

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3147号

第 31 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成4年12月15日・16日

建設省土木研究所

Copyright © (1992) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第3147号1992年12月

第 31 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第31回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会

目 次

1. 油圧ブレーカの低騒音化技術に関する研究	機 械 研 究 室	杉山 篤 ○山中 勇樹	1
2. 遠心模型実験による深層混合処理地盤の挙動検討	施 工 研 究 室	梅本 健児	5
3. 土構造物の地震時安定検討のための動的遠心模型 実験手法について	動 土 質 研 究 室	○高橋 晃浩 古関 潤一	9
4. 剛体基礎の支持力に関する研究	基 礎 研 究 室	○岡原美知夫 知見 健司	13
5. 鋼桁支承ソールプレート部の構造が局部応力に及 ぼす影響について	橋 梁 研 究 室	西川 和廣 村越 潤 ○佐々木靖雄	17
6. バリアブルダンパーの小型模型の開発	耐 震 研 究 室	○川島 一彦 運上 茂樹	21
7. 都市内道路における騒音対策	交 通 環 境 研 究 室	石田 稔 木嶋 健 ○次郎丸 敬太	25
8. 排水性舗装の配合設計に関する研究	舗 装 研 究 室	森 修二	29
9. 高規格道路トンネルの照明に関する研究	ト ン ネ ル 研 究 室	○松原 哲也 猪熊 明	33
10. 路車間情報システムの整備計画と整備効果	道 路 研 究 室	○田中 靖資 今長 信浩	37
11. 駅前広場の整備計画に関する調査	新 交 通 研 究 室	橋口 賢治	41
12. 海洋コンクリートの防食技術に関する試験	化 学 研 究 室	坂本 浩行	45
13. 超硬練りコンクリートの特性	コ ン ク リ ー ト 研 究 室	森濱 和正	49
14. 標準供試体作製装置を用いたRCD用コンクリー トの配合設計法に関する検討	ダ ム 構 造 研 究 室	菊永 和久	53
15. ダーティー・ウォーター試験によるフィルタ機能 についての検討	フ ィ ル ダ ム 研 究 室	藤沢 侃彦 山口 嘉一 ○小川 直樹	57
16. 地球温暖化が進行した場合に水資源に及ぼす影響 に関する考察	水 資 源 開 発 研 究 室	宮井 貴大	61

17. 固定化微生物を用いた高度処理プロセスの実用化 に関する調査	三次処理研究室	高橋 正宏.....65 滝沢 智淳 ○奥井
18. 高濃度下水汚泥の管路輸送特性に関する研究	汚泥研究室	松原 誠.....69
19. 平成2年熊本県一の宮町泥流・流木災害	砂防研究室	草野 慎一.....73 ○前田 昭浩
20. 破砕帯地すべりの階層性とフラクタル性	地すべり研究室	植野 利康.....77
21. 雪崩誘導工に関する調査	新潟試験所	網木 亮介.....81 ○藤澤 和範
22. 自然を生かした河川水際づくりに関する研究	河川研究室	○佐々木 克也.....85 山本 晃一 藤田 光一
23. 家屋・家財の浸水被害について	総合治水研究室	川上 哲広.....89
24. 福島県北部～宮城県南部における広範囲の海浜地 形変化	海岸研究室	野口 賢二.....93
25. 災害情報地上検知システムの開発	システム課	野口 正.....97

油圧ブレーカの低騒音化技術に関する研究

機械施工部機械研究室 杉山 篤

○山中 勇樹

1. まえがき

土木構造物、建築構造物の解体や、舗装版の打換に、油圧ショベルに油圧ブレーカを取り付け使用する場合が多い。油圧ブレーカを含めた削岩機を使用する作業は、特定建設作業の1つに取り上げられており、騒音規制法で規制されている。

削岩機を使用する作業は、他の特定建設作業と比較しても非常に多くの騒音苦情が寄せられている。平成2年度騒音規制法施行状況調査によると、特定建設作業の騒音苦情対応件数に占める削岩機の割合は70%を占めている。このため、建設工事の騒音を低減するためにも、立ち遅れている油圧ブレーカの騒音を低減する必要がある。

2. 研究目的

本研究の目的は、打撃による衝撃的騒音を発生する機構を持つ油圧ブレーカに対して、騒音の発生機構を明らかにし、騒音を低減するための方法について検討を行い、低騒音型油圧ブレーカの確立を図ることである。

3. 研究方法

3. 1 油圧ブレーカの騒音測定解析

(1) 対象油圧ブレーカ

対象とする油圧ブレーカは、需要が多い、 0.25m^3 クラスの油圧ショベルに搭載したタイプとした。(本体重量約200kg)



写真-1 周囲騒音測定状況

(2) 騒音測定方法

周囲騒音測定は、基本的には(社)日本建設機械化協会規格「建設機械の騒音レベル測定方法」に準じ、7m、15m 4方向の高さ1.5mにおいて、図-1に示す配置で行った。測定器の構成を図-2に示す。また、その状況を写真-1に示す。

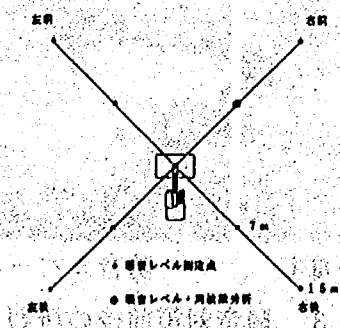


図-1 周囲騒音測定点

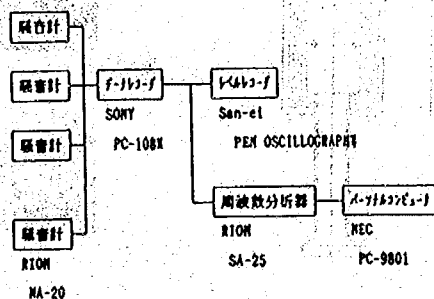


図-2 測定計器構成(周囲騒音)

油圧ブレーカの騒音対策を行うために、騒音源を調査する必要がある。その方法として、自動車産業、建築騒音の分野などで騒音源特定のため近年採用が多くなっている音響インテンシティ法を用いた。音響インテンシティ法の特徴は、音源近傍における音の放射性状が直接ベクトル量として得られ、音源探査に利用できることである。本研究では、近接した2個のマイクロホンから得られた音圧と、その差分から近似的に得られる粒子速度との積の時間平均として求める方法（2マイクロホン法）を用いた。測定点を図-3、測定計器を図-4、測定状況を写真-2に示す。

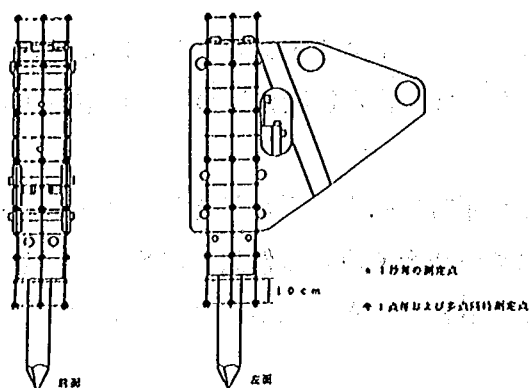


図-3 音響インテンシティ測定点

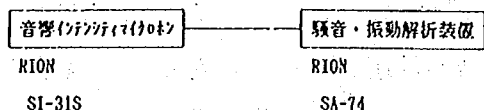


図-4 測定計器構成（インテンシティ測定）



写真-2 音響インテンシティ測定状況

3. 2 油圧ブレーカの騒音低減対策

ブレーカから放射される音を低減するためには、ブレーカ表面から発散される音を遮断するとともにブレーカ本体振動を抑える必要がある。このため、ブレーカ表面を制振材で囲み、さらに遮音効果を期待して鋼板（SS400）の防音カバーで覆い騒音低減の効果を周囲騒音測定により調査した。

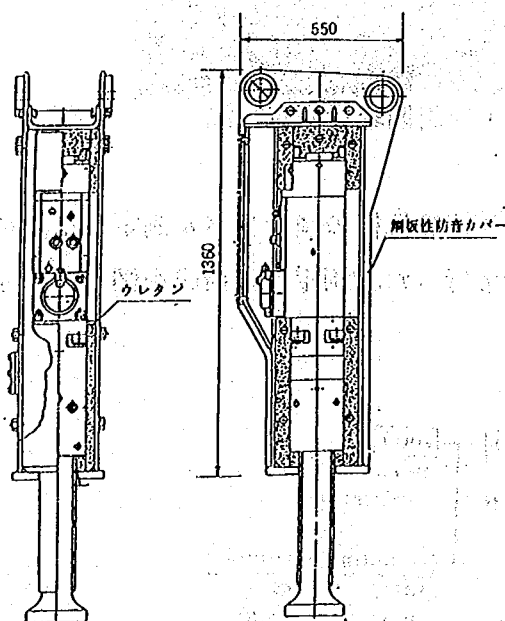
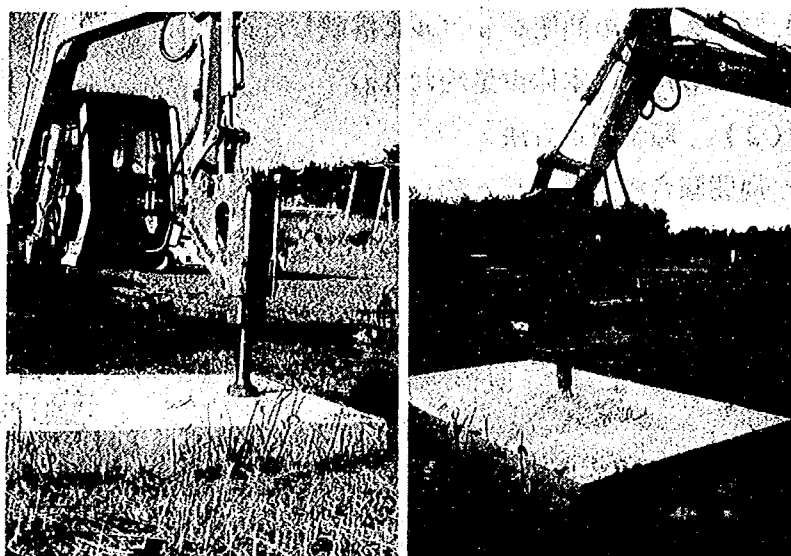


図-5 騒音低減対策部品の形状



防音カバーなし 防音カバーあり

写真-3 騒音対策前後の概観

4. 実験結果

4. 1 油圧ブレーカの騒音測定結果

周囲騒音測定による打撃音の発生状況の波形（dB(A)）を図-6に示す。この波形は、衝撃的打撃が連続的に発生していることを示している。周囲騒音測定結果を、表-1に示す。

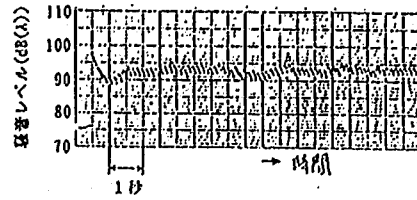


図-6 騒音レベルの記録波形

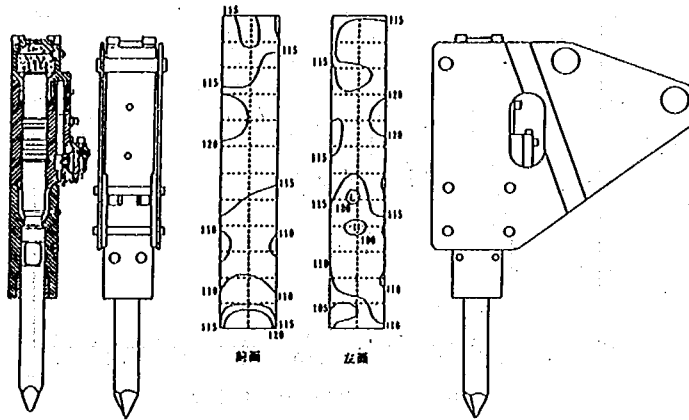
表-1 騒音レベル測定状況

打撃条件				7 m					1.5 m					測定機		測定時間		測定者	
打撃機	打撃対象	打撃位置	打撃速度	右側	左側	右側	左側	平均	右側	左側	右側	左側	平均	測定機	測定時間	測定者	測定時間	測定者	
(1111)	—	—	—	67	64	75	73	72	63	59	68	68	66	(1120)	—	—	—	—	
(1111)	—	—	280	89	88	90	88	89	81	80	83	82	82	—	—	165	—	—	
(1111)	低	初期	310	95	94	95	94	95	87	87	88	86	87	905~930	110	~120	165	**40	
		進行中	360	96	94	95	95	95	88	88	88	86	88						
	中	初期	320	93	92	93	92	93	86	87	87	86	87	1640(1120)	130	—	—		
		進行中	460	94	93	94	93	94	87	88	89	88	88						
	高	初期	420	91	89	90	89	90	83	83	82	83	83	2020(1080)	150	—	—		
		進行中	430	94	94	94	96	95	87	87	87	86	87						
(1111)	中	初期	470	93	94	94	94	94	86	88	89	88	88	1725	130	—	—		
		進行中	460	93	93	93	93	93	86	87	87	87	87						

騒音レベルは、打撃時の最大値の平均で示す（動特性FAS T）

*（ ）は騒音計の測定値 **騒音計に40℃にセット、外気の影響で測定中に低下

音響インテンシティ法による測定結果として全帯域における音の強さを表すコンタ図を図-7に示す。傾向としては、ブレーカ内部でチゼルが打撃されている辺り、側面ブラケット部の窓の辺り、チゼル部分を中心に、ブレーカ本体の全体から音が放射されていることがわかる。



単位：dB(A)

図-7 音響インテンシティ測定結果・コンタ図（全体域）

4. 2 騒音低減対策の効果

騒音低減対策前のケースと油圧ブレーカを防音カバーのみで覆ったケースのバルブ状ロッドによるコンクリート版打撃による騒音を比較すると、騒音レベルで3 dBと低減の効果が認められた。これは、油圧ブレーカ表面から発せられる音が遮音された効果によるものと考えられる。

騒音低減対策前のケースと防音カバー及び制振材により騒音低減対策を講じたケースの周囲騒音測定結果を、表-2に示す。7 m地点における騒音の平均値でバルブ状ロッドによるコンクリート版打撃は約5 dB、ポイントチゼルによるコンクリート版破碎は約7 dB、花こう岩破碎は約7 dB低減されている。

それぞれの騒音データを周波数分析した結果を、図-8に示す。結果から明らかなように、500 Hz以上で騒音が低減していることがわかる。

表-2 騒音低減の効果

単位: dB(A)

打撃条件						騒音
ケース	打撃種別	フレーム	制振材	ロッドカバー	その他の対策	7m
ケースA-1	バルブ状ロッドによる打撃	対策前	なし	なし	なし	100
ケースG-1	バルブ状ロッドによる打撃	窓なし	ウレタン	あり	なし	96
ケースA-1	コンクリート版破砕	対策前	なし	なし	なし	96
ケースG-1	コンクリート版破砕	窓なし	ウレタン	あり	なし	89
ケースA-1	花こう岩破砕	対策前	なし	なし	なし	99
ケースG-1	花こう岩破砕	窓なし	ウレタン	あり	なし	92

ケースA-1: 騒音低減対策前

ケースG-1: 騒音低減対策後

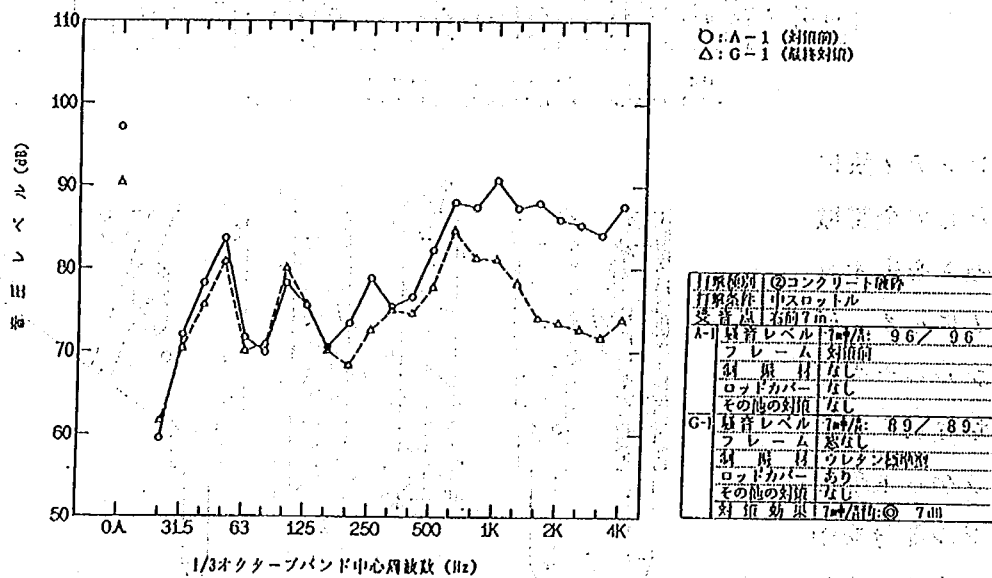


図-8 周波数分析結果 (コンクリート版破砕)

5. まとめ

油圧ブレーカに対する騒音低減対策の実施結果から、以下のことが判明した。

- ① 今回試作した防音カバーとその内側に制振材を併用することにより、5～7 dB程度の騒音低減が図れる。なお、防音カバーを単独で用いると、3 dB程度の騒音低減が図れる。
- ② 試作したロッドカバーはロッド (チゼル) の打撃が不安定な時に有効であり、ポイントチゼルによる打撃開始時にも騒音低減効果が期待できる。

6. 今後の予定

今後は、実際の使用に耐える構造の検討及び作業性を損なわない、より一層の低騒音化に向けての改良が必要であると考えている。このため、制振鋼板の利用、防音カバーの防振支持等の対策を行い、その効果及び試作品の耐久性調査を行う予定である。

1. まえがき

深層混合処理工法は、軟弱地盤の改良工法の一つであり、原位置土を改良材と強制的に攪拌混合することにより、軟弱地盤中に円柱状の改良地盤を形成する工法である。

この深層混合処理工法のは、改良材の添加方式により「粉体系」と「スラリー系」に、機械方式より「機械攪拌方式」と「噴射攪拌方式」とに分類できる。代表的な深層混合処理工法である「DJM工法」は、粉体系の機械攪拌方式に属し、建設省総合技術開発プロジェクトの一環として開発されたものであり、軟弱地盤上に盛土の安定対策等今日まで多くの施工実績がある。

しかし、DJM工法などの深層混合処理工法は、施工が先行したため、地盤改良の設計の基本となる改良地盤の挙動及び、改良強度の評価法等に関して未解明な点が多い。本文では、これらの点を解明するため遠心载荷装置を用いて実験的に検討した結果を述べる。

2. 目的

軟弱地盤上に盛土を行う際の沈下や、周辺地盤の側方流動や引込み沈下・隆起などの盛土の変形の防止対策として深層混合処理工法により地盤改良を行う例が多い。このような地盤改良の改良効果を検討するため、これまで小型模型実験で軟弱地盤の側方流動に関する研究を行ってきたが、模型地盤の強度分布や相似則の問題から実際の現場の現象をモデル化することが難しかった。本研究ではこれらの問題点を無視できる遠心力模型実験装置を用いて正規圧密状態の模擬軟弱地盤を形成し、改良体と軟弱地盤の挙動の把握するとともに深層混合処理工法の改良体の配置を変えた時の改良効果の相違について検討した。

3. 方法

1) 試験装置

試験装置を図-1に示す。装置は、試料容器とカウンターウェイトを搭載する回転腕、装置を回転させる駆動部、潤滑装置、制御安全装置から構成される。装置の仕様を表-1に試料容器の概要を図-2に示す。

データ計測システムは、試料容器の回転加速度、間隙水圧、土圧、変位などの計測が可能である。

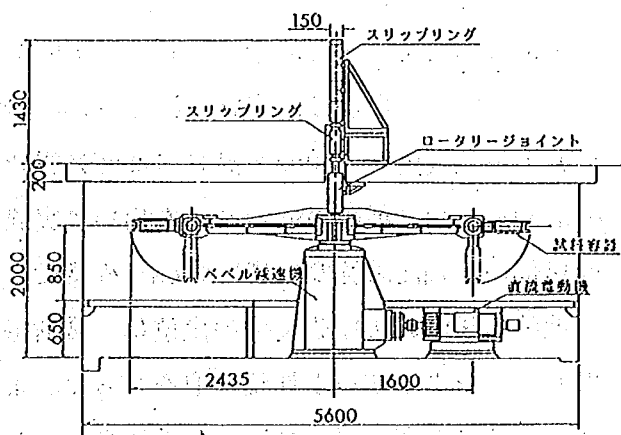


図-1 遠心力载荷装置

表-1 遠心力载荷装置の仕様

回 転 半 径	2 m
最大遠心加速度	200 G (動的加振時は50 G)
最大回転速度	300 rpm (動的加振時は150 rpm)
電動機出力	75 kW
最大加振力	±2000 kgf
最大加振加速度	±20 G (負荷100 kgのとき)
最大加振変位	±1 mm
加振周波数	50 ~ 400 Hz
加振波形	正弦波および不規則波
試料容器	800 × 300 × 100 mm

各センサーからの電気信号は、スリップリングを介してデータ収録器に収録され、パソコンによりデータを保存する。データ計測は最大16チャンネルの測定が可能である。

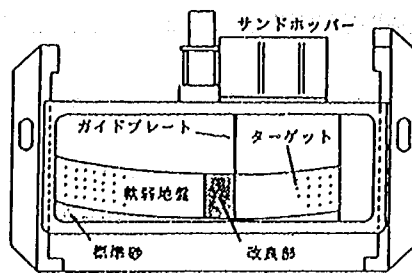


図-2 試料容器の概要

表-3 試料土の物性

比重 G_s	2.63
液性限界 W_L	52.1%
塑性指数 I_P	23.8
粒 度 分 布	
砂 分	20.4%
シルト分	33.6%
粘土分	14.0%
コロイド分	32.0%

2) 実験方法

実験に用いた軟弱地盤用の試料土の物性を表-3に示す。模擬地盤は、含水比80%に調整した試料土を試料容器に投入し、80Gの遠心力場において自重圧密させて作製した。ここにサーチャジ圧は0.1kgf/cm²、軟弱地盤の強度増加率は0.27であった。地盤の挙動を追うためのターゲットを遠心自重圧密後に挿入した。載荷はサンドホッパーより砂鉄を段階的に自由落下させて行った。

表-2 実験ケース

ケースNo	改良形式	改良幅 (mm)	備 考
1	無処理		
2	杭式	71.7	千鳥配置23本
3	格子式	71.7	改良体23本
4	格子式	110.8	改良体24本
5	7'ロック式	12.5	
6	7'ロック式	25.0	
7	7'ロック式	50.0	
8	7'ロック式	50.0	12.5mm×4枚

実験ケースを表-2に示す。また、実験ケースを図-3に示す。改良部は円柱状（直径12.5mm×高さ125mm）と板状（奥行100mm×高さ125mm×幅12.5mm, 25.0mm, 50mm）の2種類のモルタルを用いて実験を行った。改良部の一軸圧縮強度は10kgf/cm²程度であった。

地盤の挙動および改良体の変位は、載荷毎に写真撮影し、デジタイザーより読み取を行った。また、改良体の破壊はひずみゲージによる確認を行った。

4. 結果

1) 地盤の強度

遠心自重圧密後のベーンせん断試験結果を図-4に示す。これより、深さ方向に対し直線的に強度増加が見られる。沈下量と時間の関係から90%圧密を要する時間は約19時間であった。遠心力場において粘土の圧密時間は、実物の $1/n^2$ （ n :遠心加速度）となる。遠心自重圧密後の地盤の高さは各ケースとも一定で支持層の砂面より12.5cm~13.0cmであった。

2) 地盤および改良体の挙動

図-5~図-9にケース1~ケース4およびケース7の地盤の挙動を示す。改良体は、載荷荷重

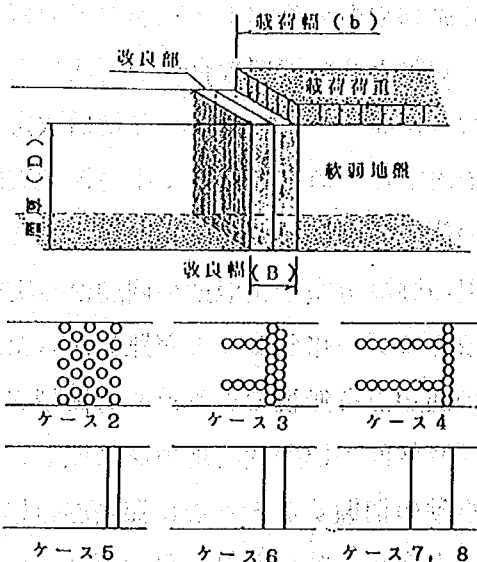


図-3 実験ケース

が大きくなると底面から3～4cmの位置で戦荷側に凸の変形が生じ、改良体の引張強度を越えた戦荷段階で破壊が確認できた。ケース1の無処理地盤は円弧すべり的な挙動を示す。ケース7のブロック式改良やケース4の格子式改良の処理を施した地盤の戦荷直下は円弧すべり的な挙動を示し、改良部付近の地盤は上部に移動している。非戦荷側の地盤は円弧すべりと側方移動の中間的な挙動を示している。また、ケース4とケース3を比較するとケース3の方が改良幅が広いため、より側方移動的な挙動になることが判った。ケース2の杭式改良の処理地盤は無処理地盤と同じ挙動を示しているが、水平方向の移動の範囲と移動量は小さく、深さ方向に対して広範囲に移動しており改良効果があることが判る。戦荷段階ごとの移動を見ると1列目の改良体が移動した後、2列目、3列目と順を追って移動している。

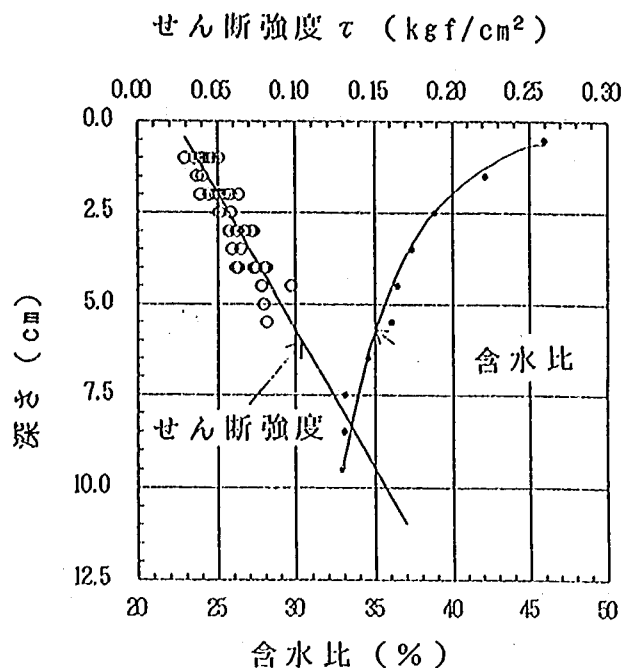


図-4 深さとせん断強度の関係

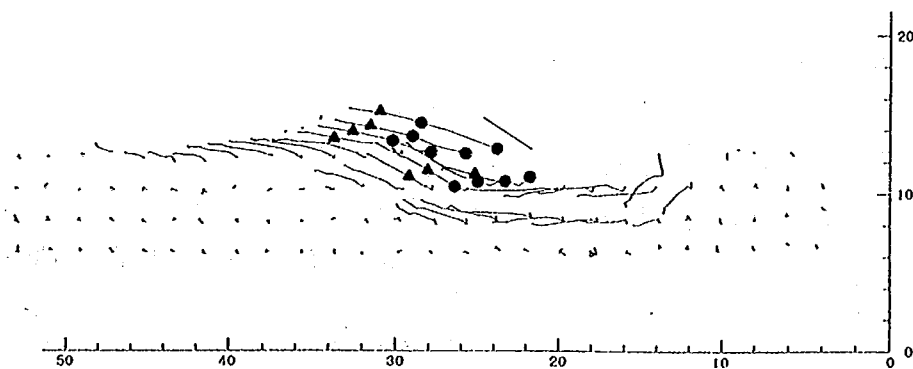


図-5 ケース1 地盤変位

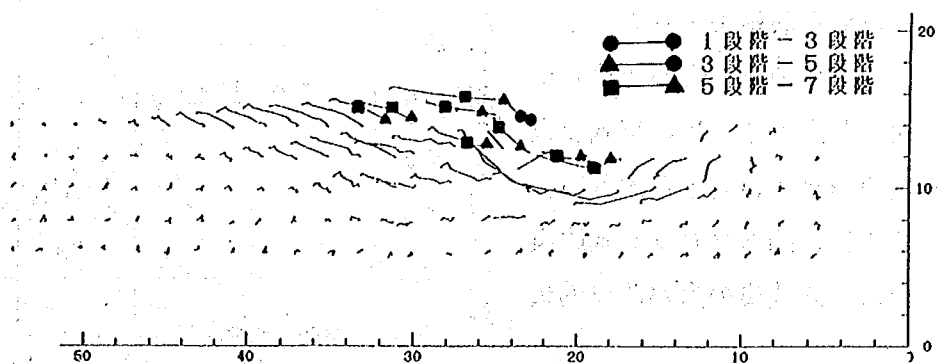


図-6 ケース2 地盤変位

3) 改良体頭部の変位置

図-10に改良体頭部の変位置と載荷荷重の関係を示す。これは、改良体が破壊する前の載荷段階までの変位置を2次曲線により近似したものである。改良体の破壊が見られるのは、各ケースとも改良体頭部の変位置が5mm以上の場合で、破壊した段階で改良体頭部の変位置の変化が見られるケースが多かった。同じ改良形式(ケース5, 6, 7)ならば改良幅が広いほうが荷重に対する移動量が小さく改良効果大きい。また、ケース2とケース3を比較すると、改良体どうしを接した方が効果大きいことが判った。同じ様な改良形式で同じ改良幅のケース7とケース8ではケース8の方が改良効果大きい。これは、ケース8は12.5mmの板上の改良体を4枚合わせたもので、改良体間に摩擦力が生じ改良効果が大きくなると考えられる。

5. まとめ

深層混合処理の改良体の配置を変えた地盤の挙動の相違について実験結果より以下のことが判った。① 改良幅の広い方が改良効果大きい。② 同じ改良本数では、杭式改良よりも格子式改良の方が改良効果大きい。③ 同じ改良土量では、剛なブロック式改良よりも杭式改良や格子式改良の方が改良効果大きい。

今後、載荷部と改良体の位置による改良効果の違いの検討も必要だと考えられる。これらの検討結果を合理的な設計法に反映していきたい。

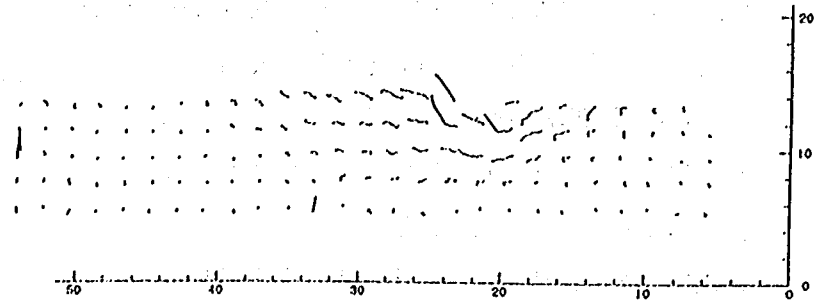


図-7 ケース3 地盤変位

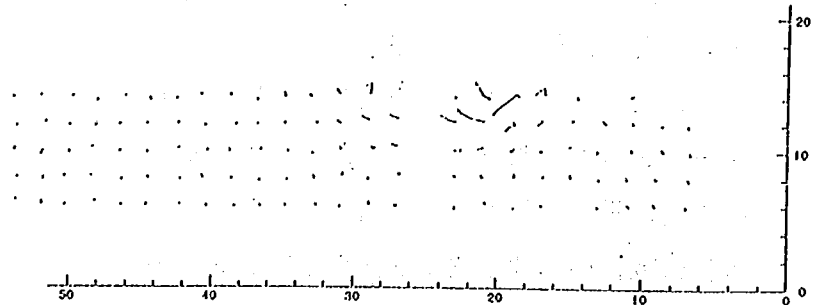


図-8 ケース4 地盤変位

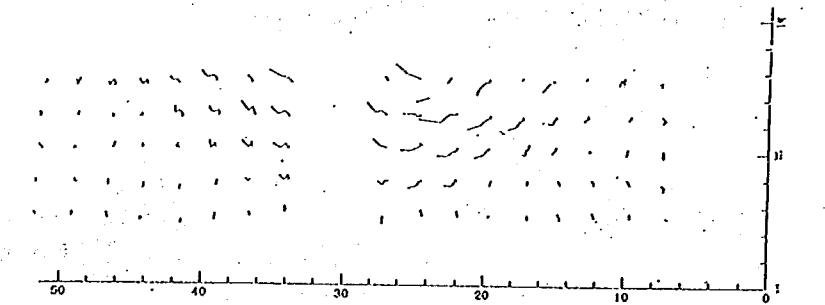


図-9 ケース7 地盤変位

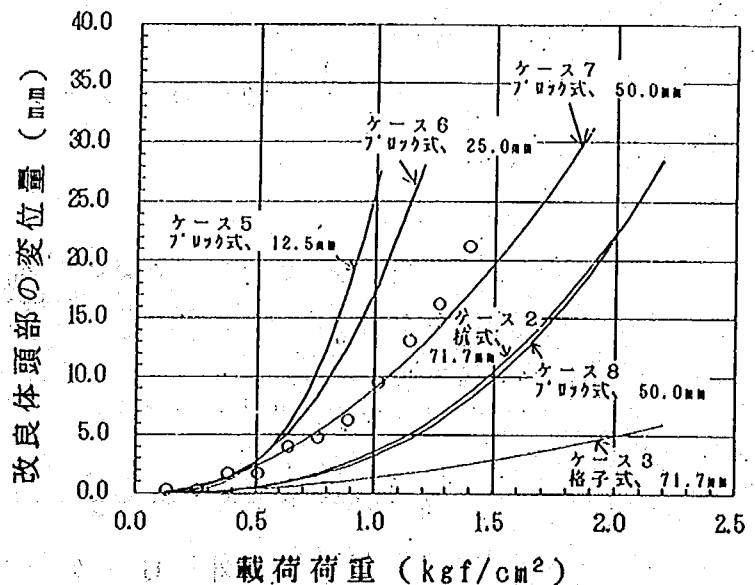


図-10 変位置と載荷荷重の関係

土構造物の地震時安定検討のための動的遠心模型実験手法について

機械施工部動土質研究室 ○高橋晃浩
古関潤一

1. まえがき

地震による繰返し荷重が地盤に作用すると、地盤が軟弱化して地盤上あるいは地盤中の構造物に被害が生じる場合がある。このような被害を防ぐために、被害が生じる可能性のある箇所と被害量を事前に予測して、適切な耐震対策を行うことが求められている。河川堤防、道路盛土のような土構造物や掘削道路のような半地下構造物の地震時の挙動を調べるために、実物よりも小さい実験模型を振動台の上に載せて加振する振動台実験が従来より行われてきた。しかし、土の力学的な特性は、作用する土被り圧などの拘束圧の影響を大きく受けることが知られており、重力場で小さい実験模型を用いて行う振動台実験では地盤に作用する拘束圧が実物よりも小さいことが、実験結果を評価するうえでの問題となっている。

2. 目的

地盤が液状化することによる盛土の沈下や変形などの問題に対し、地震時の液状化に対する盛土構造物と地盤の安定性について明らかにすることを

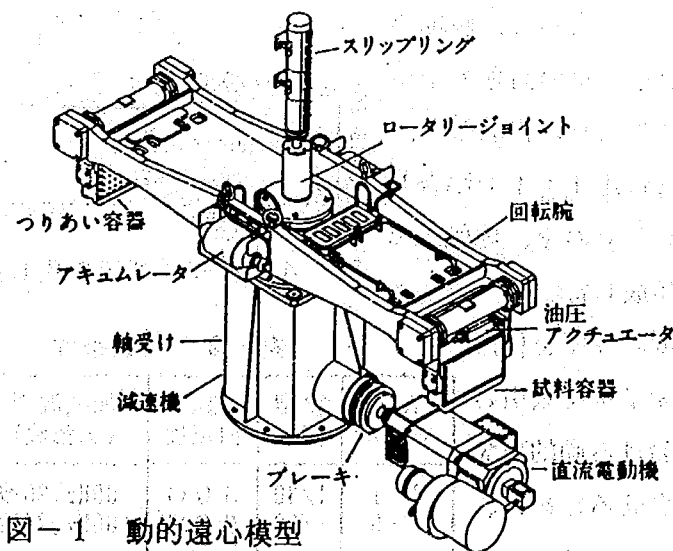


図-1 動的遠心模型
実験装置の概要

目的として、実物地盤と等しい応力状態を再現できる遠心模型実験を行った。本論文では、実験例に基づき、実験上の問題点とその対処法について検討した。

3. 方法

遠心模型実験とは、図-1に示す装置により、小さな実験模型を等速回転させて遠心加速度を与え、見かけの自重の増加による大きな拘束圧のもとで実験を行う手法である。さらに、遠心加速度を与えた状態で、地震波を与えるものが動的遠心模型実験である。

表-1 相似則

項 目	実物	模 型
長 さ	1	$1/N$
加 速 度 (遠心加速度) (加振加速度)	1 1	N N
密 度	1	1
質 量	1	$1/N^3$
力	1	$1/N^2$
応 力	1	1
ひ ず み	1	1
変 位	1	$1/N$
時 間 (動的現象) (浸 透)*	1 1	$1/N$ $1/N^2$

* 間隙流体として水のN倍の粘性のものを用いることにより、動的現象と浸透の時間が一致する。

動的遠心模型実験における相似則は表-1のようになっている。実物の $1/N$ の大きさの実験模型に重力加速度の N 倍の大きさの遠心加速度を加えると、構造物と地盤の見かけの自重が N 倍に増加して、実物と同じ大きさの拘束圧が地盤に作用する。また、実際の地震の N 倍の加速度で周波数を N 倍にして加振することにより、地震時の地盤の応力状態を実物と同じように変化させることができる。

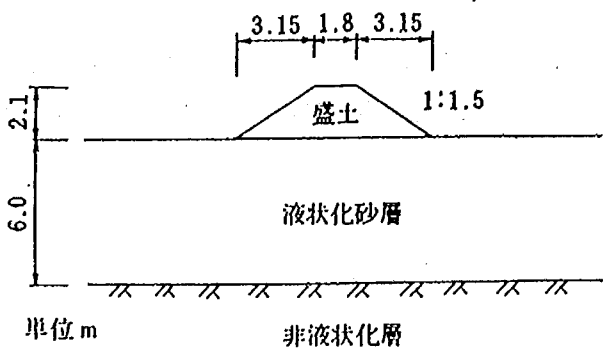


図-2 対象とした砂地盤上の盛土

今回は図-2に示す実地盤に対し、相似比 $1/30$ と、 $1/50$ （それぞれ図-3および図-4）の2種類の模型を作成し、相似比の影響を調べた。砂地盤の表面が湾曲しているのは、重力場での水平面が遠心力場では回転軸を中心とした円筒状の曲面に対応するためである。

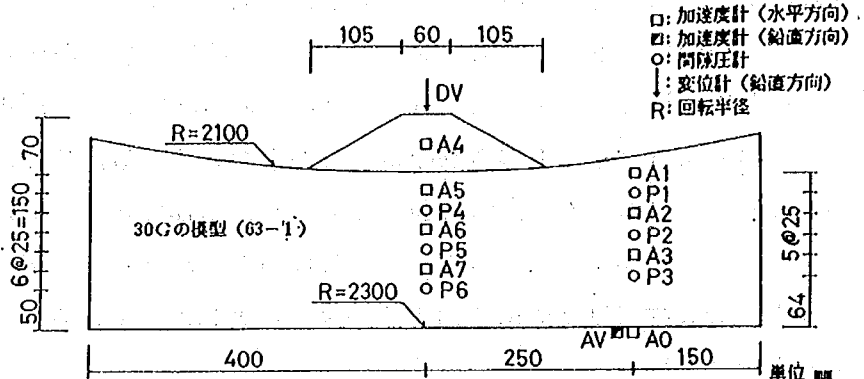


図-3 $1/30$ にモデル化した実験模型

実験模型は、鋼製の箱型土槽の中に作成した。砂地盤は、気乾状態の豊浦砂をホッパーから一定の高さで空中落下させて、相対密度が約60%となるように作成した。盛土は、豊浦砂とカオリン粘土を重量比4:1で混合して含水比が15%となるように調整したものを、地盤上で所定の形状に整形することにより作成した。

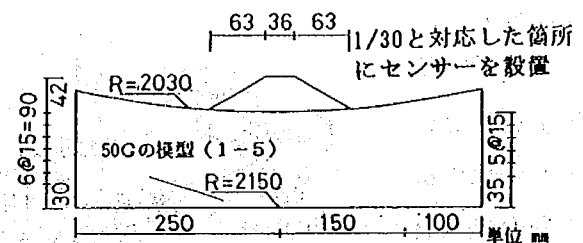


図-4 $1/50$ にモデル化した実験模型

地盤の飽和は、 -0.8kgf/cm^2 程度の負圧を作用させた状態で、底部からシリコンオイルを吸引させることにより行った。遠心場における動的現象と浸透・圧密現象の相似則を満足させるために、縮尺 $1/30$ の模型ではシリコンオイルの粘性を水の30倍に、 $1/50$ の模型で

表-2 実験条件

実験モデル	模型縮尺	遠心加速度	加振波形 (正弦波)	目標相対密度
63-1	$1/30$	30G	60Hz, 20波	60%
1-5	$1/50$	50G	100Hz, 20波	60%

表-3 加振加速度

は50倍にした。

実験条件を表-2に、加振加速度の一覧表を表-3に示す。動的な加振は、縮尺に応じた遠心加速度を模型に作用させた状態で、 $1/30$

実験ケース	加振加速度(単位G)、カッコ内は重力場での換算値(単位gal)				
	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目
63-1-2	2.5 (82)	4.1 (134)	5.2 (170)	7.3 (238)	8.7 (284)
63-1-3	3.7 (121)	5.6 (183)	7.1 (232)	8.3 (271)	
63-1-4	5.5 (180)				
63-1-5	7.3 (238)				
63-1-6	9.0 (294)				
1-5-3	7.0 (137)	10.8 (212)	14.0 (274)	16.1 (316)	
1-5-4	5.8 (114)	9.2 (180)	11.7 (229)	13.9 (272)	

の模型には60Hzで20波、1/50の模型には100Hzで20波の正弦波加振を行った。これらは両方とも実地盤（1G場）での2Hz、20波の加振に相当する。加振中、模型内での応答加速度と過剰間隙圧、および盛土天端の沈下量を測定した。

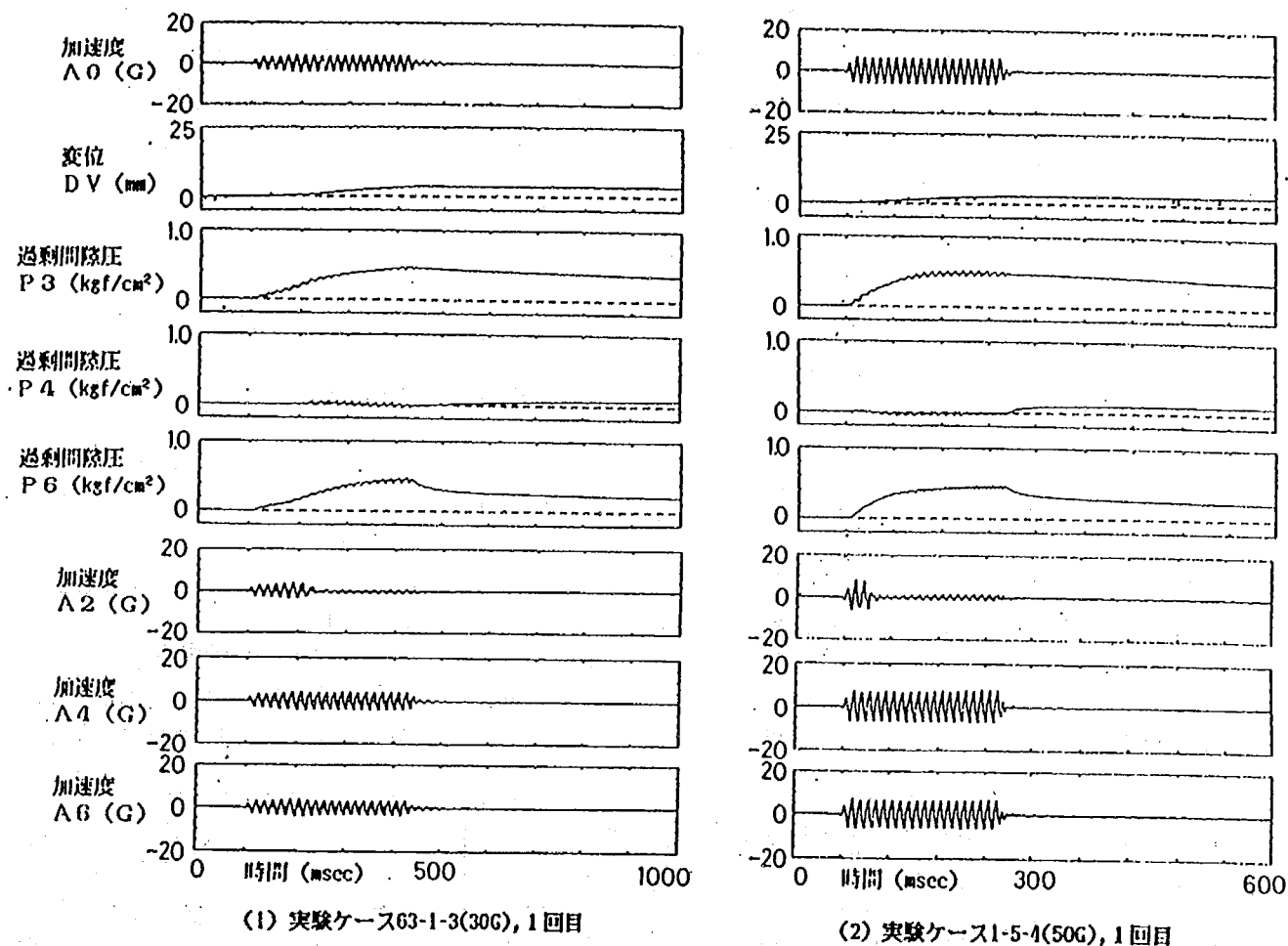


図-5 計測結果の例

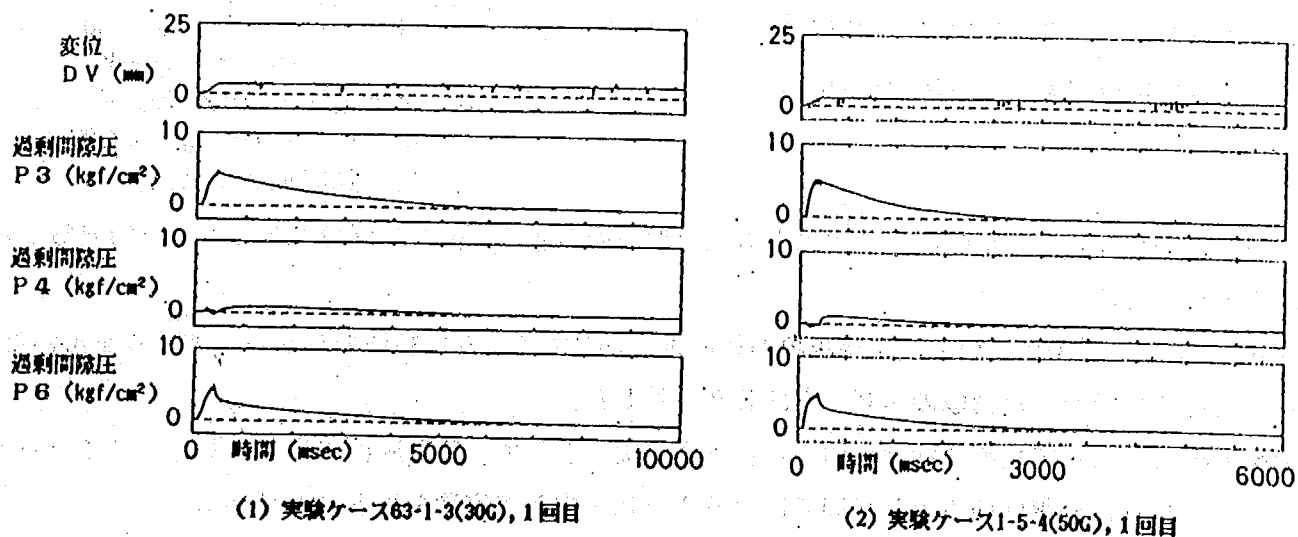


図-6 計測結果の例 (消散時)

4. 結果

計測結果の例を図-5に示す。図より、水平地盤部の過剰間隙圧が上昇し、水平地盤部の加速度の応答がなくなったところで盛土天端の沈下量が増加し始める。これより、砂地盤が加振により液状化したために、地盤が盛土の自重を支えられなくなって変形し、盛土が沈下したことがわかる。これらの挙動は、1/30の模型であっても、1/50の模型であっても定性的な傾向は一致している。

また、図-6は図-5についての加振後の過剰間隙圧の消散を示したものである。これより、過剰間隙圧の消散が終了するのに要する時間は、1/30の模型では5秒程度、1/50の模型では3秒程度で、重力場に換算するとそれぞれ150秒程度となり、模型の縮尺の影響はなかった。

加振加速度と盛土天端の最終沈下量の関係に及ぼす模型縮尺の影響を図-7に示す。加振加速度と沈下量は、ともに重力場での値に換算してある。縮尺1/50の模型の方が、同じ換算加振加速度に対応する盛土の換算沈下量が大きかった。

図-8は、水平地盤部のA2（図-2参照）の応答加速度波形が液状化により乱れ始める繰返し回数と、換算加振加速度の関係である。縮尺1/50の模型の方が、同じ換算加振加速度では液状化が早く生じた。このような液状化強度の違いが、盛土の換算沈下量の違いを引き起こしたものと考えられる。

模型の縮尺によって地盤の液状化強度が変化する要因として、飽和過程で生じる地盤のゆるみ量の違いが考えられる。本実験では、地盤を飽和させる際に、シリコンオイルの浸透力によって地盤の体積が若干増加した。縮尺1/50の模型の方がシリコンオイルの粘性が高いために、地盤がゆるみやすくなっていた可能性があり、この点に関して今後も検討を続ける必要がある。

5. まとめ

計測結果からみた下部地盤の液状化による盛土沈下の形態は、模型が1/30であっても1/50であっても同じようなものであった。

1/30、1/50の模型について、浸透現象の相似則を満足するような粘性のシリコンオイルを用いたところ、実地盤に換算した消散のスピードは各々一致した。

模型の縮尺によって地盤の液状化強度が変化する要因として、飽和過程で生じる地盤のゆるみ量の違いが考えられ、今後はゆるみ量が同じになるように工夫して実験を行う必要がある。

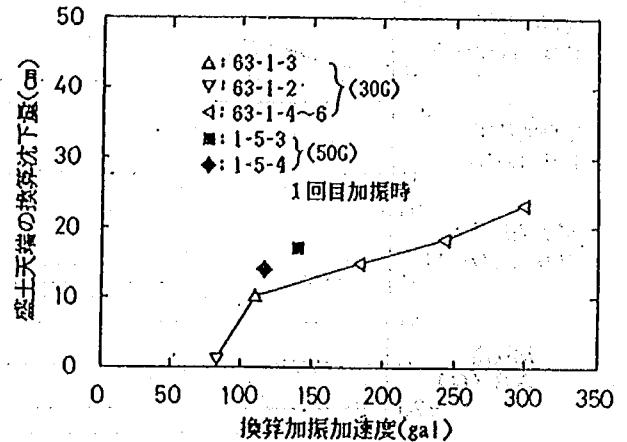


図-7 換算加振加速度と換算沈下量の関係に及ぼす模型縮尺の影響

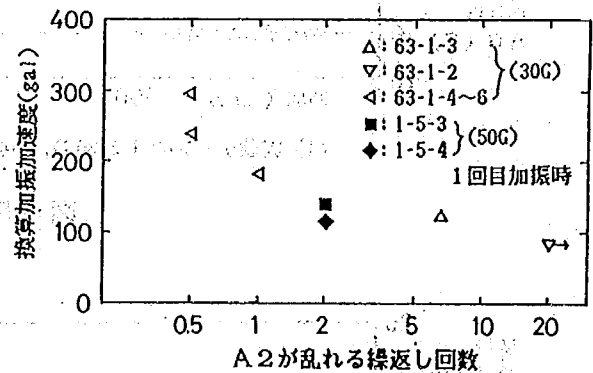


図-8 水平地盤部の応答加速度波形が乱れるまでの繰返し回数と換算加振加速度の関係

剛体基礎の支持力に関する研究

基礎研究室 岡原 美知夫

○知見 健司

1. まえがき

地盤が支持し得る最大荷重を予測する問題は、土質力学における最も基本的な問題である。現行の設計基準では「土要素を等方完全剛塑性体とし、破壊時に全てのすべり線上で最大せん断強度が同時に発揮される」と仮定した古典的な支持力理論に基づいた推定式が用いられているが、土要素の試験方法の違いにより得られる ϕ が異なり、推定支持力もかわってくるため、合理的な支持力推定法が確立しているとは言い難い。一方、実大規模の載荷試験で支持力を確認するにしても巨大な載荷装置を必要とするため、原位置での正確な地盤の支持力の把握は非常に難しい。従って、様々な支持力理論の妥当性を検証するため室内模型実験が数多く行われてきたが、決定的な推定方法の確立には至っていない。

しかし、近年精度の高い要素試験や模型実験の研究が進み、地盤の ϕ の拘束圧依存性、地盤の進行性破壊などにより、支持力係数への寸法効果の影響についても指摘されてきた。本稿では、このような状況を勘案し、推定精度の高い鉛直支持力推定法の確立を目指すために、剛体基礎の支持力に関して考察する。

2. 目的

現在、浅い剛体基礎の支持力は以下の式で表わされる。

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (1)$$

ここで N_γ, N_q, N_c : 支持力係数、 c : 地盤の粘着力、 γ : 単体重量、 B : 基礎幅、
 q : サーチチャージ($= \gamma \cdot D_f$)、 D_f : 根入れ深さ

砂地盤の場合には、地盤の粘着力は微小で $c=0$ と仮定でき、そのような地盤上において、基礎の根入れ深さがない場合は、式(1)は右辺の第1項のみの簡略された式となる。

ここでは、推定精度の高い鉛直支持力推定法の確立を目指す第一歩として、まず右辺の第1項の支持力係数 N_γ に注目した地盤の支持力特性の定量的で正確な把握と、土の変形・強度特性を考慮できる数値解析手法の検討を行った。

3. 模型実験による地盤の支持力特性の把握

研究方法として、模型実験により地盤の支持力特性を把握し、土の変形・強度特性を考慮した数値解析で地盤の挙動を検証していく。

まず、実験は図-1に示すような土木研究所内にある大型・小型2次元実験土槽及び遠心力を加えて実物と同じ応力レベルにする遠心模型載荷装置を用いて根入れ深さのないケースについて基礎幅を

変化させて実験を行った。地盤は気乾状態の豊浦標準砂を空中落下させ、その密度は落下高さ及び落下量により調節した。精度の良い2次元実験を行うため、土槽壁自体のたわみの制御、地盤と壁面の摩擦の低減および実験土槽の寸法がフーチング寸法に対して十分に大であること等の条件を整えた。重力場実験結果と遠心模型実験結果の比較を行うことによって寸法効果現象を確認する。図-2に重力場実験とほぼ等価な応力状態である遠心模型実験の沈下量 S を各基礎幅 B で除した規準化沈下量 (S/B) と、単位体積重量 γ 、基礎幅 B で除した規準化支持力値 $(N\gamma = 2q/\gamma \cdot B)$ の関係を示す。載荷初期の段階では、重力場実験と遠心模型実験の荷重沈下量曲線はほとんど一致しており、遠心模型実験は重力場実験を良く再現していることが分かる。しかし、最大荷重および最大荷重時での沈下量は、遠心模型実験の方が大きくなる傾向にある。

図-3に重力場実験と遠心模型実験における最大荷重時のひずみコンター図を示す。両実験ともフーチング端の近傍でひずみが大きくなっており、離れた地盤では、ひずみはあまり大きくない。つまり、最大荷重時においてフーチング端部付近の地盤は既に破壊し応力が残留状態になっている部分もある一方、フーチングから離れた地点ではまだ破壊に至っていない部分が存在する、地盤の進行性破壊現象が生じている。また両実験を比較すると、ひずみの大きさが異なり、その結果支持力値が異なったものと考えられる。これらは換算した土粒子の大きさの異なることによる粒子径効果だと思われる。

今回の一連の支持力実験の規準化支持力値と基礎幅の関係を図-4に示す。図より同一の地盤条件において基礎幅が大きくなると支持力係数が小さくなる。また重力場実験と遠心模型実験を比較

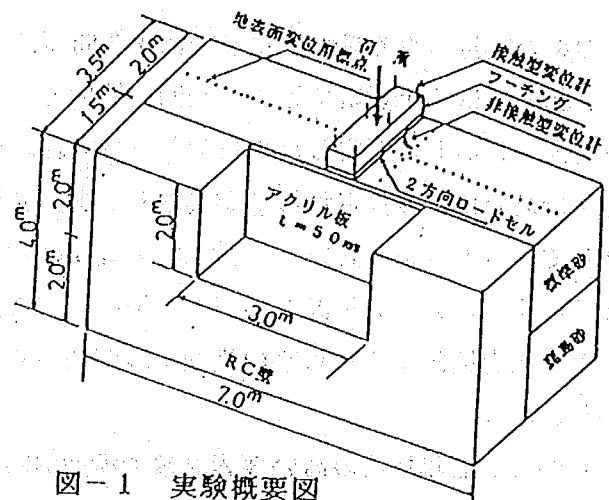


図-1 実験概要図

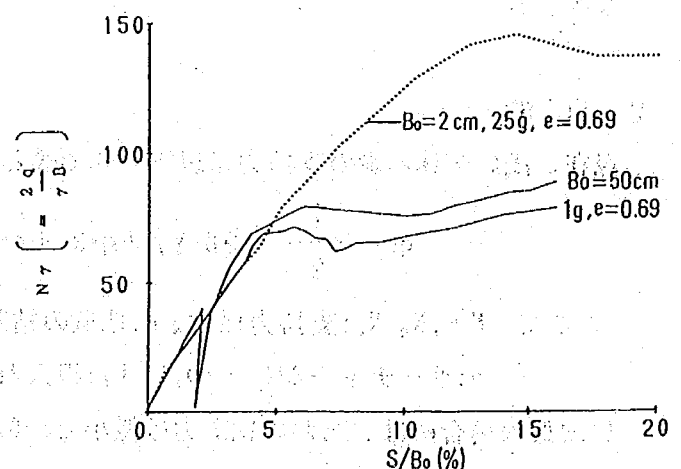
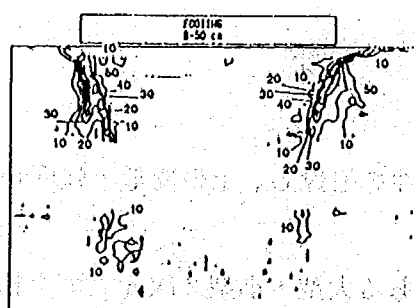
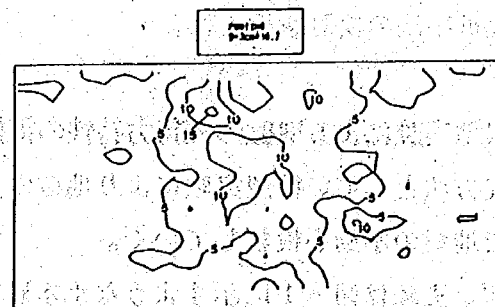


図-2 重力場実験と遠心模型実験の比較



(a)重力場実験



(b)遠心模型実験

図-3 せん断ひずみのコンター図 (最大荷重時)

すると規準化支持力値に差異が認められる。これは寸法効果と呼ばれ、内部摩擦角 ϕ の拘束圧依存性、地盤の進行性破壊、基礎幅と粒子径との関係などが原因であるとされている。龍岡ら²⁾は、寸法効果は粒子径効果+圧力レベル効果という考え方を提案している。

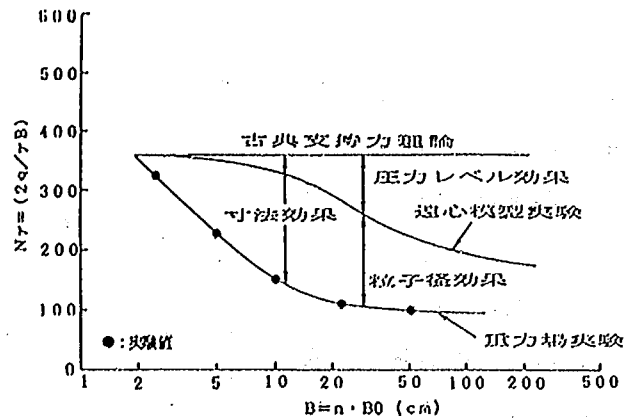


図-4 模型実験による規準化支持力値と基礎幅の関係

4. 地盤の変形・強度特性を考慮した数値解析手法

解析は、有限要素法による2次元弾塑性解析プログラム NSOLAN9¹⁾を用いた。本プログラムの主な特徴として通常のコンピュータでも解析スピードが上がるように動的緩和法を使用し、ひずみ軟化を考慮し、ひずみ軟化時に発生するすべり線を考慮した応力-ひずみ構成式を用いている。また、本プログラムではこれまでの模型実験で確認された砂の変形・強度特性である ϕ の拘束圧依存性、 ϕ の異方性、ひずみ軟化などを考慮し、有限要素法の中に取り入れて数値解析を行った。要素分割したメッシュ図を図-5に示す。

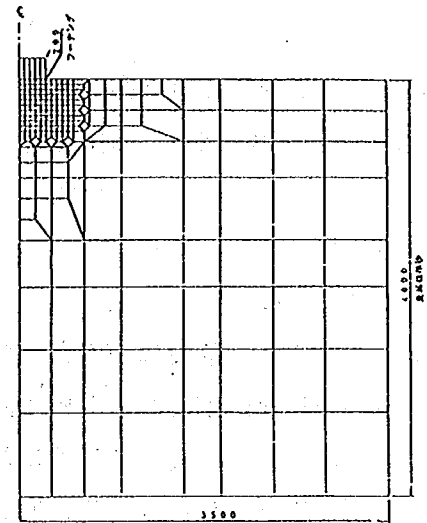


図-5 解析モデル図

まず、図-6に有限要素法で解析した規準化支持力係数 N_γ と規準化沈下量 S/B_0 の関係について同じ基礎幅の実験結果と比較してみる。図中の解析値は、最大荷重を示してから蛇線状に下降して変化していくが、これは地盤が降伏しているのにも拘らず、荷重だけが增加しているためと考えられる。しかし、規準化支持力値 N_γ のピーク値はほぼ一致しており、その傾向を良くシミュレートできていると言える。

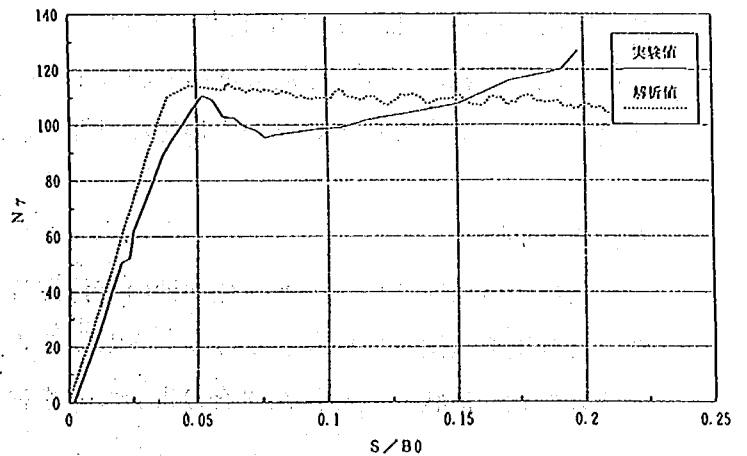


図-6 規準化沈下量と規準化支持力値の関係

また本解析法では図-7に示すような B_{index} という指標を用いて土要素の状態を判断している。 B_{index} は $B_{index}=1$ でピーク強度時、 $B_{index}=2$ で残留応力状態を示す。その間の B_{index} はピーク強度あるいは残留応力状態への移行状態である。この B_{index} を用いたコンター図と実際のせん断ひずみのコンターを図-8に示す。両図より模型実験と同様にフーチング端部付近では、残留応力状

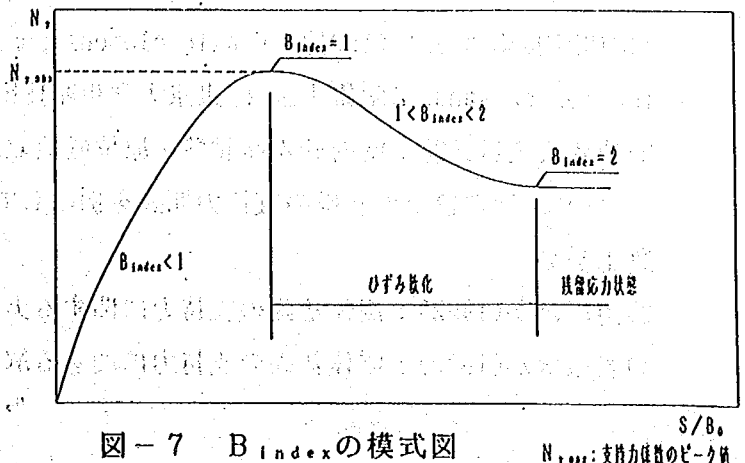
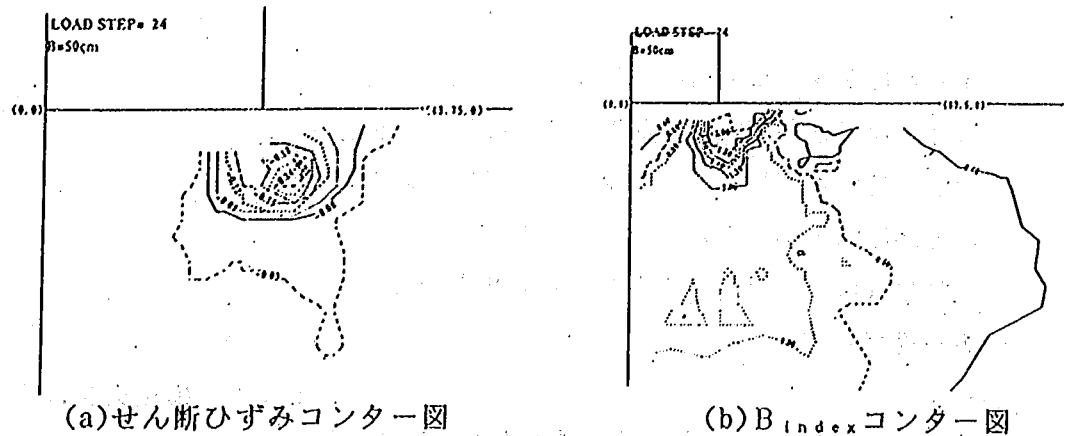


図-7 B_{index} の模式図

態への移行中または残留
応力状態であるがフーチ
ングが離れた領域ではピ
ーク強度に達しておらず、
地盤の進行性破壊を示し
ている。模型実験のせん
断ひずみコンターの土中
内部の応力状態を良く表
している。



(a)せん断ひずみコンター図

(b) B_{index} コンター図

図-8 B_{index} とせん断ひずみコンター図 (最大荷重時)

図-9に、実験結果および解析結果をまとめて、
基礎幅Bと支持力係数 $N\gamma$ との関係を整理する。同
図から、基礎幅が大きくなるに従って、支持力係
数が低下していくことがわかる。これは基礎の寸
法効果であり、模型実験結果とも良くシミュレー
トしている。また、基礎幅が大きくなるにつれ重
力場、遠心力場共に下に凸の曲線で回帰を行った。
回帰線算定においては最小2乗法に基づき、 $N\gamma'$
 $=a \times B^b$ とし、算定結果を重力場に関して以下に示
す。重力場において、

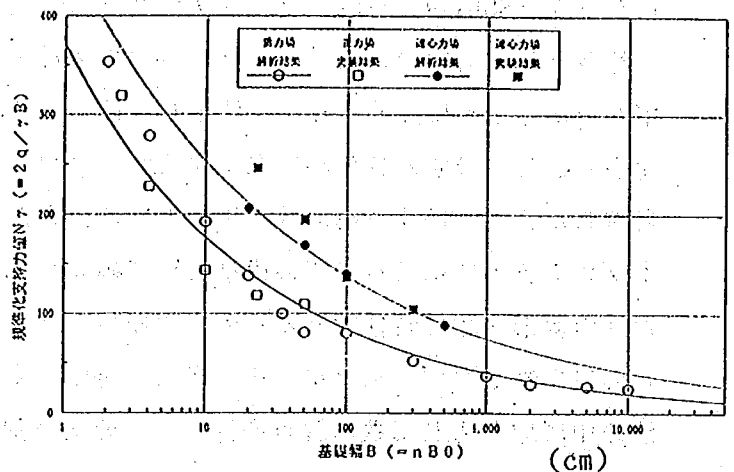


図-9 基礎幅と支持力係数の関係

$$N\gamma' = a \times B^b (B \leq 100\text{m}) \quad a=370.46, b=-0.32$$

が得られ、これにより、豊浦標準砂という1つの
地盤において基礎の寸法効果が定量的に把握できた。

5. まとめ

平面ひずみ状態で均一な豊浦標準砂の支持力特性を把握し、載荷実験結果を寸法効果等の影響を考
慮した有限要素法を用いてシミュレートし、その適応性を確認した。今後は、実地盤を主な対象とし、
地盤の性状や形状が変わった場合の影響などを検討していきたい。

参考文献

- 1) SIDDIQUEE, M. S. A. (1991): Finite element analysis of settlement and bearing capacity of footing on sand, 工学修士論文, 東京大学生産技術研究所土質基礎工学研究室
- 2) 龍岡文夫(1992): 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について-砂地盤上の基礎の支持力問題を例にして-, わかりやすい土質力学原論(第1回改訂版), 土質工学会
- 3) 岡原ほか(1992): 剛体基礎の支持力に関する実験的研究, 土木研究所資料 3087号
- 4) 岡原ほか(1992): 剛体基礎の支持力に関する解析, 土木技術資料

鋼桁支承ソールプレート部の構造が局部応力に及ぼす影響について

構造橋梁部橋梁研究室 西川 和廣

// 村越 潤

// ○佐々木靖雄

1. まえがき 近年、15～20年程度供用された鋼I桁橋および鋼箱桁橋において桁端部の支承ソールプレートの溶接部の疲労損傷が数事例報告されている。このうち一部の損傷事例については下フランジを貫通して主桁ウェブにまで達しているものも見受けられている。図-1に支承ソールプレートの溶接部から発生した疲労亀裂を、写真-1に主桁ウェブに達した亀裂の状況を示す。疲労亀裂はその大半がソールプレート前面のすみ肉溶接止端部(下フランジ側)から発生している。この亀裂は、その止端に沿って下フランジ内に進行し、下フランジを貫通した後ウェブに達し、ウェブでは、支点上垂直補剛材に向かって斜め上方に進展することが確認されている。

これらの損傷部であるソールプレートと下フランジとの取り付け部の構造は、必ずしもその橋梁に限った特殊な構造ではなく、少なくとも建設当時一般的に採用されている構造であり、損傷原因を検討し損傷橋梁の補修・補強法や新設橋への対応策を明らかにすることが必要である。

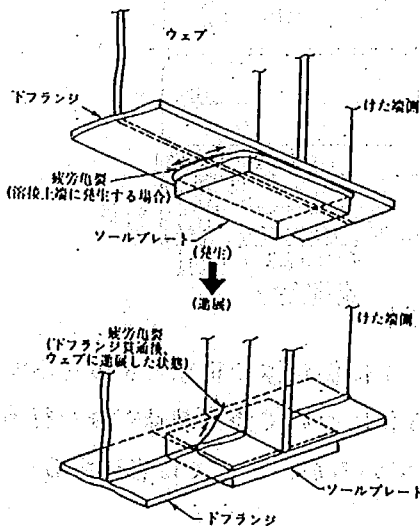


図-1 支承ソールプレート周辺から発生した疲労亀裂

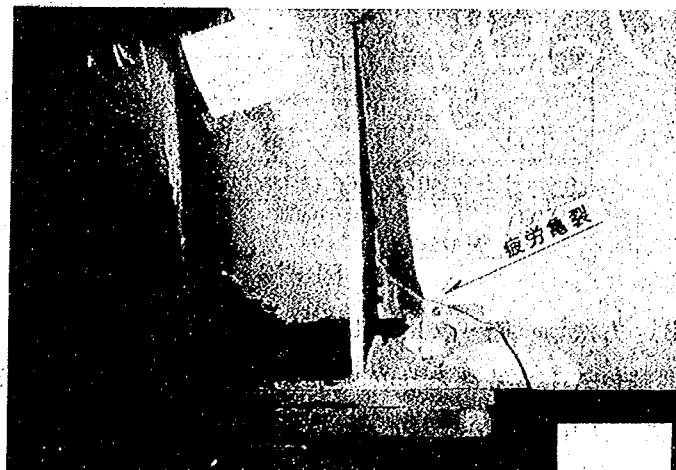


写真-1 主桁ウェブに達した亀裂の状況

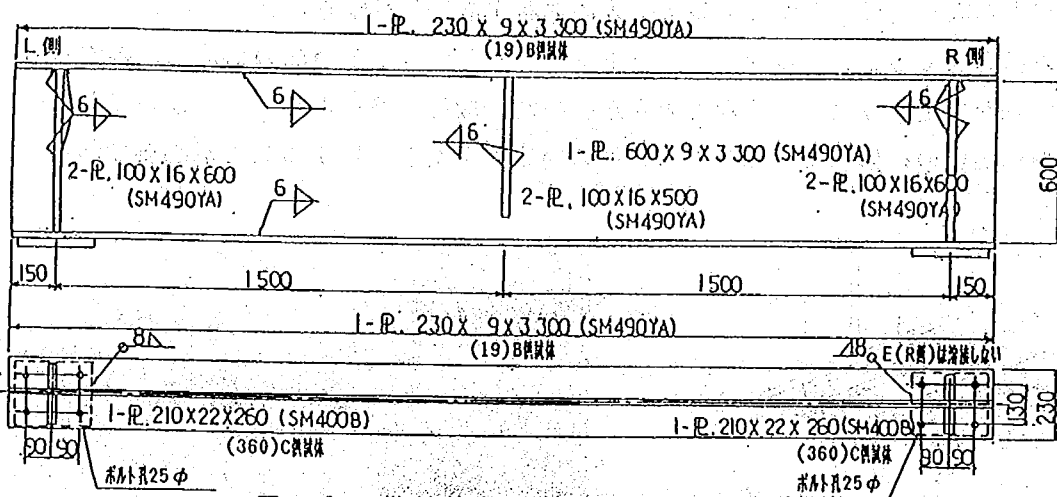
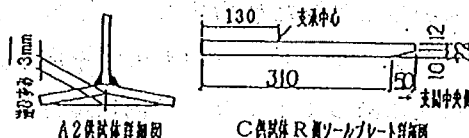
2. 目的 筆者らは、このような支承ソールプレート溶接部における疲労損傷の原因、損傷橋梁の補修補強法および新設橋における対応策の検討を目的として、平成3年度より実橋での荷重車載荷実験、模型桁の載荷実験、ソールプレート周辺の挙動に関するFEM解析および既存の損傷事例の資料収集、分析を実施している。

本文ではこれらの一連の検討の中から模型桁の載荷実験結果について報告するものである。模型桁の載荷実験の主な目的は以下の2点である。

①既存の損傷事例によると支承機能の低下に伴ってソールプレート端部の局部応力が大きくなり、疲労亀裂の発生に影響を及ぼしていると報告されている。ここでは支承機能の低下によりソールプレート端部の応力の状態がどの程度変化するかを支承条件を変えることによって検討する。

[illegible]

供試体名	供 試 体 の 特 徴	
	L 側	R 側
A 1	図-2 参照 (基準供試体)	
A 2	下フランジに逆ひずみを残す	
B	上下フランジ厚 19mm	
C	ソールプレート長 360mm	同左かつ前面テーパ付き
E	垂直補剛材追加	ソールプレートと下フランジをボルトで連結



3. 方法 図-2に供試体および支承の寸法形状を示す。表-1に供試体の種類と特徴を示す。供試体A1を基準としソールプレート部の構造を変えた供試体5体について静的載荷試験を行った(表-1中の供試体の他にD, Fの2供試体について試験を行っているが、ここでは省略する)。以下に各供試体の特徴および着目点を示す。

② A 2 供試体 製作時に生じる下フランジとソールプレートの隙間がソールプレート端部の局部応力に影響を及ぼすことが報告されていることから、その影響を調べるために下フランジとソールプレートの隙間量(逆ひずみ)をウェブ直下で3mm残した状態で溶接にて取り付けた供試体である。

④ C 供試体・ ソールプレート長の影響を調べるために、ソールプレート長を基準供試体 A 1 の 260mm に対して支間中央より 100mm 伸ばして 360mm とした供試体である。また、片側 (R 側) について

は、さらに応力の軽減を図ることを目的としてソールプレート前面に1:5のテーパをつけている。

⑤E供試体 R側でソールプレートと下フランジ間の溶接の影響を調べるため、溶接の代わりにソールプレートと下フランジを高力ボルトで連結した構造としている。なお、L側ではA1供試体の構造に垂直補剛材を追加した構造としているが、今回の内容では省略する。

支承条件については図-2中に示す支承①を使用した場合（「正常」の場合と呼ぶ）と支承②を使用した場合（「拘束」の場合と呼ぶ）の2ケースとした。支承①は支承の機能が正常に働いている状態をモデル化しており、支承②は腐食や損傷等により支承の機能が拘束された状態をモデル化したものである。荷重は支間中央に1点載荷した。

4. 結果

(1) 支承機能が「正常」と「拘束」の場合のソールプレート端部のひずみの比較

図-3(a)(b)にA1供試体の支間中央に10t載荷した時のソールプレート前面における下フランジ下面のひずみ分布(フランジ中央から幅方向20mmの位置での平均値)を示す。図中にはそれぞれ実線で両端単純支持および両端固定はりとして仮定した場合の下フランジのひずみ(計算値)も示す。「拘束」の場合は、ひずみを下フランジ面内の応力成分(下フランジ上面と下面の平均値)と板曲げ応力成分(上面と下面の差の1/2)の2成分を示してある。下フランジ下面のひずみに着目すると、「拘束」の場合は「正常」と比較してソールプレート前面では圧縮ひずみが生じており、溶接止端部に近づくにつれてその値が大きくなっている。また、ソールプレート前面から20mm程度の範囲では下フランジに面外曲げが生じている。ここでは取り上げていないが、実橋の応力測定結果^{2) 4)}においても応力分布の傾向がよく一致していた。今回の実験における桁端部の条件は実橋のそれと必ずしも一致しないが、腐食等により支承の回転や移動機能が低下するにつれて、実橋の場合も図中の(a)から(b)に近い応力分布に変化していくものと予想される。このように支承機能の低下が疲労損傷の発生に及ぼす影響は大きいものと考えられ、支承としては腐食等に左右されずに長期間その機能を保持できることが重要と考えられる。

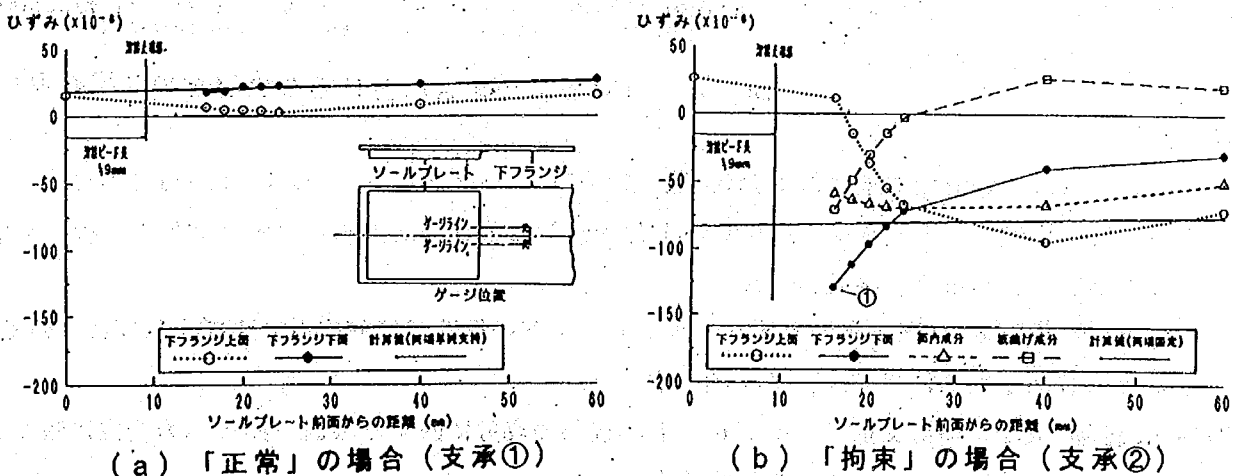


図-3 A1供試体における下フランジのひずみ分布

(2) 「拘束」の場合における各供試体のひずみの比較

図-4に「拘束」の場合の各供試体のR、L側の下フランジおよびウェブの2計測位置(図中参照)でのひずみを示す。この図からソールプレート部の構造とその周辺部の応力の関係をまとめる

と次のとおりである。

- ①下フランジ厚を9mm(A1)から19mm(B)に変化させた場合、ソールプレート前面(止端部から7mmの位置)およびウェブ溶接部のひずみは若干小さくなる。
- ②逆ひずみを残したA2供試体のひずみは、A1供試体と比較してウェブ溶接部において大きい。
- ③ソールプレートを高力ボルトにて取付けたE供試体のひずみは、A1供試体と比較してソールプレート前面ではほぼ0に近い値を示している。
- ④ソールプレート長さを100mm支間中央側に長くしたC供試体(L側)のひずみは、A1供試体と比較して小さい。テーパを付けたC供試体(R側)ではさらにひずみが小さくなる傾向にある。
- ⑤全供試体のソールプレート前面(止端部から7mmの位置)のひずみを比較すると、E(R側)(ボルト連結)とC(R側)(ソールプレート100mm延長+テーパ付き)の場合が小さく、次いでC(L側)(ソールプレート100mm延長)となっている。

相対的な比較ではあるが、ソールプレートを下フランジに溶接で取付ける場合には、ソールプレート長を若干長くし、あるいはさらに前面にテーパを付けると溶接部からの疲労亀裂の発生防止に効果があるものと考えられる。

5. まとめ 目的に述べたとおり本文の内容の他に損傷原因の解明と対応策の検討を目的として、実橋応力測定およびFEM解析も実施しており、現在ゴム沓の適用性や疲労強度の検討を行っているところである。これらの結果を総合して損傷原因の解明、補修方法の提案および疲労に配慮した細部構造を明らかにしていく予定である。

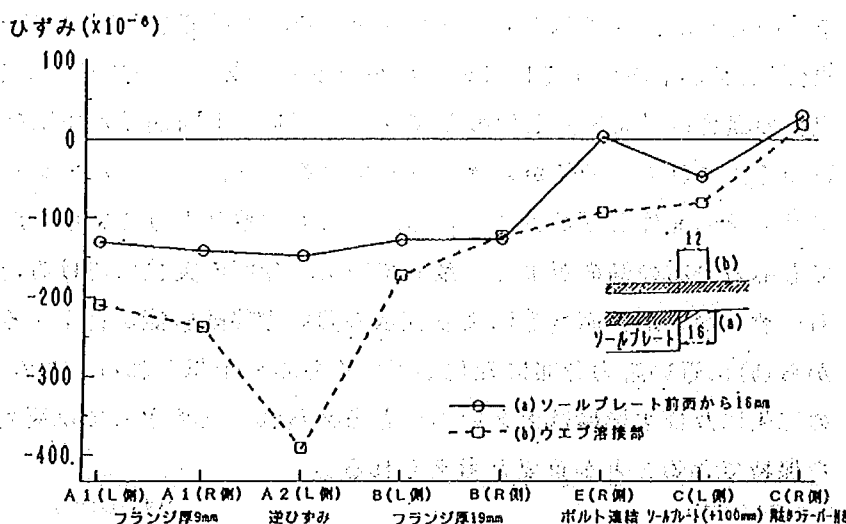


図-4 「拘束」の場合における各供試体のひずみの比較

参考文献

- 1) 一樹久允ほか：鋼桁橋支承部の疲労亀裂損傷（下）、橋梁と基礎、pp.31~37、1991年9月
- 2) 西川, 村越, 広瀬：鋼桁支承ソールプレート部の疲労に着目した実橋応力測定結果の分析、土木学会第47回年次学術講演会、平成4年9月
- 3) 西川, 村越, 佐々木, 広瀬：鋼桁支承ソールプレート部の構造が局部応力に及ぼす影響について、土木学会第47回年次学術講演会、平成4年9月
- 4) 西川, 村越, 広瀬：鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討—実橋応力測定に基づく桁端の局部応力の検討—、土木技術資料投稿中
- 5) 西川, 村越, 佐々木, 広瀬：鋼桁支承ソールプレート溶接部の疲労に関する検討—模型桁の静的載荷実験に基づく桁端部の応力と細部構造に関する検討—、土木技術資料投稿中

バリアブルダンパーの小型模型の開発

地震防災部耐震研究室 川島 一彦
○運上 茂樹

1. まえがき

筆者らは、日本独自のダンパーストッパーといわゆるエネルギー吸収装置としてのダンパーの両者の特性を合わせることが、橋梁の耐震設計上有効であると考え、ダンパーの減衰特性を橋の応答に応じて変化させることが可能なバリアブルダンパー装置を開発するとともに、橋梁用の耐震装置としての応用性や実現性を検討してきた^{1)~3)}。

本文では、開発試作したバリアブルダンパーの小型模型単体を用いた動的載荷実験を行い、その基本的な特性について検証するとともに、バリアブルダンパーとしての制御方法について検討した結果を報告するものである。

2. バリアブルダンパーの概要

バリアブルダンパーとは、基本的には粘性ダンパーであるが、粘性減衰力を構造物（橋梁）の応答性状に応じて図-1に示すように変化させようというものである。すなわち、

① 橋桁の振動の振幅が小さいうちは、減衰係数を大きくし、車両の制動荷重などに対しては、事実上固定支承と同じ機能をもたせる。速度の遅い温度変化による桁の伸縮に対しては可動である。

② 地震が発生し、桁の振動がある程度大きくなった場合には、エネルギー吸収を図り、下部構造へ伝達される地震力を適切に低減できるように減衰係数を下げる。

③ さらに、桁の振動が大きくなり過ぎた場合には、これ以上の桁の振動を抑えるために、徐々に減衰係数を大きくして緩衝機能付きの移動制限装置の役目をもたせる。これは、急に減衰係数を上げ、移動制限機能が突然発揮されると、衝撃的な力が生じ橋梁に悪影響を及ぼす可能性があるためである。

したがって、バリアブルダンパーとは、上記3点からみて、従来の粘性ダンパーストッパー、エネルギー吸収装置としてのダンパー、緩衝機能付きの移動制限装置の3つの装置の長所を合わせ持った装置といえることができる。バリアブルダンパーの構造としてはいろいろなものが考えられるが、最もシンプルなもの、図-2のようになる。基本的な構造は、従来のシリンダー型の粘性ダンパーであり、これにピストンをまたいでバイパスを設け、このバイパスを通る粘性体の量をコントロールすることによって減衰特性を変化させる。

3. バリアブルダンパーの小型模型の概要

図-3及び写真-1は、バリアブルダンパーの小型模型の寸法図及び外観を示したものである。模型の製作に際しては、バリアブルダンパーの最大減衰力を20tf、最大ストロークは±10.0cmとし、制御は構造物の変位、速度、あるいは、これらの組合せによってパーソナルコンピュータを用いて行うことを基本条件とした。

シリンダーは、ロッドを含めた全長が1,184mm、シリンダー中間部にピストンを有するもので、シリンダーの有効断面積は137.4cm²、最大ストロークは±13cmである。ピストンをまたいでシリンダーから鋼管によりバイパスを設け、これを2つのサーボバルブを介してオイルタンクに接続する。サーボ

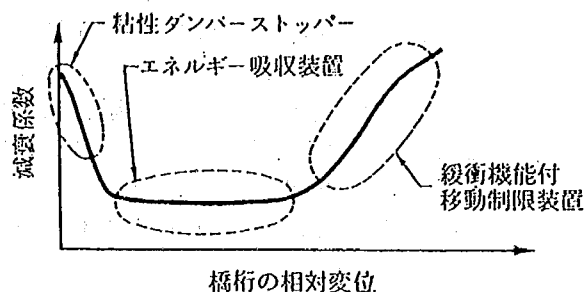


図-1 バリアブルダンパーの基本特性

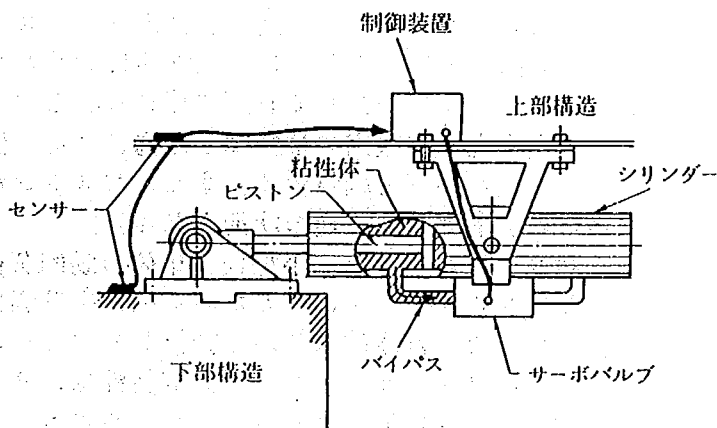


図-2 バリアブルダンパーの構造

バルブは、電磁比例リリーフ弁と呼ばれるもので、ある圧力（制御圧力）になるとそれ以上の圧力を解放する弁構造となっている。したがって、ピストンの抵抗力は、シリンダーの左室及び右室の粘性体の圧力差により発生させるため、ある指定された制御圧力になるまでは抵抗力が上昇し、その後一定の抵抗力となる特性を有することになる。このため、制御圧力を一定とした場合には、設計上、抵抗力はピストンの変位または速度には依存せず、摩擦型の抵抗力を発生させることができることになる。サーボアンプからサーボバルブへの入力電圧は0～5Vとし、0Vで制御圧力最小（減衰力最小）、5Vで制御圧力最大（減衰力最大）となる。なお、シリンダー内に封入する粘性体としては、加振負荷装置に通常用いられるオイルを用いた。さらに、停電時等の異常時には、バリアブルダンパーがある一定の減衰力で固定されるようなフェイルセーフ機能を持たせている。

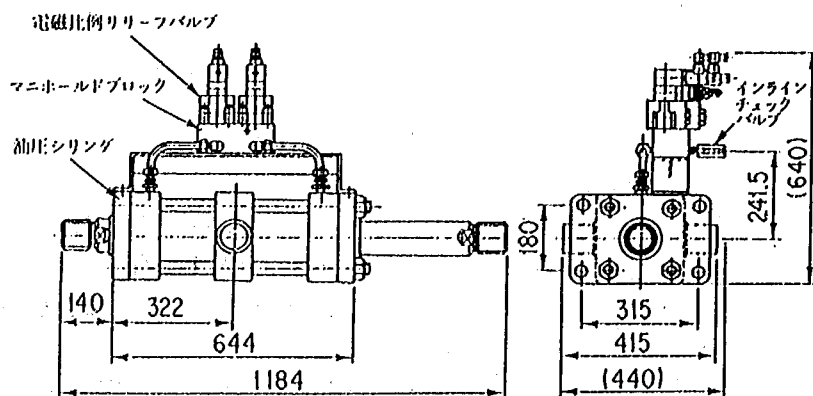


図-3 バリアブルダンパー小型模型の寸法図

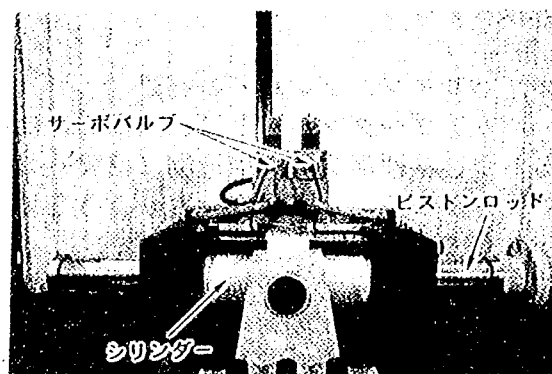


写真-1 バリアブルダンパーの小型模型

図-4は、バリアブルダンパー内部における粘性体の流れを示したものである。ピストンは、構造物の振動に応じて左右に動く。例えば、ピストンが左方向に動いた場合には、粘性体はシリンダーの左室からサーボバルブを介して右室に流れる。この時のシリンダーの左室内と右室内の粘性体の圧力差がある値になるようにサーボバルブで調整する。また、ピストンが逆に動く場合には、前述と全く逆の状態となる。

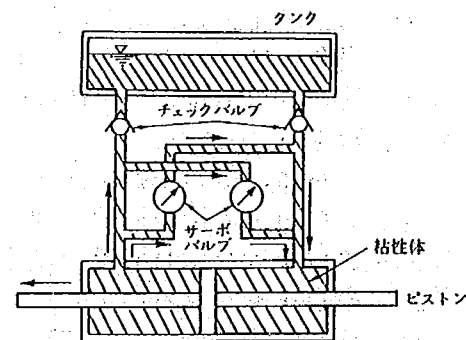


図-4 バリアブルダンパー内の粘性体の流れ

4. バリアブルダンパー小型模型単体の動的载荷実験

バリアブルダンパーに必要な減衰抵抗を適切に設定するためには、その基本的な特性を把握しておくことが必要とされる。バリアブルダンパーの減衰特性は、サーボバルブの圧力リリーフ性能によりコントロールされ、サーボバルブはサーボアンプからの入力電圧のみにより制御される。このため、まず、サーボバルブへの入力電圧とバリアブルダンパーの減衰特性の関係を求めることとした。

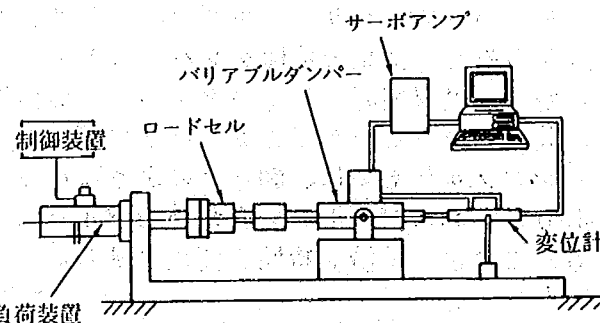


図-5 動的载荷実験状況

表-1 実験ケース

実験ケース	加振振動数 (Hz)	加振変位振幅 (mm)	入力電圧 (V)
摩擦力測定実験	0.05	±100	0
入力電圧～抵抗力関係測定実験	0.1～1.0	±2～±100	0～5

図-5は、実験状況を示したものである。一定電圧をサーボアンプに入力してサーボバルブの圧力リリーフ性能を一定、すなわち、バリアブルダンパーの減衰特性を一定に保った状態で、ロードセルを介して固定した加振負荷装置により強制変位を与えた。サーボアンプへの入力電圧、ダンパーの抵抗力、ダンパーのストローク量を計測した。加振負荷装置による強制変位は正弦波とし、これを10波を基本として载荷した。

実験ケースは、表-1に示す通りである。ケース1は、ピストンが有する摺動摩擦力を

測定するためのケースであり、加振振動数0.05Hz、加振振幅10cmで載荷を行った。この時のサーボバルブへの入力電圧は、制御圧力を最小として0Vとした。ケース2は、サーボバルブへの入力電圧とダンパーの抵抗力の関係を求めるためのケースであり、加振振動数(0.1~1Hz)、加振振幅(0.2~10cm)を変化させると同時に、各加振において入力電圧を変化させた。なお、実験に用いた加振負荷装置の性能により、最大速度が7cm/s以上となる加振は行っていない。

5. バリアブルダンパーの小型模型の性能

(1) ピストンの摩擦力

図-6は、ピストンの摩擦力を測定するために加振振動数0.05Hz、加振振幅10cmで載荷した場合の抵抗力~変位の履歴曲線を示したものである。抵抗力~変位関係はほぼ矩形形状となり、摩擦力が作用する場合の典型的な関係を示している。なお、履歴曲線には載荷の回数による相違はほとんどなく再現性はよい。摩擦力の平均は、約1tfである。

(2) 抵抗力~変位の履歴曲線

図-7は、バリアブルダンパーの抵抗力~変位の履歴曲線の一例を示したものである。ここには、加振振動数が0.1Hzで、加振変位振幅を1cm、5cm及び10cmとした場合を示している。また、それぞれにはサーボバルブへの入力電圧の変化に伴う履歴曲線の変化を示している。いずれの履歴曲線も矩形形状となりほぼ摩擦力が作用する系の履歴曲線を呈しており、ほぼ設計通りの性能を有しているといえる。ただし、履歴曲線にはピストンの向きが逆転するところで抵抗力が0になるまではほぼ瞬時であるが、その後反対向きにピストンが動き出すところで抵抗力の立ち上がりに遅れが生じている。これは、ピストンの向きが逆転して圧力が立ち上がるまでのタイムラグによる影響と考えられる。また、圧力が立ち上がった点でわずかな乱れ(振動)が生じているが、これは、圧力が0となって反対向きの圧力が急激に立ち上がることにより粘性体中に圧力波動的な振動が生じるためと考えられる。

(3) 入力電圧と抵抗力の関係

図-8は、サーボバルブへの入力電圧とダンパーピストンの抵抗力の関係を示したものである。なお、ここには、後述する最小自乗法により求めた入力電圧~抵抗力関係の実験式による値も示している。実験で得られたダンパーピストンの抵抗力は正側載荷及び負側載荷の平均値とした。図-8によれば、入力電圧と抵抗力の関係は、入力電圧が約1.8Vまではべき乗関数的に変化するが、1.8V以上ではほぼ直線となる。このため、ここでは、入力電圧を2区分に分けて実験式を求めた。各載荷それぞれについて求めた結果を平均化して1本の式にすると次式のようなになる。

$$0.42V^{3.7} + 1.0 \quad (0 \leq V \leq 1.8)$$

$$F = \quad (1)$$

$$8.14V - 9.95 \quad (V > 1.8)$$

ここで、Fはダンパーピストンの抵抗力(tf)、Vはサーボバルブへの入力電圧(Volt)である。

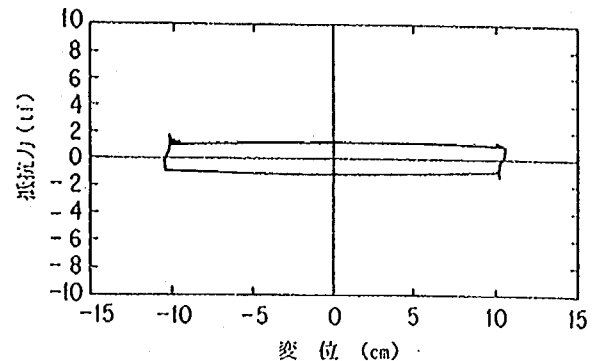
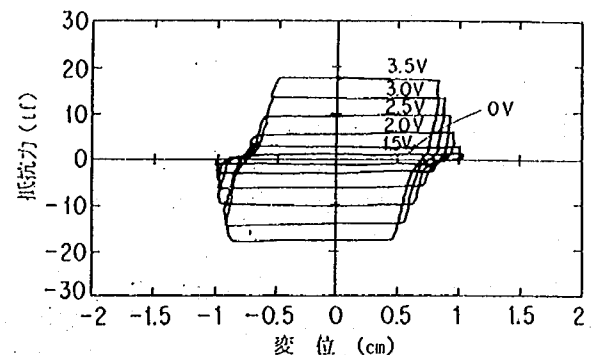
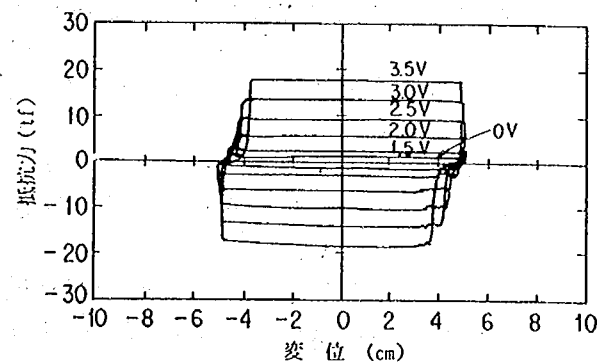


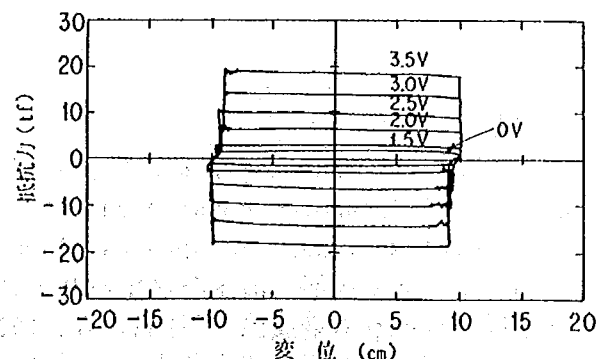
図-6 摩擦力の履歴曲線



(1) 加振変位振幅 1 cm



(2) 加振変位振幅 5 cm



(3) 加振変位振幅 10 cm

図-7 抵抗力~変位の履歴曲線の一例

(4) バリابلダンパーの制御実験

以上のようにして求めた実験式をもとに、バリابلダンパーを図-1に示したように制御する場合の再現性について検討した。バリابلダンパーの制御は、変位計等により測定した変位または速度等をもとに、パーソナルコンピュータからの制御信号によりサーボバルブへ必要な電圧を与えるものである。

図-9は、バリابلダンパーの制御例を示したものである。同図には、制御値と実際に計測された値を比較して示している。ここでは、変位値のサンプリング時間を0.1秒と0.01秒に変化させた場合について示している。これによれば、バリابلダンパーはほぼ制御値通りに抵抗力を与えることができることがわかる。また、サンプリング時間が0.1秒の場合には、抵抗力が直線的に変化するところで階段状になっており、サンプリング時間の細かい方がより精度がよい制御が可能となることがわかる。

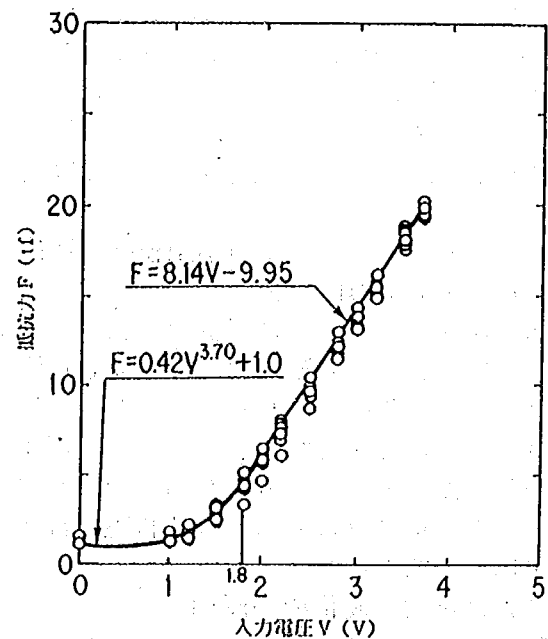


図-8 入力電圧～抵抗力の関係

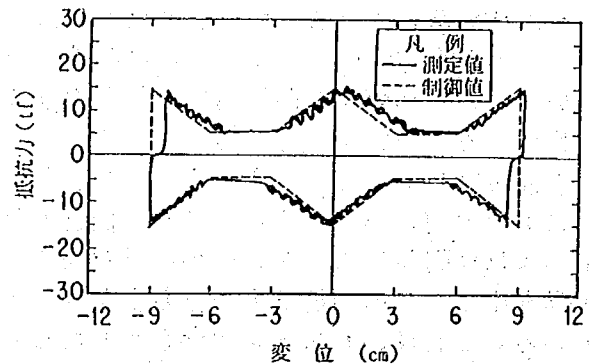
6. まとめ

橋梁用の耐震装置として著者らが提案するバリابلダンパーについて小型模型を試作し、その基本的特性について実験的に検討した。本検討結果をまとめると以下の通りとなる。

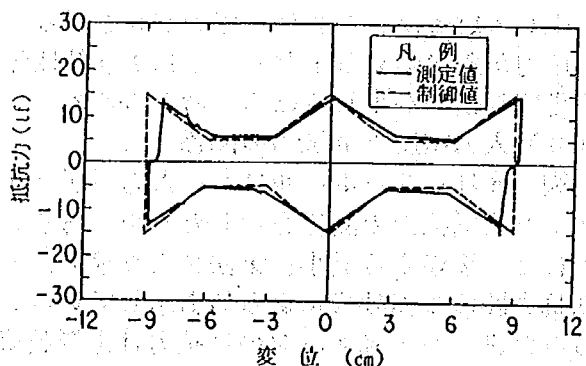
1) 開発試作したバリابلダンパーに一定の入力電圧を与えた場合の抵抗力～変位関係は、ほぼ設計通り矩形状を描き、摩擦力が作用する系と同様の関係を有する。したがって、バリابلダンパーの抵抗力は载荷変位及び载荷速度には依存せず、サーボバルブへの入力電圧のみで制御することができる。この関係は式(1)に示される実験式により与えられる。

2) バリابلダンパーの制御実験によれば、抵抗力をほぼ制御値通りに変化させることが可能であることが確認された。

3) 今後は、バリابلダンパーを取り付けた橋梁模型の振動台実験によりその有効性を検討していきたい。



(1) サンプリングタイム0.1秒



(2) サンプリングタイム0.01秒

図-9 バリابلダンパーの制御例

参考文献

- 1) Kawashima, K., Hasegawa, K., Unjoh, S., Nagashima, H. and Shimizu, H.: Current Research Efforts in Japan for Passive and Active Control of Highway Bridges Against Earthquake, 23rd Joint Meeting, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, Tsukuba, May 1991
- 2) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリابلダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、土木学会振動制御コロキウム講演論文集PART. B、1991年7月
- 3) 川島一彦、運上茂樹、清水英之：バリابلダンパーを用いた道路橋の地震応答制御、日本学術振興会、アクティブ制震(振)シンポジウム論文集、1992年3月

都市内道路における騒音対策

交通環境研究室

石田 稔

木嶋 健

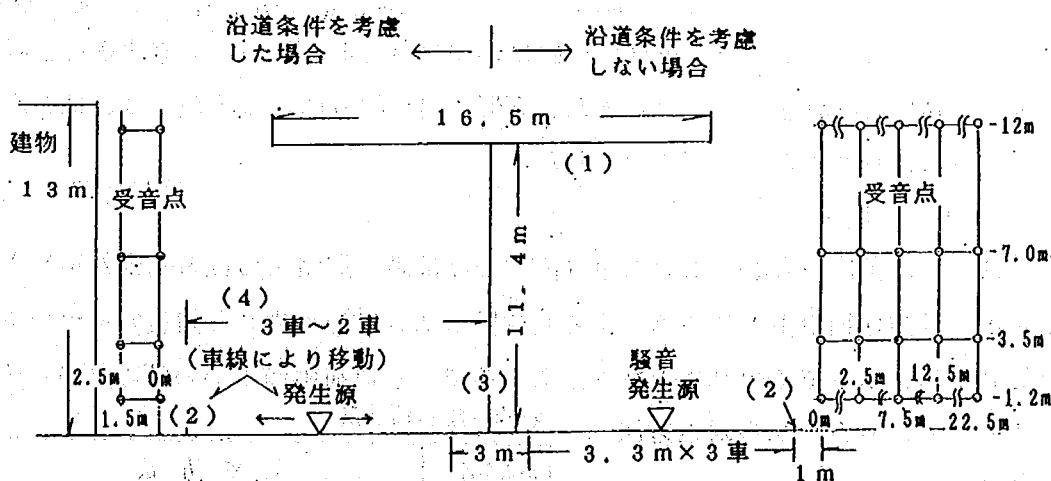
○次郎丸 敬太

1. まえがき

自動車交通騒音実態調査¹⁾によれば、大都市では環境基準を達成している箇所は、1割に満たず、要請限度も4割近くの箇所で超過している。騒音の上昇要因としては、交通量の増大、沿道建物による閉鎖、道路の複合化等が上げられる。これに対し、都市内では、環境施設帯のための新たな用地取得の困難に加えて、沿道利用の多さ、日照、街路景観などの多くの制約を受け、遮音壁等の十分な対策が施せないなど対策上の問題がある。本研究では、都市内で沿道が高度に利用されている条件下において、高架橋が併設された6車線を有する平面道路を対象とし、道路構造等による都市内道路交通騒音の対策手法を検討した。

2. 目的

対象道路の代表断面(図-1参照)について、高架併設道路からの騒音伝播特性、沿道建物による騒音上昇の把握、各種対策手法を施した場合の効果について調査し、都市内における道路交通騒音対策手法を検討する。



() 数字は表-2の対策位置を示す。

図-1 高架併設道路概略図

3. 方法

騒音伝播に関する調査方法としては、理論計算による方法、現場実測による方法、模型実験による方法があるが、反射音に対する明確な予測手法がないこと、現場では、測定対象以外の不確定要因の影響を受けることなどを考慮して、ここでは、模型実験による方法を採用した。

表-1 対象道路の交通条件

項目	設定値
交通量	2,000台/h
速度	60km/h
大型車混入率	15%

模型実験は野外と同様の自由音場(理論距離減衰)を設定でき、反射音や暗騒音を無視できる無響

室で行った。模型縮尺は1/20で車両音源は回転式線音源を用いた。また、測定周波数は、道路交通騒音の支配的な周波数である100Hz～4KHzに対応する2KHz～80KHz（模型縮尺が1/20のため）とした。なお、対象道路の交通条件は表-1に示す通りである。

4. 調査結果

4. 1 高架併設による騒音レベル特性の把握

高架道路の有無による騒音レベル特性の変化を図-2に示す。騒音コンタのパターンは、ほとんど変わらないのに対し、絶対値としては高架併設の方が全体的に1dB(A)程度大きくなっている。

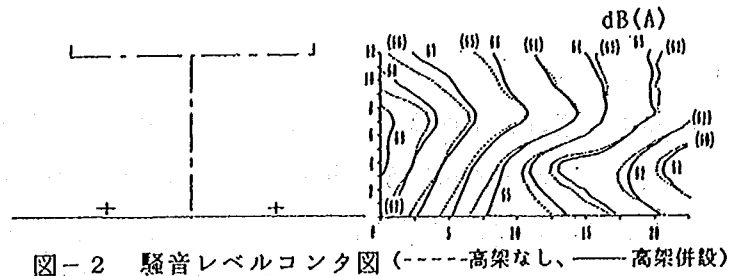


図-2 騒音レベルコンタ図 (----高架なし、——高架併設)

高架形状と騒音レベルは、密接な関係があり、既存調査によると、 W （高架幅員）/ H （高架高さ）とレベル上昇量の関係から図-3に示すような曲線が求められている。今回の調査もほぼこれに近似する。

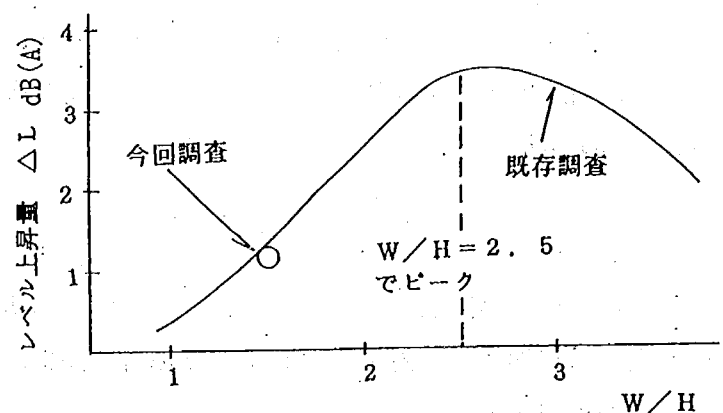


図-3 W/H とレベル上昇量の関係

4. 2 沿道建物による騒音レベル特性の把握

沿道に高架高さと同程度の建物を連続的に設置した場合の騒音レベル特性を調査した。

高架併設のみによる上昇量は全体的に約1dB(A)であったが、沿道建物を設置した場合の騒音レベルの上昇は3dB(A)強であった。また、高架と建物両方による閉鎖では、ほとんどの受音点で4dB(A)以上の騒音レベルの上昇が確認された。

4. 3 対策手法の検討

ここでは、沿道条件を考慮しない対策（高架のみ併設の道路における基礎対策）と沿道条件を考慮した対策（沿道建物や出入り道路による遮音壁の切れ目を考慮した対策）について検討を行った。前者は後者を考える上でその基本となりうるもので、沿道利用のない郊外等における対策としては、有効と思われる。双方の減音対策方法を表-2に示す。

表-2 減音対策方法

沿道条件	対策方法		設置位置*
沿道条件なし	高架裏面吸音板	50%、全面	(1)
	遮音壁(吸音性)	1m、2m	(2)
	中央分離壁	1m、2m	(3)
沿道条件あり	高架裏面吸音板	全面	(1)
	植栽柵	70cm	(2)
	道路幅員	2車+駐車帯、2車	(4)

*図-1の設置位置を示す。

4. 3. 1 沿道条件を考慮しない対策

沿道建物がない状態で、遮音壁、中央分離壁、高架裏面吸音板について、その対策効果を検討した。個々の対策効果を地上1.2mで比較すると、図-4に示す通り、他のものに比べ遮音壁の効果が明かに大きい。また、壁高1mでも有効な対策

になりうる事がわかる。しかし、受音点が高くなるにつれてその効果は著しく減少していく傾向であった。

次に、これらの対策を組み合わせることで減音効果を検討してみると、遮音壁と高架裏面吸音板設置については、効果が認められたが、中央分離壁と他の組み合わせについては、有意な対策効果はなかった。裏面吸音板単独ではあまり効果がないのに、遮音壁との組み合わせによって効果があらわれるのは、遮音壁によって直達音が遮へいされ、相対的に高架裏面反射音の影響が大きくなるためと考えられる（図-5参照）。

結果として、図-6のように低層域を対象とする場合は、遮音壁（1m）+高架裏面吸音板（全面）、また、高層域を対象とする場合は、その対策領域を広くするためには、遮音壁（2m）+高架裏面吸音板（全面）の組み合わせ（図-7参照）が有効な対策方法であった。

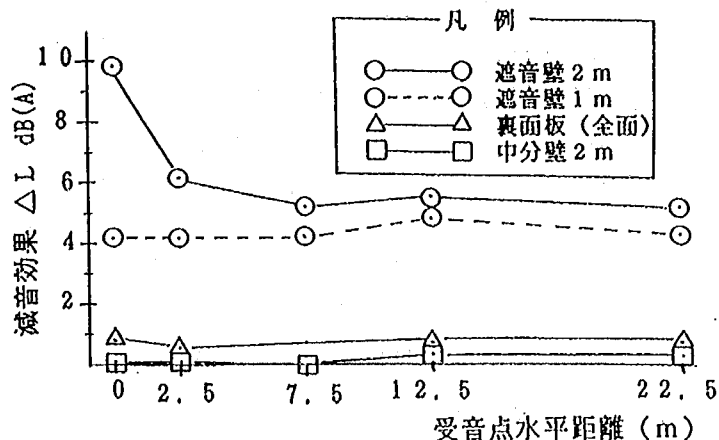


図-4 対策別減音効果（地上1.2m）

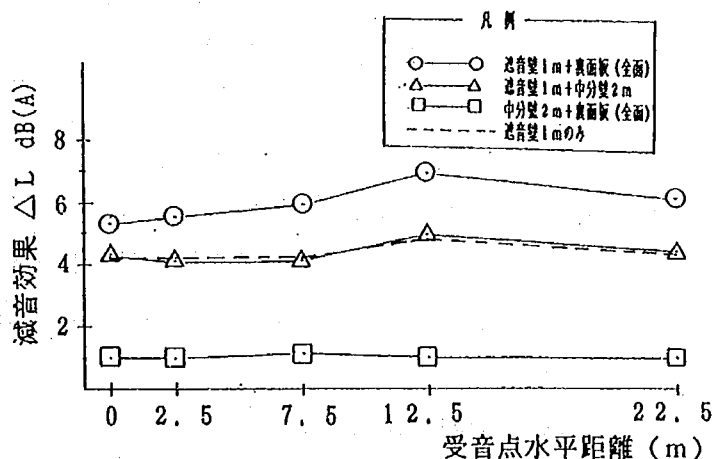


図-5 各対策を組合わせた減音対策（地上1.2m）

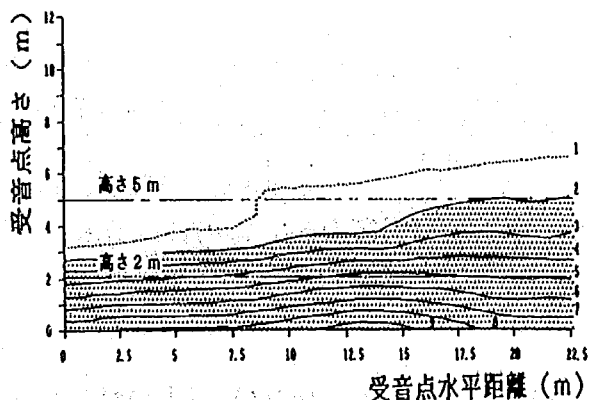


図-6 無対策に対策を施した場合の効果 dB(A)
（対策；全面裏面板、遮音壁 1m）

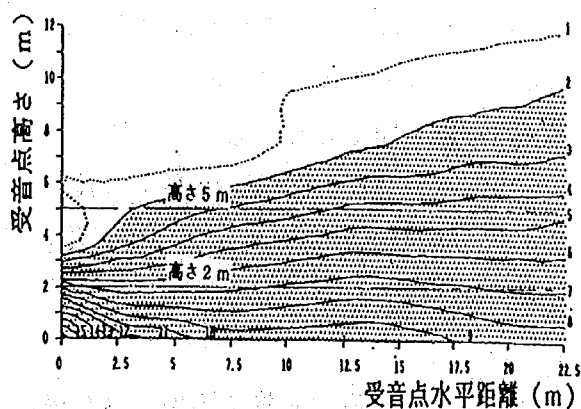


図-7 無対策に対策を施した場合の効果 dB(A)
（対策；全面裏面板、遮音壁 2m）

対策効果 2 dB (A) 以上

4. 3. 2 沿道条件を考慮した対策

沿道条件を考慮した対策方法として、前項の結果から1m 遮音壁でも低層域では効果が期待できることから、本ケースでは、遮音壁の代わりに植栽柵（高さ70cm、反射性）を使った。また、中央分離壁の代わりに道路幅員の変化（最外側車線を減らすことにより、その車線幅分の距離減衰を期待

する。)を対策項目に加えた。

最初に遮音壁の断続性について検討を行った。沿道利用の多い商業地域などでは、遮音壁が出入り道路等で断続的になり、遮音効果が低減することが懸念される。そこで、出入り道路 6m, 11m を模型上に設定し、連続的な遮音壁との比較を行った(図-8)。切れ目部において多少騒音レベルが上昇しているが設置部への影響は小さいことがわかる。

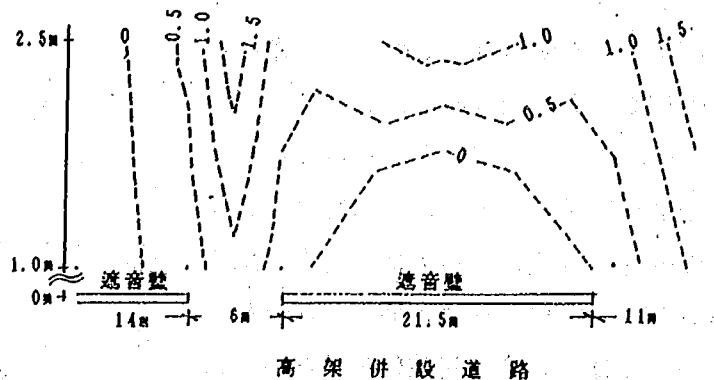


図-8 遮音壁の切れ目の影響 dB(A)
(地上 1.2 m)

次に個々の対策について地上1.2mの低減効果を調べた。建物あり、なしでその効果を比較すると、

(建物なしの場合) : 植栽柵 > 高架裏面吸音板 > 道路幅員 2 車
(2dB(A)) (1dB(A)) (0.5dB(A))

(建物ありの場合) : 高架裏面吸音板 > 植栽柵 > 道路幅員 2 車
(1.3dB(A)) (1dB(A)) (0.5dB(A))

建物がない場合では植栽柵の効果が一番大きかったが、沿道に建物を設置することで 1dB(A) 効果が下がっている。逆に高架裏面吸音板の効果は上昇しており、高架併設のみによる騒音レベル上昇(1dB(A))以上の効果がでていることがわかる。道路幅員の対策効果は殆どなかった。このことから、道路沿道閉鎖による反射音対策として、吸音処理の対策が有効であると考えられる。

今回の沿道条件において、各対策の組み合わせのうち最良のものを選択すると、高架裏面吸音板と植栽柵(この2つの対策に道路幅員を加えても有意な差はなかったため。)であり、図-9のように低層域で2~3dB(A)の対策効果が期待できる。

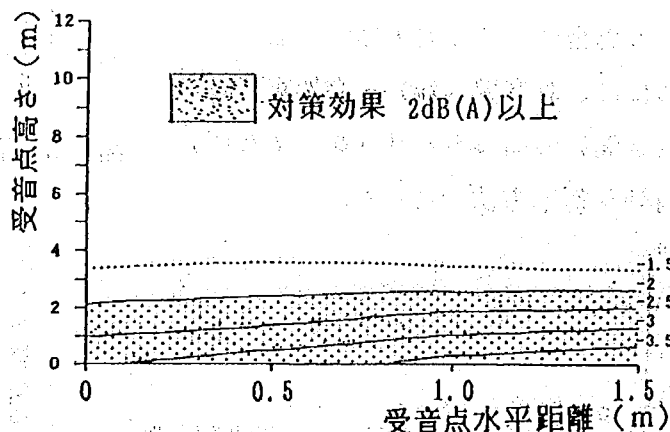


図-9 無対策に対策を施した場合の効果 dB(A)
(対策; 全面裏面板、植栽柵)

5. まとめ

道路の周囲が高架道や建物で閉鎖された場合、反射の影響によって、4dB(A)以上の騒音レベルの上昇があった。この場合高架橋の反射音対策として、吸音処理の効果が期待できることがわかった。今後、さらに都市内騒音を軽減するため反射音対策として、排水性舗装(吸音性舗装)や建物壁面、植栽柵などを吸音処理することによる効果の検討ならびに都市内向き遮音壁等の研究を行う予定である。

参考文献

1) 環境庁大気保全局 自動車交通騒音実態調査報告(平成3年12月)

排水性舗装の配合設計に関する研究

道路部舗装研究室 森 修二

1. まえがき

道路舗装に要求される主な機能として、走行安全性、快適性の確保が挙げられる。今や交通車両の増加や車両の大型化により、車両騒音、水はね等の問題も軽視できない状況であると言えよう。この騒音、水はね対策の一つとして注目をあびているのが、排水性舗装である。排水性舗装とは、一般のアスファルト舗装の表層部分を透水性混合物としたものである。ここで、図-1に一般的アスファルト舗装の断面、図-2に排水性舗装の断面を示す。

排水性舗装は、S62年に東京都で試験施工が行われ、その後、建設省においても地方建設局で試験舗装が施工され、追跡調査を行い、データの収集を行っている。排水性舗装の機能、問題点を以下に示す。

1-1. 排水性舗装の機能

排水性舗装はその混合物性状より以下のような機能を持つ。

- ① 雨天時の滑り抵抗性の向上
- ② 水はね及びスモーク現象の軽減
- ③ 夜間雨天走行時の路面反射の眩惑軽減
- ④ 交通騒音の低減

1-2. 問題点

透水性混合物は多孔質であるため以下のような問題点が生じる。

- ① 一般のアスファルト舗装用混合物の強度指標は、マーシャル安定度により評価されているが、透水性混合物には不適當とされている。現在のところ、他に適當な強度指標が見当たらない。
- ② 目詰まりによって、排水能力および騒音低減効果が低下する。

2. 目的

骨材性状が透水性混合物の強度、排水性能に及ぼす影響を検討するために右に示す項目について検討を行った。現在のところ透水性混合物の適當な強度指標が見当たらないため、圧裂強度により評価を行った。また、排水性能の指標としては、空隙率をとりあげた。

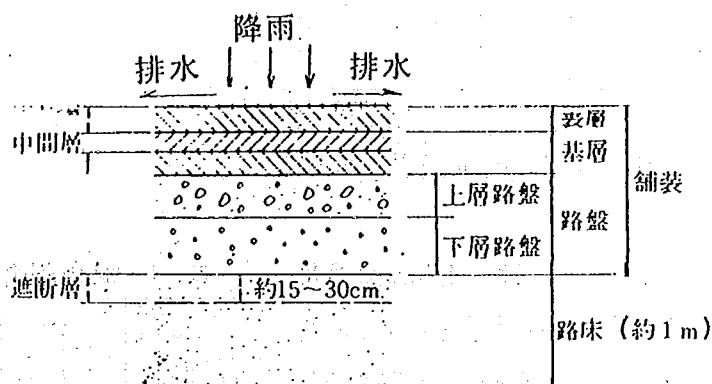


図-1 一般アスファルト舗装断面図

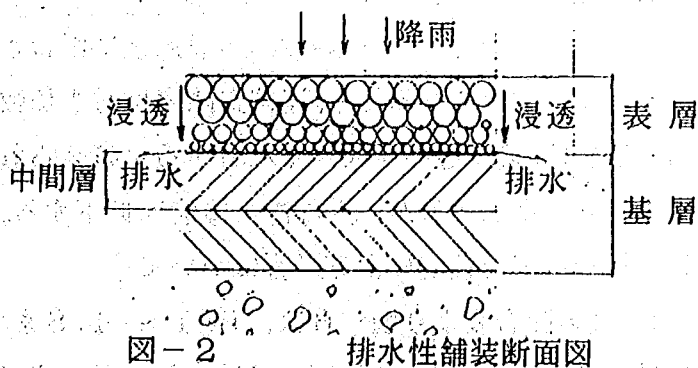


図-2 排水性舗装断面図

検討項目

- I. 2.5mmふるい通過量の影響
- II. 粗骨材配合割合の影響
- III. 単粒化粗骨材の有効性
- IV. 粗骨材の扁平率の影響

*アスファルト量は一律4.5%とした

3. 方法

検討項目（Ⅰ～Ⅳ）について、以下に示す3試験法によって評価した。また、粗骨材の形状による影響をみるために、6号碎石は扁平率の異なるa～eの5種類を用いた。

① 連続空隙率測定試験（提案試験法）

*連続空隙率とは透水に關与し、独立空隙率とは透水に關与しない空隙である。

② 圧裂強度試験（舗装試験法便覧参照）

③ 骨材の形状試験（舗装試験法便覧参照）

4. 結果

4-1 2.5mmふるい通過量の影響について

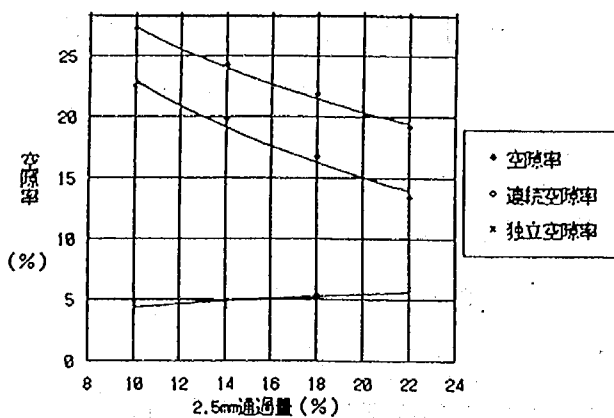


図-3 2.5mm通過量-空隙率

図-3には、2.5mm通過量と空隙率の関係を示す。これより2.5mm通過量の増加にともない、空隙率、連続空隙率は、ほぼ同じ減少傾向をみせ2.5mm通過量に影響されていること

がわかる。図-4をみると、連続空隙率は透水係数と高い相関があり、図-3の結果をふまえると2.5mm通過量は、排水機能を大きく左右すると考えられる。図-4と図-5より、2.5mm通過量増加とともに圧裂強度が増加するが、逆に排水機能は低下する。

4-2 粗骨材配合粒度による影響について

表-2の配合表より図-6は、B-1～4, 8まで5号と6号aの組合せにおいて、図-7は、B-5～7, 14まで5号と7号の組合せにおいて、図-8は、B-8～14まで6号aと7号の組合せにおける、13mmおよび5mm通過量と空隙率および圧裂強度の関係を示す。

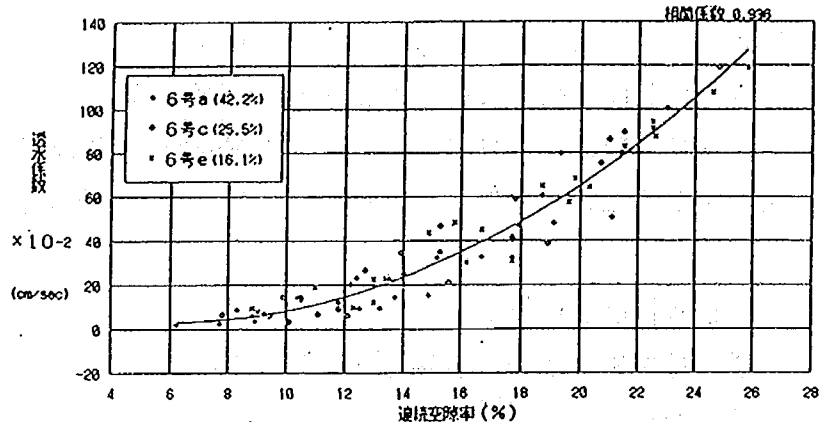


図-4 空隙率-透水係数

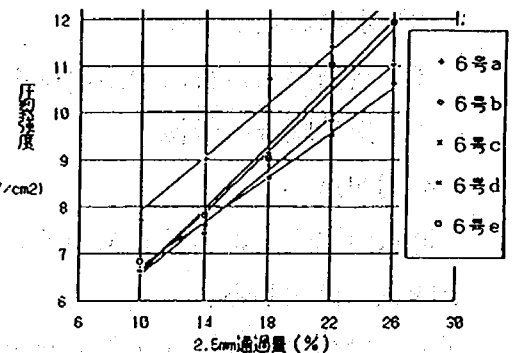


図-5 2.5mm通過量-圧裂強度

表-1 配合割合及び合成粒度

項目	配合名	B 号				
		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5
配合割合 (%)	8号	90	86	82	78	74
	粗目砂	5	9	13	17	21
	石粉	5	5	5	5	5

表-2 配合割合および合成粒度

項目	配合名	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6	B-7
配合	5号碎石	86	64.5	43	21.5	64.5	43	21.5
	6号a	-	21.5	43	64.5	-	-	-
割合	7号碎石	-	-	-	-	21.5	43	64.5
	粗目砂	9	9	9	9	9	9	9
(%)	石粉	5	5	5	5	5	5	5

項目	配合名	B-8	B-9	B-10	B-11	B-12	B-13	B-14
配合	5号碎石	-	-	-	-	-	-	-
	6号a	86	77.4	68.8	51.6	34.4	17.2	-
割合	7号碎石	-	8.6	17.2	34.4	51.6	68.8	86
	粗目砂	9	9	9	9	9	9	9
(%)	石粉	5	5	5	5	5	5	5

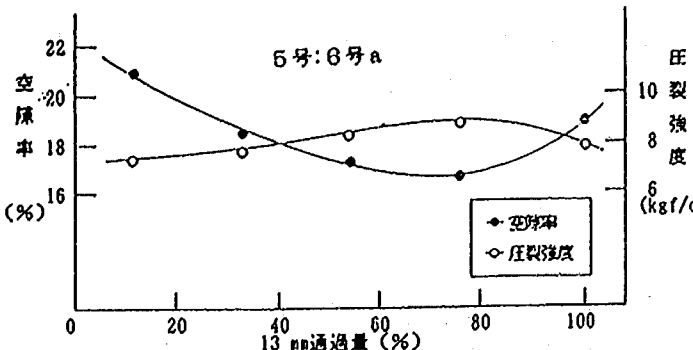


図-6 13mm通過量-空隙率、圧裂強度

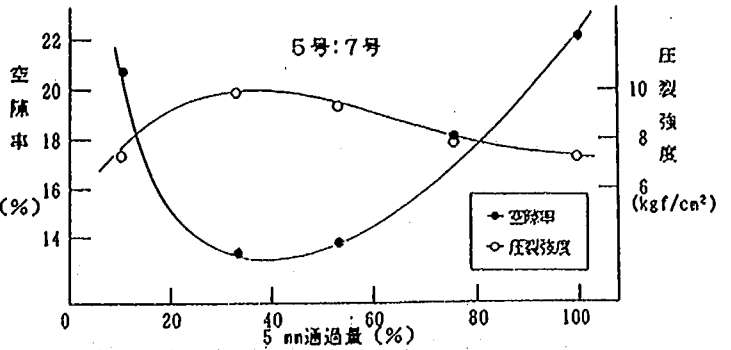


図-7 5mm通過量-空隙率、圧裂強度

排水性舗装に用いる混合物の粗骨材最大粒径は、20mm（5号碎石）または13mm（6号碎石）が一般的であるが、5mm（7号碎石）についても検討を行なった。図-6において、左端の点は粗骨材として5号碎石を単体で用いた場合であり、右端の点は6号aを単体で用いた場合であるが、左右両端において空隙率が高いことがわかる。これはすなわち、粗骨材を単体で配合したほうが高い空隙率が得られるということであり、図-7、図-8においても同様である。しかしながら圧裂強度は、空隙率の増加にともない減少しており、左右両端では低い。空隙率と圧裂強度はトレードオフの関係にあることがわかる。

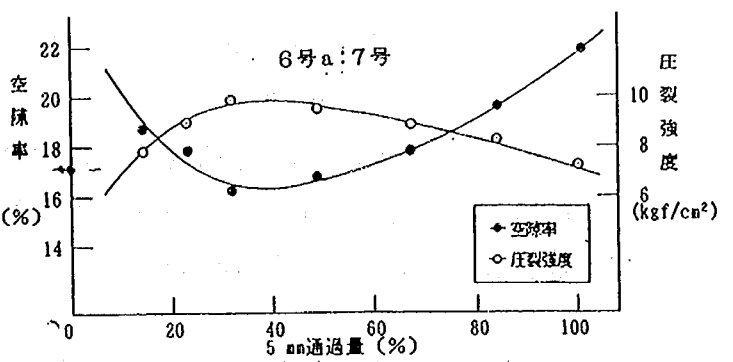


図-8 5mm通過量-空隙率、圧裂強度

4-3 単粒化粗骨材の有効性について

排水性舗装の機能を向上させる一手法として、単粒化粗骨材がある。ここでは、6号碎石の粒度範囲(13mm-5mm)を、(13mm-10mm)と(10mm-5mm)に分離して単粒化を行っているが、試験の結果、空隙率の向上には(13mm-10mm)の有効性が見られたため、6号碎石(13mm-5mm)と単粒化粗骨材(13mm-10mm)について述べる。

表-3 配合割合及び合成粒度

配合名		C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6
項目	(13-10)	86	82	78	-	-	-
	(10-5)	-	-	-	90	86	82
	粗目砂	9	13	17	5	9	13
	石粉	5	5	5	5	5	5

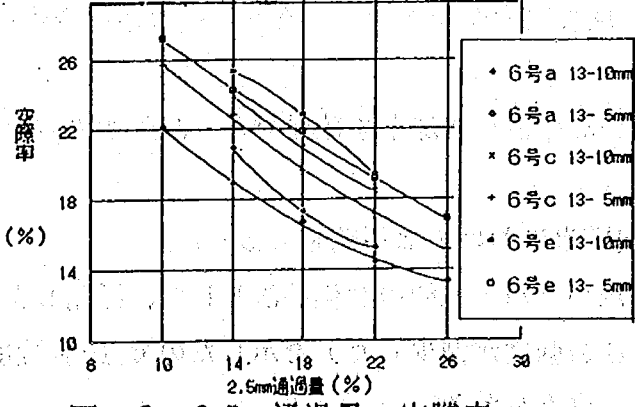


図-9 2.5mm通過量-空隙率

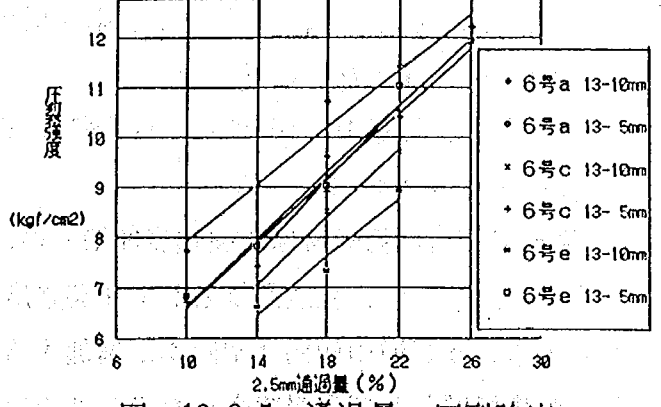


図-10 2.5mm通過量-圧裂強度

図-9は、6号碎石(13mm-5mm)と単粒化粗骨材(13mm-10mm)、それぞれ用いた場合について、2.5mm通過量と空隙率の関係、図-10は、2.5mm通過量と圧裂強度の関係を表わしたものである。図-10, 11より、使用骨材a、c、eとも、同一2.5mm通過量において、圧裂強度は6号碎石(13mm-5mm)が単粒化粗

骨材(13mm-10mm)を上まわるが、空隙率においては、使用骨材a、c、eとも単粒化粗骨材が上まわっている。よって、単粒化粗骨材(13mm-10mm)は、空隙率確保には有効であると思われる。

4-4 粗骨材の偏平率について

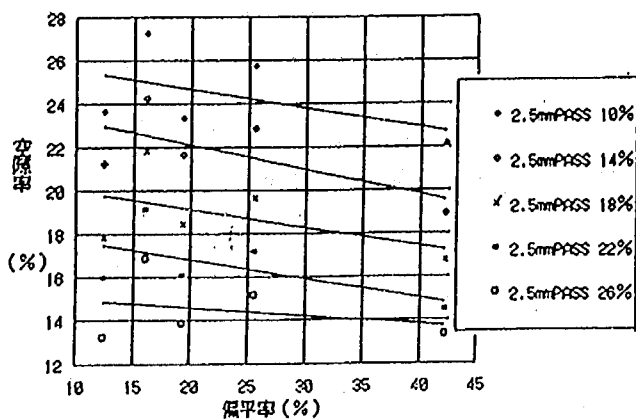


図-11 偏平率-空隙率

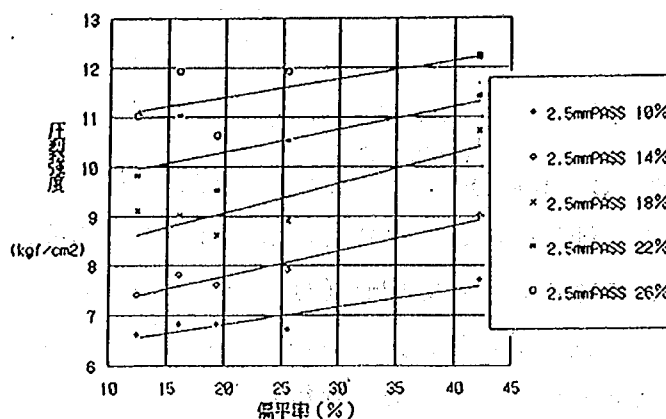


図-12 偏平率-圧裂強度

図-11は、2.5mm通過量別の偏平率と空隙率の関係を示す。偏平率と空隙率の間には、明かな相関は見られなかった。図-12は同様に、偏平率と圧裂強度の関係を表わしたものである。偏平率が高いほど圧裂強度が増加する傾向がみられる。

5. まとめ

今回の試験では、骨材性状にターゲットをしぼり、空隙率および圧裂強度について検討した。結果的には、I～IVの検討で骨材性状が排水性舗装に影響を及ぼすことが見受けられた。しかしながら、排水性混合物の配合設計においては、少なくとも検討項目I～IVのファクターが、複雑にからみあっている。つまり、このファクターのからみ具合により、排水性舗装の性格を大きく左右している。例えば、試験Iでは、2.5mm通過量において、空隙率と透水係数に高い相関があったが、試験IVでの、2.5mm通過量に粗骨材の偏平率というファクターが加わると、空隙率と透水係数の相関が不明確になる。目的での検討項目I～IVの結果を以下まとめた。

- I 2.5mm通過量が大になるほど圧裂強度が増し、空隙率が低下する。
- II 粗骨材配合を単一にすると、空隙率が増すが圧裂強度が低下する。また、透水性混合物の排水機能と圧裂強度が互いに反する。
- III 単粒化粗骨材(13mm-10mm)は、6号碎石(13mm-5mm)より空隙率を確保できるが圧裂強度は低下する傾向が見られた。
- IV 偏平率が高い粗骨材は圧裂強度は増すが、空隙率においては不明確であった。

今回の試験では、強度評価として圧裂強度を用いたが、機能の評価手法として、採用した空隙率に対してちょうど逆の傾向(空隙率が増加すると圧裂強度が減少した)を示したので、圧裂強度は混合物の強度指標として妥当であったのではないかと考えられる。

今後の課題としては、I～IVの相互作用が、空隙率または圧裂強度に対する影響を検討する必要がある。また、今回の検討においては、粗骨材の形状の影響を検討するためアスファルト量は一律4.5%としたが、今後最適アスファルト量の決定方法に関しても検討する必要がある。

高規格道路トンネルの照明に関する研究

道路部トンネル研究室 ○松 原 哲 也
猪 熊 明

1. まえがき

道路トンネルでは、一般部の道路と異なり周囲が側壁等で閉鎖された空間であり、走行上注意を要する特殊性を有している。このためトンネル内の通行者に安全かつ快適な環境を確保し、自動車等の事故を未然に防ぐために、換気・照明・非常用施設が必要である。これらの施設は設計速度に応じてその設置レベルが変わるが、本研究は、比較的設計速度の高い道路トンネルの照明について、トンネル内の路面輝度、煤煙透過率、障害物（視標）の形状およびコントラストの関係を把握するために実大規模の実験を行った結果を報告するものである。

2. 目的

トンネル内の見え方は、図-1 に示すように、トンネル内の路面輝度 (cd/m^2)、煤煙透過率 (%) および視標の形状・コントラストによって評定される。このため本調査は、照明レベル、煤煙透過率と視標の関係を求めることを目的として被験者を用いて調査する方法で行った。

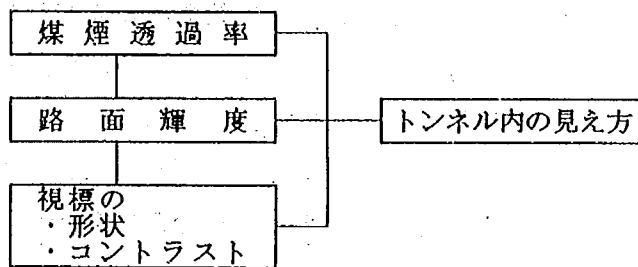


図-1 見え方の要因

3. 方法

本実験は、実大トンネル実験施設を用いて図-2に示すような測定機器および視標を設置して行った。トンネル外に設置したディーゼル発電機に負荷をかけて黒煙を発生させ、トンネル内の煤煙透過率計の透過率表示値を確認しながらトンネル内への煤煙の供給量を調節してトンネル内の煤煙濃度を調整した。路面輝度

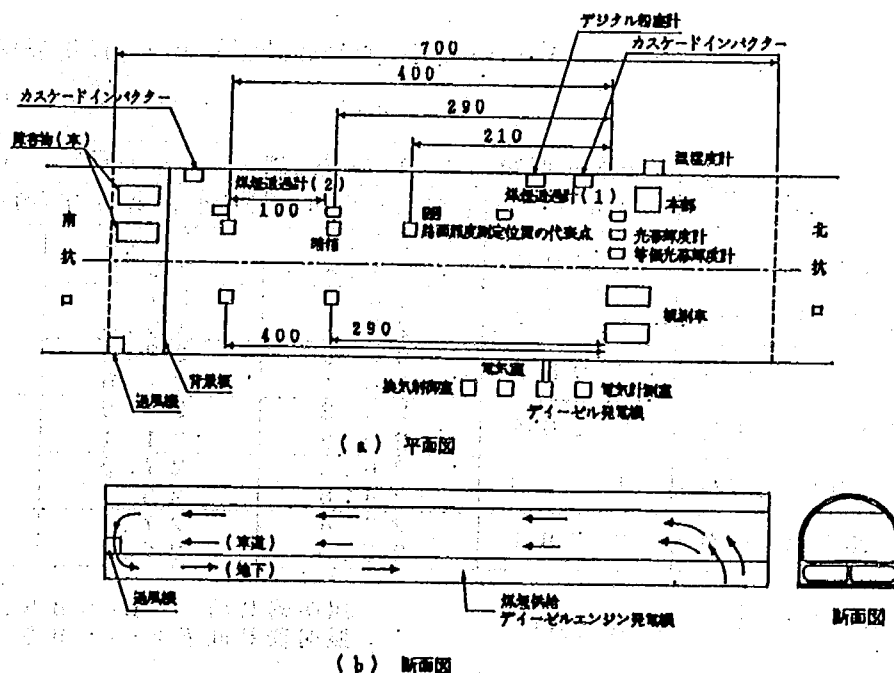


図-2 測定概要図

の設定は、照明灯具の点灯制御および照度低減装置を用いて行った。視標の選定にあたり、図-3に示すような方法で自動車の輝度および路面の輝度を測定し、自動車と路面のコントラストを求め、表-1に示す結果を得た。また、自動車の後方投影面積を併せて表記した。自動車の路面とのコントラストについては白色が最もコントラストが小さくなり、黒色が最もコントラストが大きくなった。後方投影面積に関しては四輪駆動車は若干面積が大きい結果となったが、小型乗用車と軽自動車ではほとんど違いはなかった。以上の結果から今回の実験では白色と黒色の小型乗用車を視標として用いることとした。

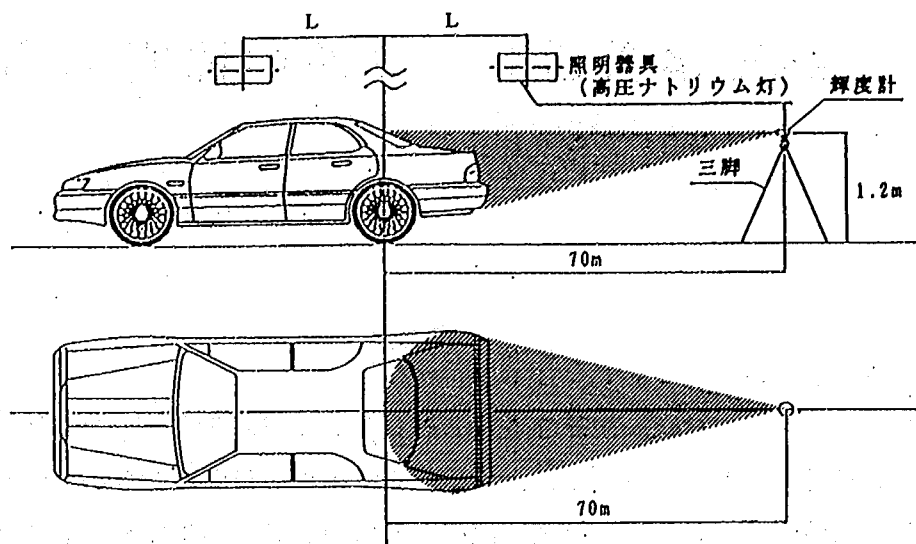


図-3 指標選定のための測定概要図

見え方の実験は、計測基準点（0m地点）に停車中の被験者乗車車両（ワイパーによって、目かくしをされた状態）（写真-1）の運転席と助手席に被験者を2人を乗車させ、合図と同時にワイパーのスイッチを入れてワイパーが1往復する間の1秒間前方を注視して路面上に置いてある視標を視認（見えるか、見えないか）する方法で行った。被験者は、運転免許を取得している12人を選定した。実験条件は、表-2に示す項目を組み合わせで行った。

表-1 視標の選定のための計測結果（煤煙透過率100%）

上段：テールランプON 下段：テールランプOFF

車種	塗装色	後方投影面積 (m ²)	視標の輝度 L (cd/m ²)		コントラスト C (%)	
			照明器具中間点	照明器具直下	照明器具中間点	照明器具直下
小型自動車	白色	2.003	78.7	74.8	11.0	21.3
			71.8	70.0	18.8	26.4
小型自動車	赤色	1.992	44.7	27.6	49.4	71.0
			27.3	19.8	69.1	79.2
小型自動車	灰色	2.085	32.6	38.1	63.1	59.9
			28.1	27.6	68.2	71.0
小型自動車	黒色	2.104	23.2	23.5	73.8	75.3
			20.3	21.1	77.0	77.8
軽自動車	青色	1.716	26.3	27.3	69.8	71.3
			24.8	23.3	71.9	75.5
四輪駆動車	青色	3.281	27.4	27.3	69.0	71.3
			25.6	26.6	71.2	72.1

$$C = \frac{L_b - L}{L_b} \times 100 (\%)$$

照明器具間 : $L_b = 88.4$ (cd/m²) (実測値)
 照明器具直下 : $L_b = 95.1$ (cd/m²) (実測値)

写真-1 被験者乗車車両



表-2 実験条件

路面輝度 (cd/m^2)	92, 65, 46, 28, 15
視標の形状	小型乗用車 (白色, 黒色)
視標距離(m)	290, 400
煤煙透過率(%)	60, 50

4. 結果

図-4に400m地点、煤煙透過率60%の実験結果を示す。

今回の実験の結果、白色の自動車では煤煙透過率60%、290m地点では、視標車両のテールランプおよび被験者乗車車両の前照灯の消灯にかかわらず路面輝度 $28\text{cd}/\text{m}^2$ で100%の視認率を得られたが、400m地点では視認性は大幅に低下した。

煤煙透過率60%、400m地点において $28\text{cd}/\text{m}^2$ の時、視標車両のテールランプの点灯時は80%以上の視認率を得られるが、テールランプの消灯時は約50%まで視認率が低下した。

同様に、煤煙透過率60%、400m地点において $46\text{cd}/\text{m}^2$ の時、視標車両のテールランプの点灯時は100%の視認率を得られるが、テールランプの消灯時は80%程度まで視認率が低下する結果となった。

上記のことからトンネル内の視認性におけるテールランプ点灯の重要性が明らかになった。

400m地点、煤煙透過率60%、 $28\text{cd}/\text{m}^2$ では、白色の自動車はテールランプ消灯時は50%程度の視認率しか得られなかったが、黒色の自動車ではテールランプ消灯にもかかわらず90%以上の視認率が得られた。これは、白色の自動車と黒色の自動車のコントラストの差が視認率の差として現れたも

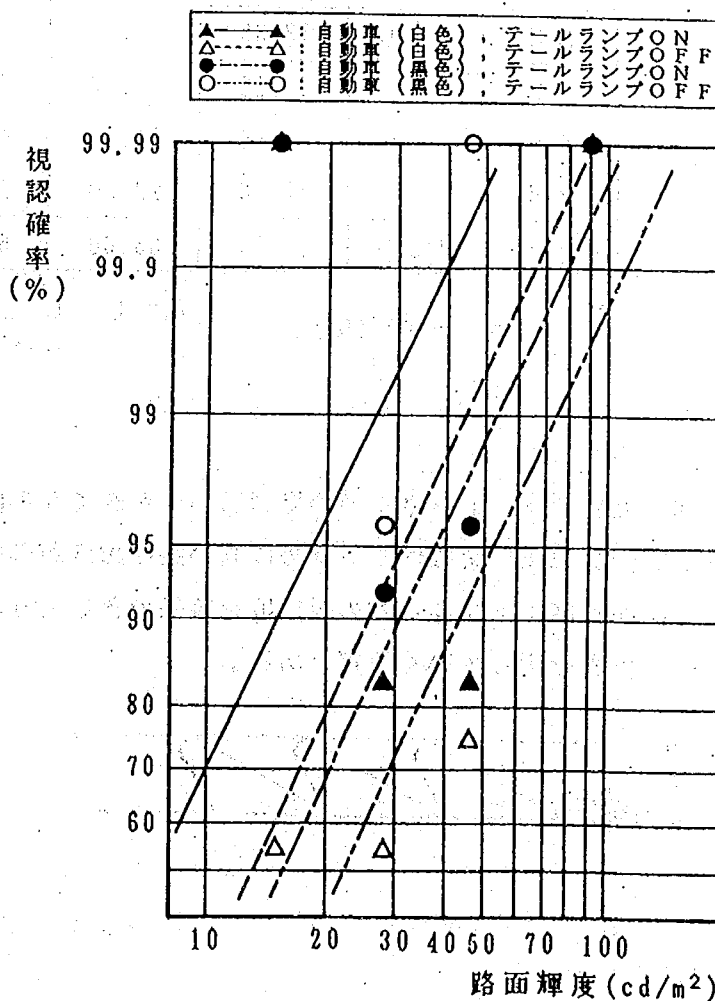


図-4 実験結果

(測定地点400m、煤煙透過率60%)

のである。また、表-3に示すように煤煙中の視標の輝度および路面とのコントラストの測定結果は、1例をのぞいてコントラストが0に近づくほど視認率が低下する傾向がみられた。このことから視標のコントラストの重要性が明らかになった。

また、等価光幕輝度計で測定した煤煙中のトンネル内の等価光幕輝度は、路面輝度のおよそ20%の値を示しており、トンネル内の路面輝度が高くなるほど等価光幕輝度は高い値を示し、トンネル内がまぶしく見える結果となった。

表-3 煤煙中の視標の輝度および路面とのコントラスト

測定条件		測定距離 (m)	路面輝度 L_b (cd/m ²)		視標輝度 L (cd/m ²)		コントラスト C (%)	
煤煙透過率 (%)	設定輝度 (cd/m ²)		自動車 (白色)	自動車 (黒色)	自動車 (白色)	自動車 (黒色)	自動車 (白色)	自動車 (黒色)
50	92	400	53.53	53.53	57.99	49.07	7.69	8.33
	65		35.69	35.69	40.15	35.69	11.11	0.00
	46		26.77	26.77	26.77	26.77	0.00	0.00
	28		13.38	13.38	17.84	13.38	25.00	0.00
60	92	400	60.22	60.22	71.38	57.99	15.63	3.70
	46		33.60	31.23	40.15	31.23	16.31	0.00
	28		22.30	22.30	22.30	17.84	0.00	20.00
	92	290	55.08	58.00	59.00	44.61	6.642	23.09

$$C = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 (\%)$$

ただし、 $L_b \geq L \rightarrow L_1 = L_b, L_2 = L$
 $L_b < L \rightarrow L_1 = L, L_2 = L_b$

5. まとめ

今回の実験では、トンネル内の煤煙透過率が低くなるほど自動車と路面とのコントラストが小さくなり、安全な視環境を確保するために高い路面輝度が必要となることが分かった。今後の研究はより小さい路面輝度でトンネル内の視環境を確保できるような照明方式(カウンタービーム照明方式等)について実験を行っていく予定である。

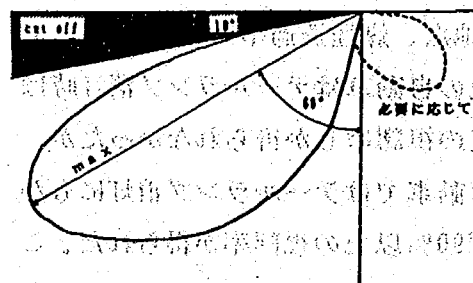
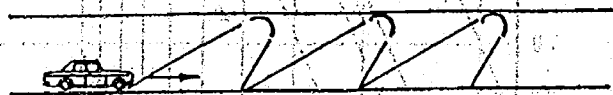


図-5 今後の研究概略図(カウンタービーム方式)

路車間情報システムの整備計画と整備効果

道路部道路研究室 ○田中 靖資

今長 信浩

1. まえがき

路車間情報システムとは、無線を利用して路側に設置されるビーコンと呼ばれる通信機と自動車に搭載された通信機との間で様々な道路交通情報を収集・提供するシステムである。ビーコンは道路方向に約70m程度のスポット的な通信領域を形成する間欠極小ゾーン方式と呼ばれる通信方式に基づいて設置され、自動車がこの通信領域を通過する短い時間内に情報が収集・提供される。自動車には、通信機のほか、デジタル道路地図、ナビゲーション装置、情報処理装置、地図や情報を表示するディスプレイ等が搭載され、ドライバーはディスプレイに表示される地図や情報に基づいて、現在位置の確認、目的地までの最適経路の選択等が容易に行なうことができるようになる。

この路車間情報システムは昭和61年度から平成元年度までの官民共同研究を経て、平成3年3月に郵政省と警察庁との協力により、当面はビーコンから自動車への情報提供に限られているが、自動車情報通信システム(VICS)計画の一環として実用化されることが合意された。ビーコンはVICS計画の枠組みの中で自動車のナビゲーションの支援、設置された場所に応じた道路交通情報の提供というメディアとしての役割を果たすことになる。

本調査では、ビーコンから道路交通情報を提供するための最適なオンライン整備計画について提案するとともに、ドライバーがビーコンから提供される情報とデジタル道路地図を利用して最適経路を選択するときの便益の試算を行なった。

2. ビーコンの整備計画

ドライバーが迷走することなく経路選択できるように、ビーコンは原則として一般都道府県道以上の道路が交差または屈折する交差点、ランプ、インターチェンジ、ジャンクション等の手前に設置される。時々刻々と変化する渋滞情報や事故情報等の動的な道路交通情報を提供するためには、ビーコンと道路管理者との間をオンライン化する必要がある。1つのビーコンにおける動的情報の提供範囲は図-1に示す通り考えられており、車載装置を搭載した自動車(以下、搭載車という。)は、ビーコンを通過するたびに更新される動的情報を利用して目的地までの最適経路を選択することになる。ここでは、各OD間を走行する搭載車の所要時間の中で動的情報に基づいて走行できた時間の割合と定義した動的情報受信率に基づいて、ビーコンのオンライン整備が必要な水準について検討を行なった。

動的情報受信率は、道路網密度の高い東京南西部および川崎市と横浜市の一部(以下、首都圏南西部という。)、平均的な前橋地方生活圏および道路網密度の低い北海道を対象として、表-1に記す整備水準ごとに算出した。但し、北海道の一般道々は網的に構成されていないため、レベルⅢとⅥを対象としなかった。首都圏南西部および前橋地方生活圏においては一般都道府県道以上の道路網、北海道においては主要地方道以上の道路網を対象として、全てのOD間において搭載車が以下に述べる論理に基づいて経路選択するシミュレーションを行なった。

搭載車の経路選択論理は図-2に示す通りであり、原則としてビーコンから得られる動的情報に基

表-1 整備水準

	国4	主4	県4	国2	主2	県2
レベルⅠ	○					
レベルⅡ	○	○				
レベルⅢ	○	○	○			
レベルⅣ	○			○		
レベルⅤ	○	○		○	○	
レベルⅥ	○	○	○	○	○	○

国4：一般国道以上（4車線以上）
 主4：主要地方道以上（4車線以上）
 県4：一般都道府県道以上（4車線以上）
 国2：一般国道以上（2車線以上）
 主2：主要地方道以上（2車線以上）
 県2：一般都道府県道以上（2車線以上）
 ※レベルⅡまたはⅢからⅣへの連続性はない。

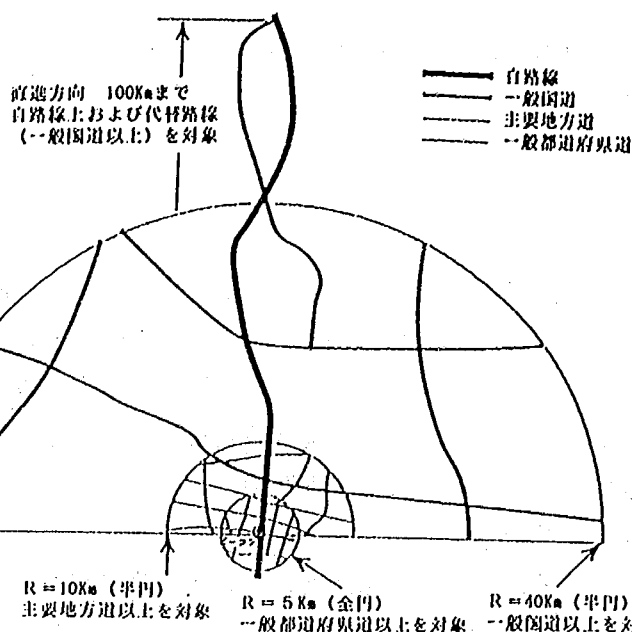


図-1 動的情報の提供範囲

づいて、最短時間経路を選択するものとし、動的情報を受信できない時および動的情報受信後ある時間（ t 分間）以上ビーコンを通過できない時には、デジタル道路地図に記憶されている各道路リンクの距離データと統計的な旅行時間データに基づいて、最短距離経路に重きを置いた経路を選択するものとした。 t はドライバーが動的

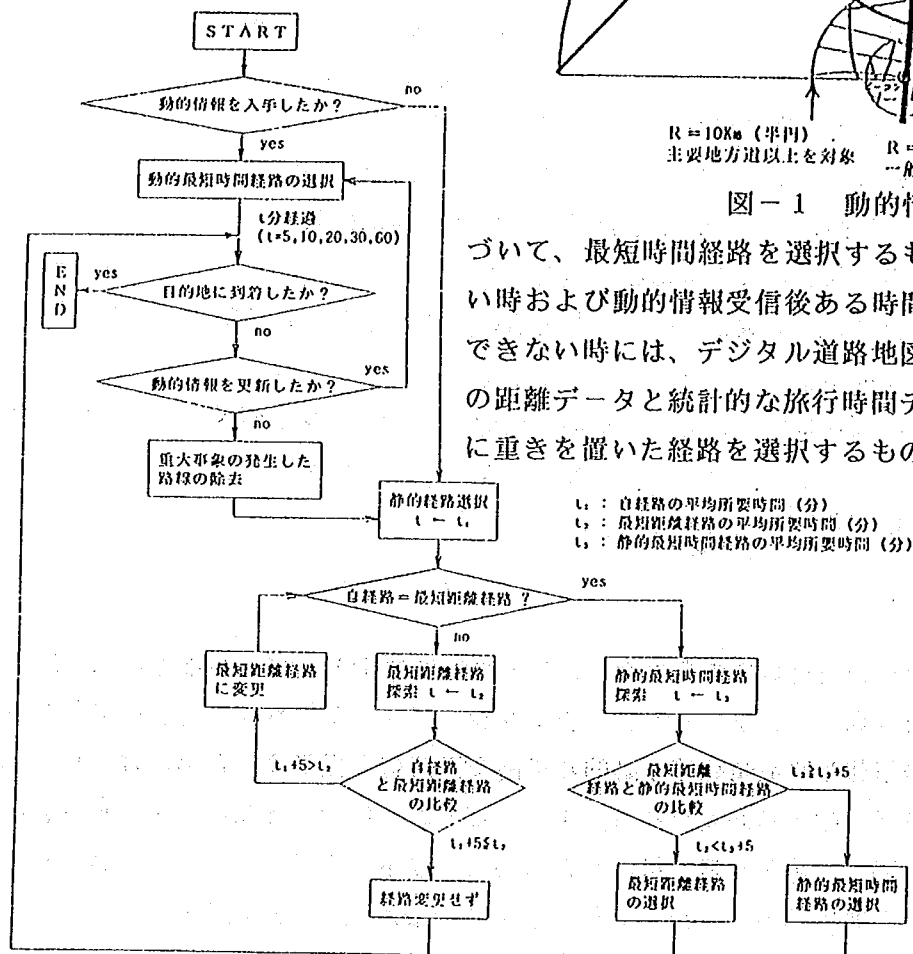


図-2 搭載車の経路選択論理

的情報受信率とした。得られた整備レベルと動的情報受信率の関係を図-3に示す。例えば、首都圏、南西部において t を5分間とした時のように、搭載車がビーコンからの情報に基づいたために走行した経路を後戻りするような非現実的な挙動を示す場合は図中に表していない。

平均以上の道路網密度を有する地域においては、全てのビーコンをオンライン化すること（表-1のレベルⅥに相当）により、ドライバーは平均でトリップ長の60~80%は動的情報の提供に基づいて走行できることが明らかとなった。また、 t はドライバーの道路交通情報を必要とする頻度に関するニーズを表わす指標として考えられる。 t が20分間以上であれば動的情報受信率はほとんど同じであるが、 t が10分間以下であれば動的情報受信率はドライバーから低く評価されることになる。

仮りに t を20分間として地域別に望まれる整備レベルについて考察すると以下の通りである。

- ①首都圏南西部のような道路網密度が高い地域においては、レベルⅢまたはⅣでオンライン化すれば、ドライバーはトリップ長の70%以上を動的情報に基づいて走行することが可能となる。
- ②前橋地方生活圏のような平均的な道路網密度を有する地域においては、レベルⅣ以上から急速に動的情報受信率が向上する。ドライバーがトリップ長の半分以上を動的情報に基づいて経路選択するためには、少なくともレベルⅤ以上のビーコンのオンライン化が望まれる。
- ③道路網密度が低く交差点間隔が長い北海道においては、必ずしも網的には構成されていない一般道々の含まれる交差点や、交差点と交差点の間に設置されるビーコンもオンライン化する必要がある。

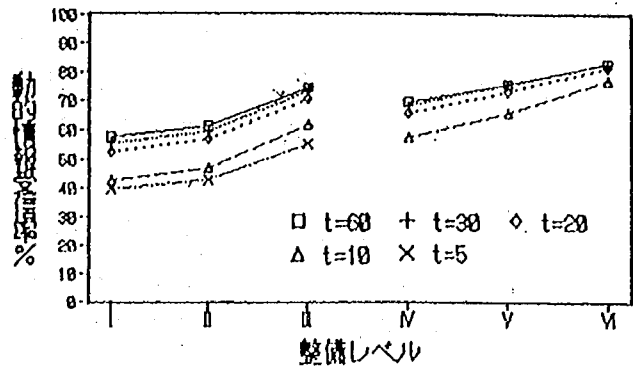
3. 整備効果

路車間情報システムが整備されることにより様々な効果が期待できるが、走行距離、走行時間の軽減という観点から見れば、効果は①迷走の回避、②統計的な情報に基づく最適経路の選択、③統計的な情報と動的な情報に基づいた最適経路の選択の3段階に分類される。過年度の調査において、①の効果については、ドライバーが土地勘のない地域で迷走している時の行動を実験的に解明し、本実験結果と迷走に関するアンケートの結果より算出した¹⁾。また、②の効果については、デジタル道路地図に収納されている各道路リンクの距離データと平均旅行速度データに基づいてドライバーが目的地までの最適経路を選択する論理をモデル化し、搭載車と非搭載車の走行距離と走行時間の差を計量するシミュレーションにより算出した¹⁾。本調査においては、このシミュレーションを基本として、図-2に示した論理を取り入れることにより、③の効果の試算を行なった。

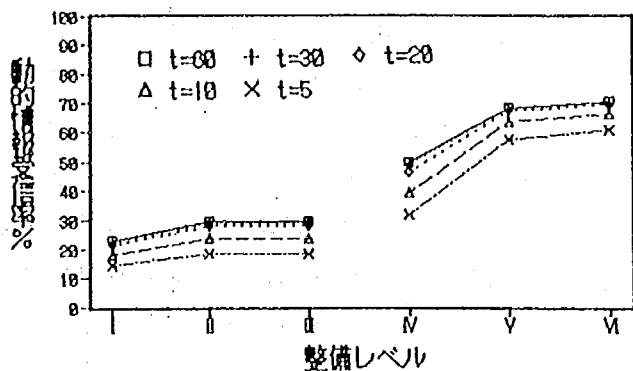
(1)シミュレーションの概要

図-4はシミュレーションのフローである。本シミュレーションは、デジタル道路地図に記憶されていると仮定した各道路リンクの時間帯別の平均旅行速度を設定する部分[I]と、図-2に示す論理にしたがって経路選択を行なう搭載車と所定の確率²⁾に基づいて経路選択を行なう非搭載車の走行距離と走行時間を比較する部分[II]より構成されている。非搭載車が選択する経路は、あらかじめ各〇

(a)首都圏南西部



(b)前橋地方生活圏



(c)北海道

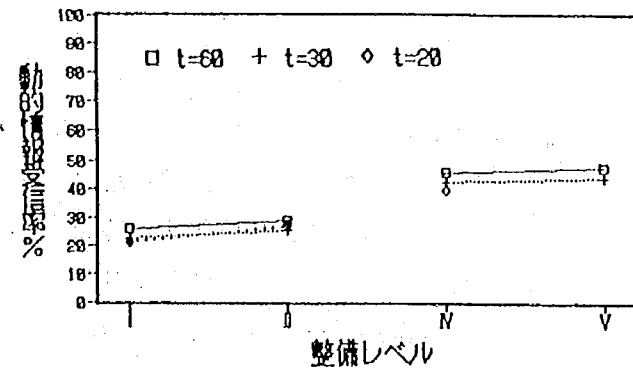


図-3 整備レベルと動的情報受信率の関係

D間毎に最大7経路を設定した。また、車載装置の普及率が上昇するにつれてドライバーの走行経路が変化することを考慮して、各リンクの平均旅行時間は搭載車の走行台キロに対する対象地域内の総走行台キロの割合が5%増える毎に更新した。

搭載車と非搭載車の走行時間を比較するためのリアルタイムの各道路リンクの旅行時間は、平均を道路交通センサス等から得られる平均旅行速度とし、標準偏差を5Km/hとする正規分布にしたがう乱数を用いて設定した。貨幣価値に換算する比率は、高速道路の料金設定に使用される距離便益、時間便益から計算した21.09円/Km、41.09円/分とした。また、事故等の重大事象は道路リンクの平均旅行速度が10Km/h以下と置き換え、所定の確率の下に発生させた。

なお、搭載車が図-2の論理にしたがって経路を変更することにより、従来選択していた経路の交通量が減少（または増加）するため、非搭載車の走行時間も短縮（または増大）するが、今回は非搭載車の便益を対象としていない。

(2)全国の走行便益

本シミュレーションを用いて、前述の首都圏南西部においてレベルVIの整備水準でピーコンがオンライン化された場合の便益を算出した。ドライバーが動的情報を信頼する時間tは20分間と仮定した。得られた便益より、当該地域における総走行台キロに対する全国の総走行台キロの比を拡大係数として全国の便益とした。図-5は得られた便益の10年間分を社会的割引率8%として現在価値に換算し、過年度の調査結果とともに車載装置の普及率と全国の便益の関係を表したものである。現在価値の1年間にすると、車載装置が50%普及した時には、全国で約2兆円の便益が期待できることが明らかとなった。

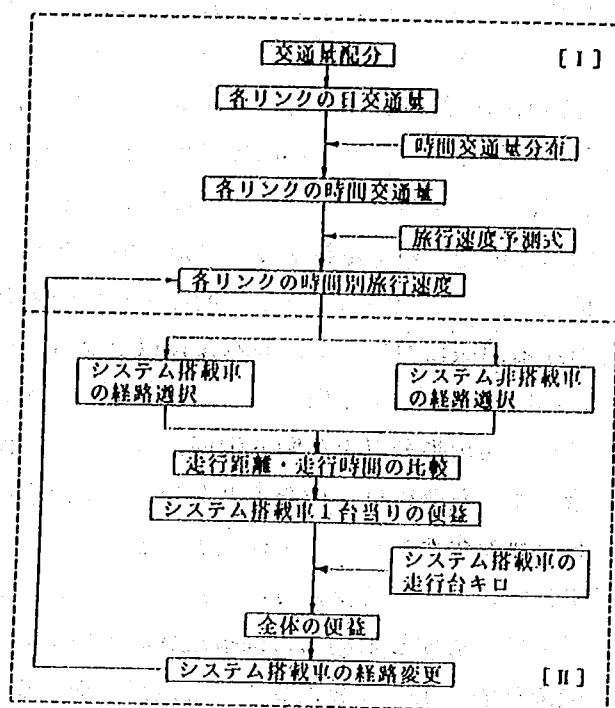


図-4 シミュレーションのフロー

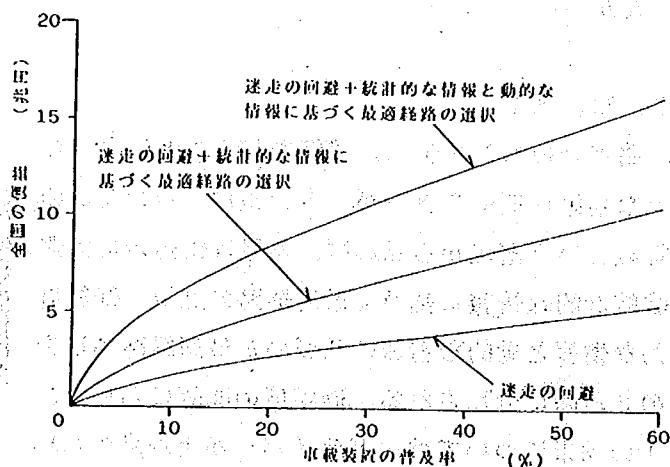


図-5 車載装置の普及率と全国の便益の関係

4. 今後の課題

今後、道路網密度の異なる地域も対象として非搭載車を含めた便益を試算し、また動的情報受信率の観点から動的情報の提供範囲の妥当性について検討を重ねる必要がある。

5. 参考文献

- 1) 松村、田中、今長；「車載ナビゲーションシステムの整備効果」、交通工学、平成4年9月号
- 2) 御自動車工業会；街路交通規制対策の検討手法に関する研究報告書

駅前広場の整備計画に関する調査

新交通研究室 橋口 賢治

1. まえがき

駅前広場は鉄道と都市を結ぶ交通結節施設であるが、乗降客の比較的多い駅の中にも都市計画決定がなされていない駅前広場も多く、その整備水準は決して高いとは言えない。また、整備済みの駅前広場でも、計画時の想定を上回る需要の発生やモータリゼーションの進展、二輪車・自転車の利用増加等により現状の利用実態に即したものとなっていないといった問題が生じている。そこで、都市交通対策上、駅前広場の交通結節機能の充実・強化を図るための整備計画指針の立案が重要な課題となっている。

2. 調査目的

本調査では、駅前広場を管理する自治体に対してアンケート調査を行い、既存駅前広場における問題点及び整備計画段階での留意事項を把握する。そして、既存の駅前広場面積の算定方法及びバス、タクシー等の交通施設配置について検討を行う。

3. 調査方法

本調査におけるアンケートは平成2年度と3年度に行った。平成2年度は主に駅前広場の現況の問題点を調査し、平成3年度は追加調査として主に駅前広場の整備計画段階における利用客数等の将来推計値及び交通施設配置等における留意事項について調査を行った。

3.1 調査対象駅の抽出

平成2年度に行ったアンケート調査の対象駅は、昭和59年度に建設省土木研究所で行ったアンケート調査（対象113駅）の中から50駅を選定した。駅を選定にあたっては、主に地方中核都市中心駅を対象としたが、その他にも大都市周辺通勤駅や定期比率80%以上の郊外駅等も対象とし、駅特性について考慮した。平成3年度には駅前広場の整備計画段階での調査が行い易いように考慮して、比較的最近整備された都市郊外駅を主な調査対象とした。

3.2 調査項目

平成2年度の調査は、主に駅前広場の現状の問題点をアンケート調査によって把握するとともに、施設規模、利用状況、整備手法の調査を行った。また、駅周辺の交通状況等に関する資料収集も併せて行った。

調査項目は概ね以下のとおりである。

①広場名称、②駅前広場面積、③鉄道乗降客数、④広場面積の算定方法、⑤駅前広場のバス、タクシー等の交通施設数、⑥各交通施設の利用者数、⑦駅前広場周辺施設（駅前広場との一体整備施設）、

⑧現状駅前広場の問題点と対応策（各施設別）

平成3年度の調査は、上記に加えて計画段階時の将来推計値（鉄道乗降客数、バス・タクシー利用客数等）及び交通施設配置の配慮事項等を調査した。

4. 調査結果

4.1 駅前広場の面積算定の一般的手法

駅前広場面積の算定方法については、鉄道乗降客数を変数として広場面積を直接算出する昭和28年式(図-1)と、交通施設ごとに必要面積を算出し、これらを積み上げて広場面積とする小浪式、昭和48年式などがある。昭和48年式で算定する場合、面積算定には多くの外生変数(表-1)を必要とし、これらの外生変数を事前に決めることは困難である。そのため、まず駅を鉄道乗降客数や駅前広場利用者数等により性格分類し、駅分類に対応した概略値を使って算定することが多い。

4.2 駅前広場整備計画に関する検討

4.2.1 駅前広場の面積算定方法に関する検討

ここでは昭和28年式と昭和48年式の2つの方法を取り上げ、既存駅前広場の現況面積と現在の鉄道乗降客数等を用いて試算した駅前広場面積との比較を行った。図-2は昭和28年式と既存駅前広場の現況面積との比較を行った結果であり、図-3は昭和48年式による試算を4駅に關して行った結果である。

図-2において検討した駅前広場のうち、大半の駅前広場面積が昭和28年式を上回っており、図-3の昭和48年式の試算結果でも、既存駅前広場の現況面積は昭和48年式の試算値の倍以上になっているにもかかわらず、実際にはそのほとんどの駅前広場でバス、タクシー、自家用車等の交通施設の不備を述べていた。これらの結

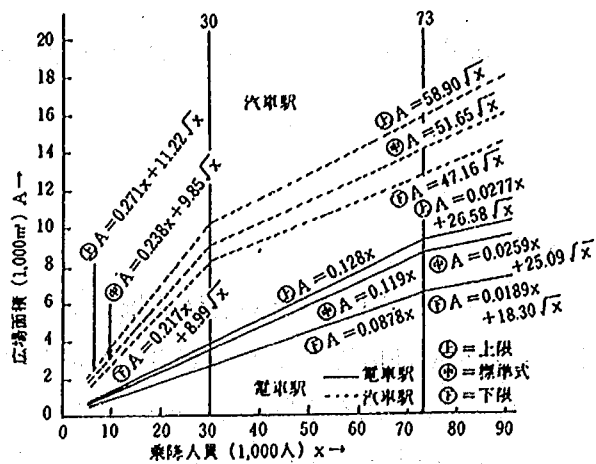


図-1 昭和28年式

表-1 昭和48年式における外生変数(ハ・ス用面積)

外生変数
a) 鉄道乗降客数
b) 駅前広場利用者数/鉄道乗降客数
c) ハ・ス分担率
d) ハ・ス別降客比率
e) ハ・ス乗客比率
f) ハ・ス降客比率
g) ハ・ス平均乗車人数
h) 列車本数×ハ・ス時間
i) ハ・ス時間
j) 滞留場一人当り面積
k) ハ・ス乗降ハ・ス原単位

($\times 1,000 \text{ m}^2$)

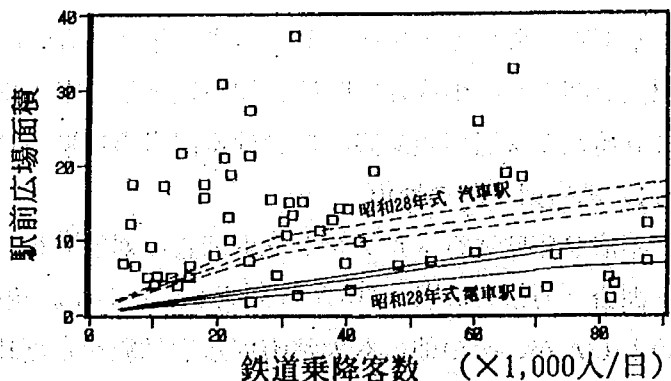


図-2 現況広場面積と昭和28年式

($\times 1,000 \text{ m}^2$)

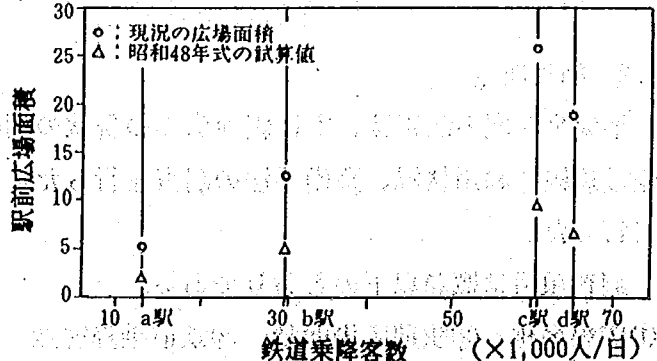


図-3 現況広場面積と昭和48年式の比較

果は、昭和28年式及び昭和48年式の面積算定方法では、近年多様化している端末交通手段(自家用車、自転車利用の急増等)を適切に取り込めないことを意味している。

以上、既存の面積算定方法の妥当性について検討してきたが、駅前広場の中には適切な広場面積を確保していても交通施設の配置計画や交通動線の処理方法に問題がある場合もあると考えられる。そこで、交通施設の配置等について整理した結果を以下に示す。

表-2 駅前広場への街路の取付き形態

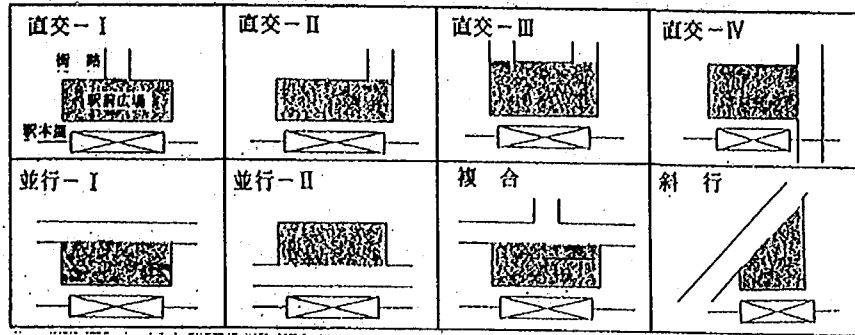
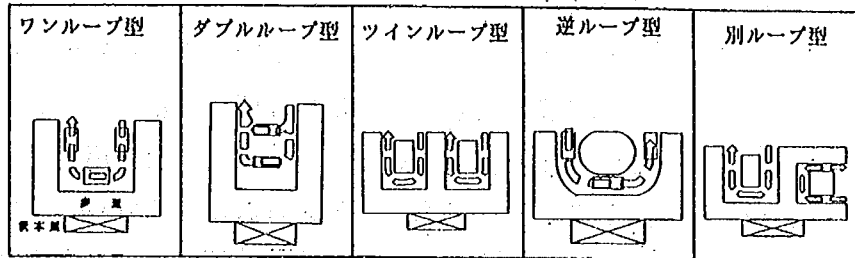


表-3 駅前広場の施設配置形態



4.2.2 駅前広場形態の整理

各駅前広場を街路の取り付け形態(表-2)と駅前広場内の施設配置形態(表-3)によって分類³⁾した結果を表-4に示した。

駅前広場と街路との取り付け形態のうち代表的な複合型は、県庁所在地等の主要駅に多くバス、タクシーの交通施設は比較的充足されていた。しかし、複合型の多くは歩行者施設に問題があると回答されており、その

表-4 駅前広場への街路の取付き形態と施設配置形態

上段：駅前広場数
下段：構成比率(%)

街路との 施設 配置	直交-I	直交-II	直交-III	直交-IV	並行-I	並行-II	複合	斜行	その他	合計
ワンループ型	8 10.1	3 3.8	3 3.8	4 5.1	7 8.9	0 0.0	8 10.1	1 1.3	3 3.8	37 46.8
ダブルループ型	0 0.0	0 0.0	3 3.8	0 0.0	3 3.8	0 0.0	6 6.3	0 0.0	0 0.0	11 13.9
ツインループ型	1 1.3	0 0.0	2 2.6	3 3.8	2 3.5	0 0.0	13 16.5	1 1.3	0 0.0	22 27.8
逆ループ型	0 0.0	0 0.0	0 0.0	0 0.0	0 0.0	0 0.0	1 1.3	0 0.0	0 0.0	1 1.3
別ループ型	0 0.0	0 0.0	0 0.0	0 0.0	1 1.3	0 0.0	2 2.5	0 0.0	0 0.0	3 3.8
その他	0 0.0	0 0.0	0 0.0	0 0.0	1 1.3	0 0.0	4 5.1	0 0.0	0 0.0	5 6.3
合計	9 11.4	3 3.8	8 10.1	7 8.9	14 17.7	0 0.0	33 41.8	2 2.5	3 3.8	79 100.0

約半数で駅周辺整備及び立体化(ペDESTリアンデッキ、地下化)の対応策が考えられていた。また直交-I型については、歩行者が駅前広場内の目的地点に向かう場合に生じる自動車交通との平面交差を問題としているところが多かった。駅前広場の施設配置形態のうち代表的なワンループ型では、その多くで歩行者及びバス施設の不足が問題点として上げられており、対応策として歩行者施設の立体化及び駅前広場内バス施設の不足に対する広場拡張が挙げられていた。一方、ツインループ型は機能分化されているため、ワンループ型のような問題点の指摘は少なくなっているのが特徴的であった。

4.2.3 駅前広場整備計画における配慮事項

整備計画段階での留意事項については次のような結果を得ることができた。まず駅前広場の形状については、用地等の制約から必ずしも理想的な形を確保できるとは限らないため、整備計画段階での明確な留意事項について回答を得ることができなかった。このため、自由に用地が確保できる場合を除いては、利用可能な用地をいかにうまく生かすかを考えることが現実的である。

施設配置については、多くの調査対象駅で「鉄道とバス、タクシーとの乗継ぎの利便性の向上」を図るために、バス及びタクシー乗降場を駅舎前面あるいは外周歩道に沿って配置したり、「交通動線の単純化」を図るといった配慮事項を挙げていた。また、平成3年度の調査対象駅が都市郊外駅として位置づけられていることから、キスアンドライド(K&R)への対応を考慮して一般車の乗降場を設置している例が多かった。しかし、一般車駐車場は広場内にあまり整備されておらず、駅周辺に整備されている場合が多かった。

以上の交通施設の配置計画は、既存の文献や駅前広場整備事例などを参考に進められてきたと思われる。しかし、これらの既存資料からでは現在問題となっている観光バスや自転車駐輪場等の取り扱いについて明確な方向性を見いだすことはできない。また、用地等の制約から今後駅前広場の立体化や交通施設の分散配置が進んでいくものと考えられが、これらについてもマニュアル的文献が存在していない。そのため、現在これらの問題に対する適切な整備計画の立案が難しい状態にある。

5. まとめ

以上の結果から今後の駅前広場の整備計画の際には、以下の諸点について配慮すべきであると考えられる。

①駅前広場の面積算定にあたっては、駅特性(観光地の駅、通勤通学駅、新幹線発着駅等)によりK&R用乗降場や観光バス乗降場等が必要になる場合があるため、駅特性を充分考慮して必要となる機能に応じた面積算定を行う必要がある。

②駅前広場内の交通施設配置についても、①と同様に駅特性に考慮して交通施設配置や動線処理を行う。また、交通施設の分散配置(自転車駐輪場を駅周辺に設置する場合等)による駅と周辺交通施設との連絡性や駅前広場の立体利用による動線処理等についても考慮する必要がある。

今回の調査では、アンケート調査により既存駅前広場が抱えている問題点及び駅前広場の整備計画時の将来推計値、交通施設配置の配慮事項について把握し、駅前広場の問題点を面積算定方法、広場形態等の観点から考察できた。その結果、既存の面積算定方法の妥当性について課題を提起し、駅前広場形態の特性を示すことができた。今後は、更に既存データの調査・分析を進め、駅前広場利用者の利便性を考慮した駅前広場の整備計画手法について検討したい。

(参考文献)

- 1) 駅前広場・駐車場とターミナル、(社)交通工学研究会、昭和61年発行
- 2) 街路事業事務必携、建設省都市局街路課、平成2年度版
- 3) 神崎紘郎、山田晴利、浦野隆、篠原修：駅前広場の景観計画、土木研究所資料第2434号、1987

海洋コンクリートの防食技術に関する試験

化学研究室 坂本 浩行

1. まえがき

海洋環境に建設されるコンクリート構造物は、海水飛沫や飛来塩分等によって著しく損傷を受ける場合がある。そこで、これらの環境におけるコンクリートの防食技術を明らかにするために、コンクリートの品質、鉄筋の防食技術、耐塩性コンクリート混和材、コンクリートの外面被覆材等の防食対策を海洋暴露試験によって評価している。

本報では、海洋暴露試験における6年経過後のコンクリートに対する鉄筋の腐食状況、塩化物浸透状況、外面被覆材の防食性等の試験結果を中心にまとめたものである。

2 試験目的

海洋環境におけるコンクリート中の鉄筋の腐食は、主としてコンクリート中へ塩化物が浸透することによって進行する。本試験では、暴露条件の影響、コンクリートの品質（セメントの種類、水セメント比、混和材の有無）、かぶりの影響、外面被覆材等が塩化物浸透にどのように関与するかを明らかにすることを目的として海洋暴露試験を行った。

3. 試験方法

海洋暴露試験に用いたコンクリート供試体は、外面被覆をしていない無処理のものと外面被覆（塗装、含浸被覆）をしたもので、暴露条件を表-1に示す。

表-1 コンクリート供試体の暴露条件

暴露区分	暴露条件	暴露供試体	暴露場所
第3デッキ	海面上2.1 mの位置で時々海水をかぶる	無処理、外面被覆	海洋技術総合研究施設（静岡県大井川沖合250mの所）
第2デッキ	海面上8.9 mの位置で時々海水飛沫をかぶる	無処理	

試験項目及び試験方法は、次の通りである。

- 1) 外観観察：コンクリート供試体の錆汁、ひび割れ、欠落の発生有無及び被覆材のわれ、はがれ、劣化程度を目視により観察した。
- 2) コンクリート中の鋼材の腐食状況：第3デッキに暴露している鉄筋及びプレストレストコンクリート供試体を解体し、鋼材の腐食状況を目視により観察した。
- 3) コンクリート中への塩化物浸透量試験：コンクリート供試体からコアを採取した後、これを深さ別に切断・粉碎して、コンクリート中の全塩化物（塩素イオン量）を電位差滴定法により測定した。
- 4) 外面被覆材（塗装）の付着力試験：塗装面に4×4cmの接着板を貼付ける。次いで、カッターでコンクリート素地まで切り傷を入れた後、油圧式の接着力試験器で接着力を測定する。

4. 試験結果と考察

4.1 無処理供試体

1) 外観

塩害による錆汁、ひび割れ、欠落等の発生は認められなかった。

2) コンクリート中の鋼材の腐食状況

コンクリート解体後の鋼材の腐食状況を表-2に示す。コンクリートのかぶり2.5cmのスターラップ、かぶり3.5cmにおける主筋の腐食は、鉄筋及びプレストレストコンクリートとも、その発生量は僅かで、ほとんど生じていない状況であった。一方、腐食に影響を及ぼすと考えられているコンクリートの品質（セメントの種類や水・セメント比）に対しても、特に差異はなかった。

3) コンクリート中への塩化物浸透量

第3及び第2デッキに暴露したコンクリート供試体への塩化物浸透量を図-1, 2に示す。これらの結果より、コンクリート供試体への塩化物浸透状況を述べると次の通りである。

(1) 表面からの深さ（かぶり）の影響

コンクリート中への塩化物浸透量は、かぶりが大きくなるにつれて少なくなっていく傾向にある。第3デッキを例にとると、塩化物浸透量は0～1cm部分で5.2～10.3kg/m³、1～2cm部分で1.3～6.8kg/m³、2～4cm部分で0.1～3.5kg/m³、4～7cm部分で0.1～0.4kg/m³程度の範囲にある。一方、スターラップが配置されている2.5cm部分で0.9～5.7kg/m³、主鉄筋が配置されている3.5cm部分で0.1～2.8kg/m³程度の範囲にあるが、前述したようにこれらの位置にある鋼材の腐食は、ほとんど認められなかった。

(2) 水セメント比の影響

コンクリート供試体への塩化物浸透量は、水セメント比50%のものは40%のものとは比べて各測定部分とも多い傾向にある。これらは、水セメント比が小さくなるほどコンクリートの密実度が増加し、水分の拡散係数が小さくなることから当然のことといえる。

(3) セメント種類の影響

第3デッキに暴露したもので塩化物浸透量を比較してみると、水セメント比40%及び50%とも早強セメントの方が普通セメントに比べて少ない。高炉セメントは、0～2cmの部分では普通及び早強セメントに比べて大きい値を示すが、2～

4cmの部分では、逆に小さい値となっている。早強セメントにシリカヒュームを混入したものは、混入しないものに比べて塩化物の浸透量は小さい。これは水セメント比の影響もさることながら、シリカヒュームによってコンクリート内部が緻密化したことによるものと考えられる。

(4) 暴露条件の影響

第3デッキと第2デッキに暴露した塩化物浸透量を比較してみると、暴露条件の差は明らかである。例え

表-2 コンクリート中の鋼材の腐食状況

供試体 区 分	セメント 種 類	水セメン ト比 %	コンクリート解体後の鋼材の腐食状況 (鋼材のかぶり: 3.5 cm)
PC-A01	普通	40	錆の発生なし
RC-A05	普通	50	錆の発生なし
PC-A07	早強	40	PC鋼線に数箇所点錆が発生
RC-A10	早強	50	スターラップ(かぶり: 2.5 cm)の一部に錆が発生
RC-A13	高炉	50	錆の発生なし
RC-D01	早強 シリカヒューム	30	鉄筋及びスターラップの一部に錆が発生
(注1) RC: 鉄筋コンクリート (注2) PC: プレストレストコンクリート (注3) 暴露区分: 第3デッキ(海面上2.1 m) (注4) 供試体寸法: 20(縦)×20(横)×120(長さ), [単位: cm]			

ば、普通セメントの水セメント比40%で比べてみると、第3デッキに暴露したものは、第2デッキに暴露したものと比べて、0～1cm部分で5倍、1～2cm部分で9倍、2～4cm部分で16倍、4～7cm部分で1.6倍程度高い値を示している。また、これ以外のものも類似の傾向を示す。

4.2 外面被覆供試体

1) 外観

塗装や含浸被覆した供試体について、明らかに塩害による損傷が認められたものはなく、概ね良好な防食効果を示しているといえる。しかし、表-3に示すように塗装のものは、汚れや塗膜のはがれ、また、含浸被覆ものでは、錆汁やはがれが認められたが、その程度はいずれも軽微でコンクリート素地が露出しているものはなかった。

2) 塩化物浸透量

塩化物浸透量の測定結果を表-3

に、また、この表を整理してグラフ化したものを図-1に示す。図-1から、塗装供試体では、コンクリート中にはほとんど塩化物が浸透していない。これに対して含浸被覆した供試体では、コンクリート表面部（かぶり2cm）にはかなりの塩化物が浸透しているが、それより深い部分には、塗装と同様ほとんど塩化物が浸透していない。また、コンクリートの水密性を改善するためのシリカヒューム混和材についても、塗装や含浸被覆ほどの塩化物浸透阻止効果はないが、無添加のものと比較すると塩化物浸透量はかなり軽減される。

一般に、コンクリート構造物の耐久性に影響を与えるような鋼材の腐食が生じるコンクリート中の塩化物量は、塩素イオン換算で1.5～2.5 kg/m³以上といわれている¹⁾。例えば、これらの塩化物量が浸透しているコンクリート表面からの距離は、図-1から無処理のもので2cm程度、シリカヒュームを混入したもので1.5cm程度、含浸被覆のもので1cm程度である。これに対して、塗装のものではコンクリート中への塩化物浸透はほとんど認められず、良好な遮塩性を示している。

3) 塗装の付着力試験

コンクリートと塗装との付着力は、表-3に示すように14～37kgf/cm²の範囲にあり、良好な付着力を示しているといえる。なお、接着力試験における破壊形態は、塗装とコンクリートとの界面破壊、塗装の凝集破壊及びコンクリートの凝集破壊であった。

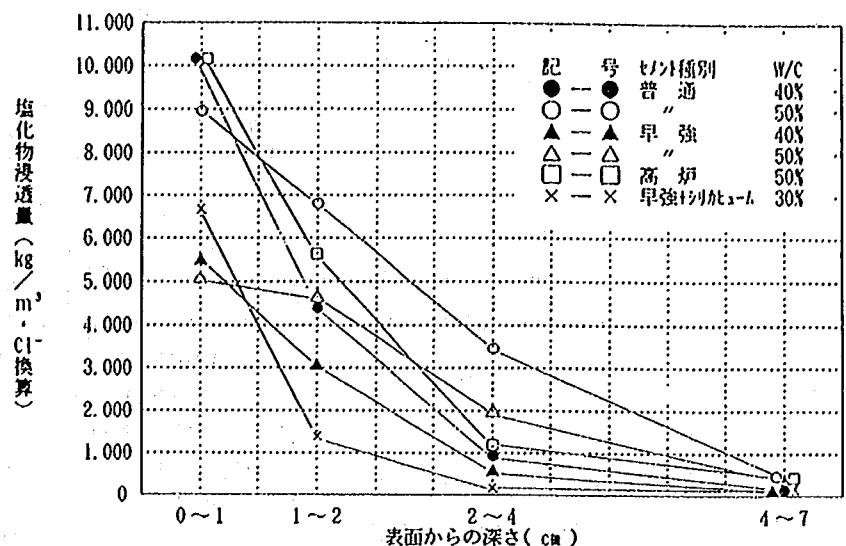


図-1 コンクリート中の塩化物浸透量（第3デッキ）

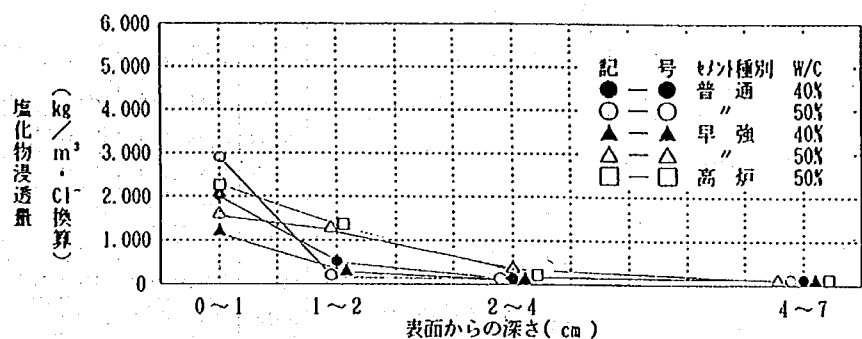


図-2 コンクリート中の塩化物浸透量（第2デッキ）

5. まとめ

試験結果をまとめて見ると、次の通りである。

1) 無処理のものに塩害による錆汁、ひび割れ、欠落等の発生はなかった。また、塗装及び含浸被覆のものの一部に汚れ、塗膜のはがれ、錆汁が認められたが、その損傷程度は軽微であった。

2) 鉄筋及びプレストレストコンクリート中のかぶり3.5 cmにおける鋼材の腐食は、点錆が発生している程度で、軽微なものであった。

3) 塩化物浸透量は、かぶり、水セメント比、セメント種類、暴露条件等の影響を受ける。この中でも、特に暴露条件の影響が顕著である。

4) 無処理のものに対して、シリカヒューム、塗装及び含浸被覆のものは、塩化物の浸透が少なく遮塩効果があるといえる。この中でも、塗装のものは特に顕著で、ほとんど塩化物の浸透が認められない。

5) コンクリートと塗装との付着力は良好で、特に問題はないと思われる。

6. あとがき

今回、海上暴露6年経過後のコンクリート供試体の腐食状況、塩分浸透状況等の試験結果について述べたが、これらの海上暴露調査は、今後も継続することになっている。さらに、これらの試験結果をもとに、コンクリート構造物の塩害対策を明らかにして行くことにしている。

表-3 外面被覆供試体の塩化物測定結果

防食 方法	使用材料	塗装・含浸仕様 塗装膜厚(μm) 含浸塗布量(g/m ²)	塩化物含有量 (kg/m ³ , cl ⁻ 換算)			塗装の 付着力 kgf/cm ²	外 観 状 況
			表面からの深さ(cm)				
			0~1	1~3	3~5		
塗 装 (15種)	1F'19系	2'5(7~、下地処理+90)	0.102	0.062	0.062	23.0	異常なし
	2F'19系	2'5(7~、下地処理+90)	0.114	0.059	0.051	25.0	異常なし
	3F'19系	2'5(7~、下地処理+90)	0.062	0.052	0.051	19.8	異常なし
	厚膜1F'19系	2'5(7~、下地処理+380)	0.096	0.078	0.077	37.5	軽微なはがれ
	1'ニ2F'19系	2'5(7~、下地処理+380)	0.080	0.086	0.057	29.8	異常なし
	超厚膜1F'19	2'5(7~、下地処理+1300)	0.124	0.086	0.078	35.4	軽微なはがれ
	超厚膜3F'19系	2'5(7~、下地処理+1300)	0.070	0.058	0.051	-	局部的なはがれ
	短架軟3F'19系	2'5(7~、下地処理+90)	0.116	0.048	0.073	34.4	軽微なはがれ
	変性1F'19系	2'5(7~、下地処理+1300)	0.187	0.050	0.054	25.6	軽微なはがれ
	1F'19系	2'5(7~、下地処理+475)	0.053	0.061	0.055	-	軽微なはがれ
	3F'19系	2'5(7~ +2040)	0.131	0.062	0.042	16.3	異常なし
	3F'19系	2'5(7~ +1600)	0.091	0.043	0.039	-	黒い汚れ
	7F'19系	2'5(7~、下地処理+1380)	0.229	0.056	0.077	-	軽微なはがれ
	無機系	2'5(7~、下地処理+60)	0.066	0.066	0.088	14.4	多数のはがれ
	有機無機系	2'5(7~、下地処理+430)	0.104	0.113	0.077	19.2	軽微なはがれ
含 浸 (6種)	3F'19系(1)	90×5(回)	2.305	0.172	0.105		異常なし
	7F'19系(1)	240×2, 270×1(回)	2.042	0.188	0.096		異常なし
	3F'19系(2)	150×4(回)	4.677	0.265	0.078		異常なし
	7F'19系(2)	100×3(回)	2.427	0.288	0.083		異常なし
	1'ニ2F'19系	230×1, 180×2, 90×1(回)	4.433	0.368	0.095		軽微な錆汁
	1'ニ2F'19系	10×2, 80×2(回)	0.187	0.146	0.084		軽微なはがれ
混和材	早強シリカヒューム(η/c=30%)		6.663	0.926	0.119	異常なし	
無処理	早強セメント(η/c=40%)		5.534	2.257	0.367	異常なし	

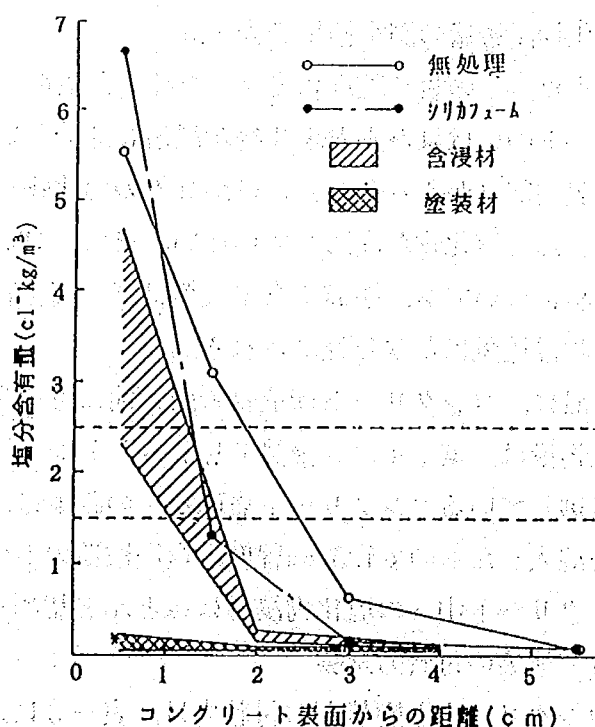


図-3 コンクリート中への塩化物浸透量

参考文献

1) (財)土木研究センター：コンクリート

の耐久性向上技術の開発，建設省総合開発プロジェクト，平成元年5月

1. まえがき

最近、コンクリート分野も新しい材料、施工法の開発がさかんであり、また建設労働者の不足などにより施工の合理化が進んでいる。それにともない、コンクリートの種類も広がり、通常のコンクリートに対し、従来の舗装用コンクリートなど硬練りや、建築で使用されているような軟練りから、最近では超硬練り、超（高）流動（または、締固め不要、ハイパフォーマンス）と呼ばれるコンクリートが出現している。そのうち超硬練りコンクリートは合理化施工の名のもとによく使用されてきている。例えば、ダムおよび舗装工事ではローラ転圧によってコンクリートを締固める工法が採用されている。コンクリートブロック製品では、コンクリートの打込み、締固め後に即時脱型して型枠の回転を早める工法に使用されている。このような超硬練りコンクリートについてその特性を明らかにし、実施工のあたって注意すべき点、問題点などについて考察する。

2. 超硬練りコンクリートとは

超硬練りコンクリートとは、単位水量を著しく減らした硬練りのコンクリートである。通常のコンクリートは、棒状バイブレータで締固めできる程度であり、スランプで8～15 cm程度である。それより単位水量が少ない場合が硬練りコンクリートであり、スランプ5 cm以下程度である。超硬練りコンクリートはさらに水量を減らし、スランプ試験では測定できないパサパサ状のコンクリートである（図-1）。

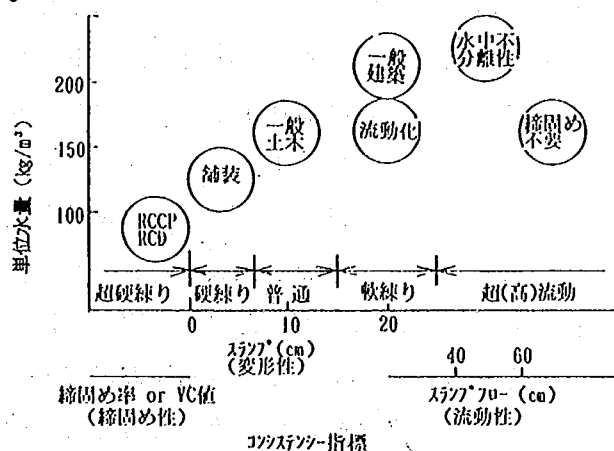


図-1 各種コンクリートのコンシステンシー

コンクリートの単位水量と強度、耐久性など一般的な品質の関係は、図-2のように単位水量が少ないほど品質は向上する。セメントの水和反応に必要な水量（セメント重量の25%程度）以外は施工から要求されるものであり、コンクリートの品質を低下させている。このように単位水量が少ないほど品質のよいコンクリートを造ることができるわけであるが、図-2の破線のように単位水量がある限界以下になると締固めが十分できなくなり品質が低下する。とくに硬練りになるほどその影響は大きくなり、品質の低下は急激である。そのために超硬練りコンクリートを使用するにあたっては、施工方法（施工機械の種類、転圧回数など）とコンクリートのコンシステンシーの適切な選定が必要となり、コンシステンシーの評価方法や強度特性などについての検討が必要である。

検討にあたっては、使用目的に応じ使用材料や配合などが異なるため、以下RCCP（転圧コンクリート舗装

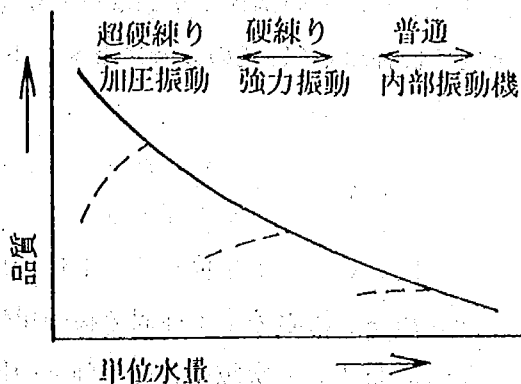


図-2 単位水量と品質の関係

:Roller Compacted Concrete Pavement) 用のコンクリート（以下、RCCと呼ぶ）を対象に通常のコンクリートなどと比較しながら特性を明らかにしていく。

3. 施工性の評価

コンクリートの施工性の評価は、普通スランプ試験によっている。スランプ試験はコンクリートの変形性（コンシステンシー）を自重による沈下量で評価する方法である。一方、RCCは自重による変形がないため、外部からエネルギーを加えて締固めの程度を測定している。

「転圧コンクリート舗装技術指針（案）」（日本道路協会、1990.10、以下指針（案）と略記）によれば、3つの試験方法が示してある。その概要を図-3に示すように締固めやすさを測定する方法であり、締固め性¹⁾とでも呼ぶべきコンシステンシー評価方法が採用されている。RCCのコンシステンシーは、締め固まりやすさで評価されているように、常に空隙の増減があるコンクリートである。このことは後述するようにコンクリートの硬化後の強度、耐久性にも大きな影響を与える。

現在のところ指針（案）では、標準的な施工方法に対してコンクリートのコンシステンシーが決められている。しかしながら、コンクリートの配合の違いによる締固めエネルギーと締固め率は、図-4のような関係になり、コンクリートの配合、締固めエネルギー（振幅、加速度、振動時間など）によって異なる。今後、締め固まりやすいコンクリートの配合や、施工機械の評価、選定できる方法の考案が重要と考えられる。

4. 強度特性

コンクリートの強度は、一般には空隙によって支配される。普通、水セメント比またはセメント水比で説明されているが、これが成立する条件は、骨材間の空隙のほとんどがセメントペーストで満される場合に限って適用できる考え方であり、硬練りコンクリートのようにコンクリート中に空隙ができる場合の強度は、空隙との関係で求めなければならない。空隙と強度の関係は、(1)式のようにセメント空隙比 c/v_c で表わすことが多い。

$$c/v_c = \frac{C/\rho_c}{v + W/\rho_w} \quad (1)$$

ここに、 C 、 ρ_c ：単位セメント量、セメントの比重、 W 、 ρ_w ：単位水量、水の比重、 v ：空隙率＝1－締固め率、締固め率：締固め後の単位容積質量と理論配合（空隙率0）における単位容積質量の比、である。セメント空隙比と曲げ強度の関係の一例を図-5に示す。配合条件は表-1のように、単位

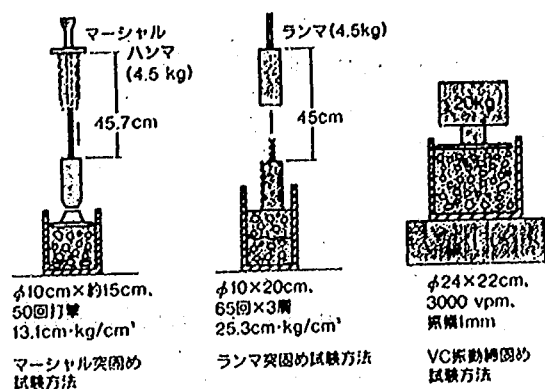


図-3 コンシステンシー試験方法²⁾

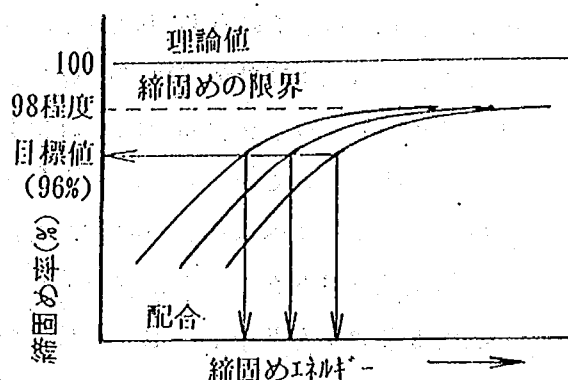


図-4 締固め性

表-1 配合条件

		単位水量 $W/kg/m^3$ (VC値sec)				
		120(20)		110(40)		100(60)
		水セメント比 $\%$ (W/C)				
		38	43	38	33	38
細骨材率	46	A		B		C
s/a	42	D	E	F	G	H
(%)	38	I		J		K

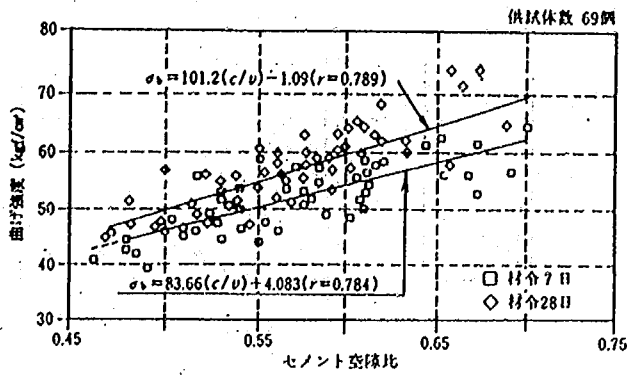


図-5 セメント空隙比と曲げ強度との関係³⁾

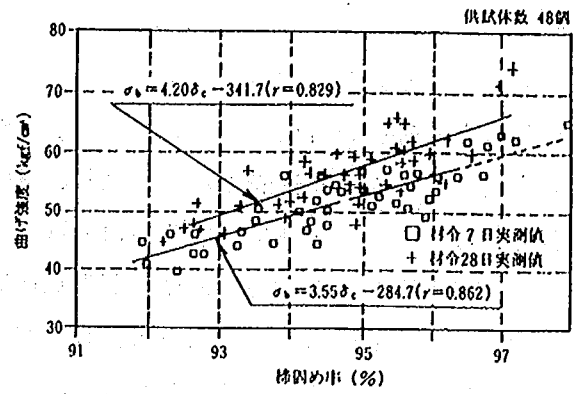


図-6 締固め率と曲げ強度との関係³⁾

水量、細骨材率、水セメント比が異なるものすべてを含んでいるにもかかわらず、よい相関関係がある。

実際の施工では配合は決まっているので、(1)式の締固め率 v のみ変化することになり、強度は締固め率との関係で表わすことができる。図-6に表-1のF配合の曲げ強度と締固め率の関係を示す。

締固め率により強度が変化するということは、コンクリートの配合強度を決定する上でひとつの大きな問題が生じる。通常のコンクリートの配合強度 σ_{br} は図-7(1)のように、空隙がほとんどないので、わずかな空隙の変化も含めたすべての要因に対する強度のバラツキが、ある一定の確率で設計基準曲げ強度 σ_{bk} を下回らないように割増し率 p を設定し、(2)式で求めている。

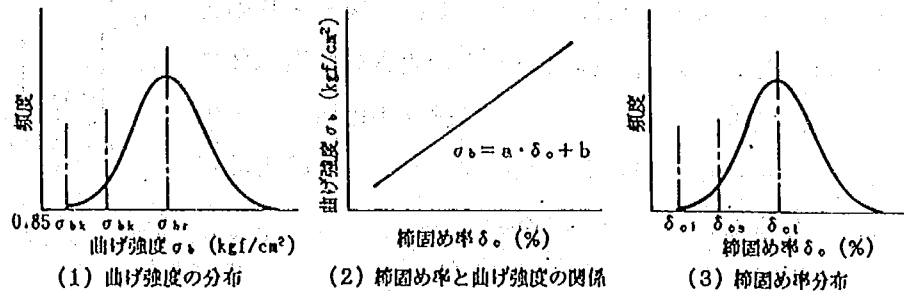


図-7 曲げ強度、締固め率の分布⁴⁾

$$\sigma_{br} = \sigma_{bk} \times p \quad (2)$$

締固め率の影響が大きい場合、図-7のように締固め率と強度の2つのバラツキの確率を考慮することになる⁴⁾ (図-8)。実際に施工されたRCCPの締固め率のバラツキは数%あるため、強度への影響は従来のコンクリート舗装に用いられている割増し率から得られる強度よりも大きい。そのため指針(案)では、(3)式により配合強度を求めるようになっている⁶⁾。

$$\sigma_{br} = (\sigma_{bk} + \sigma_p) \times p \quad (3)$$

ここに、 σ_p ：割増し強度（締固め率の低下を見込んで設計基準曲げ強度に上乗せしておく強度）、である。RCCは、締固め率のバラツキにより強度への影響が大きいので、そのことが評価できる品質管理試験方法としなければならない。実際に、指針(案)ではそれらのことを確認できる方法を採用している。しかし、RCCは硬練りのため供試体作製が難しく、しかも締固め率のコントロールも必要であるなど、品質管理は複雑になっており、合理化を妨げている。品質管理は施工の合理化とは

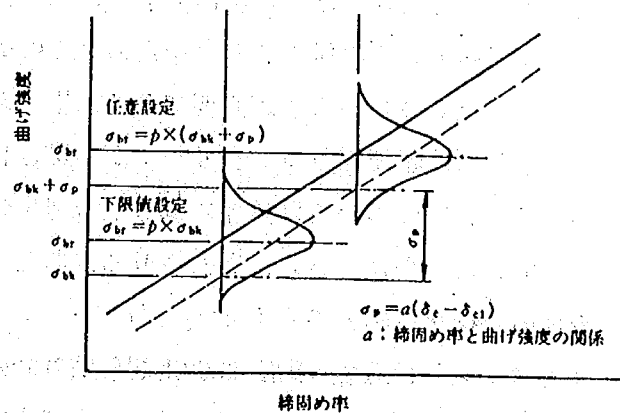


図-8 締固め率と配合強度⁶⁾

対照的である。

5. 凍結融解抵抗性

舗装は交通荷重を直接受けるとともに、気象条件など設置環境の影響も直接受けるなど厳しい環境にさらされているため、耐久性に対する検討も重要である。耐久性の代表的な一つである凍結融解抵抗性は、通常のコンクリートではAE剤によって微細な空気を連行することによって与えている。RCCに凍結融解抵抗性を付与するには、①空気を連行しにくいという問題があり、空気を連行しても、②空気量を測定する方法が定まっていない。また、通常のコンクリートとは異なり③締固め率との関係も検討対象となる。

①については、最近硬練り用のAE減水剤も開発されているが、ここでは空気調整剤を大量に使用して連行することを試みた(図-9)。②は、図-10の方法で測定し、空気量、締固め率を変化させた供試体について凍結融解試験を行った。試験結果は図-11のように、RCCの場合も空気を連行し、よく締固めなければならないことがわかる。

6. あとがき

以上のように、超硬練りコンクリートは締固めの程度がきわめて重要であり、締固めやすいコンクリートの配合と施工方法の組み合わせをどのように選定するのか、またその評価方法が必要である。施工の合理化を図るために超硬練りコンクリートが利用されているが、品質管理については煩雑になり、合理化の妨げになっている。今後、さらに普及させるにあたり、品質管理の合理化を図ることも重要である。

【参考文献】1)近藤、國府：RCCP用超硬練りコンクリートの締固め性評価方法に関する研究、土木学会第46回年次学術講演会、1991.9 2)セメント協会、全国生コンクリート工業組合連合会：RCCPハンドブック 3)森濱、西川：転圧コンクリートの強度特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12、No.1、1990.7 4)森濱、西川：超硬練りコンクリートの配合強度、土木学会第45回年次学術講演会、1990.95)小林、森濱、西川：転圧コンクリートの強度特性、耐凍結融解性に関する実験的検討、土木技術資料、Vol.33、No.7、1991.7 6)森濱：転圧コンクリート技術指針(案)における転圧コンクリートの配合強度の求め方、土木技術資料、Vol.33、No.4、1991.4 7)西川、小林、森濱：転圧コンクリートの凍結融解抵抗性について、土木学会第45回年次学術講演会、1990.9 8)倭：即時脱型フロー用コンクリートの空気量測定方法、花王石鹼技術資料

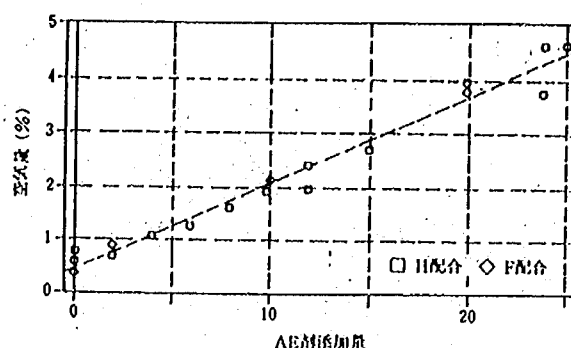


図-9 AE助剤添加量と連行空気量との関係⁷⁾

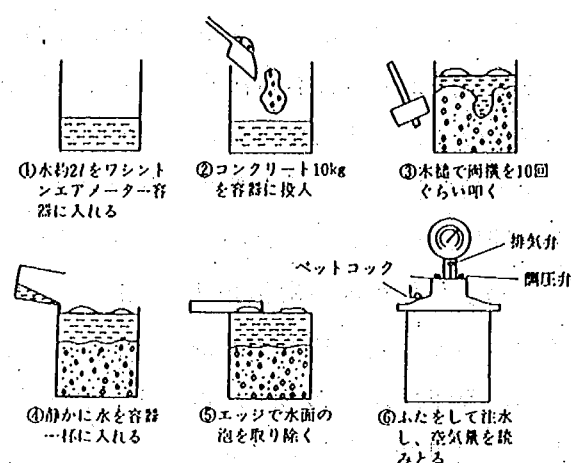


図-10 空気量測定方法⁸⁾

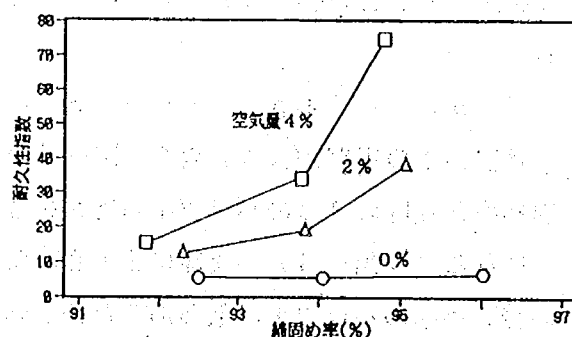


図-11 空気量、締固め率と耐久性指数⁷⁾

スランプゼロのRCD用コンクリートのコンシステンシーは振動台式コンシステンシー（VC）試験機を用いて測定したVC値で評価を行う。VC値とは、RCD用コンクリートを詰めたモールドを振動台上で振動させ（振動数3,000cpm、振幅1mm）、その試料の表面全体にセメントペーストが浮上してくるまでの時間を秒数で表したものである。RCD用コンクリートの適切なコンシステンシーを表すVC値は、一般に20秒とされている。なお、本試験に先立ち行った予備試験の結果では、単位結合材量C+F=150kg/m³、単位水量W=114kg/m³、細骨材率s/a=42%の配合がVC値=20秒となった。

各試験項目の詳細は以下に示すとおりである。

3.1 単位水量、締固め時間と密度の関係

試験①は、単位水量、締固め時間と密度の関係について検討するものである。配合条件は予備試験でVC値=20秒となった配合を中心に、単位結合材量、細骨材率を一定とし、単位水量を±5kg/m³、±10kg/m³にそれぞれ変化させた5つの配合について行うものである。また、標準供試体の締固め時間は1層あたり10、20、40、60、120秒の5ケースとし、単位水量、締固め時間と密度の関係より最適な単位水量および締固め時間の確認を行う試験である。

3.2 単位ペースト容積と密度、強度の関係

試験②は、コンクリート1m³あたりのペースト容積pと密度、強度の関係について検討するものである。配合条件は予備試験でVC値=20秒となった配合を中心に、水結合材比、細骨材率を一定とし、単位結合材量を±10kg/m³、±20kg/m³に変化させ、単位水量も水結合材比に合わせて増減させた5つの配合について行うものである。すなわち、単位水量、単位結合材量ともに変化させることから単位ペースト容積を配合のパラメータとした。標準供試体の締固め時間は1層あたり10、40、120秒の3ケースとし、締固め密度と圧縮強度から最適な単位ペースト容積の選定を行う試験である。

3.3 配合特性pv、mと密度、強度の関係

試験③は、RCD用コンクリートの配合特性として、コンクリート1m³あたりのモルタル容積mと、その単位モルタル容積中のセメントペースト容積の割合（ペースト/モルタル容積比pv）をパラメータとしてこれらと密度、強度の関係について検討するものである。配合条件は、水結合材比を一定として、図-2に示すとおり配合特性pv、mをそれぞれ4ケース設定し、各々の組み合わせで16ケースの配合について行うものである。標準供試体の締固め時間は、1層あたり60秒とし、配合特性pv、mと密度、強度の関係について検討を行う試験である。

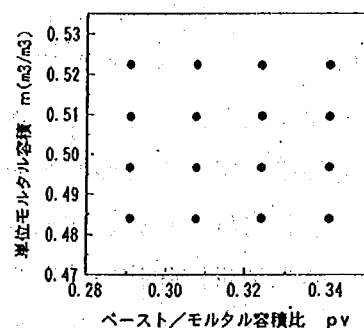


図-2 配合特性pvとmの関係

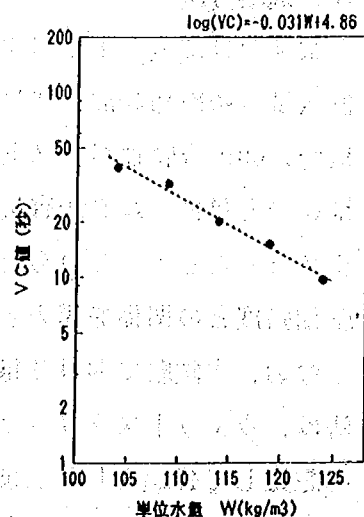


図-3 単位水量とVC値の関係

4. 試験結果

4.1 単位水量、締固め時間と密度の関係

ここでは、単位結合材量、細骨材率を一定とした場合の単位水量、締固め時間と密度の試験結果について述べる。まず、図-3に単位水量とVC値の関係を示す。これによると、単位水量が大きくなるほどVC値は小さくなり、単位水量とVC値の対数の間には線形な関係が成り立つ

ことがわかる。なお、今回の試験条件において、VC値＝20秒となる単位水量は115kg/m³程度であった。

図－4は、単位水量、締固め時間と供試体密度比の関係を示したものである。ここで、供試体密度比とは理論最大密度に対する供試体密度の比である。図によると、いずれの配合においても1層あたりの締固め時間が長くなるほど、供試体密度比は大きな値を示すことがわかる。また、単位水量の少ない配合より単位水量の多い配合の方が供試体密度比は大きな傾向にあり、締固め密度比が最大となったのはVC値＝20秒となる配合よりも単位水量の多い配合であった。

4.2 単位ペースト容積と密度、強度の関係

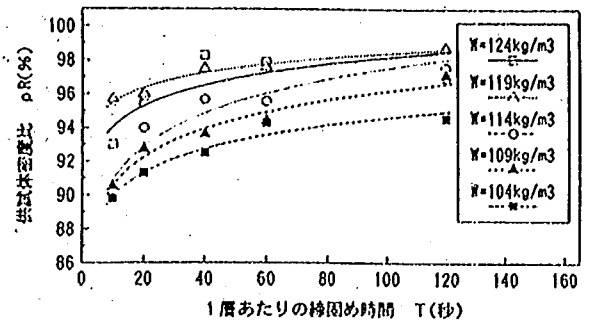
ここでは、水結合材比、細骨材率を一定とした場合の単位ペースト容積 p と密度、強度の試験結果について述べる。まず、図－5に単位ペースト容積とVC値の関係を示す。図より、単位ペースト容積が大きくなるほどVC値は小さくなり、単位ペースト容積とVC値の対数の間には線形な関係が成り立つことがわかる。なお、今回の試験条件において、VC値＝20秒となる単位ペースト容積は0.162m³/m³程度であった。

図－6は、単位ペースト容積と供試体密度比の関係を示したものである。図より、いずれの締固め時間においても、単位ペースト容積が大きくなるほど供試体密度比も大きくなる。したがって、所要の締固め密度を得るためには、ある程度以上のペースト容積が確保されていないといえる。

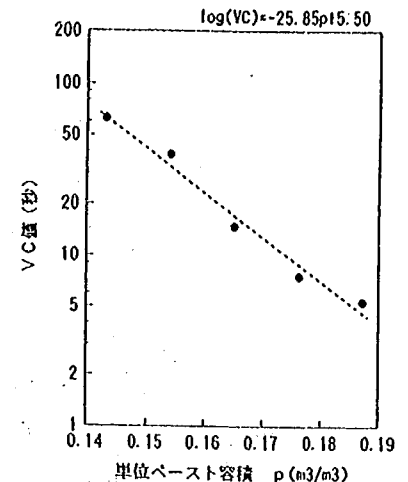
図－7は、供試体密度比と圧縮強度の関係を示したものである。図によれば、供試体密度比が大きくなるほど圧縮強度も大きくなり、供試体密度比と圧縮強度の間には線形な関係が成り立つことがわかる。また、単位ペースト容積の大きい配合ほど密度、強度ともに大きい値を示している。

4.3 配合特性 p, v, m と密度、強度の関係

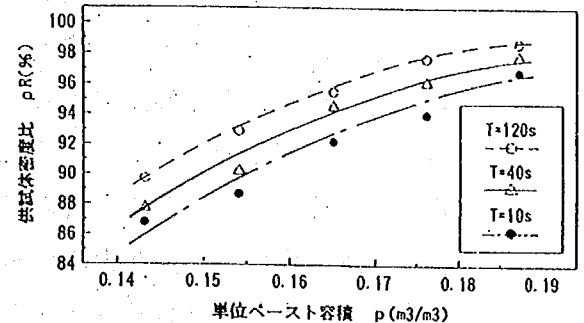
ここでは、水結合材比を一定とした場合の配合特性 p, v, m と密度、強度の試験結果について述べる。まず、図－8はペースト／モルタル容積比、単位モルタル容積とVC値の関係を示したものである。図中の数字はそれぞれの配合のVC値を示しており、実線はVC値の等高線を示したものである。図より、ペースト／モルタル容積比、単位モルタル容積がともに大きくなれば、VC値は小さくなる。したがって、所要のVC値を得るためには、ある程度以上のペースト／モルタル容積比と単位モルタル容積が確保されなければならないといえる。



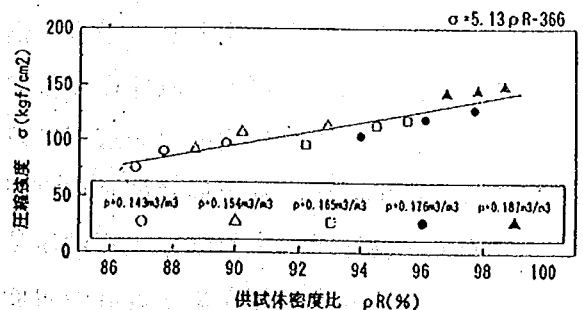
図－4 単位水量、締固め時間と供試体密度比の関係



図－5 単位ペースト容積とVC値の関係



図－6 単位ペースト容積と供試体密度比の関係



図－7 供試体密度比と圧縮強度の関係

次に、各配合のVC値を供試体密度比との関係で示したものが図-9である。図より、VC値が大きくなるほど供試体密度比は小さくなり、VC値の対数と供試体密度比の間にはほぼ線形な関係が成り立つことがわかる。図-8, 9より、供試体密度比が大きい値を示すのはペースト/モルタル容積比、単位モルタル容積がともに大きいVC値の小さい配合であるといえる。したがって、所要の締固め密度比を得るには、ある程度以上のペースト/モルタル容積比と単位モルタル容積が確保されなければならない。

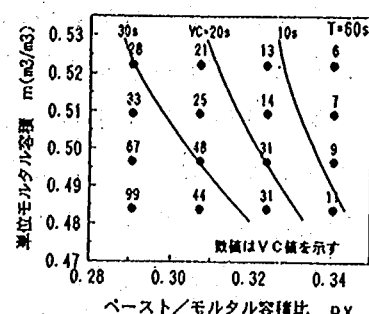


図-8 配合特性pv, mとVC値の関係

図-10は、供試体密度比と圧縮強度の関係を示したものである。図によれば、供試体密度比が大きくなるほど圧縮強度も大きくなり、水結合材比一定で細骨材率を変化させても図-7に示したのと同様に供試体密度比と圧縮強度の間には線形な関係が成り立つことがわかる。

5. まとめ

今回の標準供試体作製装置を用いたRCD用コンクリートの配合試験の結果をとりまとめると次のようになる。

- ① 単位結合材量、細骨材率を一定として単位水量を変化させた場合、RCD用コンクリートの締固め密度比を最大にする単位水量はVC値=20秒となる単位水量よりも大きくなる。
- ② 水結合材比、細骨材率を一定として所要の締固め密度比を得るには、ある程度以上のペースト容積を確保することが必要である。
- ③ 水結合材比を一定として所要の締固め密度比を得るには、ある程度以上のモルタル容積が確保され、かつ、そのモルタル中に含まれるペースト容積の割合がある一定の値以上であることが必要である。
- ④ 水結合材比を一定とした場合、供試体密度比と圧縮強度の間には線形な関係が成り立つ。
- ⑤ 今回開発した標準供試体作製装置を用いれば、VC値の大小によるRCD用コンクリートの締固め密度、圧縮強度の差を適正に評価することが可能である。したがって、本装置を用いた試験は大型供試体試験と同様にRCD用コンクリートの特性を評価できる試験法であるといえる。

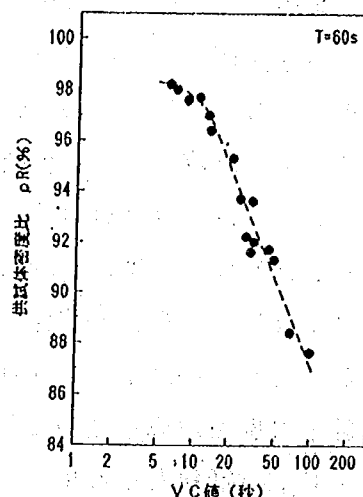


図-9 VC値と供試体密度比の関係

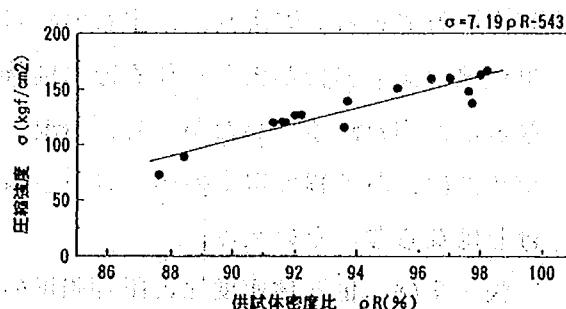


図-10 供試体密度比と圧縮強度の関係

今回の試験結果によれば、大型供試体試験と同様な結果を標準供試体作製装置を用いて再現することができ、本装置を用いた配合設計の可能性が示されたといえる。今後は、本装置を用いたRCD用コンクリートの締固め方法の仕様（ボッシュタンパーの振動特性、押しつけ圧力、締固め時間）の標準化についても検討していく必要があるといえる。

- <参考文献>
- 1) 志水, 柳田: RCD工法における大型供試体試験, ダム技術, No. 26, 1988. 10
 - 2) 永山, 渡辺, 小林, 尾畑: RCD用コンクリートの標準供試体作製装置の開発とその適用例, 土木研究所資料第3042号, 1991. 12
 - 3) 永山: 大型供試体を用いたRCD用コンクリートの配合設計法に関する一考察, ダム技術, No. 62, 1991. 10
 - 4) 建設省河川局開発課: 改訂 RCD工法技術指針(案), 1989.

ダーティー・ウォーター試験による フィルタ機能についての検討

ダム部フィルダム研究室

藤沢 侃彦

山口 嘉一

○ 小川 直樹

1. まえがき

ゾーン型のロックフィルダムのフィルタ材料は、保護すべき土質材料の粒度に応じて、ある粒度条件を満足しなければならない。これが、“フィルタ基準”である。現行のフィルタ基準は、フィルタ材料として砂礫を、保護すべき材料として砂を使用した実験的研究と多くのフィルダム建設の経験に基づいている。この一方で、実際の土質材料は粘性土であることから、粘性土に着目したフィルタ機能の検討、さらに何らかの原因により遮水ゾーンに集中的な浸透の経路が形成された、いわゆる極限状態でのフィルタ機能についての検討が必要とされている。そこで、フィルダムの土質材料を用いてダーティー・ウォーター試験（以下、DWT: Dirty Water Test）¹⁾を実施し、フィルタ機能の検討を行ったので、ここに報告する。

2. 目的

DWTは、分散粘土で築造されたフィルダムにおいて、分散粘土がダム貯水池からの浸透水中に溶解し、濁水になって流出したという極端な場合を想定した試験法である。本研究は、DWTにより適切なフィルタ基準を検討するために実施した。

3. 方法

3.1 試料

試料としては保護すべき材料（ベース材）と保護する材料（フィルタ材）を準備した。ベース材としては我が国のフィルダムの土質材料候補材（コア材）5種類を、またフィルタ材には粒度調整した砂岩を用いた。図-1にベース材の、図-2に均一なフィルタ材の粒度分布をそれぞれ示す。また、図-3(a)～(e)には粒度範囲の広いフィルタ材の粒度分布を試験ケースごとに示す。

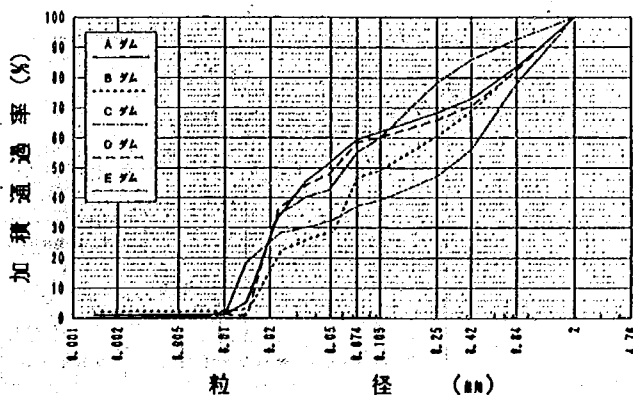


図-1 粒度分布曲線 ベース材

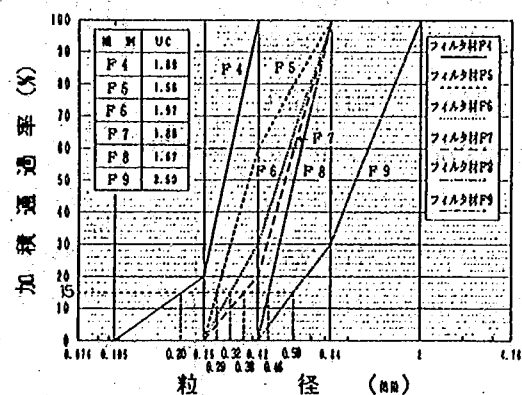


図-2 粒度分布曲線 均一なフィルタ材

3.2 試験方法

DWT試験装置の概要を図-4に示す。試験は内径 150mm の円筒容器の底に敷かれたフィルタ材に対してベース材を10ℓの水と混合、攪拌して作製したスラリーを投入し、フィルタ材を通過、排出された水の濁り、流出量等を観察、測定することによりフィルタの有効性を判定するものである。フィルタの有効性の判定方法は、基本的にはフィルタを通して排出された水が清浄であり、フィルタの内部や表面にスラリーの膜が発生し流速が徐々に減少していくような場合を有効なフィルタとし、逆にフィルタを通過したスラリーの濃度が原液とほとんど変わらない状態を有効でないフィルタと判定する。具体的な判定フローを図-5に示す。ここでは、フィルタの有効性を、①濁度、② W_{Q70}/W_{Q100} （ベース材通過重量率、 W_{Q70} ：加積通過流量率70%時点でのベース材加積通過重量率、 W_{Q100} ：同100%時点のベース材加積通過重量率）、③流出量の低減状況、フィルタの表面・内部の変化、排出色の変化の3段階の判定基準により行う。

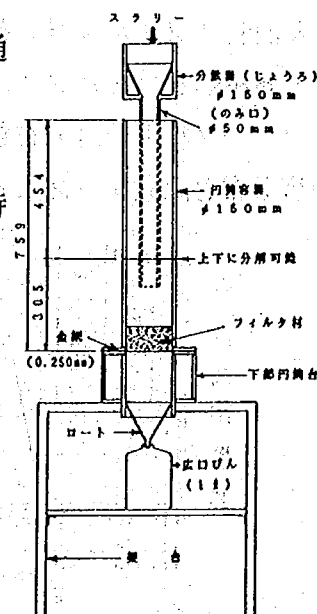


図-4 DWT装置概要図

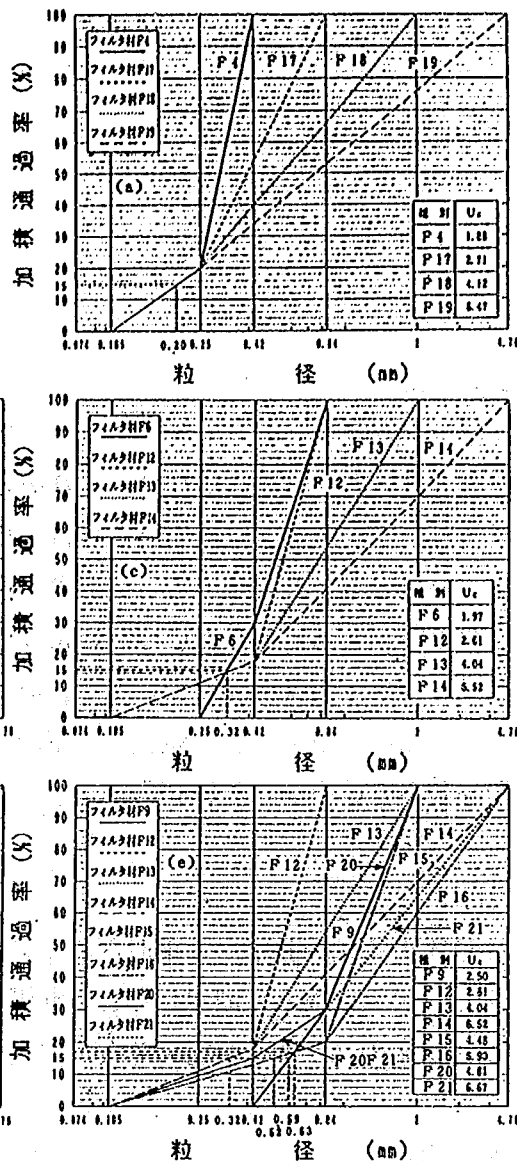


図-3 粒度分布曲線 粒度範囲の広いフィルタ材

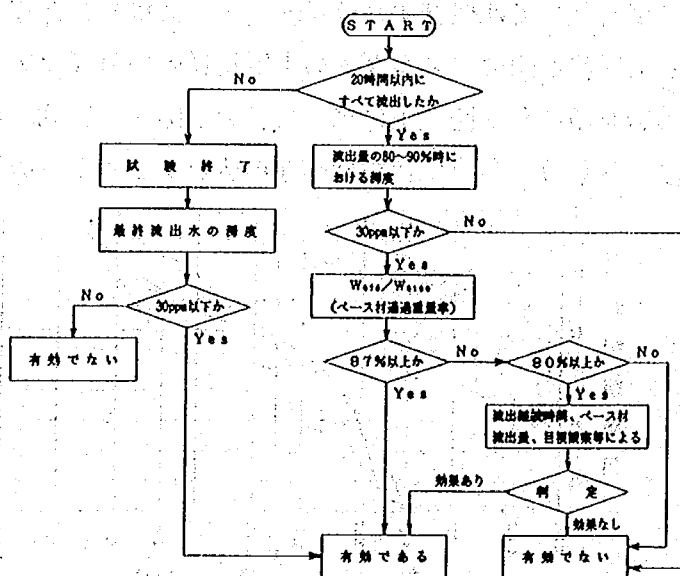


図-5 フィルタ材の有効性判定基準フロー

4. 試験結果

4. 1 均一なフィルタ

試験結果を表-1に示す。粒径0.074mm以下のベース材を水道水で混合したものは、F6より細かいフィルタ材は有効に働いたが、F7より大きいものは有効でなく、両者の間にははっきりした境界が見られた。一方、粒径2.00mm以下のベース材に対してはF7とF8の間に境界があった。つまり、コア材の最大粒径を変えても有効なフィルタの境界にはほとんど差がなかった。これは、DWTがあくまでコア部に集中漏水が発生し、その水の流れによって既にコア材が洗われ、スラリー状になったことを想定しての試験であり、この際、試験の最大粒径よりも細かい粒子があるかないかの方が重要になってくるものとする。

表-1 試験結果 均一なフィルタ

ベース材 の 最大粒径	ベース材	F 4		F 5		F 6		F 7		F 8		F 9	
		D15/d85	判定	D15/d85	判定	D15/d85	判定	D15/d85	判定	D15/d85	判定	D15/d85	判定
0.074	Aダムコア材	4.0	○	5.8	○	6.4	○	7.6	×	9.2	×	—	—
	Bダムコア材	3.2	○	4.6	○	5.1	○	6.0	×	7.3	×	—	—
	Cダムコア材	3.5	○	5.1	○	5.6	○	6.7	×	8.1	×	—	—
	Dダムコア材	3.9	○	5.7	○	6.3	○	7.5	×	9.0	×	—	—
	Eダムコア材	4.8	○	6.9	○	7.6	○	9.0	×	11.0	×	—	—
2.000	Aダムコア材	—	—	0.32	○	—	—	0.42	○	0.55	×	0.65	×
	Cダムコア材	—	—	0.73	○	—	—	0.95	○	1.2	×	1.5	×

4. 2 粒度範囲の広いフィルタ

最大粒径0.074mmのCダムコア材を水道水と混合したスラリーの試験結果を表-2に示す。図-3(a)のF17, F18, F19は十分有効であった。

(b)については、同じD₁₅を有する均一なフィルタF6では有効に働いたが、フィルタF10, F11ではいずれも効果が見られなかった。これは、フィルタF10, F11では、均等なフィルタF6に比べより大きな間隙が存在し、そこから流亡するベース材の量が増えるためと考えられる。一方、(c)のフィルタF12, F13, F14ではいずれも有効であった。(b)のフィルタF10, F11では効果が見られなかったのに対し、(c)のフィルタF13, F14で効果が見られたのは、15%粒径D₁₅より細かい部分の粒度の影響と考えられる。これはD₁₅以下の細かい部分の粒度分布が良いフィルタほどベース材を保護する可能性は高くなり、最大粒径が大きくなっても有効となる可能性が高いことを示している。(d)のフィルタF15, F16については、フィルタF15では効果が見られたが、F16では効果がなかった。なお、この

表-2 試験結果

粒度範囲の広いフィルタ

ベース材 種 類	フィルタ 種 類	D15/d85	判定
Cダム コア材	F10	5.6	×
	F11	5.6	×
	F12	5.6	○
	F13	5.6	○
	F14	5.6	○
	F15	8.8	○
	F16	8.8	×
	F17	3.5	○
	F18	3.5	○
	F19	3.5	○
	F20	7.4	○
	F21	7.4	×

2つのフィルタとほぼ同じD₁₅を持つ均等なフィルタF9は有効でなかった。(e)のフィルタF20, F21は、(d)のフィルタF15と同様にフィルタF20は有効となったが、フィルタF21は有効でなかった。均等なフィルタF9は有効でなかったが、フィルタF20では効果があったのは、30%粒径以下、特にD₁₅以下の細かい部分の粒度分布が良いためと考えられる。また、フィルタF21はフィルタF20に比べ、より大きな間隙も存在し、そこからフィルタ材の細かい部分が失われたために有効とならなかったことが考えら

れる。

以上のことから、粒度分布の広いフィルタの場合には、フィルタの有効性は D_{15} のみならず粒度分布の影響を受けるものといえる。つまり、 D_{15} の値が同じでも D_{15} 以下の粒子が立ったまま最大粒径が大きくなると、均一材に比べ、より大きな間隙も存在し、そこから流亡するベース材の量が増えるためと考える。一方、 D_{15} より細かい部分の粒度分布が良いものは、最大粒径が均一材より若干大きくなってもそのフィルタは有効となっている。

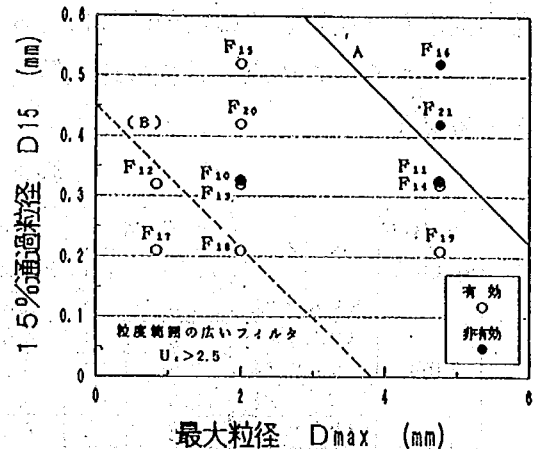
4.3 総括

以上の結果より、フィルタ材の最大粒径と15%通過粒径 D_{15} との関係を図-6に示す。図-6に示す直線A、Bは、それぞれ粒度範囲の広いフィルタと均一なフィルタの有効と非有効の大まかな境界線を示すものである。一般的にフィルタの15%粒径が小さいほど有効となる可能性が高いことから、直線A、Bは図のような傾向を示すものと考えられ、この直線A、Bに挟まれた部分はフィルタの形状、粒度分布等の違いによって変わる境界領域と考えられる。この図からも粒度範囲の広いフィルタでは、フィルタの有効性は15%粒径 D_{15} のみならず最大粒径等の粒度分布の影響を大きく受けることがわかる。

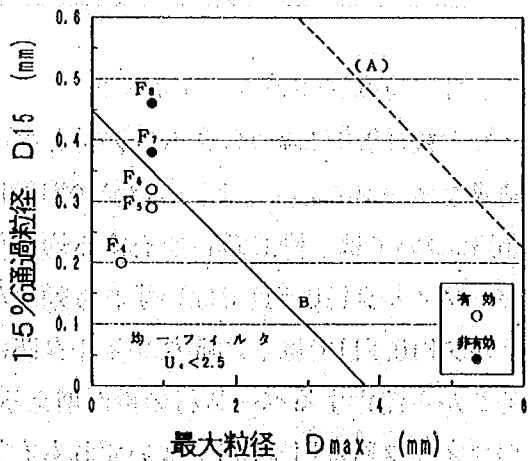
5. まとめ

均一なフィルタでは、15%粒径 D_{15} のわずかな違いで有効か有効でないかの判断ができたが、粒度範囲の広いフィルタの場合には D_{15} のみならず D_{15} より細かい部分の粒度分布や最大粒径にも依存し、フィルタの有効性はフィルタ材の粒度分布の影響を受けることがわかった。

今後の課題として、さらに試験を追加し、この試験の適応の限界を調査していきたいと考える。



(a) 粒度範囲の広いフィルタ



(b) 均一フィルタ

図-6 フィルタ材の最大粒径と15%通過粒径 D_{15} との関係

参考文献

- 1) F.C. Townsend and D.C. Stanfill: An Experimental Evaluation of Sand Filters for dispersive Clays, 1987.

地球温暖化が進行した場合に水資源に及ぼす影響 に関する考察

ダム部水資源開発研究室 宮井 貴大

1. まえがき

温室効果気体の濃度が現在の上昇率で上昇を続ければ、2030年頃には全球平均気温は、1.2～3.0℃上昇するとされている。これによって、全球平均降水量や蒸発量が2～9%増加することや、対流性降雨の増加による降水域の集中化や、単位時間の降水量の増加がおこる事が予想されている¹⁾。このような降水量等の変化が、わが国の水資源計画・開発にどのような影響を及ぼすのか検討する必要がある。しかしながら、この地球温暖化の効果が、日本規模のスケール、さらに小さい水資源開発を考える流域規模のスケールでの降水量や降水パターンにどのように影響を与えるかは、まだ不確定な部分が多い。そこで本研究では、今後地球温暖化が進行した場合の水資源への影響の可能性について考察する。

2. 目的

地球温暖化が進行した場合に、わが国の水資源計画・開発にどのような影響を及ぼすのかを検討することが目的である。

3. 方法

日本各地にある気象官署の過去約100年間の気温観測データをもとに、温暖な時期と寒冷な時期を抽出し、その期間の降水特性を比較した。さらに想定される気温上昇幅で降水量の増減率を仮定した温暖化シナリオをもとに、その気温上昇量と降水量の変化がダムによる水資源開発にどのような影響を及ぼすかを検討した。

4. 結果

4. 1 温暖な時期と寒冷な時期の降水特性の比較

図-1に全国平均の年平均気温の経年変化、図-2に全国平均の年降水量の経年変化を示す。図-1より得られた温暖な10年と寒冷な10年の年平均降水量を比較すると温暖な時期の平均降水量が寒冷な時期のそれより少ないことがわかる。また、それぞれの10年間の降水量の経年変化を見ると、温暖な時期の方がばらつきが大きい。近年わが国では、地域によっては、年間を通じて渇水の危機にさらされているといっても過言ではないが、一般に水需要の最も多い暖候期である5～9月の5ヵ月間を

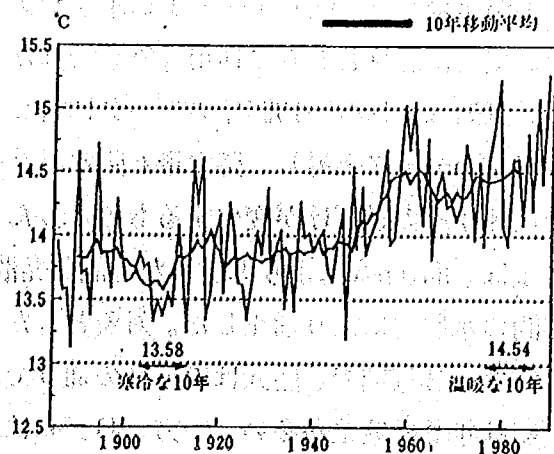


図-1 年平均気温の経年変化

対象に期間降水量を比較する。夏季に発生した既往の渇水時の降水量の変化を見ると、空梅雨から夏季の好天が続いて渇水となり、台風等の秋季の大雨で解消される例が多く見うけられる。このように、5～9月の総降水量だけではなく、前半の梅雨期にどれだけの降水量があるかが、夏型渇水に関する降水特性の整理として重要であると考えられる。よって、期間降水量資料の整理は、5～9月の他に5～7月、8～9月と比較のため年間の合わせて4つの期間について各観測地点毎に行った(図-3)。これらの図から、年間降水量、5～9月の降水量とも、温暖な時期が寒冷な時期に比べて、多くの地点で下回っており、また、5～9月の降水量の差異は、8～9月の降水量の差異の影響が大きく、梅雨期より夏期の旱天期の方が両期間での降水量の差が大きいことがわかる。

以上より、若干の地域差はあるものの温暖な時期の方が、10年年平均降水量が少なくその変動も大きいのに加えて、別途の検討²⁾により、連続して雨の降らない確率が高いので、渇水にさらされる危険度は高いと思われる。

4.2 地球温暖化シナリオのもとでの水資源の安全度の評価

(1) 計算条件

気温と降水量に関して表-1に示すシナリオを用いて流出計算とダムの運用計算を行った。ただし、気温は、1981～1990年のデータに対し、日平均気温が一律に上昇し、降水量も降水パターンは変化せずその量だけが変化するものとした。蒸発散量は、Hamon式により算出した可能蒸発散量から年間の水収支により補正した。対象としたモデル

流域は、2流域で、諸元は表-2の通りである。Aダムは瀬戸内海地方に位置し、年降水量が少ない割には年蒸発散量が多い。一方、Bダムは北九州地方に位置し、年間総降水量が多いにもかかわらず水収支より求めた蒸発散量は小さい。2流域ともに1981年～1990年の降水量、流量および気温(蒸発

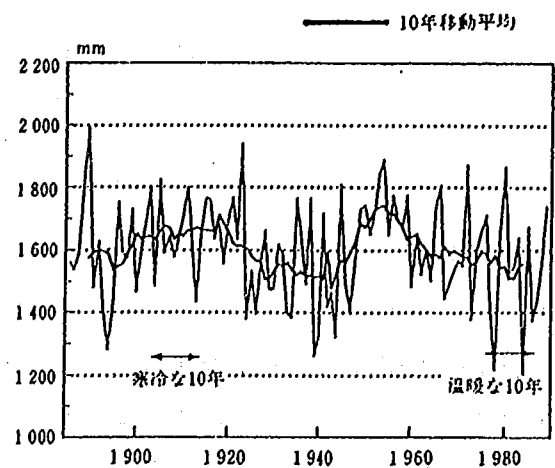


図-2 年平均降水量の経年変化

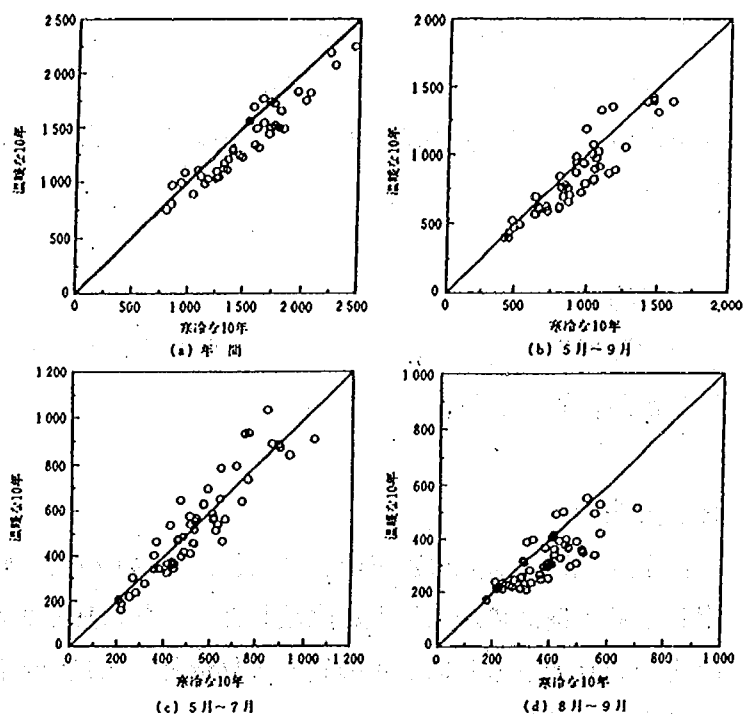


図-3 期間降水量の比較

表-1 地球温暖化シナリオ

気温上昇(℃) \ 降水量(%)	降水量(%)		
	-10	±0	+10
±0	Case 1	Case 2	Case 3
+1	Case 4	Case 5	Case 6
+2	Case 7	Case 8	Case 9
+3	Case 10	Case 11	Case 12

散量の算出)のデータを用いて、4段のタンクモデルのパラメータを同定した。ダムより利水補給を行う場合、その放流量を決定する上で、確保すべき流量を定める下流基準地点は、その上流域がダム流域の6倍(ダム流域を含む)をもつ地点で、残流域からの流出量は、簡単のため、ダム流域からの5倍とした。また、その確保すべき流量は、かんがい期(6/20-9/20)：非かんがい期=2：1で、1981~1990年の流況で、河川利用率(基準地点の確保流量/年間総流出量)が所定の値になるように決定した。

(2) シナリオの下でダムの空水日数と不足%日

河川利用率を30%として、1981~1990年の間で1/10の安全度を確保できるように、貯水池の利水容量を決定した。その結果Aダム、Bダムの容量はそれぞれ685万 m^3 、609万 m^3 となった。図-4に、温度の変化に対して、ダム空水日数と不足%日がどのように変化するかを示す。Aダム、Bダムとも気温が上昇するにつれて渇水の被害が大きくなっていく事がわかる。両ダムともたとえ降水量が10%増加しても、気温が3℃上昇すると現状より渇水の被害は大きくなる結果となっているが気温上昇に伴う変化の割合が大きく異なり、Aダムの方が気温上昇に伴う影響度は大きい。これは表-2でも示したようにAダムでは総降水量が少ないため気温上昇による蒸発散量の変化が流出量に敏感に反映されるためであると思われる。これらより地球温暖化の影響に地域差があることがうかがえる。

表-2 モデル流域の諸元

	Aダム流域	Bダム流域
流域面積	28.0 km^2	18.9 km^2
平均降水量	1264.4mm	2654.3mm
平均年流出高	606.6mm	2170.4mm
水収支より求めた平均年蒸発散量	657.8mm	483.9mm

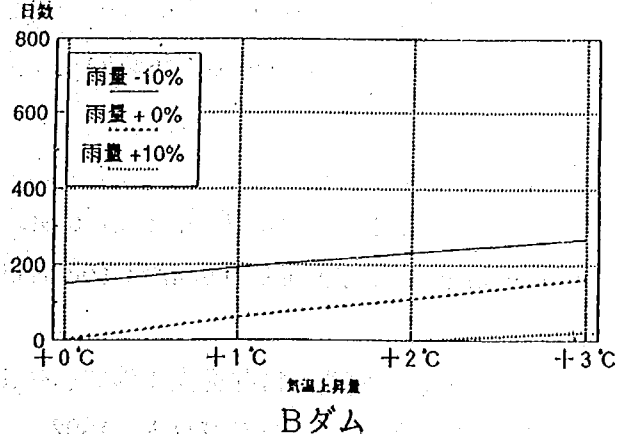
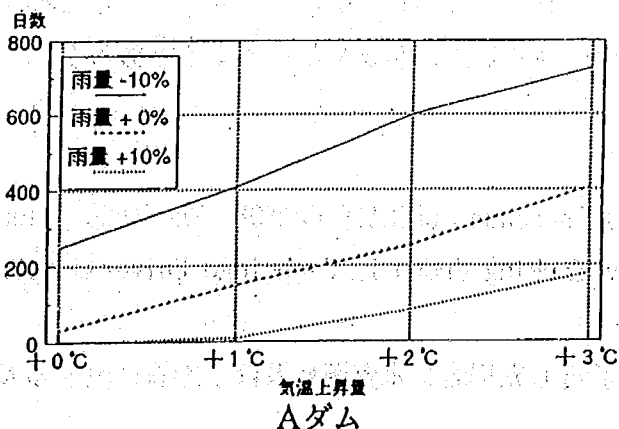
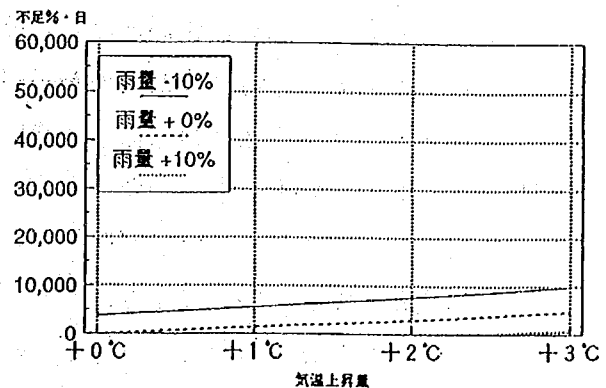
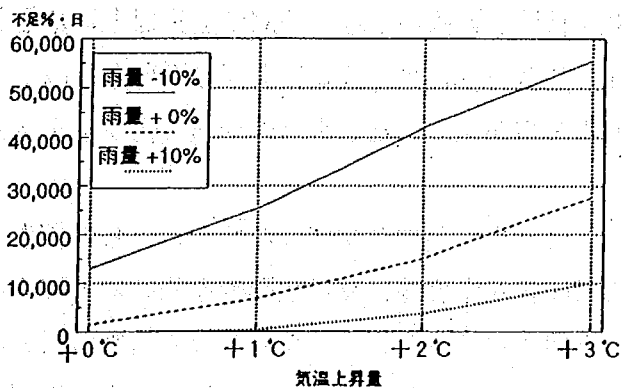


図-4 空水日数と不足%日の変化

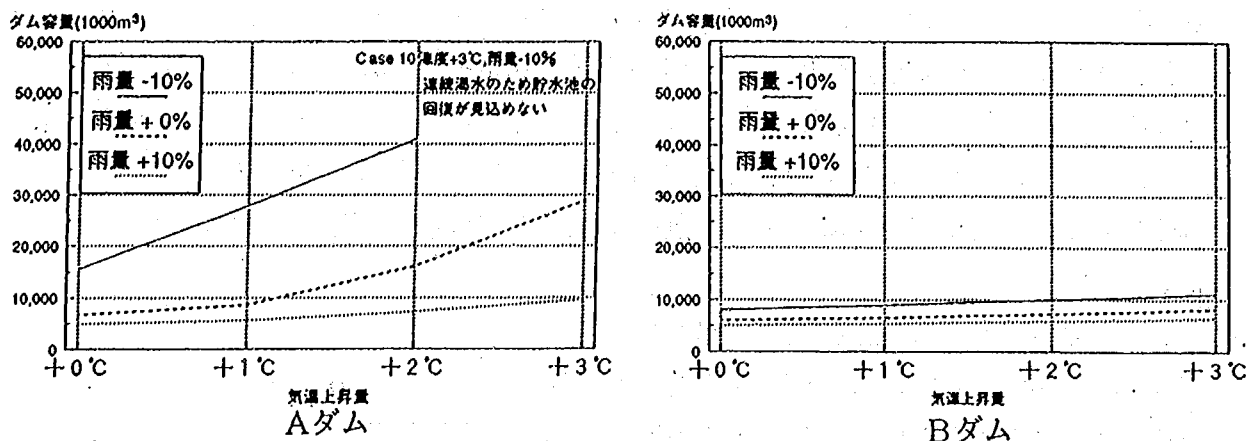


図-5 1/10安全度確保のための必要容量

(3) 1/10安全度必要容量の算出

A、B両ダムにおいて下流基準地点確保流量は30%で、1/10の安全度を確保するために、それぞれのシナリオの下での必要な容量を図-5に示す。気温の上昇とともに必要容量が増加し、例えば、Aダムでは降水量が変化しなくても、気温が3℃上昇すれば、必要容量は約4倍になる。渇水時には、流量がある下限値を下回ると、蒸発散量が低下するといわれている事³⁾などを考慮すると、本検討においては蒸発散量をやや過大に評価している可能性があるが、降水量等の違いによる地域差は見られるものの、気温上昇による蒸発散量の変化が水資源に及ぼす影響が極めて大きいことは間違いない。

5. まとめ

本検討の結果から、地球温暖化が進行し、その降水特性が過去の温暖な時期の延長線上にあるとすると、渇水に対する安全度は低くなる事が予想され、気温上昇は蒸発散量に大きな影響を及ぼし、たとえ降水量が増加しても渇水に対する安全度は低下する事が示された。また地球温暖化が水資源に与える影響は地域的に差がある事もわかった。

今後の気候変化が降水量に及ぼす影響についても、まだまだ不確かな部分が多く、さらに植生の変化や蒸発量の変化、降雪・融雪等を考えると、地球温暖化が水資源に及ぼす影響を的確に把握するには、まだまだ解明しなければならない課題は多い。今後の数値シミュレーション等さらなる研究の進歩が期待される。また一方で、水需要の変化も考えられる。しかしながら、水資源に大きな影響を与える事はまちがいない、幅のある予想のもとで、幅のある対応が必要となってくるであろう。

参考文献

- 1) Edit. J. T. Houghton, G. J. Jenkins and J. J. Ephraums: CLIMATE CHANGE, The IPCC Scientific Assessment, Report Prepared for IPCC, by Working Group 1, Cambridge University Press, 1990
- 2) 廣瀬昌由、丹羽薫、宮井貴大: 地球温暖化が進行した場合に水資源に及ぼす影響に関する考察、第4回水資源に関するシンポジウム、1992
- 3) 鈴木雅一: 短期水収支法による森林流域からの蒸発散量推定、日林誌67、pp115-125、1985

固定化微生物を用いた高度処理 プロセスの実用化に関する調査

三次処理研究室 高橋正宏

滝沢 智

○奥井 淳

はじめに

微生物の固定化は、固定化の対象となる微生物のリアクター内における滞留時間を長くとることによって、大量の微生物を反応槽内に維持するとともに、他の細菌との競合に有利な環境をもたらす。その結果、反応速度の向上、処理の安定等が期待できる。

本調査においては、高度処理プロセスにおける微生物の固定化方法として結合固定化法、自己固定化法を採用し、菌体を固定化するのに適した環境条件を検討するとともに、その固定化微生物を用いたリアクターに関する開発検討を行っている。

本発表は、この自己造粒汚泥を用いた高度処理の可能性を検討する為に、室内実験装置による自己造粒汚泥を用いた人工下水の好気性処理実験を行い、自己造粒汚泥を用いたリアクターの性能、処理の特性、汚泥性状を検討するものである

1 実験内容

(1) 実験装置

本実験には図-1に示す実験装置を用いた。

本装置は曝気槽、生物反応槽共に透明アクリル製であり、また生物反応槽汚泥の攪拌を反応槽上部より攪拌パドルにて行い、汚泥を常に流動させることにより圧密と短絡流の発生を防いだ。

本来この装置は、生物反応槽への溶存酸素の供給量を増やすために処理水の一部を曝気槽のエアリフト効果によって循環させ再曝気した後に生物反応槽へ再流入させている¹⁾、本実験においては実験条件を一定とするためポンプを用いて循環水量相当の水道水を定量供給することとした。

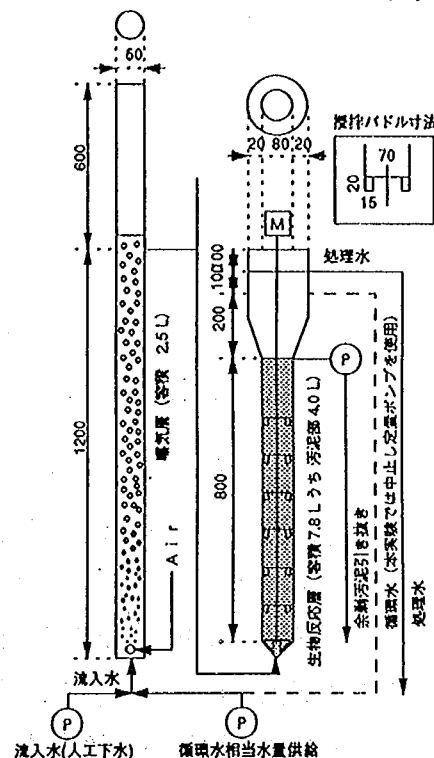


図-1 装置概略

表-1 装置運転条件

流入水量	32.0 ml/min
流入水BOD	100~400 mg/l
循環率	900 %相当
曝気槽溶存酸素濃度	8.0 mg/l以上
反応槽攪拌速度、(G値)	8 rpm (0.91 sec ⁻¹)
反応槽生物反応部水理学的滞留時間	2.08 hours
反応槽固液分離部水理学的滞留時間	1.93 hours
反応槽生物反応部水面積負荷	92.0 m ² /日
反応槽固液分離部水面積負荷	46.0 m ² /日

表-2 測定項目、頻度

BOD, CODCr, SS, TOC	2回/週	流入水, 曝気槽, 処理水
DO	5回/週	曝気槽, 処理水
系外搬出汚泥量	2回/週	引抜汚泥, 処理水SS
反応槽汚泥容積	5回/週	生物反応槽
汚泥界面沈降速度	1回/週	生物反応槽
MLSS, MLVSS	2回/週	生物反応槽上, 中, 下層
汚泥粒径分布	1回/週	生物反応槽上, 中, 下層
汚泥酸素利用速度	1回/週	生物反応槽上, 中, 下層
汚泥単粒子沈降速度	1回/週	生物反応槽上, 中, 下層
汚泥比重	1回/週	生物反応槽上, 中, 下層

(2) 実験方法

本実験は図-1の装置を表-1の運転条件で流入水有機物負荷を段階的に変更して運転し、流入、処理水質、汚泥の性状とを表-2の分析項目、頻度にて測定した。

本装置の流入水は表-3で示される組成の人工下水を20℃の貯留水道水で希釈し供給した。流入有機物負荷の変更は、人工下水の希釈率を変更して行った。

2 実験結果と考察

(1) 処理性能

本実験においては従来より一般に供用されている標準活性汚泥法に比べかなり高い流入有機物負荷 (BOD-SS負荷0.107~1.234kg-BOD/kg-SS・日、標準活性汚泥法においては0.20~0.40程度が標準) で装置の運転を行った。

図-2に実験装置の流入処理水質の経時変化と実験区分を示す。

表-3 人工下水の組成

Beef Extract	13440 mg/l
Yeast Extract	4000 mg/l
Peptone	4000 mg/l
Dextrin	1840 mg/l
NaHCO ₃	16000 mg/l
NaCl	400 mg/l
KCl	800 mg/l
KH ₂ PO ₄	1120 mg/l
MgSO ₄	240 mg/l

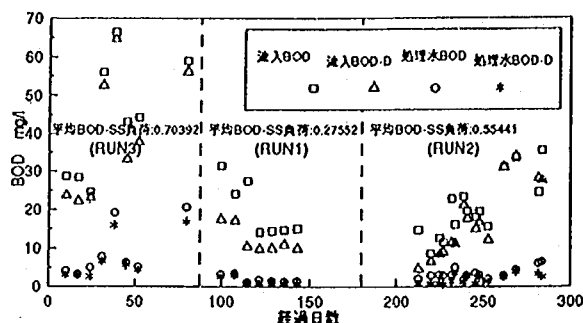


図-2 実験装置流入、処理水BOD

表-4 平均水質一覧

	RUN-1		RUN-2		RUN-3	
	流入水	処理水	流入水	処理水	流入水	処理水
BOD	19.28 (13.69)	2.58 (1.46)	28.04 (23.20)	4.37 (3.05)	38.20 (34.44)	8.81 (6.90)
CODCr	32.56 (21.83)	11.33 (7.88)	44.35 (31.17)	14.45 (10.08)	69.53 (57.93)	26.26 (20.56)
SS	8.43	1.48	6.43	2.81	6.43	3.30
TOC	(8.66)	(4.05)	(13.01)	(4.93)	(15.70)	(7.81)

表-4は各RUNの流入、処理水質、汚泥性状のまとめである。各RUNとも処理水質は良好であり、BOD除去率は80%程度と標準活性汚泥法に劣らないものである。

(2) 処理の特性

図-3に各RUNにおける除去BOD量当りの汚泥転換率の関係を示す。ここに汚泥転換率は1日当たりの引き抜き汚泥量、流出汚泥量、槽内汚泥量の増減分の和である見かけ上の汚泥発生量を1日当たりのBOD除去量で除したものである。またBOD-容積負荷は装置に1日に流入するBOD量を生物反応槽の容積で除したものである。

図-3において反応槽BOD容積負荷が大きくなるにつれて除去BOD当りの汚泥転換率は増加傾向にあり、等量のBODを除去した場合の汚泥発生量は負荷が高いほど増加するという傾向が見られる。

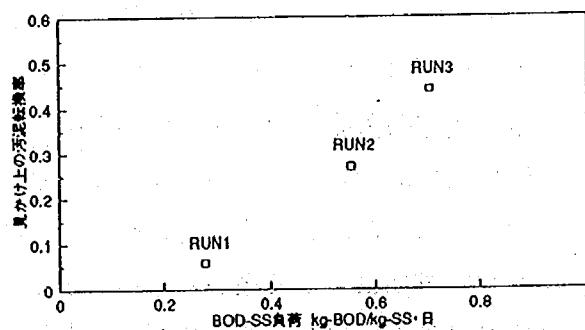


図-3 各RUNにおける除去BOD当りの汚泥転換率

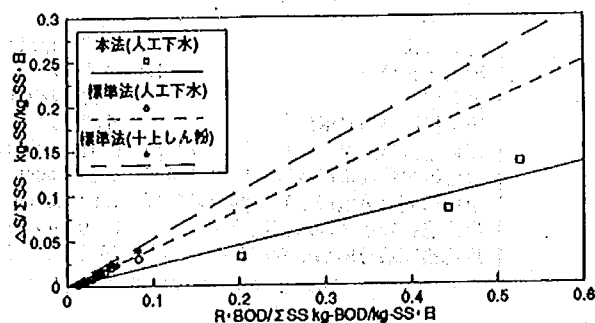


図-4 単位汚泥量当たりのBOD除去量と汚泥増加量の関係

今回の実験と同じ組成の人工下水を用いた活性汚泥処理の実験²⁾より求めた見かけ上の汚泥転換率と本装置の汚泥転換率の比較を図-4に示す。単位汚泥当たりの除去BOD量は本装置の方が5倍程度大きい、汚泥転換率は標準活性汚泥法の0.414に比べ本装置は0.20程度と低い。

(3) 汚泥性状

本装置における負荷条件毎の粒径分布を図-5に示す。この図において、粒状汚泥の粒径は0.8~1.3 mmの範囲に分布しており、反応槽BOD-SS負荷が高いほど大きくなる傾向がある。これは流入基質濃度に比例して生物汚泥の増殖が活発化したものと考えられるが、運転日時によっては必ずしもそうではなく、負荷と粒径の関係に関しては上層、下層の粒径データ、単粒子沈降速度、界面沈降速度等のデータと合わせて検討が必要である。

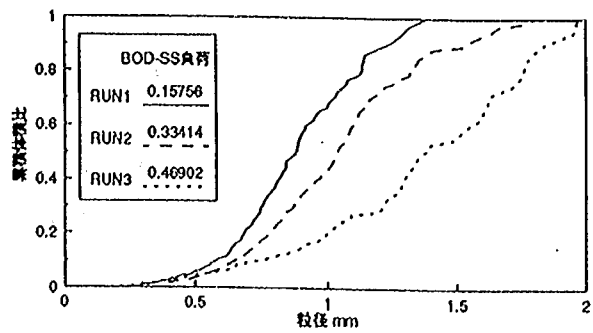


図-5 生物反応層中層の粒径分布

この自己造粒汚泥は上向流速92 m/日で反応槽より流出、沈積することなく滞留、造粒し、また好気性汚泥を高密度に保持することが可能である。

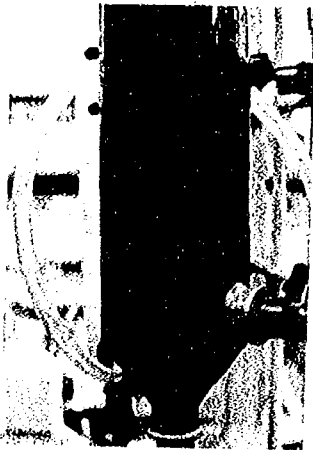


写真-1 高負荷時の生物反応層の状態



写真-2 高負荷時の粒状汚泥の顕微鏡写真



写真-3 高負荷時の粒状汚泥の顕微鏡写真



写真-4 低負荷時の粒状汚泥の顕微鏡写真

写真-1は高負荷時(BOD-SS負荷0.70程度)における生物反応槽の状態であり造粒汚泥の層が形成されているのが確認できる。また写真-2、3は同じく高負荷時の粒状汚泥の顕微鏡写真である。粒状汚泥が糸状細菌及び原生動物により形成されている状態が観察される。写真-4は低負荷時(BOD-SS負荷0.15程度)に下層汚泥の表面に細菌等を補食する原生動物及び後生動物(ミミズ等)が出現した状態を示している。

これらより、本法における生物反応槽においては粒状汚泥として固定された種々の細菌によって

溶存、浮遊有機物の除去を行い、下層においては原生動物、後生動物等の捕食者によって汚泥自体の減量が行われているものと考えられる。

3 まとめ

本法は、標準活性汚泥法における最終固液分離プロセスである最終沈殿池に比べ4倍近い水面積負荷で汚泥と処理水の分離を行うことによって、沈降性の優れた汚泥を選択的に高密度に滞留させている。またプロトタイプMRB³⁾に比較して、循環を採用することにより曝気槽における十分な酸素供給によって好気性生物処理を行うことを可能とした。

この自己造粒汚泥汚泥は前述の処理法と比較して高負荷運転を行った際にも多彩かつ高等な生物相を維持し、汚泥の膨化や、処理水水質の悪化などの弊害も発生していない。ここでは反応槽全槽において高密度な細菌類が効果的に有機物(BOD成分等)の除去を行い、下層における原生動物、後生動物等の捕食は汚泥の減量に寄与している。

本法は水中の有機物の確実な除去と発生汚泥量の減量を兼ね合わせた新しい処理法の可能性を示すものであり、高度処理プロセスとしての微生物の固定化法に関して、自己固定化法が有効であることを示すものである。

- 参考文献 1) 土木研究所資料 平成2年度下水道関係調査研究年次報告書集
2) 土木研究所資料 昭和56年度下水道関係調査研究年次報告書集
3) 建設省総合技術開発プロジェクト バイオテクノロジーを活用した
新排水処理システムの開発報告書(下水道編)

高濃度下水汚泥の 管路輸送特性に関する研究

下水道部汚泥研究室

松原 誠

1. まえがき

わが国における下水汚泥集約処理に伴う汚泥の管路輸送は、主な大都市や日本下水道事業団の下水汚泥広域処理事業において実施されており、そのほとんどが濃度1%以下の混合生汚泥を対象としている。しかし、汚泥発生量の増加、汚泥資源化の促進、環境への配慮等の理由により今後ますます集約処理は進展するものと考えられ、それに伴い濃縮汚泥や消化汚泥といった高濃度汚泥を管路輸送する場合も生じてくるものと予想される。

送泥施設の設計に際して、送泥管路の圧力損失を算定することは基本的かつ重要な課題であるが、下水汚泥は多量の粗大な固形物を含んでおり性状も不均一、不安定であることから、圧力損失の算定は水の場合ほど容易ではない。特に、汚泥が高濃度の場合は非ニュートン性が顕著であり、その管路輸送特性について十分に検討しておく必要がある。

2. 目的

本研究の目的は、実下水汚泥を用いた管路輸送実験を行い、送泥管の圧力損失を測定することにより、汚泥の流動特性および摩擦損失係数の求め方について検討することである。

3. 方法

(1) 汚泥輸送実験装置

実験装置は図-1に示すように、貯留タンク、送泥ポンプ、送泥管からなるループであり、汚泥を循環圧送した際の圧力損失を側管に設置した電子式差圧発信器により測定するものである。

送泥管は内径 $D=36.8[\text{mm}]$ のステンレス鋼管で、管長は約55m、管内滞留量は約60lである。測定区間（直管部20m）の前には助走区間を4m設けた。貯留タンクには供試汚泥を混合、均質化するための攪拌器を設置した。

本装置は茨城県霞ヶ浦浄化センター内に設置し、実験には同浄化センターの初沈汚泥、濃縮汚泥および消化汚泥を用いた。また、これらの汚泥を脱水汚泥もしくは三次処理水と混合し濃度調整を行ったものも実験に用いた。

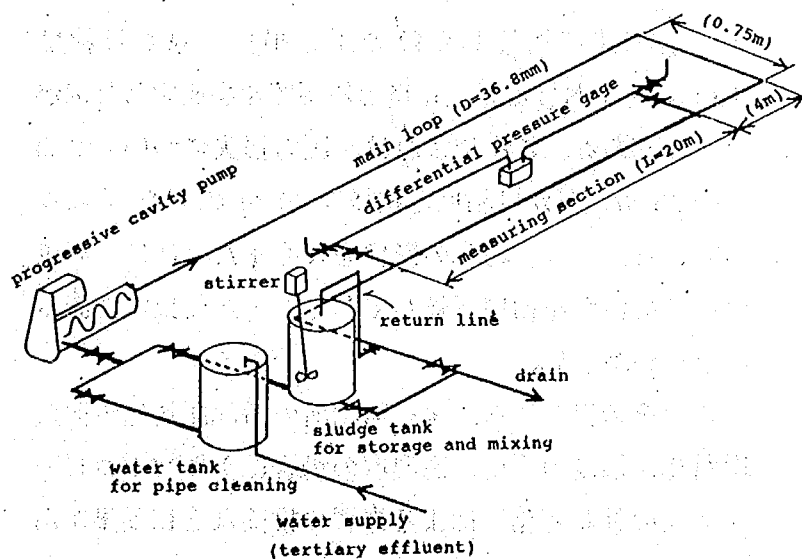


図-1 汚泥輸送実験装置の概要

(2) 実験方法

圧力損失の測定は、送泥ポンプの回転数を最大から徐々に小さくしながら、各 10 通り程度の流量について行った。流量は汚泥の戻り部分において、汚泥をメスシリンダーで受けて測定した。実験時の汚泥温度を貯留タンク内の温度計により数回測定した。実験中の温度変化は概ね 1℃程度、最大で 4℃であった。供試汚泥の性状は輸送実験後の汚泥を用いて測定した。粘性の測定には回転粘度計を、粒径はレーザー回折・散乱式粒度分析計を、密度 ρ はピクノメーターを用いた。実験は清水 3 回を含む 16 回行い、各回の実験条件と供試汚泥については表-1 のようであった。

表-1 実験条件と供試汚泥の性状

RUN No. Date	1-1 0317	1-2 0318	1-3 0319	1-4 0323	1-5 0324	1-6 0326	1-7 0330	1-8 0331	2-1 0605	2-2 0611	2-3 0612	2-4 0625	2-5 0701	2-6 0702	2-7 0715	2-8 0716
汚泥種類	清水	消化	消化 希釈	消化 +脱水	消化 +脱水	濃縮	濃縮 +脱水	濃縮 +脱水	清水	初沈	初沈 希釈	清水	消化	消化 希釈	消化 +脱水	消化 +脱水
濃度 [%]	0	1.60	0.80	2.01	2.72	2.55	4.24	5.52	0	0.58	0.41	0	1.59	0.65	5.47	6.18
VS [% of TS]	-	64.5	64.4	68.3	69.8	80.5	75.4	73.2	-	77.5	75.7	-	64.2	64.1	66.9	67.2
粒径 [μm]	-	20.4	19.9	33.1	36.3	42.9	33.4	27.5	-	52.1	49.6	-	35.3	26.6	39.0	35.1
温度 [°C]	9	10	11	9	20	16	30	27	31	26	26	25	36	23	29	32
ρ [g/cm ³]	1.000	1.008	1.004	1.012	1.008	1.009	1.010	1.007	0.995	1.000	1.000	0.997	1.000	1.001	1.021	1.021
Vmin. [m/s]	0.20	0.13	0.13	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.19	0.19	0.17
Vmax. [m/s]	1.96	1.94	1.93	1.89	1.88	1.89	1.94	1.92	1.92	1.85	1.90	1.85	1.87	1.81	1.87	1.86

4. 結果

(1) 供試汚泥の粉化の影響

本装置は汚泥を循環利用するため、汚泥の粉化が避けられない。貯留タンクで汚泥を攪拌するだけでは粒径に大きな変化はないので、粉化の原因は主に送泥ポンプにあると考えられる。

一定流速で送泥した際の圧力損失、見かけ粘度 (300s⁻¹ における)、粒径の経時変化を測定した例が図-2 である。これによれば、圧力損失については開始後 20 分、見かけ粘度と粒径は 40 分でほぼ一定になっている。よって粉化の影響をなくすためには、測定前に予め汚泥を循環圧送しておくことが効果的であることがわかった。

またそのほかにも、測定開始前の汚泥圧送は汚泥の均質化、温度の平衡、高濃度の場合はチキソトロピー (粘性の経時変化) による影響の排除などに効果があると考えられる。

(2) ニュートン流体近似と境界濃度

希薄な汚泥はニュートン流体として扱えるが、濃度が高い場合は非ニュートン流体の特性を示す。両者の境界となる汚泥濃度を知ることは摩擦損失係数を計算

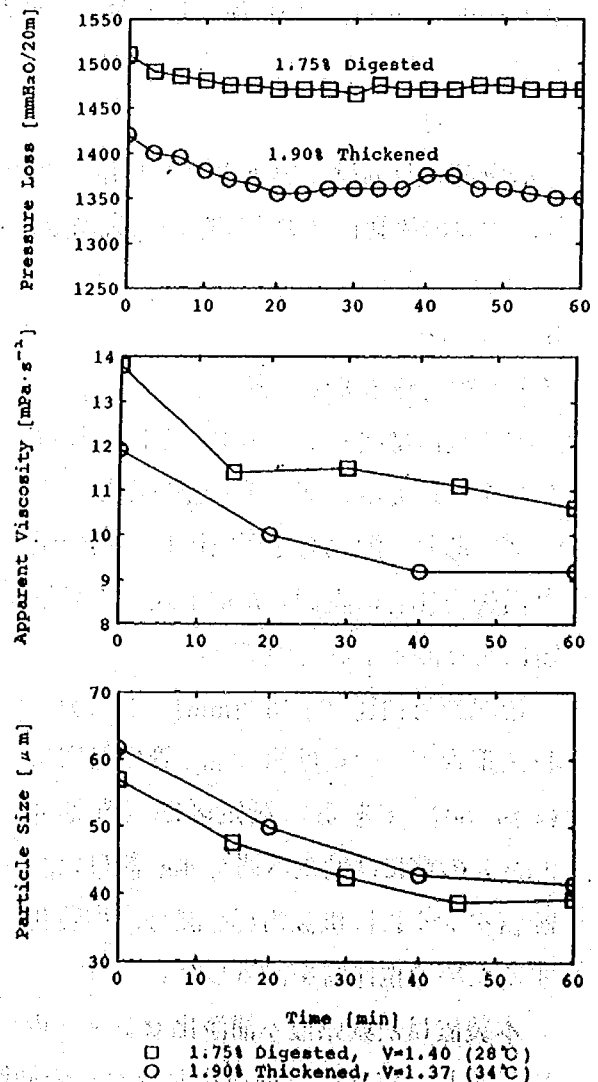


図-2 圧力損失、見かけ粘度、粒径の経時変化

する上で重要であるが、境界濃度についての既存の研究によれば、Chou¹⁾や川島²⁾は4%，吉田ら³⁾は2ないし1%，遠藤ら⁴⁾は0.4%としており、定説のないのが現状である。

回転粘度計により得られる流動曲線の形状より判断すれば、今回の実験における境界濃度は約0.7%であり、それ以上の濃度では非ニュートン流体のうち擬塑性流体に近い特性を示した。

境界濃度について摩擦損失係数の観点から考察したものが図-3である。これは、速度勾配 300s^{-1} における見かけ粘度 μ を用い、供試汚泥を全てニュートン流体として近似した場合の摩擦損失係数 f の予測値と実験値とを比較したものである。予測値の計算には次に示す水の場合の公式を用いた。

$$f = 64/Re \quad (Re < 2100)$$

$$1/\sqrt{f} = 2 \log_{10}(Re\sqrt{f}) - 0.8 \quad (Re \geq 2100)$$

$$Re = \rho V D / \mu$$

これによれば、流動曲線の場合と同様に濃度0.7%以上ではニュートン流体として扱えないことがわかる。

擬塑性流体の場合、速度勾配の減少とともに見かけ粘度が増加するため、近似の基準となる速度勾配の選び方によって近似されたニュートン流体の粘性が異なってくる。そこで、速度勾配 300, 75, 37.5 [s^{-1}] のそれぞれにおいてニュートン流体近似を行い、摩擦損失係数の予測値と実験値の比較を行った例が図-4である。ニュートン流体の円管内層流の場合、管壁における速度勾配は $8V/D$ で表され、近似を行った各速度勾配に対応する流速 ($V=1.38, 0.345, 0.173$) のところでは予測値と実験値はよく一致を示している。このことから、高濃度汚泥の場合でも管壁における速度勾配が求まれば、水の場合と同様に摩擦損失係数を計算することができるものと考えられる。

(3) 擬塑性流体のレイノルズ数による表現

擬塑性流体の円管内層流の場合、管壁における速度勾配は $(8V/D) \cdot (3n+1)/4n$ と表される⁵⁾。これを用いて水の場合と同様に計算を進めれば、擬塑性流体のレイノルズ数 Re' が次のように求まる。

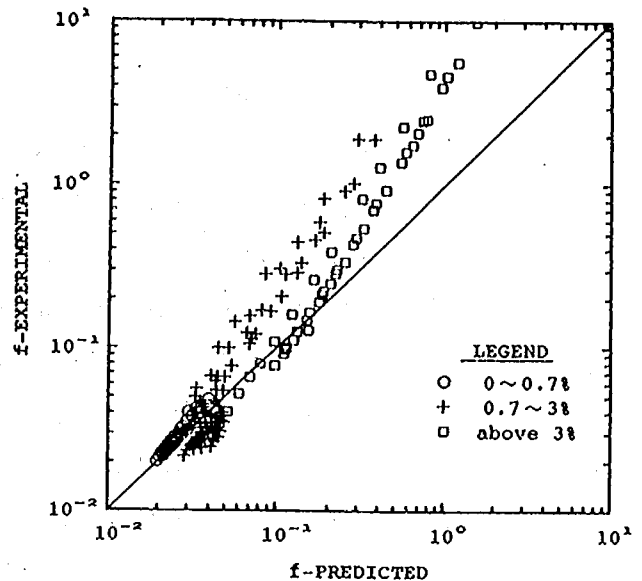


図-3 ニュートン流体近似を行った場合の摩擦損失係数の計算

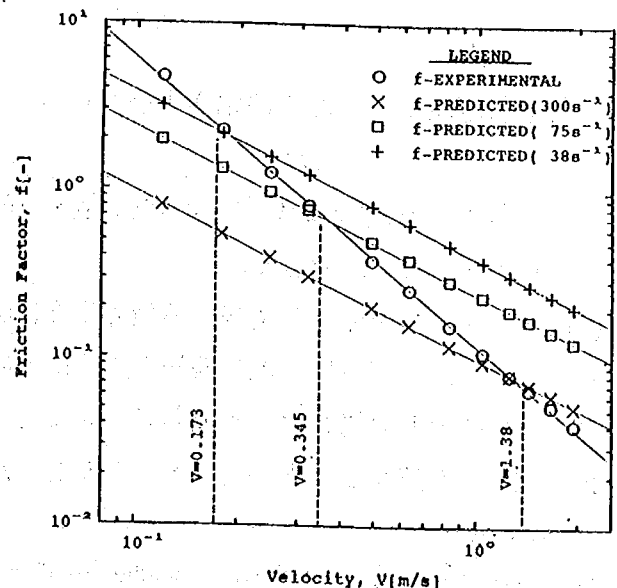
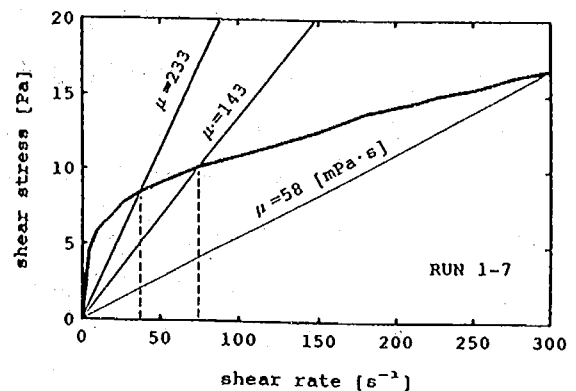


図-4 各速度勾配におけるニュートン流体近似と対応流速における実験値との比較

$$Re' = \frac{8 \rho V^{2-n} D^n}{k [(6n+2)/n]^n}$$

ここで、 k は擬塑性粘性係数、 n は構造粘度指数である。これを用いて前掲の水の公式により摩擦損失係数を計算すると図-5のようになる。 Re のかわりに Re' を用いたことにより、広い速度勾配の範囲にわたって予測値と実験値はよく一致することがわかる。ただし、乱流の部分については予測値は多少安全側となるが、これは高濃度汚泥の場合は粘性が大きく、水の場合ほど流れが乱れないためと考えられる。

従来より用いられてきた下水汚泥の摩擦損失係数の代表的算定法の1つに Hazen-Williams の平均流速公式を用いるものがある¹⁾。この方法は、式中の係数 C_H を汚泥の含水率に応じて補正するもので、汚泥倍率の考え方に基づいている。この方法による予測値を実験値と比較したものが図-6で、乱流部では一致するものの、層流部ではかなり危険側となる。高濃度汚泥の管路輸送では管内流動が層流となる場合も生じると予想されるため、このような方法では算定式として不十分であると考えられる。

5. まとめ

実下水汚泥を用いた管路輸送実験を行った結果、次のことが明らかとなった。

- (1) 供試汚泥の粉化の影響は、測定開始前の循環圧送により無視することができる。
- (2) ニュートン流体として扱える境界濃度は0.7%であり、それ以上の高濃度汚泥は擬塑性流体に近い流動特性を示した。
- (3) 高濃度汚泥の場合は、擬塑性流体のレイノルズ数を水の場合の公式にあてはめることにより摩擦損失係数を計算することができる。ただし、乱流の部分については更に検討が必要である。

参考文献

- 1) Chou : Resistance of Sewage Sludge to Flow in Pipes, Proc. ASCE, 84, SA5, 1958.
- 2) 川島 : 下水汚泥の管内塑性流動機構に関する考察, 大工大紀要理工篇, 8 (2) 1972.
- 3) 吉田他 : 下水汚泥の流動性に関する検討, 下水道協会誌, 9 (101) 1972.
- 4) 遠藤他 : 下水汚泥の摩擦損失係数に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 301, 1980.
- 5) Behn : Flow Equations for Sewage Sludges, J. WPCF, 32 (7) 1960.

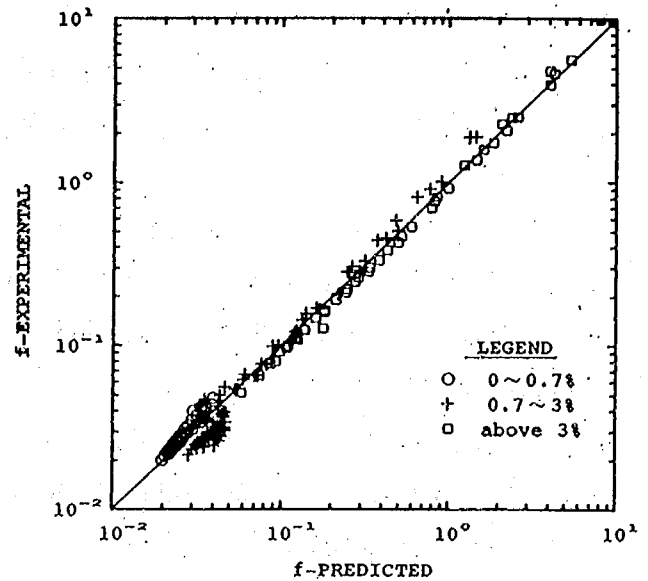


図-5 擬塑性流体のレイノルズ数を用いた摩擦損失係数の計算

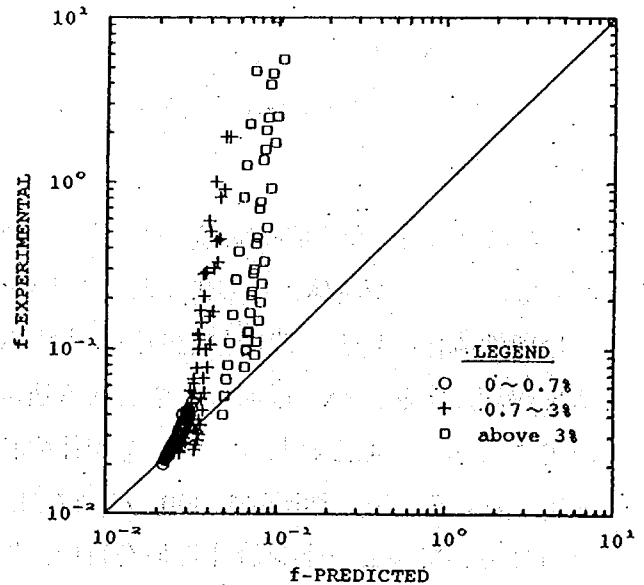


図-6 Hazen-Williams公式を用いた摩擦損失係数の計算

一 土石流の発生源の土質特性について 一

○前田昭浩

土石流災害発生後の現地調査は、土石流対策を行う上での重要な基礎資料となる。今回、平成2年に熊本県の阿蘇カルデラ内で発生した土石流災害を中心に、土石流の発生源の土質特性について検討したので報告する。

今回の研究目的は、土石流の発生源における地形的、土質的特徴をつかむことに主眼をおいた。これは、これまで比較的整備の遅れてきた、土石流の発生源における有効な対策施設を提案すること、また、雨量情報が中心の土石流警戒・避難基準に、地形、土質情報を加味することによって、その精度を高めるためである。そこで今回は、平成2年7月に熊本県一の宮町で発生した土石流災害を中心に、ここ数年の規模の大きい土石流災害のデータを基に土石流の発生源の土質特性について検討を行った。

平成2年に泥流・流木災害の発生した、熊本県阿蘇郡一の宮町は、阿蘇カルデラ内の北東部に位置する。災害を引き起こした古恵川（流域面積11.9 km²）が町の中央をほぼ南から北へ貫いて流れ、それと直交するように国道57号線が東西に走っている。一の宮町はこの57号線沿いに開けた町である。図-1に災害の発生状況を示す。土石流発生の直接の原因となるのは、ほとんどの場合豪雨であり、本災害も例外ではない。

図-1 一の宮町の災害状況

斜面崩壊によって発生した土石流は、古恵川を流下する際、多量の溪岸侵食を伴い、両岸に植林されていた樹木を取り込んだ。その数は針葉樹約51,000本、その幹材積12,000m³、広葉樹約37,000本、その幹材積約1,000m³と推定される。古恵川中流域に設置された砂防ダム群は、昭和30年頃に施工されたもので規模はかなり小さいが、土石流中の巨石（直径3m前後のものも含まれていた）は大部分捕捉している。このため、下流域では土石流というよりも、火山灰を主とする泥流が流下したと考えられる。よって流木の混入の少ない泥流のみであれば、国道57号にかかる橋の閉塞、それに伴う堆積遡上、氾濫地点の上流への移行、氾濫範囲の拡大という一連の過程は、かなり軽減されたものと考えられる¹⁾。

4. 土石流発生源の崩壊土砂流動化に関する要因

前述の一の宮町の災害と、昭和57年7月の長崎災害、昭和61年7月の京都府南部災害、昭和62年8月山形県温海町災害、昭和63年7月の広島県北西部災害、平成元年9月愛知県伊香川災害を調査対象事例として、土石流の発生源の崩壊土砂特性について現地調査、土質調査結果をもとに、検討を行った。

降雨により崩壊した土砂が、土石流となって流動化する過程に対する検討は、土がまた粒子構造を保っている状態から塑性化状態に変化する過程と、塑性化したものが流動化する（持続的に変形を続ける）過程の、2つに分けて考えられる。持続的に変形が続くかどうかについては、佐々²⁾によって検討がなされている。今回は、土が流動化する過程に影響を与える要因として、土のコンシステンシーを大きく左右する粘土分の含有率を中心に検討を行った。

4.1 粒度特性

粒度特性は、粘土、シルト、砂・礫の三角図で示した（図-2）。土石流源頭部の崩壊による土石流化については、粘土分の割合が興味深い。粘土分が多くなると粘着力が大きくなり、土石流の流動化が妨げられる。Ellenら（1978）³⁾によると、粘土分が約35%を越すと、豪雨中の土石流の流動化は妨げられ、流動化の可能性のある土砂の粘土分含有率の範囲は大部分8～35%であると報告してい

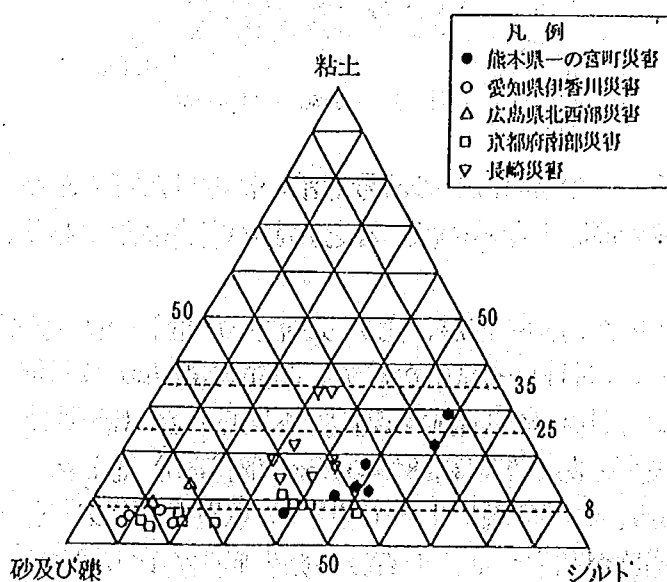


図-2 崩壊地層の粒度特性

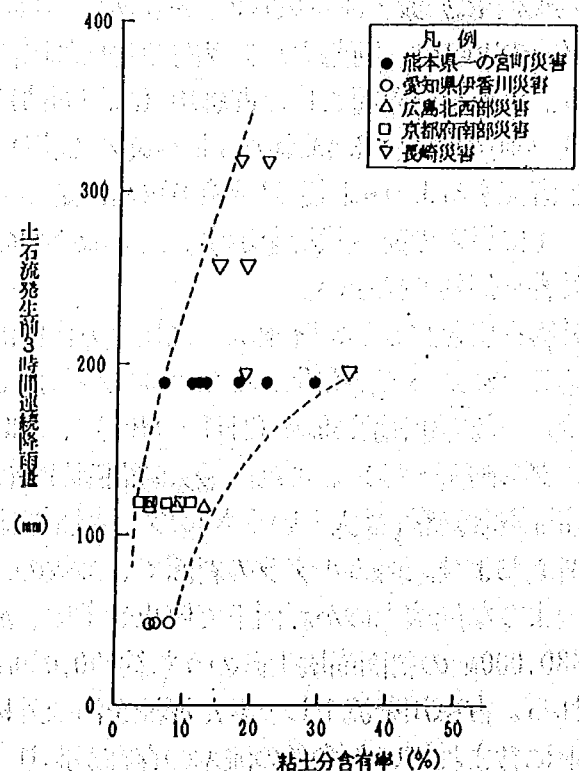


図-3 3時間降雨量-粘土分関係図

る。図-2によると、土石流化した崩壊地層は粘土分約25%以下がほとんどであり、粘土分5~20%の間に集中している。コンシステンシー限界値は粘土鉱物の違いによって大きく違うこともあり、含有率だけで判断できることではないが、この結果から粘土分含有率が、崩土の土石流化に、かなりの影響を与えていると考えられる。

4.2 降雨と粘土含有率との関係

土石流災害が発生した降雨状況について整理すると、連続降雨量は260mm~590mmの間にあった。このうち長崎災害が最も降雨量が多い。連続降雨量と崩壊地の土質特性を関連づけたのが図-3である。この図は崩壊地層の粘土分含有率と、土石流発生前の3時間連続降雨量について示したものである。降雨量についてはそれぞれの崩壊地における正確な値は測定されていないが、全体の傾向を示すために代表的な測定地点の降雨量のデーターを使用した。従って、各崩壊地ごとの降雨量と粘土分含有率の関係は求められていない。これによると全体としてみた場合、降雨量が多くなるにつれて崩壊地層の粘土分含有率が増加する傾向がある。すなわち、降雨量が多くなっても粘土分の少ない地層は崩壊し、土石流化し易いが、粘土分の多い地層は、降雨が多くなると土石流化し難い傾向を示していると考えられる。

4.3 概略流動化指数

Ellenら(1987)が提案した概略流動化指数(Approximate Mobility Index)は、液性限界に対する、現地斜面あるいは不攪乱の土砂の飽和含水の比である。これは、表層崩壊による崩土の、流動化の指標として提案されている。。

$$AMI = \frac{\text{土の飽和含水比}}{\text{液性限界}}$$

この概略流動化指数は次のような傾向を示すものとして考えられている。

- AMI > 1 容易に流動化する
- 0.45 < AMI < 1 流動化のために含水比の増加が必要
- AMI < 0.45 容易に流動化しない

ここで言う流動化とは、斜面崩壊発生後に崩壊土砂が斜面下で停止せずに流動化して、土石流になるということである。熊本県一の宮町で土質試験をした結果を図-4に示す。これによると、崩壊地層はいずれもAMI > 1の流動化の範囲にあり、一つの指標として使える可能性は高い。しかし、斜面崩壊は発生したが、流動化しなかったデータもAMI > 1の範囲に含まれている。これは、この崩壊斜面が、熊本災害の平均値と比較して崩壊面積、崩壊深ともに小さい小規模の崩壊であり、また斜面勾配も小さかったため、すなわち地形条件が加味されていないためと考えられる。また、崩壊面の下部地層の値も1付近に有ることもあり、今後のデータの蓄積が必要であると考えられる。

4.4 密度特性と間隙比

熊本災害における斜面崩壊の密度特性と間隙比の関係を、斜面崩壊発生の有無、その後の流動化の有無によって整理したのが図-5である。この図で特徴的なのは、崩壊地の間隙比が、未崩壊地、崩壊地下部層のそれに比してかなり大きく、またそれに伴って密度は湿潤、乾燥とも減少していることである。また、間隙比が大きい層ほど、崩壊発生直前までは多くの水を貯留し、崩壊発生後にはこの水のために流動化しやすいと考えられる。しかし今回の調査では、データ数も少なく判別がつけられなかった。今後の調査が必要である。

5. まとめ

今回、平成2年に熊本県一の宮町で発生した土石流災害の概要報告と、その他の災害も含めた土石流発生源の土質特性との関係を整理し、粘土分含有率や間隙比と土石流の流動化との関係についての検討結果を報告した。今後は、今回得られた知見をもとに、土石流の発生機構の解明及び土石流対策工の提案を行っていきたいと考える。

参考文献

- 1) 石川、草野、福沢：熊本県一の宮町における泥流・流木の氾濫・堆積特性と家屋の被害、土木研究所資料 pp.40～45 34-6(1992)
- 2) 佐々、小橋：土石流発生土質力学的判定、第12回土質工学研究発表会 223
- 3) S.D. Ellen・R.W. Fleming: Mobilization of debris flows from soil slips, San Francisco Bay region, California, Geological Society of American Reviews in Engineering Geology, Vol. VII, p31-40, 1987

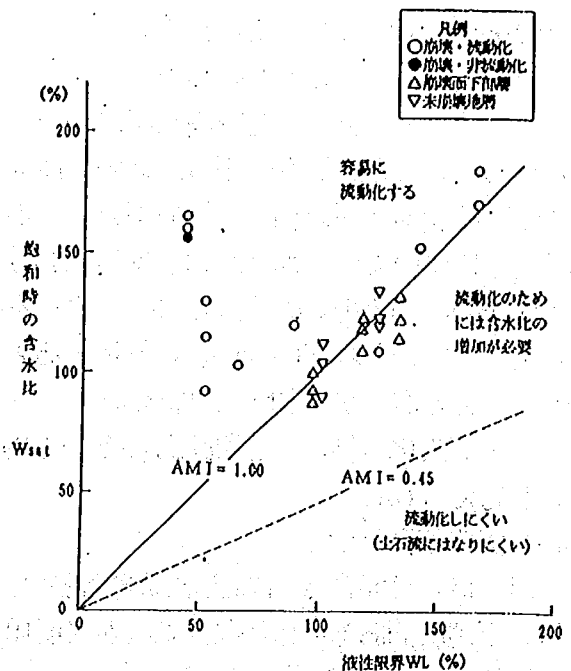


図-4 概略流動化指数図(熊本県一の宮町災害)

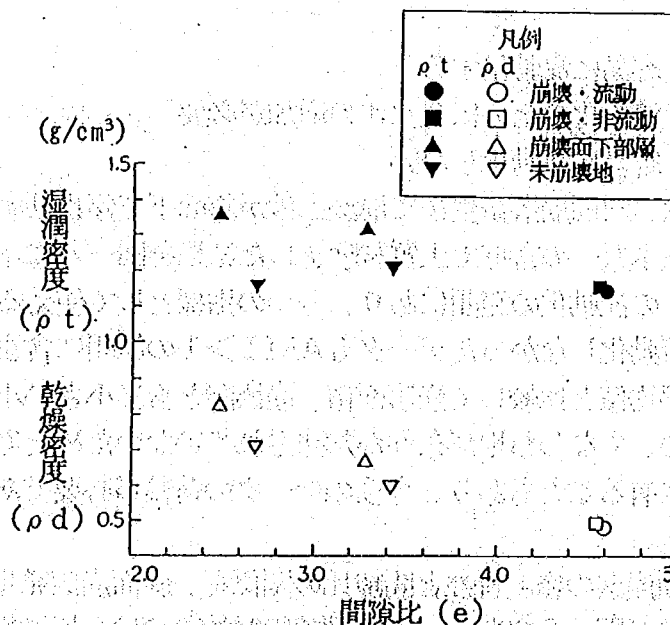


図-5 熊本災害の崩壊地の密度と間隙比の関係

破碎帯地すべりの階層性とフラクタル性

砂防部地すべり研究室

植野 利康

1. まえがき

現在活動している地すべりブロックは、すでに地すべり地形を呈している箇所であることが大半である。初生地すべりが発生してから現在活動している地すべりブロックが形成される間にも、いくつかの他の地すべりブロックが形成されていることは容易に想像でき、これらの地すべりブロックが相互に影響しあいながら現在の地すべり地を形成してきたと考えられる。

本研究では、地すべりの危険度判定などのソフト対策の実施を可能とするために、他の地すべりブロックの形成機構、すなわち初生地すべりが発生してから現在活動している地すべりブロックまでの形成過程とその機構を検討するものである。

2. 目的

本研究の目的は、破碎帯地すべりの形成過程を明らかにするために、「地すべりの階層性」について整理を行い、空中写真判読で判読した地すべりブロックの新旧関係を論議し、抽出した地すべりブロックの要素から、破碎帯地すべりの階層性とフラクタル性等を把握することである。

3. 方法

3.1 地すべりの階層性に関する検討

ある斜面に初生地すべりが発生すると、それまで安定していた斜面内に亀裂や陥没地が発生し、それに伴い斜面の地塊は風化され、地質特性の素因や応力集中などの誘因によって特定の深度に脆弱面が形成される¹⁾。その層がすべり面となり、斜面地塊の風化作用による脆弱化と地下水の影響により、新たな地すべりが発生する。これらの繰り返しの過程を高浜ら²⁾は地すべりの階層性と呼んでいる。

筆者は、この考え方を基に、初生地すべりを1次地すべりとし、それ以降発生した地すべりを順に2次・3次・4次・・・地すべりと呼ぶこととした。空中写真によって判読した地すべり地形の新旧関係の決定には、基本的に隣接している地すべりブロックの新旧判定の積み重ねによっている。新旧の判定は、①滑落崖等の交差状況、②地すべり地塊の他の地すべりブロックによる開析状況、③地すべりブロックの末端土塊の、他の滑落崖への存在状況、④滑落崖の鮮明さ（勾配、凹凸、流路発達の種類）、に基づいて実施した。実際の新旧判定においては、上述の①、②、③を主体として考え、これらの要因でその相対次数を決定する際に判定困難な場合、④の要因を主として考慮した。

テフラ分析などによる調査を参考にしない、このような次数のみによる地すべりブロックの新旧判定方法は、同じ次数の地すべりブロックが同じ時期に発生したとは見なせないという問題がある。そこで今回は、④の要因でも判定できない場合には、その付近にある同程度の大きさの地すべりブロックと同じ次数に設定することとした。したがって、地すべりブロックの次数からは、発生時期の面からの検討は行わず、地すべりの階層性の観点のみから捉えていくこととする。

3.2 調査地及び調査方法

調査地は、長野県下伊那郡大鹿村入谷地先に位置する入谷地区、及び高知県長岡郡大豊町怒田地先に位置する八畝地区の2カ所で、どちらも破碎帯地すべりである。

まず、空中写真（縮尺／入谷1:8,000、八畝1:6,000）から、尾根を含む範囲（流域全体）の地すべり地形を判読し、それを地形図（縮尺／入谷1:10,000、八畝1:5,000）に記入した。次に地すべりの新旧関係を3.1で述べた判定方法にしたがって次数に分類した。入谷地区の事例を図-1、2に示す。さらに、図-1に示す地すべりブロック判読図において、各地すべりブロックの要素を計測した。各要素は、地すべり幅は地すべりブロックの最大幅、地すべり長さは地すべりブロックの最大長さ、地すべりの位置は1次地すべりの幅・長さを2としその横断及び縦断方向における中心を零とした時の各地すべりブロックの横断及び縦断方向における中心の1次地すべりに対する位置とした。

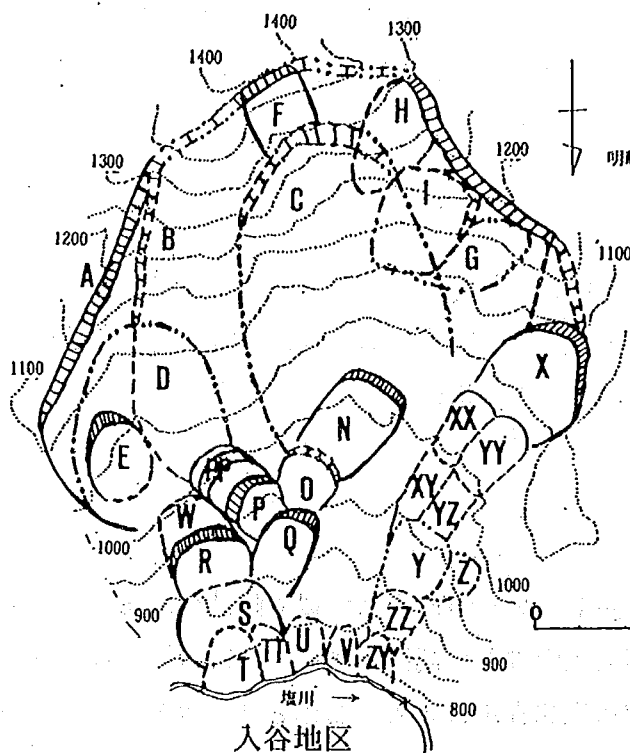


図-1 地すべりブロック判読図

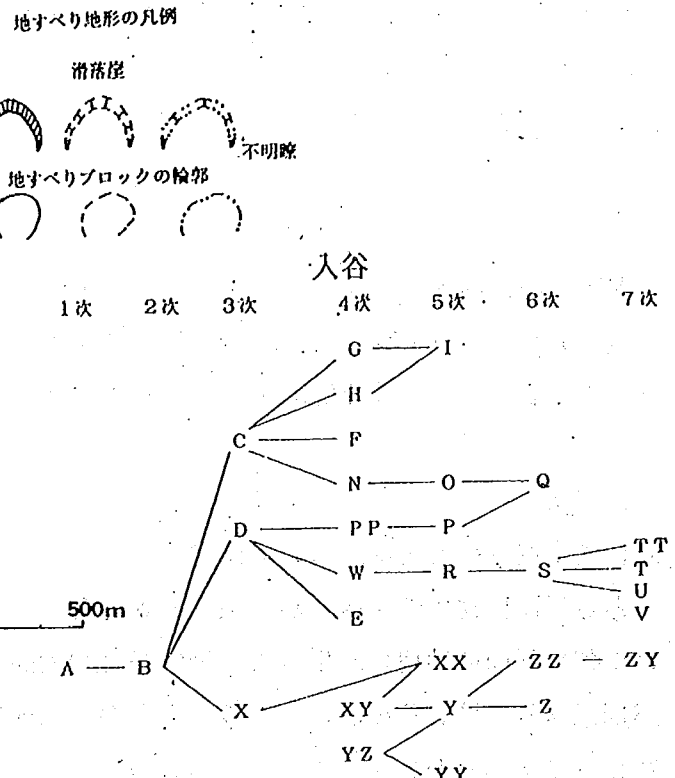


図-2 地すべりブロック新旧関係図

4. 結果

4.1 地すべりの規模と発生数に関するフラクタル

図-3は、地すべりの規模（幅、長さ）と発生数とのフラクタル性を見たものである。幅、長さとも100m以下の地すべりの発生数はリニアな線とあまり一致していないが、これは空中写真で判読できる最小規模の地すべりは100m程度が限界であることに起因していると考えられる。図-3(a)から、地すべりの幅と個数のフラクタル次元Dは、1.2~1.3に収まると言えそうである。この値は佐々木ら³⁾による斜面崩壊のフラクタル次元の値の1/2以下である。斜面地塊の移動性が規模の大小によるとすれば、フラクタル次元が小さな値であることは移動土塊の大半が斜面内に残存しやすいことを意味し、地すべりほど階層性が形成されやすいことになる。図-3(b)の長さに関するフラクタル次元は1.4~1.5の値となる。今回実施した事例では、地すべり地形を判読する場合、地すべりの長さは幅と比較して末端部が不明であることが多く、箇所数を増やして絶対値の議論が必要かと考える。

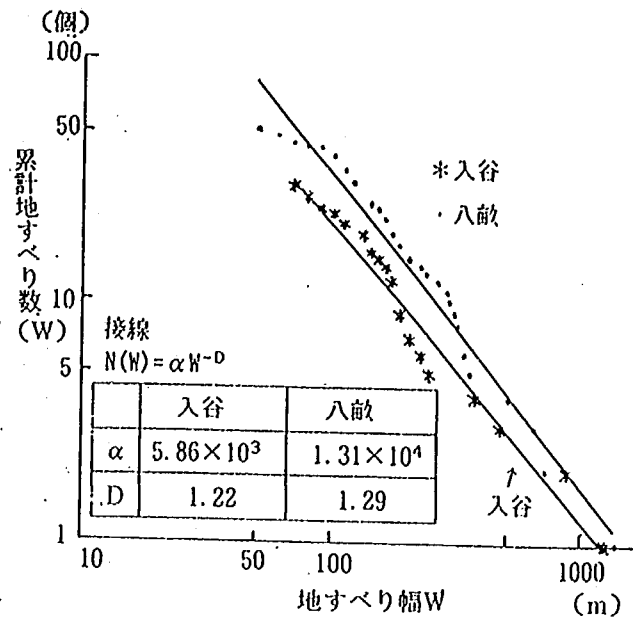
4.2 地すべりの階層性と地すべり地形形態

図-4は、地すべりブロックの次数と地すべり形状比との関係を調べたものである。図によれば4次地すべりブロックまでは形状比が小さくなる傾向があるものの、4次以上では形状比が大きくなる傾向にある。今回解析した事例では、4次以上の地すべりブロックの中には選急線以下の、河川侵食により発生したものがある。切土工の地すべりの形状比の平均値が0.94であること⁴⁾を考えると、いわゆる切土工を起因とする地すべりと同様な誘因、すなわち末端域の地塊除去の影響を受けていることによるものとしてこれらの結果を解釈できる。

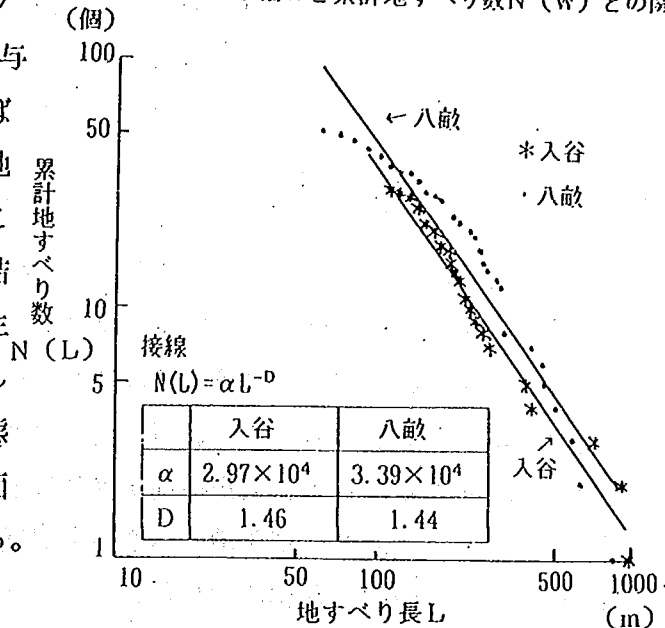
いま、N個目の地すべりの形状比 W/L は、フラクタル次元の関係をを用いると $k \cdot L^{D1} / W^{D2}$ で与えられる(ただし、 $D1, D2 > 0$)。図-3によれば $D1 > D2$ であることより、大規模地すべり(初生地すべり)ほど地すべり形状比は大きな値になることが理解される。このことは当節で述べた検討結果が妥当であるとすれば、大規模地すべり(初生地すべり)ほど末端域の斜面侵食によって発生したと推論される。したがって地すべり地形の形態を論議するには、単に地塊性状のみならず、斜面営力度合も考慮する必要があることが理解される。

4.3 地すべりの発生しやすい箇所

図-5は、1次地すべり中に発生した地すべりの位置と形状比の関係を見たものである。横断においては、入谷・八畝地すべりとも4次までの地すべりが1次地すべりの左側方崖域に多発している傾向にある(横断比0.5~1.5に占める割合は67%)。入谷地区では向斜軸が、八畝地区では背斜軸が通っている。さらに入谷地区では蛇紋岩が貫入している。今回の結果からは、地すべりの発生はその地区の地質特性の影響を強く受け、単純に階層性のみからは地すべりの発生位置を検討するのは困難であると言える。縦断方向においては、地すべり末端ほど地すべりが多発しやすいことが



(a) 地すべり幅Wと累計地すべり数N(W)との関係



(b) 地すべり長Lと累計地すべり数N(L)との関係

図-3 地すべり要素のフラクタル性

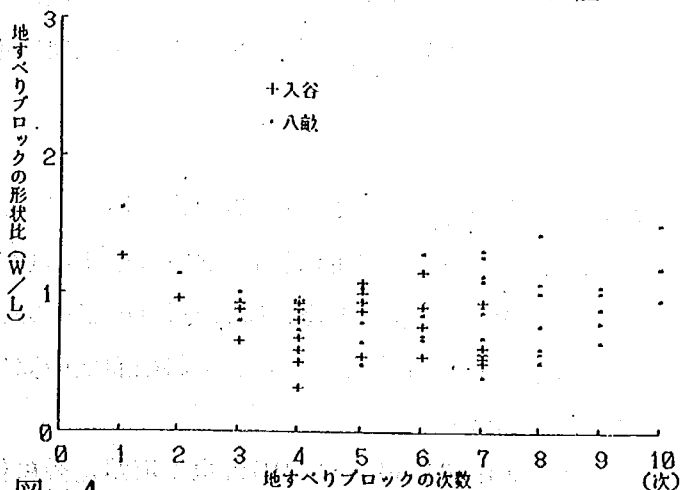
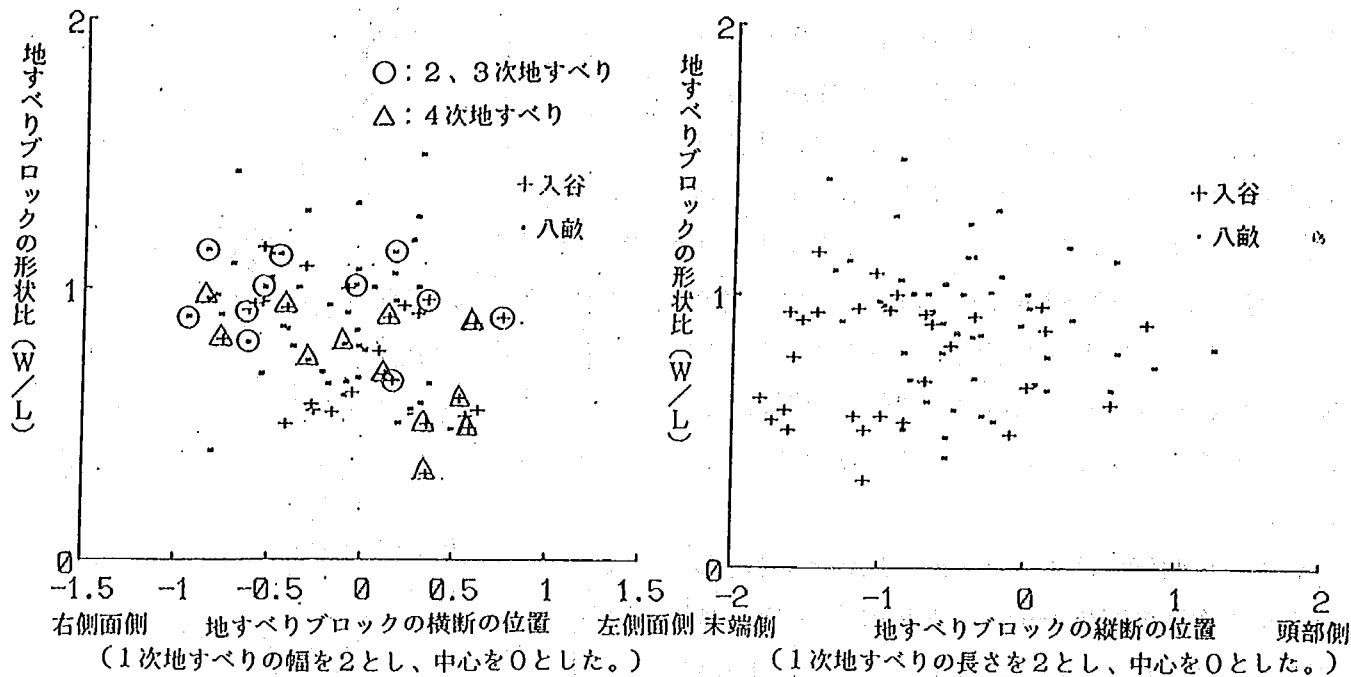


図-4

地すべりブロックの次数と形状比 W/L との関係

理解されるが、その形状比には優位性が認められず、前節で述べた誘因の影響を考慮して検討する必要がある。



(a) 横断の関係 (b) 縦断の関係
図-5 地すべりブロックの位置と形状比 W/L との関係

5. まとめ

本研究で検討したことを取りまとめると、以下の通りである。

- 1) 地すべりの幅及び長さで個数に関するフラクタル次元 D は、それぞれ1.2~1.3、1.4~1.5となった。
- 2) 地すべり形状比は、4次地すべりまでは小さくなる傾向があるが、河川侵食を受けやすい地すべりブロックではその形状比は大きく、河川侵食の度合によってその特性は異なる。
- 3) フラクタル次元よりみると、大規模地すべりほど地すべりの形状比が大きな値となる。
- 4) 地すべりの発生する箇所は初生地すべりの末端域にいくにつれて多くなっているが、発生位置による地すべりの形状の明確な相関は見られない。

今回得られた結果は、空中写真判読による予察的な推測にすぎないので、地すべり地形を現地踏査を通して確認し、地質特性との相関性の上で検討を行う必要がある。また、ケーススタディとしてさらに多くの地すべり地形を調査することが重要である。

参考文献

- 1) 渡正亮：岩盤地すべりに関する考察、地すべり、Vol.29、NO.1、pp.1~7、1992。
- 2) 高浜信行・伊東佳彦：旧期初生的巨大地すべりと現在の地すべりの関連ー地すべりの階層性と歴史性ー、新潟大災害研年報、第11号、pp.25~36、1989。
- 3) 佐々木靖人・阿部昌彦・平野勇：斜面崩壊の発生数に関するフラクタル、応用地質、Vol.32-3、pp.1~11、1991。
- 4) 中村浩之・田辺政貴・久保田哲也：道路建設に伴う切土工による地すべりの実態、土木研究所資料、第2288号、p.88、1986。

雪崩誘導工に関する調査

新潟試験所 網木 亮介

○藤澤 和範

1 まえがき

雪崩誘導工は、雪崩の運動の方向を変化させることによって災害の防止を図るものである。本調査では誘導工の設計方法を確立するために行った。

2 目的

雪崩誘導工に衝突した後の雪崩の飛雪高や飛雪距離を明らかにするために低温実験室、新潟試験所構内において模型実験を行うとともに現地データを用いた解析を行い、雪崩誘導工の形状とその効果の関係を明らかにする。

3 実験方法

3.1 実験に用いた斜面

実験に用いた斜面は、新潟試験所低温実験施設内に設置したものと大型地すべり実験棟内に設置したものであり、雪崩速度として前者は5m/s、後者は12m/sを得ることが出来る。実験に用いた雪は前者は氷を細かく砕いた雪を、後者は実験棟の屋根に積もった雪を使用している。

3.2 測定項目

低温実験室において誘導工に衝突した雪崩の挙動をあらかじめ調べ、それを模式的に示すと雪崩は図-1に示すようになることがわかった。そこで構造物の設計に当たって重要と考えられる飛雪高と飛雪長を測定した。次にこれらを設計に反映できるよう定量化するために、支配要因と考えられる雪崩速度、雪崩の衝突角度、衝突面の法勾配、衝突面と雪の摩擦係数を測定した。

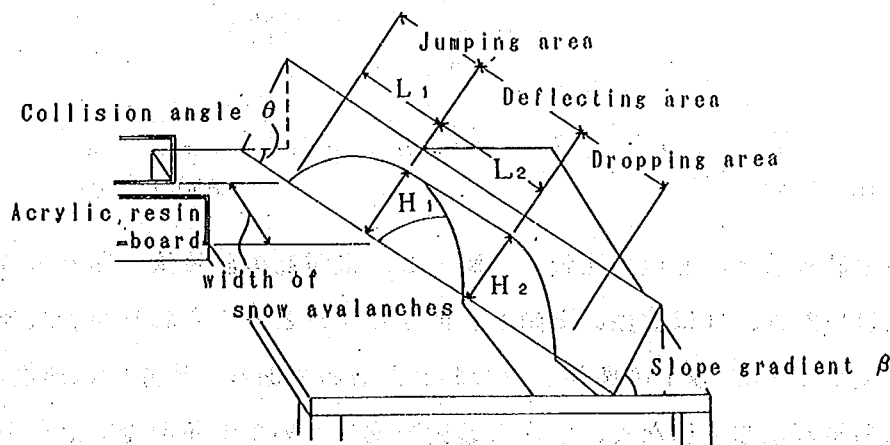


図-1 測定項目

表-1 実験ケース

低温室における実験ケースを表-1に示す。

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
衝突角度 θ (°)	15			30			45			90
法勾配 β (°)	90	60	45	90	60	45	90	60	45	90

4 実験結果

雪崩誘導工の高さは積雪深と雪崩の厚さと飛雪高の合計値よりも大きければ十分にその機能を発揮できると考えられる。積雪深は過去のデータを統計処理することによって年超過確率として求められ、また雪崩の厚さはこれまでの災害データから雪崩の運動距離の関数として求められる。したがって雪崩の飛雪高を予測できれば雪崩誘導工の高さが決定できる。

雪崩を質点の運動と考えると飛雪高及び衝突点から飛雪高が最大になる点までの距離（飛雪長）は次のように求められる。

$$H_1 = \frac{(k \cdot V_0 \cdot \sin \theta)^2}{2 \cdot g \cdot (\sin \beta + \mu \cos \beta)} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$L_1 = \frac{k \cdot V_0^2 \cdot \sin \theta}{2 \cdot g \cdot \Phi^2} \cdot (2 \cdot \Phi \cdot \cos \theta - \mu \cdot k \cdot \sin \theta \cdot \cos \beta) \quad \dots \text{式(2)}$$

$$\text{ただし } \Phi = \sin \beta + \mu \cos \beta$$

k は誘導工衝突時の速度低減率、 g は重力加速度、 μ は誘導面の摩擦係数

式(1)で得られた計算値をX軸に、実測値をY軸としてプロットしたのが図-2である。

式(2)で得られた計算値をX軸に、実測値をY軸として流下方向と直角に投影した距離をプロットしたのが図-3である。

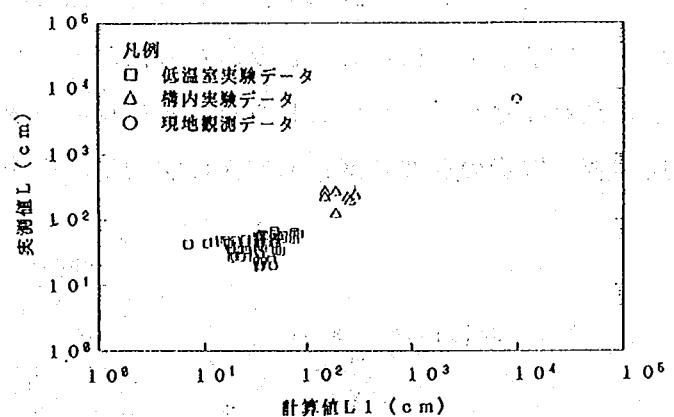
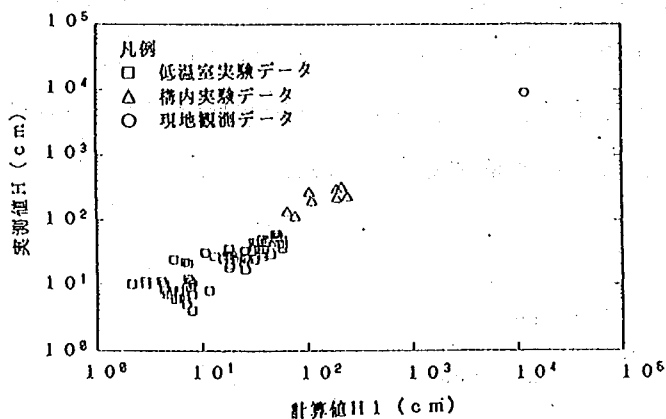


図-2 飛雪高の計算値と実測値の比較

図-3 飛雪長の計算値と実測値の比較

以上の検討結果から式(1)(2)は、ほぼ雪崩の挙動を予測する手法と考えられるが実験施設の制約上これまでの検討は雪崩速度が11m/s以下の条件下で行われたものである。実際には速度が50m/sを超えるような雪崩の発生も希な現象ではなく、雪崩の運動機構についても不明確な点も多いため現地において確認し、検証することが必要である。そのため次に雪崩の発生事例から、地形そのものが自然の誘導工として機能した事例を調査し、予測式との比較検討を行った。

5 実際の雪崩事例の検討

5.1 雪崩災害の概要

検証計算を行った雪崩は昭和59年2月10日に新潟県のほぼ中央に位置する黒又沢で発生した¹⁾。雪崩の発生位置及び流下経路は航空写真により確認されており、図-4に示すように砂防ダムに衝突す

る前に比高差が約180mある黒又沢の左岸に乗り上げている。そして雪崩の対岸への乗り上げの高さが樹木の破損調査から推定されている。現地調査の結果、雪崩の乗り上げ高さは90mまで確認できた。そこで検証計算は砂防ダムの袖を破壊したことから推定される雪崩速度と衝突角度、衝突面の法勾配から飛雪高さを計算し、この結果を樹木被害調査から得られた飛雪高さと比較した。

5.2 雪崩の運動解析及び雪崩を誘導した斜面条件
雪崩の運動解析は雪崩経路を勾配変化点毎に分割し、Voellmyの運動方程式を用いて逐次速度を求めることになる。計算に用いた動摩擦係数はSchaererが提唱した経験式 $\mu = 5/V$ ($V \geq 10\text{m/s}$) を用い、 $10 > V$ の場合は $\mu = -0.01V + 0.6$ とした。雪崩層の厚さは、現地近傍の気象観測所の気象データから求めた。

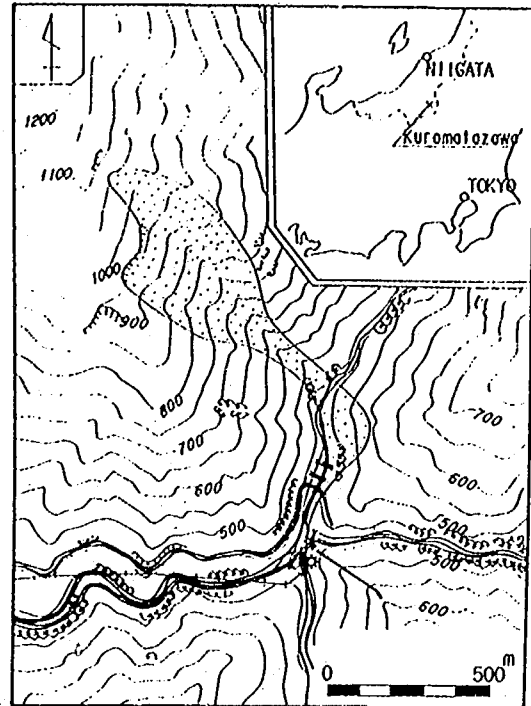


図-4 黒又沢で発生した雪崩の流下経路

2月10日以前の気象データを見ると2月2日から最高気温が氷点下の日が10日まで続き、3日から積雪深が急激に増加した。このことから3日にすべり面が形成され、その後の積雪が滑ったものとした。雪崩の発生厚さは3日以降の積雪の沈降を考慮すると2.2mが得られた。また発生位置から水平距離で1450m離れた発電所では積雪面から16mの位置にある窓の破損があったため、経路上の雪崩の厚さを比例配分して求めた。流動抵抗係数 k は雪崩の停止位置から逆算で求めることになるが84年の雪崩では砂防ダムによるエネルギー損失があるため適当ではない。したがって砂防ダムが設置されていなかった62年の雪崩データを用いて雪崩の停止位置から k を逆算したところ $k = 2470$ を得た。雪崩を誘導した斜面条件は地形図から雪崩の衝突角度 θ 、斜面の法勾配 β を求めると $\theta = 45^\circ$ 、 $\beta = 38^\circ$ である。

5.3 実験結果の検証

黒又沢で発生した雪崩の飛雪高と飛雪長について検証する。雪崩の飛雪高及び飛雪距離の算出に必要な値は、次のようになる。 $V_0 = 70\text{m/s}$ 、 $\beta = 38^\circ$ 、 $\theta = 45^\circ$ 、 $k = 1$ 、 $\mu = 0.7$

この値から実験式の飛雪高を求めると $H_1 = 11.9\text{m}$ になる。現地に最も近い宮村気象観測点の積雪深が3.4mであることを考慮しても飛雪高は12.3m程度であり、この計算結果は確認された樹木の最大被害高さの90mにほぼ等しい。

飛雪距離を模型実験結果から求めると $L_1 = 98\text{m}$ になる。この計算結果は樹木の被害位置から求めた雪崩経路から確認された70mにほぼ等しい。飛雪高、飛雪距離とも実験式がやや大きめの値を示す理由として、実際には雪崩の衝突する斜面には積雪があり、雪崩の衝突時に積雪を圧密することによりエネルギー損失があり k の値が1よりも小さくなったためと推定される。

以上の計算結果をこれまでの低温実験および構内実験結果と併せて記述したものが図-2, 3である。雪崩誘導工に衝突した雪崩の飛雪高および飛雪距離はほぼ実験式で推定できることが分かった

が、黒又沢の例にもあるように高さ100mの構造物を作るとは実際には困難である。したがって次に雪崩を経済的に誘導する方法について検討した。

6 誘導工の高さと誘導効果の関係

雪崩の飛雪高を誘導工の高さとして構造物を設計すると非常に大規模なものになる。そのため誘導工の高さと誘導効果の関係について模型実験から検討を加えた。

誘導工の高さ H と誘導効果の関係は誘導面の法勾配によって顕著な違いがみられた。法勾配が 90° の場合には誘導工の高さが小さくても誘導率が著しく良く、 60° の場合には高さが小さいと多くが飛び越える。 90° の場合、誘導装置に衝突した雪崩は誘導面に沿って運動し、誘導装置の前面に落下することがその理由である。法勾配が 60° の場合には雪崩は誘導面に沿って乗り上げるため誘導工の高さが小さい場合には雪崩の多くが越流することになる。雪崩の全体の重量と誘導された雪崩の重量の比を誘導率として実験結果を整理した1例を図-5に示す。いずれの衝突角度の場合にも法勾配が 90° の場合には誘導率が良くなっている。また法勾配が同じ場合には衝突角度が小さいほど誘導率が良くなっている。この理由は実験式の跳躍高 H_1 が衝突角度 θ の関数であり、衝突角度が小さいほど H_1 が小さくなることと関係している。これらの実験結果を用いて雪崩の誘導効果を定量的に把握するため次の検討を実施した。縦軸に誘導率、横軸に誘導工の高さと飛雪高(計算値)の比をとると図-6が得られた。法勾配によって明らかな違いがみられ、 60° の場合には誘導率を大きくするためには誘導工の高さを大きくする必要がある、その関係は 90° の場合と比較して直線的である。しかし、 90° の場合には飛雪高(計算値)の3割程度の高さがあれば、ほぼ100%の誘導が期待でき、 60° の場合との顕著な違いがみられた。

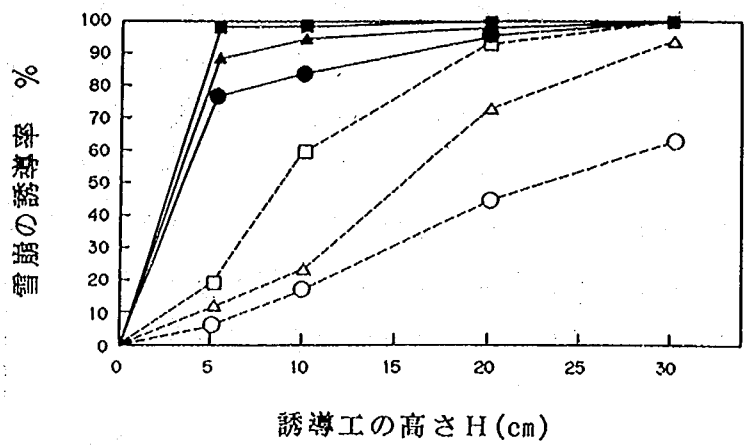


図-5 誘導工の高さと雪崩誘導率の関係
(凡例は図-6と同じ)

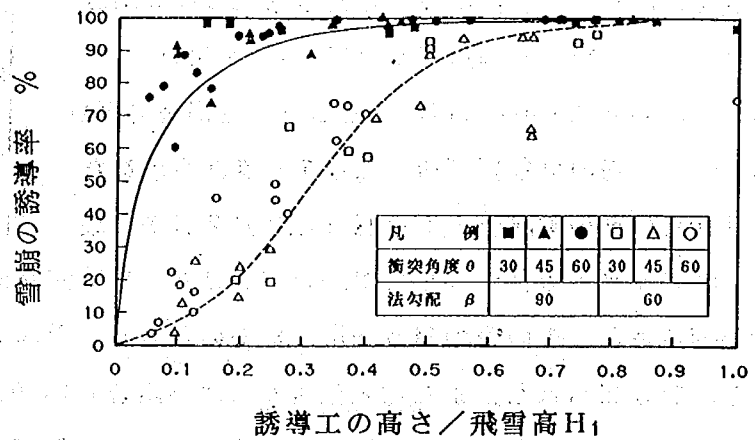


図-6 無次元化された誘導工の高さと雪崩誘導率の関係

7 まとめ

雪崩を誘導する場合、雪崩の飛雪高および飛雪長は式(1)(2)により求めることが出来る。また雪崩誘導工を経済的に有利な設計をするためには誘導面の法勾配が 90° であれば式(1)から得られた飛雪高の3割あればほぼ100%の誘導が期待できることを模型実験により確認した。

自然を生かした河川水際づくりに関する研究

河川部 河川研究室

○ 佐々木克也

山本 晃一

藤田 光一

1. まえがき

河道計画は、高水流量以下の流量を安全に流下させ、安定した河道をつくることにある。河道はそもそも変動変化するものであることから、その変動の特性を考慮した計画が必要である。変動変化を考慮した計画は、自ずと管理、更新を組み入れることになるため合理性が増す。また、自然を生かした河道計画が求められる現在、変動特性を生かした河道計画こそが川本来の持つ自然の美しさを継承発展させることができ、治水と自然環境の調和を目指した河道処理法が策定可能になると考えられる。

本研究は、人と川との最も重要な接点の一つである河川水際の位置の変化変動（川幅の変化）について検討したものである。

2. 目的

日本の一級河川について、平均年最大流量 Q_{ap} 時に河床に働く掃流力（ここでは $u \cdot^2$ で表す）と粒径が図-1の実線に示す関係を持つこと、また Q_{ap} は低水路満杯流量に相当することが知られている。この実線は（半）自然状態での低水路川幅を規定している¹⁾。しかし、河道計画・管理上大事なことは、この低水路川幅規定線からの許容ズレ幅を合理的に判断する考え方の確立である。そこで本研究では、低水路川幅改变後の河道の応答とその速度を明らかにするとともに、その速度を規定する重要な要因である河岸の土質別の耐侵食度について調べた。本研究で得られる河岸位置の変化特性および耐力特性は、自然を生かした河川水際づくりを行う上で有用である。

3. 方法

人的改变後の変動特性の把握方法は、川幅変化が検討できる十分な河道長（元の川幅の10倍以上を目安とした）で低水路川幅改变が行われた事例を抽出し、改变後の低水路横断形状の経年変化と、その他の河道諸元、水理量の変化を調べた。変化過程における Q_{ap} に対する $u \cdot^2$ を求め、川幅変化に伴う $u \cdot^2$ 変化を図-1に書き加えた。この時、川幅変化に伴う粒径変化はないものとしてプロットした。

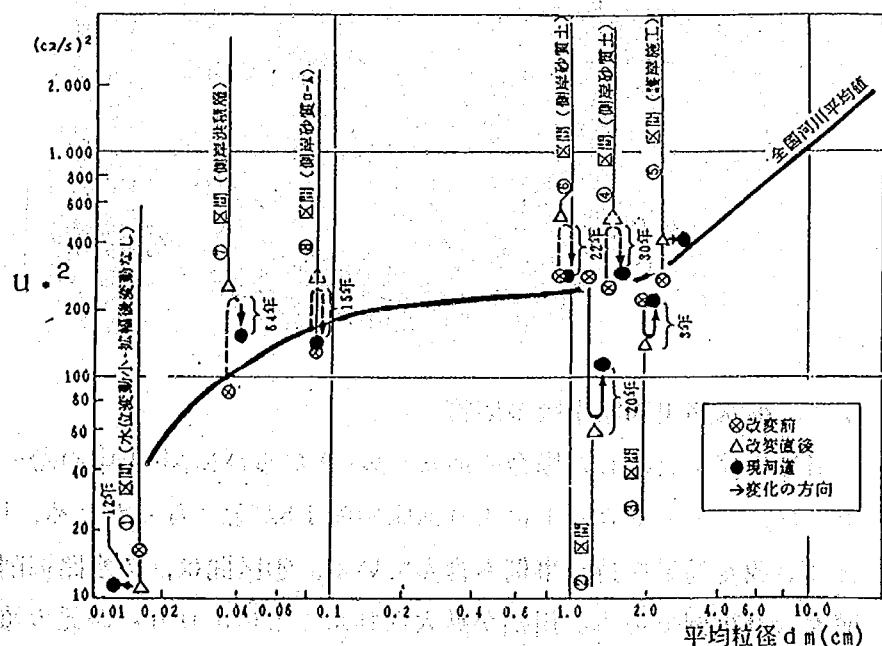


図-1 低水路川幅改变に伴う $u \cdot^2$ の変化

この $u \cdot^2$ 算定は、全国一級河川の直轄区間における Q_{ap} 発生時の平均的な流速係数値 ψ をもとに¹⁾、
 $u \cdot^2 = g \cdot [Q / (\psi \cdot b \cdot \sqrt{g \cdot \sqrt{I_b}})]^{2/3} \cdot I_b$ により行った。

4. 結果

4-1. 低水路川幅拡幅後の応答

川幅拡幅に伴う応答特性を表-1と図-1中の①～③の応答線(太線)に示す。①区間は、デルタ河道に属し河床材料は細砂から成る。水面勾配は洪水時でも1/10,000以下で水位の変動は少ない。浚渫による川幅拡幅が実施された後12年間河積は減少しているものの、その川幅を維持している。②区間は、捷水路工事により本川区間であった場所が支川単独の区間となり、支川流量に応じた川幅への縮小が生じている(写真-1, 図-2)。③区間は、旧河道よりも大きい川幅を持つ捷水路を掘削した事例であり、3年間でもとの $u \cdot^2$ 値に戻っており、川幅が急速に縮小したことを示している。以上のことから、水位変動が少なく掃流力の小さいデルタ河川では拡幅後の川幅変動は生じにくく、一方小礫を河床材料に持ち、水位変動が大きく自然堤防帯を流下する河川では拡幅後の川幅縮小が生じやすい傾向が見られる。図-2から、川幅縮小が河積変化を伴う現象であることがわかる。縮小した低水路は縮小前の河道と同様、河床と横断勾配の全く異なる明確な河岸を持っており、また川幅縮小した領域に植生がある。このことから、河床材料と異なる浮遊砂、ウォッシュロードの堆積が植生のある河岸の成長を促し、川幅縮小現象となったと推定される。

表-1 川幅拡大後の応答

区間番号	河床材料 平均粒径	平均年最大 流量 m^3/s	旧河道			拡幅直後				現河道		
			川幅	勾配 I_b	$u \cdot^2$	川幅	延長	勾配 I_b	$u \cdot^2$	川幅	勾配 I_b	$u \cdot^2$
①	$d_m=0.2mm$	$Q=2,500$	244	1/50,000	$17(cm/S)^2$	460	5,000	1/50,000	$11(cm/S)^2$	460	1/50,000	$11(cm/S)^2$
②	$d_{60}=14mm$	$Q=1,444$ $\rightarrow Q=165$	110	1/2,048	260	110	1,500	1/2,048	61	45	1/2,048	111
③	$d_{60}=17mm$	$Q=525$	40	1/2,720	225	90	5,500	1/2,400	143	50	1/2,400	211

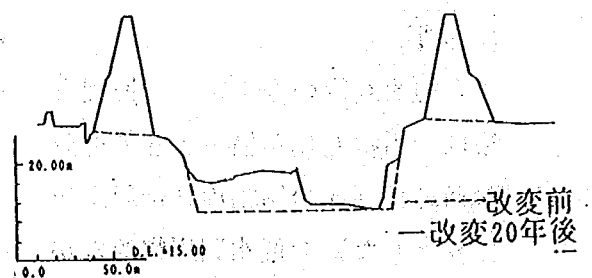
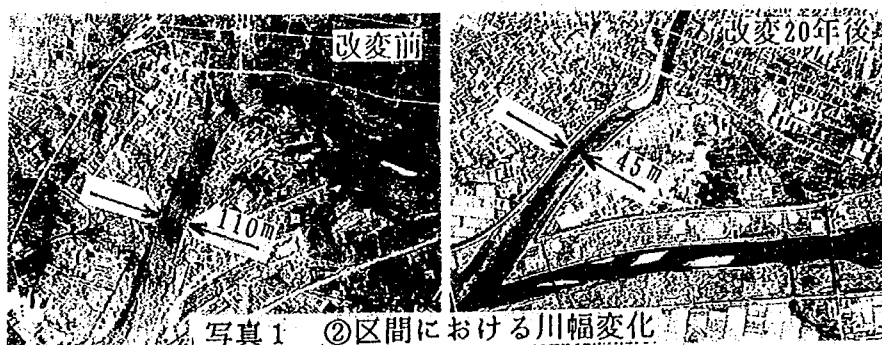


図-2 ②区間の代表横断面図

4-2. 低水路川幅縮小後の応答

川幅を縮小改変した場合の応答を表-2ならびに図-1中の④～⑧の応答線(太破線)に示す。この中には、ショートカットにより河床勾配 I_b が急になったため、川幅変化がなくても実質的に川幅縮小と同じ改変効果を持つ事例も含んでいる。④区間は、捷水路掘削に伴う縦断勾配の増加により $u \cdot^2$ が増大した事例である。川幅が拡大されたことにより $u \cdot^2$ が元の値に戻っている。⑥, ⑧区間も同様の

改変事例であり同じ応答を示している。④、⑥、⑧区間の河岸物質はいずれも砂質土である。⑤区間は、捷水路掘削により $u \cdot^2$ が増大した事例であるが、兩岸に断続的に護岸が施工されたため $u \cdot^2$ の変化は起こっていない。⑦区間は、64年前に旧河道を短絡する新しい河道が幅73mで開削され、現在150mまで拡大が生じているが、側岸に洪積(n-l)層が存在するため上下流の川幅(340m)までは広がっておらず、上下流の $u \cdot^2$ 値に至っていない。以上のことから、人工的改変により川幅を縮小し $u \cdot^2$ が増大した場合は、元の $u \cdot^2$ と同じになるような川幅拡大が生じようとするが、側岸に難侵食物質が存在する場合はその変動速度が非常に遅くなり、また護岸を施工した場合、川幅が固定される(川幅が拡大しない時は河床縦断形や河床材料が変化していると思われる)。

表-2 川幅縮小後の応答

区間番号	河床材料 平均粒径	平均年最大 流量 $Q \text{ m}^3/\text{s}$	旧 河 道			縮 小 直 後				現 河 道			備 考
			川幅	勾配 1:b	$u \cdot^2$	川幅	延長	勾配 1:b	$u \cdot^2$	川幅	勾配 1:b	$u \cdot^2$	
④	$d_{50}=15\text{mm}$	$Q=2,256$	195m	1/2,090	$247(\text{cm}/\text{s})^2$	?	13,000	?	$?(\text{cm}/\text{s})^2$	229m	1/1,300	$304(\text{cm}/\text{s})^2$	捷水路4箇所
⑤	$d_{50}=15\text{mm}$	$Q=2,088$	159	1/2,820	220	180m	3,000	1/1,300	339	180	1/1,300	339	護岸施工
⑥	$d_{50}=15\text{mm}$	$Q=1,488$	130	1/1,640	289	70	2,700	1/1,300	508	164	1/1,300	288	側岸砂質土
⑦	$d_{50}=0.4\text{mm}$	$Q=3,494$	—	—	—	73	1,500	1/5,000	255	150	1/5,000	158	側岸洪積層
⑧	$d_{50}=0.85$	$Q=360$	44	1/4,000	134	?	5,000	?	?	60	1/2,450	150	側岸砂質n-l

4-3. 河岸に難侵食層を持つ場合の耐侵食特性

4-2 から側岸が粘着性土質材料で構成されている場合、 $u \cdot$ 増大後拡幅速度が非常に遅いことがわかった。このことは、粘着性物質がかなりの洪水外力に耐える可能性を示している。そこで、さまざまな種類の粘着性物質の耐侵食特性を次の方法で調べた。河道をよく見ると局所的に粘着性物質でできた部分があり、そのような部分は周りに比べ突き出した形状を持ち、周囲に比べ大きな $u \cdot$ を受けていることが多い。その $u \cdot$ と突き出した部分の侵食速度との関係を図-3に示す。 $u \cdot$ は Q_{ap} 時の値で表しており、1年当りの平均の

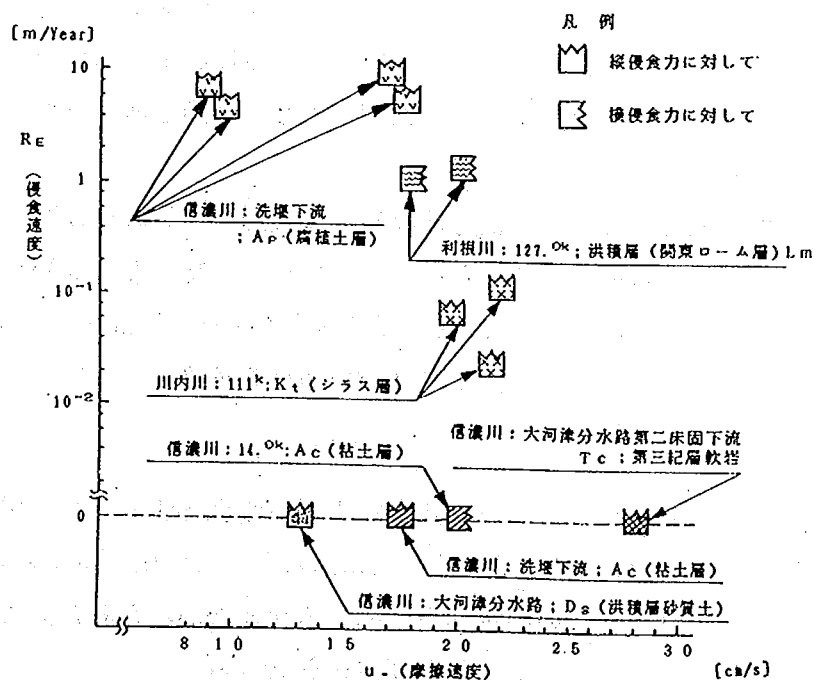


図-3 粘着性物質の耐侵食性

侵食速度で表現してある。したがって、洪水継続時間当りにはなっていない。この図から、難侵食性材料の種類により大きな差があることが認められる。20cm/s程度の $u \cdot$ に対し沖積層粘土Acはほとんど侵食されていないのに対し、シラス層Ktや関東ローム層Lmは有意な侵食を受ける。腐植土層Apになると侵食速度はさらに大きくなる。 $u \cdot=20\text{cm}/\text{s}$ は平均流速2~3m/sに相当し、この流速は洪水時にしばしば発生する流速である。

図-4は、図-3から各粘着性物質が u_* に対してどのような侵食状況を示すかを整理したものである。この図の中で、固結とは数十年のスパンでは侵食されず、侵食小は年間10cm程度、侵食大は年間1m程度のオーダーで侵食される程度を表している。このような図を用いることにより、難侵食性物質が現場で存在する場合に、その特性を生かした河道をつくることが可能となる。また、水衝部等において洪水外力の規模によっては、コンクリート護岸によらず自然の難侵食土層、あるいは難侵食性土層に加えて植生の河岸保護機能を生かした河岸侵食対策工が可能となる。難侵食土層が存在しない場合でも、難侵食性土層を客土して用いることにより多自然形護岸の法覆工とできる可能性がある。そのような材料の調達方法として、たとえば下流部の流下能力向上のために行われる浚渫で、その掘削残土がシルト・粘土であった場合、乾燥処理等を行うことによって河岸処理に有効な再利用も考えられる。ただし、河床が移動床である場合は、根固部分について別途の配慮が必要である。このように、難侵食性土質の侵食特性を明らかにすることにより、自然を生かした川づくりに有効な情報となり得る。

本研究で得られた各粘着性物質の侵食速度と u_* との関係には、さらに詰めるべき点を残している。特に顕著な侵食を始める u_* すなわち、洪積層砂質土Ds・粘土層Ac・第三紀層Tcの侵食限界摩擦速度 u_{*c} を調べる必要がある。

5. まとめ

人的改変を行った場合の低水路川幅の変化特性として、川幅を縮小した場合にも拡大した場合にも u_*^2 が図-1の実線で示す元の値に戻るような変化が生じることがわかった。また、粘着性材料の種類によってはかなりの洪水外力に耐える可能性が示された。これらの成果は、河道の本来の特性を生かした川づくりを進める上で重要な情報となる。

今後は、低水路内の河岸形成機構を調べるとともに、実物大実験によって粘着性土質表面の耐侵食特性を詳細に調べる予定である。

(参考文献)

- 1) 山本晃一；河道特性論，土木研究所資料第2662号，pp. 26～50，1988

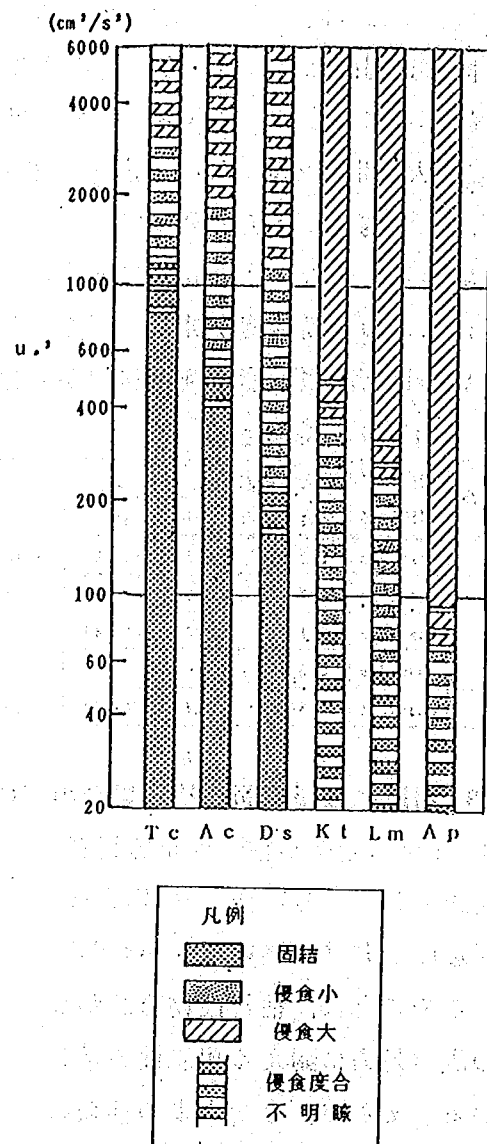


図-4 粘着性物質の難侵食度

家屋・家財の浸水被害について

河川部総合治水研究室 川上 哲広

1. まえがき

治水事業による経済効果を適切に計測し、効率的かつ効果的に治水事業を推進するためには、水害による被害を正確に把握し、水害統計調査等に反映させることが重要である。しかしながら水害統計調査を行う際の基礎データは、昭和30年代～40年代前半の各種調査をもとに作成されており近年の社会情勢を適切に評価しているとは言い難い。

本研究は、現代の生活様式、社会活動を反映させた水害被害評価手法の確立を目指すため、各種の水害被害調査項目の内、家屋・家財被害について、浸水被害実態調査等をもとに被害率の算出を行うものである。

2. 平成 3年台風18号の豪雨による草加市浸水被害実態調査

家屋・家財の浸水被害の現状を把握し、また被害率算出の基礎資料を得るために、平成 3年台風18号による豪雨で被害を受けた草加市を対象に実態調査を行った。降雨は 9月18日から19日にかけて埼玉県内全域を襲い、連続降雨量は210mmを越え、時間雨量は最大で約30mm近くに達した。このため綾瀬川では越水が生じ草加市内では、床上浸水2,139世帯、床下浸水17,399世帯、浸水面積約3,300haに及ぶ被害が発生した。調査は、合計20の被害世帯を戸別訪問し、ヒアリング調査を行った。

家屋被害について、材質別・建築資材別に分類したのが表1である。なお、今回調査した家屋の最大浸水深は床上約50～60cmであったため、天井、小屋組、屋根の各部位の被害のサンプルは得られなかった。

家財被害については、家財を14区分に分類し、それぞれの分類について被害状況とその対処方法を整理した。主な被災家財は木製家具、電気器具、石油・ガス器具、自動車等であった。それぞれの家財分類の特徴は、木製家具が被災した場合、被災件数の内約 7割が「処分」しており、石油・ガス器具は約 5割が「処分」で、理由として「危険と思い処分した」が約 6割を占めていた。また、自動車等が故障した場合修理が高額となるため廃車した件数が多く確認された¹⁾。

3. 家屋被害率の算出

1) 家屋被害率の算出方法

図1のフローに従い算出した。被害額の基本的考え方は、被害箇所を原形復旧するのに要する費用(=修繕費)とした。また修繕数量は、壁・ふすまは一部でも浸水すれば当該面または建具は全部取り替えるのが一般的であるので、そのように取り扱うこととした。以下算出方法の説明を行う。

表1 建築資材の材質別被害分類

材質	木材										紙		漆喰	畳	ビニル	石膏	織物	
建築資材	普通合板等	和棟・畳縁・襖	板材	木製ドア	木質系床材	紙張り障子	正角材	天然木化粧合板	床柱	正割材	ふすま紙	障子紙	壁紙系紙系	しつこい塗り	畳	ビニル床シート	石膏ボード	壁紙系織物
被害件数	9	6	6	5	4	2	2	1	1	1	6	2	1	11	9	3	1	1

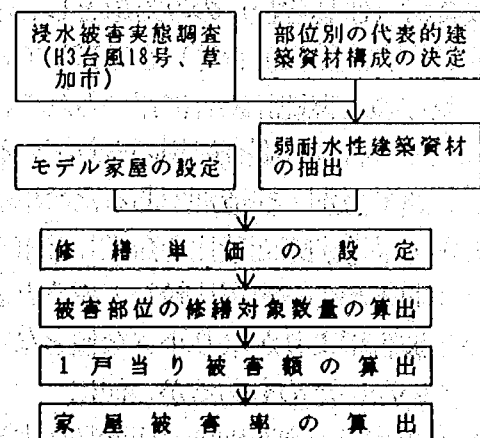


図1 家屋被害率算出フロー

- ①. 全国平均構造別延べ床面積²⁾ とほぼ一致するようにモデル家屋A～Dを設定(表2)した。
- ②. 建築士へのヒアリングより最近の家屋で使用されることの多い部位別の建築資材を調査した。
- ③. 各建築資材の耐水性を、草加市での浸水被害実態調査、文献調査及び製造メーカーへのヒアリング結果より決定した(表3)。
- ④. 修繕単価の算定方法は、建築士へのヒアリングにより決定した。修繕費は、被害資材の撤去費と新資材の設置費(新築単価)の合計と考えられ、また新資材の設置には、施工単位が小さいため通常の新築より手間が掛かる。よってこれらを考慮し新築単価の2倍を修繕単価の基本とした。
- ⑤. 部位別の修繕対象数量をモデル家屋の図面より算出し、これに修繕単価を乗じ積み上げることに
よりモデル家屋1戸当り被害額(円/件)を算出した。
- ⑥. 家屋の被害率は被害額を家屋資産額で除したもので表される。本研究では被害額を、被害箇所を原形復旧するのに要する費用(=修繕費)と定義したので、必然的に1戸当り家屋資産額は「当該家屋を再建築するのに要する費用」と定義づけられる。1戸当り家屋資産額は、延べ床面積1m²当り建築費に延べ床面積を乗じ算出した。延べ床面積1m²当り建築費は建築動態統計調査より決定した。

表2 調査モデル家屋の諸元

記号	構造	建て方	階数	延べ床面積 (m ² /戸)	出典
A	木造	一戸建て	1	106.1	①
B	"	一戸建て	2	131.1	②
C	鉄筋コンクリート	一戸建て	2	179.0	③
D	"	共同住宅	3	60.0	④

出典①:「木造住宅の断面設計」1985年7月 神山定雄編著 彰国社

②:「構造用教材」1985年4月(社)日本建築学会編

③:「建築図集 住宅Ⅰ 建築家の設計手法」1980年10月 新日本建築家協会編 彰国社

④:「建築図集 低層集合住宅Ⅱ 集合住宅による街づくり」1983年3月 新日本建築家協会編 彰国社

以上の結果より得られた、被害額、被害率を表4に示す。ここでは、修繕数量の考え方を、壁・ふす

まは一部でも浸水すれば当該面または建具は全部取り替えることとしたので、その結果、被害率は床上浸水深0m～1階天井高さ未満で一定の値となった。

ただし、本研究では、家屋本体の

表3 家屋の構造別・部位別の一般的な使用建築資材

部位	構造	木造家屋		鉄筋コンクリート造家屋	
		一般的な資材	被害率(%)	一般的な資材	被害率(%)
屋根		瓦(特に粘土瓦)	0	鉄筋コンクリート(陸屋根)	0
壁	外壁	セメントモルタル塗り	0	セメントモルタル塗り	0
		サイディング(木質系)	0		
床	内壁	ビニル系壁装材	100	ビニル系壁装材	100
	和室	畳	100	畳	100
	洋室・廊下等	木質系(フローリング)	100	木質系(フローリング)	100
	台所・洗面所等	ビニル床タイル	100	ビニル床タイル	100
		ビニル床シート	100	ビニル床シート	100
建具		紙張り障子	0	紙張り障子	0
		和ぶすま	100	和ぶすま	100

構成資材(建具含む)のみ対象とし、家屋設備(電気、水道、ガス)、仕上げユニット(厨房器具、風呂がま、洗面化粧台等)を考慮していない。

2) 現在の水害統計調査に用いられている被害率との比較

現在の水害統計調査に用いられている被害率は、地盤勾配別・浸水深別に設定されていて、本研究では、建て方別・構造別であるため単純に比較できない。そこで、建築動態統計調査等より現状の建て方別・構造別床面積比を類推し加重平均した値と、現在の水害統計調査に用いられている地盤勾配1/1,000未満の被害率比較してみると表5のようになる。本研究での結果は現在の水害統計に用いられている被害率よりかなり小さな値となった。これは先にも述べたように本研究では、家屋設備等を考慮していないためもあるが、他に

- ①木造家屋の構造別延べ床面積に占める割合が経年的に減少してきていること

②家屋の部位別建築資材の変化 (ex.壁: しっくい→ビニル系壁装材) したことが原因として考えられる。

4. 家財被害率の算出

図2のフローに従い被害率を算出した。

①. 全ての家財を対象に、所有数量、単価、被害率の基礎データを調査し積み上げることは不可能に近い。そこで主要家財を抽出し被害率の算出を行うこととする。現在用いられている被害率

の算出根拠となる品目は表6のとおりだが、これらは現代のライフスタイルを代表する家財とは言い難く見直しが必要と思われる。そこで高価でかつ基礎データが得られやすい家財を抽出し、調査対象品目とした(表6)。抽出には全国消費実態調査で主要耐久消費財として扱われている家財を参考にした。

②. 抽出した家財ごとの製品高さ別被害率を設定するために、水没の程度による被害の程度を製造元及び関係する社団法人へのアンケート、草加市での浸水被害実態調査により調べた。製造元等へのアンケートでは、家財が水没(下半分・全体)したときの被害の程度を「故障無し」「少々の修理が必要」「かなりの修理が必要」「買替え」に分類してもらい、商品価格に対する浸水による被害額の割合(被害率)をそれぞれ0,30,70,100%とした。被害率の設定にあたっては、製造元等へのアンケートの回答を尊重したが、草加市での実態調査で被害状況が明らかな家財についてはこちらの結果を重視した。

③. 家財の鉛直方向の分布状況を推定するため、松戸市・草加市・越谷市・横浜市(鶴見区)に住む500世帯(回収率35.4%)へのアンケートにより家財の設置高さ(床面から家財底面)、一階床面の高さを調査した(図3)。

④. 製品高さ別被害率を想定床上浸水深別被害率に換算するため想定床上浸水深別被害率と想定床上浸水深との関係を1次式で式(1)、(2)のように与えた。

表4 家屋被害率の算定

(単位: 千円/戸、円/m²)

家屋	構造	建て方	1戸当り被害額	延べ床面積1m ² 当り資産額	延べ床面積	1戸当り資産額	被害率
			A	B	C	D=B×C	E=A/D
A	木造	1戸1階	2,029	133	106.1	14111.3	0.144
B	"	1戸2階	1,188	133	131.1	17436.3	0.068
C	鉄筋コンクリート	1戸2階	1,069	230	179.0	41170	0.026
D	"	共同住宅	537	230	601.0	138230	0.004

注1: 床下浸水時の被害率は0

2: ここでの被害率は、床上浸水0cm~1F天井未満の値である。

3: Bは「建築統計年報 平成2年度計 平成3年度版 建設省建設経済局調査情報課」第2表より

表5 現在の被害率統計調査に用いられている被害率との比較

	床上浸水深		
	50cm未満	50~99cm	100cm以上
現在の被害率統計	0.053	0.072	0.117
本研究での結果	0.050		

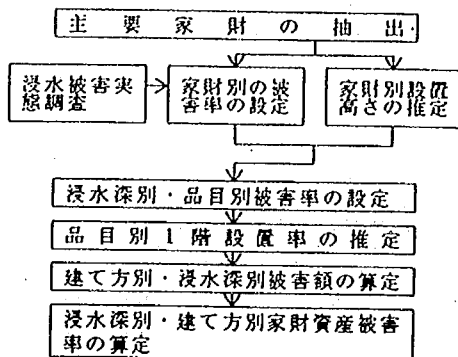


図2 家財被害率算出フロー

表6 主要家財の抽出

家事用耐久財	◎洗濯機 ◎電子レンジ ◎炊飯器 ◎ガス湯沸器 ◎冷蔵庫 ◎布類乾燥機 ◎衣類乾燥器 ◎掃除機 ×ミシン	室内装備品	×蚊帳	×男子一重着物 ×男子二重着物 ×女子一重着物 ×女子二重着物 ×男子羽織 ×女子羽織 ×和服コート ×背広 ×モーニング ×男子オーバー ×女子オーバー ×男子スワングコート ×スーツ ×ワンピース ×替ズボン
冷暖房用器具	◎扇風機 ◎冷暖房 ◎温風ヒーター ◎ストーブ ◎電気こたつ ◎電気カーペット			
一般家具	◎和だんす ◎洋服だんす ◎食器戸棚 ◎整理だんす ◎サイドボード ×鏡台 ×座机 ×座卓 ×食卓		教養娛樂	×ラジオ ×腕時計 ×カメラ ◎テレビ ◎ビデオデッキ ◎ステレオ ◎パーソナルコンピュータ ◎カメラ ◎ピアノ ◎オルガン ◎ビデオカメラ ◎ワープロプリンター
自動車等	◎自転車 ◎自動車 ◎バイク・スクーター			
寝具類	◎ベッド・ソファ・ベッド ×毛布 ×蒲団			

◎: 現在の被害率算定時の調査品目で、かつ本研究での調査品目

○: 本研究で追加した調査品目

×: 現在の被害率算定時の調査品目で、本研究での調査品目から削除した品目

$$r = 2r_h/h_2 \times (h-h_1) \quad \dots (1)$$
$$r = 2(r_t - r_h) / h_2 \times (h - h_1 - h_2 / 2) + r_h \dots (2)$$

⑥. 以上の調査結果から建て方別の浸水深と被害額、被害率の関係を式(3)、(4)により推定した(図4)。

$$D(h) = \sum_j n_j \cdot S_j \cdot P_j \cdot r_j(h) \quad \dots (3) \quad R(h) = Dv(h) / \sum_j n_j \cdot P_j \quad \dots (4)$$

2) 現在の水害統計で用いられている被害率との比較

本研究での算出結果と、現在の水害統計で用いられている被害率を図4で比較した。その結果、近年家庭で使用されている主要家財は、過去の代表的家財と比較し被害率が高いことが明らかになった。但し、実際の浸水時には、家財の浸水被害を軽減させるために、移動させていたが、今回算出した被害率は、その様な行動が取られない場合の被害率である。また、今回調査の対象外となった品目は被服及び履き物、寝具類、印刷物、家事用雑貨等であり、今回調査の対象とした37品目の被害率を、そのまま全家財を代表する被害率とする事は難しいが、調査対象外品目の被害率は、37品目被害率以上となることが予想される。

5. まとめ

今回、モデル家屋、家財の鉛直方向の分布等を設定し現代の生活様式を反映させた被害率の試算を行った結果、現在用いられている被害率と差が生じていることが明らかになった。今後、基礎データを充実させることで、より精度を向上させるとともに、浸水被害地区で実被害額の調査を行い、検証する必要がある。また他の水害被害項目についても見直しの必要があると思われる。

参考文献

- 1) 家屋・家財の浸水被害について 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集 第2部
2) 建築統計年報 平成三年度版 建設省建設経済局調査情報課

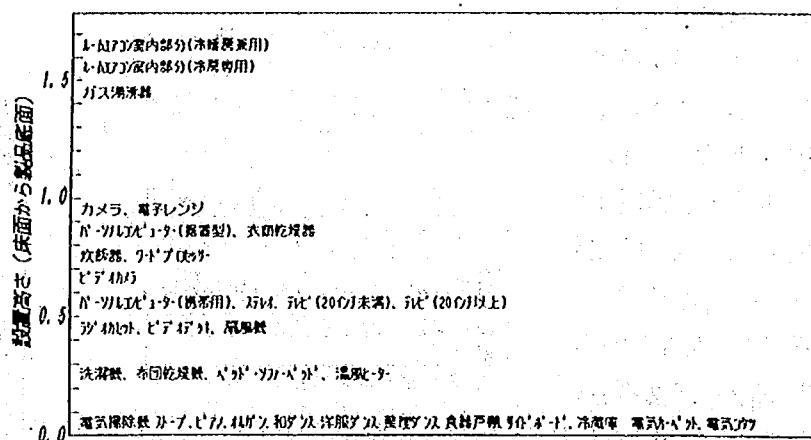


図3 室内における主要家財の鉛直分布 (アンケート調査より)

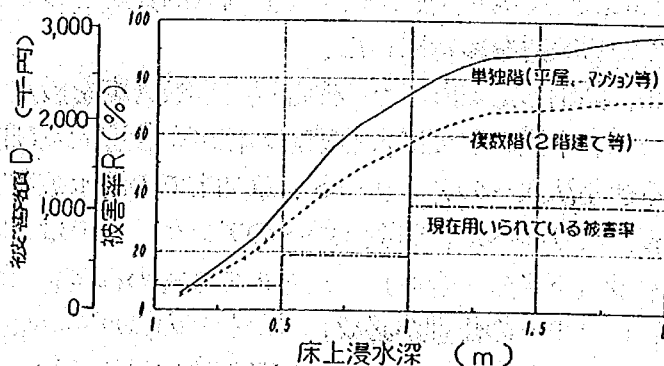


図4 建て方別・浸水深別家財被害率(額)

福島県北部～宮城県南部における広範囲の海浜地形変化

河川部海岸研究室 野口賢二

1. まえがき

全国各地で進んでいる海岸侵食は、多くの場合いくつかの原因が複雑に絡み合った複合的要因によって発生している。そして、既存の海岸管理システムの構造的問題(宇多, 1992)が存在するためにかろうじて災害の激化を防ぐ対症療法が施されている状況である。しかし、問題の根本的解決を図らねば我が国の砂浜海岸は急速な勢いで消失し、人工海岸化が進むに違いない。

本研究は、福島県北部～宮城県南部の沿岸を取り上げてこうした問題について考察する。すでに仙台湾南部での激しい侵食について報告されており(宇多ほか, 1990)、その時点では漂砂源を南に求めれば養浜等に必要な土砂の確保が可能と考えられていた。しかし、本研究では南下してももはや漂砂源の確保は難しく、ほとんどの場所で侵食が目立ち、そしてそれらが構造的要因により発生しているため、時間経過とともに状況は悪化しつつあることを明らかにする。

2. 調査区域の概要

調査区域は、福島県北部の真野川漁港付近より、松川浦を経て宮城県南部の磯浜漁港に至る延長約28kmの海岸線である(図-1参照)。この区間には、崖海岸と砂浜海岸が交互に存在しており、主な崖海岸は南から蒲庭海岸、古磯部海岸、上ノ台海岸、鶴の尾岬、大戸浜海岸である。これらの崖海岸は、未固結の地層からなるため、波の作用により波食が進んでいる。一連の海岸段丘が上ノ台で途切れると、ここより鶴の尾岬まで砂嘴が発達し、松川浦を形成している。松川浦漁港北側に隣接する相馬港の北防波堤の汀線からの長さは約2kmに及び、先端水深は11mに達する。相馬港より北側では、海岸段丘は低くなり海岸の形態も崖と砂浜が混在するようになる。そして、この砂浜は次第に砂浜幅を増しつつ仙台湾沿岸の砂丘へと続く。

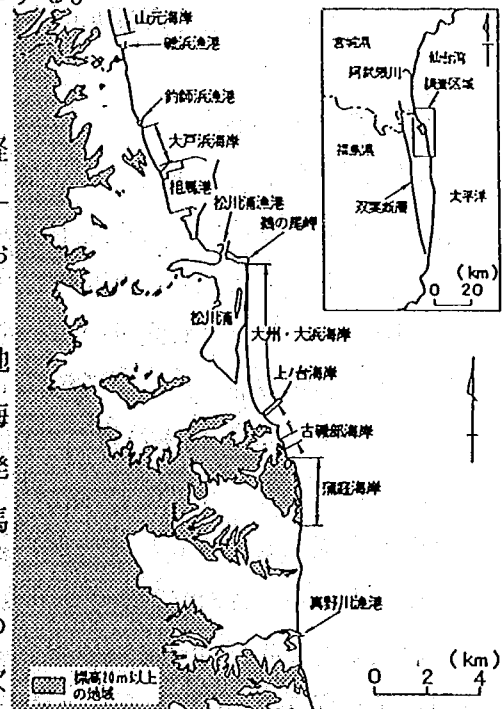


図-1 調査対象区域(福島県北部～宮城県南部)

相馬港沖の波向は、北向きの沿岸漂砂を発生させるような東方向からの波が卓越している。

3. 広域における汀線変化

海岸の侵食・堆積傾向を知るには、ある程度広域における汀線の経年変化を調査することが必要である。汀線測量を定期的かつ広域に実施することは難しいので、一般的には空中写真より読み取る。また、空中写真を用いることは、一度に広域の調査が安価にできるだけでなく、海岸構造物の設置状況等の情報が得られる点でも有利である。

本研究では、国土地理院撮影の1968年、1971年、1975年、1988年の空中写真より、汀線および崖線

を読み取り、1968年を基準として変化量を算出した(図-2)。崖の部分に区別するために、目盛り軸を太くしてある。図-2によると、各年ともほぼ全域で汀線が後退している。一方、堆積している部分は主として漁港周辺であり、さらに漁港の南側(図中右側)であることが分かる。これは海浜変形を調べる場合に最も重要な沿岸漂砂の卓越方向について解答を与えている。つまり、この沿岸では北向きの漂砂が卓越しており、これが漁港の防波堤により阻止され漁港南側に堆積したことを示している。ところで、釣師浜漁港において1988年に漁港の北側に大量の堆積が生じている。これは、防波堤背後の波の遮蔽域で生じる循環流で漂砂の向きが逆転する現象が相馬港の防波堤の延長により、起こったためである。以上より、この沿岸の漂砂の卓越方向は北向きであると分かる。

4. 沿岸漂砂量の推定

(1) 松川浦漁港周辺(深浅図からの推定)

松川浦漁港周辺の汀線変化を図-3に示す。松川浦漁港では、東防波堤によって鵜の尾岬より回り込んだ沿岸漂砂が阻止され大量の土砂堆積が生じている。防波堤の東側の隅角部では1968年～1987年で約260mも汀線が前進した。さらに、1991年2月の深浅図を図-4に示す。他の年の深浅図と比較したところ、防波堤の延長とともに水深8mまでの等深線が急激に前進したこと、顕著な地形変化の生じる限界水深が約9mにあることが見出せた。図-4 松川浦漁港の深浅図(1991年2月)

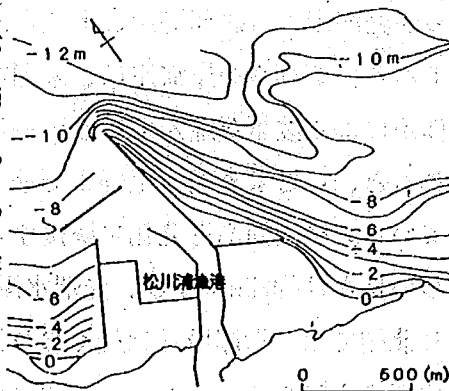


図-4 松川浦漁港の深浅図(1991年2月)

図-3 松川浦漁港周辺の汀線変化

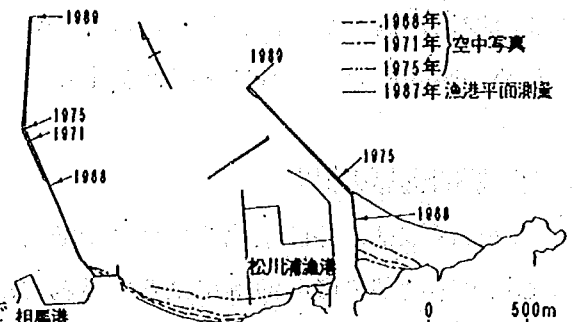


図-2 空中写真の比較による汀線変化(1968年基準)

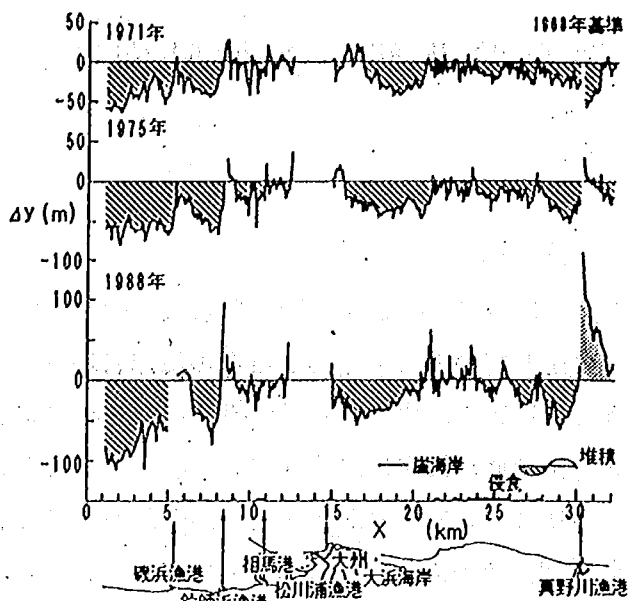
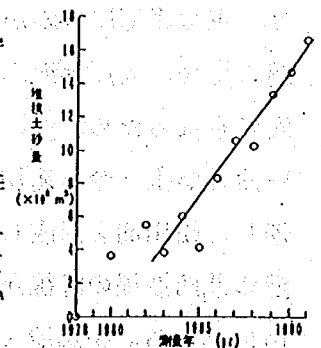


図-5 松川浦漁港南側の堆積土砂量の経年変化



松川浦漁港の深浅測量の結果より1978年を基準として堆積土砂量を求めると図-5となる。防波堤の先端を沿岸漂砂がう回することも考えられるから沿岸漂砂の全量が阻止されていた訳ではないが、防波堤長が600mと十分長くなった1984年以降で土砂変化量を求め、沿岸漂砂量に換算すると、 $1.7 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となる。

(2) 真野川漁港周辺(汀線変化からの推定)

図-6に平均汀線方向にx軸を、これと直交して沖向きにy軸を設定し、さらに汀線変化を見易くするために縦横比を1/10に歪めて示す。1968年時点では漁港の南北の汀線はほぼ連続的であったが、その後南北の汀線間のギャップが経年的に大きくなっていった。1988年までに、汀線の後退域は漁港よ

り北約2.5kmに、逆に堆積域は漁港の南2.5kmに及んでいる。

図-6より堆積域の面積は、1975年～1988年で $1.4 \times 10^6 \text{ m}^2$ であつて、その増加割合は $1.1 \times 10^4 \text{ m}^2/\text{yr}$ である。侵食域については、侵食が進むと汀線が護岸の位置に達しそれ以上後退が進まない場合や、消波工が設置され見かけ上汀線が前進してしまう場合があるのでここでは計算はあえて行わない。

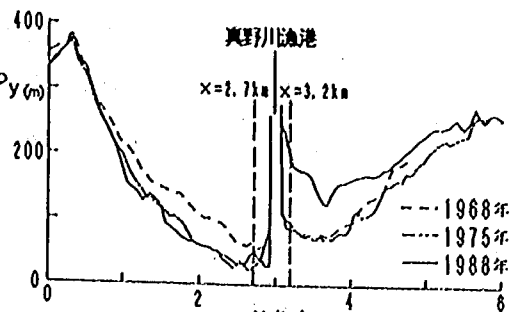


図-6 真野川漁港周辺の汀線変化

ここで、前浜面積の増加割合から沿岸漂砂量を推算するために移動高という考え方を導入する。移動高とは、汀線変化量から断面積変化量に換算する際の値で次のように定義される。沿岸漂砂によって生じた地形変化では、沖側と陸側の変化の限界を越える範囲で断面形は重なるので、断面変化は閉じた形状となる。この変化断面積(ΔA)を汀線変化量(Δy)を底辺長とした等価な長方形断面に置き換える。この長方形の高さを移動高と呼び h_m

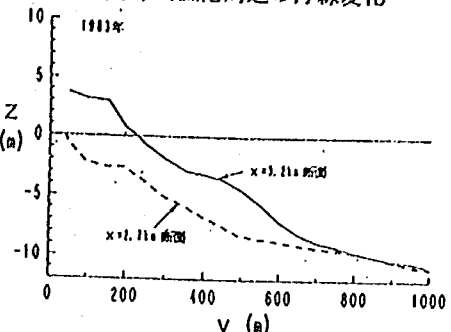


図-7 侵食断面と堆積断面の重ね合わせ (1983年)

$= \Delta A / \Delta y$ で算出される。本研究では、沿岸漂砂の阻止以前には汀線は直線的に延びていたので沿岸方向に同一断面を有していたと仮定し、堆積・侵食域の断面の重ね合わせより移動高を求める。漁港南側の堆積域より $x = 3.2 \text{ km}$ 断面を、北側の侵食域より $x = 2.7 \text{ km}$ 断面を選んで重ね合わせ図を作った。1983年における2断面を重ねて表示すると図-7となる。2つの断面は-9m以深において重なりを示す。この図は侵食・堆積断面の変化を示したものであるが、断面積変化量と汀線変化量の間に線形関係を仮定して相関関係を調べるので、侵食・堆積断面の差より断面積変化量と汀線変化量を用いても移動高を算出できる。断面積変化量(ΔA)と汀線変化量(Δy)を求めると、1983年では $\Delta A = 2140 \text{ m}^2$ 、 $\Delta y = 190 \text{ m}$ となり移動高は $h_m = 11 \text{ m}$ となる。また、1991年についても同様にして $\Delta A = 2560 \text{ m}^2$ 、 $\Delta y = 230 \text{ m}$ で、 $h_m = 11 \text{ m}$ と求められる。以上より、当海岸における漂砂の移動高は $h_m = 11 \text{ m}$ となる。なお、断面積は、陸上部では2.5m、海底は-10mまでについて求めた。得られた移動高を堆積面積の増加割合に乘じ、真野川漁港によって漂砂が完全に阻止されているとすれば、沿岸漂砂量は $1.2 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ となる。この沿岸漂砂量は、前節で述べた松川浦漁港での沿岸漂砂量 $1.7 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ とかなり近い値である。このことから、本研究の調査区域での沿岸漂砂量は $(1.2 \sim 1.7) \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ 程度と言える。

5. 崖海岸の侵食

福島県沿岸の崖海岸は同性質の一連のもので、未固結の砂岩・泥岩からなり波食を受け易い。崖侵食は、不可逆・非回復な変化であり、これは保全上重要である。福島県沿岸の崖海岸については、本調査範囲より南の大甕海岸、大熊海岸、夕筋海岸で研究されている(堀川・砂村, 1967など)。これらの研究より、この付近の海食崖の後退速度は、 $0.3 \sim 0.7 \text{ m/yr}$ と考えられる。本研究で対象とした区域に影響する崖海岸は延長14kmとなるので、簡単に平均標高を20mとすると $0.8 \sim 2.0 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ の崩壊が生じ、一部が沿岸漂砂に寄与している。崖侵食は、基部の洗掘→崩落→崖錐の形成→波による崖錐の摩耗・運搬のサイクルで起こる。このため短期間の後退量は年や位置でばらつきが大きい、

長期間では平均的になる。これは、調査の目的によって時間スケールの取扱に注意する必要がある。また、沿岸漂砂量が減少すれば崖前面の前浜の減少と海底面の低下により洗掘され易くなり海食崖の後退速度は大きくなる。このために、崖前面に消波工を設置せざるを得なくなる。

6. 考察

福島県北部～宮城県南部の海岸では侵食が急速に進んできており、状況は日増しに悪化しつつある。侵食原因は港湾および漁港の防波堤による沿岸漂砂の阻止、海食崖や河川からの海岸への供給土砂量の減少である。このため侵食区域の広がりとともに、消波工で覆われた海岸線が延々と続くようになった。しかし、原因となった構造物や供給量の減少はその必要性によって出来たものであり、それらを取り除くことは不可能である。過去に福島県北部側で供給され県境を通過して宮城県の仙台湾内の砂浜を維持してきた漂砂の流れ(漂砂系)は現在分断されている。そこで、漂砂の阻止によって侵食が生じている場合の対策として人工的に漂砂系を補うサンドバイパスがある。しかし、サンドバイパスを実施しても逆効果となると考えられる。それは、サンドバイパスのために土砂を採取した海岸でもすでに漂砂量は不足しているために隣接海岸が激しい侵食に見舞われてしまうからである。

このように漂砂系の分断、漂砂源の枯渇が起こっている以上、過去にあった広い砂浜の復元は不可能に近くで、このまま放置すると消波工で覆われた海岸線が延びるのみとなる。これを防止する策としては、海岸にヘッドランド(人工岬)を造り、漂砂の流れを止め、海岸線の向きを安定な方向に変え、その後に養浜を行うことである。なによりも重要なことは、早期に対策を施さず問題を放置しておけば、侵食区域は広がり、対策に莫大な費用がかかることである。

7. 結論

①福島県北部より仙台湾へと続く漂砂系は、海食崖や河川からの供給土砂量の減少や防波堤での漂砂の連続性の分断により、維持されなくなった。

②この沿岸の沿岸漂砂量は、 $1.2 \sim 1.7 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{yr}$ と求められた。また、波による地形変化の限界水深は、9～10mにあった。

③この沿岸での侵食対策として、サンドバイパスを行う方法はほとんど実現不可能となってしまっている。今後は、ヘッドランド等を用いて、沿岸の地域ごとに海浜を安定化させる方法以外解決法はないと考える。

参考文献

- 宇多高明・小俣 篤・峯松麻成(1990)：仙台湾沿岸における砂浜消失の危機、海岸工学論文集、第37巻、pp. 479-483.
- 宇多高明(1992)：流砂の連続性の破綻と海岸侵食、エコ・シビルエンジニアリング読本、土木学会誌別冊増刊、vol. 77-9, pp. 84-86.
- 堀川清司・砂村継夫(1967)：航空写真による海蝕崖の後退に関する研究、第14回海岸工学講演会講演集、pp. 315-324.

災害情報収集システムの開発

積算技術研究センター システム課 野口 正

1. まえがき

土木研究所では、昭和62年度より総合技術開発プロジェクト「災害情報システムの開発」の一環として「復旧計画作成支援システムの開発」を取り上げ、地震防災、水害、土砂災害等各種の災害が発生した場合に、その災害に関する情報を的確かつ迅速に収集し、処理、伝達するとともに、円滑な復旧を支援するための諸技術の開発を行ってきた。

災害発生時に現場の状況を把握するための情報の収集方法としては、ヘリコプタからの情報収集技術をはじめ様々な方法が検討されている。ヘリコプタによる空からの情報収集は、災害状況を迅速にかつ広域的に把握する方法として有効なものであるが、一方で地上でのセンサによる収集と現地の巡視員による地域的で詳細な状況把握も、適切な復旧計画立案のために不可欠の要素である。すなわち、これらの情報の連携や相互補完により災害情報の質と量のレベルアップを図ることによって、災害時の迅速かつ適切な対応が可能となる。また、災害時には各種情報が錯綜することが多いため、現場の状況をより早くより正確に把握・伝達するための技術の開発が望まれる。

そこで、システム課では巡視員が現場で得た災害関連情報を文字・数値及び写真の形でパトロールカーから工事事務所等に無線伝送し、それらをリアルタイムで表示したり、コンピューターに記憶させておいて随時取り出すことにより、的確な判断を役立たせることのできる災害情報地上検知システムの開発を行った。本稿ではこのシステムの概要について報告したい。

2. 調査方法

開発調査に際しては、まず、運用中のシステムの現状調査、情報の収集・伝達等の実態及びニーズの調査を行い、災害時の情報収集の課題を把握するとともに、ニーズ等を踏まえて災害情報地上検知システムの全体構成について整理した。また、現場の巡視業務に適用する機器の機能項目等を抽出して、機能・機器仕様をとりまとめた。具体的な機器の開発にあたっては、(財)建設電気技術協会との共同研究を通じて行い、関東地方建設局荒川上流工事事務所、相武国道工事事務所における試験的な導入を通じたシステム評価を行い、これらの結果からシステムの段階的な整備方法についての検討を行った。

3. 調査結果

3.1 災害情報収集の現状と課題

災害情報地上検知システムの開発にあたって参考となる運用中の道路交通情報提供システム、東京ガス(株)のガス供給管理システム、土石流発生監視システム、河川情報システムについて現状調査を行った結果、災害時の困難な状況下でも、①情報の収集 ②情報の整理 ③情報の加工(処理) ④情報の提供を円滑に行える支援システムを確立しておくことが必要であると判断された。

災害発生時における地上での情報の収集方法としては、「人による収集」と「センサによる収集」

がある。「人による収集」は、人間の判断により最適な場所で柔軟に情報の収集に対応できるが、収集に手間、コストがかかる。「センサによる収集」では、コストはあまりかからずに過酷な条件下でも定量的な情報を迅速に収集することができる反面、設置される場所が固定されているため柔軟な対応ができない、被災によって機器が破壊された場合には機能しない等の欠点も有している。

一方で「人による収集」については、「日本海中部地震」、「長崎水害」、「千葉東方沖地震」を事例として、災害時の情報の収集、伝達、保管、検索等の実態調査を行った結果から、①情報収集手段・方法にバラツキがある ②情報の迅速性、正確性がない ③電話連絡はミスが出やすい等の問題点が指摘されている。すなわち、現場の巡視員等が必要最小限の情報項目を見落とすことなく収集・収録し、迅速かつ正確に伝達できるシステムの開発・整備が求められている。地上検知システムの開発は、まさにこうした課題に応えることを目的としたものである。

3.2 システムの概要と機能

(1) システムの概要

調査結果に基づいた災害情報地上検知システムの概念の基本的考え方を以下に示す。

①地上での情報の収集方法として、センサによる収集と人による収集があり、両者の活用を図る。

②現場で収集された情報は伝送路を介して事務所・出張所に集約する。

③人による収集方法の効率化と事務所・出張所での情報の保管・検索方法の迅速化を図る。

災害情報地上検知システムの概要は図-1に示すように災害現場の状況を文字・数値情報として収集する電子野帳、画像情報として収集する電子スチルカメラ、収集した情報を電気信号として伝達する伝送装置及び事務所・出張所の処理装置から構成されている。伝送路としては、移動多重無線、N T T回線及び現在関東地方建設局等で導入を計画している建設省移動通信システム(K-COSMOS)を活用することとしている。これは、移動局(パトロールカー)と中継局あるいは事務所間の無

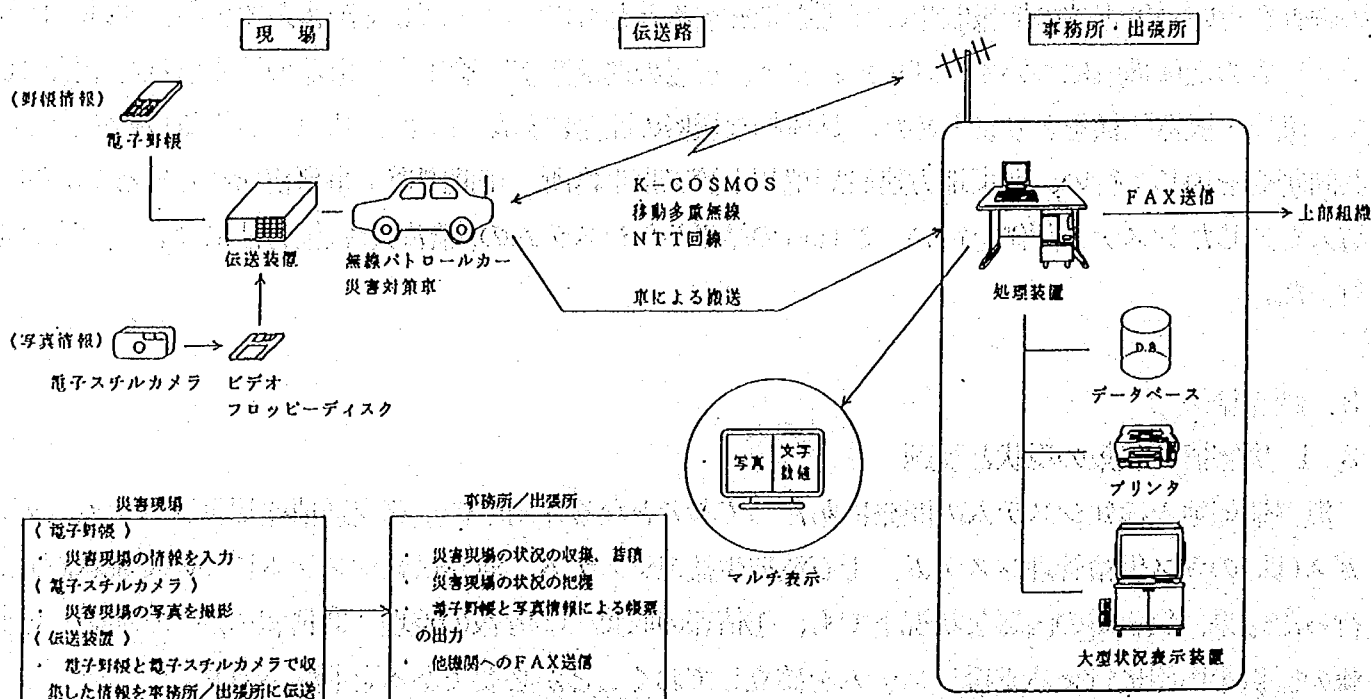


図-1 災害情報地上検知システムの概要図

線回線の選定にマルチアクセス (MCA) 方式を採用し、建設省専用マイクロ回線 (多重無線通信回線網) と統合的に運用することにより、事務所と移動局間及び移動局相互間を自動的にダイヤル接続するシステムである。

また、事務所・出張所の処理装置は情報を蓄積し、検索、表示、印刷するための機器から構成されている。

(2) 電子野帳の機能

野帳は、外業において得られた結果を現場で記入するための、一定の様式を備えたノートである。この意味からすれば、電子野帳は、まさに野帳を電子化したものであり、現地における種々の条件下で実用に耐えうるものでなければならない。このためには、①コンパクトであること ②操作が簡単であること ③屋外、車内で使用できること ④夜間の使用が可能であること、などの機能が必要とされる。

電子野帳では、タッチパネルとキーボードを利用して情報を入力する。タッチパネル部の入力項目は、施設区分、点検対象区分、点検内容、被害内容等の区分から構成され、画面に表示されるガイダンスに従って選択入力できる。キーボード部は、距離標、長さ等の数値情報を入力するためのものであり、入力された情報は電子野帳のメモリーと IC メモリカードに記憶される。河川系工事事務所での平常時の巡視業務における入力項目の一例を図-2 に、電子野帳の外観を写真-1 に示す。

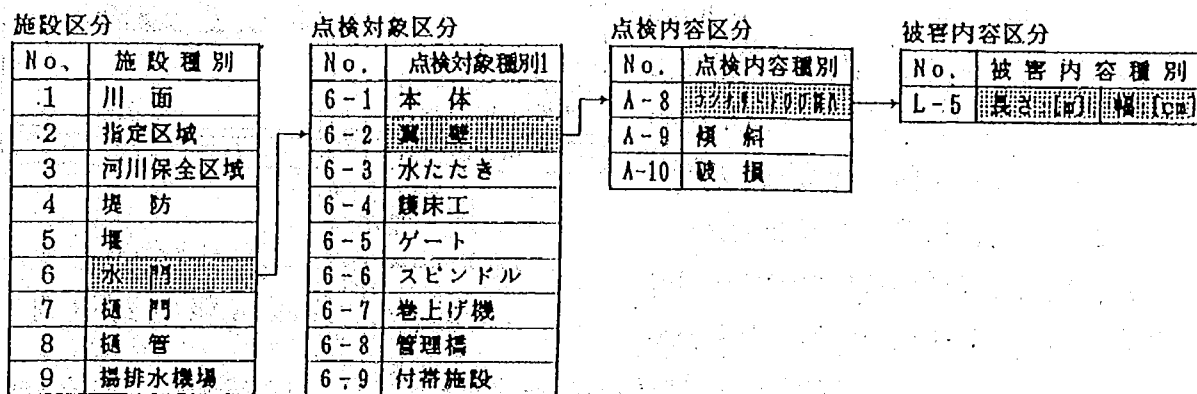


図-2 河川系の現地巡視における入力項目 (水門の例)

(3) 処理装置の機能

電子野帳や電子スチルカメラで収集し伝送された情報は、事務所・出張所の処理装置に蓄積される。蓄積されたこれらの情報は巡視業務の日報、週報、月報やその他報告書の作成に役立つとともに、また災害時には収集された情報を状況情報として状況判断に利用することができる。また、収集した情報を履歴情報として平常時に活用することによって、防災点検業務等に役立てることも効果的である。

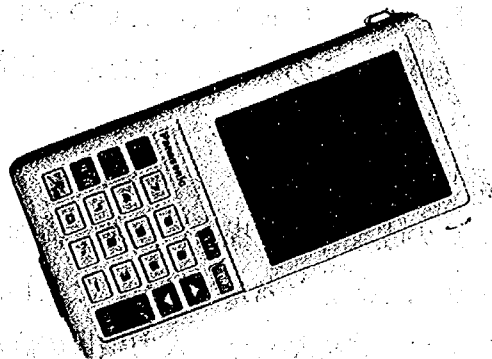


写真-1 電子野帳

これらを実現するために、処理装置に求められる機能としては、①電子野帳・電子スチルカメラの文字数値・画像情報を自動受信し、蓄積する機能 ②複数箇所からの伝送情報を同時に受信し、円滑

に処理する機能 ③文字・数値情報と画像情報を同時に検索・表示する機能等があげられる。

図-3に河川系工事事務所の管内図表示例を示す。図-4は現場情報を表示した例であり、画面左側の電子野帳の文字・数値情報と右側の電子スチルカメラの画像情報が表示される。

3.3 工事事務所における段階的整備

システムを導入する場合、新しい技術の開発とその熟度や、他のシステムの開発などを待たなければならないことがある。特に大規模なシステムを整備するにあたっては、すべてを一時期に整備するのではなく、システム導入による効果を考慮して段階的に整備していくことが得策である。

河川系工事事務所におけるシステム導入による効果は、災害時及び平常時の現場情報の収集と連絡業務に対して最も高く、次いで平常時における巡視計画書作成機能、日誌作成機能等の巡視業務の効率化による業務改善効果が大きいことがわかった。一方、道路系工事事務所の業務においては、災害時及び平常時の緊急な現場情報の収集と連絡に効果を発揮することにもわかった。

このようなことから、具体的な段階的整備の第一段階としては、①電子野帳、電子スチルカメラを使って現場の情報を収集し、現場または出張所から工事事務所に伝送する ②事務所では、送られた情報を受信しCRT画面上でのマルチ表示、カラー印刷を行うとともに、FAX伝送を行う等の機能を実現し、その後、必要に応じて機能の高度化を図っていくことが望ましいことがわかった。

4. まとめ

総プロの成果として提案した地上検知システムは、災害時及び平常時の情報収集に有効に活用できるシステムであると考えている。ただし、実際に現場に実用システムとして導入するに際しては、個別の現場ニーズをふまえ、入力項目の詳細検討及び業務処理プログラムの作成等が必要である。本システムが、近い将来現場業務のシステム化に大いに貢献することを期待したい。

最後に、本システムの開発にあたり多大なご教示及びご協力をいただいた関係各位に厚く感謝の意を表します。

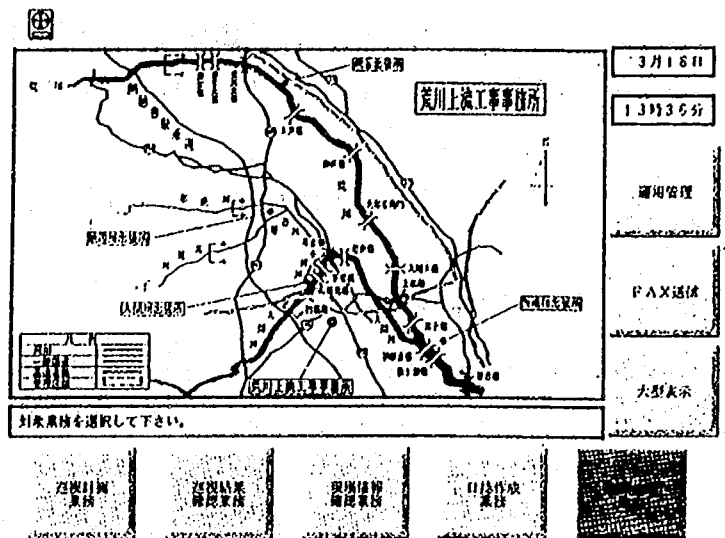


図-3 河川系工事事務所の管内図表示例

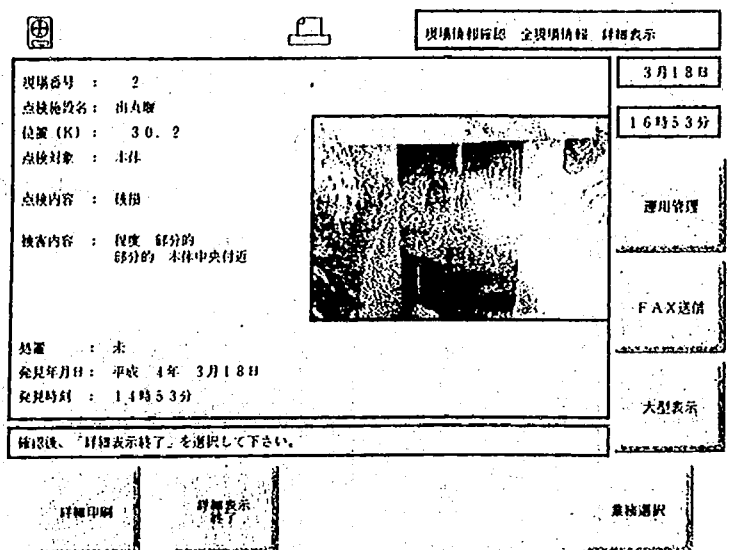


図-4 現場情報の表示例

第31回 土木研究所研究発表会 I S S N 0386-5878
論文集 土木研究所資料第3147号
平成4年12月(1992)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨 本資料は、「第31回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会



郵便はがき

3 0 5 - □ □

41円切手
をはって
下さい。

建設省土木研究所

企画部企画課 御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料 第3147号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名

印

土木研究所資料第3147号

