

ISSN 0386—5878

土木研究所資料第2521号

第 26 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

昭和62年12月 8 日・9 日

建設省土木研究所

Copyright © (1987) 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、本報告書の全部又は一部の転載、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。

第 26 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26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、土木研究所が実施している調査・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：研究発表会

目 次

1. 軟岩のスレーキング試験	地 質 研 究 室	神 保 悟	1
2. 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力に関する一 考察	基 礎 研 究 室	小 幡 宏	5
3. ロック材料のせん断強度の拘束圧依存性	フィルダム研究室	豊 田 光 雄	9
4. 樹木の衝撃エネルギー吸収能	砂 防 研 究 室	鈴 木 浩 之	13
5. 雪崩の減勢工実験	急傾斜地崩壊研究室	工 藤 賢 二	17
6. 積雪期の地すべり発生機構	新 潟 試 験 所	丸 山 清 輝	21
7. 裏筑波試験地の流出特性 (流域蒸発散量の推定)	水 文 研 究 室	細 谷 信 夫	25
8. 水害防備林調査	総合治水研究室	高 橋 克 彦	29
9. 護岸法覆工の設計法に関する研究	河 川 研 究 室	森 田 克 史	33
10. 海域制御構造物の消波効果	海 岸 研 究 室	村 井 禎 美	37
11. バイオシェルフによる下水の処理特性	下 水 道 研 究 室	鈴 木 稔	41
12. 水生植物による下水処理水の浄化実験	三次処理研究室	増 田 隆 司	45
13. 流水中のアンモニア性窒素の揮散に関する 研究	水 質 研 究 室	古 賀 俊 行	49
14. ダム貯水池における濁水解析	水資源開発研究室	畑 孝 治	53

15. 全国における道路整備と産業の立地動向と システム課 吉村英二 57
の関連性に関する定量的分析
16. 生活道路の整備効果の評価手法 道路研究室 森 望 61
17. 大型貨物自動車の輸送特性 新交通研究室 黒木隆晴 65
18. 沿道施設の出入口付近の事故に関する調査 交通安全研究室 小橋秀俊 69
19. ディーゼル貨物車の NO_x排出特性 交通環境研究室 石塚俊光 73
20. 建設騒音のうるささに関する実験 機械研究室 大日野 弘 77
21. 高架道路の交通振動特性と振動軽減対策に 構造研究室 井上純三 81
関する実測調査
22. 筑波1号の全国試験舗装 舗装研究室 山口研一 85
23. 交通荷重下における発泡スチロールの変形 土質研究室 竹内辰典 89
挙動に関する現場走行実験
24. ジオテキスタイルで補強した砂の動的強度 動土質研究室 島津多賀夫 93
特性
25. 強震計作動状況からみた地震動強度の距離 振動研究室 吉見精太郎 97
減衰特性
26. 塩化物を混入したコンクリート供試体の暴 化学研究室 寺田 剛 101
露試験
27. コンクリートの直接引張強度試験に関する ダム構造研究室 尾畑伸之 105
検討
28. 群鉄筋の定着機構に関する研究 コンクリート研究室 田村 久 109

軟岩のスレーキング試験法

地質化学部地質研究室 神保 悟

1 まえがき

洪水の防除や水資源の開発を主とした多目的ダムは、今日まで数多く建設され将来的にもその必要性は高まっている。しかし、しだいに地質条件の良好なダムサイトが少なくなり、軟岩基礎にもダム建設を余儀なくされている。新第三紀～第四紀の泥岩、砂岩およびこれらの凝灰質岩などの軟岩は、固結度が低いため強度が小さく、乾燥したものが湿潤すると急激に劣化（膨張・崩壊）する性質（スレーキング）をもつものが多い。これらの地質を対象とした岩盤掘削等では、気象・水理条件変化による乾燥・湿潤での劣化を防ぐため、軟岩のスレーキング特性を把握したうえでの対策が必要となる。しかし、今日提唱されているいくつかのスレーキング試験法は、軟岩特有の熱的変質を考慮していないものが多く、また、スレーキングの度合を評価する指標についても統一されていないのが現状である。そこで筆者等は、それらを配慮した簡単かつ客観的で定量的手法の簡易スレーキング試験法を考案し、数種の軟岩への適用を試みたのでここに紹介する。

2 目的

通常現場では、例えば掘削面への散水等によってスレーキングを防除しているが、掘削から打設までの工程計画を立てるうえで、含水状態がどの程度まで低下すればどの程度スレーキングが生じるかを把握する必要がある。さらに、簡便で汎用性のあることが簡易試験法には重要である。

軟岩のスレーキングの度合を評価するためのスレーキング試験は、表-1の機関等制定の方法があるが、基本的には供試体を一定条件で乾燥させた後水浸する作業を1～複数回行ない、強制的にスレーキングさせた前後の形状の変化を測定するものである。形状の変化を表わす指標は、観察による定性的な表現（スレーキング指数等でのランキング）以外に、個人差のない定量的な表現（吸水量、崩壊後の粒度、クラックの発生量）がある。

表-1は、これまで提唱されているスレーキング試験において結果に影響を与えると思われる供試体への加熱、すなわち初期状態設定のための乾燥温度とスレーキングをさせる時の水浸温度の規定条件を示したものである。これらの試験法は、スレーキングを生じる軟岩に入っている熱的変質を受けやすい粘土鉱物の状態を変えうる高温にしているものが多く、試験結果はその性質を正しく反映していない可能性がある。

したがって、試験法を決定する上で前記のような問題点を実際の実験結果にもとづいて決定し、スレーキングを表現するのに適した指標を選択することが本研究の目的である。

表-1 各機関等の試験方法

機関等名称	乾燥温度	水浸温度	評価方法
ISRM(1982)	105℃	20℃	○耐スレーキング性指数
道路公団(1983)	110℃	規定なし	○スレーキング係数、○ふりい通過率
国鉄(1976)	炉乾	規定なし	○崩壊度区別
東大・小島(1978)	60℃	規定なし	●含水比
土木学会(1979)	60℃ 自然乾燥	規定なし	○スレーキング指数

- ：崩壊試料のふりい分けによる質量減少率
- ：質量増加による吸水率の増加
- ：目視によるランキング

表-2 試料一覽

試料名	所在地	岩種	地層名	地質年代	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	吸水率 (%)	膨張率 (%)	固相密度 (kgf/cm ³)
島尻	沖縄	花崗岩	島尻層群	新第三紀	27.7	1.10×10 ⁴	2.01	26.8	42.7	2.010
正徳寺	新潟	花崗岩	正徳寺層群	新第三紀	33.8	0.14×10 ⁴	3.60	15.0	31.6	2.617
CH-1	千葉	花崗岩	千葉層群	新第三紀	---	---	0.62	27.1	37.7	1.880
CH-3	千葉	花崗岩	千葉層群	新第三紀	---	---	1.02	46.9	53.7	1.790
所町原A	石川	花崗岩	所町原層群	新第三紀	62.0	2.33×10 ⁴	6.6	20.6	30.0	2.104
所町原B	石川	花崗岩	所町原層群	新第三紀	75.2	2.08×10 ⁴	4.6	21.0	35.1	2.222
龍南	千葉	花崗岩	龍南層群	新第三紀	101.0	1.4×10 ⁴	9.2	19.4	33.6	2.030
CH-5	千葉	花崗岩	千葉層群	新第三紀	---	---	0.49	22.8	35.0	1.82
所町原C	石川	花崗岩	所町原層群	新第三紀	49.2	2.2×10 ⁴	4.6	20.0	34.8	2.08
F	青森	花崗岩	F層群	新第三紀	13.4	1.79×10 ⁴	0.78	48.1	52.9	1.611
浅間石川	青森	花崗岩	浅間石川層群	新第三紀	40.5	0.34×10 ⁴	4.5	43.4	47.9	1.737
七ヶ巻	青森	花崗岩	七ヶ巻層群	新第三紀	78.4	1.92×10 ⁴	17.3	9.4	18.0	2.163

3 試験方法の検討と結果

3. 1 試料

試験に用いた試料は表-2示した泥岩、砂岩、およびそれらの凝灰質なものである。

3. 2 試験方法の検討内容

試験手順を図-1の左側に、右側には試験方法検討項目とその結果を示す。①の供試体寸法は原則として径50mm、高さ20mmの円柱形に整形する。②④⑥⑧⑩は各供試体の乾燥・湿潤に伴う重量変化を測定し、その時々含水比を算出する。③は供試体の採取後不均一な含水比を24時間以上水浸して飽和状態に揃える。⑤⑦での供試体の乾燥・水浸の温度・時間について、また⑧～⑪のスレーキング後の形状の変化を捉える指標について次のように検討した。

(1) 乾燥時間による乾燥程度の違い

スレーキングの生じかたの程度を水浸時の乾燥の程度（初期飽和度＝Sriと称する）のパラメータで表すことによってスレーキングを評価することにし、常温で1・2・4・6・12時間・1・2・6・12・24日間乾燥で、供試体のSriに変化をつけた。Sriは次式で定義する。

$$\text{初期飽和度 Sri (\%)} = \frac{W_3 - W_0}{W_2 - W_0} \times 100$$

その結果図-2に示すとおりでSriは概ね0～100%に適度にばらつくが、12日以降は変化が少ないので試験は10個の供試体を用いて0～12日間の乾燥時間とする。ただし、Sriと指標を図示したとき滑らかに曲線が引けない場合、3個程度補う。

(2) 乾燥・水浸の温度

スレーキングを表わす指標は、以下のものが考えられるので試験条件の検討にはこれを用いる。

◎定性的表現

- i) スレーキング指数（形状観察によるランキング、図-3参照）

◎定量的表現

- ii) 吸水含水比（スレーキング後の含水比、容器を10分間静かに傾斜（≒20°）させ分離する表面水をスポイト及び口紙で排水して吸水後の重量

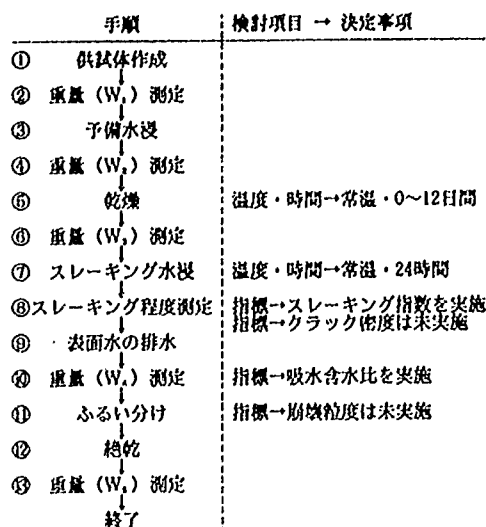


図-1 スレーキング試験の手順

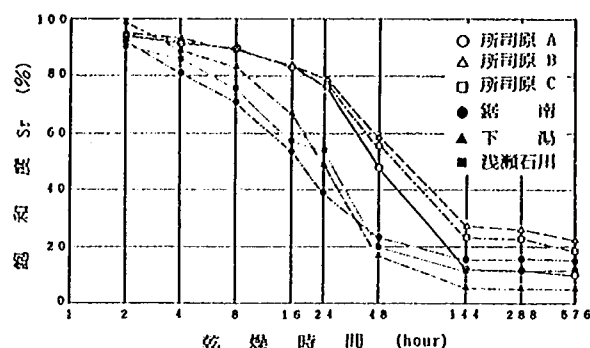


図-2 乾燥時間と飽和度

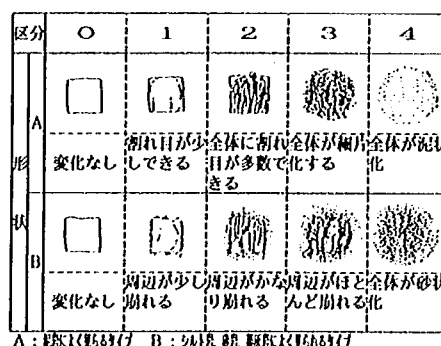


図-3 スレーキング区分

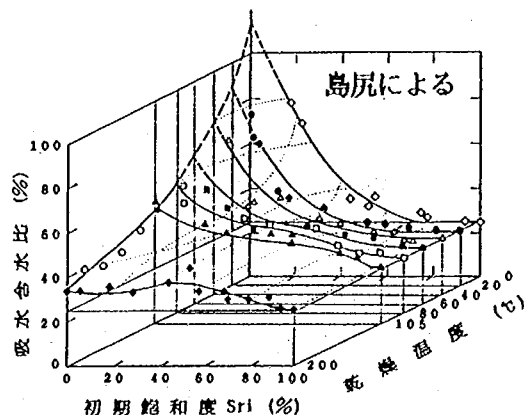


図-4 乾燥温度による吸水含水比の変化

とする、算出は次式による)

$$\text{吸水含水比 } wsl (\%) = \frac{W_4 - W_6}{W_6} \times 100$$

iii) 崩壊粒度 (スレーキング後 #9.52、4.76、2.00mm のふるいを使い、乾燥での団粒化を防ぐため水中で緩やかにふるい分けする、結果は4分された各々の全体に対する重量百分率で表わす)

iv) クラック密度 (スレーキング後供試体上面の発生クラック数を、1 cm あたりの密度で表わす)

供試体の乾燥温度のスレーキングへの影響を見るため $Sr_i \equiv 0$ まで、 $0 \cdot 20 (\equiv \text{常温}) \cdot 40 \cdot 60 \cdot 80 \cdot 105 \cdot 200^\circ\text{C}$ で乾燥した。図-4 は、乾燥温度と Sr_i および wsl の関係について示したもので、乾燥温度が高くなるにつれて、スレーキングを生じにくくなる傾向がある。同様に水浸温度の影響を見るため、 $\equiv 0 \cdot 20 (\equiv \text{常温}) \cdot 40 \cdot 60 \cdot 80 \cdot 100^\circ\text{C}$ の水でスレーキングを生じさせた。図-5 はスレーキングにおよぼす水浸温度の影響について示したもので、水浸温度が高くなるにつれてスレーキングが生じにくくなる傾向が明瞭に現われている。これは、乾燥温度が高くなるとスレーキングが生じにくくなることと矛盾しない。これらは、粘土鉱物に何らかの変化が生じた結果と思われる。したがって、乾燥・水浸温度は特に操作を要しない常温とする。

(3) 水浸時間

スレーキングは水浸開始後の時間と共に進行するが、試験の迅速性を考慮して落ち着いたと見られる時点で試験を終了することとする。図-6 は水浸経過時間とスレーキングの進行の関係を示したものであり、これから水浸時間は、24時間とする。

(4) 指標の選択

前述 i) ~ iv) の指標を Sr_i との関係で見て、これらのうち最もスレーキングを表現するのに適する指標を選択する。図-7 の (a)、(b)、(c)、(d) は Sr_i とスレーキング指数、吸水含水比、崩壊粒度、クラック密度の関係を泥岩を例に示したものである。各指標の特徴は表-3 に示したとおりで、

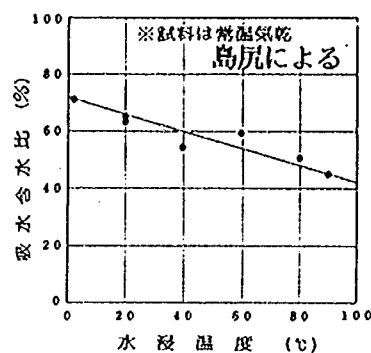


図-5 水浸温度による吸水含水比の変化

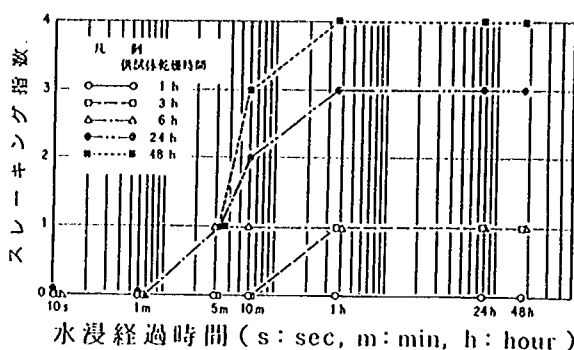
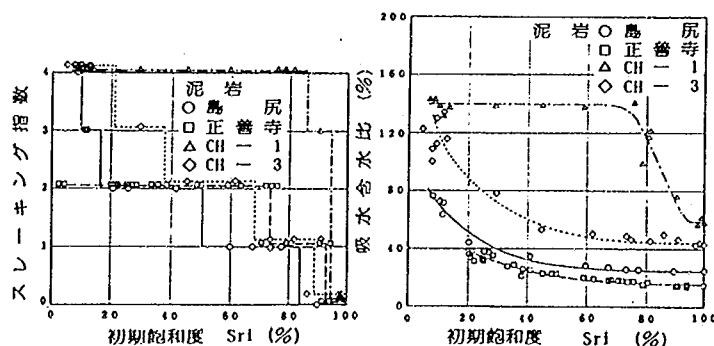
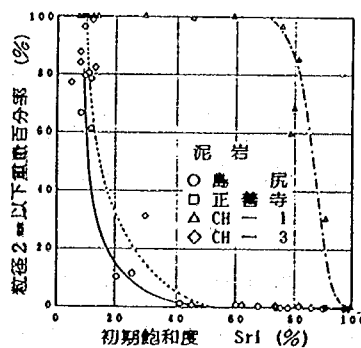


図-6 水浸時間に伴うスレーキングの進行

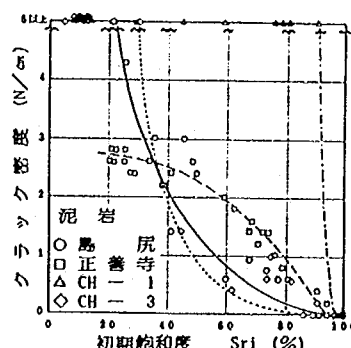


(a) スレーキング指数

(b) 吸水含水比



(c) 崩壊粒度



(d) クラック密度

図-7

Sr_i と各指標 (泥岩)

これから、スレーキングの生じた程度は定性的なスレーキング指数と定量的な吸水含水比の並用で表現することとする。

4 試験方法の適用結果

図-7・8・9(a), (b)はSriとスレーキング指数、吸水含水比の関係を岩種ごとに分けて示したものである。これによれば、Sriの低下とともにスレーキングの程度は大きくなる。各指標値の上昇する変曲点のSriで見ると泥岩、砂岩、凝灰岩の順でスレーキングは生じやすい傾向がある。また同図は、同一岩種の中でもスレーキングの生じ方には様々な形態があり、画一的には判断のできないことを示している。

5 おわりに

スレーキング試験の結果に影響すると思われる供試体の乾燥・水浸温度、乾燥・水浸時間について実験し、明瞭な結果を得た。そして、現場でも簡易に実施でき、かつまたスレーキングの程度を適確に表現しうる試験法を開発した。今後多くの現場でこの試験が適用されてデータの拡充がはかれ、試験法として確立されることを期待する。

本報告は、昭和55～59年度に河川総合「軟岩の劣化特性に関する調査試験」によって得た成果を筆者が代表して発表したものである。関係各位に謹んでお礼申しあげる。

<文献>

- 1) I S R M ; 耐スレーキング性指数の試験法、I S R M 指針(1982)
- 2) 小島ほか ; 軟岩の軟弱化の簡易試験方法、東京大学工学部総合年報(1977)
- 3) 国鉄 ; 浸水崩壊度、国鉄における岩石標準試験法(案)(1976)
- 4) 日本道路公団 ; K O D A N 110-1983岩のスレーキング試験方法(案)(1983)
- 5) 土木学会岩盤力学委員会第四分科会 ; 簡易スレーキング試験法、軟岩の調査・試験の指針(1979)
- 6) 市川・平野・神保 ; 軟岩の簡易スレーキング試験法、土木研究所資料第2455号 (1986)

表-3 各指標の特徴

指 標	利 点	欠 点
スレーキング指数	極めて簡便、バターンで認識、微細な変化も反映	含礫泥岩等では個人差に注意
吸水含水比	定量、限界値なし	天秤必要
崩壊粒度	定量	ふるい必要、原岩の粒度反映 上限値にやや容易に達する
クラック密度	定量	上限値にかなり容易に達する

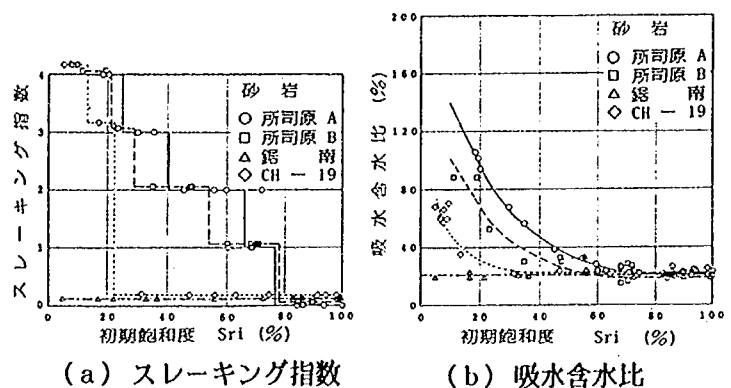


図-8 Sriと各指標(砂岩)

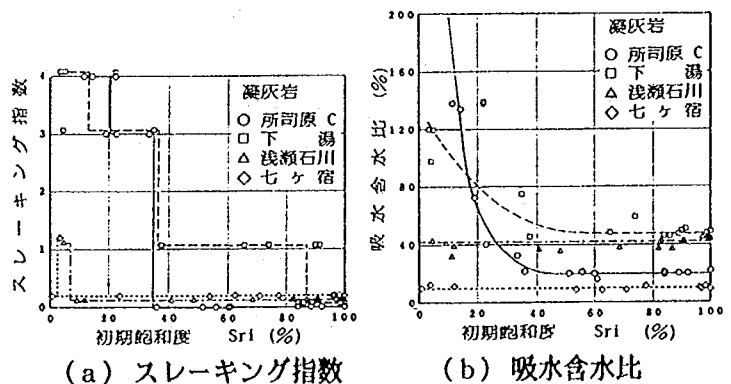


図-9 Sriと各指標(凝灰岩)

岩盤上の直接基礎の鉛直支持力に関する一考察

構造橋梁部 基礎研究室 小幡 宏

1. まえがき

近年、山岳地道路等の建設に伴い、橋梁の基礎を岩盤上に設置する事例が多くなっている。通常、均質な砂質土や粘性土から成る地盤の支持力は剛塑性理論に基づいた静力学公式により算定される。ところが、岩盤のように層理、節理、片理等の不連続面を有していたり、破壊形態が全般せん断破壊とは異なる地盤の場合、静力学公式を支持力算定に使用することはできない。このため、橋梁の基礎を岩盤上に設ける場合、その支持力の多くは道路橋示方書に示される支持力推定表の値により決定されている。しかしながら、推定表の支持力推定値は岩盤の支持力機構の不明確な点を考慮し、構造物が十分な安全性を確保するように経験的に定められたものである。したがって、岩盤強度のばらつきを定量的に評価した許容支持力の設定が必要となっている。

2. 目的

岩盤上の直接基礎の支持力推定方法としては図-1に示すように、大きく4種類の方法が考えられる。

- 方法(1) c, ϕ 等の強度定数を用い、支持力公式、数値解析により支持力を推定する。(①～②)
- 方法(2) 経験的要素を含んだ支持力推定表の値により支持力を決定する。(①～③)
- 方法(3) 平板載荷試験、孔内水平載荷試験等の強度定数の相関関係を用いて、間接的に支持力を推定する。(④～⑤)
- 方法(4) 直接、平板載荷試験により支持力を推定する。(④～⑥)

本報告は上記手法の中で方法(2)に着目し、岩盤の強度定数間の相関を定量的に評価することにより、今まで経験的に定められてきた支持力推定表の値を見直そうとするものである。

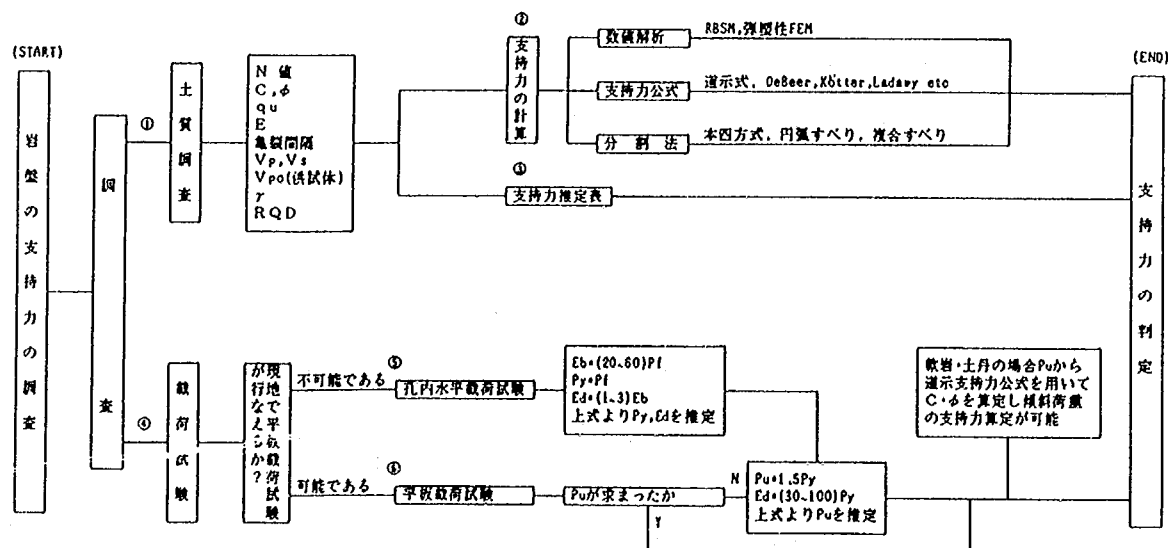


図-1 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力フロー

3. 方法

支持力推定値は、59～60年度に実施した岩盤に関するアンケート調査および62年度に実施した模型地盤の載荷試験結果から得られた強度定数間の相関分析に基づいて、次に示すように一軸圧縮強度試験から順に推定するものとした。

$$Q_u \rightarrow E_b \rightarrow E_d \rightarrow P_y \rightarrow P_u \text{ ----- (1)}$$

ここに、 Q_u ：一軸圧縮強度 (kg/cm²)

E_b ：孔内水平載荷試験による変形係数 (kg/cm²)

E_d ：平板載荷試験による変形係数 (kg/cm²)

P_y ：平板載荷試験による降伏支持力度 (kg/cm²)

P_u ：平板載荷試験による極限支持力度 (kg/cm²)

なお、強度定数間の相関は最小二乗法による回帰式として求めた。また、強度定数の推定にあたっては、この回帰式の他に、推定される側の定数に関するデータの超過確率が5%および95%となるような推定式を用いた。

4. 結果

方法において示した手順(1)に従って支持力の推定を行う場合、 P_u に近い要因を用いて支持力の推定を行うことが望ましいが、本報告では岩盤の特性の代表的指標として一般的に用いられている一軸圧縮強度 Q_u から極限支持力度 P_u を推定した。図-2は回帰式による各強度定数間の関係を示したものであり、図-3(a)～(d)はこれらの関係を

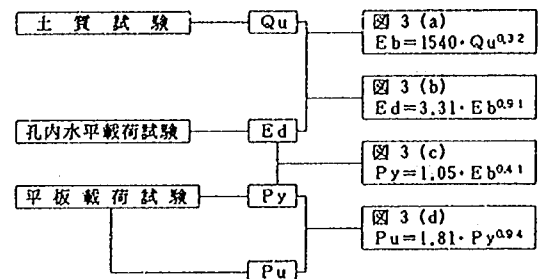


図-2 各種試験値の関連図

をグラフ上に示したものである。図-3において中心線は回帰式によって求めた直線であり、上下の直線はそれぞれ推定される側の要因が推定式を上回る確率が5%、95%としたときに求まる直線である。これらの直線は表-1に示すA, B, σ の値を用いて式(2)のように定めることができる。ここで、Xは推定する側の要因、Yは推定される側の要因、 σ は回帰式に対するYの標準偏差である。

$$\log Y = A + B \cdot \log X + Z \cdot \sigma \text{ ----- (2)}$$

$Z = +1.645$ (推定される側の要因の超過確率が5%の場合)

$Z = 0$ (最小二乗法による回帰式)

$Z = -1.645$ (推定される側の要因の超過確率が95%の場合)

表-1 回帰式の係数および標準偏差

Y	X	A	B	σ
E_b	Q_u	3.189	0.323	0.279
P_y	P_f	-0.028	1.006	0.157
E_d	E_b	0.520	0.912	0.242
P_y	E_d	0.021	0.423	0.256
P_u	P_y	0.257	0.941	0.087

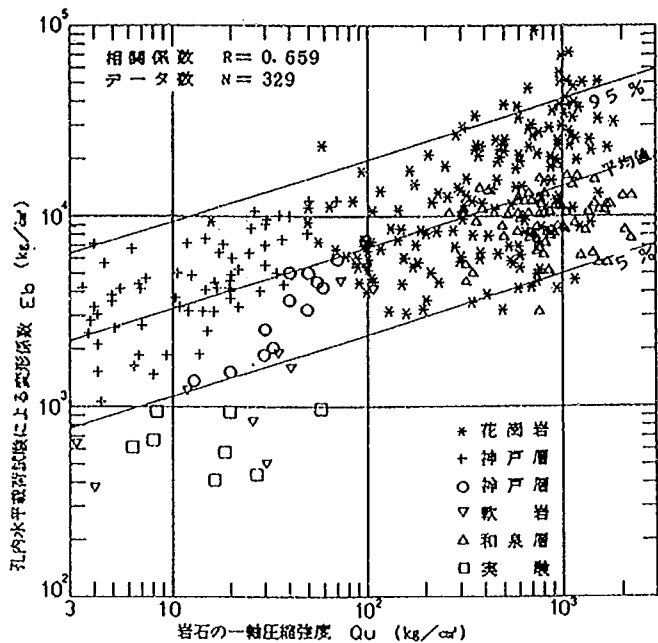


図-3(a) Q_u - E_b による変形係数の関係

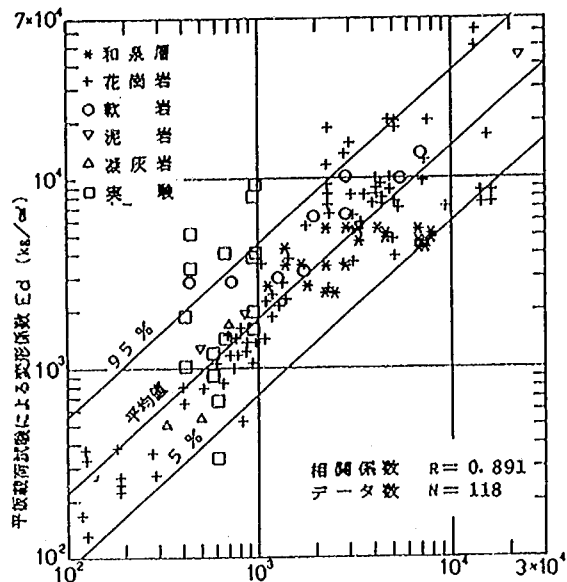


図-3(b) E_b - E_d による変形係数の関係

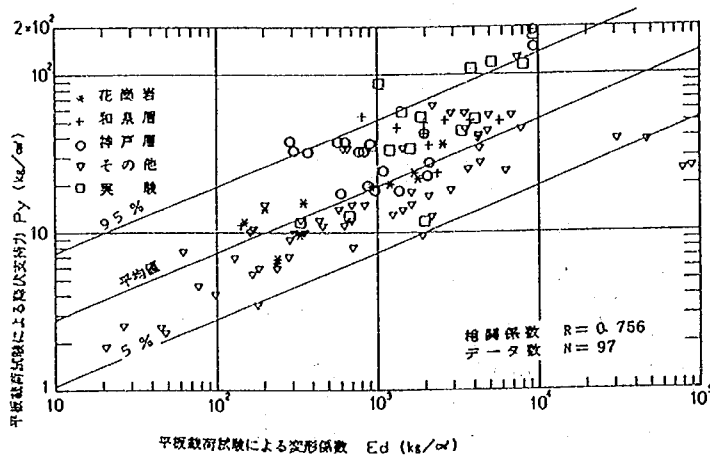


図-3(c) E_d - P_y の関係

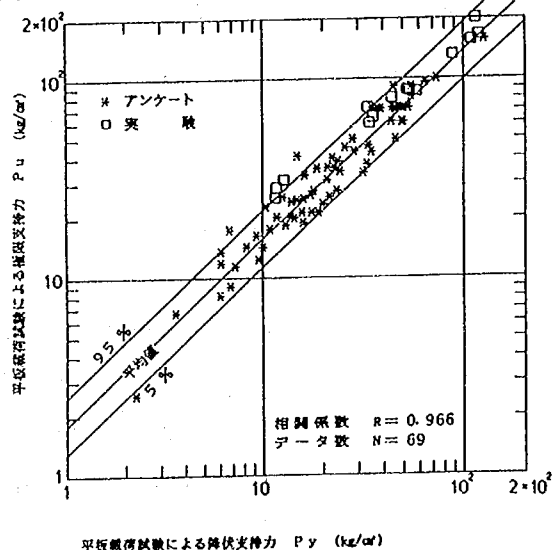


図-3(d) P_y - P_u の関係

これらの関係を用いて一軸圧縮強度 Q_u から極限支持力 P_y を順次推定して行くと、 $Q_u \sim P_y$ および $Q_u \sim P_u$ 関係は図-4 のように示すことができる。なお、 $P_y \sim P_u$ 関係は、図-3 (d) に示すようにばらつきが小さいことから、平均値を示す回帰式 ($Z=0$) のみを用いて推定した。図-4 によると、同一の一軸圧縮強度を有する岩盤であっても95%信頼区間で推定した P_u と5%信頼区間で推定した P_u の間には二桁もの差が生じていることが判る。これは同じ岩盤であっても岩盤としての物性と岩石としての物性が異なるためであると考えられ、新鮮な岩盤ほど上限値に、風化が著しいものあるいは不連続面を多く含むものほど下限値に近づいているものと考えられる。ただし、 $Q_u < 100 \text{ kg/cm}^2$ の岩盤については、グラフ上における実験値 P_u によると均質岩盤であっても P_u の値がばらつきの上限に位置しているとは言い難いことが判る。

以上の岩盤の強度定数に関するデータ解析結果を基に、岩盤の支持力推定値を表-2 のように提案する。提案根拠は以下の通りである。

(1) 硬岩 ($Q_u \geq 300 \text{ kg/cm}^2$), 中硬岩 ($100 \text{ kg/cm}^2 \leq Q_u < 300 \text{ kg/cm}^2$)

硬岩, 中硬岩の許容支持力度は、通常の砂質土, 粘性土の場合と同様に極限支持力度を安全率 3 で除した値とする。ただし、亀裂を有する岩盤の場合、その支持力は亀裂に大きく支配されると考えられるため、極限支持力度を 3 で除した値を許容支持力度として用いることが必ずしも安全な設計であるとは言い難い。そこで、亀裂を有する岩盤の許容支持力度としては、危険率 5% を考慮して求めた降伏支持力度の値を採用した。

(2) 軟岩 ($10 \text{ kg/cm}^2 \leq Q_u < 100 \text{ kg/cm}^2$)

軟岩については、一軸圧縮強度の増加に伴い支持力も増加と言われているが、模型岩盤のような均質な地盤においても P_u ,

P_y の値はばらついていることから、亀裂の多少で分類せずに全て 5% の危険率を考慮した降伏支持力度 P_y の値を許容支持力度とした。

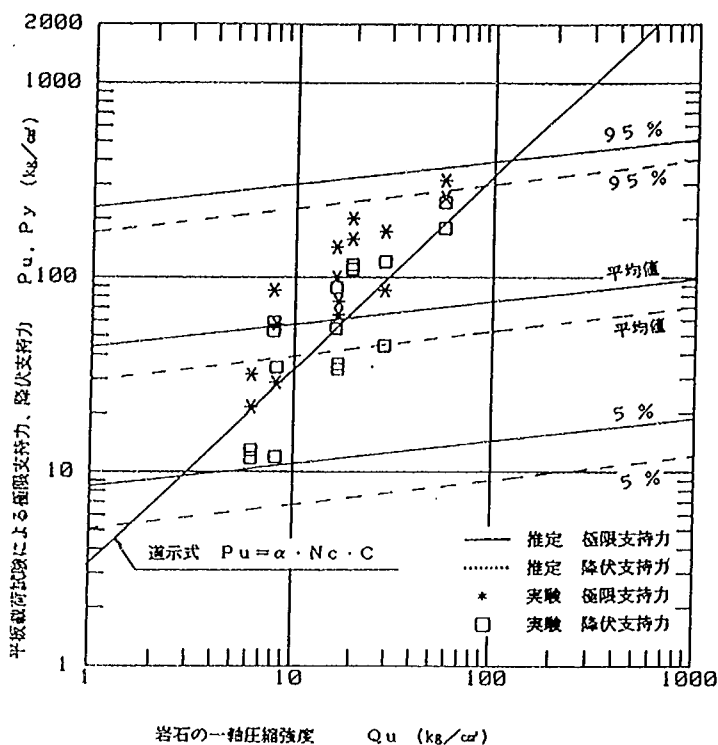


図-4 ①方法による Q_u から P_u , P_y の推定

表-2 常時支持力推定表

	亀裂が多い	亀裂が少ない	目安となる一軸圧縮強度
硬 岩	100 (t/m^2)	285 (t/m^2)	300 以上
中硬岩	90	250	100 以上
軟 岩	65		10 以上

注) 一軸圧縮強度の単位 (kg/cm^2)

亀裂が少ない . . . 目安として $E_b \geq 5000 \text{ kg/cm}^2$

亀裂が多い . . . 目安として $E_b < 5000 \text{ kg/cm}^2$

5. 結論

- (1) 岩盤の強度定数間の相関関係を回帰式によって定めると、図-2 のように表すことができる。
- (2) 岩盤のある強度定数から他の強度定数を推定する場合、回帰直線のまわりのデータのばらつきを統計的に評価することにより強度定数を安全側に推定することができ、推定式は (2) 式のように表すことができる。
- (3) 岩盤の許容支持力度は、強度定数間の推定式を利用するより一軸圧縮強度をインデックスとして表-2 のように示すことができる。

ロック材料のせん断強度の拘束圧依存性

フィルダム研究室 豊田 光雄

1. はじめに

フィルダムのロック材料には、所要のせん断強度と透水性が要求される。せん断強度は、通常側圧を3～4種類変えた三軸試験から求められる。すなわち、モールの破壊包絡線を直線とみなして内部摩擦角を求め、せん断強度は垂直応力にこの内部摩擦角を乗じた値である。ところが、モールの破壊包絡線は拘束圧が大きくなるにつれてカーブする傾向にある。つまり、内部摩擦角は拘束圧が大きくなると減少していくわけであり、内部摩擦角を拘束圧に無関係に同じ値として評価するには問題がある。

本報告は、ロック材料のせん断応力の拘束圧依存性¹⁾に着目し、0.5～14kgf/cm²の側圧範囲で行った三軸試験のモールの破壊包絡線の実験式（垂直応力とせん断応力の関係式）を求めたものである。また、無限斜面において、この実験式を適用した場合と内部摩擦角を一定に用いる方法で堤体の安全率について比較²⁾したものである。

2. ロック材料の三軸試験

2.1 試験方法

試験材料には花崗岩を用いた。花崗岩の絶乾比重および吸水量は、それぞれ2.605、0.61%である。

三軸試験は、表-1に示すように気乾状態の試料による圧密排水試験を行った。拘束圧（側圧）は0.5kgf/cm²から14kgf/cm²の範囲内で11種類(0.5, 1, 1.5, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12, 14kgf/cm²)変えた。

三軸試験装置の概要を図-1に示す。供試体寸法は、直径30cm、高さ60cmである。荷重計（ロードセル）は、三軸室内に内蔵されている。荷重、変位等の計測器の種類および容量を表-2に示す。

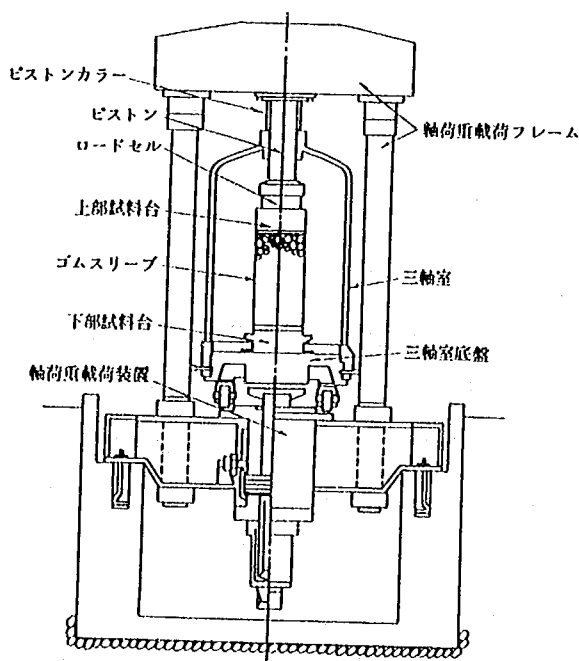


図-1 大型三軸圧縮試験機

表-1 試験条件

試験粒度 最大径・最小径	Uc=12 最大径63.5 [※] 最小径0.42 [※]
試料状態	不飽和（気乾状態）
供試体寸法	直径30cm × 高さ60cm
目標間隙比および 相対密度	間隙比0.350 相対密度85%
せん断方法	圧密排水試験 ひずみ制御・スピード供試体高さ0.5%/min

表-2 計測器の種類、容量および精度

計測項目	計測器	容量	精度	備考
荷重	ひずみゲージ型 変換器	50t [※]	0.5%Fs	三軸室内にロードセルがある
変位	ポテンション メータ	200 [※]	0.2%Fs	
体積変化	ポテンション メータ	10000 [※]	0.4%Fs	外体積変化計
側 圧	ブルドン管	10, 20kgf/cm ²	1.0%Fs	供試体中央より70cm上部
	ひずみゲージ型 変換器	30kgf/cm ²	0.04%Fs	供試体中央より70cm下部

2.2 試験結果および考察

a. 拘束圧による供試体の変化

これまでの研究によれば間隙比と内部摩擦角の相関は強いと言われている。³⁾ このため、せん断開始前の間隙比を各側圧毎にあわせる必要があるが、今回は初期間隙比一定($e=0.350$)の状態で行った。図-2に、側圧と供試体の圧密体積変化量の関係を示す。側圧が増えるに従い圧密体積変化量も増えているが、側圧 2kgf/cm^2 以上からその変化量は頭打ち傾向を示している。側圧 14kgf/cm^2 における圧密体積変化量は約 800cc となり、供試体々積(約 42000cc)の2%程度に相当する。

図-3は圧密後の間隙比で、側圧が大きいほど間隙比は小さくなるものの、側圧 4kgf/cm^2 以上で 0.330 程度に落ち着く傾向を示す。

b. 軸ひずみと軸差応力

図-4は、軸ひずみ15%程度までの軸差応力、体積ひずみの関係を側圧をパラメータにして示したものである。供試体の相対密度は85%でいわゆるよく締固った状態であるが、軸差応力のピークはなだらかであり、そのピーク応力時の軸ひずみは、側圧が増えていくに従い増えていく。すなわち、側圧が大きくなると大きなひずみを与えないと供試体は破壊しないことを示している。

c. 側圧と最大主応力および ϕ_0 の関係

側圧 0.5kgf/cm^2 から 14kgf/cm^2 の範囲におけるモールの応力円を図-5に示す。破壊包絡線は上に凸の曲線となる。

図-6には、破壊時の最大、最小主応力の関係を両対数上で示したものである。松本、渡辺に指摘されているように⁴⁾ ほぼ直線関係が認められる。

各々のモールの応力円毎に粘着力成分を無視した内部摩擦角を次式により求める。

$$\phi_0 = \sin^{-1} \frac{\sigma_{1f} - \sigma_3}{\sigma_{1f} + \sigma_3} \quad \text{--- 1)}$$

σ_{1f} : 破壊時の最大主応力

σ_3 : 側圧

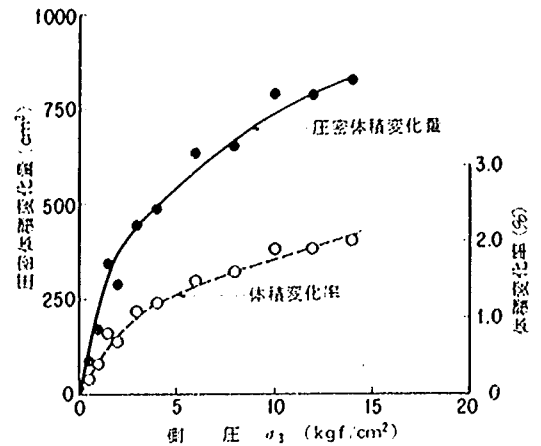


図-2 側圧と圧密体積変化量

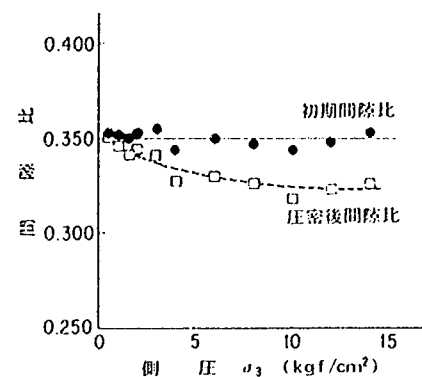


図-3 側圧と間隙比

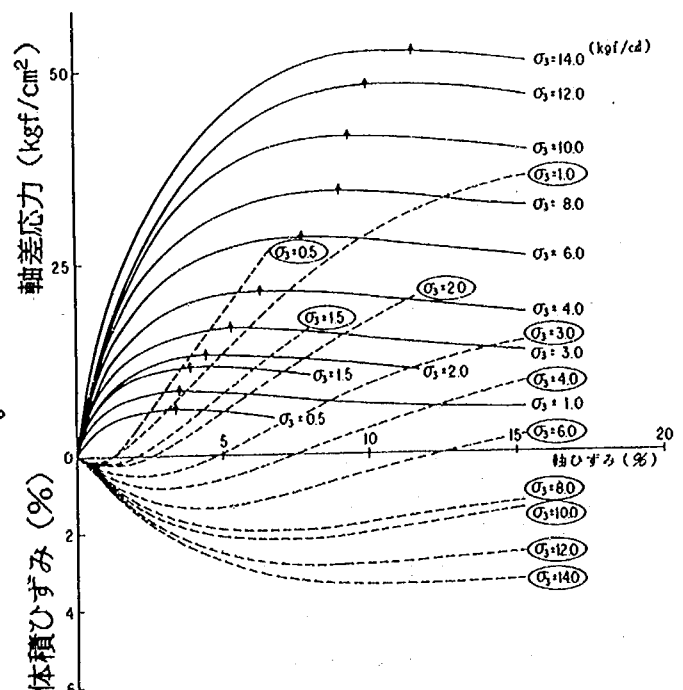


図-4 軸ひずみと軸差応力、体積ひずみ

図-7にこの ϕ_0 と側圧との関係を示す。側圧3 kgf/cm²まで ϕ_0 の値は急激に減少するが、それ以上の側圧になると ϕ_0 の値はゆるやかに減少していく。すなわち、 ϕ_0 の値は低側圧領域において拘束圧の依存性が強いと言える。なお、低側圧領域においては、ダイレタンシの影響があると考えられるのでその補正を行った。ダイレタンシ補正によるものとよらないものの差は側圧3kgf/cm²以下で1~2°の差があるもののダイレタンシによる影響は少ない。

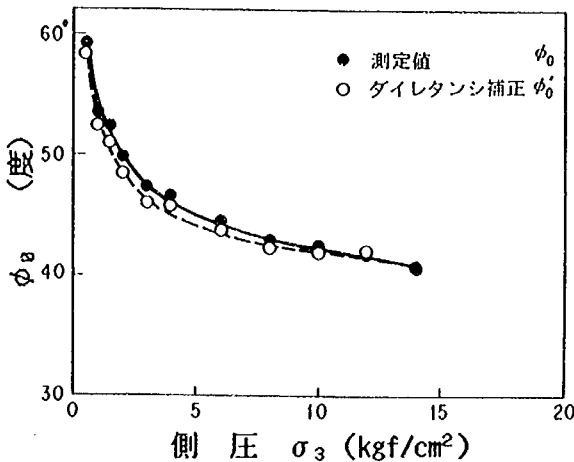


図-7 側圧と ϕ_0 , ϕ_0' の関係

d. 垂直応力とせん断応力の実験式

垂直応力(σ_n)およびせん断応力(τ_f)は ϕ_0 の値を用いて次式で示すことができる。

$$\sigma_n = \frac{\sigma_{1f} + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_{1f} - \sigma_3}{2} \sin \phi_0 \quad \text{--- 2)}$$

$$\tau_f = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_3}{2} \cos \phi_0 \quad \text{--- 3)}$$

実験より得られる σ_{1f} 、 σ_3 および1)式の値を2)、3)式に代入して σ_n 、 τ_f を求めてプロットすると図-8のようになる。図からわかるように、せん断応力は垂直応力の増加に伴ないやや

上に凸の曲線を示している。次に、 $\tau_f = A \sigma_n^b$ という実験式を適用すれば今回の実験より得られる実験式は $\tau_f = 1.573 \sigma_n^{0.803} \dots 4)$ となる。また、従来により側圧(2~8kgf/cm²)で求めた内部摩擦角($\phi = 39^\circ$)を求め、 $\tau_f = \sigma_n \tan \phi$ として示すと図-8の点線の直線となる。すなわち、モールの破壊包絡線の実験式を適用すれば、垂直応力20kgf/cm²を超えるとところまで従来法に比べ大きめのせん断強度をみることができる。

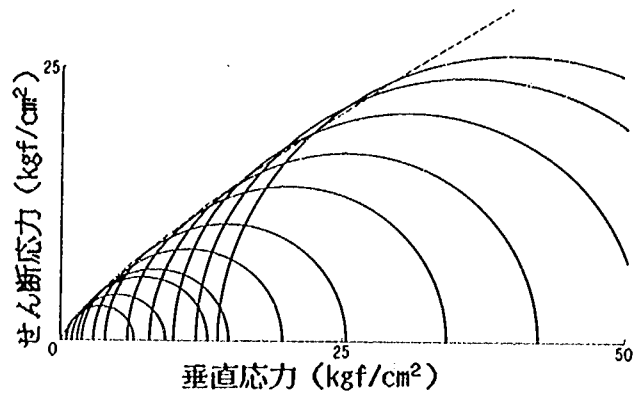


図-5 モールの応力円

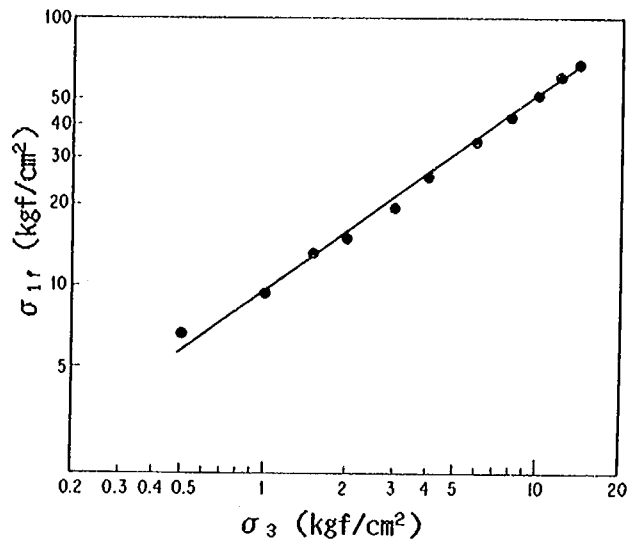


図-6 σ_3 と σ_{1f} の関係

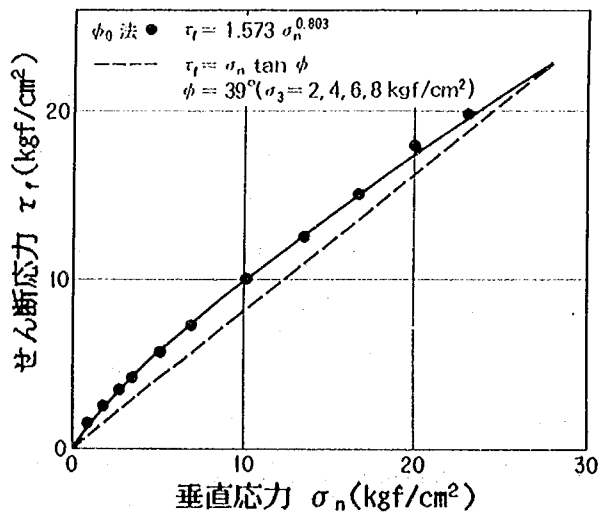


図-8 垂直応力とせん断応力

3. 無限斜面における安全率の比較

無限斜面の安全率(n)は図-9に示す力のつりあいから5)式のように求めることができる。

$$n = \frac{R}{W \sin \beta + K W \cos \beta} \quad \text{--- 5)}$$

せん断強度から決まる抵抗力を4)式から求めれば

$$R = 1.573(W \cos \beta / \ell - K W \sin \beta / \ell)^{0.803} \cdot \ell \quad \text{--- 6)}$$

$$W = \gamma \cdot h \cdot \ell \cos \beta \quad \text{--- 7)}$$

6)、7)式を5)式に代入して、安全率を求めれば

$$n = 1.573(\gamma \cdot h \cos \beta)^{0.803-1} \cdot \frac{(\cos \beta - K \sin \beta)^{0.803}}{\sin \beta + K \cos \beta}$$

となる。ここで、斜面勾配を2割および1.5割、 $K=0.12$ 、 $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3$ として計算すれば深さ方向の安全率は図-10のようになる。すなわち、実験式を用いたものはすべり面が深くなれば安全率が小さくなるが、従来法では深度によらず一定である。つまり、粘着力成分を無視し内部摩擦角のみを用いたとき安定計算上、表層の安全率が小さくなることが多いが、式4)を用いたときには深いすべりが最小の安全率となる。

4. まとめと今後の問題点

ロック材料について側圧 $0.5 \sim 14 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲で試験を行いせん断強度について検討した結果次のことが言える。

- 1) モールの破壊包絡線は上に凸の曲線になる。拘束圧に応じた ϕ_0 を用いた破壊包絡線の実験式を示せば、せん断応力は $\tau_f = A \sigma_n^b$ という拘束圧に依存する形で表現できる。
- 2) 無限斜面で、この実験式を用いた方法と従来法(内部摩擦角を一定に評価)で堤体の安全率を比較すれば今回の実験式を用いる方法は、深いところで安全率が小さくなるが、表層付近ではかなり大きい安全率となる。

今後は、不飽和状態だけでなく、飽和状態のせん断強度の評価等を検討していきたい。

(参考文献)

- 1) Marsal, R.J. (1967). "Large Scale Testing of Rockfill Materials", Proc. of ASCE. Vol. 93, SM2, PP. 27-43
- 2) 松本, 渡辺. "ロック材料のせん断強度", S62.4. 土と基礎 (投稿中)
- 3) 最上武雄. "レキの内部摩擦角と常数 k について", 土と基礎, Vol. 16, No. 11, 1968. 11
- 4) 松本, 渡辺. "ロック材料の三軸圧縮試験と強度特性", 土研所報173号, S62.3

R : せん断強度から決まる抵抗力

W : 土塊のすべり重量 ℓ : 単位長さ

K : 水平震度 β : 無限斜面の傾き

h : すべり面の深さ

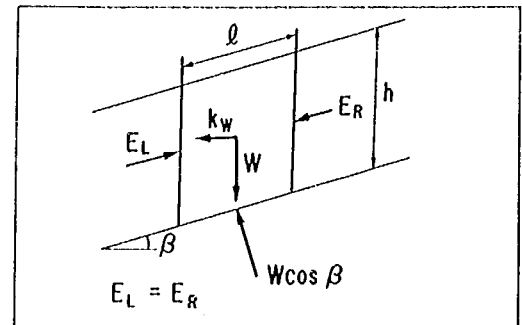


図-9 無限斜面での力のつり合い

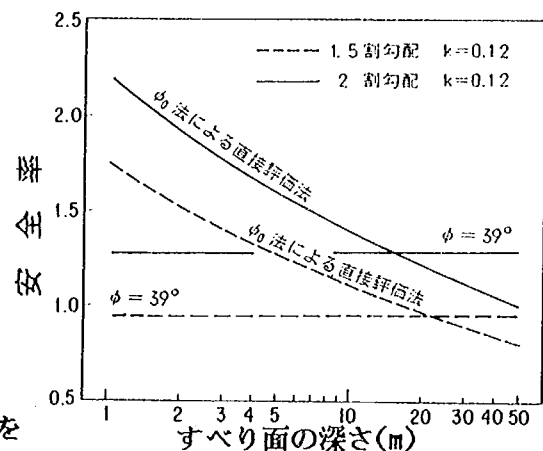


図-10 安全率の比較

樹木の衝撃エネルギー吸収能

砂防部砂防研究室 鈴木浩之

はじめに

砂防ダムを建設する場合、これまでは堆砂域にある樹木は伐採してきた。しかし、堆砂域にある樹木に土石流の衝撃を緩和する効果があれば、これを利用することによって砂防ダムの安全性を向上させることが出来る。このためには樹木の衝撃緩和効果を定量的に評価する必要がある。本研究は、立木を単純梁と仮定した衝撃曲げ破壊試験、静的載荷実験及びシャルピー試験等の室内試験と、実際の立木に衝撃荷重を与えた現地試験及び根の強度を調べる引き抜き試験を実施し、樹木の持つ衝撃エネルギー吸収能を調べたものである。

1. 試験の概要

室内衝撃載荷試験は、供試体の両端を支持する構造の架台にスパン2mの皮付き杉丸太を設置し、中央に重量150kgfの重錘を自由落下させて衝撃荷重を与えた。静的載荷試験は、200tアムスラー型試験装置を用いて供試体中央点へ集中載荷し、平均載荷速度は100kgf/分とした。計測項目は載荷点の荷重、載荷点の変位である。供試体は杉の皮付き生丸太で、伐採後1週間以内のものを使用した。供試体は長さ方向で余り径が変化しないようなものを選び、中央径が10, 13, 15cmの3種類に分類した。シャルピー試験はJIS規格に準じて実施し、試験体は衝撃実験に使用した木材の中心部付近から、一辺3cm、長さ30cmの試験片を採取した。

現地試験は群馬県勢多郡黒保根村の内野国有林で実施した。現地衝撃試験はクレーンで鋼球（500Kg）を吊り上げ、振子の自由振動により荷重を与えた。引き抜き試験は、ブルドーザーで立木を索引して根の引き抜き強度を測定した。図-1に現地衝撃試験の概要を示す。

2. 実験結果

2.1 実内衝撃試験

最大衝撃荷重と木材径の関係を図-2に示す。図から、最大衝撃荷重 F_{max} は木材径 ϕ に比例して大きくなっていることがわかる。また、試験後はほとんどの木材が破壊されているので、最大衝撃荷重は木材の最大耐力に等しいと考えられる。従って、木材の耐力は木材の径に比例して大きくなる傾向がある。しかし、木材単純梁の最大荷重の理論式は、¹⁾

$$P = \frac{4\sigma z}{L} = \frac{4\sigma}{L} \cdot \frac{\pi}{32} (2r)^3 = 3.14 \times \frac{\sigma}{L} \cdot r^3$$

で表され、理論的には直径の3乗に比例する。このため、更に広い範囲での試験を実施して確認する必要がある。また、重錘の落下高（即ち、重錘の落下速度）と最大衝撃荷重の関係をみると、重錘の落下高さが大きくなるほど最大

衝撃荷重が大きくなっていることから、木材の耐力は重錘の衝突速度が大きくなるにつれて増加する傾向の

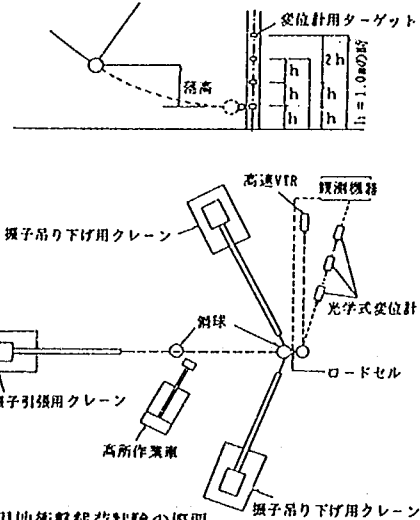


図-1 現地衝撃載荷試験の概要

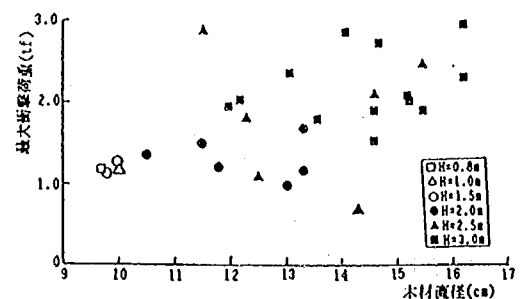


図-2 最大衝撃荷重と木材径の関係

あることが分かる。これは、木材においても鋼材やコンクリートのようなひずみ速度効果による耐力の向上があるためと考えられる。

2.2 静的エネルギー吸収能 E_s

アムスラー型試験装置により木材に荷重を載荷し始めてから、終局変位に到るまでの仕事量を静的エネルギー吸収能 E_s とした。本試験におけるスパン $l=2.0\text{m}$ の単純支持の杉丸太の静的エネルギー吸収能 E_s は、次式のような木材の直径の一次関数として表すことができる。

$$E_s = 0.03426d - 0.2902 \dots \dots \dots (1) \quad \text{ここに、} d: \text{木材の直径}(\text{cm}) \text{である。}$$

但し、(1)式は原点に帰着しないこと、(1)式のデータとなっている最大荷重の実験値が理論値より若干小さくなる傾向を示していることから、更に実験を広い範囲で実施して(1)式の適用性を検討する必要がある。

2.3 衝撃エネルギー吸収能 ED_1

衝撃エネルギー吸収能 ED_1 は、重錘が木材に衝突してから終局変位に到るまでの仕事量と定義した。測定値より求めた ED_1 に静的エネルギー吸収能 E_s の式(1)を重ねてみると図-4のようになる。図中に点線で囲んだ異常値を除外すると ED_1 はほぼ E_s に近い値を示していることから、 ED_1 は E_s そのままの値を使用しても良いと考えられる。

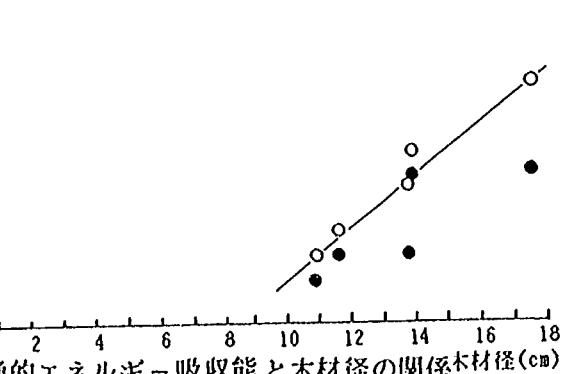


図-3 静的エネルギー吸収能と木材径の関係

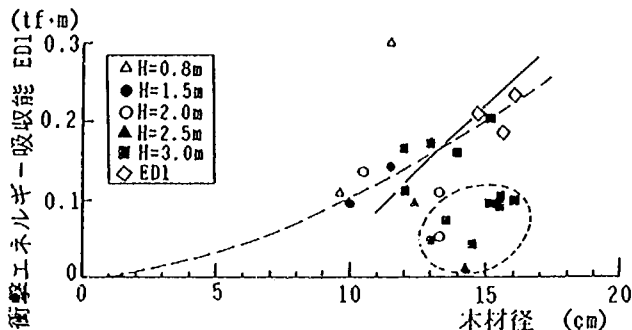


図-4 衝撃エネルギー吸収能と木材径の関係

2.4 シャルビー試験値と衝撃エネルギー吸収能の比較

衝撃実験で求めた衝撃エネルギー吸収能 ED_1 を梁の載荷点の断面積で割って単位面積当りのエネルギー吸収能を求めて図-5に示した。この値を等価シャルビー換算値 ED_1' と呼ぶとすればバラツキはあるものの、 $ED_1' = 1.27 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{cm}^2$ となり、シャルビー試験値 $ED_2 = 1.078 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{cm}^2$ に近い値を示している。しかし、シャルビー試験値は梁のスパン長によって変わるものと考えられるので、このシャルビー試験値と ED_1' の一致はむしろ、シャルビー試験と衝撃載荷実験の条件の相似を表していると考えられる。

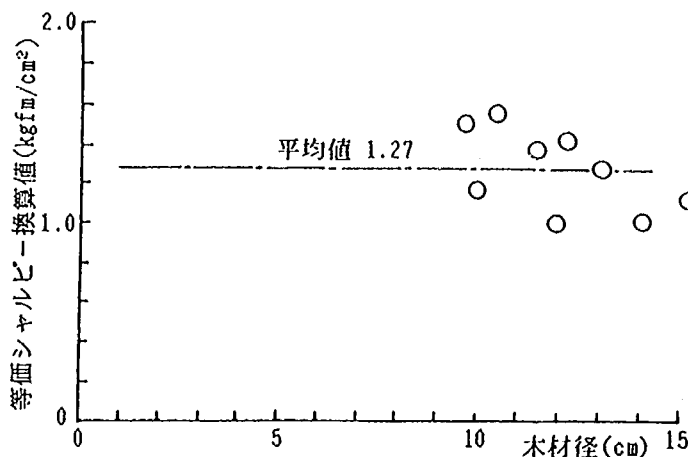


図-5 等価シャルビー換算値と木材径の関係

3. 現地試験結果

3.1 静的引き倒し試験

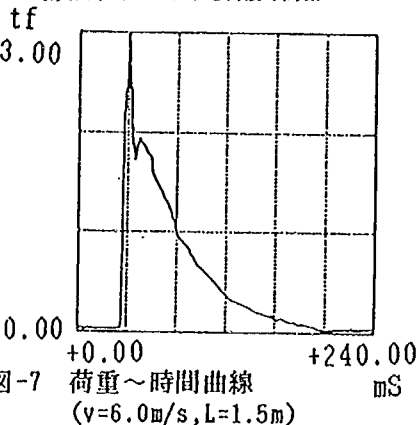
静的引き倒し試験は、根元直径 $15\text{cm} \sim 20\text{cm}$ の樹木について実施し、載荷高さを変化させて引き抜き強度を測定した。測定項目は載荷点の変位及び引き抜き強度である。静的引き倒し試験の結果を図-6に示す。図は

載荷高さが異なるために最大曲げモーメントで表した。試験結果は、0.3t
 ～0.8t程度となっている。これに対して北村らによる全国の試験地で求め
 られた杉の引き抜き強度は²⁾2.1t～14.7tとなっており、今回の試験値より
 もかなり大きい。これは、北村らの試験は樹木の地際を引っ張っているこ
 とと、今回の試験地が昭和33年の台風により氾濫した土砂が堆積した砂地
 であったため、土の引き抜きに対する抵抗力が小さかったことによるもの
 と考えられる。樹木の破壊形態を見ると、特殊な1例を除いては全てが根
 抜けによるものであった。このことから、土石流の流体力による樹木の破
 壊形態は、根抜け（根の浮き上がり）が卓越しているものと考えられる。

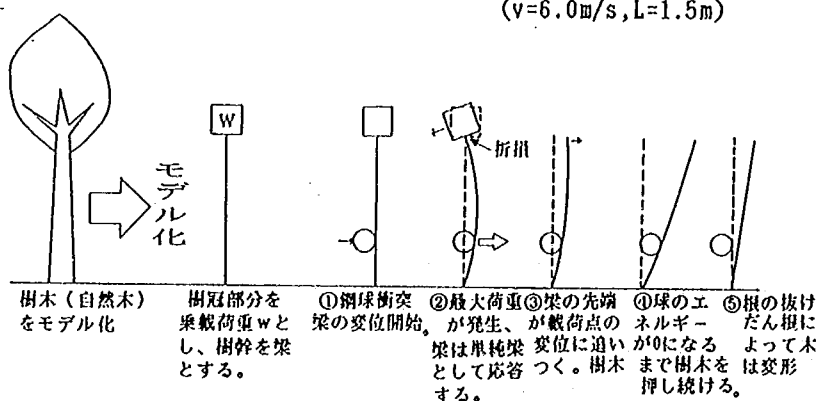
3.2 衝撃載荷試験

衝撃載荷試験は、前述の図-1に示したように鋼球を秒速4～8m/s
 の速度で樹木に衝突させた。載荷位置は地上より1.0m～2.0mで、
 載荷点に働く衝撃力と変位を測定した。図-7に鋼球の速度6.0m/s、
 載荷点の高さ1.5mの条件の荷重の測定例を示す。図-7で見ると
 最大衝撃荷重は鋼球の衝突直後に発生し、その後荷重が徐々に減少
 している。室内試験の衝撃荷重の測定例と比較すると最大荷重発生
 後に荷重が持続することが異なっている。これは、室内試験の場合 +0.00
 は樹木がすべて折損しているのに対し、現地試験の場合は樹木が折

図-6 最大曲げモーメントと樹径の関係



れず最大荷重が発生した後も片持
 ち梁としての抵抗を示すためであ
 る。しかし、高速度ビデオによっ
 て捉えた樹木の変化状況は図-8に
 示すような形であり、最大衝撃荷
 重が発生しているときの状況は単
 純梁として応答していることから
 樹木が折損することを想定した場
 合、室内実験のように単純梁と考

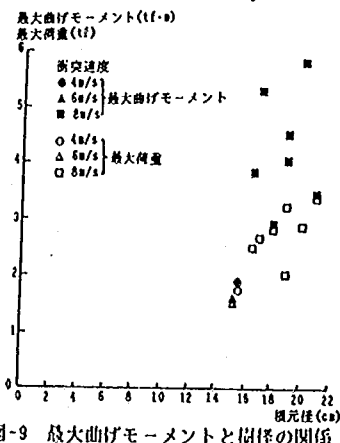
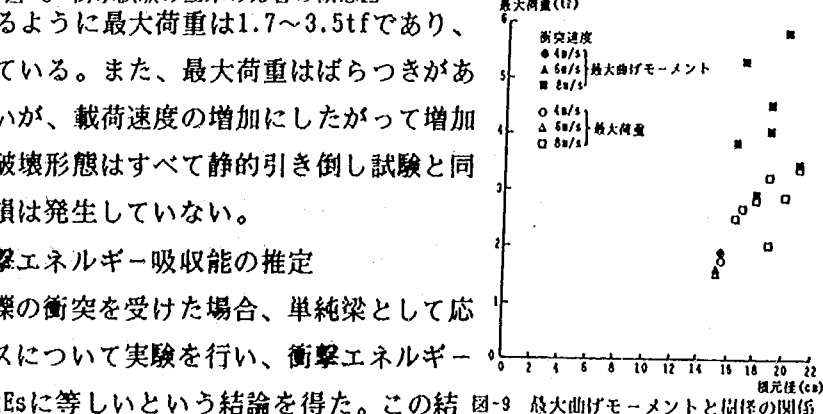


えてもよいと思われる。図-9で見ると最大荷重は1.7～3.5tfであり、
 静的引き倒し試験の約5倍となっている。また、最大荷重はばらつきがあ
 り点数も少ないために明確ではないが、載荷速度の増加にしたがって増加
 する傾向がある。試験後の樹木の破壊形態はすべて静的引き倒し試験と同
 様に根抜けであり、載荷点での折損は発生していない。

6. 室内試験結果からの立木の衝撃エネルギー吸収能の推定

本実験では立木が土石流中の石礫の衝突を受けた場合、単純梁として応
 答すると仮定してスパン2mのケースについて実験を行い、衝撃エネルギー
 吸収能ED1は静的エネルギー吸収能Esに等しいという結論を得た。この結

図-8 衝撃試験の立木の応答の概念図



果から立木の衝撃エネルギー吸収能を推定するためには、任意のスパンに適用できるように整理することと、実際の立木が何mのスパンの単純梁と仮定されるかの検討が必要である。後者に関しては、今回の実験結果から推定することはできないので今後の研究で検討するものとし、前者について検討する。

実験の結果から、衝撃エネルギー吸収能 $ED1$ ＝静的エネルギー吸収能 E_s とみなしてよいので、静的試験の $F-\delta$ 曲線から任意のスパンに対する E_s を求める。まず、木材の応力－ひずみの関係を図-10に示すように塑性領域ではBilinearに仮定すると、エネルギー吸収能は $F-\delta$ の積分値で表され、次式のようになる。

$$E_s = F_{\max} \delta_p + \frac{1}{2} F_{\max} \delta_e = F_{\max} (\delta_p + 0.5 \delta_e) \cdots \cdots (2)$$

$$F_{\max} = \frac{4 Z \sigma}{L} \quad \delta_e = \frac{F_{\max} \cdot L^3}{48 E I}$$

ここに、 $F_{\max}$:最大荷重(kgf) (比例限界荷重と最大荷重の中間値)、
 δ_e :弾性ひずみ(m)、 δ_p :塑性ひずみ、 σ :曲げ応力強度(kgf/m)
 $\sigma = (\sigma_u + \sigma_{ce})/2$ 、 L :梁のスパン、 E :木材の弾性係数(kgf/m)、
 I :断面2次モーメント(m⁴)である。ここで、 σ_u 、 σ_{ce} 、 E に実験結果の
 平均値を代入すると、 $E=4.49 \times 10^8$ 、 $\sigma=3.41 \times 10^5$ となる。

次に、塑性ひずみ δ_p は実験結果より、 $\delta_p = \alpha \delta_e (\alpha=2.61)$ となるので、
 木材の断面を円と仮定し、径を d (m)とすると $I = \frac{\pi}{64} d^4$ 、 $Z = \frac{\pi}{32} d^3$
 上記の実験値から求めた値を(2)式に代入して整理すると、

$$E_s = 5.28 \times 10^3 d^2 L \quad (\text{kgf} \cdot \text{m}) \cdots \cdots (3)$$

(3)式から、立木のスパン L 及び直径 d が決まれば静的エネルギー吸収能 E_s 、即ち、衝撃エネルギー吸収能 $ED1$ が求められる。この(3)式は、対象とする木材の種類が変わっても、その木材の弾性係数、最大荷重のデータが得られれば定数項を変えることによって適用できる。

おわりに

上記のように室内試験結果から、任意のスパンを持つ立木の衝撃エネルギー吸収能を求める方法を推定した。今後は、今回の室内試験の範囲では確認できなかった事項や仮定事項などを確認する必要があるほか、現地試験の結果を考慮した立木の衝撃吸収能の推定式を提案する予定である。また、提案した(3)式は木材の直径が $10\text{cm} < d < 15\text{cm}$ の狭い範囲の実験に基づいており、もっと広い範囲での実験を実施して(3)式の適用性を確認する必要がある。なぜならば、(3)式の衝撃エネルギー吸収能は直径の3乗に比例すること、(3)式の元となっている(1)式が原点に帰着しないこと、最大荷重が理論値よりも小さくなっているなどの問題点が含まれているためである。

参考文献

- 1) 西林新蔵、土木工学、朝倉書店 昭和52年3月20日
- 2) 北村嘉一、難波宣士；抜根試験を通して推定した林木根系の崩壊防止機能、林試研究報告第313号、1981
- 3) 水山高久、鈴木浩之；樹木の衝撃エネルギー吸収能、砂防学会発表会概要集、昭和62年5月

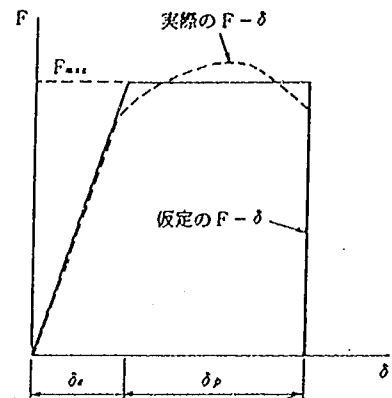


図-10 仮定の応力～ひずみ曲線

雪崩の減勢工実験

急傾斜地崩壊研究室 工藤 賢二

1 まえがき

雪崩防止施設は、雪崩発生区に設置して雪崩を未然に防止する雪崩予防施設と、発生した雪崩を停止、進路変更あるいは減勢させる雪崩防護施設とに大別される。雪崩防護施設については、雪崩運動機構の複雑さのために未だ解明されていない点も多く今後の研究が待たれている。なかでも、雪崩の速度を低減させ保全対象の手前で雪崩を停止させる雪崩減勢工においては、その効果や設計法が明らかにされていない。そこで本実験では、雪崩減勢工として鋼製の構造物を用い、模擬雪であるパーライトを使用し雪崩が雪崩減勢工に衝突する際の雪崩衝撃力を知るとともに、雪崩減勢工が雪崩に及ぼす減勢効果について検討した。

2 実験概要

実験施設の概要を図-1に示す。まず、含水比 50 %に調合した 25 kgのパーライト（約 0.1 m^3 ）を詰め込んだ崩壊箱を斜面上端に設置する。また、図-1に示す減勢工設置位置に鋼製構造物の各種部材（表-1に示す）を設置した。

実験は崩壊箱の前面の扉を開く事によりパーライトは流下斜面を自然流下して、設置しておいた減勢工に衝突し、その後擁壁に衝突する。なお、減勢工と擁壁にはロードセルが取り付けられておりそれぞれの衝撃力を測定する。速度は、減勢工の上流側、下流側に設置してある表面流速計によって計測し、パーライトの流下中の層厚はビデオによって読み取る。減勢工に衝突する際の速度は 4 m/sec 前後であり、層厚は 5～6 cm程度である。

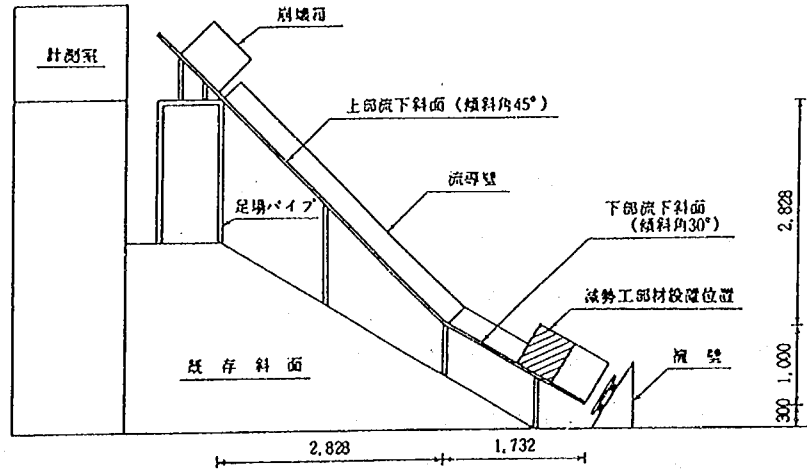


図-1 実験施設の概要

表-1 実験ケース

項目	部材形状	部材径 (mm)	部材設置位置 (mm)
部材種類			
擁壁	—	—	—
鉛直部材 1本	丸・角	13 28 38	150 150 鉛直部材 流導壁 流下斜面
鉛直部材 2本	丸・角	13 28 38	300 76 鉛直部材 流導壁 流下斜面
水平部材 1本	丸・角	13 19 28	300 流導壁 水平部材 流下斜面 N=15, 20, 30, 40, 50

3 実験結果及び考察

実験は表-1に示す各ケースについて行った。(KGF)

3.1 擁壁

各ケースの実験を行うにあたり、減勢工を設置しない場合の実験を行った。この場合の擁壁に作用する雪崩衝撃力を図-2に示す。図中に示す棒グラフは、擁壁に雪崩衝撃力が発生した時点から0.25秒間毎の平均値である。

一般に擁壁に作用する流体力は次式により評価される。

$$P_c = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot V^2 \quad (1)$$

γ : 流下中の流体の密度 (t/m³)

g : 重力加速度 (m/SEC²)

A : 作用面積 (m²)

V : 衝突する流体の速度 (m/SEC)

図-3に雪崩衝撃力の計測値と式(1)による計算値を示す。図より擁壁に作用する衝撃力は式(1)を用いて計算した値と一致する。よって、雪崩をバーライトで模擬した時のバーライトの衝撃力は流体力として評価する事が可能と思われる。

3.2 鉛直部材

ある物体が斜面を流下する時の防護工に及ぼす衝撃力は力積 $\int_0^t F(t) dt$ による物理量で評価できるものと考えられる。そこで、流下したバーライトが減勢工部材及び擁壁に及ぼす力について調べてみた(図-4)。同図より減勢工部材が受ける力積は部材の径が大きくなるにつれて増加している。一方、擁壁が受ける力積は部材の径が大きくなるにつれて減少する。また、両者の力

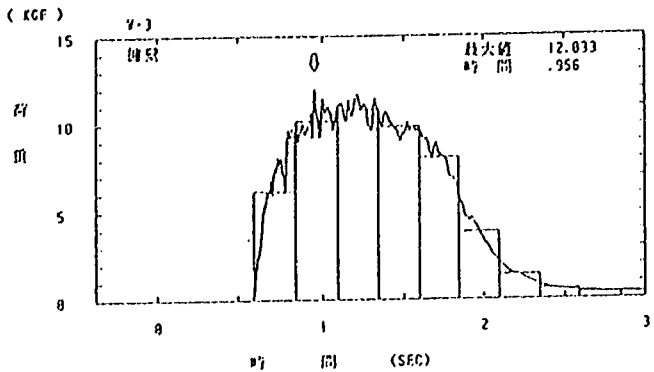


図-2 擁壁に作用する雪崩衝撃力

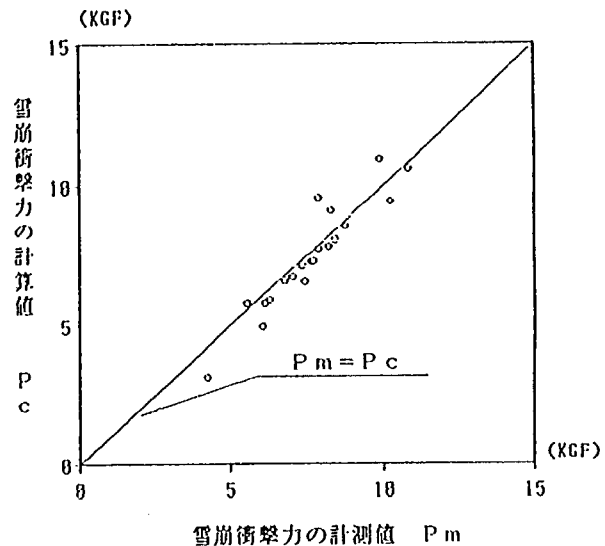


図-3 雪崩衝撃力の計測値と計算値

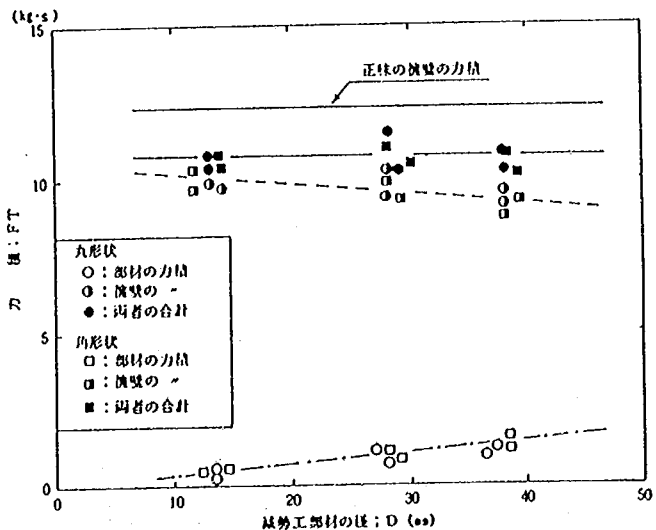


図-4 減勢工及び擁壁の力積

積の合計値は減勢工部材の径によらず一定である。以上より、減勢工衝突前の雪崩の力積は減勢工に及ぼす雪崩の力積と減勢工衝突後の雪崩の力積の和である。すなわち次式で与えられる。

$$\int_0^{t_1} F_1(t) dt = \int_0^{t_2} F_2(t) dt + \int_0^{t_3} F_3(t) dt$$

- F_1 : 減勢工衝突前の雪崩衝撃力 t_1 : 減勢工衝突前の雪崩衝撃力の継続時間
 F_2 : 減勢工に及ぼす雪崩衝撃力 t_2 : 減勢工に及ぼす雪崩衝撃力の継続時間
 F_3 : 減勢工通過後の雪崩衝撃力 t_3 : 減勢工通過後の雪崩衝撃力の継続時間

なお、図-4に示す正味の擁壁の力積とは、3. 1章で行った実験値を用いての力積である。

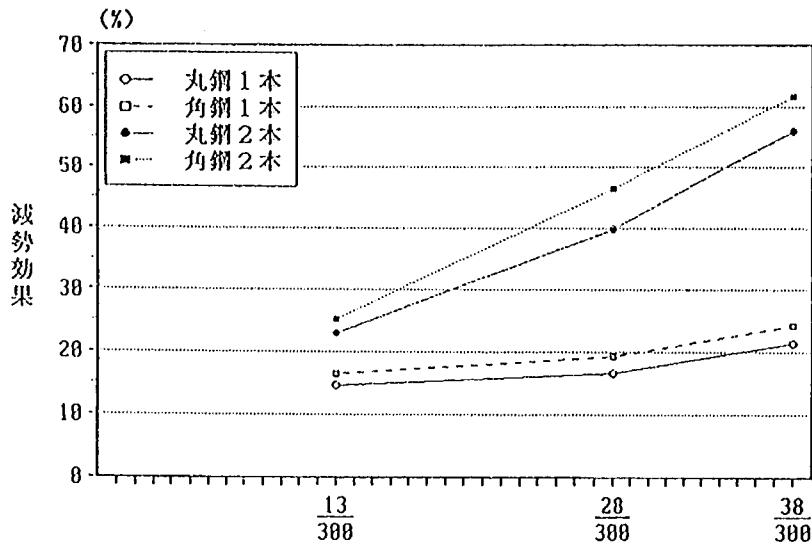


図-5 鉛直部材による減勢効果

そこで、減勢工部材を設置しない時の力積（擁壁）と減勢工部材を設置した事による擁壁の力積の減少分との比（減勢効果）を表したのが図-5である。同じ本数で比較した場合、丸形状よりも角形状の方が減勢効果は大きい。

一般に一樣な流れの中に比較的簡単な物体が置かれた時の物体に作用する流体力は次式で評価される。

$$P_c = -\frac{\gamma}{2g} \cdot A \cdot V^2 \cdot C \quad \text{--- (2)}$$

C : 抵抗係数

抵抗係数 C は、受け面形状、受け面の径、流速、抵抗係数、受け面の粗度、流れ材料の物性などにより異なる。そこで、本実験における抵抗係数を（2）式と計測された衝撃力から求めたのが図-6である。

図より、角形状の抵抗係数は丸形状の抵抗係数よりも大きい。また、両者とも部材径が大きくなると抵抗係数は減少している。両者の抵抗係数の平均値を双曲線により表し漸近線を求めると、そ

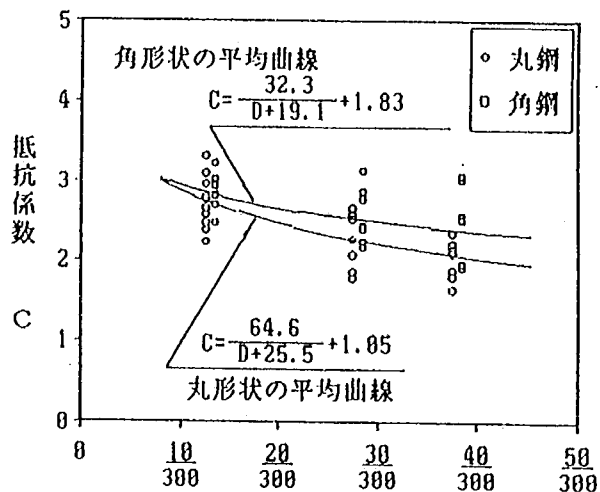


図-6 抵抗係数

それぞれの部材径を ∞ としたときの抵抗係数は角形状 $C = 1.83$ 、丸形状 $C = 1.05$ となる。角形状の部材が ∞ となったとき、抵抗係数は擁壁の抵抗係数($C = 2.00$)となるはずであり、これに近い値が得られた。また丸形状の場合、『海洋鋼構造物設計指針(案)』では $C = 1.0$ の値が提案されている。これらの事から上記 C の値はそれぞれ、ほぼ妥当な値と思われる。よって、図-5の丸形状と角形状の減勢効果の結果も、抵抗係数により説明できるものと考えられる。

3.3 水平部材

水平部材と鉛直部材の減勢効果について、3.2章で述べた手法に従い調べたのが図-7である。

水平部材は流下斜面から3cmの高さに設置した場合の減勢効果である。両者を比べると水平部材の減勢効果の方が大きい。これは、雪崩断面積に対する減勢工断面積の違いと思われる。

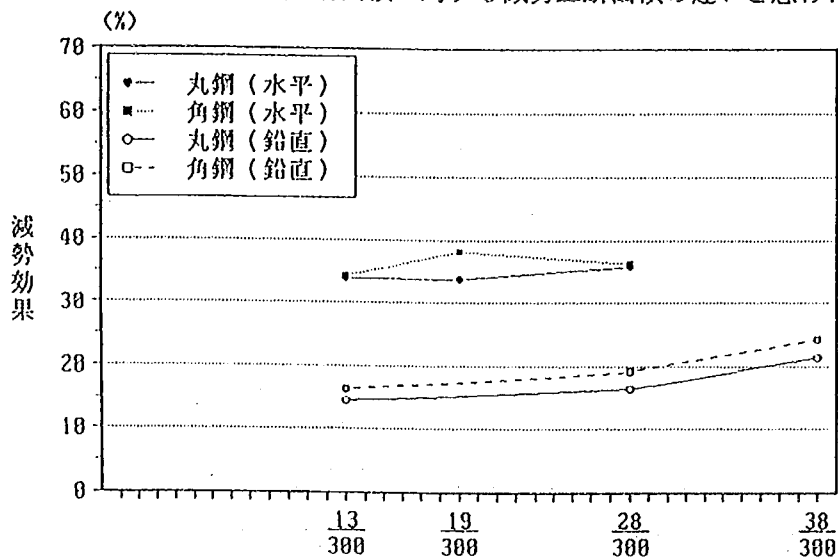


図-7 鉛直・水平部材による減勢効果

4 今後の問題点

本実験では、模型斜面を用いてバーライトが減勢工部材に衝突する際の減勢工の減勢効果について検討した。本実験で得られた事は、以下の通りである。

- (1) 今回の実験で雪崩とみなしたバーライトの衝撃力は、流体力により評価できる。
- (2) 部材形状の違いによって、減勢効果に違いがある。

今回はバーライトという模擬雪によって実験を行ったわけであるが、今後は、バーライトと雪の関連性、実際の構造物と小型模型の相似性等を検討していく必要がある。

1. まえがき

北陸地方は、わが国で最も地すべりが多く発生する地域である。これは、新第三紀層の泥岩・凝灰岩が広く分布していることと、その発生時期が積雪期に多いことから、この地域が豪雪地帯であることに関係すると考えられる。しかし、積雪と地すべりの関連性については、まだ十分解明されていないのが現状である。本報告は、積雪期の地すべり発生機構を明らかにすることを目的として、新潟試験所構内と新潟県下の地すべり現場での諸観測結果を用いて、検討を行ったものである。

2. 新潟県下の地すべり発生状況

図-1は、昭和24～61年の38年間に亘る新潟県下の地すべり発生件数とその度数比を月別に示したものである。この期間の地すべり発生件数は3042件であった。月別地すべり発生件数は、4月が851件（28%）と一番多く、ついで7月の329件（11%）、3月の311件（10%）、5月の250件（8%）の順になっている。また、積雪期である12月から4月の地すべり

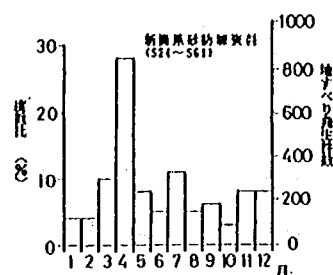


図-1 地すべり発生件数

発生件数の合計は、1645件に達し全体の54%を占めている。以上の結果から、新潟県に発生している地すべりは、降雨によるものより積雪によるものの方が多く、中でも3月から4月の融雪期に多いことが分かる。

3. 融雪観測

図-1に示したように、積雪期の地すべり発生件数は3月から4月の融雪期に多い。このことから、まず、融雪に関する基礎的な資料を得るために、平地において融雪水量の観測を行った。融雪水量は図-2に示すマス（4 m × 4 m）で集水し、バケツ式流量計により観測した。図-3には、その観

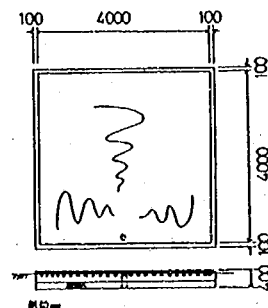


図-2 融雪観測マス

測結果を示した。積雪深は午前9時の観測値を、その他の観測値は0時～0時まで30分間隔で観測した値により求めたものである。まず、この融雪水量が正確に観測された値であるか否をチェックしたのが図-4である。すなわち、1日毎にスノーサンプラーで積雪深全長の雪を採取して積雪重量を測定し、前日の値との差をとって日融雪量を求めたものと、マスによって観測した値とを比較したものである。実際には、降雨、昇華あるいは積雪層の構造等の影響が入っていると思われるが、45度の縁付近にプロットされることから、マスで観測した融雪水量は、ほぼ妥当な値と考えられる。観測結果では、融雪は3月中旬位から連続して始まるが、1月や2月におい

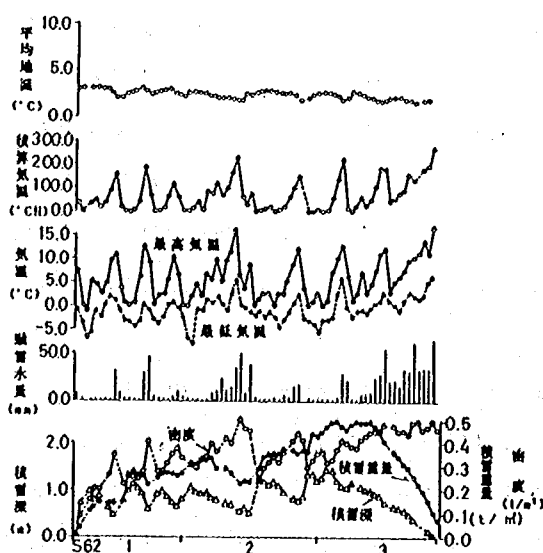


図-3 融雪観測結果

ても積算気温の高い日が継続すると融雪の影響が現れる。日融雪水量は、3月14日の75mmを最高に1月や2月においても50mmに近いものがみられる融雪が連続して始まった3月9日から3月24日までの16日間の累積では、その値が476mmにも達している。また、積雪期間の平均地温（地表面下10cm）は、ほぼ2～3℃であり、その変化は融雪水量の変化に対応している。つまり、融雪水量の少ないときは3℃前後まで上昇し、逆に多いときは2℃前後まで低下している。これは、融雪水が地盤に浸透する時に地温を下げるものと考えられ、地温の変化から相対的な融雪水量の変化を知ることが可能と考えられる。この他、積雪重量の変化は、最大値が積雪深の減少し始める融雪期初期に現れている。また雪の密度は積雪重量の最大値が現れた以後ほぼ一定となり、その平均値は 0.45t/m^3 となっている。

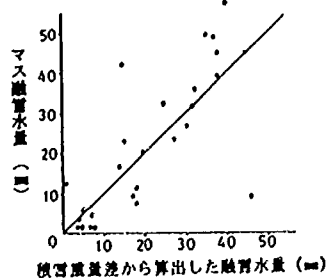


図-4 融雪水量の対比

図-5は、融雪期に斜面において融雪水がどのように地表面に達しているかを調べたものである。調査は、図-5に示す散布位置に粉末の試薬（クリスタルバイオレット）を直線状に散布し、試薬で着色された融雪水が積雪層中を流下浸透する状況を、一定時間毎に積雪層の断面をカットし観測した。なお、この時の積雪層の断面は、図-6に示すような状況であった。雪質は、積雪深70～28cmの間にしまりの層が三層みられ、他はざ

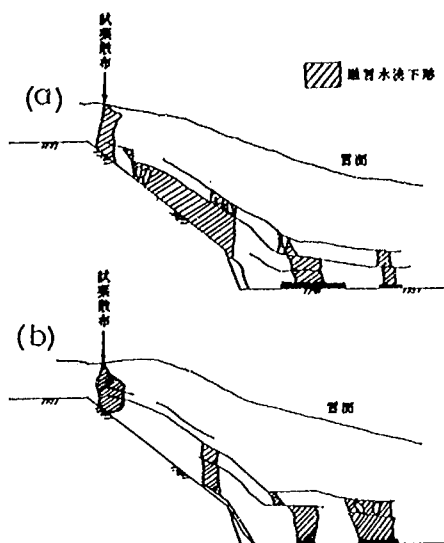


図-5 積雪層内での融雪水の流れ

らめとなっている。また、積雪深49cmの積雪境界面には、氷板の層がみられた。融雪水は、図-5に示すように単純に鉛直方向に流下浸透するのではなく、積雪の境界面（氷板等）に規制されながら境界面上を傾斜方向に流下しており、流下範囲は斜面から3～4m離れた地点まで及んでいる。また、融雪水が地表面に達したところは、部分的に集中している。このような積雪層内の融雪水の流下状況から推測すると、地すべり斜面においては、斜面勾配の変換点付近で勾配の急な部分での融雪水は勾配の緩い部分に集まり易い

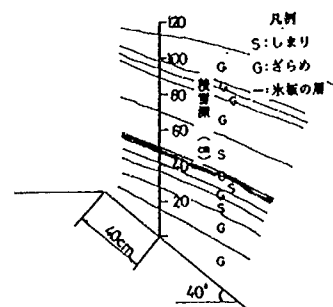


図-6 積雪断面

と考えられる。また、このような部分が水の浸透しやすいテンションゾーン等と一致した場合は、地すべりの発生が一層促進させられるものと考えられる。

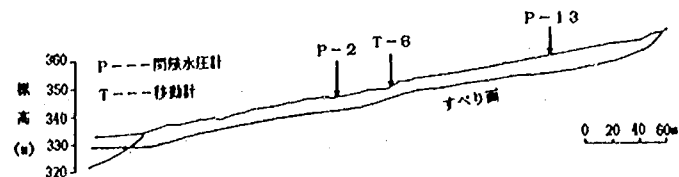


図-7 猿供養寺地すべり観測斜面縦断面図

4. 積雪期における地すべりの挙動

新潟試験所が調査を実施している地すべりの冬期間観測データを、図-8, 10に示した。図-8の猿供養寺地すべりは、新潟県中頸城郡板倉町にある新第三紀中新世の寺泊層にあたる黑色泥岩地帯の地すべりである。図-7には、猿供養寺地すべりの観測斜面縦断面図を示した。間隙水圧計は、地すべりブロック頭部テンションゾーン（P-13）と中腹部コンプレッションゾーン（P-2）の二ヶ所

のすべり面付近に埋設している。また、移動計 (T-6) は中腹部コンプレッションゾーンに設置している。図-8の観測結果によると、積雪期間は、12月下旬から4月上旬である。移動は、11月から2月にかけてみられ、3月から4月にかけての融雪期にはみられない。間隙水圧の変化は、P-13では、11月から12月と2月下旬から4月にかけて高くなっている。一方、P-2では、積雪期間とほぼ同じ12月下旬から4月上旬まで高くなっており、

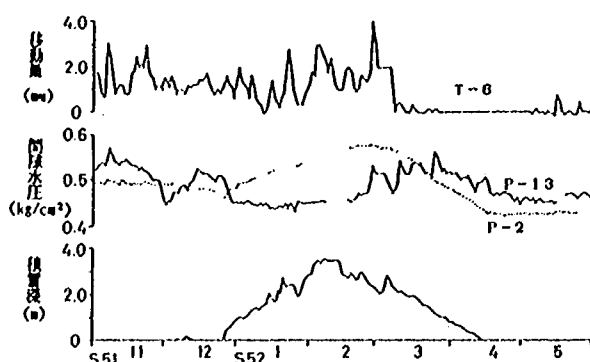


図-8 猿供養寺地すべり観測結果

その変化は、積雪深のピークより遅れるものの似た形状を示している。これは、融雪観測の項で述べた積雪重量と積雪深の関係と一致し、P-2が積雪重量の変化に対応していることを示すものと思われる。融雪観測及び現場観測結果から地すべりの発生機構を考察すると、以下のようになると思われる。すなわち、11月から12月の移動は、積雪前の長雨あるいは初雪等によりP-13が上昇し、すべり面のせん断強さが低下したことによると考えられる。1月から2月に掛けては、P-13が積雪により雨水の浸透がなくなったため下降しているが、逆にP-2が上昇している。このP-2の上昇は、地すべりブロック中・下部の移動層の透水性が悪いため、積雪荷重の増加に移動層の圧密が間に合わなくなり、過剰間隙水圧が発生したためと考えられる。このことから、移動はすべり面のせん断強さがあまり増加せず、積雪の上昇による地すべり推力だけが增加する状況となったことによると考えられる。3月から4月については、P-13が融雪により上昇しているにも関わらず、移動は減少している。これは、つぎのように考えられる。つまり、P-2の積雪による過剰間隙水圧が、移動層の圧密が徐々に進行することと融雪による積雪の減少のため時間とともに消散するものと考え、すべり面のせん断強さは、この移動層の圧密により1月から2月の間のものより増してくるものと思われる。一方、地すべり斜面全体では、積雪が減少しているために地すべり推力も減少している。その結果、P-13は上昇しているが、地すべりブロック中・下部でのすべり面のせん断強さが増しているため、全体の安全率は上昇し移動が減少したというものである。

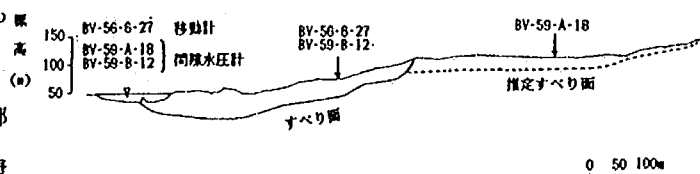


図-9 赤崎地すべり主測線縦断面図

図-10の赤崎地すべりは、新潟県東蒲原郡鹿瀬町にある新第三紀のアルコーズ砂岩と凝灰岩が分布している地帯の地すべりである。

図-9には、赤崎地すべりの主測線縦断面図を示した。間隙水圧計は、地すべり斜面頭部(BV-59-A-18)と中腹部(BV-59-B-12)の二ヶ所のすべり面付近に埋設しており、移動計(BV-56-B)は中腹部に設置している。図-10の観測結果によると、積雪期間は12月下旬から4月上旬である。移動は、12月から1月上旬と2月から4月上旬にみられ、1月にはみられない。間隙水圧の変化は、地すべり斜面上部のBV-59-A-18

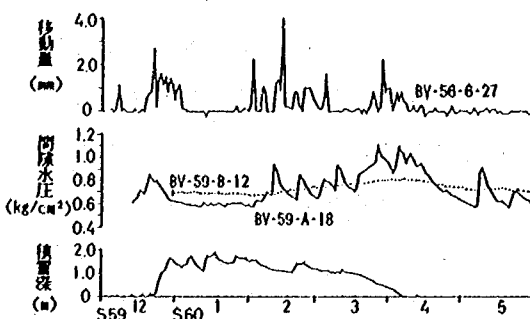


図-10 赤崎地すべり観測結果

と中腹部のBV-59-B-12では、前者の上下が激しく後者のそれは少ない。しかし、全体の変化の傾向は似たものである。間隙水圧の高い時期は、12月と2月以降であり、1月は低くなっている。この地すべりについても、観測結果から地すべり発生機構を考察すると、つぎのようになるとと思われる。すなわち、12月の移動については、積雪前の長雨あるいは初雪等により地すべり斜面全体の間隙水圧が上昇し、すべり面のせん断強さが低下したためと考えられる。また、1月の移動の減少については、積雪により雨水の浸透がなくなり地すべり斜面全体の間隙水圧が低下し、すべり面のせん断強さが増したためと考えられる。2月から4月については、融雪が始まり地すべり斜面全体の間隙水圧が上昇し、すべり面のせん断強さが低下し移動したと考えられる。なお、赤崎地すべりでは、移動層の透水性が良いためか過剰間隙水圧の発生がみられない。

以上、融雪期前に移動し、融雪期に移動を示さない地すべり（猿供養寺地すべり）と、逆に融雪期前に移動を示さず、融雪期に移動を示す地すべり（赤崎地すべり）について、観測結果をもとに地すべり発生機構を考察した。図-11に示した資料によれば、後者は前者に対して圧倒的に多く、一般的には積雪期の地すべり発生は融雪によるものとされている。しかし、件数は少ないと思われるが、積雪により地すべりが発生する場合もあることが考えられる。

5. 雪が地すべり斜面に与える影響

新潟試験所構内と新潟県下の地すべり現場での諸観測結果から雪が地すべり斜面に与える影響を考察すると、図-11に示す

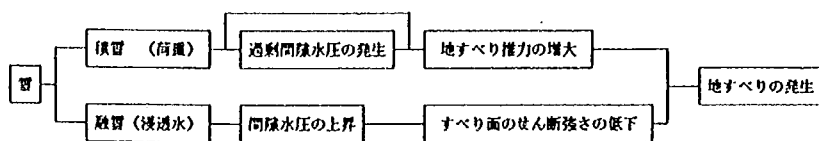


図-11 雪が地すべり斜面に与える影響

ものが考えられる。すなわち、積雪については、吹きだまり等により地すべり斜面頭部に偏った場合には、地すべり推力の増大となる。また、猿供養寺地すべりにみられたように移動層の透水性が悪い場合には、移動層内で積雪にともなう圧密が進行せず過剰間隙水圧が発生し、すべり面のせん断強さの増大より積雪による地すべり推力の増大の方が大きくなる。一方、融雪については、地すべり斜面に融雪水が浸透し、間隙水圧を上昇させすべり面のせん断強さを低下させる。

以上のように単純に考えると、雪が地すべり斜面に与える影響は、積雪と融雪の二つに大別することができると思われる。

6. あとがき

積雪期の地すべり発生機構について、新潟試験所構内と新潟県下の地すべり現場での諸観測結果を用いて検討を行った。その結果、融雪水量の観測結果では、融雪は真冬であっても積算気温の高い日が続くとみられた。この他、積雪中での融雪水は、積雪境界面に規制された流下浸透をし、斜面においては勾配変換点以下に集まりやすいことが分かった。また、観測データからは、雪が地すべりに与える影響として積雪と融雪が考えられた。

今後は、地すべり現場において観測を行い、地すべりに対する積雪と融雪の影響について更に詳しく調査を実施して行く予定である。

裏筑波試験地の流出特性 (流域蒸発散量の推定)

水文研究室 細谷信夫

1. はじめに

流域内の水循環過程において浸透と蒸発散及び流出現象は水の動きを制御する重要な要素となっている。降水量や流出量については標準的な測定法が確立しているものの、広域面から大気中に失われる水の量である蒸発散量については水収支法や経験的方法によって把握する場合が多い。

本論では、裏筑波試験地に見られる無降雨時流出量の時間変動に着目し、蒸発散の特徴を把握するとともに、相関式を基に日蒸発散量を推定した。

2. 試験地概要

裏筑波試験地は、利根川（霞ヶ浦）水系桜川左支川山口川の最上流部、筑波山麓北側斜面に位置する流域面積3.12 km²の山地自然小流域であり、河道面積は約1.9haである。試験地では昭和44年6月より降水量及び流出量の観測を開始しており、雨量観測所は祖父ヶ峰、土俵場の2箇所、流量観測所は山口川本川と山口川流域内に含まれる祖父ヶ峰地点の2箇所に設置されている。これに加えて今年6月末より祖父ヶ峰流域内において表面流出量、地下水位、土壌吸引圧の自記観測を行っている。

地形：図-1に示すように侵食輪廻が進んでおり流域の緩斜面を深さ10~20mの細かい谷が刻んでいる。また山口川本川沿いに県道(舗装)が縦断しており、上流部には町道(舗装)及び林道が切り開かれている。

地質：基盤層の大部分が花こう岩地帯で一部に斑れい岩が分布している。基盤上部の花こう岩は著しく風化が進んでおり、マサ土化している。土壌層は落葉層とともに草木根を混入したマサ土となっており浸透性に富み、保水力は大きいと言える。

植生：国有林内は概ねアカマツ5割、ヒノキ3割、スギ1割、その他1割となる人工林(林令10~80年)であり、国有林外ではスギ、ヒノキ等の雑木林となっている。

3. 流出特性

3.1 流出率

試験地における洪水流出率は、図-2に示すように非常に小さい。なお、ここでの流出率は基底流量による水平分離法を用いたもので、洪水ピーク後24時間で打ち切る方式

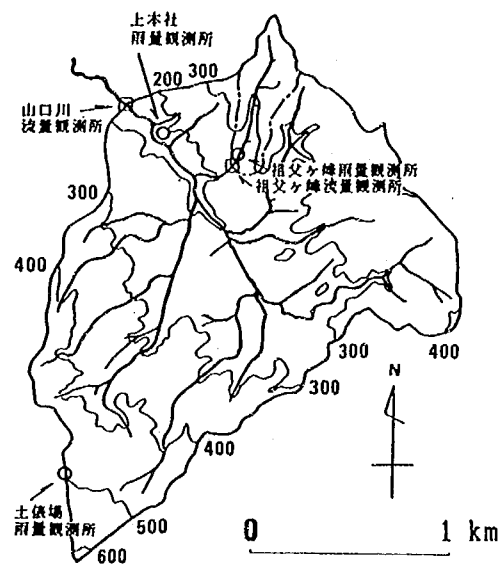


図-1 流域平面図

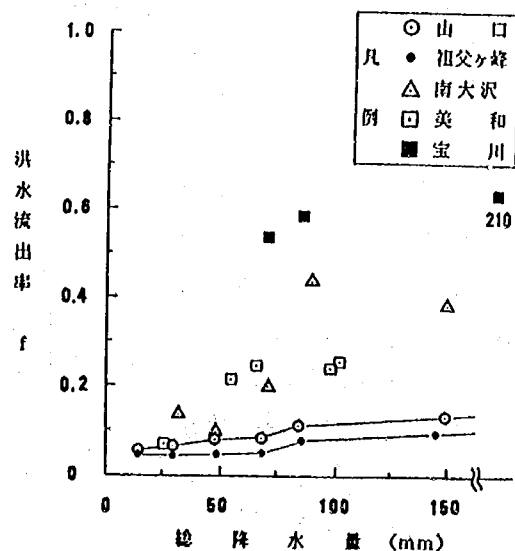


図-2 洪水流出率

で算定した。

図-3は試験地の月流出高の年変動(s. 45~52年の平均)を示したものである。これらの図から、試験地は洪水流出率は小さいが、長期流出率は変動が少なく流況が安定しており、基底流出が卓越した流域である。また試験地では長期無降雨時であっても各谷の山腹や麓から浸透水の湧出が見られている。これらの状況から降水は浸透の良い風化花こう岩地質の表層付近に一時的に保水され、その一部がさらに地下に浸透して地下水を涵養し、長期流出に寄与していると考えられ、地質要因が流況の安定に強く働いているものと考えられる。

3. 2 年間水収支

水収支は質量保存則を水に適用したもので、ある期間の水収支は次式で表せる。

$$P = Q + E + \Delta S + i$$

ここで、

P : 降水量, Q : 表面流出量, E : 蒸発量

ΔS : 貯留量変化, i : 地中での流出量

長期の水収支では $\Delta S = 0$ となり、降水量(P)、流出量(Q)は既知となるため、損失量 $L = E + \Delta S + i$ として扱う。なお、対象期間はS. 45~52年の8年間とした。

年間降水量と年間流出高の関係を図-4に示す。これによると年間損失量(L)が降水量とともに増加しており、年平均降雨損失量は山口川で600mm程度、祖父ヶ峰で815mm程度となっている。この違いは小流域ほど地下水としての流下成分が増大するとともに、祖父ヶ峰流域が南向き斜面であって乾燥しやすいことから損失が大きくなるものと推察される。

3. 3 ライシメータによる蒸発散量

図-5は筑波大学水理実験センターにおける秤量式ライシメータによる蒸発散量と館野気象台データを用いて経験式から推定した蒸発散量とを示したものである。このうちペンマンの式では可能蒸発散量を、ローワーの式では水面蒸発散量を、ソーンスウェイトの式では可能蒸発散量を推定しており、通常、水面蒸発散量>可能蒸発散量>実蒸発

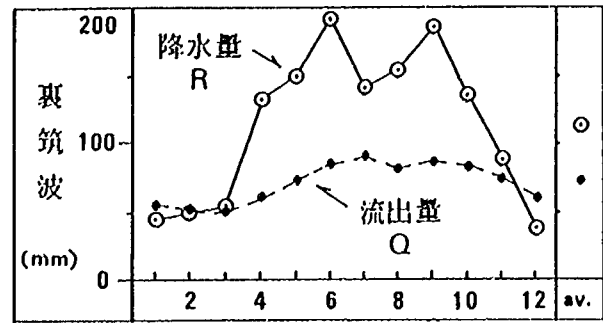


図-3 月流出高

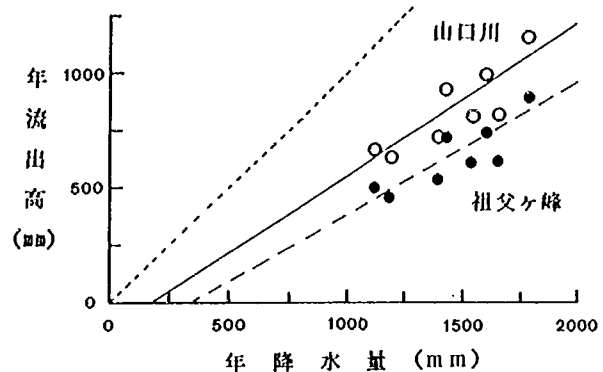


図-4 年流出高

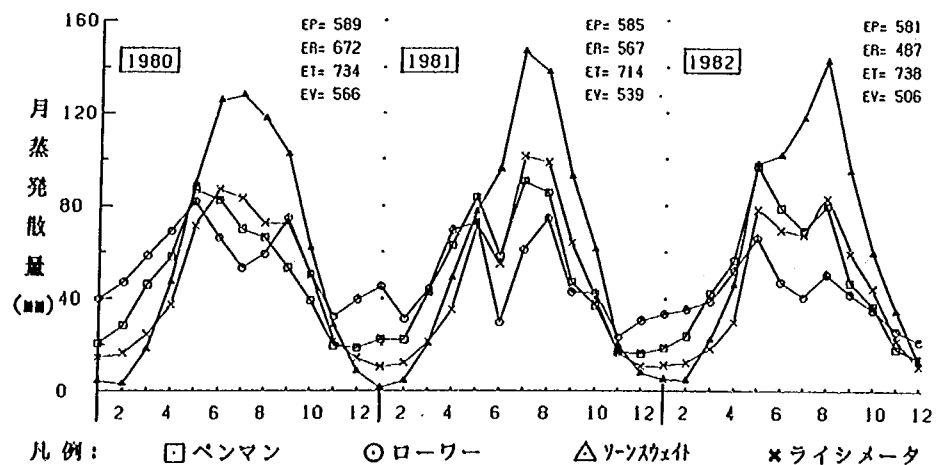


図-5 月蒸発散量(昭和55~57年)

散量となる。なお可能蒸発散量とは植物で完全に覆われた十分に浸った地面からの蒸発散量である。これらを比較すると、ペンマンの式による推定値が最も良く変動傾向、年間蒸発散量と一致している。

試験地では夏季には館野より $1\sim 2^{\circ}\text{C}$ 気温が低く風速が若干弱いことから、蒸発散量は5～8月には4mm弱/月、年間で15mm程度館野より少なくなるが、試験地における蒸発散量をライシメータによる蒸発散量で代表させても大差ないと言える。

4. 観測結果

4. 1 土壌水分

図-6は8月に観測された山腹斜面における土壌の毛管水頭及び地下水位、小沢の流出高の観測結果である。これから毛管水頭の変化は0.2m, 0.5mで大きく変化するが、1.0mでは大きな変化はみられない。すなわち、土壌水分の変化は1m以浅の土壌層に限られる傾向がある。特に表層の0.2mでは晴天において蒸発による土壌乾燥が著しいことがわかる。

4. 2 蒸発散の変動

図-7は気温、日射量、蒸発散量(筑波大)、流出高(山口川)の時間変動を表したものである。これによると、蒸発散量の変動は日射量の変動と約1時間の遅れがありピークは13～14時に見られる。また流出高には蒸発による影響と考えられる凹部が見られ、凹部のピークは16～17時に現れており流出高は0～4時頃には安定する。また、この現象について、凹部損失に相当する蒸発散量をライシメータによる蒸発散の面積に換算してみると約3.5haとなり、この面積は流域内の河道面積約1.9haに湿潤域の面積等を考え合わせれば地表面水の面積としては概ね妥当なものである。これらの状況から、こ

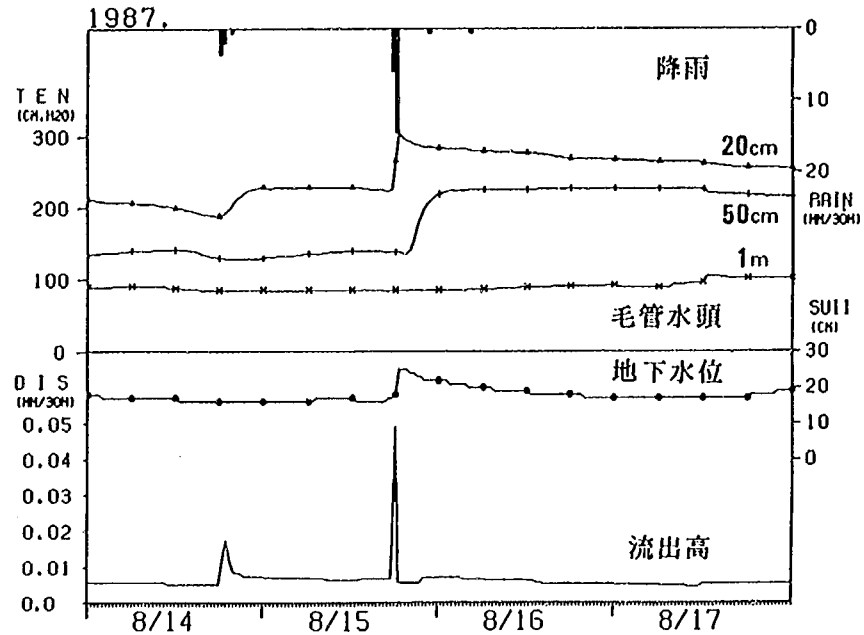


図-6 観測結果(昭和62年7月)

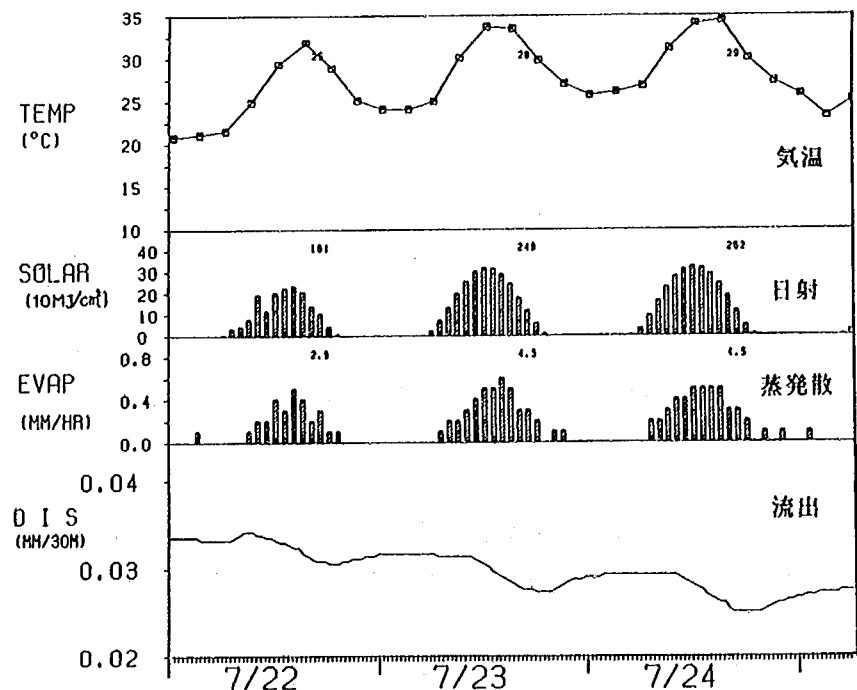


図-7 気象要素の変化と流出変化(昭和62年)

の特異な流出変動は気温や日射の影響を受けて、地表面の水が気温、日射により直接蒸発するものと考えられる。

4. 3 蒸発散量の推定

7～9月における晴天時の山口川損失高とライシメータの蒸発散量との関係は相関係数0.82と比較的相関は良いが、この相関式では損失高を積分する手数がかかるため実用的ではない。そこで7～9月における晴天時の山口川の損失ピーク時損失高とライシメータの蒸発散量との相関を取ると相関係数0.82であり、これから得られた相関式により流域からの蒸発散量を簡便に求めることができる。蒸発散量Eを求める相関式は次のとおりである（1987. 7～9に限る）。

$$E = 40.82x + 1.31 \quad \cdots \cdots \text{全損失高 } x \text{ (mm/day) による}$$

$$E = 1.266x + 0.332 \quad \cdots \cdots \text{ピーク時損失高 } x \text{ (mm/30min) による}$$

上式による推定結果を図-8に示す。

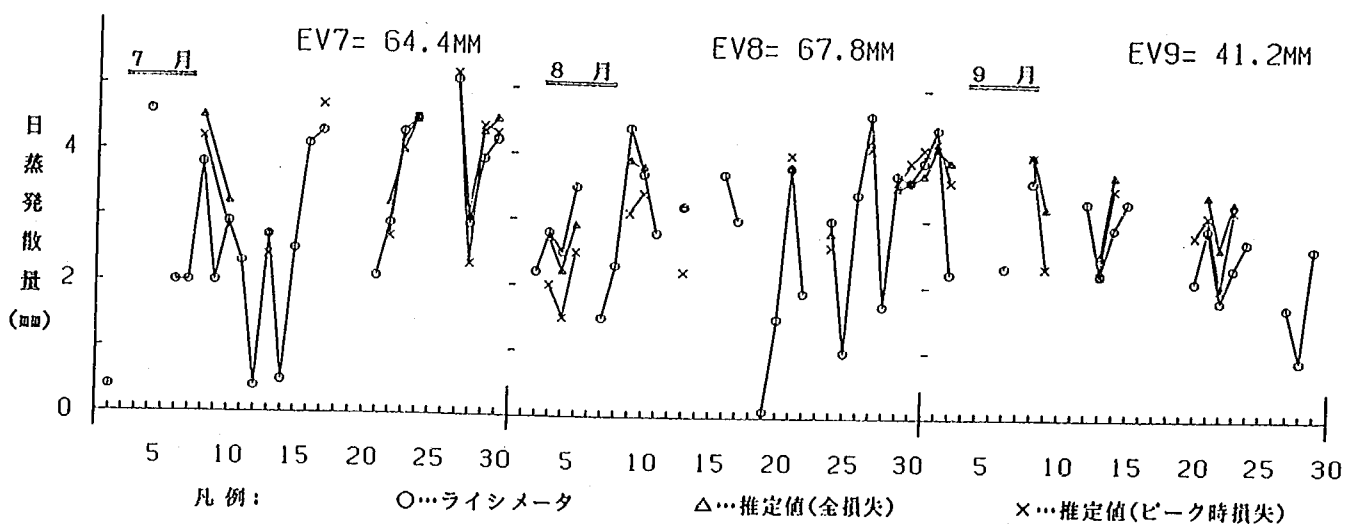


図-8 蒸発散量推定結果(昭和62年7月～9月)

5. ま と め

本研究で次の結果が得られた。

- ①山腹斜面における土壌水分の変化は深さ1mより浅い層において顕著である。
- ②凹部の河川流量損失量は水面蒸発散によるものと考えられる。
- ③期間の限定はあるものの損失高から流域の日蒸発散量が推定できた。

今後は年間を通したデータを用い水収支による比較検討を加え、また土壌帯における蒸発散機構を明らかにし、蒸発散モデルを確立してゆきたいと考えている。

謝 辞

本研究に当たってライシメータによる蒸発散量の資料は筑波大学水理実験センターから提供して戴いた。また、館野気象台データは気象庁館野高層気象台から提供して戴いた。記して謝意を表します。

- 参考文献 1)建設省土木研究所：裏筑波試験地水文観測資料(昭和44～52年)，土木研究所資料第1429号，昭和53年10月
- 2)土木学会：水理公式集，昭和60年版，p 144～145

水害防備林調査

総合治水研究室

高橋克彦

1. はじめに

古来、河川堤防等の治水施設が未整備の時代には、河岸付近の樹木を利用して洪水から田畑、家屋を防禦していた。これらの樹木が、いわゆる水害防備林（以下「水防林」という）である。近年、河川改修工事等により本来水防林が有していた治水機能が喪失し、河道疎通能力の妨げとなったり工事の支障となる事例も見受けられる。一方では、河川環境が注目されている今日、河川の環境要素の一要素としての水防林が見直されている。

本調査は水防林を今後の河川計画に資するために、水防林の成立、変遷、現況の実態を把握し、治水面、環境面についての機能を明らかにするために実施したものである。本報告においては主として水防林の現況調査について報告を行う。

2. 水防林の発生

水防林とは、水害の防備あるいは水害被害の軽減を目的に河道周辺に存在する樹木のことをいう。水防林の発生形態を大別すれば、計画的に設置・育成されたものと、主に土地利用の関係から森林が河川沿いに残され次第に水害を防ぐ機能があると認められて、保全・育成された自然発生的なものがある。堅固な治水施設が未整備の時代においては、これら水防林は有効な洪水防禦策と評価されていた。その後、築堤、護岸等の治水施設が整備されるにつれ、元々持っていた治水面での機能を喪失したものも多い。

水防林として史実に現れたものの始めは、景行天皇57年の大和国坂手池の堤への植竹である。大宝2年（702年）に発布された大宝律令の防水・治水に関する条に、堤防の内外及び堤上に植樹することを規定している。これが法規として最初のものである。藩政時代に入ると、水防林は幕府や諸藩によって禁伐、造成が行われ、明治29年の河川法制定までは治水の一方式として維持・造成が図られていた。河川法制定以降は、河道改修の進捗と共にその伐採が進んだ。

3. 水防林の機能

水防林の作用には、氾濫流の減勢、土砂礫の堆積、地表面の被覆、応急資材の供給等がある。これらの作用によって、堤内地の洪水被害軽減、河岸の侵食・決壊防止等の治水上プラスとなる機能がある一方、例えば流速の減少は、洪水流の疎通を悪くするというマイナス面も併せ持っている。このプラスとマイナスの両面が、どの様に現れるかによって水防林の価値が決定される。水防林のプラスの機能に着目してみると、その設置されている位置、即ち水防林が主として堤防上にある場合（堤塘林）、無堤部

の流路沿いあるいは高水敷の前面にある場合（護岸林）、高水敷や霞堤の堤間あるいは堤内地等にある場合（水除林）によってその機能が異なることがわかる。堤塘林の主な機能は堤防決壊防止である。護岸林には流路の固定、背後地または高水敷の保護等の機能がある。水除林の機能としては、洪水の遊水、高水敷の洗掘防止、霞堤や越流堤の背後地の保護等が挙げられる。さらに護岸・水除林は、堤防への洪水流の直撃を防ぐので堤防決壊防止の機能も有している。

一方、環境面の機能としては、①親水活動の場として、②歴史的価値、③景観的価値、④生物特に貴重種の生息の場として、の4つに大きく分類でき、このポテンシャルの大きさが水防林の環境的価値の高さといえる。

4. 水防林の現況

全国の河川について昭和59年度にアンケート調査を行った結果、そのうち32河川において水防林が存在することがわかった。昭和60年度からは、これらの水防林に対して現況、歴史、環境について調査を行った。表-1及び図-1に示すように水防林の存在する地先の堤防の位置等の状況により3タイプに分け、さらに必要により細分化した。形状分

A.	無堤部に存在する水防林
A-1.	水際に存在する
A-2.	水際より離れている
B.	堤内地に存在する水防林
C.	堤外地に存在する水防林
C-1.	高水敷の水際より堤防法尻まで分布する
C-2.	堤防法尻付近に分布する
C-3.	水際に沿って分布する
C-4.	堤外の背後地を囲っている
C-5.	背後地を囲っているが、上流側が開いている
C-6.	その他

表-1 水防林の形状分類

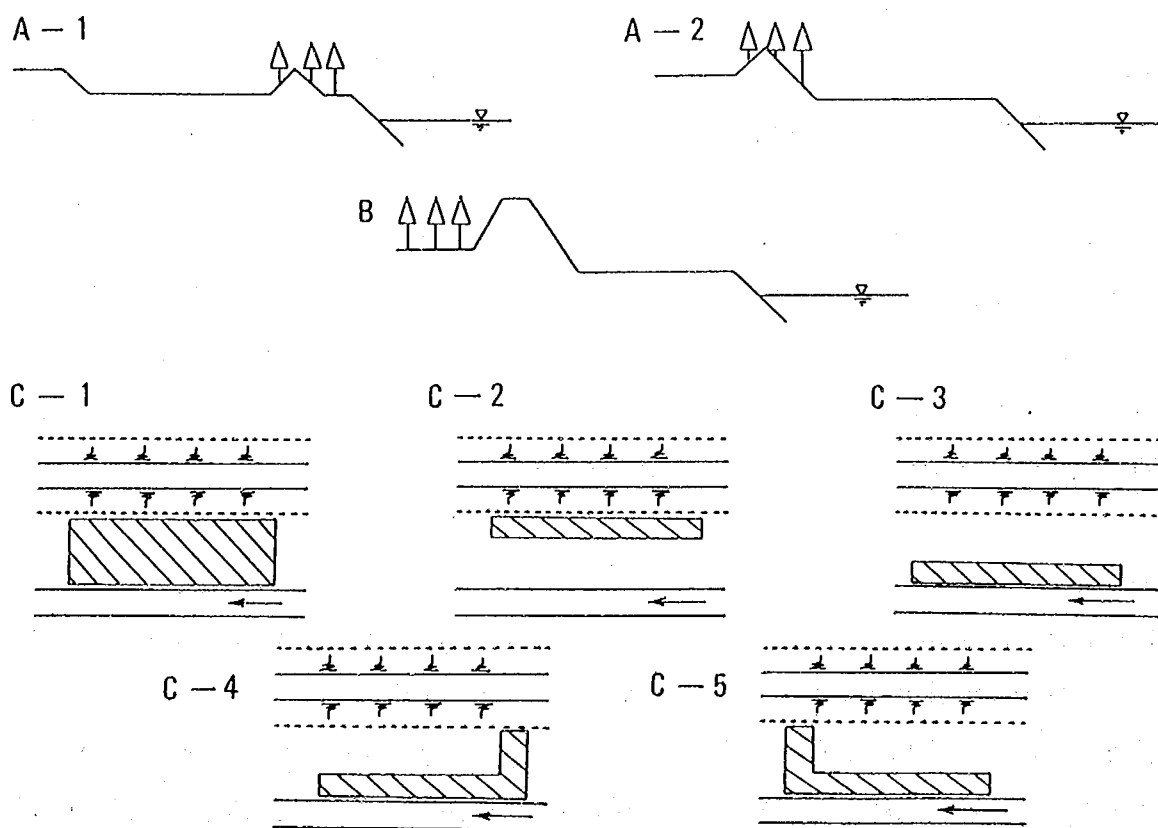


図-1 水防林の形状分類

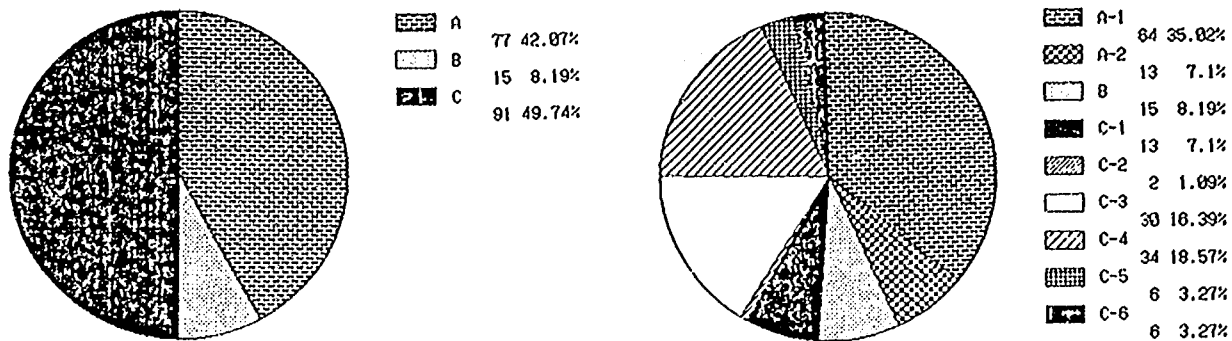


図-2 形状分類結果

類には1/2500～1/5000の改修平面図を用い、代表9河川の182箇所の水防林について行った。結果は図-2に示す通りである。

大分類では、無堤区間(A)、有堤区間堤外地(C)が多く有堤区間堤内地(B)は少ないという結果になった。Bタイプは堤内地にあり、構造令でも側带上の植樹は許可されており、超過洪水対応には有効なタイプと思えるが、民地などでは堅固な堤防ができた段階で伐採してしまうものも少なくないと思える。

Aタイプ、Cタイプについては細分類を行ったが、結果としては、低水路沿いに存在するタイプのA-1、C-3、C-4が多く、その背後地が農地になっているものが多い。C-4タイプは堤外地の保護の役割が強く、直接洪水が背後地へ侵入するのを防ぐ機能を有している。完成堤もしくは暫定堤の場合の堤外地の保護は河川管理上の問題の一つと考えられているが、その対応策として用いることもできる。しかし死水域を作る事となるため、河積阻害の問題が生じることは否めない。

C-3タイプはC-4タイプと違い上流側が開いているため上流からの洪水の浸入を許容している。今回の調査では概略的な分類を行っているため、上、下流が完全に閉じられていない水防林は総てこのタイプに分類した。上流から洪水流が背後地に浸入するため、水防林と堤防の間で高速流が生じ堤脚部で洗掘をおこす危険性のあるタイプである。C-3タイプは今回の調査の中でも15%以上を占め数も多いことから、十分な検討の必要な形状であると思われる。

C-2タイプは、背後地の防禦対象が堤防で、堤防前面の土砂洗掘防止の機能を期待する護岸林とみられるが数は少ない。このタイプは、河積に余裕のある場所等計画支障のない場合に護岸や水制の替わりとしての利用法、さらには環境上の施設を兼ねた利用法も考えられるが、現行の植樹基準では、河道内(高水敷)の植樹は原則として公園の設置等を目的とした占用区域内において行われ、堤防法尻から低木は10m、高木は20m以上離すこととされている。

また、水防林の延長と幅については、特別な関係は見いだせなかった。また、その規模は大半が幅40m、延長600m程度の範囲内にあることがわかった。

5. 今後の課題

今回までの調査で、全国の主要河川においてもまだ相当多くの水防林、あるいは水防林と見なせる樹木群が存在することがわかった。また、一連の調査の中で、模型実験を通じて流れに対する抵抗特性等の基礎的知見が得られたが、まだ十分とはいえない。これを手始めとして、水防林の有する機能をプラス面、マイナス面ともに出来る限り定量的に評価して、その取扱方針を明らかにすることが望まれる。大別すれば、治水面と環境面の2つの面からの検討が必要になると思われる。基本的には「治水上支障のあるものはこれを除去ないし改善し、治水上支障のないもの、さらにはプラスの効果を期待しえるものについてはこれを認め、環境面の効果も十分に発揮させる」ということになる。特に、問題となるのは治水上の支障の評価方法であり、地先面での評価、上下流通じた洪水処理という観点からの評価が必要とされる。このためにも、水防林の抵抗特性並びに平面的形状と流況との関係、堤体の安全性評価、水防林として望ましい樹種と維持管理等の問題を解決する必要がある。また、環境面での定量的な評価手法の確立も望まれる。今後も今までの検討を踏まえて水防林の有する機能を評価し、取扱方針を明らかにすることが望まれよう。

以上、本報告においては、昭和60, 61年度に行った水害防備林調査について、主として現況調査を中心に報告を行ったものであり、詳細は下記の文献を参照されたい。

<参考文献>

1) 浜口、本間、井出、高橋、松浦、島谷、小栗、藤田：水害防備林調査、

土木研究所資料第2479号, 1977.3

2) 本間、浜口、吉本、高橋：水害防備林の実態、第42回土木学会講演概要集, 1987.9

1. はじめに

護岸の法覆工は、堤防を直接被覆し流水による洗掘や侵食から堤防を防御するという重要な構造物である。現在、護岸の設計は、各河川で主に経験に基づく方法により行われているが、水理的な裏付けのある設計法が確立できれば、より合理的な護岸の設計が可能となる。設計時に考慮すべき水理的な設計条件は二つあり、流水の外力に対し安定であることと、適度な流速低減効果を持つことである。そこで本研究では、風洞実験手法を用いて、洪水時の護岸に作用する力を調べ、それより洪水時に安定であるための法覆ブロック重量を求める。次に護岸の持つ流速低減効果を調べ、法覆工表面の粗度形状と流速低減効果との関係を明らかにする。以上二つの考察を総合し、護岸法覆工の設計法を提案する。

2. 法覆工ブロックに作用する力の特性

2.1 実験方法

流水がブロックに作用する力は、抗力 D と揚力 L に分けられる。これらの力は一般に次のように表すことができる。

$$D = 1/2 \cdot \rho_w \cdot A_D \cdot C_D \cdot u^2 \quad L = 1/2 \cdot \rho_w \cdot A_L \cdot C_L \cdot u^2 \quad (1)$$

ここで u ：護岸近傍の代表流速、 ρ_w ：水の密度、 A_D 、 A_L ：それぞれ抗力、揚力が作用する方向のブロック1個の投影面積、 C_D ・ C_L ：それぞれ抗力・揚力係数である。 C_D ・ C_L の一般的特性を明らかにすれば、ブロックの投影面積と代表流速 u からブロックに作用する力を求めることが可能となる。本研究では、実物と同じ C_D 、 C_L が得られるよう相似則を考慮した風洞実験によって¹⁾、ブロックに作用する力の特性を調べた。実験に用いたブロックは、図1に示す2種類のブロックである。

2.2 ブロックに作用する力の特性

図2は、単独で置かれたブロックと敷き詰められたブロック群内の種々の位置のブロックに作用する力を、風洞中心流速25m/sの場合について示したものである。図2よりブロック群最上流端に特に大きな揚力が作用し、この部分が構造上の弱点になりやすいことがわかる。表1には、単体ブロックとブロック群の最上流端に位置するブロックの C_D 、 C_L を示す。

次に、明らかにしたブロックの C_D 、 C_L より、洪水時に安定なブロックの重量をもとめる。

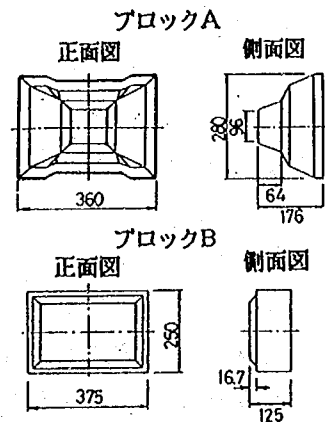


図1 ブロック模型 (mm)

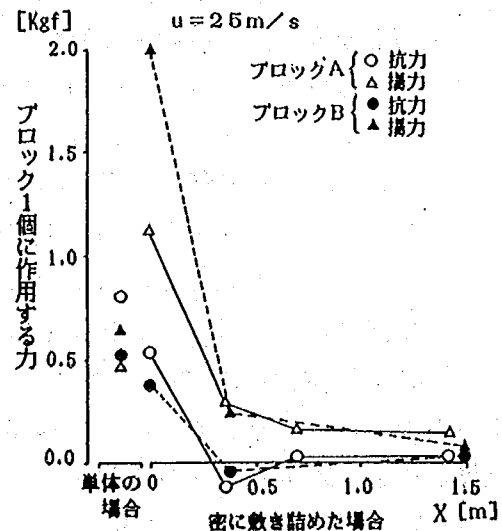


図2 ブロックに作用する力の特性

2. 3 法覆ブロックの安定性に関する考察

流水中でのブロックの移動は、法覆工の破壊に直結する。したがってブロックは、想定される流速に対し常に滑動も転動も起こさない状態になければならない。通常のブロックは転動に対して安定な形をしているので、ブロックが安定であるための条件は、滑動に対する安定条件である(2)式が満足されることである。

(滑動に対する安定条件)

$$\{(Ww \cdot \sin \theta)^2 + D^2\}^{1/2} + \mu \cdot L \leq \mu \cdot Ww \cdot \cos \theta \quad (2)$$

ここで、 Ww : ブロック1個の水中重量、 D : 抗力(流れ方向の力)、 L : 揚力(法面に対し垂直上向き方向の力)、 μ : ブロックと裏込め材等の静止摩擦係数、 θ : 法勾配である。

(2) 式中の左辺はブロックを滑動させようとする力であり、一方この式の右辺は左辺の力に対抗する力である。左辺の値が右辺の値よりも大きくなると滑動が起こる。(1)式により D と L が流速及びブロック諸元と結びつけられることから、(1)、(2)式を用いることにより、ある流速を受けたブロックが安定であるかどうか判断し、あるいは安定となるためのブロック重量を求めることができる。以上によって設計時に考慮すべき条件、すなわち洪水時に安定な法覆ブロックの重量を求めることが可能となった。次にもう一つの条件である流速低減効果について述べる。

3. 法覆工表面粗度が持つ流速低減効果

3. 1 流速低減効果を支配する相当粗度 K_s

広長方形断面の直線的な開水路の鉛直平均流速 v は以下の式で表わすことができる。

$$v/u_* = 6.0 + 5.75 \log(R/K_s) = (6.0 + 5.75 \log R) - 5.75 \log K_s \quad (3)$$

ここで、 v : 平均流速、 R : 径深、 u_* : 摩擦速度($u_* = \sqrt{\tau_o/\rho}$)、 K_s : 相当粗度である。(3)式から、 K_s が流速の低減に直接関係する水理量であり、流速低減効果を表わす指標となることがわかる。したがって、法覆工が所定の低減効果を持つことは、法覆工の表面が所定の K_s を有することに置き換えて考えることができる。この K_s は法覆工表面の粗度間隔や形状によって決まるものである。そこで、 K_s と粗度間隔との関係を風洞実験より調べることで、所定の K_s を持つ法覆工を設計する方法を示す。

3. 2 K_s と粗度形状諸元との関係

表1 ブロックA, Bの C_D , C_L

	ブロックA		ブロックB	
	C_D	C_L	C_D	C_L
単体ブロック	0.74 ~0.60	0.15 ~0.12	0.48 ~0.39	0.18 ~0.17
最上流端のブロック	0.46 ~0.39	0.25 ~0.30	0.31 ~0.29	0.48 ~0.53

($R_s = 2.5 \times 10^5 \sim 6.2 \times 10^5$)

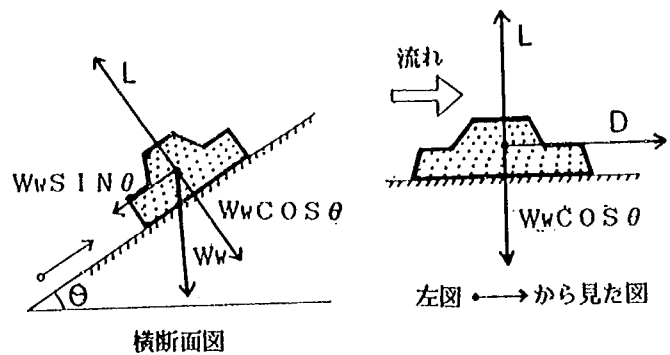


図3 法面に置かれたブロックの力のつり合い

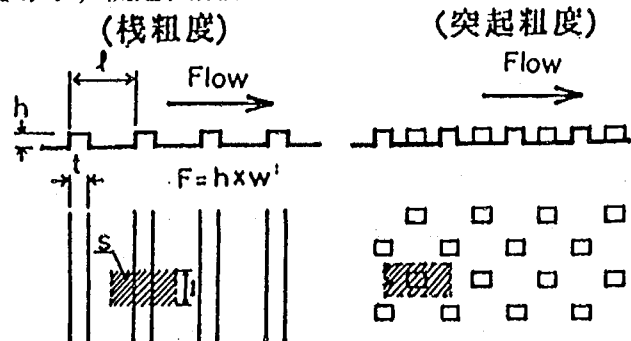


図4 粗度の形状

法覆工表面の粗度は図4に示すように棧型と突起型に分けられ、それぞれ棧粗度、突起粗度と呼ぶ。実験は両方の粗度について行ったがここでは棧粗度について述べる。 K_s と粗度諸元との関係は多くの研究者によって^{2), 3)}求められている。これらの結果と、本研究で行った実験結果を合わせて示したものが図5である。図5より、 $K_s/h \sim S/F$ 関係は l/h によって若干異なるものの、 K_s/h のピーク値は5~6をとり、この時の S/F は従来から言われるように10~15付近となることがわかる。

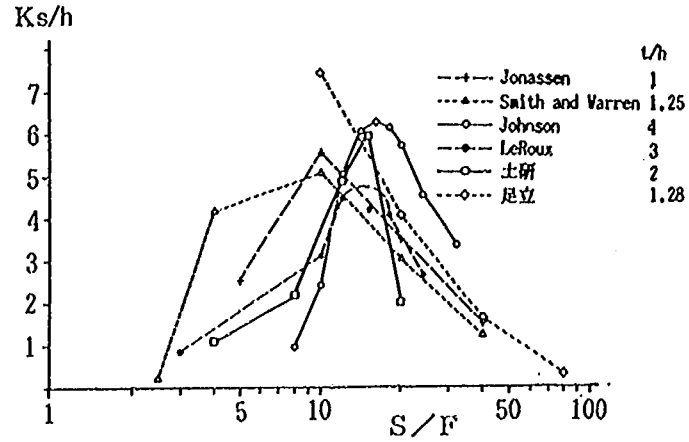


図5 棧粗度の $K_s/h \sim S/F$

次に、一定の流速低減効果を持つ効率の良い粗度形状について考察する。一定の K_s を確保する時に必要な h は、図5の曲線で K_s/h がピークとなる S/F の値 $(S/F)_p$ で最も低くなる。 S/F を $(S/F)_p$ より小さくとると、必要突起高 h は大きくなりしかも密に配置しなければならず、 $S/F = (S/F)_p$ の場合に比較して単位面積当りのコンクリート量が多くなり明らかに不経済である。一方、 S/F が $(S/F)_p$ より大きければ必要な突起高は大きくなるが、間隔が広くなるためコンクリート量は $(S/F)_p$ に比べて変わらないことが明らかになっている。したがって少いコンクリート量で所定の K_s が得られるという経済的な観点から $S/F > 16$ の範囲を設計の対象とする。

以上によって、流速低減効果と法覆工の粗度形状の関係が明らかになった。次に、流水の外力に対して安定で、かつ適度な流速低減効果をもつ法覆工ブロックの設計法を示す。

4. 法覆工ブロック設計法に関する考察

4. 1 流速及び相当粗度 K_s とブロック諸元との関係

今、法覆工に用いるブロックとして、図6に示すように、厚さ d 、面積 Ab を持つコンクリート版の上に高さ hg の正角柱の突起1つを持つ形状のブロックを考える。3章に示した土研の実験による $K_s/h \sim S/F$ の関係を用いると、ブロック下部の面積 Ab と hg 、 K_s との関係が図7のように得られる。一方、ブロック下部の厚さ d は、与えられた Ab 、 K_s 及び図7より求められた hg の下で、与えられた流速 v に対してブロックが安定になる条件から決定する。この時、滑動が起き

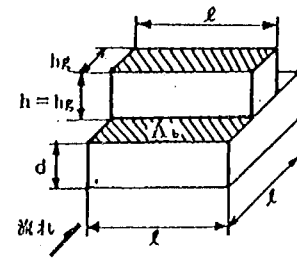


図6 ブロック模式図

ない最も小さい d を求める意味で(2)式の左右辺が等しくなる条件を用た。また、ブロックに作用する力は各ブロックが単独で置かれた状態を想定して求めた。これは法覆工のブロック群が相互の連結を失い、また基礎工がブロックを支える機能を失っても個々のブロックが法面にとどまり、堤防保護機能を維持するという最も安全側の考えを用いたことによる。以上の考え方によって、与えられた流速 v 、必要とされる K_s と Ab 、 hg 、 d との関係が得られる。図8は Ab と d との関係を種々の v 、 K_s について示したものである。なお、図8を計算するに当たって、抗力はブロックAの C_0 を用いた。揚力は、ブロックAの C_L を用いるが作用する面積を突起及びその周辺と仮定して計算した。

図より次のことがわかる。まず、一定の v 、 K_s の下では、 A_b が小さくなるほど d が大きくなる。これは、ブロック一個の面積を小さくするほどブロック下部の厚さを大きくする必要があることを示している。 v 、 K_s が大きくなると $A_b \sim d$ の関係を表わす曲線が右に移動する。このことは、流速や必要な K_s が大きくなると、 A_b あるいは d を大きくする必要があることを意味する。

4.2 法覆工ブロックの設計

設計外力である現地の K_s と流速が想定されれば図7、8を用いることによって、ブロック諸元を知ることができる。設計に用いる K_s は、法覆工施工前後の急激な粗度の変化を避けるために、付近の芝や河床の K_s とほぼ同様又はそれ以上に設定しなければならない。この K_s の値は芝や河床材料が1mm以下の砂河川の場合は20cm以下、また砂利河川では d_{65} 粒径が40mm以下で80cm以下の範囲となる^{4), 5)}。もう一方の外力である流速 v は次のように考える。縦断的に流水の状態が大きく変化しない直線的な河道ではマニング式等より予測される流速を用いることが可能である。しかし河道が湾曲や蛇行している場合での流速

は、得られた v に割増率を乗じたものを用いる必要がある、これについては現在検討中である。

ここでは法覆工の一般的な設計方法を示した。図4に示す突起粗度の法覆工についても同様な検討が可能であるが、紙数の関係で割愛した。

5. おわりに

護岸の設計にあたっては、本研究で取上げた法覆工ブロックが流れにより移動しないという条件や、流速の低減効果だけでなく、法覆工下の土の吸出し防止、局所洗掘による基礎工の破壊の防止、根固め工による護岸基礎部の洗掘の軽減など考慮すべき設計条件があり、これらの観点と経済性、施工性からの検討を合わせて最終的な護岸構造を決定する必要がある。

<参考文献>

- 1) 福岡, 藤田, 森田: 護岸ブロックに作用する流体力に関する研究, 土木学会第42回年次学術講演会, 昭和62年9月
- 2) Powell, R.W: Flow in a channel of definite roughness, Trans.A.S.C.E., Vol.111, 1946
- 3) 足立昭平: 人工粗度の実験的研究, 土木学会論文集第104号, 昭和39年4月
- 4) Chow: Open-Channel Hydraulics, p179~p183
- 5) 山本晃一: 沖積地河川の河道特性に関する研究, 土木研究所報告第168号1986年3月

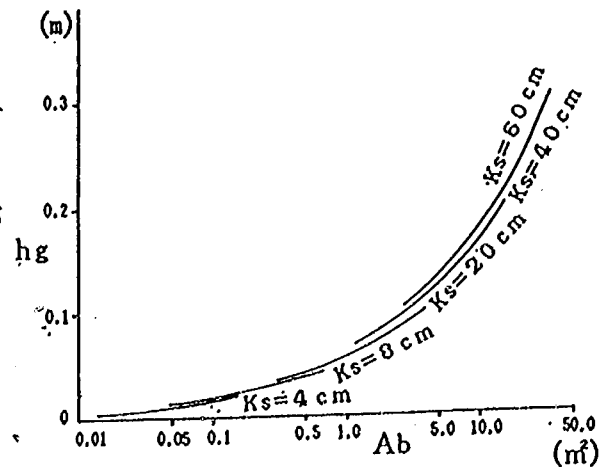


図7 $A_b \sim h_g$ の関係

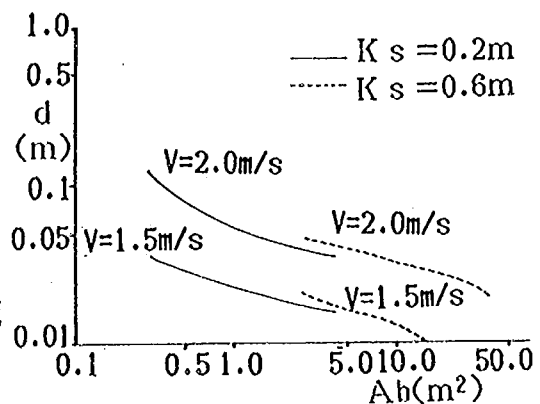


図8 $A_b \sim d$ の関係

1. まえがき

海洋開発に関する議論は、昭和40年代末期において盛んとなり、以後種々の調査活動が行われたが、石油掘削のリグ等の建設は別にすると、ほとんどの大規模な構想は実現されずに終わった。その後も種々の開発構想は提案されているものの、なかなか実際の開発は進んでいない。この理由として従来の海洋開発構想が深い水深におけるものにやや偏りすぎていたことがあげられる。即ち、陸域と海洋との接点である沿岸域より始めて、次第に大きな水深領域へと発展させていく、いわば確実かつ着実な計画があまりなかったことに注意すべきであろう。

さて、わが国の海岸の状況を概観すると、高度成長期において内湾は埋立てが進み、レクリエーション面での海浜利用を行おうにも利用対象となるべき海洋空間そのものが消滅したことは周知の事実である。このため海洋性レクリエーションの見地から見ると、一般的状況として遠隔とはなるものの、外洋に面した海岸へと出て行かざるを得ない状況となっている。ところが外洋に面した海岸は波浪が高く、また流れ、漂砂が活発であるために、そのままの形では海浜利用がなかなか難しい。この意味から海洋性レクリエーション等の目的のために海浜を有効利用するためには、波浪、流れ、漂砂を制御する構造物の開発の必要性が生じる。

一方、沿岸域の開発を目的として、近年外洋に面した海岸に多くの構造物が建設されたが、それらの構造物の影響により侵食が生じている箇所が多数あり、このような海浜の侵食を防ぐことも緊急の課題となっている。侵食の対策としては従来より、海岸線近くに異形ブロックを汀線と平行に設置する工法—離岸堤工法—が広く用いられてきた。この工法の有効性は確かに認められるものの、一方では景観が良好ではなく、利用空間が狭い欠点がある。このような条件のもとで侵食対策にも役立つような構造物の開発の必要性が生じる。

本報告は、上記の必要性のもとに、提案された数多くの新しい消波構造物—海域制御構造物—のうち代表的な6タイプの消波効果について検討したものである。

2. 実験の目的

開発の目標とする消波構造物の機能としては、①透過性構造物であって海水交換が図れること、②反射波ができるだけ弱く周辺への影響の小さいこと、などが満足される必要がある。この種の構造物には種々の形態が考えられ、たとえば透過性の有脚式構造物や、潜堤のような没水型の構造物などがある。ここでは、そのうち6つのタイプの構造物を選んで海域制御構造物に、第一に要求される消波効果を明らかにする。

3. 模型実験の方法

構造物の消波効果は原則として2次元造波水路を用いて調べた。水槽中に1/50～1/10勾配の斜面をつくり、水深が0.55～0.3mとなったところで平坦面とし、この平坦部に模型を設置した。波浪条件は波高、周期ともに広い範囲で設定した。ただし、碎波するような

大波浪は作用させていない。

測定項目は入射、透過、及び反射波高である。透過率 K_T 、反射率 K_R は $K_T = H_T / H_I$ 、 $K_R = H_R / H_I$ で定義した。

4. 実験結果

以下に各構造物の消波機構および効果について述べる。

① スリット型

模式図および鳥瞰図を図1, 2に示す。この構造物はスリット板を複数配列することにより、入射波を反射させるとともに乱れを形成して消波を行う。複数のスリットの多重反射により反射波を低減させる。この模型の消波原理は波の反射と乱れの生成によるエネルギー減衰である。図3に、 K_T, K_R と堤体幅波長比 B/L の関係を示す。吃水比を $h_2/h = 1.0$ とすれば堤体幅・波長比 $B/L > 0.1$ の範囲で、透過率 $K_T < 0.5$ 、反射率 $K_R < 0.4$ 程度とすることができる。なお通常の離岸堤の透過率は $0.4 \sim 0.6$ 、反射率は $0.3 \sim 0.4$ 程度である。消波性能は吃水比 h_2/h に大きく依存する。 h_2/h を 0.7 以上とすることにより、良好に機能が発揮される。スリットが2枚の場合、反射率 K_R は堤体幅・波長比 $B/L = 0.25$ 付近で極小値を持つ。ただしスリットが3枚の場合はそのような特徴を持たない。現実的にはラーメン構造により安定な構造体とするために、スリットは3枚構造となる可能性が大きい。構造形式としては杭とブロックおよび杭とケーソンによるが考えられる。

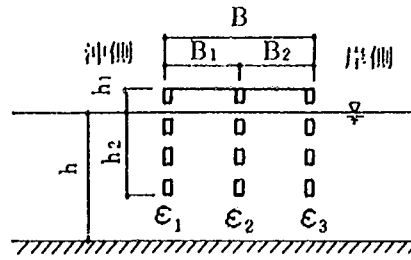


図1 スリット型 模式図

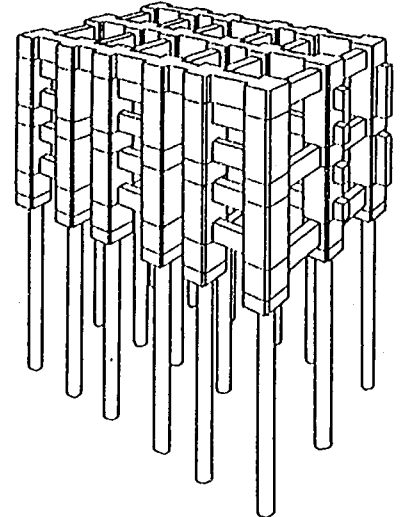


図2 スリット型 鳥瞰図

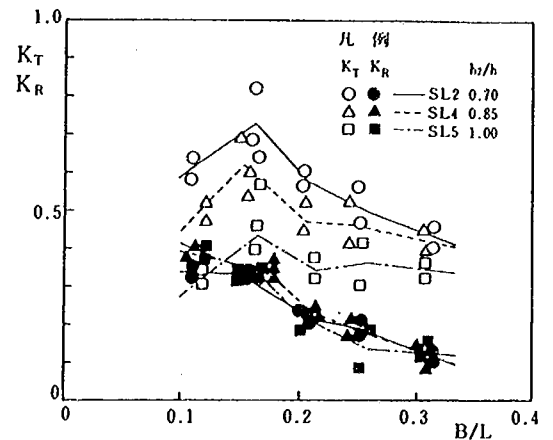


図3 スリット型の K_T, K_R と B/L の関係

② 透過水平板付きスリット型

模式図および鳥瞰図を図4, 5に示す。スリットによる反射、乱れの他に水平板の効果を加える。すなわち、水平板のスリットを通過する上昇流や下降流により波のエネルギー減衰を図る。図6に K_T, K_R と B/L の関係を示す。吃水比

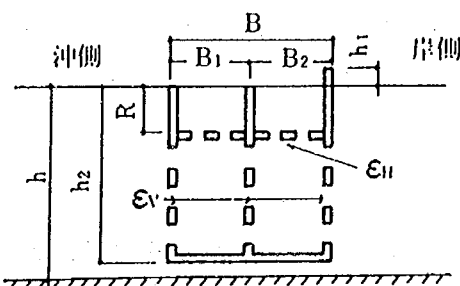


図4 透過水平板付スリット型 模式図

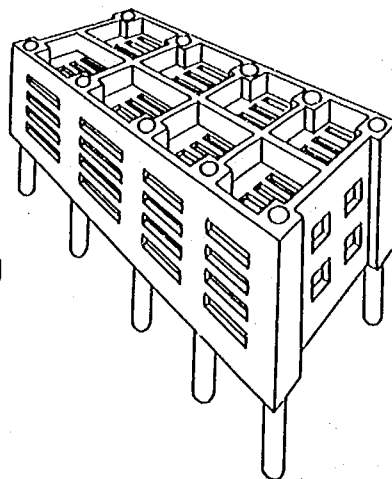


図5 透過水平板付スリット型 鳥瞰図

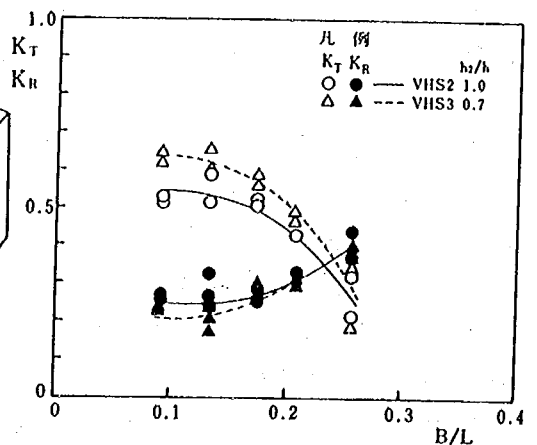


図6 透過水平板付スリット型の K_T, K_R と B/L の関係

$h_2/h=0.7$ で水平板没水深比 $R/H=0.05$ の条件で、堤体幅波長比 $B/L>0.1$ とすれば $K_T<0.7$, $K_R<0.4$ 程度とすることができる。水平板に空隙を設けることは、反射率の低減に大きく寄与する。これは上面スリットを通過する上・下降流と入射波との干渉効果による。構造形式の違いにより杭とケーソン、杭とブロックの2タイプが考えられる。

③フレキシブルマウンド型

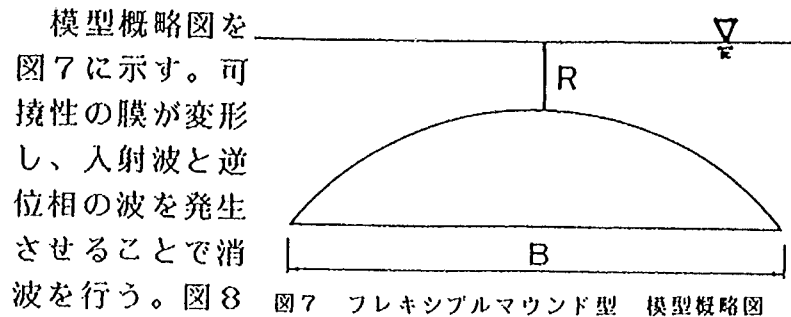


図7 フレキシブルマウンド型 模型概略図

に B/L と K_T, K_R の
関係を示す。剛
体の場合は当然
のことながら人
工リーフに似た
傾向をもつ。し
かしフレキシブ
ルマウンドは砕
波によるエネル
ギー逸散により
消波するもので
はない。その消
波特性は剛体と
比較して波高が
小さく R/H が大
きい場合でも K_T
をかなり小さく
できる。天端水
深比 $R/h=0.5$
程度まで良好な
消波効果が得ら
れることが確認
されている。幅
 B も小さくで
きる可能性があ
る。反射率は剛
モデルと比較す
ると大きくなる。
構造形式はゴム
、ジオテキスタイル
等の膜材と、内
部は土砂および
水からなると考
えられる。固定
方法等が問題と
なる。

図8 フレキシブルマウンド型の
 K_T, K_R と B/L の関係

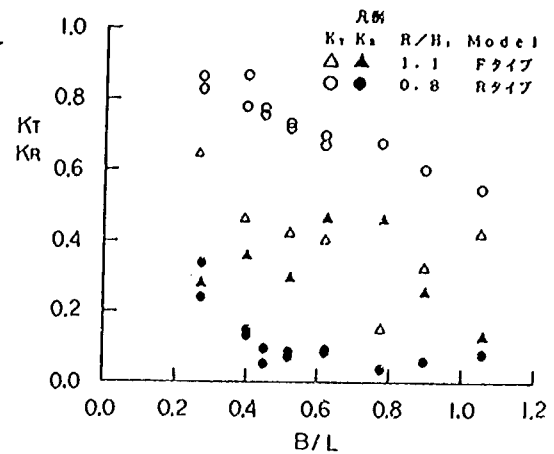


図8 フレキシブルマウンド型の
 K_T, K_R と B/L の関係

④斜板消波潜堤

図9に断面図を
示す。斜板上で
砕波を起こせる
潜堤構造である。
斜板上に栈粗度
を設けること
により砕波を
促進させる。砕
波した後の水塊
の落下により岸
側で波が起こる
のを防ぐために
、斜板の岸側端
部に開口部を設
け、水塊を堤内
に取り込む。こ
の結果、長周期
の波でも透過率
を低く押さえる
ことが可能であ
る。天端水深比
 $R/h \leq 0.1$ 以
下としなければ
良好な消波効果
は期待できない。
 B/L と K_T, K_R
の関係を図10に
示す。周期 $6s \sim 14s$
の範囲で、 $K_T<0.6$, $K_R<0.5$
となる。構造形
式としては重力
式あるいは杭式
が考えられる。

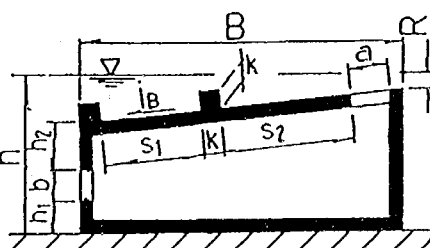


図9 斜板消波潜堤の断面図

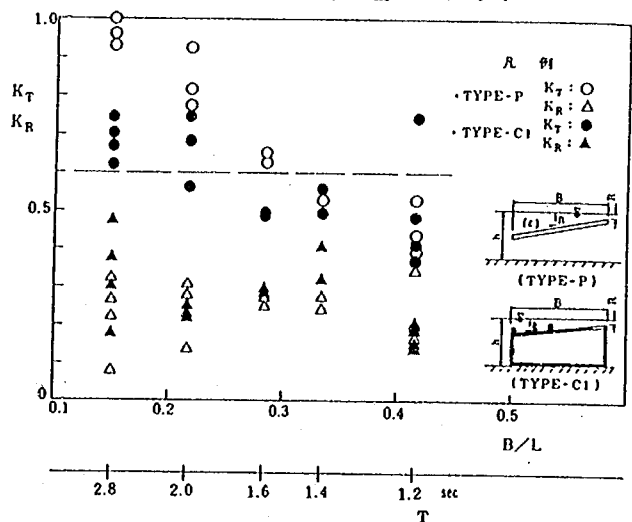


図10 斜板消波潜堤の K_T, K_R と B/L の関係

⑤複合消波型

図11に模型平面図を示す。波運動を流れや渦等の乱れに変換し、同時に若干の反射を組み合わせた消波構造物である。短周期側では主に水平板による砕波、長周期側ではV型遊水部での渦の発生により消波する。図12に B/L と K_T, K_R の関係を
示す。 $0.2<B/L<0.6$ の範囲で $K_T<0.6$ であり、また K_R は非常に小さく0.2以下である。

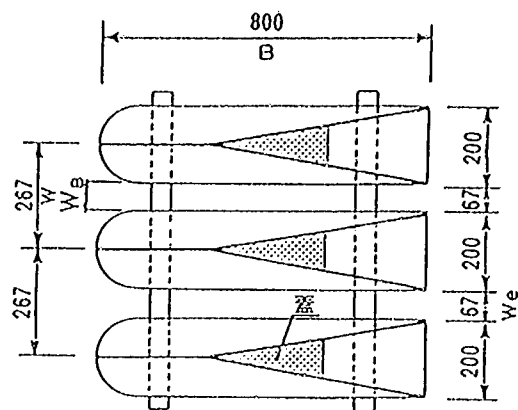


図11 複合消波型の平面図

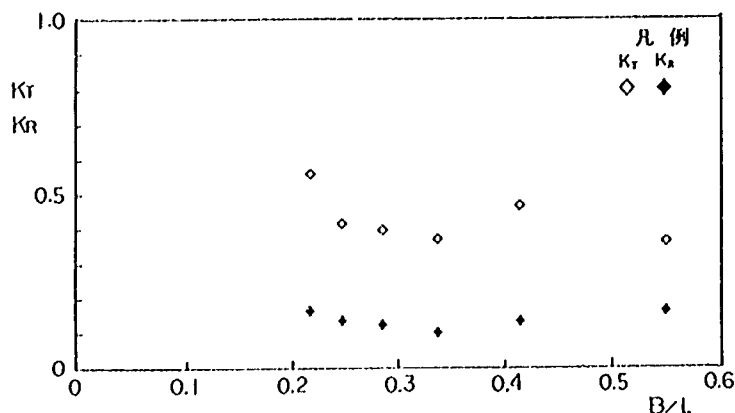


図12 複合消波型の K_T , K_R と B/L の関係

⑥鋼板セル型

図13に遊水型の断面図と平面図を示す。セルによる反射とセル間を波が通過する際の急縮、急膨により消波を行う。主に波の反射により消波を行う。他の構造物と比較すると反射率が高い。反射率の低減を図るためには、セルの一部をスリット構造とすることが有効である。図14に K_T , K_R と H/L の関係を示す。前面に遊水部を設けることにより、 K_T はほぼ変えずに K_R を0.1~0.2程度低減できる。セル間隔とセル直径の比 $b/D=0.2$ で、 K_T , K_R ともに0.5程度である。構造体の上部を他に利用できる可能性がある。構造形式は根入れ式鋼板セルである。

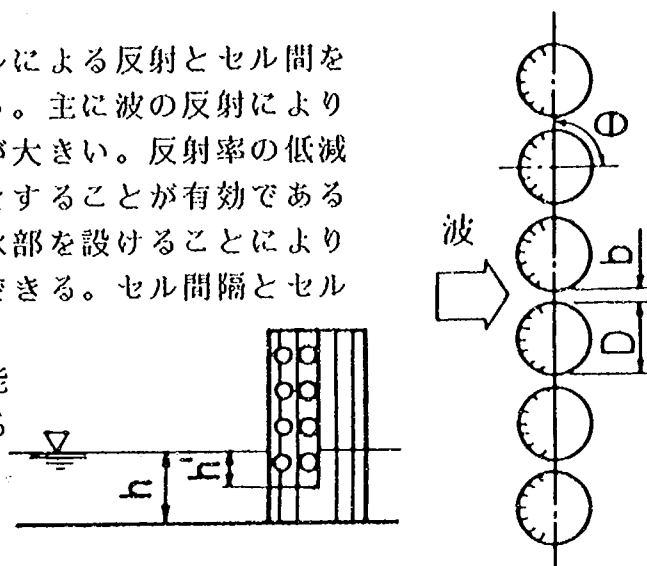


図13 鋼板セル（遊水部タイプ）の断面図、正面図

5. あとがき

以上、代表的な6タイプの海域制御構造物の消波効果について述べた。本研究は総合技術開発プロジェクト「海洋利用空間の創成・保全利用技術の開発」の一環として行なわれたもので、おもに共同研究による成果である。以下に、参考として構造物の開発関係で既発表の土木研究所資料を示す。

・宇多高明ほか：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（1），土木研究所資料No.2454，1987。

・宇多高明ほか：根入れ式鋼板セル離岸堤に関する共同研究報告書，土木研究所資料No.2454，1987。

・宇多高明ほか：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（2），土木研究所資料No.2510，1987。

・宇多高明ほか：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書（3），土木研究所資料No.2511，1987。

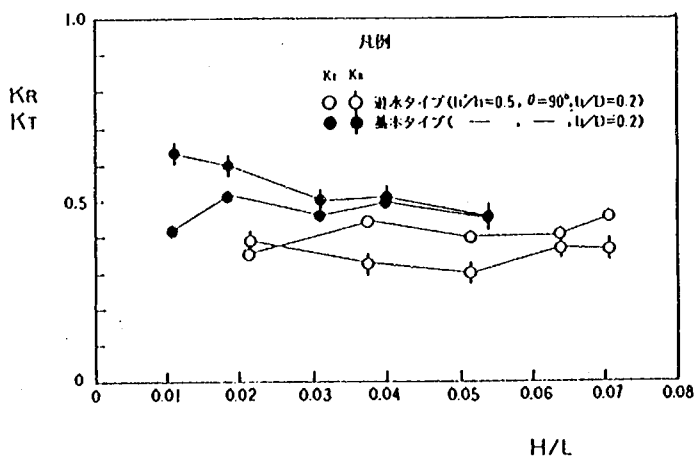


図14 鋼板セルの K_T , K_R と H/L の関係

下水道研究室 鈴木 篁

生物膜底部まで基質が存在するとき、

$$r_a = r_f L \quad \dots\dots(2)$$

生物膜内部で基質濃度が0になるとき、

$$r_a = \sqrt{2 D_f r_f C_0} L \quad \dots\dots(3)$$

ここに、 D_f : 生物膜内拡散係数 (cm^2/sec)

つまり、生物膜が十分に発達していない系、あるいは流れの剪断力により常に生物膜の表層が剝離している系では、基質除去速度は生物量に比例するが、生物膜が十分に発達して生物膜内で基質濃度が0に落ちる系では、基質除去速度は液本体濃度の1/2乗に比例する。

バイオシェルフ処理法では、水路床に生物膜が形成されるために、流れの状態が平板上層流流れと異なり、それにつれて、再曝気特性、基質除去特性も変化する。本研究においては、これらの特性を実験により求め、バイオシェルフの処理性を明らかにすることを目的とした。

3. 方法

図-2に示す実験装置を用いて20℃の恒温室において実験を行った。水路は5本あり、各水路とも幅4cm、長さ4mの亚克力樹脂

製である。水路勾配は、0～3.5%の間で連続的に設定することができる。人工下水は有機系と無機系に分けた濃厚人工下水を水道水で希釈して水路に供給した。有機基質は酢酸塩である。

人工下水組成を表-2に、水路勾配及び流量の設定条件を表-3に示す。測定項目は、水深、生物膜厚、水質(pH、DO、溶解性TOC、酢酸イオン)である。

処理状況及び生物膜厚が定常状態に達した時点で、流れのトレーサー試験、再曝気測定試験、生物膜の分散浮遊状態での基質除去速度・呼吸速度(酸素の消費速度)の測定試験を行った。

4. 結果

4.1 流れ特性

生物膜の付着していない水路及び生物膜が付着した水路においてトレーサー試験を行い、それぞれの平均流速($\bar{v}$)を求めた。この平均流速を用いて、レイノルズ数 Re 及び流れの抵抗係数 f' ($=2gR/\bar{v}^2$) を算出し、レイノルズ数 Re に対して流れの抵抗係数 f' をプロットした(図-3)。ただし径深 R は次式により求めた。

$$R = q / \bar{v}$$

ここに、 q : 単位幅流量 [$\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{cm}$] , $\bar{v}$: 平均流速 [cm/s]

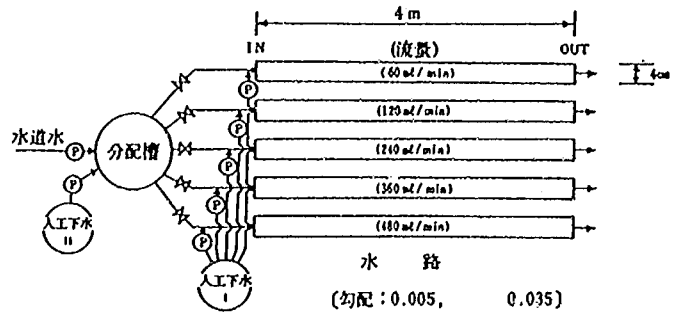


図-2 バイオシェルフ室内実験装置図

表-2 人工下水組成

	設定濃度 (mg/l)	設定濃度 (mg/l)	備考
CH ₃ COONa	40	11.7as C	人工下水 I
K ₂ HPO ₄	21.75	9.7as P	
KH ₂ PO ₄	8.5		
Na ₂ HPO ₄ ・12H ₂ O	44.6		
NH ₄ Cl	10.2	2.7as N	人工下水 II
MgSO ₄ ・7 H ₂ O	22.5		
FeCl ₃ ・6 H ₂ O	0.25		
CaCl ₂	27.5		

表-3 水路勾配及び流量

水路勾配	0.005	0.035
流量 (ml/min)	60 120 240 360 480	
(比流量 (ml/s·cm))	(0.25) (0.5) (1.0) (1.5) (2.0)	

図-3からわかるように、生物膜付着時の水路においては、滑面水路に比べて底面粗度が増大し、流れの抵抗係数が大きくなっている。また、値はバラついているものの、生物膜水路については、レイノルズ数の小さいものほど流れの抵抗係数が大きくなる傾向にある。

4.2 再曝気特性

処理状況及び生物膜厚が定常状態にある時点で、窒素ガス曝気により溶存酸素濃度を下げた水道水を水路に流下させて、溶存酸素濃度の流下方向上昇状況を測定した。得られたデータから再曝気係数 K_2 を算出し、水表面における大気中からの酸素溶け込みやすさを表す液側酸素移動係数 K_L を求めた。ここに、 $K_L = K_2 \cdot R$ である。

滑面水路及び生物膜付着水路における液側酸素移動係数を、各実験ケースについて図-4に示す。ただし、滑面の K_L は、式(1)を用いて算出した。

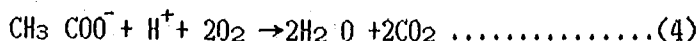
生物膜付着水路の K_L については、付着微生物が内生呼吸により溶存酸素を消費するため、純粹な表面曝気量ではなく、微生物による基礎的消費量を差し引いた値を表している。図-4より、酸素移動係数は、単位幅流量の小さい側を除いて、生物膜付着水路の方が滑面水路より大きくなっており、また単位幅流量が大きいほど、あるいは勾配が急であるほど大きい値をとっている。

生物膜付着水路の方が滑面水路よりも酸素移動係数が大きくなっていることについては、生物膜が流れの中に粗度を持って位置するため、流れに乱れを起こし、水の表面を更新する効果を与えていることによると考えられる。

4.3 基質除去特性

図-5に流下方向の水質及び水深、生物膜厚変化の一例を示す。基質濃度は微生物代謝により減少を示すが、溶存酸素については再曝気効果のため、基質濃度ほどの大きな減少は示さない。

ところで、酢酸のエネルギー代謝は次式で表わされる。



式(4)によると酢酸性の炭素を酸化するには、2.7倍量の酸素が必要である。また、熱力学的計算によると、生物に利用される酢酸のうち、エネルギー獲得のために酸化され

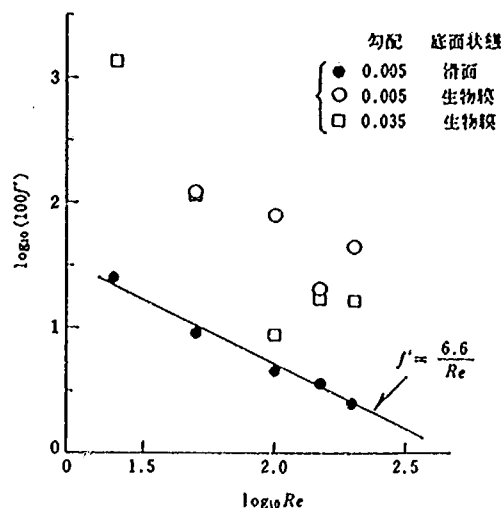


図-3 Re と f' の関係

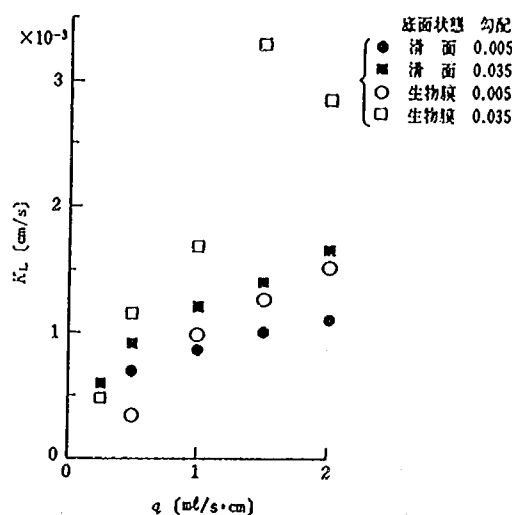


図-4 滑面及び生物膜面における酸素移動係数 (K_L)

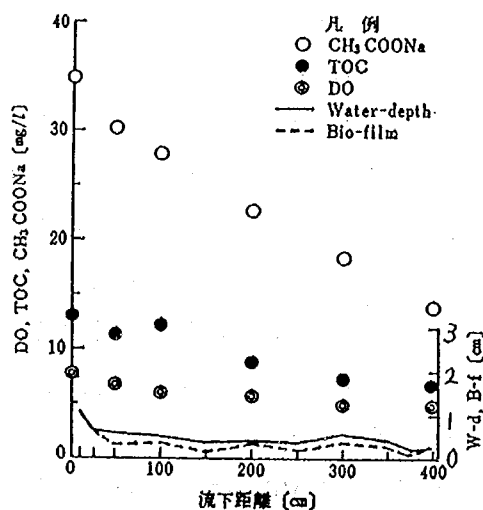


図-5 流下方向の水質、水深、生物膜厚変化 ($I: 0.035$, $q: 0.5$ (ml/s·cm))

る酢酸の割合は 0.42 である。生物膜内拡散係数が同等だとすれば、以上2つのことより、液本体において、酢酸性炭素に対して酸素が 1.1倍量以上なければ、生物膜内での反応を規定するのは酸素濃度ということになる。

この実験ケースにおいては、ほとんどの場合、酸素の方が化学量論的に少量となっているが、実際、流下方向水質変化より求めた溶存酸素と基質除去速度の関係(図-6)より、基質除去速度はほぼ溶存酸素濃度で整理できることがわかる。

4. 4 生物量

定常状態において、流出SS濃度を生物性炭素濃度に換算し、酢酸性炭素濃度の除去分に対する割合を求めた(図-7)。理論値の $0.58 (= 1 - 0.42)$ に対して、単位幅流量の小さいものほど小さい値をとっているが、これは原生動物による捕食関係が形成されているためと考えられる。

また、実験開始当初からの流出SS量と定常状態での付着生物量を図-8に示す。

図-7及び図-8からわかるように、バイオシェルフ処理法においては、溶解性有機物が転換された浮遊性流出生物の処理水中からの除去が重要である。

5. まとめ 必要水路長の算出

定常状態における必要水路長を算出する。図-6より、基質除去速度は $D0(C)$ の一次式で表され、基質除去速度が0となる限界 $D0(C^*)$ (ただし、 $C^* > 0$) が存在する。よって $D0$ 収支は、 $0 \leq C \leq C^*$ では再曝気による増加、 $C > C^*$ では再曝気による増加と基質除去に伴う代謝による減少で表される。これを微分方程式にし、流入水 $D0 = 0$ の条件で解くと、 $D0$ の流下方向分布が求まる。 $D0$ 分布より基質除去速度分布を求め、それを、流入 $BOD = 80\text{mg}/\ell$ の条件のもとで流下方向に積分することにより、基質濃度分布が求まる。 $BOD = 80\text{mg}/\ell$ の下水が $20\text{mg}/\ell$ まで減少するのに必要な水路長を表-4に示す。

これによると、液側酸素移動係数 K_L が大きい水路において、水量負荷当りの必要水路長は短くてすみ、処理のうえで有利であることがわかる。

参考文献 1)平岡正勝等：移動現象論、朝倉書店、P-109、1971

2)P.Harremoos: Biofilm Kinetics, Water Pollution Microbiology Vol.2 John Wiley & Sons, 1978

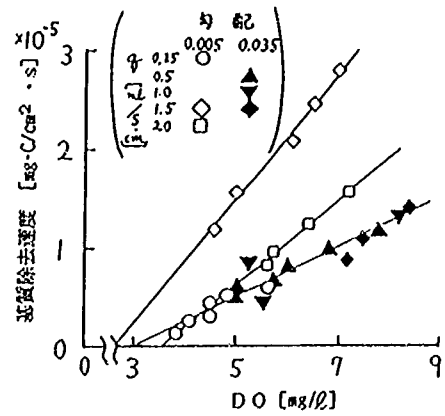


図-6 溶存酸素濃度に対する基質除去速度

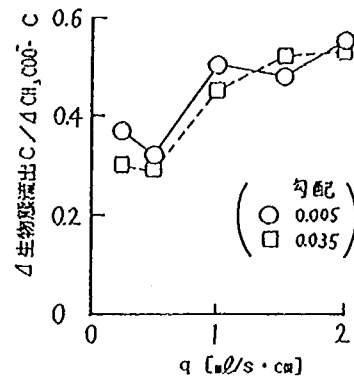


図-7 除去基質の生物体への転換割合

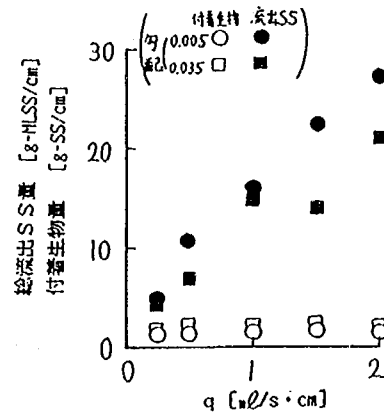


図-8 付着生物量と総流出SS量

表-4 必要水路長 (単位: m)

	単位幅流量 (ml/s·cm)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
勾配 0.005			146	222
配 0.035	65	100	104	

(※ 表中空白はデータ欠損のため)

水生植物による下水処理水の浄化実験

三次処理研究室 増田 隆司

1. まえがき

近年、環境に対する社会的関心は大きいものがあり、公共用水域の水質についても、今後、親水機会の増大とともに関心は一層高まるものと思われる。このような状況において、下水処理水水質のより一層の改善、安定化を図ることは今後ますます重要な問題になるであろう。

一方、水生植物は、その生物活動により、水域中の栄養塩を吸収することが知られている。水生植物による水質浄化は最近わが国でも注目を集め、多くの研究が行われている。ここでは、水生植物のもつ旺盛な繁殖力に着目し、下水処理水の水質、特に栄養塩類の除去に関する実験を行う。

2. 目的

本実験の目的は、水生植物を利用して下水処理水の水質浄化を行う際の、①水生植物の生長特性。②水生植物の構成成分。③水質浄化効果。等を把握することである。なお、ここでは、水生植物として、繁殖力が大きく栄養塩吸収能力も大きいとされるホテイアオイを用いた実験について報告する。

3. 方法

(1) 実験施設の概要

実験は、茨城県霞ヶ浦流域下水道事務所内に設置した水生生物利用 Pond において昭和 61 年 10 月から開始した。Pond 施設の概要は、図-1 に示すように合計 5 槽から構成されており、各槽は、仕切り壁及び整流壁により 3 つの区画に分かれ、流れが蛇行する構造になっている。また、各槽とも底部には厚さ 20 cm の砂層が敷きつめてある。

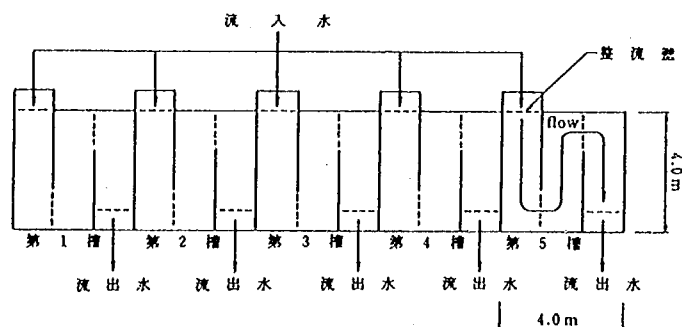


図-1 水生生物利用 Pond 施設

表-1 実験条件

(2) 実験条件

各槽の実験条件を表-1 に示す。流入水は各槽とも霞ヶ浦浄化センターの下水処理水（三次処理水）を使用した。滞留時間は、当初各槽とも 12 時間とし、昭和 62 年 6 月 19 日からは、第 4 槽を 24 時間、第 5 槽を 48 時間とした。槽内水深は各槽とも 0.7 m とした。また、冬期には、ホテイアオイの越冬性を調べるために、上部をビニールで被った簡易な保温施設を第 5 槽に取り付けた。

	水生生物	滞留時間	設定流量	設定水深	流入水
第2槽	コントロール	12時間	0.88 m ³ /hr	0.7 m	三次処理水
第3槽	ホテイアオイ	12時間	0.88 m ³ /hr		
第4槽	82.6 ホテイアオイ	24時間	0.44 m ³ /hr		
第5槽	ホテイアオイ (保温施設 有り) 82.6 ホテイアオイ	12時間 48時間	0.88 m ³ /hr 0.22 m ³ /hr		

4. 結果

(1) ホテイアオイの生長特性

一般に植物の生長は、空間が制限要因として作用しない場合、指数関数的に生長すると言われている。また、水生植物による浄化実験を行う場合、間引きのタイミングは浄化効果に影響を与えるので、指数関数的生長の上限値を把握することは重要である。図-2は夏期におけるホテイアオイの現存量変化を示したものである。この図からもある密度までは指数関数的に生長していることがわかる。その上限値は 0.8 KgDW/m^2 程度であり、これは、青山¹⁾の報告よりやや小さい値となっている。

次に、ホテイアオイの年間を通しての生長について、ここでは、現存量調査の結果をもとに調査期間中植物体が指数関数的に生長したものととして、その生長曲線を次式で表すことにする。

$$W_t = W_0 \cdot e^{\lambda t}$$

ここで、 W_t : t 時間後の現存量 (KgDW/m^2)、 W_0 : 初期現存量 (KgDW/m^2)、 λ : 生長速度係数 ($1/\text{日}$)、 t : 経過時間 (日) である。

ホテイアオイの現存量調査期間中の生長速度係数の変化を図-3に示す。なお、冬期 (11/27 ~ 3/9) のデータは、簡易保温施設内のものである。この図から、冬期と夏期ではその生長速度に大きな差があることがわかる。しかし、保温施設を設けなかった槽では、12月上旬より若干枯れはじめ、1月下旬には大部分が枯死してしまったことを考慮すれば、下水処理水のように冬期でも水温が高い (15°C 前後) 水を用いれば、簡易保温施設を設けることにより越冬し、かつ、ある程度の生長が期待できるものと思われる。また、4月以降は旺盛な繁殖力を示しているが、6月から7月にかけてその生長がやや鈍化している。この原因としては、梅雨による日射量の減少が考えられるが、この時期から槽内にウキクサが増殖したことも影響したのではないと思われる。

次に、滞留時間を12時間、24時間及び48時間とした場合の各槽の現存量変化を比較したところ、滞留時間による差はみられず、各槽内の流入部及び流出部における差も見られなかった。このことは、本実験に用いた三次処理水では、濃度によるホテイアオイの生長への影響はあまり見られないと思われる。

(2) 植物体の成分調査

植物体の生長による水質浄化能力を把握するために、ホテイアオイの成分分析を行った。図-4に茎葉部及び根部について各成分ごとの分析結果を示す。なお、この図の値は、採

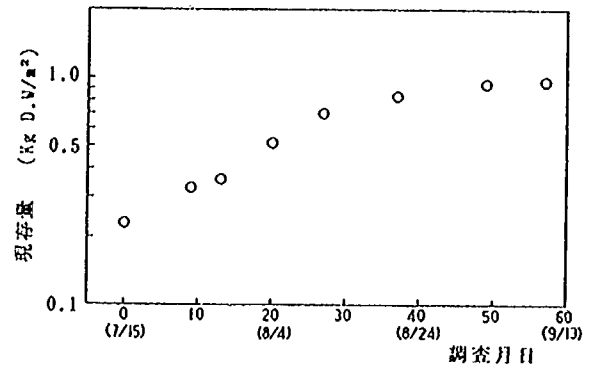


図-2 ホテイアオイの現存量変化

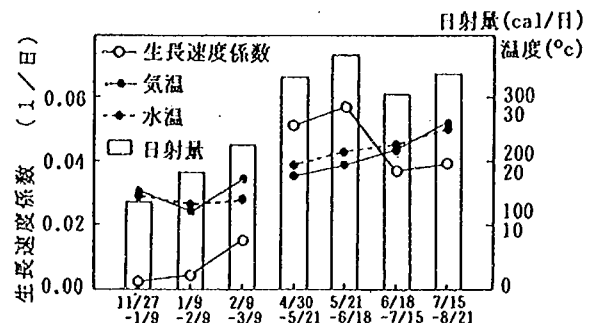


図-3 ホテイアオイの生長速度係数

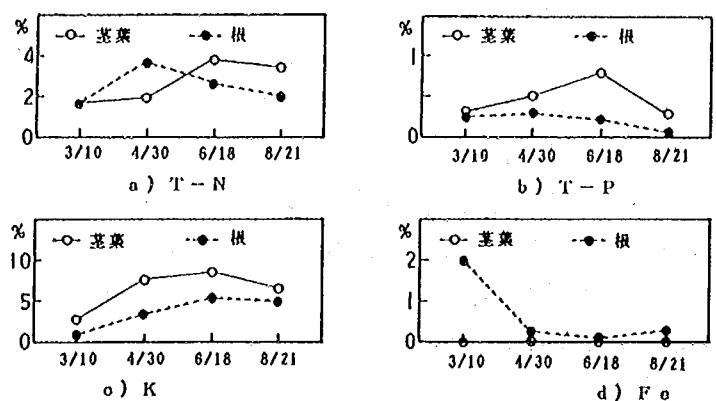


図-4 ホテイアオイの成分分析結果

取した植物体の乾燥重量に対する含有率を百分率で表したものである。この図から、T-N、T-P及びKについては、茎葉部の方が根部より高い含有率を示す傾向となっている。また、春期から夏期にかけて含有率は増加している。Feについては、茎葉部にはほとんど含まれておらず、根部の方が高い値となっている。

(3) 水質浄化効果

① 滞留時間 12 時間における窒素、リンの除去

図-5 に昭和61年11月から昭和62年9月までの流入水及び流出水のT-N及びT-Pの変化を示す。この図からは、T-N、T-Pともに有意な浄化効果は見られない。最も除去率の大きい6月で、T-N 16%、T-P 52%程度である。特にT-Nについては目立った浄化効果がない。これは、12時間の滞留時間ではホテイアオイの栄養塩吸収能力に比べ流入負荷量が大きすぎた結果といえる。

② 滞留時間の延長による浄化効果の改善

滞留時間を延長した場合、それに伴う除去率の変化を調べるための実験を行った。図-6 に滞留時間を12時間、24時間及び48時間とした場合の水質変化を示す。これらの図から、滞留時間を延長することにより除去率が順調に増加していることがわかる。この結果から得られる除去量と現存量調査及び成分調査から得られるホテイアオイの栄養塩吸収速度を比較すると、窒素においてホテイアオイの吸収量よりやや大きな浄化効果を示す傾向がみられた。この傾向は、滞留時間24時間及び48時間の槽で目立っていた。この理由としては、槽内で脱窒反応が生じたこと及び欠落したホテイアオイの茎葉及び根が沈降して底質に堆積したこと等が考えられるが、今後とも収支に関しては検討する必要があると思われる。

図-7 に $\text{NH}_4\text{-N}$ の比較、図-8 に DO の比較を示す。これらの図から、流入水に $\text{NH}_4\text{-N}$ がある程度含まれている場合は、ホテイアオイの生長により $\text{NH}_4\text{-N}$ が吸収され、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の濃度低下がみられる。流入水中に $\text{NH}_4\text{-N}$ がほとんど含まれていない場合は、滞留時間が長くなるにつれてわずかなではあるが、 $\text{NH}_4\text{-N}$ の濃度が上昇する結果となっている。これは、欠落したホテイアオイの茎葉及び根からの溶出によるものと思われる。また、DOについては、滞留時間が長くなるにつれて減少する傾向が見られる。これらの結果から、滞留時間を長くとりすぎることは、処理に要する面積を増大させるだけでなく水質面においても必ずしも良い影響を与えとは限らない。したがって、滞留時間

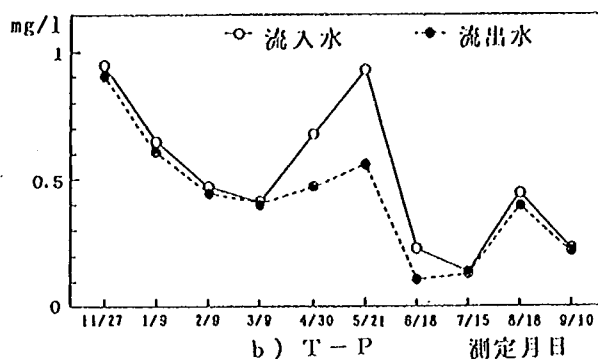
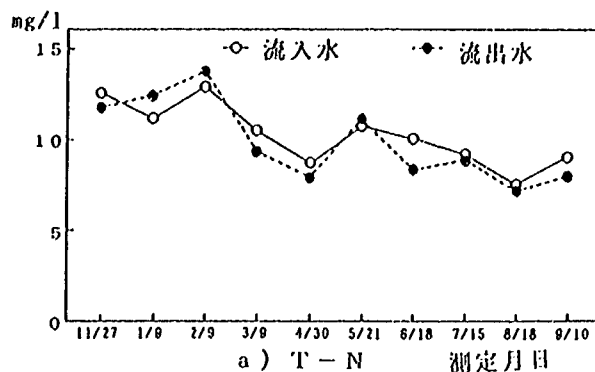


図-5 水質調査結果

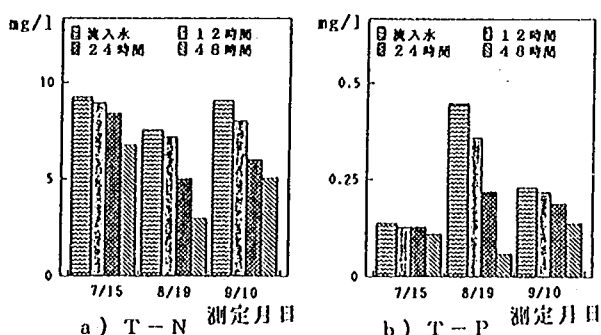


図-6 滞留時間による水質比較

は、要求される水質と利用可能な土地面積を勘案して決定することが重要になると思われる。

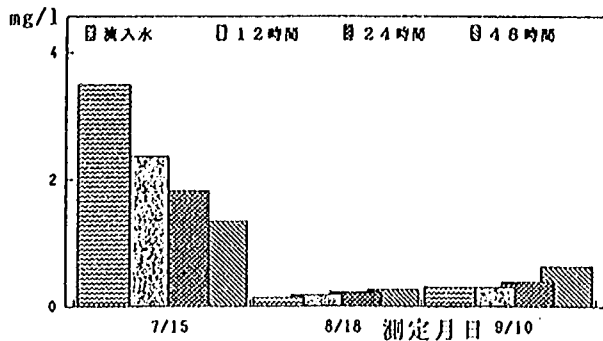


図-7 滞留時間による $\text{NH}_4\text{-N}$ 濃度比較

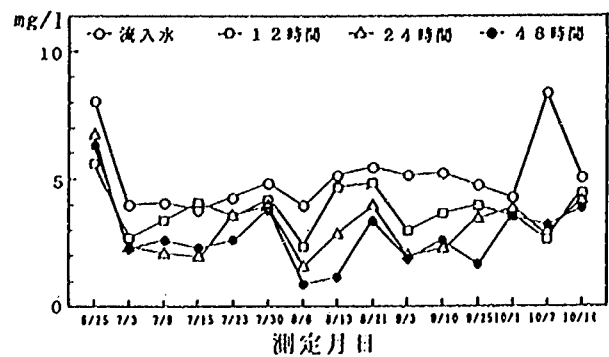


図-8 滞留時間による DO 比較

5. まとめ

ホテイアオイによる下水処理水の浄化実験の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) ホテイアオイは、その密度が 0.8 KgDW/m^2 程度になるまでは指数関数的に生長する。また、春期から夏期にかけてその生長速度係数は $0.05 (1/\text{日})$ を上回る値となる。
- (2) ホテイアオイは、簡易な保温施設を設置することにより越冬し、かつ、ある程度の生長が期待できる。
- (3) ホテイアオイの窒素、リン及びカリウムの含有率は、茎葉の方が根よりも高い値となっており春期から夏期にかけて含有率は上昇する。また、鉄は、茎葉にはほとんど含まれず根の方が高い値となっている。
- (4) 滞留時間を 12 時間とした調査では、窒素、リンに対する水質浄化効果は明確に出ていない。しかしながら、滞留時間を倍増することにより水質浄化効果は増大し、特に、繁殖力の大きい夏期においては、滞留時間を 48 時間とすることによりかなりの水質浄化効果を得ることができる。

6. 今後の課題

今回の実験結果をふまえ、今後の課題をまとめると次のとおりである。

- (1) 冬期における浄化効果の改善に関する検討。
- (2) 浄化効果及び栽培管理面における他の水生植物との比較、検討。
- (3) 水生植物の収穫方法及び処分再利用方法の検討。

参考文献

- 1) 青山 勲：水生生物を利用した水質改善 用水と廃水 Vol.24 No.1(1982)
- 2) 青山 勲、沖 陽子、西崎日佐夫、中川恭二郎：自然水域における水質変動とホテイアオイ *Eichhornia crassipes* (Mart.) Solms の生長特性 農学研究 59:125-139(1981)
- 3) 芽野秀則、石原 潔、中喜久康秀：バイオフィルターシステムについて (水生生物による水域浄化システム) PPM-1986/8

1. まえがき

水質汚濁の問題は、一般に、そこでなされている何らかの水利用に障害が発生するために生じるのであり、従来から社会問題化されていた水質汚濁としては、有機物汚染、毒物汚染及び細菌学的汚染が典型であった。このような古典的な水質汚濁問題に対して、下水道整備や排出規制などが完全ではないにしろ、効果的な対策であることは、これらの問題が年々減少していることから明らかである。

しかしながら、最近では今までに見られなかった型の水質汚濁問題が顕在化しつつある。河川流域における都市化の進展とともに人口が高密度化し、水道水源としての河川水の水質が悪化してきている。これに対処するため、通常は、上水の浄化プロセスにおいて塩素の注入が行われるのであるが、注入された塩素は、水中のアンモニアと反応してクロラミンと呼ばれる結合型残留塩素となり、さらに注入量が多過ぎた場合には遊離の残留塩素を生じ、これが水中の有機物の一部と反応してトリハロメタン (THM) という発ガン性物質や他の有機塩素化合物 (TOX) を形成してしまう。河川水中のアンモニア性窒素 ($\text{NH}_4^+ - \text{N}$) 濃度の変動がなければ、THMやTOXの生成は最小限に抑えることができるが、実際には、 $\text{NH}_4^+ - \text{N}$ 濃度は日間でもかなりの変動を示すため、これらの発生を抑制することは困難であり、この問題は高度に水利用が進んでいる河川を中心に、今後増々顕在化する可能性があるものと思われる。

流水中の窒素は、大気から供給される窒素ガス (N_2)の他に、 $\text{NH}_4^+ - \text{N}$ (pHによっては、イオンではなく分子状 NH_3 となる)、亜硝酸性窒素 ($\text{NO}_2^- - \text{N}$)、硝酸性窒素 ($\text{NO}_3^- - \text{N}$) 及び有機性窒素 (Org-N) から成るが、これらは、生化学的あるいは物理的に形態の変化や相の変化を伴うものである。従って、流水中に存在するあらゆる形態の窒素を対象として、流域からの窒素化合物の発生・輸送過程での変化等を定量的に把握することは、アンモニアに起因する水質汚濁問題に対しての基礎的知見を得る上で、極めて重要な意味を持つものと考えられることができる。

2. 目的

流水中の窒素は様々な形態で存在しているが、特に、アンモニア性窒素は流水のpHによって、分子状 NH_3 あるいはアンモニウムイオン NH_4^+ に解離し、さらに、 NH_3 は大気中へ揮散するという性質をもっている。

気体の揮散速度を考える場合、水に対する溶解度が低い気体については、酸素の再ばっ気係数との間の定量的関係についてこれまでも研究がなされてきたが¹⁾、アンモニアのように溶解度が高い気体については、そのような関係は見出されていない。

従って、本研究では、室内実験によって、pHが比較的高い領域におけるアンモニア性窒素に対し、その揮散速度定数を、いくつかの水理量 (平均流速、水深) で定式化することを目的としている。

3. 基礎的考察

水中におけるアンモニア性窒素は、式(1)のように解離しており、水温とpHによって図-1に示すような構成比で存在している。この時、式(2)で示す解離定数 K_a に従って平衡状態を形成している。



$$K_a = \frac{[\text{NH}_3(\text{aq})][\text{H}^+]}{[\text{NH}_4^+]} \quad (2)$$

さらに、 C'_1 、 C'_2 及び C'_T を次のように定義する。

$$C'_1 \equiv [\text{NH}_3(\text{aq})], \quad C'_2 \equiv [\text{NH}_4^+], \quad C'_T \equiv C'_1 + C'_2 \quad (3)$$

式(2)の両辺について対数を取り、 $\text{pH} = -\log[\text{H}^+]$ を考えれば、式(2)は次のように変形される。

$$C'_1 = \frac{10^{\text{pH}} \cdot K_a}{1 + 10^{\text{pH}} \cdot K_a} C'_T \quad (4)$$

ここで、 K_a は、25°Cにおける解離定数 K_{a0} をもとに次式で表される。

$$K_a = K_{a0}^{(298/T)} \quad (K_{a0} = 10^{-9.3}, \quad T: \text{絶対温度}) \quad (5)$$

一方、アンモニア性窒素濃度 C_T 及び分子状アンモニアの窒素濃度 C_1 は各々、 C'_T 及び C'_1 と次のような問題がある。

$$C_T = 14 \times 10^3 C'_T \quad (\text{mgN/l})$$

$$C_1 = 14 \times 10^3 C'_1 \quad (\text{mgN/l})$$

従って、ある液中のpH、水温及びアンモニア性窒素濃度 C_T が与えられれば、その液中に存在する分子状アンモニアの窒素濃度 C_1 は、式(4)及び式(5)によって求めることができる。

さらに、一定のpH及び水温下で、アンモニア性窒素の変動が揮散によってのみ生ずる系を考えると、 C_T の減少は、次式で表すことができる。

$$\frac{dC_T}{dt} = -K_{\text{NH}_3} \cdot C_1 \quad (6)$$

ここで、 K_{NH_3} は、 NH_3 の揮散速度定数である。

K_{NH_3} は、その系の平均流速 V 及び水深 H の関数であると考えることができる。

また、酸素の再ばっ気係数 K_{La} は、O'Connor-Dobbinsの式により、

$$K_{La} = \frac{D_L^{0.5}}{2.31} \left(\frac{V^{0.5}}{H^{1.5}} \right) \quad (\text{m-sec}) \quad (7)$$

と表すことができる²⁾。ここで、 D_L 、 V 、 H はそれぞれ、酸素の水中への分子拡散係数、平均流速、水深である。

よって、本研究では、 NH_3 の揮散速度定数 K_{NH_3} についても、式(7)で与えられた水理量 $(V^{0.5}/H^{1.5})$ を適用することによって、 K_{NH_3} の定式化を試みる。

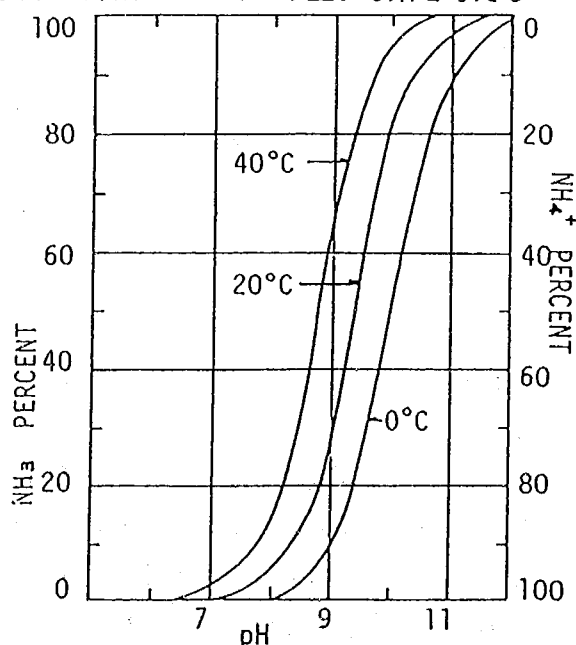


図-1 水中における NH_3 および NH_4^+ のpH依存性

4. 実験装置、実験方法ならびに実験条件

図-2に本研究に用いた実験装置の概略を示す。装置は、直径40.0cm、高さ40.0cmの塩化ビニール製のタンクで、タンク内流体の速やかな混合と水理条件（平均流速 V ）を与えるために、モーターによって回転する攪拌翼を設けた。また、モーターの回転数は、0から約60r.p.m.まで連続的な制御が可能であった。

実験は、まず、アンモニアの揮散実験を行うためにタンクに40リットルの水道水を入れ、塩化アンモニウムを約1.2g添加し、その後、0.1規定の水酸化ナトリウム溶液を用いて、所定のpHになるように調整した。タンク内流体が十分に混合し、pHが定常となったことが認められた後、30分間隔の採水を開始した。採水と同時にpH、水温ならびに水深の測定も行った。採水されたサンプルは0.1規定の塩酸を加えてpHを下げることに由り、採水後の NH_3 の揮散を防いだ後、アンモニア性窒素濃度について分析を行った。

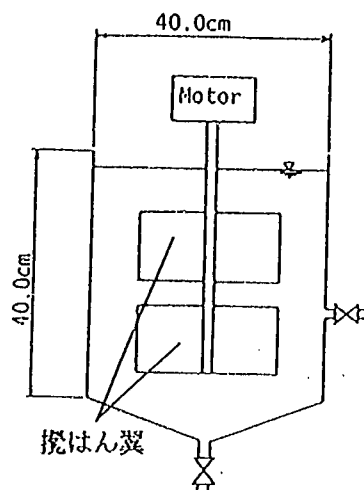


図-2 実験装置

表-1に実験条件を示す。実験は、pHの値が10.5、9.5、8.5のそれぞれの場合について、攪拌翼の回転数を約20、30、40、50r.p.mに設定し、計12実験を行った。

本研究において用いたタンクにおいて、水理量 ($V^{0.5}/H^{1.5}$) を決定することは困難である。そこで、前述のアンモニア揮散実験と同一の水理条件（攪拌翼の回転数及びタンク内水深を同一とする）において、酸素の再ばっ気係数を測定した。酸素の再ばっ気係数は、最初にタンク内容存酸素 (DO) 濃度を0として、その後、攪拌に伴う再ばっ気によるDO濃度の時系列変化から求めた。この再ばっ気係数をもとに、式(7)より、その回転数における水理量 ($V^{0.5}/H^{1.5}$) を計算し、さらに、これらの回帰曲線を作ることによって、アンモニア揮散の各実験における水理量 ($V^{0.5}/H^{1.5}$) を決定することができた。

5. 実験結果

図-3に、酸素の再ばっ気実験におけるDO濃度の時間変化の様子を示す。図中、 C 及び C_s は各々DO濃度及びその温度における飽和DO濃度を示す。これをもとに、最小2乗法により勾配を計算することによって酸素の再ばっ気係数 K_{La} を求め、さらに、式(7)より水理量 ($V^{0.5}/H^{1.5}$) を計算した。この結果を表-2に示している。なお、表中の K_{La} は20°Cに温度補正してある。

アンモニア揮散実験において、各実験中のpH及び水温は、ほぼ一定であった。よって、アンモニ

表-1 実験条件

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
pH	10.34	10.56	10.95	10.27	9.64	9.73	9.39	9.28	8.31	8.26	8.49	8.37
回転数 (r.p.m.)	19.94	30.17	40.22	50.36	20.16	29.98	39.85	50.59	20.42	30.11	39.55	49.87
水温 (°C)	21.3	21.6	21.4	20.6	21.1	21.0	21.0	21.4	22.5	22.5	22.0	23.3
水深 (cm)	29.4	29.4	29.4	29.3	29.4	29.6	29.6	29.6	29.7	29.6	29.9	30.0

アの揮散速度定数 K_{NH_3} は、式(4)、(6)をもとに C_I の時間変化量から計算することができた。図-4にアンモニア揮散実験の一例を示す。図-4には、同時に式(4)をもとに求めた C_I の変化の様子も示している。また、以上のようにして求めた各実験における K_{NH_3} を、さらに20℃に温度補正し、その値と表-2に示したデータより計算した水理量($V^{0.5}/H^{1.5}$)との関係を図-5に示している。

図-5によれば、若干のばらつきは見られるものの、今回の実験条件においては

$$K_{NH_3} = 0.0071 (V^{0.5}/H^{1.5}) \quad (8)$$

なる関係が成立しているものとみなすことができる。

6. 今後の課題

今後、以下の項目について実験及び議論を行う必要がある。

- 1) pHの低い領域、あるいは、水理条件をさらに広範囲に変化させて実験を行う必要がある。
- 2) 水路を用いた実験により式(8)の検証を行う必要がある。

＜参考文献＞

- 1) 京才俊則：水中に溶解している揮発性物質の放散に関する研究／水質汚濁研究第4巻 第4号 1981
- 2) D.J.O'Connor and W.E.Dobbins: Mechanism of reaeration in natural streams/A.S.C.E 1852

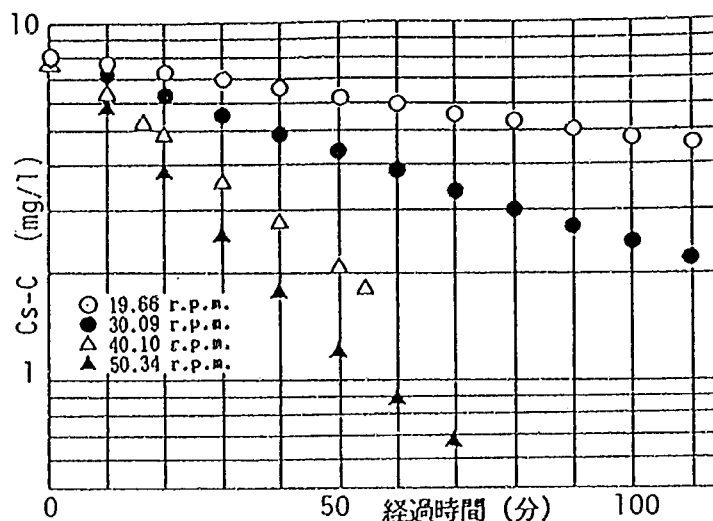


図-3 酸素の再曝気実験結果

表-2 酸素の再曝気実験結果 (m - s e c)

$K_{La} (\times 10^{-4})$	0.793	1.783	4.108	5.727
$V^{0.5}/H^{1.5}$	1.638	3.681	8.377	11.72

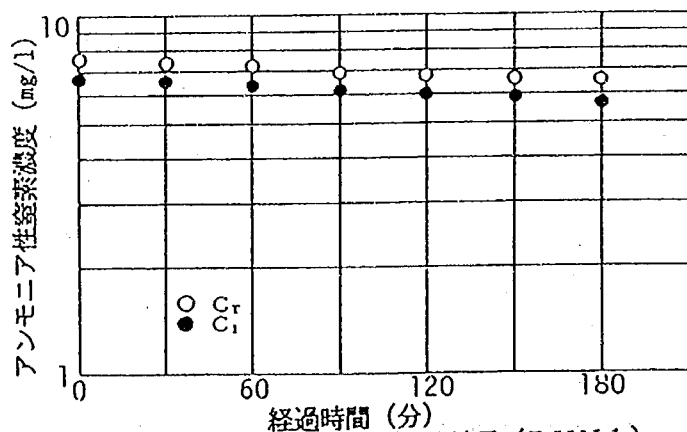


図-4 アンモニア揮散実験結果 (RUN 1)

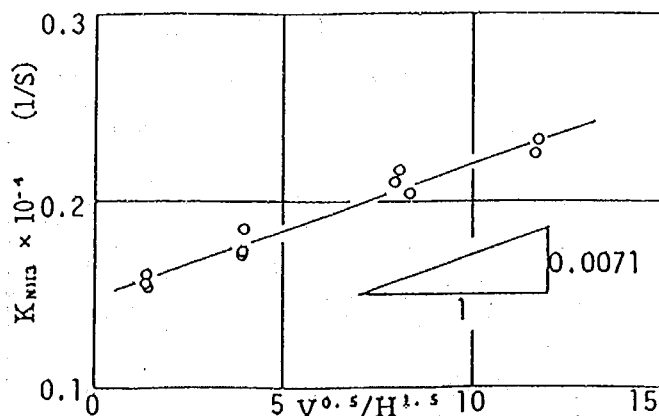


図-5 K_{NH_3} と $(V^{0.5}/H^{1.5})$ の関係

ダム貯水池における濁水解析

水資源開発研究室 畑 孝 治

1. まえがき

ダム貯水池にかかわる濁水長期化現象は、社会経済の高度化・多様化に伴い社会生活上重要な問題と認識され、その対応策の確立が急がれているところである。対応策の早期確立を図る目的で、近年様々な数値解析モデルによる濁水現象の把握、予測計算、対策シミュレーションなどが有効な一手段として提案され、実貯水池への適用が行われている。

実際、濁水長期化解析を行う上では、流入濁質量や濁水の貯水池内における水理学的挙動を把握すると同時に、濁質の代表的粒径の選定が問題となってくる。すなわち、

①洪水規模（流況）の違い

②ダム貯水池流入後の分級による濁質の細粒分の増加

などにより濁質粒度は絶えず変動しており、代表的粒径の与え方による濁水現象の再現性への影響は決して無視できないものと考えられ、時間的・空間的に変動する粒度を適切に選定する必要がある。

本報では、濁質の粒度分布を考慮した数値解析モデル（以下粒度分布モデルとする。）を実貯水池へ適用し、一様粒径（代表粒径）を与えた場合（以下一様粒径モデルとする。）と比較し、濁質粒度が濁水現象再現へ及ぼす影響について検討するものである。

2. 粒度分布モデルの概要

濁水解析モデルは、貯水池内水温・濁質変化の擬似構造を数学モデルで表現し、数値解析を行うことによりその時空間分布を把握しようとするものである。濁水長期化解析は、基本的には洪水後の希釈・拡散及び浮遊濁質の沈降による清澄化過程の再現が重要であり、この過程では貯水池内水温・濁質分布は水平方向にほぼ一様と見なせ、図-1に示すような水深方向に多層分割した鉛直一次元モデルを用いて、流量、水温、濁質の連続式を解いて行く¹⁾。このうち、濁質の連続式は粒径別に次のように表せる。

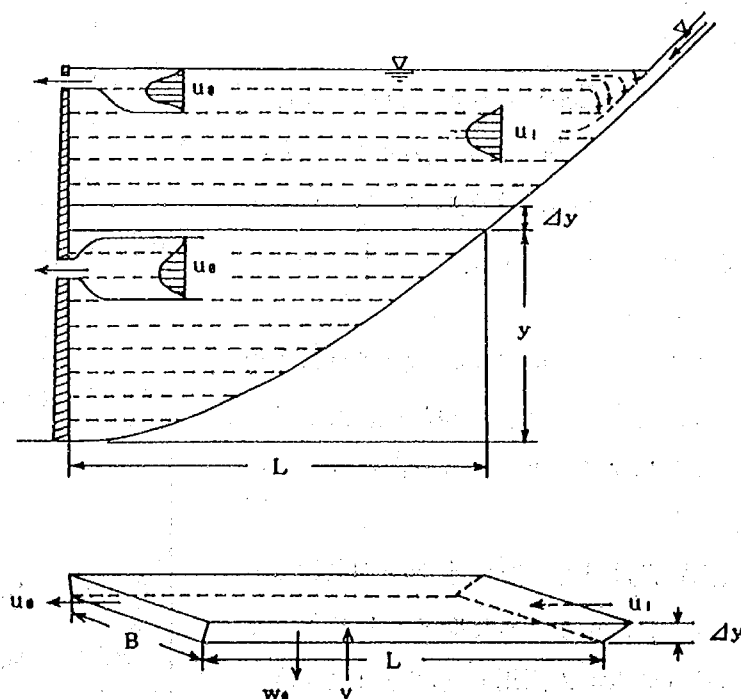


図-1 鉛直一次元モデル概念図

粒径別濁質の連続式

$$\frac{\partial C \cdot f}{\partial t} = \frac{D}{A} \frac{\partial}{\partial y} \left(A \frac{\partial C \cdot f}{\partial y} \right) - \frac{1}{A} \frac{\partial v A C \cdot f}{\partial y} + \frac{B}{A} (u_i C_i \cdot f_i - u_o C \cdot f) + \frac{\partial w_o C \cdot f}{\partial y} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、C：濁質濃度、C_i：流入濁質濃度、f：濁質粒度、f_i：流入濁質粒度、u_i：水平流入流速、u_o：水平流出流速、v：鉛直流速、w_o：濁質沈降速度、D：拡散係数、A：貯水池水面積、B：貯水池平均幅、L：貯水池長、y：標高、t：時間

実際の計算では、各連続式を積分し差分化することにより鉛直流速、水温、濁質濃度の計算式が得られ、これらを計算時間間隔毎に解いて行けば良い。

3. 実貯水池への適用

前章で述べた粒度分布モデルを実貯水池へ適用し、実測値及び一様粒径モデルとの比較を行い、代表的粒径の選定による影響を検討する。なお、計算結果は実測値と比較するために濁質濃度を濁度に変換している²⁾。

3.1 適用貯水池

適用貯水池は、これまでに濁水長期化現象が顕在化したことがあるSダム貯水池（総貯水容量約31,600万m³）で、貯水池運用方法は、平水時に表面取水設備を用いた越流水深4mの発電取水（最大65m³/s）、洪水時には制限水位下約5mからクレスト放流を行っている。

対象洪水は、昭和51年9月8日から9月15日にかけてピーク時には約4,200m³/sの流入量を記録し、その後数カ月間にわたり濁水長期化現象が発生した未曾有の洪水である。

3.2 計算条件

計算期間は、洪水直前の昭和51年9月1日から12月31日までの4ヶ月間とし、濁質粒度、粒径以外のパラメータ、境界条件は同一条件下で計算を行う。

流入濁質粒度分布及び貯水池内初期粒度分布は、図-2に示すように昭和52年9月洪水においてSダム流入河川で観測された平水時、洪水ピーク時、洪水低減時別の粒度分布をそれぞれ1、2、4、8、16μの5粒径に対し

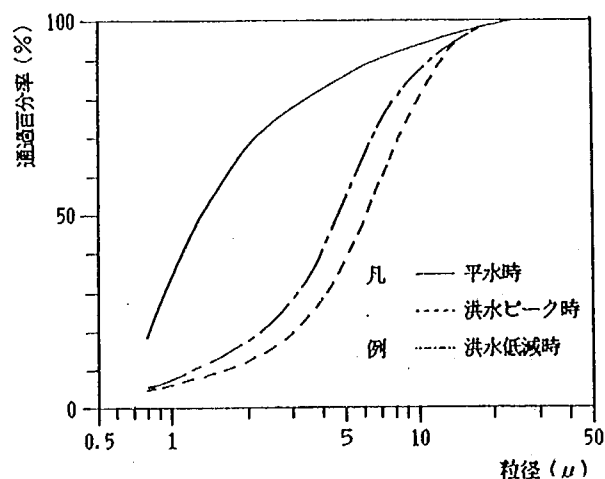


図-2 流入濁質粒度分布（昭和52年9月洪水）

表-1 流況別流入濁質粒度分布（単位：%）

	粒 径 (μ)				
	1	2	4	8	16
平 水 時	50	25	10	10	5
洪水ピーク時	5	10	20	35	30
洪水低減時	15	15	40	20	10

て表-1のように設定した。一方、一様粒径モデルについては、1.5、4.0、7.0 μ の3ケースを考える。

3.3 適用結果

両モデルによる適用結果を洪水後の貯水池内濁度分布及び放流濁度で示したものが図-3、4である。図-3、4より、貯水池内濁度分布、放流濁度とも一様粒径モデルは時間の経過とともに実測値との適合性が悪くなることが分かる。Stokesの式で与える濁質の沈降速度は濁質の粒径に大きく左右されるため、貯水池内の微細な濁質の浮遊現象やピーク濁度位置などの濁度分布形状の変化を表現しきれてはいない。とりわけ、7 μ を与えた場合には洪水後急速に沈降することにより貯水池内は清澄化が進み、1ヶ月後にはきれいな水を放流するようになる。したがって、このような比較的大きな粒径は一様粒径としては不適切であり、また濁水長期化への寄与率はあまり大きくはないと考えられる。しかしながら、一様粒径の与え方次第では概略実測値に近づけることは可能であると考えられる。但し、時間変動の大きい粒度分布の中からどのような値を代表的粒径として扱うか、現実的にはかなり難しい問題となり得る。

これに対して、粒度分布モデルは一様粒径モデルに比して貯水池内濁質の沈降過程を定性的には概ね再現していると考えられる。一様粒径モデルが濁質粒径によって一義的に沈降速度を規定してしまうのに対し、ダム貯水池への流入濁質粒度を適切な時間変動分布で与えることにより、洪水時にその多くを占める粗粒分が速やかに沈降、堆積し、分級後僅かに残された細粒分が貯水池内を長期にわたって浮遊する現象を的確に表現できるものと考えられる。しかしながら、図-4の放流濁度をみると、時間の経過とともに実測値との適合性が徐々に悪くなっている。

濁水長期化解析ではダム下流での洪水後長期間にわたる高濁度水放流現象の再現が重要となってくることからすれば、こうした差の原因を解明しなければならない。今回対象とした洪水は、貯水池内成

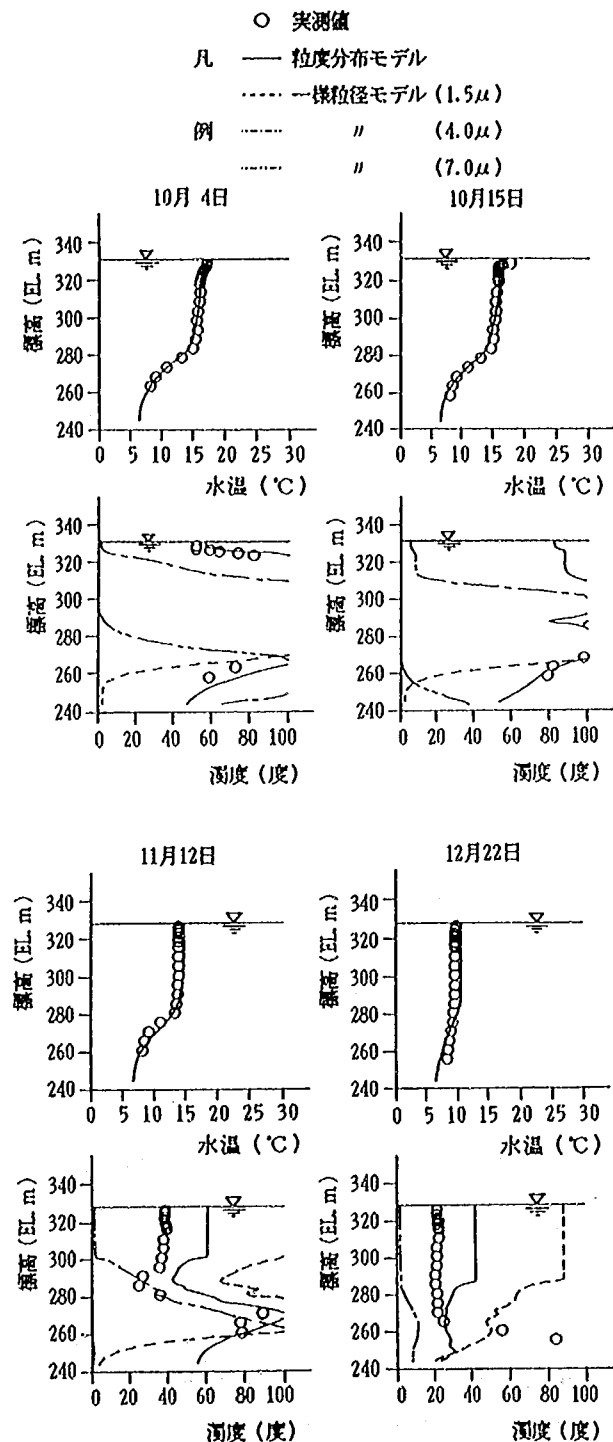


図-3 貯水池内水温・濁度分布の比較

層状態を破壊し全層にわたって高濁度化したが、その回復を待たずして放熱期に入ったため、自然熱対流により貯水池中・底層部の沈降しきらない微細な濁質が表層付近に巻き上げられ、浮遊してしまう現象が現れている。

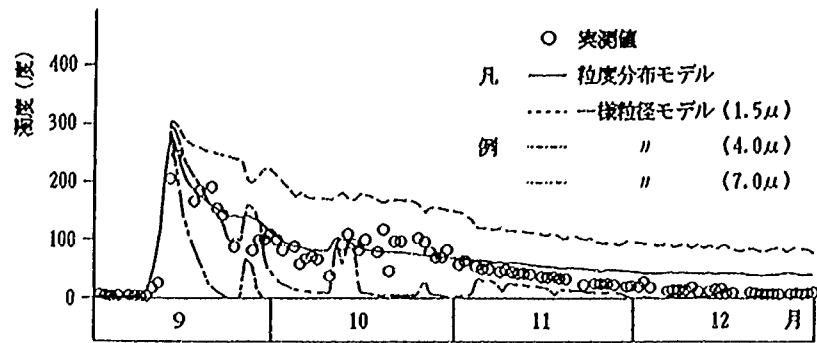


図-4 放流濁度の比較

実現現象との不一致は、これ

ら微細濁質量を見積り過ぎたことによるものと考えられる。洪水後の細粒濁質量はほぼ洪水期間中流入河川から供給される量によって決まるものと考えられ、洪水期間中の濁質粒度分布の時間的変動をもう少し細かく見直し、全体として細粒濁質量を減らす必要があるものと思われる。濁質粒度分布は同一ダム貯水池においても洪水特性により異なってくることから、昭和52年9月洪水のような比較的小規模な洪水の観測値を適用するには自ずと限界がある。また、濁質濃度を濁度へ変換したことによる影響も再考しなければならない。

4. あとがき

ダム貯水池における濁水解析において、濁質の一様性、すなわち沈降速度の定数化は計算が簡便で、濁水現象を概略把握する場合には有効であると考えられるが、濁水対策の立案等詳細な解析が要求される場合には、濁質粒度の時間的変動による影響を無視することはできない。

本報では、濁質粒度分布モデルを実貯水池に適用し、一様粒径モデルとの比較において濁質粒度の影響を示した。その結果、適切な時間変動分布を与えることにより実現現象の再現性はかなり改善されることが分かったが、細部において問題点を残すこととなった。すなわち、対象とする洪水あるいは同一洪水でも絶えず変動する流入濁質粒度をどれだけ簡略化してモデルに組み込めるかということである。現時点でこのような問題を解決するには、実際の洪水における観測値に負うところが大きく、今後、濁度は勿論のこと洪水毎に流入及び貯水池内濁質の粒度を観測し、当該ダムの濁水解析に資する必要がある。

参考文献

- 1) 森北、畑、三浦；貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル、土木研究所資料、第2443号、昭和62年3月
- 2) 宮崎、早乙女、増田；濁度測定における粒径の影響について、港湾技研資料、No. 284、1978

1. 研究の目的と概要

産業の立地振興は地域開発の大きな柱となっており、それには交通ネットワークの整備が重要とされている。これまで産業の立地振興と道路整備との関連については多くの調査、研究が実施されてきているが、その多くは個別的な事例を扱ったものである。本研究は全国レベルで産業の立地振興に対する道路の整備効果を把握し、評価することを目的として、産業立地の動向、立地条件等をまとめ、産業立地の動向を定量的にとらえようとするものである。

2. 産業の動向

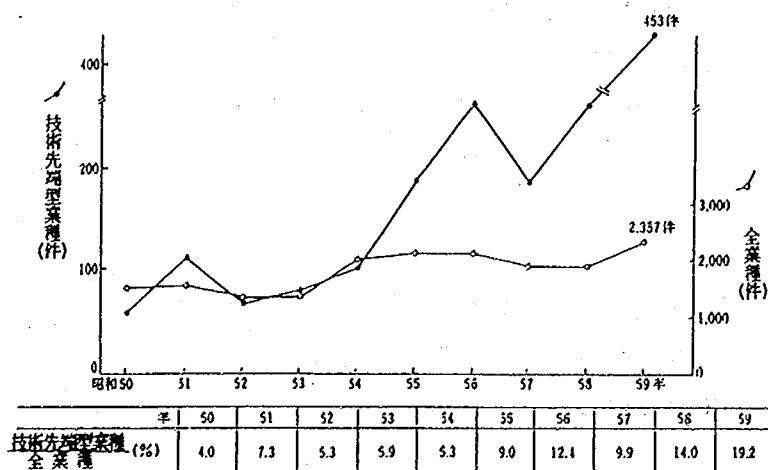
わが国の産業構造は、高度成長にともない第1次産業から第2次産業へ、そして安定成長期に入り素材型産業の衰退を背景とする第2次産業シェアの頭打ち、第3次産業へのシフトという変化を示してきた。こうした産業構造の変化は、

- ①サービス経済化（サービス産業自体の増加と各産業のサービス・ソフト部門の増加）
- ②知識集約化（職業構成あるいは各産業内部における頭脳労働の集約化及び知識集約型産業の伸長）
- ③情報化（情報機器・システム・サービス利用の拡大及び提供産業の発展）
- ④国際化（国際的な技術提携、現地生産、水平型貿易体制の構築と国内市場拡大の方向）

といった特徴があげられる。次に、業種別に動向をみる。

1) 製造業

製造業の就業者は、戦後着実に増加していたが、第1次石油危機を契機とした経済不況により、昭和45～50年に3.4%の減少となった。50～55年には横ばいで推移したが、55～60年には再び4.3%の増加となっている。業種別にみると、通信・電子及び電気機械器具関連で高い増加がみられ、いわゆる先端技術産業の伸びが大きい（図－1参照）。全立地に占める先端技術産業の立地割合は昭和55年以降大きく伸び、57年にダウンしたものの59年には約20%を占めるまでに至っている。



図－1 技術先端型産業と全産業の立地割合推移

2)卸売・小売業

卸売業の就業者は、昭和55～60年の5年間に約40万人(10.4%)、小売業は29万人(3.3%)の増加となっている。業種別にみると、卸売業では「機械器具卸売業」「医薬品・化粧品卸売業」が20%を超える大きな伸びをみせている。一方、小売業では「百貨店」(19.6%)、「その他の飲食店」(17.1%)で伸びが大きいものの、多くの業種で就業者の減少もみられる。

3)サービス業

サービス業就業者数は、昭和55～60年の5年間に162万人(15.8%)増加している。業種別には「情報サービス業」(71.9%)、「物品賃貸業」(42.4%)など対事業所サービス業就業者数の伸びが大きい。これは、従来、企業の内部組織であった販売、輸送などの各種機能がその需要の複雑化等に対応し、漸次外部化、独立化したあらわれであり、また同様に資金調達、リスクの分散、市場調査や販売促進などの必要性の高まりも要因の一つとなっている。

3. アンケート調査による立地選定要因の抽出

産業の立地を説明する要因等を把握するために先端技術産業、試験研究機関、第1種大規模小売店舗、ゴルフ場を対象にアンケート調査を行った。調査対象は全国の4700社とし、回収状況は表-1に示す通りであった。

表-1 アンケート回収状況

	配布数	回収数	回収率	実施時期
先端技術産業	1,140	329	28.8%	昭和58年7月
試験研究機関	1,243	402	32.3%	昭和60年11月
第1種大規模小売店舗	1,322	342	25.9%	"
ゴルフ場	1,035	505	48.8%	"

1)立地と道路との関係

各事業所と道路との関係を簡潔にまとめると以下のようになる。

- ・先端産業の新規立地企業は国道まで5km以内に86%、高速1.0まで15km以内に93%が立地している。
- ・第1種大規模店舗では自動車利用の顧客を対象とする郊外型の店舗が増加している。
- ・ゴルフ場では利用客の98%が自家用車を利用していることから、道路との近接性を重視している。
- ・一方、試験研究機関は都市部に集中しており、通勤や顧客が利用する交通機関は鉄道が多くなっている(比率は鉄道45%、自家用車44%)。

2)立地選定要因

各業種において立地に際し「絶対条件とした」と回答の多かった項目を表-2に示す。いずれの業種にも重要な立地選定要因の1つとして道路条件が入ってきている。

表-2 立地選定要因

立地要因として重要
先端技術産業 前面道路の幅員の広さ 敷地の広さ 地価の安さ 電力の安定供給 用水の安定供給
試験研究機関 国道・主要地方道に近い 鉄道駅に近い 用地入手の容易さ 従業員の通勤の便がよい 本社・支社(工場)が近くにある
第1種大規模小売店舗 国道・主要地方道に近い 人口が集積している 買物客の足の便がよい 企業イメージに合う場所である 将来の地域の発展が見込まれる
ゴルフ場 国道・主要地方道に近い 地価が安い 気候・地形・地盤等自然条件がよい 労働力の確保がしやすい 大都市が近くにある

4. 重回帰分析による定量化

以上の結果を踏まえて、全国の集約Bゾーン（市区町村を集約したゾーン：全国1354ゾーン）毎の社会経済指標、道路密度、道路時間距離等を収集し、全国レベルで産業の立地動向と道路整備水準との関連を把握するため、重回帰分析を用いて定量化を試みた。なお、分析は全国および9地域ブロック（北海道、東北、関東、北陸、中部、近畿、中国、四国、九州）の計10ブロック別に行った。

分析に際しては特に以下の3点について考慮した。

- ① 線形式を用いることにより応用のきく簡単な構造とする。
- ② 競合関係の空間的相互作用、すなわち特定施設との位置関係について考慮するため、式-1に示すようなアクセシビリティ指標を設定した。

$$A(i) = \sum P(j) \times \exp\left(-\frac{T}{X}\right) \dots\dots\dots (式-1)$$

A(i)：iゾーン従業者アクセシビリティ
P(j)：jゾーン従業者数
T：i～jゾーン間時間距離
X：距離による減衰を決定するパラメータ

- ③ 同一ゾーン内での立地競合あるいは補完関係を考慮するため、各種活動の変化を他の活動の変化を用いて説明している（図-2参照）。

被説明変数は昭和50～55年または54～57年の各産業の従業者数の増減数とし、説明変数としてはアンケート調査及び文献等をもとに抽出した立地選定要因を表す指標等を用いた。表-3(a)～(d)は、ステップワイズ法によって採用された変数の回帰係数及びt値を示したものである。地方別分析の方が高い説明力が得られているが、全国共通の分析においても比較的高い説明力があることがわかった。

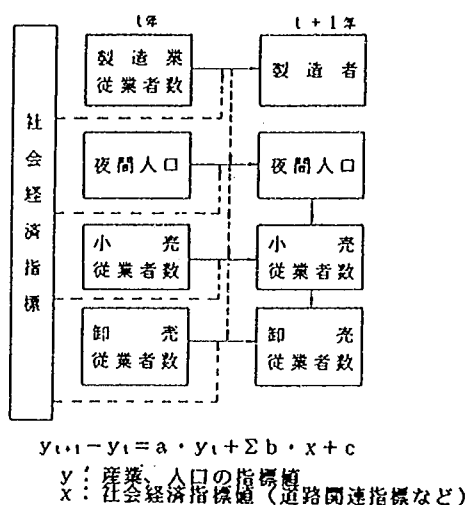


図-2 分析の考え方

1)人口

人口増加数は、人口、道路密度が大きく県庁所在地に近いところなどで大きい傾向がみられる。一方、山地比率や製造業密度の高いところは減少する傾向があるが、これはその地域において広い意味での住環境水準が低いためと考えられる。

2)製造業

製造業従業者数の変化をみると、機械型製造業密度や製造業従業者アクセシビリティ

表-3 (a)重回帰分析の結果（人口・全国）

	人口増減数
人口	0.035(22.861)
人口密度	1.824(5.640)
卸売業密度	12.073(2.972)
製造業密度	-59.635(8.617)
全従業者アクセシビリティ	0.005(2.801)
11m以上道路密度	1955.229(7.511)
最寄り県庁所在地までの時間距離	-3.272(2.625)
山地メッシュ比率	-10.544(2.534)
重相関係数	0.780

()内はt値

表-3 (b)重回帰分析の結果(製造業・全国)

	製造従業者増減数
卸売業密度	-12.634(7.186)
製造業従業者数	-0.103(13.910)
製造業従業者アクセシビリティ	0.005(3.715)
機械型製造業密度	4.622(4.868)
最寄り港湾までの時間距離	7.012(4.388)
山地メッシュ比率	-12.176(3.658)
高速インターチェンジの有無	595.108(2.971)
大都市ダミー	4899.660(3.610)
重相関係数	0.683

()内はt値

ィが高いところ、高速インターチェンジのあるところなどで大きく増加している。逆に、すでに製造業の集積のあるところや卸売密度の高い大都市、都市部では従業者が減少している。また、最寄り港湾までの時間距離が大きいほど従業者が増加しているのは、相対的に内陸型の立地が進んでいることを表わしているものと考えられる。

3)卸売業

卸売業をみると卸、小売従業者が多く、製造業従業者アクセシビリティの高いところで従業者が増えている。すなわち卸売業は市場と生産をにらんで立地していることがうかがえる。

表-3 (c)重回帰分析の結果(卸売業・全国)

	卸売従業者増減数
卸売従業者数	0.059(22.893)
小売従業者数	0.056(5.413)
製造業従業者アクセシビリティ	0.007(8.433)
重相関係数	0.829

()内はt値

4)小売業

小売従業者数をみると、人口が増加し道路密度の高いところで多く増えており、1人当り小売従業者数が高いところ、すなわち既に高い競争水準にある市場では減少する傾向がみられる。

表-3 (d)重回帰分析の結果(小売業・全国)

	小売従業者増減数
人口増減数	0.031(8.737)
小売従業者数	0.056(14.511)
1人当たり小売従業者数	-90.460(5.413)
11m以上道路密度	45.292(2.039)
重相関係数	0.825

()内はt値

5. 結論と今後の課題

人口および卸・小売・製造業の立地を全国レベルでみた結果、いずれも道路密度や地域間道路時間距離(各種アクセシビリティ指標)などの指標との相関がみられ、これら産業の立地振興に対する道路の重要性が確認された。また、道路指標と産業立地の関係式により、道路整備が当該地域のアクセシビリティを向上させることによる事業所の立地変動量等が推定可能となった。

国民のニーズに対応して産業構造は変化し、道路整備の方向もまた変化する必要がある。今後は、産業の立地動向をよりの確に表わすためデータの更新を行い、産業構造の変化に応じた道路整備効果の推定モデルへと改良していく必要がある。

参考文献

- 1) 坂下昇、浅野紀夫:「都市成長分析」, 経済企画庁経済研究所, 1979.4
- 2) 浅野光行:「都市構造と交通施設整備に関する基礎的研究」, 建築研究所報告, 1980.3

生活道路の整備効果の評価手法

道路部道路研究室

森 望

1. まえがき

我国の道路は、社会、経済の発展の基礎として、国民生活及び産業活動を支えてきたが、未だ質・量ともに十分なものとは言い難い。そのため、道路整備の円滑な推進を図るためには、道路の整備効果を身近なレベルで提示し、道路整備の必要性及びその効果について社会的な合意を形成していく必要がある。そこで、本調査は、生活道路の整備効果について、歩行者、自転車交通及びコミュニティ形成の観点からの質的な評価手法に関する調査を実施したものである。

なお、『生活道路』とは、住居系地区内の道路等で地域住民に日常生活において自動車利用以外でもよく利用される道路をいう。

2. 目 的

歩行者、自転車の交通機能及びコミュニティ形成機能の観点から、歩道を中心とした道路空間の安全性、快適性等に対する歩道利用者の評価を道路・交通状況指標を用いて推定するモデルを作成し、そのモデルにより生活道路の整備効果を評価する手法を提案することを目的とする。

3. 調査方法

本調査では、生活道路の評価を道路・交通状況により推定するモデルを作成するために、住居系地区内において生活道路をサンプリングし、その道路に対する沿道住民の主観的評価についての調査と道路・交通特性に関する調査とを実施した。

i) 実態調査

実態調査は、東京都世田谷区、福岡県福岡市及び千葉県松戸市の住居系地区内の合計 124 の生活道路において、各沿道別に道路に面した住宅の居住者 5 人以上を対象にその道路に対する評価についての意識調査と道路・交通特性に関する調査とを実施した。

意識調査は、歩道を中心とした生活道路空間の安全性、快適性を把握するために

①交通機能

- ・歩行時の安全感、快適感
- ・自転車利用時の安全感、快適感

②コミュニティ形成機能

- ・子供の遊び場としての安全感
- ・立ち話の場としての安全感

③総合的満足度

- ・総合的満足度

の 7 評価項目について行い、訪問インタビュー方式により表－1

表－1 評価基準

評価点	評 価 基 準
8	非常に安全(快適、満足)
7	かなり安全(快適、満足)
6	やや安全(快適、満足)
5	どちらかといえば安全(快適、満足)
4	どちらかといえば危険(不快、不満)
3	やや危険(不快、不満)
2	かなり危険(不快、不満)
1	非常に危険(不快、不満)

に示す8段階の評価基準の中から沿道住民に選択してもらう方式によった。

道路・交通特性に関しては、

①交通量調査

・30分間車種別交通量

②交通規制状況調査

・最高制限速度 ・進行方向指定

③道路構造調査

・道路幅員 ・車線数

・各種歩道幅員 (図-1 参照)

代表、有効、最小歩道幅員

・街路樹及び植樹帯の有無

・歩道形態 (白線、ブロック、ガードレール、マウンドアップ、ガードレール+マウンドアップ)

について実測及び観察により調査した。

ii) 評価モデル作成手法

評価モデルは、沿道住民の評価を目的変数、道路・交通特性を説明変数とする推定式によることとし、関数形については次の3タイプを仮定した。

$$U = a_0 + \sum a_1 \cdot F_1 (X_1) \quad (1)$$

$$U = [a_0 + \sum a_1 \cdot F_1 (X_1)] F_2 (V) + b_0 \quad (2)$$

$$U = [a_0 + \sum a_1 \cdot F_1 (X_1)] F_2 (V) + \sum a_1 \cdot F_1 (X_1) + b_0 \quad (3)$$

ここに

X_1 : 道路交通特性

V : 12時間断面自動車交通量

a_0 、 a_1 、 b_0 : 係数または定数項

パラメータの推定は、評価値と各説明変数候補との単相関を検討した上で、第1～3ステップで順次自動車交通量、歩道幅員、歩道形態を導入し、さらに、第4ステップで他の道路・交通特性データ導入の可能性について検討を行った。なお、各ステップにおける説明変数の選択では、有意水準10%でも検定を行い、かつ符号条件が適切なもののみを選択した。最終的には評価項目毎にできる限り統一された少数の説明変数で、かつできる限り精度を高くすることを主眼にモデルを決定した。

4. 調査結果

最終的に決定した生活道路の評価モデルは、評価値をUとすれば次式のように表される。

$$U = a \cdot \ln(1 \text{ 車線あたり12時間自動車交通量}) + b \cdot \text{有効歩道幅員 (m)} + \text{歩道形態別定数} + c \quad (4)$$

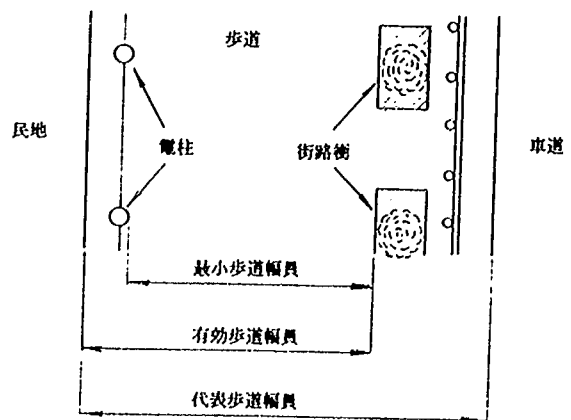


図-1 各種歩道幅員の関係

ここに

a、b、c : 各評価項目毎に表-2中の数値

歩道形態別定数: 各評価項目毎に当該道路の歩道形態に対応する表-2中の数値

表-2 生活道路の項目別評価モデルとその各データに対する説明力の比較

		交通機能評価				コミュニティ形成機能評価		総合的満足度
		歩行時		自転車利用時		子供の遊場立ち話の場としての安全感		
		安全感	快適感	安全感	快適感	としての安全感	としての安全感	
説明変数	a	-0.531	-0.577	-0.586	-0.605	-0.544	-0.646	-0.586
	b	0.414	0.298	0.584	0.445	0.443	0.357	0.345
	ガードレール又はブロック分離	0.741	0.464	—	—	—	0.411	—
	マウンドアップ	0.789	0.653	—	—	—	0.411	—
	マウンドアップ+ガードレール	0.793	0.653	—	—	—	0.411	—
	植樹又は植樹付マウンドアップ	1.548	1.233	0.835	0.730	0.641	1.141	0.550
	〃付マウンドアップ+ガードレール	1.552	1.233	0.835	0.730	0.641	1.141	0.550
	定数項 c	7.355	7.687	7.349	7.760	6.147	7.867	8.095
	重相関係数	0.676	0.632	0.607	0.560	0.606	0.642	0.574
	説明力(単相関係数)	世田谷データ	0.731	0.595	0.580	0.508	0.551	0.617
福岡データ		0.482	0.551	0.503	0.419	0.473	0.543	0.602
松戸データ		0.713	0.768	0.661	0.693	0.612	0.702	0.691
都周辺データ		0.793	—	—	—	—	0.551	—
四国データ		0.828	0.704	—	—	—	—	—
	富山データ	0.648	—	0.678	—	0.670	0.654	—

このように、評価項目毎に式(4)により道路・交通特性を用いて、生活道路の評価値Uを算定することができる。この算定された評価項目別の評価値Uは、概念的には表-1に示すとおりである。

この式の説明変数は、モデルの操作性を考慮し、評価項目間で変数を統一することを目標に決定した結果であるが、有意であるとして誘導された式の中で、式(1)の形式はどの評価項目においても最も精度の高いグループに属するものであった。したがって、生活道路の評価は全般に説明変数として選択されたこれらの道路・交通特性に支配されるものであるといえる。特に、街路樹あるいは植樹帯を有する歩道が設置された場合に全ての評価項目において評価の向上が著しく、歩行時の快適感に関していえば、街路樹または植樹帯を有するマウンドアップ形式の歩道が設置された道路では、その歩道形態のみで有効歩道幅員約4 m分もの効果をもっていることになる。

評価モデルの重相関係数は、全ての評価項目において0.6前後で比較的良好な相関を示しているといえ、また、他地域(都・周辺¹⁾、四国²⁾、富山³⁾)への説明力についても、単相関係数は0.6前後とかなり高い。これは、他地域のデータがセンサス対象道路のデータであることを考えれば、地域間の普遍性に加えて、生活道路のみならず幹線系の道路に対する有効性をも裏付けるものといえる。

このモデルにより生活道路を整備するにあたっては、整備目標を設定する必要がある。意識調査の結果によれば、各沿道における各住民の個々の評価値とその平均評価値との偏差の分布は、全沿道合計で概ね正規分布を示している。したがって、1つの沿道に対する住民の評価値の分布も同様な分布、すなわち、式(4)により算定される推定値を平均値とし、意識調査結果による標準偏差をもった正規分布であると仮定すれば、満足側の基準点と評価の分布から、その沿道に対して住民の何割が満足側に感じるかという満足度を推定することができる。いま、標準偏差として意識調査データにおける

各機能別評価の標準偏差の平均値 1.29、満足側の基準点として表-1の評価基準の中間値 4.5を用いれば、式(4)による推定評価値が 4.5、5.5、6.5となる生活道路沿道における住民の満足度は、図-2に示すようにそれぞれ 50、80、95%となる。このように、生活道路の推定評価値の基準点と満足側の基準点により、沿道住民の満足度を推定し、この満足度を整備目標として設定することが可能である。

また、住区等ある一定の地域内での整備率としては、各沿道毎に整備目標を前述の考え方に基づき設定し、次式を用いることによって整備水準を地域的に把握することもできる。

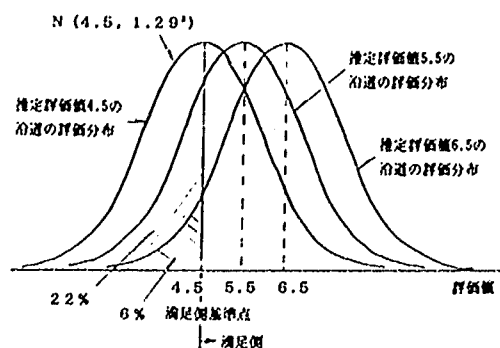


図-2 推定評価値と満足度

$$SL = \sum l_i / L \times 100(\%) \quad (5)$$

ここに

SL : 評価対象地域内道路の整備水準

l_i : 評価対象地域内の推定評価値の基準点を上回る道路別延長

L : 評価対象地域内道路の全延長

5. まとめ

本調査では、歩行者及び自転車利用者の立場から、生活道路の整備効果を評価するために、道路・交通特性を説明変数とするモデル式を構築し普遍性を有することも確認した。したがって、本モデル式を用いて生活道路の整備効果を評価することは十分可能である。しかし、実態調査での対象道路は、概ね自由な歩行が可能な状況であったため歩行者交通量は説明変数として選択されなかったものと考えられる。そのため、歩行者密度の低い道路への適用は問題ないと思われるが、歩行者密度の高い道路への適用には十分注意する必要がある。対象道路の沿道特性(駅前、商店街等)や歩行者流動特性等別の観点から検討する必要があると考える。

また、本評価モデルを用いての整備目標の設定方法についても検討を加え、基本的考え方を示すことができた。しかしながら、これらの具体的数値、すなわち満足側の基準点あるいは整備目標となる満足度の値は、地域特性、道路種別、道路機能、あるいは沿道特性等に基づき決定されるべきものであり、したがって実際の運用にあたってはこれらの観点から十分な検討を加え整備目標を設定する必要がある。

参考文献

- 1) 交通環境研究室：環境指標調査報告書
- 2) 四国地方建設局：道路の安全性評価解析業務委託報告書
- 3) 北陸地方建設局富山工事事務所：歩きやすい道づくり調査

大型貨物自動車の輸送特性

道路部 新交通研究室 黒木 隆晴

1. まえがき

最近の物資輸送の変化を見ると、製品の軽薄短小化や宅配便の普及から軽量小口化する貨物と生産輸送段階での合理化が進展し、より一層大型化する貨物との二極に分かれる傾向にある。これに伴い貨物自動車も小型化と大型化の両極化が進んでいる。

このうち、大型化については物資輸送や交通の面だけでなく、道路構造、あるいは環境に与える影響が大きいため、様々な角度から検討を加え、交通施設整備及び交通管理の視点から適切な措置を取る必要がある。

本調査は、今後の貨物自動車対策のための基礎資料を得るために、東京都市圏物資流動調査のデータを中心に大型貨物自動車の輸送特性や需要動向について検討したものである。

2. 調査の方法

表-1 東京都市圏物資流動調査の実態調査概要

東京都市圏物資流動調査（以下「物流調査」という）の概要を表-1に示す。この調査はパーソントリップ調査と対をなし、物の動きから都市圏の産業配置や交通体系のあり方を提示することを目的としている。実態調査は事業所を対象に事業所の内容、貨物自動車の輸送状況及び物資流動の3項目について行われたが、本調査では貨物自動車の最大積載量のデータに着目し、物資流動との関係を分析した。また、物流調査ではとらえられない項目についても業界等にヒアリング調査を行い、大型貨物自動車の輸送動向を把握した。

	第1回調査	第2回調査
調査年月	昭和47年10月～11月	昭和57年10月～11月
調査区域	東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県（1都3県）	東京都、神奈川県、埼玉県、千葉県、茨城県南部（1都4県）
調査面積	約130万ha	約156万ha
調査区域事業所数	約100万事業所	約155万事業所
抽出事業所数	約27千事業所（抽出率2.7%）	約45千事業所（抽出率2.9%）
有効回収事業所数	約22千事業所（回収率81.0%）	約39千事業所（回収率86.6%）
調査方法	訪問留置き、訪問回収方式	
調査系列	I. 一般地区調査 II. ターミナル地区調査 III. スクリーン・ライン調査	I. 一般地区調査 II. ターミナル地区調査
調査票の種類	A. 事業所概要調査票 B. 貨物車運行調査票 C. 物資流動調査票	

3. 物資流動と貨物自動車の輸送状況の動向

まず、物流調査の物資流動調査票に基づき、都市圏から1日に発生する物資の動き（品目、送り先、輸送手段が同一の動きを1件とし、以下フレートという）を第1回調査と第2回調査とで比較した。第1回調査で158万件であった発生フレート件数は第2回調査では約1.5倍の241万件に増えているが、発生重量は197万トンから199万トンへとほとんど増加していない。図-1でフレート重量ランク別に

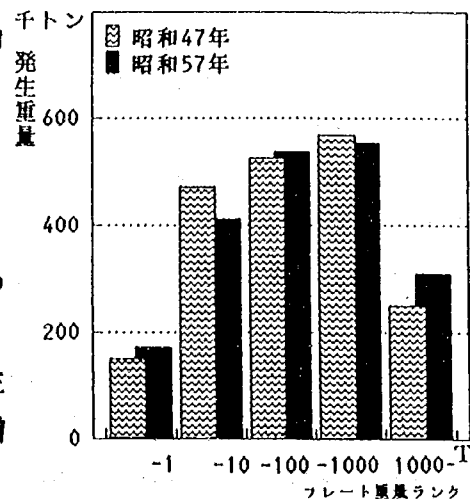


図-1 フレート重量ランク別発生重量の変化

発生重量をみると1～10トン未満のランクが減り1トン未満のランクで増加しており、物資の軽量化や、きめ細かな輸送サービスの要請に対応した小口多頻度化、宅配便による需要の誘発といった動向が読み取れる。また物資流動は軽薄短小化だけに向かっているわけではなく、集約化や合理化によって大型化するものもあり、それが結果として1000トン以上のランクの増加につながっていると考えられる。

次に貨物自動車の輸送状況を見る。保有車両数は第1回調査から第2回調査にかけて軽貨物自動車の伸びが著しいが、小型貨物自動車、普通貨物自動車の伸びは鈍い（車種分類は道路運送車両法による）。しかし普通貨物自動車で最大積載量5トン以上となる全国の車両保有数を最大積載量クラス別にみると（図-2）、5～8トン未満のクラスが減少した一方、単車では最大クラスとなる10～12トン未満のクラスとトレーラーとなる12トン以上のクラスの増加が目立ち、普通貨物自動車のなかで大型化が進行していることがわかる。

第2回調査の貨物自動車運行調査票から運行回数（以下トリップ数という）を最大積載量クラス別に集計した結果を図-3に示すが、保有車両数の傾向と同様に10～12トン未満のクラスにトリップが集中している。貨物自動車全体でみても、5トン未満のクラスのトリップ数は全体の93%を占めるが、トリップごとの積載量の総計では半分に満たず、トリップ数にして5%の10～12トン未満のクラスが全体の約3分の1を占めている。

トリップ長と積載量の平均を最大積載量クラス別に集計した結果を図-4でみると、大型になるほど、トリップ長も長くまた積載率も高くなり、特に10～12トン未満のクラス付近で積載率が高くなっていることがわかる。

以上から物資流動と車両の双方で小型化と大型化が進んでおり、そのうち車両の大型化は最大積載量が10～12トン未満の、単車では最も大きなクラスへの移行という形で進行しているがわかった。また、このクラスは効率的に利用されていることも把握できた。

4. 物資流動と貨物自動車の関係分析

（1）貨物自動車運行調査票データ（トリップデータ）のフレート化

以上、物資流動と貨物自動車の運行について別々に分析してきたが、貨物自動車運行調査票データのトリップをフレートに変換したデータに基づき、フレートとトリップの関係を分析す

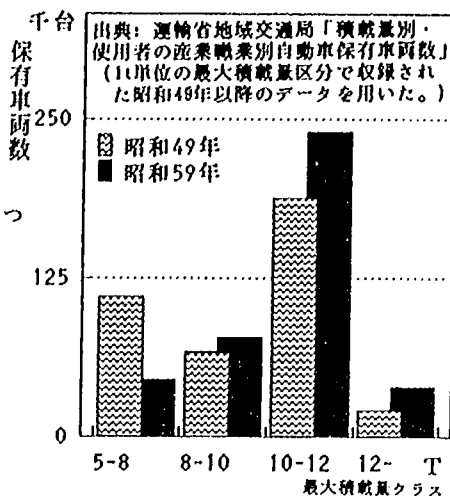


図-2 最大積載量クラス別保有車両数の変化

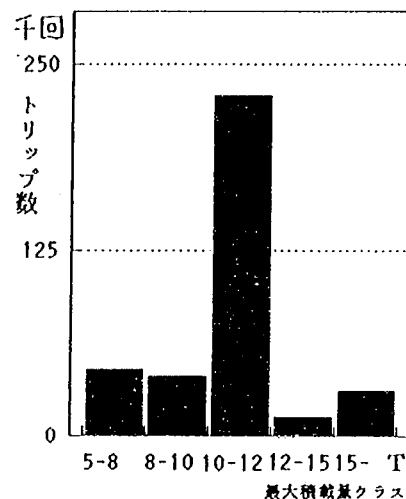


図-3 最大積載量クラス別トリップ数

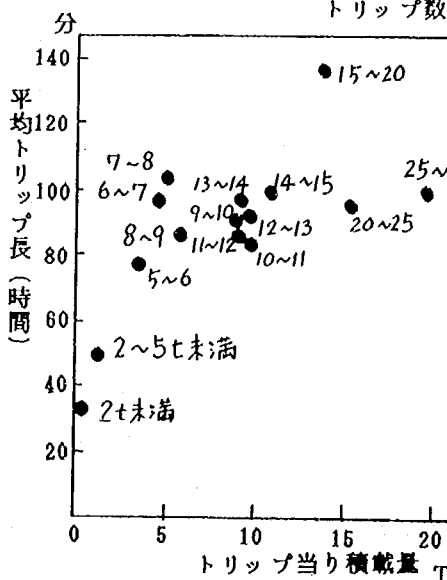


図-4 最大積載量クラス別トリップ長、積載量

る。フレート化の方法は、ある最大積載量の車両が、ある大きさの貨物をどの地点で積み卸したかの情報を運行調査票データから参照することにより、フレートの運搬状況を貨物自動車の最大積載量に対応づけられるようにした（図-5参照）。さらに、同一事業所の車両で、同一OD、同一品目となるものは、同一フレートとして集約した。

(2) フレート重量ランク別最大積載量クラス別の分析

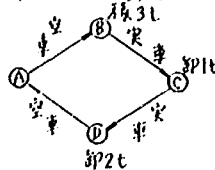
フレート化データに基づき、フレート重量ランク別最大積載量クラス別フレート件数を第1回調査と第2回調査とで比較した結果が図-6である。ほとんどのフレート重量ランクでフレート件数が大きく増加しているのに対して、5～8トン未満のランクの伸びが小さい。

第1回調査では、12トン以上のフレート重量ランクで10～12トン未満の最大積載量クラス（単車の最大クラス）が多く用いられているが、他のランクではフレートの大きさと、車両の大きさとはほぼ対応がとれている。第2回調査になるとすべてのランクで10～12トン未満のクラスが過半数、もしくはそれに近い比率を示しフレート重量ランクに対応した最大積載量のクラスは第2位に甘んじている。積み合わせ運行の増大もあると思われるが、フレートの大型化に対応して単車の最大クラスである10～12トン未満のクラスの車両数が増え、このために必ずしも最大積載量と対応しないフレートもこのクラスを利用することとなったものとみることができる。

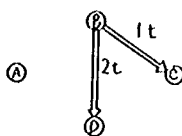
(3) 品目別最大積載量クラス別の分析

次に品目別に最大積載量クラス別フレート重量の割合を見る（図-7）。5トン未満のクラスが半分以上を輸送している品目は農林水産品、食料・衣類、廃棄物であり、10トン以上のクラスが半分以上を輸送している品目は砂利・残土、石油・石炭、セメント・石灰石、鉄鋼、生コンクリートであるというように消費財と生産財とにほぼ性格が分かれている。また鉄鋼、金属・機械、石油・石炭は12トン以上のトレーラーとなるクラスの割合が大きい。

貨物自動車の手配（トリップ）



物の動き（フレート）



貨物自動車のトリップ・OD表

	A	B	C	D
A		1 (積載量3t)		
B			1 (2t)	
C				1 (0t)
D	1 (0t)			

フレートのOD表

	A	B	C	D
A				
B			1t	2t
C				
D				

図-5 トリップとフレートの関係

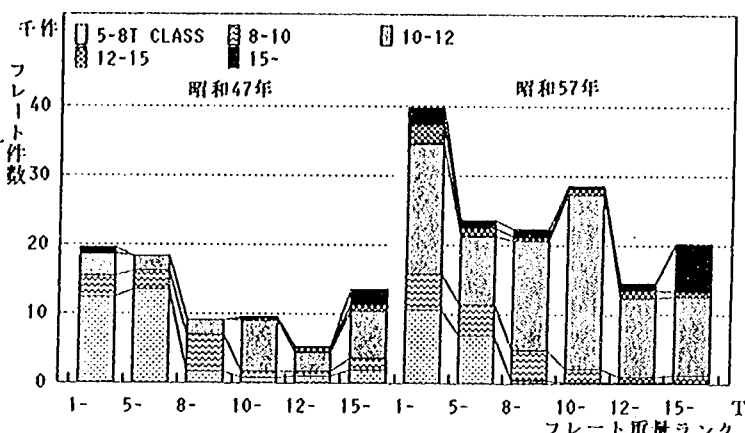


図-6 フレート重量ランク別最大積載量クラス別フレート件数の変化

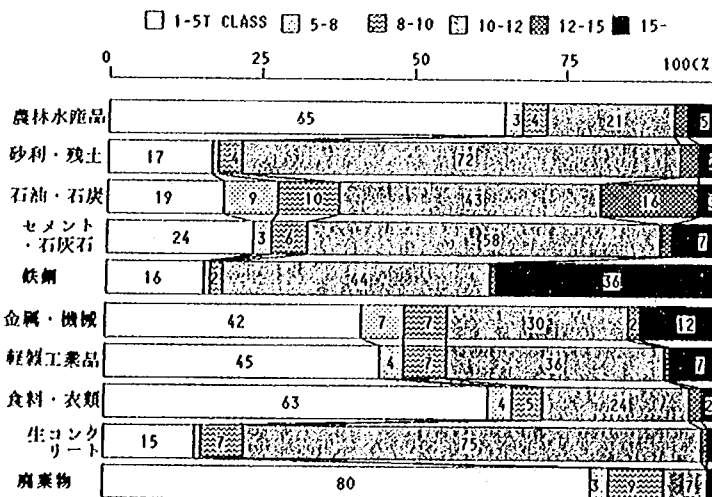


図-7 品目別最大積載量クラス別フレート重量の割合

重量品目ほど大きな車両を利用していることが明かであるが、例えばトレーラーの利用をみると砂利・残土や生コンクリートより軽雑工業品のほうが利用の割合が大きい。このようにフレートの重さだけでなく、品目特性や形状、流通形態や運搬環境によっても使用される車両は変わってくる。貨物の形状等のデータは物流調査からは把握できないので、次に業界等に対して行ったヒアリング調査から大型化の動向を把握する。

5. ヒアリング調査

最大積載量クラスが10トン以上となる大型車両は重量フレートばかりでなく製品等の工場、倉庫、販売拠点間の輸送でも用いられている。遠距離大量輸送ほどメリットは大きい。また、鉄道からの転換フレート、船舶輸送物資の陸上輸送で今後の利用が増えると思われる。路線運行車では、集配の関係で定時運行をうたっているため、貨物がまとまらなくても運行しなくてはならず、大型化よりも増車で対応したほうが有利な場合が多い。地域内物流では、駐車車両や荷卸しスペースの不足のため小回りのきく小型車志向となっている。

トレーラーの利用をみると、鉄骨、機械等で半完成品状態での輸送ニーズが高いため、利用が多くなっている。またトラクターを切り離すことができるため、荷役作業のスケジュール化や、トラクターの回転を高めることができるというメリットもある。路線運行車では大都市間のように常時大量輸送が見込まれる場合に、トレーラーが利用されている。しかし12～15トン未満のトレーラーではバンボデイ化により積載容量が減となるので、単車に比したメリットは小さい。また砂利等の運搬はトレーラーにはなじまない。容積が小さく重量が大きい鉄鋼等ではトレーラでは容積的なロスが大きいため単車の総重量規制の緩和が望まれている。

6. おわりに

フレートの大型化や輸送の効率化によって貨物自動車の利用は車両制限令の上限である単車の10～12トン未満のクラスとトレーラーに移行してきている。我が国では車両制限令から単車の総重量が20トン、軸重が10トンまでに規制されている。外国では規制がもう少しゆるやかな例があり、我が国でも大型貨物自動車のほとんどが3軸であるという実態から、軸重の制限を今のままにして総重量規制を緩めて輸送の効率化と交通量の減少を求める声もある。しかし軸重のわずかの増加も舗装等に対してはその累乗で影響するという事実や、環境に与える影響等の問題も見逃すことはできない。トレーラーの利用もかなり増えているが、物流のニーズはありながらその使い勝手から十分な普及をみていない面もある。

大型貨物自動車の普及については制度上の制約や様々な問題があるが、今後とも物流や交通の状況を充分勘案して検討を行っていくことが必要と思われる。

<参考文献>

東京都市圏交通計画委員会：東京都市圏物資流動調査報告書、昭和49年～51年

東京都市圏交通計画協議会：東京都市圏総合都市交通体系調査報告書、昭和58年～60年

村上他：道路・交通に及ぼす大型車の影響に関する報告書、土研資料第2274号 昭和60年12月

沿道施設の出入口付近の事故に関する調査

道路部交通安全研究室 小橋 秀俊

1. まえがき

近年、幹線道路沿いの沿道施設出入口において、車両の出入りに伴う交通事故が増加している。しかし、これまで、この種の事故と道路構造との関連性についての調査は行われていない。また、事故統計のデータだけでは分析データとして不十分である。そこで、事故につながる危険な交通の乱れや車両の挙動を分析することにより、事故の原因や要因を分析し、今後の改善対策に資する情報が得られるのではないかと考えた。

2. 調査目的

出入口周辺の事故と交通の実情を調査し、事故の原因、要因になりそうな現象をとらえ、それと沿道状況および道路構造との関連を分析することを目的とした。

3. 調査方法

茨城県内の建設省直轄国道において、昭和60年に発生した出入口付近の事故を茨城県警交通事故原票よりピックアップし、事故件数および事故パターンの整理を行った。また、その中からビデオ撮影に適した箇所を選んで危険と思われる現象を観測し、道路構造、出入口および沿道の状況との関係进行分析した。

4. 調査結果

4-1 事故原票より得られた事故の現状

表-1 沿道施設出入口の事故件数（昭和60年茨城県）

路 線	(a)出入口事故件数(件)	(b)原票記載全事故件数(件)	$100 \times (a) / (b) (\%)$
国道 6 号	132	994	13.3
国道50号	44	414	10.6
国道51号	11	360	3.1
合 計	187	1768	10.6

まず、茨城県内建設省直轄国道である6号、50号、51号線について、昭和60年度の事故件数の状況を表-1に示した。市街地の通過が少ない国道51号線については全事故件数の3.1%と低い数字であるが、3路線を合計すると沿道施設出入口の事故は原票記載全事故の10.6%を占めている。

次に、事故当事者の車種については、図-1に示す通り、乗用車対2輪車（自転車を含む）が圧倒的に多く、出入口事故の約75%は2輪車が絡んだ事故である。

第1 当事者	乗 用 車 142件 (75.9%)			貨物車 29 (15.5)	不明 14 (7.5)	自動2輪 2 (1.1)

第2 当事者	乗用車 18 (9.6)	貨物車 2 (1.1)	自動2輪 56 (29.9)	原付 77 (41.2)	自転車 12 (6.4)	不明 15 (7.5)	歩行者 7 (3.7)

図-1 沿道施設出入口事故の当事者別車種 (昭和60年茨城県)

表-2 沿道施設出入口パターン別事故件数
(昭和60年茨城県)

進出入パターン		件数(件)	構成率(%)
沿道施設へ 進入	左折	68	36.4
	右折	72	38.5
	小計	140	74.9
沿道施設より 退出	左折	12	6.4
	右折	16	8.6
	後退	3	1.6
	小計	31	16.6
不明		16	8.6
合 計		187	100.0

更に、事故車の行動パターンについて、表-2に示す様に、沿道施設へ右左折して進入する場合、沿道施設より右左折して進出する場合の計4パターンに分類した。その結果、4輪車が沿道施設へ進入する際の事故がこの種の事故の約75%を占めており、本線上へ進出する際の事故は約17%と少なかった。また、右左折についての差異はほとんど認められなかった。特に、左折して沿道施設に進入する4輪車が側方を走行して来る2輪車を巻き込むパターン、右折して沿道施設へ進入する4輪車が対向4輪車の影から走行して来る2輪車と衝突する、いわゆる右直事故が大半を占めている点がこの種の事故の特徴であることがわかった。

4-2 ビデオ観測より得た危険な現象

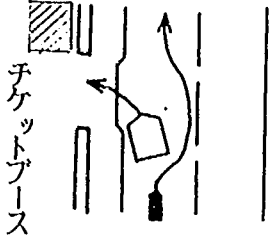
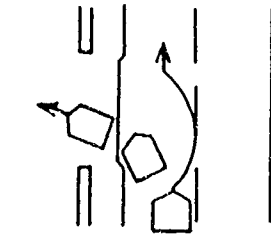
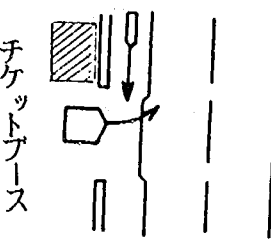
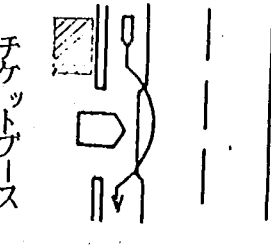
表-3 観測地点の概要

	地 点 名	本線交通量	出入交通量	概 要
A	国道6号線 牛久市 西友 デパート	対面2車線 1480台/h 多	80台/h	牛久市中心街 高層建築物、敷地境界塀のため沿道の見通しが悪い
B	旧国道6号線 土浦市ホムズ タカミ前	対面2車線 690台/h 少	70台/h	土浦市中心街より北方約2km郊外部であり沿道の見通し良好

観測地点の選定にあたっては、まず事故件数に着目したが、最多件数の地点でも4件であり1~2件の地点が大半を占めていた。そこで、本線交通量の多少、沿道見通しの良否に着目し、表-3に示すA、Bの2地点においてビデオ観測を行った。観測にあたっては危険事例の収集と2地点で差異のあった現象の拾い上げを行った。

表－４に危険事例と認められたもののうち、発生頻度の高かったものを示し、事故の可能性をコメントした。No. 1, 3, 4がA地点におけるもの、No. 2がB地点におけるものである。

表－４ ビデオ観測より得た危険事例

No	行 動 パ タ ー ン	現 象	発生 頻度	事 故 の 可 能 性
1		本線走行車が沿道施設に左折進入するときに、後方から二輪車が右へ回避する場合	多	四輪車が急に減速すると追突・転倒の危険性がある。また、左折車の前方に本線へ進出する車両があった場合二輪車から視認できず衝突の危険性がある
2		沿道施設に左折進入しようとする四輪車が連続している時に本線走行直進車が大きな回避挙動をとる(もしくは停止してしまう)	多	対向車と接触する危険性がある 本線へ進出する車両があった場合、視認が不可能であり衝突の危険性がある
3		左折して沿道施設から本線に出る時歩道を自転車が進出した場合	中	視認性が悪く、歩道を直進する自転車と出会い頭の事故の危険性がある
4		右折して沿道施設から本線に出るため、歩道上で待機中、直進自転車が車道へ出て回避した場合	多	回避した自転車が本線直進車と接触する危険性がある 待機車両から本線の見通しが悪いことが待機車両の頭出しを大きくしている

凡例 ：四輪車 ：二輪車 発生頻度 多：頻繁に発生 中：時折発生
：自転車

図－２，図－３には２輪車，４輪車の走行位置および沿道施設から本線へ進出して来る４輪車の待機車頭位置を示した。２輪車の走行位置に関してはＡ，Ｂいずれの地点でも４輪車の側方を走行してい

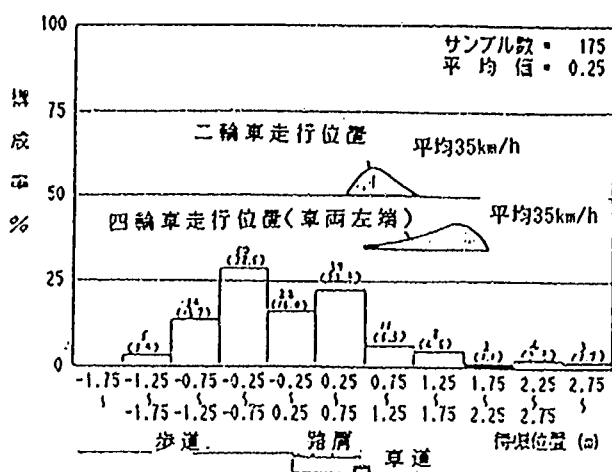


図-2. 本線へ進出する車両の待機時車頭位置 (A 地点)

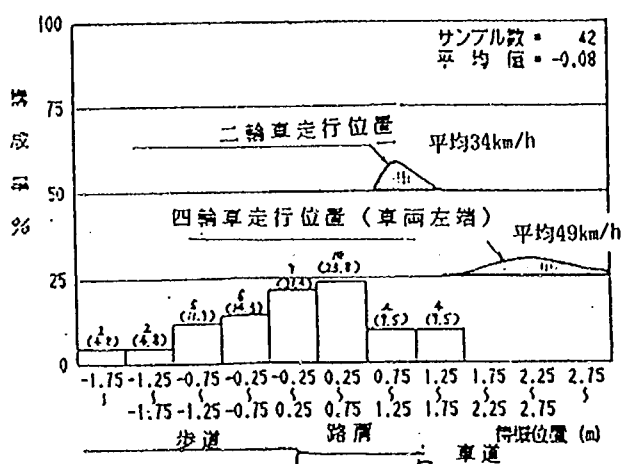


図-3. 本線へ進出する車両の待機時車頭位置 (B 地点)

へ著しく頭出しするケースも見受けられる。事故原票上では、本線へ進出する車両の事故は少数であったが、本線走行車両との交錯の危険性を示す現象と言える。

5. まとめ

以上の結果、事故防止に当たって、次の点が重要であることがわかった。

- ① 出入口付近の事故防止には路側走行 2 輪車に対する対策が必要であること。
- ② 沿道施設へ進入しようとする 4 輪車に、早く出入口の位置を認識させ、右左折の行動に余裕を持たせること。そして、車線幅、路側余裕を検討し、2 輪車が 4 輪車の側方を走行しにくい道路構造を考え、お互いの存在をわかり易くすること。
- ③ 敷地境界塀、不用な看板、その他沿道の見通しを妨げるような物件を整理し、ドライバーの注意力を分散させないようにすること。

今後、調査箇所を増やし、2 輪車の走行位置と道路構造（車線幅員、路肩幅員、区画線の位置）及び 4 輪車の速度、交通量との関係を調査し、②の点を検討したい。また、③については事例を収集し、改善策をコメントしていきたいと考えている。さらに車両の挙動を観察することにより危険な事象の頻度を定量的に把握することができることができる錯そう手法を用いて危険ヶ所の分析を行ってゆく方針である。

るが、両者には A 地点では平均値で約 80 cm, B 地点では約 140 cm の余裕がある。二輪車の走行位置と区画線との位置関係では各々、15 cm 内側、23 cm 外側となっている。概ね区画線を基準に走行していると言えるが、4 輪車との速度差が 15 km/h と大きく、路肩にも余裕のある B 地点（130 cm）の方が若干、路肩を走行する傾向がみられる。2 輪車の左折巻き込み、及び、右直事故防止策の 1 つとして、なるべく 2 輪車を 4 輪車の走行位置にのせることが考えられる。特に、交通量も多く、両車の走行速度に差が無いような A 地点等では路肩や車道幅員を絞って、2 輪車が路肩走行をしにくくするような対策も考えられる。

一方、出入口より本線へ進出する 4 輪車の待機時車頭位置を見ると、A、B 両地点とも平均的には歩道境界付近までの頭出しであるが、敷地境界塀や看板、チケットブース等で視認性が悪化している A 地点では、本線上

1. はじめに

自動車交通の増加により、都市や幹線道路などでは、交通による大気汚染問題が発生し、沿道地域の居住環境を阻害する要因となっている。バイパスや、環状道路の整備を行う場合には、環境影響評価を実施する事例があり、大気汚染を予測する場合に、拡散シミュレーションや、風洞内で行う模型実験の原単位となる自動車が走行中に排出する汚染物質の排出係数（単位走行距離当りの排出量）を把握する必要がある。現在用いられている排出係数は、昭和51年度までの調査をもとに設定したもので、その間自動車の排出ガス規制は段階的に強化されており、また排出量も変化している。そこで、昭和59年度から、シャシダイナモ試験を実施して、ディーゼル貨物車の窒素酸化物（NO_x）の排出量調査を行っている。

2. 目的

道路を走行している自動車は、加速、定速、減速、停止（アイドリング）を繰り返し、この4つの状態（運転モード）が複雑に繰り返される。実走行時の排出係数は、絶えずエンジン負荷が変化するため非常に複雑で、加減速や、停止時間などの影響を大きく受ける。また、車両重量、積載量、勾配、速度等の条件によっても、排出係数は変化する。大気環境への影響を把握するためには排出ガス量の予測をする必要があり、そのために実走行モードによる排出係数を設定する必要がある。

実走行モードの排出係数を設定するには、対象とする地域特有の実走行モードを調査し、各車種の走行状態をシャシダイナモ台上で再現して排出ガス量を調査する。しかし、実走行モード毎に試験を実施すると膨大な時間と費用がかかるために、排出ガス量を連続測定し、運転モード別に分析して対象道路の性格に応じた走行パターンに合成して排出係数を予測する必要がある。

現在用いられている排出係数は、基準車のシャシダイナモ試験結果（443区間、平均区間距離1.89km）を解析して、区間平均速度と運転モード別時間比率を関数として求めた。対象車種の排出係数は、基準車と対象車種の試験値（定速走行、10モード、M15モード）の比率を用いて補正を行って求めたが、運転状態、車両特性、積載条件等の個々の条件が満たされなかった。これまでの調査で、定常走行、実走行モード試験結果から、ディーゼル貨物車のNO_x 排出量と燃料消費量に高い相関がみられた。また、走行抵抗から燃料消費量を算出する報告があるので、今回は、ディーゼル貨物車のNO_x 排出量と走行抵抗の関係について検討を行った。

3. 方法

ディーゼル貨物車のNO_x排出特性を測定するために、シャシダイナモ台上で定常走行及び実走行状態を再現して以下に示すような試験を行った。ここで用いた供試車両計20台の車両諸元を、表一1に示す。

(1) 定常走行時の排出量測定

表一1 供試車両の諸元表

供試車両を用いて、定常走行状態

で速度を変化(60~100 Km/h)させて、排出係数の測定を行った。また積載状態による影響を調べるために空積載と半積載とし、同時に、縦断勾配の影響を調べるためにシャシダイナモの負荷を変化(0,+2,-2%の勾配)させて、測定を行った。

諸元	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
車両重量 kg	1958	1895	1480	2295	8925	2070	8020	3185	9480	7180
積載量 kg	2000	2000	500	2000	12000	2000	11500	4500	9500	12000
投影面積 m ²	4.12	4.18	3.03	3.35	7.30	3.37	7.92	5.37	7.17	7.35
エンジン種類	直4	直4	直4	直4	V10	直4	直6	直6	V8	直6
排気量 cc	2977	2977	2446	3268	15014	3298	11148	6485	16260	11670
最高出力	90	96	83	100	330	100	270	160	300	280
ps/rpm	3600	3600	4000	2500	2500	3500	2200	3000	2200	2200
最大トルク	21	22.5	17	23.5	102	24	98	42	102	110
kg·m/rpm	2000	2000	2400	1400	1400	2200	1400	1800	1400	1200
実走行試験	●							●		●

(2) 実走行時の排出量測定

運転状態による排出量の変化を調べるために、実走行時の走行状態をシャシダイナモ台上で再現し、1秒毎にNO_x排出量を連続測定した。また、積載状態の影響を調べるため

諸元	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
車両重量 kg	1165	8920	8455	3350	8315	9040	1610	3500	1290	4370
積載量 kg	1000	10750	11000	4250	11250	10500	1500	4000	1000	5000
投影面積 m ²	2.51	7.30	7.20	5.24	7.97	7.25	3.37	5.21	2.48	6.17
エンジン種類	直4	V8	V8	直6	V8	V8	直4	直6	直4	直6
排気量 cc	2289	12811	16745	6414	16031	16745	2659	8413	2238	10850
最高出力	73	275	330	175	320	330	79	200	73	200
ps/rpm	4300	2400	2200	3000	2200	2200	3400	2700	4300	2800
最大トルク	14.8	108	110	46	110	110	18	58	14.2	60
kg·m/rpm	2000	1300	1400	1800	1400	1400	1800	1400	2400	1400
実走行試験		●			●		●	●	●	●

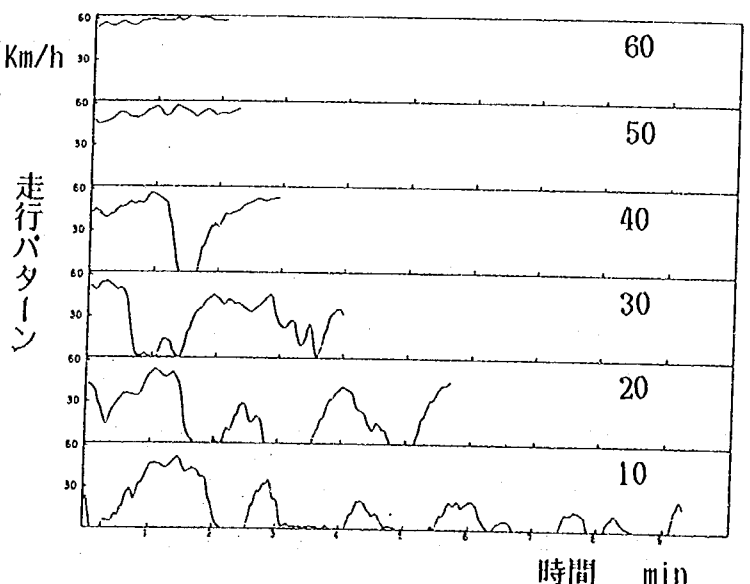
に、条件を空積載と半積載とした。ここで用いた実走行モード(平均速度10~60Km/h)は、一般市街地のバイパスにおける調査に基づいて設定したもので、走行パターンを図一1に示す。

(3) 走行抵抗の測定

供試車両の路上走行抵抗を調べるために基準試験路において惰行法試験を行った。

走行抵抗とは、自動車が行走中に受ける抵抗で、主に次の抵抗がある。

- (a) タイヤと路面やベアリング等で発生する摩擦抵抗で重量に比例するろがり抵抗。
- (b) 坂道を走行するときに働く重力による勾配抵抗。
- (c) 空気によって生じる速度の2乗に比例する空気抵抗。



図一1 実走行時の走行パターン

(d) 自動車が増速するときには生じる重量と増速の積に比例する増速抵抗。

以上の 4つの抵抗からなり、一般に次式で表される。

$$R = \mu \cdot W + i \cdot W / 100 + \lambda \cdot S \cdot v^2 + W \cdot \alpha / g \quad (\text{kg})$$

ここで、 μ ：ころがり抵抗係数

W ：等価慣性重量 (kg)

i ：縦断勾配 (%)

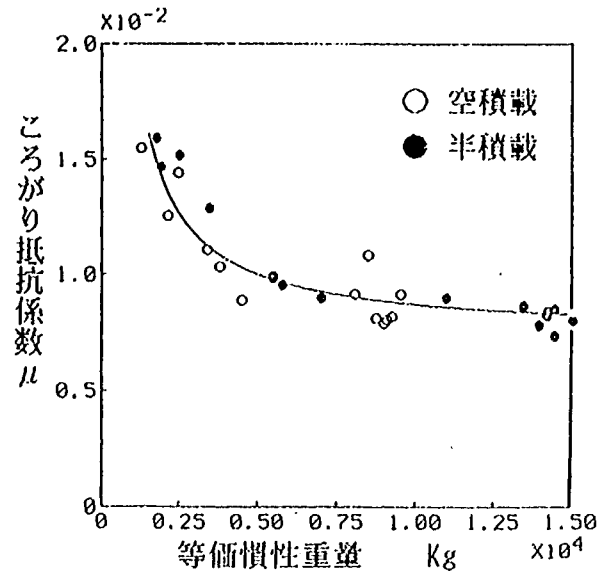
λ ：空気抵抗係数

S ：車両前面投影面積と車高×車幅 (m²)

v ：車速 (km/h)

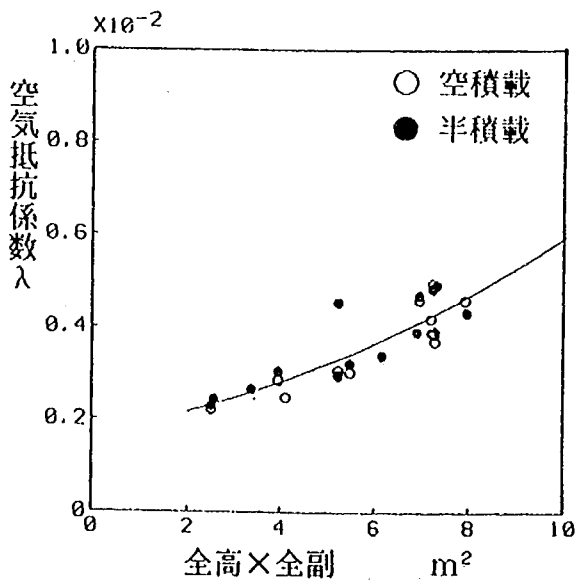
α ：増速度 (m/s²)

g ：重力増速度 (m/s²)

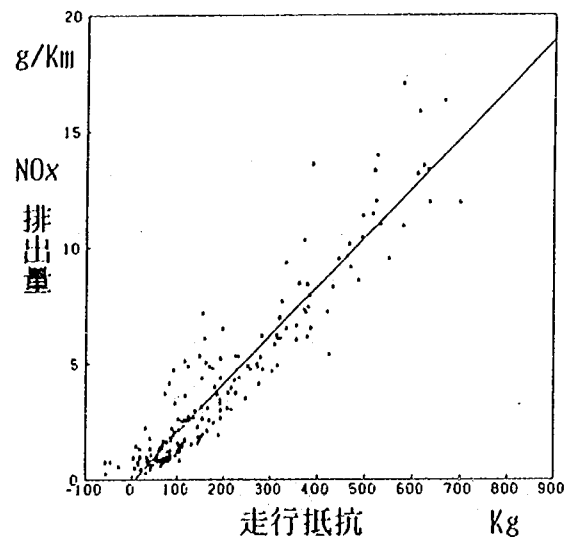


図一2 等価慣性重量 W ところがり係数 μ

ここで用いた係数は、惰行法試験の結果から回帰させて求めたもので、ころがり抵抗係数 μ は図一2の実線で示すように、等価慣性重量 W の関数($\mu = 0.0074 + 13.0/W$)とした。また、空気抵抗は一般に空気の粘性係数 ρ も1つの係数として含まれる(空気抵抗 $= 1/2 \cdot \rho \cdot \lambda \cdot S \cdot v^2$)が、ここでは、空気の粘性係数を空気抵抗係数 λ に含めて考えて、図一3の実線で示すように前面投影面積 S の関数($\lambda = 0.0074 + 0.00017 \cdot S + 0.000025 \cdot S^2$)として与えた。



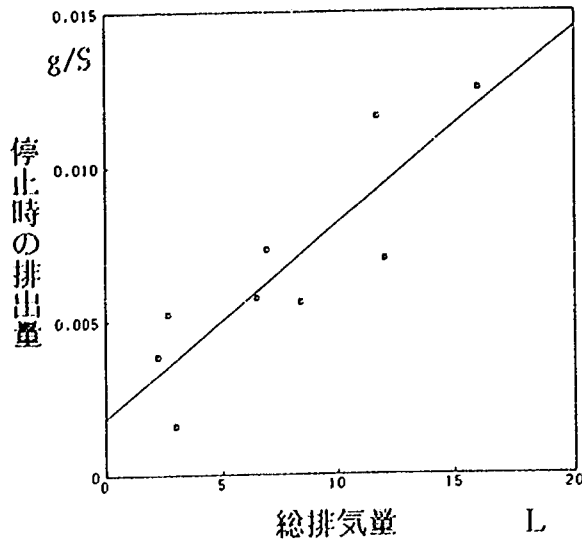
図一3 車両全面投影面積 S と空気抵抗係数 λ



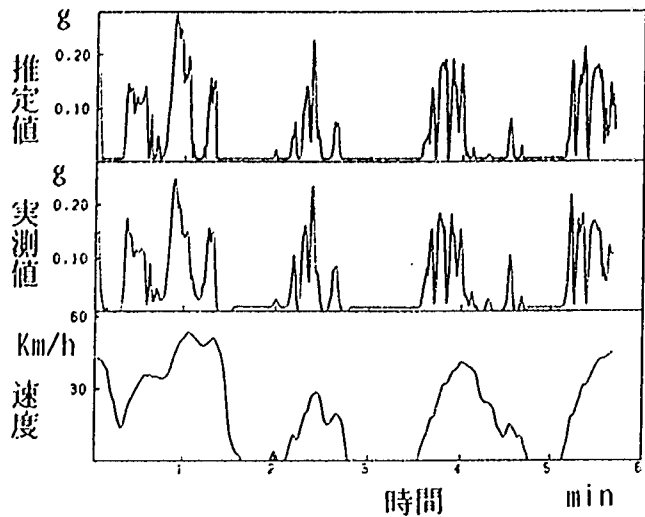
図一4 定常走行時の走行抵抗 R とNOx排出量

4. 結果

エンジン形式、車両重量、積載量等の車両特性や、走行速度、積載条件、勾配等の走行条件が異なる供試車両の定常走行状態のシャシダイナモ試験結果から単位走行距離当り(1km)のNOx排出量と、3.(3)の式から求めた走行抵抗の関係を図一4に示す。これをみると両者は車両特性や、走行条件等の影響を受けずに良い相関($R=0.941$)がみられ、両者を最小二乗法で直線に回帰させた式($\text{NOx(g/Km)} =$

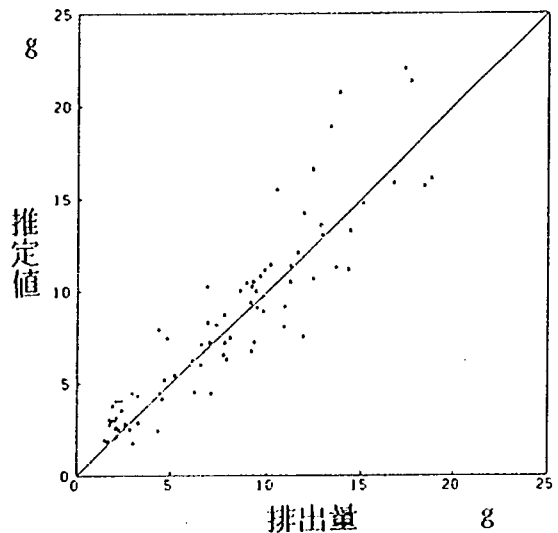


図一五 総排気量Lと停止時のNOx排出量



図一六 1秒毎のNOx排出量と推定値

-0.11+0.021・R) を求めた。この式を用いて、定常走行中のNOx排出量は、走行抵抗から推定可能と思われる。次に、実走行モードの走行パターンから、自動車に生じる走行抵抗と走行距離を1秒毎に算出し、前式を用いてNOx排出量の推定を行うことにした。停止時の1秒当りの排出量は図一五に示すように、実走行モード試験結果で3km/h以下の平均排出量から総排気量Lの関数 ($\text{NOx}(1/\text{S})=0.0018+0.00063 \cdot L$) とした。また、減速時において回帰式から求めた推定値が負となる場合には停止状態の排出量とみなした。1秒毎のNOx排出量と走行抵抗から算出した推定結果を図一六に示す。これをみると減速時に若干の差はみられるが全体的に良い結果が得られた。実走行モード試験を行った9台の車両についても同様に、走行抵抗から1秒毎に求めたNOx排出量の推定値と、試験結果を図一七に示す。この図より推定値と試験結果が良く対応しているのがわかる。



図一七 実走行時のNOx排出量と推定値

5. まとめと今後の課題

以上の結果からディーゼル車のNOx排出特性は、走行抵抗の影響が非常に大きく、走行抵抗と走行距離を算出することにより任意に作成した走行モードのNOx排出量を精度良く推定することが可能と思われる。

今後はディーゼル車のスモーク排出量について検討を行うとともに、ガソリン車についても時系列データを収録し排出特性の検討を行う予定である。

建設騒音のうるささに関する実験

機械施工部機械研究室 大日野 弘

1. まえがき

騒音のうるささの評価には2つの側面がある。ひとつは、受音者の社会的立場、個人的背景、趣味など、音には直接的に関係しない要素、他は音の物理的性質に依存する要素である。

音のうるささの評価の要因のうち、音の物理的性質に関するものとしては、音の強さ、暴露時間、周波数構成、音の強さや周波数構成の時間変動の特徴などが考えられる。これら個々の要因が音のうるささの評価値にどのような効果を持つか知るためには実験室実験による方法が用いられている。今回報告する実験と解析は、音の強さ、暴露時間、音源の違いを要因とした実験室実験であり、ここでは建設騒音のうるささの評価の結果と各要因の分析結果などについて報告する。

2. 実験方法

ここで言う「音のうるささ」は、実験室内での作業中に感じる音の妨害感や不快感と考えた。音のうるささの評価には「極めて静か」と「極めてうるさい」を両極とし、「どちらでもない」を中立点とする7段階の名義尺度を使用した。評価は一回の試行の終了時に行うこととし、被験者には、「作業中に感じた音のうるささを表現する適当な言葉を尺度の中から選択する」ように指示した。

騒音の暴露時間は、5、10、20分および50分である。実験は暴露時間によって実験Ⅰ、実験Ⅱの2回に分けて実施した。実験Ⅰは、1985年10月に被験者90人、暴露時間を50分とした実験、実験Ⅱは、1986年5月に被験者24人、暴露時間を5、10、20分として実験を行ったものである。なお、被験者は18歳から25歳の学生であり、両方の実験に重複して参加した者はいない。また、男女の数はいずれの実験でも同数である。

実験で暴露した音は、建設騒音、道路交通騒音、鉄道騒音、および航空機騒音である。表-1に、試験音の構成を示す。音の提示レベルは、実験Ⅰでは40dBから5dBステップで75dBまでの8水準、実験Ⅱでは70dBまでの7水準で、被験者が着座していない状態で被験者の耳元に相当する位置付近での等価騒音レベル(LAeq)とした。

表-1 試験音の種類

実験Ⅰ	建設騒音Ⅰ（油圧ハンマ中心の定常的な騒音）
	建設騒音Ⅱ（ディーゼルバクタ中心の衝撃的な騒音）
	道路交通騒音（環状7号線）
	鉄道騒音（常磐線）
	航空機騒音（成田空港 B747）
実験Ⅱ	建設騒音（ディーゼルバクタ中心の衝撃的な騒音）
	道路交通騒音（環状7号線）
	鉄道騒音（常磐線）

騒音暴露中、被験者には騒音レベルを記録したチャート紙からレベル値を読み取る作業、あるいは文章完成作業を実施させた。なお、前者の作業では他の被験者が読み取ったデータのチェックも行わせ、作業が実質的な意味を持つ重要な仕事であることを印象付けた。文章完成作業は、3～4個のキーとなる単語と空白からなる文字列の空白部分に適当な言葉をいれて意味のある文章として完成させる作業である。この作業では、「大学生が日常使用する語いの収集を目的としている」との説明を行い実験に対する動機付けを行った。なお、この作業は実験Ⅰでのみ実施した。

3. 実験結果

3-1 音のうるささの尺度

図-1に、各実験でのカテゴリーの選択率を示す。両実験でのカテゴリーの選択率の分布の形はよく似ており、各カテゴリーごとの選択率の実験による統計的な有意差はない。また、分布の形から見て、音のうるささの尺度は両極尺度ではなく、「うるさくない（やや静か）」から「極めてうるさい（非常にうるさい）」までのカテゴリーから成る単極尺度がふさわしいものと思われる。ここでは両実験をまとめて、系列範ちゅう法によりカテゴリー尺度から間隔尺度への変換を行った。

評定値は、①音源の種類、②提示レベル、③作業の種類（実験Ⅰ）、④暴露時間（実験Ⅱ）、を説明変量として、数量化Ⅰ類によって要因分析を行い、各カテゴリーのスコアを求めた。

3-2 音源の種類によるスコア

表-2に、音源のカテゴリースコアを示す。スコアが大きいということは、よりうるさいと評価されたことを意味する。表に示すとおり、航空機騒音のスコアが小さいことを除けば、他の3種ではスコアの差はないと考えてよい。（この場合の音の物理尺度は等価騒音レベルである）実験Ⅰで用いた2種の建設騒音では、定常音を主体とした騒音のスコアが2.97であるのに対し、衝撃音を主体とした騒音のスコアは2.86と小さく前回と同じ結果¹⁾が得られている。

表-2 音源のスコア

音 源	ス コ ア	
	実験Ⅰ	実験Ⅱ
建設騒音Ⅰ	2.97	2.98
建設騒音Ⅱ	2.86	
道路交通騒音	2.87	3.03
鉄道騒音	2.87	2.78
航空機騒音	2.54	

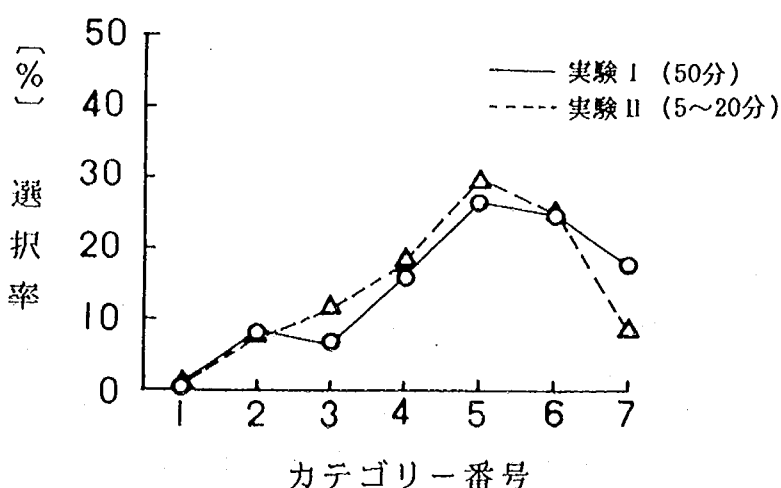


図-1 各実験におけるカテゴリースコア

音の大きさやノイズネスの実験では、音の物理尺度として等価騒音レベルを用いた場合、衝撃音に対するペナルティを必要とする実験結果²⁾が得られているが、音のうるささの場合はこのような衝撃音効果が得られていない。すなわち、音のうるささの評価に等価騒音レベルを用いる場合、異種音源間での評価値の同一性がよく保たれ、また衝撃音に対するペナルティを考慮しなくとも良いことが示される。

3-3 音のうるささの評価値と騒音暴露量、時間の関係

図-2に、等価騒音レベルで測定した騒音の暴露量と数量化Ⅰ類によって得られたカテゴリースコアーの関係を示す。図に示すとおり、等価騒音レベルとスコアーは直線的な比例関係にあり、スコアーの実験による差はない。これは、音のうるささの評価が騒音の暴露量ではなく、単位時間当りの暴露量、すなわち等価騒音レベルと関係することを示すものである。

図-3は、騒音の暴露時間を要因とした時の平均スコアーを示すが、10分間暴露の場合にスコアーが小さくなっているが、他の時間ではほとんど同じであり、これからも騒音の暴露時間が音のうるささの評定値に影響を与えていないことが分かる。

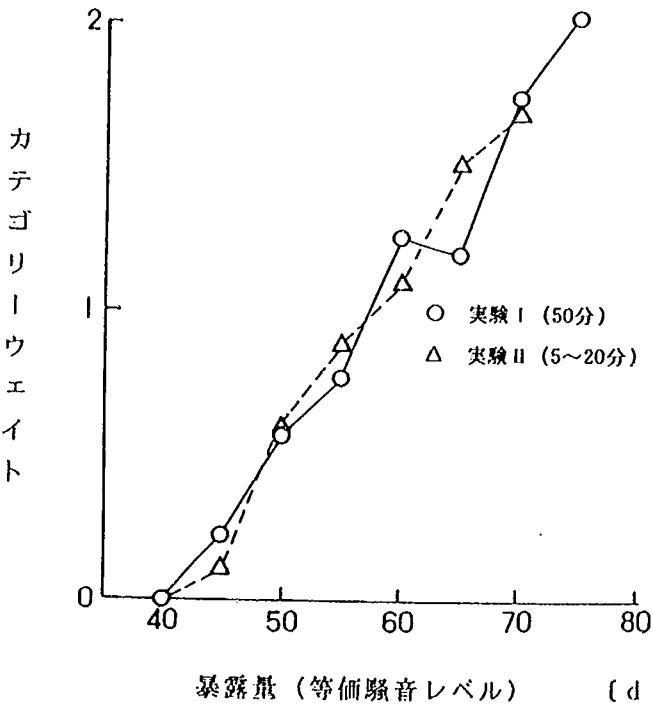


図-2 暴露量とカテゴリーウェイトとの関係

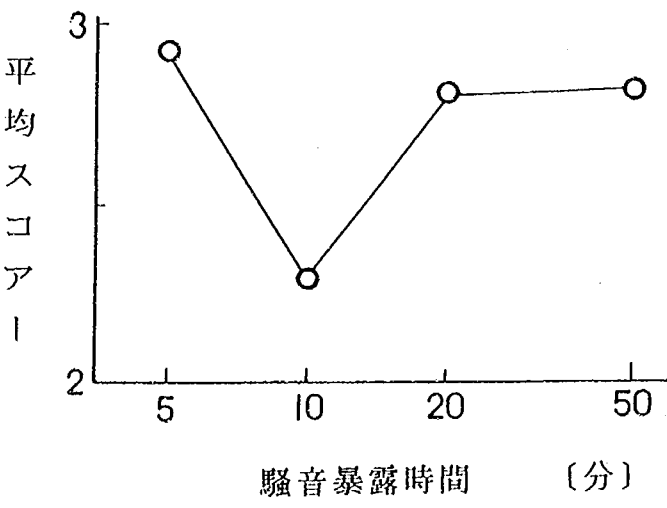


図-3 暴露時間を要因としたときの平均スコアー

しかし、実際的には長い時間、騒音に暴された場合のほうが短時間の場合より、よりうるさく感じられるのが普通である。このため、一日の騒音全体のうるささの評価を行わせ、この時の評価値がどのような物理量と関係しているか分析した。図-4は、この関係を示すものである。図の横軸の数値は、騒音の暴露時間を意味する。例えば、2は実験終了の2時間前から終了時までの等価騒音レベルを意味する。縦軸は、一日の騒音の全体に対する評価値と等価騒音レベルとの相関係数を示す。

図より、終了前の2時間の等価騒音レベルと評定値の相関が最も強いことが分かる。また、図には示していないが個々の試行ごとの等価騒音レベルと一日全体に対する音のうるささの評定値の関係はいずれの時間帯でも無相関である。これから、音のうるささの全体的な印象が2～3時間以内での騒音の暴露量の平均によって形成されていることが分かる。

4. あとがき

評定尺度法を用いた建設騒音のうるささの評定実験の結果、①建設騒音の評定尺度としては、騒音レベルより等価騒音レベルのほうが異種音源間での適用性が高いこと、②騒音の単位時間当りの暴露量と音のうるささの評定の間には評定尺度法を用いた場合、直線的な比例関係があること、③5分間から50分間の間では、音の暴露時間による評定値の差はないこと、④一日の騒音のうるささに着目した場合でも、音のうるささの印象が概ね2時間程度の範囲の音の大きさに影響されていること、などが分かった。また、衝撃音を主体とする騒音であっても音のうるささの評定値は定常音や変動音の場合とほぼ同じであることが再度確認され、これから騒音のうるささの評定では、その物理的な尺度として等価騒音レベルを用い、しかも音の大きさやノイズネスの場合のような衝撃音補正は必要でないことが示された。

最後にうるささに関して他に、間欠騒音の場合はうるささの評定値が定常騒音の場合よりも小さくなる傾向があり、今後の検討課題として残される。

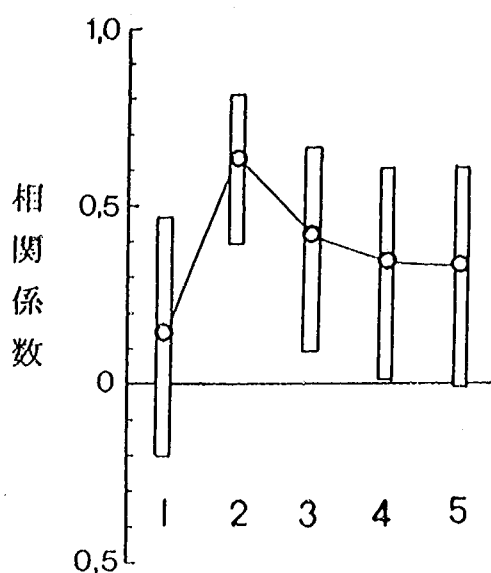


図-4 1日の騒音全体のうるささの評定値と物理量の関係

参考文献

- 1) 境 友昭 "建設騒音のうるささ" 日本音響学会講演論文集 p433～p434
- 2) 境 友昭 "建設騒音の評定 - 知覚のされ方と音の大きさ及び喧噪感 -"
聴覚研究会資料 H-85-19

高架道路の交通振動特性と 振動軽減対策に関する実測調査

構造橋梁部構造研究室 井上 純三

1. まえがき

走行車両による構造物及び地盤の振動は道路交通振動と呼ばれ、騒音、大気汚染などとともに道路環境問題の一つとなっている。交通振動レベルの実態調査によると、軟弱地盤など一部を除き要請限度を超えるケースはまれであり、沿道からの苦情が寄せられた場合でもオーバーレイなど路面補修により対応できることが多い。しかし、都市内の高架道路では振動レベルが要請限度値以下であっても沿道から苦情が寄せられたりするケースも報告されている。この理由は高架道路の振動特性が平面道路とは異なる面が見られることの他、都市内という立地特性によるところが大きいと思われる。

高架道路は一般の平面道路とは異なり、自動車からの振動が高架橋の桁、橋脚、基礎などの構造物を介して沿道地盤に伝播する。このため、振動の成分や卓越振動数などの振動特性も他の道路構造とは異なり、振動に関する苦情が生じたり、また有効な振動軽減対策のとり方が難しくなる原因となっているものと考えられる。

構造研究室では従来より環境アセスメントに用いる振動レベルの予測式の作成に取り組んで来たが、高架道路については上記の状況を鑑み、振動特性を明らかにするとともに振動軽減のための具体的な対策についても検討を進めている。

2. 目的

振動軽減対策として現在までに、①高架構造面からの対策 ②伝播経路対策 ③受振点対策 ④交通制御 など様々な面から検討されているが、高架道路の振動特性や対策の実現性を考慮した場合、発生源となる振動を低減する高架構造面からの対策を検討するのが基本となろう。高架構造面からの対策は、高架橋の上部構造、伸縮装置部、下部構造（橋脚、基礎）についてそれぞれ検討されている。

ここでは、高架道路上の試験車走行実験より得られた高架橋各部の振動加速度データにより、高架道路の交通振動特性を把握し、橋脚形式（T型とラーメン）¹⁾、上部構造形式（単純桁と連続桁）²⁾による対策の有効性について報告する。

3. 方法

調査対象とした橋梁は表-1に概要をしめす単純鋼鈑桁の2橋梁と3径間連続鋼鈑桁橋1橋梁の計3橋梁である。橋梁1と橋梁2は上部構造諸元がほぼ等しく、橋脚の形式のみがT型単柱と門型ラーメンと異なっている。また橋梁2と橋梁3は1径間当りの長さや橋脚形式が概ね同一で上部構造形式が単純桁と連続桁と異なっている。

表-1 調査対象高架橋の概要

調査橋梁	高架道路条件		高架橋構造形式	
	車線数	道路幅員	上部構造	下部構造
橋梁1	4	17.6m	単純合成鋼鈑桁 橋長27.0m	RC単柱 T型
橋梁2	4	17.6m	単純合成鋼鈑桁 橋長27.6m	RC門柱 ラーメン
橋梁3	4	19.0m	3径間連続非合成 鋼鈑桁、橋長81.0m (27+29+25m)	RC門柱 ラーメン

走行試験は高架道路上で総重量20tのダンプトラックを用いて行った。振動加速度は高架橋の桁スパン中央部、並びに図-1に示すように橋脚天端、橋脚基部、地盤上で鉛直方向を測定した。

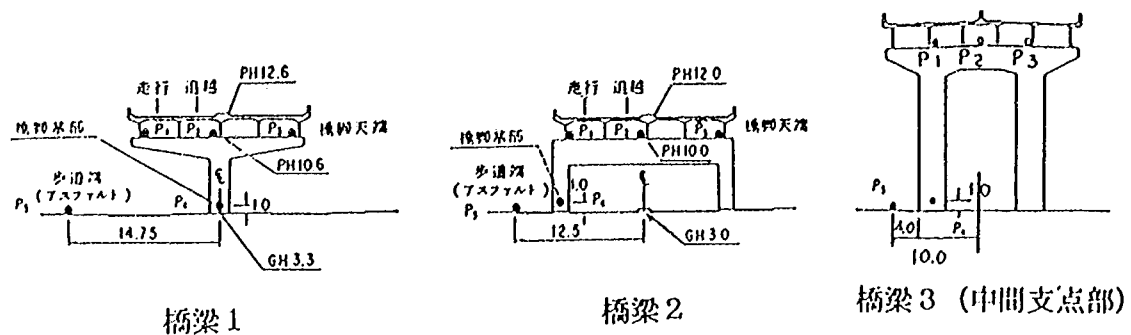


図-1 振動加速度測定箇所(橋脚、地盤)

高架橋各部の振動加速度波形から最大値を読み取り整理した。またスペクトル解析により高架橋各部の振動の周波数特性を明らかにし、高架橋の振動が地盤振動に及ぼす影響について整理した。最後に橋梁1、2、3の振動加速度の比較により構造的な振動軽減対策について検討した。

4. 結果

4.1 最大加速度

試験車が走行した時の桁、橋脚および地盤の振動加速度波形の1例を図-2に示す。試験車が桁の中央付近を通過する時には比較的低い周波数の振動がみられるのに対し、試験車が伸縮装置部を通過する時には高い周波数の振動が発生することが特徴として認められる。桁で測定された振動は低い振動数成分が顕著であるが、橋脚、地盤で測定された振動は低い振動数成分に加えて高い振動数成分が含まれた振動となっている。

加速度の最大値の発生時刻は桁では試験車がスパン中央付近走行時に、橋脚、地盤では伸縮装置部通過時に生じている。鉛直方向の加速度最大値は桁中央が最も大きく10~50gal、次いで橋脚天端で0.5~30gal、橋脚基部で0.5~3gal、地盤上で0.5~1galの範囲で分布している。

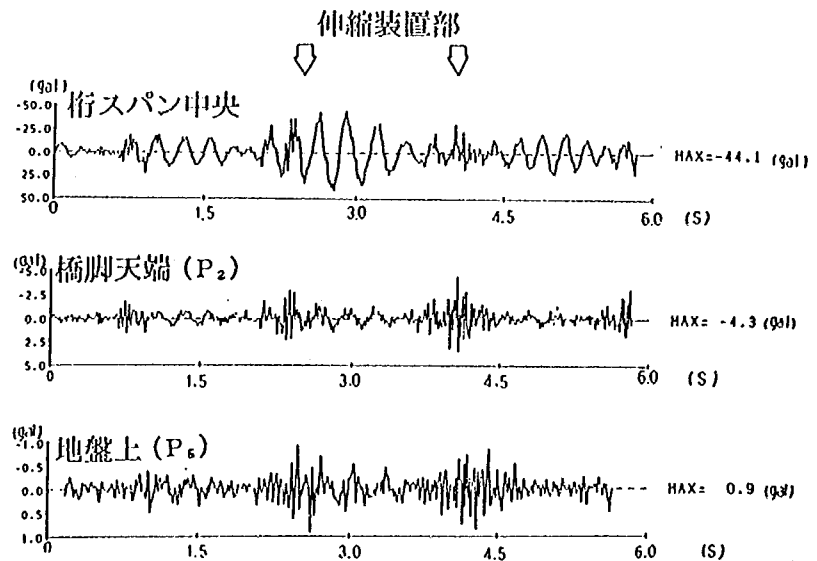


図-2 振動加速度波形図(橋梁1)

4.2 スペクトル解析

試験車が走行したときの高架橋各部、地盤振動の周波数特性を求めるため、加速度波形のスペクトル解析を行った。パワースペクトル密度関数の1例を図-3に示す。図は橋梁1について示したものであるが、橋梁2、3についても卓越振動数はそれほど異なっていない。スペクトル解析の結果より高架橋交通振動の周波数特性について以下にとりまとめる。

1) 主桁の振動

主桁の鉛直振動は10 Hz以上の振動数成分を含まず、4 Hz前後の値が卓越し、パワースペクトル図のピークも鋭い。

2) 橋脚の振動

橋脚の鉛直振動数成分は、主桁の鉛直振動の卓越振動数にほぼ等しい4 Hz程度の低い振動数成分と、伸縮装置部から発生する衝撃的な振動や橋脚の固有振動成分と考えられる10～40 Hzの高い振動数成分に広く分布した。振動数成分を橋脚天端と橋脚基部で比較すると橋脚基部では、橋脚天端に含まれた高い振動数成分は低い振動数成分よりも減衰の度合いがやや大きい。

3) 地盤振動

地盤の鉛直振動は、橋脚の鉛直振動と同様な振動数成分と、その他の地盤振動特性によるものと考えられる種々の振動数成分が見られるが、最も卓越するのは4 Hz程度の低い振動数成分となる傾向にある。一般の平面道路では10～20 Hzの範囲に卓越振動数が分布することが多いのと比較して、これは高架道路交通振動の特徴であると言える。

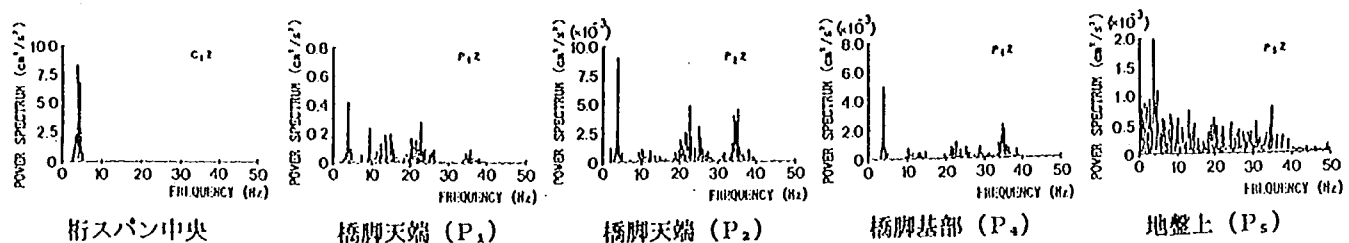


図-3 振動加速度パワースペクトル図(橋梁1)

4. 3 構造的な振動軽減対策の検討(橋脚形式、上部構造形式)

最大加速度、スペクトル解析により明らかとなった高架橋の交通振動特性を踏まえると、構造的な振動軽減対策としては、まず橋全体から発生する低い周波数の振動(主桁の鉛直振動、橋脚の曲げ振動)を、次いで伸縮装置から発生する高い周波数の振動を低減させる対策の検討が基本となろう。

ここでは、今回の実測調査で得られたデータにより構造的な振動軽減対策として橋脚形式(門型ラーメン橋脚)および上部構造形式(連続桁)による効果について検討を行うこととする。

図-4に桁、橋脚天端、橋脚基部、地盤上の鉛直振動加速度を橋梁1(単純桁T型橋脚)と橋梁2(単純桁ラーメン橋脚)と橋梁3(連続桁ラーメン橋脚)で比較して示した。

1) 桁の加速度は、橋梁1と橋梁2で同程度となっており、橋脚形式による違いはあまりない。橋梁2と橋梁3を比較すると、橋梁3は橋梁2の半分程度となっており、連続桁とすることにより桁の振動がかなり低減されることがわかる。

2) 橋脚天端の加速度は、橋梁1のT型橋脚のはりの自由端部と橋梁2のラーメン橋脚のはりの端部を比較すると、橋梁2が橋梁1と比較して非常に小さくなっている。これは橋梁1の橋脚は梁の張出しがかなり長く、また単柱であるため、活荷重による偏心モーメントを受けやすいためである。しかし橋梁1のT型橋脚のはりの固定端部と橋梁2のラーメン橋脚のはりのスパン中央部を比較すると、逆に橋梁1が橋梁2よりもやや小さくなっている。橋梁3ではいずれの位置でも生じている

加速度の大きさは小さく、連続桁であるため振動発生源となる伸縮装置部がないことによる効果が現われたものと考えられる。

3) 一方、橋脚基部、地盤上では橋梁2、3（ラーメン橋脚）が橋梁1（T型橋脚）と比較してやや小さくなる傾向が見られるものの、桁、橋脚天端で見られたような顕著な違いは認められない。これは高架橋周辺の地盤条件や地盤上の測定点の橋脚からの距離が関係してくるためと考えられる。

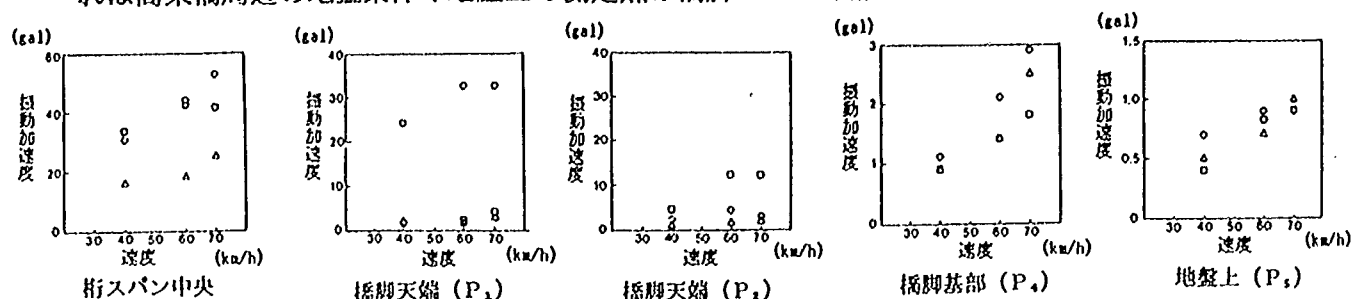


図-4 高架橋各部、地盤の振動加速度比較図（○橋梁1、□橋梁2、△橋梁3）

5. まとめ

今回の実測調査、振動軽減対策の検討により明らかとなった事項を以下にまとめる。

- 1) 高架橋の交通振動は車両が桁上を通過する時に発生するの桁の鉛直たわみ振動に起因する低周波成分と伸縮装置部通過時に発生する高周波数成分とからなる。
- 2) 桁の振動は4 Hz程度の低周波成分が卓越するが、橋脚の振動は低周波成分と10～40 Hzの高周波数成分が同程度含まれた振動となる。地盤上では桁、橋脚の振動および地盤固有の振動特性によると考えられる種々の周波数成分から成る振動が観測されたが最も卓越するのは4 Hz程度の低い周波数の振動であった。
- 3) 門型ラーメン橋脚はT型橋脚と比較して橋軸直角面内の剛性が大きく、活荷重による偏心モーメントを受けにくい構造であり、橋脚に生じる振動が小さく、振動軽減対策上有利な構造と考えられる。
- 4) 連続桁形式は単純桁と比較して桁に生じる振動が小さい他、中間支点上では振動発生源となる伸縮装置がないため、振動軽減対策上有利な構造と考えられる。
- 5) ただし、これらの構造的対策も地盤振動に対しては高架構造の振動に対するような顕著な低減効果は必ずしも見られてはならず、地盤条件や橋脚からの距離などの要因が複雑に関係しているものと考えられ、対策としての有効性の評価にはなお検討の必要があろう。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所構造研究室、高架橋交通振動実測調査報告書、昭和62年1月、土木研究所資料第2428号
- 2) 建設省土木研究所構造研究室、連続桁高架橋交通振動実測調査報告書、昭和62年7月、土木研究所資料第2500号

筑波1号の全国試験舗装

舗装研究室 山口 研一

1. まえがき

近年、アスファルト舗装に、温暖地域では自動車交通量の増大・車両の大型化に起因する流動によって、また、積雪寒冷地域ではスパイクタイヤが路面を削る摩耗によって、それぞれにわだち掘れが発生し、その対応が大きな問題となっている。

これらの地域ではわだち掘れ対策として、従来から改質アスファルトの使用がなされてきたが、その効果は必ずしも十分とは言えず、さらに高品質のアスファルト材料の開発が望まれていた。

そこで、従来の改質アスファルトよりもさらに高品質な改質アスファルトの開発を目標として、土木研究所では、土木研究センター、日本ゴムアスファルト協会との共同研究により耐流動・耐摩耗舗装用の高性能ゴム入りアスファルト（以下ゴムアス）『筑波1号』を開発した。

表-1 追跡調査項目と頻度（耐流動地域）

2. 目的

これまでの研究では、筑波1号の品質性状の確認を中心に、主として室内で各種試験を行い、その性状は一応実用段階にまで達したと考えられる。しかし、今後普及させるにあたっては、実際の道路における供用性状の調査、また寒冷期での施工性や現場管理など、まだ問題が残されていた。

本報ではそれらの問題を確認するために、昭和60年度に全国で行った試験舗装の供用性調査の結果と、61年度に土木研究所構内で行った転圧実験の結果を合わせて報告する。

3. 供用性調査

3-1 全国試験舗装

試験舗装は筑波1号の実際の道路における施工性、供用性を確認するために全国の直轄国道において、60年度は東日本を中心に25箇所（摩耗地域14、流動地域11）、61年度は西日本を中心に18箇所（摩耗地域5、流動地域13）で試験舗装を実施した。

また、施工後は追跡調査を行い、供用性についての解析を行った。追跡調査の項目・

項 目	時 期									
	1 年 目			2 年 目		3 年 目		4 年 目		
	事 前	直 後	10 月	5 月	10 月	5 月	10 月	5 月	10 月	
た わ み 量	○	○					○		○	
ひ び わ れ 率	○			○	○		○		○	
縦 断 凹 凸		○	○	○	○		○		○	
横 断 凹 凸	○	○	○	○	○		○		○	
ナベリ抵抗		○		○		○		○		
大型車交通量										
アスファルトコア		○								○

表-2 追跡調査項目と頻度（耐摩耗地域）

項 目	時 期									
	1 年 目			2 年 目		3 年 目		4 年 目		
	事 前	直 後	10 月	5 月	10 月	5 月	10 月	5 月	10 月	
た わ み 量	○	○					○		○	
ひ び わ れ 率	○			○	○		○		○	
縦 断 凹 凸		○	○	○	○		○		○	
横 断 凹 凸	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
大型車交通量										
全車交通量										
スパイク装着率										
ナベリ抵抗		○		○		○		○		
アスファルトコア		○								○

頻度を表-1, 2に示す。

3-2 解析結果

以下に60年度に施工した試験舗装のうち、流動地域の交差点部における供用性について解析した結果を示す。図-1はバインダーに筑波1号を使用した工区、図-2は比較のためにストレートアスファルト（以下ストアス）を使用した工区で、縦軸に平均横断凹凸量、横軸に累積大型車交通量をとってその関係をプロットしたものである。累積大型車交通量50万台通過時における横断凹凸量の平均は、筑波工区 4.8mm、比較工区 5.9mmと筑波工区がやや小さな値を示している。しかし、供用後1年程度のため凹凸量そのものが小さく、はっきりとした差とはいえない。

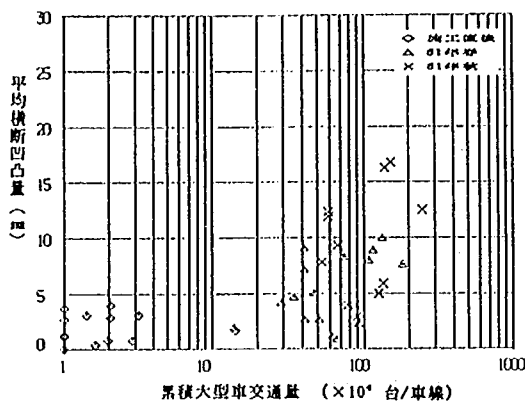


図-1 流動地域 筑波工区 交差点部

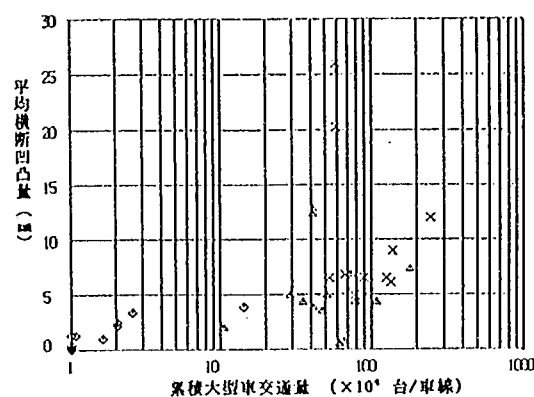


図-2 流動地域 比較工区 交差点部

筑波1号試験舗装追跡調査結果

図-3, 4は摩耗地域の交差点部における解析結果を表したもので、図-3は筑波工区、図-4が比較工区である。61年の冬期の摩耗量(61年春の横断凹凸量-60年秋の横断凹凸量)とスパイクタイヤ装着車交通量の関係を示したもので、50万台通過時の平均摩耗量は、筑波工区 4.3mm、比較工区 5.7mmと筑波工区が比較工区よりやや小さな値を示している。しかし流動地域と同様にわだち掘れ量(摩耗量)そのものが小さいため明確な差とはいえない。

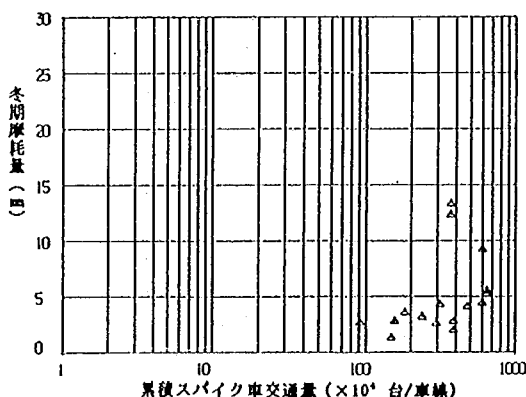


図-3 摩耗地域 筑波工区 交差点部

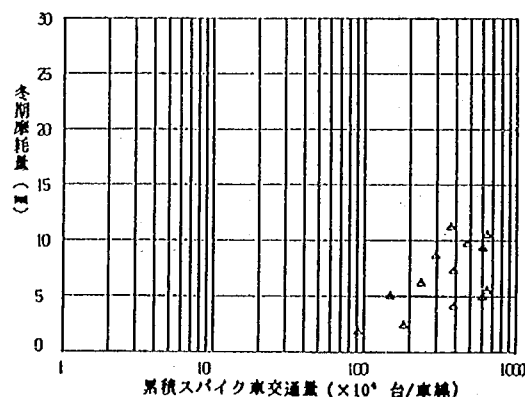


図-4 摩耗地域 比較工区 交差点部

筑波1号試験舗装追跡調査結果

3-3 試験舗装のまとめ

以上のように、流動、摩耗両地域とも筑波工区が比較工区に比べて良好な供用性を示している。しかし、絶対量がまだ小さいため現段階では、筑波工区の優位性は判断できない。

なお、路面の破損状況は両工区ともわだち掘れの発生が見られただけで、他の破損は生じていなかった。

表-3 転圧実験の転圧条件

4. 転圧実験

4-1 概要

筑波1号はゴムアスのため、ストアスに比べて粘度が高い。そのため施工においてはストアスよりも高温で行わなければならない、また転圧回数を増やすなどの配慮を必要とする。そこで筑波1号の寒冷期における施工性、転圧条件を変えた場合に舗設された混合物への影響を調査するため転圧実験を行った。

試験方法は土木研究所構内の舗装走行実験場において5工区(1工区: 3m×7m)を設定し、各工区のバインダー温度、混合温度、転圧条件等をそれぞれ変えて施工を行い、その供試体を切り取って各種室内試験を行った。転圧条件を表-3に、舗装構成を図-5に示す。

4-2 試験結果

1) 転圧状況

寒冷期における施工性については、施工時に作業状況、混合物の様子を調査したが、混合物の粘

項目	表 層					基 層
	1	2	3	4	5	
バインダーの種類	筑 波 1 号					ストアス
粒 度 の 種 類	密 粒 2 0					粗粒20
バインダー量	5 , 4 %					4.9%
混合温度℃	190	190	170	190	170	155
バインダー温度	180	180	180	160	180	143
混 合 時 間	6 0 s o o					30sec
初 転 圧 温 度	170	170	150	170	150	—
施 工 機	フィニッシャー速度					6m/min
機 体	6m/min以下					以下
初 転 圧	マカダム 2往復	マカダム 2往復	マカダム 4往復	マカダム 2往復	振動ローラ ¹⁾ 2往復 ²⁾	マカダム 2往復
2次転圧	タイヤ 7往復	タイヤ 7往復	タイヤ 10往復	タイヤ 7往復	振動ローラ 7往復 ³⁾	タイヤ 5往復
仕 上 げ	マカダム 1往復	マカダム 1往復	マカダム 1往復	マカダム 1往復	振動ローラ ⁴⁾ 1往復	—
気 温	10℃以上	10℃以下	10℃以上	10℃以上	10℃以上	10℃以上
混 合 温 度	185	187	165	187	172	
バインダー温度	182	180	180	160	180	
気 温	14	4	16	12	15	

- 1) 機種: CC-21 2) 振動なし
3) 振動あり 4) 振動なし

表 層	密粒20 筑波1号	5 cm	5×1.00=5.00	} Ia = 2.7 cm
基 層	粗粒20 ストアス	5	5×1.00=5.00	
	アス安定処理	10	10×0.80=8.00	
上層路盤				
	粒調砕石 M-40	15	15×0.35=5.25	
下層路盤				}
	クラッシャーラン C-40	15	15×0.25=3.75	
	石灰安定処理		原路床CBR=1.7%	
路 床	CBR=8%		石灰 120kg/m ²	

図-5 舗装構成

りの多さ、レイキ操作の重さなど、ゴムアスの特徴が指摘されたが、特に施工上の支障とはなっていない。

2) 供試体の試験結果

切り取り供試体の試験結果を図-6に示す。

① 締固め度

筑波1号の基準では98%以上と規定されているが、施工時の気温の低い場合、また混合温度、転圧条件を変えたいずれの場合も十分な締固めが得られている。

② ホイールトラッキング試験

1工区で動的安定度(DS)5918回/mmとかなり高い値を示し、他の工区はDS2500~2850回/mmとほぼ同等である。しかし、いずれの工区も筑波1号の基準で示されているDS2000~6000回/mmは満たしている。

③ ラベリング試験

1工区の摩耗量が6.05cm³とやや大きく、他の工区はいずれも5cm³前後の値を示している。しかし、全般的にみて大きな違いとは言えない。

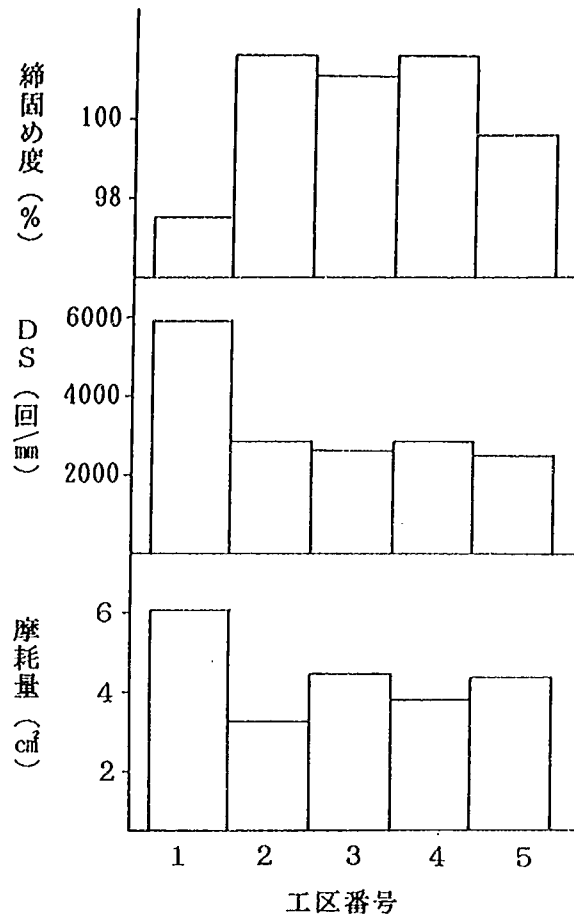


図-6 供試体試験結果

4-3 転圧実験のまとめ

以上のように低温時(寒冷期)での施工、混合物の温度や転圧条件を変えた場合でも、舗設混合物は基準工区である1工区と同等、あるいはそれ以上の性状を示しており、寒冷期でも施工可能と判断された。

5. まとめ

以上、供用性調査と、転圧実験の結果をまとめると、次の通りである。

- ・ 筑波1号の供用性については前記したように供用期間が短いため、残念ながら現時点では従来の舗装との間に明確な差は表われていない。しかし、追跡調査を60年度施工箇所については62年度まで、61年度施工箇所は63年度まで予定しており、その結果を踏まえて最終的な供用性を判断することになっている。
- ・ また転圧実験では寒冷期での施工、通常よりも低い転圧温度での施工とも、温度管理、施工管理に注意をすれば特に問題なく施工でき、その混合物性状も通常施工のものと同等の性状が得られることが判った。

1. まえがき

軟弱地盤上の盛土による沈下を抑制するための盛土材料として、最近発泡スチロールを用いる工法が注目されるようになってきている。発泡スチロール (Expanded Polystyrene、EPSと略称) は、単位体積重量が $0.02\sim 0.04\text{tf/m}^3$ で、通常の盛土材料に比べると $1/50\sim 1/100$ の超軽量材料である。従って、その特性を生かして、敷設地盤の沈下を抑制する工法の他に、擁壁や橋台等の裏込めなどに用いて作用土圧の軽減をはかる工法としても期待できるものである。特にノルウェーにおいては、EPSを用いた工法がすでに確立されており、多数の施工実績を有している。我が国でのEPS類の土木への利用としては、寒冷地での凍上防止のために用いられている例が多いが、最近では、北海道や静岡県内の国道1号線のように沈下の抑制を目的として、EPSが用いられるようになってきている。そこで、本研究ではEPSの強度特性を明らかにするとともに、盛土材として道路に用いた場合に、盛土荷重や交通荷重によって応力がどのように伝播するか、あるいはEPSがどのように変形するかなどについて、それらを明らかにするために土木研究所構内に設けた現地試験走路での走行実験を行った。さらに、実験終了後に試験走路の開削調査を行ない、EPSの破損状況についても合わせて調査を行なったので、ここに報告する。

表-1 材料特性一覧表

2. EPSの強度特性

2.1 せん断試験の概要

本実験で用いたEPS (押し出し発泡法) は、製造メーカーによってJIS規格による材料試験が行なわれ、表-1に示すような材料特性が得られている。しかし、土構造物の安定性を検討するうえで必要な変形-強度特性など不明確な点が多い。そこで、盛土材料としての変形-強度特性を得るために、三軸圧縮試験機を用いてEPSのせん断試験を行なった。

供試体は、板状のEPSの図-1に示す方向で取り出し整形を行なった。なお、供試体の寸法は直径50mm、高さを96mmとした。三軸圧縮試験はCD試験とし、等方圧密を行なった後、せん断ひずみ速さ $0.98\%/min$ でせん断試験を行なった。

2.2 せん断試験の結果

主応力差と軸ひずみの関係を図-1に示す。図から、EPSの応力-ひずみ曲線はいずれの拘束圧においてもひずみ量が2%程度までは直線的に

性 質		試験方法	単 位	製 造 方 法	
				型内発泡法	押出し発泡法
力学的性質	単位体積重量	JIS A 9511	kgf/m ³	20	29
	圧縮強度	JIS A 9511	kgf/cm ²	1.1	3.0
	曲げ強さ	JIS A 9511	kgf/cm ²	3.5	3.5
	引張り強さ	JIS K 6767	kgf/cm ²	4.5	5.0

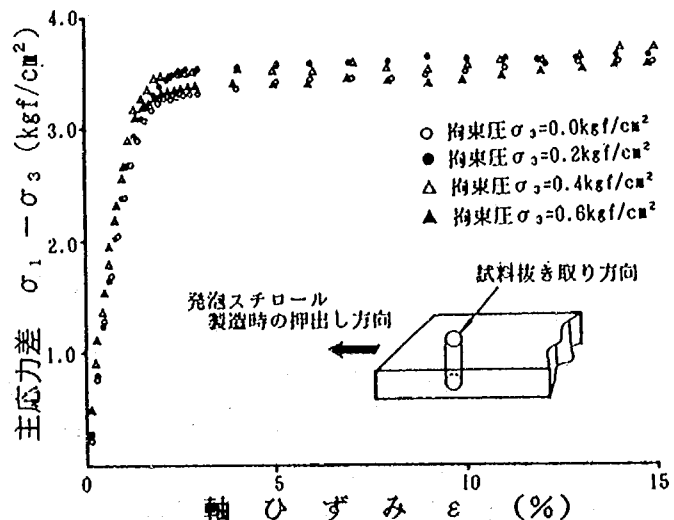


図-1 主応力差と軸ひずみの関係

増大し、それ以降は主応力差でほぼ3.3~3.6kgf/cm²付近で一定の値を示している。

次に、最大主応力差と拘束圧との関係を示したものが図-2である。この結果から、拘束圧の大きさにかかわらず、最大主応力差はほぼ一定の値を示している。従って、EPSはせん断抵抗角がゼロ、すなわち粘着力のみを有するc材とみなすことができる。

3. 現場走行実験の概要

実験に用いたEPSは、押出し発泡法で圧縮強度が3.0kgf/cm²のものである。施工は、写真-1に示すようなEPSのブロック（標準：L=1820mm×B=910mm×T=200mm）を1層20cmとして5層にわたって継ぎ目が重ならないように積み上げた。舗装構成は図-3に示すとおりで、EPSの上に下層路盤を30cm、上層路盤を15cm、表層を5cmにした舗装厚50cmのものを施工した。なお、下層路盤の碎石がEPSにくいこまないように下層路盤の下に10cmの砂層を設けた。また、通常の施工ではEPSの直上部には厚さ10cmの鉄筋コンクリートスラブを設けるが、今回の実験では交通荷重によるEPSの変形挙動を調べるために、スラブを設けない構造とした。実験は、土木研究所内に施工した一周約250mの試験走路の一部にEPSを盛土材料として用いて施工した上に、総重量20tonのダンプを15,000回走行させて行なった。また、EPSに苛酷な条件を与えるために、総重量40tonのダンプをさらに1,000回走行させ、合計で16,000回走行させた。計測項目は、図-4に示すようにEPS下部の土圧、および沈下計によるEPS上下の沈下量、ならびにEPS内部の振動加速度、舗装表面の変形量などである。また、実験終了後に舗装横断面の開削調査を行ない、EPS及び舗装断面の変状を調査した。

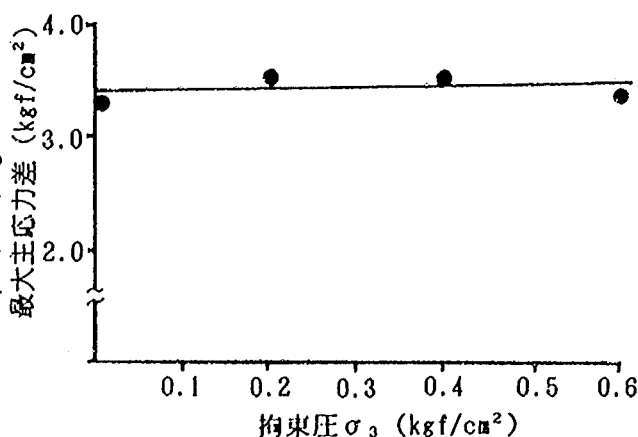


図-2 最大主応力差と拘束圧の関係

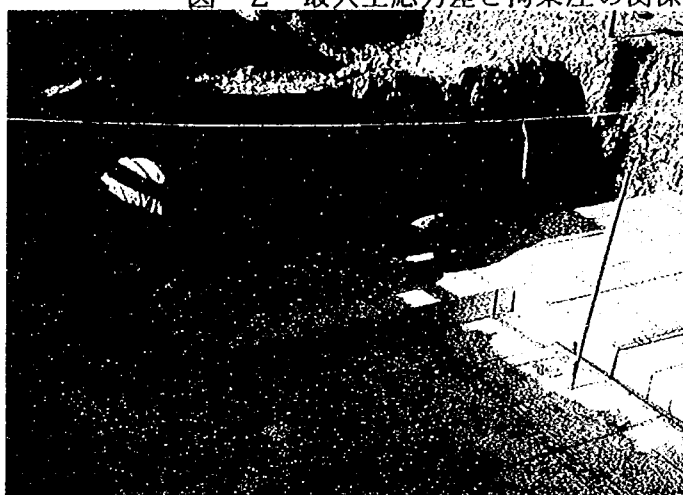


写真-1 EPSの敷設状況

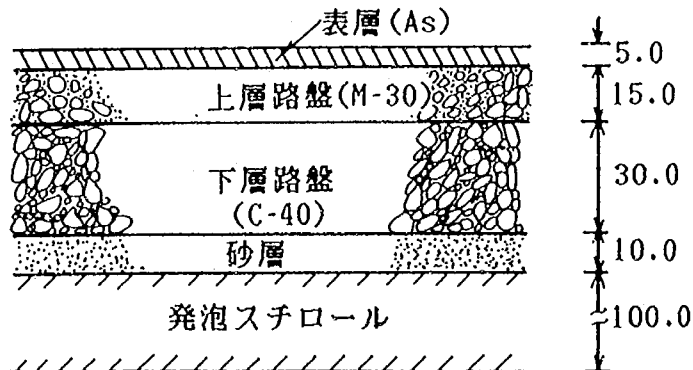


図-3 舗装の断面構成 (単位；cm)

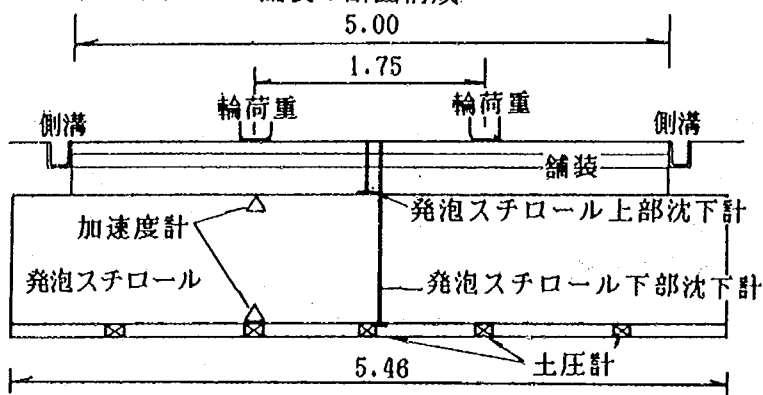


図-4 計測器の設置状況

3. 実験結果

3.1 EPS下部に作用する土圧

ダンプの各走行回数の通過後のEPS下部に生じた土圧は、各走行回数によってその分布は多少異なるが、中央部における土圧の実測値は概ね0.1kgf/cm²で上載圧とほぼ合致する値が得られた。次に、7,500回(20ton)および16,000回(40ton)走行時における交通荷重載荷時のEPS下部に生ずる増加応力の分布を示したものが

図-5である。図から、増加応力の分布は中央部でやや大きめの分布形状を示していることがわかる。また、今回実施した三軸圧縮試験及び現地における平板載荷試験から得られた弾性係数をもとに多層弾性解析を行なった結果、図中に示すように実測値と同様な増加応力の分布の傾向が認められた。

ダンプ走行時の交通荷重による地盤の発生応力と舗装表面からの深さの関係についてを示したものが図-6である。なお、図中の理論曲線は、路面上に20tonダンプを1台停止している場合の輪荷重を想定し、この荷重が深さ方向に45度に分散して伝播すると仮定して地盤に伝わる応力を計算したものである。本実験の場合、路面の平坦性が良いことから衝撃係数は0.0とした。なお、図中には参考のため通常用いられている衝撃係数が0.3の場合の理論値についても示した。今回、EPS下部で計測した土圧は、舗装表面から1.6mの深さであることから、EPS中央部の土圧計による実測値を図中に示した。この結果、各走行回数の実測値とも衝撃係数 $i=0.0$ の理論曲線より下回っていることが認められた。また、従って本実験におけるEPSの強度は交通荷重に対して十

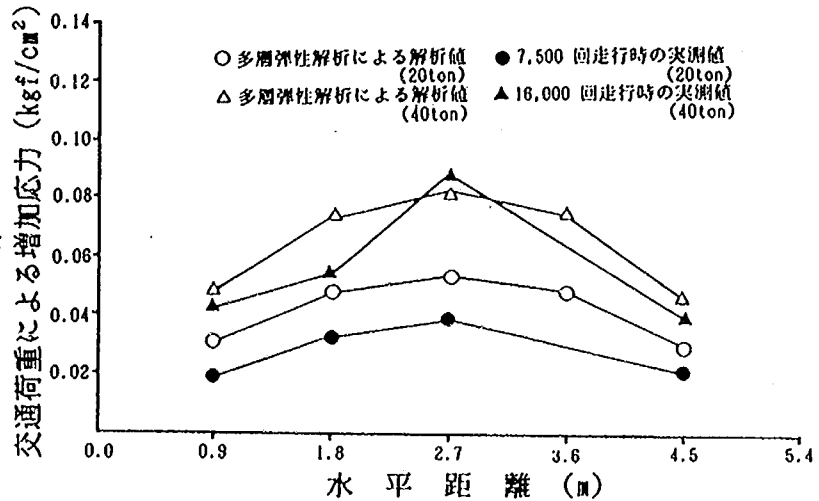


図-5 発泡スチロール下部における交通荷重による増加応力の分布

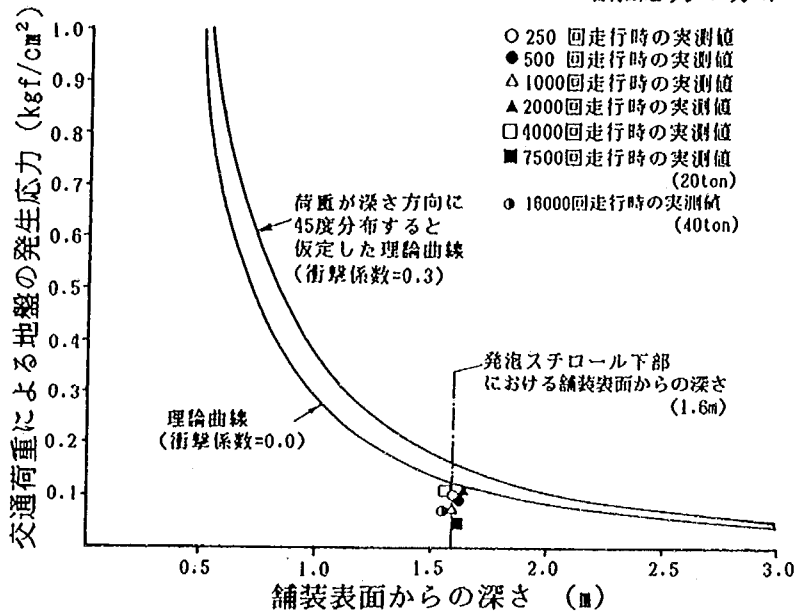


図-6 交通荷重による地盤の発生応力と舗装表面からの深さの関係

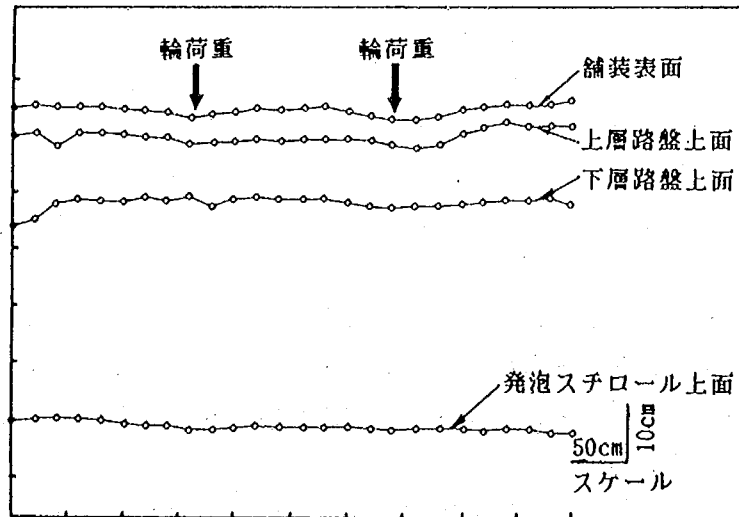


図-7 開削時の舗装断面の状況

分耐え得るものであることがわかる。

3.2 EPSの変形状況

実験終了後に舗装断面の開削調査を行った。その時のEPSの断面方向の変形状況を測定した結果を示したものが、図-7である。この図から舗装表面にわだち掘れが生じているが、この変形は概ね上層路盤までで、EPSの上面は、ほぼ平滑を保っており、凹凸等の変状は認められなかった。また、開削時の状況を写真-2に示す。この写真からも、EPSの変形および損傷は認められないことがわかる。次に、EPSの上部と下部に設置した沈下計及び舗装面の変位観測値による沈下量とダンプの走行回数について示したものが図-8である。この図から、実験終了時EPSの上部および下部の沈下量の差は、ダンプの走行回数が増大しても、ほぼ一様の差を示している。このことから、本実験の主な沈下箇所は基礎地盤でEPS自体の圧縮量は小さいといえる。

4. まとめ

本実験から、下記に示すことが判明した。

- ①三軸圧縮試験の結果によると、EPSは拘束圧の大きさにかかわらず、ほぼ一定の強度を有していることから、c材とみなすことができる。
- ②総重量20ton および40ton のダンプを合計16,000回走行させた現場走行実験の結果から、舗装の変状、ならびにEPSの破損等は認められなかった。このことから、舗装下の路床や路体等にEPSは十分適用できると考えられる。さらに、通常の施工においては、EPS上部に10cm程度のスラブを設けることから、EPSの施工継ぎ目等による舗装への影響は少ないといえる。
- ③ダンプ走行時のEPS下部に伝わる交通荷重は、衝撃係数を考えない理論値よりもやや小さい値が得られた。
- ④EPSを路床等に用いた場合の応力解析手法として、多層弾性解析が適用できることが判明した。

今後は、EPS自体の特性や地中に埋設した場合の複合体としての挙動等に関してまだ不明確な点もあるので、さらに載荷試験や耐久性試験等を行なって、EPSの利用技術の確立を図っていきたいと考えている。

最後に、試験走路の構築ならびに走行実験の実施にあたって、御協力をいただいた関係の各位に謝意を表する次第である。

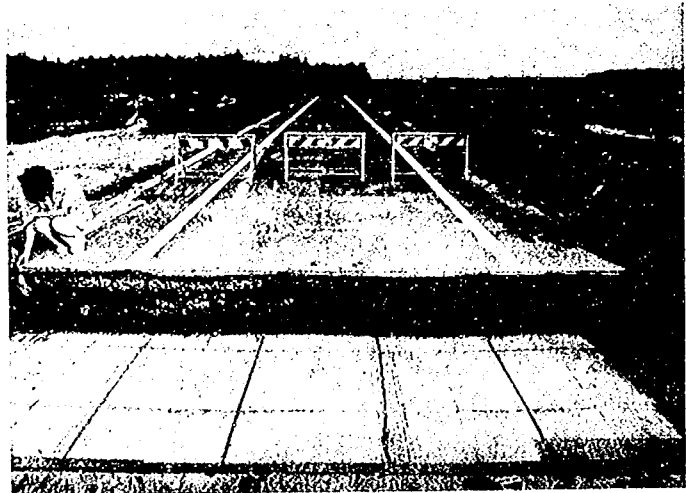


写真-2 発泡スチロールの開削調査の状況

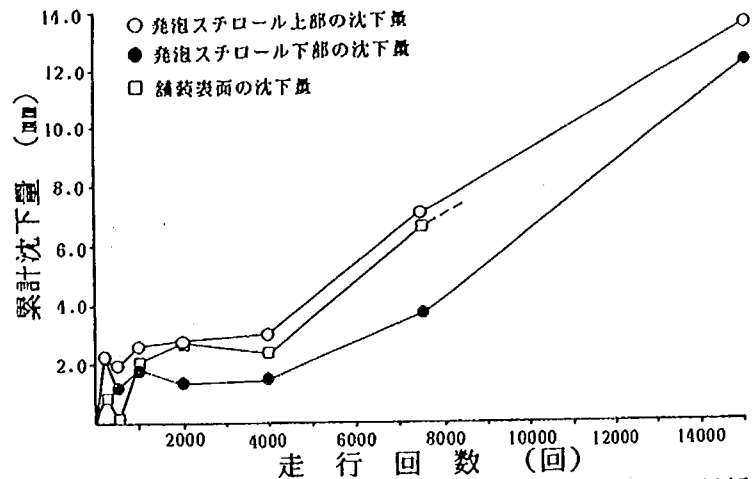


図-8 走行回数と発泡スチロールの沈下量の関係

ジオテキスタイルで補強した砂の動的強度特性

機械施工部動土質研究室 島津 多賀夫

1. まえがき

近年、土構造物をジオテキスタイルで補強する工法が注目されており、それに伴って、ジオテキスタイルによる土構造物の耐震性を含めた補強効果を明らかにする必要性が増してきている。そこで本研究では、ジオテキスタイルで補強した土の基本的性質を把握するために、ジオテキスタイルで補強した砂の静的な三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験を行った。その結果について報告する。

2. 目的

ジオテキスタイルによって補強された土構造物の強度増加は、土自体の強度の増加によるものではなく、ジオテキスタイルの伸長による拘束圧の増加によるものであることが考えられる。そこで、三軸試験機を用いて供試体中にジオテキスタイルを入れた三軸圧縮試験と繰返し三軸試験を行い、ジオテキスタイルによる補強のメカニズムや、厚さ、枚数、剛性の違いによる補強効果の違いについて調べる。

3. 試験方法

試験に用いた試料は浅間山砂で、その特性を表-1に示す。また、ジオテキスタイルには、不織布を用いたが、不織布の給排水による補強効果を除くため薄いものを選んだ。その特性を表-2に示す。なお、表-2には、後述する整理に用いた、他で実施された既発表のものも含めた。

供試体は直径5cm、高さ10cmで、図-1に示すように砂のみのもの、供試体の中間にジオテキスタイルを1枚入れたもの及び2枚入れたものの3種類とした。今回、試験を行ったケースは表-3に示すとおりである。

供試体は、相対密度 $D_r=50\%$ を目標とし、気乾状態の試料を漏斗で自由落下させて作成した。その後、三軸圧縮試験では、所定の拘束圧を与え等方に圧密した。また、繰返し三軸試験では、供試体に初期拘束圧をあたえ、そのままの応力状態を保ちながら供試体内を真空に近づけ、よく脱気した水を供試体下方から供給し飽和させた後、所定の背圧、拘束圧を与え等方に圧密した。圧密後、三軸圧縮試験では、載荷棒に供試体をセットし、排気状態にして、

表-1 浅間山砂の特性

比重	G_s	2.693
50%粒径	$D_{50}(mm)$	0.277
均等係数	U_o	1.54
最大間隙比	e_{max}	0.948
最小間隙比	e_{min}	0.583
細粒分含有率	$F.C.(%)$	0.75

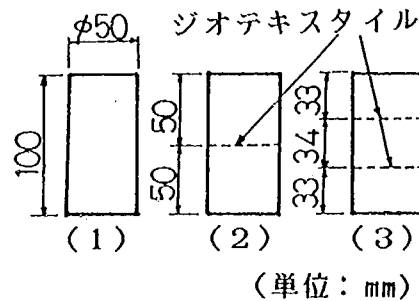


図-1 試験に用いた供試体

表-2 ジオテキスタイルの特性

名 称	今回試験に使用したもの			既発表のもの		
	A	B	C	D	E	F
材 質	ナイロン70% ポリエステル30%	ポリエステル33% ポリエステル67%	ポリエステル33% ポリエステル67%	ポリエステル100%	ポリエステル100%	銅
厚さ $t(mm)$	0.217	0.7	0.8	1.5	4.5	0.5
ピーク時引張強度 $\sigma_t(kgf/cm^2)$	13.4	120	150	25	110	
ピーク時歪 $\epsilon_t(\%)$	34	30	35	100	100	
$e=15\%$ のヤング率 $E_{15}(kgf/cm^2)$	52	640	850	120	120	1.32×10^6
引 張 剛 性 $E \cdot t(kgf/cm)$	1.13	45	68	18	54	66000

表-3 今回行った試験

	Case No.	供試体	ジオテキスタイル
三 軸 圧 縮 試 験	S 1	(1)	—
	S 2	(2)	A
	S 3	(2)	B
繰 返 し 三 軸 試 験	C 1	(1)	—
	C 2	(2)	A
	C 3	(2)	B
	C 4	(2)	C
	C 5	(3)	B

供試体については、図-1参照
ジオテキスタイルについては、表-2参照

0.5mm/min.で載荷を行った。また、繰返し三軸試験では、非排水状態にして周波数 $f=0.1\text{Hz}$ の正弦波荷重で載荷を行った。

4. 試験および考察

図-2、図-3に静的な三軸圧縮試験の結果を示す。ジオテキスタイルで補強したものの方が無補強のものよりも強度が大きいことがわかる。このことは、

ジオテキスタイルの伸長により張力が発生し、あたかも拘束圧が増加したような状態となったためと考えられる。供試体の変形が、無補強のものは全体がたる形に中央部分が膨らむが、ジオテキスタイルで補強したものは、ジオテキスタイルの部分でくびれていることからジオテキスタイルが砂を拘束していることがわかる。

このような見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ と拘束圧 σ_3 の関係を求めたものを図-4に示す。見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ は、図-5に示しているように、ジオテキスタイルで補強された供試体においても砂自体の強度は変わらないことから、補強時の試験結果の最大主応力 σ_{1R} をとおり、かつ無補強時の破壊線に接するようなモールの円、すなわち補強時における砂の部分のモール円での最小主応力 σ_{3R} と試験時の拘束圧 σ_3 の差で求めた。この見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ は、拘束圧が増すと増加していることがわかる。さらに、補強率 R を(1)式のように定義し、(1')式のように書き換える。

$$R = (\sigma_{1R} - \sigma_1) / \sigma_1 = (\sigma_{1R} / \sigma_1) - 1 \quad (1) \text{式}$$

$$= \{ K_p (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) / (K_p \cdot \sigma_3) \} - 1 = \Delta\sigma_3 / \sigma_3 \quad (1') \text{式}$$

ここに、 σ_{1R} :補強時の最大主応力、 σ_1 :無補強時の最大主応力、 σ_3 :無補強時の最小主応力、 $\Delta\sigma_3$:見かけの拘束圧の増加、 K_p :受働土圧係数 $(= (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi))$

ここで、先に求めた見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ を用いて、補強率と拘束圧との関係を示したものを図-6に示す。これから、補強率は拘束圧が増すにつれ小さくなる傾向があることがわかる。

ところで、ジオテキスタイルで補強された供試体において、ジオテキスタイルの厚さを変えること

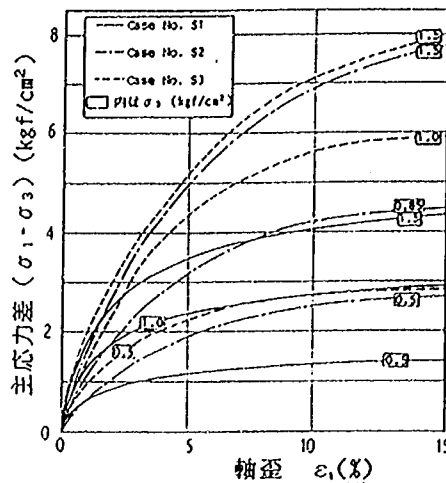


図-2 三軸圧縮試験の応力～歪曲線

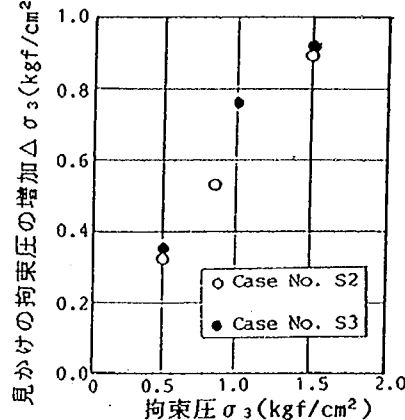


図-4 見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ と拘束圧 σ_3 の関係

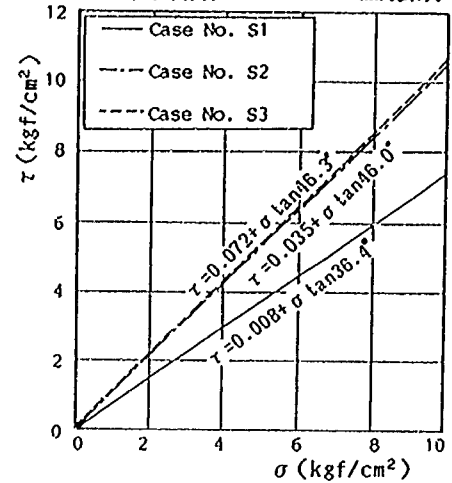


図-3 三軸圧縮試験の破壊線

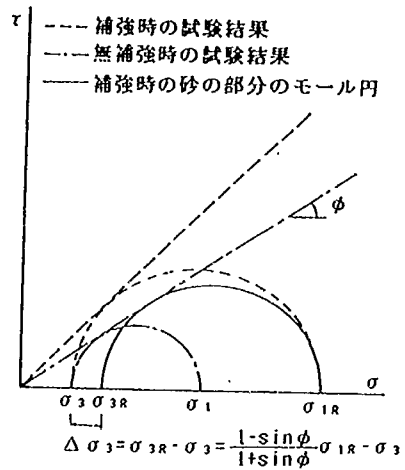


図-5 見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ の説明

による補強効果への影響は、図-3、図-6でみると若干ではあるが、ジオテキスタイルの厚い方が大きくなっていることがわかる。これは、ジオテキスタイルの厚さや剛性が増加すれば、補強されたものの強度は大きくなることを示しているが、同時に、ある程度の厚さや剛性に達するとその補強効果の増加の割合は小さくなることも考えられる。

つぎに、ジオテキスタイルによる補強効果が液状化強度にも同様に発揮されるか考察してみる。図-7に繰返し三軸試験の試験結果を示す。この図から、ジオテキスタイルで補強されたものは無補強のものに比べて強度が大きいことがわかる。また、図-8に同じ応力比での繰返し回数と軸歪の関係ジオテキスタイルの有無で比較したものを示しているが、これからはジオテキスタイルを入れることにより初期液状化（軸歪 $\varepsilon_a=2\%$ ）に至るまでの繰返し回数が増すことがわかる。これらのことは、ジオテキスタイルによる拘束圧の増加によって供試体

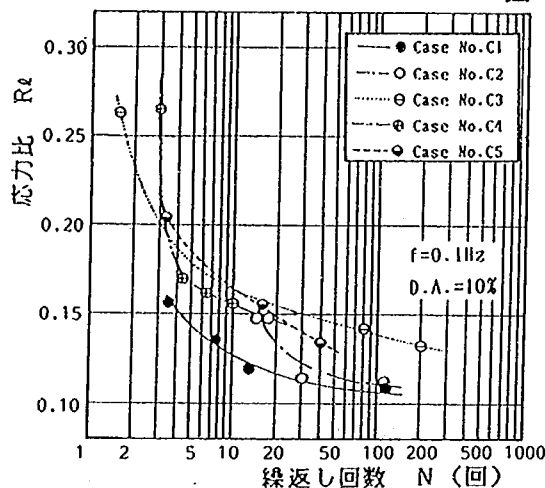


図-7 繰返し三軸試験結果

の変形が拘束されるために起こることが考えられる。図-9は、Case No.C1とC3において行った供試体6本の初期液状化後の繰返し回数と両振幅歪の関係を示している。この図から、初期液状化後でもジオテキスタイルがあることにより歪が抑制されており、ジオテキスタイルの拘束による効果を見ることができる。

ジオテキスタイルの補強効果について、図-10に補強率Rと液状化強度 R_{L20} の関係で示す。ここで、補強率は(1)式に基づいて、静的状態に対して龍岡が導いたものであり(2)式のようになる。

$$R = -(\varepsilon_{3R} \cdot E \cdot t) / (\Delta H \cdot \sigma_3) \quad (2) \text{式}$$

ここに、 ε_{3R} ：補強土中の平均的な水平方向の伸び歪（伸び方向を負とする），

E：補強材のヤング率，t：補強材の厚さ， σ_3 ：水平方向の拘束圧， ΔH ：補強材の間隔

この補強率Rは、ジオテキスタイルの厚さ、剛性、枚数等の効果を評価するために、土が補強材とともに一緒に変形すること、ジオテキスタイルのポアソン比が0であることとして求めた一つのバラ

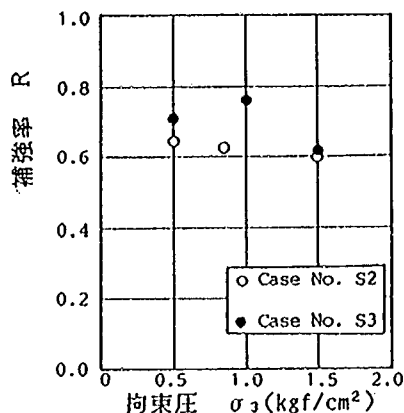


図-6 補強率と拘束圧の関係

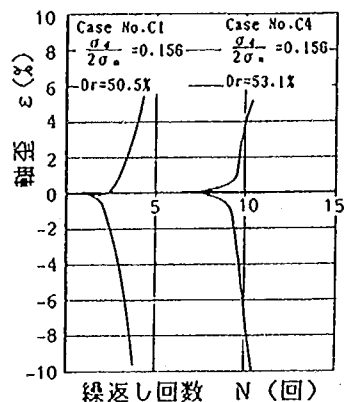


図-8 繰返し回数と軸歪の関係

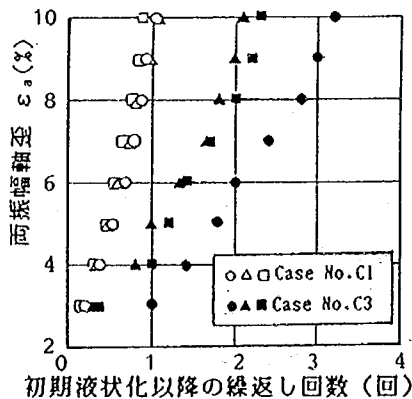


図-9 初期液状化以降の繰返し回数と両振幅軸歪の関係

メータである。この図-10と図-7から、ジオテキスタイルが、ある一定の厚さ、剛性、枚数を越えると補強効果はほとんど増加しないことがわかる。しかし図-10の中に示されている、既発表のデータでは補強率が増加するとともに液状化強度が著しく増加しているものもある。これは、密度や供試体寸法の違い等によるものと考えられ、今後調べるべき課題である。

5. まとめ

一連の試験から次のような結論を得た。

- ① 三軸圧縮強度は、無補強の供試体よりジオテキスタイルで補強した供試体の方が高い。ただし、ジオテキスタイルの厚さ、剛性の違いによる補強効果の違いは、ジオテキスタイルの厚さ、剛性が増加すれば補強効果も増えるが、ある程度の厚さ、剛性に達するとその増加の割合は小さくなると考えられる。
- ② 三軸圧縮強度の増加は、ジオテキスタイルの伸長により砂に対する拘束圧が増加したと考えられ、このジオテキスタイルによる見かけの拘束圧の増加 $\Delta\sigma_3$ は、拘束圧 σ_3 の増加とともに増加する。
- ③ 三軸圧縮試験における補強率は、拘束圧が高くなるにつれて減少する傾向がある。
- ④ 液状化強度は、三軸圧縮強度と同様に無補強の供試体よりジオテキスタイルで補強した供試体の方が高い。
- ⑤ 初期液状化に至るまでの繰返し回数は、同じ繰返し応力比の場合、ジオテキスタイルを入れることにより増加する。また、初期液状化後でもジオテキスタイルにより歪が抑制される。
- ⑥ ⑤から、液状化強度の増加は、三軸圧縮強度の増加と同様にジオテキスタイルにより砂に対する拘束圧が増加したことにより、供試体の変形が拘束されるためと考えることができる。
- ⑦ 液状化強度においては、ジオテキスタイルがある一定の厚さ、剛性、枚数を越えると補強効果はほとんど増加しない。

6. あとがき

今回の試験により、ジオテキスタイルで補強された砂の強度特性についてある程度明かとなったが、今後さらにジオテキスタイルの厚さ、剛性、枚数等を変化させた試験を行い強度特性を明らかにしていく必要がある。

<参考文献>

- 1)岡本他：不織布を挿入した豊浦砂の三軸液状化強度，第21回土質工学研究発表会，1986.6
- 2)望月他：補強砂の非排水繰返し三軸試験，第21回土質工学研究発表会，1986.6
- 3)土質工学会編：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，p.54
- 4) 3)と同じ，p.56

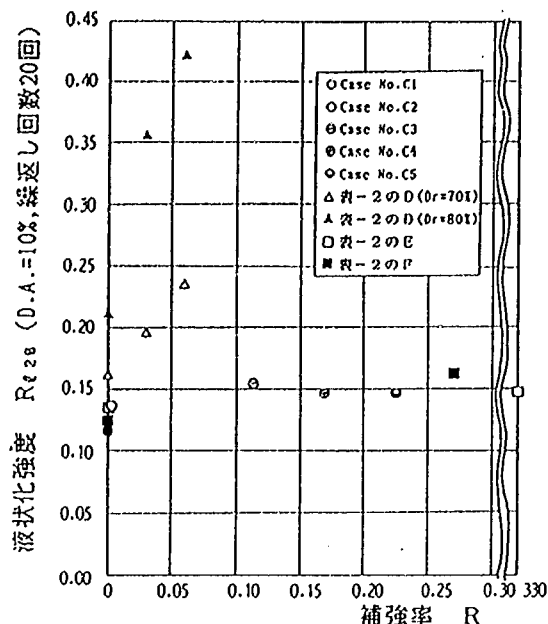


図-10 補強率と液状化強度の関係

1. まえがき

土木研究所振動研究室では、気象庁震度Ⅴを超える地震が発生した場合、あるいは、それ以下の地震動強度の地震でも、道路施設、ダム施設、河川施設など重要な土木構造物に被害をもたらす可能性があるとして判断される地震が発生した場合、直ちに強震観測地点から強震記録の収集を行い、最大加速度の読み取り並びに処理を行っている。この場合の強震記録の収集範囲の決定は、気象庁震度を基に判断している。しかし、震度の公表される地点密度は、強震観測地点に比べてまばらであり、公表された気象庁震度だけでは、不十分な判断材料しか得られない。そこで、既往の地震において、最大水平加速度 (α_{max}) の観測された地点の震央距離 (Δ_0) ならびに気象庁震度 (I) の発表された地点の震央距離 (Δ_i) について、マグニチュード (M) との関係を検討した。さらに、得られた検討結果と既往の距離減衰特性に関する経験式との比較を行った。

2. 解析対象地震、強震記録及び気象庁震度

今回の検討には、1964年の新潟地震以降我が国近傍で発生した最大震度Ⅴ以上、又は社会的に影響の大きかった41地震の中で、震源深さが60km以浅であり、土木研究所において強震記録の得られている27地震について、 α_{max} とM、 Δ_0 の関係を調べた。この27地震のMは、 $M \geq 7.0$ が10地震、 $6.0 \leq M \leq 6.9$ が11地震、 $5.0 \leq M \leq 5.9$ が6地震である。また、IとM、 Δ_i の関係の検討には、上述した27地震を含む29地震を用いた。この29地震のMは、 $M \geq 7.0$ が11地震、 $6.0 \leq M \leq 6.9$ が11地震、 $5.0 \leq M \leq 5.9$ が7地震となる。図-1に、これらの29地震の震央位置を示す。同図より、今回の検討対象地震は太平洋沿岸に震央を持つ地震が多く、日本海側及び内陸の地震は少ない。検討の対象とした加速度値は、強震観測地点の地盤上に設置されたSMAC型強震計及び普及型強震計により得られた284記録のアナログ記録の最大値をスケールを用いて読み取った速報値であり、水平2成分の加速度のうち大きい方の値を用いている。図-2に、各地震毎の解析対象記録数を示す。ここで、 α_{max} の区分を $\alpha_{max} < 25\text{gal}$ 、 $25\text{gal} \leq \alpha_{max} < 80\text{gal}$ 、 $80\text{gal} \leq \alpha_{max}$ とした理由は、I = Ⅲ～Ⅳ及びⅣ～Ⅴの境界における α_{max} の参考値が25gal及び80galとなっていることを考慮したためである。強震記録数は、地震のM、発生位置及び強震計の配置密度によって異なるが、同図よりMが大きくなると得られる記録数は多くなる傾向がある。またIは、検討対象とした29地震に際して各地の気象庁観測所から発表されたものである。図-3に、これらの地震によるI $\geq$ Ⅲの地点数を示すが、強震記録数と同様にMが大きいくほどI $\geq$ Ⅲの地点数は多くなる傾向がある。また、I = Ⅴの強震を記録した地震は、大多数が $M \geq 6.6$ である。尚、今回の検討に用いた地震には、 $6.1 \leq M \leq 6.5$ の地震は含まれていない。

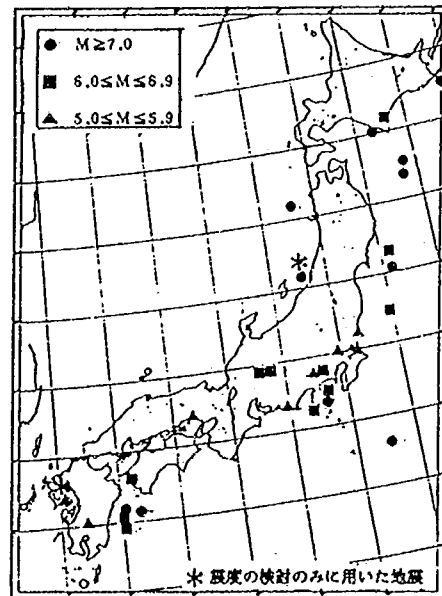


図-1 解析対象地震の震央位置

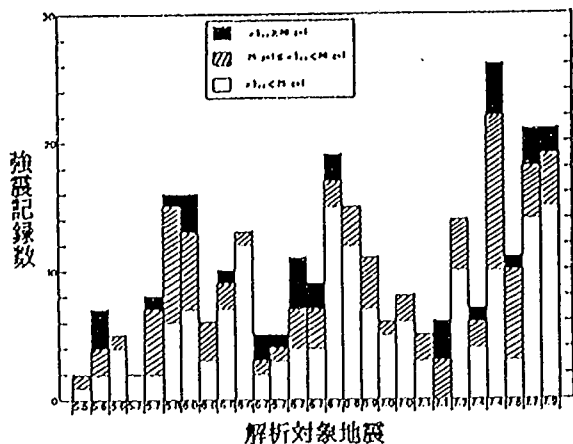


図-2 解析対象地震の強震記録数

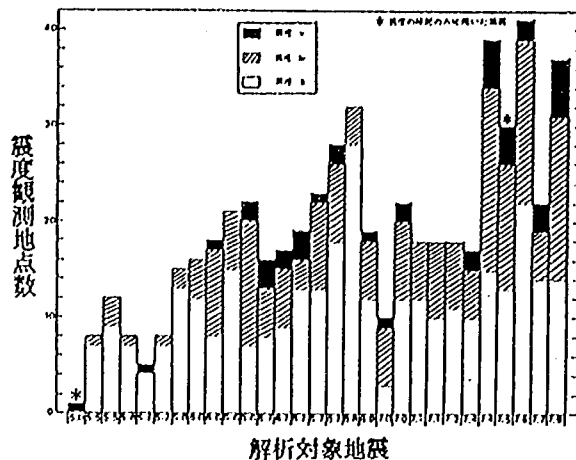


図-3 解析対象地震の震度観測地点数

3. α_{max} と M , Δ_0 及び I と M , Δ_i の関係

図-4に、検討対象とした27地震により、強震記録の得られた最遠地点の震央距離 Δ_0 (km), $\alpha_{max} \geq 25 \text{ gal}$ となる最遠地点の震央距離 Δ_{25} (km)及び $\alpha_{max} \geq 80 \text{ gal}$ となる最遠地点の震央距離 Δ_{80} (km)と M の関係を示す。ここに大部分の強震計のトリガーレベルは、鉛直5galに設定されているので、 Δ_0 は概ね鉛直5gal以上の地震動の生じた地点の震央距離ということになる。同図より、若干のバラツキはあるものの、 M が大きい程遠い地点でも強震計は起動しており、加速度レベルが高くなる程、観測地点までの Δ_0 は小さくなっている。そこで $\log \Delta_0$ を M の線形回帰式 $\log \Delta_0 = a + bM$ で表すものとし、各々の M において最遠地点の震央距離を用いて回帰分析を行い以下の限界式を求めた。ここで、限界式を用いたのは回帰分析の結果を安全側とするためである。

$$\log \Delta_0 = 0.436 + 0.303M \quad (\text{強震計起動}) \cdots (1) \text{式}$$

$$\log \Delta_{25} = -0.243 + 0.375M \quad (\alpha_{max} \geq 25 \text{ gal}) \cdots (2) \text{式}$$

$$\log \Delta_{80} = -1.728 + 0.538M \quad (\alpha_{max} \geq 80 \text{ gal}) \cdots (3) \text{式}$$

(1)式によると、強震計が起動するのは、 $M=6.0$ で $\Delta_0=180 \text{ km}$, $M=7.0$ で $\Delta_0=360 \text{ km}$, $M=8.0$ で $\Delta_0=720 \text{ km}$ であると推定でき、 M が1.0大きくなると、強震計起動範囲は2倍となる。また、 $\alpha_{max} \geq 25 \text{ gal}$ の最大水平加速度が発生する範囲は(2)式より、 $M=7.0$ で $\Delta_{25} \leq 240 \text{ km}$ の地点であり、また $\alpha_{max} \geq 80 \text{ gal}$ の最大水平加速度が発生する範囲は(3)式より、 $M=7.0$ で $\Delta_{80} \leq 110 \text{ km}$ の地点であると言える。

また、検討対象とした29地震について、 $I = \text{III, IV, V}$ を記録した最遠地点の Δ_i と M の関係を図-5に示す。同図より、 $\alpha_{max} \sim M$, Δ_0 の関係と同様に、 M が大きくなる程同一震度の Δ_i は大きくなり、また I が大きいほど発生範囲は小さいといえる。 $\alpha_{max} \sim M$, Δ_0 の関係式と同様な手法で、各 I における $M \sim \Delta_i$ の限界式を求めると次のようになる。

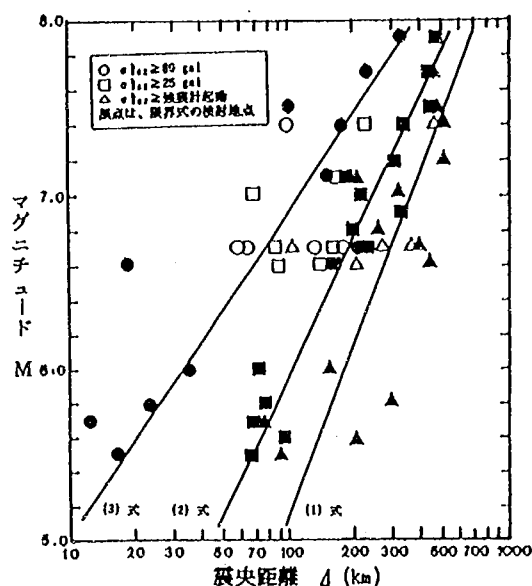


図-4 $\alpha_{max} \sim M$, Δ_0 の限界式

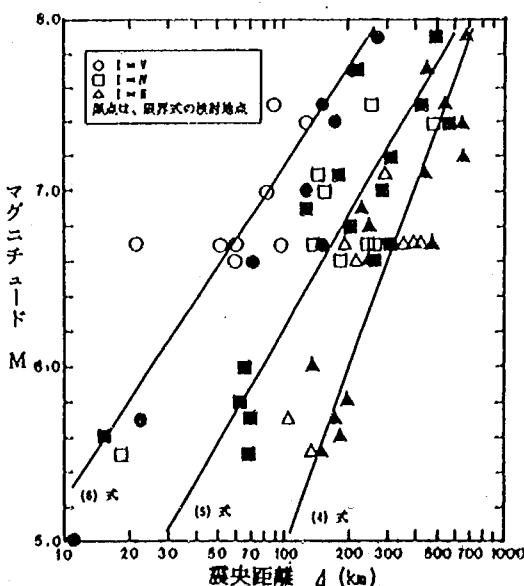


図-5 $I \sim M$, Δ_i の限界式

$$\begin{aligned}\log \Delta_M &= 0.607 + 0.282M & (I = III) \cdots (4) \text{式} \\ \log \Delta_U &= -0.817 + 0.451M & (I = IV) \cdots (5) \text{式} \\ \log \Delta_V &= -1.754 + 0.522M & (I = V) \cdots (6) \text{式}\end{aligned}$$

(4) 式, (5) 式及び (6) 式によると $I = III, IV, V$ の発生する範囲は, $M=7.0$ で $\Delta_M=380\text{km}$, $\Delta_U=220\text{km}$, $\Delta_V=80\text{km}$ であるといえる。また図-4及び図-5に示した限界式のうち、強震計起動と $I = III$, $\alpha_{max} \geq 25\text{gal}$ と $I = IV$, $\alpha_{max} \geq 80\text{gal}$ と $I = V$ の間で、それぞれ概ね類似した傾向が認められる。特に (1) 式で表される強震計起動の限界式と (4) 式で表される $I = III$ の限界式との差は、最大で30km程度でほぼ一致しており、おおむね $I = III$ の地震動強さの揺れで、強震計は起動すると予測することができる。

4. 限界式の有効性の検討

本検討により求めた最大水平加速度及び気象庁震度の限界式の精度の指標として、 U (実測値/推定値) を用いると $\log U$, $\sigma(\log U)$ は表-1に示す通りとなる。これより、限界式 (1) 式～ (3) 式の1 σ の範囲を求めると図-6のようになる。このように M が大きくなる程推定誤差が大きくなる原因は、震央位置と観測地点の相対的な位置関係及び観測地点の配置密度によることに加え、地震動強度の距離減衰特性が広域的な地殻構造の影響を受けること、また局所的な地盤条件、地形条件等の影響を受けることに起因していると考えられる。ここで図-7に、1983年に発生した日本海中部地震 ($M=7.7$) による α_{max} の分布図を示す。同図において $\alpha_{max}=0\text{gal}$, 25gal , 80gal のコンターを引くと、 $\alpha_{max}=80\text{gal}$ は概ね震央位置よりも上方を中心とし南北方向を長軸とする楕円状に分布し、特に大きな地震動強度が震央から北東方向に発生している。これに対し $\alpha_{max}=0\text{gal}$, 25gal の分布は東北南部において、明瞭な形状を示していない。限界式 (1) 式～ (3) 式によって、この地震での強震計起動, $\alpha_{max} \geq 25\text{gal}$, $\alpha_{max} \geq 80\text{gal}$ の発生する Δ_a を推定するとそれぞれ約590km, 440km, 260kmとなる。これらはいずれもコンター図による各範囲を包絡しており、安全側ではあるがマクロな推定には有効だと考えられる。

5. 既往の研究事例との比較

既往の研究事例における α_{max} の距離減衰式のうち、川島・相沢・高橋による全地盤共通式¹⁾, 篠・大角・片山らの式 (3種)²⁾ において、 $\alpha_{max}=25\text{gal}$ とした時の $M \sim \Delta$ 式をそれぞれ (7) 式, (8) 式とし図-8中の破線で示し、今回の検討により求めた $\alpha_{max} \geq 25\text{gal}$ での $\alpha_{max} \sim M, \Delta$ の限界式 (2) 式 (図中の実線) と比較してみた。

表-1 限界式の精度

	$\alpha_{max} \sim M, \Delta$ の限界式			$I \sim M, \Delta$ の限界式		
	強震計起動	25 gal	80 gal	III	IV	V
$\log U$	0.003	-0.018	-0.053	0.002	-0.012	0.013
$\sigma(\log U)$	0.167	0.108	0.255	0.136	0.219	0.407

注) U = 実測値/推定値

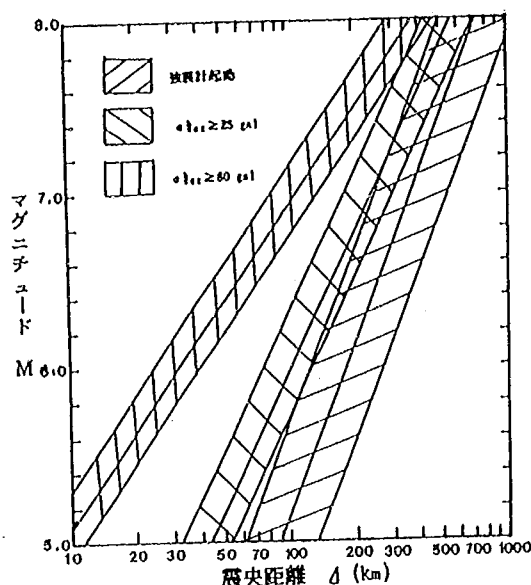


図-6 $\alpha_{max} \sim M, \Delta$ の限界式の1 σ の範囲

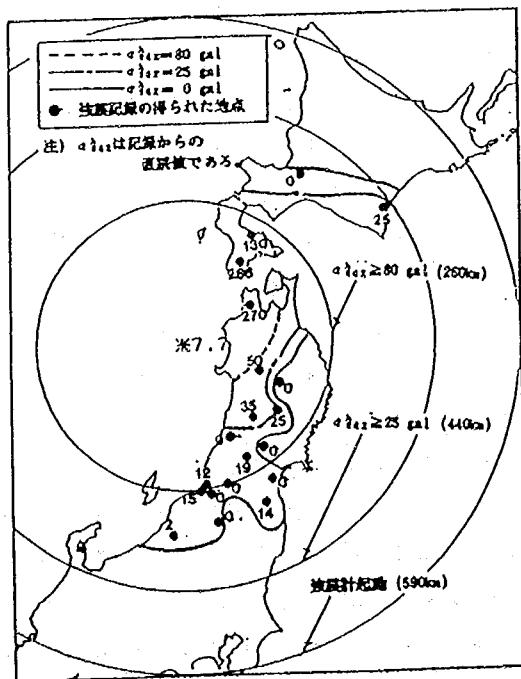


図-7 日本海中部地震による α_{max} の分布

$$\Delta = (14.612 \times 10^{0.268M})^{0.846} - 30 \dots (7) \text{ 式}$$

$$\Delta = (0.592 \times 10^{0.318M})^{1.206} \dots (8) \text{ 式}$$

これより、(2) 式と (8) 式がよく一致しているのに対し、(7) 式は大きく異なっている。この差違の原因は、本検討により求めた限界式と川島らの式とでは、式の形状が異なるとともに、 α_{max} は、数値化、計器補正後の値であること、水平2成分を合成していることなどが考えられる。さらに、既往の I ~ M, Δ 式の中で河角の式³⁾、勝又・徳永の式⁴⁾、宇津の式⁵⁾において、I = IV に相当する式をそれぞれ (9) 式、(10) 式、(11) 式とし、図中の二点鎖線で示し、本検討により得た I = IV の限界式 (5) 式 (図中の一点鎖線) と比較してみた。

$$4.60 \log \Delta + 0.00166 \Delta = 2M - 4.32 \dots (9) \text{ 式}$$

$$\Delta = (10^{0.82M - 1.0/\pi})^{0.5} \dots (10) \text{ 式}$$

$$\Delta = (0.08M^2 - 2.83) / (0.0767 - 0.015M + 0.0008M^2) \dots (11) \text{ 式}$$

これによると4式とも大きく異なっており、(5) 式がすべてを包絡している。これは、解析に用いた地震の相違、式の形状の相違とともに (5) 式が限界式であるのに対して他式は平均的な式であることが考えられる。

6. まとめ

本検討により得られた主要な事項は、以下のようにまとめられる。

- 1) 強震計が起動する最遠の震央距離 Δ_0 、 $\alpha_{max} \geq 25\text{gal}$ が得られる最遠の震央距離 Δ_{25} 及び $\alpha_{max} \geq 80\text{gal}$ が得られる最遠の震央距離 Δ_{80} は、(1) 式、(2) 式、(3) 式及び表-2 に示す通りであり、I = III, IV, V が発生する最遠の Δ は、(4) 式、(5) 式、(6) 式及び表-3 に示す通りである。
- 2) 1つの地震によって同一レベルの地震動を生じる範囲は、必ずしも震央を中心とする同心円状ではないが、(1) 式 ~ (6) 式の回帰式は概ね安全側 (最遠側) を与える。
- 3) M が 1.0 大きくなると、強震計起動の最遠の震央距離 Δ_0 は2倍になる。
- 4) 強震計が起動する最遠の震央距離 Δ_0 は、I = III が発生する最遠の震央距離 Δ_{IV} とほぼ等しい。
- 5) 地震発生直後に強震記録を回収する観測所を選定するには、(1) 式 ~ (3) 式を用いることができる。

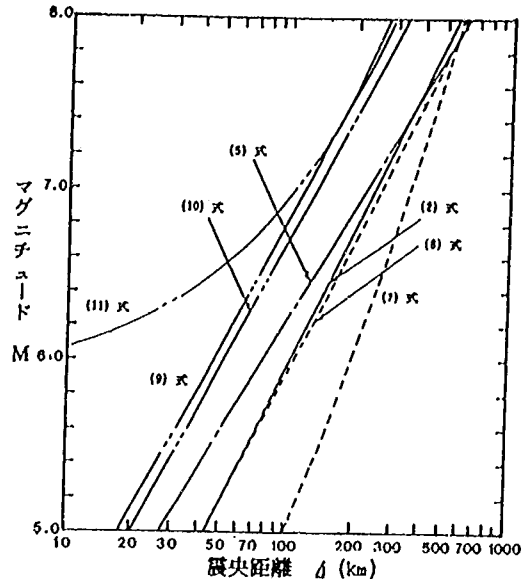


図-8 既往の研究事例との比較

表-2 最大水平加速度の限界震央距離

M	Δ (km)		
	強震計起動	25gal	80gal
5.0	90	40	10
6.0	180	100	30
7.0	360	240	110
8.0	720	570	380

表-3 気象庁震度の限界震央距離

M	I	Δ (km)		
		III	IV	V
5.0		100	30	10
6.0		200	80	20
7.0		380	220	80
8.0		730	620	260

参考文献 1) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法一(その4) 最大加速度、速度、変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討一、土木研究所資料第1993号、昭和58年3月。2) 篠，大角，片山：強震データの統計解析における問題点，第37回土木学会年次学術講演会概要集第1部会，昭和57年10月。3) 河角：Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan as inferred from Seismic Activity in Historical Times, Bull. Earthq. Res., 21, 1951。4) 勝又，徳永：震度IVの範囲と地震の規模および震度と加速度の対応，験震時報第36巻，1971。5) 宇津：震度-震央距離-マグニチュードの関係，その1，東日本太平洋岸沖合を除く日本の浅発地震，地震研究所集報 Vol.59, 1984。

塩化物を混入した

コンクリート供試体の暴露試験

化学研究室 寺田 剛

1. まえがき

近年、コンクリート橋等の土木構造物が塩化物によって損傷を受けるいわゆる塩害が大きな社会問題になっている。このため、建設省においては、総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」を昭和60年度から開始するとともに、建設省通達によって昭和62年4月からコンクリート中の塩化物に対して、総量規制を行っている。

本研究は、上記総プロの一環であり、コンクリート中の塩化物と鋼材の腐食との関係について検討を行った。

2. 試験目的

塩化物総量規制値を検証するために、鉄筋コンクリート（以下、RCと略す）およびプレストレストコンクリート（以下、PCと略す）供試体を作製し暴露試験を行った。

3. 試験方法

RCおよびPCコンクリートの中に所定量塩化物を入れて供試体を作製し、土木研究所構内において暴露試験を行った。以下に、これらの供試体の作製条件および調査方法について述べる。

3. 1 RC供試体

RC供試体は、図-1に示す橋脚型とし、塩化物濃度、セメントの種類を表-1のように変えて全部で5体作製した。各供試体では、かぶりおよび鉄筋の種類を変えている。塩化物濃度は、0, 300, 600 および 900 g/m³、セメントの種類は、早強セメントおよび高炉セメントB種、かぶりは、2, 5, 8 および 15 cm、鉄筋の種類は、SR24, SD30, 亜鉛メッキ鉄筋, エポキシ塗装鉄筋, 耐塩性鉄筋A種およびB種である。

表-1 塩化物濃度とセメントの種類

供試体 番 号	塩 化 物 濃 度		セメント の 種 類
	Cl換算	NaCl換算	
1	0g/m ³	0g/m ³	早 強
2	300	495	早 強
3	600	990	早 強
4	900	1485	早 強
5	900	1485	高炉B種

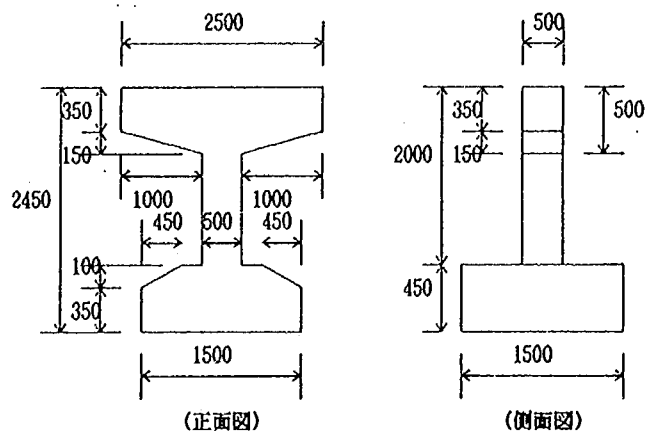


図-1 供試体の形状 (単位: mm)

暴露場所は、土木研究所構内南ループの西側で、暴露は20年程度行うことにしている。

試験は、コンクリート中の鉄筋の自然電位（以下、電位と略す）測定を行った。なお、解体調査は、電位測定で明らかに腐食が確認された場合あるいは、コンクリート表面に異常が認められた場合行う

予定である。

電位測定の方法は、各供試体の各側面（柱部の東、南、西、北面、横ばり部の上面）について、それぞれの鉄筋の配筋位置に添って5cm間隔で鉛照合電極を用いて電位測定を行った。なお、電位と鉄筋腐食状況の関係は、鉛照合電極を飽和硫酸銅電極（CSE）に換算して、表-2に示すようにASTM C 876の評価基準に従った。

3. 2 PC供試体

PC供試体は、表-3に示すように10×10×200cm、あるいは15×15×200cmの寸法でプレストレストの種類、塩化物濃度、セメントの種類およびPC用鋼材の種類を変えて21種類作製した。プレストレストの種類は、プレテンション、ポストテンションおよびプレストレストなし、塩化物濃度は、0、300、600および900g/m³、セメントの種類は早強セメントおよび高炉セメントB種、鋼材の種類は、PC鋼線、PCより線、PC鋼棒、異形PC鋼棒である。

暴露場所は、RC供試体同様、土木研究所構内南ループの西側で、暴露を行っている。

試験は、各供試体について、表面観察およびコンクリートの解体調査を行い、PC鋼材の腐食を調査する。なお、PC鋼材の腐食度の評価は、表-4に示す5段階の基準で行った。

4. 試験結果

試験結果として、RC供試体は0カ月（暴露開始直後）および5カ月後の電位測定を、PC供試体については自然暴露3カ月後の供試体を解体し、PC鋼材の腐食状況調査を行ったので、その結果について報告する。

4. 1 RC供試体における電位測定結果

表-2 電位と腐食状態の関係（ASTM）

電位（CSE換算）mV	腐食状態
-200 < E	90%以上の確立で腐食が起きていない
-350 < E < -200	不確定
E < -350	90%以上の確立で腐食が起きている

表-3 PC供試体の作製条件および形状

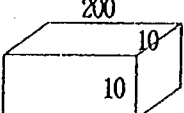
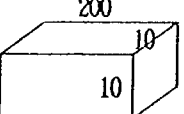
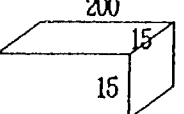
供試体番号	種類	塩化物濃度 C _{cl} 換算 (g/m ³)	セメントの種類		PC用鋼材					供試体寸法 (縦×横×長さ) cm
			早強	高炉	PC鋼線	PCより線	PC鋼棒	異形PC鋼棒	シース	
1	プレテンション	0	○			○				10×10×200 
2		0		○		○				
3		150	○			○				
4		300	○			○				
5		600	○			○				
6		600		○		○				
7		900	○			○				
8	ポストテンション	0	○			○			○	10×10×200 
9		0		○		○			○	
10		150	○			○			○	
11		300	○			○			○	
12		600	○			○			○	
13		600		○		○			○	
14		900	○			○			○	
15	プレストレストなし	0	○		○	○	○	○		15×15×200 
16		0		○	○	○	○	○		
17		150	○		○	○	○	○		
18		300	○		○	○	○	○		
19		600	○		○	○	○	○		
20		600		○	○	○	○	○		
21		900	○		○	○	○	○		

表-4 鉄筋の腐食評価基準

	評価基準
A	腐食がなく黒皮の状態
B	鉄筋表面に点錆が発生
C	鉄筋表面浮き錆が発生
D	少し厚みのある膨張性の錆が発生
E	鉄筋全体にわたって著しい膨張性の錆が発生しており断面欠損している箇所がある。

電位測定は、各供試体の各側面（柱部の東、南、西、北面、横ばり部の上面）について、それぞれの鉄筋の配筋位置に添って5 cm間隔で電位測定を行ったが、ここでは、これらのうち以下について述べることにした。

4.1.1 塩化物濃度の違いによる差

各供試体における塩分濃度の違いによる差をみるため、図-2に北面のSR24、かぶり2 cmの図を示す。これによると、0カ月（暴露直後）の電位は、No 1～5の供試体とも-100～-150 mVの範囲に入っており、ASTM法基準でいうところの-200 < 電位E (mV) の範囲であり、腐食が生じていないと思われる。また、1年後の値は、No 4 (Cl換算900 g/m³) の供試体は、他の供試体に比べると少し高い自然電位を示しているが、いずれの供試体とも貴(+)の方向に移動しており、1年目では錆はまだ発生していないと思われる。

4.1.2 鉄筋の種類の違いによる差

鉄筋の種類の違いによる差をみるため、図-3に供試体No 3の塩化物濃度 (Cl換算600 g/m³) の北面についてかぶり2 cmの図を示す。これによると、0カ月（暴露直後）の電位は、SR24, SD30および耐塩性鉄筋A種の3種類は、-100～-150 mVの範囲に入っており、腐食が生じていないと思われる。1年後の電位は亜鉛メッキ鉄筋を除き他の3種類の鉄筋とも鉄筋の種類により若干の差はあるものの、-200 mV以上となっており、錆はまだ発生していないと思われる。

また、亜鉛メッキ鉄筋の電位は-350 mV前後になっているが、亜鉛が溶出していない鉄筋の電位はこのくらいの値を示すものであり、これから判断すると溶出はまだしていないと思われる。なお、亜鉛メッキ鉄筋については、独自の挙動を示すためASTM法の基準とは別に評価する必要がある。

4.1.3 かぶりの違いによる差

かぶりの違いによる差をみるため、図-4に供試体No 3の塩化物濃度 (Cl換算600 g/m³) の

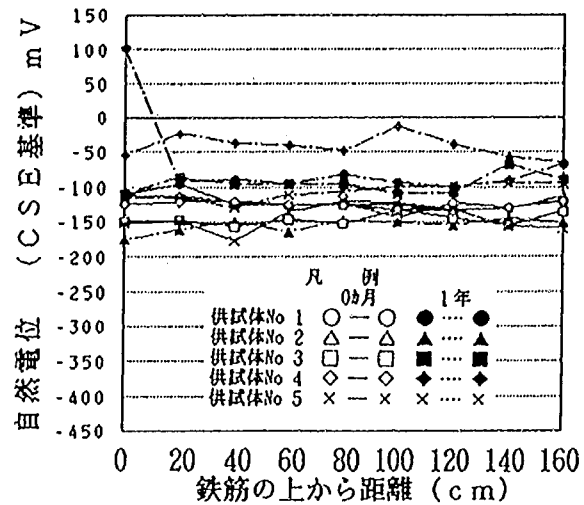


図-2 塩分濃度の違いによる差
(北面 SR24 かぶり 2 cm)

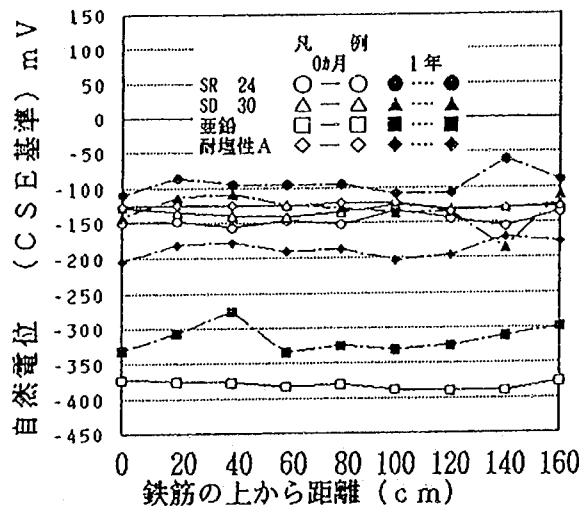


図-3 鉄筋の種類の違いによる差
(No3 北面 かぶり 2 cm)

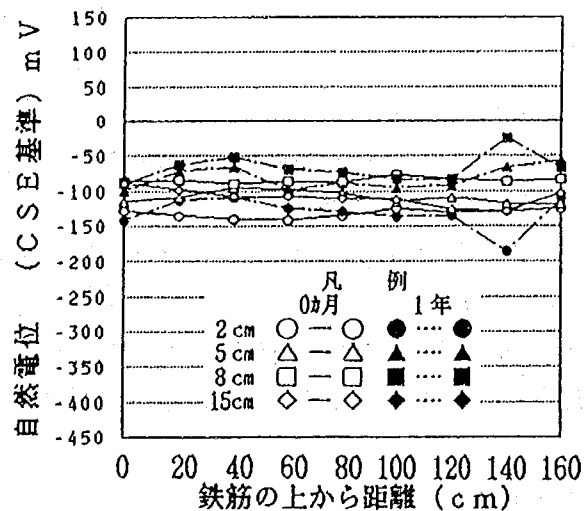


図-4 かぶりの違いによる差
(No3 北面 SR24)

北面についてSR24の図を示す。これによると、0カ月（暴露直後）の電位は、各かぶりとも -150 mV前後であり、1年後の電位も各かぶりとも0カ月の電位より50mV程度貴（+）の方に移動しているだけで錆は発生していないと思われる。

4. 2 PC供試体の解体調査

表-5 PC鋼材の腐食状況観察結果

暴露3カ月後に供試体を解体し、PC鋼材を取り出して目視による腐食状況観察を行い腐食度を評価した。その結果を表-5に示す。全体をまとめて見てみると、一番悪いものでも腐食度C、の鉄筋表面にうすい浮き錆が部分的に発生している状況であり、腐食度としては軽微な状況といえる。

また、塩化物濃度とセメントの種類の関係は余り明確な差が認められない。

プレストレスの種類	PC用鋼材	セメントの種類					
		早強ポルトランドセメント				高炉セメントB種	
		塩化物濃度 (Cℓ換算) g/m ³					
		0	300	600	900	0	600
プレテンション	PCより線	B*	B	B	A	A	B
ポストテンション	シースの外側	A	C*	C*	B	A	A
	シースの内側	C	C	C	C	A	A
	PCより線	A	B	C*	A	C*	C*
プレストレスなし	PC鋼線	A	C*	C*	A	A	A
	PCより線	C*	C*	C*	C	B	B
	PC鋼棒	A	C*	A	A	B	B
	異形PC鋼棒	A	B	B	B	B	B

注) *印 供試体作製時に錆が発生していた可能性あり。

5. まとめ

(1) RC供試体における電位測定結果

1年間暴露後の電位測定結果から、全般的に電位は-200mV以上を示しており、錆はまだ発生していないと思われる。しかし、錆の発生の確実性については、明確なことは言えず、今後、電位測定の推移あるいは解体調査によって明らかにしていく予定である。また、塩化物濃度、鉄筋の種類およびかぶりの違いによる電位の差は、ほとんど認められない。

(2) PC供試体の解体調査

暴露3カ月後に供試体を解体し、PC鋼材を取り出して目視による腐食状況観察を行った結果から、一番悪いものでも腐食度C、の鉄筋表面にうすい浮き錆が部分的に発生している状況であり、腐食度としては軽微な状況といえる。また、塩化物濃度およびセメントの種類の関係は、試験が暴露3カ月と短期間だったため余り明確な差が認められない。

(3) 塩化物総量規制値と腐食の関係

コンクリート中の塩化物総量規制値は、RC部材およびポストテンション方式のPC部材は0.6 Kg/m³ (Cℓ換算)、プレテンション方式のPC部材とシース内のグラウト材は0.3Kg/m³ (Cℓ換算)としているが、今回の暴露試験から、コンクリート中の鋼材の腐食は、塩化物総量規制値の範囲内ではRC供試体およびPC供試体とも、特に問題はなかった。

6. 今後の課題

今後は、RCおよびPC供試体について、暴露試験を継続して行い、塩化物濃度と鋼材の腐食の関係を明らかにしていく予定である。

コンクリートの直接引張強度試験に関する検討

ダム部ダム構造研究室 尾畑 伸之

1. まえがき

現在のコンクリートダムの耐震設計を含めた設計体系においては、コンクリートダムの堤体内に大きな引張応力が発生することは認めていないため、ダムの設計においてもコンクリートの引張強度が問題となることはほとんどなく、その安全性についても経験的に確かめられてきた。しかし、動的解析による耐震設計などの設計法の合理化、近年多くのダムに採用されつつあるRCD工法などに代表される施工法の合理化にともない、地震時におけるコンクリートの引張応力の問題、長大レヤ打設による温度ひび割れの問題等、従来に比べ設計上におけるコンクリートの引張強度の評価が重要な要素となりつつある。

従来、コンクリートの引張強度を求めるには、割裂試験（JIS A 1113：コンクリートの引張強度試験）や曲げ試験等の間接試験方法が採用されてきた¹⁾が、上述のような問題を解決するにあたってはコンクリートの引張強度をより厳密に求めることが必要となっている。

このため、今回、直接引張試験装置を用いてコンクリートの引張強度試験を行った。本報文では、直接引張強度試験の実施にともなう生じる諸問題とその解決策ならびにコンクリートの引張強度試験の結果について述べる。

2. 目的

- ① 動的解析、温度応力解析に必要なダムコンクリートの引張強度特性を把握する。
- ② 直接引張試験装置による試験方法の確立を目指して、必要な諸検討を行う。

3. 試験方法

3.1 試験方法の概要

本検討に採用した直接引張試験方法の概要は、圧縮強度試験用の円柱コンクリート供試体（直径15cm）をエポキシ系接着剤でアタッチメントに直接接着し試験機に取り付けて載荷する方法であり、この方法の特徴をあげると以下の通りである。

- ① 通常の圧縮用供試体を使用するので、特別に型枠等を作製する必要がない。
- ② コンクリートにフック等を埋設する必要がない

いため供試体の作製が容易である。

- ③ 通常の万能試験機で試験が可能である。

3.2 試験機の概要

本試験に使用した試験機は当研究室所有のコンクリート動的引張強度試験装置を用いた。主な諸元を表-1に示し、概略図を図-1に示す。

表-1 試験機の諸元

最大荷重	±40tf（載荷盤直径20cm）
最大変位	±10mm
加振波形	正弦波・三角波・矩形波(0.01Hz～25Hz)
最大速度	4.0cm/sec
制御方式	電気油圧サーボ方式
荷重計	定格45tf
変位計	定格±12.5mm
荷重変換部	±10v/±40tf（モニター出力）
変位変換部	±10v/±10mm（モニター出力）

4. 試験に関する検討項目と結果

4.1 接着剤の性質

本試験においては接着剤の性質（性能）は重要な要素となる。その必要条件を挙げると

- ① 接着剤の接着強度がコンクリートの引張強度よりも高いこと
- ② 実用強度が得られるまでの硬化時間が短いもの
- ③ 作業性が良く、気温（湿度）等の条件による影響の少ないもの
- ④ アタッチメントからの脱着が容易なもの

このうち、①の条件については試験自体が成立するうえで不可欠なものであり、②・③・④の条件は試験工程を大きく左右するものと考えられる。したがって、①の条件を確実に満足し、②・③・④の条件の優れた接着剤としてエポキシ系接着剤を選定した。接着剤の引張強度は約 90kgf/cm^2 、弾性係数は約 $34,000\text{kgf/cm}^2$ 、ポアソン比は約0.34である。

なお、本接着材は供試体とアタッチメントを乾燥炉に投入し高温（ $180^\circ\text{C}\sim 200^\circ\text{C}$ ）状態にすれば容易に除去できる。

4.2 供試体端面の状態が試験強度に与える影響

接着剤のコンクリートとの付着強度および作業性（硬化時間、扱い易さ等）を確認するためコンクリート供試体を用いて予備試験を行った結果、供試体は作製時の上端面付近（ $1\text{cm}\sim 2\text{cm}$ ）より破断した。この原因は、上端面付近ではブリージング、空気の残留等により中央付近に比べ弱面が形成されやすい範囲であるためと考えらる。したがって、この付近で破壊した強度を試験値とした場合、本来の引張強度を小さく評価することになると思われる。このことから、本試験では供試体の上下端部をそれぞれ $20\text{mm}\sim 30\text{mm}$ 程度コンクリートカッターを用いて切断したものをを使用することとした。

4.3 供試体端面の平行度が引張強度に及ぼす影響

供試体の上下端面を完全に平行に切断することは現状において非常な困難をとまなうものと考えられる。そこで、石膏供試体を用いて平行度に着目した試験を行った。使用した供試体は直径 $15\text{cm}\times$ 高さ 30cm で打設後、両端を約 30mm ずつ切断し $H=24\text{cm}$ とした。平行度の高い供試体は試験機上で予備載荷（圧縮）し鉛直方向ひずみ（4ヶ所）と円周方向ひずみ（4ヶ所）の大きさが等しくなるよう整形・調整したものであり、平行度の低い供試体は端面を鋸で切断したままの状態である。平行度の低い場合の供試体とアタッチメントのす

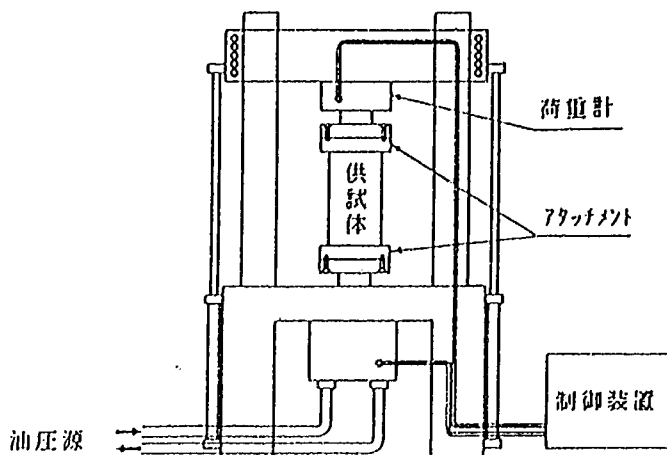


図-1 試験装置の概略

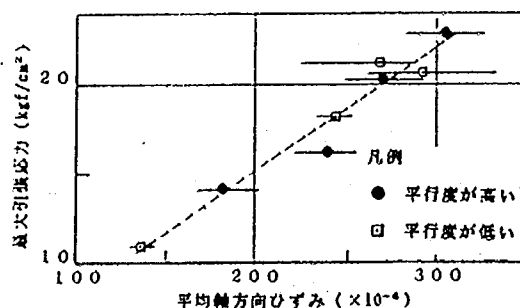


図-2 平均軸方向ひずみと最大引張応力

きまは1mm～2.5mmであった。

実験結果を図-2に示す。図より、最大引張応力は平行度の高い場合で14.1～22.9kgf/cm²、平行度が低い場合で10.9～21.2kgf/cm²の値となっており、有意な差は認められない。また、平均軸方向ひずみと最大引張応力の間には相関関係が認められ発生ひずみの大きなものほど最大引張応力が大きくなる傾向にあるといえる。すなわち、試験を行った供試体の弾性係数はほぼ同じであり、強度のバラツキは供試体の平行度に起因しているとはいえない。したがって、今回試験を行った範囲では、供試体端面の平行度は引張応力にほとんど影響を与えていないと考えられる。

4.4 供試体の寸法が引張強度に与える影響

供試体を切断することにより供試体の高さは小さくなる。したがって、高さの変化による影響を把握しておく必要があると考えられ、コンクリート供試体を用いた実験および3次元（軸対称）有限要素法を用いた数値解析により検討を行った。

4.4.1 実験による検討

本実験に用いた供試体の配合を表-2に示す。供試体は上下端面を切断するものとし、破壊強度は制御用の荷重計からデジタル動ひずみ測定器により計測した。

図-3に供試体の高さと引張強度の関係を示す。図中の直線は最小二乗法により求めた回帰直線である。図より供試体の高さが低くなると強度が高くなる傾向にあると考えられ、この回帰直線とデータの相関係数は-0.327であり相関関係にあるとはいえない。したがって、本実験を行った寸法の範囲内では供試体の高さが強度に与える影響に比べ供試体のバラツキが強度に与える影響の方が支配的であるといえる。

4.4.2 数値解析による検討

解析に用いた代表的なモデルおよび物性値を図-4、表-3に示す。解析はすべて軸対称解析とし供試体およびアタッチメントの1/4をモデル化した。

表-2 配合表

G _{max} (mm)	W/C (%)	S/a (%)
40	55	45
単位量 (kgf/m ³)		
W	C	S
174	316	744
G		
5～20mm		20～40mm
726		315
AE (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)
0.025	4.0	4.0

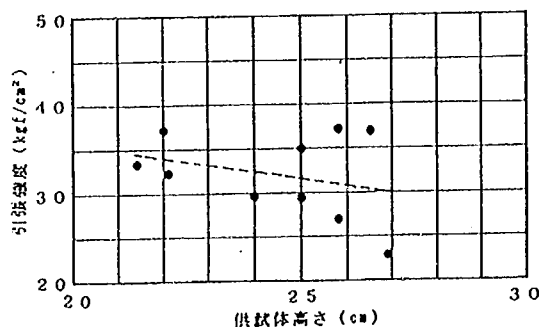


図-3 供試体高さと引張強度

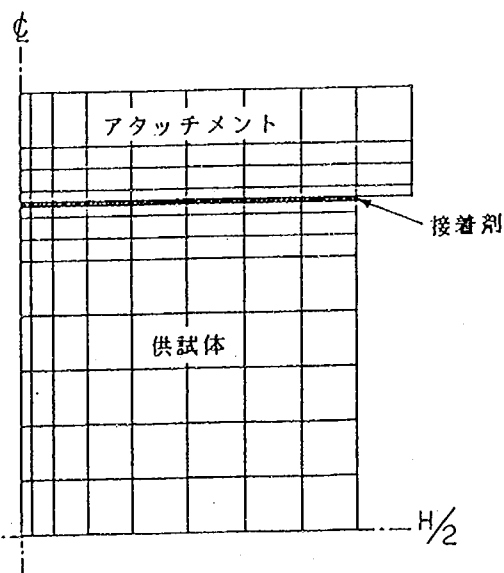


図-4 解析モデル

表-3 物性値

弾性係数 (kgf/cm ²)	
供試体	2.5×10 ⁸
アタッチメント	2.1×10 ⁷
接着剤	3.4×10 ⁵
ポアソン比	
供試体	0.25
アタッチメント	0.31
接着剤	0.34

解析ケースは供試体の高さ $H=15\text{cm} \cdot 20\text{cm} \cdot 30\text{cm}$ の3ケースについて検討を行った。

解析結果を図-5に示す。ここで、(a)は供試体高の $1/2$ における断面 ($H/2$)、(b)はアタッチメントより 2.5cm 離れた断面の応力分布である。図の縦軸は鉛直(軸)方向応力(σ_z)を単位面積当りの載荷荷重(σ_0)で除した応力係数、横軸は中心軸 ($O/2$) からの距離である。

図より、供試体高の $1/2$ における断面では若干の差異が認められるがその差は2%程度であり、アタッチメントから 2.5cm 離れた断面ではその差異はほとんど認められない。したがって、供試体の高さによる鉛直方向応力分布への影響は2~3%あると思われるが実用上は大きな問題にならないと考えられる。

5. 試験結果と今後の検討課題

図-6に直接引張強度試験の試験結果を示す。図の横軸は、JISの引張試験標準載荷速度(図中(I))、圧縮試験標準載荷速度(図中(II))での直接引張試験強度である。図より引張強度の範囲はどちらも同程度であり、 $17\text{kgf/cm}^2 \sim 32\text{kgf/cm}^2$ と広く、コンクリートの引張強度が小さいことを考慮するとバラツキは相対的に大きいといえる。これは、圧縮試験に比べ供試体中の粗骨材の配置、骨材の形状、ペーストと骨材の付着状態など引張強度を左右する条件が多いためと思われる。したがって、直接引張試験の試験結果に検討を加える場合は試験数量を増やし、統計処理によってバラツキの影響を把握する必要があると考えられる。

今後は、引張強度のバラツキの定量的把握、圧縮強度、割裂強度との関係について検討していくとともに、載荷速度、コンクリートの配合等を変化させてコンクリートの引張強度特性の把握を目指す予定である。

参考文献

- 1) 岩崎, 西林, 青柳: フレッシュコンクリート・硬化コンクリート, 新体系土木工学29, pp.93~pp.97, 技報堂出版, 1981

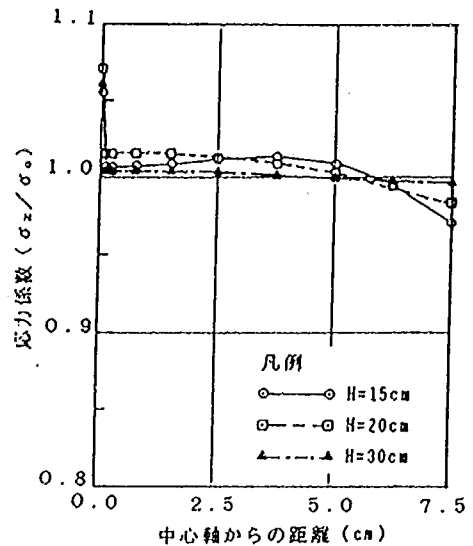


図-5(a) 供試体高さ $1/2$ の断面における応力分布

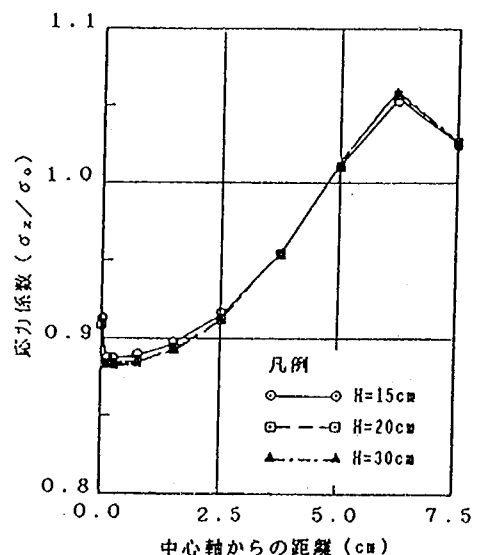


図-5(b) アタッチメントより 2.5cm 離れた断面における応力分布

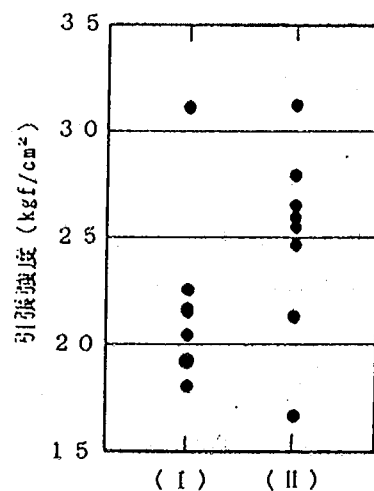


図-6 試験結果

群鉄筋の定着機構に関する研究

コンクリート研究室 田村 久

1. まえがき

橋脚の靱性は、橋脚軀体とフーチング接合部の鉄筋の伸び出し量に大きく影響を受ける。すなわち接合部において定着の伸び出しが生じると回転によって橋脚天端の変位がさらに大きくなる¹⁾。橋脚の許容変位が大きくなれば、地震時における構造物の安全性確保に有利となってくる。ここで問題になるのは、定着された鉄筋の引伸び出し量はいくつかということであるが、この値は定着長、鉄筋の本数や間隔に影響されることも予想される。このため、定着鉄筋の定着長や配筋方法を変えて終局状態における伸び出し量を実験的に把握する必要性が生じた。本研究は、フーチング中の定着鉄筋の配筋方法が定着耐力及び伸び出し量に及ぼす影響を明確にすることを目的とし、フーチングを想定したマッシュパなコンクリート中に鉄筋を埋め込み、引抜き試験を行い、定着強度、伸び出し量、鉄筋の内部ひずみ等を計測し、結果をとりまとめたものである。

2. 実験方法

2-1 使用材料

1)コンクリート

供試体製作に使用したコンクリートの配合を表-1に示す。コンクリートの平均圧縮強度は170kg/cm²であった。

表-1 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	64	43.8	163	255	817	1085	0.102

(早強セメント、混和剤はチューボールC、砕石使用)

2)引抜き試験用鉄筋

引抜き試験用鉄筋は市販のネジフシ鉄筋 (SD35公称径22mm) を鉄筋内部のひずみを計測できるように加工して用いた。鉄筋の加工は水野ら²⁾の方法を参考にし、2本の鉄筋を縦方向に片方が正規の断面の丁度半分になるように切断し、それぞれに幅10mm、深1mmの溝を設け、片方に塑性域まで測定できるゲージを5cm間隔に貼りリード線を通し両方を合わせて1本の鉄筋とした。

2-2 供試体及び載荷方法

供試体の形状、寸法を図-1、引抜き試験用鉄筋の埋込み条件について表-2に示す。供試体は、載荷時に変形が生じないように D19、D13の鉄筋で補強した。載荷方法は、図-2に示すように供試体に載荷フレームを設置し引抜き試験用鉄筋をロックナットで載荷フレームに固定し手動油圧ジャッキで加圧し引抜き試験用鉄筋が供試体から抜け出るか、降伏するまで行った。測定項目は載荷荷重、鉄筋の内部ひずみ、鉄筋の伸び出し量、コンクリート表面の変位及び目視観察である。

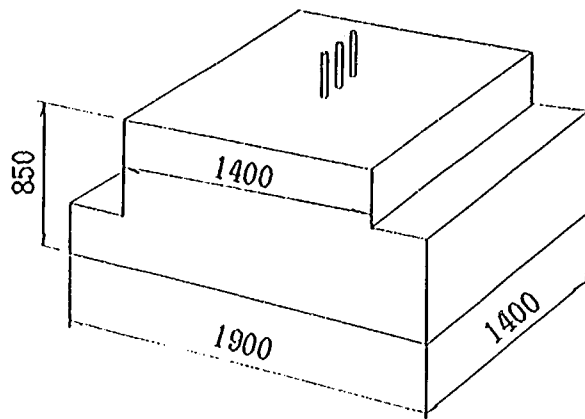


図-1 供試体寸法

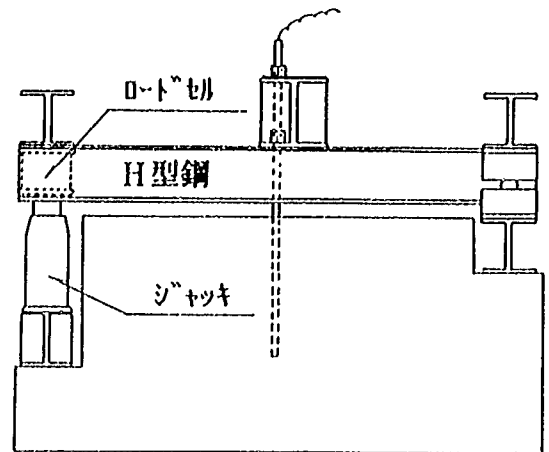


図-2 荷重方法

表-2 供試体の一覧

	鉄筋	鉄筋本数	定着長cm	鉄筋のあきcm
No.1	D 22	1	20	—
No.2	D 22	1	35	—
No.3	D 22	1	50	—
No.4	D 22	3	20	6
No.5	D 22	3	35	6
No.6	D 22	3	50	6

3. 実験結果

3-1 荷重荷重と伸び出し量の関係

荷重と伸び出し量の関係を図-3に示す。定着鉄筋が1本で定着長35cm(16D) 50cm(23D)の場合には最大荷重はほぼ同じであり、定着部コンクリートの破壊は生じず定着鉄筋は降伏した。一方、鉄筋が降伏するまでの伸び出し量は20cm(9D), 35cm, 50cmの定着長の違いがはっきりでいて、実験の範囲では定着長が長いほど鉄筋降伏までの伸び出し量が少ない。次に同じ定着長で1本と3本の埋込み本数の違いによる影響について見てみると、定着長35cmの供試体は3本の方が1本の場合より伸び出し量が多く、かつ1本当りの載荷荷重は小さくなっているが、定着長20cmと定着長50cmの供試体はほぼ同じ傾向を示している。すなわち、埋め込み深さによっては、鉄筋の付着長による定着強度以外に考慮しなければならない要素のあることを示している。おそらく3本で35cm定着した場合は鉄筋群全体の抜け出し力がフーチングのコンクリートの定着強度よりも大きかったためと考えられる。

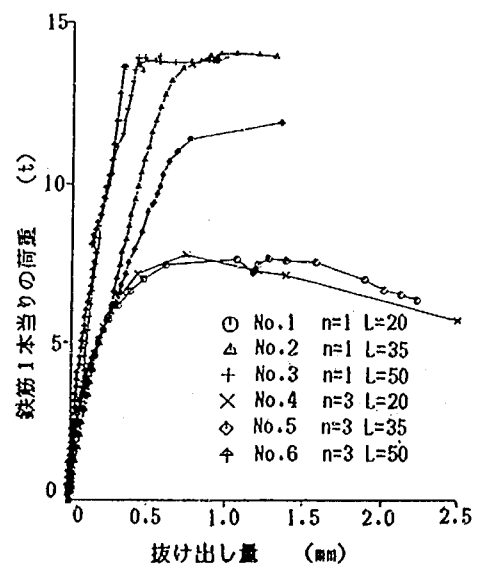


図-3 荷重と抜け出し量の関係

3-2 定着部における鉄筋のひずみ分布

埋め込み深さが異なると、鉄筋が降伏するまでの伸び出し量が異なる理由を考察するために定着部の鉄筋のひずみ分布を測定しプロットしたのが図-4である。定着長の異なるNO.1, NO.2, NO.3共ひずみゲージ1(定着部表面)のひずみ値がある値のときのひずみ分布はほとんど等しい。したがって、ひずみ分布からは伸び出し量が異なる理由はわかりにくい。

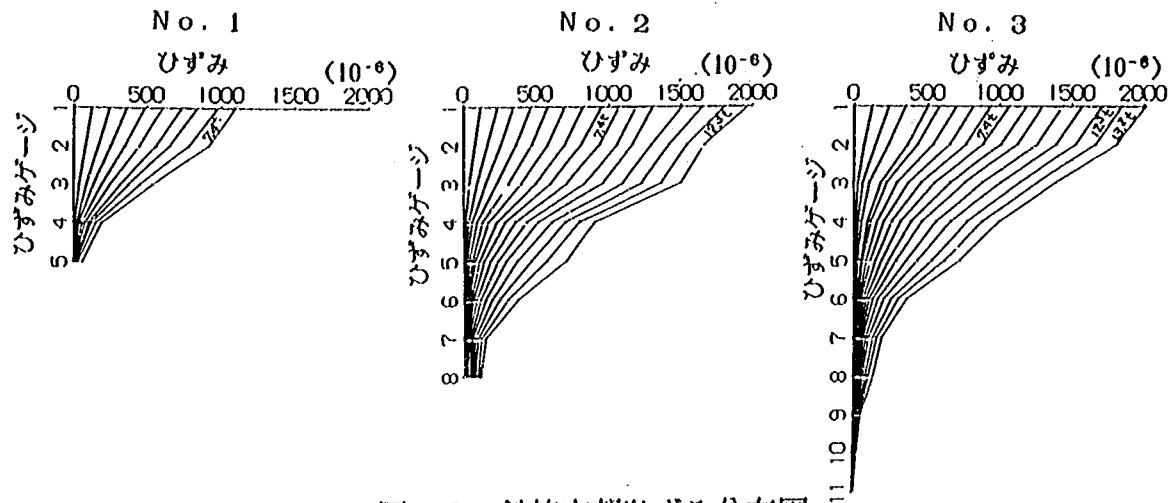


図-4 鉄筋内部ひずみ分布図

次に、ひずみゲージの各位置における伸び出し量を調べてた。これは定着部表面の伸び出し量から各ひずみゲージ位置までのひずみの積分値を差しひくことによって得られる。得られた伸び出し量の分布を図-5に示す。定着長の短いNo.1, No.2 は鉄筋下端も移動していることがわかる。すなわち、定着長が短い鉄筋の伸び出し量が大きいのは鉄筋下端部も抜け出すように移動するからである。実験データはまだ得られてないが、鉄筋の定着長が十分大きい場合には、定着長にかかわらず一定であると考えられる。降伏後の鉄筋の伸び出し量については、今後解析を行なう予定である。伸び出し量の一般的な計算方法は付着応力度の特徴を明らかにしなければならないが、そのためには鉄筋径、コンクリート強度等を変化させた実験が必要である。

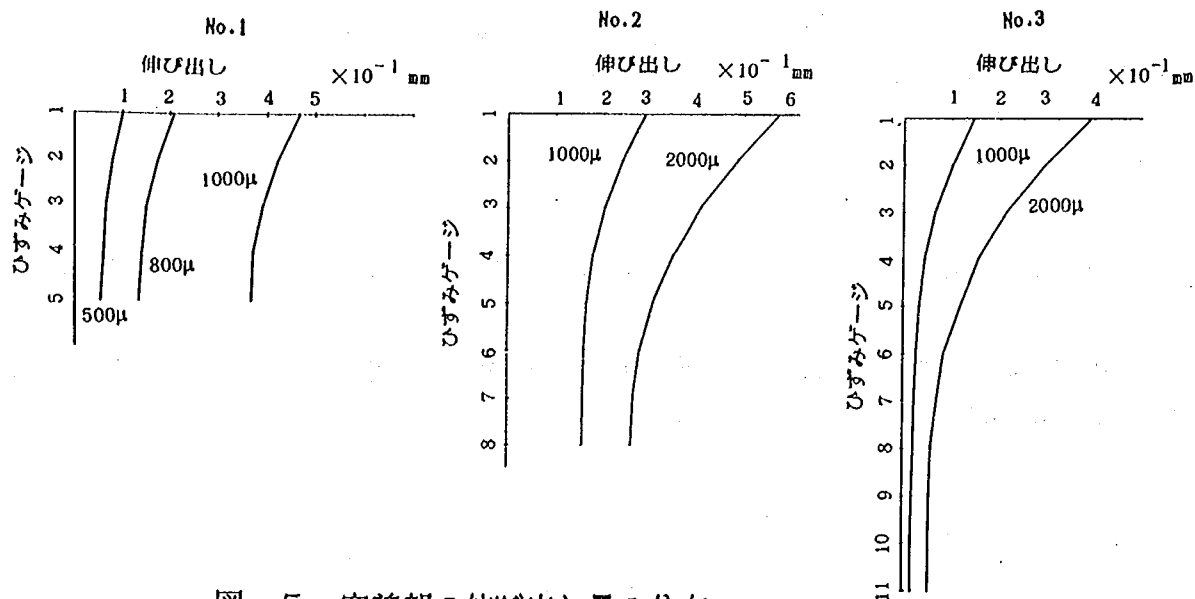


図-5 定着部の伸び出し量の分布

3-3 最大せん断応力

各供試体の引抜き試験における最大せん断応力は表-3のとおりであり、ほとんどの供試体が

コンクリート表面10cm位の所で最大せん断応力が生じている。しかしコンクリート表面 5cm位までに発揮される最大せん断応力はこれよりはるかに小さい値となっており、

表-3 最大せん断応力 (kg/cm²)

No. 1 n = 1 L = 20	No. 2 n = 1 L = 35	No. 3 n = 1 L = 50	No. 4 n = 3 L = 20	No. 5 n = 3 L = 35	No. 6 n = 3 L = 50
80	78	77	80	55	73

自由表面の影響があらわれている。同じ定着本数の供試体で比較してみると定着長20cmと定着長50cmとではほぼ同じ応力値を示しており、定着長35cmの供試体は3本埋込みの供試体No5 が供試体No2 より小さい応力値となっている。供試体No5 は、供試体No2 と異なり付着応力度が最大値を発揮する前に、定着部コンクリートの破壊という別のメカニズムでこわれたことを示している。

4. まとめ

実験結果をまとめてみると

- 1) 定着長のちがいは、定着強度が異なるばかりでなく、伸び出し量も異なり、定着長20cm、35 cm 50cm供試体で定着長が長いほど伸び出し量が少ないことが明らかとなった。
- 2) 鉄筋の埋込み本数が異なると、1本の場合と異なる変位挙動をする場合と、差がない場合とがある。異なる場合は鉄筋とコンクリートとの付着以外の破壊メカニズムつまり群鉄筋としての定着強度が問題となり、検討が必要である。
- 3) 伸び出し量には、定着最下端のすべりの影響が大きい、伸び出し量から最下端の伸び出し量を差し引いたものは各供試体とも同じ分布をしている。したがって定着長が十分長い場合には、伸び出し量は一定の値となると考えられる。

今後は、降伏後の伸び出し量、繰返し载荷にともなう変化、コンクリート強度や横方向鉄筋の影響、フックの効果等を調べていく予定である。また今回の実験では、はっきりしなかった伸び出し量の定量的解析や群鉄筋の定着機構についても調査を続けていきたい。

(参考文献)

- 1) 土木研究所資料 第1513号, “単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究”, 昭和54年 7月
- 2) 水野, 渡辺 “丸鋼、異形鉄筋および、異形ねじり鉄筋の付着に関する研究” 土木学会論文集, 第93号 昭和38年 5月

第26回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土研資料第2521号
昭和62年12月(1987)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨

本資料は、「第26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、土木研究所が実施している調査・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：研究発表会

○

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい。

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 2521 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 2521 号

○