する回帰モデルを同定し、次に、崩壊形態別に地震加速度を出力値として解析しこれを地震動に対する崩壊のしやすさを判定する回帰モデルとして同定した。

その結果、崩壊形態は主に斜面高さと斜面形状によって決定づけられるモデルが得られ、他の地震災害事例を用いて検証したところ、あいまいさを伴うものの発生しやすい崩壊形態をある程度予測できるものとなった。さらに、地震加速度はⅠ-Ⅰ型の場合は主に斜面形状及び斜面と不連続面の関係の影響が大きいというモデルが、Ⅰ-Ⅱ型の場合は主に斜面形状とオーバーハングの影響が大きいとするモデルを得た。同様に、他の災害事例を用いて検証したところ、Ⅰ-Ⅰ型については高さ要因の係数が適切でないため、必要以上に危険側や安全側に評価されるものがあつた。しかし、Ⅰ-Ⅱ型については、予測される地震加速度の範囲にある良好な結果を得た。これらの検討結果より、今回得られたモデル式の有効性は、

- ①崩壊形態：崩壊形態の予測手法として有効であるが、予測の幅が大きい。
- ②Ⅰ-Ⅰ型：高さ要因の影響判断が不十分と考えられモデル式としては不十分である。
- ③Ⅰ-Ⅱ型：ある程度の地震加速度を予測できるが、広範囲の加速度に対応できない。

今後は、Ⅰ-Ⅰ型のような落石タイプの崩壊に対応できるよう再検討するとともに、Ⅱ，Ⅲ型のような大規模崩壊に関するデータを収集し同様な解析を行うことによって多様な崩壊形態に対応するモデルを検討するほか、調査精度やデータ数などを見直した上で広い範囲の地震加速度に対応でき得る一般性のあるモデルを考えたい。

参考文献

- 1) 日本道路協会 道路震災対策便覧(震前対策編)，1988
- 2) 日本道路協会 道路橋示方書(耐震設計編)，1990
- 3) 西 邦正 他 ファジィ理論に基づく供用中切土のり面の崩壊要因評価と岩種特性，土木学会論文集No. 457，Ⅲ-21，pp. 151～154，1992. 12.

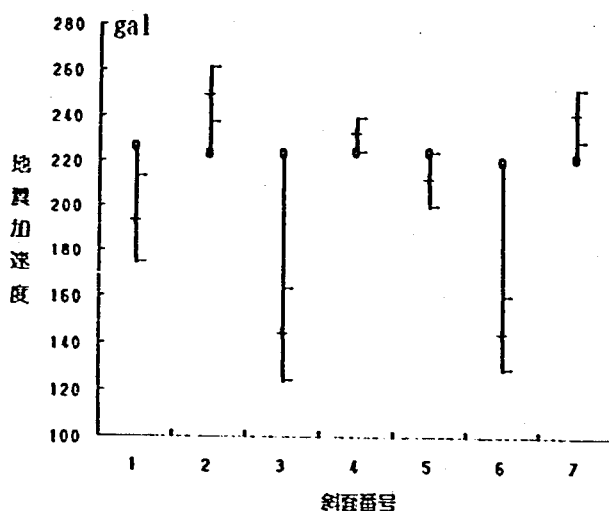


図-3 地震加速度検証Ⅰ-Ⅰ(伊豆大島近海地震)

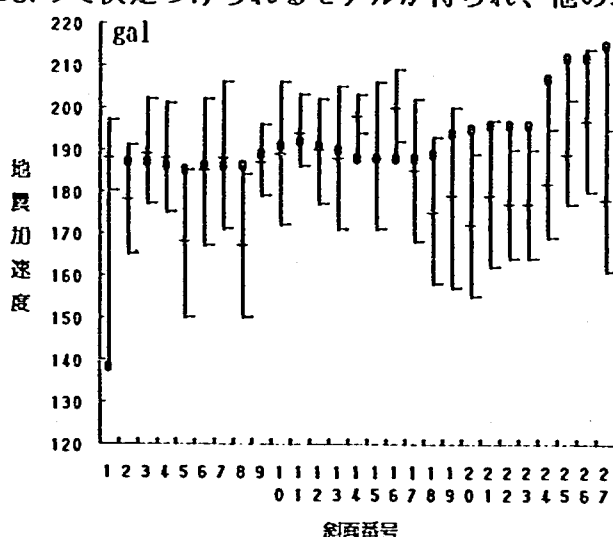


図-4 地震加速度検証Ⅰ-Ⅱ(千葉県東方沖地震)

地すべり移動速度の比による地すべりの滑落時刻の予測

新潟試験所 小嶋 伸一

1. はじめに

全国には、建設省所管のものだけでも約1万箇所、の地すべり危険箇所（昭和61年調査）が存在し、毎年数多くの地すべり災害のため多くの人命や家屋が失われている。このような災害による被害を少なくする方法のひとつとして、地すべり運動を監視し、地すべりの管理基準値を設定する事により、的確な警戒避難体制を確立する事があげられる。

このことから、本研究では、管理基準値を設定する上で重要な要素のひとつである地すべりが滑落するまでの余裕時間を知るために、既往の斜面（地すべりを含む）の崩壊時刻の予測式を整理し、速度比を用いて地すべりが滑落（以後、崩壊と記す）するまでの余裕時間を予測する手法について検討を行った。

2. 既往の斜面の崩壊時刻予測式

これまでに、図-1に示すような1次クリープ、2次クリープを経て3次クリープ段階で破壊するという土のクリープ挙動にその根拠をおいた、斜面（地すべりを含む）の崩壊時刻の予測式が斎藤等によって数多く発表され、多くの実績をあげてきた。

これら、斜面の崩壊時刻を予測するために提案された式の一覧を表-1に示す。

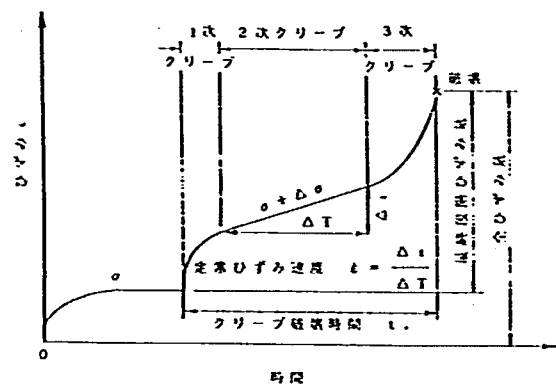


表-1 斜面の崩壊時刻予測式の一覧表

図-1 土のクリープ破壊曲線

	著者名	クリープ段階			対象項目	主要因子	提案モデル式	適用
		1次	2次	3次				
1	斎藤・土岐		O		崩壊時間	定常びずみ速度	$\log t_f = 2.33 - 0.915 \times \log \dot{\epsilon} \pm 0.59$	定常びずみ速度から崩壊時間を予測
2	斎藤			O	崩壊余裕時間	3次クリープ曲線上の3時刻	$t_f - t_1 = \frac{\frac{1}{2} (t_2 - t_1)^2}{(t_2 - t_1) - \frac{1}{2} (t_1 - t_0)}$	相対移動量時間の等しい3時刻から崩壊余裕時間の予測
3	堀田			O	移動速度の逆数	相対時間の $1/(\alpha - 1)$ 乗	$\frac{1}{v} = a (\alpha - 1)^{1/(\alpha - 1)} \times (t_f - t)^{1/(\alpha - 1)}$	崩壊時刻 t_f で $1/v \rightarrow 0$ の性質を利用、仮定的である
4	川村・佐岡・西本	O	O	O	移動速度の逆数	上に凸な時間関数 t の2次関数式	$\frac{d}{dt} \frac{1}{v} = A (B - t) \cdot t$	Aの値により崩壊型が収束型に区別でき、崩壊時間が推定できる
5	大村・上屋	O	O	O	面積びずみ速度	すべり抵抗面後の α 乗的減少	$\frac{d}{dt} \frac{1}{v} = A \cdot S^{\alpha}$	α の値により1次、2次、3次のクリープ曲線が得られる。
6	井	O	O	O	移動量	移動速度	$v = \frac{dl}{dt} = a_1 t + v_0 \quad (\text{第I段階})$ $v = \frac{dl}{dt} = v_0 \exp \{b(1 - t_0)\} \quad (\text{第II段階})$	移動量、移動速度がある程度以上ないと崩壊は発生しないとし、移動量と移動速度の関係を求めた

O: 対象とするクリープ段階を示す。

A, B, d, α 等は引用文献によるものである。

これらの式は、それぞれ適応クリープ段階や求められる値などが異なっており、さまざまな特徴を有している。表-2にそれぞれの式の特徴を示す。表-2から、各式で必要となるデータは、びずみや移動速度など地すべりの移動量を観測することで決定されるデータであることがわかる。また、適

用クリープ段階は、斎藤 表-2 斜面の崩壊時刻予測式の特徴

・上沢式は2次クリープ段階、斎藤式、福岡式は3次クリープ段階、その他の式は1～3次クリープ段階である。決定する必要がある定数とは、複数の観測結果から最小2乗法等を用いて決めなければならない定数のこと

	予 測 式	適用クリープ段階			決定する必要がある定数	必要データ	求められる値	備 考
		1次	2次	3次				
1	斎藤・上沢		O		ナ シ	定常ヒズミ速度	崩壊時間	誤差(ばらつき)を一括もつ移動開始時刻が必要
2	A式			O	ナ シ	相対移動量(距離)の等しい3時刻	崩壊余裕時間	斎藤・上沢式が3次クリープ段階で適用可能と仮定
3	福岡			O	a, α	移動速度の逆数	崩壊余裕時間	
4	川村・浅岡・西本	O	O	O	A, B	相対移動量(距離)の等しい3時刻	移動速度の逆数(崩壊時間)	移動開始時刻が必要、重み付け最小2乗法でA, Bを決定
5	大村・土屋	O	O	O	A, a	すべり面抵抗面積	面積ヒズミ速度(崩壊時間)	滑動中の土塊の幅が一定としヒズミを面積ヒズミとする
6	井	O	O	O	a, b	移動量	移動速度(崩壊余裕時間)	第1, 2段階における初期値 v_0, l_0 が必要

O: 対象とするクリープ段階を示す。

A, B, α, a等は引用文献によるものである。

で、斎藤・上沢式及び斎藤式以外の式で必要である。崩壊時刻予測式から求められる値は崩壊時間と崩壊余裕時間があり、崩壊時間は1次クリープ開始から崩壊までの時間を示し、崩壊余裕時間は観測開始時刻から崩壊までの余裕時間を表している。

3. 速度比を用いた斜面の崩壊予測法

地すべり現場で地すべりの崩壊予測に利用する際、崩壊時刻の予測式は、①簡単な式である事、②データの観測が容易であること、③崩壊までの余裕時間がわかる事、④予測精度が高い事などの条件を満たすものが望ましいと考えられる。既往の崩壊時刻の予測式では、斎藤・上沢の式が比較的これらの条件を満たしていると考えられるが、それぞれの式に長所・短所がありすべての条件を満たす式はない。そこで、2観測時刻 t_1, t_2 における地すべりの移動速度の観測データ v_1, v_2 を用いて、表-1の2～5式の決定する必要がある定数を消去した。すると各式は(1)式のように変形できる。

$$t_r - t_1 = (t_2 - t_1) \frac{K^\alpha}{K^\alpha - \beta} \dots\dots\dots (1)$$

t_r : 崩壊時刻

t_1 : 観測開始時刻

t_2 : 観測時刻

$t_r - t_1$: 崩壊余裕時間

K: 時刻 t_1, t_2 での地すべり移動速度 v_1, v_2 の比 ($K = v_2 / v_1$)

α, β: 定数 (表-3 参照)

今、(1)式の適用範囲を3次クリープ

表-3 (1)式における定数 α, β の値

	予 測 式	適用クリープ段階	(1)式の α, β の値		備 考
			α	β	
2	斎藤	3次	1	1	
3	福岡	3次	α-1	1	モデル実験より α=1.5~2.2
4	川村ら	1~3次	1	t_1/t_2	3次クリープ時: $t_1/t_2 \approx 1$
5	大村, 土屋	2~3次	(n+1)/n	1	3次クリープ時: n>1

段階として、α=1、β=1とおく。その時に、過去の12地すべりの崩壊事例をもとに(1)式と斎藤・上沢の式における予測精度の検討を行った。図-2には、数例の崩壊事例について、実際の崩壊までの余裕時間と計算による崩壊までの余裕時間の関係を示した。図の横軸は、観測時点から崩壊までの余裕時間を表しており、0で崩壊が発生する。図の縦軸の計算誤差は、(2)式により求められる値で、0の場合は計算による予測された崩壊時刻と実際の崩壊時刻が一致することになり、一側では、計算による予測時刻より実際には早く崩壊が発生することを表し、予測に関して危険となり、+側で

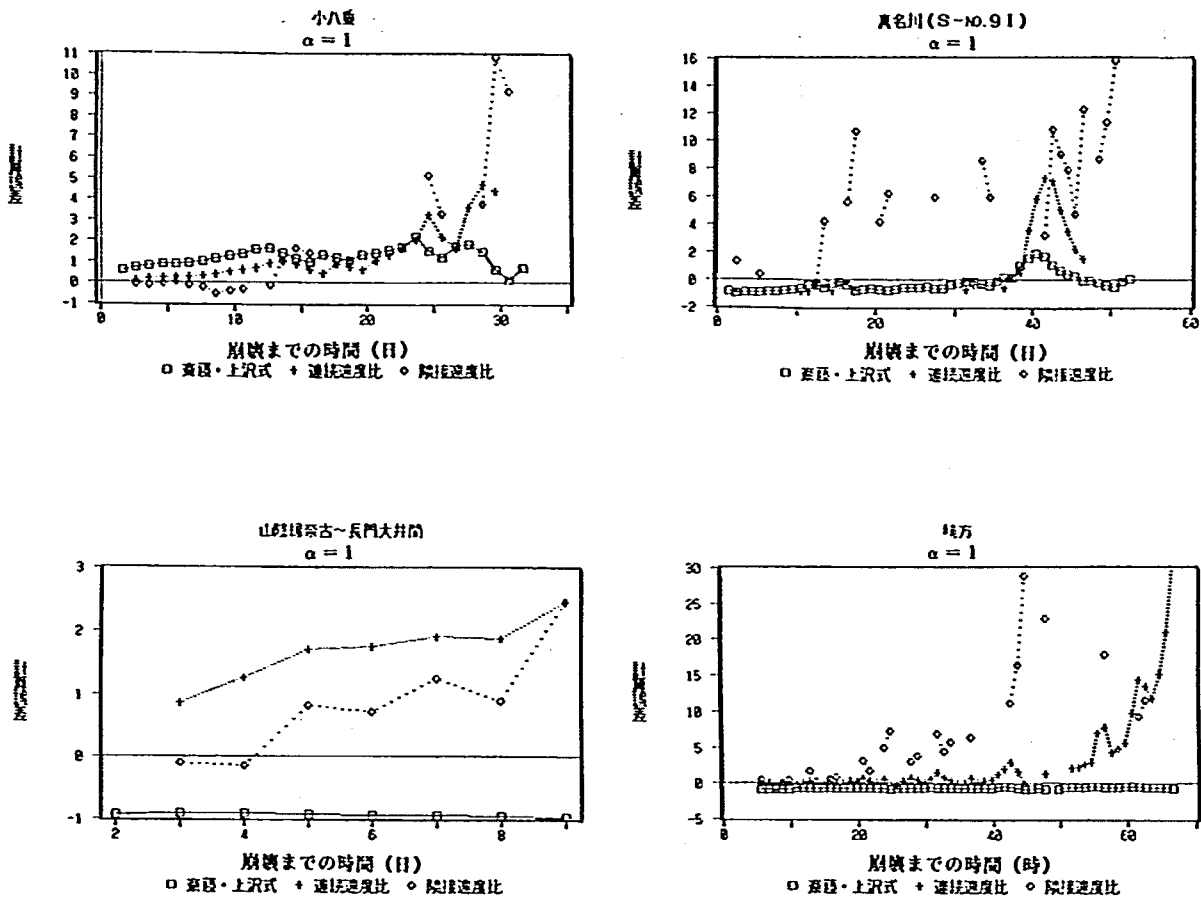


図-2 速度比による崩壊時間の予測精度

は、計算による予測時刻より遅く崩壊が発生することを表し、予測に関して安全側となる。

$$\text{計算誤差} = \frac{t_r' - t_c}{t_c} \dots\dots\dots (2)$$

t_r' : 実際の崩壊までの余裕時間

t_c : 計算より求められた崩壊までの余裕時間

また、図-2中に示されている連続速度比とは、観測開始時刻と時刻*i*における速度の比、隣接速度比とは、時刻*i*とその次の観測時刻*i+1*での速度の比を表す（図-3参照）。

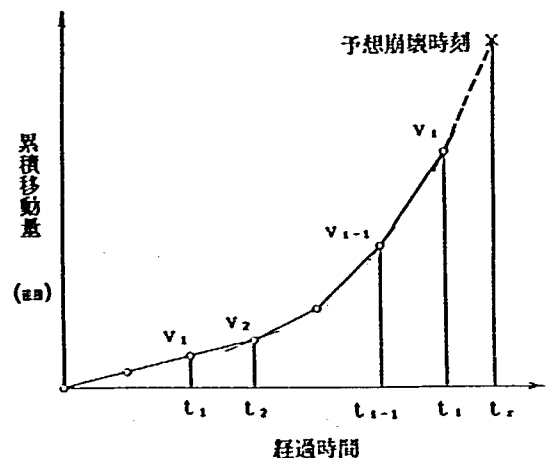


図-3 連続速度比と隣接速度比

図-2から、斎藤・上沢式では、崩壊時刻に近づいても計算誤差はあまり変化がない事がわかる。それに対して、速度比より求められた崩壊余裕時間は、連続速度比、隣接速度比ともに崩壊時刻に近づくにつれて予測精度が上がっている。すなわち、崩壊時刻に近づくに従い予測精度が上がるという事は、速度比が増加するに従い予測精度が上がるという事に等しい。また、連続速度比と隣接速度比の予測精度を比較すると隣接速度比の方が予測精度は低下しているが、連続速度比では移動量が小さく観測誤差の大きい観測開始時のデータを分母とするため、分母をいつの値にするかで速度比が大きく変化する。これらのことから過去の地すべり崩壊事例における隣接速度比と計算誤差の関係を調べ

た結果を図-4に示す。図-4をみると、隣接速度比が増加するに従って計算誤差は小さくなっていることがわかる。

表-4, 5は、斎藤・上沢式と速度比による予測式(1)式により求めた計算による崩壊時間の信頼幅(誤差の幅)を示してある。この表から隣接速度比が1.4以上では、斎藤式より(1)式を用いた方が信頼幅が小さくなり予測精度が高くなっていることがわかる。また、隣接速度比が2倍になると崩壊までの

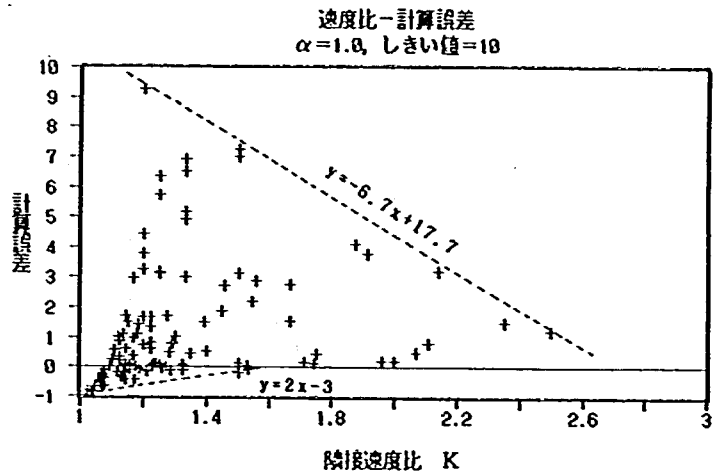


図-4 隣接速度比と計算誤差

表-4 斎藤・上沢式による崩壊余裕時間

余裕時間は移動量の測定時間間隔の2~8.6倍となり、日単位で移動量の観測を行っていた場合、前日との日移動量に対して日移動量が2倍になった場合には、観測開始日より2日~8.6日後(すなわち、観測日より1~7.6日後)に崩壊が起きる可能性が大きくなることがわかる。

停泊計の長さを10mとした場合の崩壊時刻

定常ひずみ速度	崩壊時刻()内は信頼幅	
	時間	日
1mm/日	2,786 (716~10,837)	116.1 (29.8~451.5)
2mm/日	1476 (380~5,743)	61.5 (15.8~239.3)
5mm/日	638 (164~2,481)	26.6 (6.8~103.5)
10mm/日	333 (87~1,315)	14.1 (3.6~54.8)
20mm/日	179 (46~697)	7.5 (1.9~29.0)
1mm/時	151.6 (39.0~589.7)	6.3 (1.6~24.6)
2mm/時	80.3 (20.6~312.5)	3.3 (0.9~13.0)
4mm/時	42.6 (10.9~165.6)	1.8 (0.5~6.9)
10mm/時	18.4 (4.7~71.6)	0.8 (0.2~3.0)

表-5 隣接速度比による崩壊余裕時間

隣接速度比	計算誤差	計算崩壊余裕時間比(信頼幅)
1.2	-0.6~9.7	6.0 (2.4~58.2)
1.3	-0.4~9.0	4.3 (2.6~38.7)
1.4	-0.2~8.3	3.5 (2.8~29.1)
1.5	0~7.7	3.0 (3.0~23.1)
1.7	0~6.3	2.4 (2.4~15.1)
2.0	0~4.3	2.0 (2.0~8.6)

計算崩壊余裕時間比 = $\frac{\text{計算崩壊余裕時間}}{\text{測定間隔}}$

4. まとめ

今回、既往の斜面(地すべりを含む)の崩壊予測式を整理し、速度比による崩壊余裕時間の予測について検討を行った。その結果、この手法によって比較的精度の高い崩壊時刻の予測が可能であることが明らかとなった。特に、隣接速度比が1.4倍以上になると斎藤・上沢式より予測精度が高いことや、例えば隣接速度比が2倍になると観測時点から崩壊までの余裕時間は、移動量観測時間間隔の1~7.6倍の範囲となることなど、警戒・避難のために非常に有益な結果を得た。

このように、速度比を用いることにより地すべりを管理していく可能性は示されたが、今回の検討では斜面の崩壊事例のデータは12事例と少なく、今後さらに多くのデータをもとにして検討を進めていく必要がある。

引用文献

- 土屋智・大村寛: 斜面崩壊時刻の予測式とその力学的特徴に関する考察, 地すべり学会, 地すべり Vol. 25 No. 2 P. 2~8, 1983
- 斎藤通幸・上沢弘: 斜面崩壊時刻の予測, 地すべり学会, 地すべり Vol. 2 No. 2 P. 7~12, 1956
- 斎藤通幸: 第3次クリップによる崩壊時刻の予測, 地すべり学会, 地すべり Vol. 4 No. 3 P. 1~8, 1958
- 山口真一: 斜面の崩壊時刻の予測式の精度評価について, 地すべり学会, 地すべり Vol. 14 No. 2 P. 1~3, 1977
- 斎藤通幸: 表面移動速度の連続を用いた斜面崩壊時刻の予測法, 地すべり学会, 地すべり Vol. 22 No. 2 P. 8~13, 1985
- 戸村雅夫・佐藤誠・西本敦晴: 地すべり予測のためのパソコン活用, 土質工学会, 土と基礎 Vol. 34 No. 7, P. 43~54, 1986
- 大村寛・土屋智: すべり面拡大モデルによるクリップ現象の解析, 地すべり学会, 地すべり Vol. 25 No. 1 P. 1~6, 1983
- 村松聡・大村寛・土屋智: 斜面崩壊時刻の予測についてー斜面崩壊の経時進行過程ー, 地すべり学会, 地すべり Vol. 24 No. 4, P. 11~18, 1982
- 斎藤通幸: 斜面崩壊予測のためのクリップ法適用についてー崩壊予測の精度評価に寄与してー, 地すべり学会, 地すべり Vol. 14 No. 1 P. 30~38, 1977
- 土屋智・大村寛: 斜面崩壊時刻の予測法と適用結果について, 地すべり学会, 地すべり Vol. 25 No. 1 P. 1~8, 1983
- 保原雄: 国道33号線沿道地区斜面崩壊事例について, 地質と調査, P. 30~35, 1980年第3号
- 藤沢秀一・安西山(編): 地すべり選集, 国土技術, 第6巻第7号, P. 109~112, 1973
- 新井三郎・成田実・藤原雄一: 国道33号線沿道地区斜面崩壊の予測, 地質学雑誌, No. 28, P. 259~272, 1986
- にゅうす. 鉄道土木, Vol. 8 No. 9, P. 62~63, 1956
- 中・古生層分布地域での切土の斜面崩壊の分析, 岩崎屋, 平成2年9月
- 山梨県土木部: 昭和56年度切土等道路工事地質調査報告書, 1984

表層崩壊危険度予測のためのモニタリング基礎実験

地質研究室 ○藤井 厚企

1. まえがき 現在、道路交通規制基準の雨量は斜面の崩壊危険度を考慮して設定されているが、この基準を設定する際ののり面・斜面の調査項目は地形、表層地質、変状などの目視や災害履歴であり、最も重要な斜面内部の性状やその経時変化は考慮されていない。道路交通網をより安全性の高いものにするためには、今後、斜面の経時的な内部情報を含めた精度の高い崩壊予測を行っていく必要がある。そこで、ローム層の分布する自然斜面において、土壌水分計、傾斜計、温度計、雨量計による斜面表層のモニタリングを行い、降雨と土壌水分量、傾斜量などの対応性を調査した。その結果、降雨時に特徴的な斜面変動が観察され、斜面のモニタリングが降雨時の道路管理手法として有望であることが分かった。ここでは、梅雨期に観測されたいくつかの降雨時のサクション及び斜面傾斜変動について報告する。

2. 目的 降雨による斜面崩壊機構を解明し崩壊予測に結びつけるためには、斜面内部情報の収集と浸透流解析を並行して進める必要があるが、ここでは、まず実際の自然斜面内部のモニタリングを行い、観測上の問題点や観測精度の把握、モニタリングの有用性の検討等を目的とした。

3. 調査地及びモニタリング方法 調査地（図-1）は、茨城県の筑波山北方の真壁町に位置する自然斜面である。地質は下位から花崗岩の基盤、マサ、ローム、腐植土である。調査はこの斜面の谷部に沿った測線上で実施した。図-2は測線沿いに実施した土研式簡易貫入試験の結果を示したものであり、便宜上Nc値50を基盤として表示した。調査地は斜面中腹で表土が厚く、オーガーボーリング等によると表土の厚い部分は再堆積性のロームを主体としている。また、同図に示すように斜面下部のNo11付近から湧水が見られる。

モニタリング装置とモニタリング方法は温度、傾斜、サクション測定用センサー部の配置を図-3に示す。測定インタ

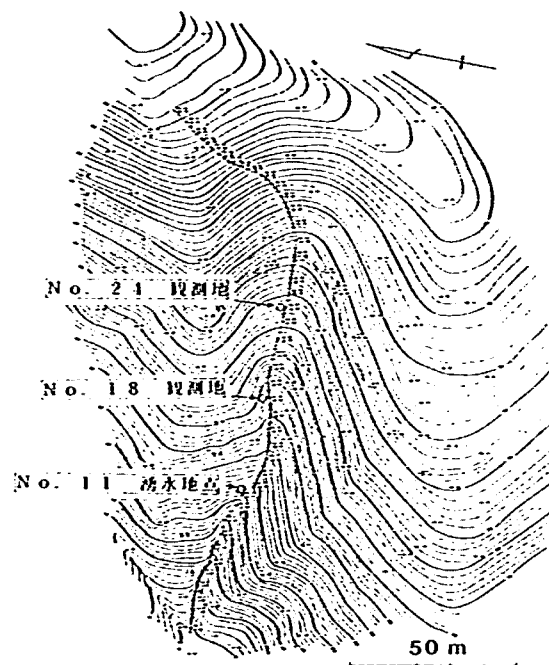


図-1 調査地平面図

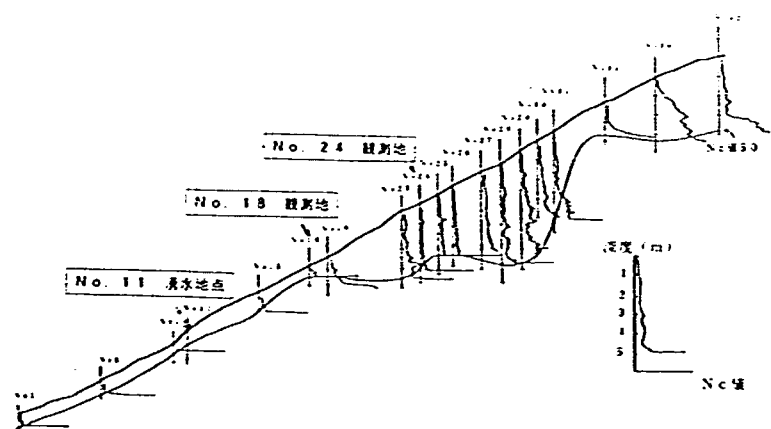


図-2 調査地断面図

ーバルは15分に設定した。センサーは、No18（下流側）、No24（上流側）付近の二箇所に設置した。サクションはテンシオメーターを用い、一地点に50cmと100cmの二深度に設置した。しかしNo18地点のテンシオメーターは100cm深度がセンサー不良のため測定されていない。傾斜計は分解能0.0001（度）であり、斜面上下方向（斜面谷側傾斜がプラス）の傾斜が測定されるよう設置した。また、傾斜計本体に温度センサーが内蔵されており、気温の影響に対するキャリブレーションが可能になっている。ただし、測定される気温は外気温ではなく防水箱内の温度である。

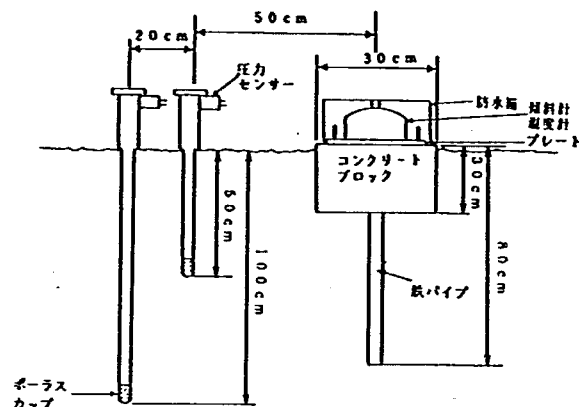


図-3 センサー部配置図

4. モニタリング結果 図-4は1993年6月18日12:00から7月11日0:00までのモニタリング結果である。同図によるとNo18地点の50cm深度のサクションはノイズが大きく、満足なデータが得られていないので、今回の検討には用いなかった。また、傾斜の実測値は気温に対応した変動を生じ、これが降雨による傾斜変動を検出する上でノイズとなる。そこで同図では、温度のみの影響がでていると思われる1日分のデータを用い気温と傾斜の相関を求め、20℃の気温時のデータに換算することにより気温の影響を消去した。同図を概観すると、まとまった降雨が6月19～20日、6月23日、7月2～3日、5日などに見られる。また、6月29～30日は低雨量強度ではあるが長期間に渡る降雨が見られる。それに対しサクションは、6月20日、23日、6月30日～7月1日、3日、5日等に低下しておりサクション低下開始には降雨開始後、約半日弱のタイムラグがある。一方、傾斜変動は6月19日、23日、26日、29日、7月1日、2～3日、5日、7日、10日等に見られ、降雨開始直後から変動が見られる。また、傾

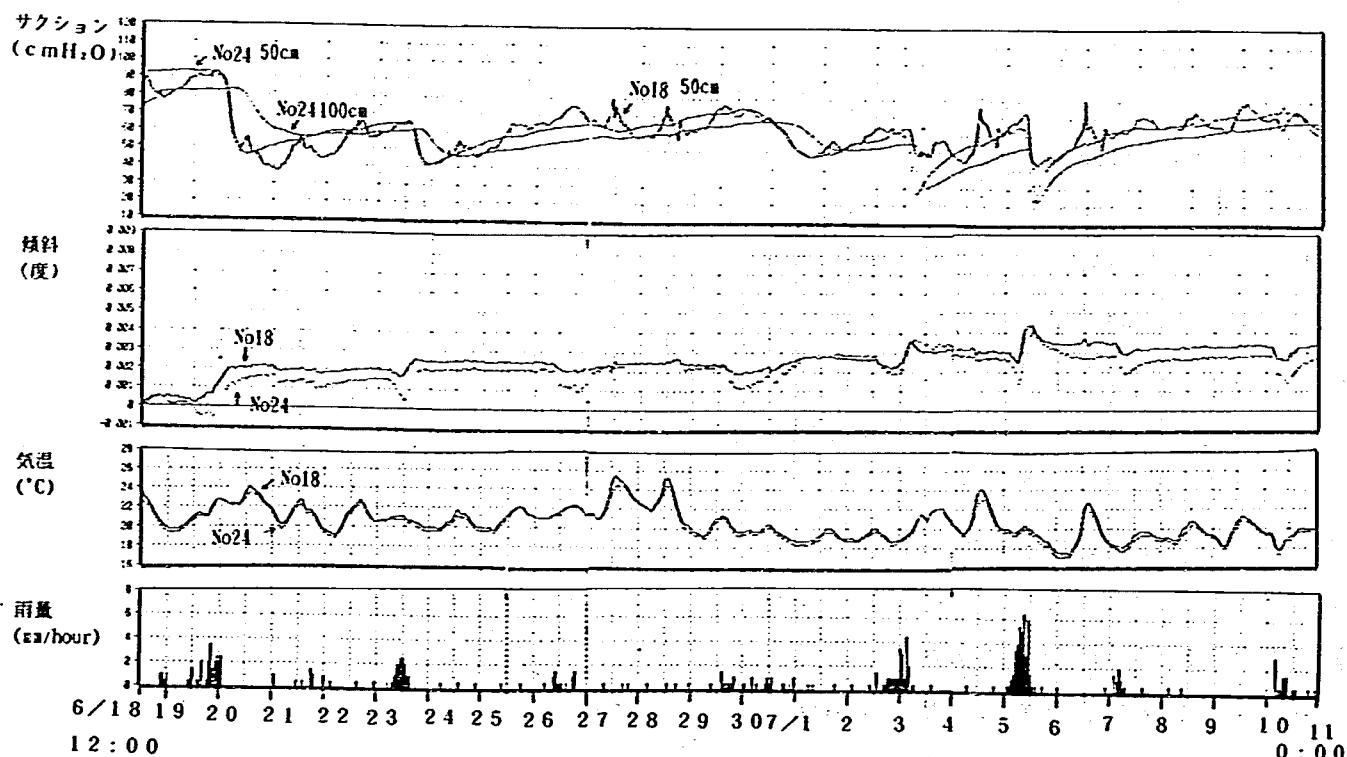


図-4 モニタリング結果

斜変動は強い降雨毎に谷側へ不可逆的に傾斜する傾向があり、その傾斜変動量は同図によると1カ月弱で約0.003度に達している。おそらく、斜面の表層土層は降雨毎にクリープを生じているものと思われる。次に、各センサーの相関を見る。まず、図-4において降雨とサクションの変化を比較すると、降雨が降り始めてからテンシオメーター設置深度に達するまでのタイムラグやサクションの低下量や低下速度にはかなりのばらつきがある。例えば、6月19日の累積雨量は22mm、6月23日の累積雨量は15mmで両者を比較すると前者の方がタイムラグが大きい（前者が約13時間、後者が約9時間）。また、低下量等雨量に比例しない場合もある（6月19日と7月5日など）。これらの現象はおそらく、降雨開始時の土壌の含水状態や含水分布の相違が強く関係していると思われる。このことは、単なる連続雨量だけでは精度の良い斜面崩壊危険度予測ができないことを示している。

次に降雨と傾斜変動を比較すると、降雨開始後しばらくの傾斜はマイナス側（山側）に変動するが、さらに降雨が継続すると傾斜はプラス側（谷側）に移る。さらに詳細に見ると、傾斜変動量には図-5に示すような大きく分けて4つのパターンがある。

次に降雨と傾斜変動を比較すると、降雨開始後しばらくの傾斜はマイナス側（山側）に変動するが、さらに降雨が継続すると傾斜はプラス側（谷側）に移る。さらに詳細に見ると、傾斜変動量には図-5に示すような大きく分けて4つのパターンがある。

- ①降雨開始後山側に傾き降雨終了後も降雨前の状態に戻らないタイプ。
- ②降雨開始後山側に傾き、その後谷側傾斜に転じ、降雨終了後は降雨前に戻るタイプ。
- ③降雨開始後山側に傾き、その後谷側傾斜に転じ、降雨終了後は降雨前より谷側傾斜するタイプ。
- ④降雨開始後山側に傾き、その後谷側傾斜に転じ、集中的な強雨に際谷側傾斜はピークを迎えるが、その後やや山側に回復して最終的には降雨前よりやや谷側に傾斜して安定する。

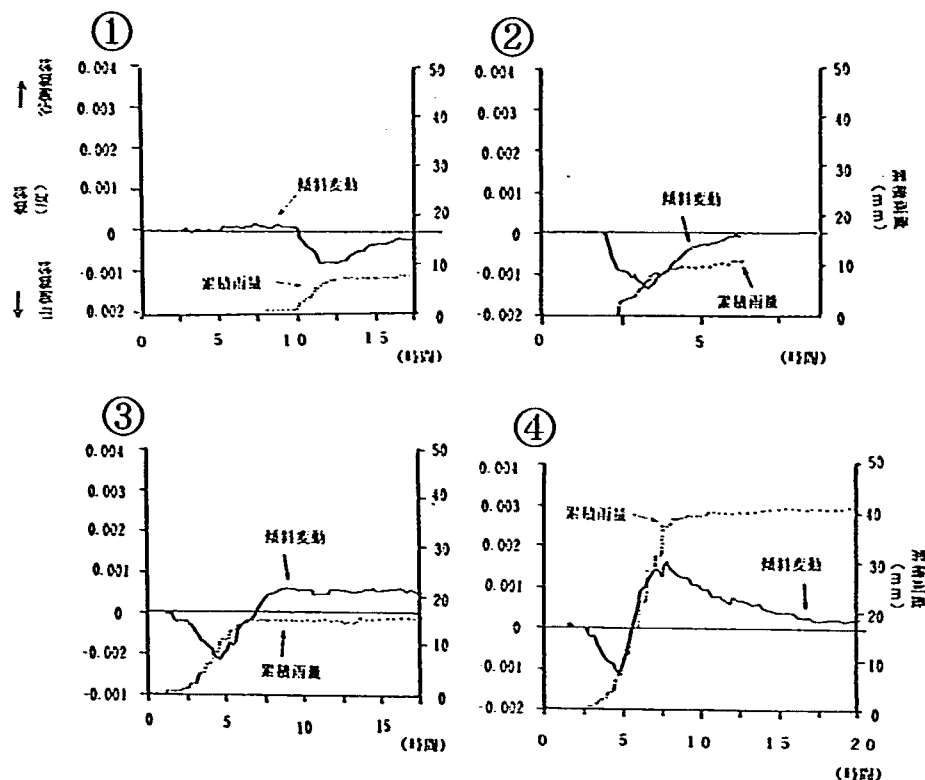


図-5 降雨時の傾斜変動パターン

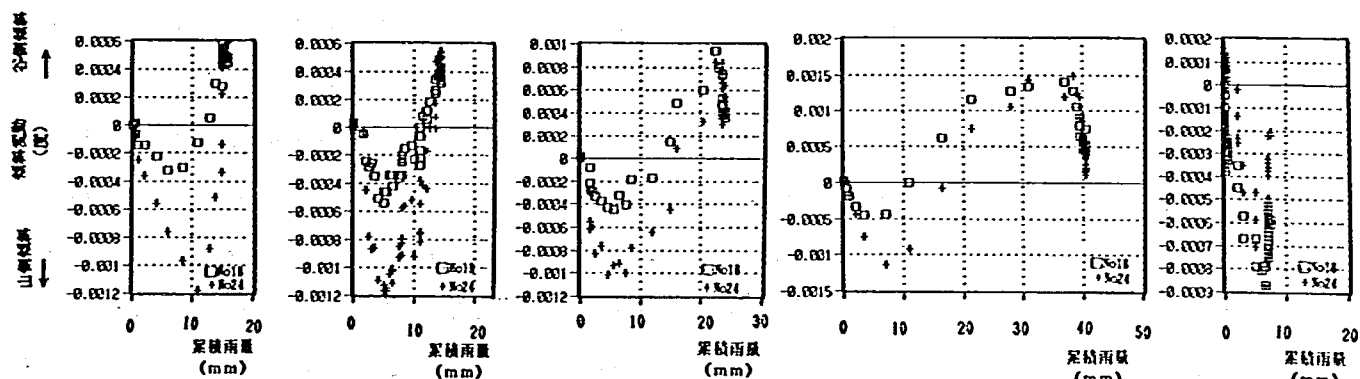


図-6 累積雨量と傾斜変動の関係

この動きは雨量、サクシヨンの影響があると思われる。図-6はいくつかの降雨時における累積雨量傾斜変動の関係の例を示したものである。同図によるといずれの場合にも累積雨量約5mm~10mmのときに最も山側に傾斜し、約10~15mmのときに傾斜は降雨前の状態に戻りさらに降雨が継続すると雨量に比例して傾斜が谷側に傾く。山側の傾斜量は常にほぼ同程度であるが谷側への傾斜量は降雨量や降雨パターンにより異なる。そこで一連の降雨における累積雨量と降雨開始から最も山側へ動いた傾斜から最も谷側に動いた傾斜までの最大傾斜変動量の相関を求めたものが図-7である。同図によると累積雨量と最大傾斜変動量には明瞭な正の相関がある。同様に図-8は最大傾斜量と最大サクシヨン量の関係である。同図においても、正の相関が認められる。また、同図においてはデータ不足のため明瞭には出てないが、最大サクシヨン変化量で10~20cm l_2 0、最大傾斜変動量で0.0014~0.0015°以上でサクシヨン、傾斜の変化は正の相関の関係を示す。最大サクシヨン変化量と最大傾斜変動量に相関が認められるということは、傾斜変動が土中への水分浸透に起因して発生していることを示すものである。しかし、そのメカニズムは不明であり、今後、このような土中水分の変化が土壌物性に及ぼす影響について検討し、傾斜変動ならびに斜面の不安定化を合理的に説明するモデルを開発する必要がある。

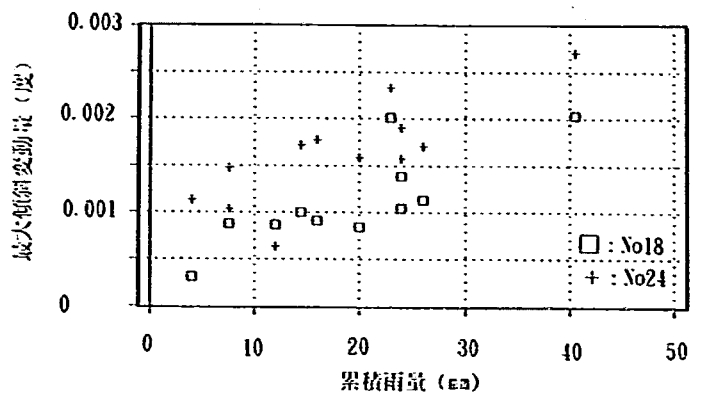


図-7 累積雨量と最大傾斜変動量の関係

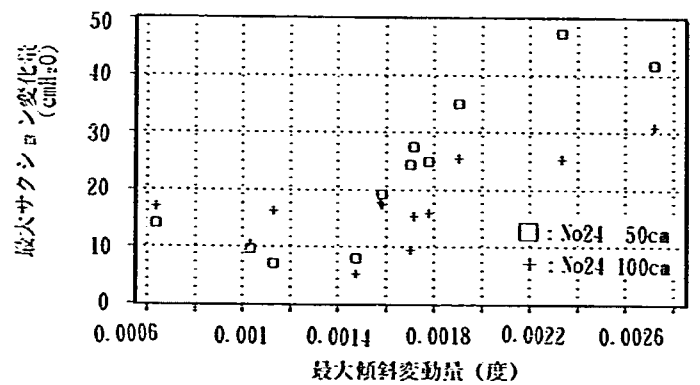


図-8 サクシヨン変化量と傾斜変動量の関係

5. まとめと今後の展望 降雨時における斜面表層崩壊の予測のための予備的なモニタリング試験を行った結果、降雨開始からサクシヨンの低下までのタイムラグやサクシヨンの低下速度・低下量が降雨毎にかなり異なることが分かった。このことは、崩壊までの降雨量を単に連続雨量や時間雨量によって予測することの限界を示している。また、降雨毎に斜面表層が微小ながら特異な傾斜変動を示すこと、その変動は大きくはけて4つに分けられ、その変動量はサクシヨンの変動量、累積雨量と関連があることなどの新知見も得られた。これらのことは、斜面表層崩壊の予測におけるモニタリングの有用性を示すものである。一方、モニタリング方法については、気温の影響が大きいため気温変化の補正法や気温の影響を受け難いセンサーを開発する必要があることなど今後の課題も得られた。合理的な地質調査により崩壊位置や形態を予測して適切な位置にセンサーを設置する方法、高精度なセンサーや計測システムの開発、面的に雨水浸透をモニタリングするために物理探査を適用する方法など技術課題は多いが、浸透流解析と斜面安定度解析を結びつけたモニタリングデータの解析及び安定度評価法、降雨量予測技術を取り入れた数時間後の斜面安定度予測手法など、斜面モニタリング技術は、降雨時の道路管理のみならず道路防災技術の新たな展開の端緒となろう。

砂の破壊に伴うAEの発生特性についての2、3の考察

材料施工部施工研究室 中場 広喜

1. まえがき

切土工事の安定性確認や斜面の崩壊予測は、工事の進捗に伴う地山の変位や土留め構造物に作用する応力等を、傾斜計や応力計などによって判断している。筆者は、これらに変わる計測法として、地盤の不安定さが表面的に変位・変状として表れる以前に発生するAE (Acoustic Emission) に着目した。AEとは「個体材料内部の微妙な破壊、変形あるいはそれと同様なエネルギー解放課程において発生する弾性波動現象」で定義され、計測対象物の内部状態や挙動の早期検出が最大の特徴である。AEは、金属の破壊診断や岩盤(岩石)等の破壊予測などの分野で多くの研究がなされて実用化に至っており、土地盤においても安定性確認等の早期判断に寄与できるものと考えられる。

2. 目的

AE法を斜面の安定性確認や崩壊予測に適用するには目的に応じて、①波形や波形の数から得られる種々のAEパラメータ(イベントカウント、持続時間、最大振幅値、エネルギー、エネルギーモーメント等)の特性から内部応力状態(破壊の程度)を知る解析法、②複数のセンサー(土質ではウェーブガイドにセンサーを設置)によって計測されたAE波形を解析し、2点間の到達時間差によりAE発生位置を評定することによりすべり面を推定し、相対的な脆弱箇所を推定する解析法の2つが代表的な手法と考えられる。

本研究では、①の調査・検討方法として三軸圧縮試験の内部にAEセンサーを入れ、各種の応力状態の基で砂の破壊とAEパラメータの関係と三軸圧縮試験における崩壊予測の可能性の可否を目的に実験を行った。また、②の方法について実大盛土で、ウェーブガイドによるすべり面位置の評定についての調査を行った。

3. 三軸圧縮試験における内部応力状態の推定

3.1 試験方法およびAE計測方法

実験は、図-1に示すように供試体寸法が径100mm、高さ200mmの三軸圧縮試験装置を用い、飽和し等方圧で圧密した後には排水条件のもとで一定量の増加による応力制御のせん断試験とした。載荷速度は、 $0.05 \text{ (kgf/cm}^2\text{/min)}$ とし側圧(σ_3)は $1.6 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ である。試験で用いた試料は珪砂(ケース1)と豊浦標準砂(ケース2)であり、相対密度(D_r)70(%)を目標に、突き棒による突固めとした。

AE信号の計測は、三軸圧縮試験装置の下部ベDESTAL (1c h)に設置したAEセンサーにより行った。AEセンサー(共振:25KHz、平坦:0~10KHz、ブリアンプ30dB内蔵)でAE信号を計

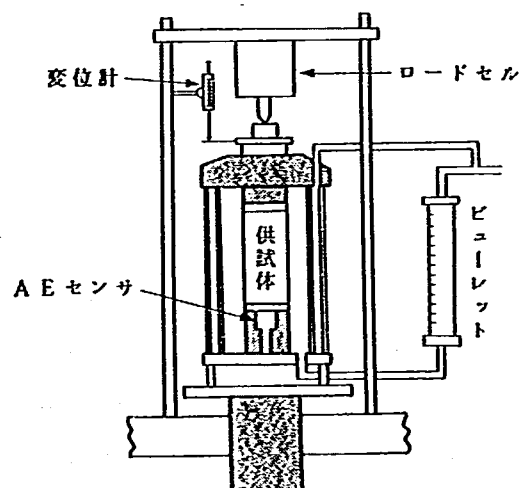


図-1 実験装置

測し、AE計測器内で40dBに増幅したものをA/D変換後、各パラメータに演算計算しパーソナルコンピュータに

表-1 AE計測の条件

センサー特性	25kHz共振型
計測周波数	1kHz~30kHz
サンプリング時間	5(μ sec)
総増幅量	30+40(dB)
信号検出用しきい値	0.5(V)

記憶する。AE計測の諸条件は表-1の通りであり、検討に用いたAEパラメータの算出方法は図-2の通りである。

3.2 試験結果

図-3はケース1及びケース2の応力~軸ひずみの関係である。最大応力はケース1が、8.02(kgf/cm²)ケース2が7.38(kgf/cm²)である。以下、いくつかのAEパラメータについて、供試体のせん断破壊の進行とともに変化するAEの発生特性をもとに崩壊予測の可能性を検討する。

3.2.1 最大振幅値および立ち上がり時間

図-4はケース1の軸ひずみレベルごとの最大振幅値とカウント数の関係である。破壊が進行し軸ひずみが増加しても分布形状には顕著な変化は見られない。この結果はケース2においても同様であった。このパラメータは、破壊の規模に応じて大小の値が得られる訳であるが、計測対象が土である場合は、伝搬距離による減衰により明瞭な変化が表れないものと考えられる。

また、立ち上がり時間においても、最大振幅値の結果とほぼ同様であった。

3.2.2 持続時間

図-5はケース1の軸ひずみレベルごとの持続時間とカウント数の関係である。軸ひずみが2(%)付近までは、150~250(μ sec)の値を持った信号が多く発生している。その後、ひずみの進行と共に500(μ sec)以上の信号が多く発生している。本パラメータは、前述のパラメータとは破壊のレベルにおいて異なる傾向を示している

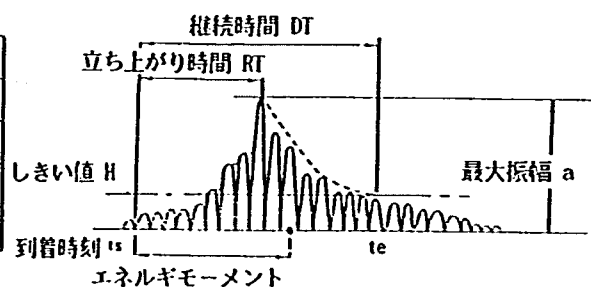


図-2 AEパラメータの算出方法

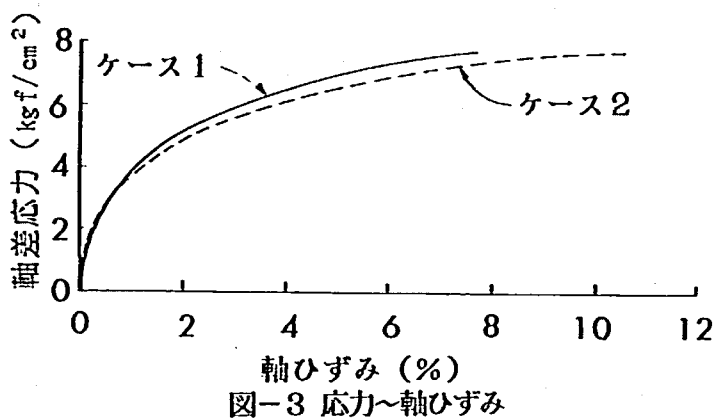


図-3 応力~軸ひずみ

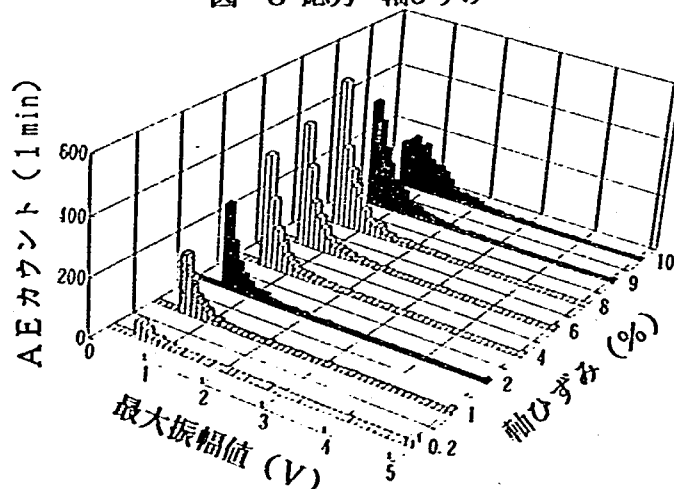


図-4 最大振幅値 (ケース1)

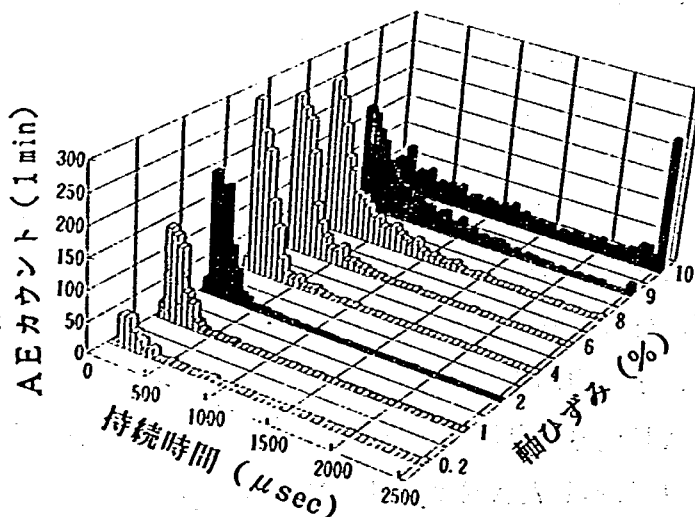


図-5 持続時間 (ケース1)

ことがわかる。

3. 2. 3. エネルギーモーメント

図-6はケース1の軸ひずみレベルにおけるエネルギーモーメントとカウント数の関係である。同様に図-7はケース2の結果である。

せん断の開始により土粒子の再配列に伴うAE信号が活発に発生しているひずみレベル2(%)までは、70(μsec)のエネルギーモーメント値を持ったAE信号が多く発生している。その後、軸荷重が増加し供試体内部に局所的なすべり面が形成され、すべり破壊に伴うAE信号の発生が開始される、ひずみレベル4~6(%)になると、100(μsec)のエネルギーモーメント値を持ったAE信号が多くなっている。さらに軸荷重が増加するにつれ、面と面とによるすべり破壊が助長され、すべり破壊によるAE信号が多く発生しているひずみレベル6(%)では、100(μsec)以上の大きなエネルギーモーメント値を持ったAE信号が発生し破壊に至ると考えられる。このように、破壊の進行とともに変化するエネルギーモーメントのAE特性は、砂の破壊メカニズムを推定するのに可能なパラメータと考えられる。

4. 実大盛土によるAEの評定位置

4. 1 実験方法

築造した盛土は図-8に示すように、高さ6.25m、のり面勾配1:0.2、奥行きが盛土底面で5.0mである。また、この盛土はジオテキスタイルによる補強土実験も行っているため、25cm間隔でジオテキスタイルを敷設している。AEセンサー及びウェーブガイドは盛土造成中に、盛土天端から1.25m間隔でのり面より0.25mの位置に4本埋設した。盛土材料は含水比を2.9(%)まで低下させた乾燥川砂で、仕上がり厚さを25cmとし、振動コンパクターにて1回の締固めとした。締固め後の乾燥密度は1.58(kgf/cm³)である。

AEの計測は、図-9に示すウェーブガイド($\phi=1.3\text{cm}$ 、 $L=200\text{cm}$ 、材質:ステンレス)を盛土に埋設し行った。計測の諸条件は「三軸圧縮試験における内部応力状態の推

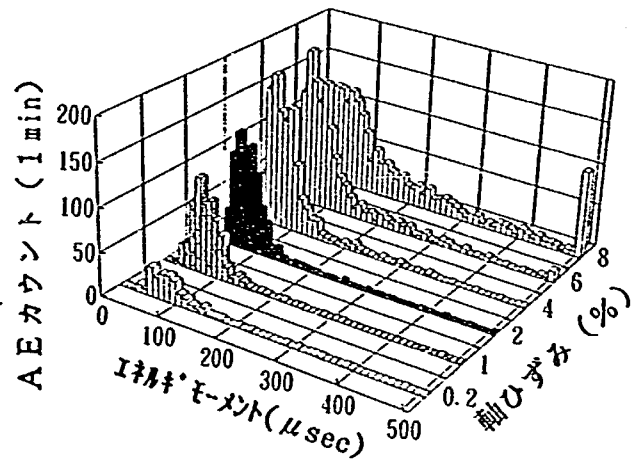


図-6 エネルギーモーメント (ケース1)

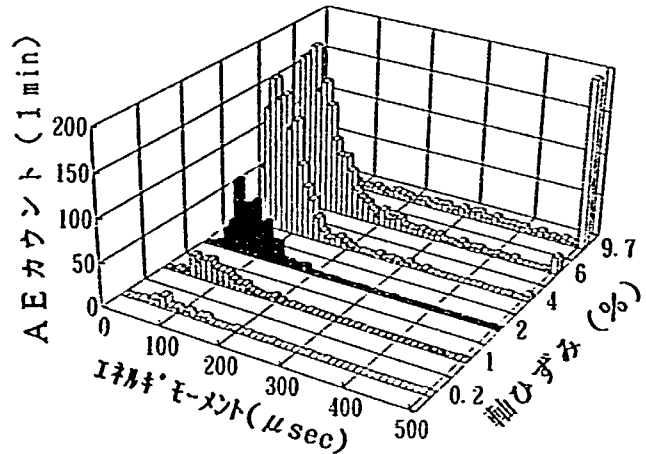


図-7 エネルギーモーメント (ケース2)

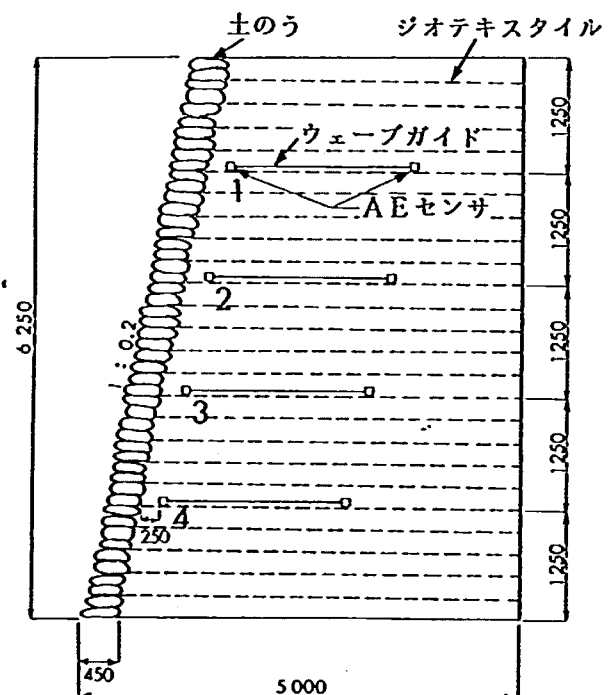


図-8 盛土概要

定」の実験と同様である。

実験方法は、ジオテキスタイルにあらかじめ巻き付けておいたニクロム線に電流を流し、ジオテキスタイルを切断し盛土を不安定な状態にし、その時に発生するAE信号とジオテキスタイルのひずみ、盛土の変位を計測することとした。

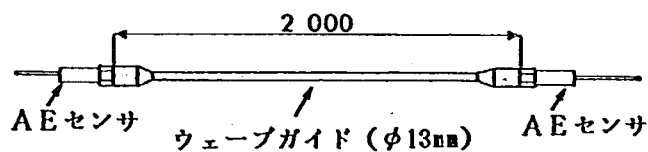


図-9 ウェーブガイド

4.2 実験結果

図-10は盛土完成直後から敷設間隔が2.0mになるまでジオテキスタイルを切断した時のイベントカウントによるAEの発生位置評定である。また、図中の破線はジオテキスタイルのひずみ分布による推定すべり線である。また、この時点の変位量はのり前面で5~10(mm)、盛土上部で5~7(mm)程度であった。

本実験で、ジオテキスタイル切断時にAEの発生が活発になり、その後盛土を放置している間はAEの発生がほとんどみられず、次の切断時にAEの発生が活発になる傾向がみられた。これは、ジオテキスタイル切断時に応力の再配分が行われ一時的に土粒子が再配列するためと考えられる。

図より盛土上部では、卓越した位置があるもののAE信号の発生範囲が広く分布している。また、No.3のウェーブガイドで計測した位置では発生位置の範囲が狭く卓越位置が鋭利である。これらは、ジオテキスタイルの切断に伴う土粒子の再配列が上部ほど広い範囲行われていることと、上部では拘束圧が小さいため局所的な崩壊が多数発生しているためと考えられる。

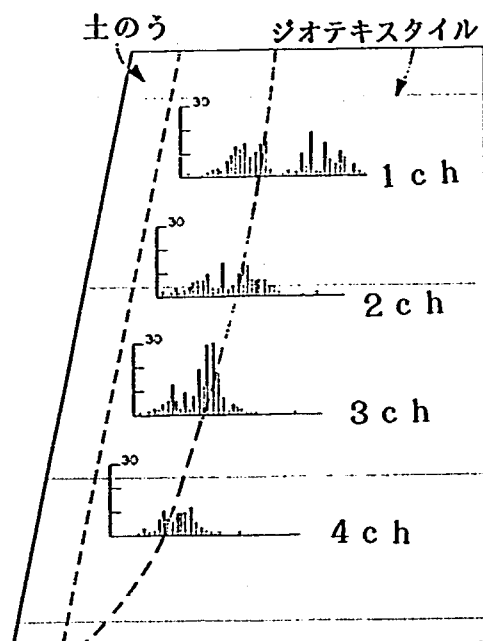


図-10 AE評定位置と推定すべり線

本実験のように盛土高さ5(m)の実規模の盛土においても、すべり面の評定は概ね一致し、またAEを計測することにより盛土内部の挙動を監視することが十分に可能である。

5. あとがき

本試験結果より以下のことがわかった。

- 1) AEパラメータであるエネルギーモーメントは、土粒子の再配列に伴う場合は70(μ sec)の値を持った信号が多く、面と面のすべりによる破壊では、100(μ sec)以上の値を持った信号が多い傾向である。
- 2) 実大盛土においては、盛土内部の推定すべり線とAEによるすべり位置評定が概ね一致し、また、盛土内部の挙動をAEにより監視することが可能である。

今回の試験で定性的ではあるが、供試体内部の破壊挙動をエネルギーモーメントによって推定することが可能であり、またウェーブガイドによる計測法では実大規模の盛土において破壊位置の推定が可能であることがわかった。今後は、さらに予測精度の向上とともに現位置への適用方法について検討を加えていく予定である。

水辺の国勢調査に基づく魚類と水質の関係

環境部河川環境研究室 渡辺昭彦

1. まえがき

近年、水辺が重要視され、生物に対する自然的な生息環境の保全が注目されている。河川の水質管理においても生物が生息可能な水質について評価する必要が求められている。

しかし、これまで、魚類と水質の関係について、水産関係者から養魚池の環境としての水質レベルを明らかにした研究¹⁾、あるいは生物学者による一河川レベルの研究²⁾はあるが、実際の捕獲魚を対象に全国規模で水質と魚類生息環境の関係を明らかにした研究はない。

本研究は建設省河川局が平成2年から開始した「河川水辺の国勢調査」で実際に捕獲した魚類と、その近傍の水質の関係を検討したものである。

本研究において、ヤマメ、アユ、フナなどの魚類と、水質の関係をある程度示すことが出来た。今後、水圏における自然的な環境保全を図る際に貴重なデータとなるものと思われる。

2. 目的

本研究では、魚類、水質のデータとして、「河川水辺の国勢調査（魚介類調査編）」³⁾（以下、水辺の国調という）と、「水質年表」⁴⁾及び「河川水質年鑑」⁵⁾（以下、水質年鑑という）のそれぞれ平成2、3年版を用い、その整理データをリンクさせ、水質からみた代表魚類の生息範囲について明らかにする。

3. 方法

ヤマメ（アマゴ）、アユ、ウグイ、カマツカ、フナの5種類の魚類について、その関係を散布図に示した。

①魚類……確認（目視確認、採捕確認）

②河川状況……河床勾配

③水質……年平均DO、BOD75%値、年平均水温（観測回数は年12回又は24回である）

それらの散布図より、魚類の生息に著しく影響していると考えられる水質について考察した。

また、その結果と現在の水質指標である生活環境の保全に関する環境基準（河川）や既存の文献の結果を比較した。

4. 結果

表 1 既存文献と本研究の結果

	生活環境の保全に関する 環境基準(河川) ⁶⁾	水産用水基準 ⁷⁾ (自然養殖)	日本の 淡水魚 ⁸⁾	実験(既存文献)による値	本研究の結果
ヤマメ	DO 7.5mg/l以上 BOD 2mg/l以下 pH 6.5-8.5	DO 7mg/l以上 BOD 2mg/l以下 pH 6.7-7.5 SS 25mg/l以下	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%
アユ	DO 5mg/l以上 BOD 3mg/l以下 pH 6.5-8.5	DO 7mg/l以上 BOD 2mg/l以下 pH 6.7-7.5 SS 25mg/l以下	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%
ウグイ		DO 6mg/l以上 BOD 3mg/l以下 pH 6.7-7.5 SS 25mg/l以下	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%
カマツカ				DO 3.38mg/l以上 BOD 12.5mg/l以下 pH 6.5-8.5	DO 3.38mg/l以上 BOD 12.5mg/l以下 pH 6.5-8.5
フナ	DO 5mg/l以上 BOD 5mg/l以下 pH 6.5-8.5	DO 6mg/l以上 BOD 3mg/l以下 pH 6.7-7.5	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%	山形県産20% 福島県産20% 栃木県産20% 群馬県産20% 埼玉県産20% 千葉県産20% 東京都産20% 神奈川県産20% 静岡県産20% 愛知県産20% 岐阜県産20% 長野県産20% 山梨県産20% 静岡県産20% 滋賀県産20% 京都府産20% 大阪府産20% 兵庫県産20% 奈良県産20% 和歌山県産20% 徳島県産20% 香川県産20% 愛媛県産20% 高知県産20% 福岡県産20% 佐賀県産20% 大分県産20% 熊本県産20% 鹿児島県産20% 沖縄県産20%

図-1、2にヤマメ、アユ、ウグイ、カマツカ、フナの5種類の魚類の生息が確認された近傍の水

質及び河床勾配関係を散布図で示す。また、表-1に環境基準及び既存文献で検討された水質範囲を示す。

魚種が確認されているとは、潜水での目視確認と投網等での採捕確認によるものである。

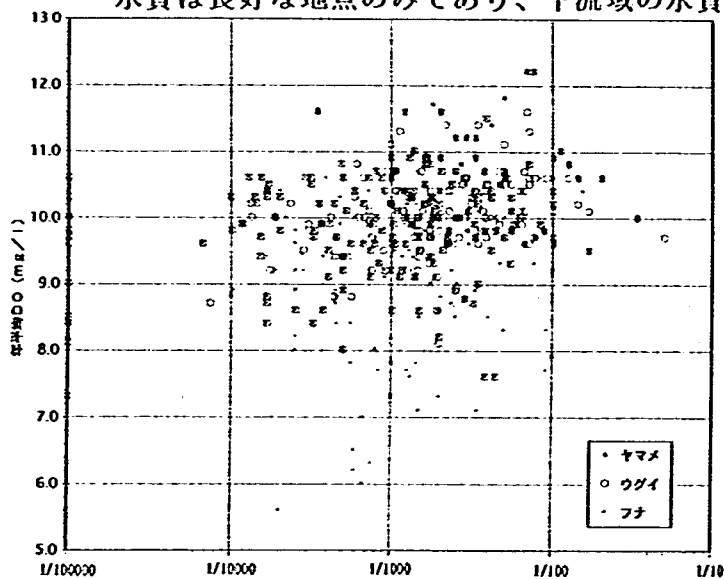
水質については、データの揃っている地点のみを用いている。

(1) ヤマメ（アマゴ）の生息が確認された水質範囲あるいは河床勾配との関係

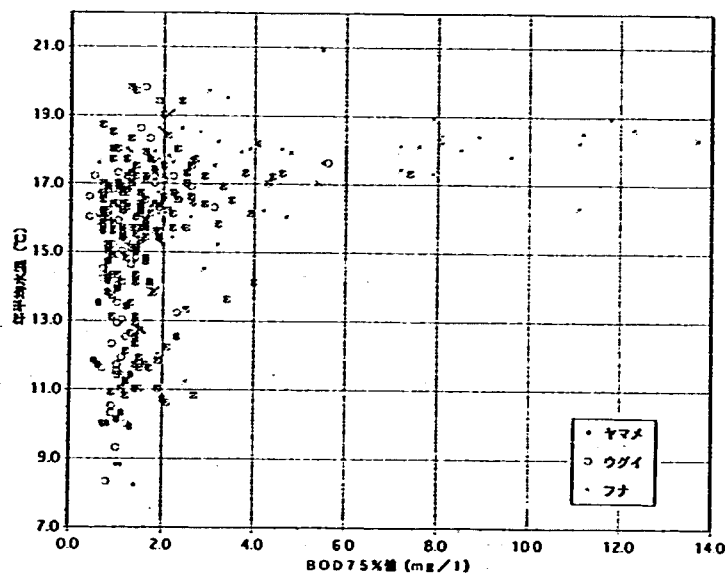
生息が確認された地点の水質は、年平均DOは9.5 mg/l以上、BOD 75%値は2 mg/l以下、年平均水温は16℃以下、SSは20 mg/l以下がほとんどである。

既存の文献では、DO 7.5 mg/l以上⁶⁾、あるいは7 mg/l以上⁷⁾とされ、BODは2 mg/l以下^{6, 7)}、SSは、25 mg/l以下とされている。また、水温は真夏でも20℃を超えることは少なく、水はきわめて清澄なところに生息するとされている⁸⁾。実際に生息する範囲も既往文献ときわめて類似した結果となっている。ただし、DOについては本研究の方が高い範囲になっている。これは、ここで用いたDOの値が平均DOであり、特に日変化や流量変化を考慮した値になっていないためである。

ヤマメ（アマゴ）は一般に下流域には生息しない（サクラマスやサツキマス、銀毛化したものなどを除く）といわれる。図-1(a)の河床勾配との関係をみると1/1000より急勾配のところに生息が確認された地点が多いことがわかる。しかし、1/1000より緩勾配なところにも生息が確認されている。これは、銀毛化したサクラマスやサツキマスなどが確認されたと思われるが、やはり水質は良好な地点のみであり、下流域の水質が良いことが生息可能な必要条件であると思われる。



(a) 河床勾配と年平均DO



(b) BOD 75%値と年平均水温

図-1 ヤマメ、ウグイ、フナの生息範囲

(2) アユの生息が確認された水質範囲あるいは河床勾配との関係

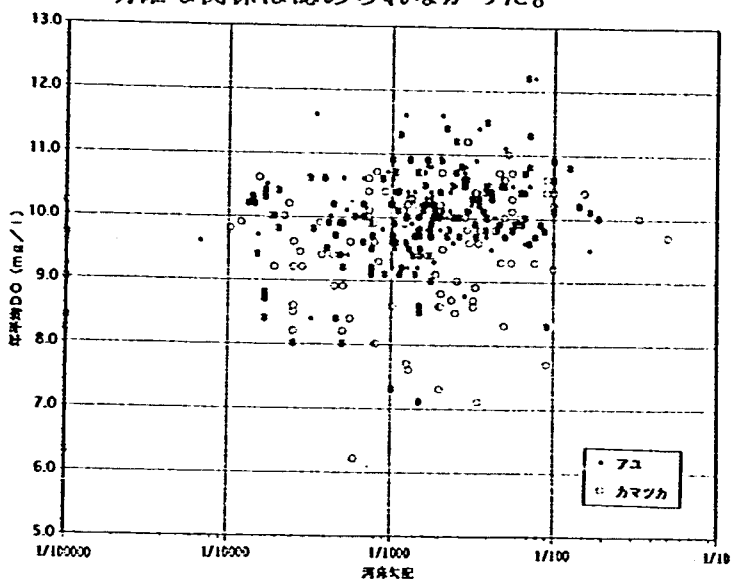
生息が確認された地点の水質は、年平均DOは8 mg/l以上、BOD 75%値は4 mg/l以下、年平均水温は20℃以下、SSは35 mg/l以下である。年平均水温に関しては生息が確認された範囲が10～20℃とヤマメと比べると広範囲となっている。

既存の文献では、DO 5 mg/l以上⁹⁾、あるいは7 mg/l以上とされ⁷⁾、BODは3 mg/l以下⁹⁾、あるいは2 mg/l以下⁷⁾とされ、SSは25 mg/l以下⁷⁾とされている。水温については、遡上は13～16℃が盛期で⁹⁾、生活には20～25℃が最適温度とされている¹¹⁾。

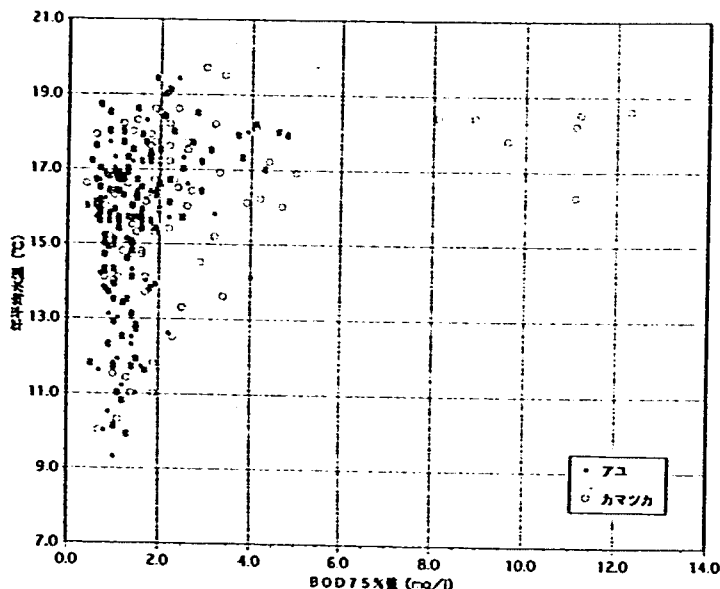
本研究の結果は、BODとSSがより広い範囲で、水温が低い範囲で、DOはかなり高濃度の所

のみで生息している。

河床勾配との関係については、 $1/10000 \sim 1/50$ と広範囲にわたって生息が確認されているため、明確な関係は認められなかった。



(a) 河床勾配と年平均DO



(b) BOD 75%値と年平均水温

図-2 アユ、カマツカの生息範囲

(3) ウグイの生息が確認された水質範囲あるいは河床勾配との関係

生息が確認された地点の水質は、年平均DOは 8 mg/l 以上、BOD 75%値は 4 mg/l 以下、年平均水温は 20°C 以下、SSは 40 mg/l 以下である。

既存の文献では、DO 6 mg/l 以上、BOD 3 mg/l 以下、SS 25 mg/l 以下とされている。

また、他の魚類が生息しないpH 3の強酸性の水域に生息するものもある⁵⁾。

本研究の結果は、BOD、SSともより悪い水質の所で生息が確認されたが、DOについてはやはり高いところのみで確認されている。

河床勾配との関係については、 $1/10000 \sim 1/50$ と広範囲にわたって生息が確認されているため、生息範囲との明確な関係は認められなかった。

(4) カマツカの生息が確認された水質範囲あるいは河床勾配との関係

生息が確認された地点の水質は、年平均DOは 7 mg/l 以上、BOD 75%値は 11 mg/l 以下、年平均水温は 20°C 以下である。しかし、年平均DOが $7 \sim 11 \text{ mg/l}$ 、BOD 75%値が $0.5 \sim 12.5 \text{ mg/l}$ 、年平均水温が $10 \sim 20^\circ\text{C}$ とかなり広範囲で生息が確認されておりヤマメ、アユと比較すると、水質がある程度良好でなくても生息可能であると思われる。

既存の文献はきわめて少なく、本田・清野の実験でDOが 3.38 mg/l で逃げ始め、 1.62 mg/l 以下で顕著な逃避がみられたと報告されている¹³⁾。しかし、本研究では、このような低濃度のDOの所には生息が確認されていない。

河床勾配と生息範囲の関係は、明確ではない。

カマツカについては、研究事例が少ないため、本研究での結果は貴重なものとなるであろう。

(5) フナの生息が確認された水質範囲あるいは河床勾配との関係

生息が確認された地点の水質は、年平均DOは 6 mg/l 以上、BOD 75%値は 13 mg/l 以下、年平均水温は 20°C 以下である。しかし、年平均DOが $6 \sim 11 \text{ mg/l}$ 、BOD 75%値が $0.5 \sim 13 \text{ mg/l}$ 、年平均水温が $10.5 \sim 20^\circ\text{C}$ とかなりの広範囲で生息が確認されている。

既存の文献では、DOが5～6 mg/l以上、あるいは2.8 mg/l以上、BODが5 mg/l以下、あるいは3 mg/l以下、水温はよく似た生息範囲のコイをみると7度以下になると活動しなくなるとされている。

本研究ではDOはほぼ同じ範囲で、BODはさらに高い範囲で生息が確認されている。

河床勾配との関係については、明確な関係は認められなかった。

5. まとめ

(1) DOについては、ヤマメ（アマゴ）、アユ、フナ、カマツカの4種は既存の文献の値より本研究の結果の方が高い範囲で生息が確認されている。これは、ここで対象としたDOが年平均DOであり日変動や季節変動の中でさらに低い値があらわれその影響と思われる。しかしながら、通年の最小DOを捉えることは困難であることが多く、水質管理をする場合は、年平均のDOを対象とすることも一つの方法と思われる。

今回、平均DOと魚類の生息域の関係が、かなりはっきりと認められ、魚類にとってDOの管理は特に重要であると考えられる。

(2) BODについては、カマツカ以外の4種について既存の文献の値より本研究の値の方がより高い、すなわち水質の悪い範囲となった。

(3) 水温については、参考となる既存の文献が少なく比較が難しかったが、概ね文献と同じ範囲の値となった。

(4) 河床勾配については、生息範囲との関係が明確に認められなかった。

(5) 本研究から、水質が非常に影響しやすい魚種はヤマメ（アマゴ）であった。以下、アユ、ウグイ、カマツカ、フナの順となった。これらの魚類は、今後の水質管理のための総合指標になると思われる。

(6) 本研究は、河道の形状や植生の状況、放流の影響などを無視した検討であり、今後さらに総合的に研究を進める必要があると考えられる。しかしながら、ここでとった研究方法である程度を示すことは可能なことが明らかとなった。さらに、他の魚種についても同様の検討をし、データを積み重ね魚類の生息からみた河川水質管理のための指標化を行っていく予定である。

6. 謝辞

本研究は、第47回建設省技術研究会「水環境管理に関する研究」における成果をもとに実施したものである。その中でも、中部技術事務所の岡田氏には主要データを快く提供していただいた。関係者各位に対して謝意を表します。

文献

- 1) 高橋、芳賀、山本、大森、1991、ヒメマスの増養殖に関する研究-N 西沢のヒメマスの成長、食性および魚類生息密度について、p. 39~60、山梨県魚畜センター 等
- 2) 広瀬一美、1981、多摩川の魚介類の寄生虫相に関する研究 *Diplozoon nipponicum*の寄生生態 3) 建設省河川局治水課監修、1993、平成2、3年度版「河川水辺の国勢調査年鑑」魚介類調査編 4) 建設省河川局監修、1992、1993、第31回、32回「水質年表」 5) 建設省河川局監修、1991、1992、日本河川水質年鑑1990、1991
- 6) 環境庁水質保全局監修、1988、改訂「水質汚濁防止法の解説」、p. 68~69 7) 建設省近畿地方建設局近畿技術事務所、1993、水質調査の基礎知識、p. 130 8) 川野昭治・大野信彦・監修、1993、日本の淡水魚、p. 166、山と渓谷社 9) 宮地博三郎、川野昭治・大野信彦共著、1989、原色日本淡水魚類図鑑、p. 198、保育社 10) 建設省技術研究会、1993、水環境管理に関する研究～水質、特に色濁に関する新たな指標について～、第47回建設省技術研究会河川部門指定課題論文集 11) 佐野和生、1991、養殖環境工学、p. 15、サイエンス社 12) 中村文雄、1985、魚類の行動変化に基づく水質の倉時監視方法に関する基礎的研究(Ⅱ)、水道協会雑誌、第54巻第8号、p. 12~23
- 13) 本田・清野、1984、低溶存酸素水に対する淡水魚の行動、生物研究所 14) 山元・平野・原・吉岡、1987、カマツカの低酸素下における呼吸および逃避反応、魚類学雑誌、33巻4号、p. 399~404 15) 山元孝一、1991、コイ科魚類6種の低酸素下における逃避反応、水産増殖、39巻2号、p. 129~132

イワナ及びヤマメの遊泳速度と イワナの魚道遡上に関する実験

砂防部砂防研究室 西中 悟

1. はじめに

砂防設備に魚道を設ける場合、冷水性の溪流魚が対象となることが多い。しかしながら、季節により河川の上流、中流、下流と、生活場所を変える習性のある回遊型の魚であるアユや、産卵のため川を遡上する習性のあるサケ、マス等を対象とした魚道の研究はこれまで多くなされており、実際に施工されているが、イワナ、ヤマメといった溪流魚の魚道遡上能力に関するデータは不足しているため、これらの魚を対象にした適切な魚道設計の手法は開発されていない。

そこで、本実験では溪流魚の魚道遡上特性の一部を明らかにするために、これまでほとんど測定されていなかったイワナ及びヤマメの遊泳速度を測定するとともに、イワナが階段式魚道を遡上する条件について、実験結果及び既往現地調査結果を考察した。

2. イワナ及びヤマメの遊泳速度実験

2.1 実験施設及び実験方法

遊泳速度の測定として様々な方法が紹介されているが²⁾、本実験ではウォータートンネルを用いる方法を採用した。図-1にその略図を示す。装置は長さ7 m、 $\phi=150\text{mm}$ の円筒型アクリルガラス製であり、内部が観察できるようになっている。また、前方のバルブを調節することにより、トンネル内の水の流速が変えられるようになっている。

実験は、まずウォータートンネル内を水で満たした後、トンネル後方にある投入口から魚を投入する。魚が落ち着いた後、パイプ内の水に所定の流速を与える。この時、流速は漸次変化するようにし、およそ4秒かけて所定の流速になるようにしてある。そしてこの時の流速と魚が定位している時間を測定するとともに、実験魚が遡上して行ったものについてはビデオ撮影したものより流速を測定した。実験に使用したイワナ及びヤマメは、研究用に養殖されたもので、全長およそ20 cm～30 cmの1、2年魚である。また、このときの水温は11～14℃であった。

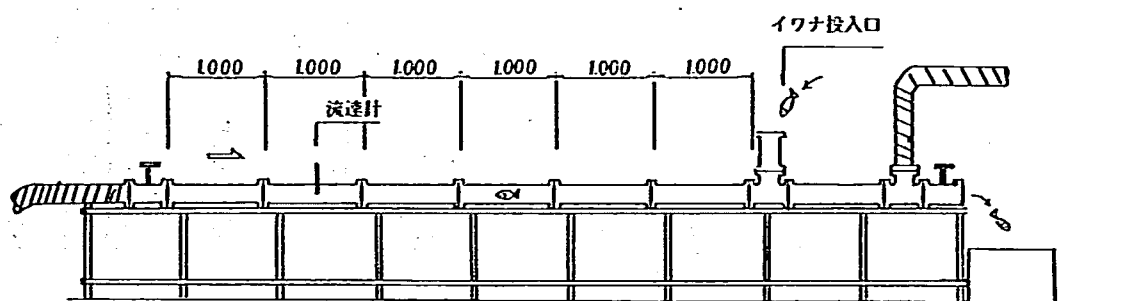


図-1 遊泳速度測定実験施設 (単位:mm)

2.2 実験結果と考察

実験結果より遊泳時間と遊泳速度の関係を図-2に示した。多くの場合で使用されている魚の遊泳速度としては、瞬間最大遊泳速度と最大持続遊泳速度の二つがある。前者はごく短時間だけ維持できる遊泳速度で、突進速度あるいは単に最大速度とも呼ばれる。後者はかなり長時間遊泳を維持できる速度の中で最大の速度で、耐久速度あるいは巡航速度と称されている。図-2よりイワナ、ヤマメは流速80~100cm/secを境にして、これより大きい流速では急激に遊泳時間が小さくなる傾向が読み取れる。この実験から、イワナ、ヤマメの巡航速度は80~100cm/sec程度であり、突進速度は150~250cm/secと判断される。遊泳速度はcm/secの単位で表すのが一般的であるが、測定魚の体長の倍数で表わされ、BL/secと表記されることもある。塚本らの研究結果によると³⁾、多くの魚種の突進速度は10BL/sec前後であり、巡航速度は2~3BL/secであるということがいわれているが、今回の実験結果でもこの関係が概ね成り

立っている。また、塚本の同様の実験よれば、アユの巡航速度は110cm/sec程度、突進速度は165cm/sec以上であり、今回のイワナ、ヤマメの値はアユよりもやや劣る結果となっている。したがって今回の遊泳力実験の結果だけから言えば、イワナ、ヤマメを対象とした魚道は、アユを対象とした魚道より設計速度を小さく抑えなければならないということになる。

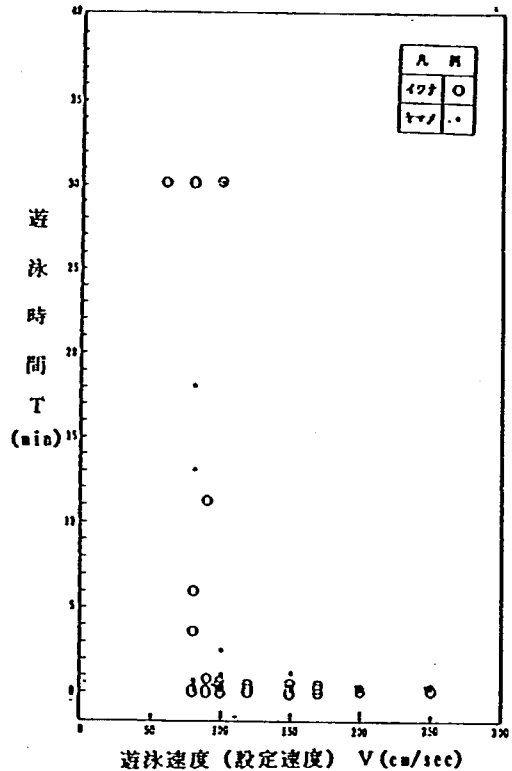


図-2 遊泳速度と遊泳時間の関係

3. イワナを用いた魚道模型実験

3.1 階段式魚道模型実験

実験に使用した魚道の模型を図-3に示す。検討対象とした魚道は、図-4に示すような切り欠き部を設けた階段式魚道である。魚道模型として用いた水槽は木製の片面アクリル製で、幅(内幅)0.7m、長さ1.7m、深さ0.9mであり、下流側水槽と中間水槽の隔壁の高さがかえられるようになっている。切り欠きは水槽幅の半分とし、潜孔は設け

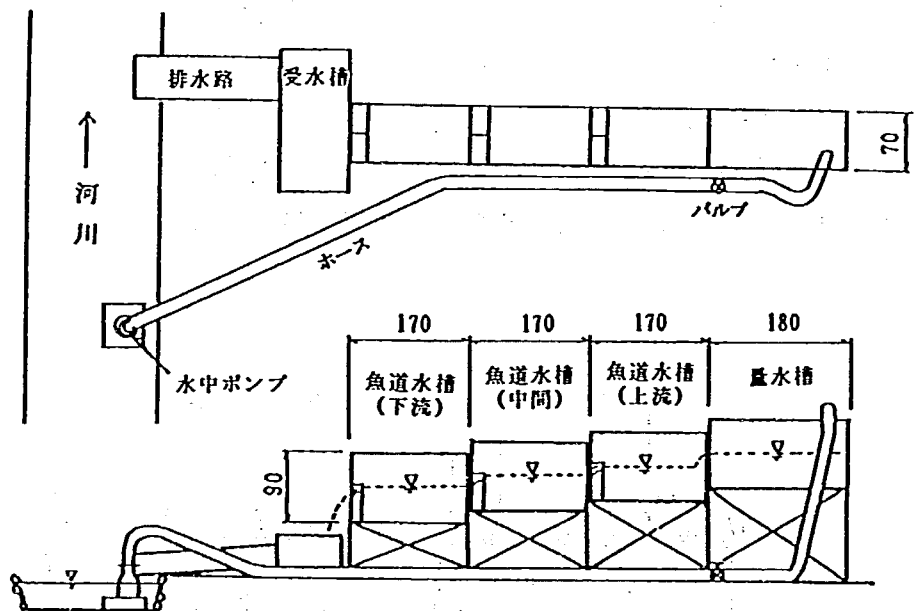


図-3 魚道模型全体図(単位:cm)

てない。

実験は、イワナ5尾を下流の水槽に入れ60分間放置し、その間に下流水槽から中間水槽に移動した魚数を数えるとともに遡上状況をビデオ撮影する方法で行った。実験条件は、単位幅流量（＝流入量÷切り欠き幅）を20、30、40、50、60 l/sec とした7種類の流量に対し、それぞれ隔壁間落差を10、20、30cmとした3種類について行った。実験には遊泳速度実験と同様の養殖魚を用い、同じ日に同じイワナを2回使用しないようにした。

3.2 魚道模型実験結果

3.2.1 切り欠き部の流速と水槽内の魚の行動

魚道模型内で最大流速が生じる、切り欠き部の流速と単位幅流量の関係を図-5に示す。

これを見ると、単位幅流量50 l/sec/m ～60 l/sec/m では流速がおよそ100 cm/sec であり、これはイワナの巡航速度測定結果のほぼ上限と一致するが、実験では単位幅流量40 l/sec/m が遡上の限界であった。

また、水槽内の魚の行動を見てみると、最初は流速の小さい水槽下流端部にとどまって、単位幅流量が40 l/sec/m 以下の場合、10分後ぐらいから5尾の内の1～2尾が水槽内を回遊するようになる。しばらく回遊しているうちに切り欠きから落下する流水沿いに泳ぎ上がる行動を見せるようになる。何回か切り欠き付近まで行く行動を繰り返した後、切り欠き部まで泳ぎ

上がる行動に移り、遡上に成功する場合と切り欠き途中から落下する場合に分けられる。途中から落下してしまう状況として、隔壁天端面の水深が小さいために（単位幅流量20 l/sec/m で水深2.3cmでイワナの体高が約5cm）魚の腹部が隔壁に支えてしまう場合と、落差が大きいため上りきれない場合が観察された。単位幅流量が40 l/sec/m を越えるとイワナはほとんど水槽下流端にとどまっていた。

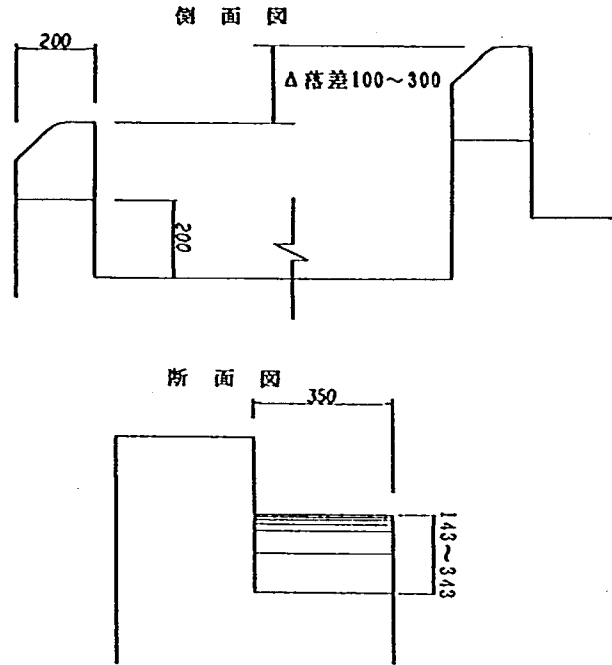


図-4 隔壁部の形状（単位：mm）

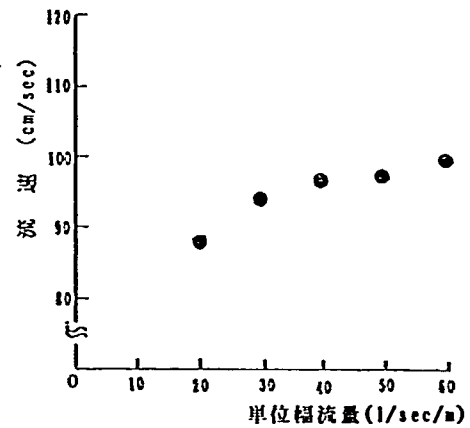


図-5 隔壁部での流速と流量の関係

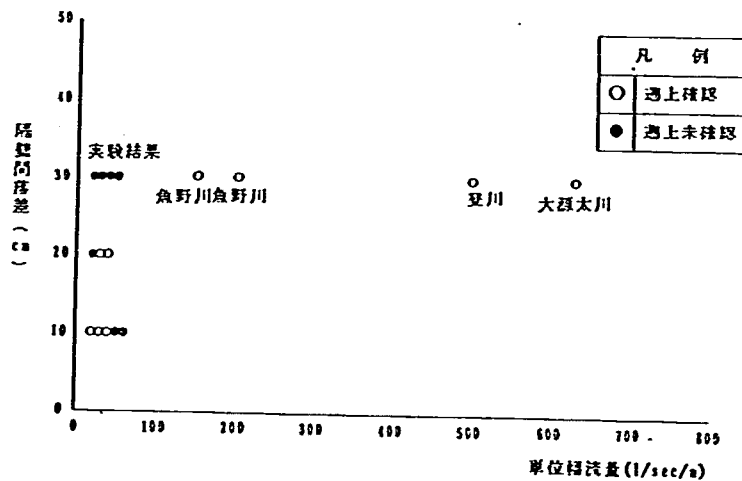


図-6 魚道遡上結果

3.2.2 魚道模型遡上結果と魚道実態調査結果

魚道模型実験結果と建設省湯沢砂防工事事務所で行われた魚道遡上実態調査の結果のうち、イワナに関するデータを図-6に示した。実験では隔壁間落差20cm、単位幅流量40 l/sec/m が遡上の限界であった。これは、魚道実験の方法及び条件設定が必ずしも適切ではなく、魚の遡上衝動をうまく引き出せていないことが大きく影響しているとともに、養殖魚という比較的遡上能力が乏しい個体を対象にしていることも原因である。また、現地の遡上調査では、隔壁間落差30cm、単位幅流量が633 l/sec/m という条件でも遡上している。この時の現地観測流速は、最高1.42m/secであり、遊泳速度の実験からは遡上可能な条件ではあるが、魚の母数が不明のため、特定の遡上能力の高い魚のみが遡上していることも考えられ、このデータがそのまま魚が上り易い魚道の条件を表しているとは言い切れない。

4. まとめと今後の課題

遊泳速度の実験から、魚道内流速を80~100cm/secを目安に考えることが適切であるということが分かった。また、階段式魚道の場合、隔壁間落差30cm、単位幅流量633 l/sec/m という条件でも、現地魚道でイワナが遡上したことは有力な情報ではあるが、多くの溪流魚がたやすく遡上するのに適切な条件についてはさらに実験や現地調査を重ねる必要がある。

溪流魚を用いた遊泳速度と魚道遡上に関する実験によりいくつかの知見が得られたが、今回の実験は非常に限られた条件下で行ったものであり、実際の魚道設計に今回の結果をそのまま用いることは必ずしも適当ではない。今後、魚道の基本構造について明らかにして行かなければならない課題としては、①魚の年齢や季節、さらに魚種の違いによる遡上条件を明らかにする必要がある。②階段式魚道において魚が遡上するのに適するプールの大きさや、また、他の形式の魚道についての検討が必要である。③落水や流速変化等の刺激に対して、魚に遡上の衝動を起こさせるような魚道構造についても検討する必要があると思われる。④土砂の流入に対する魚道機能への影響と維持管理方法についての検討が必要である。⑤実河川での検証が必要である。

参考文献

- 1)例えば、Proceedings of the International Symposium on Fishways'90 in Gifu, Japan, 1990.8
- 2)例えば、塚本勝巳・梶原武：魚類の遊泳速度と遊泳能力，水産土木，10(1)，pp.31-36，1973
- 3)Tsukamoto et al.：Swimming ability of fish, Nippon Suisan Gakkaishi 41, pp.167-174, 1975

湖沼の水質保全に役立つ 水熱エネルギー利用技術の開発

環境部環境計画研究室 丹羽 薫

〃 久納 誠

〃 ○ 久保徳彦

1. はじめに

地球温暖化が問題となっている中で、CO₂の削減は早急に実現すべき課題となっている一方、冷房等のエネルギー需要は今後とも大きく見込まれている。ダム湖等の湖沼は膨大な水量を有しており、夏季に冷水が多量に得られることにより熱エネルギー源として潜在的な価値を有している。

ダム湖の表層において、水温鉛直分布が均一でしかも流入河川水より水温が高い表層を厚く形成させると、好ましくない藻類の異常増殖を制御できるが、夏季にヒートポンプから出る温排水は、ダム湖表層における水温分布を制御するための熱源として活用する。このようにダム湖を水熱エネルギー源として使うだけでなく、ヒートポンプから出る温排水をダム湖水質保全に活用できる水熱エネルギー利用技術を開発したので報告する。

2. 方 法

2.1 ヒートポンプの温排水を活用した水温分布制御システムの開発

ヒートポンプによる温排水は常に水質悪化を招くとは限らず、利用方法によっては水質保全につながることも可能である。ここでは対象のダム湖を夏季に流動制御が可能な回転率の低いダム湖に絞り、ヒートポンプによる熱利用後の温排水をダム湖の水温鉛直分布の制御に活用して、水質保全に役立たせる水温分布制御システムについて述べる。図-1に水温分布制御システムの模式図を示す。

近年ダム湖流域の開発などにより、リン及び窒素等の栄養塩類が過剰に流れ込むために、いくつかのダム湖では湖水の栄養塩類が増加して富栄養化を来している。湖水の栄養塩類が増える結果、好ましくない藻類が異常増殖することになり、アオコやカビ臭等の問題を引き起こす場合もある。

流動制御による水質保全手法は、流入河川からダム湖有光層へ供給される栄養塩類の削減、及び藻

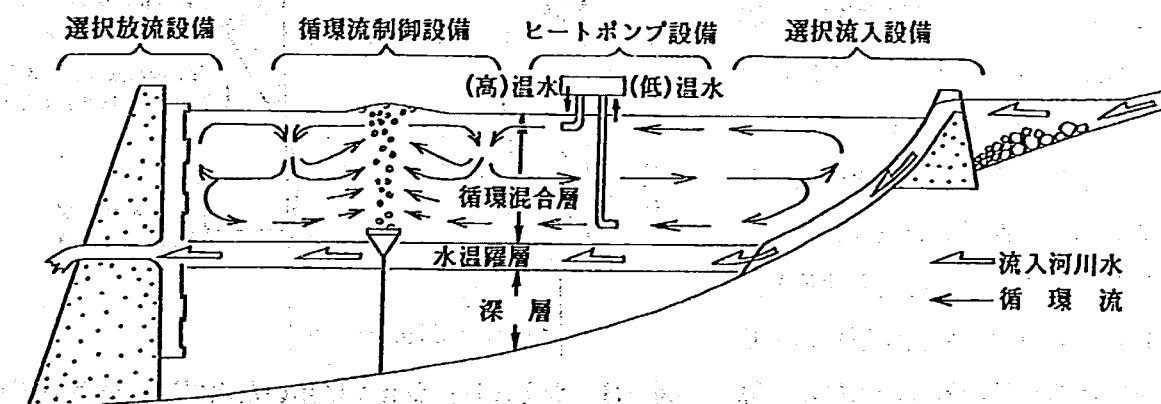


図-1 水温分布制御システムの模式図

類への日射量抑制を目的としたものである。そのメカニズムは散気管方式の曝気装置により、水温躍層の位置を好ましくない藻類が発生する有光層よりはるか下に移動させ、栄養塩類を多く含む河川流入水を水温躍層に導き、選択放流設備により速やかにダム湖内から放流するものである。また、循環混合層を厚くして水温鉛直分布をほぼ均一にすることにより、湖水の密度を均一にして常に上下に混合し易い状態にする。循環混合層が有光層の数倍に至る深度まで存在すれば有光層で生息する藻類は時々有光層の下に深く追いやられことになり、藻類の光合成できる時間を大幅に短くすることにより、藻類の異常増殖を阻止することができる。

曝気によって循環混合層を形成させる際、層厚に対し日射量が少ないと、水温の低い循環混合層しか形成できない。一般に概ね5月から11月においては流入河川水温はダム湖表層水温より低い、梅雨期、大規模な洪水の直後、或いは冷夏は流入河川水温に比べてダム湖表層水の方が低くなり易い。循環混合層の水温が流入河川水温より低い場合は、流入河川水を循環混合層に混入させてしまい、栄養塩類を有光層に供給することになり、好ましくない藻類の増殖を招く恐れがある。図-2に示すように、日射量だけでは水温が不足している循環混合層にヒートポンプから出る温排水を与えることで、より効果的な循環混合層を形成させることが可能である。このように、ヒートポンプの温排水による加熱が十分にある場合は、循環混合層は適切な温水となり流入河川水をより確実に水温躍層へ導き、選択放流設備から速やかに放流することが可能となる。

2.2 シミュレーション計算による 湖水利用熱エネルギーの算出方法

散気管方式の曝気装置を用いて循環混合層を形成する際の、湖水の流動を再現できる鉛直一次元モデルを説明する。空気量3700 l/min、曝気水深15~20mの場合、曝気装置から35m離れた位置の水平流速の鉛直分布は現地観測及び再現計算の結果、図-3に示す流速分布となることがわかった。循環混合層の上部及び下部の層から湖水を引き寄せ、中間の層へ湖水を押し出す。ただし、曝気装置からダム湖に押し出される湖水の水平流速は水深方向に三角形分布しているものとし、その最大値の水深は押し出される湖水の水温とダム湖の水温とが等しい標高とする。さらにヒートポンプを移動させると図-3に示すような密度流が新たに生じる。分割層毎の流出及び流入量に換算

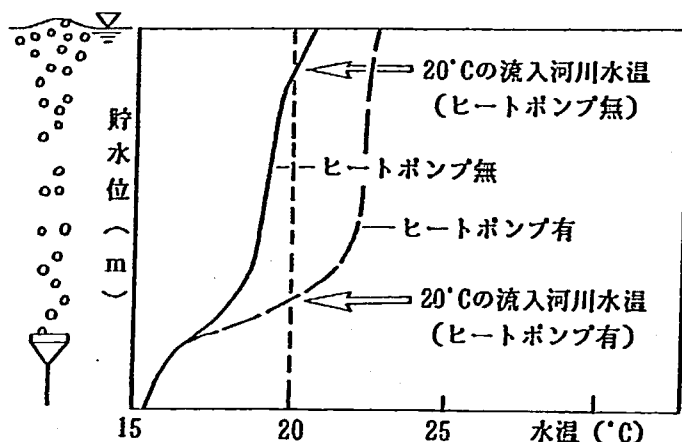


図-2 ヒートポンプの温排水を活用した水温分布制御

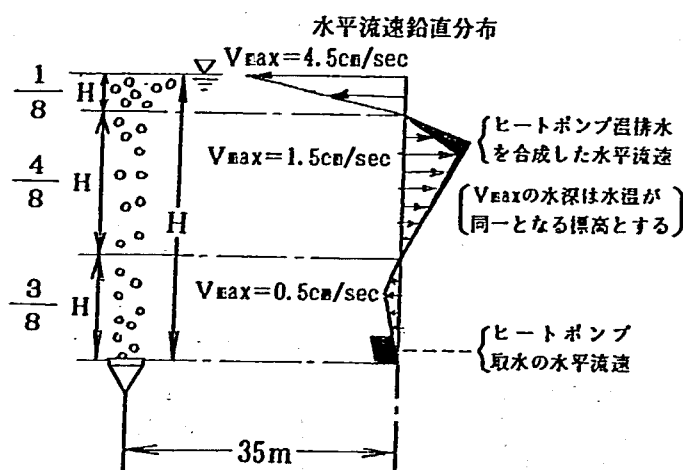


図-3 シミュレーションに用いた水平流速分布モデル

した上で鉛直一次元モデルに組み込み、シミュレーション計算により半月間で 1°C 上昇させるのに必要な熱量を算出し、これを湖水利用熱エネルギーとする。

Aダムにおいて、平成4年8月10日から26日にかけて循環混合層の水温をヒートポンプの温排水により 1°C 上昇させる場合を想定し、シミュレーション計算を行った。計算条件は、日射量及び気温が平年と冷夏の場合、ヒートポンプが有無の場合という条件にした。

2.3 簡易計算による湖水利用熱エネルギーの算出方法

2.2ではシミュレーション計算による湖水利用熱エネルギーの算出方法を述べたが、ここではシミュレーション計算を行わないでも簡易計算で算出できる方法を述べる。日当りの湖水利用エネルギーについては、図-4に示すように各水深ブロック毎に貯水容量 $V\text{m}^3$ と日当り上昇水温 $\Delta t^{\circ}\text{C/day}$ との積を出しブロック全体の和より算出する。この方法により半月間で 1°C 上昇させるのに必要な熱量を算出する。循環混合層の厚さは一般に15~20m必要であるので、水面から水深15~20mまでを利用可能とした。概略計算では、平常時及び洪水時の下流放流による熱の排出、ヒートポンプの温排水受け入れによるダム湖表面水温の上昇に伴う大気への放熱を考慮して、以上のように算出した値に放熱係数Aを掛けた値を簡易計算による湖水利用熱エネルギーの値とする。

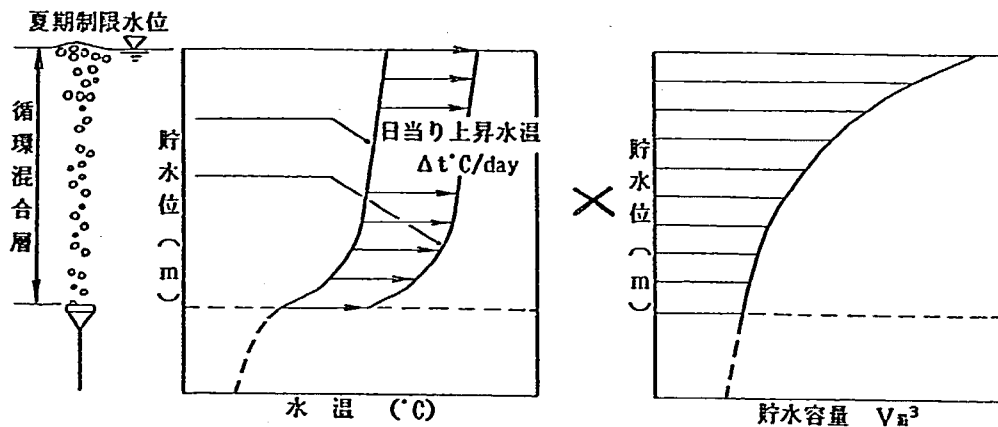


図-4 湖水利用熱エネルギー算出の簡易計算の模式図

3. 結果

図-5にシミュレーション計算による結果を示すが、ヒートポンプを稼働させ水温差 $\Delta T=10^{\circ}\text{C}$ の温排水を $Q=1.8\text{ m}^3/\text{sec}$ を供給させれば、半月間で循環混合層全体の水温を 1°C 上昇させ、さらに循環混合層における水温鉛直分布の水温勾配をさらに小さくすることができることがわかった。シミュレーション計算によるAダムの日当り湖水利用熱エネルギーは $1,600\text{ Gcal/day}$ となる。一方、簡易計算による熱エネルギーの計算値は 980 Gcal/day であり、シミュレーション計算による日当り湖水利用熱エネルギーは簡易計算の1.6倍となるため、放熱係数は $A=1.6$ である。

現存する冷房サイクルのCOP(成績係数: Co-efficient of Performance)は大きく見積もって4~5であり、さらに搬送ロスによる効率の低下(搬送距離100mに付きCOPで0.15の低下)等を考慮して、 $\text{COP}=2.5$ を用いて施設供給エネルギーの算定を行った。表-1には温度成層が形成される数ダムについて簡易計算により算出した結果を示す。

Aダム(湛水面積 3.9 km^2)を対象に、湖水利用熱エネルギーを用いて共同住宅に冷房を供給すると

とを想定し、供給可能な施設規模を検討した。1,100 Gcal/dayの施設供給エネルギーにより延べ床面積2,600,000 m²、戸数 31,000戸の共同住宅の冷房がヒートポンプで可能となる。

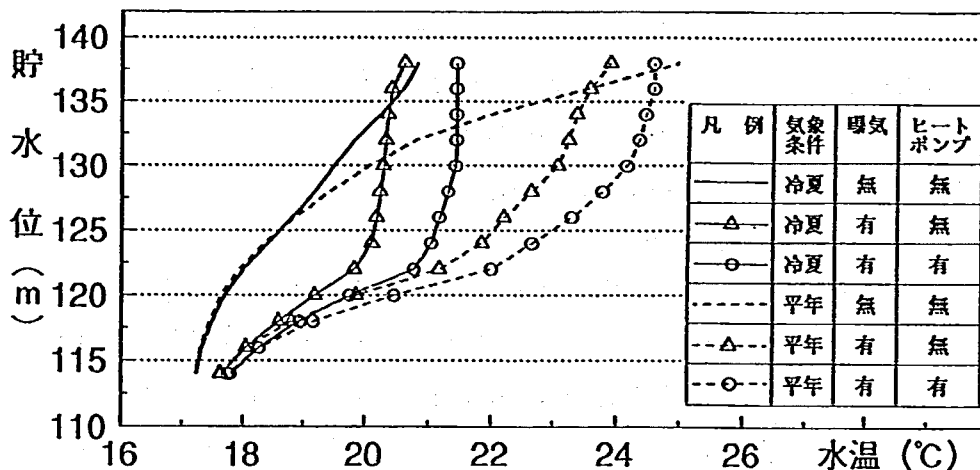


図-5 水温分布制御システムのシミュレーション結果

表-1 簡易計算による各ダム湖における施設供給エネルギー

ダム湖	湛水面積	循環混合層	放熱係数	湖水利用熱エネルギー	COP	施設供給エネルギー
A	3.90km ²	20 m	A=1.6	1,600 Gcal/day	2.5	1,100 Gcal/day
B	0.90km ²	15 m	A=1.6	690 Gcal/day	2.5	490 Gcal/day
C	3.04km ²	15 m	A=1.6	2,200 Gcal/day	2.5	1,600 Gcal/day

4. まとめ

(a) ダム湖の水熱エネルギーをヒートポンプを活用して取り出す際に、熱利用後の温排水をダム湖の水温鉛直分布の制御に活用する『水温分布制御システム』は、湖水利用熱エネルギーの規模をダム湖の規模に応じたものとすれば、有効な水質保全手法となる。

(b) ダム湖の湖水利用熱エネルギーの算出手法は、シミュレーション計算と簡易計算による2手法を構築した。湛水面積3.9 km²のAダムを例にとって概略計算してみると、20mの循環混合層の水温を半月間で1°C上昇させる能力を持つヒートポンプ施設であれば、これと同時にダム湖に隣接する31,000戸の共同住宅の冷房が可能となる。

(c) 今後の課題としては、ヒートポンプを活用した水温分布制御システムの通年運用についての検討が必要である。

参考文献

- 1) 丹羽薫・久納誠・大西実・山下芳浩；貯水池流動制御による水質保全対策、土木学会水理委員会水工学論文集、第37巻、1993
- 2) ダム熱エネルギー利用指針(案)，ダム水源地環境整備センター、1992

河口部での富栄養化現象に関する研究

下水道部水質研究室 田中 宏明

長谷川 清

小森 行也

○松宮 洋介

1. まえがき

近年、社会活動の増大に対して、下水道整備等が遅れているために、水質汚濁が顕在化しているところもある。なかでも公共用水域に窒素、リンが過剰に蓄積していることが一因となって生じている藻類の異常増殖による水質汚濁は、淡水域で、水道水の異臭味問題、アオコによる悪臭問題、景観障害等の水質管理上の問題を引き起こしている。そのような水域の一つとして、河川が海域に流入する河口部も例外ではない。河口部の富栄養化は、過度の藻類が水塊の底層部で分解することにより、貧酸素あるいは無酸素水塊を形成させ、魚介類に多大な被害をもたらす。また遊泳可能な魚類等にとっても、無酸素化は棲息域を狭めることとなり、個体数の減少という結果をもたらす。さらに河口部の富栄養化は、過度の藻類のために、光が遮られ、魚介類等の産卵に必要な、海草帯を消滅させることも明らかになってきている。また赤潮に代表される特定の種の藻類の大量発生は、貝類に毒性物質を蓄積させる作用があり、その貝を食した場合、マヒ状態や下痢の症状が現れることがわかっている¹⁾。そこで本論文では、河口部での富栄養化の基本的なメカニズムを解明するため、調査対象水域として江戸川行徳可動堰下流部を選定し、調査研究を行った。

2. 目的

水域における汚濁現象を理解するには、対象とする汚濁物質を、その汚濁物質に影響を与える物質も含めて、定量的に把握することが必要である。調査対象水域を1つの系とみなした場合、物質量の時間変化は系内での反応（生物的、化学的、物理的）による物質量変化と系外（他の水域、底泥、大気）との物質交換による物質量変化との和となる²⁾。本研究では、調査対象水域における物質量変化を把握すること、つまり物質収支をとり、富栄養化した水域での溶存酸素量(DO)の変化に与える影響因子について考察を加えることを目標としている。

3. 方法

3.1 調査対象水域 江戸川行徳可動堰下流部を調査対象水域として選定した(図-1)。可動堰は洪水調節用の施設であるため、通常は閉め切られている。したがって、この水域への上流からの淡水流入はほとんどない。堰から東京湾までは、約3,500mである。また干潮時は干潟が形成され、水鳥が飛来し、夏はハゼ釣り客でにぎわう場所であるが、近年、青潮がたびたび発生している³⁾。

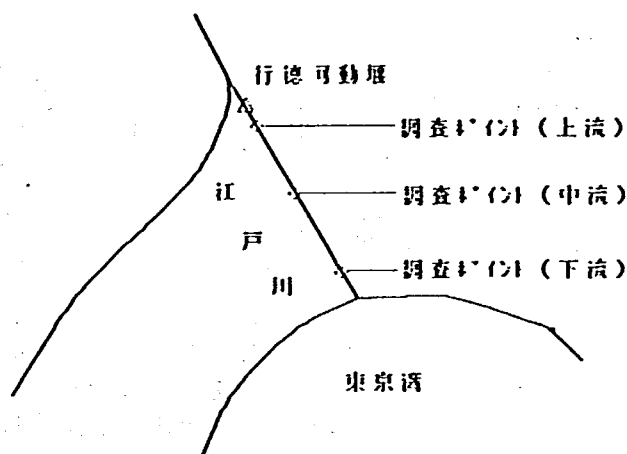


図-1 調査地点付近の概略図

3. 2 現地調査 平成4年7月31日午後1時から8月1日午前11時までと平成5年8月3日午後1時から4日午後1時までそれぞれ原則2時間ピッチで24時間連続水質調査を行った。調査地点は堰から河口方向に3箇所設定した(図-1)。上流地点は堰から約60m、中流は約1350m、下流は約2800mの位置にあり、下流は河口から約700mである(以下、各調査地点を「上流」、「中流」、「下流」と呼ぶ)。4年度は各地点で、流心の0、2、4、6、8割水深を調査した。5年度は上流では4年度と同様の調査を行い、中、下流では横断方向に3箇所の測定点を設け、さらに水深方向には2、5、8割水深で調査を行った。有機物指標として、4年度は生物化学的酸素消費量(BOD₅)を測定したが、5年度は7Mカリ性過マンガン酸カリウムによる酸素消費量(COD)を測定した⁴⁾。本報告中の水質分析方法は、DO濃度がYSI社の57型DO計による現場測定のほか、文献⁴⁾によった。

4. 結果と考察

4. 1 東京湾との物質交換量 得られたデータをもとに堰から下流調査ポイントまでの水域(以下、「系」と呼ぶ)の物質収支を明らかにするため、まず系と東京湾との物質交換量について考える。系の代表水質として、上、中、下流の水質測定値の空間加重平均を用いる。また系と東京湾の境界水質として、東京湾から系へ流入時は下流の値を用い、逆の場合は系の値を用いる。ここで系の空間的代表水質をC、体積をV、系と東京湾の境界水質をC'、交換流量をQとすると、系の物質収支から

$$d(C \cdot V) / dt = C' \cdot Q + \Phi \quad (1)$$

となる。この式の左辺は単位時間当たりに変化する系の物質質量、右辺第一項は単位時間当たりの東京湾との物質交換量、右辺第二項は単位時間当たりの系内物質反応量と底泥及び大気との物質交換量の和(以下、「反応量」と呼ぶ。)を示している。また、連続の式より

$$dV / dt = Q \quad (2)$$

と仮定する。これら式をAppendix-1の考察により解いて得られた結果を表-1に示す。流入量、流出量は右辺第一項を流入と流出に分けて調査期間で積分したものである。また表中の反応量は上記式の右辺第二項の積分値であり、計には左辺の積分値が示されている。

表-1 調査期間中における東京湾との交換量、系の反応量をもとにした物質収支(単位kg/日)

	DO	BOD ₅ /COD ¹⁾	Chl-a	T-N	T-P	NH ₄ -N	NO ₃ -N	NO ₂ -N	D-P04-P
H4									
流入量	16,000	6,500	67	2,200	300	640	270	62	320
流出量	-11,000	-7,400	-71	-2,600	-550	-760	-290	-42	-360
反応量	-6,300	1,100	14	980	500	620	7.0	-20	200
計	-1,900	260	11	620	250	500	-18	-0.15	150
H5									
流入量	6,400	2,100	18	2,400	260	930	600	130	230
流出量	-5,700	-1,800	-11	-3,200	-350	-1,000	-660	-110	-280
反応量	-1,800	-600	-11	610	63	130	13	-26	48
計	-990	-270	-3.5	-230	-19	69	-50	-7.6	4.7

注1)H4年度調査ではBOD₅、H5年度調査ではCODで表現している。

注2)系の物質増加を+、減少を-で表記している。また計算結果を有効数字2桁で表示しているため、表中の計は表中の流入量、流出量、反応量の和となっていない。

注3)Chl-a、T-N、T-P、NH₄-N、NO₃-N、NO₂-N、D-P04-Pはそれぞれクロロフィルa、総リン、総窒素、アンモニウム態窒素、硝酸態窒素、亜硝酸態窒素、溶解性リン酸態リンを示す⁴⁾。

訂正 下線の付いた部分を訂正してください。

P 7 8

表-1 調査期間中における東京湾との交換量、系の反応量をもとにした物質収支(単位kg/日)

	DO	BOD ₅ /COD ¹⁾	Chl-a	T-N	T-P	NH ₄ -N	NO ₃ -N	NO ₂ -N	D-P04-P
H 4									
流入量	<u>22,000</u>	6,500	67	2,200	300	640	270	62	320
流出量	<u>-18,000</u>	-7,400	-71	-2,600	-550	-760	-290	-42	-360
反応量	<u>-4,400</u>	1,100	14	980	500	620	7.0	-20	200
計	<u>-510</u>	260	11	620	250	500	-18	-0.15	150
H 5									
流入量	6,400	2,100	18	2,400	260	930	600	130	230
流出量	-5,700	-1,800	-11	-3,200	-350	-1,000	-660	-110	-280
反応量	-1,800	-600	-11	610	63	130	13	-26	48
計	-990	-270	-3.5	-230	-19	69	-50	-7.6	4.7

訂正 下線の付いた部分を訂正してください。

P 7 9

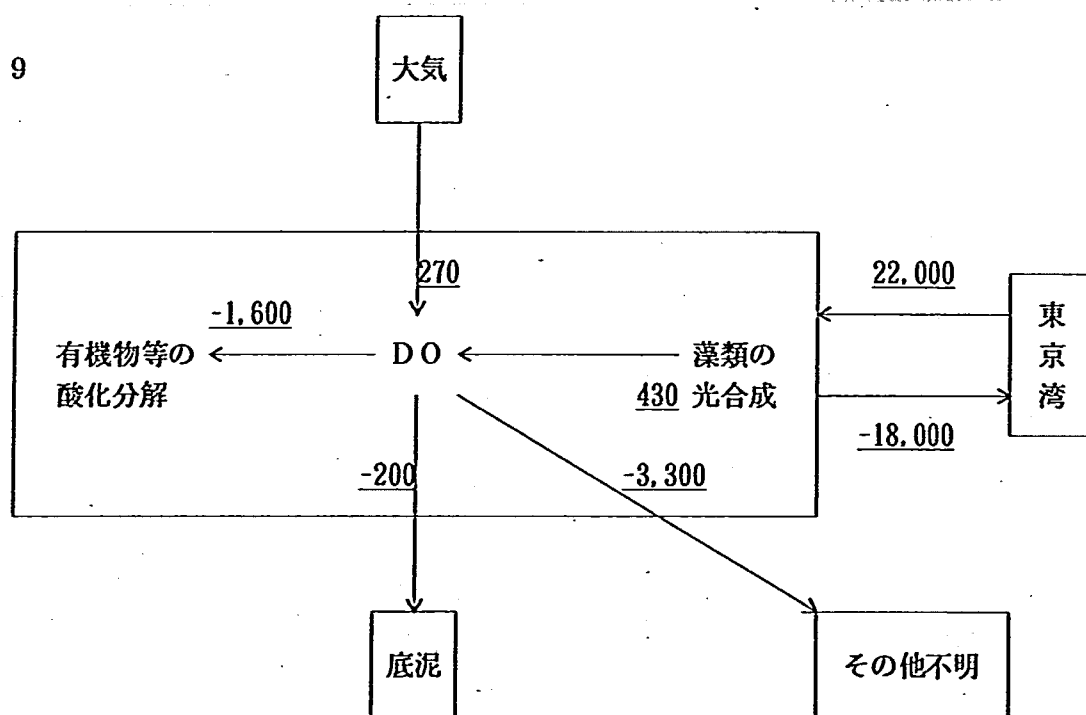


図-2 H4年度調査における系のDO收支(単位kg/日)

4,5年度のD0反応量はともに負（減少）でその大きさは4年度が5年度の約3.6倍である。また4年度のBOD₅、Chl-aの反応量は共に正（増加）であるが、5年度のCOD、Chl-aはともに負である。これらのことは調査当日の気象条件は4年度が晴で平均水温（空間的加重平均、時間軸方向に算術平均したもの）が29℃であったのに対し、5年度は雨で平均水温が22℃であったことが関係していると思われる。T-N、T-P、NH₄-N、NO₃-N、D-P04-Pは4,5年度共、反応量は正で、流入量と流出量の和は負である。これは系内の反応と底泥及び大気との交換により増加した物質が東京湾に流出していることを示す。

4. 2D0の物質収支 II4年度D0の物質収支の要因について、より詳しく定量的に考察する。系の物質収支に影響を与える要因として、4. 1で考察した東京湾との交換量以外に大気との交換量、藻類の純生産による供給量、有機物の分解による消費量、底泥による消費量を考慮に入れる。Appendix-2に示した考察によりD0濃度Cに関する物質収支は

$$d(C \cdot V) / dt = C' \cdot Q + K_2 \cdot (C' - C) \cdot V + a \cdot dA / dt \cdot V - K_1 \cdot L \cdot V - K_d \cdot S + \Phi' \quad (3)$$

となる（記号はAppendix-2に掲載）。この式を解いて、調査期間で積分した結果を図-2に示す。この図から系内のD0収支に大きな影響を及ぼす因子として、第一に東京湾との交換があり、次に有機物等の酸化によるD0消費と大気からの再曝気による供給が上げられる。藻類の純生産と底泥による影響はこれらに比べると小さくなっている。ここで、ここにあげた四つの因子の合計は390kgとなるが理論的には表-1のD0の反応量-6,300kgと等しくならなければならない。つまり約6,700kgのD0が不明になっている。現状では不確実な多くの仮定のもとに、推定せざるを得ないために取扱い不明の要因が生じたと思われる。今後、この差が何に起因するのか考察する必要がある。

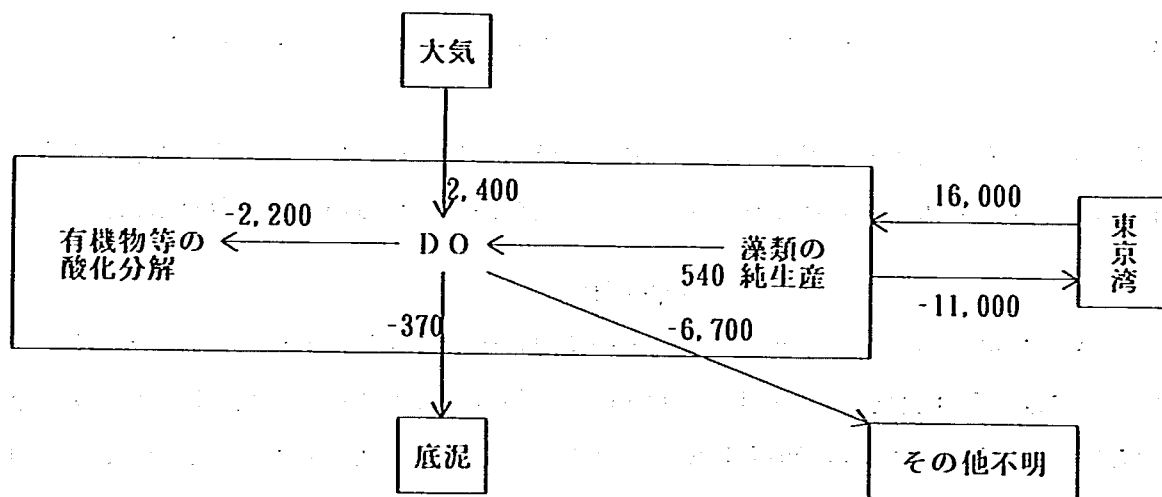


図-2 II4年度調査における系のD0収支（単位kg/日）

5. まとめ

夏期に実施した24時間水質調査の結果を用いて、調査対象水域と東京湾との物質交換量とD0の物質収支について評価を行った。4. 2で述べたような収支の不一致の原因の一つとして、底泥によるD0消費速度を実験室で計測していることが考えられるため⁹⁾、今後、底泥によるD0消費実験を現地に行う予定である。さらに藻類の培養試験と底泥からの栄養塩の溶出試験を行い、Chl-a、窒素、リンについても物質収支の検討を行う予定である。また、D0収支の各要因の精度をあげることにについても検討を行う予定である。最後に、現地調査にご協力頂いた江戸川工事事務所及び下水道部の皆様と分析にご協力頂いた水質水文共同実験棟の皆様には謝意を表します。

参考文献

- 1) Committee on Wastewater Management for Coastal Urban Areas "Managing Wastewater In Coastal Urban Areas" National Academy Press, 1993
- 2) 宗宮功編著「自然の浄化機構」技報堂出版, 1990
- 3) 村岡浩爾「青湖」水, 34巻15号, 1992. 12
- 4) 建設省技術管理業務連絡会水質部会「河川水質試験方法(案)」土木研究センター, 1984
- 5) Nils E., Bengt V. H. "Oxygen uptake of bottom sediments studied in situ and in the laboratory" Water Research, Vol. 7, pp1285~1294, 1973
- 6) Linfield C. Brown and Thomas O. Barnwell, Jr "THE ENHANCED STREAM WATER QUALITY MODELS QUAL2E AND QUAL2E-UNCAS DOCUMENTATION AND USER MANUAL" EPA/600/3-87/007, 1987
- 7) 松尾友矩監訳「水質環境工学」技報堂出版, 1993
- 8) 中村栄一他「河川における藻類増殖機構に関する調査」土木研究所資料第3146号, 1992
- 9) 中村栄一他「河川における藻類増殖機構に関する調査」土木研究所資料(印刷中), 1993

Appendix-1

式(1)の左辺及び右辺第一項の差分形式を

$$d(C \cdot V) / dt = \{C(t + \delta t) \cdot V(t + \delta t) - C(t) \cdot V(t)\} / \delta t \quad (4)$$

$$C' \cdot Q = C' \cdot dV / dt = \{C'(t) \cdot (V(t + \delta t) - V(t))\} / \delta t \quad (5)$$

とおくと、右辺第二項Φは

$$\Phi = \{(C(t + \delta t) - C'(t)) \cdot V(t + \delta t) - (C(t) - C'(t)) \cdot V(t)\} / \delta t \quad (6)$$

となる。

ここで、 $C(t)$ 、 $C'(t)$ 、 $V(t)$ はそれぞれ時刻 t での C 、 C' 、 V を示す。また $V(t)$ は江戸川工事事務所から入手した系の横断面図、平面図及び潮位の η - t から推定計算した。

Appendix-2

式(3)の V は系の体積、 C' は系と東京湾との境界水質、 Q は系と東京湾との交換流量、 K_2 は再曝気係数、 C^* は飽和DO濃度、 a はChl-aのDOへの変換係数、 A はChl-a濃度、 K_1 は脱酸素係数、 L は最終BOD濃度、 K_4 は底泥によるDO消費速度、 S は系に接している底泥の表面積、 Φ' はその他のDO生成消滅に係わる要因を示す。

係数等計算に用いた値については、 $K_2 = 5.026 \cdot u^{0.969} \cdot H^{-1.673} \cdot 2.31 / (0.304)^2 \cdot 1.024^{(t-20)}$ とした⁶⁾。但し、 K_2 の単位(1/日)であり、 u は系内の流速(m/s)、 H は平均水深(m)、 t は水温(°C)である。 u は5年度の実測値を用い、 H 及び t は空間加重平均値を用いた。 C^* は文献⁷⁾の値を用いた。 a は文献⁶⁾を参考とし38(mgO/mgChl-a)と仮定した。 K_1 は調査現場の資料⁸⁾と文献⁶⁾に基づいて、 $K_1 = 0.13 \cdot 1.047^{(t-20)}$ とした。 L は調査で得られたBOD₅を調査現場の資料⁸⁾を参考に補正した値を用いた(最終BOD/BOD₅ = 6.8/3.5)。調査現場の資料⁸⁾に基づき $K_4 = 0.3 \cdot 1.06^{(t-20)}$ とした。 S は系の横断面図、平面図及び潮位の η - t から推定計算した。また差分形式についてはAppendix-1と同様に行った。

最終沈殿池内の汚泥の挙動に関する実験

下水道部三次処理研究室 高橋正宏

” 小越 眞佐司

〃 ○石井宏幸

1. まえがき

最終沈殿池は、現在多くの下水処理場で採用されている標準活性汚泥法の最終工程であり、活性汚泥の重力沈降を利用した最も経済的な固液分離装置として広く用いられている。最終沈殿池の設計に際しては水面積負荷が最も重要な因子とされているが、この水面積負荷の概念はCamp¹⁾の提案した理想沈殿池理論に基づいたものである。これは、沈殿池にいくつかの仮定をおこなって導かれたものであるが、現実の沈殿池内の現象は理想沈殿池とは程遠く、複雑なものである。流況に関しては密度流や偏流が問題とされており、また粒子の沈降に関しても実際は単粒子沈降のように単純ではない。特に密度流や偏流は池内に短絡流を生じる原因となり、その結果一部の水は素通りに近い状態で流出する場合もある。また、流況の問題のうち密度流については流入水と上澄水との固形物濃度差に起因する密度差がある以上沈殿池にとっては避けられない宿命のようなものと考えられる。近年、沈殿池に関する研究は決して多くはないが密度流等の効果を考慮した数値計算による池内流速分布やMLSS分布の予測²⁾などがおこなわれている。一方で、沈殿池内での汚泥や水の動きを実験的に調査している例はあまり多くないのが現状である。

2. 目的

本実験は、1/10スケールの矩形沈殿池模型に活性汚泥混合液を流し最終沈殿池内の汚泥や水の動きを視覚化して池内の流れの状況を把握するとともに、その流れの状況に対する流入整流板や汚泥かき寄せ機の影響を調査する目的でおこなった。

3. 実験方法

3.1 沈殿池模型の概要

図1に実験に用いた模型沈殿池の概要を示す(池幅500mm、長さ1900mm、平均水深約330mm、ホップ一部水深540mm)。模型の材質は透明アクリル板(板厚15mm)で、これを接着加工した。図2に流入

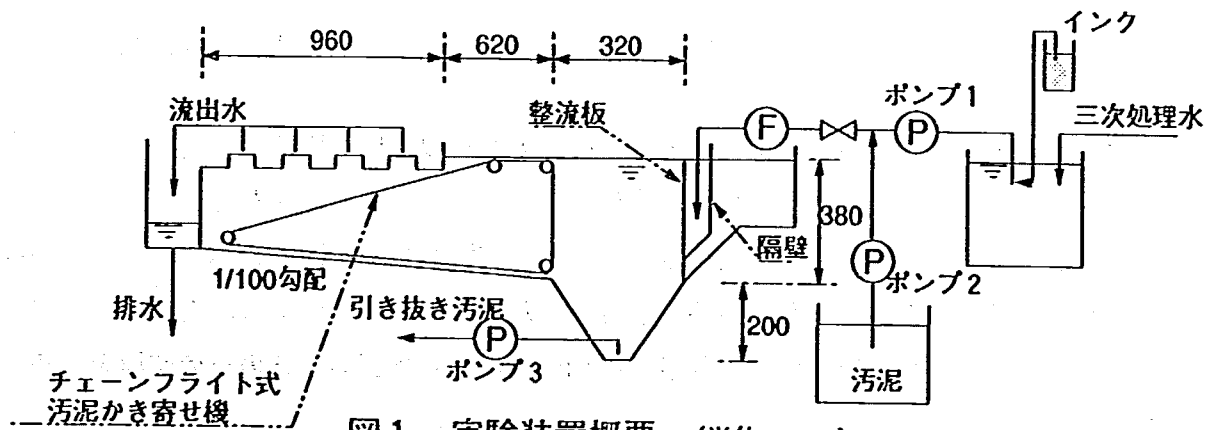


図1 実験装置概要 (単位: mm)

整流板の形状を示す。流入水は、模型を設置している茨城県霞ヶ浦浄化センターの三次処理水（急速砂ろ過水）をポンプで流入部にするようになっているが、途中で200lの容器に貯められた汚泥（湖北総合実験施設内サニター

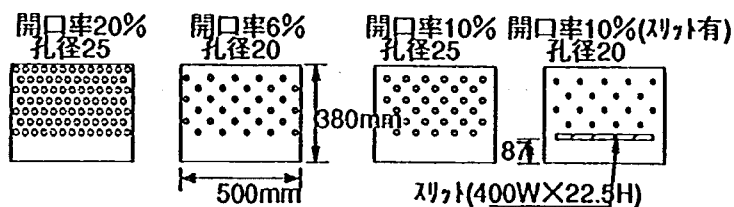


図2 流入部整流板概要

ションディッチの返送汚泥、MLSS11,000mg/l、1,200mg/lに希釈後のSV1170cm³/g)を2.1~3.0l/min.で合流させて管内で混合させたのち模型に流入するようになっている。流入した水は越流堰を通して排水路へ流出したのち、模型外へ排出される。また、汚泥ホッパー後端より下流では汚泥かき寄せ機（板高30mm, 取付間隔200mm）が稼働している。汚泥ホッパーに堆積した汚泥は、ホッパー底部に敷かれた径16mmの管を通してポンプで模型外へ排除される。流入水量は水道用メータにより計量した。なお、模型内には水温計（白金測温体）を上流部、中流部、下流部それぞれの上層、下層に計6本設置しており、実験中の池内部の水温を把握できるようにした。

3.2 実験条件

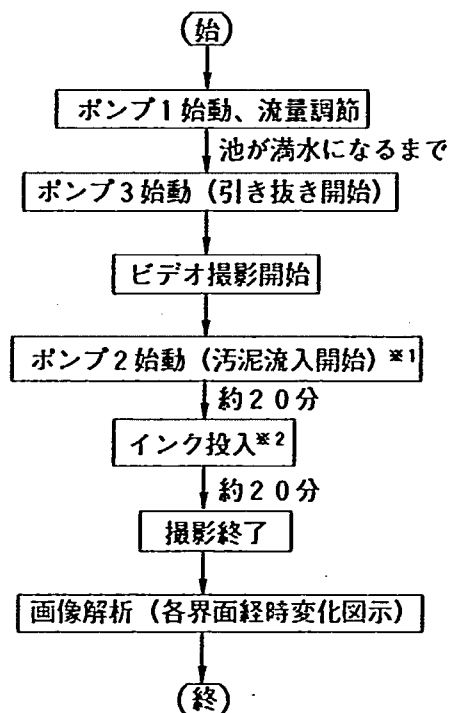
実験条件は表1に示すとおりである。ただし、ここにいる流量とは、ポンプ1すなわち三次処理水の流量のことである。流量は対象とする実物の沈殿池の計画日最大および日平均流入量に対してフルードの相似則を適用して決定した。かき寄せ機のスปีドも同様に決定した。汚泥引抜流量は、流入量の35%とした。

表1 実験条件

実験No	流量(l/min.)	整流板開口率(%)	整流板スリット	かき寄せ機
1	9	6	無	停止
2	9	10	無	停止
3	9	10	有	停止
4	9	20	無	停止
5	9	10	無	稼働
6	9	10	有	稼働
7	13	6	無	停止
8	13	10	無	停止
9	13	20	無	停止
10	13	10	有	停止

3.3 実験方法

本実験における調査項目は、各実験条件における汚泥の堆積の模様、比較的浮遊物質濃度の高い水と上澄水との界面（以下、界面という）の経時変化、インクを流入水に混ぜたときの池内を通過する着色水帯の経時変化、および10分毎の池内の水温である。実験フローを図3に示す。測定方法は、活性汚泥混合液およびインクの混ざった活性汚泥混合液それぞれの流入後の沈殿池内の模様をビデオカメラで撮影したのち、画像解析装置により任意の時刻における各界面の任意の点の座標を求めて界面を図化した。



※1 ポンプ2の流量は、2.1から3l/min

※2 図1のように、インク300mlをポンプ1の吸い込み口へ投入する

図3 実験フロー

4. 実験結果

4.1 界面の動き

図4に実験No. 10の界面の経時変化を示す。流入した混合液は、直ちに下方に向かう流れとなり、以降池の下半分を通過する流れとなる。栗谷ら³⁾の研究によると、矩形沈殿池において固形物濃度差

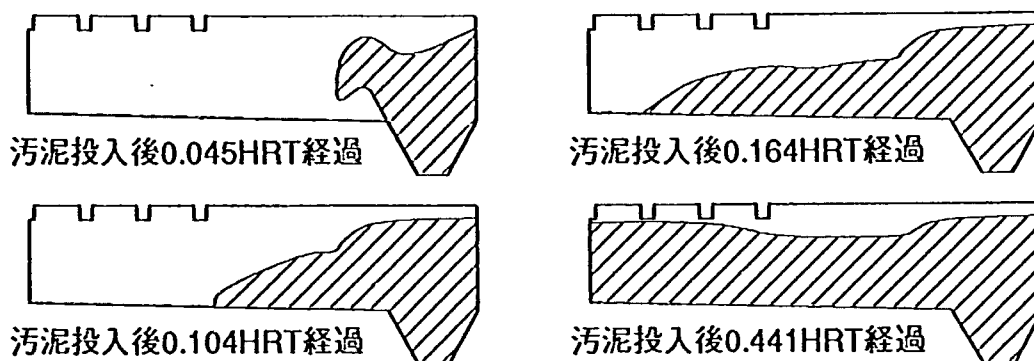


図4 界面の経時変化 (実験No.10)

による密度流の影響をうけて死水が生じる条件は次のようである。

$$K = \frac{\Delta \rho}{\rho} \cdot \frac{2gh}{u^2} > 3.4$$

ここに、 K は無次元数、 $\Delta \rho$ は濁水と上澄水との密度差、 ρ は上澄水の密度、 g は重力加速度、 h は池の代表的な水深、 u は池内の平均流速である。ここで、いくつかの下水処理場における活性汚泥混合液のMLSS=2,000mg/lのときの混合液と水との密度差を測定した結果平均的に0.001g/cm³となったので、 $\Delta \rho=0.001\text{g/cm}^3$ として本実験における K の値を概算すると5,000~10,000程度となり、明らかに流入水が流入後直ちに下降して密度流および死水を生じる範囲にある。ちなみに今回の実験中、流入水温と池内平均水温は高々0.1~0.2℃の違いであったが、栗谷らの理論によると同じ条件で固形物濃度差に対して温度差による密度流が卓越し水温の高い流入水が池の上部を通過するような流れとなるためには $K>6.75$ なる条件が必要であり、本実験の場合では約8℃の温度差が必要である。なお界面の動きについては、実験条件の違いによる差は認められなかった。これは流入口の形状、配置の影響は流入水量が大きくなるまで現れにくい⁴⁾という従来の研究結果を裏付けるもので、逆にいえば従来のような整流板構造では通常の沈殿池の水量程度では効果が期待できないと考えられる。

4.2 着色水の動き

界面の動きは、沈殿池内での浮遊活性汚泥の動きを示しているといえるが、水そのものの動きはこれとは異なっている可能性もある。そこで水の動きを視覚化するために流入水にインクを投入し着色水の動きを調べ図化したものの一例が図5である。これは実験No. 2における流入後同時間経過後の着色水の動きと界面の動きを示すものである。これによると、水の動きも界面と同じく池の下半分を通過する密度流であるが、界面よりも速く下流へ達している。この傾向は実験条件によらず認められた。このことは、沈殿池の中では水と汚泥は全く別の動きをすることを示しており、理想沈殿池理論における汚泥粒子の動きに関する仮定は現実の沈殿池内での挙動をうまく現していないと考えられる。流

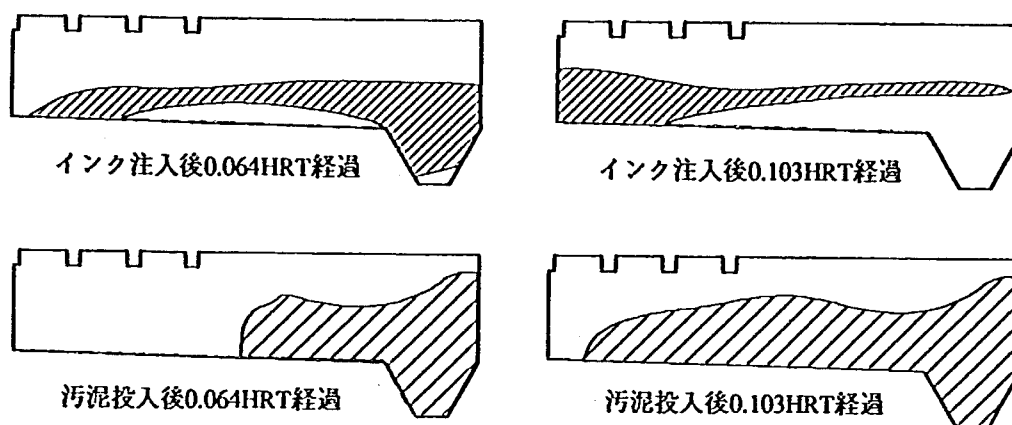


図5 実験No.2における着色水の動き（上）および界面の動き（下）

入整流板の違いによる水の動きに関しても界面の場合と同様有為な差は認められなかったが、かき寄せ機が動いている場合は動いていない場合に比べて複雑な動きをしていた。かき寄せ機の存在が沈殿池の固液分離機能にどのように影響するかは今回の実験では明らかにできなかったが、沈殿池内部を静穏に保つという点からいえば悪影響を及ぼすものといえるであろう。なお、全ての実験条件において水は水理学的滞留時間の2～3割の時間で流出を開始していた。また、池内平均水温に比べ流入水温がどの場合も0.1～0.2℃低かったため、温度差の与える影響までは把握できなかった。

5. まとめ

本実験の結果、次のようなことがわかった。

①最終沈殿池内の浮遊活性汚泥の動きは濁度差に起因する密度流に支配されており、流入後は直ちに下方へ向かう流れとなって池の下半分を通過する。また、流入整流板の構造の違いによる池内流況への影響はない。

②池内では水も活性汚泥の動きにひきづられるように池の下部を通過する流れとなっているが、汚泥と水の動きは別々であり、また水の流れの方が速く、流入水の先端は理論的滞留時間の2～3割程度で流出を開始していた。これは、池内の流れが池の下半分を通過することから池内部の実流速が設計平均流速よりもかなり速くなっているためと考えられる。

①のように流入する活性汚泥は直ちに下降する傾向にあるため、流入口で整流板を設けるよりも汚泥ホッパーに積極的に沈降させて、濁度差の小さくなった水が汚泥ホッパー後段の整流板を通過する構造の方が良いと考えられた。さらに汚泥ホッパーの容量を大きくすることで、沈降性の高い汚泥をホッパー内で十分に沈殿、濃縮させることも効果的であると考えられる。

＜参考文献＞

- 1) Camp, T. R. : Sedimentation and Design of Settling Tanks, Trans. ASCE, Vol. 71, pp445-486, 1945
- 2) 例えば Randal, W. S. et al. : Underflow geometry in secondary sedimentation, Water Environment Research, Vol. 64, No. 3, pp. 204-212, 1992
- 3) 栗谷陽一ら：く形沈殿池における密度流と死水, 土木学会論文報告集, 第168号, pp25-36, 1969
- 4) Yee, L. Y. et al. : Inlet Design for Rectangular Settling Tanks by Physical Modelling, Jour. WPCF, Vol. 57, No. 12, pp1168-1177, 1985

トレンチによる利根川河岸の発達過程の調査

河川部河川研究室 ○藤井 政人

1. はじめに

自然河岸の生態系・自然環境という面から、自然河岸の保全が望まれている。しかし、自然河岸の形成過程は十分に明らかにされておらず、水理学的あるいは生態学的に最適な自然河岸を形成させる技術は完成されていない。

本研究は、自然河岸の保全工法や積極的な形成手法の開発を最終目標とする。今回その第一歩として河岸の発達過程を把握することを目的として、ある時期から急速に成長した河岸に注目し、その横断形状の変化とトレンチ掘削による堆積物質と構造について詳細な現地調査を行った。さらに、発達過程において河岸に作用した外力条件（水位履歴etc）を調べ、上述の調査結果とともに河岸の形成機構について検討した。

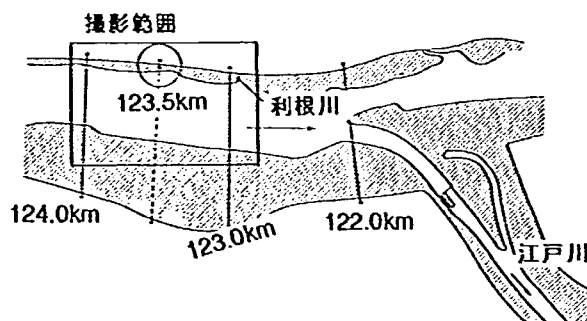
2. 調査の概要^{1) 2)}

調査地点は、以下の4条件をもとに設定した。

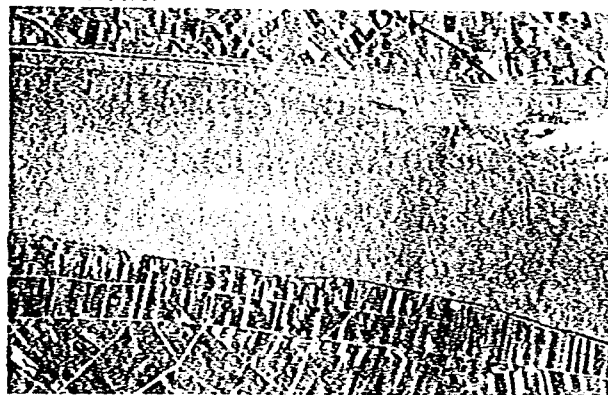
- ①土砂が自然に堆積して形成された河岸
- ②堆積が急速に生じた河岸
- ③横断形状の変遷が追える河岸
- ④外力条件（水位など）の履歴が追える河岸

その結果、利根川123.5km地点左岸が調査対象河岸として選定された。写真-1は調査対象河岸の付近を撮影した空中写真である。これらの写真を比較すると、1961年当時には水制が設置されているのみで、河岸の形成は認められない。しかし、1974年には水制間に土砂が堆積して河岸が形成されたことがわかる。このように利根川河岸は、急速に形成されたといえる。

調査は、トレンチ掘削と断面内の土質構造調査に分けられる。トレンチ掘削範囲は、予め調査予定地の詳細な平板測量を行い、木の位置などを把握した上で、図-1に示すように、横断トレンチを2本掘削、河岸部において縦断トレンチを1本掘削した。また断面内の土質構造調査は、端から5mピッチで行い、層の区分・各層の土質・各層上面の深さ測定を行った。また層を区分する時には、表



1961年撮影



1974年撮影



写真-1 調査対象河岸の変化(1961、1974年撮影)

-1に示す土質分類に基づいて行った。

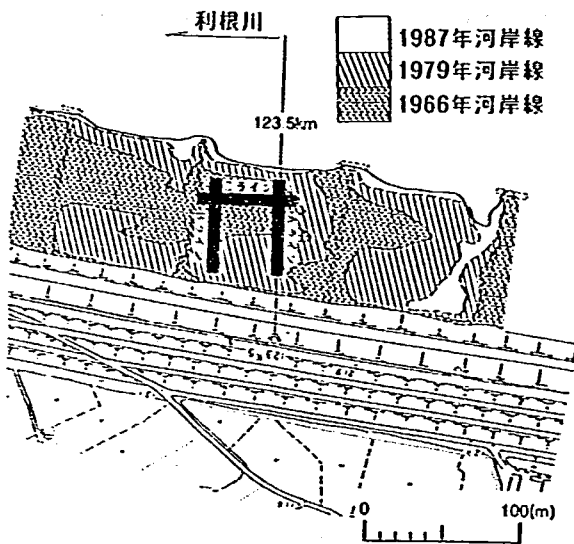


図-1 トレンチ掘削位置

材 料	粒径(mm)
礫	～ 4.0
砂 利	4.0 ～ 2.0
粗 砂	2.0 ～ 0.5
中 砂	0.5 ～ 0.3
細 砂	0.3 ～ 0.074
シルト	0.074 ～

表-1 土質分類

3. 調査結果

3.1 河岸の形状変化

調査対象河岸の横断形状の経年変化を図-2に示す。横断形状の変化の特徴として、低水路と河岸の境界付近の河岸高の変化が著しく、逆に低水路の河床が低下して、河岸と低水路の境界で段差が発生していることが挙げられる。このように河岸前面で段差が発生すると、河岸と低水路の境界付近で掃流力が急激に変化し、河岸上の掃流力は低水路内に比較して、非常に小さくなる。この時、低水路から河岸上に運ばれた浮遊砂は掃流力の急激な変化により、河岸と低水路の境界付近

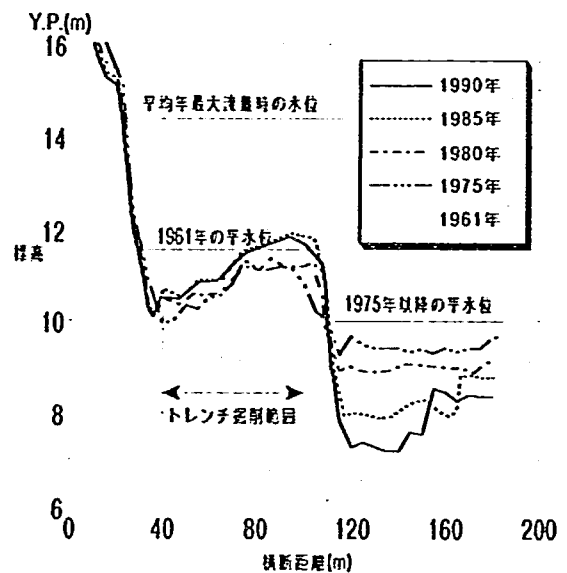


図-2 利根川横断形状の変遷

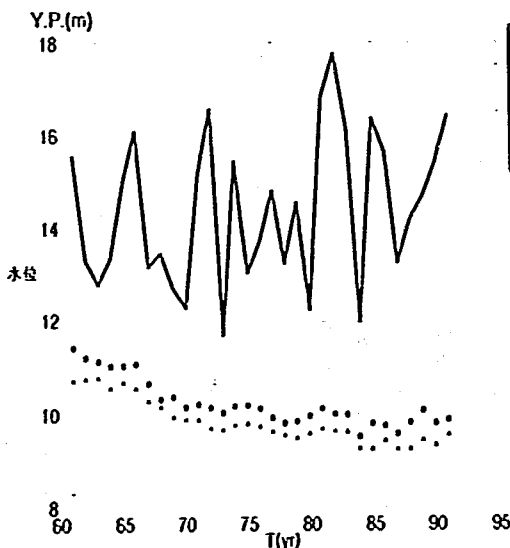


図-3 利根川の位況

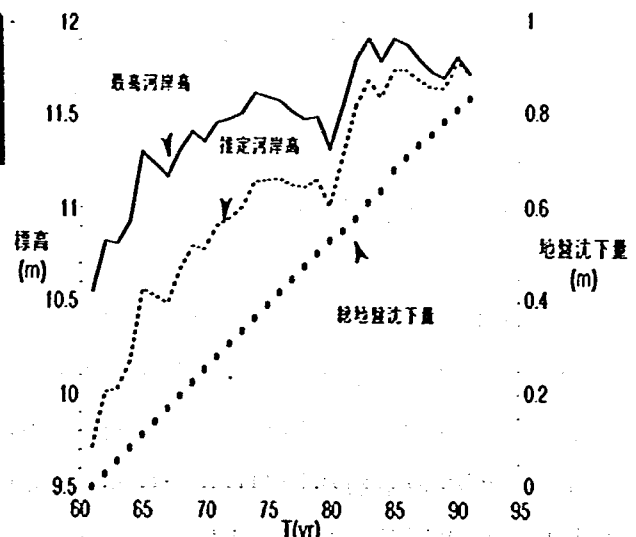


図-4 最高河岸高の変遷

で大量に堆積するので、境界付近の河岸高の変化が大きくなると考えられる。³⁾ただし、このような段差が発達しすぎると、河岸上に運ばれる浮遊砂の大半はシルトとなるので、堆積量は非常に小さくなる。また、段差が大きくなると、洪水時の河岸前面での水深が大きくなるので、河岸前面に作用する掃流力が大きくなり、河岸侵食が発生することが考えられるが、水制が設置されているため掃流力は小さくなり、河岸侵食を防いでいると考えられる⁴⁾。

また図-3は利根川の位況を示しており、各年の豊水位以下の各水位は、低水路の河床低下にともない低下していることがわかる。特に平水位が低下すると、河岸が平水位より高くなる部分が現れ植生が侵入してくる。植生が侵入すると、洪水時の河岸上の流速はさらに遅くなるので、河岸上への土砂堆積はより促進されることになると考えられる。ここで最高河岸高の経年変化を図-4に示す。これと図-3とを比較すると、1964年時点で既に河岸は平水位以上に高くなることが分かる。それ以降の河岸の発達過程を見ると、特に1969年までの5年間で約50cmも高くなっており、その前後の変化と比較してもこの時期の河岸の発達が非常に速く、植生が繁茂したことが大きな影響を及ぼしていることが推測できる。また1964年以前の河岸の発達量も大きいことが分かるが、これは水制が設置されたことにより、河岸上の流速が遅くなり河岸への土砂堆積が促進された結果であると考えられる。

3.2 河岸の土質構造

代表してBラインの土質構造図を図-5に示す。Bラインは、下流側水制のすぐ上流側で掘削された。図中の上段はBラインの概略の層構造を示す。下層部の粗砂層と示した部分は、河岸が形成される前の河床(初期河床)に相当し、その平均粒径は約0.5mmである。反面、上層部の細砂層はその平均粒径は細かく、層によっては0.4mm程度の平均粒径を示す層もあるが、ほとんどは0.3mm以下の微細砂やシルトであった。このことから、河岸は低水路の河床材料よりも細かい粒径のもので構成されており、さらにそのほとんどは浮遊砂として河岸上に運ばれ、堆積したものであると考えられる。

細砂層の詳細を下段の拡大図に示す。この図から、細砂層は明瞭な層構造を持って形成されていることが分かる。またこの層の堆積厚は30~65mの間ではほぼ一定の50cmである。この区間の層構造は、細砂層と細砂混じりシルト層の互層であり、若干のシルト層が含まれる。このことから河岸が形成されるときには、土砂は明瞭な層構造を形成しつつ堆積することが分かる。これらの層を構成している

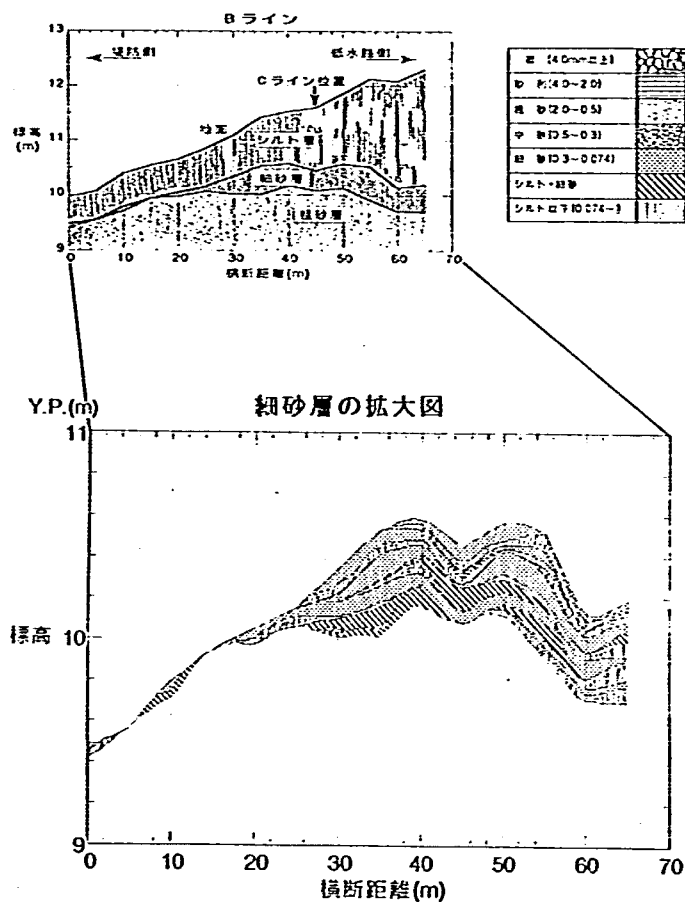


図-5 Bラインの土質構造

土質は各々異なっていることから、各々の層は過去の洪水履歴と対応していると考えられ、その層が形成されたであろう洪水を特定することができれば、洪水時の水理量から、河岸を形成する条件を定量的に評価することは可能であると考えられる。また、おそらく上層部のシルト層も同様の層構造を形成していると考えられるが、植生の根が層の中にかなり複雑に侵入しており、乱された状態にあったので、確認できなかったと考えられる。

図-6は、細砂層の各層の層厚を示している。この図から、前節の河岸の形状変化から見いだされたように、河岸を形成している各々の層でも、河岸と低水路の境界付近の堆積厚が大きいことが分かる。⁶⁾

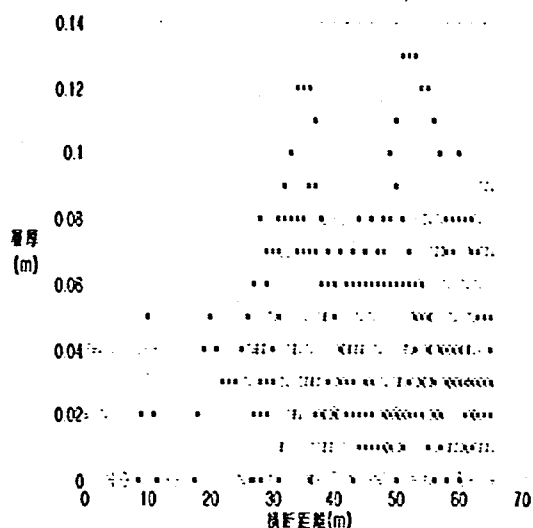


図-6 各層の層厚

4. まとめ

これらのことから、河岸が形成される条件として以下のことが挙げられる。

- ①河岸と低水路の境界での段差の発生
- ②平水位の低下界で段差が発生することによ
- ③水制の設置

また、河岸形成の実態として以下のことが言える。

- ①河岸の構成材料は低水路の河床材料よりも細かい
- ②河岸は明瞭な層構造を持って形成される

今後は、以上の結果を踏まえて、各層が形成された条件を定量的に示していく予定である。また今回の調査では、水制間に土砂が堆積して形成された河岸を対象としたが、河岸の形成手法を提案していくためには、水制間に土砂が堆積していない事例についても調査を行い、さらに水制などの構造物が設置されていないにも関わらず河岸が形成されている事例についても調査する必要がある。

<参考文献>

- 1) 藤井政人、山本晃一、深谷渉(1993)：利根川河岸の土砂堆積のトレンチ調査、第48回年講概要集、pp. 532-533.
- 2) 藤井政人、山本晃一、深谷渉(1993)：河岸形成過程に関する研究～利根川・川内川での土砂堆積の実態調査～、河道の水理と河川環境シンポジウム、pp. 155-162.
- 3) 山本晃一、藤田光一、佐々木克也、有澤俊治(1993)：低水路川幅変化における土砂と植生の役割、河道の水理と河川環境シンポジウム、pp. 233-238.
- 4) 山本晃一(1992)：現代水制論、土木研究所資料第3049号、p. 288-305.
- 5) 平林桂、山本晃一(1991)：渦沼川における河畔堆積物調査、水工学論文集第35巻、pp. 269-274.

浸透型施設の流出抑制効果の評価

河川部都市河川研究室 坂野 章

〃 小林 裕明

〃 〇田中 義人

1. まえがき 都市化流域における治水計画の立案にあたっては、貯留、浸透型施設による流出抑制効果を総合的に評価することが必要である。防災調節池等の貯留施設は施設を設置する際の建設費、用地費等が負担となる場合があるが、浸透型施設は比較的建設費、用地費の負担は軽い。

このため、都市化による流出形態の変化に対処するための方策として、貯留施設と組み合わせた浸透型施設が設置される例が多くなってきたが、その効果は流量計画に量的に反映されているとはいえない状況にあり、今後浸透型施設の一層の整備促進をはかるためには、その流出抑制効果、地下水涵養効果、あるいは低水流量回復効果等について定量的な評価手法の確立が不可欠である。

2. 目的 本研究は、浸透型流出抑制施設の流出抑制効果を定量的に評価するため、流出試験地において水文観測を行い、その結果をもとにシミュレーションモデルによる流出解析を行ったものである。住宅設置後の宅地造成地からの流出を、住宅を設置する以前の状態に保つために必要な浸透型施設の規模、数量などについて、降雨波形、地盤の浸透能力、浸透型施設の構造などの面から検討を加えた。

3. 方法 流出試験地は千葉県印西町の千葉ニュータウンに設置した。実験場には、裸地域と屋根域とのそれぞれを設置し、その下流端で裸地及び屋根からの流出量を測定できるようになっており、屋根域では浸透型施設を設置する前について観測を行い、その後浸透型施設を設置した。現地を設置した浸透施設は掘削径0.67m、掘削深1.5mの円筒型のものが5基である。流出試験地は宅地造成によって造られた人工地盤上に設置されており、実験地の地盤は地上より約3.1mまでが盛土、その下位

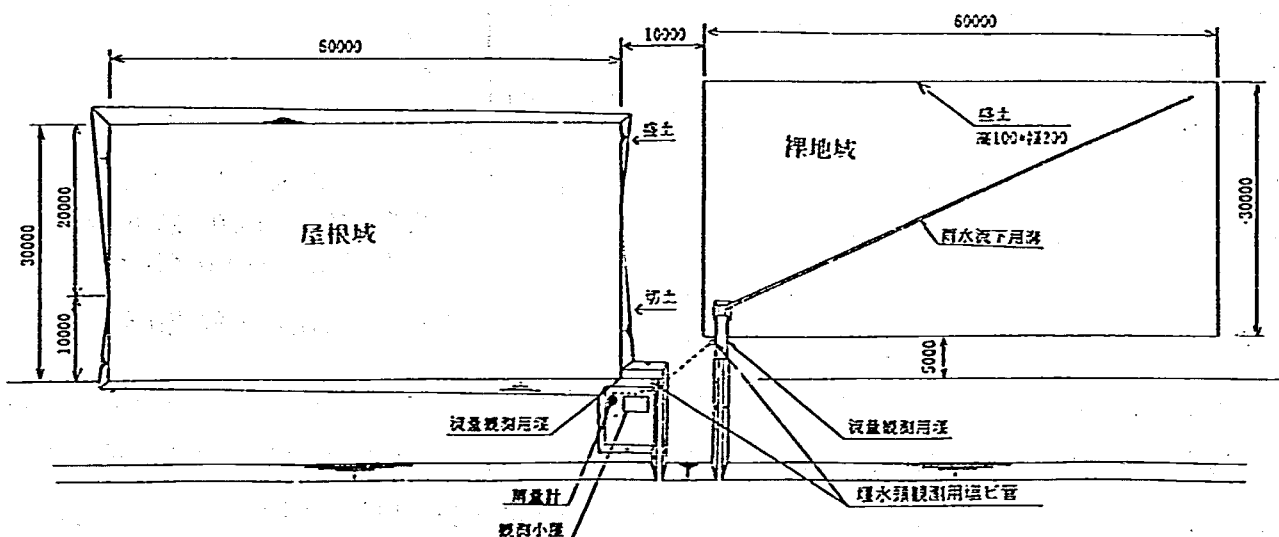


図1 実験施設平面図

に関東ローム、凝灰質粘土の地質である。図1に流出試験地の概略を示す。屋根域は南北に1/20、東西に1/120の勾配を持った亜鉛鉄板製による仮想の屋根である。裸地域は造成後やや年月が経過し、ある程度雑草が繁茂している。裸地域の地盤表面は水平であるが、その中央に深さ約20cmの溝が縦断勾配約1/150で掘ってある。

平成5年3月から8月の観測期間中の降雨を対象にマスを設置する前の屋根域と裸地域とからの流出量の観測値をもとに次に示す浸透流出モデルによって流出抑制効果を試算した。モデルの基本的な概念は図2に示すようになり、これは以下のような式で表される

$$Q_o = Q_s - Q_p - dV/dt \quad \dots (式1)$$

Q_o : 浸透施設からの流出量 (m^3/s)

Q_s : 浸透施設への流入量 (m^3/s)

Q_p : 浸透施設での浸透量 (m^3/s)

dV/dt : 浸透施設内の湛水量の経時変化 (m^3/s)

となる。施設への流入量 Q_s は、屋根域の最下流端で観測された値を用い、浸透量 Q_p は浸透施設の浸透面への静水圧の積分値 F (単位: t) をパラメーターとした経験式 (式2) により与えた。

$$Q_p = aF + b \quad \dots (式2)$$

ここで係数 a 、 b は実験より求まる浸透能力係数であり、今回のシミュレーションでは現地での簡易な実験より、 $a=0.22$ 、 $b=0.0$ とした。これは、本流出試験地においては降雨強度1.8mm/hr (最大時) に相当するものであり、極めて小さな浸透能力であるといえる。

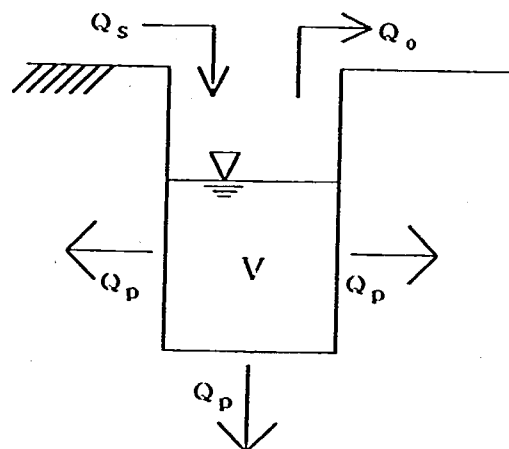


図2 モデル概念図

4. 結果 上記の条件で施設設置前の観測結果から、浸透マスを設置したと仮定して施設設置後の流出予測をした結果を表1に示す。この表の裸地域と屋根域 (浸透施設設置後) について総降雨量と総流出量の関係を示すと図3のようになる。双方とも、総降雨量約10mmから流出が始まっているが、裸地域の総降雨量と総流出量との関係に比べて、屋根域のそれはかなりばらつきがあることがわかる。

また、この表1の降雨の中で特徴的なものを示すと、図4、5のようになる。図4は3月31日の降雨で、この降雨は図5の6月8日の降雨と比較して最大降雨強度は大きい、ピークカット率は39%と、その最大降雨強度のわりには比較的大きな値になった。これは前期降雨 (ピーク流出量に達する前の降雨) がほとんど無いために浸透型施設の貯留効果が特に顕著に現れた例である。その逆に6月8日の降雨ではピーク流出量に達する前に長時間の降雨があったために、既に浸透型施設の湛水深が

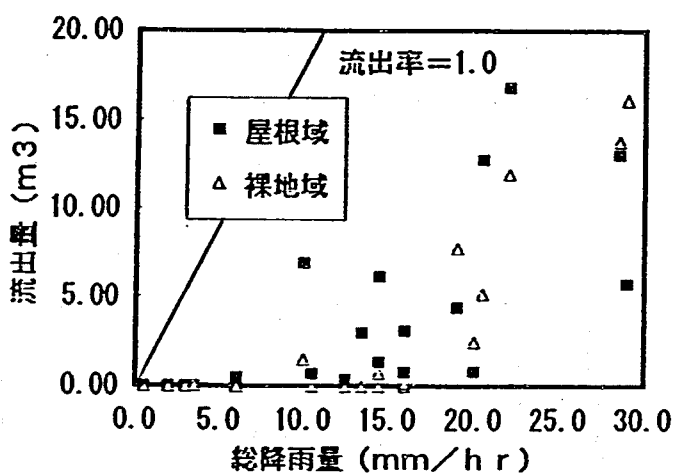


図3 総降雨量と総流出量

上昇していてピークカット率は20%と低い値になっている。

表1における降雨についてピークカット率をグラフ化すると、図6のようになる。図には浸透型施設の貯留効果を考慮せずに、ピークカットの効果を浸透能力分のみとした場合の試算結果も併せて載せてある。ここで、3月31日の場合でわかるように、時として浸透型施設の貯留効果がピークカット率の低減に貢献していることがわかる。

また、表1での裸地域と屋根域（浸透型施設設置後）を全降雨での平均値において比較すれば流出率についてはほぼ同程度であるが、ピークカット率については両者で大きな差が生じていることがわかる（裸地域：94%、屋根域58%）。また流出率低減やピークカット率は、降雨条件によって影響を

表1 流出計算結果

日付	総降雨量	降雨継続時間(hr)	平均降雨強度(mm/hr)	10分間の最大降雨強度(mm/hr)	累積流出量 (m ³)			流出率		ピーク流出量 (m ³ /s)			ピークカット率	
					裸地域	屋根域		裸地域	屋根域	裸地域	屋根域		裸地域	屋根域
						マス無(実測)	マス有(計算)				マス無(実測)	マス有(計算)		
3/24	2.0	1	2.0	3	0.00	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	1.00	1.00
3/28	14.5	15	1.0	3	0.00	25.47	1.32	0.00	0.05	0.00	0.10	0.05	1.00	0.54
3/31	22.0	4	5.5	24	11.94	38.33	16.78	0.30	0.42	0.24	1.56	0.96	0.85	0.39
4/4	2.0	2	1.0	3	0.00	6.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.00	1.00	1.00
4/11	3.0	2	1.5	3	0.00	7.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.13	0.00	1.00	1.00
4/13	0.5	1	0.5	3	0.00	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.00	1.00	1.00
4/22	6.0	4	1.5	3	0.00	10.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.11	0.00	1.00	1.00
4/28	16.0	7	2.3	6	0.00	30.68	0.76	0.00	0.03	0.00	0.11	0.06	1.00	0.51
5/2	19.0	15	1.3	6	7.72	31.90	4.37	0.23	0.13	0.04	0.19	0.14	0.79	0.28
5/9	10.5	6	1.8	3	0.01	18.00	0.69	0.00	0.04	0.00	0.12	0.04	1.00	0.66
5/14	20.5	8	2.6	9	5.14	37.71	12.75	0.14	0.35	0.07	0.27	0.22	0.74	0.20
5/22	6.0	4	1.5	6	0.00	10.98	0.49	0.00	0.05	0.00	0.18	0.12	1.00	0.32
6/2	13.5	6	2.3	6	0.00	22.71	2.95	0.00	0.12	0.00	0.27	0.18	1.00	0.35
6/4	0.5	1	0.5	3	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	1.00	1.00
6/5	16.0	7	2.3	6	0.18	26.19	3.06	0.01	0.11	0.00	0.22	0.15	0.99	0.32
6/8	28.5	13	2.2	9	13.79	45.53	13.04	0.27	0.25	0.06	0.28	0.22	0.79	0.20
6/13	14.5	8	1.8	6	0.72	24.47	6.13	0.03	0.23	0.01	0.25	0.20	0.95	0.22
6/19	12.5	5	2.5	6	0.00	18.56	0.35	0.00	0.02	0.00	0.51	0.12	1.00	0.77
6/21	10.0	1	10.0	36	1.50	13.52	6.87	0.08	0.38	0.05	1.01	0.96	0.95	0.05
6/23	29.0	10	2.9	6	16.11	44.11	5.71	0.31	0.11	0.05	0.19	0.12	0.71	0.36
6/26	3.5	6	0.6	3	0.03	4.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	1.00	1.00
6/29	20.0	14	1.4	6	2.46	24.62	0.82	0.07	0.02	0.02	0.17	0.08	0.91	0.51
平均	12.3	6.4	2.2	7.2	2.71	20.28	3.46	0.07	0.10	0.02	0.27	0.16	0.94	0.58

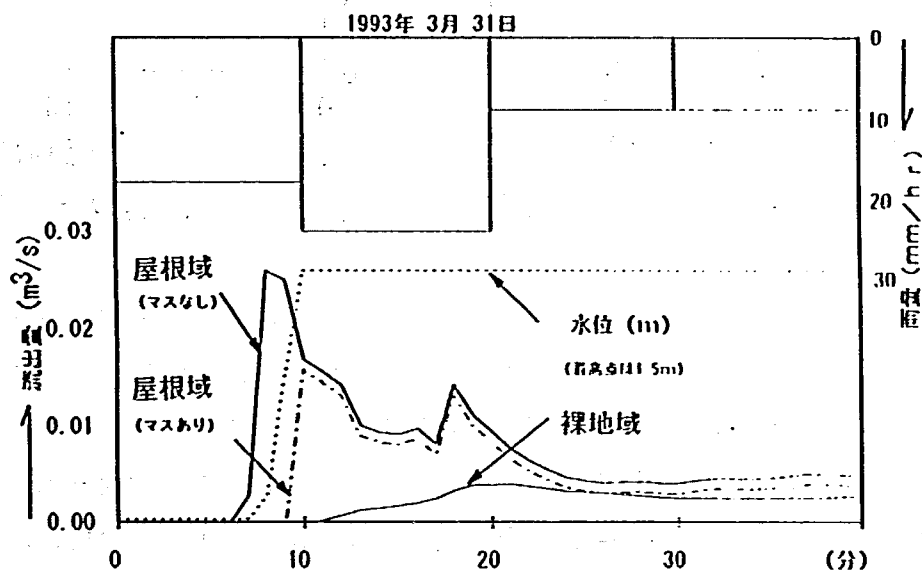


図4 流出量の経時変化 (3/31)

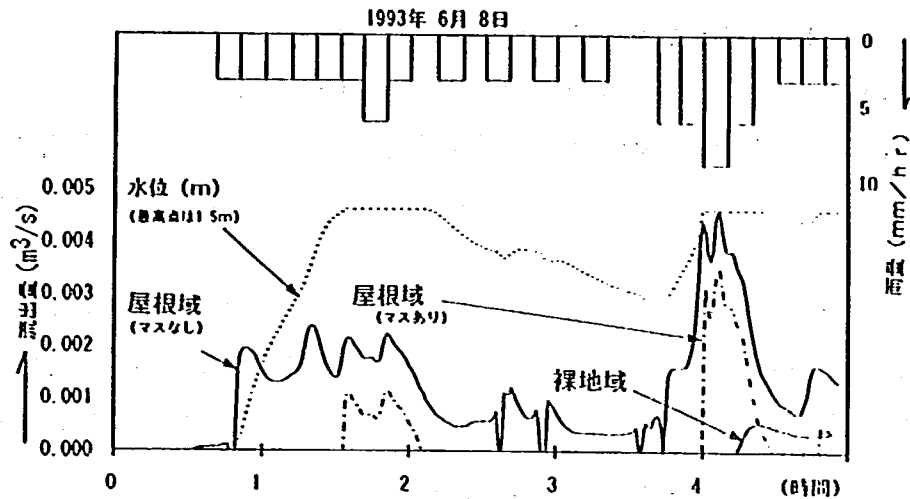


図5 流出量の経時変化 (6/8)

大きく受け、特にピークカット率は、最大降雨強度が大きいほど低減効果は小さくなる傾向にある。

さらに、施設の設置数を変化させた場合、表1の全降雨の平均および先の2降雨に対するピークカット率がどう変化するかを試算した。その結果、全降雨の平均では前述の浸透型施設を1800m²あたり約13基設置すれば、裸地域と同じピークカット率となる(図7)ことが分かった。この設置数は、降雨強度に換算すると約4.7mm/hrに相当する降雨である。また3月31日や6月8日のように比較的大きな降雨でもその時の裸地域のピークカット率が小さくなっているため、それと同等のピークカット率にするための設置数は全降雨の平均と、それ程大きな違いは無い。

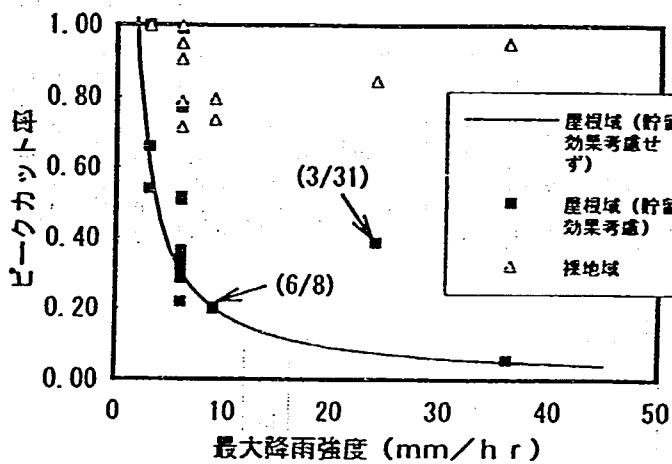


図6 最大降雨強度とピークカット率

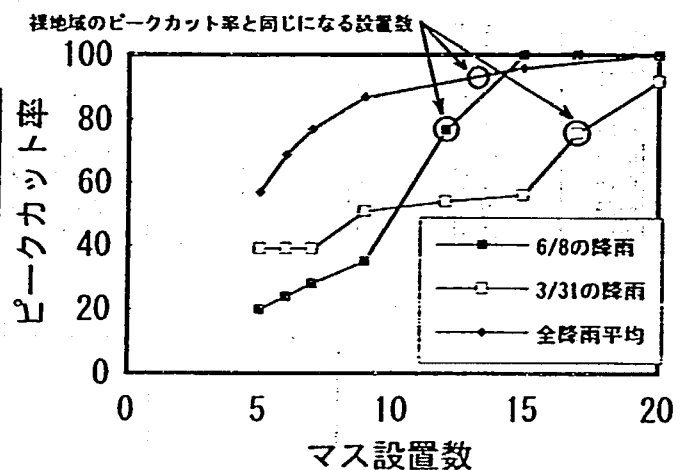


図7 施設設置数とピークカット率の関係

5. まとめ 以上のように、浸透施設において貯留効果と浸透量変化効果(湛水深の違いによる)を考慮した浸透流出モデルでは主に、降雨波形、浸透施設の浸透係数 a 、浸透施設の諸元、浸透施設の設置数によって、流出抑制効果、地下水涵養効果が異なってくることが表現できる。特に浸透施設の設置数を設定し全体的な浸透能力を評価することで、必要な流出抑制効果を得ることが可能である。浸透施設は、その浸透能力が小さい場合や施設の設置密度がまばらな場合には計画降雨のような大きな降雨での流出抑制効果はわずかであるが、低水および地下水の管理等も含めた都市域の水環境を考えるにあたっては、その重要性は高いと考えられる。

土砂収支を考慮した安定汀線の容易な計算手法

河川部 海岸研究室
岩崎 福久

1. はじめに

近年、海浜変形予測に関する多くの研究がなされ、3次元的海浜変形の変形が可能なモデルも数多く提案されている。これらのモデルは、基本的に波の場を計算しこれより海浜流場の計算を通じて3次元的地形変化を予測するモデル(例えば、渡辺ほか,1984)か、あるいは等深線変化モデル(宇多ほか,1991)のように、波の場の計算より海浜変形を直接的に計算するモデルに分かれる。こうした方法とは別に、ポケットビーチなどにおける安定汀線を求める方法として、Hsu・Evans(1989)は1方向からの入射波が卓越する条件下でのポケットビーチ内の安定汀線形状を放物線近似で与える式を提案した。この方式は、静的平衡状態にある海岸線形を複雑な計算を行うことなしに直接計算できる利点を有している。しかし、計算に際して土砂収支の概念が取り込まれていないため、新たに養浜を行った場合などにおける安定汀線形の計算ができない欠点があった。そこで、本研究ではHsu・Evansのモデルに土砂収支の概念を含めることにより、任意の初期汀線形状から安定後の汀線形状を予測する手法を開発する。そして東播海岸の松江地区での養浜工に伴う海浜変形予測に応用し、その有効性を確認する。

2. 土砂収支を考慮した安定汀線の予測法

1方向からの入射波が卓越する条件下でのポケットビーチの安定汀線は、極座標を用いたときHsu・Evans(1989)により式(1)で与えられる。

$$r/r_0 = c_0 + c_1(\beta/\theta) + c_2(\beta/\theta)^2 \quad (1)$$

ここに、 $r_0 = PQ$ 、 $\beta = \angle RPQ$ (図-1参照)であり、係数 c_0 、 c_1 、 c_2 は β に依存する係数である。式(1)でポケットビーチ内の汀線形状を計算するのに必要な条件は、波の入射方向と、岬または防波堤など波を遮蔽する構造物の

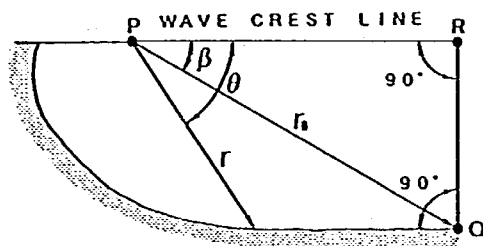


図-1 コントロール・ポイントの配置

先端位置(点P)、および点Qを定めることである。この点Qを土砂の連続関係が成り立つように定めることができれば、得られた汀線形状は安定汀線形状にはかならない。工夫が必要なのは、侵食・堆積土砂量の計算法である。ポケットビーチ内の土砂量が保存される条件では、初期汀線から安定汀線に至るまでの侵食土砂量と堆積土砂量は等しくなければならない。具体的な計算手順を次に示す。

- 1) まず、初期汀線を任意の位置に与えて、後に述べる方法により点Qを定める。
- 2) 式(1)で計算される計算汀線と比較し、侵食域の面積と堆積域の面積を求める。
- 3) その侵食・堆積面積にそれぞれ次章で述べる漂砂の移動高を乗ずることにより、侵食・堆積土砂量を計算する。
- 4) ここで侵食・堆積土砂量を比較し、一致していなければ点Qを移動し、2)に戻る。一致していればその計算汀線が安定汀線となる。

点Qの決め方は、片側にしか岬がないような場合、つまり点Pが1点しかないような地形の場合は、入射波波峰線と汀線が平行である区間において、最も岬に近い所に点Qを定める。また、

ポケットビーチのような両側に岬をもつような場合は P_1 と P_2 からの影響が同じになるように点 Q を定める。今回は入射波波峰線と汀線が平行になっている区間で、 P_1 、 P_2 と Q を結ぶ直線と入射波波峰線がなす角 β_1 、 β_2 が等しくなるような線上で点 Q を定めた。

また、土砂量計算の際単純な関係式を導入した理由は、一般に海浜断面変化は場所的により異なるものであるが、海浜断面積の変化量と汀線変化量の間に線形関係が成立することが他の多くの現地海岸で確認されているからである。したがって、ここでもこれらの変数間に線形関係が成り立つと仮定して計算を進めるものである。

3. 東播海岸の海浜地形変化

(1) 平面深浅図の比較

東播海岸松江地区における1989年9月の深浅図を図-2に示す。突堤①、②は林崎漁港の防波堤基部よりそれぞれ180m、360m西に離れている。この地先では林崎漁港の防波堤の先端に向け、沖合の等深線が斜めに走っており、東側ほど緩勾配である。また、構造物間では養浜が行われており、突堤を挟んで東側、西側の海浜は非常によく似た海浜状況を呈する。この海岸では1990年11月までに長さ54mの不透過突堤③が漁港防波堤の基部より150mの位置に延ばされた。突堤③が延ばされた後の1991年3月の深浅図を図-3に示す。図-2では-1m、-1.5mの等深線が防波堤に沿って沖向きに大きく突出していたが、突堤③が建設されたことによりそれらの頭部が抑えられるようにして突堤の内側に閉じ込められた。また、汀線付近では-0.5m～1.5mの等深線が防波堤に沿って突堤背後へ向けて大きく突出している。これは突堤の遮蔽効果により生じたものである。さらに、図-3の-0.5m、-1.0mの等深線は、規模は小さくなったものの図-2の-1m、-1.5mの等深線と同様、防波堤の隣接域で凹状を示す。その後1991年11月には突堤③が100mまで延ばされた。突堤延長後の1992年3月の海浜状況を図-4に示す。突堤延長前の図-3と比較すると、突堤の延長とともに防波堤と突堤③の隅角部付近が静穏となったために汀線が急激に前進し、突堤の付け根と接続するようになった。またこれと合わせて-0.5m～0.5mの等深線も大きく前進した。

(2) 漂砂の移動高

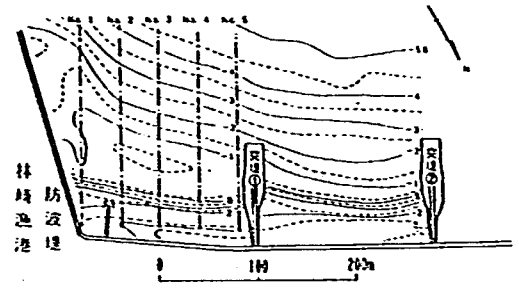


図-2 松江地区の深浅図(1989年9月)

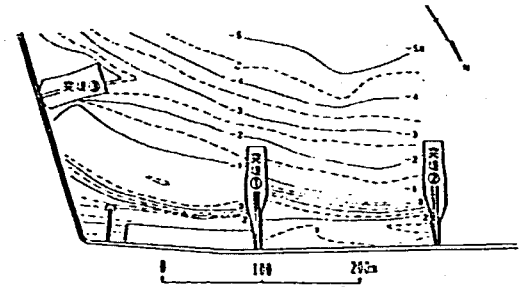


図-3 松江地区の深浅図(1991年3月)

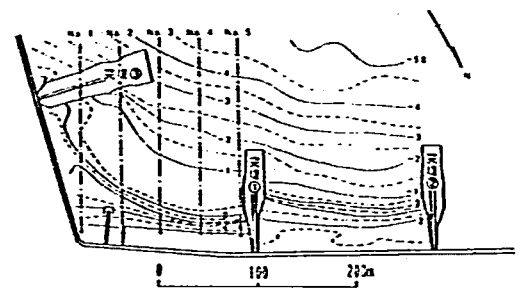


図-4 松江地区の深浅図(1992年3月)

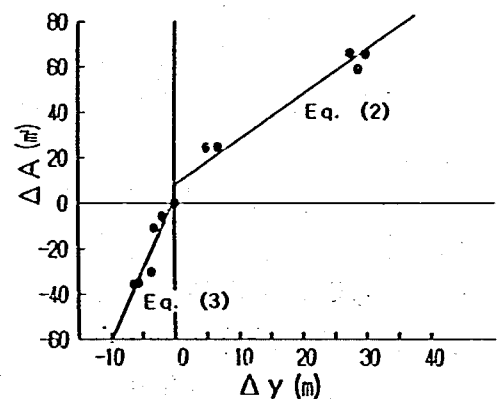


図-5 断面積変化量と汀線変化量の関係

著しい地形変化の見られた突堤③延長後の1991年11月から1992年3月までの海浜断面変化を測線No1～5について調べ、それより断面積変化量(ΔA)と汀線変化量(Δy)とを求め、両者の相関関係を調べた(図-5参照)。データ数はやや少ないものの、計算の結果 ΔA と Δy の間には相関係数 $R=0.977$ (堆積域)、 $R=0.934$ (侵食域)を持つ線形関係として次式が成立する。

堆積域 ($\Delta y \geq 0$)

$$\Delta A = 1.95 \Delta y + 8.29 \quad (2)$$

侵食域 ($\Delta y < 0$)

$$\Delta A = 6.34 \Delta y + 2.28 \quad (3)$$

宇多・山本(1989)が示したように、 ΔA と Δy の回帰係数は漂砂の移動高に等しい。したがって本調査では移動高は堆積域では1.95m、侵食域では6.34mとなる。移動高の比は堆積域：侵食域が1：3.3となる。

4. モデルの東播海岸への適用

(1)モデルの検証

安定汀線の計算モデルを検証するため、東播海岸の松江地区の海浜変形に適用した。計算条件である波の入射角は、突堤①、②の中央より東側部分の汀線がほぼ安定して直線的に伸びていることを考慮し、この平均汀線に対し直角方向(N132.5°W)とした。

計算に際しては図-1に示した点P、Qを定める必要があるが、この場合突堤③と①の先端に点P₁、P₂を、また、両構造物より十分離れたビーチの中央付近に点Qを定め、2つの構造物背後での安定汀線を接続した。このとき点Q付近で汀線がやや滑らかではなくなるが、これは實際上問題にならないと考えられる。

図-6は突堤③が半分延ばされた場合の汀線形の計算結果である。実測の汀線変化の特徴として、 $110 \leq x$ の範囲で汀線が後退し、 $x \leq 110$ では前進した。このとき汀線後退域の面積は前進域の面積よりはるかに小さいことが指摘される。このことは、侵食される場合と堆積する場合で移動高が異なり、侵食域の方がはるかに大きいことを示している。この点はすでに式(2)、(3)に関して述べた点と一致する。計算では汀線前進域と後退域の境界は実測値とよく一致する。しかし計算による汀線前進量と実測地との差は最大で20m程度、後退量と実測値との差は5m程度であり堆積域での誤差が指摘される。

突堤③を100mまで完全に延ばした場合の汀線変化と実測値を図-7に示す。突堤が延長されて波の遮蔽効果が高まったため、突堤③の付け根部分の汀線が大きく前進した。この場合も初期汀線と比較すると汀線の後退域の面積は前進域の面積と比較するとはるかに大きい。計算汀線の全体形は実測値とかなり近くなったが、この場合もまた計算汀線変化量は実測値より大きくなり、堆積域での実測値との差は最大で20m程度、侵食域で最大10m程度である。

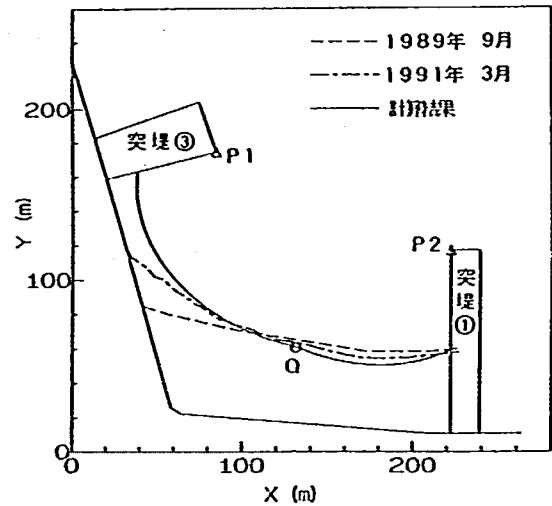


図-6 長さ54mの突堤背後の安定汀線形

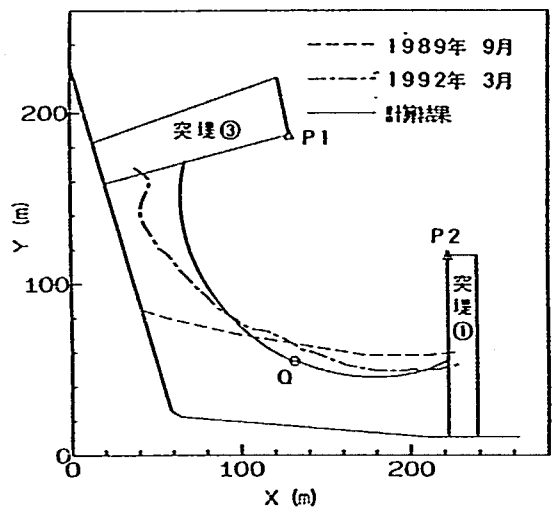


図-7 長さ100mの突堤背後の安定汀線形

計算結果と実測値との誤差が生じた原因としては、まず実測汀線形がまだ安定形状に十分達していなかった可能性があること、また、点Qの与え方が適切でなかった可能性があると考えられる。

(2) 養浜後の安定汀線予測

この人工海浜では養浜により前浜を更に広げる計画があった。そこで本モデルにより養浜後の汀線変化について調べた。養浜後の安定汀線形状の予測結果を図-8に示す。養浜後の安定汀線形状は、西側では侵食傾向に、東側では堆積傾向となる。また、その際の汀線移動量は初期形状に対して、侵食域内のNo4付近で最大約10m、堆積域では最大20m程度になると予測される。現況汀線と比較して養浜汀線は突堤①の付け根付近で15mほど沖出しされることになるが、同じ養浜材料を用い、かつ養浜時における汀線付近の

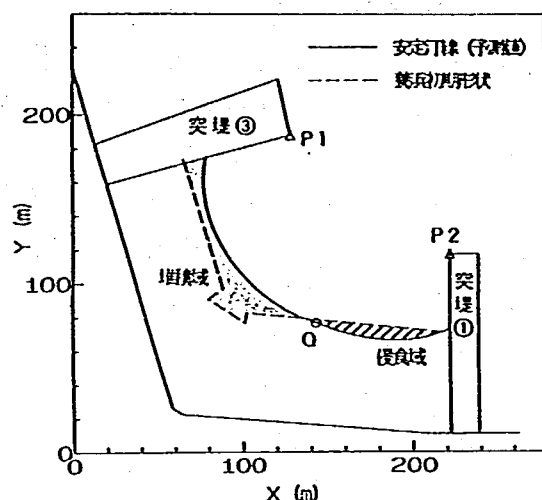


図-8 追加養浜時の安定汀線形状の予測

海浜勾配を侵食断面である測線No4の海浜勾配(1/6)より急にしなければ養浜直後における養浜砂の沖への流出はないはずである。なぜなら汀線が約15m沖出しされたときの養浜の外側限界は十分広い侵食平均面の上にのるからである。さらに、養浜後の汀線変化を見ると、突堤①の東側隣接域の砂は東側へと動く傾向を示す。このことは、突堤①を越えて西向きに土砂が流出することはないことを示している。

5. 結論

本研究の結論は以下のようである。

- ①Hsu・Evansの式をもとにして、ポケットビーチ内の土砂の保存則を考慮した安定汀線形の予測手法を開発した。
- ②安定汀線の予測手法の適用性を東播海岸の松江地区における養浜工での汀線変化に応用して調べ、ほぼ妥当な結果を得た。このことは、本モデルが安定汀線を予測する上で実用的に使えることを示している。

参考文献

- Hsu, J.R.C. and, C. Evans (1989): Parabolic bay shapes and applications, Proc. Int'l. Civ. Engrs, Part 2, pp. 557-570.
- 宇多高明・山本幸次(1989): 海岸侵食調査における2,3の留意点, 土木技術資料, Vol.31, No8, pp.60-66.
- 宇多高明・山本幸次・河野茂樹(1991): 沿岸漂砂による三次元海浜地形変化の予測法, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.386-390.
- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・楢山 勉(1984): 構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル, 海岸工学論文集, 第3巻, pp.406-410.

排水機場の運転自動化に関する 2、3 の考察

材料施工部 機械研究室 大城 智

1. まえがき

排水機場は、洪水時において排水運転の必要が生じた際には、確実に始動して排水運転ができなければならない。しかし、排水機場は、その性格上、多くが非常用設備であり、年間を通じて運転回数が少ない。このため、運転操作員が排水機場の運転に対して精通することが難しい傾向にある。さらに、都市化に伴い、内水流出量の増加、流出時間の短縮から、流出量に追従した迅速かつ的確な運転操作が必要で、運転対応も相当に困難なものになっている。そこで、排水機能の信頼性を向上させる方法のひとつとして自動化による方策をとりあげ、自動化した場合の設備のあり方について検討を行ったので、その概要について報告したい。

2. 調査方法

排水機場自動化運転システムの構築にあたって、既に自動運転を採用している各種機械及び機械設備の実態調査、排水ポンプの実態調査を行い、排水機場自動運転システム導入による課題を把握するとともに、システムの信頼性を向上させるための検討事項について整理した。

3. 調査結果

3.1 各種機械及び機械設備の自動化例調査

排水機場自動化運転システムの導入にあたって参考となる下水道の汚水処理設備、ゲート設備、原子力発電設備、ゴミ処理プラント、工場のオートメーション設備について実態調査を行った結果、(1) 流入パターン等の水理条件にあった排水制御、(2) センサ類の管理、(3) 電源系統の2重化、(4) 自己診断センサの導入、(5) 管理装置（運転支援及び故障診断システム）の導入に対して検討が必要であると判断した。

下水道の汚水処理設備においては、全自動の設備であるにも関わらず、流入量の変動が厳しいという下水道特有の理由により、水位制御が有効に生かされず手動運転により送水量を調整している。

センサについては、土木研究所にて以前行われた故障調査によるとセンサの故障発生頻度は、主原動機、補機類につづく3位であった。（図-1 参照）また、ゴミ処理プラントにおいては、既にセンサの2重化、センサの

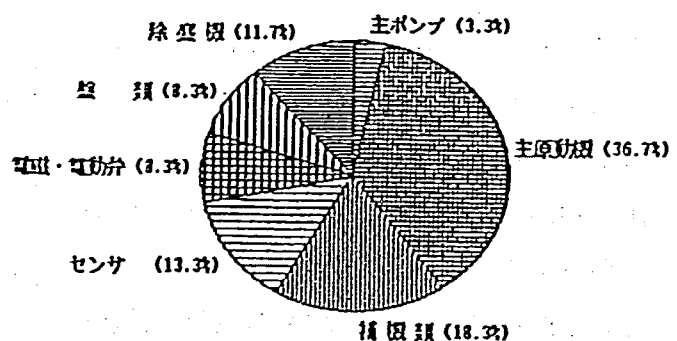


図-1 故障の装置別内訳

相関チェックが行われている。

電源については、原子力発電設備については設備の重要さから既に2重化が図られている。

管理装置の導入については、自動化に伴い、その管理体制が集中管理体制となるので、どうしても機械に接する機会が少なくなる。そのため、機器の状態把握、故障の復旧対応といった故障時の対応に難がある。そこで、このような設備の問題点を考慮して自動化に適したシステムのあるべき姿を考えた時、上記の五つの課題に対して検討が必要である。

3.2 排水ポンプ自動化例の調査

排水機場自動化運転システム構築のために参考となる雨水排水、上下水道、揚排水ポンプ設備、道路排水について実態調査を行った結果、故障時困難さから、管理装置（運転支援故障診断システム）の導入が重要である。道路排水を除いた3事例では、セラミックス軸受・管内クーラ等を用いた合理化機場となっており、自動化機場には、信頼性向上のため設備の簡素化を図った合理化機場の導入が必要であると考えられる。自動化機場は、限られた人数で複数機場を管理していくことになるので、機場の特異性をできるだけ排除するように自動化機場の標準化を図るとともに、機器単体の管理運転のみならず自動運転制御機能が正常に働いていることを確認するための方策が必要となる。また、巡回員の点検項目を明確にするとともに運転操作員の運転管理項目も明確にし、マニュアル化することが重要となる。調査機場には、無人運転にもかかわらず自動化のための信頼性向上対策が施されていないものがある。今後検討の自動化機場にあっては、制御回路の2重化、ユニット化についても十分検討が必要と考えられる。

3.3 自己診断センサの調査

土木研究所で行われた設備機器の故障度の調査結果よりセンサの故障内訳は13.3%となっている（図-1参照）。又、故障原因の大半は電氣的な動作不良、機械的な動作不良及び異物の付着による動作不良である。よって、センサ自体又はセンサリングシステム自体で異常を自己診断できるセンサ（センサリングシステムを含む）があれば、そのほとんどが未然に防げセンサの故障率13.3%が向上し、設備全体の信頼性が上がる。そこで、現在排水機場に使用されている既存のセンサについて自己診断機能の有無を調査した。センサ製作メーカーに対する既存センサの自己診断機能を調査した結果、センサはセンサ素子自体での自己診

表-1 自動運転排水機場のセンサ

目 的	具体的なセンサ
運転上必要なセンサ	・流れセンサ ・圧力センサ ・液面センサ ・位置センサ
管理上必要なセンサ	・振動センサ ・温度センサ ・騒音センサ ・ポンプ吐出流量計
運用上必要なセンサ	・水位勾配計 ・流量計又は流向計
安全対策上必要なセンサ	・侵入センサ ・火災センサ ・漏油センサ
遠・広域制御上必要なセンサ	・雨量計 ・伝送路断線センサ

断機能はなく変換機等の組合わせによりセンサリングシステム機能の異常性を判断する機能を有するものであることが判明した。自動運転を導入した排水機場に必要なセンサを機能より分類すると、(1)運転上必要なセンサ、(2)管理上必要なセンサ、(3)運用上必要なセンサ、(4)安全対策上必要なセンサ、(5)遠隔・広域制御上必要なセンサとなり、その具体的なセンサの種類は、表－１に示すとおりである。自動運転導入のために必要となるセンサは、(3)、(4)、(5)であり、それらについて信頼性向上策の手法を検討する必要がある、まとめたのが表－２である。

表－２ センサの信頼性向上策

手 法	方 向 性	検 討
センサ自体の信頼性を向上させる。	センサ素子自体に耐環境性をもたせる。	・排水機場の環境条件の調査（温度、湿度、振動、ノイズ等） ・センサに対するストレスと寿命の評価（ストレスを下げれば寿命が延びる。ストレスに対する余裕度が大きい素子を採用する。）
システムの信頼性を向上させる。	センサを多重化配置する。	・システムに要求する信頼度 ・FTAによる各システムの信頼性評価 ・多重化配置とセンサ信頼度向上のトレードオフ評価 ・プラントシステムとしてセンサ相互信号の相互検定が行えるようなセンサ配置
センサのインテリジェント化により信頼性を向上させる。	センサの自己診断機能	・自己診断の内容検討（センサの劣化状態、断線等センサのFMEAとその対策検討） ・インテリジェント化に伴うセンサの複雑化及びコストアップとのトレードオフ評価

３．４ 自動運転に適応した機械設備

排水機場の運転自動化にあたり、洪水時の運転開始時、運転中、機場は無入化される。そこで、設備自身の信頼性は向上させなければならない。以前、土木研究所で行われた故障度の調査結果より、信頼性向上の重点は補助機器設備、各種センサ・電磁弁、主原動機及び除塵機に向けられるべきである。また、信頼性を向上させる手法として合理化が考えられる。合理化機場としては、管内クーラ方式、ラジエータ方式及びガスタービン直接駆動方式の機場が挙げられる。セラミックス軸受、無給水軸封装置及び空冷減速機等の各種無水化技術をも加えて、機器構成を簡素化する機場を指向する。そこで、合理化機場を指向するとともに設備機器の固有の信頼性を向上させる検討項目を表－３に示す。

表-3 自動運転に適した機械設備の検討事項

項 目	検 討 事 項
1)主ポンプ	・立軸ポンプの採用 ・全水位運転の可能な構造のポンプ ・摺動部のスキマの拡大 ・立軸ポンプの無給水軸受化（セラミックス軸受化） ・無給水軸封化 ・流入水量に応じた排水が可能なポンプ ・通過径の拡大（無閉塞化）
2)主原動機（ディーゼル機関）	・圧縮空気の水分除去 ・燃料系に空気混入時の対策 ・別置潤滑油ポンプの設置（定期的にブライミング、発錆防止） ・空冷化（ラジエータ冷却） ・緊急停止機能の多重化（遮断弁の二重化） ・ガスタービンの採用
3)動力伝達装置（歯車減速機）	・空冷化 ・別置潤滑油ポンプの設置（定期的にブライミング、発錆防止）
4)補助機器設備	・冷却方式の改造（管内クーラ、ラジエータの採用等） ・空気圧縮機の空冷化 ・二重化（共通補機の予備機追加） ・予備空気層の設置（予備空気槽切換電磁弁追加） ・ユニット化（機付ポンプの採用等）
5)各種センサ・電磁弁類	・電磁弁の電動弁化 ・二重化（水位計、形式の違うもの） ・自己診断機能付センサの採用
6)除塵機	・粗大ゴミ対策（防護柵等の設置） ・粗目、細目の二段化 ・粗目化（無閉塞型ポンプと併用） ・定置式自動除塵機化

3.5 自動運転に適応した操作制御

排水ポンプ機場は、出水時には排水運転が確実に且つ継続して行われることが要求される非常用設備であるため、その操作制御の自動化に際しシステム全体の信頼性のより一層の向上を図るため、(1)操作制御システムの障害により排水機能を喪失したり、無監視の状態に陥ることがないこと。(2)万一の故障発生時には、排水設備がフェイルセーフ状態を保つこと。(3)バックアップ等の代替機能及び手段が完備していること。(4)システム全体の予防保全機能により、プリメンテナンスが可能なこと。(5)緊急時及び異常時の処理ガイダンスができること。という条件を満足させる必要がある。つまり、操作制御システムの信頼性向上策、機器及び操作制御システム等の予防保全策及びマンマシンの機能向上が不可欠となる。

4. まとめ

排水機場自動化の検討事項として抽出した設備合理化案、固有機器信頼性向上案については、現状における適用実績、経済性、機場特有の環境条件、維持管理性、安全性等について評価検討することによって設備全体の信頼性を向上させるとともに、操作制御案については、故障時の対応の困難さ、ポンプ起動時の安全確認のあまさ等について評価検討することによって省人化に対する問題点を解消し、自動化設計要領（案）としてまとめることによって、この研究成果を普及させたい。

第32回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN0386-5878
土木研究所資料第3222号
平成5年11月(1993)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨 本資料は、「第32回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：アスファルト舗装、液状化砂層、汚泥処理、河岸段丘、画像処理、換気、魚道、施工管理、グラウチング、構造物、地すべり、斜面、衝撃、浸透、水質、たわみ、汀線図、データベース、土砂収支、のり面、排水機場、標識、表層、富栄養化、崩壊、舗装、流出、ロックフィルダム、わだち掘れ



郵便はがき

郵便切手
はって
下さい

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
企画部企画課
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第3222号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3222号

