

I S S N 0386-5878

土木研究所資料 第 号

マイクロフィルム 第 号

第 19 回

土木研究所研究発表会資料

昭和55年12月4・5日

建設省土木研究所

Copyright 1980 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目 次

1. 斜面の地震時危険度評価手法	急傾斜地 崩壊研究室	仲 野 公 章	1
2. 読取精度を考慮した強震記録の補正方法	振動研究室	高 木 義 和	5
3. 数量化分析手法による道路の耐震性の解 析	耐震研究室	萩 原 良 二	9
4. 都市域からの雨天時汚濁流出	下 水 道 研 究 室	加 藤 善 明	13
5. 鉄塩添加時発生汚泥の消化	汚泥研究室	館 山 祐 清	17
6. 下水処理場への工場廃水の影響	水質研究室	渡 部 春 樹	21
7. シミュレーションモデルによる道路整備 効果の分析	システム課	長 門 幸 朗	25
8. 街路における歩行の快適性と経路選択行 動	道路研究室	外 井 哲 志	29
9. 案内標識の地名選定手法	交 通 安 全 研 究 室	大 友 恭 也	33
10. 定車間走行制御システム	新 交 通 研 究 室	川 名 万寿雄	37
11. 道路植栽の生育判定法の検討	緑化研究室	古 関 堅 治	41
12. 道路吹付法面の安定度解析	地質研究室	佐々木 審	45
13. 埋殺し型枠に用いたフェロセメントの特 性	コンクリート 研 究 室	森 浜 和 正	49
14. ロックボルトの作用効果	ト ン ネ ル 研 究 室	河 野 広 隆	53
15. 鋼床版合成トラスの構造解析	橋梁研究室	大 塩 俊 雄	57

16. 富士川下流部河道の蛇行特性	河川研究室	佐々木 重 義	61
17. レーダ雨量計による短時間降雨予測	水文研究室	中 尾 宏 臣	65
18. 雨水貯留施設の治水機能評価	総合治水 研 究 室	本 間 久 枝	70
19. 太田川河口部の波浪の変形	海岸研究室	弘 田 英 人	74
20. 山地河川の河床変動追跡	砂防研究室	北 山 滋 基	78
21. 地下水排除工の効果	新潟試験所	福 井 義 隆	82
22. 貯水池の水位変動現象とその対策	水資源開発 研 究 室	佐々木 元	86
23. 急速汙過池（下向流）の洗浄方法の検討	三次処理 研 究 室	小 泉 秀 一	90
24. テンターゲート脚柱の応力に与える初期 たわみの影響	ダム構造 研 究 室	依 光 春 実	94
25. 自由越流に及ぼす橋脚の位置の影響	ダム水工 研 究 室	福 井 明	98
26. 建設機械の操作性と運転環境	機械研究室	荒 井 猛	102
27. 水砕スラグを用いた表層混合処理に関する 現場実験	土質研究室	岡 田 芳 樹	106
28. 粘土の動的強度	動 土 質 研 究 室	唐 沢 安 秋	110
29. 鋼床版舗装用混合物の疲労特性	舗装研究室	岩 崎 尚 義	114
30. 道路橋下部工の近接施工	基礎研究室	杉 崎 光 義	118

急傾斜地崩壊研究室 仲野 公章

降雨に対する斜面の危険度評価と比較すると、地震に関しては実態および機構において未解明な点も多く、有効な危険度評価手法の開発が遅れている。ここでは、斜面の地震時危険度評価手法の開発に関する現在までの成果および今後の課題について報告する。

本研究では概査および精査的評価手法の個々の手法の検討を進めるとともに、それらを有機的に活用するための総合的な評価システムを開発

することを目的としており、本報告での具体的な目的は次の3点に要約できる。①点数制による方法の現地への適用性を明らかにする、②すべり面法による安定解析の適用性を動的応答解析による加速度分布を用いて明らかにする、③総合的な危険度判定システムの開発に今後必要となる検討課題を整理する。

3.1 点数制の検討

表-1に示した危険度判定基準を昭和53年1月の伊豆大島近海地震により崩壊した沿道斜面202箇所および無作為抽出した非崩壊斜面155箇所¹⁾に適用し、危険度を素因要素点で3ランクに分けてこのランク分けの意味を検討した。次に、既往の主に降雨に対する急傾斜地崩壊危険区域危険度判定基準²⁾と表-1との関係を調べるために、静岡、山梨、神奈川の3県で計61箇所の急傾斜地を調査した。

解析対象とした斜面は、図-1に示した静岡県下の沿道斜面であり、伊豆大島近海地震により崩壊した南西向き斜面(斜面-1)と未崩壊斜面(斜面-2)である。斜面-1(勾配約 40°)は道路延長125 mにわたり路面

項目	調査項目	項目区分	点数
①	斜 面 高 (Hm)	10.0以上 < 15.0	3
		5.0以上 < 10.0	2
		5.0以下	1
②	斜 面 勾 配 (%)	1:1.0以上 < 1:0.5	3
		1:1.0以下	2
		1:1.0以下	1
③	オーバースパン	傾斜のない斜面のオーバー (傾斜のない斜面のオーバー)	7
		傾斜のある斜面のオーバー (傾斜のある斜面のオーバー)	4
		傾斜のある斜面のオーバー (傾斜のある斜面のオーバー)	0
④	斜面の地質	斜面の表面に粘土、砂、石、切石の層に粘土が、砂、石、粘土、砂、石の交互した層	10
		砂、石、粘土の交互した層	7
		砂、石、粘土の交互した層	5
⑤	表土の厚さ	0.5m以上	3
		0.5m以下	2
		0.5m以下	1
⑥	排水	排水設備が整っている	3
		排水設備が整っている	2
		排水設備が整っている	1
⑦	産石、崩壊履歴	産石、崩壊履歴がある	3
		産石、崩壊履歴がある	2
		産石、崩壊履歴がある	1
⑧	斜面の異状、変状	斜面の異状、変状がある	3
		斜面の異状、変状がある	2
		斜面の異状、変状がある	1
⑨	斜面安定工の異状、変状	斜面安定工の異状、変状がある	3
		斜面安定工の異状、変状がある	2
		斜面安定工の異状、変状がある	1
⑩	斜面安定工による	斜面安定工による	3
		斜面安定工による	2
		斜面安定工による	1

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

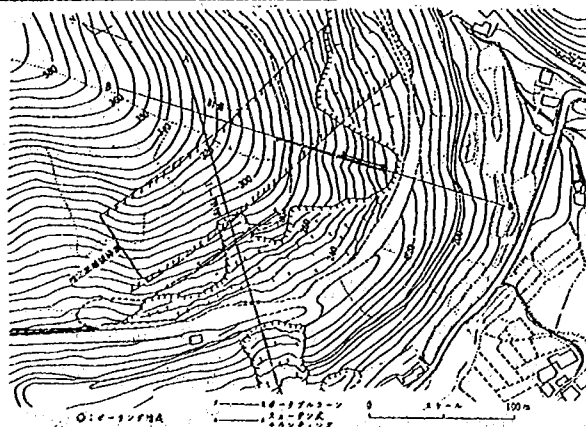
① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による

① 斜面の高さ (Hm) ② 斜面の勾配 (%) ③ オーバースパン ④ 斜面の地質 ⑤ 表土の厚さ ⑥ 排水 ⑦ 産石、崩壊履歴 ⑧ 斜面の異状、変状 ⑨ 斜面安定工の異状、変状 ⑩ 斜面安定工による



図一 安定解析を適用した既往災害地の平面図

より30~50mの高さから崩壊したものであり、崩壊厚は斜面に垂直で最大5m程度と考えられる。基岩は変形安山岩であり、表層2~5mには崖錐性堆積層があったと考えられ、これが崩壊物質となった。

上記の斜面-1, 2を対象として、有限要素法による動的応答解析およびすべり面法による静的安定解析を実施した³⁾。すべり面法による安定解析の手法は、複合すべり面法の一つであるJanbuの方法に水平加速度を慣性力に換算して地震力を考慮する図-2に示した石原らの方法⁴⁾(以下、

Janbu式と呼ぶ)を用いた。なお、図-2中、 a , g は地震時水平および重力の加速度、 ΔW_i , S_i , N_i , α_i は各細片の重量、せん断力、垂直反力、すべり面の傾き、 H_i , V_i はそれぞれ水平・垂直方向の不静定内力である。土塊の粘着力を C 、内部摩擦角を ϕ 、 U_i を各細片に働く間隙水圧とし、すべり土塊の上部に働く水平力等の外力 Q をゼロ、また、 $\Delta W=0$ とした場合の安全率(F_s)は以下の式で示される。なお、式中の f_0 はすべり面形状によって決まる補正係数である⁵⁾

$$F_s = f_0 \frac{1}{\sum \frac{\Delta W_i}{g} + \sum \Delta W_i \cdot \tan \alpha_i} \cdot \frac{C' \cos \alpha_i + (\Delta W_i - U_i \cos \alpha_i) \tan \phi'}{\cos^2 \alpha_i (1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \phi'}{F_s})}$$

Janbu式による計算に際しては、各スライスの入力加速度を、(イ)400 gal一定、(ロ)動的応答解析より求められた最大水平加速度の2ケースとした。(イ)は、墓石の転倒状況から解析地点付近での最大水平加速度がおおむね400 gal程度と推定されている⁶⁾

ことになっている。(ロ)は、図-4に示したような動点応答解析により節点毎に計算される加速度を用いて、図-3に示したモデルにより各スライスの最大水平加速度を計算した。

地盤強度としては、(a) $C=5 \text{ ton/m}^2$, $\phi=0^\circ$ と(b) $C=3 \text{ ton/m}^2$, $\phi=30^\circ$ の2ケースを用いた。(a)は、サウンディングの結果から $\phi=0^\circ$ の仮定のもとに推定した値であり、(b)は、解析地近傍での土質試験の結果等から推定した値である。

4 結果および考察

4.1 点散列の検討結果

調査対象道路の被災延長と無被災延長の資料¹⁾から、各崩壊斜面区分および非崩壊斜面区分の沿道中が一定かつ崩壊斜面区分中と崩壊中が等しいという仮定で沿道斜面の母集団を推定したものが、表-2の①と④

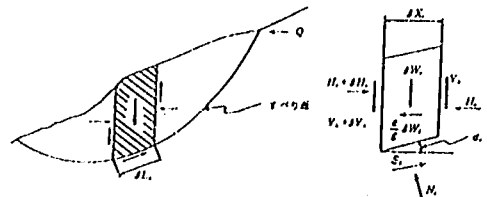


図-2 すべり解析のモデル

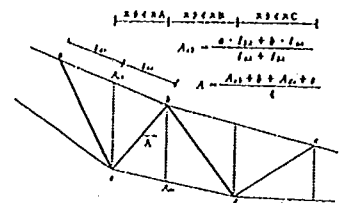


図-3 節点およびスプリング

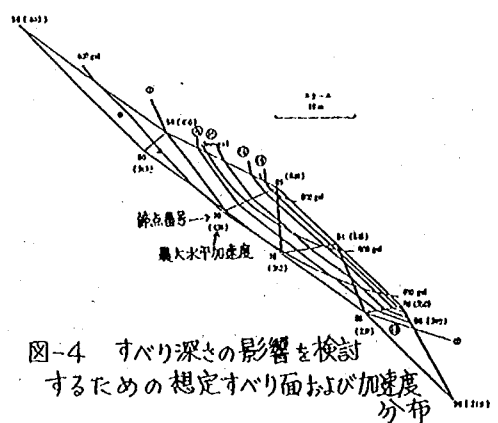


図-4 すべり深さの影響を検討するための想定すべり面および加速度分布

表-2 各ランクの特徴

順	要因別ランク名	C'(13/11)	B'(14-23)	A'(24/31)
①	崩壊例の割合(a%)	a'=10	aB'=703	aA'=287
②	非崩壊例の割合(b%)	b'=96	bB'=859	bA'=45
③	母集団の分布(C=619×b1a)	c'=604	cB'=6020	cA'=566
④	ラングの相関率(d=a+c%)	d'=166	dB'=117	dA'=507
⑤	d'=10とした場合(dB'/d', dA'/d')	10	70	305
⑥	母集団の分布の割合(a)	A4	837	79

の欄である。続いて、各ランクの崩壊延長率をみたものが③の欄であり、BおよびAランクの崩壊率をCランクのもので除した値（相対的な危険度）が④の欄である。以上の結果から、この例で素因要素点でA'、B'、C'のランク付けをしたということは、沿道斜面全体を占有率および相対的崩壊危険度がA'（7.9%，30.5），B'（83.7%，7.0），C'（84%，1.0）をもつ3区域に分類したという意味を持つと考えられる。

主に降雨に対する判定基準との比較の結果は、図-5に示した。全般的に両者の対応が良く、一般的には、降雨に弱いと判断される斜面は、地震の判定基準でも弱いと判断される。

4.2 すべり面法による安定解析の検討結果

400gal一定の加速度、 $C=3\text{ton}/\text{m}^2$ 、 $\phi=30^\circ$ の条件で計算した安全率は、斜面-1の崩壊部で0.89、未崩壊の斜面-2に経験的に想定した2つのすべり面で0.93、1.02となった。崩壊部での安全率を1.0とすると、非崩壊部では1.04、1.15となり、この方法による危険度評価が比較的妥当なものと言えるであろう。

すべり深さを3~5mに想定した条件で、入力加速度を一定値とした場合と動的応答解析から得られる値とでの安全率を比較した結果が図-6であり、両者は良い相関を示し、±10%以内のバラツキを許せば両者はほぼ一致すると考えられる。

動的応答解析の結果から、地震動加速度の増幅は表面に近いほど、また、斜面形状が凸状を示すほど大きいという結果が得られた³⁾ので、斜面凸部に深さ3~5mの局所的なすべり面を想定して安全率を計算したが、すべて経験的に想定されるすべり面よりも高くなり、極端に局所的な崩壊は発生しにくい結果となった。また、図-4に示したように経験的に想定される断面を基本としてすべり深さを $\frac{3}{4}$ 、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{8}$ と変化させて計算したが、図-7に示すように安全率はすべり面深さを深くするにしたがって低下する結果となった。この例では全断面とも同一の地盤定数をもつ崖錐層と仮定しているため、これらの地盤定数の大きさおよび分布が変化した場合についても検討することが必要とされるが、一般的には、深さ数m程度の崖錐層では、その内部に著しく強度の差が大きな境界がない限り、崖錐層の深部からすべると考えることができる。

4.3 総合的な斜面地震時危険度評価システム開発のための検討課題の考察

地震に対する斜面の危険度評価システムが、基本的には降雨に対する考え方と相関するものであると考えて具体的な流れおよび今後の検討課題を整理したものを図-8に示した。

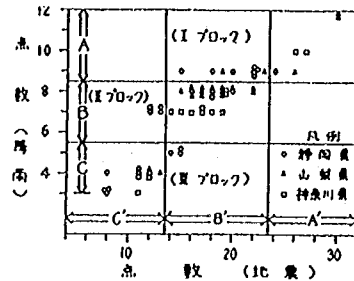


図-5 耐降雨と耐震基準の対応

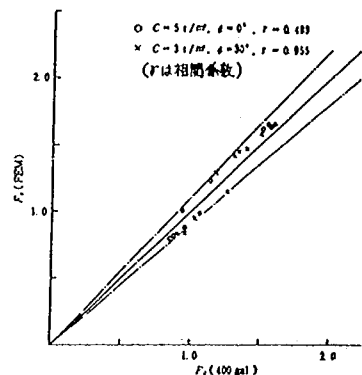


図-6 2ケースの入力加速度による安全率の相関

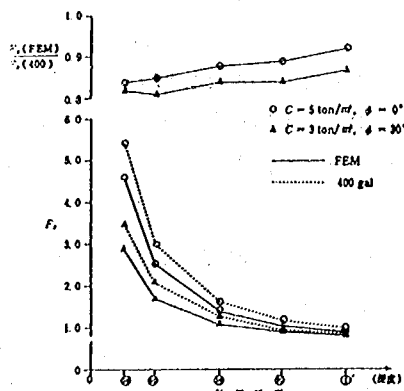


図-7 すべり面深さの影響による安全率の変化

動的土質強度に関しては不明な点が多く、今回の3.2における検討では静的な強度を用いた。一般に、地震時は不飽和状態で崩壊が発生することが多いので、不飽和土の加震時のせん断強度の変化および体積変化の特性を明らかにして行く必要がある。

地震に対する危険度評価においては、降雨に対してと同様にたとえ安定解析等の精密な解析手法が確立されても、現地への適用に際して地盤構造や土質強度等の情報が十分に得られることは少なく、それにより大きな誤差を生じる場合も多い。したがって、崩壊(面積)率等の検討を進めて、計算等の精密な手法での成果をマクロな視点からチェックする方法を開発して行くことが必要となろう。

5 まとめ

(i) 点数制による危険度のランク分けの意味を明らかにした。また、一般的には、降雨に対して弱いと判断される斜面が地震に対しても弱いと判断されることを示した。

(ii) すべり面法による安定解析手法の適用性を動的応答解析からの加速度分布に着目して検討し、この手法による危険度評価が比較的妥当なものであるとの結論を得た。

また、表層に数mの一樣な崖錐が分布するような斜面においては、墓石の転倒率等から推定される加速度を用いた場合と動的応答解析からの加速度を用いた場合の差が±10%以内であること、および、極端に局所的な崩壊や浅い崩壊は発生しにくいという結果を得た。

今後は、動的応答解析からの最大せん断力やひずみに着目した検討も必要とされよう。

(iii) 総合的な斜面の地震時危険度評価システムを開発するには、今後特に、不飽和土の動的土質強度の検討および崩壊(面積)率等マクロなチェック方法の検討が必要であるとの考え方を述べた。

6 あとがき

3.1の検討に関しては土木研究所耐震研究室、3.2に関しては振動研究室と共同で検討を実施した。特に、3.2の動的応答解析は、振動研究室が担当したことを明らかにしておきたい。

最後になったが、本研究を御指導いただいた急傾斜地崩壊研究室長安江朝光氏および現地調査等に御協力いただいた関係各位に謝意を表したい。

<参考文献> 1)日本道路協会:道路の震災対策に関する調査報告(I),(1973.3)および(II),(1979.9) 2)例えば、中村二郎編:砂防・地すべり防止急傾斜地崩壊防止施工法,p481,山海堂,1978.11 3)建設省土木研究所振動研究室,急傾斜地崩壊研究室:地震応答解析による羽道斜面の耐震の検討,土研資料等1600号,1980.7 4)石原研而ら:崩壊地における不攪乱資料の強度試験,東伊豆道路震災対策委員会報告書,1979.3 5)例えば、赤井若一:土質力学,pp.245~250,朝倉書店,1966.5 6)参考文献3)に同じ,p13

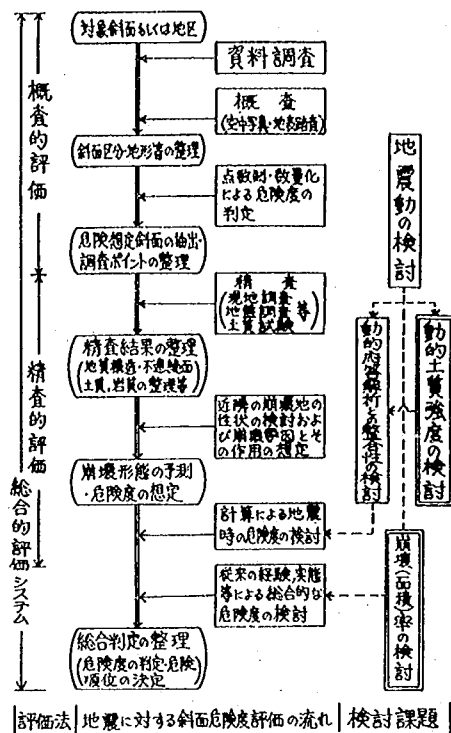


図-8 総合的危険度評価の流れ

2 読取精度を考慮した強震記録の補正方法

振動研究室 高木義和

1. はじめに

現在、一般に用いられている強震記録のほとんどは、SMAC型と呼ばれる機械式の強震計で記録原紙上にアナログ量として得られたものである。本来このSMAC型強震計は、地震時の加速度波の形状を観測するために作成されたものである。振子の固有振動数が数ヘルツ（現在、最も多くの強震記録を提供しているSMAC-B₂型で7.14 Hz）と低く、地震動の短周期成分を過小に評価するという難点がある。たとえば、SMAC-B₂型強震計では、計器の固有振動数に近い7 Hz程度の地震動に対しては50%も過小に評価することになる。また、現在、土木研究所では、SMAC型強震計で得た記録の読取（数値化）は、デジタイザー（座標読取装置）を用いて波形の任意の点をオペレータの指示で読取ることにより行っている。このため、この方法での読取の精度が問題となる。現在までに蓄積されたSMAC型強震計記録を有効的に利用するためには、数値化後の記録が実際の地震動を忠実に再現するような手法を開発する必要がある。そこで今回、デジタイザーを用いての記録の読取精度と体系的に調査し、強震計の計器特性を考慮した補正法を検討したのでここに報告する。

2. 読取精度の検討

土木研究所における読取はオペレータがデジタイザーのカーソルを記録波形に沿ってスライドさせながら任意の時間軸とそれに対応する加速度値を読取ることにより行っている。このような読取システムにより数値化した記録には、どのような誤差が、どの程度含まれるかを以下に検討した。

1) 同一記録を同一人が複数回読取った場合

上記の読取方式により原記録を読取る際、同一の読取人が読取っても読取りの度ごとに多少の差異が出ると考えられる。そこで同一の読取人が同一の記録をもとに5回の読取を行い読取波形の一致度を検討した。ここで、読取の対象とした記録は表-1に示す4記録である。同一の記録を5回読取り、読取記録をもとにそれぞれの加速度応答スペクトル倍率 β を計算した。その後5回の β スペクトルの平均値を求め、各 β スペクトルの平均値(m)からの差から標準偏差(σ)を求め、両者の関係を変動係数(σ/m)としてまとめたのが図-1である。これによると、変動係数は周期が0.15~2.0秒の範囲で10%以下に収まっているのに対して、0.15秒以下の短周期および5~6秒の長周期領域においてはこれよりも高くなっている。

2) 同一記録を複数人が読取った場合

4人の異なる読取人（男2名、女2名）が同一の記録（表-1の開北橋、橋軸）をもとに、各自1回ずつの読取を行った。その読取記録を上記1)と同様に整理したのが図-2である。これによると、変動係数は同一人の場合と比較してやや大きくなる傾向にある。このことから、読取人の習性により読取に差がでると考えられる。

3) 地震動の強度を変えて読取った場合

読取る際に、振幅の大小（地震動の強度）も読取精度に関係すると考えられる。そこで、既に数値化した記録（表-1の伊達橋、橋軸直前）をもとに、最大加速度を50、150、300 galの3段階に変化させた模擬

記録を作成した。その後、これを読取対象とする記録とみなし、上記(1)と同様な方法で読取った結果と整理したものが図-3である。これによると、周期0.1〜2秒の範囲において、変動係数は5%以下と低いのにに対し、6秒以上の領域では、変動係数が大きくなる傾向がある。また、50galにおける変動係数は他に比べて大きい。このことより、加速度振幅がある値以下になると、読取精度が低下すると考えられる。今後、読取の精度が低下する限界の地震動強度はどの程度か検討する必要がある。

3. SMAC型強震計の計器特性と補正方法

どのような地震計でも、計器に固有の振幅および位相の特性を持っており、地震計により得られた見かけ上の記録から、真の地震動と検出するためには、計器の特性を補正する必要がある。そこで、多数の強震記録を提供しているSMAC-B₂型強震計を対象に加振台を用いて定常波加振実験を行い、B₂型強震計の計器特性を求めた。実験から求めた振幅特性値と強震計を1自由度系としてモデル化した場合の理論値との比較を図-4に示す。これによると、実験値と理論値はよく一致しているが、短周期領域(10Hz以上)で実験値が理論値より高めの値を示している。これは、SMAC型強震計では、振子に減衰を与える機構が、振子重錘をピストンとするエアードンパーを採用しているため、高振動数領域では、底部の空気室がダンパーとしての機能と同時にバネとしての作用を持つためと考えられる。したがってダンパーのバネ作用も考慮した補正を施す必要がある。ダンパーのバネ作用を考慮した場合の振幅補正係数(ΔA)、位相補正係数($\Delta \delta$)はそれぞれ式(1)、(2)のように表すことができる。

$$\Delta A = \frac{1}{\sqrt{(1-V^2)^2 + \left\{ \frac{1+(V/N)^2}{(1-V^2)^2} VN + 2hV \right\}^2}} \quad \text{--- (1)}$$

$$\Delta \delta = \tan^{-1} \frac{2hV}{(1-V^2) \left\{ 1 + \frac{(V/N)^2}{(1-V^2)^2} \right\} + 2hV \cdot V/N} \quad \text{--- (2)}$$

ここで、 $V = \omega/\omega_n$ 、 $N = \omega_0/\omega_n$ 、 h = 減衰、 ω_n : 強震計の固有振動数、 ω_0 : ダンパーのバネ分の固有振動である。

SMAC型強震計で得た記録の計器特性の補正は、強震記録をフーリエ変換し、周波数の領域で振幅、位相に対して、式(1)、(2)で求めた補正を加えた後、逆フーリエ変換することにより行った。

4. 計器特性の補正法の検討と使用例

上記で検討した計器特性の補正法の妥当性を検討するために、SMAC-B₂型強震計を対象として、7種類の入力地震動による加振実験を行った。B₂型強震計で得た記録(ディジタイザーで数値化)に計器特性補正を加え加速度応答スペクトルSAを計算し、基準の台加速度応答スペクトルSA(振動台の動きを精度の良い高性能のセンサーで計測し、それをA/Dコンバータで数値化して求めた記録)との比を求めた。7種類の地震動に対する比の平均値(m)と標準偏差(σ)を示した一例(0~12Hzの補正)が図-5である。この結果、現有の土木研究所の読取方式で数値化した記録に12Hz以上の振動数領域での計器特性補正を加えると、読取誤差等のため短周期(12Hz以上)での応答スペクトルレベルが過大に評価されることがわかった。これより、現在の読取方式では、計器特性の補正は12Hz程度(図-5参照)までが妥当と考えられる。また、現在の土木研究所の読取方式では、6秒程度以上の長周期領域での読取精度が低く、記録の再現性も記録の種類、読取人の違いによって変化することがわ

かった。この原因としては、読取時の誤差、強震計自体の記録の再現性の安定性等があげられるが、これらは今後に検討の余地を残している。しかしながら今後読取方式の向上を図ったとしても、SMAC型強震計で得た記録をデジタイザーを用いて読取る方式では、読取後の波形の変動係数が5%以下となる周期は数秒のオーダーであろう。そこで現在、読取後の波形に含まれる6秒以上の長周期成分は、切りすてている。

以上のように定めた補正方法の試算例として、開北橋(1978年宮城県沖地震、石巻市)のSMAC-B₂型強震計により得られた記録(地盤、橋軸直角方向)の場合を図-6(上段:補正加速度、中段:速度、下段:変位)に示す。これは、振動数12HzまでのSMAC-B₂型の計器特性を加えるとともに、6秒以上の長周期成分をカットして求めたものである。これによると、補正前の記録の最大加速度は、287gal(地盤上、下方向)であるのに対し、補正後は、394galである。したがって両者の比は1.37であり、補正後の最大加速度は補正前に比較して40%程度高くなっている。

5. 結論

1) 現有のアナログ記録をデジタイザーを用いて読取る方式では、読取後の記録の変動係数と5%以内におさえられるのは、周期が0.15~5秒程度の範囲である。

2) 上記よりSMAC型強震計でアナログ量として得た記録の特性補正は、ダンパーのバネ作用も考慮して理論値を用いて、短周期成分は、12Hzまで、長周期成分は、6秒まで行うのが妥当であろう。

3) 今後、長周期成分における、再現性とSMAC型強震計の計器特性とデジタイザーを用いての読取方式の精度の両面より検討する必要がある。

＜参考文献＞

- 1) 岩崎 他: SMAC型強震計の短周期成分特性に関する実験的研究, 土木研究所資料第1505号 昭和54年3月。
- 2) 川島, 高木: SMAC型強震計の短周期成分の補正, 第31回土木学会 年次学術講演会 昭和54年10月。
- 3) 川島, 高木: デジタイザーによるSMAC型強震記録読取精度, 第6回 関東支部年次研究発表会 昭和54年1月。

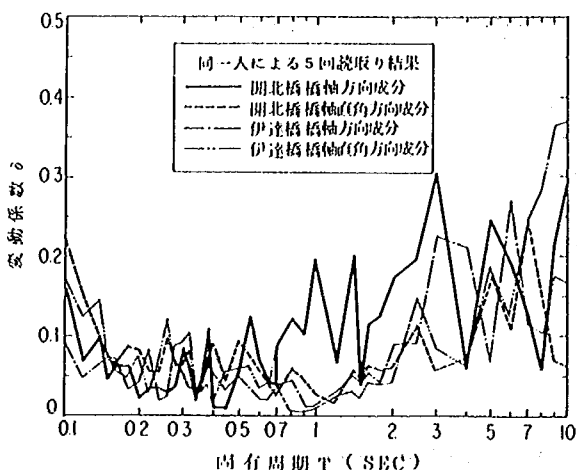


図-1 応答スペクトル倍率曲線の変動係数(同一読取人)

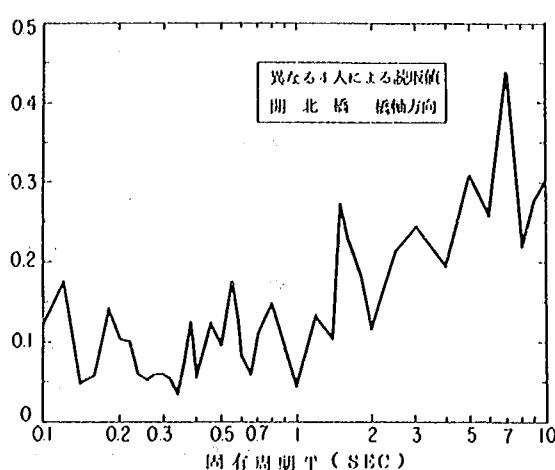


図-2 応答スペクトル倍率曲線の変動係数(複数読取人)

表- 1 観測対象記録の一覧表
(1978年宮城県沖地震での記録)

開北橋 (地盤上)	橋軸方向	橋軸直角
伊達橋 (橋脚上)	橋軸方向	橋軸直角

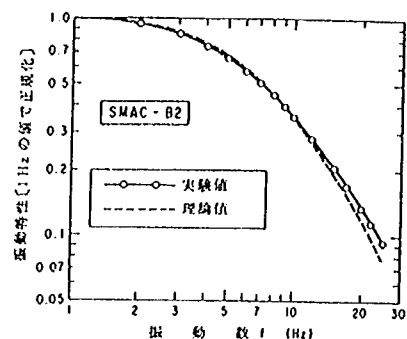


図- 4 B2型強震計の振幅特性

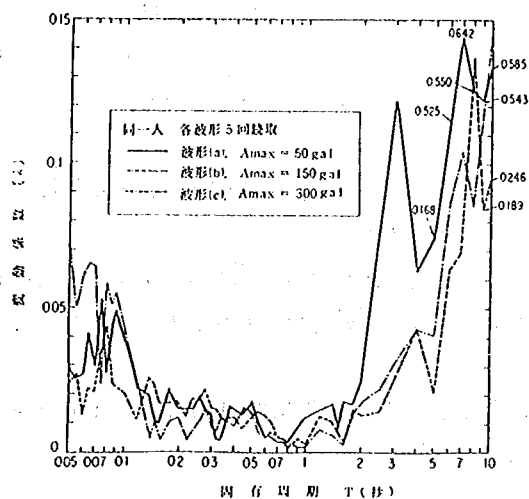


図- 3 加速度応答スペクトルSAの比の変動係数
(観測精度に及ぼす地震動強度の影響の検討)

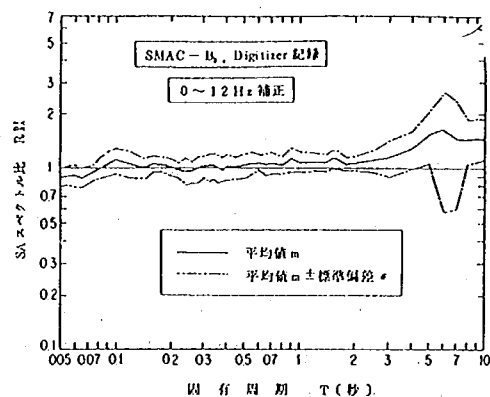


図- 5 加速度応答スペクトルSAの比の
平均値 (0~12Hzまでの計器特性を施
した場合)

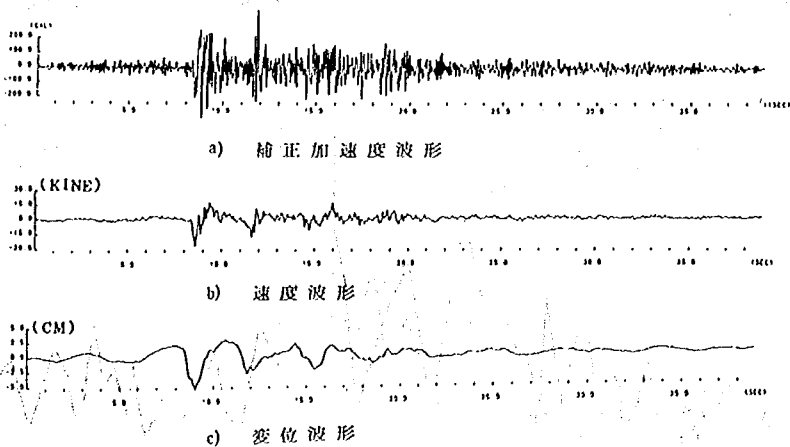


図- 6 0.17 (6秒) ~ 12Hzまでの計器特性を施した後の波形
(1978年宮城県沖地震, 開北橋地盤上, Tr 方向)

3 数量化分析手法による道路の耐震性の解析

耐震研究室 萩原 良二

1. まえがき

地震防災対策を進めるにあたっては、まず第一に各施設の耐震性と把握する必要がある。その場合の耐震性の評価方法には次の二つの方法がある。

- (1) 力学計算によって外力と抵抗力を算出し、それらの大小関係から耐震性を評価する。
- (2) 過去の被災データから施設の有する特性と耐震性の関係を統計的に導き、それに基づいて耐震性を評価する。

道路管理者などが数多くの所管施設の耐震点検を、限られたデータと費用を用いて短期間に実施するようになれば一般に後者の統計的な評価方法が用いられる。本研究は、道路橋および道路斜面の耐震性の統計的な評価方法を導くために、過去の被災データを用いてそれらの有する特性と耐震性の関係を数量化分析手法で解析したものである。

2 数量化分析I類による道路橋の耐震性に関する調査

解析の対象としては、関東地震(1923年9月1日, $M=7.9$), 南海地震(1946年12月21日, $M=8.1$), 福井地震(1948年6月28日, $M=7.3$), 新潟地震(1964年6月16日, $M=7.5$), 宮城県沖地震(1978年6月12日, $M=7.4$)における震度5以上の地域の橋や橋を選び出し、橋の特性と被害の程度の間関係を数量化分析I類によって調査した。解析に際しては、橋の耐震性に寄与すると考えられるアイテム10項目を選び、各アイテムについて2~4のカテゴリーに分類し(表-1参照)、橋の特性と被害度の関係を式(1)のように仮定した。

$$y_{\lambda} = a^{11}x_{11\lambda} \cdot a^{12}x_{12\lambda} \cdots a^{nm}x_{nm\lambda} = \prod_{l=1}^m \prod_{j=1}^{n_l} a^{lj}x_{lj\lambda} \quad (1)$$

ここに、

y_{λ} : 橋の被害度 ($\lambda=1\sim6$: 表-1参照)

a^{lj} : アイテム l におけるカテゴリー j に対する重み係数

$x_{li\lambda}$: アイテム l におけるカテゴリー j に対するダミー変数

$a^{lj}x_{li\lambda} = a^{lj}$ もしくは 1

m : アイテム数 ($m=10$)

n_l : アイテム l のカテゴリー数 ($n_l=2\sim4$)

解析結果を表-2に示している。この表において、レンジおよび偏相関係数の値が大きいアイテムは橋の耐震性に寄与する度合いが高いと考えられる。また重み係数(比)の値が大きいカテゴリーに属する橋は耐震性が相対的に低いものと考えられる。

表-1 橋の被害度

橋の被害状況	被害度 y_{λ}	橋数
(1) 落橋	$y_1=5$	11 橋
(2) 落橋寸前の著しい被害	$y_2=4$	3 橋
(3) 耐荷力の減少に起因する被害	$y_3=3$	3 橋
(4) 耐荷力の減少に影響のない被害	$y_4=2$	13 橋
(5) 軽微な被害	$y_5=1.5$	2 橋
(6) 無被害	$y_6=1$	7 橋

この解析結果から次のようなことが判断される。

- (1) 適用示方書，流動化の有無は橋の耐震性に寄与する度合いが特に高く，古い示方書に従って設計された橋，流動化の生じるような地盤上に建設された橋は地震による被災危険度が高い。
- (2) 上部構造が連続桁の橋はゲルバー形式，単純支持形式の橋に比べて落橋のような著しい被害を受けにくい。
- (3) 縦断勾配の大きい橋，橋脚が高い（10m以上の）橋，下部構造形式がパイルベントもしくはRCラーメンの橋，下部構造材料が古い無筋コンクリートの橋，基礎工法が木くい，レンガもしくは石積ケーソンの橋は比較的被災危険度が高い。

表-2 数量化分析工類による道路橋の耐震性に関する解析結果

アイテム	カテゴリー	重み係数	重み係数比	レンジ	偏相関係数	重相関係数
一般事項	適用示方書	大正15年細則，昭和14年道示	1.44	2.03	2.03	0.72
		昭和31年道示，昭和39年道示	0.71	1.00		
	縦断勾配	6%以上	1.56	1.63	1.63	0.34
		6%未満	0.96	1.00		
地盤	地盤種別	4種	0.94	1.00	1.18	0.20
		3種	1.11	1.18		
		2種	1.06	1.13		
	流動化の有無	流動化有り	1.71	2.01	2.01	0.64
上部構造		流動化無し	0.85	1.00		
	形式	ゲルバー桁	1.10	2.39	2.39	0.86
		2径間以上の単純支持	1.02	2.22		
		1径間単純支持，2連以上の連続桁	0.82	1.78		
		1連の連続桁	0.46	1.00		
	材料	RC，PC	0.88	1.00	1.51	0.48
		鋼	1.33	1.51		
	橋脚高さ	10m以上	1.55	1.72	1.72	0.52
下部構造		5m以上10m未満	0.90	1.00		
		5m未満	1.03	1.14		
	形式	パイルベント	1.40	1.51	1.51	0.36
		RCラーメン	1.02	1.10		
		その他	0.93	1.00		
	材料	大正15年細則，昭和14年道示による無筋コンクリート	1.69	1.74	1.74	0.35
		RC，PC，鋼，昭和31年道示以後の道示による無筋コンクリート	0.97	1.00		
	基礎工法	木くい，レンガ積ケーソン，石積ケーソン	1.10	1.20	1.20	0.18
		既製RCくい，パズタルくい，2脚ケーソン	0.92	1.00		
		場所打くい，PCくい，鋼くい，直接基礎，一般ケーソン	1.01	1.10		

なお、地盤種別の4種、上部構造材料のRC・PCは他のカテゴリーに比べて重み係数が小さくなっているが、地震災害資料の蓄積が必ずしも十分ではなく、サンプル数を十分多くすることができず、データにある程度の偏りがあることによるものと考えられる。

サンプル橋39橋について、解析の結果得られた重み係数を用いて式(1)により予測される被害度と実際の被害度の関係を図-1に示している。

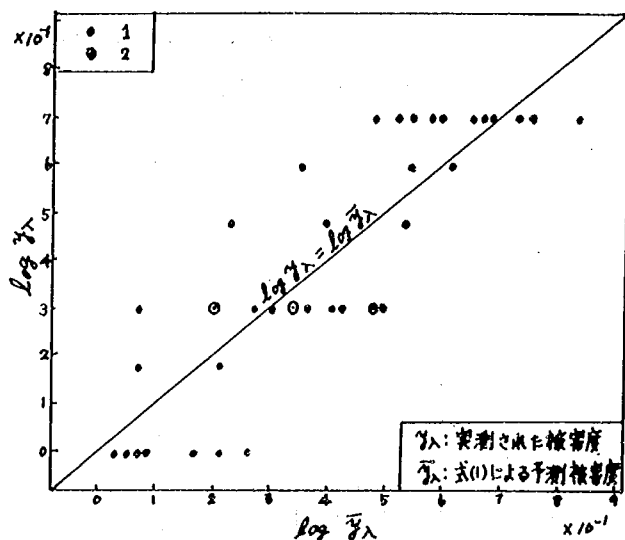


図-1 式(1)による予測被害度と実測被害度の関係

3. 数量化分析Ⅱ類による道路斜面の耐震性に関する調査

道路斜面については、地震による被害の程度を定量的に設定することが困難であるため、被災特性として「崩壊」、「非崩壊」に分類し、数量化分析Ⅱ類により、斜面の特性と崩壊の有無の関係を調査した。解析の対象としては、伊豆大島近海地震(1978年1月14日、 $M=7.0$)における震度6の地域の道路斜面173カ所(崩壊斜面70カ所、非崩壊斜面103カ所)とし、アイテム5項目を選び、各アイテムについて2~4のカテゴリーに分類した(図-2参照)。

解析結果を表-3に示している。この解析結果から次のようなことが考えられる。

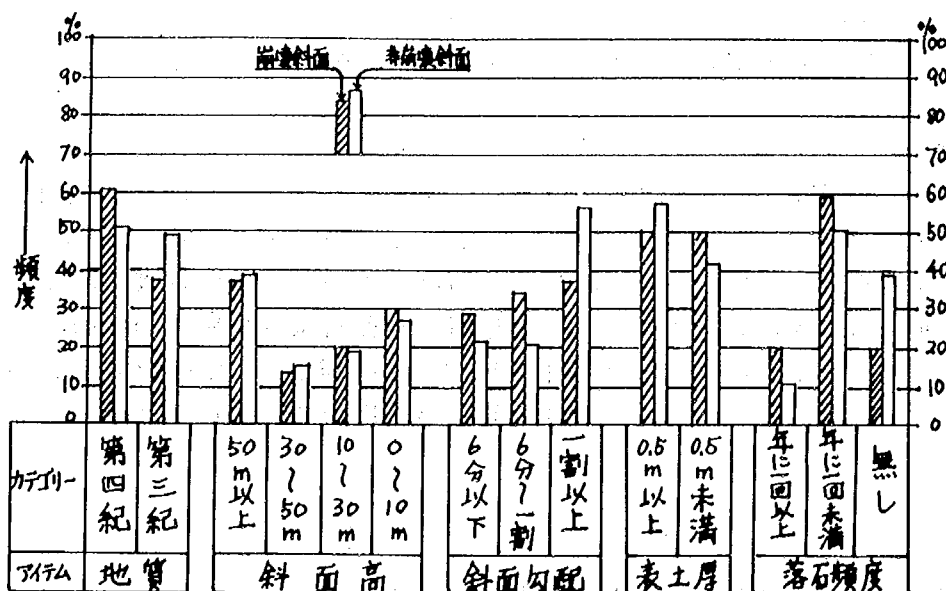


図-2 サンプル斜面のアイテム・カテゴリー別頻度分布

表-3 数量化分析Ⅱ類による道路斜面の耐震性に関する解析結果

アイテム	カテゴリー	カテゴリスコア	平均値	レンジ	カテゴリスコアのグラフ										
地質	第四紀	14.4	0.13	32.4											
	第三紀	-18.0													
斜面高	50m以上	17.2	0.10	32.5											
	30~50m	-15.3													
	10~30m	-4.3													
	0~10m	-12.7													
斜面勾配	6分以下	34.3	0.22	64.9											
	6分~1割	23.9													
	1割以上	-30.6													
表土厚	0.5m以上	-4.9	0.05	10.6											
	0.5m未満	5.8													
落石頻度	年に1回以上	56.0	0.27	98.7											
	年に1回未満	10.2													
	無し	-42.7													

(1) この解析で考慮したアイテムについては、次の順序で地震による斜面崩壊の有無との相関が高い結果となっている。

①落石頻度 ②斜面勾配 ③地質 ④斜面高 ⑤表土厚

(2) 落石が度々起きている斜面（特に落石が年1回以上生じているような斜面）、斜面勾配が急（1割以下の）斜面、地質年代が新しい（第四紀に形成された）斜面、斜面の高度が高い（50m以上の）斜面は相対的に地震による崩壊危険度が高い。

なお、表土の厚さと斜面崩壊の有無との有意な相関関係はこの解析では見い出されなかった。

4. あとがき

本研究では、道路橋および道路斜面における被災データを用い、前述の手法により耐震性に関する上記の結果を得た。地震災害を軽減するためには、過去の被災経験を通して得られた教訓を防災対策へ合理的に反映させることが大切であり、地震災害資料の蓄積とその有効利用が望まれる。また、この種の調査研究を積み重ねることにより、精度の高い耐震性判定法を導き、道路施設の耐震補強対策の優先順位の決定、交通規制等を効率的に実施することが将来可能となるものと思われる。なお、本研究における数量化分析にあたり、耐震研究室小山達彦技官の協力を頂いており、ここに感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告(Ⅱ)，昭和54年9月
- 2) 建設省土木研究所：静岡県内の道路の耐震性判定法に関する調査試験報告書，昭和55年3月

4 都市域からの雨天時汚濁流出

下水道研究室 加藤善明

1. はじめに

下水道の排除方式は、家庭排水、事業所排水などの特定汚染源からの排水と雨水系出水とを共通の管渠で収集する合流式下水道と、特定汚染源からの排水と雨水系出水とを別々の管渠で収集する分流式下水道とに分けられる。近年下水道專業の進捗に伴って特定汚染源からの公共用水域への放流汚濁負荷量は、徐々に削減されつつある。他方、都市化の進展に伴って地表面に堆積する汚濁物の種類、量および質は、益々増加あるいは悪化の傾向をたどり、雨天時にこれらの汚濁物を流送してくる雨水系出水が、新たな水質汚染源として認識されるようになった。

合流式下水道の場合には、従来から雨天時越流水による公共用水域の汚濁の問題が指摘されており、これに対する調査・研究もかなり進んでいる。しかし、分流式下水道の雨水渠から放流される雨水流出水による水質汚濁問題については、問題が比較的新しく、現在の課題というよりもむしろ将来的課題という性格からほとんど調査が行われていなかった。

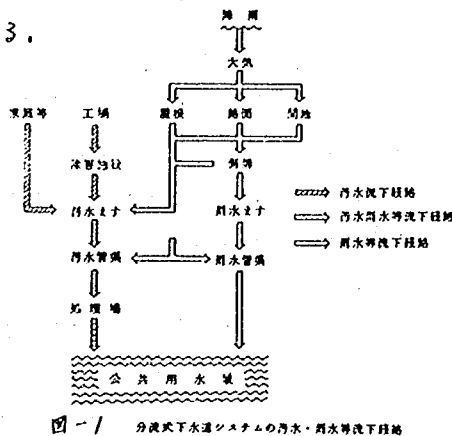
しながしなで、これからの下水道事業が分岐式下水道中心に進められることから、分岐式下水道の雨水渠から放流される雨水系出水についても、その汚濁ポテンシャルを十分把握しておくことが必要である。

2. 研究目的

従来、分岐式下水道からの雨水流出水は、水質的には清澄とみられていたが、数都市での雨天時調査結果より二次処理水並みで、ないしはそれより $1.5 \sim 2.0$ 倍程度に汚染されていることが明らかになっている。本研究は、雨水流出水による汚濁を防止する対策案を立案する上で必要となる雨水流出水の汚濁負荷流出特性を、把握することを目的としている。

3. 研究方法と結果

分流水下水道に於ける雨水の流下経路は、図1のように示される。雨水未出水による汚濁負荷未出特性を把握する方法としては、排水匠の下流端で直接採水して、その分析を行い汚濁負荷量を調査する方法と、各汚濁源別（大気、地表（屋根、路面等）、雨水マス、管渠）に汚濁負荷の堆積、未出特性を把握するという二つの方法が考えられる。



図一/ 分流式下水道システムの汚水・雨水等流下経路

3.1. 雨水流出水の汚濁負荷流出特性

雨水系出水は、都市域表面に堆積している降下ばいじん、粉じん、ほこり、排気ガス中の凝固物、船舶の排泄物、小動物の死体、落葉等の汚濁物を含んで流下してくる。しかしながら、流下される堆積物の量は、無限ではなくある一定の量を超えることはない。図2～4は、縦軸に累積流出負荷量（

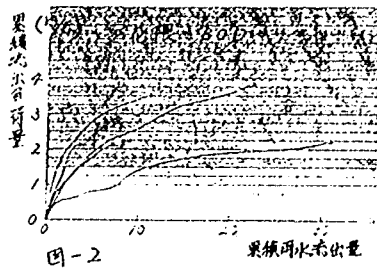


図-2

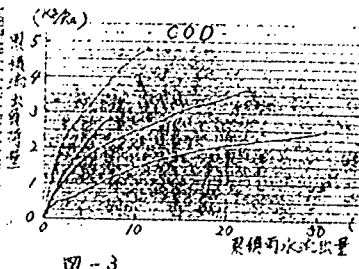


図-3

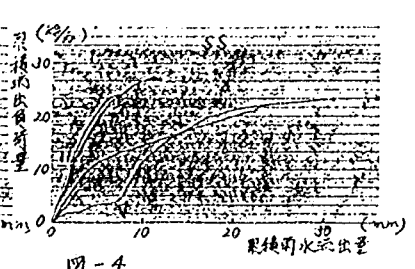


図-4

kg/ha , 横軸に累積雨水流出量 (mm) をとり, 雨水流出の進行に伴い流出負荷量 L , どのような変化をするか示したものである。図から明らかなように, 曲線は上に凸であり, 総流出負荷量は有限である。また, 総雨水流出量が大きくても, 総流出負荷量が小さい場合がある。これは, 降雨直前に地表面に堆積していた汚濁物量 (初期残存負荷量) にも, ひとつの総流出負荷量が影響されるからである。流出負荷量を L (kg/ha/hr), 残存負荷量を P (kg/ha), 雨水流出量を R (mm/hr), 負荷流出係数を k ($1/\text{mm}$) とすると流出負荷量に関する連立方程式は

$$L = k \cdot P \cdot R \quad \dots ①$$

と表わせる。他方, i を流入負荷量としたとき, 残存負荷量 P に関する連続式

$$\frac{dP}{dt} = i - L \quad \dots ②$$

において降雨期間中の流入負荷量 i を無視し, さらに初期残存負荷量を P_0 , 総雨水流出量を $\int R$ とすると, 総流出負荷量 $\int L$ および残存負荷量 P は, ①, ②式より

$$\int L = P_0 - P = P_0 (1 - \exp(-k \cdot \int R)) \quad \dots ③$$

$$P = P_0 \cdot \exp(-k \cdot \int R) \quad \dots ④$$

で表わされる。④式より, 総流出負荷量は, 初期残存負荷量と総雨水流出量に左右されることがわかる。初期残存負荷量 P_0 と, 先行降雨条件との関係を調べるため, 残存負荷量と降雨終了後の経過時間との関係を図示したものが図5である。残存負荷量は徐々に増加するが, 次第に一定値 (これを残存負荷容量 P_m とする) に漸近することがわかる。汚濁負荷の供給速度を i (kg/ha/hr) として, 降雨終了後 t 時間経過した時点の残存負荷量を P' とすれば

$$\frac{dP'}{dt} = i \cdot (P_m - P') / P_m \quad \dots ⑤$$

によって P' の連続式が表わせる。降雨終了後から t 時間経過した時点までの総補給量を $I = \int_0^t i \cdot dt$ とおき, $P = P_0 \cdot \exp(-k \cdot \int R)$ を使うと降雨終了後から t 時間経過した時点での残存負荷量 P' は

$$P' = P_m \{ 1 - (1 - P_0/P_m \cdot \exp(-k \cdot \int R)) \cdot \exp(-I/P_m) \} \quad \dots ⑥$$

と表わされる。降雨直前の P_0 が P_m に等しい場合は, 降雨終了後 t 時間経過した時点の P' は

$$P' = P_m \{ 1 - \exp(-k \cdot \int R) \cdot \exp(-I/P_m) \} \quad \dots ⑦$$

となる。従って, 先行降雨の影響の大小は, 先行降雨の総雨水流出量 $\int R$, 先行晴天時間 t という水

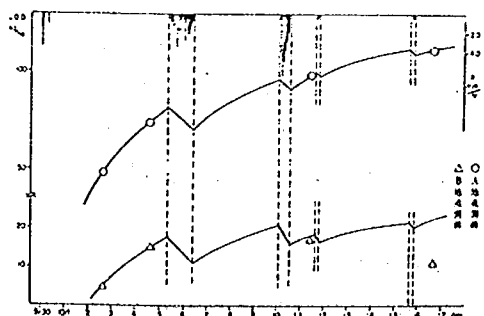


図-5 路面堆積負荷の回復

量の測定値を④式で回帰して、ひと雨毎の R 、 R_0 値を求めることが出来る。先行晴天日数が長く、総雨水流出量が大きい場合の R_0 を R_m とし、排水匠特性と比較すると表1のようになる。一般に R_0 値は、排水匠の形状と大きさ、管渠勾配、流速時間、汚濁物の種類等によって決ってくる。80D、55で6~8割と推定することが出来る。 R_m 、 R_0 度等によって決まると考えられるが、表1の結果からは出来ない。

表-1 調査対象排水区の特性とPm値, $\bar{k}$ 値

	(a)	$\frac{A}{a}$ (%)	F. 種別面積 (ha)				$\frac{a}{A}$ (a)	種別面積 (ha)	K (1/m)				P (kg/ha)		
			a	b	c	d		種別面積 (ha)	SS	UD	COO	COO	SS	UD	
YAMAGATA	17.09	109.5 79.6	5	6	1	--	--	5533	22.6	17.6	0.403	0.331	0.296	3.1	16.3
GIFU	106.4	227.5	78.0	7.0	14.0	7.4	0.799	10	1.7	0.127	--	0.101	0.5	--	7.0
KITASUMA	26.75	90.0 121.0	6.9	5.2	10.22	4.5	0.456	27.4	37.3	0.191	0.134	0.138	2.8	32	5.0
HANAKUMA	17.17	541.6 157.0	6.39	9.31	1.17	1.30	0.914	161	22.5	0.208	0.159	0.134	4.2	59	41.0

a : 建物 (K25)

b : 陸揚鎮區, 高級部區, 駐中場沙

c : 未舗装道、田地、鉄道構内、運動場等

d : 公園, 芝生, 庭園, 畑上等

3. 2. 汚濁源別汚濁流出特性

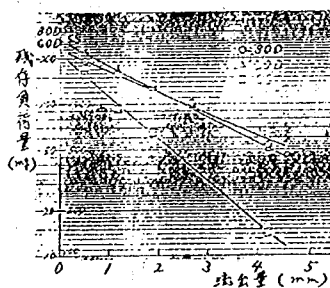
雨水流出水中に含まれる汚濁物の汚濁源には、図1からわかるように、大気、地表（屋根、路面等）、雨水マス、排水渠等が挙げられる。大気汚染による大気中からの降下ばいじんは、路面、屋根等の伏捨源になっていると考えられる。東京都公害研が行なった降下ばいじん量調査（表2）では、年間平均で約13 ton/ha・月となり、23区内では年間約7,400 tonの降下ばいじん量があることになる。都市域では

表-2. 降下バイロン量 (kg/k²/月)

合 計	パイソン量 12500	Fe 2 3 1	Pb 1 1.8	Cu 8.55	Zn 31.9	Mn 7.6
溶解性成分割合	21.6	1 2 1	4 5.6	7 4.9	8 5.9	4 0.8

・1972年1月～3月の平均値

・ 都衛生研究所研究年報 23 1972より



四-6 屋根

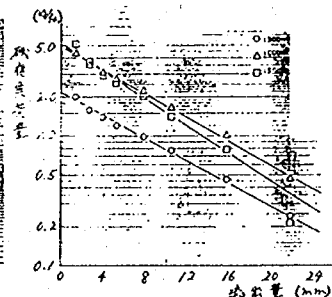


图-7 路面

、かなりの量の降下ばいじんがあり、屋根が密集しているため、屋根に堆積する汚濁負荷量は、大きいと思われる。また路面では、降下ばいじんの他に排気ガスの凝固物、人間活動によるゴミ等が堆積しており、これらの汚濁物が、降雨により一部は溶解し、またはそのままの形で雨水により、運送される。屋根の汚濁負荷流出特性を調べるため、屋根面積 $4.8 \text{ m} \times 2.22 \text{ m} = 10.66 \text{ m}^2$ の屋根に、ジョーロで水をまき、雨桶からの流出水の水質分析を行なった²⁾。路面では、東京都区内の3ヶ所において、取水装置で路頭に水をまき、雨水マスで路面に散布した水を採水し、分析した³⁾。2つの実験によって得られたデータから、雨水流出量と流出負荷量との関係を把握すると図6、7のようになる。屋根では、この実験結果より、 $BOD = 0.23 \text{ kg/a}$ 、 $COD = 0.26 \text{ kg/a}$ 、 $SS = 2.17 \text{ kg/a}$ 、路面では、 $BOD = 3.7 \text{ kg/a}$ 、 $COD = 7.6 \text{ kg/a}$ 、 $SS = 9.5 \text{ kg/a}$ の汚濁ポテンシャルをもっていることがわかる。④式を変形すると

$$\ln P/P_0 = -k \cdot \int R \quad \dots \textcircled{8}$$

となり、片対数グラフの横軸に累積雨水流出量 S t 、縦軸に残存負荷量比 P/p_0 をとり、実測値のプロットの傾きより n 値を求めることが出来る。屋根の n ($1/\text{mm}$) 値は、 $BOD = 0.354$, COD

= 0.424, SS = 0.644 となり, 路面では, BOD = 0.119, COD = 0.109, SS = 0.225 という値が得られた。屋根の値は, BOD, COD, SS とともに路面の値よりも大きい。これは, 屋根の汚濁物が, 路面の汚濁物に較べ流出し易いことを意味している。

雨水マスは, 地表からの雨水を, 下水管に取り込むために設けられている。地表の土砂が本管に流入しないように底部に土砂どめがあり, こに路面からの流出土砂が堆積する。東京都内で行なわれた雨水マス内堆積汚濁負荷量調査結果を表3に示す。土砂どめの堆積物は, 場所によっては非常に高い重金属含有量を示しており, 雨水マスも重要な汚濁源であると考えられる。これは, 放流先の河川のヘドロの中に含まれている銅, 鉛等の重金属が, 雨水マスの堆積物に含まれている重金属類の濃度とオーダーが同程度で, その構成比が似がよっていることから推測出来る。

表-3 雨水マス底部の土砂中の汚濁負荷

	用 水 マ ス		東京付近の 河川のヘドロ	
	A	B		
BOD	946	1320	—	A点 幹線道路沿いの 雨水マス
COD	6100	12000	—	
T-N	422	551	3260	
P	639	958	1730	B点 住宅地の雨水マス
Fe	20500	27000	44100	
Pb	614	132	139	
Cu	517	278	266	
Zn	614	627	1150	
Mn	350	362	428	

(単位: 乾燥当たり ppm)

雨水管渠内の汚濁物堆積については, これまで調査結果もなく, 晴天時に流入水がないことより, 汚濁物の堆積はほとんどないと考えられる。汚濁物の堆積があるとするれば, 降雨時に地表面から流送されてきた汚濁物が, 降雨終了間際に管渠内の流量が減ることから, 放流先に流送されずに管渠内にとどまる場合だけで, その汚濁ポテンシャルは, 小さいと思われる。

4. まとめ

降雨における雨水流出水中の汚濁負荷の流出特性を把握するために, 直接雨水流出水そのものを対象とした調査方法と, 汚濁源別に汚濁負荷流出特性を調べる方法について述べてきた。特に, 汚濁源別調査では, 各汚濁源における汚濁負荷の堆積量, その堆積特性および流出特性それらの関係を系統立てて調査することが必要と思われる。大気, 屋根, 路面などの汚濁ポテンシャルは, かなり明らかになってきたが, 大気汚染, とくに降下ばいじん量との関係, 交通量との関係など明らかにすべき事項も残っている。さらに, 雨水マスについては, その構造から考えて汚濁ポテンシャルは相当大きいものと予想される。今回, 不透透域からの汚濁負荷流出を中心に検討してきたが, 透透域からの汚濁負荷流出も考慮しなればならない。透透域の場合, 降雨があったからといって, 必ず流出が起きるわけではないので見逃がされがちだが, 雨水流出との兼ね合いから, その汚濁ポテンシャルも測定しておく必要がある。汚濁ポテンシャルと同様に, 汚濁負荷流出特性についても汚濁源別に, その特性を把握しておくべきであるが, 現時点では, $L = k \cdot P \cdot t$ という運動方程式の定値も, どのような形で決定するかが当面の課題であろう。

参考文献

- 1) 建設省: 下水管渠施設設計の合理化に関する調査報告書, 土研資料第1151号, S50.10
- 2) 建設省: 昭和50年度下水通事業調査報告書, S51.5
- 3) 建設省: 都市域からの雨天時汚濁流出調査報告書, 土研資料第1017号, S50.3
- 4) 松原: 都市域からの雨天時汚濁流出特性と排水システムの合理化, 土木技術資料 Vol. 11-5 (1979)

汚泥研究會 館山拓清

- 17 -

§3. 実験方法

実験は、図-2に示す消化実験装置を用い、消化温度30℃、消化日数30日の条件で8週間行った。実験形態は、1日1回汚泥の投入および引き抜きを行う半連続投入方式であり、1週間分の投入汚泥量の5分の1量を月曜日から金曜日までの5日間に分割投入した。実験槽内の汚泥量を8ℓに設定したので1回の投入汚泥量は370mlである。引き抜き汚泥量についても同様である。消化槽内攪拌は、汚泥の投入、引き抜き時には強攪拌を行い、通常は汚泥表面がゆるやかに回る程度とした。

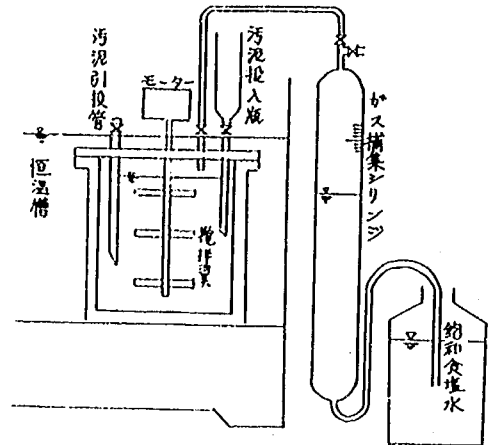


図-2 消化実験装置

実験に供した汚泥は5種類であり、コントロール系

余剰汚泥、灰系余剰汚泥、およびこの余剰汚泥と最初沈殿池汚泥を固形物比で1対1に混合したコントロール系混合汚泥、灰系混合汚泥、それに、最初沈殿池汚泥である。各汚泥とも濃縮、ミキサー粉砕後5mmメッシュで篩分けを行ったものである。

表-1 供試汚泥成分分析表

	汚泥別	1b	VTS	1-N	1-P	Fe
No.1	余剰汚泥 _{コントロール系}	13100	10500	1330	899	524
No.2	余剰汚泥 _{灰系}	21700	13900	1390	2410	2920
No.3	混合汚泥 _{コントロール系}	21200	16000	1490	946	276
No.4	混合汚泥 _{灰系}	29100	19200	1630	1890	2220
No.5	最初沈殿池汚泥	44000	29900	1720	1120	266

表-1に、供試汚泥成分分析結果を示す。分析法は1974年版下水試験法による。

尚、実験開始に当っては、各実験槽に同一の消化汚泥を種汚泥として8ℓ封入し、供試汚泥の投入、引き抜きを2週間行って馴致した後実験を始めた。

§4. 実験結果

8週間にわたる週間ガス発生量を週間投入有機物(VTS)当りで除した値と、週間平均メタン成分値を図-3、図-4に示す。

実験期間中、余剰汚泥コントロール系(以下No.1という)、余剰汚泥灰系(以下No.2という)、混合汚泥灰系(以下No.4という)については順調なガス発生が行われたが、混合汚泥コントロール系(以下No.3という)と最初沈殿池汚泥(以下No.5という)については、No.3が7週目、No.5が3週目で明らかにガス発生量の落ち込みが見られ、同時にメタン成分の低下も見られた。下水汚泥の嫌気性消化法では、一度メタン発酵が停止する(消化槽内において酸性発酵が優勢となる)と再びメタン発酵にもどるまでに長期間を必要とする。このような状態になることを防ぐため、No.3は3週間、No.5は1週間汚泥の投入、引き抜きを中止して、槽内に過剰に蓄積された有機物の消費を促進した。この2槽でガス発生量が落ち込んだ原因については、No.5では有機物質荷が比較的高かったためと推定できるが、No.3ではそういうことも考えられず明確ではない。

投入有機物当りガス発生量は、図-3より、No.1が $0.46 \sim 0.60 \text{ l/g VTS}$ 、対するFe系のNo.2は、 $0.32 \sim 0.67 \text{ l/g VTS}$ と各々変動があり、平均値はNo.1が 0.49 l/g VTS 、No.2が 0.46 l/g VTS であり、コントロール系が 0.03 l/g VTS 高い。同様に、No.3とNo.4を比較すると、 $0.50 \sim 0.68 \text{ l/g VTS}$ 、 $0.53 \sim 0.61 \text{ l/g VTS}$ で平均値はNo.3が 0.59 l/g VTS 、No.4が 0.57 l/g VTS となり、これもコントロール系が 0.02 l/g VTS 高い（No.3は、7週目の値を除いた）。No.5は、 $0.56 \sim 0.76 \text{ l/g VTS}$ で平均値は 0.67 l/g VTS となっている。

発生量の高い順に、No.5、No.3、No.4、No.1、No.2となっており、コントロール系が余剰汚泥、混合汚泥ともFe系に比べ 0.03 、 0.02 l/g VTS 高いがこれは有意な差とは思われない。

又、メタン成分を見るとその平均値は、No.1が 66.8% 、No.2が 65.0% 、No.3が 63.2% 、No.4が 61.4% 、No.5が 58.5% となっており、含有率がガス発生量と逆になっている。この原因は、投入汚泥に含有される有機物成分の構成の違いによると考えられる。下水汚泥の有機物部分を構成する物質は、一般に炭水化物、脂肪、たんぱく質で7～8割が記述されるが、これらの物質を嫌気性消化することによって発生するガス量、メタン成分は、炭水化物で 770 ml/g 、 50% 、脂肪で 1250 ml/g 、 68% 、たんぱく質で 700 ml/g 、 71% といわれている。以上のことからNo.5がNo.1、No.2と比較してガス発生量が高く、メタン成分が低いのは炭水化物を主成分としているためである。

これらのことから、Feを通常よりも多量に含有する汚泥を対象とした消化プロセスにおいてもガス発生量、メタン成分共にコントロール系の汚泥と大差はなく通常の消化が行われるものと考えられる。

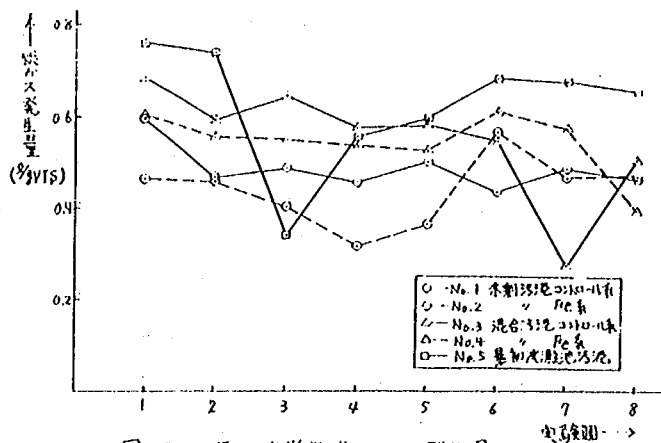


図-3 投入有機物当りガス発生量

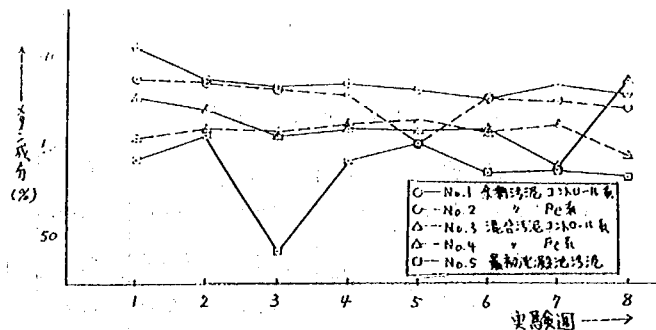


図-4 メタン成分比

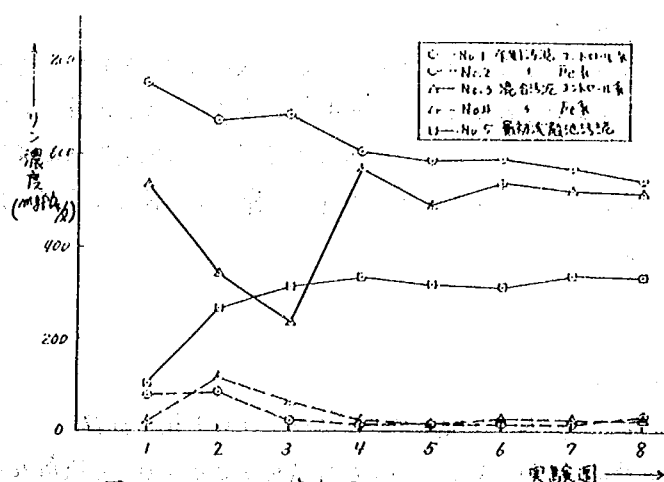


図-5 オルト-P変化図

図-5に、オルトリンの変化図を示す。オルトリンの分析は、混合リンアールを3000ppm、10分間遠心濃縮機にかけ分離した上澄液について行ったものである。

実験前半は各ケースとも変動が見られる。これは、消化槽内汚泥が投入汚泥によって置き変わるためと考えられる。コントロール系からオルトリン濃度を見ると、No.1は徐々に低下している傾向があるが約540mgPO₄/ℓ、No.3は約520mgPO₄/ℓ、No.5は約330mgPO₄/ℓとなっている。これらに対して、Fe系No.2とNo.4は、ともに10~20mgPO₄/ℓの範囲を上下しており、リンの溶出はないようである。Fe系のオルトリンをコントロール系と比較すると余剰汚泥で約1/8、混合汚泥で約1/4である。

以上のことから、Feと結合除去されたリンは嫌気性消化しても再溶出は起らず、消化槽脱離液として水処理系へ返送されるオルトリンは通常と比較すると微量である。又、実施設の消化槽脱離液中のオルトリンは90~600mgPO₄/ℓ²⁾であることから、コントロール系余剰汚泥の脱離液はかなり高いリン濃度を示しており、最初沈殿池汚泥の脱離液は中間的濃度であると言える。最初沈殿池汚泥の方が余剰汚泥よりも供試汚泥中のT-P濃度が高いにもかかわらずこの様な結果が出たことは注目される。

図-6に、消化汚泥成分を示す。リンアールは8週目に消化槽から引き抜いた消化汚泥である。

図-6 消化汚泥成分分析表

	汚泥別	PH	アルカリ度	TS	VTS	T-N	NH ₄ -N	T-P	orth-P	Fe
No.1	余剰汚泥 ^{コントロール系}	7.49	3690	11000	7390	1620	869	1200	542	308
No.2	余剰汚泥 ^{Fe系}	7.67	4910	16900	8410	1720	1120	2340	129	2400
No.3	混合汚泥 ^{コントロール系}	7.07	3080	13800	8400	1650	975	1140	519	294
No.4	混合汚泥 ^{Fe系}	7.67	4610	18300	9320	1710	1020	2010	176	1840
No.5	最初沈殿池汚泥	7.49	3700	23100	10800	1550	848	1090	336	363

投入汚泥TS濃度が高いFe系では、コントロール系と比較するとそれぞれNH₄-Nも高く出ており、この傾向がPH、アルカリ度にも反映されている。

§5 まとめ

エアレーションタンクに硫酸や鉄を添加したときに発生する汚泥は、今回の実験結果から、消化に与える影響はなく、ガス発生量も通常の汚泥と比較すると同程度であり、又、リンの再溶出もおこさなかった。したがって、汚泥処理として嫌気性消化槽を有する下水処理場においても、鉄塩をエアレーションタンクへ投入する形態のリン除去技術が十分利用可能であることが示されたものと考ええる。

参考文献

- 1) 若井重久、他、下 wastewater の処理、コロナ社、1974。
- 2) 奥野長晴、明石哲也、汚泥処理消化プロセスからの脱離液の処理に関する調査、下水道事業団試験部技術資料52-005、1977。

6 下水処理場への工場廃水の影響

水質研究室 渡部春樹

§1 はじめに

現在の下水処理場ではSS(浮遊物)とBOD(生物化学的酸素要求量)を主目標に処理が行なわれており、SSは沈殿により除去し、BODは生物処理を主体とした二次処理により除去されている。二次処理までの過程では経験的に、SS、BODについて90%程度の除去が可能といわれているが、有機物総量を表わすもう一つの指標であるCOD(化学的酸素要求量)は70%程度の除去率しか得られないといわれている。下水放流水の有機物に関する規制はこれまで主としてSSとBODについて行なわれてきたが、水質総量規制の導入に伴い、東京湾、伊勢湾、瀬戸内海に隣接する地域の下水処理場ではさらにCODの規制も受けることになった。

下水の由来は主として、雨水、家庭雑排水、ビルからの雑排水、工場廃水などであるが、生物学的な処理により、除去の難しい有機物は工場廃水に含まれている可能性が指摘されている。これらの生物学的に難分解な有機物が下水放流水に多量に含まれるとBODは規制値を満足しているが、CODは規制値を越えてしまう可能性も考えられる。

本報文は工場廃水が下水処理にどのような影響を及ぼしているかについて行なった調査結果と下水処理場における工場廃水の受け入れ上の問題について述べたものである。

§2 工場廃水の有機物負荷量

工場廃水の水質あるいは有機物負荷量について、その実態を正確に把握することは難しい面がある。その理由としては、時間変動が激しいこと、同一工場でも季節により、全く種類の異なる排水の出ている場合があること、好不況により、排水量などが著しく異なること、同一業種の工場であり、でも原料あるいは生産工程の違いにより、排水の種類が著しく異なることが考えられる。

図-1は工場廃水の水質原単位表

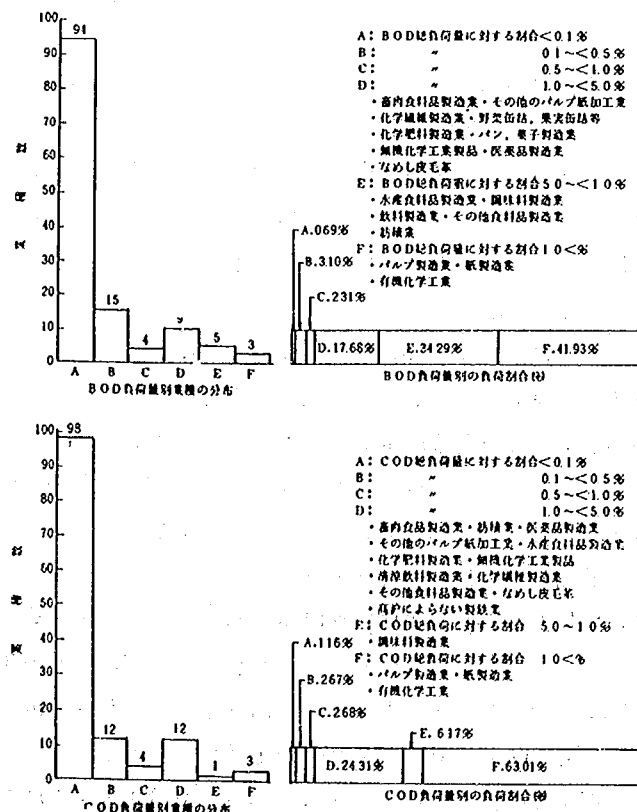


図-1 工場廃水の有機物負荷量

をもとにして、BOD総負荷量あるいはCOD総負荷量に対する業種別負荷量の割合を示したものである。同図からBOD総負荷量に対して10%以上の割合を占める業種はパルプ製紙業、紙製造業、有機化学工業の3業種であり、これらで全体の41.9%を占めている。同様に5.0~10.0%を占めるものは水産食品製造業、調味料製造業、飲料製造業、その他食品製造業、紡績業の5業種があり、

これらで全体の34.3%を占めている。また、1.0~5.0%の割合を占める9業種まで含めると、負荷量の大きい方から17業種でBOD総負荷量の93.9%を占めることになる。

COD総負荷量に対して1.0%以上の割合を占める業種は16業種あり、これらで全体の93.5%を占めている。BOD総負荷量に対して占める割合の高い業種はCOD総負荷量に対する割合も高く、その業種はほとんど一致している。従って、有機物負荷量の大きい業種は16~17にしばらくるといえる。

表-1は建設省及び三次処理技術開発協議会が昭和53年度に実施した工場排水の水質調査から、排水量規模別の有機物負荷量についてまとめたものである。この調査は全国11都市192事業所について、各事業所の最も水質の悪いと予想される時間帯の水質を測定した。調査した業種は食料品製造業、繊維染色業、紙・パルプ・紙加工紙製造業、化学工業、皮革製造業など、かなり広範囲にわたっている。同表から明らかなように、除害施設のある事業所はBOD負荷量が68.4~88.9%除去されており、平均除去率が77.3%であった。同様にCODは64.5~89.5%除去されており、平均75.9%であった。下水道へ排除される工場排水の濃度は50 mg/l 未満と50 mg/l 以上と大きな差があり、排水量50 mg/l 未満の事業所ではBOD₅、COD_{Mn}の平均濃度がそれぞれ2627 mg/l 、2248 mg/l と非常に高い。これはほとんどの都市が排水量50 mg/l 以上の事業所に対して有機物の規制(BOD₅ 600 mg/l 以下、SS 600 mg/l 以下)をかけているが、排水量50 mg/l 未満の事業所についてはこれらの規制がないためである。このため、50 mg/l 未満の事業所のBOD₅、COD_{Mn}の負荷量は50~100 mg/l の事業所の負荷量を上回る場合がある。

昭和53年3月現在の東京都の排水量別事業所数は排水量50 mg/l 未満のものが全体の83.8%、50~100 mg/l が5.2%、100~500 mg/l が7.5%、500 mg/l 以上が3.4%とされている。また、総排水量に対する割合で見ると50 mg/l 未満の事業所からの排水量は全体の10.3%、50~100 mg/l では4.1%、100~500 mg/l では18.5%、500 mg/l 以上では67.1%になる。表-1の排水量別有機物負荷量と排水量別事業所数あるいは下水道への入口における有機物濃度と総排水量に対する割合とを重ね合わせてみると、排水量50 mg/l 未満と排水量500 mg/l 以上の事業所から排除される有機物負荷の大きいことがわかる。

表-1 工場排水の水質 -排水量別の有機物負荷量-

排水量($\text{m}^3/\text{日}$) ($\text{t}/\text{日}$)	調査した 事業所数	除害施設 のある 事業所数	排水量(mg/l)				下水道への入口**	
			排水量(mg/l)		排水量(mg/l)		BOD ₅ (mg/l)	COD _{Mn} (mg/l)
< 50 (23.7)	37	11	BOD ₅ (mg/l)	COD _{Mn} (mg/l)	BOD ₅ (mg/l)	COD _{Mn} (mg/l)	BOD ₅ (mg/l)	COD _{Mn} (mg/l)
			2829 (51.8)	2671 (48.5)	440.9 (13.8)	400.5 (11.1)	2627 (43.6)	2248 (38.5)
50 ~ 100 (77.8)	37	18	1890 (141.9)	1231 (97.6)	219.9 (15.7)	138.2 (10.2)	498.3 (39.0)	449.8 (26.2)
100 ~ 500 (217.8)	63	32	1411 (213.7)	784.5 (154.2)	434.1 (36.5)	284.6 (54.7)	538.5 (103.0)	396.1 (74.0)
500 ~ 1000 (740.1)	19	13	991.2 (714.8)	1029 (764.7)	252.5 (182.5)	227.7 (160.9)	261.8 (125.7)	209.0 (156.7)
1000 ~ (3232)	36	28	901.0 (2905)	703.9 (2832)	165.0 (631.0)	207.3 (865.8)	243.4 (760.9)	225.2 (787.1)

* 排水施設のある事業所の平均

** 調査した事業所の平均

(負荷量)は1事業所当りの平均負荷量、 $\text{kg}/\text{日}$

§3 工場廃水の生分解性

工場廃水を受け入れている下水処理場の立場からみると、有機物負荷量は処理能力と比べてその大小が問題になり、処理能力に比べて有機物負荷量が大きい場合には処理水が悪化する可能性がある。また、下水処理水の水質に影響するもう一つの大きな因子としては、受け入れている工場廃水の生分解性の良否がある。つまり、有機物負荷が小さい場合でも受け入れている工場廃水の生分解性が悪い場合には処理水質の悪くなることも予想されるからである。

有機物の生分解性を判定する方法として公定法になっているものの一つに「新規化学物質に係る試験の方法について微生物等による化学物質の分解度試験」(以下、生物分解性試験という。)がある。この試験は試験試料と栄養塩と活性汚泥を培養ビンに入れ、呼吸速度自動測定装置を用いて14日間の酸素消費量を連続的に測定し、この酸素消費量と理論酸素要求量から有機物の生分解性の良否を判定するものである。表-2は生物分解性試験と実際の処理場で行なわれている標準活性汚泥法との条件を比較したものである。両者の大きな相異点は微生物量と反応時間である。このような条件の相異のために生物分解性試験の結果が下水処理場における除去率を反映するとは必ずしも言い難いが、少なくとも生物分解性試験を実施することによって有機物や工場廃水の生分解性の良否を判定する一つの目安にはなるといえる。

表-3は有機物負荷量の大きいと予想される26種類の工場廃水を採取し、生物分解性試験を行なった結果を示したものである。14日間の反応期間におけるD-TOCの分解度は29.5~98%まで非常に差があり、平均77.7%であった。D-TOC分解度が90%以上を示したのは11事業所、80~90%が6事業所、70~80%が4事業所、60~70%が2事業所、60%以下が3事業所であった。また、一部の廃水についてはD-CODの分解度も調べた。この結果、D-COD分解度の平均は68.0%で、D-CODとD-TOCの分解度に約11%の差が認められた。特に生物分解性の悪いのはF製糖、F合板、E浸出水であった。

工場廃水の生物分解性試験結果から、D-TOCが1次反応で減少すると仮定して試験開始から2日目までの減少係数を算出すると、D-TOC分解度90%以上の事業所については減少係数が0.231~1.314、平均0.751であった。同様にD-TOC分解度80~90%の事業所では範囲0.314~0.502、平均0.402、70~80%の事業所ではそれぞれ0.261~0.418、0.331、60~70%の事業所ではそれぞれ0.200~0.208、0.204、60%以下の事業所ではそれぞれ0.038~0.108、0.071であった。このことから、D-TOC分解度の高い工場廃水ほど減少係数は大きいつまり分解速度が速い傾向が認められる。しかし、個々の減少係数をみると、D-TOC分解度が90%以上の工場廃水であっても0.231というように、初期の分解速度はかなり遅いものも

表-2 生物分解性試験と標準活性汚泥法の比較

	生物分解性試験	標準活性汚泥法
基質濃度	供試物質 100 mg/L	100 ~ 200 mg・BOD/L
微生物量	30 mg・MLSS/L	1500 ~ 2000 mg・MLSS/L
微生物の種類	培養汚泥	活性汚泥
培養条件	期待である	—
反応時間	14日間	4 ~ 5時間
溶存酸素	5 mg・O ₂ /L以上	溶解量 3 ~ 7 mg/L、投入下水
栄養塩	無機培養基添加	—
pH	中性付近	—
温度	25℃±1	—

表-3 工場廃水の生物分解性試験結果

業 種 名	事業場	D-TOC 分解度%	D-COD 分解度%
染 色 業	I 染 工	90.0	
	I 検 染	88.0	
製 紙 業	A 製 紙	72.7	25.0
飲料製造業	G ビール	98.0	63.8
水産食品製造業	F 水産	80.0	44.4
	H 水産	94.0	
畜肉食品製造業	G 肉食肉	95.0	69.0
	O 肉食肉	95.0	85.2
皮革製造業	D 皮革	91.0	85.3
	B Y 製皮	84.2	81.6
医薬品製造業	B Y 製皮	79.2	68.2
	C M 製皮	91.2	89.5
合成染料製造業	C M 染料	67.1	68.6
	C H 化学	80.7	69.0
合成樹脂製造業	H 化学	70.8	
有機化学工業その他	A 化学	86.1	80.4
	I 化学	93.0	
無機化学工業	D 化学	76.7	61.3
	E 調味料	90.9	67.3
調味料製造業	F 製糖	29.5	32.9
	A 製紙	68.3	76.9
パルプ・紙・紙加工品製造業	D 製紙	86.1	80.5
	B 製糖	94.1	86.4
菓子製造業	H 製糖	93.3	
	F 合板	39.8	57.3
その他	E 浸出水	37.6	
平 均		79.7 (79.3)	68.0

() 内はD-COD分解度と共通の事業場の平均

みられ、最終的なD-TO分解度は同程度であり、でも減少過程は廃水により、てかなり異なるといえる。表-2にも示したように、実際の下水処理場では反応時間が限られているので、有機物の減少速度は非常に重要な因子になる。

図-2と表-4はある合成染料製造工場の廃水の種類と水質を示したものである。高BOD廃液の有機物濃度は非常に高く、この廃水は約10倍に希釈した後活性汚泥処理を行なっている。この処理施設での有機物除去率は、D-TOで68.3%、D-CODで89.6%、D-BODで96%とかなり高い除去率を示した。アルカリ廃液と強酸廃液は中和処理、高着色廃液は次亜塩素酸ナトリウムによる酸化脱色処理と中和処理を行なっている。高BOD廃液の生物処理水の水質は有機物濃度が低く、良く処理されているので問題はないと考えられるが、アルカリ廃液と高着色廃液の脱色処理水にはかなりの有機物が含有されている。後二者について生物分解性試験を行なうと、アルカリ廃液のD-TOと除去率は52.2%、同様に脱色処理水では11.1%であった。このようにアルカリ廃液はやや分解性が悪く、脱色処理水は非常に分解性の悪い廃水といえる。下水道へ排出される時には最終的に水質的に良好な生物処理水と分解性の悪い廃水を含有した中和処理水とほとんど汚濁していない余剰回収水とが混合されている。従って、下水道へ排出されている工場廃水は基準以下の水質になってはいるが、その中には下水処理場での生物学的処理で除去し難い有機物も含有されていることになる。ここで述べた事例は非常に極端な場合であるが、原則的には下水処理場側で除去可能な廃水は受け入れ、除去し難い廃水は工場側で処理していく必要がある。その場合には、廃水の生分解性が1つ工場でも各製造工程によって当然異なるので、各工程廃水ごとにその生分解性を調べていく必要がある。

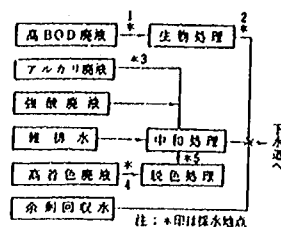


図-2 CN染料廃水処理系統図

表-4 一般水質分析結果

項目	1	2	3	4	5
PH	11.2	6.5	12.3	11.6	8.4
SS	178	27	188	457	202
BOD	13450	48	1020	2810	872
D-BOD	9130	35	922	2020	431
COD	8715	75	1890	3950	1150
D-COD	8090	74	1850	3800	1010
TOC	5755	64	1330	1818	782
D-TOC	4905	59	1240	1809	741

§4 まとめ

現在の下水処理場はBODとSSの除去を主目標に処理が行なわれており、生物学的処理プロセスによってこれらの高い除去率を定常的に維持するためには、BOD負荷を一定の範囲内に抑える必要があることから工場廃水のSSとBODを規制している。しかし、下水処理場における除去あるいは公用水域への影響を考えると、BODに検出されない物質がむしろ問題になるといえる。BODは生物学的に除去可能な有機物の量を示していると考えられるが、BODに検出されない有機物は現在の工場廃水の規制から除外されており、これらの物質は下水処理プロセスでの高率除去もあり期待できない。工場廃水の生分解性を調べると、生物学的処理プロセスで十分除去できないと予想される廃水も下水道へ流入していることがわかった。このため、下水処理場へ受け入れる工場廃水の規制を現在のBODとSSの他に、生分解性等の指標による新たな規制も検討していく必要がある。

7 シミュレーションモデルによる道路投資効果の分析

システム課 長 門 孝 朗

1. まえがき

道路投資が地域社会に及ぼす経済効果のうち、投資が必要を創出する側面（いわゆるフロー効果）については、これまでに産業連関モデルや計量経済モデルにより、種々の分析がなされ手法的にも確立されたものとなっている。しかしながら、他方の道路の存在そのものにより生ずる産業立地等の長期的効果（いわゆるストック効果）については、従来から指摘され、常識的にも通用しているにもかかわらず、その定量的な分析は未だ充分とはいえない。たとえば、道路建設による沿道土地利用変化の調査は各地で行なわれているが、実態調査の域を出ないものがほとんどである。また、道路投資の経済的効果は起滅的に広がりを持つとともに、生産額、所得、従業者数等の多くの指標で把握されるものであるが、これまでの調査ではその地域的範囲、把握指標ともに限られたものが多く見うけられる。道路投資のストック効果を把握するためには、産業立地を立地要因により説明し、それに対し各種の効果把握指標を整合的にとらえることが必要である。ここでは、道路投資による時間短縮効果が地域の立地条件を変化させることに着目し、産業間の結びつきを考慮した市場アクセシビリティという指標により製造業立地を説明し、それを中軸として地域計量経済シミュレーションモデルを作成することにより、道路投資のストック効果を分析した結果を報告する。

2. 製造業立地の分析

一般に、製造業は当該地域の外に開かれた市場を持ち、地域の発展にとって戦略的役割を果たすものであるから、製造業の立地を分析することは重要な意味を持っている。ここでは説明変数として、下記の式で定義される指標を作成し、市場アクセシビリティと呼ぶ。

$$\text{市場アクセシビリティ}_i = \sum_j \frac{\sum_k a_{jk} \cdot x_{jk}}{d_{ij}} \quad (1)$$

i: 当該地域

j: 相手地域(自地域も含む)

k: 相手産業(製造業を含む)

a_{jk} : 製造業からk産業への投入係数

x_{jk} : j地域k産業の純生産

d_{ij} : i, j地域間の道路利用の時間距離

この指標は当該地域における製造業の企業が取引対象とする市場の大きさを表現する指標である。この指標の値は区分された地域の空間的大きさには依存しておらず、密度指標としての性格をもつので、製造業立地のような地域集計量を推定するには、説明される集計量を密度指標に基準化するが、密度指標に何らかの集計量を乗じて説明変数とすることが望ましい。ここでは、近畿地方を対象としその内部を22の地方生活圏程度の地域に区分し、昭和40～49年のプーリングデータ(サンプル数110)で推定を行なった。その結果、下記の式が最も高い相関を示した。すなわち、立地量は立地余裕面積(民有宅地面積+農地面積)と立地魅力(市場アクセシビリティ)の積のほぼ1.24乗に比例するとい

う結果である。

$$\text{製造業純生産増加額(5年間)} = 6.43694 \times 10^{-7} \times \left\{ (\text{市場アクセシビリティ}) \times (\text{民有宅地面積} + \text{農地面積}) \right\}^{1.23623} \quad (2)$$

$R = 0.89516$ (1980 = 20.97)

なお、増加分はランダムな変動を加算するため5年間の増加をとり、また市場アクセシビリティの算定には近畿圏外は含めなかった(シミュレーションモデルとの関係上)。(2)式推定時の実績値—推定値の散布図を図-1に示す。(2)式で説明しきれなかった地域にはダミーをつけた式をシミュレーション時に採用した($R = 0.97618$)。

3. 地域計量経済モデルの作成と政策シミュレーション

3.1 地域計量経済モデルの作成

本研究で利用した地域計量経済モデルは、ケインズ型のマクロ経済モデルと産業連関モデルを統合したモデルであり、生産、分配、支出の間の整合性と産業間の整合性の両者を考慮したモデルである。(詳細については文献③を参照)したがって、前章の構造式で把握される製造業生産能力の地域分布の変化は、製造業以外の産業にも波及するとともに、所得や支出の面にも影響を及ぼすが、そのような関係もこのモデルにより把握することができる。このモデルを実績値により検証を行った結果を図-2に示す。一般に、モデルを使用した政策シミュレーションでは、将来の不確実性が非常に大きいため、将来推計値自体の意義を問うのではなく将来推計値の政策ケース間の差に着目するのが普通である。本モデルも、そのような観点からは充分使用に耐えるものと言えよう。なお、このモデルでは、一年を単位として逐次計算も行なっている。

3.2 政策シミュレーション

今回の分析では、下記的前提条件のもとでシミュレーションを行い、ストック効果のみを把握した。

① 政府純固定資本形成(政府投資)の地域

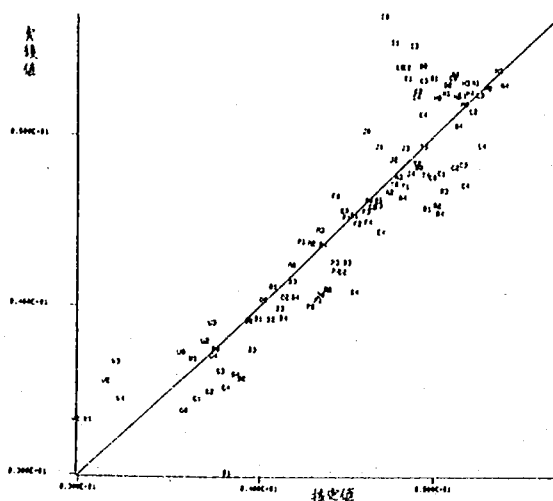


図-1

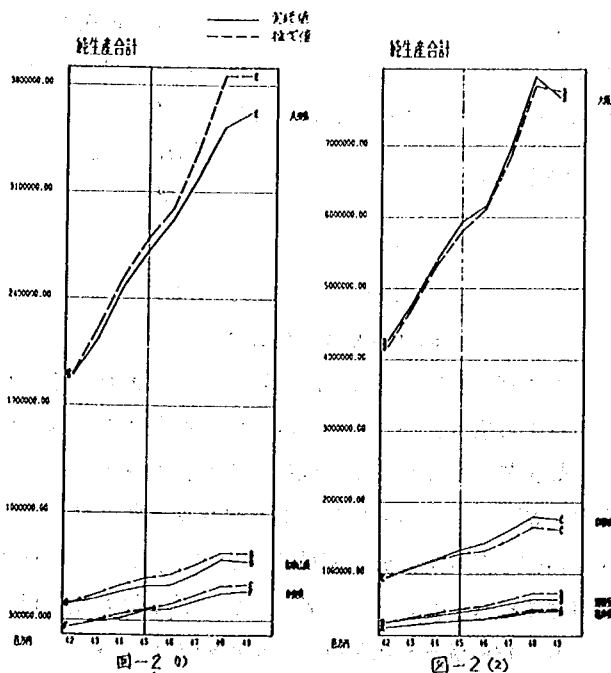


図-2 (a)

図-2 (b)

別の値は各政策ケースについて同じである（フロー効果の捨象）。

②経済指標の近畿圏合計値は各政策ケースについて同じである（配分モデルとしての限界性）。

③昭和50年時点での各政策ケースネットワークがすべて実現したと仮定して地域間時間距離を固定し、その後の地域発展をシミュレートしている。（なお、地域間時間距離は別に作成した交通モデルによって、昭和50年時点における発生集計交通量、分布交通量を推計し、政策ケースのリンクを加えたネットワークに配分してリンク毎走行速度を求め、ルートサーチにより算出した。）

本分析における政策ケースは次の3種であるが、基準ケースとして昭和49年のネットワークを固定した場合を想定した。この値を原点として各政策ケースの値を表現した。

- ① 高速道路（国土開発幹線自動車道）整備の場合
- ② 大都市幹線道路整備の場合
- ③ 地方部幹線道路整備の場合（国道の4車線化中心）

各ケースで想定した具体的な路線を図-3に示す。なお、このシミュレーションモデルで把握できる経済的指標を表-1に示す。ここでは特にそのなかの純生産合計に注目した。

表-1

項目	
1	純生産（建設業）
2	（金融・サービス業）
3	（電気・ガス・水道業）
4	（運輸・通信業）
5	（卸売・小売業）
6	（農林水産業）
7	（製造業）
8	（鉱業）
9	純生産合計
10	個人所得
11	個人消費支出
12	一般政府消費支出
13	域内純固定資本形成
14	民間住宅投資
15	民間企業設備投資
16	初級ブグセンビリティ（製造業）

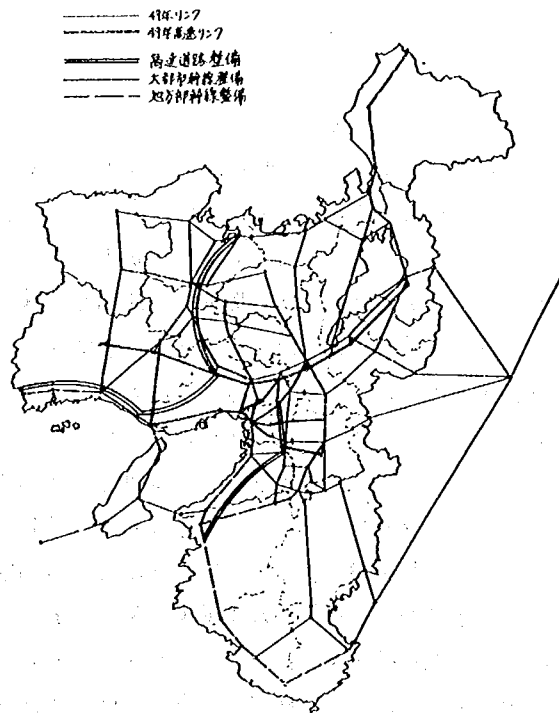


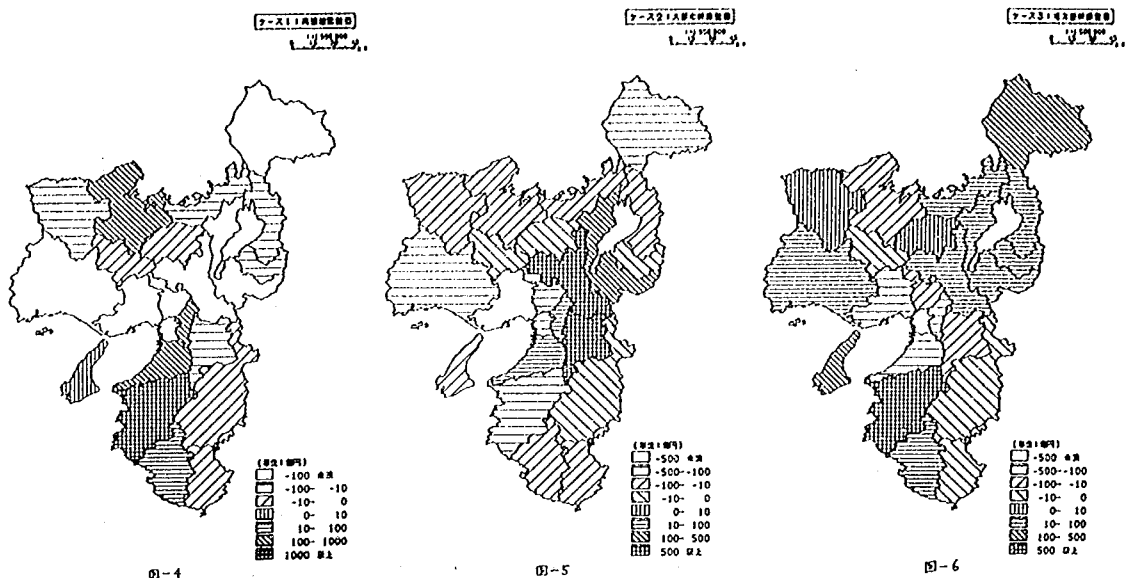
図-3

4. 結果及び考察

政策シミュレーションによる各地生活圏の昭和60年純生産推計値の基準ケースからの相対水準を各ケースについては図-4〜6に示す。ケース1の高速道路整備では、和歌山、

舞鶴を含む地方生活圏の開発効果が目立つ。この結果によると国土開発幹線自動車道クラスの道路では、それが大都市部を通過していても、大都市に与える効果よりも地方部に与える効果が大きく現われていることは注目すべきである。これは構造式のながに立地余裕の概念を含めたことが大きく作用していると考えられる。なお、構造式の適否については更に

詳細な実態分析が必要であろう。ケース2の大都市幹線整備では、大阪府内よりも京都、奈良を含む地方生活圏の浮揚効果が大きい。これは、やはり立地余裕地の豊富なことが大きく効いていると考えられる。ケース3の地方部幹線整備では、和歌山、淡路、福井北部の開発効果が大きい。淡路については、明石―淡路連絡橋の効果が現われている。和歌山については、国道26号の堺―和歌山間の改築と奈良を通過して京都と結ぶ国道24号の改築の両方の効果を受けていると考えられる。福井北部につい



ては近くに有力な集積地はないが、国道改築が市場を広域化させ福井北部のポテンシャルを高めたといえよう。

5. 結論及び今後の展望

道路整備による時間距離短縮が各地域の製造業の生産の増加に及ぼす影響を実証的に分析し、その結果を地域計量経済モデルに組み込むことにより、道路整備による地域の経済指標の変化を整合的にとらえることができた。しかしながら、モデルに組み込まれた構造式によってシミュレーション結果は異なるものであるから構造式の詳細な吟味が必要であろう。また、今回の分析では対象地域全体の値は外生的に与えられているため、政策ケースによる対象地域全体の活動水準の押し上げ効果の差は把握できない。今後、このような方向にモデルを改良してゆく必要がある。今回は議論を明確にするために、政策リンクが一挙に完成したと仮定し、かつ投資額を同じとしてストック効果のみをとらえようとしたが、このようなことは現実にはあり得ないことであるから、より現実的な政策を設定して、ストック効果とフロー効果の両者の複合効果をとらえることが必要であろう。そのために、ネットワークと投資額の整合性を確保するための行財政モデルを開発中であり、また、経済モデルと交通モデルを連動させるための作業を実施中である。その他に、交通・経済に深く関わる地域人口、土地利用面積を把握することが重要であり、そのためのモデルの開発と他のサブモデルとの連動作業を実施中である。行財政、経済、交通、人口・土地の各サブモデルを連動することにより、道路整備が地域社会に及ぼす効果をより総合的にかつ整合的に把握できると考えられる。

参考文献

- (1) 地域メソスケールモデルの開発(オイ次報告書)、土木研究所企画部システム課、昭和53年3月
- (2) 建設事業インパクト把握のための中規模の地域モデル オイ17回土研発表会資料 昭和53年10月
- (3) 地域メソスケールモデルの開発、土研資料第1500号 昭和54年3月
- (4) アフセンビリティ指標による経済活動立地の分析、第13回道路会議特定課題論文集 昭和54年10月

§ 1. はじめに

歩行者交通計画を立案するに際し、ある出発地と目的地とをもつ歩行者がどのような経路を選択するかを予測することは、街路整備のための基礎データを与えるという点で、極めて重要なことであり、このためにはまず、歩行者の経路選択特性を把握することが必要条件となる。

歩行者の経路選択行動は、歩行距離の長短によって決定されることが多いが、最短経路が選択されない場合もあり、その他の要因として、一般に街路が歩行者に与える快適性(以下略して街路の快適性または単に快適性と呼ぶ)、および街路が集合体として果たすネットワーク機能による快適性にも規定されると考えることができる。

本研究では問題の単純化のため、経路選択行動と街路の快適性とに注目し、次の作業を行った。

(1) まず、街路の快適性に対して、街路構造、街路交通条件、歩行者の個人属性、歩行目的等の各種要因が、どの程度の規定力をもつかを実験によって調査し、その結果を用いて、「街路における歩行の快適性評価モデル」を作成した。

(2) 次に、この快適性評価モデルと既存の歩行経路選択実態調査結果とを用いて、快適性と経路選択行動との間の相関を調べ、同時に快適性評価モデルの検証を行った。

上記作業の結果、比較的良好な結果が得られたので報告するものである。

§ 2. 街路における歩行の快適性を規定する要因

快適性を規定する要因には多くのものが考えられるが、大別すると、街路条件、交通条件、気象条件等のように、評価の対象となる街路の状況を示す街路要因群と、歩行時の状況、歩行者の個人属性等、歩行者個々の街路に対する評価基準の構成に寄与すると考えられる歩行者要因群とに分けて考えることができる。ここでいう街路条件とは街路の構造および静的な環境を示す要因であり、道路の幅員、歩道幅員、道路の勾配、沿道建築物の種類、街路樹等より成る。交通条件とは街路利用の結果として生ずる動的環境を示す要因であり、自動車交通量、大型車混入率、歩行者混雑度等をいう。歩行時の状況とは歩行目的、同伴者の有無等であり、また個人属性には、性別、年齢層、職業等が考えられる。これらの要因のうち、街路整備の際に人為的に制御が可能なものは街路条件のみであるから、歩行者要因群の組み合わせによって作り出される実験ケース毎に、街路条件を核とした街路要因群の快適性に及ぼす影響の大きさを調べるという方法を採用することにする。

§ 3. 歩行の快適性評価モデルの作成

3-1. 方法

歩行の快適性とそれを規定する要因との間の分析を行うためには、要因を組み合わせで数種の街路を設定し、これらの街路に対する快適性の評価値を測定するという方法が考えられる。本研究では次のような手順と作業を進めた。

3-1-1. 実験準備

- (1) 街路要因群を代表する快適性決定要因を選び、表1のように各要因の水準を設定した。
- (2) 表2のように歩行者要因群を代表する実験ケースを設定。
- (3) 表1のA～Hの要因の間に交互作用がないものと仮定した上で、実験計画法の直交配列手法を用いて、要因水準を割り付け、27本の実験街路を設定した(127(3⁷)の直交表)。また27本のうちの標準的な1本(基準路とする)について、これを歩行者専用路化した街路を追加し、計28本の実験街路のイメージを忠実にイラストとして表現した。図1に例を示す。

3-1-2 実験

表2の実験ケースごとに28本の実験街路の評価値を以下のようにして求めた。

- (1) 基準路を除く27本の実験街路を評価路とする。
- (2) 基準路のイラストと評価路のイラストとを被験者に示し、どちらの街路の歩行がより快適であるかを聞く。
- (3) (2)で被験者が基準路と答えた時には、次に基準路1000m歩行と評価路900m歩行とを比較し、また評価路と答えた時には、基準路1000m歩行と評価路1100m歩行とを比較し、どちらが快適であるかを聞く。
- (4) (3)での判定が逆転したところで比較を止め、現在の評価長から50を減じ、その値を基準路1000m歩行と等価の快適性をもつ評価路長とす。
- (5) (2),(3),(4)の作業を27本の評価路すべてに行う。

3-1-3 解析方法

本研究では直交配列手法を用いているので、ある要因水準の主効果を求めるには、その要因水準を割り付けた街路の評価路長の平均値から、評価路長の全平均値を差し引けばよい。このような簡単なクロス集計によって、他の要因水準の効果は相殺され、注目する要因水準の主効果のみが求められる。これが直交配列手法の特色である。

3-2 快適性決定要因水準の主効果および快適性評価モデル

実験解析により、得られた各要因水準の主効果を表3(a)、(b)に示す。表3(a)は全実験ケースを総合

表1. 快適性決定要因と要因別水準

要 因	水準1	水準2	水準3	水準4
A 自動車交通量	多い	少ない		
B 歩道の状況	歩道なし	幅員1.5m	3m	6m
C 沿道建築物	商店街	住商混合	住宅街	
D 街路幅員	多い	普通	少ない	
E 大型車混入率	高い	低い		
F 車道幅員(歩道側)	4車線	2車線	1車線	
G 傾斜の有無	上り坂	平坦		
H 歩行者の混雑度	低い	高い		

表2. 実験ケースとサンプル数

歩行者の 個人属性	通学	通勤	一人 買い 物 レジャー	友人と 買い 物 レジャー	家族連れの 買い 物 レジャー
中学生・高校生・大学生	20		20	20	
通勤11歳男・20年代		20	20	20	
" " 30年代		20	20	19	
" " 40-50代		18	17	17	
通勤11歳女・20年代		20	20	20	
" " 40-50代		22	22	20	
主婦 20-30代			20	10	12
" " 40-50代			20	18	
60才以上の男女			20	19	

基準



図1(a) 基準路のイラスト

- A. 多い
- B. 幅員3m
- C. 住商混合
- D. 普通
- E. 低い
- F. 2車線
- G. 平坦
- H. 低い
- I. 一般街路

18

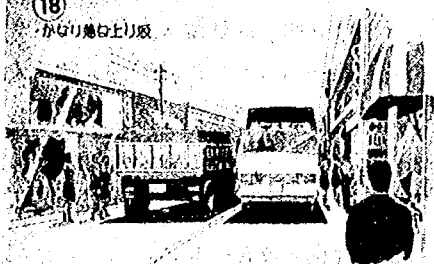


図1(b) 評価路の一列

- A. 多い
- B. 歩道なし
- C. 商店
- D. 普通
- E. 高い
- F. 2車線
- G. 上り坂
- H. 高い
- I. 一般街路

した場合の主効果、表3(b)は通勤通学時の主効果を表わしている。表中の主効果の符号は(+)が快適性を上げる方向に、(-)が下げる方向にそれぞれ働く水準であることを表わしている。また各要因が快適性に及ぼす影響の大きさは、要因内の水準の主効果の最大値と最小値の差の絶対値(レンジ)で知ることができる。各要因のレンジをみると、歩道の状況が最も大きく、歩行者専用路が否か、傾斜、沿道建築物がこれに続き、歩行者混雑度、街路樹等は小さい。街路樹を除き、§2で述べた街路条件として分類される要因のレンジが大きい点は注目すべきであろう。各要因内の水準の主効果の定性的傾向をみると、歩道幅員の1.5mと3mの2水準の効果が明瞭でないこと、および沿道建築物で住商混合の水準の効果が商店街と住宅街の両水準の效果の中間にないことが、実験方法の不備によるものか、あるいは現実には存在する傾向であるのかを判断しかねる点で、やや問題が残るが、他の要因については概ね常識的である。

なお、表3のような要因水準主効果表と、次に示す快適性評価値の構造式とを合わせて、快適性評価モデルと称する。

$$L_i = L_0 + A_i + B_i + C_i + D_i + E_i + F_i + G_i + H_i + I_i \quad \cdots (1)$$

ここに、 L_i : i 街路の快適性評価値

L_0 : 快適性評価値の平均値

$A_i \sim I_i$: i 街路の特性に相当する要因水準主効果

このモデルの推定誤差は、実験ケース総合の場合、1000mの街路長に対し、 $\pm 0.6^m$ 程度であり、かなり再現性の高いモデルである。

§4. 歩行経路選択実態による快適性評価モデルの検証

本研究では快適性評価モデルを作成するに当たり、実験街路を被験者に示す方法として、イラストという媒体を用いており、また実験が室内で行なわれているため、被験者が実街路上とは異なる反応を示す可能性もあるので、実態データを用いて、モデルの検証を行う必要がある。さらに街路の快適性と歩行者の経路選択行動との間の相関の程度を知ることが有意義であるので、下記のように経路選択実態と、快適性評価モデルを用いて推定される選択経路との一致状況を分析することにより、モデルの検証と相関分析を同時に行うことにした。

4-1 歩行経路選択実態調査

経路選択実態データは昭和53年3月に大阪市が東区船場で実施した「大阪都心業務地区についてのアンケート調査」の結果を利用した。この調査は通勤経路、休憩時および勤務での外出経路を地図上

表3. 快適性決定要因水準の主効果

(a) 実験ケース総合		(b) 通勤通学時	
全平均値 (L_0)	995	980	
自転車交通量 (A)			
多い	- 15	- 17	
少ない	+ 30	+ 35	52
歩行者専用路	0	0	
歩道の状況 (B)			
歩道なし	- 107	- 97	
幅員1.5m	+ 16	+ 8	
" 3m	+ 13	+ 6	177
" 6m	+ 71	+ 80	
歩行者専用路	0	0	
沿道建築物 (C)			
住宅	- 12	+ 8	
住商混合	- 35	- 28	48
商店	+ 47	+ 20	
街路樹 (D)			
少ない	- 11	- 3	
普通	+ 2	+ 4	7
多い	+ 9	- 1	
大空車混入率 (E)			
高い	- 21	- 16	
低い	+ 10	+ 8	24
歩行者専用路	0	0	
車道の幅員 (F)			
4車線	- 32	- 19	
2車線	+ 8	+ 8	30
1車線	+ 24	+ 11	
歩行者専用路	0	0	
傾斜 (G)			
上り坂	- 84	- 81	122
平坦	+ 42	+ 41	
歩行者混雑度 (H)			
低い	- 12	+ 8	12
高い	+ 6	- 4	
専用路が否か (I)			
一般街路	0	0	38
歩行者専用路	+ 153	+ 38	

に記入する方法で行われているが、分析にはデータ数上の制約から、通勤経路データのみを用いた。また、調査対象地区の街路特性データには既存のものがなかったため、現地踏査を行った。

4-2 方法

図2の単位し字経路対を単位として以下のように行った。

- (1) 経路選択実態調査の結果から、分析に必要な歩行者交通量のある単位し字経路対を複数個選出する。
- (2) これらの経路対の2本の経路の選択状況に、統計的有意差があるか否かを調べ、有意差の有無で経路対の分類をしておく。
- (3) 各経路対に含まれる街路について、その街路条件、交通条件を現地踏査結果より求め、(1)式と表3(4)により、個々の街路の快適性評価値(L_i)を計算する。

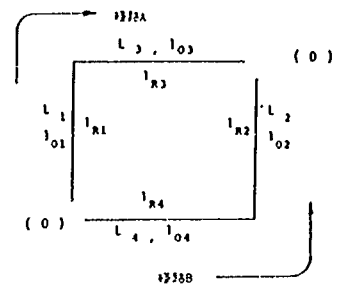


図2 単位し字経路対

- (4) 経路選択は、基本的には経路長の大小で決定されるものであるから、街路の実距離(l_{ri})と快適性評価値(L_i)とを結びつけた心理的負担距離(loi)を(2)式のように定義

$$loi = l_{ri} \cdot 1000 / L_i \quad (2)$$

し、これを街路毎に計算し、さらに各経路について加え合わせ、経路の心理的負担距離を計算する。

- (5) 経路対毎に、心理的負担距離の小さい経路(理論経路)と実選択経路(歩行者の多い経路)との一致状況を調べる。また、理論経路を選択した歩行者、他経路を選択した歩行者の実数、および全数に対する比率を調べる。

4-3 分析結果

表4、表5に分析の結果を示す。これらより、快適性がより高いと思われる理論経路を選択する歩行者が、他経路を選択する歩行者よりもかなり多く、多くの場合、理論経路と実選択経路とは一致していることがわかる。

表4. 理論経路の選択状況

	経路選択に有意差あり		" 有意差なし	
理論経路選択	152人	86.4%	54人 (20.6%)	54人 (74.6%)
他経路選択	24人	13.6%	46人 (70%)	46人 (25.4%)

※()内は累積値である。

表5. 理論経路と実選択経路の一致状況

	経路選択に有意差あり	" 有意差なし
理論経路と実選択経路の一致	10人	5人
" の不一致	0人	2人

§5. 結 語

本研究では、かなり再現性の高い快適性評価モデルを作成し、単位し字経路対という特殊な経路対を用いたとはいえ、歩行経路の選択実態を歩行の快適性で説明することができた。この事実から、快適性評価モデルが妥当であり、快適性と経路選択行動との間に相関があることが推察される。今後研究を進展させ、歩行経路選択モデルを作成していくためには、本研究の結果を基礎とし、街路横断の際の影響や、歩行の方向保持性などのネットワーク構造によって規定される要因をどのように扱うか等の問題を解決していく必要がある。経路選択モデルへの応用の問題はさておき、快適性評価モデルについては、既存街路の見直しや、歩道新設の際に、個々の街路での歩行の快適性を高めるための参考になり得ると思う。

9 案内標識の地名選定手法

交通安全研究所 大友 恭也

1. まえがき

案内標識は、道路利用者に対し各種の情報を提供することにより、道路における交通の安全性および円滑性を図るための重要な施設である。年々増大・多様化する道路交通に対応して、わが国の案内標識もかなり整備されてきているが、案内標識の表示内容については、a) 標示板上の地名が地図上で見当らない、b) 表示地名に連続性がない、c) 知名度が低く運転者の知らない地名が現われる、d) 表示地名の範囲が広すぎる、などの問題点を指摘されることがある。これらはわが国の道路網がリボン状に発達し、密になっていることも一因と思われるが、案内標識の表示内容の選定を適切に行うことにより、かなり改善される面もある。表示内容の選定に関しては、「道路標識設置基準・同解説」に規定されているが、最終的には現場の管理者に任されており、さらに案内標識の表示内容の選定方法について検討していく必要がある。

ここでは、地方建設局（東北、関東、中部、近畿、四国）と共同で行ったアンケート調査結果を基にして検討した案内標識の地名選定手法の一試案について、述べることにする。

2. 表示内容の選定方法に関する考え方

一般に運転者がある出発地から土地不案内な目的地まで行こうとするときには、①目的地の所在（出発地との位置関係）を確認し、

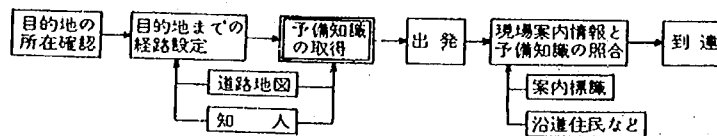


図-1 ドライバーが目的地へ到達するまでの行程

②目的地までの経路を設定、③目的地へ到達するのに必要な情報（予備知識）を道路地図、目的地までの地理に詳しい人などから取得すると考えられる（図-1、図-2）。この予備知識の持ち方は個人差、トリップ目的などにより多種多様で、運転者がどのような予備知識をもって走行するかを正確にとらえることは困難である。しかし、平均的には人口の多い都市、観光地、国道等の経路名などを予備知識として持つと考えられる。

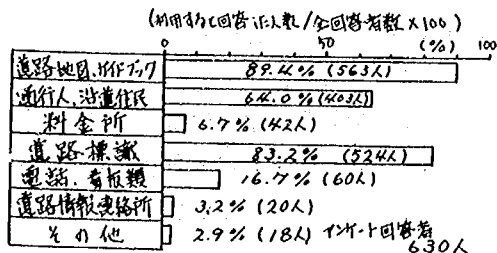


図-2 案内情報の取得方法と利用状況

案内標識の表示内容が、この予備知識と十分対応のとれたものであれば、例えばこれから何おうとする目的地名が示されていないとしても、運転者は迷わず自分の経路を判断できると思われる。ここで運転者がある情報を目的地に到達するまで予備知識として活用する程度を、その情報の活用度（予備知識として活用する運転者数/情報を必要とする運転者数）と定義し、活用度の高い情報を提供することにより、最も効果的な案内情報システムを構成できると考えられる。ここでは、この活用度とその情報の属性との関連性について分析を行い、活用度にもとづく簡単な地名選定例を示すことを主眼と

観光性、鉄道駅の有無、インターチェンジの有無、地名と目的地の規模比較（人口による比較）

分析結果を表-3に示す。本分析結果より次のような傾向がみられる。

①活用度に対して高い規定力を有する要因は人口、交差道路の種類であり、また観光性、目的地との規模比較もやや高い規定力を有している。

②人口が低い地名の活用度は低く、人口が3万人までは人口が多くなると共に、活用度が高くなり3万人以上の地名については、ほとんど同じ程度の活用度を示す傾向がみられる。

③交差道路の種類については、国道が交差している地名の活用度が最も高く、主要地方道、一般地方道の順に活用度が低くなる傾向がみられる。

表-4 活用度算定モデル

要因名	カテゴリ名	サンプル数	平均値	標準偏差	レンジ	偏度
人口 (P:千人)	$P \leq 5$	38	-0.127		0.255	0.518
	$5 \leq P < 15$	33	-0.045			
	$15 \leq P < 30$	34	-0.035			
	$30 \leq P < 50$	28	0.018			
	$50 \leq P < 100$	21	0.091			
	$100 \leq P < 200$	15	0.112			
	$200 \leq P$	9	0.128			
交差道路の種類	国道	80	0.080		0.211	0.537
	主要地方道	60	-0.024			
	一般地方道	32	-0.191			
重相関係数		0.753				

活用度算定モデル式を作成するために、規定力の高い人口、交差道路の種類を2要因で数量化分析を行った。算定モデルは表-4に示すとおりで、重相関係数も0.75とこの種の分析としてはまずまずの結果が得られた。

比較的规定力の高い観光性については、判断基準がいまいであり、判断する者によってその地名の属性が変わる恐れがある。また、目的地との規模比較についても、目的地が各選取者によりまちまちであることを考えると、上記2要因は本モデル式には適さないと思われるのを除くこととした。

4.3 地名の分類方法

ここでは、地名の分類数を3分類とし、その分類基準を活用度により0.75～1.00をAランク、0.50～0.75をBランク、

0.50未満をCランクとする。

地名の活用度は表-4で得られた算定式により計算できる（表-5）。表-5の活用度を上記の分類法によって分類すると図-3のとおりである。

5. 地名の選定方法に関する考察

地名の選定にあたっては、案内の対象とする地名の範囲について十分考慮することが重要であり、案内を必要とする選取者は、段階的に目標地を定めて走行すると考えられるので、あまり長い距離の地名を選定するのは好ましくない。これらの目安として当該路線を走る交通のトリップ長が1つの尺度となるが、主要幹線道路において100km以内、幹線道路においては50km以内、補助幹線道路では30km以内が適当と思われる。

表-5 交差道路種類別人口別 活用度

交差道路 人口(P:千人)	国道	主要地方道	一般地方道
P<5	0.575	0.471	0.364
5≤P<15	0.657	0.553	0.446
15≤P<30	0.667	0.563	0.456
30≤P<50	0.799	0.695	0.588
50≤P<100	0.792	0.688	0.581
100≤P<200	0.814	0.709	0.603
200≤P	0.830	0.725	0.618

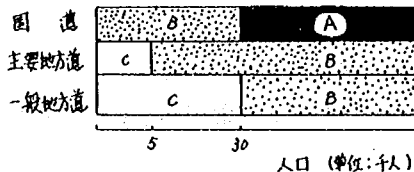


図-3 地名の分類

地名の選定方法としては、1路線における候補地の活用度を算定し分類を行う。ある分岐点における案内は、最寄りのAランクに属する地名より選定する。このときに最寄りのAランクに属する地名までの距離が長いとき（前述した案内範囲を超える場合）には、その中間に存在するBランクの地名から最も活用度の高い地名を代表させるものとする。

なお、Cランクに属する地名は活用度が低いので、道路の性格などを考慮してその地名を案内するのが最も効果的であると判断されるとき以外は、用いないものとする。

以上のような考え方を基づいて、国道4号（春日部市～郡山市間、約180km）について地名の選定を行った例を表-6に示す。案内方式は一方一地名とした。

6. まとめと今後の課題

本調査では、最も効果的な案内情報システムについて検討するために、運転者の持つ予備知識の活用度とその情報の属性との関連性について分析を行い、次の様な結論が得られた。

- 1) 運転者が目的地まで走行する路線名の活用度は、きわめて高くほとんどの運転者が予備知識として取得するようである。
- 2) 運転者が予備知識として取得する地名は、O・D経路内に存在する地名から選択される傾向がみられる。

3) 予備知識の活用度に対し高い規定力を有する要因は人口、交差道路の種類であり、この2要因による分析（数量化Ⅱ類）の結果、表-4に示す活用度算定モデルが得られた。

4) ある分岐点において案内の対象とする地名の範囲を、主要幹線道路において100km以内、幹線道路において50km以内、補助幹線道路では30km以内を目安とし、最寄りのAランクに属する地名より選定するものとして地名の選定例を示した（表-6）。

ここでは、運転者の予備知識の活用度について検討し、活用度による地名の分類、選定を示したがさらに複雑な道路網に対してもケース・スタディを行い、様々な面からここでも述べた地名選定手法の有用性について検討し、改良を加えていく必要がある。

表-6 表示内容(地名の選定例(国道4号))

距離 (km)	経路 (km)	地名	人口	活用度	分類	案内
79	1	郡山市	262,600	0.910	A	須賀川
26	2	須賀川市	54,700	0.772	A	日 河
14	3	鏡石町	10,700	0.446	C	白 河
10	4	長吹町	16,300	0.456	C	白 河
10	5	栄町町	5,400	0.446	C	白 河
12	6	白河市	43,300	0.779	A	宇都宮
12	7	那須町	27,700	0.663	B	宇都宮
12	8	黒磯市	42,400	0.675	B	宇都宮
13	9	那須野々町	24,400	0.663	B	宇都宮
13	10	矢板市	31,100	0.675	B	宇都宮
12	11	氏家町	22,200	0.667	B	宇都宮
12	12	宇都宮市	344,000	0.910	A	小 山
14	13	石橋町	18,000	0.563	B	小 山
14	14	国府町	12,200	0.446	C	小 山
14	15	出井	2,500	0.471	C	小 山
14	16	小山市	120,300	0.914	A	古 河
7	17	古河市	56,500	0.772	A	春日部
7	18	野木町	14,800	0.446	C	春日部
7	19	新久田	2,500	0.471	C	春日部
19	20	東橋町	12,100	0.667	B	春日部
19	21	草野町	42,100	0.675	B	春日部
19	22	杉戸町	22,100	0.663	B	春日部
19	23	春日部市	121,600	0.914	A	古 河

== 国道 == 主要地方道 ---- 一般地方道

10 定車間走行制御システム

道路部 新交通研究室 川名 万寿雄

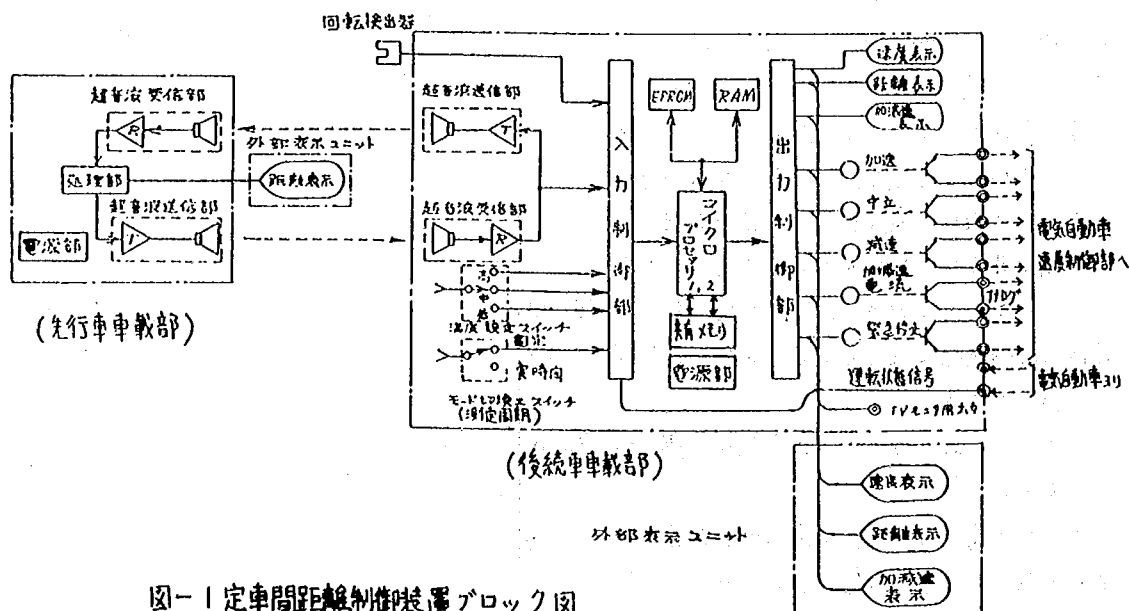
はじめに

新交通研究室では、ガイドウェイ上を走行する車両の制御システムとして、従来の各種新交通システムで採用されている方式と異なり、車両自身が前車両との車間距離を測定し一定に維持する機能を持たせた新しいシステムの開発を昭和52年度から進めている。

本方式は、車両を物理的に連結することなく列車として編成する方式で、車両間の距離を超音波を利用して求め、これにより追従車両の加減速度を自動制御し一定な車間距離を維持させるもので、昨年度本装置を用いて自動追従走行実験を行ったので、その概要を報告する。

1. 定車間距離制御装置の概要

本装置は、先行車車載部と後続車（本実験では電気自動車を使用）車載部に分かれ、この一対で1つの機能を有するものであり、後続車両から先行車両に向って超音波パルスを発射し先行車両はこれを受信すると同時に別の超音波パルスを後続車両に送り返す、ここで後続車両は超音波パルス発射から受信までの時間を計測することにより前車との車間距離を算出する。また電気自動車の走行速度も回転検出器を用いて算出する。そしてこれらのデータを連続的に計測し、あらかじめ装置に設定された最適車間距離と随時比較を行い、定車間距離を維持するために電気自動車の加速・減速および緊急停止動作をマイクロプロセッサを用いたソフト処理を行い、動作制御信号を電気自動車の速度制御部に出力することにより車両の走行制御を行う。なお、制御信号を出力するに際しては、測定した車間距離を主、速度を従制御パラメータとしている。図-1にブロック図を示す。



2. 実験方法

電源装置を持つ2台の実験車に装置を搭載して静止および走行実験を行った。

静止時に於いて車間距離および電気自動車への制御信号等を測定し、制御動作の確認を行った。

走行時に於いても車間距離測定を行うと共に最適車間距離維持方式による車両の加減速度自動制御状態を確認するため、車間距離、車両速度およびこれらの測定データよりトルク制御テーブルに基づいて発生させた走行制御信号等を測定し、電気自動車の自動追従走行実験を行い、準備走行および定常走行時における車両の走行特性を求めた。

また測定データは、ビデオ装置に記録し微速度再生により解析を行った。

図-2に測定ブロック図

写真-1に電気自動車への装置搭載状況を示す。

3. 実験結果

静止時における車間距離測定は、1~28mで実距離に対し測定誤差が-8~13cmと精度の高い結果が得られ、30~50mにおける測定誤差は15~36cmで測定距離が大きくなるにしたがって誤差も大きくなる傾向が見られた。これは、遠距離になる程超音波の伝播経路が外乱により乱曲化するためと思われる。またここでは、計測した値に対して装置の計測時間遅れ分として一定値で距離補正を行っている。

図-3に静止時における車間距離測定誤差を示す。

また静止時に於いて、車両への制御信号およびこれによる車両の動作等についても、設定された最適車間距離に車両を収束させるべ

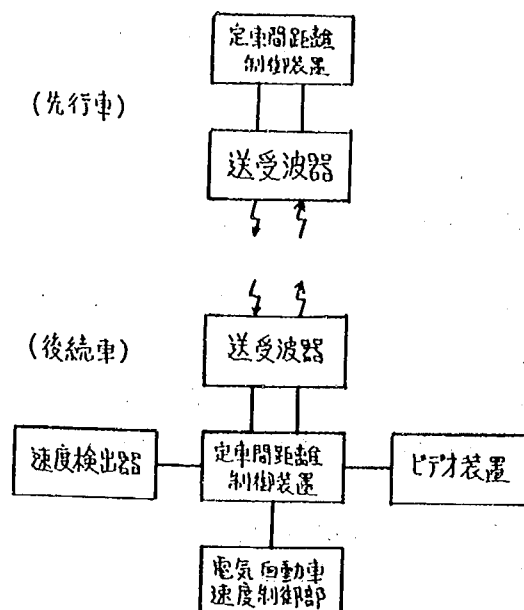


図-2 測定ブロック図

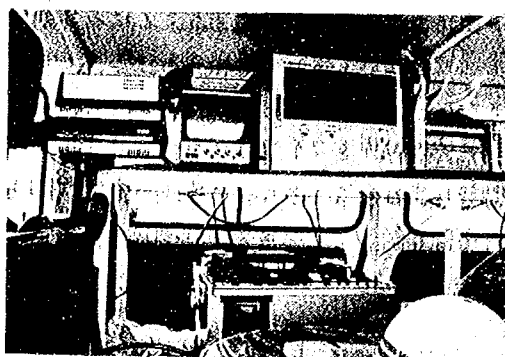


写真-1 電気自動車への装置搭載状況

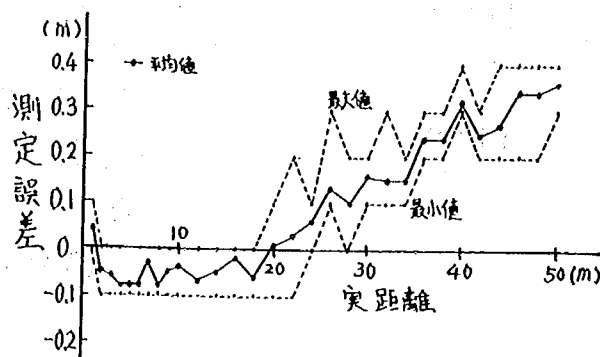


図-3 車間距離測定誤差（静止時）

き加減速度制御が忠実になされていることが確認できた。

走行時における車間距離測定においては、走行速度が45km/h以下であれば速度による測定誤差は見られず静止時と同様に車間距離が大きくなったことに起因する誤差が確かめられた。

図-4に速度と測定誤差の関係を示す。

また車両への加減速度制御信号の出力および制御信号による車両の動作等についても、静止時と同様な結果が得られた。これを確認した上で行った車両の自動追従走行実験においては、準備走行により定速度走行する先行車両に定車間距離制御装置からの制御出力で電気自動車を自動追従させ、図-5に示す様な追従特性が得られ、それぞれの設定車間距離に対して大きく振動することなく、約2km/h/secの速度で収束している。

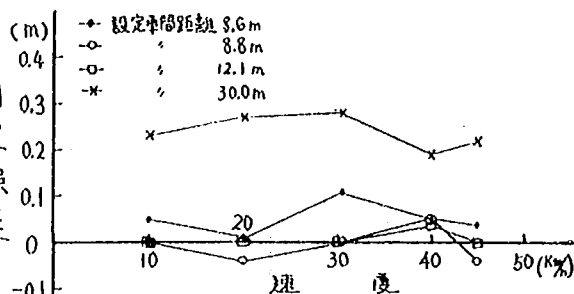


図-4 速度と測定誤差



写真-2 自動追従走行状況(車間距離5m)

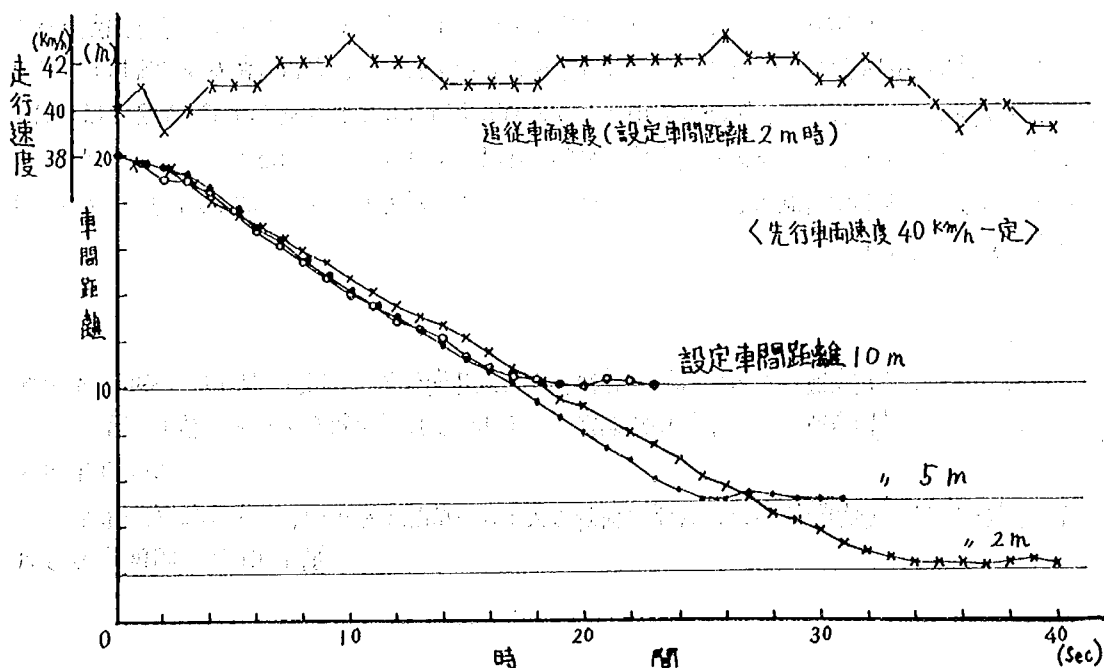


図-5 定車間距離制御による追従特性 (準備走行時)

また、自動追従による定常走行においても、準備走行と同様先行車両を40km/hで定速度走行させて行い、図-6に示す様な追従特性が得られ、それぞれの設定車間距離に対して追従時の車間距離が小さくなることもなく安全側に自動制御されており、車間距離も安定した値となっている。写真-2に定常走行状況を示す。

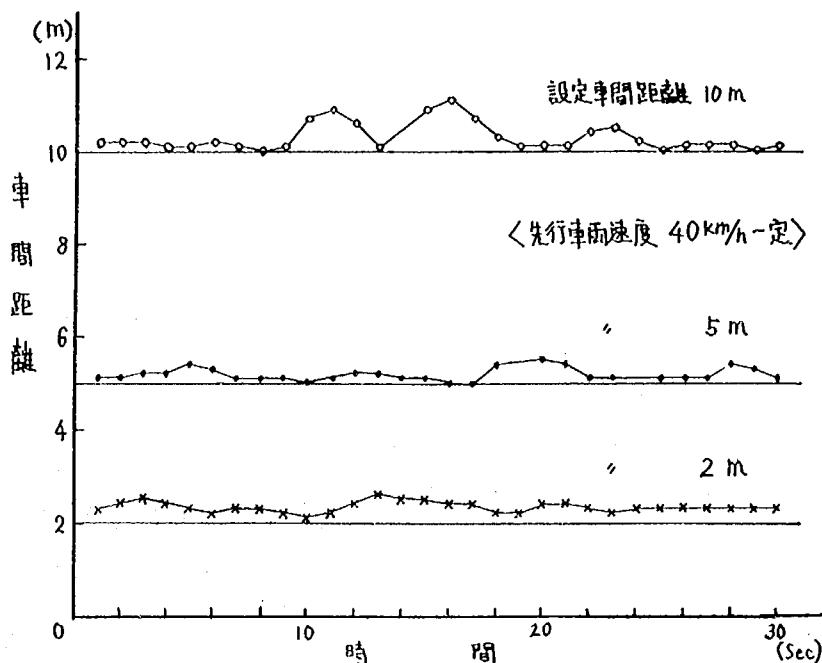


図-6 定車間距離制御による追従特性(定常走行時)

あとがき

以上の実験結果より、超音波を利用した送受型時間差計測方式による定車間距離制御装置で車間距離が1～50mにおいて距離が大きくなるにつれて誤差も少しずつ増えるが、かなり正確な測定が行える。また、最適車間距離維持制御方式による自動追従走行実験でも、走行速度が40km/h以下において設定車間距離が2～10mでは、距離の大小による自動追従特性の差異は見られず、充分実用に耐えうる安定性を示しており、走行車両が衝突等の危険性は極めて低いことが確認できた。

今後は、本装置を車両運行制御システムの一環として、より精度の高い自動追従制御システムにすべく研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) 長、門脇、川名：「超音波による車間距離検知」 土木技術資料 Vol 20 No 10 昭和53年10月
- 2) 長：「超音波による車間距離測定」 土木研究所研究発表会資料 第17回
昭和53年10月
- 3) 道路部新交通研究室：「車間距離維持方式運行制御システムの開発(その1)」 土木研究所資料
第1551号 昭和55年3月

11 道路植栽の生育判定法の検討

緑化研究室 古 岡 聖 治

§1 はじめに

近年、人口の都市への集中と自動車交通の発達とともに生じた生活環境の悪化を防ぐ手段として、道路植栽は積極的に推進されその施工量も増大している。道路植栽に期待されている効用には、緑陰の提供、遮光、遮散、騒音の緩和などがあり、これらの効用は植栽後個々の樹木が良好に生育して達成されるものである。

しかしながら、道路植栽は生育不良に陥る場合が少なくなく、そのため植栽の効用を十分果たしていない場合も見受けられる。このような場合、不良樹に対し適切な保護養生を施して樹勢の回復を計らなければならないが、現在のところ、不良樹を判定する客観的な基準は定められていない。たとえば、「道路緑化技術基準・同解説」では不良樹および枯損樹のすみやかなる撤去、植替えを指示しているものの、不良樹の判定は道路管理者の主観的な判断に委ねられている。しかし、その判定結果は維持管理計画や管理費積算の根拠になるため、道路管理者は客観的な判断基準を求めている。

このようなことから、当研究室では道路植栽の客観的な生育判定法の検討を試みた。現在のところ、調査の全体を終了していないが、中間結果を得たので本文ではその結果について述べる。

§2 調査目的

本調査の最終的な目的は、道路植栽の生育状態を客観的に判断できるマニュアルを作成することにある。

今回の調査目的は、樹木の生育状態を端的に表わすと思われる新梢の伸長量、新梢着葉数、主枝

数比、葉の大きさなどをはじめとする15形質の特徴と問題点を検討し、生育状態との関連性において最も有効な形質を見い出すことである。そして、この形質についてマニュアル化への方法を検討した。なお、本文で用いた形質とは、生長度の目印となる樹木の形態的要素で、新梢の伸長量、新梢着葉数、主枝数比などをさす。

§3 調査方法

今回の調査に用いた資料は既往の文献から収集したものである。

3.1 用語の定義

樹木の生育に関する用語は一般的に合意されている定義はなく、曖昧な使われ方をしている面も多い。そこで、主な用語を以下のように定義した。

活力——植物の生理活動を示し呼吸作用、養分吸収作用、光合成作用などを総称する。

活力状態——植物の活力の程度を示し、健全生育から枯死に至るまでの各状態が存在する。

活力度——活力状態を定性または定量的に示す度合

活力調査——樹木の活力状態を10~12(高木の場合)形質の観察からランク数に応じた活カラंकに評価すること

連年生長量——樹木の各部位が1年間に生長する量

生長度——生長量を定性または定量的に示す度合

形質——生長度の目印となる形態的要素

3.2 主な形質の測定単位
 主な形質の定義、測定方法並びに測定単位を表-1に示す。

§4 調査結果と考察

4.1 生長度を示す最適な形質の選択

本調査研究において検討した15形質の特徴と問題点並びに評価試案を表-2に示す。評価試案は生長度との関連性、測定上の難易、外圧の影響、樹令との関連性並びに樹種への適応性の観点から経験的な判断で主な形質を評価したものである。

15形質を検討した結果、新梢の伸長量を選択した。その理由は、新梢の伸長量は生長量か他の部位に比較して著しく大きく、樹木の活力状態を知る有力な指標として活用できることが経験的にも知られており、また、同一樹種が同じような生育条件下で生育すれば、ほぼ同一の伸長量を示すことが報告されていることなどによって判断した。

これに対し、他の形質は生長度との関連性が新梢の伸長量に比較して幾分少ないことや、測定上の難易をはじめとする項目の評価値が低いなどの

問題点が考えられるため、生長度を示す尺度として採り上げることを止めた。

4.2 主な樹種の新梢の伸長量

4.2.1 新梢と旧枝の識別方法

北海道、四国を除く全国の道路用地、公園並びに植物園など合計86ヶ所に植えられた、いわゆる造園樹木285種類についての報告例から、新梢と旧枝の色の違いによる識別方法と節や枝分れなどの形質の差異による識別方法を使って、

表-1 主な形質の測定単位

形 質	定 義	測定方法	測定単位
新梢の伸長量	新梢が1年間に生長した長さ	現地で計測	cm
新梢着葉数	新梢の単位枝長当りに付着する葉数	葉(芽)数 / 新梢の伸長量	枚 / cm
主枝数比	樹高に対する主枝数の割合	主枝数 / 樹高	本 / m
葉の大きさ	葉長、葉幅、又は葉面とする	葉長、葉幅、又は葉面積を計測	cm cm ²

表-2 主な形質の特徴と問題点

形 質	特 徴	問 題 点	評 価 試 案				
			生長度	測定上	外圧	樹令	樹種
新梢の伸長量	・生長量が入りやすく測定が容易 ・生長度との相関が大きいと考えられる ・樹種によって伸長量が大きく異なっている	・方位、部位により伸長量が異なる ・樹種により新梢の識別に熟練を要する	○	○	△	—	△
新梢着葉数	・剪定、整枝、剪定時期の良否を判定できる ・虚弱枝、徒長枝を判断できる	・環境の影響を受けやすい	△	△	×	—	△
主枝数比	・生長度を知る有力な指標となる可能性がある	・樹令、樹高の影響を受けやすいと考えられる	△	△	△	×	—
葉の大きさ	・生長度との相関が大きいと考えられる	・方位、着生部位によって大きさが異なる ・環境、微気象の影響を受けやすいと考えられる	△	△	×	—	△

【その他の形質】：着花(芽)数比、若葉生長量
 ・1年枝2年枝の伸長比・枝葉の密度・葉色・充実度
 ・樹形プロポーション比・肥大生長量・樹冠頂角
 ・樹高の経年変化・常緑樹における2年葉以上の生育率

※1 測定に当たって手数のかかる場合と現在測定方法の定められない場合を含めて(困難な場合と)評価した。

※2 日照、降水量、排出ガスなどを外圧とみる

評価試案
 ○ すぐれていると思われる
 △ 一応妥当であると思われる
 × 問題ありと思われる
 — 調査事例が少なく評価できない

新梢と旧枝の識別難易を作成し表-3に示した。ランクは1(極めて容易)~5(極めて困難)までを5ランクに設定し、樹種毎に熟達者の判断によってランク分けしたものである。

検討の結果、形質の差異による識別方法は色の違いによる識別方法に比較して、ランク1でもランク2でも2倍以上の識別能力を示している。従って、節や枝分れなどの形質の差異による識別方法を採用した。

4.2.2 測定時期

新梢の時期的変化から1年間を休眠期、開葉期、オ一次萌芽完期並びに再萌芽完期の4つに区分した。(図-1参照)これをもとに最適な測定時期を検討した。

検討の結果、再萌芽完期(落葉樹、常緑樹とも10月)は、新梢と旧枝の区別がオ一次萌芽完期に比較して若干つきにくくなるものの、ほぼ1年間の伸長量の測定が可能となる時期でもある。従って、新梢の連年生長量を合理的に測定するには再萌芽完期に行うことが良いと考えられる。この理由から、新梢の伸長量の測定時期を再萌芽完期とした。

4.2.3 主な樹種の新梢の伸長量

都内の農大構内、東大植物園並びに神代植物園でいわゆる造園樹木346種類の新梢の伸長量の測定事例から、主な樹種を選んで表-4に示した。対象はきわめて活力状態の良い樹木とし、平均的な伸長量を示していると思われる新梢を節や枝分れなどの形質の差異による識別方法で、再萌芽完期に測定したものである。また、新梢の伸長量は同一樹種内でも伸長量に差が見られることから、今回は10cm単位のランクをとって表示するにとどめた。今後、このランク分けについて十分な検討を要する。

表-3 新梢と旧枝の識別難易

識別方法 ランク	色の違い		節、枝分れなどの形質	
	樹種数	%	樹種数	%
1(極めて容易)	5	1.8	11	3.8
2(容易)	55	19.3	116	40.7
3(やや困難)	132	46.2	122	42.9
4(困難)	84	29.5	32	11.2
5(極めて困難)	9	3.2	4	1.4
計	285	100	285	100

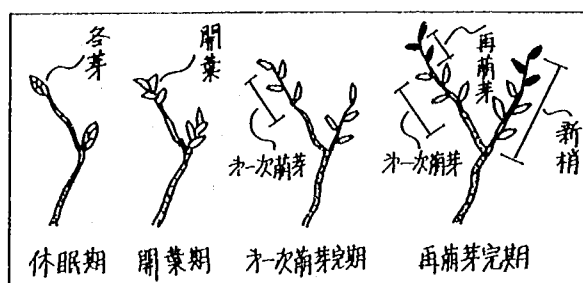


図-1 新梢の年間サイクル³⁾

表-4 主な樹種の新梢の伸長量³⁾

新梢の伸長量(cm)	主な樹種
0~10	アオキ、イヌツゲ、キナンド、モッコク、ユズリハ
11~20	アカガシ、カメモミ、サカキ、トチノキ、ヒサカキ
21~30	イチヨウ、キナンド、コナラ、サンゴジュ、ユリノキ
31~40	エビノ、ソメイヨシノ、ネズミモチ、マテバシイ
41~50	アベリア、ケヤキ、タイワンボク、トウカエデ
51~60	アメリカギザサゲ、イボタノキ、エゴノキ、ミズキ
61~70	ウツギ、エニシダ、オヤマリツバ、シラカンバ
71~80	シダレツバ、シンジュ、ナシ、ニセアカシア、ヤマブキ
81~90	オオバコ、キリ、ヒメシャラ、ヒメリンゴ、リンゴ
91~100	キササゲ、サルスベリ、ジジミバナ、ホナラ
101~110	エノキウツギ
121~130	ヌルデ、ヤブウツギ
141~150	セイヨウバラ、ムベ
151~160	クマヤナギ、ツルノキ、フジ
161~170	シラレンギョウ
171~180	カリナボク
181~190	シダレヤナギ

※ 調査地は都内の農大構内、東大植物園、神代植物園とした。

※ きわめて活力状態の良い樹木(活力評価1)を対象とした。

4.3 マニュアル化の方法

各地域における活力ランクに応じた新梢の伸長量で生長度を評価するマニュアルを作成するため、141種類の樹木について測定した資料の中から、ここではトウカエデの事例を表-5に述べる。

まず、地域区分は林らによる植物の活力発現度合分布の報告例から全国をA：活力ある生育が期待できる地域、B：活力ある生育があまり望めない地域、C：活力ある生育を望めない地域の3区分にした。こうして作成した都市公園におけるトウカエデの活力発現度合分布を図-2に示す。

つぎに、A地域におけるきわめて活力状態の良い樹木（活力ランク1）の新梢の伸長量を測定し、A地域の活力ランク1の伸長量とする。B地域はA地域の約70%の伸長量があるものと仮定し、A地域の値に0.7をかけて計算から求める。同様にC地域はA地域の値に0.5をかけて計算から求める。

つぎに活力ランクについては、全体を5ランクに分けて1ランク下がる毎に約20%伸長量が低下するものと仮定し、それぞれのランクに応じた係数（想定した値）をかけて計算し、各地域における活力ランクに応じた新梢の伸長量を求める。

このようにして求めたマニュアル化の方法の一案について、今後、活力発現度合分布の地域区分や地域間の係数並びに活力ランクの係数などの実測値を求め、これを定めてゆく必要がある。

§5 今後の課題

本調査研究を完成させるために、今後、その解明が必要となる課題は以下の通りである。

(1) 今回の調査はかぎられた資料から新梢の伸長量を選択したが、他の形質についても選択の是非を再度検討する必要がある。

(2) 新梢の伸長量について、樹種を限定し試料を増して調査し、判定方法を確立させる必要がある。

る。

(3) 環境条件、立地条件、生育基盤、維持管理等の違いと生長度（新梢の伸長量）との関係を究明し、判定方法に反映させる必要がある。

〔参考文献〕

- 1) (株) 日本道路協会：道路緑化技術基準・同解説、昭和51年8月
- 2) 日本道路公団：植物の活力度の調査方法に関する研究—その2、昭和51年2月
- 3) 土木研究所：道路植栽生育調査中間報告書、昭和55年3月

表-5 トウカエデの新梢の伸長量の判定方法試案³⁾ (cm)

※2 地域	活 力 ラ ン ク ※3				
	1	2	3	4	5
A	45~37 ^{※1}	36~28	27~19	18~10	9~0
B	32~26	25~19	18~10	9~7	6~0
C	23~19	18~10	9~7	6~5	4~0

※1 [45~37]：実測値、※2,3の0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.2は想定した値
 ※2 B=A×0.7, C=A×0.5
 ※3 2=1×0.8, 3=1×0.6, 4=1×0.4, 5=1×0.2

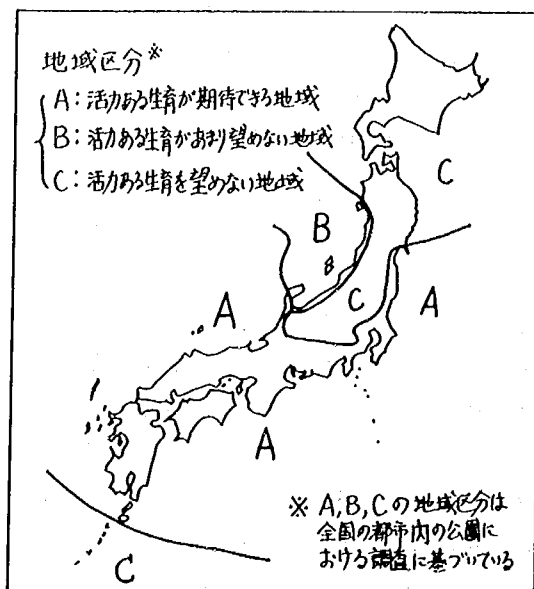


図-2 トウカエデの活力発現度合分布²⁾

12 道路吹付法面の安定度解析

地質研究室 飯々木 審

1. はじめに

吹付工は迅速かつ広範囲に施工する道路切取法面保護工として、今日広く用いられている。本工程は岩石法面の風化や落石を防止し、安定な法面を保つことを目的としているが、吹付法面の安定性はモルタル吹付工の施工条件と種々の地山条件に支配されるために、実際にはモルタルが剥離したり、あるいは地山から直接崩壊する法面が存続するなどの問題を生じている。

地質研究室では吹付法面の安定性について岩質や湧水等の地山条件より例えば、既設吹付法面が安定か不安定か、新設法面に対して吹付工の適用が妥当か、また吹付工を施工する場合の留意点等について判断するために、簡便でしかも個人差の少ない判定手法を得ることを目的とした研究を行っている。今回は既設吹付法面の調査データを用い、どのような因子を持つ吹付法面が安定であり、あるいは不安定であるかについて数量化理論による解析を行ない、道路吹付法面の安定度についての判別式を導いた上で報告する。

2. 解析方法

2-1 データ

解析に用いたデータは「切取法面全線調査表」、「切取法面断面調査表」、地質研究室による「切取法面調査表」で、その中からモルタル吹付工の施されている法面602個を選んだ。それをもとに表-1に示すアイテム・カテゴリー分類表を作成し、各吹付法面についての因子をカテゴリーアンバに従い数値表現してデータカードとした。

表-1 アイテム・カテゴリー分類表

アイテムナンバー	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1. 地方建設局	北海道	東北	関東	北陸	中部	近畿	中国	四国	九州					
2. 路線番号	一般国道	国道	路線番号	番号	番号	番号	番号	番号	番号					
3. 建設年度	法面建設年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度					
4. 調査年度	法面調査年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度	年度					
5. 法面高 (m)	~5	~10	~15	~20	~25	~30	~35	~40	40~					
6. 法面配 (分)	~3	~5	~8	~10	~12	~15	~20	~25	~30	30~				
7. 法面延長 (m)	~5	~10	~10	~30	~50	~100	~200	~300	~500	500~				
8. 湧水状況	乾燥	湿潤	表面水	湧水										
9. 自然斜面の状況	突出	谷	平行											
10. 岩質	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩	花崗岩
11. 岩質分類	軟石I	軟石II	軟石III	軟石IV	硬石I	硬石II	硬石III	硬石IV	硬石V	硬石VI	硬石VII	硬石VIII	硬石IX	硬石X
12. 判別状態	I	II	III	IV	⑤									
13. 判別間隔 (m)	~5	~10	~20	20~	20~	20~	20~	20~	20~	20~	20~	20~	20~	20~
14. モルタル吹付工状態	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離	剥離
15. モルタル吹付の厚さ (mm)	~5	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10
16. モルタル吹付の長さ (m)	~5	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10	~10
17. ラス張り	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有	有
18. 保護工種類	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁	擁壁
19. 植生状況	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生	植生

2-2 分散分析

表-1に示す吹付張面の安定性に関すると思われるアイテムのうち、張面の安定性に対して有意性のあるアイテムを使って数量化解析を行なうために、分散分析を用いてアイテムの選定を行なった。分散分析はあるサンプル集団をグループ分けした後、各グループの持つある要因（アイテム）の水準（カテゴリー）に有意差があるかどうかを検証することにより、その要因がグループ判別に有効かどうかを判断するのに用いることができる。

2-3 数量化第Ⅱ類

吹付張面の崩壊のように関連する要因がいろいろある現象は、単独の要因だけで全体を説明することは難しく、多くの要因をとりあげて説明されるべきものである。しかも質的・量的要因を同等にとり扱う必要がある。このような現象の解析手法に数量化第Ⅱ類がある。これは、サンプル集団が2個以上のグループに分けられている時、あるサンプルがどの程度の確率でどのグループに属するかを判定するものである。ここでは既設吹付張面が安定か不安定かの判別式を求めたため数量化第Ⅱ類を用いた。この判別式は①簡便②汎用性があり③適中率が高く④経験的に知られる一般の傾向を説明できるようなものであることが必要である。このようなことを考慮して、図-1に示すようにアイテムの選定とカテゴリーの統合を行ない、前述の①～④が満たされるように数量化解析をくりかえした（ケースⅠ～Ⅲ）。

アイテム	カテゴリー	ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ	アイテム	カテゴリー	ケースⅠ	ケースⅡ	ケースⅢ
土壌層	0.1m	1	1	1	土壌層	Ⅰ	1	1	1
土壌層	0.2m	2	2	2	土壌層	Ⅱ	2	2	2
土壌層	0.3m	3	3	3	土壌層	Ⅲ	3	3	3
土壌層	0.4m	4	4	4	土壌層	Ⅳ	4	4	4
土壌層	0.5m	5	5	5	土壌層	Ⅴ	5	5	5
土壌層	0.6m	6	6	6	土壌層	Ⅵ	6	6	6
土壌層	0.7m	7	7	7	土壌層	Ⅶ	7	7	7
土壌層	0.8m	8	8	8	土壌層	Ⅷ	8	8	8
土壌層	0.9m	9	9	9	土壌層	Ⅸ	9	9	9
土壌層	1.0m	10	10	10	土壌層	Ⅹ	10	10	10
土壌層	1.1m	11	11	11	土壌層	Ⅺ	11	11	11
土壌層	1.2m	12	12	12	土壌層	Ⅻ	12	12	12
土壌層	1.3m	13	13	13	土壌層	Ⅼ	13	13	13
土壌層	1.4m	14	14	14	土壌層	Ⅽ	14	14	14
土壌層	1.5m	15	15	15	土壌層	Ⅾ	15	15	15
土壌層	1.6m	16	16	16	土壌層	Ⅿ	16	16	16
土壌層	1.7m	17	17	17	土壌層	ⅰ	17	17	17
土壌層	1.8m	18	18	18	土壌層	ⅱ	18	18	18
土壌層	1.9m	19	19	19	土壌層	ⅲ	19	19	19
土壌層	2.0m	20	20	20	土壌層	ⅳ	20	20	20
土壌層	2.1m	21	21	21	土壌層	ⅴ	21	21	21
土壌層	2.2m	22	22	22	土壌層	ⅵ	22	22	22
土壌層	2.3m	23	23	23	土壌層	ⅶ	23	23	23
土壌層	2.4m	24	24	24	土壌層	ⅷ	24	24	24
土壌層	2.5m	25	25	25	土壌層	ⅸ	25	25	25
土壌層	2.6m	26	26	26	土壌層	ⅹ	26	26	26
土壌層	2.7m	27	27	27	土壌層	ⅺ	27	27	27
土壌層	2.8m	28	28	28	土壌層	ⅽ	28	28	28
土壌層	2.9m	29	29	29	土壌層	ⅾ	29	29	29
土壌層	3.0m	30	30	30	土壌層	ⅿ	30	30	30
土壌層	3.1m	31	31	31	土壌層	ⅿ	31	31	31
土壌層	3.2m	32	32	32	土壌層	ⅿ	32	32	32
土壌層	3.3m	33	33	33	土壌層	ⅿ	33	33	33
土壌層	3.4m	34	34	34	土壌層	ⅿ	34	34	34
土壌層	3.5m	35	35	35	土壌層	ⅿ	35	35	35
土壌層	3.6m	36	36	36	土壌層	ⅿ	36	36	36
土壌層	3.7m	37	37	37	土壌層	ⅿ	37	37	37
土壌層	3.8m	38	38	38	土壌層	ⅿ	38	38	38
土壌層	3.9m	39	39	39	土壌層	ⅿ	39	39	39
土壌層	4.0m	40	40	40	土壌層	ⅿ	40	40	40
土壌層	4.1m	41	41	41	土壌層	ⅿ	41	41	41
土壌層	4.2m	42	42	42	土壌層	ⅿ	42	42	42
土壌層	4.3m	43	43	43	土壌層	ⅿ	43	43	43
土壌層	4.4m	44	44	44	土壌層	ⅿ	44	44	44
土壌層	4.5m	45	45	45	土壌層	ⅿ	45	45	45
土壌層	4.6m	46	46	46	土壌層	ⅿ	46	46	46
土壌層	4.7m	47	47	47	土壌層	ⅿ	47	47	47
土壌層	4.8m	48	48	48	土壌層	ⅿ	48	48	48
土壌層	4.9m	49	49	49	土壌層	ⅿ	49	49	49
土壌層	5.0m	50	50	50	土壌層	ⅿ	50	50	50
土壌層	5.1m	51	51	51	土壌層	ⅿ	51	51	51
土壌層	5.2m	52	52	52	土壌層	ⅿ	52	52	52
土壌層	5.3m	53	53	53	土壌層	ⅿ	53	53	53
土壌層	5.4m	54	54	54	土壌層	ⅿ	54	54	54
土壌層	5.5m	55	55	55	土壌層	ⅿ	55	55	55
土壌層	5.6m	56	56	56	土壌層	ⅿ	56	56	56
土壌層	5.7m	57	57	57	土壌層	ⅿ	57	57	57
土壌層	5.8m	58	58	58	土壌層	ⅿ	58	58	58
土壌層	5.9m	59	59	59	土壌層	ⅿ	59	59	59
土壌層	6.0m	60	60	60	土壌層	ⅿ	60	60	60
土壌層	6.1m	61	61	61	土壌層	ⅿ	61	61	61
土壌層	6.2m	62	62	62	土壌層	ⅿ	62	62	62
土壌層	6.3m	63	63	63	土壌層	ⅿ	63	63	63
土壌層	6.4m	64	64	64	土壌層	ⅿ	64	64	64
土壌層	6.5m	65	65	65	土壌層	ⅿ	65	65	65
土壌層	6.6m	66	66	66	土壌層	ⅿ	66	66	66
土壌層	6.7m	67	67	67	土壌層	ⅿ	67	67	67
土壌層	6.8m	68	68	68	土壌層	ⅿ	68	68	68
土壌層	6.9m	69	69	69	土壌層	ⅿ	69	69	69
土壌層	7.0m	70	70	70	土壌層	ⅿ	70	70	70
土壌層	7.1m	71	71	71	土壌層	ⅿ	71	71	71
土壌層	7.2m	72	72	72	土壌層	ⅿ	72	72	72
土壌層	7.3m	73	73	73	土壌層	ⅿ	73	73	73
土壌層	7.4m	74	74	74	土壌層	ⅿ	74	74	74
土壌層	7.5m	75	75	75	土壌層	ⅿ	75	75	75
土壌層	7.6m	76	76	76	土壌層	ⅿ	76	76	76
土壌層	7.7m	77	77	77	土壌層	ⅿ	77	77	77
土壌層	7.8m	78	78	78	土壌層	ⅿ	78	78	78
土壌層	7.9m	79	79	79	土壌層	ⅿ	79	79	79
土壌層	8.0m	80	80	80	土壌層	ⅿ	80	80	80
土壌層	8.1m	81	81	81	土壌層	ⅿ	81	81	81
土壌層	8.2m	82	82	82	土壌層	ⅿ	82	82	82
土壌層	8.3m	83	83	83	土壌層	ⅿ	83	83	83
土壌層	8.4m	84	84	84	土壌層	ⅿ	84	84	84
土壌層	8.5m	85	85	85	土壌層	ⅿ	85	85	85
土壌層	8.6m	86	86	86	土壌層	ⅿ	86	86	86
土壌層	8.7m	87	87	87	土壌層	ⅿ	87	87	87
土壌層	8.8m	88	88	88	土壌層	ⅿ	88	88	88
土壌層	8.9m	89	89	89	土壌層	ⅿ	89	89	89
土壌層	9.0m	90	90	90	土壌層	ⅿ	90	90	90
土壌層	9.1m	91	91	91	土壌層	ⅿ	91	91	91
土壌層	9.2m	92	92	92	土壌層	ⅿ	92	92	92
土壌層	9.3m	93	93	93	土壌層	ⅿ	93	93	93
土壌層	9.4m	94	94	94	土壌層	ⅿ	94	94	94
土壌層	9.5m	95	95	95	土壌層	ⅿ	95	95	95
土壌層	9.6m	96	96	96	土壌層	ⅿ	96	96	96
土壌層	9.7m	97	97	97	土壌層	ⅿ	97	97	97
土壌層	9.8m	98	98	98	土壌層	ⅿ	98	98	98
土壌層	9.9m	99	99	99	土壌層	ⅿ	99	99	99
土壌層	10.0m	100	100	100	土壌層	ⅿ	100	100	100

図-1 アイテム・カテゴリー統合図

3. 解析結果

3-1 分散分析結果

分散分析結果を表-2に示す。○印のアイテムは有意性があるとされるが、そのうち「地方建設局」「路線番号」は気象・施工条件等が複雑に絡んだ複合要因のため、また「植生環境」はデータ

数が少ないので、この3アイテムは除外した。

表-2 分散分析結果

アイテム	分散比	F(%)	F(%)	有意差
1 地 方 道 路 局	9.526	1.96	2.55	○
2 道 路 保 養 課	15.569	2.90	3.39	○
3 道 路 保 養 課	2.090	1.23	2.10	○
4 道 路 保 養 課	16.135	2.39	3.36	○
5 道 路 保 養 課	1.166	1.96	2.55	×
6 道 路 保 養 課	1.603	2.12	2.82	×
7 道 路 保 養 課	0.293	2.39	3.36	×
8 道 路 保 養 課	2.132	2.62	3.39	△
9 道 路 保 養 課	1.705	3.02	4.66	×
10 道 路 保 養 課	3.965	1.89	2.37	○
11 道 路 保 養 課	0.077	2.39	3.36	○
12 道 路 保 養 課	2.339	2.62	3.39	○
13 道 路 保 養 課	15.229	2.62	3.39	○
14 道 路 保 養 課	2.527	2.39	3.36	△
15 道 路 保 養 課	1.706	1.96	2.55	×
16 道 路 保 養 課	1.670	3.37	4.23	×
17 道 路 保 養 課	2.365	1.70	2.05	○
18 道 路 保 養 課	6.231	3.07	4.77	○

逆に△印の「湧水状況」「モルタル吹付の厚さ」×印の「ラス張り」は経験的にかなり吹付面の安定性に関係が深いと考えられるので採用した。以上のことより数量化解析には、「経過年数」「湧水状況」「岩種」「岩分類」「判目状態」「判目間隔」「モルタル吹付の厚さ」「ラス張り」「保護工種」9アイテムを選定した。

3-2 数量化第Ⅱ類解析結果

3-1で選定した9アイテム

を説明変数、「モルタル吹付工状態」を外的基準

表-4 スコアおまなスコアレンジ(ケースⅡ)

アイテム	スコア	スコアレンジ
経過年数	1	-0.611
湧水状況	2	0.150
岩 種	3	1.332
岩 分類	4	-0.709
判目状態	5	0.350
判目間隔	6	0.233
モルタル吹付の厚さ	7	-0.165
ラス張り	8	0.330
保護工種	9	-0.020

表-3 スコアおまなスコアレンジ(ケースⅠ)

アイテム	スコア	スコアレンジ
経過年数	1	-0.507
湧水状況	2	0.060
岩 種	3	-0.001
岩 分類	4	1.252
判目状態	5	1.561
判目間隔	6	1.212
モルタル吹付の厚さ	7	-0.056
ラス張り	8	0.233
保護工種	9	0.092

として数量化解析(ケースⅠ~Ⅲ)を行なった。このとき、次の点に留意してアイテムの選定とカテゴリーの統合を行なった(図-1)。

①量的なアイテムの場合、カテゴリーが連続的にしかも方向性をもって変化する場合、となり合うカテゴリーが同じようなスコア値をもつと統合する。

②質的なアイテムの場合、同じようなスコア値で類似した性質をもつと統合する。

③スコアレンジの小さいアイテムは棄却する。

④経験から得られた一般的傾向との整合性を検討する。

〈ケースⅠ〉

スコアおまなスコアレンジを表-3に示す。判別境界値は-2.06、その適中率は72.8%であった。

〈ケースⅡ〉

スコアおまなスコアレンジを表-4に示す。判別境界値は-0.18、その適中率は79.8%であった。

〈ケースⅢ〉

スコアおよびスコアレンジを表-5、判別境界値と適中率は図-2に示す。

〈ケースⅢ〉により得られた結果は、アクリル・カデブリーの教員および適中率からみると、ほぼ目的とするものが得られたと考えている。

得られた結果をみると、

①「住居年数」では施工後ノ年まではほぼ安定が保たれ、その後吹付工の安定度は年々低下し、②「湧水状況」では湧水・表面水・凝滞などのみられる吹付表面は不安定になりやすい。

③「岩種」では花崗岩で特に不安定になっているが、これはマサヒのための影響と考えられる。また、石英斑岩・安山岩で安定になっているが、これは風化しにくいためと思われる。④「判目間隔」では判目バケない傾向に安定という傾向がある。⑤「保護工種」は安定性との関連が握りにくい。擁壁など地山をとおさるタイプの構造物の組み合わせは安定という傾向がある。

今後の課題

(1)今回得られた判別式に新しく得られたデータを入れて、適中率を調べ判別式の精度を吟味する。
(2)分散分析結果をみると、「地方建設局」「路線番号」のような地域的な要因と吹付工の安定性との相関が強く出ている。これは主として気象条件を反映したものと考えられるが、これについてと考慮する必要があると考える。

(3)今回得られた判別式について、法面の劣化・崩壊のメカニズムおよび経験則などからの検討を行ない、適中率の向上をはかる必要がある。

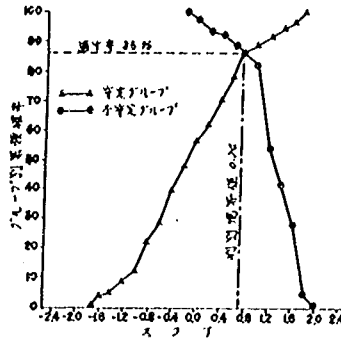
参考文献

- 1) 地質研究室、土木研究室：のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究、土木研究所資料第247号、昭和47年2月
- 2) 東野忠一他：多変量解析法、日科技連出版社
- 3) 桑原啓三、飯々木壽：道路切取法面の安定度の判定、土木技術資料V.1、20、No.1、昭和48年1月

表-5 スコアおよびスコアレンジ(ケースⅢ)

項目	判別	スコア	スコアレンジ
住居年数	1	-0.751	1.888
	2	0.119	
湧水状況	1	-0.066	0.802
	2	0.277	
岩種	1	0.705	1.007
	2	-0.502	
	3	0.000	
	4	0.065	
判目間隔	1	0.188	0.000
	2	-0.212	
判目状況	1	-0.131	0.829
	2	0.198	
保護工種	1	-0.298	0.910
	2	0.293	
	3	0.512	
	4	-0.010	

図-2 累積確率分布(ケースⅢ)



13 埋殺し型枠に用いたフェロセメントの特性

コンクリート研究室 森瀬 和正

1. はじめに

コンクリートの打設には型枠と、型枠の位置を固定するための支保工が必要である。また、コンクリート打設後所定の強度が得られれば、それらを撤去しなければならない。そこで型枠に埋殺しても良いものを使用すれば型枠の組立てが容易になり、型枠の取りはずしが不要になるために建設工事の省カ化に役立つものと考えられる。さらにこの型枠材料に適切なものを選定すれば、中に打つコンクリートの劣化や鉄筋の腐食などを防ぐことができるとともに、型枠のもつ強度を構造物に合成できればより経済的な設計を行うことができる。そこでコンクリート研究室においてはこのような目的に便する材料としてフェロセメント板をとりあげ、その力学的特性把握のための基礎的な実験を行っている。以下にその結果の一部を報告する。

2. 目的

フェロセメントは鉄筋コンクリート的一种で、セメントモルタルと補強材として鉄筋の代わりに金網を使用した複合材料である。フェロセメントの補強材の構造は図-1のように、金網と細い鋼棒を組合せたものであり、これに作業に適する範囲でできるだけ水セメント比を小さくしたモルタルを塗込んで板状に仕上げたのがフェロセメント板である。

フェロセメントは主として船舶に用いる材料として発展してきたものであるが、つぎのような特性があるといわれている。

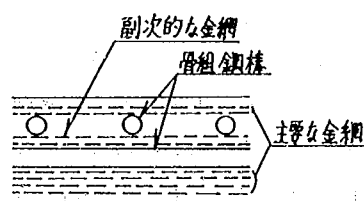


図-1 フェロセメントの構造

- 1) ひびわれ分散性がすぐれている。
- 2) 破壊に至るまでの吸収エネルギーが大きい。
- 3) 耐衝撃性にすぐれている。
- 4) 耐腐食性、水素性にすぐれている。
- 5) 薄い板材を造ることができる。

これらの特性のほとんどはフェロセメント板単独の特性試験によって得られたものであるが、埋殺し型枠として使用した場合にもこのような特性が有効に生かされるかどうか、さらに型枠とコンクリートが一体となって挙動するかどうか不明であった。従って、これらを調べることを目的として以下の実験を行った。

3. 実験方法

3.1 供試体

供試体はA,B,C,D,Eの5種類を製作した。各供試体の形状・寸法、諸元は図-2、表-1に示すとおりである。

供試体A,B,Cは、フェロセメント板単体の面内曲げ特性を調べたためのものである。実験要因は補強材比を変えずに金鋼の層数を変化させたもの、すなわち補強材の比表面積とした。板の厚さは、支間方向の補強材比が一定となるように決めた。面内曲げ試験を行うとき供試体が薄すぎて座底のおそれがあったため、同一の板をエポキシ樹脂系の接着材を用いてはり合わせ、幅が約10cmのばりにして実験を行った。

供試体Dはフェロセメント板の上にコンクリートを打込んだもので、型枠と上のコンクリートが一体化した挙動をするかどうかを知るためのものである。供試体EはDと同じ鋼材比の鉄筋コンクリートはりであり、供試体Dと比較するためのものである。

3.2 供試体の製作

フェロセメントの製作は、骨組鋼棒（径6mm、間隔50mmの格子状に溶接したもの）の両側に金鋼（線径1mm、網目10mm、織金鋼）を重ね、ところどころなまし鉄線で結束した後、これを型枠に設置してモルタルを打込み、平面バイブレータで締固めるという方法で行った。供試体Dのフェロセメントの表面（打継面）仕上りは、付着をよくするためにほうき目仕上げとした。また、コンクリート打込み前、フェロセメント打継面はワイヤブラシでレイタンスを取除き、湿潤状態に保っていた。

モルタルは粒径の細かい細骨材（2.5mm）を使い、高強度でしかも流動性を確保するため高性能減水剤（マイティ150R）を使用した。モルタルとコンクリートの配合は表2に示すとおりとし、平均強度はそれぞれ700kgf/cm²、240kgf/cm²であった。

3.3 載荷方法

載荷の方法は、図3に示すとおり2点曲げ載荷とした。載荷は単調載荷を行い、荷重の低下

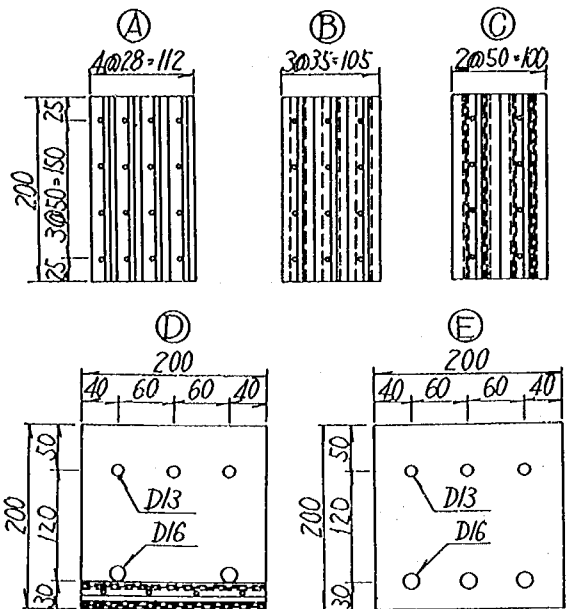


図-2 供試体の形状・寸法

表-1 供試体諸元

供試体	骨組鋼棒 (径・間隔)	金鋼 種・種 (31強・織金)	主鉄筋 層数 (31強・織金)	フェロセメント 厚さ (mm)	フェロセメント 方向補強材比 (%)	鉄筋比 (%)
A	径6mm 間隔50mm	織金鋼 線径1mm	0	28	2.02	—
B	格子状 (54kg/m ²)	網目10mm	2	35	2.06	—
C	格子状 (36kg/m ²)	格子状	6	50	2.07	—
D	—	—	6	2D16	30	3.45
E	—	—	3D16 (58kg/m ²)	—	—	1.75

表-2 配合

	粗骨材 (和骨材の 最大寸法 (mm))	70- 値	スラン プ	水セ メント 比 W/C (%)	粗骨 材 比 S/G (%)	単位量 (kg/m ³)				
						水 W	セ メント C	粗骨 材 S	和骨 材 G	和骨 材 比
モルタル	{2.5}	160	—	36.3	—	245	675	1350	—	5.06
コンクリート	20	—	11	94.5	48.0	180	191	942	1029	2.86

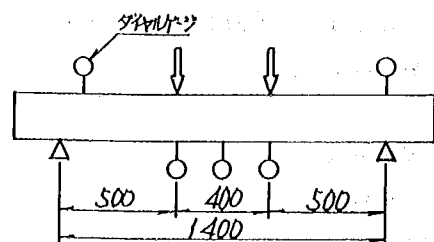


図-3 載荷方法

がけじまるまで載荷した。各荷重段階ごとにひびわれ状況、ひずみ、ひずみの測定を行った。

表-3 ひびわれ荷重と破壊荷重

供試体	ひびわれ		破壊荷重				
	荷重 (t)	ひびわれ 応力度 (kg/cm ²)	実測値 (t)	計算値 (t)	実/計	水平せん断 応力度 (kg/cm ²)	せん断 応力度 (kg/cm ²)
A	1.2	34	7.92	7.16	1.11	—	23.1
B	1.3	39	7.48	6.48	1.15	—	23.3
C	1.5	47	6.47	5.80	1.12	—	21.1
D	4.0	56	(10.0)	14.18	—	6.8	17.5
E	2.1	29	(10.0)	13.90	—	—	17.5

4. 実験結果および考察

4.1 ひびわれ荷重と破壊荷重

ひびわれ発生時および破壊時の荷重の実測値と計算値は、表-3に示すとおりであった。

ひびわれ応力度は、補強材比表面積（フェロセメントの支間方向の補強材の表面積と体積の比）が増すにつれて大きくなり、その関係は図-4に示すとおりであった。このような傾向はフェロセメント板の純引張試験でも得られている。通常、ひびわれ強度はコンクリートの強度に比例するといわれているが、この実験によりフェロセメントの金網の比表面積もひびわれ強度に影響をあたえることが明らかになった。すなわちフェロセメント板埋殺し型枠はひびわれが発生しにくいことを示している。

曲げ破壊荷重の計算は鉄筋コンクリートの弾塑性計算と同じ方法で行った。モルタルの応力ひずみ関係は台形と仮定し、破壊時のひずみは0.5%とした。

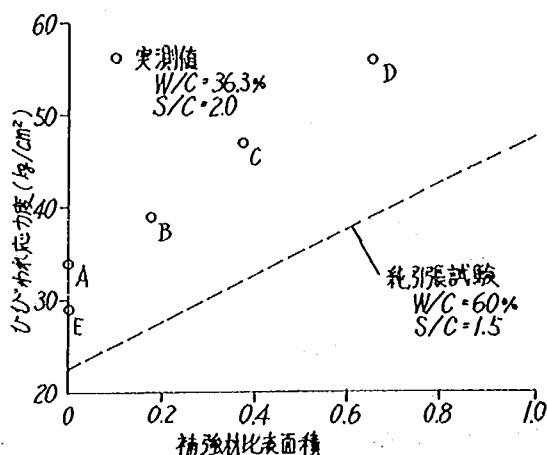


図-4 ひびわれ応力～比表面積関係

供試体A, B, Cはモルタルの圧壊、鋼材の破断という曲げ破壊のパターンを得て破壊し、計算荷重との差は安全側に10~15%であった。供試体D, Eは曲げ破壊に達しないうちにせん断破壊した。フェロセメント板は面内曲けを受けられる場合、すなわちはりの側面の型枠として用いた場合にはせん断強度を有するが、面外曲けを受けられる場合、すなわちはりの圧縮または引張縁に用いられる場合にはせん断強度の向上に寄与しないようである。供試体Dはフェロセメントとコンクリートの打継目によってせん断ひびわれが生じた。

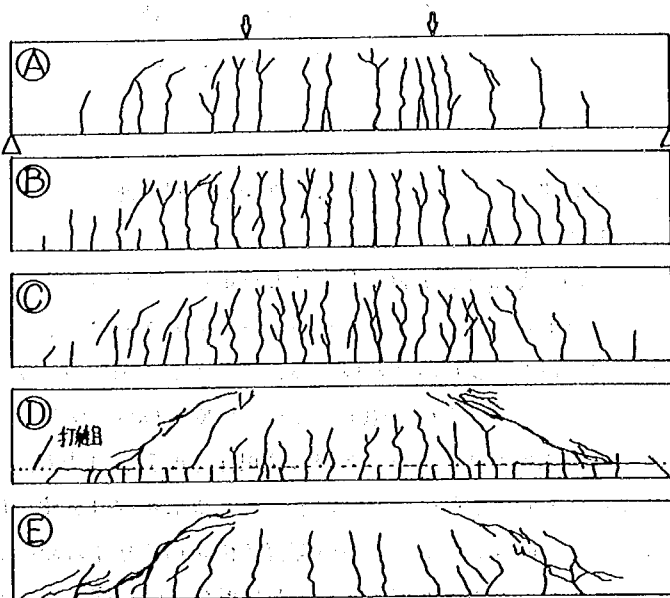


図-5 ひびわれ状況

打継目に生ずる水平せん断応力
度 τ_h は次式によって計算できる。

$$\tau_h = \frac{Q_f S}{b I} \dots \dots (1)$$

ただし、 Q_f ：中立軸からのフェ
ロセメントの断面一次モーメント

(1)式からせん断応力度の大きい
部分で補強材量の大きいフェロセ
メント板を型枠に用いる時には、
はがれる心配があることを示して
いる。場合によってはフェロセメ
ント型枠にジベルをつける必要も
生じてくるものと思われる。

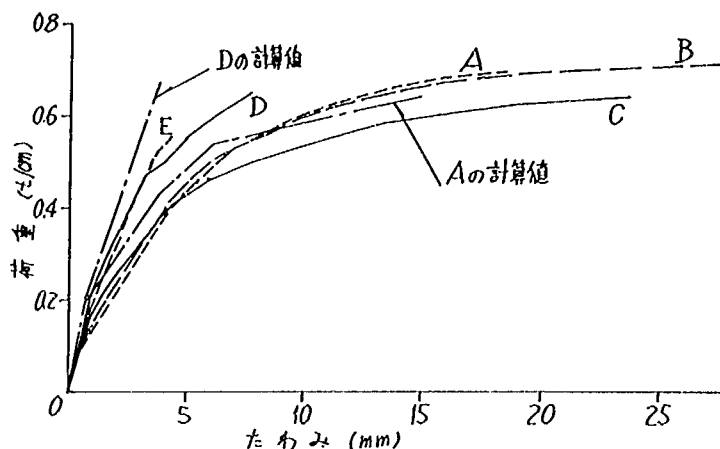


図-6 荷重～たわみ曲線

4.2 ひびわれ状況

各供試体のひびわれ図を図-5に示す。鉄筋コンクリート供試体Eの曲げひびわれの間隔は約10cmであつたのに対して、フェロセメント部分のひびわれ間隔はその半分になっていた。このことからフェロセメントのひびわれ幅もRCの $\frac{1}{2}$ 程度になるものと考えられる。

4.3 荷重～たわみ曲線

荷重～たわみ曲線を図-6に示す。フェロセメント部材はやはり強いことを示している。これはフェロセメント中に金網があるため、破壊時の圧縮ひずみが大きくなるためと考えられる。したがって、RC部材の変形に十分追従してゆけるものと考えられる。なお、フェロセメントの変形計算はRCの場合と同様に行ったものであるが、実測値とよく一致した。供試体D、Eの破壊までの変形特性は一致しており、型枠にフェロセメントを用いても部材の剛性にはほとんど影響はないものと思われる。

5. まとめ

以上の結果、フェロセメント板を埋殺し型枠に使用する場合について次のような効果の期待できることがわかった。

- 1) 部材に表面ひびわれの発生する荷重が大きくなる。
- 2) ひびわれの数が多くなるため、ひびわれの幅は小さくなる。
- 3) フェロセメント板のねばり強さが大きく、内部コンクリートによく追従する。
- 4) フェロセメント板の強度・変形性はRCと同様に計算でき、部材の一部として合成できる。
- 5) せん断応力度の大きい部材に使用する場合、付着力についての検討が必要になる。

今後検討を要する点は、フェロセメント板はかぶりがないため耐久性上不利にならないかどうか、床版のような繰返し荷重の大きい部材で板がはくりする心配はないかどうか、などの問題である。現在、海上における曝露実験と床版の疲労実験を継続実施中である。

<引用文献> Antonie E. Naaman and Surendra P. Shah, Journal of ACI Vol. 68 No. 9 "Tensile Tests of Ferrocement"

14 ロックボルトの作用効果

トンネル研究室 河野 広隆

1. はじめに

鋼アーチ支保工法以前のトンネル支保工法は、トンネル周辺の地山を荷重としてとらえ、支保工は地山荷重を支えるものとして考えられてきた。近年脚光を浴びているロックボルトと吹付コンクリートを主体とする支保工法はトンネル周辺地山をトンネルを形成する主要な材料としてとらえ、ロックボルトと吹付コンクリートは周辺地山を補強して、地山の持つトンネル孔支保能力を発揮させる手段としてとらえるのである。こうした考え方は合理的であるとともに経済的にも優れたものである。また、この支保工法は地山に密着し、地山と一体化して周辺地山の緩みを押えるため、これまでの支保工法と比較して地山の変位等の理論的解析が容易であり、設計にも現場計測も通って数値解析の結果が反映されやすいと言われている。しかしながら、複雑な岩盤特性の変化に応じたロックボルトの支保効果は非常に異なるものであり、十分に解明されているとは言えないのが現状である。

2. 目的

①数種の岩盤地山を想定し、ロックボルトの支保効果を実験的に把握する。

②実験に用いた条件で数値解析的にロックボルトの支保効果を検討するとともに、トンネル設計上必要解析上の仮定要素等の検討を行なう。

3. 方法

3-1. 模型実験 1.

掘削後のトンネル周辺地山では初期応力の状態から応力の再配分を生じ、圧縮の応力集中を生じる。このときのロックボルトの効果について地山の一部分をとり出して圧縮試験を行なうことにより調べる。供試体は写真1に示すような $15 \times 15 \times 30$ cmの角柱で長軸方向に載荷する。載荷軸と直交の2方向にはロックボルトに見立てた鉄線材(番線)を配する。番線は全面接着型のロックボルトを想定し、付着かみ合いの影響をみるために $\phi 2$ mm番線単線のもの、 $\phi 1.2$ mm番線を3本撚りしたもの2種類とした。地山岩盤も2種類とした。まず1は比較的硬質で節理の少ない地山を仮定し、セメントモルタルとしたもので、地山強度を3種類とし水セメント比を70, 50, 40%とした。各強度の地山でボルト形状を上記の2種、ボルト間隔を $\infty, 30, 15$ mmの3種とした。もう1つの地山は節理の多い硬岩を仮定し、型枠中にあらかじめ番線を配して碎石をつめ、その間隙へ低強度の石膏を注入したもので、節理間隔も3種として碎石の粒径を変化させた。実験条件を表1に示す。載荷は各ケース3本ずつに行ない、モルタル供試体では表面の縦横歪、上下端面の変位を、碎石地山供試体では上下端面の変位量を測定した。



写真1. 角柱供試体

表1 多節理岩盤実験ケース

ボルト種類	ピッチ mm	碎石径 mm		
		5~13	13~25	5~25
鉄線単線	∞	○	○	○
$\phi 2$ mm 単線	15	○	△	△
	30	○	○	○
$\phi 1.2$ mm 3本撚り	15	○	△	△
	30	○	○	○

3-2 模型実験2

次にトンネル孔を含む周辺地山を切り出して載荷実験を行なう。図1に示すようは60×60×20cmの模型地山にφ15cmのトンネル孔を開けロックボルトを埋め込む。地山は最大粒径2.5mmの砂と水ガラスで作成し、物性は表2に示す。ロックボルトは実験1の結果をひきまえて着効果の高い本撚り線(φ0.9mm 糸線×3)とした。各実験ケースのボルト配置を表3に示す。実験は各ケース毎に2体ずつ行ない、載荷は平面歪状態になるように上下端面の変位を拘束し、水平4方向から載荷した。各荷重段階において内空変位量、載荷板および上下拘束板の移動量を測定し破壊状況、ひびわれ状況を観察した。

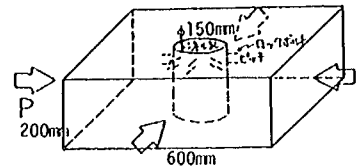


図1 トンネル模型

表2 地山物性

	γ_s g/cm ³	q_u kg/cm ²	E_{so} kg/cm ²	C kg/cm ²	ϕ
平均値	2.06	5.20	5.2×10^3	2.2	35
標準偏差	0.03	0.93	0.95	0.4	2.8

表3 実験条件

	ボルト長 mm	間隔 mm	1体当たり 本数	d mm
1	0	0	0	39
2	50	40	12	39
3	50	20	24	20
4	50	12	40	12
5	100	40	12	39

3-3 数値解析

ロックボルトと噴付コンクリートを用いたトンネル支保工法ではFEM数値解析による設計、施工管理が期待されている。ここでは基礎的な数値解析も上記の2つの実験を模擬して弾塑性FEMで行ない、実験結果と比較検討し、ロックボルトの効果を実量的に把握するための基礎データを得、また実際のトンネルの設計施工へ数値解析を応用するための足掛かりとする。ここでは地山ピーク荷重に達した後必ず軟化を生じるとし、トリリニアで応力歪曲線を近似し、3軸状態での挙動は σ_3 法で近似した。ロックボルトは降伏値を持ち、降伏後は若干のひずみ硬化を生じるものとして取りあつかう。

4. 結果

4-1 模型実験1実験結果

図2にモルタル地山の角柱供試体載荷実験から得られた荷重変位曲線を示す。ボルトが少ない場合は最大耐力に関してはボルトの存在が欠陥となり、ボルトなしに比べ低下がみられるが、残留強度、靱性は増加している。この効果は地山強度が小さい程顕著である。ボルト数が多いときには最大耐力に比べかなりの増大がみられ、残留強度、靱性は著しく増加している。またボルトの表面形状による差も明らかで、同ボルト間隔では本撚りボルトの方が残留強度は大きく、15mm間隔のものでは地山の強度差に関係なくほぼ80~100mm程度の最大耐力を有するようになる。15mm間隔では地山強度が上がると本撚りボルトは破断するという現象がみられた。これに対し単線ボルトでは破断したモルタル粒とボルトが滑り残留強度の最大耐力からの低下は大きいものの変形能は著しく10数%の変形時にも補強なしの

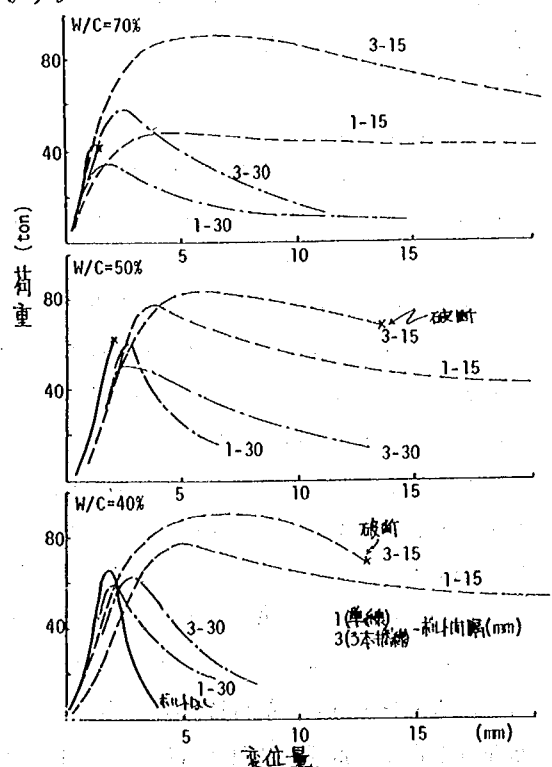


図2 モルタル角柱供試体の荷重変位曲線

地山の耐力程度を保っている。単純にボルトによる剪断力の増加を考えてもせいぜい5~6tonで、破壊したモルタル粒の移動をボルトが拘束して得られる耐力の増加が著しいと考えられる。モルタル表面に貼付した歪ゲージによる縦横歪の測定結果は、ボルトで囲まれた荷重部分の応力状態が複雑なためかばらつきが大きかった。しかしボルトがある場合には表面歪から換算した体積歪が圧縮から膨張に転じた後、かなりの荷重増が認められた。

碎石間にボルトを配した供試体の荷重変位曲線を図3に示す。供試体の作成上ボルトが存在すると注入した石膏部分に欠陥が増すが、図のようにボルトの効果は明らかで、ボルト間隔30mmでも最大耐力と残留強度の増大がみられた。3本線りボルトでは単線りボルトに比べいずれも最大耐力は若干劣るものの残留強度は大きくはなっている。(供試体作成上生じた欠陥によるものかも知れないが、碎石粒径による耐力の大小関係がボルトによる増強の前後で逆になっている。)ボルト間隔15mm(碎石粒径5~13mm)の供試体は作成が著しく困難で石膏が行き渡らず、載荷の際に大変形を生じたが、間隔が埋まると耐力は著しく上昇し、図には示さないが最大耐力はいずれも30tonを越えた。また変形による残留強度の減少も著しく少なかった。

4-2 模型実験2 実験結果

図4はトンネル模型での荷重とトンネル内空変位量との関係を示す。No.2を除くとボルトの間隔と変位抑制効果の関係はよく表われている。トンネル内空面に亀裂を生じるのはいずれの場合も変位量が2~3mmのときで、ボルトが多い程亀裂発生までの変位量は若干増すようである。内空に剝離を生じるのは変位量がほぼ10~15mmのときで、ここでボルト量が増える程剝離までの変位量が増す傾向にある。剝離後の状態をみるとボルトのないものでは内空が大きく三角形に剪断されて落ちていたが、ボルトのあるものでは剝離前に砂粒子が多少落ち、その後ボルトに囲まれた部分が小さな三角形あるいはうろこ状になって落ちる。内空が剝離した後ではボルトが多い程よく円形が保たれており、地圧に対し応力集中が少なく有利であることがうかがえる。載荷後供試体地山を解体して内空を観察すると、ボルトなしでは緩人に地山を落としたあととは、ゲ

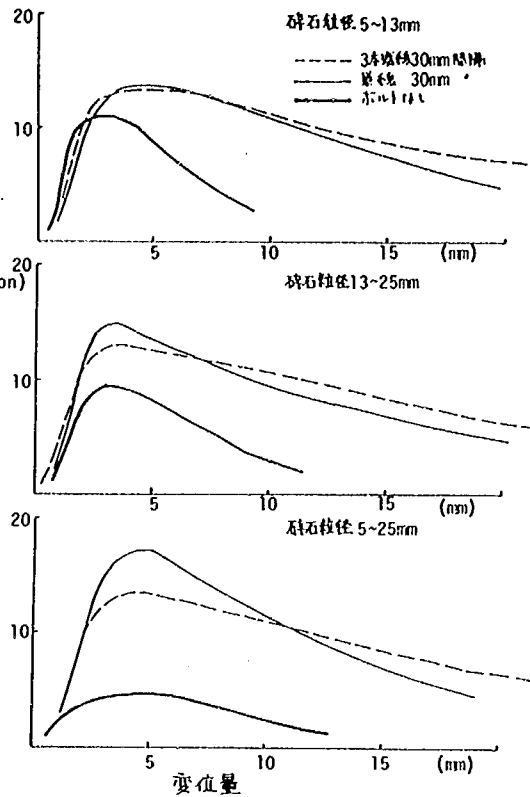


図3. 碎石地山角柱供試体の荷重変位曲線

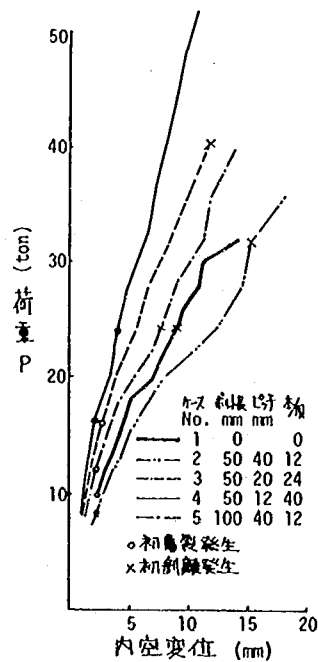


図4. トンネル模型・荷重と内空変位(半径に対する)の関係

リス等で端面の摩擦の影響も軽減してはいるものの図4に示すようにトンネル内空面は楕型になっており、ボルトで補強したものでは図5に示すように比較的よく円筒形を保っていて拘束が均一であることがうかがえる。またボルトの内空への押出し量は内空面の押出し量よりかなり少なく、ボルト間の地山が内空へ押出されて剝離しているものと考えられる。

4-3 数値解析結果

図6に示すのは実験1の一樣地山と想定した角柱供試体でのロックボルトの効果もFEMにより計算したものである。ここではボルトの地山に対する断面積比を同一とし、本数を変えることによりボルト間隔の変化による耐力の変化をみている。図の例ではボルト間隔が狭い程最大耐力は増加しているが、実験で得られたような残留強度はでていない。ここではボルトと地山の付着切れ、滑り、あるいは地山は実際には破砕された後に互いにボルトにより拘束され摩擦によって耐力に貢献すること等が計算条件に入っていないためと考えられる。トンネル孔周辺ではこうした残留強度が支保に有効に働くと考えられるため、こうした要素の計算条件への組み込みが是非とも必要である。図7はトンネル孔周辺地山の塑性化を示したものであるが、塑性領域は模型実験2で得られた剝離の状態とよく一致している。

5. おわりに

以上の実験からロックボルトで補強された地山は最大耐力および残留強度が増すこと、トンネル孔では変位が抑制されること、トンネル内空面の形状剝離、剝離といった変位はボルトの有無によらずほぼ変形量によること等が確認された。これらのこととトンネル設計、施工管理へ応用する第1ステップとしてFEM数値解析を行い、また大変形に対する仮定等が不足している。場合によってはロックボルトで補強された地山をマニプレートとらえ、元の地山と別に考えた方が合理的となる可能性もある。また現場では地山の変化に対処するためにより簡便な設計計算方法の必要性がある。今後こうした点の検討も行う、と行く予定である。



図4. 剝離後の内空横断模式図
ボルトなし

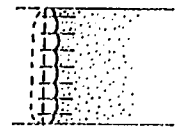


図5. 剝離後の内空横断模式図
ボルトあり

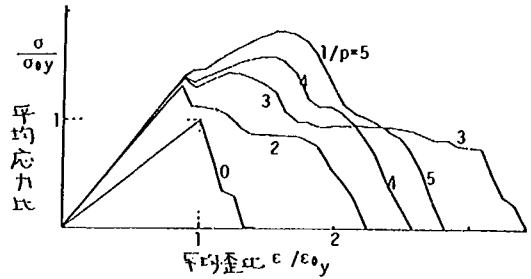
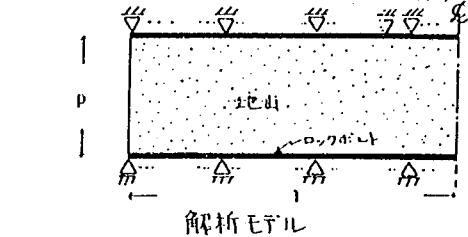
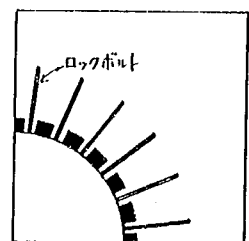
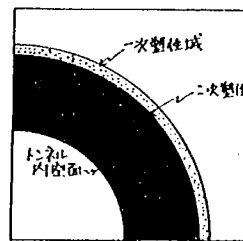


図6. 角柱供試体と模擬したFEM解析結果
平均歪と平均応力の関係



ボルトなし

ボルトあり

図7. トンネル地山の塑性域を示すFEM解析結果

15 鋼床版合成トラスの構造解析

橋梁研究室 大塚 俊雄

1. まえがき

鋼床版合成トラスとは、鋼床版と補剛トラスの弦材とを力学的に一体化した合成構造であり、合成しない普通の補剛トラスに比べ、弦材断面を小さくできることにより死荷重が軽減でき、耐風安定性にも富み、また、鋼床版、補剛トラスおよび横構などが協力して強固な半箱げた構造を構成するため、ネジリ剛度が大きくなるなどの利点がある。このため、長大吊橋や斜張橋の補剛トラスに適していると考えられ、これまで、西ドイツの Fudatal 橋、Emmerich 橋およびオランダの六甲アイランド連絡橋などに実際に用いられているだけでなく、本州四国連絡橋や東京湾岸道路橋梁航路横断橋などの計画においてその適用が検討されている。

この構造の問題点として、鋼床版と補剛トラス弦材とを合成することによる鋼床版の合成の効果およびトラス格点付近での応力の乱れの評価があげられる。

そこで、このような構造におけるトラス部材および鋼床版の応力分布性状を解明するとともに、設計の考え方を明らかにする目的で、昭和52年度には、鋼床版合成トラスの解析プログラムを作成し、53、54年度と解析プログラムの妥当性を検証するために、鋼床版とトラス弦材を直接な合した形式（以下直接合成構造）および鋼床版とトラス弦材とを水平結合トラスにより間接的に接合した形式（以下間接合成構造）について載荷実験を行ったので以下その概要を報告する。

なお、図-1は鋼床版合成トラスの直接合成構造および間接合成構造の構造例を示した図である。

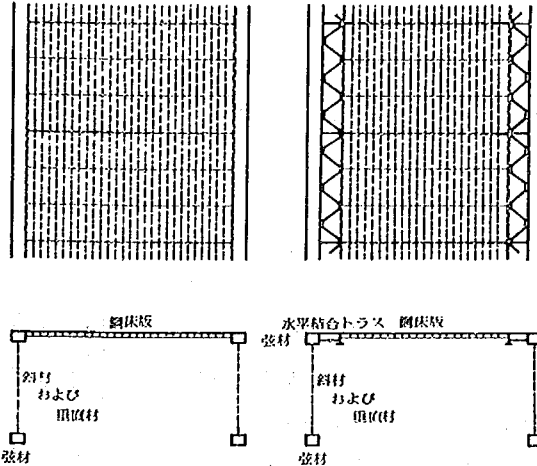


図-1 鋼床版合成トラス構造例

2. 解析方法

鋼床版は四角形要素に置換え、曲げも受ける板および面内応力を受ける板として解析する。鋼床版とトラス弦材を間接的に合成した場合は、水平結合トラスを単位荷重によるせん断変形が等しくなるような有限板要素に置換えて解く。鋼床版に作用する荷重の各主構への分配は、横げた、合成されたトラス弦材および床げたからなる格子げたとして解析する。その他のトラス部材は、通常のトラスと同様両端に固定の軸方向力のみ受ける部材とみなして解析する。

3. 載荷実験

載荷実験に用いた供試体の形状寸法およびひずみ、たわみの測定位置は図-2(a), (b)に示すとおり。直接合成構造、間接合成構造の供試体とスパン6m、高さ1.4m、格間長2.0m、鋼床版部分のデッキ

プレート厚さは6mmである。
 ②、間接合成構造の水平結合トラスはシングルワレン形式とし、断面積は3cm²とした(A部詳細図参照)。

各部材の断面形状は、弦材、端柱は箱形、斜材はH形とし、杖梁は全てSS41材であり、継手部には高力ボルト(F10T, M16)を使用している。

荷重は2つの主構トラスの中央格点に均等に載荷し、最大1主構当り25tonまで載荷した。

③、以下の実験および解析は全てこの最大荷重状態(1主構当り25ton)に対応するものである。

4. 結果および考察

表-1は、鋼床版合成トラスの直接合成構造および間接合成構造におけるトラス部材の応力を示したものである。表中の計算値(A)は解析プログラムより求めた値である。また、計算値(B)は単純なトラス計算により求めた値である。ここで(UC)は上弦材であり、(EP)は端柱、(D1)、(D2)はそれぞれ斜材を意味している。表より上弦材端柱および斜材の応力に関しては直接合成構造および間接合成構造とも計算値(A)、(B)と実験値とはほぼ一致していることがわかる。これより、鋼床版と合成している下弦材以外のトラス部材については単純なトラス計算でほぼ十分な値が得られると認められる。

図-3、図-4、図-5は下弦材と鋼床版の応力分布を示したものである。図-3は下弦材および鋼床版の応力について実験値と計算値を比較したものである。ここで凡印は実験値であり、実験値が

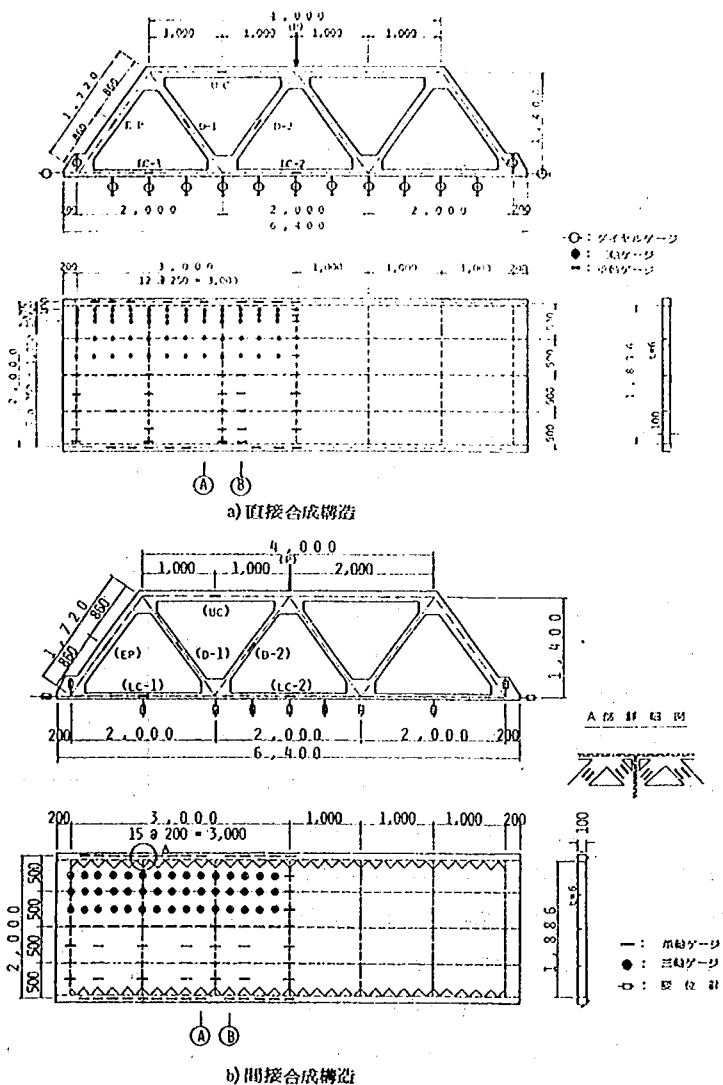


図-2 供試体の形状寸法およびゲージ位置

表-1 トラス部材の応力

測点	直接合成構造						間接合成構造					
	計算値		実験値 (C)	比率			計算値		実験値 (C)	比率		
	(A)	(B)		(A)/(C)	(B)/(C)		(A)	(B)		(A)/(C)	(B)/(C)	
(UC)	-571	-607	-627	1.09	1.03		(UC)	-579	-607	-585	1.00	0.96
(EP)	-520	-522	-573	1.10	1.09		(EP)	-528	-522	-524	0.99	1.00
(D1)	699	701	810	1.15	1.15		(D1)	696	701	738	1.06	1.05
(D2)	-701	-701	-780	1.11	1.11		(D2)	-698	-701	-729	1.04	1.04

計算値以上の場合を黒丸、以下の場合を白丸とした。なお、図-3(a)は直接合成構造、図-3(b)は間接合成構造の場合である。

図-3によると、間接合成構造の下弦材上の支間中央付近および鋼床版幅員中央の支間中央付近において、やや実験値が計算値に比べて下がっているが、これは供試体製作時の初期不変や測定時の測定誤差によるものと思われる。しかしながら、直接合成、間接合成構造ともこのような部分的なばらつきはあるにせよ、全般的にみれば実験値は計算値に近いといえる。

次に図-4であるが、これは直接合成構造と間接合成構造の計算値による比較を示した図である。図-4(a)は下弦材の応力分布状態を、図-4(b)は鋼床版幅員中央における応力分布状態を示したものである。なお、間接合成構造において水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ とした場合の計算値も示した。

図-4(a)より、支点より次の格点に至るまでの間では格点から導入される軸力が鋼床版に十分伝達されないため、直接合成、間接合成構造とも生じる応力に差はないが、支間中央では両者は差を生じ、間接合成の場合直接合成構造の約1.3倍の応力が生じている。間接合成構造で水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ とした場合では、支点から次の格点に至るまでの応力分布の勾配はゆるやかになり、下弦材から鋼床版へのせん断による力の伝達、すなわち合成効果は低下する。また、支間中央での応力は水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ にした場合と比べ約1.6倍、直接合成構造に比べると約2.3倍にはなる。

鋼床版の幅員中央(図-4(b))における応力分布であるが、直接合成構造と間接合成構造の値はほとんど一致していることがわかる。これは供試体製作上の制約により水平結合トラスの断面を決定せ

ざるを得なかったことより、水平結合トラスの剛度が予想以上に大きく、そのため同じような値を示したものと見られる。水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ とした場合、支間中央で比較すると直接合成構造

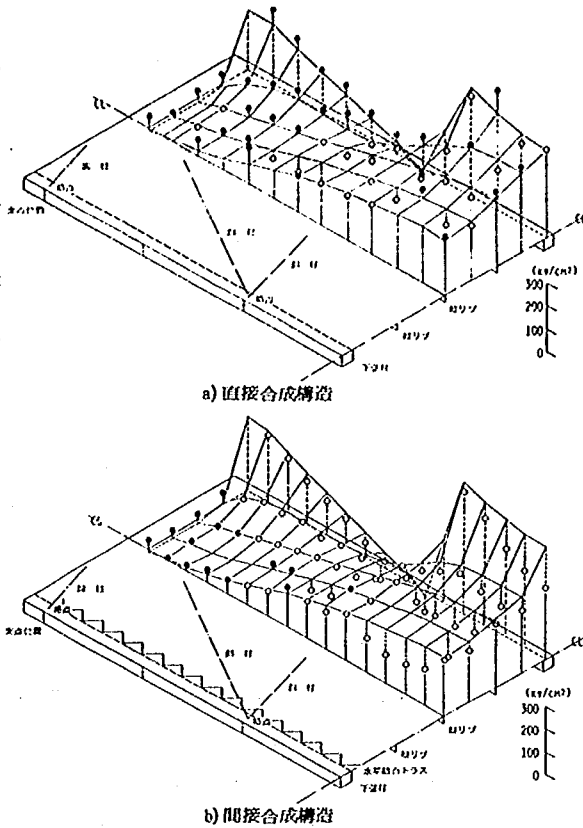


図-3 下弦材および鋼床版の応力分布

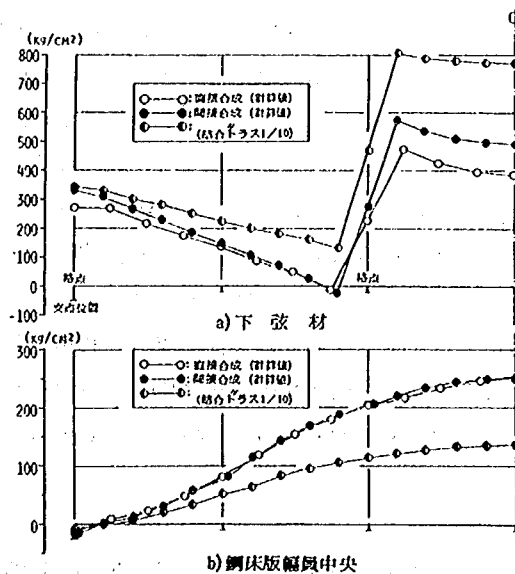


図-4 応力分布 (橋軸)

に比べて約7割低下していることからそのことが考えられる。

次に支間中央での下弦材の応力と鋼床版幅員中央の応力の比較をしてみると、直接合成構造の場合下弦材の応力に比べ幅員中央の応力は約7割、間接合成構造の場合約5割、水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ した場合約2割と低下していることより、水平結合トラスの剛度の低下に伴い鋼床版の応力は小さくなり、下弦材により多くの力が分担されていくことがわかる。

図-5は図-1に示すA、B断面における下弦材および鋼床版の応力分布の水平結合トラスの剛度の違いによる変化を示したものである。AおよびB断面は格点の前後の断面であり格点からの力の伝達による応力の乱れがわかる。しかし、水平結合トラスの剛度が小さくなるほどその乱れは小さくなり鋼床版の応力分布は平坦になる。

次に図-6であるが、この図は水平結合トラスの応力を示したもので、図中の実線が計算値であり、黒丸と白丸はそれぞれ実験値をプロットしたものでその平均値を一点差線で示した。また、点線は水平結合トラスの断面積を $\frac{1}{10}$ にしたときの値である。ここで断面積を $\frac{1}{10}$ にしたときの値のみスペースを省いている。

計算値と実験値を比較してみると全体的に実験値は計算値に比べ低い値を示している。これは解析プログラムで水平結合トラスの計算仮定では、

図-7に示すようにピン結合としており軸力しか考慮していないのに対し、載荷実験に用いた併試体の水平結合トラス部は横方向の曲げ剛性の大きい断面であり、端部も剛結構造に近しいものになっていることから、計算仮定の間にかなりのズレがあり、その結果より生じているものと思われる。しかし実際の橋梁に利用される場合は、I形断面のように横方向に対する曲げ剛性の比較的小さい部材が用いられるはずであり、その場合は軸力のみの働く部材とみなしてよいから、この解析方法で十分適用できるものであろう。

5. あとがき

今回は鋼床版合成トラス直接合成構造、間接合成構造について両者を対比させて考えてきたが、両者ともトラス部材および鋼床版の応力分布の基本的な性状はほぼ把握できた。

今後、弦材、鋼床版および水平結合トラスの断面積などを種々変えていき、実際の設計における考え方にについて検討したいと考えている。

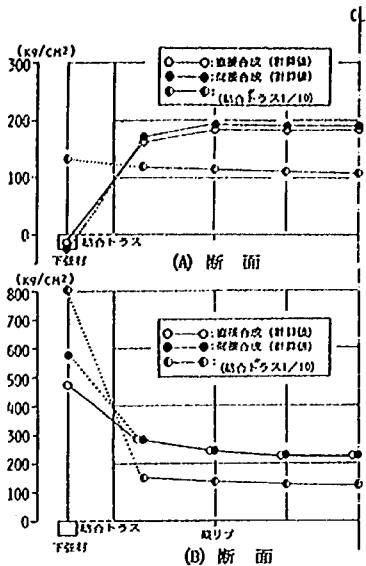


図-5 応力分布 (断面)

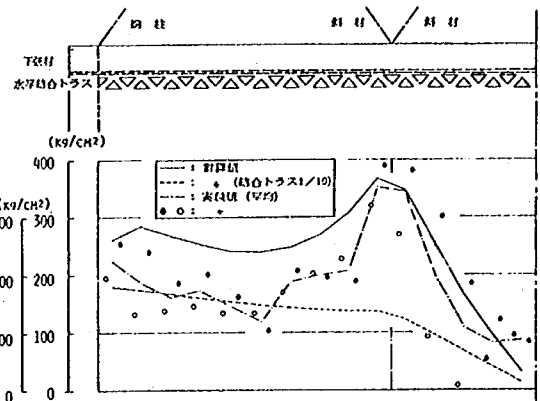


図-6 水平結合トラスの応力

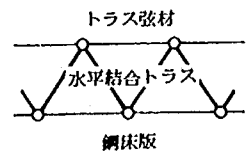


図-7 モデル化

16 富士川下流部河道の蛇行特性

河川研究室 佐々木重義

§1 まえがき

蛇行とは河道内の平面的な流況を指し、その特性は河道の形状、河道内の流況と規制する構造物、水理条件、河道内に生じる砂礫堆の形状等と密接に関連する。河道改修計画のなかのとくに平面的な洪水流況にかかわる河道法線形状の設定やそれにもなう護岸構造物等の計画では、蛇行特性をも十分考慮しておかなければならない。

本研究は富士川下流部河道の横断面計画にともなう低水路法線形状と河岸対策について治水面から検討することを目的とし、河川水理模型実験により本川における蛇行特性を明らかにしたものである。

§2 富士川下流部河道の概要

富士川は山梨・長野県境の駒ヶ岳(標高2916m)を水源とし、富士市において駿河湾に注ぐ流域面積3571km²、幹線流路延長128kmの河川である。ここでいう下流部とは河口より約60km間(断面呼称H-0~H-60)を指し、この区間はH-60付近と扇頂とする典型的な扇状地形を形成している。扇面の勾配は約1/100と急でいわゆる急流荒廃河川に類し、その昔扇頂を基点として流れは乱流し、河道変遷に著しいものがあった。この扇状地開発のための治水対策として、扇頂附近の左岸側に遊水、遊砂機能を有した雁堤を設けて(A.D.1600年代)以来、築堤とともに数多くの護岸水制類を設置している。近年では東海道新幹線、東名高速道路をはじめとする主要幹線が富士川下流部を横断し、経済的にも社会的にも重要な河川となっている。

富士川下流部の河道改修計画は雁堤より下流部の治水安全度の確保と河道整正を目的としたもので現在の河道を横断面河道とするものである。本川における計画流量は16.6m³/sで、洪水流は低水路内のみで処理する計画である。

§3 河川水理模型実験

3.1 模型概要

模型の範囲を海浜部沖合1.0kmより河道部H-65とした移動床模型である。模型の縮率は $X_r = H_r = 100$ とし、模型砂も $d_m \div 100$ とすることによってFroudeの相似関係を得た。ここに X_r は水平縮率、 H_r は鉛直縮率、添字 r は $\%m$ で、 P はprototype、 m はmodel、 d_m は河床砂の平均粒径である。

3.2 実験ケース

実験はまず初めに昭和50年頃の河道を対象に検証実験を行い、つづいて計画低水路法線形状を設定して、それぞれの蛇行特性を調べた。ここで計画低水路法線形状は図-1に示す案Aについて実施し、(A)案は現況の水面幅に沿った低水路幅とし、法線形状を河道センターライン方式とすることによって洪水流の細流化をね

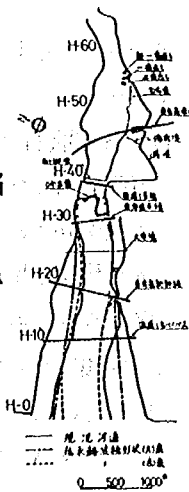


図-1 富士川下流部平面図

らった案であり、(B)案は計画高水流量が低水路内で処理できる範囲内で低水路幅を決め、法線形状を洪水主流部流線方式とすることにより水衝部位置の安定化を試みた案である。それぞれの河道水理条件を対比したのが図-2であり、 B/H 、 U_{km} で代表させている。ここに B は水面幅、 H は平均水深、 U_{km} は断面平均無次元掃流力である。

3.3 実験方法

実験は2時間の定流実験とし、実験流量に平均年最大流量($Q_p=3500 \text{ m}^3/\text{sec}$)、10年確率流量($Q_p=7500 \text{ m}^3/\text{sec}$)、計画高水流量($Q_p=16600 \text{ m}^3/\text{sec}$)を用いた。流況および河床状況は河道内に白色ペイントを流し込み、それを模型上方約15mに上げた気球に吊り下げたカメラで写真撮影して調べた。

3.4 実験結果とその考察

3.4.1 検証実験

図-3は検証実験で得られた現況河道における砂礫堆の形態特性図であり、図-4は昭和38年より50年までの13年間にわたる航空写真の判読と現地踏査によって調査された砂礫堆の形態特性図である。図-3で示す平均年最大流量($Q_p=3500 \text{ m}^3/\text{sec}$)時における砂礫堆の形態は図-4とよく一致していることから、砂礫堆の形態は現地と模型上で相似関係にあり、砂礫堆を形成する支配流量は平均年最大流量相当であるといえる。

つぎに大正10年～昭和48年の53年間にわたる各年度のみお筋調査結果から、下流部河道を200mメッシュに分割し、各メッシュ毎の流水部の頻度を求めたのが図-5である。同図と図-3、4の砂礫堆の形態特性図との対応を試みると、砂礫堆上の流況とよく対応していることがわかる。

図-3、4、5より本川における現況の蛇行特性を列記すると下記のとおりとなる。

(1) 扇頂部(H-60)より上流側は屈曲度が大きく、比較的川幅の狭い河道であるため、安定な単列砂礫堆(砂礫堆の移動流下がなく流量変動によってもその形態は変化しない。)を形成し、扇頂部の左岸側は常に水衝部となる。根固護岸および水刺群の設置状況からもこのことがうかがえる。

(2) 扇頂部から四ヶ郷堰(H-60～H-40)にかけては河道幅の拡幅にとも

なって複列砂礫堆が形成され、その個数は2個である。洪水流は複列砂礫堆上を左右岸に向けて流下するが、実験開始当初は右岸寄りに主流があったが、実験途中から主流は左岸側に移行していた。四ヶ郷堰で河道幅が縮少し、流れが集中してくるために、下流側砂礫堆の前進性はきわめて遅い。

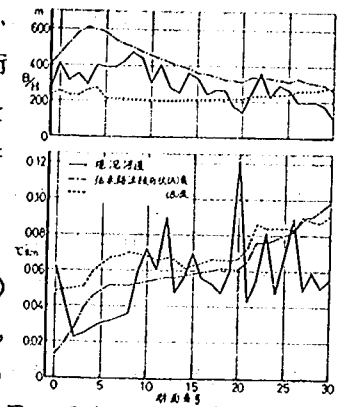


図-2 現況および模型に河道の水理条件 ($Q_p=3500 \text{ m}^3/\text{sec}$)

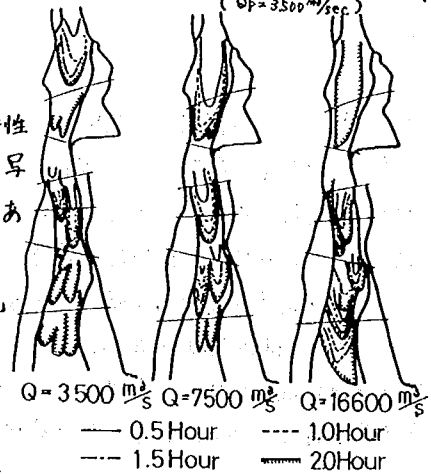


図-3 砂礫堆の形態特性図 (検証実験結果)

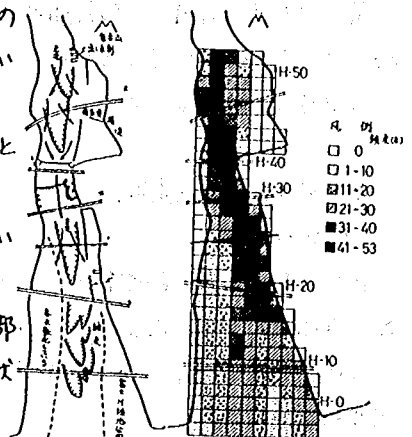


図-4 砂礫堆の形態特性図 (本下による) 図-5 流れ変動図 (事務所資料)

(3) 四ヶ郷堰より東海道本線間(H-40~H-30)では、四ヶ郷堰による河道幅の縮小およびその方向性ならかに床固護岸、水制群、岩盤露呈の露出度とその方向性により、洪水流は一本化され下流に向って真直ぐ流下する。

(4) 東海道本線から東海道新幹線間(H-30~H-20)にかけては、その上流からの流れが減衰し複列砂礫堆を形成し、この砂礫堆の流下速度は他の砂礫堆に比べて早い。河道部中央を集中して流れ込んだ洪水流は、この複列砂礫堆によって左右岸に分散する流れと変わるが、主流はやや左岸寄りにある。

(5) 東海道本線より河口部(H-30~H-0)に至っては4~6列の砂礫堆が形成され、洪水流は細流化する。この区間の砂礫堆の移動性は比較的遅い。

図-3より流量の変化にともなう砂礫堆特性を区間別にみるとつぎのとおりになる。

(1) 扇頂附近から四ヶ郷堰間では、流量の増加にともなう砂礫堆のスケールは大きくなり、計画流量時相当では1個の複列砂礫堆に変化する。

(2) 四ヶ郷堰より河口間についてみれば、 $Q_p=3,500$ m^3/s 時で下流方向に対して複列、4列、6列と変化していた砂礫堆が、流量の増加にともなう砂礫堆の列数は減少し、計画流量相当時では複列くずれの単列砂礫堆が形成される。

3.4.2. 低水路法線形状(A)案に関する実験

本川における河道改修計画の区間が四ヶ郷堰より下流部であること、四ヶ郷堰より上流の流況は下流部に対して影響をおよぼさないことが検証実験で示されたことから、ここでは四ヶ郷堰より下流部を対象に調査する。検証実験では四ヶ郷堰の直下流から東海道本線にかけての河道中央部に極端な河床低下を来したため、河床保護の目的でこの実験からはこの区間を計画河床高に合せた固定床とした。

図-6は低水路法線形状(A)案とした場合の各流量に対する蛇行特性図である。図-3で示した現況河道における蛇行特性図と比較すると、各流量時における砂礫堆の列数は減少し、砂礫堆が長くなっていることがわかる。図-2より現況河道と本実験の計画河道とは河道特性量ならかに水理量には大きな差違がないことから、河床波形態の変化は四ヶ郷堰下流の固定床化と河道整正によるものと思われる。

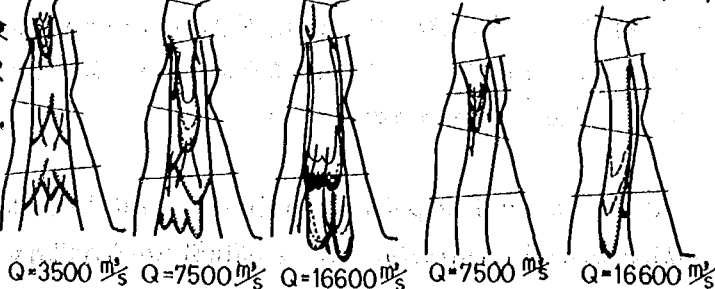
つぎに流量による河床波形態の変化過程をみると、流量の増加にともなう砂礫堆の列数は減少しその長さスケールは大きくなっている。一方砂礫堆の流下速度は河口部の砂礫堆よりもH-30附近に生じる砂礫堆の方が早いが、流量の増加とともに砂礫堆の移動性は活発となり、計画流量時では河口部の砂礫堆もかなり早く移動流下することが図-6からわかる。

3.4.3. 低水路法線形状(B)案に関する実験

この実験の低水路幅は図-2の点線で示すようにH-30断面の川幅を河口部まで踏襲しているため、掃

流力は縦断的にほぼ一様であり、前実験に比べて大きい。図-7は低水路法線形状(B)案としたときの蛇行特性図である。

同図より河道内には複列砂礫堆というよりもむしろ単列砂礫堆に近い河床



波が生じ、H-20断面左岸附近に洪水の一部が集中するものの、全体としては

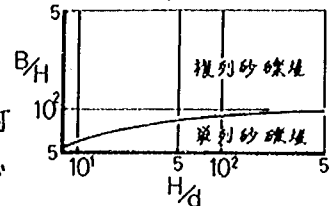
図-6 低水路法線形状(A)案の蛇行特性図

図-7 同(B)案の蛇行特性図

低水路法線形状に沿って海浜部に流れ込むことがわかる。図-6で示した低水路法線形状(A案の場合と比較すると、砂礫堆列数は半減し、砂礫堆長は倍近くなり砂礫堆の流下速度もかなり早くなっている。

3.4.4. 本川における砂礫堆の形態領域区分

砂礫堆の形態領域区分を深見は図-8のように示した³⁾。同図は現地河川と実験水路との数多くのデータによって求められたものであり、おおむね B/H が10を越えると単列砂礫堆から複列砂礫堆へと移行するようである。図-8 砂礫堆の形態領域区分図(深見)



同図から富士川下流部の値を求めると、表-1の結果が得られる。今回の実験で得られた砂礫堆の形態とほぼ同じ結果であるといえる。

表-1 砂礫堆の列数変化

河道形状	流量 Q (m^3/s)	B/H	砂礫堆の形状
見附河道	16 600	200~300	河口部: 複列
		100~150	上流部: 単列or複列
	3 500	300~600	複列以上
低水路法線形状(A)案	16 600	100~200	単列or複列
	3 500	250~500	複列以上
低水路法線形状(B)案	16 600	70	単列
	3 500	200	複列

§4. 富士川下流部河道の蛇行特性を考慮した河道平面計画

砂礫堆の形態は図-8で示されるように川幅水深比(B/H)、水深粒径比(H/d)で決まるが、対象河川を限定した場合には水深と粒径がある程度規定されてしまうため川幅(低水路幅) B を選定することは河道内に発達する砂礫堆の形状をおのずと与えているに等しい。通常同一水理量のもとでは、単列砂礫堆の方が複列砂礫堆の場合に比べて河岸に対する流れの集中度が激しく砂礫堆の淵に生じる河床洗掘深が大きい。護岸その他河川構造物等の根入れ深を大きくとり、かつ強固なものが必要となる。砂礫堆の移動性は河道の屈曲度や水制群環等による流況の規制、水理条件、砂礫堆の形態等によって変化し、移動性の高い砂礫堆が生じる場合には護岸構造物等の施工範囲をあらかじめ広くとっておかなければならない。このような観点から富士川下流部の河道計画案を考察する。低水路法線形状(A案)と(B案)とを比較すると、低水路幅を狭くした(B案)の方が(A案)に比べて全体的に砂礫堆の列数は少なく、その流下速度は早いことが本実験からわかった。とくに低水路幅の差が歴然とする河口付近においてはこの現象が顕著であった。(B)案は水衝部位置の安定化をねらった案であるが、砂礫堆の流下速度は(A)案よりもむしろ早く、水衝部の位置は不安定なものであった。水衝部の安定化を期待するには低水路幅をさらに狭くし、低水路法線の湾曲角を砂礫堆の俯上境界角⁴⁾より大きくとらなければならぬ。そうした場合には低水路内の疏通能力は低減し、計画高水流量時には高水敷上に洪水疏通空間としての機能を与えることになり、本川における河道改修計画の基本からそれるほか、扇状地河川という観点からみても良案とはいえない面がある。以上の理由から(A)案と(B)案とを比較した場合には、洪水流の網流化をねらった(A)案の方が良案と考える。ちなみに(A)案での最大流速は約10%、砂礫堆の淵に生じる河床洗掘深は平均河床高より約5mであった。内案に基づいた低水路法線形状とする場合には、低水路河岸全面に流速10%、河岸前面洗掘深5mに耐えうる強度の護岸を施工し、河岸侵食に対処する必要がある。

§5. あとがき 富士川下流部河道の蛇行特性から低水路法線形状の有り方について検討したが、低水路法線形状等の設定には社会的ニーズ、経済情勢等からの判断も重要と考える。

(参考文献) 1) 木下, Report 水防研究所資料による 2) 深見, 工研資料, 1416号 4) 木下, 水工シリーズ, 1978年

17 レーダ雨量計による短時間降雨予測

水文研究室 中 尾 宏 臣

1. はじめに

レーダ雨量計により得られる降雨情報は従来の地上雨量計によるものと比較すると非常に多くのものを含んでいる。降雨の空間分布を直接かつ連続して定量的に観測出来るとともに、降雨セルの移動方向からその規模の盛衰まで把握することが出来る。このように今までの雨量計とまったく異った雨量観測手段であるレーダ雨量計はその利用において異った扱いをする必要がある。

気象レーダによる降雨予測の研究例は数多くある。しかし、従来の気象レーダでは降雨の定性的な観測値しか得られず、これによる予測結果も定性的なものであった。これに対してレーダ雨量計では得られる情報がmm単位の定量値であり、降雨予測としても定量的な予測が可能となった。ここではダム流域などの比較的小さい流域の流域平均雨量を1～2時間程度先まで予測する方法を開発して、その適応性を検討したものである。

2. 降雨予測の方法

レーダを利用した降雨予測の方法は従来より数多く検討されている。しかし、多くの方法は基本的にはエコーの履歴を外挿するものであり、その外挿の方法が予測方式として区別されている。

従来からある外挿の方法は、①エコー重心を求めて単純外挿する法、②高層風の流れによって外挿する法、③カルマン理論を用いる法等が考えられる。これらはいずれも時間的なエコーの変形や盛衰を考慮するものではない。変形等をモデルに取り入れたものでは、④変形テンソルを用いる法、又は⑤エコーの時間的変化（発達・衰弱を含む）を多数の気象要素を観測して予測する方法がある。

これらの方法はそれぞれ長所短所を有するが、いかなる形のエコーに対しても適応出来き、必要とする情報が出る限りレーダエコーのみで、且つ計算が簡単なモデルという条件においてこれら既存のものでは対処する事は困難であった。このような見地から開発した予測手法が雨域追跡法である。

2.1 雨域追跡法

人間がエコーの動きを把握する場合の着目点は強いエコーのポイントの移動、あるいは雷雨のような孤立したエコーであれば、そのエコー総てである。即ち、強度と形の動きをとられて移動を判断する。人間のパターン認識能力は非常に優れており、1～2時間以内において目視による雨域の外挿は比較的高精度で行なわれている。従って、本予測手法では移動ベクトルの推定は次の基本的な思想によることとした。

- ① 移動ベクトルの検出は自動的に行なう。
- ② 人間の目視によるものと大差ない推定ができる。
- ③ 降雨パターンの形状によって移動ベクトルの推定精度が変わらない。
- ④ 必要となる演算が容易で簡明である。
- ⑤ 雨域の発達・衰弱に関するパラメータの導入が容易である。
- ⑥ 高層の風向・風速と大差ない移動ベクトルを推定する。

この様な観点から開発した予測手法が雨域追跡法（仮）である。
以下この手法の概要について解説する。図-1に処理手順を示す。
手順は次の通り。

- ① まず時刻 t と $t + \Delta t$ 時間後のエコー各々、ECHO (I)、ECHO (II) をレーダ観測から用意する。

ここで、問題となるのは Δt 時間のとり方である。 Δt があまり大きいとレーダレンジから対象とするエコーが移動して視界外に出てしまう。又、あまり短いと移動ベクトルが明確に出ない。

- ② レーダ雨量計の原始データは極座標データであり、これを直交座標系のデータに変換する。直交座標変換されたメッシュの最小単位は 3×3 Km である。

- ③ 追跡エコーの雨量強度の最小値 Threshold $C =$ を設定し、ECHO (I)、ECHO (II) を②で定めたメッシュごとに 0, 1 の2値パターンにおきかえる。即ち、各メッシュの雨量強度が C より大きい場合を 1, C より小さい場合を 0 としてパターンに作りかえる。（図-2）

ここでの問題は、Threshold $= C$ の設定の仕方にある。この値があまり小さいと、Thresholded としての意味がなくなる。又、あまり過大であるとエコーの発達衰弱の影響を直接受け、追跡不可能になる。

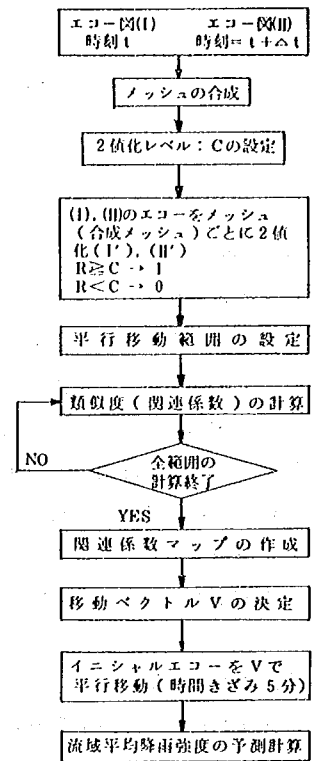


図1. 移動ベクトルの推定と流域平均降雨強度の予測手順

- ④ 移動方向、移動距離は Δt と関連が深く両者は相対的な関係にある。通常の雨域の移動を考えれば、 $0 \text{ Km/h} \sim 100 \text{ Km/h}$ 程度の範囲に入ることと考え、平行移動するメッシュの範囲を定める。

- ⑤ 以上の準備のもとに類似度を比較する。先に述べた相関係数法であれば、③のステップがない手法である。本手法では、もともとの観測エコーを比較するのではなく、2値化したパターンであるので、本質的には相関係数と同義となるが、計算がより容易で簡単な関連係数を指標とする。この演算における領域は、ECHO (I) と ECHO (II) を互いに平行移動して、両者の交りの領域において実施する。（図-2）

- ⑥ ④において定めたメッシュ数だけ全方向に平行移動し⑤の関連係数を算出する。

これをマップ化し、そのピーク付近を移動方向、移動距離とするベクトルを推定する。図-3にこの関連係数マップ例を示す。

ここで関連係数は、図-2のような2値化された2枚のエコーパターン（黒ぬりが雨）をかさねて以下の方法で算出する。

金ったく2枚のパターンをからねた場合から全周に1メッシュづつ移動させた場合、各移動メッシュ毎について2枚のパターンメッシュがそれぞれ雨の

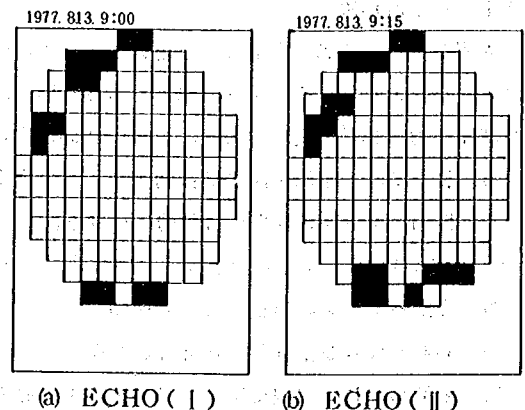


図-2 平行移動するメッシュ

有無を全交叉メッシュについてその数 n をマトリックスで表示する。これより関連係数 $C \cdot A$ は

$$C \cdot A = \frac{(n_{11} \cdot n_{44} - n_{12} \cdot n_{21})}{\sqrt{n_{11} \cdot n_{22} \cdot n_{33} \cdot n_{44}}}$$

I \ II	雨あり	雨なし	
雨あり	n_{11}	n_{12}	n_{12}
雨なし	n_{21}	n_{22}	n_{22}
	n_{12}	n_{22}	N

と定義する。

⑦ 関連係数のマップ上で、非常に明確なピークが出れば容易に移動ベクトルを定めることが出来るが、 dt , C のとり方で必ずしも常に最良の結果が出るとは限らない。従って、そのような場合では降雨の種類によってこれらの値を考慮する必要がある。

⑧ このようにして定まった移動ベクトルにより、ある時点の実測エコーパターンをイニシャルとして移流する。

⑨ 流域内にあらかじめ想定した小流域における時系列の予測降雨エコーにより、流域平均雨量を定量値として予測する。

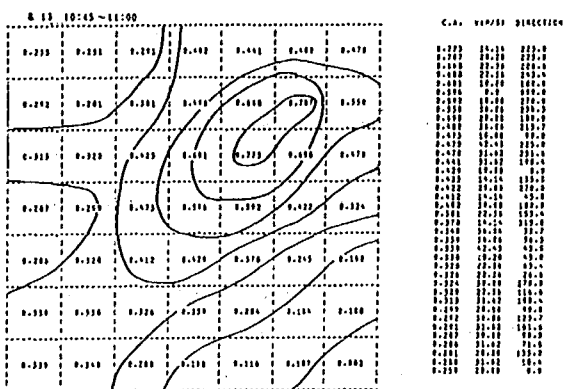


図-3 関連係数マップと移動ベクトル

3. 流域平均雨量の予測

本予測手法の評価は、定量的な流域平均雨量強度と流域総雨量について予測量と実況量との偏差の大小について判断した。ここで流域とは、赤城山レーダ雨量計の観測範囲内で比較的東部の山岳部（渡良瀬川上流）と平野部（前橋市附近）にそれぞれ約300km²の地区を選び、ここを試験対象流域とした。ここでは昭和52年8月13日の降雨予測例を示す。例では、10時45分のエコーと11時0分のエコーによって図-3に示す関連係数マップを作成する。このマップからエコーの移動ベクトルを計算する。ここでは関連係数の最高値は0.773であり、北を中心として225度の方角から14.14m/sの速度で流されている事になる。

このようにして求めた移動ベクトルで11時のエコーを12時まで単純に移流したものが、その予測値となる。

図-4に流域別の予測計算例を示す。ここでは各正時のエコーを1時間先まで移流したものである。この場合、移流する計算ステップは5分とし、この3回平均値を15分毎の平均雨量強度としてプロットした。

結果は、両流域とも降雨の前半の予測精度は比較的良好であるが、後半は予測精度がかなりおちている。

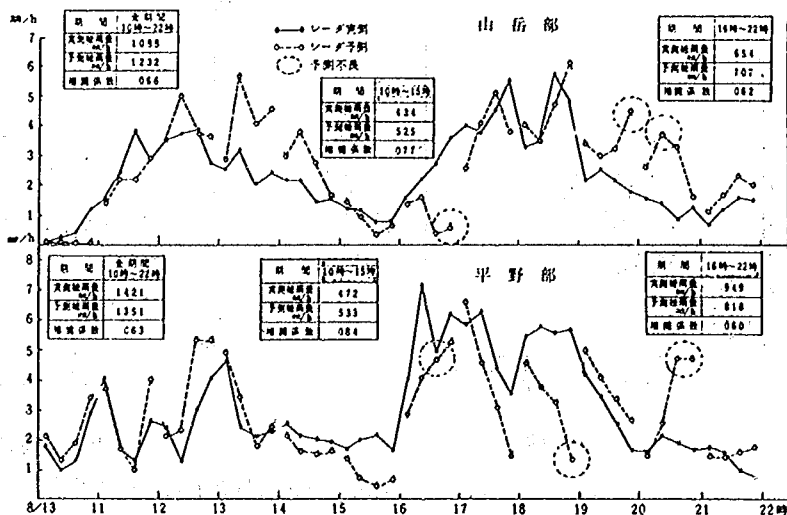


図-4. 実測と予測計算例（流域平均雨量強度）

このような予測精度低下の原因として考えられる事は、雨域の形状やその中の降雨セルの強さは1時間という時間スケールでは非常に大きく変化するのが自然であり、エコーの単純外挿では雨域の追跡にはある程度対処出来ても降雨の定量的な予測には対処出来なかった結果といえる。

このほか考えられる原因として移動ベクトルの不適当性がある。これはこの手法が非常に全体的な総観場の動向を推定する手法であることから、ある極所的に変化する移動ベクトルの感度は低く抑えており、推定移動ベクトルの変動幅を抑える効果の反面、このような地区に必要とする移動ベクトルが抽出出来ない欠点がある。又、レーダビーム高度の変化による観測対象の変化はレーダ雨量計システムによる降雨予測の限界を示すものである。これはある仰角をもったレーダアンテナによって捕捉する降雨はレーダサイトからの距離によってその高度が異なってくる事により、雨域の追跡の過程において位置の変化が見かけ上雨域の変形や雨量強度の変化になる事である。従って雨域追跡できる範囲を制限する等の考慮が必要である。

主な降雨の計算結果(相関係数)を表-1に示す。この結果、6月の停滞前線の雨のように、その降雨の降り方が地雨的なものについては比較的良好な結果であったが、8月の熱低の影響による雨や、同じく停滞前線でも動きが非常に活発なものについては本手法の適合度がおちている。

又、図-5に流域の1時間平均雨量及び2時間平均雨量の実測値と予測値の相関を示す。1時間予測雨量は予測値が実測値よりやや大きくなる傾向はあるが、約50%の確率で実測値との偏差で±20%の範囲にある。2時間予測雨量となると、レーダ雨量計による追跡可能なエコーがかなり減少する。

又、予測精度も2時間先となると実際のエコーもかなり変形しており、精度のバラツキも大きくなって来る。しかし、この場合でも約50%の確率で実測との偏差は±30%程度であった。

表1. 予測と実測流域平均雨量強度の相関 1977年

月日	相 関 係 数		時 雨 原 因	時間数
	A流域(山岳部)	B流域(平野部)		
6月24日, 25日	0.88	0.89	南岸停滞前線	18時間
7月11日	0.69	0.66	熱 量 雷	5時間
8月13日	0.68	0.69	本州停滞前線	12時間
8月17日	0.72	0.75	熱帯低気圧	10時間
8月18日	0.61	0.57	熱帯低気圧	11時間

(注) ここで行なった予測は、毎正時にイニシャルエコーと移動ベクトルを改める方式をとった。

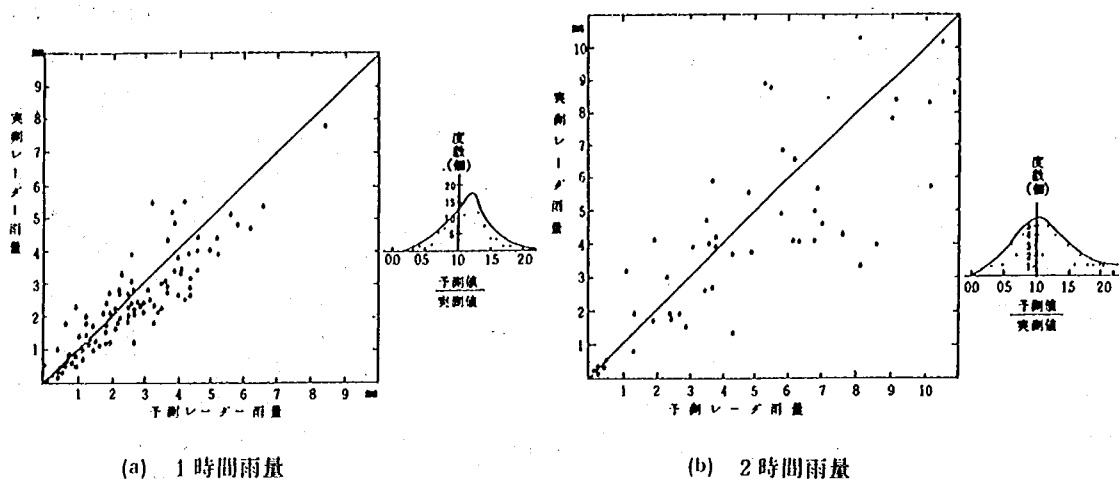


図-5. 実測レーダ雨量と予測レーダ雨量

4. 雨域の発達・減衰項の導入

追跡エコーを単純外挿して予測する方法では変形の大きな雨域には対処する事が困難である。しかし、降雨の定量的予測を行なううえではこの問題に対処する事が必要である。雨域の変形を予測するためには膨大な気象情報が必要であり、計算も複雑である。カルマン理論や変形テンソルによる数学モデルを用いる法もあるが、その適用範囲の制約が多く実用化した例はない。

ここでは降雨セルの強度のみに注目してその履歴を外挿し、更に地域的な要因を修正項として与えることで雨域の発達・減衰項を予測手法に導入する手法についてその可能性を検討した。

図-6には雨域が南から北へ移動した場合の各メッシュでの発達域・減衰域を抽出した例である。

図からみても気象学的に常風通り登斜面で発達し、下り斜面で減衰しており地域特性の有効性が期待される。

図-7に雨量強度の履歴を外挿して修正した場合の面積雨量についてその効果を単純外挿したものと比較した。図から1時間雨量については若干修正効果を認めることが出来るがまだ十分といえない。したがって、降雨セル自体の盛衰と地形要素を併せて考慮した修正を行なう事が必要であり、今後の課題でもある。

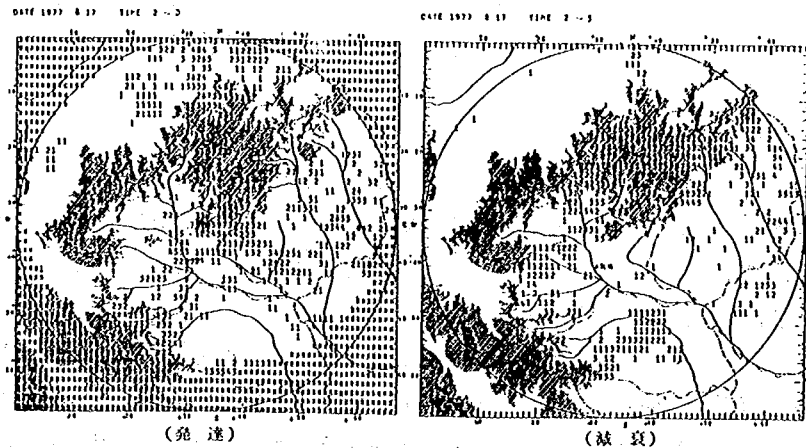


図-6. 発達・減衰場の空間分布 (10^{-2} mm/min)

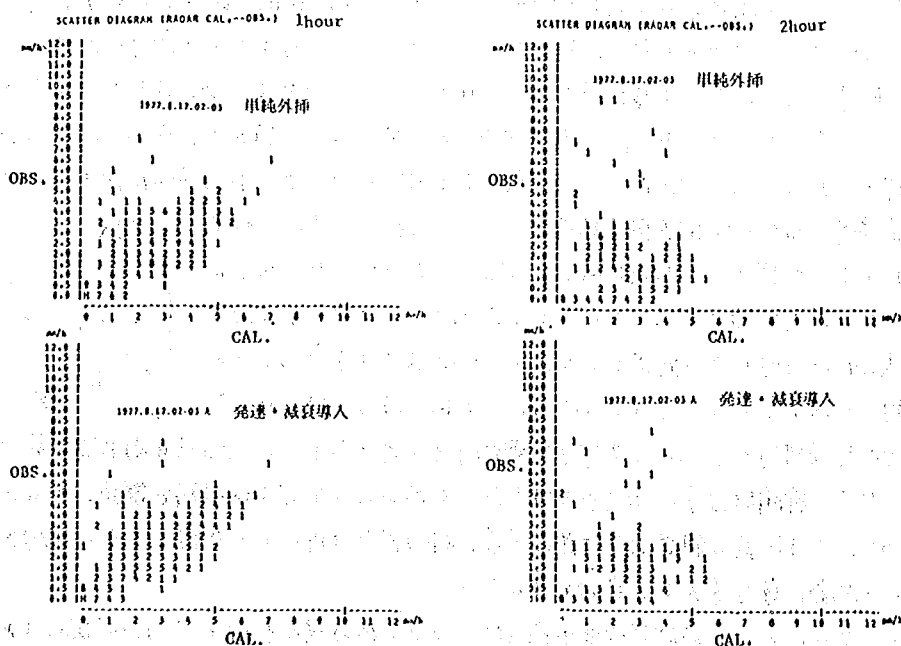


図-7. 単純外挿予測と発達・減衰項導入した場合の比較 (面積平均雨量)

1. まえがき

流域の市街化による流出変化の特徴は、そのピーク値の増大と波形の尖鋭化にある。この市街化された流域に、一時的に雨水を貯留する施設を作りピーク値を減じて平坦な波形にすれば、河川改修の対象となる計画洪水流量が小さくて済む。この、雨を一時的に貯留する施設、即ち雨水貯留施設のうち、降った雨をその場で貯めるオンサイト型雨水貯留施設について報告する。

2. 雨水貯留施設の概略諸元

オンサイト型雨水貯留施設には、雨水貯留型の施設として、公園貯留、校庭貯留、広場貯留、駐車場貯留、団地等の棟間貯留、各戸貯留、ピロティ式貯留、地下貯留及び二段式貯留等がある。他に雨水浸透型として浸透地下トレンチ、浸透井、浸透池、浸透性舗装等がある。

公園貯留は掘込み式のものが多く、公園全面に貯留するものと一部に貯留施設を設けるものがある。校庭貯留も、校庭全面に浅く貯留するものと、校庭の一部を掘込み貯留させるものがある。駐車場貯留は、自動車のブレーキドラムが濡れると危険であるので水深が制約されるが、豪雨時は駐車しなさいという条件をつけると、かなりの水深まで貯留可能となり、広い面積を稼いでいるので治水効果を期待することができる。棟間貯留は住棟に隣接して設けるため、緊急車の導入、建物の保護、幼児に対しての安全性、維持管理等を考慮しなければならない。構造は芝が主体の掘込み式が原則で、排水が滞滞しないよう考慮する。都市域の土地利用が高密度化してくると、雨水貯留のための用地の確保が困難になる。これを解消するためにピロティ式や地下貯留が採用される。ピロティ式では上部の建築物に対する耐震性の取慮から柱の面積が大きくなるケースがあることに注意すべきである。地下貯留とは道路、駐車場又は住棟の下等に貯留槽を設けるもので、排水ポンプが必要となる場合が多い。個人住宅における屋根からの雨水を庭や池に貯めるか、地下浸透を図る各戸貯留も雨水貯留施設としての効果が認められる。雨水貯留により治水効果を上げるためには、小流量時はなるべく早く雨水を排除し、大流量時に有効に貯留を果す構造が望ましい。極端な場合を想定すれば図-1のような構造は、小流量時でも高いヘッドが得られて効率がよい。これは左の箱を有効に使おうというものであり、このタイプの施設を設計する場合には対象とする降雨により左右の箱の大きさを変えるのがよく、一般的に左が小さい方がよいであろう。この例は数多く見られ、都市域での土地の有効利用の観点からますます増加すると考えられる。浸透型の雨水貯留施設には、注入井戸による方法と棟間貯留等の面的応用を持つ施設の底面を浸透性材料で置換えて浸透を促進させる方法があり、この施設の利点はその施設設置に伴う設置場所の土地利用に大きな制約を与えないこと、地下水の保全に寄与すること等が上げられる。

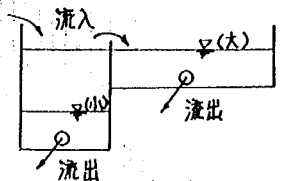


図-1

入手したデータのほとんどが調整池型であるが、それぞれの型の水深を含めた形状特性をみるために開発面積～貯留容量、開発面積～貯留池面積の関係をみると図-2、3のようになる。図-2

からみられることは、貯留容量は開発面積1ha当り300~2000m³の間にあり、500m³あたりによくあるのは、市の雨水貯留施設設置要綱の平均値が600m³/haであるためと見られる。1ha当り300~2000m³の貯留容量を降雨量に換算すると30~200mm多くのもは50~60mmということになる。大体この容量があれば中央集雨型の50mm/hの降雨による波打を、ピーク時で10mm/h程度にカットしてしまうことになる。図-3から貯留池面積との関係をみると、面積比は概ね1~5%で開発面積の大小と面積比の関係はあまり顕著な傾向はみられない。これ等から流域全体の水深の平均値をみると、面積比の平均値を2~3%とすると2~3cmということになる。次に施設別に比較してみると、その構造上、地下貯留施設、浸透型施設は小流域に限られるし、公園貯留、校庭貯留も雨水貯留以外の機能を兼ねることや構造上から、その規模が決められてしまう。前述したように、調整池型の貯留施設を主体とする水深の平均値は2~3cmとなるが、多目的利用のものはその性格上安全性を重んじなければならぬのでその水深は浅いものとなっている。公園貯留は形状としては掘込み式が多く、その湛水深はほとんど1m内外である。校庭貯留は校庭全面に貯留するものは0.2~0.35m程度、校庭の一部を掘り込み調整池型にしているものは、0.7~1.5mとなっている。

次に用地費を除いたコスト面から貯留施設の相互比較をすると図-4に示されているように単位貯留量当りの単価は概ね1m³当り3~20千円で、単価は規模が大きくなるにつれて低減する傾向がみられ、規模の経済性が認められる。但し構造や地形条件の相違の影響すると思われる地下貯留とダムタイプの調整池については、その傾向は明確には表われておらず他の施設に比べて高価になっている。公園貯留は7~8千円で、校庭貯留は3千円程度(三件の内、上の一件は雨水貯留施設のための費用以外の費用が大部分を占めていたため)と見られる。又、溜池は、既存の施設を利用したものなので単価となっている。以上が数値上に表われた事柄である。

3. 湛水実績調査

雨水貯留施設の湛水実績を調査した結果が表-1である。これにより概略の湛水頻度、水深、時間

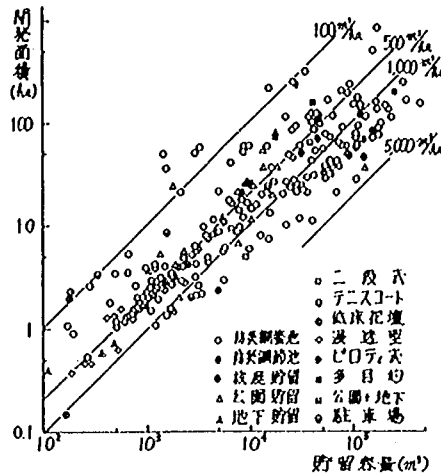


図-2 開発面積と貯留容量の関係

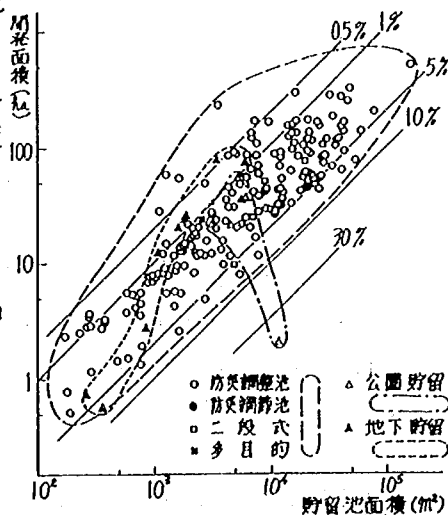


図-3 開発面積と貯留池面積の関係

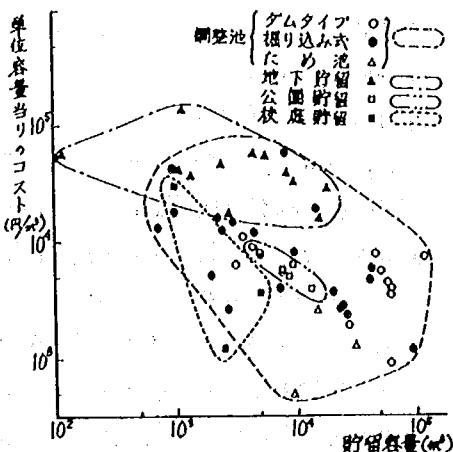


図-4 貯留容量と単位容量当りのコストの関係

表-1 雨水貯留施設湛水状況整理表

団地名	貯留方法	利用法	湛水状況			計画規模			集水区域	備考
			頻度	水深	時間	降雨施設設置時間	貯留量	面積		
あやめ台団地	既設花壇	花壇 砂場	年に数回	水たまり 40cm	短時間 1台以上	55mm/hr 2~2.5hr	—	—	0.3位 (貯留既設花壇) 0.5位 (公園既設花壇)	団地
新栄町団地	—	芝生	—	—	—	55mm/hr 3hr	500mm/ha	—	0.3 0.4	—
新座団地	緑地貯留 (公園貯留)	公園	—	水たまり 40cm	—	FR=150mm 55mm/hr 3hr	30,900	2.5	1.0 1.7	—
奥山団地	公園貯留	—	年に2回位 年に2,3回	1.5m以上 1.5m以下	1日 7日	55mm/hr (5年 or 9年)	53,900	4.3	3	—
三郷団地	運動場貯留	運動場	—	—	—	—	—	—	—	—
奥山台団地	多段式貯留	下段: 緑地 中段: 運動場 上段: 公園	Q1) S: 50年10月 雨水	中段上 20~30cm	1~2日	50mm/hr 3hr	—	下: 中2 (団地の2%) 上: 1	各段の差 は1~1.5m	—
富士見台団地	散水井 (地下浸透)	—	—	強雨時に道 路上に湛水	短時間	50mm/hr (2年に1回)	流入量 252m³/ha 浸透量 115m³/ha 貯留量 88m³/ha 放流量 49m³/ha	—	—	団地 1本当り1ha
柏町団地	浸透井 浸透地 (安全弁)	—	—	浸透地の上 湛水ナシ	—	60mm/hr (5年に1回) 1(団地内0.9, 外0.3)	浸透井 22ヶ所 浸透地 約50m²	浸透井φ=800mm 深さ10m 放流量90ℓ/s	—	団地内 および隣地 1本当り0.5ha (11.37ha)
幸町団地	—	—	台風や豪雨時	浸透地 20~30cm	—	—	—	—	—	(10.76ha)
若葉町団地	—	—	—	浸透地の上 湛水ナシ	—	—	浸透井 11ヶ所 浸透地 約700m²	—	—	(20.81ha)
高麗川団地	溜池 調整池	農業用水	溜池には なっていない	—	—	50mm/hr 3hr	—	溜池 0.1	—	溜池は団地内小 学校の一部と通 路の一部の排水 が流入

と、どの程度の機能疎外が起るかを知らることができる。しかし、対象とする期間内の降雨の特性がそのまま反映されているので、この調査結果に必ずしも平均的な状況を示しているとは限らない。従って長年にわたる平均的な状況を知るためにはシミュレーションが必要となる。

4. 雨水貯留施設の治水機能の検討

水文流出モデルにより雨水貯留施設の湛水状況を推定する。この再現においては、降雨条件が明確に与えられているので、ある条件下での湛水状況の正確な推定が可能となる。対象とした雨水貯留施設は図-5に示す(a)一般的な貯留施設、(b)個人住宅貯留施設、(c)集合住宅貯留施設の三つのタイプの施設である。又、対象とする降雨規模は東京都における降雨確率の1/3の50mm/hr及び1/30の92mm/hrとした。機能検討は、雨水貯留施設の集水面積に対する貯留池面積を与件とし、放流量を算定させ、貯留容量、最大湛水深、湛水継続時間を求めた(図-6)。これから、雨水貯留施設の容量及び排水施設規模が与えられた時、50mm/hr及び92mm/hrの降雨があった時の湛水状況を知ることができる。ただし、現実の雨水貯留施設では、開発面積に対する貯留

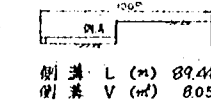
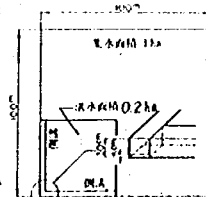


図-5(a) 一般的な貯留施設模式図

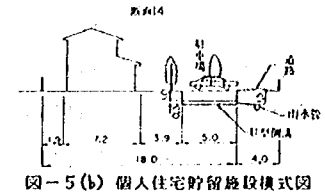
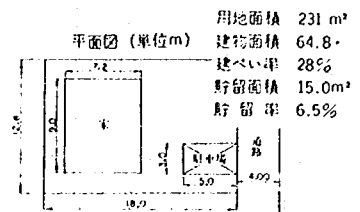


図-5(b) 個人住宅貯留施設模式図

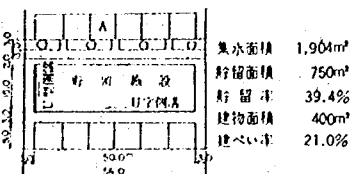
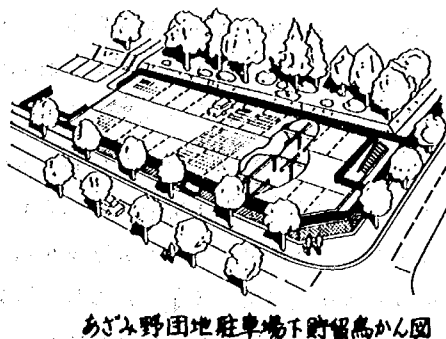
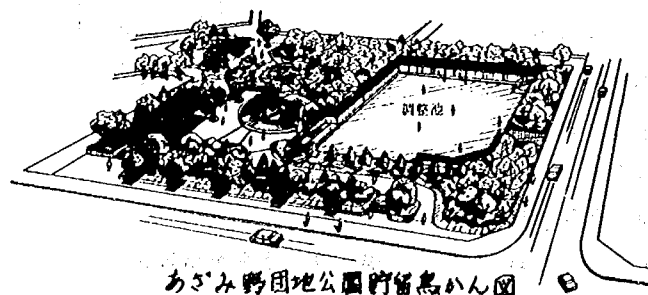
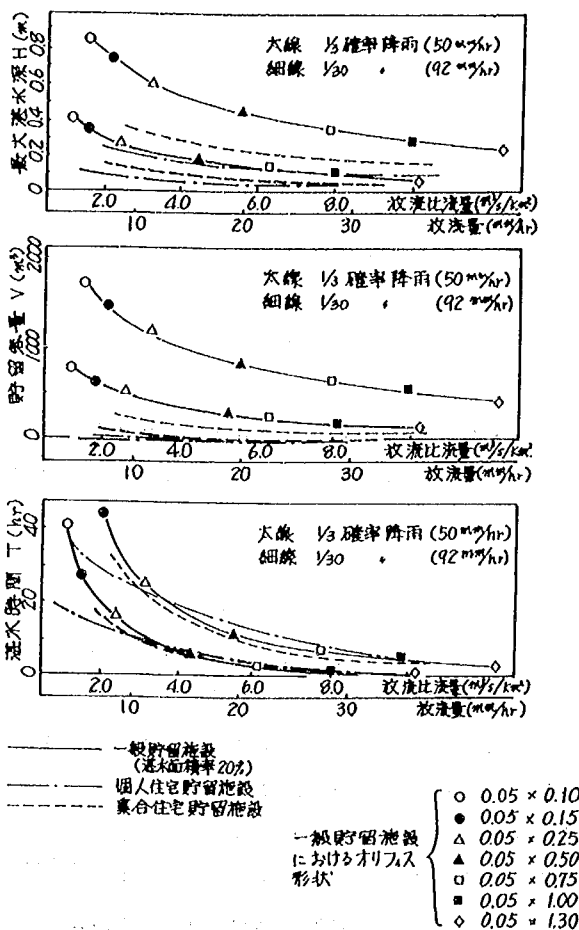


図-5(c) 集合住宅貯留施設模式図

流域面積の割合はほとんどが5%以下であり、
 この点の検討は主に標高貯留のよう施設に適用されるものと考えらるべきであろう。この結果を参照して表-1を考察すると、下流への許容放流量との関係で湛水深、湛水時間が変化するが、湛水深度は下流許容放流量が大である程、年間の湛水回数は減少するの、下流許容放流量と降雨量相当値をみれば値で検討できることになる。例えば許容放流量が20m³/hr程度であれば年に数回の生起頻度であるが、10m³/hr以下では台風や梅雨期ではほぼ降雨の度に湛水することになるであろう。又、この治水機能の検討から各果の宅地排水要綱での平均的貯留容量500~600m³/haのものをみると50m³/ha中央集中型降雨(日雨量159mm, 流出係数0.9)は流出量7~8m³/hrに落ちることが出来る。又92m³/hr降雨(日雨量286mm, 流出係数0.9)を7m³/hr程度に落ちには1500m³/haの貯留容量が必要であることがわかる。

5. あとがき

都市化によって土地の高度利用を要求される
 ところでは、不時の洪水災害のための広大な空間を確保することは必ずしも現実ではない。雨水貯留施設も調整池としての空間を専有するのではなく、通常は公園等の目的に使用できる形にすることにより、その土地をより有効に利用する多目的な形のものが必要られるようになってきた。これ等種々のオンサイト型雨水貯留施設の開発に達することを目的としてその評価を行い分析図示した。雨水貯留施設は都市河川での河川改修と神完する施設として、いろいろな形を採用されつつあり、又、現在進められている総合治水計画における流域の保水・治水機能を確保する手段として重要な手段となっている。



19 太田川河口部の波浪の変形

海岸研究室

弘田英人

1. まえがき

高潮の発生しやすい地域における河川河口部の堤防は、洪水のほかにも高潮および高潮時の波浪に対しても十分に安全とされねばならないが、高潮時の波浪に対して安全な堤防の高さについて考慮するときには、まず河道内に侵入する波がどのように変形し、また堤防へのうきあげ高はどの程度かを知らなければならぬ。

本研究は、広島県太田川河口部における高潮対策のための資料として模型実験を行なったものであり、ここでは河川の流入および橋梁を含めた消波構造物が河口部の波浪の変形におよぼす影響について報告するものである。

2. 方法

実験の対象としたのは、太田川派川の中ほど最も高潮に対して危険であると考えられる天満川河口部であり、その固定床模型は、土木研究所海洋沿岸実験棟内に縮尺 1/50 で製作した。河床は $CL1^m$ より上流部は計画河床 $TP-2.0^m$ とし、下流部は現況とした。また計画堤防(図-3 参照)は左岸 $CL3^m$ 、右岸 $CL0^m$ より上流部に設置した。堤防高はうきあげ高測定のために $TP+8.0^m$ とした。

実験は、模型海床部に設置した造波機によ、2波を発生させ河道内の波高、波況、堤防へのうきあげ高の測定を行なった。測定箇所は図-1 に示す。

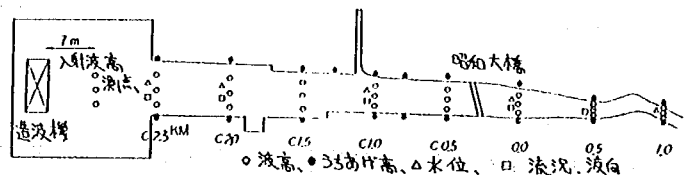


図-1 測定点位置図

実験条件としては、計画潮位 $TP+4.40^m$ (模型値 8.8^m)、波高 2.5^m (5.0^m)、周期 55^s (0.78^s)、波向は河道に平行な方向とし、これらはいずれの実験ケースにおいても同一条件とした。

河川の洪水については、高潮時に洪水の重なる確率は少ないと考え、天満川の計画洪水流量 $930^m^3/sec$ であるが流量 $500^m^3/sec$ 程度を検討を行なった。

橋梁については、昭和大桥の影響について報告する。昭和大桥は $C0.3^m$ 付近に位置し、全径間 208^m 、5スパンの合成桁橋であって、桁高は 20^m 、桁下高は両端部で $TP+4.5^m$ 、中央部 $TP+5.2^m$ であり幅員約 14^m の橋梁が2橋並んでいる。模型では橋脚も実物と相似なものとした。

消波工については、河口部の港湾区域では直立型、港湾区域外では傾斜型を設置した場合の影響について検討を行なった。直立型消波工は現在種々の形式が考案され

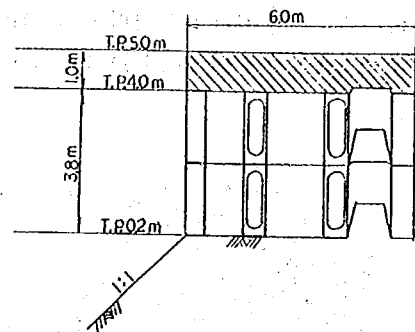


図-2 直立型消波工

ているが、多量の積型を入手しやすいという観点からフロスホローブロッツ(現地換算40ton)を使用した。直立型消波工の断面形状を図-2に示す。傾斜型消波工は異形消波ブロッツを計画堤防前面にあいたもので断面形状を図-3に示す。実験では碎石(現地換算約3.5ton)を使用した。

3. 結果

3-1 現況

現況(計画断面)における河道内での波高およびうちあげ高について現地換算したものを図-4に示す。

侵入波は河川C2.5kmにおいて河道に対して平行に進行、C2.0kmにおいては河床の影響により左岸側に屈折し、波は左岸側直立護岸に反射して右岸C1.0km付近に向う。したがって堤防へのうちあげ高はC1.5kmにおいては左岸のほうが右岸より高く、C1.0kmにおいては右岸のほうが高い。右岸C1.0km付近において反射した波は左岸C0.5kmに向い次に右岸0.0kmに向う。0.5km付近においては河道幅が狭くなっているために波が集中し波高が高くなっている。しかし1.0kmにおいては0.5km~1.0km間の河道の屈曲によって上流への波の侵入が妨げられるために波高は低くなっている。

河道内の波高と堤防へのうちあげ高の位置的变化について図-5に示す。波高は、位置的に高値のあることが判かる。これは波が河口部において左岸側に屈折しさらに両岸の堤防によって反射を繰り返して侵入していることが原因であると考えられる。堤防へのうちあげ高は、波高と同様に位置的に高値のあることが判かる。また波高は上流部で低下しているのに対してうちあげ高はほとんど低下していない、これは河口部で河道に平行であった波向が両岸の狭い場所での屈折や上流部ほど河道幅が狭まくなっていることより波の堤防への入射角度が小さくなるためだと考えられる。

3-2 河川の流水の影響

河川流のある場合の河道内での波高および堤防へのうちあげ高について現地換算したものを図-6に示す。

さらに流水の影響について、流水のある場合とない場合の結果をそれぞれ同一地点において

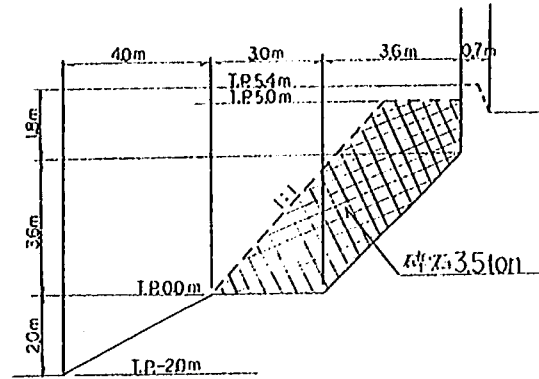


図-3 傾斜型消波工

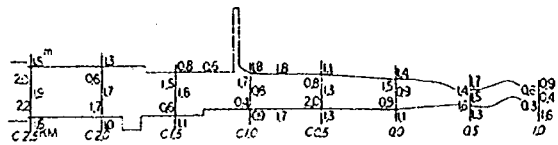


図-4 波高、うちあげ高の平面分布(現況)

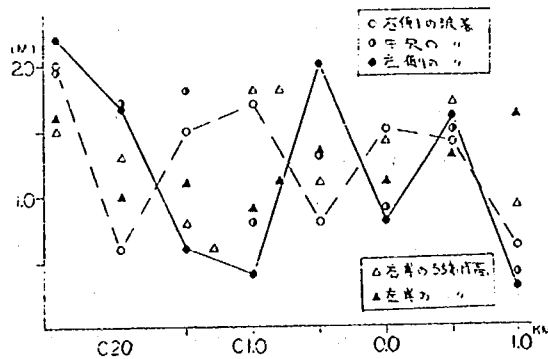


図-5 波高、うちあげ高の変化(現況)

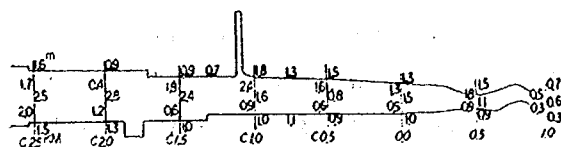


図-6 波高、うちあげ高の平面分布(河川流有)

比較したものを図-7に示す。

流れのある場合、波高については、 $C2.5\text{km} \sim C10\text{km}$ の間では中央の測点の波高が大きく、また $C0.5\text{km}$ より上流では中央と右側の測点の波高が大きく、そして左側の測点の波高は小さくなっている。うさあげ高については、 $C2.5\text{km} \sim C0.5\text{km}$ の間ではほとんど影響はなく、 0.0km より上流部では兩岸とも値下しているが値下の比率は左岸のほうが大きい。これら実験結果から判断すれば、流れは、波の屈折に影響を与えると考えられるが、波のエネルギーに対してはほとんど影響がないと推定される。さらにうさあげ高が上流部で値下していることから、流れは、兩岸が浅いために起こる兩岸方向への屈折を抑えるため、波の堤防への入射角度が大きくなりうさあげ高が値下するものと考えられる。

3-3 橋梁の影響

橋梁の影響について、昭和大橋のある場合とない場合の結果をそれぞれ同一地点において比較したものを図-8に示す。

昭和大橋のある場合、昭和大橋の下流部では河道内での屈折と反射の状況は昭和大橋のない場合とほとんど変化は見られないが、波高は昭和大橋の下流部 $C1.5\text{km} \sim C0.5\text{km}$ と上流部 $C1.0\text{km} \sim 1.0\text{km}$ の間で大きく、うさあげ高は昭和大橋の下流部 $C1.0\text{km}$ 付近で大きく、上流部では小さく、うさあげ高が大きい。

昭和大橋の下流部では昭和大橋の反射波と重なるために波高およびうさあげ高が大きくなると考えられる。昭和大橋の上流部では波高も低くなると考えられたが、昭和大橋の場合には中央部では橋下高が水面より約 0.8m 高く、このため橋の中央部では波が通過する。また昭和大橋の上流部には屈曲部があるため、そこから上流へは波は侵入しにくく反射するために次第にエネルギーが累積されたためだと考えられる。

一方昭和大橋の上流部のうさあげ高が低くなっているが、これは波が橋の中央部を通過しているためだと考えられる。

3-4 消波工の効果

直交型消波工の効果について図-9に示す。

波高については、設置区間、区間外を通じてほとんどその効果は見られない。一方うさあげ高については、幾分値下している。直交型消波工の効果がほとんど見られない原因としては、直交型消波工の設置位置が河口部であるために堤防への波の入射角度が大きいためにより消波効果を発揮できない。さらに護岸区間であるために先端高が制約されることにより充分な消波効果を期待できないためだと

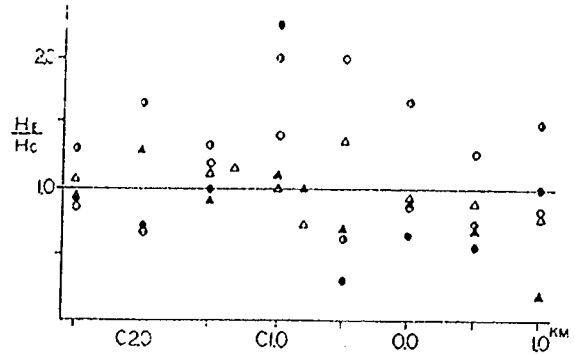


図-7 河川の流れの影響

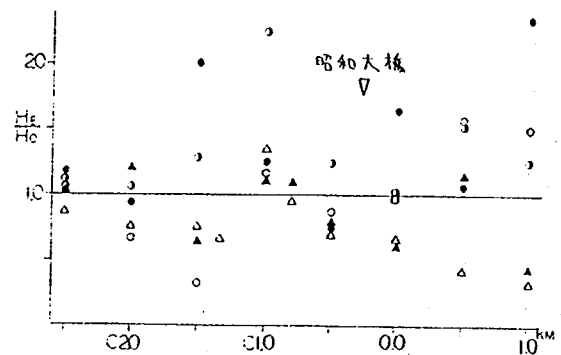


図-8 橋梁の影響

考えられる。

傾斜型消波工の効果について図-10に示す。

波高については、設置区間の下流部ではほとんどその効果がない、設置区間およびその上流部では5〜8割程度に低下している。一方うさあげ高については、波高同様に設置区間の下流部では効果はないが、設置区間では2〜4割、さらに設置区間の上流部でも4〜6割に低下する、うさあげ高の減少の割合は波高の減少の割合よりも大きくなる。これは消波工が堤防前面にあることにより反射波を少なくするとともに堤防へのうさあげ高も低く抑えるという二重の効果によるものと考えられる。

4 まとめ

以上の実験により次のことが明らかにされた。

①河川の流況は、波のエネルギー減少に対してほとんど効果がなく、波の屈折の状況を変える。

②橋梁の消波効果は、橋脚が水面上にある場合、橋高が水面に近づくほど効果的であるが、場合によってはその上流側にエネルギーを蓄積することもある。

③本実験で利用した消波工のうち直立型は、波が斜めに入射する場合には消波効果は期待できず、有効な方法とはいえない。傾斜型は、反射波を少なくするとともにうさあげ高を低くする効果がある。

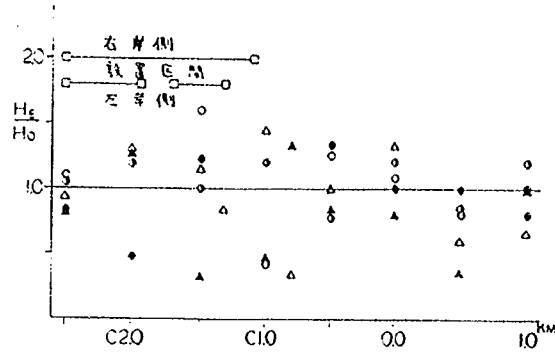


図-9 直立型消波工の効果

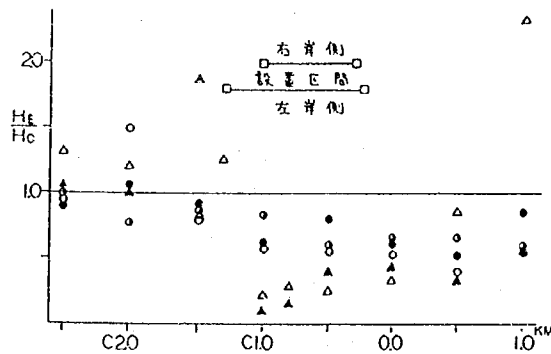


図-10 傾斜型消波工の効果

1. まえがき

山地河川は、平野の河川と比べて出水時の河床変動が大きい。これは、平野の河川の場合、断面ごとの流砂量が比較的バランスしていて、平均的な河床変動よりも局所洗掘や河床波による変動の方が大きいのにに対して、山地河川では、勾配が急で単位幅当りの流砂量が大きいだけでなく、山腹崩壊、河岸浸食、土石流といった土砂生産現象の突発性のために、供給土砂量と流水の輸送能力がバランスしないためと考えられる。具体的には、山地の河道では平時は流量が少なく、谷幅の一部に限られた幅の流路を形成して河床低下し、長時間にわたってアーミングが進行する。また、ある程度以上の流量になるような降雨時には、山腹崩壊や土石流が発生して勾配の変化点付近を中心に急激な河床上昇を示す。しかも、このような土砂供給は、出水の全時間にわたって存在するのではなく、ある時はピーク流量発生前であり、ある時は出水の後半であることもある。さらに、そのような豪雨の後では上流部に移動可能な土砂が残存し、小出水でも流砂が流れの輸送能力まで存在することもある。したがって、いつ、どこに、どれだけの土砂生産または移動可能土砂量を考えるかということが、砂防計画を考えるうえでの最大の問題となる。以上をまとめると、ある時、ある区間で図-1のような概念図となるが、同じ場所でも大きな土砂流出があった後などは、④のグラフは大きく変化すると考えられる。 $Q < Q_1$ では河床低下により、護岸、根固等の災害が発生し、 $Q > Q_1$ では河床上昇による溢水、氾濫が発生する可能性がある。このように、山地河川の河床変動を予測しようとするれば、上流からの給砂量、場合によっては生産土砂量を推定しなければならない。ところが従来の山地河川の河床変動の研究では貯水池堆砂問題も含めて、上流より輸送能力いっぱい土砂が流入するとして計算し、縦断面測量の結果に合わせるために流砂量式を修正する方法が多くとられてきた。著者らは計算手法を固定し、すべてを上流よりの(溪岸も含む)流入土砂量にしり寄せさせる方法を取ることにして作業を始めている。また、上述のように平時の河床変動測量結果は、給砂量の不足した状態に対するものであるので、実験を並行して行ない、計算値と比較することにする。本報告は、最終段階の流域として砂防施設の効果をシミュレートするための基礎的な計算例である。

2. 目的

山地河川の河床変動の計算方法を前述のように考えると、上流端よりの流砂量と、河道の移動可能土砂量の算定方法をのぞくと、流砂量式の選択、アーミング過程のモデル化などが問題となり、期待される成果の一つとして勾配変化点や砂防ダム上流での河床変動がある。そこで本報告では、実験値と比較しながら流砂量式を決定し、若干の計算を行なって河床変動状況を推察する。

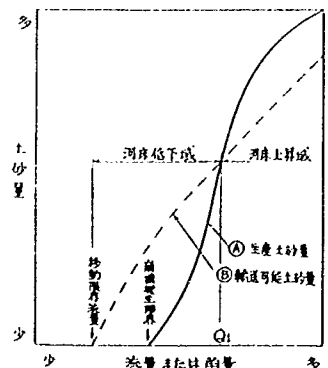


図-1

3. 結果

3.1 流砂量式の選択

(1) 掃流砂量式および河床変動計算手順

砂防における最も典型的な問題である砂防ダム上流の河床変動をまずとりあげ、特に満砂後の河床変動を取り扱う、いかえれば下流端の高さが一定という条件である。河床変動計算に際して、対象とする河川の河床勾配が $1/100$ 以上で、場所的に常流になったり、射流になったりすることから流れを擬似等流とした。

流砂の連続式は、
$$\Delta Z = \frac{Q_{B上} - Q_{B下}}{(1-\lambda) B \Delta x} \Delta t$$

ここに、 ΔZ : Δt 時間の河床上昇量 λ : 砂の空隙率 = 0.4

$Q_{B上}$: 計算断面への流入砂量 B : 河幅

$Q_{B下}$: 計算断面からの流出砂量 Δx : 計算点の間隔

である。山地河川に適合した掃流砂量式を選択するために土研式、ブラウン式、芦田・高橋・水山式、メイヤーピーター式を用いて河床低下および河床上昇の計算をおこなった。計算結果は実験結果と比較するために下流端に流出する土砂量でおこなうのが一般的であるが、ここでは河床縦断形で比較している。図-2 は河床低下、図-3 は河床上昇の計算結果である。河床上昇の例では河床が上昇しすぎるという結果となり、その原因として実際には下流端から流出する土砂量が多いか、または上流端からの給砂量が少ないということが考えられ、実験結果は、30分と40分の河床にほとんど差が無いことから平衡状態に達して、流出砂量が設定した給砂量より少ないと考えられるので30分の流出土砂量を給砂量として計算すると、河床低下の例と同様に、河床上昇においても、芦田・高橋・水山式、メイヤーピーター式が良く適合した。また、計算時間全体に渡って一定流量を流し、前半を給砂し、後半を給砂しないという例を図-4に示す。

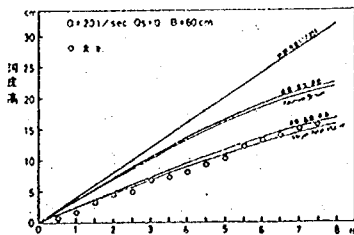


図-2 30分後の河床高

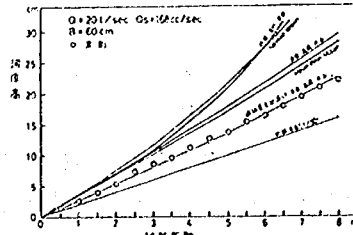


図-3 30分後の河床高

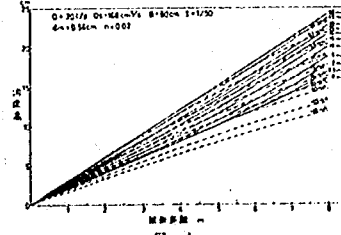


図-4

(2) 土石流から掃流に変化する勾配での流砂量

山地河川では、土砂の移動形態が掃流移動でなく、集合移動の形態をとる場合がある。そのような急勾配での土砂流出現象はまだ研究の段階であるが、水山によると流砂量を勾配の関数によって表わしている。

3.2 砂防ダム上流の河床変動(勾配変化点の堆積)

(1) 掃流砂の堆積

勾配変化点は、土砂流出時に河床上昇する点で、氾濫の可能性の最も高いところである。図-5 は、図-6 のハイドログラフ流量を使って計算時間全体に渡って給砂した例であり、図-7は、洪

水の前半に、図-8は、洪水の後半に給砂したという例である。図-7・8で、河床底下に下限を与えていないが、実際には、基岩の存在や、地山に耐侵食性が期待できることから、それほどは低下しない。しかし、上流よりの給砂のタイミングによって河床変動がまったく変わってしまうことを認識することができる。

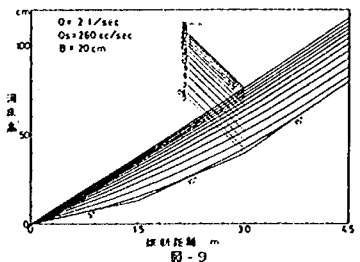
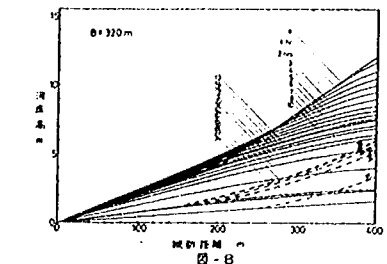
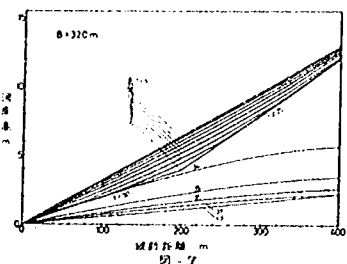
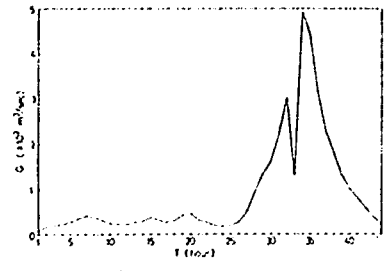
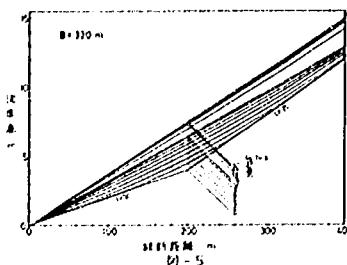
② 土石流の堆積

図-9は、流砂量の式に土石

流の実験式を用いた例であり、勾配は、 $15^\circ \rightarrow 10^\circ \rightarrow 5^\circ$ と変化している。図-9では、土石流のフロントの挙動が表現されておらず、また、給砂も実際には有限であるが、土砂の供給が十分なされれば、上流の勾配に漸近するように堆砂が進行することがわかる。

3.3 アーミング現象

静的平衡勾配よりも急な河床に給砂の無い状態で一定流量を与え続けると、初期に急激に河床低下した後、混合砂礫床では、アーミング現象が進行する。そのような状態を検討する材料として前述の、60cm幅の水路と河床材料を用いて90時間に及び長時間通水実験を行なった。実験条件は、初期河床 $1/25$ 、流量 20 l/sec である。ここでは、2時間目から測定を開始したので河床高の変動(図-10)、流砂量(図-11)、摩擦速度(図-12)は、先の実験結果の後に続けてプロットしたものである。両者は、若干整合しないところもあるが、続けて考えることができる。河床高の図は平均河床を示し、60分以内にほぼ安定し、その後はほとんど変化しない。最終安定勾配は、 0.019 程度である。流砂量は20分頃まではあまり変化なく、その後、急激に減少し1時間で初期の流砂量の $1/10$ 、2時間目で $1/100$ 、4時間目で $1/1000$ となる。一方摩擦速度は、勾配の減少につれて、水深が増加するのためにあまり減少せず15分の 11.1 cm/sec から最終状態の 9.5 cm/sec になる程度である。初期河床の平均粒径 0.56 cm に対する無次元掃流力 τ_* は、 0.14 から 0.103 に変化する。 $\tau_* = 0.10$ は、十分流砂量のある掃流力であり、河床の粒度分布の変化を考慮しないと、この領域の減少が説明できないことは明らかである。流出砂の平均粒径および粒度分布は90分までは、図-13のようで、初期の状態とあまり差が無い。しかし、90~120分以後は、流出砂の平均粒径は $3 \sim 3.5\text{ mm}$ に減少し、120分時の河床砂の平均粒径は $12.3 \sim 14.4\text{ mm}$ と初期の2倍にまで大きくなっている。もっとも、河床砂の粒度分布は採取の方法によって差がでるが、ここでは表面に見えるものだけを採取するように努力した。上述の平均粒径に対する無次元掃流力は、 0.048 程度となっている。流出土砂の平均粒径が時間とともに



にそれほど減少しないことは意外であり、15時間以降は、アーミングが十分進行し、粗粒子の突発的な移動もあって、流出砂の平均粒径の変化が生じているものと考えられる。90% 粒径の時間的变化も同じ図中に示すと、2時間目頃に急に小さくなって、その後、10時間目まではあまりこの時点では変わらず、その後、変化が大きくなる傾向が見られる。流砂量がかなり小さくなっているため、大きい粒子が1個入ることによって粒度分布がかなり変化するためと考えられる。

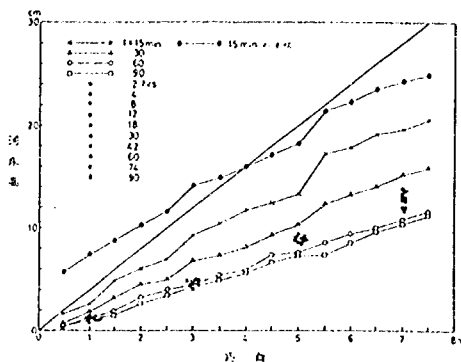


図-10 90% 粒径の時間的变化

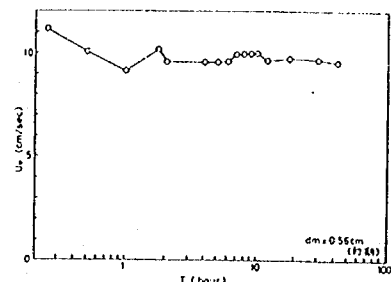


図-11 φ の時間的变化

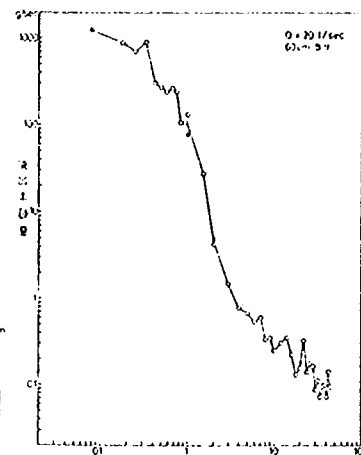


図-12 流出砂の平均粒径の時間的变化

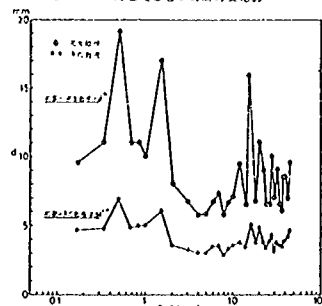


図-13 流出砂の平均粒径

4. まとめ

山地河川の河床変動を河床変動計算、二次元的な基礎実験を通して議論してきた。実際の河川に十分適用できかつ、そこに現れる種々の現象を十分表現する方法にはほど遠いが、本研究を通して、次のことが明らかとなった。①山地河川の河床変動を追跡するには種々の問題があるが、その1つの流砂量式については、平坦河床のものを用いるのがよい。②河床低下は、90% 粒径程度の最大粒径の移動限界で決まり、流量が少ない場合には、流れの集中が生じる。③アーミングによって河床表面は粗くなるが、その間河床高の変化はほとんどなく、また、アーミングは長時間をかけて進行する。④実河川の河床変動のマクロな追跡は可能であるが、局所的な現象の影響も大きいのでどこまで合わせることができるかという問題が残る。⑤上流からの給砂条件が不明であることを考えると、河床変動計算の中途半端な適用には否定的にならざるを得ない、さらに種々の現象を考慮した総合的河床変動計算手法の確立が必要である。

参考文献

- 水山高久、土石流から掃流に変化する勾配での流砂量 新砂防 116 Vol. 33 No. 1
水山高久・北山滋基、砂防ダム上流の河床変動に関する研究(Ⅱ) S 55 年度砂防学会研究発表会概要集

21 地下水排除工の効果

新潟試験所 福井義隆

§1. まえがき

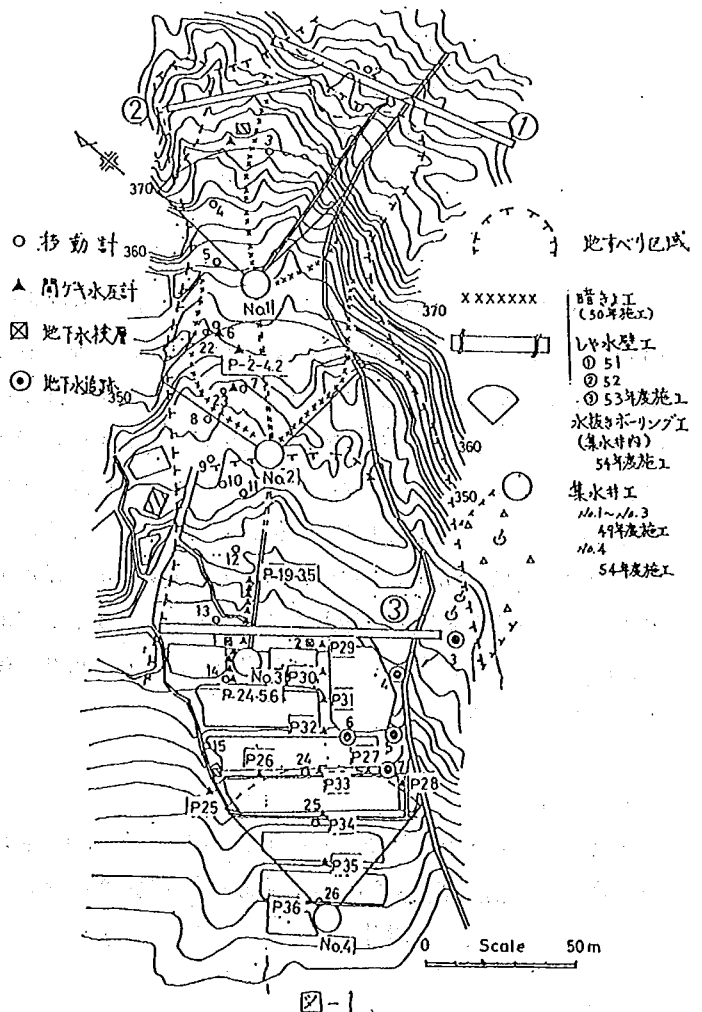
地すべりの発生及び運動の原因として、地下水が重要な役目を果しており、地すべり防止工事のなかでも地下水排除を目的とした、抑制工の施工件数は大きな割合を占める。しかし、これらの防止工事の効果も追跡観測を実施している例は非常に少ないのが現状である。ここでは、すべり面が比較的浅く、新潟試験所の試験地である、猿供養寺地すべり（新潟県中頸城郡板倉町）において施工された地下水排除工（暗きょ工、しゃ水壁工）の施工効果を移動計と間隙水圧計を中心とした計器で測定した（図-1参照）。また、すべり面の土質試験を行ない、せん断強度定数を求め、この値と間隙水圧と地下水位に換算して安定解析を行なったので報告する。

§2. 地すべりの地質構造と土層構成

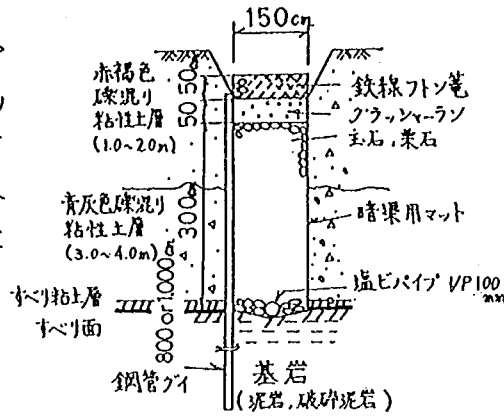
同地すべりは新第三紀中新世寺泊層の黑色泥岩と安山岩岩脈が貫き、形成されに犬ヶ山（571.6m）の南西斜面に発生している地すべりである。この貫入岩体は、地層を持ち上げ、ドーム構造を形成して背斜構造と同様の効果を与えている。このために黑色泥岩の風化、破砕が著しく、モンモリロナイト化も顕著で地すべりは、ドームを中心に放射状に分布している。

土層構成は、図-2に示すように地表面下1.0~2.0mは有機質を含んだ比較的透水性が大きい、不飽和の赤褐色粘土層であり、その下部は3.0~4.0mの厚さではほぼ完全飽和した青灰色粘土層（透水性が $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{cm/sec.}$ ）で構成されている。さらに、その下部には厚さ2~5cmの軟弱なすべり粘土があり、この面で地すべりが発生している。

§3. 地すべりの移動、地下水特性



移動時期は毎年10月中旬頃から移動を開始し、12月上旬の長雨により、移動はもっとも盛んとなり1月の降雪でピークとなる。2月下旬から4月の融雪期になると移動も停止していく。移動量は10年ほど前は年間2~3mであったが現在は年間2~4cm程度である。また、地下水位変化は§2.の上層構成の説明より、青灰色粘土層が完全飽和状態となっており、透水係数が小さいことから、主に赤褐色粘土層内での地下水位変化が地すべり運動に密接な関係にあることがわかっている。



§4. 測定方法

図-2 土層構造としゃ水壁工の断面

- 1) すべり面直上に間隙水圧計(容量1kg/cm²)を埋設して、暗きょ工及びしゃ水壁工施工後の復合効果を移動計とともに追跡観測した。図-1の移動計No.6と間隙水圧計P-2-4.2を使用した。
- 2) 昭和53年度に施工された第3号しゃ水壁工の間隙水圧低下とその影響範囲を測定するためにその上、下流部に間隙水圧計を縦断的に埋設した。
- 3) 試験地斜面に観測井戸を掘削し、すべり面粘土を採取した。すべり面粘土の繰返し面せん断試験結果より $C=0$, $\phi=18^\circ$ を得た。この数値を用いて同斜面の安定計算を行ない、地下水排除工効果を確認した。

§5. 測定結果

1) 結果は図-3に示す。移動計と間隙水圧計の設置が暗きょ工の施工直前だったため、施工前の移動量、間隙水圧データは確認できないが、暗きょ工完成前に移動量が約1000mmに達するが施工完了の1年後は250mmを示している。1年間で移動量が1/5に激減している。さらに、試験斜面の上部に第1, 第2号しゃ水壁工が施工されると、移動も停止してしまった。このため、防正工事前までの同地すべりの移動パターンはこの時点ではなくなった。

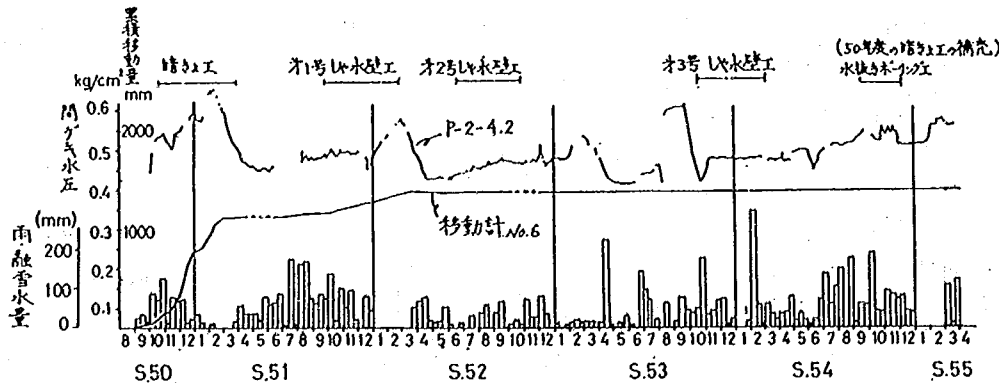


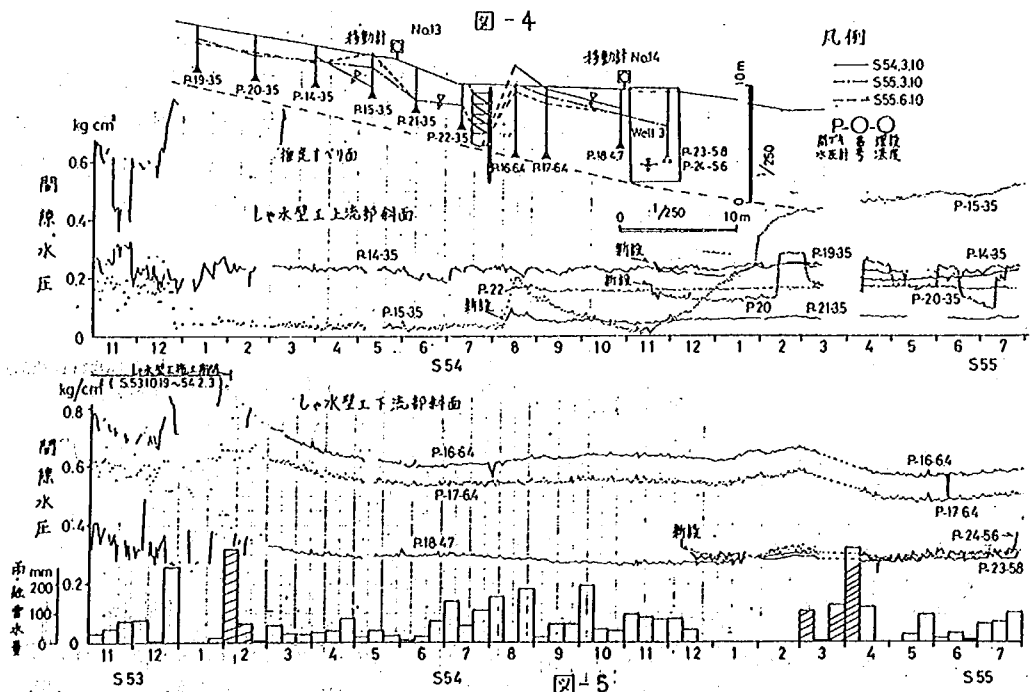
図-3

2) 一方、間隙水圧についてみると、毎年積雪時に大きなピークが出現し、そのピーク値も $0.625 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 0.578 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 0.538 \text{ kg/cm}^2$ と低下していき、昭和53年8月～9月に突然大きなピークが出現してしまった。その後はあまり変動もなく、 $0.48 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 間の値を示している。

同斜面上部に施工された防止工事の進捗に伴い、斜面内の間隙水圧移動量と同様に順次減少してきている。この現象は、前線性豪雨及び多量の融雪水があって間隙水圧は一時上昇するが斜面に与える影響は殆ど見られない。

3) 昭和52年6月以降から移動計には、微少ながら沈下の記録と促えており、防止工事の施工位置より下流部に設置した移動計にこの現象が多く見られる。

4) 図-4は、昭和54年3月10日、昭和55年3月10日、6月10日の間隙水圧を地下水位に換算したものである。図-5はしゃ水壁工の上、下流部に埋設した間隙水圧の経日変化と10日累積雨量を示したものである。これから、しゃ水壁工上部に設置した間隙水圧計の測定値に低下の様子と効果の影響範囲はハッキリしない。この原因として、しゃ水壁工施工当時から限界間隙水圧近くまで低下しているものと推測される。ただし、P-15-3.5mは除く。また、下流部に設置した間隙水圧計からは間隙水圧の低下と影響範囲が判断できる。P-16-6.4の測定値が入るのは、問題としても、上流部の地下水をシャットアウトしているため、漸時低下の傾向にある。影響範囲としては、下流部約15m前後であろう。しかし、第3号しゃ水壁工が同地すべりに与える影響は大きく、地すべり末端までの移動は激減し、極微動の状態にある。



5) 安定解析手法は、スライス法と簡易サンブー法の2種類を用いて、防止工事施工前と施工後の

毎年3月10日と6月10日を選んで行った。この結果を表-1に示す。この表から見ても防止工事が施工されると安全率も次第に上昇していることがわかる。現在の安全率が1.10～1.14の範囲にあることから、防止工事施工計画どおりの成果を得ているものと判断し、効果が発揮されているものと考えられる。

表-1

計算定数		$\phi = 18^\circ, C = 0 \text{ t/m}^2, \gamma_t = 1.85 \text{ t/m}^3$	
年	月	スライス法による F_s	簡易ヤング法による F_s
51	3月	0.977	0.985
	6月	0.988	0.992
52	3月	0.996	1.012
	6月	1.02	1.04
53	3月	1.05	1.07
	6月	1.077	1.09
54	3月	1.08	1.10
	6月	1.12	1.13
55	3月	1.11	1.12
	6月	1.13	1.14

§ 6. まとめ.

- 1) 地下水排除工施工の効果測定を移動計と間隙水圧計の観測によって実施しているが、ある程度把握できることが判明した。さらには、地すべり防止工の排水量を測定し、水収支の面からも効果を究明したい。
- 2) 地下水排除工施工に伴う地下水位(水圧)低下を予測し、モデル解析を試みるために、現在の計器配置を考慮する必要があると思われる。
- 3) 間隙水圧計はその埋設方法により、観測に与える影響が大きく、データを解析する上で苦しいことが多い。普通、 $\phi 66 \text{ mm}$ でボーリングしたのち、砂、計器、砂、セメントミルクの順に充填する訳だが、この埋設方法では、計器に荷重がかかり過ぎるため、その緩衝体として、ベントナイトをセメントミルクの下に充填することとした。今後の埋設はこの方法を採用したい。

(参考文献)

- 1) 砂防事業調査費報告 ; 猿供養寺地すべり調査, 昭和49年～54年.
- 2) 中村 ; 地すべり斜面の安定計算式の検討, 土技資 20-8.
- 3) 近藤 ; 浅い地すべりの地下水排除工の考え方, 第17回地すべり学会研究発表会.
- 4) 五十嵐, 白石(一), 福井 ; 猿供養寺地すべりの沈下現象について, 第18回地すべり学会研究発表会.
- 5) 小川, 池田, 青山 ; 地すべり地での間隙水圧および排水量の測定, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集.
- 6) 土質工学会 ; 斜面安定, 土質ハンドブック.
- 7) 中村, 白石(二) ; 雪の地すべりに与える影響について, 地すべり Vol. 10, No. 1.

22 貯水池の水位変動現象とその対策

水資源開発研究室 佐々木 元

1. はじめに

ダム流入量は貯水池操作における最も重要な基本量の一つであり、ダム流入量を的確に把握することは安全かつ効果的な洪水調節操作を実施する上での必須条件となっている。本研究は、ダム流入量の推算精度に支配的な影響を与えていると考えられる貯水池の水位変動の実態及び推算精度に及ぼす影響を分析するとともに、貯水池の観測水位から変動成分を除去し静水位成分のみを抽出する手法を提案し、従来より採用されている貯水位データの自動処理方法である移動平均法との比較検討を行った結果について一次的な成果が得られたので報告するものである。

2. 水位変動が流入量把握に及ぼす影響

現在採用されているダム流入量の把握方法としては、

- ① 上流河川水位から当該水位観測地点の流量を求め、これをダム地点流入量に換算する方法。
- ② 一定時間内における貯水量の増減分と延べ放流量の合算量から求める方法。

の二つの方法がある。しかしながら、これらいずれの方法においても実務上いくつかの誤差要因を含んでいる。①の方法では、河川水位-流量関係のバラツキによる誤差及び観測地点からダム地点への換算時の誤差等がある。②の方法においては、水位計による貯水位の測定誤差が主な要因である。一方、全国の管理ダムにおける流入量の把握方法としては、殆んど②の方法が採用されている（昭和54年度の調査によると、建設省関係の196ダム中、189ダムに及んでいる）。したがって、ここではこれらの実態にもとづき②の方法について誤差の要因分析を行ってみる。

貯水量の増減分と放流量の関係からダム流入量を推算する場合、図-1に示す各要素間の関係からダム流入量は次式により示される。

$$Q_{iN} = \frac{2 \{ V(H_N) - V(H_{N-1}) \}}{\Delta T} - Q_{oN-1} + Q_{oN} + Q_{oN} \quad \dots\dots\dots (1)$$

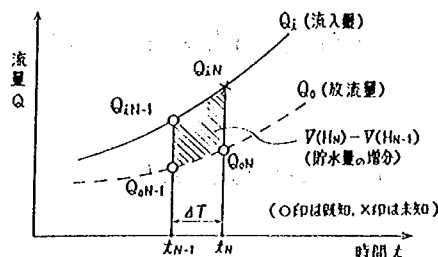


図-1 流入量・放流量・貯水量増分の関係

ここで

ΔT ; 計算時間間隔 ($t_N - t_{N-1}$)

Q_{iN}, Q_{iN-1} ; t_N, t_{N-1} における流入量

Q_{oN}, Q_{oN-1} ; t_N, t_{N-1} における放流量

$V(H_N), V(H_{N-1})$; t_N, t_{N-1} における貯水量

H_N, H_{N-1} ; t_N, t_{N-1} における貯水位

オ (1) 式において $Q_{iN-1}, Q_{oN-1}, Q_{oN}, \Delta T, V(H_{N-1})$ は既知であると仮定すれば、流入量 (Q_{iN}) の算定における誤差要因は $V(H_N)$ のみとなるから水位観測誤差の流入量把握に与える影響度合は (1) 式を H_N で微分することにより求められる。

$$\delta Q_{iN} = \frac{2}{\Delta T} \times \frac{dV(H_N)}{dH_N} \times \delta H_N = \frac{2 \cdot A(H_N)}{\Delta T} \times \delta H_N \quad \dots\dots\dots (2)$$

即ち、貯水池流入量の推算誤差は、水位観測誤差 δH_N とその時の貯水池面積 $A(H_N)$ の積に比例し計算間隔 ΔT に反比例するといった単純な関係で示すことができる。(2)式において、 $A(H_N)$ は貯水池の形状から定まる値であるから、流入量推算誤差を小さくするためには、

- a) ΔT を長くとり
- b) δH_N を小さくする

といった二つの対応方法がある。a)については、 δQ_{in} そのものは小さくなるが、 ΔT を長くすると流入量の把握における時間遅れが大きくなり貯留量の増大につながるため、これからマイナス要素との関連において設定する必要がある。一方、 δH_N を小さくすることによるマイナス要因は見当らない。このような観点から、ここでは δH_N をいかに小さくするか

(貯水池水位をいかに正確に把握するか)といった立場から検討を試みることにする。なお参考のために、表-1には貯水池の水位に1cmの観測誤差があった場合の Q_{in} の推算誤差を貯水池面積毎に示した。この場合、 ΔT は600秒(10分)としている。

表-1 貯水池水位観測誤差(1cm)に対する流入量推算誤差

貯水池面積(km ²)	流入量推算誤差(%)
1.0	33
2.0	67
3.0	100
4.0	133
5.0	167

ただし、 $\Delta T = 600 \text{ sec}$

3. 貯水池の水位変動の実態と要因

貯水池の水位観測値は、貯水量の増減による水位変化である「静水位変動」と、風等の外的要因を受けた「波動的変動」が合成されたものであり、後者が流入量推算時における誤差成分 δH_N となる。

波動的変動の外的要因としては次のものが考えられる。

- (1) 風による影響
- (2) 洪水時等における流入量あるいはゲート操作等にもとづく放流量の急激な変化による影響
- (3) 地震あるいは土砂崩れ等の突発的な現象による影響

これらの影響を受けて水面の変動は貯水池の水深・幅・長さ等に支配された動的特性(変動幅、周期)を呈することとなる。これら外的要因別の貯水位観測事例を図-2に示す。これらの波動的変動の周期としては、短いもので風の周期に支配された数十秒程度のものであり、最も長いものでは

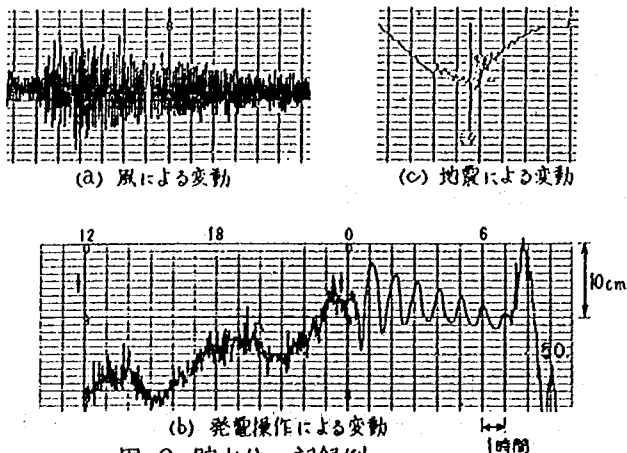


図-2 貯水位の記録例

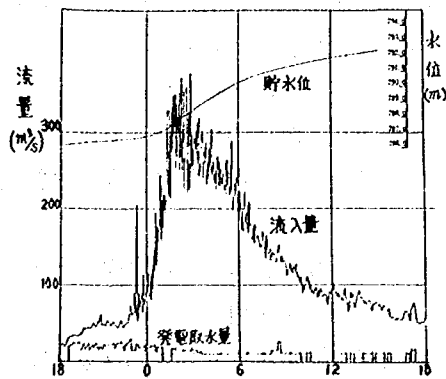


図-3 流入量計算例

セイシュによるもので数十分に及んでいる。また、変動幅は1cm程度の小さいものから、十数cmに及ぶものもあり、これらの実態と表-1の結果を照合すれば流入量推算時における水位変動の除去の重要性が明らかとなる。なお、このような実態にもとづき算出された流入量の計算例を図-3に示す。

4. 水位変動の除去法

貯水池の水位観測値 $h(x)$ は、次式によって表わす。

$$h(x) = f(x) + p(x) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $f(x)$ は静水位変動成分であり、 $p(x)$ は波動変動成分である。(3)式において、 $p(x)$ が風・ゲート操作等の外的要因を受けた水位攪乱項となっており、この項を除去して静水位成分 $f(x)$ のみを抽出する手法を確立することが本研究における主要目標の一つである。 $p(x)$ の除去方法としては、機械的対応と数学的対応が考えられる。

機械的対応方法の一つとしては、ゲート操作による水位変動あるいは風浪による変動を受けない位置に水位計を設置することであり、他の一つは、水位測定塔の構造を工夫することにより短周期の波動成分を除去することである。しかし、長周期の波動成分の除去に対しては、静水位変動を把握することに時間的な遅れが生じて問題が残る。

数学的対応とは、(3)式における水位観測値 $h(x)$ から数学的に右辺のオ2項を除去する方法であり、従来から用いられた方法として移動平均による平滑化の方法がある。しかしながら、この方法においてもセイシュ等の長周期の波動成分を除去するためには移動平均の時間を長くする必要があり、結果的に時間遅れを伴うので問題が残る。次に、ある一定間隔(最長周期の2~3倍程度)の合成波を実測値にもとづき近似関数により再現し、この近似関数の中で波動成分の最長周期以下の周波数成分を除去した残りを静水位変動であると見なす方法がある。ここで、最長周期は貯水池のセイシュで与えられる。図-4は、貯水池の形状から推算した周期と観測周期の相関を示したものであるが、比較的良く整合している。つまり、波動成分といえどもある規則性を有しているものであり、数学的にその規則性を明らかにすればその成分の除去は可能となる。

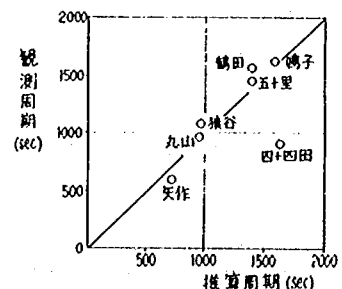


図-4 推算周期・観測周期の関係

ここでは、数学的手段としてはフーリエ級数を近似関数として採用し、モデルケースにおいて波動変動成分の除去の可能性について検討を加えた。

5. フーリエ級数による数学的方法

5.1. 計算の手順

本研究で提案する波動変動成分の除去手順は以下に示すとおりである。

- ① データ長 N 個の観測水位 $h(x_i)$ から2次回帰によりオ1近似の静水位成分 $f_1(x_i)$ を求める($i=1\cdots N$),
- ② オ1近似の波動成分 $p_1(x_i) = h(x_i) - f_1(x_i)$ を計算する。

③ $P_1(x_i)$ のフーリエ分析を行い、最長周期 (セישユ) T_{max} 以下の周期を有する波動成分をオ 2 近似の波動成分 $P_2(x_i)$ とし、 $f_2(x_i) = P_1(x_i) - P_2(x_i)$ をオ 2 近似の静水位成分と考える。

④ $f_1(x_i) + f_2(x_i)$ を静水位変動と見なせば、 $f_1(x_N) + f_2(x_N)$ が時刻 $x = x_N$ における静水位となる。

⑤ ①~④ を流入量推算時間間隔 ΔT 毎に繰返す。

5.2. 計算結果の評価

5.1. の方法を評価するにあたり、観測された静水位と当該方法により計算された静水位を比較することが考えられるが、現実には静水位の真値を観測値から求めることは不可能である。そこでここでは種々の水位変化状況を実際の観測値をもとに合成し、さらにこれらの合成関数 $\tilde{h}(x_i)$ から静水位の真値 $\tilde{f}(x_i)$ と波動成分の真値 $\tilde{P}(x_i)$ を設定した。これらの設定されたデータ $\tilde{h}(x_i)$ を与え、5.1. の手順で静水位の計算値 $\tilde{f}(x_i)$ を計算した時に、 $|\tilde{f}(x_N) - \tilde{f}(x_N)| \leq \varepsilon$ となれば本手法は妥当なものといえる。これらの方法による計算結果を図-5 に示す。その結果計算値 $\tilde{f}(x_N)$ については、データの終端における誤差を伴うことにより、十分な精度を得ることができない場合があることが明らかとなった。

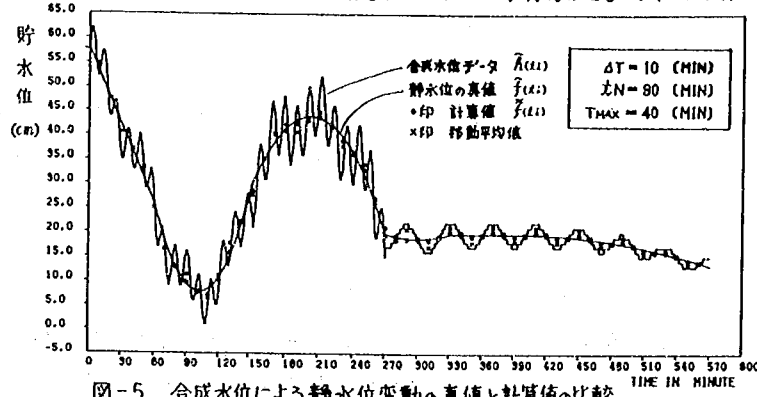


図-5 合成水位による静水位変動の真値と計算値の比較

しかし、 $x = x_N - \Delta t$ (この場合は $\Delta t = 10$ 分) においては全ての計算値は真値 $\tilde{f}(x_N)$ に対して ± 1 cm の誤差以内に収めることができ、実用的には十分な精度を得ることができるものと評価される。

なお、図-5 から明らかのように、移動平均による方法では (移動平均時間 = 20 分) セישユによる長周期変動成分 ($T = 40$ 分程度) は除去できない。

5.3. 実測データへの適用

5.1. の手順を、A ダムにおける観測水位に適用した。その結果を図-6 に示す。この場合は、誤差の計量的な評価は不可能であるが、計算値は観測水位に対して妥当な静水位変動を示しているといえることができる。

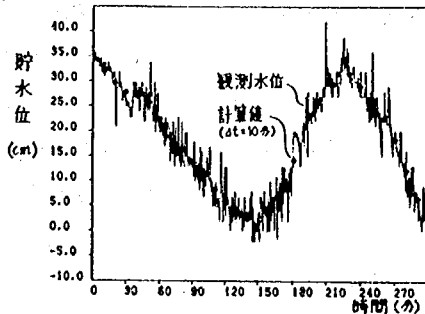


図-6 観測水位による静水位変動の計算例

6. おとぎ

以上、貯水池の静水位変動把握手法の必要性、方法論、及び評価について考察を加え、現地適用への可能性を明らかにした。しかし、計算値の精度を確保しようとするれば若干の時間遅れ等の検討課題も残されている。今後は現地データの収集と併せてモデルケース数を増やし、残された課題の解決とともに計算特性の分析を行うことにより種々の波動特性を有する貯水池への円滑な適用方法について検討を加えて行きたい。一方、このような数学的方法論による検討の他、貯水池内に複数の水位計を設置することによる変動除去効果あるいは測水塔の波動特性分析にもとづく合理的な測水塔の設計のあり方等についても今後考察を加えて行く予定である。

23 急速濾過池(下向流)の洗浄方法の検討

三次処理研究室 小泉 秀一

§1 はじめに

汚性汚泥法等による下水二次処理水には、通常、 $10 \sim 20 \text{ mg/l}$ 程度の微細物のフロックが主体とな、ている浮遊物が含まれている。この有機性の浮遊物を二次処理水から除去することによ、て、さらに優れた処理水を得ることが出来る。

このような低濃度の浮遊物の除去法としては、マイクロスクリーニング法、および急速濾過法が知られている。急速濾過法は世界的には100年以上も前から、わが国においては1912年に京都印紙上浄水場で建設、運転されていうい、浄水の根幹技術のひとつとして用いられてきている。下水処理分野では、下水処理場の場内雑用水を含む下水処理水の再利用を目的として、二次処理水のマイクロスクリーニング、あるいは急速濾過が数多く実施されている。

マイクロスクリーニングは、主に円筒状の金網のふるい目によ、て、浮遊物を除去する方法であり建設費、維持管理費等安価で経済性に優れている。

急速濾過は、砂、アンソラサイト、ガーネット等の粒状濾材から成、ている濾層に比較的高速で水を流し、主として濾材への付着や濾層でのふるいかけによ、て浮遊物を除去する方法であるが、その濾過水の性質、安定性の点でマイクロスクリーニングより優れており、このため、ここでは急速濾過について検討を加える。

下水二次処理水を急速濾過して得られる水質は、下水二次処理水の水質に占める浮遊性汚濁物質の割合、および濾過による浮遊物除去率によ、て決定される。急速濾過による除去率が大きい汚濁物質は、浮遊物、BODであるが、それぞれの除去率は50~90%、20~80%程度である。

浄水では濾過を100年近く用いてきているため、下水二次処理水の急速濾過の実施にあ、て、る濾過池の設計、維持管理に関する知識の乏しさは、浄水における技術を用いることができると考えられる。しかし、下水処理には浄水と異、にいくつかの問題点があるため、浄水の濾過技術を下水処理に導入するに当、てはこれらの問題点を解決しなくてはならない。問題点としては、a) 濾過水量の制御、b) 濾過原水の相違、c) 濾過水に要求される水質の点に大別されると考えられる。

以上のような背景から、三次処理研究室では下水二次処理水の急速濾過の実用化に関する調査を行、てきているが、ここではこれらの調査のうち、下向流式濾過池における濾過終了後に濾層に残留している浮遊物を濾過池から排出し、濾層を洗浄する手法の検討結果について報告する。

洗浄が十分に行われているかどうかは、初期損失水頭が小さくなるかどうかで、マクロ的には判断できる。初期損失水頭とは、濾過開始時の濾過池流入水と濾過水の水頭差、すなわち、濾層、支持砂利層等によ、て生じる摩擦損失である。

図-1は、濾過継続にとりない濁質の捕捉によ、て損失水頭が m に達してから表面洗浄と逆流洗浄を併用して洗浄した時の濾過回数と初期損失水頭の変化の関係を示したものである。この場合、

初期損失水頭は濾過開始当初は40cm程度であったものの、濾過回数100回あたりから80cm程度に達し、以降平衡になり、初期損失水頭が40cmと増加し洗浄が不十分なことと伺える。この理由として、損失水頭が3mに達するまで濾過を行、ために、洗浄間隔が2~5日程度と長くなり濾層中に捕捉された濁質の濾材への付着性が強くなり、洗浄が困難になったこと、及び洗浄方法が表面洗浄と逆流洗浄のために、濾層下層での攪拌洗浄が行われていないことが考えられる。

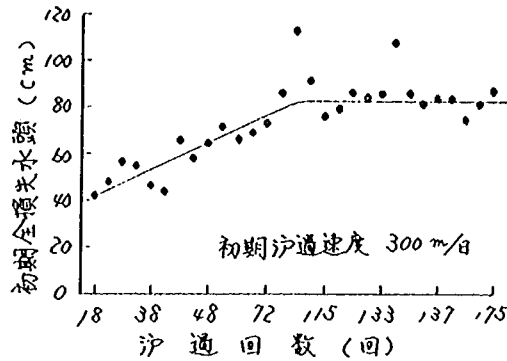


図-1 濾過回数と初期損失水頭の変化

以上のことから、さらに十分な洗浄を行うため、洗浄間隔を1日1回とし、表面洗浄、逆流洗浄による洗浄方法と、空気洗浄、逆流洗浄による洗浄方法を比較した。

浄水では、濾過池の安全性を確保するため、洗浄用水として残留塩素が存在する濾過水を用いているため、下水処理においても濾過水を用いているのが一般的である。しかし、洗浄水量は濾過水量の数%に達するため、むしろ二次処理水(濾過池流入水)でも十分な洗浄が行われれば、有効濾過水量がそれだけ増加するに、望ましい。これは先に述べたように、下水処理では浄水程、濾過池の安全性を確保する必要がないことから、考えることである。そこで、洗浄方法は同一として、洗浄用水として濾過水と二次処理水を用い、両者を比較することにより、二次処理水による洗浄の可能性を検討した。

§2 実験方法

京都三次処理パイロットプラントに設置してある、下向流式濾過池3池を用い洗浄方法の比較検討を行う。に。

図-2に濾過装置のフローシートを、表-1に3池の洗浄条件を示す。濾材は実験を始めるにあたり未使用の物と交換し、有効径、均等係数、層厚は3池共通(アンスラサイト-1.40mm, 1.40, 560mm, 砂-0.59mm, 1.29, 340mm)にし、空気洗浄による支持砂利層の流動を防ぐため、支持砂利層上部に比重3.9/g/cm³の溶融アルミナを充填した。

濾過原水は二次処理水とし、濾過速度は300m³/日の定量濾過、洗浄間隔は1日1回とした。

§3 実験結果

表面洗浄・逆流洗浄(以下、表洗逆流)と空気洗浄・逆流洗浄(以下、空気逆流)とα濾層の物とを比べてみると、表洗逆流では、表面洗浄により濾層表層部は十分攪拌され、逆流洗浄により濾層全

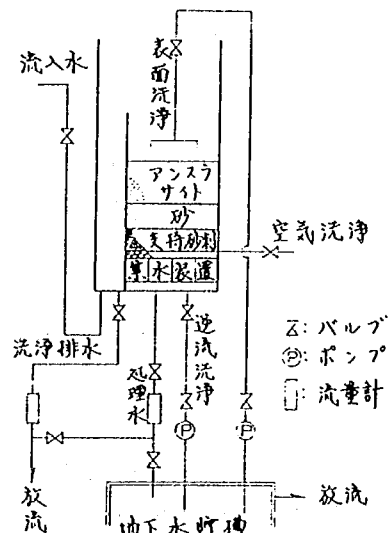


図-2 濾過装置フローシート

表-1 洗 浄 条 件

濾過条件		1	2	3
時 間 (分)	表面洗浄	9	—	9
	空気洗浄	—	1.9	—
	逆流洗浄	9	5	9
	重 複	7	0.9	7
	合 計	11	6	11
膨張比 (%)		20		
洗 浄 水		濾 過 水	原 水	
備 考		2回/日 1日1回の間隔で洗浄 逆流速度は膨張比20%が 得られる速度		

体が膨張され洗淨状態に入る。しかし、逆洗池側面に設けられたガラス窓からの観測によると、アンスラサイト層は十分攪拌されているが、砂層は膨張するが攪拌はほとんどされていなかった。空気洗淨では、逆洗池下部より噴出する気泡と水により逆洗池全体が混合攪拌されていた。この時の空気の分散は均一に行われており、支持砂層の試物も均一に攪拌されていた。逆洗洗淨によりアンスラサイトと砂に分離され成層されていた。また、逆洗池中の気泡の残存も見られなかった。

3-1 初期損失水頭

図-3に逆洗回数と初期損失水頭の変化を示す。実験開始時(未使用逆洗)の初期損失水頭はいずれも17~19cmであるが、1年後には、No.1池は33~34cmと約2倍に増加しており、No.2池は21~22cmとほとんど増加が見られない。No.3池は27~28cmとなっており、No.1池

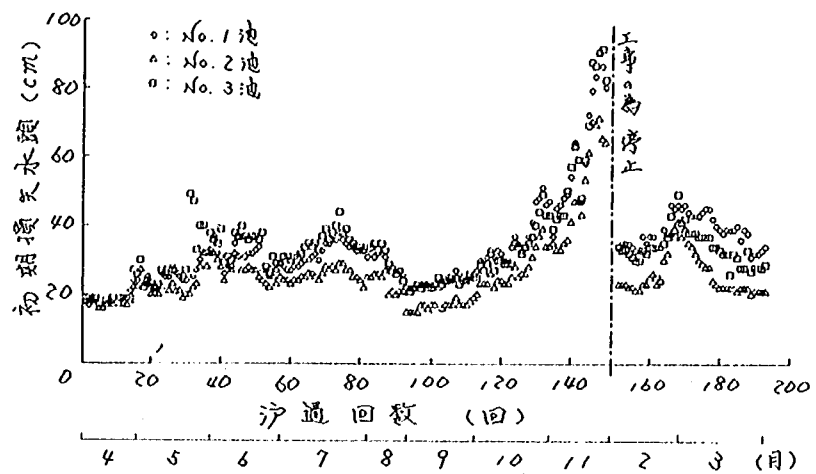


図-3 初期損失水頭の変化

と同じ洗淨方法であるが、洗淨水に原水を用いているためにNo.1池より高くなると予想されたが、結果は反対に低くなっている。実験開始後7ヶ月(逆洗回数120回)経たないから3池の初期損失水頭が高くなっているが、これは膨張比に対する逆洗速度がこの時期に低下したため、濁質の排出が不十分となったことや、砂とアンスラサイトの分離が悪く混合層が形成されたことによると思われる。しかし、その後逆洗速度を増加させた結果、初期損失水頭は低下している。

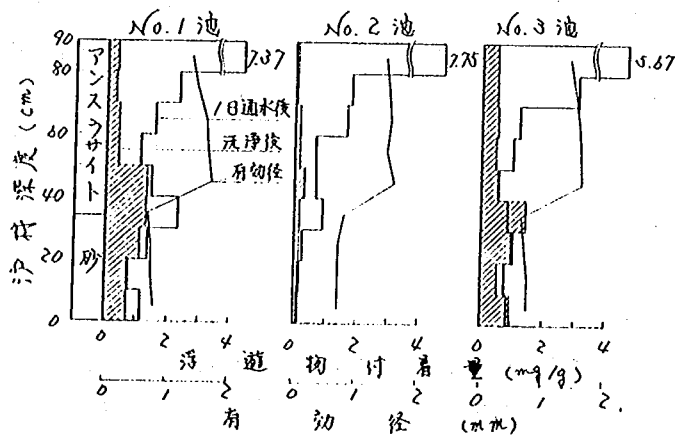


図-4 逆洗後逆洗初付着と有効径

3-2 逆洗の汚染状況

図-4に10ヶ月経たない逆洗池洗淨前・後の逆洗池重量当りの汚濁物付着量と洗淨後の逆洗池の有効径を示す。1日通水後の捕捉量では3池共変わらないが、洗淨後における付着量は、No.2池では逆洗池全体の付着量がほとんどなく、特に逆洗池に比べ砂層部での付着が見られず、逆洗回数が増しても砂層部での付着の増加が見られず、空気洗淨による砂層攪拌による洗淨効果が大きいことが伺われる。付着量として測定されたものの中には、細かいアンスラサイトの破片が多く見られ、このために付着量は多少多くなっている。

No.2池の逆洗の粒径は他池と違い、アンスラサイト層は上層から下層までほぼ一定粒径であり、砂

層でも同じようになっていた。これは空洗逆洗による激しい攪拌により汚層全体が攪拌されていたために、均一になったものと考えられる。空洗逆洗を行う場合、表洗逆洗の場合より雑質が多少小さくなっているが、汚過への影響はほとんど見られなかった。

No.1池、No.3池は、汚過回数が増えるにつれアンスラサイトと砂の境界層から砂層にかけて付着量が增加する傾向が見られた。No.3池では、砂層下部での付着量が多少少なくなり、原水汚浄のために汚過初期が捕捉されていることが考えられる。

図-5に汚層内の初期損失水頭の変化を示す。汚過開始7ヶ月後には、各汚過池の汚浄条件による差は、多りと表われている。No.1池、No.3池は、砂層での損失水頭の増加が目立ち、アンスラサイト層の約2倍となっている。No.2池では、アンスラサイト層での増加はほとんど変わらなく、砂層での増加もアンスラサイト層の増加分と変わらぬ。

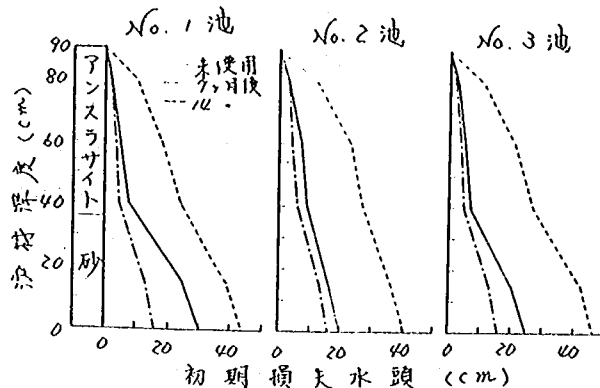


図-5 汚層内の初期損失水頭の変化

3-3 汚浄による濁質の排出

図-6に汚浄排水の濁度と時間の関係を示す。表洗逆洗の場合の水洗速度は1.06 m/minで、空洗逆洗の場合の水洗速度0.76 m/minより大きい。逆洗開始後の汚浄排水濁度のピーク出現時間に大差はないが、ピーク後の濁度排出では逆洗速度の小さい空洗逆洗の方が早く、濁度20 mg/l以下になるまでの時間は、表洗逆洗が3分に対し、空洗逆洗では15分と短い。空洗逆洗は2回くり返しており、逆洗時間が短いために1回目の逆洗で濁度の排出が終わらないように停止し、2回目でも大きなピークが出現していることがあった。

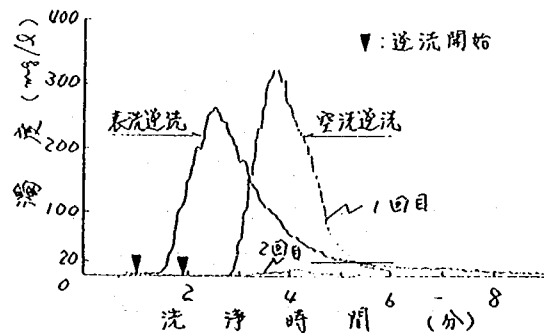


図-6 汚浄排水濁度と汚浄時間

3-4 汚過物の除去

図-7に流入水と汚過水の汚過物濃度の関係を示す。汚浄方法の違いによる汚過水質の差は認められない。さらに流入水濃度が低いにもかかわらず、ほとんど60%以上の除去率を達成しており、汚過水濃度はほとんど65 mg/l以下であった。

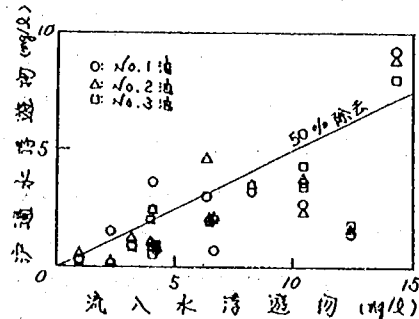


図-7 流入水、汚過水の汚過物の関係

§4 まとめ

- 1) 汚浄間隔を1日1回にすることによって、汚過池と汚浄に保つことが出来る。
- 2) 空洗逆洗を行うことにより、表洗逆洗に比べ特に砂層での攪拌汚浄効果が優れ、汚層全体と良好に汚浄できる。
- 3) 本実験条件では、2次処理水を汚浄用水として用いても、汚過水を用いる場合に比較して特に問題点は見えなかった。

24 テンターゲート脚柱の応力に与える初期たわみの影響

ダム構造研究室 依光春実

まえがき

ダムの洪水吐に設けられているテンターゲートは、戸溝が不齊で、ゲート下端もナイフエッジにできるのて氷理上優れた形式であり、他の形式のゲートに比較して鋼重も軽く経済的であるためよく用いられている。しかし、昭和30年以前に設計製作されたものには、設計手法が確立されてなかったこと、製作技術が未熟だったことなどにより、現在、この種のゲートの脚柱部に異常な変形が発見されたものがある。この種のゲートで過去に事故が生じたものは、ほとんど脚柱の構造に欠陥があった為のもので、もし、これらの異常な変形が応力上問題があるとするれば、早急に補強及び改造を行う必要がある。ここでは1ゲートの実例に基づき、脚柱の変形が応力に与える影響を調べるために、3次元解析を行った結果について報告する。

1. テンターゲートの一般的構造と3次元解析の必要性

テンターゲートは、水压を直接受けるスキンプレートとこれを支える格子構造、縦トラスから成る扉体、扉体からの荷重を受ける横主桁、横主桁からトラニオンピンまで荷重を伝える脚柱から構成される。横主桁と脚柱は、平面的には門型ラーメンを形成する。実際の脚柱の設計は、平面及び垂直な単断面をとり出して2次元的に行われているのが普通で、現設計基準による限り特別な問題はない。しかし、厳密に検討すると、脚柱の垂直な系に門型ラーメン構造による面外の水平な端力と端モーメントが作用し、また、実際の脚柱には横主桁の面外の回転に伴うモーメントとこれを固定する縦トラスの作用もあって、その応力状態は単純なものではない。したがって、本研究のように脚柱が立体的に微妙な変形を生じているものについては2次元解析では不十分で、現実的なテンターゲート全体としての立体的挙動を考慮して、3次元解析による応力を求めることが妥当であると考ええる。

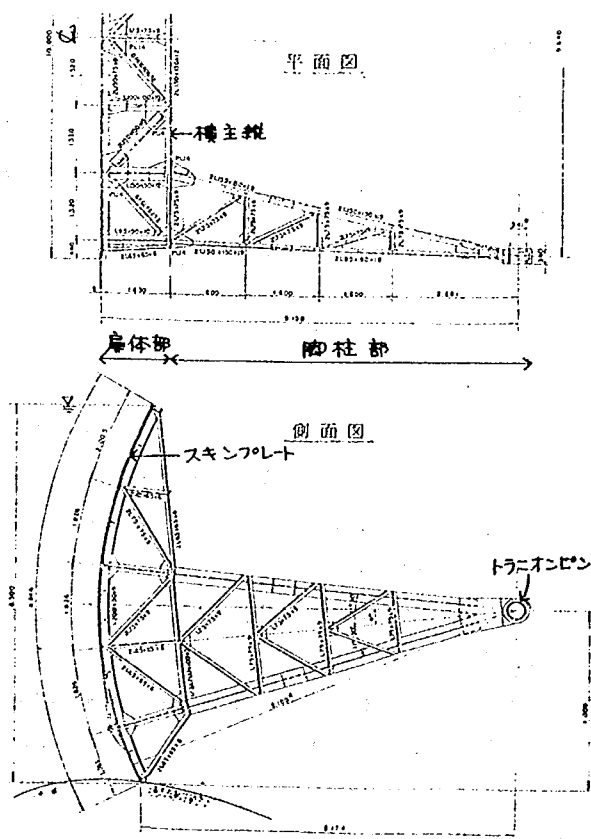


図-1 平面、側面図

2. 解析方法

図-1に見られるように、スキンプレート付近の鋼床板を支える格子構造と、脚柱部の骨組構造の組合せの複雑な不静定構造であるため立体骨組構造として解析した。解析法は、骨組構造を材料の弾性域で解析するもので、部材力と変位の関係から剛性マトリックスを解いて各部材軸に関する断面力、モーメントを求めるものである。

2. 1 荷重条件

ダムのカレストテンターゲートは、貯水位が満水位状態で捲き上げを開始する状態が厳しい応力状態となるため、この時の考えられる荷重で設計されているのが通常である。

静水圧+捲上荷重+自重+トラニオンピン摩擦力

2. 2. ゲート支持条件

トラニオン部では、ピン周りの回転だけが自由で、他軸の周りの回転及び直交3軸方向の変位は許されない構造となっている。ゲート前部は、捲上点下のゲート下端で垂直方向の支持をされる。側方には、前面側部で水平方向の変位が拘束される。各部材の両端は剛結合とする。

2. 3. 解析骨組構造

解析骨組構造を図-2に示す。

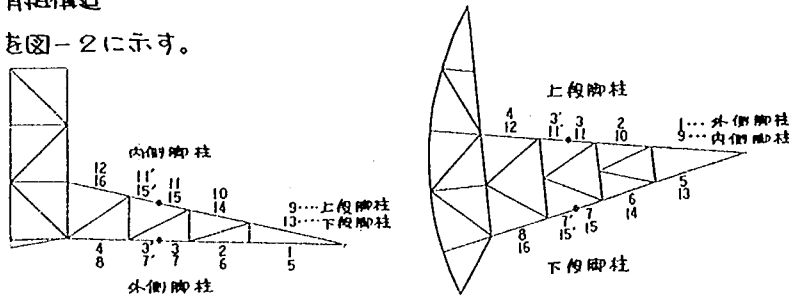


図-2 解析骨組構造図

番号は部材番号

2. 4. 脚柱の変形状態とその入力条件

変形は、脚柱の現場接合された個所を頂点に、ほとんどの場合、平面的には内側へ、垂直的には下側へ変曲している。実測した資料により最も変形の大きい6号ゲートについての変形状況を示すと、図-3のようになる。他の1〜5号ゲートについても変形状況はほぼ同様で、各脚柱の間での最大変形量を整理すると表-1のようになる。また、現地調査の結果、製作後25年経っているため、部材の両面に各々1mm程度の腐蝕があるとの報告があり、その点も考慮した。

弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$, せん断弾性係数 $G = 0.81 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

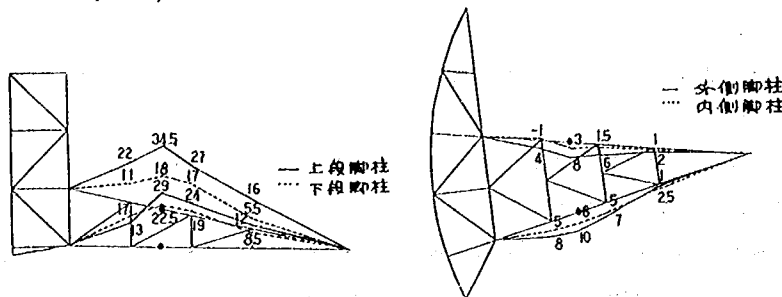


図-3 6号ゲート実測変状図(右岸)

(単位mm)

3. 解析結果

解析の結果は、問題となる脚柱部のみ着目し、直接水を受ける扉体にはふれない。解析では、各部材の軸力、材端モーメントが求まるが、これより軸応力、曲げ応力を求め、これらを単純に合計して各部材の最大応力を算出する。表-2に解析結果を示す。

表-1 脚柱初期変形量 (mm)

部材 No.	外側上段		外側下段		内側上段		内側下段	
	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直	水平	垂直
5	-5	10	-5	10	-5	10	-5	20
1	10	10	10	5	10	10	10	5
23	20	5	5	10	20	5	5	10
4	30	10	15	-20	30	10	15	10
6	30	10	20	10	35	5	20	5

注) 水平は内側方向、垂直は下方向がプラス

表-2 解析結果 (圧縮、 kg/cm^2)

部材	1号ゲート	2号ゲート	3号ゲート	4号ゲート	5号ゲート	6号ゲート	部材特性
(部材)	1	2	3	4	5	6	
外側上段	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 外側脚柱
外側下段	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
内側上段	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
内側下段	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
1	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
2	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
3	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
4	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
5	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
6	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
7	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
8	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
9	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
10	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
11	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
12	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
13	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
14	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
15	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱
16	1215	1215	1215	1215	1215	1215	・ 内側脚柱

注) 脚柱の垂直トラス材については、許容応力値はかなり下りまわりので省略する。

4. 検討と考察

最初に初期変位を考慮しないときの計算結果を見てみると、変形量は実測値に比べ大きく違いますが、形状的には同傾向を示す。応力は、トラニオンピンと横主桁取付け付近の部材で許容応力を大きく上回っているが、他の部材は許容応力限度内近辺の値を示している。外側脚柱と内側脚柱では、内側の方が大きく、許容値に対しては、外側のほうが大きくはみ出している。したがってこのゲートは腐蝕代を減じた影響もあると思われるが、元々脚柱全体としては部材断面の不足があったことが解った。

初期変形を考慮すると、その変形量は未考慮の時よりいくぶん大きくなる。

水平初期変形10mm程度の5号、1号ゲートでは、脚柱中央部で50~130 kg/cm^2 の増加が見られる。同じく30mm程度の4号、6号ゲートの外側脚柱で190~370 kg/cm^2 、内側脚柱で30~190 kg/cm^2 の増加を示している。

垂直初期変形の影響については、水平初期変形の少ない5号ゲートで見ると、下段脚柱中央部で50 kg/cm^2 の増加が見られる。

以上、初期変形がない場合も含めて、許容応力を超過している部材のあることは明らかであり、何らかの補強対策の検討を要するものと考えられる。

テナーゲートの脚柱では、自重による初期変形が応力に与える影響は小さいとして無視されるのが普通である。しかし、本解析を行ったゲートの様に水平に変形しているものは、自重によるものは異なり他の原因によるものであり、今後の補強、あるいは改造方法を検討するに際しては、その変

初期変形を入れずに解析を行ったケースの変形形状が、実測変形図に相似していることから、完成後の異常荷重によって生じたものとも考えられるが、ゲート据付時、扉体とトナリオンピンを最初に据付け、脚柱中央部を最後に接合した点等から、製作据付時に生じたと思われる説もあり、現在、調査中である。

補強工として、1号ゲートについて、桁傾構を2ヶ所設けるとともに、トラニオンピン付近にプレートを添付させた場合について解析してみた。その結果、プレートによる断面積の増加分だけ応力減少が見られたが、他の部材に関しては顕著な改善は見られなかった。

6、4号ゲート以外の補強については、1号ゲートの現在の補強策が良好でないので、現在の脚柱に各々2本の山形鋼を添付する事も考え検討した。この場合、いずれも許容応力値を満

あとがき

引続き変形を招いた原因究明と補強法について研究を行っている。

1)、水門鉄管協会：水門鉄管技術基準、昭和48年3月

部 材 (町)	1号ケ-ト種 (町)	種別		NP 性 取		伐之			
		①	②	③	④	⑤	⑥		
外 側 脚 柱	上	1	245	1002	0.20	838	873	212	1.04
		2	1121	121	0.92	1038	914	391	0.81
	側	3	1007	-7	1.10	1011	782	433	0.7
	脚	4	1049	-3	1.14	941	612	405	0.5
		5	1028	6	1.02	935	708	302	0.7
	柱	6	192	823	0.19	838	736	273	0.81
		7	1038	-19	0.91	1038	761	250	0.72
		8	1001	8	1.12	1011	895	339	0.81
	側	9	1001	9	1.11	941	549	351	0.8
		10	1076	11	1.02	935	746	313	0.82
内 側 脚 柱	上	11	467	823	0.37	1001	1025	247	1.02
		12	1023	-174	0.87	1076	947	325	0.84
	側	13	723	-63	0.98	1066	785	255	0.78
	脚	14	819	-47	0.94	1040	727	145	0.70
		15	1001	-70	0.94	1037	854	210	0.82
	柱	16	469	-700	0.90	1001	819	248	0.82
		17	1076	-13	0.91	1076	879	238	0.82
		18	956	-5	1.03	1066	856	327	0.80
	側	19	921	-40	0.93	1040	842	147	0.81
		20	1323	-25	1.00	1027	1151	177	1.11

注) ②④より $x=2$ の通り

解: (1) 已知: $A = 43.4 \text{ m}^2$, $I_y = 600 \text{ m}^4$, $I_x = 310 \text{ m}^4$ (教材附录 A 表)

由(1)和(2)得: $A = 106.6 \text{ kN}$, $J_y = 4950 \text{ mm}^4$, $J_z = 1900 \text{ mm}^4$

1. はじめに

ダムの安定性を確保するためにダム設計洪水流量が規定されているが、この大きな流量を確実に放流するため自由越流堤が設置される例が多い。この自由越流堤は貯水池の有効利用の観点から相当に長くなるのが一般的であるがフィルダムの様な隣接型、分離型洪水吐の場合に地形、地質等の条件からそのスペースが限定されて洪水吐の設計段階で大きな困難に直面している例も多い。この解決策として、自由越流堤上に設置される管理用道路の橋脚はゲートをサポートする必要がなく、橋梁をサポートする事だけが目的であるから橋脚の設置位置を越流頂の頂部よりも下流にする事により放流量の増大を図り越流幅を短縮する事が一つの案として考えられる。また、これはダム堤体の安全性にも連なる事である。一方、洪水吐のスペースが十分に確保出来る場合でも越流頂形状を複雑にし流量係数を上げる事よりもむしろ橋脚の位置を移動させる事により当初計画された流量係数の何割かに相当する流量係数で済む様な簡単な越流頂形状とし、施工の困難さを解消する事も得策である。具体的に、図-1-1は現在計画されているSダム(ロックフィルダム)の洪水吐の平面図であるが、その一部に自由越流堤が設けられている。越流堤は2.5 m幅の橋脚が4基、20 m幅の越流頂が5門の総幅110 mで図-1-2に示す形状である。模型実験によれば設計洪水位におけるこの越流堤からの放流量は約 $1,800 \text{ m}^3/\text{s}$ 、流量係数は約1.9であった。もし橋脚を下流に移動させる事が可能であれば橋脚の幅に相当する分の放流量($180 \text{ m}^3/\text{s}$)が見込まれる訳で所定の放流量を確保するだけで良ければ100 mの越流幅で済む事になる。また越流幅を変えなければ、流量係数を約1.73程度の越流頂形状にすれば良い訳で図-1-3に示す単純な形状(概略形状)でも十分であると考えられる。本研究は実際の洪水吐設計に当たっての困難さを少しでも減らすために、こうした橋脚の

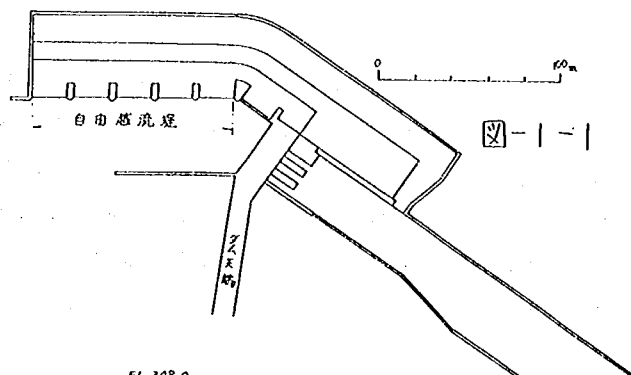


図-1-1

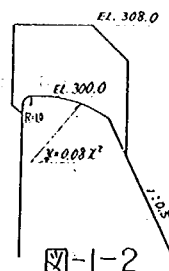


図-1-2

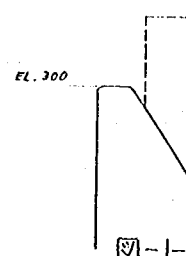


図-1-3

配置も一つの案と考え、まず自由越流堤上の橋脚が流れに及ぼす影響を知る事を目的に模型実験を行ったものであるが、橋脚のまわりの流れは多くの要素に支配された複雑な流れであり、橋脚の水理特性を解析的に取り扱う事が困難を要す。今回は、実験結果をとりまとめ、定性的な考察を加えたものでこれを報告する。

2. 実験の概要

模型実験は、幅0.5 m、高さ1.0 m、長さ4.0 mのアクリル製水路の末端にハロルドの標準越流頂形状（本実験では設計水頭 $H_d = 15 \text{ cm}$ ）を有する模型を設置し、セコ円形の先端形状を有する橋脚模型を越流頂の中心線上を移動させた各ケースについて貯水位と放流量の関係、その時の越流面及び橋脚の水触面の作用圧力を測定したものである。実験に使用した模型は図-2に示す。

3. 実験結果及び考察

3-1. 放流能力

放流量に及ぼす橋脚の影響を調べるために次式で定義される流量係数 C を用いる。

$$C = Q / (B \cdot H_o^{3/2}) \quad \text{----- (1)}$$

ここで、 Q = 放流量、 B = 越流幅、 H_o = 越流水頭、で図-3は実験に使用したハロルドの標準越流頂模型の流量係数を示したものである。図-4は越流頂上に橋脚を設置した場合の流量係数を示したもので、この場合の越流幅 B とは、橋脚の幅を除いた純径間長 (40 cm) を用いている。図中、 L は越流頂頂部から橋脚先端までの距離で下流方向は正としている。また実線は橋脚による影響を越流幅に対して橋脚分だけ受けている場合の流量係数を示したものである。これは、いわゆる2次元越流頂の場合で図-3に示すものと同じである。これをケース①とする。一方、破線は橋脚先端をある距離まで下流に移動させてゆき橋脚による影響が無くなった状態での流量係数値でケース②の場合と比較して橋脚の幅に相当する分の放流量が加算された場合の流量係数を示したもので、これをケース②とする。

実際の洪水吐で放流能力を検討する場合、最も重要となるのは設計水頭時 (H_o

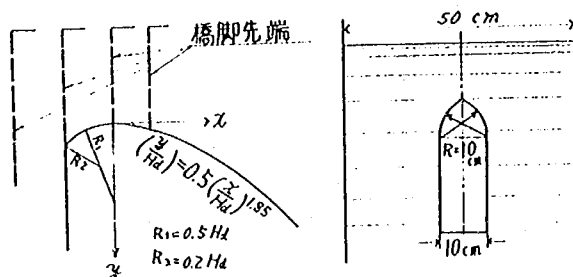


図-2 模型概略

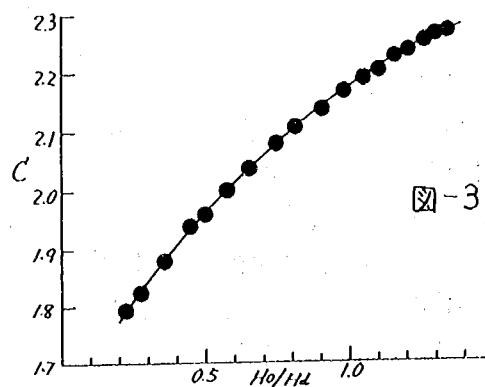


図-3

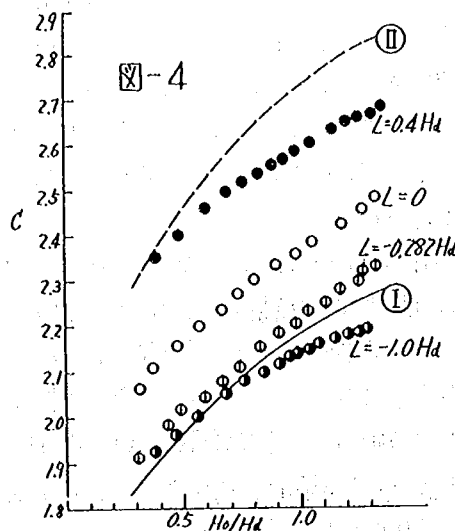


図-4

$/H_d = 1$) 付近での放流能力であるのでこの場合の橋脚先端位置 $\angle$ と流量係数 C について考察を加えてみると図-4から $\angle \geq -0.282 H_d$ のいずれのケースに於てもケース①よりも上回り、橋脚の先端が下流に移動するにつれケース⑩に近づく事から放流量の増大がうかがえる。また、 $\angle = -1.0 H_d$ の場合ではケース①を下回る結果となった。全体として越流頂上に橋脚を設置した場合、橋脚が放流に及ぼす影響と先端位置による変化が顕著に表われ、この事は各ケースについての流れが越流頂頂部付近(流れの支配断面は越流頂頂部付近に生じるものと考えられている)に与える影響の度合が違ふものと言える。ここで実験結果より橋脚先端位置が放流量に及ぼす影響についてまとめると以下の様になる。

i) 橋脚先端が越流頂頂部よりも上流に位置する場合 ($\angle < 0$)

$\angle = -1.0 H_d$ は橋脚が上流に大きく張り出している場合で、流量係数 C は $(H_0/H_d) > 0.7$ でケース①を下回り H_0 に対する C の増加割合もケース①に比して小さい事から、接近流速の影響で橋脚による縮流の影響を受けていると思われる。橋脚先端を更に上流へ張り出した場合、越流頂頂部付近の流れはほぼ2次元的な流れを呈し C はケース①にほぼ一致するものと考えられる。 $\angle = -0.282 H_d$ は先端が越流頂頂部に接近し流速の大きな部分に位置する場合であるが、実験結果では C がケース①よりも上廻っており越流幅に対する橋脚の影響は橋脚幅を下廻っている。これは橋脚先端形状により、支配断面付近ではその幅が最大幅に達してない事によるものと考えられる。以上の2ケースの結果から本実験に用いた橋脚の形状では、 $-1.0 H_d < \angle < -0.3 H_d$ で橋脚の影響が最大となると推察される。

ii) 橋脚先端が越流頂頂部から下流に位置する場合 ($\angle \geq 0$)

$\angle = 0$ は先端が越流頂頂部に位置する実験ケースであり、 $\angle = 0.4 H_d$ はそれより下流に先端が位置する場合である。図-4においてケース⑩と比較してみると、いずれのケースにおいても C は下廻っているが $\angle$ が大きくなるにつれてケース⑩に近づく事が理解される。これは、橋脚先端の流況の変化(流線の弯曲、二次流の発生等)が上流に影響を及ぼし、この影響範囲内に支配断面がありその効果が図の結果になって表われたと思われる。また図より H_0 に対する C の増加割合の傾向がケース⑩とは異なり $(H_0/H_d) > 0.8$ で直線に近い増加を示している事から橋脚の影響として先に述べた負の効果以外に逆に放流量を増加させる要因の存在も考えられる。この要因の一つとして同時に実施した圧力測定の結果に見られる橋脚沿いの越流面及び橋脚面に発生する負圧があげられる。

3-2 橋脚沿いの越流面及び橋脚面に作用する圧力

橋脚沿いの越流面及び橋脚面への作用圧力は $H_0/H_d = 0.5, 0.75, 1.0, 1.3$ の場合についてデータを取った。しかし橋脚のまわりの流れが複雑な事、データが少い事等で解析的な取り扱いは出来なかったものの傾向としては橋脚の無い場合は $H_0/H_d = 1.3$ で越流面に、橋脚を設置した場合は、 $H_0/H_d \geq 0.75$ で橋脚面に、 $H_0/H_d \geq 1.0$ で越流面に負圧の発生が見られた。図-5は設計水頭時($H_0/H_d = 1$)の作用圧力を越流面は等圧線、橋脚面は正圧を○、負圧を●で示

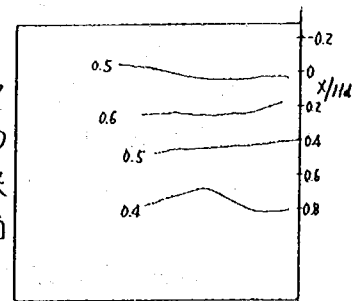


図-5-1 (橋脚無し)

したもので図中の圧力値は cm 水柱である。図より橋脚のない場合は平均 $0.5 cm$ 水柱である。標準越流頂は設計水頭時に於て越流面の圧力は正になる様に考えられた形状であることからしかるべき結果である。橋脚を設置した場合の作用圧力についてみると傾向としては橋脚の先端が越流頂上流より下流にある場合は橋脚先端の曲線形状と直線部の接点付近の橋脚面とそれに沿う越流面に負圧が生じている。先端が上流に大きく張り出している場合は、越流頂頂部より少し下流の橋脚面に負圧が生じている。負圧の値としては橋脚の先端が下流に移動するにつれて橋脚面では大きくなる。また越流面では値としては大差はないが、負圧の発生域が広がる。また $H_0/H_d = 1.3$ のケースでもこの傾向が見られた事から、この負圧が越流頂頂部付近の流れの機構の変化に関与し前節で述べた様に放流量の H_0 に対する増加傾向を変化させる要因になったと思われる。しかし、現在までのところ作用圧力を定性的に取り扱っただけであるので橋脚の先端位置～放流量～圧力、の関係を明らかにするため流れの3次元構造を明らかにする事が課題として残されている。

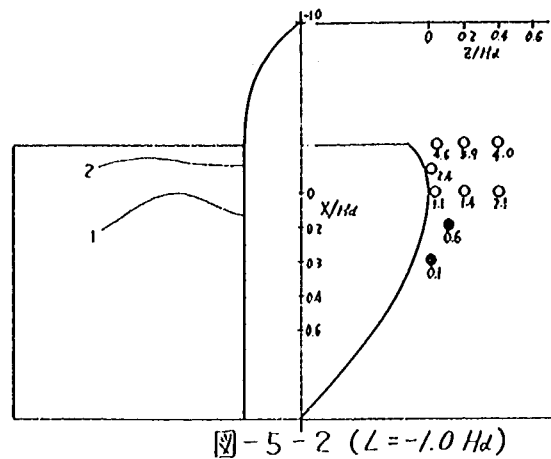


図-5-2 ($L = -1.0 H_d$)

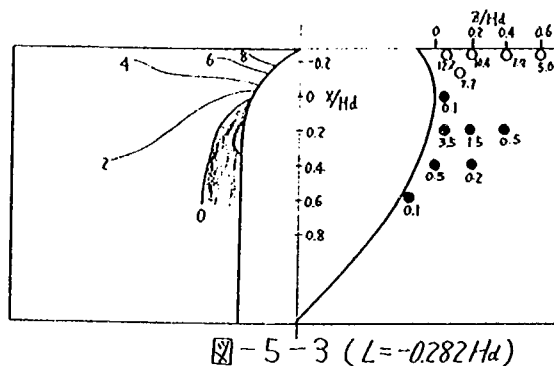


図-5-3 ($L = -0.282 H_d$)

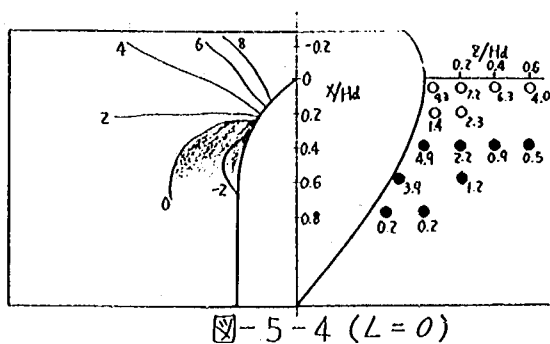


図-5-4 ($L = 0$)

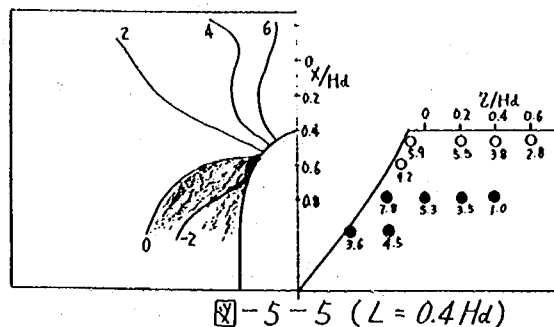


図-5-5 ($L = 0.4 H_d$)

4. おわりに

この研究は橋脚の形状、位置が越流頂の放流能力に及ぼす影響、及び構造物としての橋脚、越流頂の安全性等の評価を目的として実施しているものである。

本報告では今までに実施された実験結果から明らかになった定性的事項について述べているが、さらに実験を積み重ねて定量的検討を実施する計画である。

26 建設機械の操作性と運転環境

—油圧ショベルについて—

機械研究室 荒井 猛

1. まえがき

近年、土木工事や建築工事の機械化施工が急速に進められ、数多くの建設機械が使用され、機械の性能、耐久性も著しく向上してきた。一方、工事量の増加に伴う大量の建設機械の稼働は、労働者不足に伴う未熟練運転員の就労、運転員の高令化を余儀なくし、建設機械による災害増加の一要因となっている。このため、未熟練運転員でも容易にしかも安全に操作できる建設機械の開発、改良等が強く要望されている。

建設機械による事故形態には動的安定性、安全装置等機械自体によるものと、疲労、錯覚など操作性、運転環境に関する人間—機械システムによるものとに大別されるが、後者についてはまだ系統的研究がなされていなり。

機械研究室では油圧ショベルを対象とした模型実験から操作機器の配列、好ましくいレバー等の操作方式および操作力について実験を行ってきた。今回は実機の油圧ショベルを用いて、操作方式の操作性への影響についての実験を行ったので結果を報告する。

2. 研究目的

油圧ショベルの安全性向上の一対策項目である操作性の向上をはかることと主たる目的とし、実験を通じて具体的な改善策を見出し、また運転環境と運転員の作業負担の史態を調査し、安全および運転環境に関する指針(案)をまとめる。

3. 建設機械に係る事故の史態

図-1は昭和44年から52年までの建設機械に係る死亡災害件数と主要建設機械の保有台数の関係を示すものである。労働省の資料によると機械が起因した死傷者数(休業4日以上)は昭和51年度において約4万3千人で、機種別では木材加工用機械が約50%と最も多く、建設機械は約8%と報告されている。建設機械約8%のうち70%(約2千2百人)は建設事業で発生しており、うち約10%は死亡事故で、機種別ではショベル系建設機械、トラクタ系建設機械、杭打機械の順である。また事故の形態としては施回作業中のほさみ、ほさまれ、掘削作業および積込時の転落が多い。こゝろ事故に対する安全対策項目として表-1が考えられる。

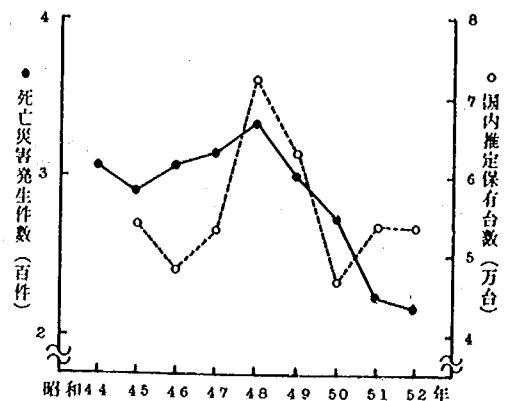


図-1 死亡災害件数と主要建設機械の保有台数

表-1 安全対策項目

区 分	安全対策項目	備 考
機 械 系	安定性, 制動性能, 安全装置等	機械側のみで対処できるもの
人間機械系	情報, 操作性, 負担度, 環境等	人間と機械の面から対処すべきもの
教育等	検定制度, 適性検査, 教育等	教育検定などにより対処すべきもの

4. 操作方式の検討

操作性の良否はレバー、ペダル類と運転員の適合性をあらわす。現在、わが国では11社で各様の油圧ショベルが製作されているが、操作方式は6本レバー式と4本レバー式に大別される。使用者側としては操作方式の統一化を強く要望しているが、各社の事情により実現されていない。しかし、最近になってISO、JISでレバーの操作方向と機械各部の運動方向については決められたが、レバー本数、配置については決めるまでには至っていないのが現状である。

4-1 実験の方法

実験は構内の平坦な場所を選び、掘削幅1m深さ約2mの直線溝掘り作業を行い、掘削溝と平行に置かれたダンプトラック(8m積)に積込む模擬作業を設定し、作業中の被験者の動作、生体反応、作業量の測定を行った。実験に使用した機械、被験者を表-2に、主な測定項目および測定方法を表-3、図-2に示す。

表-3 測定条件

機種名	機械重量	出力	バケット容量	操作方式	実験年度
UH-03	9,100kg	58Ps 1800rpm	0.30 m ³	6本レバー	52
MS-20	4,800kg	42Ps 2400rpm	0.20 m ³	4本レバー	
UH-04	10,500kg	81Ps 2100rpm	0.33 m ³	6本レバー	53
MS-11C	11,410kg	83Ps 1900rpm	0.33 m ³	4本レバー	

被験者	年令	身長	体重	経験	備考	実験年度
A	47才	165cm	72kg	5年	4本レバーに熟練	52
B	36才	171cm	58kg	6年	6本レバー H	
C	37才	171cm	58kg	7年	6本レバー H	53
D	42才	165cm	55kg	5年	4本レバー H	

図-2 測定方法

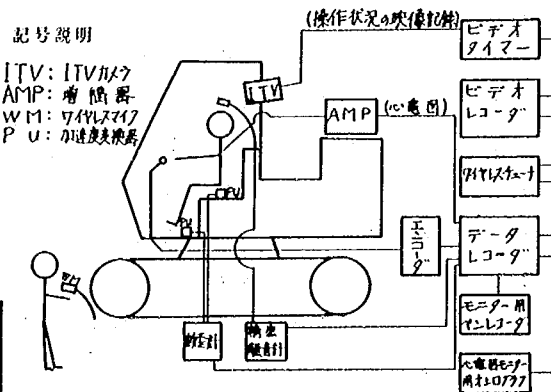


表-2 測定項目

測定項目	測定方法等
心 拍 数	被験者の胸に電極を貼付し生体アンプを通して機械カメラに記録(52年)
オペレータの動作	ITVカメラを設置しビデオレコーダに記録 (52,53年)
作業量	量尺等による距離測定 ()
レバー操作	レバーに設けられたスイッチからの信号を授け ()
振 動	ISO/DIS 5132による測定 (54年)
振 動	床と座席上の2点に加速度計を上下方向に測定 ()

4-2 実験結果と考察

(1) 心拍数による検討

心拍数は作業の軽重や疲労と相関が高いことから生体負担の一面をみる方法として利用されている。図-3に作業経過時間と心拍数の変化を示す。測定は数回の予備的作業の後、本作業開始の1〜2分前から作業終了後1分まで連続して記録し、1分間ごとに集計した。図中の④は実験の最初

の値で、計測されることの初期段階で緊張のため高い値を示している。また①、②、③に15～17分で心拍数の低下がみられるのは作業途中のダンプトラックの待ちによるものである。

通常、成人の安静時の心拍数は60～70回/分といわれているのに対して作業中の値は②を除くと平均80～90回/分と約20回/分増加している。また6本レバーと4本レバーの比較については絶対値および途中の変化を観測しても明確な差を見出すことができなかった、むしろ被験者Bは被験者Aより変化が激しき等、被験者の個性や機種および測定慣れによる心拍数の安定化が認められた。

(2) 作業能率による検討

同じ大きさの機械について測定回数と作業能率の関係を図-4に示す。表-3に示したとおり被験者Cは6本レバーに熟練し、被験者Dは4本レバーに熟練している。図より操作方式(6本レバー、4本レバー)の違いにかかわらず、実験回数が進むにつれて作業能率が向上し、平常の作業能率(1.0～1.2 m³/分)に到達する傾向を、また当然のことながら慣れている機種の方が能率が良い結果を示した。被験者Cについては操作方式の違いによる実験回数と作業能率の直線の勾配は同じで、その差(0.07 m³/分)も小さい。被験者Dについても勾配はほぼ同じであるが、その差(0.25 m³/分)は被験者Cにくらべて非常に大きい。以上の結果より操作方式の違いより個人の機種に対する適応性の方が、操作性に与える影響は強いものと思われる。

5. 油圧ショベルの運転環境

油圧ショベルに限らず建設機械は一般車輛にくらべて運転環境は悪し。とくに騒音、振動は公害面から大きな問題の1項目であり、一才運転員に不快感を与え、疲労を増大させ、間接的に操作性に悪影響を与えるだけでなく、聴力障害等の職業病まで発展するケースも考えられ、騒音、振動は公害防止、運転員保護

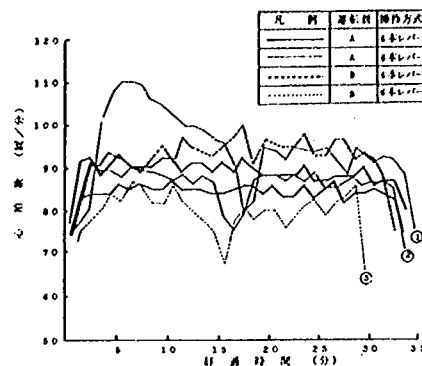


図-3 作業経過時間と心拍数

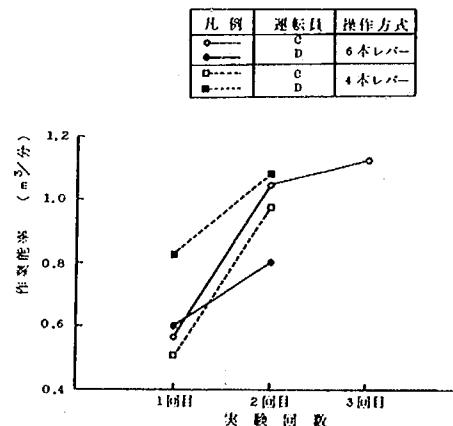


図-4 作業能率

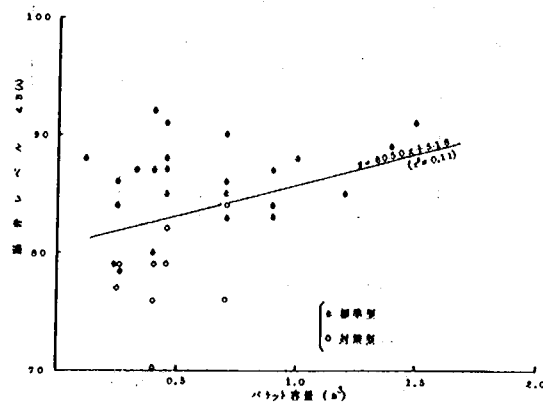


図-5 運転員の耳元騒音

の面から対策が望まれている。

5-1 騒音

油圧ショベルは騒音対策が最も進んだ機種であり、運転員の耳元騒音（窓全開、ハイアイドル時）とバケット容量の関係を図-5に示す。製作メーカーが多く、また各社騒音対策に関する熱意が異なること、製作年度が異なること等により騒音レベルのバラツキは大きい。標準機で平均86dB(A)、対策型で79dB(A)であった。また騒音測定例と日本産業医学協会が提案している騒音許容基準の関係を図-6に示す。この基準は周波数ごとの騒音レベルと許容暴露時間の関係を示すもので、油圧ショベルの場合、問題がないことがわかる。

5-2 振動

運転員の全身振動を考える場合、主な振動の伝達経路はシートと床からによる。図-7は主な建設機械の作業時におけるシート上と床上（シート直下部）の振動加速度を示したものであり、シートによりかなりの振動が減衰されていることがわかる。図-8はISOで提案されている座席振動加速度と油圧ショベルとブルドーザの測定例を照合したものである。油圧ショベルは全周波数域にわたり基準値より小さく問題がない。走行機械の代表機種であるブルドーザの場合、1日の作業に対しては問題がかなりか、人間に最も影響の大きい4~8Hz域の対策が望ましい。

6 あとがき

模型実験ではレバー本数が少なく複合機構をもつ機種の才が望ましく、この結果を得たが実機による心拍数、作業能率の関係からは操作方式（レバー本数）の違いにより優劣は見出すことはできなかった。むしろ操作方式については個人の適応性が大きく影響を与えらるものと推察されるので、この問題を解決するためには被験者を多くしデータの集積が必要である。騒音については油圧ショベルは比較的騒音対策が行いやすい機種であり、現状でもほとんど問題は無い。振動については座席でかなり軽減されており問題はなかりが前後、左右方向について今後調査検討が必要である。

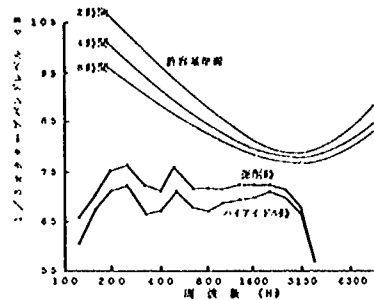


図-6 騒音許容基準と測定例

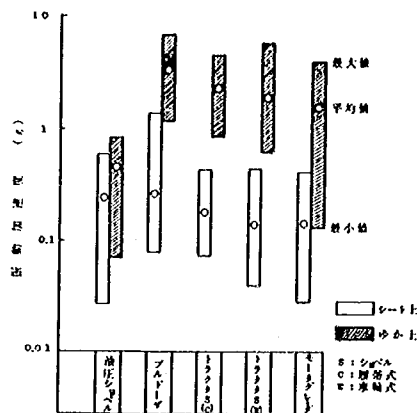


図-7 主要建設機械の振動加速度

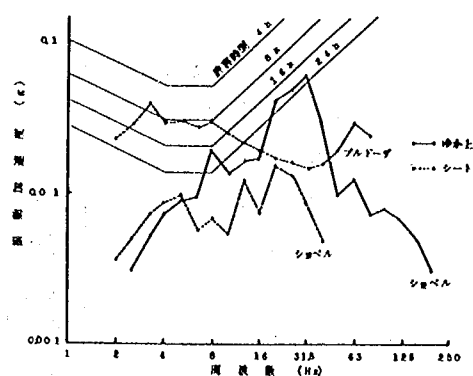


図-8 ISO振動許容基準と測定例

27 水砕スラグを用いた表層混合処理に関する現場実験

土質研究室 岡田芳樹

§1 はじめに

本研究は、鉄鋼生産に伴ない発生する水砕スラグを軟弱地盤の改良に利用する技術を開発し、資源の有効利用を図ることを目的として実施したものである。

水砕スラグは鉄鋼生産において、高炉から鋭鉄を取り出す時に比重の差によって分離された溶融スラグを急冷処理したもので、現在年間900万トン程度生産されている。水砕スラグはその用途として従来、主に高炉セメント用原料などに用いられているが、水砕スラグはそれ自体潜在水硬性に富みしかも透水性がよいなどの優れた特性を有している。従って、その特性をいかして、軟弱地盤の土質改良などに水砕スラグを今後積極的に利用していく方法が考えられる。

軟弱な粘性土に水砕スラグと消石灰とから成る土質改良用添加材を加えて混合し、その改良効果を調べた室内の試験結果によると、水砕スラグの粉碎度を高めることによって土質改良効果が著しく増大し、土質によっては石灰単体よりも改良効果が期待できる場合もあり、また、水砕スラグからの溶出水についても、室内の試験では特に有害な物質は検出されなかったという結果が得られている。¹⁾そこで、水砕スラグの軟弱地盤への具体的な利用形態の一つとして、軟弱な路床土を水砕スラグによって土質改良する表層混合処理工法をとりあげ、その適用性と改良効果を確認するために現場実験を実施した。その結果、軟弱な路床土の土質改良に水砕スラグを適用することができ、しかもその効果も期待できることが判明したので、ここに報告する。

§2 実験方法

水砕スラグを用いた表層混合処理の現場実験は千葉市の川崎製鉄所構内の埋立て地盤で実施した。

(1) 実験場所の地盤特性

実験場所の埋立て地盤は、厚さが7〜8m程度で表-1に示すような自然含水比が130%程度の高含水比の粘性土から成っており、一部砂などの混入した層が存在する。

表-1 実験場所の土質試験結果

採取した場所の土質	土の分類	自然含水比w(%)	比重	粒度組成(%)			コンシステンシー(%)			単位体積重量(g/cm ³)	
	三角標一分類	日本標準分類		砂	シルト	粘土	LL	PL	PI		
高含水比の粘性土	粘土質シルト	CH	126.1	2.690	19.9	49.1	31.0	75.1	43.7	31.4	1.386
砂の混入した粘性土	砂質シルト	—	77.0	2.606	36.2	51.8	12.0	45.0	—	—	1.560

地盤の強度特性は、単管式コーン貫入試験の結果によると、貫入抵抗の幾分大きい一部砂の混入した層を除くと $q_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ 程度の値を示しており、非常に軟弱な地盤であると言える。また、粘性土地盤の一軸圧縮強さは、平均値で $\bar{\sigma}_c = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ 程度である。

(2) 土質改良用添加材の混合割合とその添加量

実験に用いた土質改良用添加材は、粉末水砕スラグと消石灰を混合したもの、及び消石灰である。粉末水砕スラグは軟質の水砕スラグを乾燥し、微粉碎したものを使用した。現場実験に先立ち、土質改良用添加材の混合割合とその添加量を定めるために、室内の配合試験を行った。配合試験は、現場

で採取した粘性土に水砕スラグと消石灰とから成る改良用添加材を加えてよく攪拌・混合し、これをモールドに詰めて供試体(φ5cm×12.5cm)を作製した後、密封養生し各養生期間ごとに一軸圧縮試験を行った。粘性土(C)と改良用添加材(A)との混合割合 A/C は乾燥重量比で10%と20%にし、また改良用添加材における粉末水砕スラグ(S)と消石灰(L)の混合割合 S/L は75/25, 50/50, 25/75, 0/100(消石灰のみ)の4種類とした。

配合試験の結果をまとめて図示すると図-1のようになる。図から、改良用添加材の量が多くなると、混合土の一軸圧縮強さも増大し、また養生期間が長くなるに従い、強も増加する傾向が認められる。さらに、各添加量において S/L が25/75付近で強が最大となっている。従って、水砕スラグの効果を最大にする改良用添加材の配合割合があると言える。

次に、現場実験における改良用添加材の混合割合と添加量は、図-1の配合試験の結果から一応7日養生で強=2kg/cm²以上になることを目標にして、表-2のように決定した。すなわち、試験ケースを4ケースとし、A/C=10%, S/L=50/50の配合比のものを基本に考え、改良用添加材の混合割合及び添加量を変えた場合についても検討することにした。

(3) 混合方法

実験場所の地盤が非常に軟弱な地盤であるため、混合機械として写真-1に示すような表層混合処理車を用いた。この混合処理車は走行部の左右にポンツーン(浮板)を装備しているため、接地圧が0.075kg/cm²と極めて小さく、超軟弱地盤でも自由に走行することができ、また混合装置は左右のポンツーンの間に入り、混合部を所定の深さに下し、回転力を加えて改良用添加材と軟弱土を混合する方式になっている。

現場実験は、まず人力によって軟弱地盤上に改良用添加材を散布し、散布終了後直ちに混合処理車を用いて軟弱土と改良用添加材の攪拌・混合を行った。

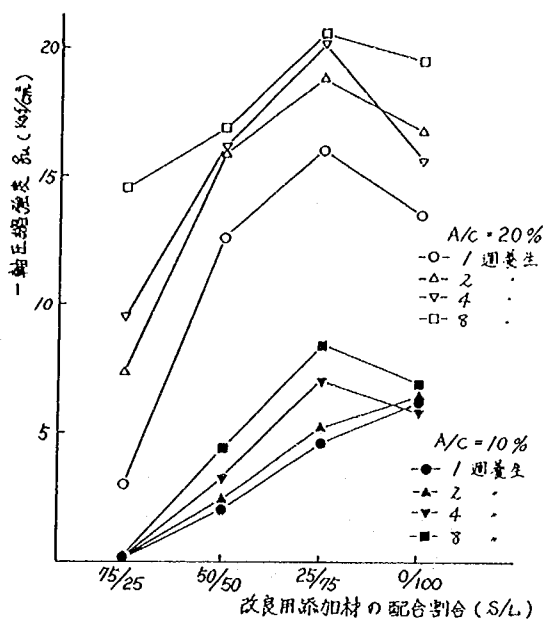


図-1 室内配合試験結果

表-2 改良用添加材の混合割合と添加量

ケース	改良用添加材の混合比	混合割合(A/C)
ケース1	粉末水砕スラグ+消石灰(S/L=75/25)	20%
ケース2	粉末水砕スラグ+消石灰(S/L=50/50)	10%
ケース3	粉末水砕スラグ+消石灰(S/L=50/50)	20%
ケース4	消石灰のみ	10%



写真-1 混合処理車

混合面積は1ケース当り6m×16mとし、混合深さは1mとした。また、混合回数は1回とし、ラップ端は20cmを目標にした。混合終了後直ちに表面を整形し養生は自然放置とし、表面処理した地盤の周りには仮排水溝を設け、雨水が溜まらないようにした。

§3 実験結果及び考察

施工した表層混合処理層の改良効果を判定するために、経時的にリウンデイング試験、採取土を用いた一軸圧縮試験及び現場CBR試験等を実施した。それらの結果を整理し考察を加えると次のようになる。

(1) リウンデイング試験

単管式コーン貫入試験の結果によると、混合直後の改良地盤の強度は改良前のものとほとんど差がないが、7日養生になると改良地盤の強度が増大し、ケース1の一部及びケース2、4でコーンの貫入が不可能となった。図-2はオランダ式コーン貫入試験結果をケース2について示したものである。図中の記号は、各養生期間で測定位置によってかなりのバラツキがあるが、それらの平均値を示したものである。養生期間と記号の関係を示すと、養生期間が長くなるに従い、改良地盤の記号は増大しており、改良用添加材を加えたことによる地盤改良の効果がリウンデイング試験の結果から認められる。

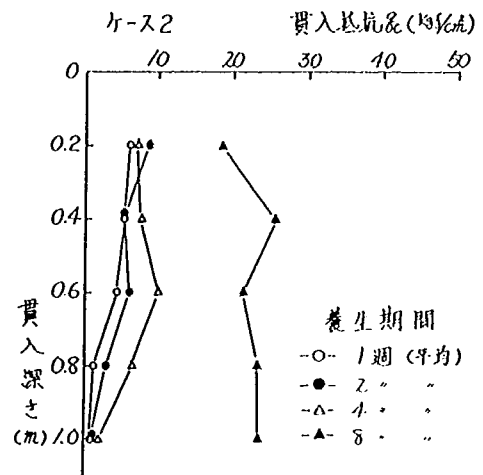


図-2 オランダ式コーン貫入試験結果

(2) 一軸圧縮試験

現場で各養生期間ごとに採取した混合土について一軸圧縮試験を行った結果を図-3に示す。図中に室内配合試験で求めた一軸圧縮試験の結果も併記した。図より各ケースとも原地盤の一軸圧縮強度 $\sigma_c = 0.13 \text{ kg/cm}^2$ と比べ、かなりの強度発現が認められる。また、改良地盤の一軸圧縮強度は室内配合試験の結果とはほぼ一致する傾向を示している。すなわち、各養生期間で多少の強度差は認められるものの室内配合試験において一軸圧縮強度が大きいものほど改良地盤の強度も大きくなっている。次に現場採取土の一軸圧縮強度 σ_c と室内配合試験で得られた一軸圧縮強度 σ_c との比を図-4に示す。図から、水砕スラグと消石灰を混合したものを添加したケース1、2、3の場合の比は、養生期間で多少のバラツキがあるが、平均値をみると、

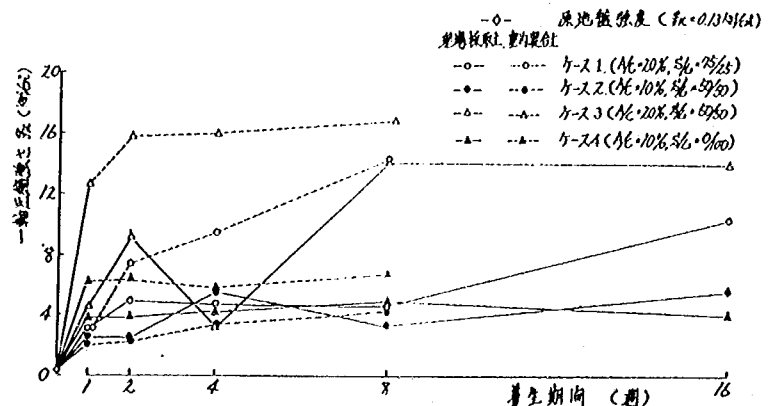


図-3 室内配合土及び現場採取土の一軸圧縮試験結果

ケース1で60%、ケース2で110%、ケース3で50%程度である。消石灰のみを添加したケース4ではほぼ60~70%の値を示している。

過去の石灰を用いた表層混合処理の実績によると通算、現場の強度は室内配合試験の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$ 程度になると言われている。従って、今回の現場採取土及び室内配合土の一軸圧縮試験結果から判断すると、現場採取土の強度は室内配合試験の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$ 程度以上はでっており、土質改良の効果が顕著に出ていと言えそうである。

(3) CBR試験

表-3は現場CBR試験結果を示したものである。各試験ケースとも15以上の高い値を示しており、CBR試験の結果からも水砕スラグを用いた改良用添加材の地盤改良効果が期待できると言えそうである。

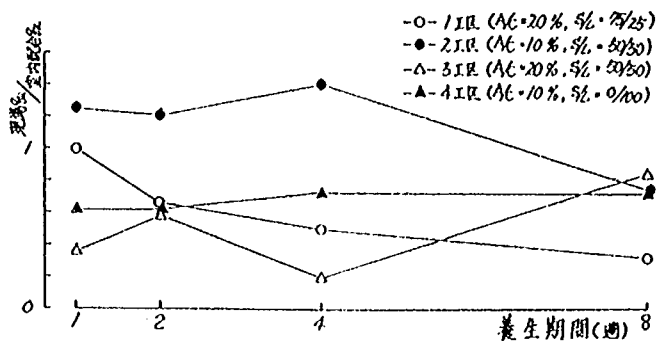


図-4 現場採取土の一軸圧縮強度と配合試験による一軸圧縮強度の比

表-3 現場CBR試験結果

試験位置	CBR (%)	
	8週養生	16週養生
ケース 1	47.4	32.8
ケース 2	27.7	17.2
ケース 3	13.1	36.9
ケース 4	15.5	20.8

§4 まとめ

今回実施した表層混合処理の現場実験の結果から、水砕スラグを用いた土質改良用添加材の現場への適用性ならびにその効果についてまとめると次のようになる。

- (1) 改良用添加材と粘性土の混合については、散布から混合まで消石灰のみを用いた場合と同程度の作業性ならびに混合状態のものが得られており、表層混合処理車などを用いれば混合方法そのものについては問題ないと言えそうである。
 - (2) 表層混合処理した現場の混合土の強度は、室内配合試験の一軸圧縮強度が低いものほど大きくなることが認められる。
 - (3) 施工後の混合土の強度は養生期間が長くなるに従って増大する。
 - (4) 表層混合処理した現場混合土の強度は室内配合試験の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$ 程度は期待できそうである。
- 以上のことから、軟弱な路床土の土質改良に水砕スラグを適用することができ、しかもその効果も期待できると考えられる。また、実際の現場に適用する場合には、施工に先立ち現場の採取土に改良用添加材を加えて土質改良効果を調べる室内配合試験を実施し、配合試験の結果から改良用添加材の配合割合及び添加量を定めるのがよいと思われる。この場合、今回の現場実験の結果から現場混合土の強度は配合試験の結果の $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$ 程度は期待できそうである。

(参考文献)

- 1) 国土開発技術研究センター；水砕スラグを利用した地盤改良技術の開発に関する報告書
建設省土木研究所委託 昭和52年度、昭和53年度、昭和54年度

28 粘土の動的強度

動土質研究室 唐沢安秋

1. はじめに

地盤および土構造物の地震時安定性を考える場合に土の動的強度を正確に知る必要がある。砂質土の液状化現象についてはかなり研究が進んでいるが粘性土の動的強度に関してはあまり研究がなされていのが現状である。本研究では不攪乱粘土供試体を用いて非排水繰返し三軸試験を行ない、繰返しせん断応力と繰返し載荷後の静的強度および繰返し回数とひずみの関係等について検討を加えたので以下に報告する。

表-1 試料の物理特性

2. 実験方法

実験に用いた試料は埼玉
県および鳥取県より採取し
た不攪乱粘土でありその物
理特性を表-1に示す。供試
体の大きさは直径5cm、高

試料	採取深さ (m)	含水比 (%)	原状体積 重量(g/cm ³)	間隙比	飽和度 (%)	比重	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)
埼玉	2.8	68.2	1.35	1.70	97.2	2.47	73.1	31.7	41.4
	3.25	111.7	1.60	3.17	100.0	2.67	106.0	52.5	53.5
鳥取	3.60	65.4	1.15	1.86	92.9	2.41	82.2	37.2	45.0
	11.60	364.7	1.53	8.75	100.0	2.65	132.5	51.2	86.7

さ10cmの円筒形である。(方法A) 供試体を1kgf/cm²の圧力で約24時間等方圧密を行なった後非排水条件で周波数1Hzの正弦波形状を持つ繰返し軸荷重を20回載荷し、載荷後発生間隙水圧が一定値に落ち着くのを待って(10分程度)引き続き非排水状態で静的試験を行う。静的試験は載荷速度を1%/minに制御したひずみ制御試験である。繰返し軸荷重の荷重振幅は0.38kgf/cm² ~ 0.732kgf/cm²の間で6種類の載荷を行った。試料は埼玉より採取したものをを用いた。(方法B) 供試体(鳥取試料)を1kgf/cm²の圧力で約20時間の等方圧密を行った後軸荷重を上昇させ軸圧を1.2kgf/cm²、1.5kgf/cm²、2.0kgf/cm²の(側圧=1.0kgf/cm²)3種類で5時間程度異方圧密を行った。また供試体(埼玉試料)も軸圧を0.5kgf/cm²、1.0kgf/cm²、1.5kgf/cm²の3種類で側圧をそれぞれ軸圧より0.07kgf/cm²小さな圧力で約24時間の異方圧密を行った。圧密終了後非排水条件で周波数1Hzの正弦波形状を持つ繰返し荷重を破壊するまで載荷した。方法A、Bともにバックプレッシャーを圧密前に2kgf/cm²加えた。

3. 実験結果

1) 繰返し載荷中の挙動

図1は繰返し載荷中における供試体の応力-ひずみ関係の移り変わりの1例を示したものである。繰返し回数の増加とともに繰返し効果が現われ弾性係数が減少していく様子が見られる。また繰返し回数の増加とともに

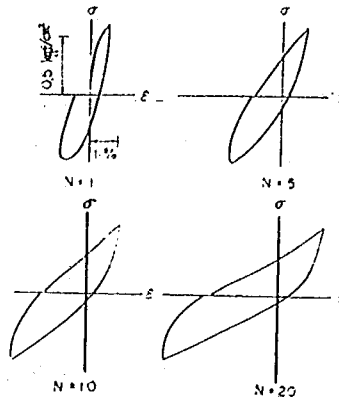


図1(a) 応力-ひずみ関係

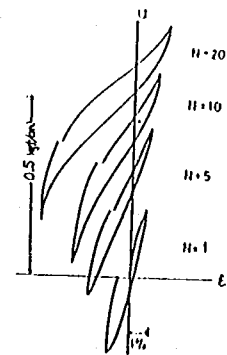


図1(b) 間隙水圧の変化

間隙水圧が蓄積していく様子が見られる。図2は供試体内の間隙水圧を縦軸に繰返し回数を横軸に示したものである。20回で繰返し載荷を打ち切っているが、その後も間隙水圧は上昇している。この原因は供試体内の間隙水圧分布が一様でないため一様になるまでに時間の遅れがあるためと考えられる。

2) 繰返し載荷後の静的強度

図3に繰返し応力振幅ならびに繰返し載荷に引き続く静的試験における軸差応力に対する間隙水圧の上昇量を示す。20回の繰返し載荷中に蓄積される間隙水圧は応力振幅が 0.3 kgf/cm^2 (静的強度の27%) を越えたとほぼ直線的に増加している。応力振幅が 0.3 kgf/cm^2 未満の実験はここでは実施していないが、この図から応力振幅が一定値を越えるまでは20回程度の繰返し載荷による間隙水圧の蓄積はほとんどないと考えられる。Sangrey¹⁾ の実験においても間隙水圧の蓄積やひずみの増大が進行しない応力振幅の限界が存在することが認められており、このことと対応すると思われる。

繰返し載荷後の静的せん断過程における間隙水圧の上昇過程は応力振幅が大きい場合と小さい場合では図3に示すように若干傾向が異なっている。

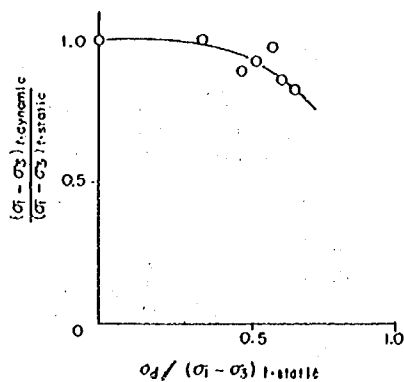


図4 繰返し載荷後の強度

が、軸差応力が最大値付近ではいずれも同じ程度の値を示している。したがって繰返し載荷中に蓄積された間隙水圧は供試体を過圧密状態にしたのと同様な効果

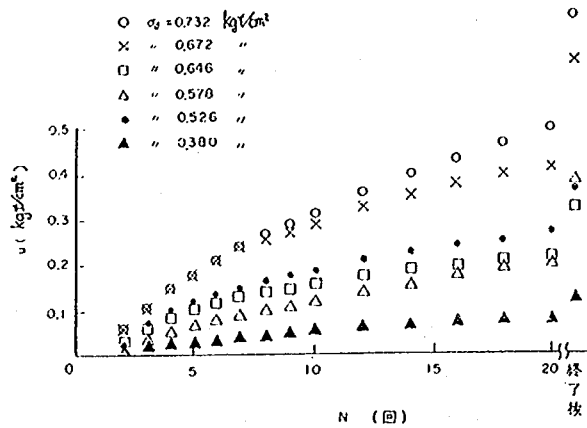


図2 間隙水圧の蓄積

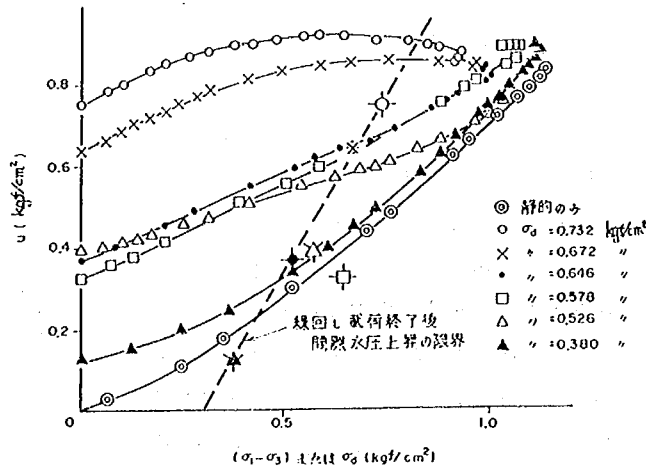


図3 間隙水圧の上昇

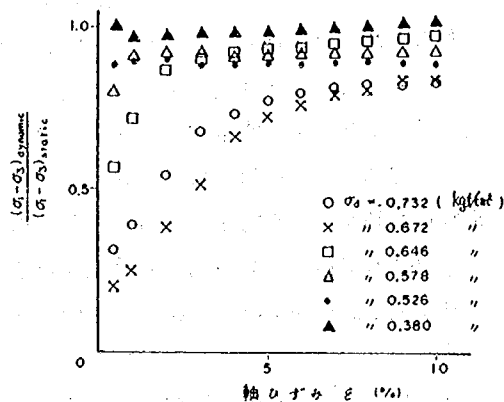


図5 軸ひずみと主応力差の関係

を与えていると考えられる。図4に20回の繰返し後のせん断強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{dynamic}$ と応力振幅 σ_a の関係を示す。この図ではせん断強度・応力振幅ともに静的強度で正規化して示してある。応力振幅が増大するにつれ繰返し載荷後のせん断強度は低下し応力振幅が静的強度の65%程度になると強度は静的な値の約80%になっている。これは主として繰返し載荷による土粒子構造の破壊に起因するものと考えられる。図-5は繰返し載荷後の静的試験における軸ひずみと軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{dynamic}$ / 静的のみ載荷における軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{static}$ の関係を示したものである。繰返し応力 σ_a が大きい場合は載荷中に大きいひずみ履歴を受けているので軸ひずみが小さい領域において $(\sigma_1 - \sigma_3)_{dynamic}$ / $(\sigma_1 - \sigma_3)_{static}$ の値はかなり小さくなっている。

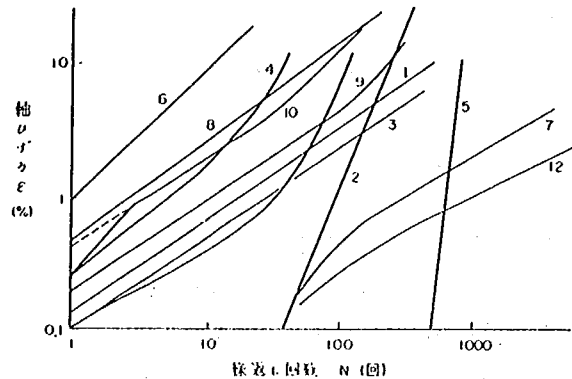


図6 軸ひずみと繰返し回数の関係

3) 繰返し荷重によるひずみの蓄積

図6は埼玉の試料についてごく小さな初期軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3 = 0.07 \text{ kgf/cm}^2)$ の作用している場合の繰返し載荷の各サイクル毎の残留ひずみ量を整理したものである。この図にはば平均主応力が 0.45 kgf/cm^2 、 0.95 kgf/cm^2 、 1.45 kgf/cm^2 の試験結果を一括にプロットしてあるが1回の載荷毎に蓄積していく残留ひずみの対数が繰返し回数の対数に対して直線的な関係にあることを示している。図7は鳥取試料について軸差応力が 0.2 kgf/cm^2 、 0.5 kgf/cm^2 、 1.0 kgf/cm^2 の3種類の場合の繰返し載荷の各サイクル毎の残留ひずみ量を整理したものである。この図においては1回の載荷毎に蓄積していく残留ひずみの対数と繰返し回数の対数の2乗の間に直線的な関係が見られる。軸ひずみ ϵ と繰返し回数 N の関係を

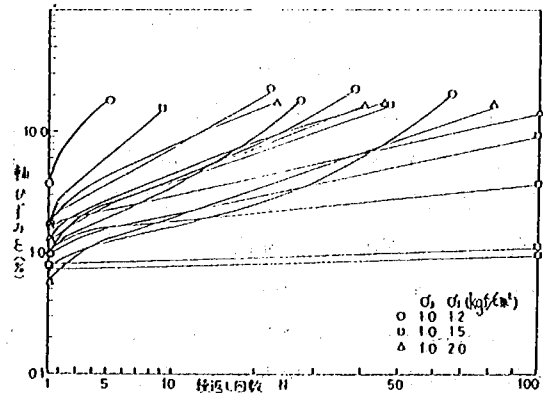


図7 軸ひずみと繰返し回数の関係

$$\log \epsilon = \log l + m (\log N)^n \dots \text{式(1)}$$
とにおいて上記の全データについて l 、 m 、 n を非線形最小2乗法で求め σ/σ_c ($\sigma_c =$

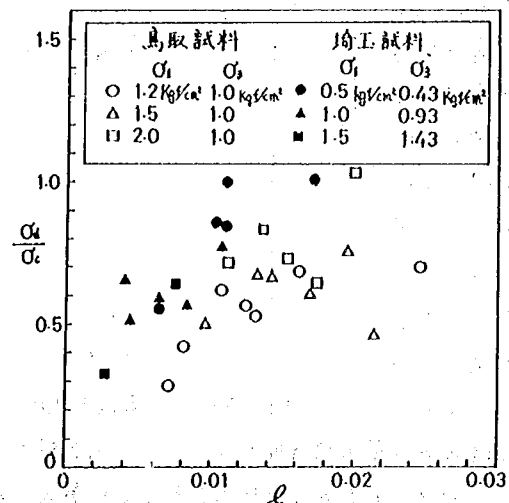


図8 σ/σ_c と l の関係

$\sigma_1 + 2\sigma_3 / 3.0$) との関係をそれぞれプロットしたのが図8、図9、図10である。なおひずみの実験値と最小2乗法により決定した式(1)による計算値との差はほとんどの場合1%以内に入っていた。図8は σ_d/σ_c が大きくなると m が大きくなるという傾向にあることを示し、また鳥取試料と埼玉試料では σ_d/σ_c が同程度であれば埼玉試料のほうが m が小さくなっている。図9は σ_d/σ_c が大きくなると n が大きくなる傾向があることを示している。図10において、 n は1~2の範囲のものが多い。

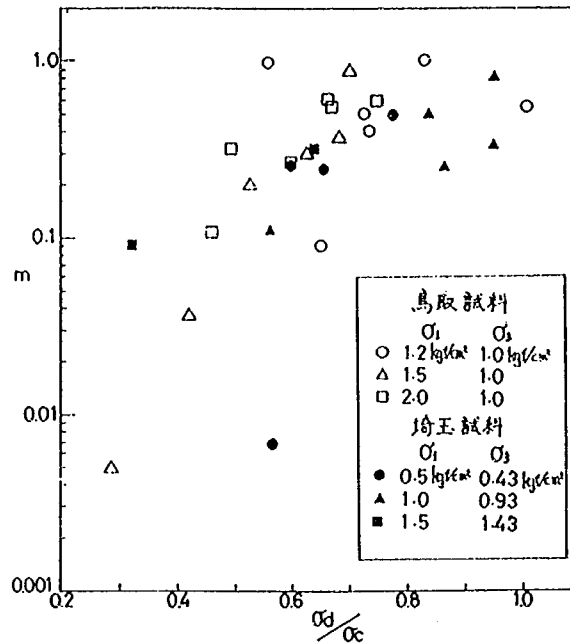


図9 σ_d/σ_c と m の関係

4. まとめ

i) 一定荷重振幅の繰返し応力を受けた後の静的試験を行った結果両者のピーク強度は繰返し応力 σ_d が静的強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f-static}$ の50%以下ではほとんど変わらず繰返し応力 σ_d が静的強度の65%の時に於いてもせん断強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f-dynamic}$ は静的強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f-static}$ の80%であった。このような強度低下は主として粘土の土粒子構造の破壊によってもたらされたものと考えられる。ii) 繰返し載荷後の静的試験における低ひずみ領域の軸差応力は静的載荷のみの場合の軸差応力に比べて著しく減少する。iii) 繰返し載荷中に供試体中には間隙水圧が蓄積されるがこの間隙水圧は供試体を過圧密状態にしたのと同様な効果を与える。iv) 初期せん断応力がある状態の粘土に繰返し荷重を加えた場合の繰返し回数 N と軸ひずみ ϵ の関係については $\log \epsilon = \log l + m(\log N)^n$ という式で近似することができる。 σ_d/σ_c とパラメーター l 、 m 、 n の関係および異方圧密の大きさによる影響・試料による影響等については今後さらに検討が必要である。

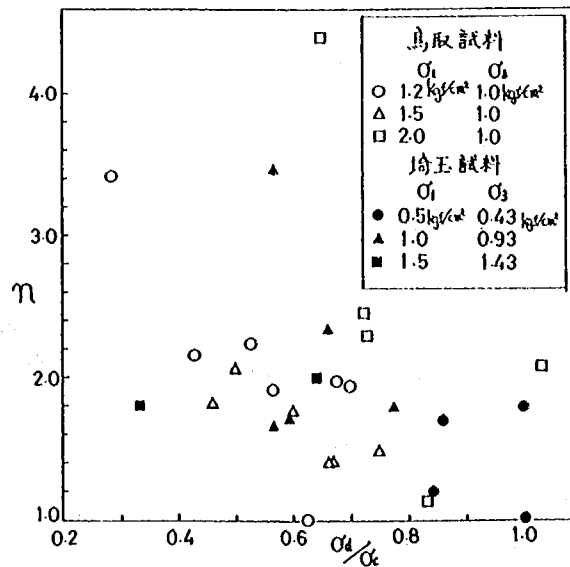


図10 σ_d/σ_c と n の関係

参考文献1) Sangrey, D.A. et al, "The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading," Canadian Geotechnical J. No. 6, Vol. 241, 1969

29 鋼床版舗装用混合物の疲労特性

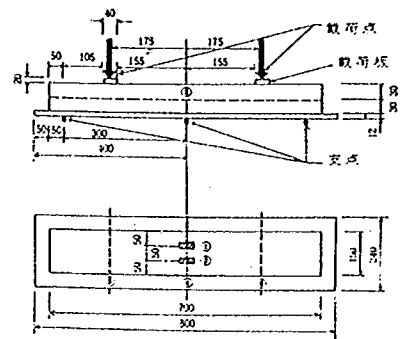
舗装研究室 岩崎尚義

1 まえがき

鋼床版舗装の舗装表面に発生する橋軸方向のクラックは、縦桁・縦リブ・等に対応した位置に発生しやすい。これらのクラックを防ぐための対策に、舗装面では曲げ疲労特性に優れた材料および構成を採用することが挙げられる。このような意味から鋼床版舗装の疲労試験を通して混合物を評価することが必要であり、更に疲労試験は実際の荷重条件をシミュレートできる試験が望まれる。舗装研究室では、75も舗装用繰返し曲げ疲労試験機を用いて各種混合物の疲労特性を求めてきた。以下にこれらの結果の概要を報告する。

2 試験方法

試験は図1に示すように、舗装体と鋼板からなる合成ビームを繰返し曲げ疲労試験機によって、静的載荷および動的載荷試験を行なうものである。ここで支点間隔300mmは鋼床版の縦リブ間隔に、載荷点間隔350mmはT-20の複輪間隔に合わせようように決めている。また供試体の混合および締固め条件等は、本舗装基準(案)(下以基準(案)と記す)に示された要領で管理して作成した。各供試体の舗装構成およびバインダーは表1に使用骨材の品質性状、配合比はそれぞれ表2・3に示した。



ひずみゲージ貼付位置

鋼板 ① ② ③
④ (表)
⑤ (裏)
⑥ (裏)

図-1 合成ビーム供試体

3 結果および考察

表1の材料による舗装体の差異をみるために先ず静的載荷試験を行なった。図2に荷重と舗装体に発生するひずみの関係を示した。これによると荷重の小さい時は、殆どの供試体に圧縮ひずみが記録された。これは鋼板の変形によって発生するのが

表-1 混合物とバインダーの種類

供試体	上 層		下 層	
	骨 格 物	バインダー	骨 格 物	バインダー
1	粗粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	細粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)
2	粗粒度アスコン	改良アスファルト	粗粒度アスコン	改良アスファルト
3	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
5	粗粒度アスコン	StAs 60/80	粗粒度アスコン	StAs 60/80
6	粗粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	粗粒度アスコン	改良アスファルト
7	粗粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%
8	粗粒度アスコン	改良アスファルト	粗粒度アスコン	硬化性アスファルト (エポアス)
9	粗粒度アスコン	改良アスファルト	グースアスファルト	StAs 20/40 75% 天然アスファルト 25%

表-2 使用骨材の性状、産地名及び石質

項目	材料種	砕石4号	砕石7号	粗目砂	中目砂	細目砂	石 粉
産 地 名		天 茂 山	豊 原 川 (川砂)	豊 原 川 (川砂)	豊 原 川 (川砂)	ア ナ ノ フ ィ ャ ー	
石 質		花 崗 岩	花 崗 岩	花 崗 岩	花 崗 岩	花 崗 岩	花 崗 岩
粒 度 (過 篩 量 百分率)	ふるい目 2.0mm	100					
	15	85	100	100			
	5	1	75	95	100	100	
	2.5		17	53	98	99	
	0.6		2	17	80	94	
	0.3			10	32	82	100
	0.15			3	6	40	95
	0.075			1.6	2.1	35	80.9
	見かけ	2.676	2.668	2.692	2.733	2.699	2.721
	真 実	2.637	2.618	2.575	2.618	2.608	—
比 重	か き	2.614	2.621	2.505	2.548	2.554	—
	水 量 (g)	0.90	1.03	2.78	2.67	2.11	—

主な原因と推定される。変形はたわみ量で約0.2 mm程度あり、これに至るまでの合成効果が舗装体の剛性の差に応じてあらわれるものと推定される。供試体別にたわみ量をみると、小さいものにはエポアスを用いたグループ、大きいものにはストアスや改質アスを用いたアスコンのグループになる。荷重と鋼板載荷点位置のひずみの関係(図3)をみると各舗装構成の差は顕著である。ひずみ曲線の勾配から舗装体の変形係数(E_a)を推定すると次のように分類できる。

$E_a = 20000 \text{ kg/cm}^2$: NO2, NO4

NO5, NO6, NO8, NO9

$E_a = 50000 \text{ kg/cm}^2$: NO3

$E_a = 100000 \text{ kg/cm}^2$: NO1, NO7

表4に動的載荷試験の結果一覧表を示す。

動的載荷試験における疲労回数(N)と振幅ひずみの関係を図4に示した。これより舗装体は、疲労回数が 500×10^3 回以上とこれ以下のグループに分けられ、以下のものは $10 \sim 30 \times 10^3$ を境にひずみが急増して、舗装体と鋼板のはく離や舗装体中央にされつが入るなどの破壊が現れる時期と一致している。

表4から各混合物の接着性をみると、鋼板と舗装体とはく離が認められる。はく離が認められるのは、下層に密粒度アスコンを用いている供試体がほとんどで、グースアスファルト、細粒度アスコンにはく離がみられない。このことから、混合物の粒度が接着性に及ぼす影響が大きいことがいえる。はく離が起きた供試体NO2, 5, 6はアスゴム系接剤を使用しているが、これについては材料の種類や塗布方法・量などの検討を行ない改善する必要がある。

鋼床版のデッキプレート上面には防錆塗装を行なう例があるので、防錆塗装による舗装の接着性の評価を行なった。これによれば、防錆塗装を行なったものは、塗装を行なわないものと、疲労回数に

表-3 骨材配合および合成粒度

混合物	密粒度アスコン		密粒度アスコン		細粒度アスコン		グースアスファルト	
	ストリートアスファルト 60~80		改質アスファルト		触媒化性(エポアス)		ストアス20~40 天然アス 25%	
	設計アス配合		設計アス配合		設計アス配合		設計アス配合	
砕石 6号	35		35		15		25	
砕石 7号	17		17		5		17	
粗砂	34		34		43		18	
細砂	8		8		23		12	
石粉	6		6		14		28	
合成粒度(通過重量百分率)	フル目	2.5	フル目	2.5	フル目	2.5	フル目	2.5
	100	95	100	95	100	95	100	95
		~100		~100		~100		~100
	5	55	5	55	5	75	5	65
		~75		~75		~95		~85
	2.5	35	2.5	35	2.5	65	2.5	45
		~50		~50		~80		~62
合成粒度(通過重量百分率)	0.6	18	0.6	18	0.6	40	0.6	35
		~29		~29		~65		~50
	0.3	10	0.3	10	0.3	20	0.3	28
		~21		~21		~45		~42
	0.15	6	0.15	6	0.15	15	0.15	25
		~16		~16		~30		~34
	0.075	4	0.075	4	0.075	8	0.075	20
		~8		~8		~15		~27

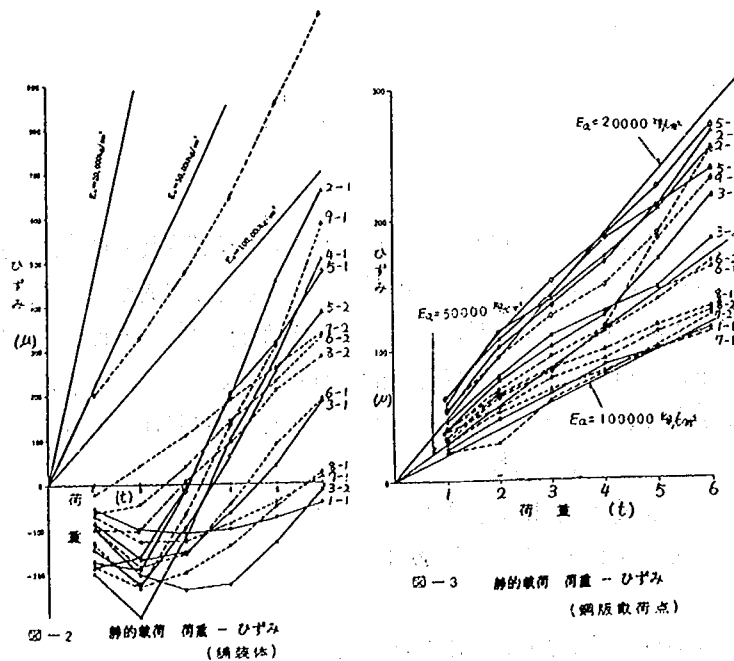


図-3 動的載荷 荷重 - ひずみ (鋼板載荷点)

表-4 試験結果一覧表

60-081.-10℃

供試体 No	試験条件		防錆塗料 の有無	防水層	試験目的の寸法	試験結果 (×10 ⁴)				
	1	2				3	4	5	6	7
1	改質アスコン 防水層アスコン	改質アス	○	△	021/4×2	500 111	20	82	230	230
2	改質アスコン (13mm TOP ②)	改質アス	○	△	021/4×2+081/4	141	01	190	230	230
3	改質アス	改質アス	○	△	021/4×2	141	01	190	230	230
5	改質アス P=0.60/80	改質アス	○	△	021/4×2	141	01	190	230	230
6	改質アス	改質アス	○	△	021/4×2+081/4	141	01	190	230	230
7	改質アス	改質アス	○	△	021/4×2	141	01	190	230	230
8	改質アス	改質アス	○	△	021/4×2	141	01	190	230	230
9	改質アス	改質アス	○	△	021/4×2	141	01	190	230	230

有意な差が認められなかった、したがって、防錆塗装の接着性に及ぼす影響は少ないものと思われる。

基準(案)によれば、下層に改質アスコンがくる構成の供試体は防水層を設けることにしている。そこで No2, 5, 6 の供試体について、3種類の防水層 (Aはシート防水, B・Cは塗膜防水) を設けた疲労試験を行なった。その結果、静的載荷によるひずみはいずれも大きく現われており、動的載荷による疲労回数は、Aの一部とB・Cを用いた全ての供試体が大巾に減少し、はく離を起こしている例が多い、したがって防水層が介在すると、舗装体と鋼板の接着が悪くなる傾向があるように思われる。

舗装体の温度依存性を調べるために、No1, 2, 8, 9の供試体について-10℃以外の温度で静的載荷試験を行ない、図5・6の結果を得た。全体的に低温ではひずみ量は小さく、高温になると大きくなる傾向にあるが、上層に改質アスコンがくる構成のものは、温度によってひずみの

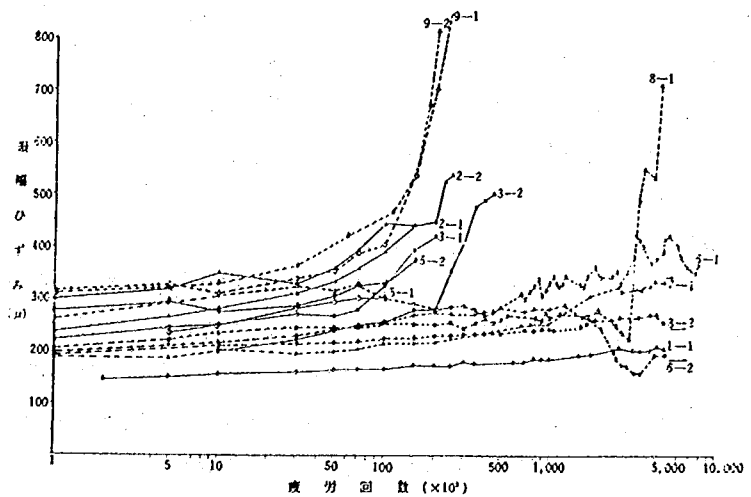


図-4 疲労回数と縦横ひずみ(舗装体中央)

出方が逆になるものがある。これは $+5^{\circ}\text{C}$ 程度になると改質アスコンが塑性状態を示し、舗装体の載荷点部にクリープ現象を起こしひずみがバラックためと思われる。No1については $+5^{\circ}\text{C} \sim -10^{\circ}\text{C}$ の温度範囲で動的載荷試験を行ない、図7の結果を得た。図からは各温度におけるひずみの変化が顕著である。 -10°C では殆ど変化がなくても、 -5°C 以上になると疲労回数 10×10^3 回前後からひずみの発散状態が大きくなり、 500×10^4 回載荷時で発生するひずみは、 -10°C と $+5^{\circ}\text{C}$ では約 1000μ の差があり、硬化性アスコンでも温度依存性があることがわかる。したがって、熱可塑性である改質アスコン等ではさらに温度の影響が現われるものと予想される。

4 まとめ

これまでの試験から次の結論が得られた。

- 1) 各舗装体の変形係数は、合成效果が期待できる場合 $2 \sim 10 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$ の範囲にあり、大きいグループにはエポアスがあげられる。
- 2) 繰返し曲げ試験で、舗装体表面に $400 \sim 500 \times 10^{-6}$ の振幅ひずみが発生すると、されつが発生しやすくなる。
- 3) 舗装体と鋼板の接着性は、下層にくる混合物の粒度による影響が大きく、ゲース、エポアスがくる場合ははがれにくく、密粒度アスコンの場合ははがれやすい傾向にあるので接着性を高める改善が必要になる。
- 4) 鋼板に防錆塗装を施すことにより、舗装体との接着性を損うことはいないようである。
- 5) 防水層を設けた舗装体は鋼板との合成を劣らせる例が多いので防水層と舗装の接着を高める改善が要求される。

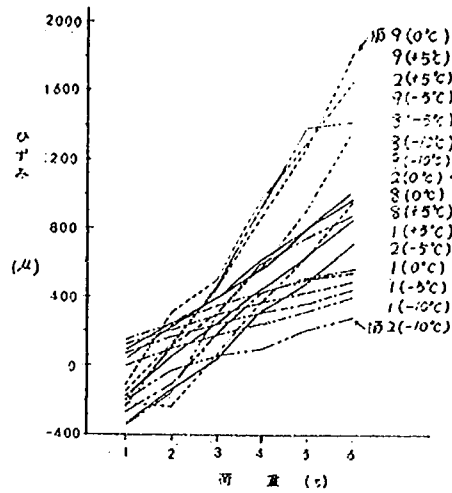


図-5 静的載荷 荷重-ひずみ (鋼板表)

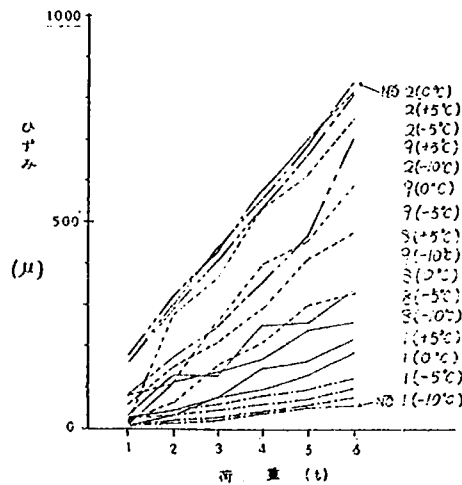


図-6 静的載荷 荷重-ひずみ (鋼板載荷点)

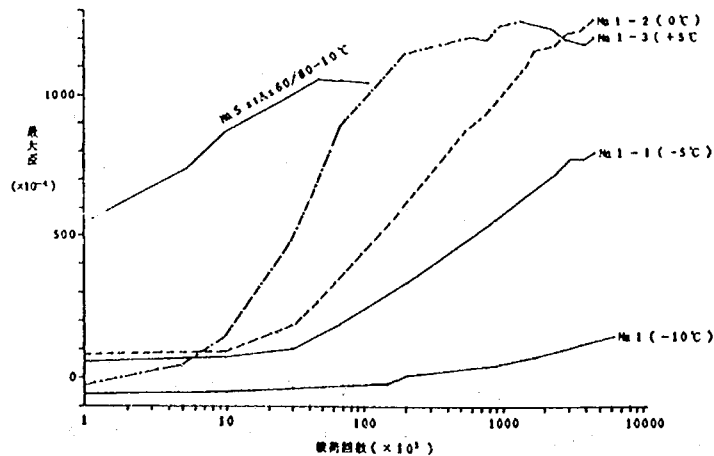


図-7 疲労回数と最大ひずみ (舗装体中央)

30 道路橋下部工の近接施工

基礎研究史 杉崎 光義

1. はじめに

最近の道路建設工事においては、道路依中工事等の増加により、既設構造物に近接して橋梁下部構造を施工しなければならない場合、あるいは、暫定断面を計画実施するバイパスの増加に伴い、将来完成断面施工時の下部構造施工方法を当初から検討しなければならない場合が多くなり、いわゆる近接工事の設計施工に関する問題が生じてきた。

そこで基礎研究では既に実施された近接工事に関する資料の収集整理、近接工事が行なわれる現場での周辺地盤、周辺構造物への影響の調査、解析、および近接施工に関する模型実験も実施し近接施工に関する問題の解明、設計、施工の手法の確立を図っている。

2. 道路橋下部工に関する近接工事の現況

表-1は、昭和55年度に実施した既設橋梁下部の近接工事に関する調査にもとづき、全橋台橋脚と新旧基礎形式別に分類したものであるが旧基礎形式-新基礎形式の組合せのうちで最も頻度の高いものは、くい-くい(43.5%)で、次いでケーソン-ケーソン(15.8%)、直接基礎-くい(12.0%)となっている。これは、新しく橋梁下部を設ける場合、従来の設定による支持層よりも深い所を支持層に設定するケースが増加している傾向にあるためである。

この表には、さらに調査全基数のうちに近接施工により変状が認められたものも基礎形式別に分類しており、それによると既設形式がくいの場合には変状がないが、既設形式が直接基礎の場合には21例中に12例と変状を生じた例が、またすべての組合せで一様に変状が起きていることがわかる。これは構造物の新設のために既設基礎の底面以下を掘削することにより変状を生じやすいことを示しているものと解される。しかしながら、その変状の定量的な程度についてこの調査結果からまとめようとするとは非常に困難である。それは、実際の近接施工現場においては事前になんらかの対策が施した後の施工および計測結果である場合が多く、また現場では不明の要素(問題)が混入するためである。そこで変状が大きと思われる直接基礎をモデルとし、砂地盤を用いた二次元模型実験を行い掘削深と変形の関係を調べた。

3. 実験方法

3-1 実験装置

実験装置は図-1に示すような二次元土槽(深さ1.2m、長さ3m、巾20cm)で両面はアクリル樹脂製板で、内側にテフロンを貼ってたが、側面から地盤の動きを観察することができ、また土槽上で鉛直載荷試験が可能である。矢板と切梁はアクリル樹脂製で矢板の先端はレンズとし、矢板と切梁の結

表-1 近接工事に関する調査結果

既設橋梁基礎形式	新設橋梁基礎形式	調査基数 A (%)	変状の認められた基数 B (%)	B/A
直接基礎	直接基礎	17 (9.2)	1 (4.8)	5.7%
	ケーソン	7 (3.8)	5 (23.8)	71.4%
	くい	22 (12.0)	5 (22.8)	22.7%
(含木い)	鋼管矢板式	1 (0.5)	1 (4.8)	100.0%
	小計	47 (26.5)	12 (57.1)	25.5%
	直接基礎	9 (4.9)	0	0
	ケーソン	29 (15.8)	8 (38.1)	27.6%
	くい	18 (9.8)	0	0
	鋼管矢板式	1 (0.5)	1 (4.8)	100.0%
	小計	57 (31.0)	9 (42.9)	15.8%
	直接基礎	1 (0.5)	0	0
	ケーソン	1 (0.5)	0	0
	くい	78 (43.5)	0	0
	小計	80 (43.5)	0	0
計	計	184 (100.0%)	21 (100.0%)	11.4%

合とヒンジの構造とになっている。

3-2 側圧の測定法

実験に於ける側圧測定法は、矢板に5cm間隔で取り付けたストレインゲージ(図-2参照)により歪を測定し、これを下記の式(1)に代入し各点の曲げモーメントを求めた。

$$(\text{曲げモーメント}) \quad M = \epsilon \cdot E \cdot Z \text{ ----- (1)}$$

ϵ : 曲げ歪度

E : ヤング係数

Z : 板の断面係数

微分法により、各点の曲げモーメントから各点のせん断力を式(2)により、各点のせん断力から板にかかる側圧を式(3)により求めた。

$$(\text{せん断力}) \quad \Delta S_n = \frac{M_n - M_{n-1}}{\Delta L} = \frac{\Delta M}{\Delta L} \text{ ----- (2)}$$

$$(\text{側圧}) \quad p_n = \frac{\Delta S_n - \Delta S_{n-1}}{\Delta L} = \frac{\Delta \Delta S}{\Delta L} \text{ ----- (3)}$$

n : 1, 2, 3 ----- 各点の位置

ΔL : 各点の間隔

ΔS : 各点のせん断力差

ΔM : 各点の曲げモーメント差

3-3 掘削方法および実験の種類

掘削は、図-3に示すように矢板をセットした後両側に一定の高さから落下させることにより一様に砂をつめた。その状態で基礎模型をかき、片側の30cmの間を5cm毎に既設構造物の基礎中の2倍~3倍にわたって掘削した。

実験の種類はまず「フーチング」を載せない場合($V=0$)の1ケースと、近接施工の問題は新旧の構造物の距離に大きく左右されるので、既設構造物と矢板の距離(b)を、 $0.B$ (基礎幅)、 $2B$ 、 $3B$ に変化させた4ケースとした。既設構造物の鉛直載荷荷重(V)は100kgとした。

材料の定数は表-1の通りである。

内部摩擦角 ϕ (-面摩擦角)	42°
単位体積重量	150 % cm^3
相対密度 D_r	60%
比重 G_s	2.61
安息角	33°

4 実験結果

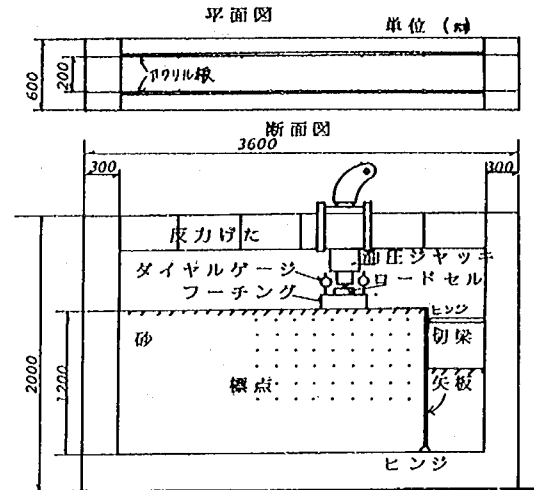


図-1 実験装置

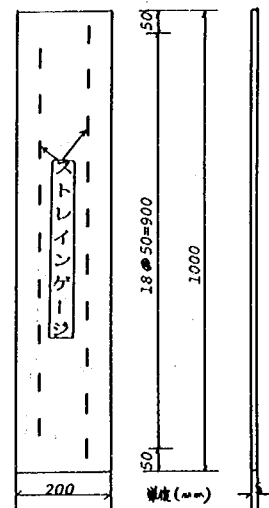


図-2 ゲージ位置

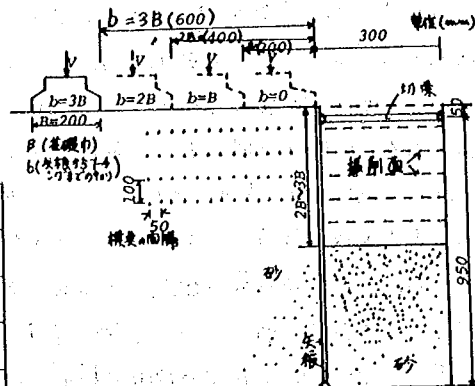
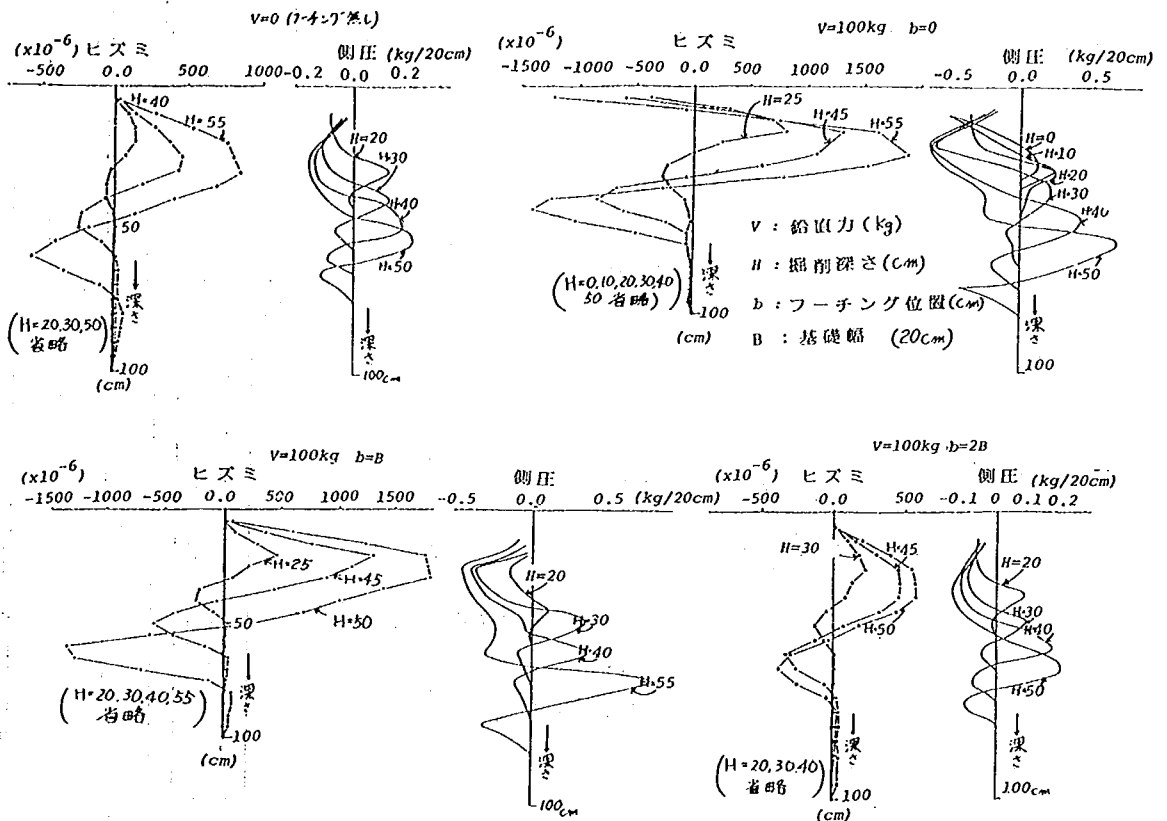


図-3 矢板位置及びフーチング位置

図-4は、各ケースの代表的な矢板のヒズミと逆算した側圧のグラフである。側圧はいずれの掘削段階においても、矢板上部から掘削底面に向かって負→正→負のように移行している。これは矢板が可とう性に富んでいるため、掘削中に作用する応力と土圧によって変形が生じ、この変形によってこれより主動土圧領域にあった掘削底面付近の地盤が受動土圧領域に変化するためである。



4 考察

近接施工に関する規準については国鉄の規準が最も古く、その後
に作られた他機関の指針はいずれも国鉄の規準を基にしている。国
鉄の直接基礎の場合の近接施工に関する規準では、図-7に示すよ
うに旧構造物と新構造物の位置により下記に示すⅠ、Ⅱ、Ⅲの3種に区
分されている。

- Ⅰ 無条件範囲： この範囲に新設構造物が入る場合は設計施
工において特別の配慮は要しない。
- Ⅱ 要注意範囲： 設計においては特別の配慮は要しないが施
工時には既設構造物の変状観測などの注意を要し、変
状が認められる場合には対策を考慮する。
- Ⅲ 制限範囲(要対策範囲)： 設計施工とも特別の考慮を
要し、何らかの対策を当初より計画する。

これを今回の実験結果と比較してみると、実験でⅡとⅢ
の範囲に入る $b=0$ 、 $b=B$ の場合は大きな変状が見られ規準の
通り何らかの対策が必要と思われるが、なお、Ⅰの範囲では
ほとんど変状は見られなかった。

5 まとめ

今回の実験結果から次の様なことがわかった。

- (1) フーチングの位置が矢板から $2B$ はなれるとほとんど近
接施工の問題が生じない。
- (2) 矢板の変形は砂地盤の移動と大きく支配する。この対
策としては、矢板の剛性を大きくするか切築段数をふや
すことにより解決できると思われる。
- (3) 既設構造物と矢板が近接 ($0 \leq b \leq B$) している場合には掘
削する前からすでに矢板に側圧が作用しており、何の対
策もせずには掘ることは非常に危険である。

今回の報告は直接基礎の結果であるが今後、ゲソソ基礎
を対象とした実験、地盤を粘土にした場合の各基礎の実験、実
際の矢板と地盤を用いた大型実験及び現場のデータをもとに近
接施工における設計、施工の手法を確立していきたい。

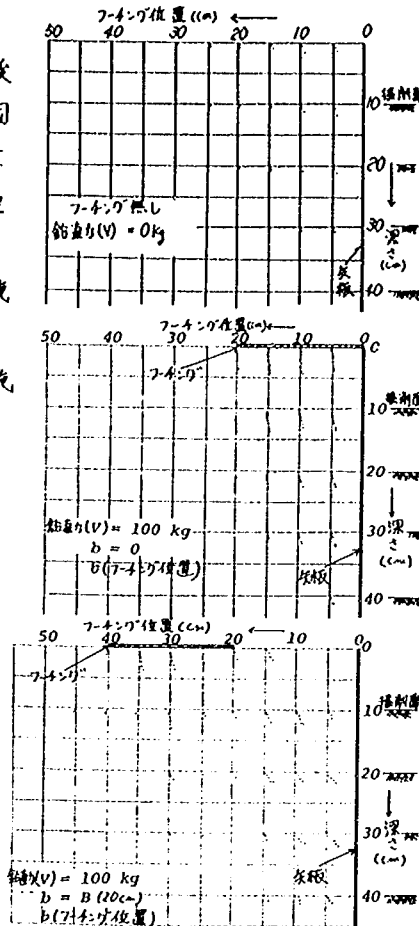
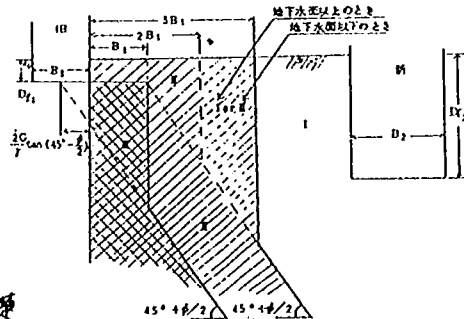


図-6 砂地盤の物割



- Ⅰ 無条件範囲： (1)、(2)と共に満足する範囲
 - (1) $B_0 > 3B_1$
 - (2) $B_0 > (Df_1 - Df_2) \tan(45^\circ - \phi/2) + B_1$
- Ⅱ 制限範囲： (3)または(4)と満足する範囲
 - (3) $B_0 > b_1$ かつ $Df_1 \geq Df_2$
 - (4) $B_0 > (Df_1 - Df_2) \tan(45^\circ - \phi/2) - 2\sigma/r \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$
- Ⅲ 注意事項
 1. Ⅰ、Ⅱの条件のどちらにも該当しない範囲

図-7 Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの区分

<参考文献> 1) 森重龍馬：近接工事における調査と設計計画、基礎工 Vol. 2 Tschebo Caroff：ゲボ
タリオフの土質工学、技報堂 3) 古藤田喜久彦ほか：矢板模型実験、土と基礎 34 4) 遠達孝榮ほか：
山留壁における現場計画管理基準について、第14回土質工学論文集