

マイクロフィルム資料

I S S N 0386 - 5878

土木研究所資料第3676号

第 38 回

土木研究所研究発表会

論 文 集

平成11年12月9日～10日

建設省土木研究所

Copyright ©(1999) by P.W.R.I

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

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

第 3 8 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38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・研究を紹介するため、土木研究所において年1回開催している。

キーワード：防災意識、魚道、低騒音舗装、根系制御、地下河川、下水道整備、割裂試験、グラウチング、リモートセンシング、地下水検層、AHS、道路トンネル、設計合理化、繊維混合土、振動特性、強風特性、PMツール、断層モデル、動的遠心実験、雪氷路面、自然共生、耐震設計基準

目 次

○研究発表

1. 根系切断による街路樹の成長抑制試験	緑化生態研究室	石曾根敦子.....	1
2. 擁壁構造物の設計合理化に関する調査	施 工 研 究 室	橋 本 聖.....	5
3. 公共事業執行プロセスの分析	建設マネジメント研究室	安 原 達.....	9
4. 走行支援パイロットシステムに関する研究	高齢者交通システム研究室	小 林 隆明.....	13
5. トンネル進入時の走行性に関する一考察	トンネル研究室	真 弓 英大.....	17
6. 雪氷路面の現地観測と路面状態予測モデルに関する研究 ...	新 潟 試 験 所	荒 川 智之.....	21
7. 橋台の小型模型振動台実験	基 礎 研 究 室	秋 田 直樹.....	25
8. 強風特性に及ぼす地形の影響	構 造 研 究 室	大 儀 健一.....	29
9. 断層モデルを用いた地震動推定手法に関する検討	振 動 研 究 室	中 尾 吉宏.....	33
10. 単純斜面の地震時流動に関する動的遠心模型実験	動 土 質 研 究 室	齋 藤 由紀子.....	37
11. 空隙率別排水性舗装の騒音低減効果と吸音特性	交通環境研究室	青 木 理恵.....	41
12. 割裂試験によるコンクリートの 動的引張強度特性に関する検討	ダム構造研究室	金 子 裕司.....	45
13. 短繊維混合補強土工法の特徴及び適用事例	土 質 研 究 室	小 畑 敏子.....	49
14. 注入形態に着目した弾性波トモグラフィーによる グラウチング効果の判定	フィルダム研究室	山 本 重樹.....	53
15. 流域土砂環境モニタリングへの リモートセンシングデータの適用について	砂 防 研 究 室	福 嶋 彩.....	57
16. 溶存酸素をトレーサーとした地下水流動層調査	地すべり研究室	柳 原 幸希.....	61
17. 災害事例に見る情報空間のあり方	国際研究協力推進室	大 場 律子.....	65
18. ウグイの遊泳行動と魚道のプール規模に関する研究	河川環境研究室	林 田 寿文.....	69
19. 首都圏外郭放水路第3立坑流入実験	都市河川研究室	岡 部 勉.....	73
20. 下水道の整備効果について	下 水 道 研 究 室	吉 田 敏章.....	77

○重点研究プロジェクト

1. 耐震設計の体系化に関する研究	構 造 橋 梁 部 長 地 質 研 究 室 長 振 動 研 究 室 長 防 災 技 術 課 長	岡 原 美 知 夫 脇 坂 安 彦 田 村 敬 一 杉 田 秀 樹	81
2. 河川・湖沼の整備及び管理における自然との 共生技術の開発	生態保全技術研究官 砂 防 研 究 室 長 河 川 環 境 研 究 室 長 河 川 研 究 室 長	佐 合 純 造 南 哲 行 島 谷 幸 宏 藤 田 光 一	84

根系切断による街路樹の成長抑制試験

環境部緑化生態研究室

石曾根 敦子

1. はじめに

植樹帯や歩道の幅員によって大きさの限られる生育空間に対して、大きくなりすぎた街路樹がある。このような大型化した街路樹は、建築限界の侵犯、電線および交通標識との競合などの問題を生じさせている。

大型街路樹の引き起こす問題には、現在のところ剪定により対処される場合が多いが、大型街路樹を剪定する場合、高所作業車を用いることが多くなり、通行の確保のため、十分な作業時間や作業スペースを確保できないことから、①安全面での支障、②作業効率の低下、③費用の増加、などの問題点があげられている。

植栽当初より、適切な頻度で剪定を行い、成長を抑制することが望ましいが、管理費用の問題もあり、十分な剪定が行われない結果、街路樹が大型化しているのが現状である。

そこで、もし剪定に替わる経済的な成長抑制方法があれば、有効な現状打開策となりうると考えられる。剪定以外の樹木の成長抑制方法のひとつとして、根系の切断があげられる。一般に樹冠の広がり、根系の広がりと言われており、根系を切断などの方法で小さくすることによって、樹冠の成長が抑制されるならば、街路樹の大型化を防ぐことができると考えられる。

ここでは、根系切断による樹冠成長の抑制の有無を確認することを目的として、根系切断を行った植栽試験について報告する。

2. 試験方法

試験樹種は、街路樹として使用頻度が高く、樹冠の過大成長が問題とされることが多い樹種を選定することとし、イチョウ、ケヤキ、プラタナスの落葉樹3種と、クスノキ、マテバシイ、シラカシの常緑樹3種を選定した。試験場所は、実際の街路樹で根系切断および追跡調査を行うことは困難であるため、表-1に示す造園会社の圃場とした。

表-1 試験樹木と試験場所

樹種	常緑・落葉	本数	試験場所
イチョウ	落葉樹	9本	茨城県内
ケヤキ	落葉樹	9本	茨城県内
プラタナス	落葉樹	9本	茨城県内
クスノキ	常緑樹	9本	千葉県内
マテバシイ	常緑樹	9本	千葉県内
シラカシ	常緑樹	9本	千葉県内

試験樹木の形状寸法は、樹高5～7m、枝張り1～1.5m程度としたが、クスノキのみ樹高3m程度、枝張り0.5m程度となった。

試験区としては、根切り位置の違いによる2段階の根切り区と、根切りを行わない対照区を設定した。根系切断は、樹幹を中心とする正形状で、深さ0.4mまでの4側面において行い、強度の切断として、正方形の1辺を1.0m（クスノキのみ0.5m）とした根切り区1、弱度の切断として、正方形の1辺を1.5m（クスノキのみ1.0m）とした根切り区2を設定した（図-1、表-2）。各試験区の樹木本数は3本とした。

試験は、96年2月に試験開始当初の形状寸法（樹高、幹周、枝張り）を測定した後、同年5月に第1回目の根系切断を行った。以降、毎年冬季に根系切断と形状寸法の測定を行い、99年2月まで4回実施し、3年間の根系切断の有無と切断強度による成長の違いを比較した。

また、99年2月には、試験樹種のうち、イチョウ、プラタナスの全ての試験木において、東側と南側の2断面の根系発生本数および根系直径を測定した。対照区では、根切り区1、2と同様の位置で根系切断を行ってから、根系発生本数および根系直径の測定を行った。

3. 試験結果

表一3に各試験区の平均成長率と対照区に対する有意差の検定結果を示す。根系切断による成長抑制の有無もしくは抑制の現れ方は、樹種、根切り強度、形状寸法ごとに異なっていたので、樹種ごとの抑制特性を示す。

イチョウでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、根切り強度に係わらず樹高、幹周で抑制が示され、そのうち根切り区2の幹周以外では、対照区との有意差が確認された。また、枝張りでは、根切り強度に係わらず成長促進が示された。3年目では、根切り強度に係わらず幹周、枝張りで抑制が示され、根切り区2の幹周以外では、対照区との有意差が確認された。また、根切り区2の樹高では促進が示された。

ケヤキでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、根切り強度に係わらず樹高、枝張りで抑制が示されたが、幹周では、逆に促進が示された。このうち、両根切り区の樹高では、対照区との有意差が確認された。2年目では、根切り区1のすべての形状寸法で抑制が示され、3年目では、両根切り区の幹周、根切り区2の樹高では抑制が示された。また、両根切り区の枝張りで促進が示された。

プラタナスでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、すべての形状寸法で、根切り強度に係わらず抑制が示されたが、根切り区1の樹高のみ対照区との有意差が確認された。3年目では、根切り強度に係わらず枝張りで抑制が示されたが、樹高、幹周の促進が示された。また、対照区との有意差はなかった。

クスノキでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、すべての形状寸法で根切り強度に係わらず抑制が示されたが、対照区との有意差はなかった。2年目では、枝張りの根切り区1以外で抑制が示され、幹周の両根切り区のみで対照区との有意差が確認された。3年目では、促進が見られる形状もあった。

表一2 根系切断位置と本数

試験区	根系切断位置		本数
根切り1	幅1.0m(クスノキ0.5m)	深さ	各3本
根切り2	幅1.0m(クスノキ1.0m)	0.4m	各3本
対照区	切断なし		各3本

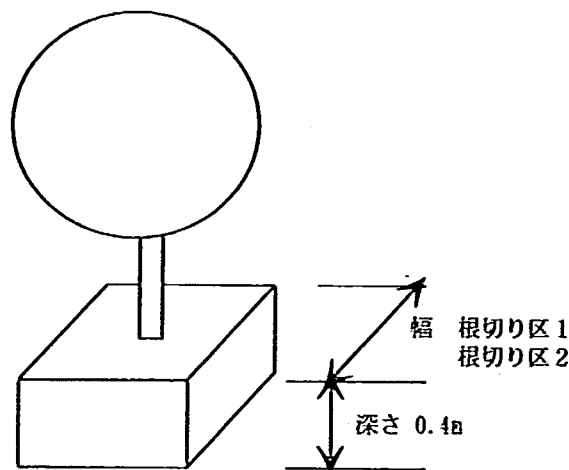


図1 根切り形状

シラカシでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、根切り区2の枝張り以外で抑制が示され、2年目では、根切り区2のすべての形状寸法で抑制が示された。また、3年目では、根切り区1の樹高、根切り区2の幹周、枝張りで抑制が示された。しかしながら、すべての形状寸法の成長率で、対照区との有意差はなかった。

マテバシイでは、対照区の平均成長率と比べて、1年目では、根切り区1の枝張り以外で抑制が示され、そのうち、幹周の両根切り区で対照区との有意差が確認された。2年目では、幹周、枝張りの両根切り区で抑制が示されたが、3年目では、樹高、枝張りの根切り区2以外で促進が示された。

表-3 各試験区の平均成長率と対照区に対する有意差の検定結果

種名	処理	根系切断1年目						根系切断2年目						根系切断3年目					
		樹高		幹周		枝張		樹高		幹周		枝張		樹高		幹周		枝張	
		平均	P	平均	P	平均	P	平均	P	平均	P	平均	P	平均	P	平均	P	平均	P
イチョウ	根切1	16%		8%		7%		1%		4%		4%		0%		10%		10%	
	根切2	8%		-2%		15%		0%		6%		6%		4%		15%		15%	
ケヤキ	根切1	12%		7%		11%								1%		12%		12%	
	根切2	16%		8%		15%				0%		1%		2%		1%		1%	
ブラタナス	根切1	11%		10%		10%				2%		2%		2%		1%		1%	
	根切2	10%		10%		10%				1%		0%		1%		7%		7%	
クスノキ	根切1	2%		1%		1%				2%		5%				5%		1%	
	根切2	2%		1%		1%				1%		6%						11%	
シラカシ	根切1	2%		1%		1%		0%		4%		4%		2%		0%		0%	
	根切2	2%		1%		0%		2%		2%		2%		5%		2%		2%	
マテバシイ	根切1	2%		1%		0%		6%		2%		1%		1%		2%		5%	
	根切2	2%		1%		2%		0%		7%		10%		4%		1%		1%	

「平均」の列は各根切り処理における形状寸法(樹高、幹周、枝張)の前年に対する成長率(平均値)の、対照における成長率(平均値)からの差を示す。したがって「-」は成長が抑制されたことを意味する。「P」の列のアスタリスクは各形状寸法の成長率について事後検定(Fisher's PLSD)を行い、対照区との有意差が認められたことを示す。(*P<0.05, **P<0.01, ***P<0.001)網掛けは、抑制を示す。

次に、根切り強度の違いによる地下の根系成長の関係を示す。図-2、3に、イチョウとブラタナスの試験区ごとに試験木1本(2断面)あたりの根系直径別の平均発生本数を示す。両樹種とも、根系切断強度の強い根切り区1では、根系直径0.2cm以下の発生量が対照区での発生量に比べて多く、特にイチョウでは、根切り区1の直径0.2cm以下の発生量が対照区と比べて顕著に多かった。また、両樹種とも、対照区と比べて、切断強度の弱い根切り区2でも、根系直径0.2cm以下の発生量が多かった。

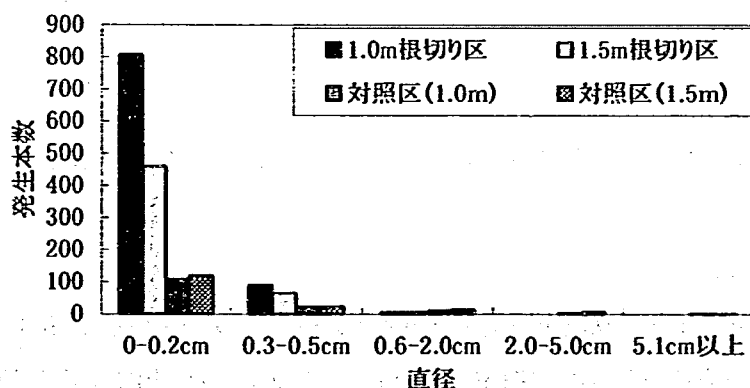


図-2 試験木1本あたりの根系直径別平均発生本数(イチョウ)

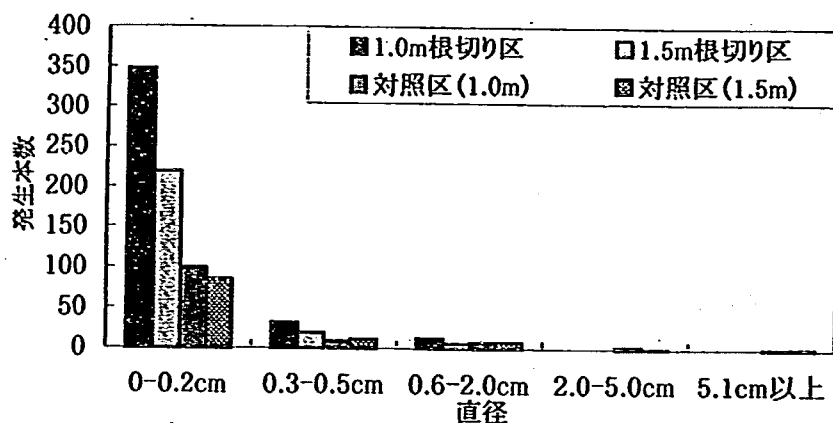


図-3 試験木1本あたりの根系直径別平均発生本数(プラタナス)

4. 考察

根系切断による成長抑制は、切断1年目に成長が抑制される形状が多く、2、3年目になると、抑制される形状は少なくなり、逆に成長が促進している形状も観察された。

これは、第1回目の根系切断時には、根系先端部に分布している栄養吸収根の損失が多かったため、切断1年目で成長が抑制されたものだと考えられる。また、根系切断2、3年目では、切断部および内側で吸収根の発根が促進され、切断後の吸収根の損失が少なかったため、成長が抑制されずらかったのではないかと考えられる。

現在、根系切断以外の根系制御による成長抑制方法のひとつとして、あらかじめ、根系の貫通が不可能なコンクリート柵（植栽柵）内に植栽する方法があり、試験中である。根系切断は維持管理作業で実施するのに対し、植栽柵による方法は、新植時から実施することを想定して検討している。

今回の試験からは、根系切断が、成長を抑制するだけでなく、逆に成長を促進してしまう一面があることが示された。根系切断の実際の管理への応用については、さらに検討が必要と思われるが、ここでは、試験で得られた結果をもとに、維持管理作業において根切りを行う場合の留意事項を列記する。

①抑制効果が得られかつ、極端な活力低下が生じない位置で行うこと

樹高 5m～7m 程度の樹木であれば、1.0m～1.5m の幅、樹高 3m 程度の樹木であれば、0.5m～1.0m の幅で根切りを実施することで、効果が期待できると推測される。

②毎年継続すること

1回しか根茎切断を行わなかった場合、吸収根の発生による成長が促進される可能性があるため、根茎切断は継続して行う必要がある。

③剪定の補助的手段として考えること

試験結果では、剪定を完全に省略できるほどの樹形抑制効果があったとは考えられないため、剪定を合わせて行うべきである。

④ロードカッターによる根系の切断

試験での根切り作業は、試験として根系状況を観察する必要があったため、樹木周囲を掘り下げて、剪定ハサミで切断するという方法をとった。実際には、ロードカッターの使用により効率的な切断が可能である。

擁壁構造物の設計合理化に関する調査

現地不良発生土を改良して用いるアンカー式補強土壁の大型室内実験

材料施工部 施工研究室

橋本 聖

1. はじめに

アンカー式補強土壁工法は、前壁に作用する土圧をアンカープレート（図-1）の引抜き抵抗で支えることで盛土の安定を保つ工法¹⁾である。近年、現場発生土（不良土）の処分地確保が困難になっており、発生土の再利用が望まれている。そこで、アンカープレート周辺をセメント系固化材で改良し壁面ブロックを2重壁と見立てる（図-1）ことで、高含水比に調整した関東ローム土の盛土材としての適用性を検討した。しかし2重壁構造は従来の設計法とは異なることが想定されたことから、別の評価方法が必要であると考え、①内的安定の評価法、②外的安定の評価法、③アンカー引抜けのメカニズム解析の3項目に着目して、一連の実大実験から本工法における2重壁構造物の不良発生土の適用性、及び設計手法の提案を行った。

2. 研究方法

実験は土木研究所構内の実験用土槽（ $H=4.0\text{m}$ 、 $L=8.0\text{m}$ 、 $B=4.0\text{m}$ ）を用いて行った。実験ケースは CASE1 は無改良（通常の盛土）、CASE2 は改良土による二重壁構造で内的安定に着目し、CASE3 は外的安定に着目した。盛土材は含水比約 100% に調整した関東ロームを使用し、人力によって層厚 0.5m で締固め、高さ 4.0m まで盛り立てた。CASE2 の改良土は、自然含水比状態の関東ロームに固化材料として石膏を 12% 混合したものをを用いた。1軸圧縮強度（ σ_1 ）は平均 98kN/m^2 であった。CASE3 の改良土では、自然含水比の関東ロームにセメント系固化材を 13% 混合したものをを用いた。1軸圧縮強度（ σ_1 ）は平均 490kN/m^2 であった。各ケースとも 4.0m まで盛り立てた後、0.4m 余盛りを行い載荷板を設置した。載荷板の設置位置は、CASE1,2 では内的安定の検討のため、壁面ブロックから改良土まで、CASE3 では外的安定の検討のため、改良土背面後方に設置し、それぞれ載荷試験を行った。また、各ケースとも載荷試験終了後、タイバーの引抜き試験を行った。

3. 内的安定

3-1. 内的安定実験結果（タイバー張力）

載荷試験時の各ケースの張力分布を図-2 に示す。この図に示したタイバー張力は、壁面付近、プレート近傍およびタイバー中央部の3点に貼付したひずみゲージから算出した値を平均したものである。盛土終了後のタイバー張力の大きさは、CASE1,2 とともに主働土圧から試算した計算値とほぼ同じ張力が発生している。なお、CASE2 の1段目

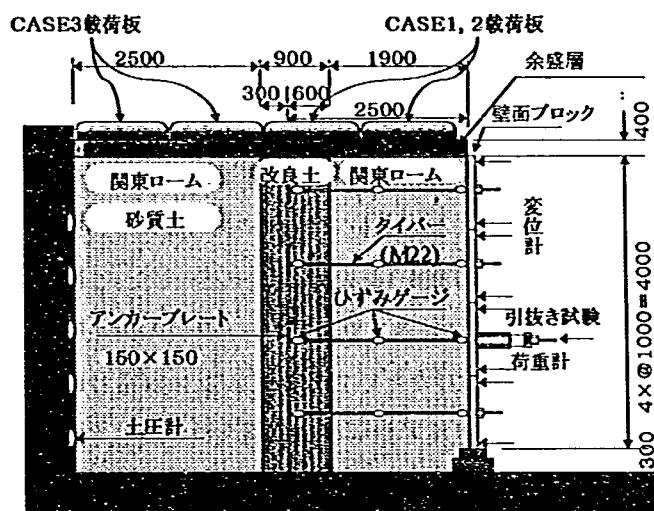


図-1 模型断面

表-1 実験条件

	CASE1	CASE2	CASE3
改良土	無	石膏 12%	セメント系固化材 13%
1軸圧縮強度	-	98.1kN/m^2	490kN/m^2
検討項目	内的安定		外的安定
載荷位置	壁面～改良土		背面盛土
盛土材料	江戸崎産関東ローム土		関東ローム＋砂質土

表-2 盛土材料の物理・力学的性質

試験項目	試験結果
土粒子の密度 g/cm^3	2.775
自然含水比 W_n %	69.3
粒度特性	
レキ分 %	2
砂分 %	16
シルト分 %	31
粘土分 %	51
最大粒径 mm	4.75
液性限界 W_L %	134.2
塑性限界 W_p %	67
塑性指数 I_p %	67.2
土質名	関東ローム
分類記号	VH ₁
三軸特性	
試験条件	UU
c_m kN/m^2	20
ϕ_{uu} 度	3.8
試験条件	CU
c' kN/m^2	0
ϕ' 度	35

のタイバー張力は底部の摩擦等により小さくなっている。
CASE1 の場合、タイバーに作用する張力の増加は載荷試験中でもほとんどみられないのに対し、CASE2 では載荷重の大きさに対応してタイバー張力も増大している。

3-2. 壁面変位量

施工時および上載荷重載荷時の壁面変位分布を図-3 に示す。CASE1 では $\sigma = 4.9 \text{ kN/m}^2$ ずつ載荷し、最大 $\sigma = 14.7 \text{ kN/m}^2$ (盛土換算時 $H=5.5\text{m}$) まで載荷したが、壁面変位が大きくなり載荷試験を終了した。CASE1 の場合、最大 400mm 以上の変位が施工時に現れており、許容壁面変位量 $s(s=0.03H)$ を大幅にオーバーした。これは軟弱の盛土材のために、アンカープレート周辺の拘束効果が得られずに引き抜けたためである。CASE2 の場合、施工終了時に 70mm 程度の壁面変位が見られ、上載荷重の増加に伴い変形が増加するものの 24.5 kN/m^2 載荷時で 130mm 程度にとどまり、CASE1 に比べて壁面変位量は小さく、ほぼ許容壁面変位量にとどまった。

図-2 に示すように CASE1, CASE2 の盛土終了後のタイバー張力分布にさほど大きな違いはみられないが、図-3 にあるように、壁面変位量の違いは顕著に現れている。これは、アンカープレート周辺を部分的に改良することにより引

抜抵抗が改善されたためである。内的安定計算より算出した安全率 ($F_s = Q_{pu}/T_a$, Q_{pu} : アンカープレートの単位面積当りの極限引抜抵抗, T_a : アンカープレートの許容引抜き抵抗) は CASE1, CASE2, CASE3 それぞれにおいて 0.64, 1.90, 4.12 であり、アンカー周辺盛土材の改良により、安定性が改善されたことが確かめられた。

4. 外的安定 (CASE3)

4-1. 外的安定試験結果

一体化された補強領域背面の水平土圧 (外的土圧) は、図-4 に示すとおり実験土槽背面に設置された土圧計により計測されており、砂地盤表面の鉛直等分布荷重が深さ方向に伝達されていることを確認した。

この外的土圧に対する壁面変位とタイバー張力の変化は、それぞれ図-

5, 6 に示すとおりである。本実験で

は最下段の壁面パネルを固定 (回転を許す) しており、このときの外的土圧による壁面変位は、壁上部の前方への変位が卓越することが認められた。また、アンカープレート周辺の改良体も壁面パネルと同様な変位を生じていることが確認されており、外的土圧による補強領域は一体となったせん断変形挙動を示した。一方、外的土圧によるタイバー

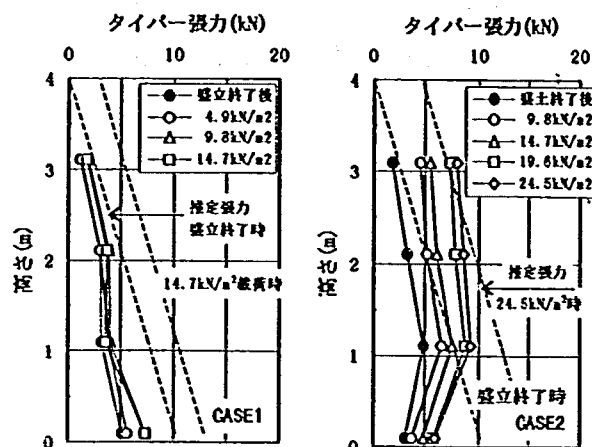


図-2 タイバー張力

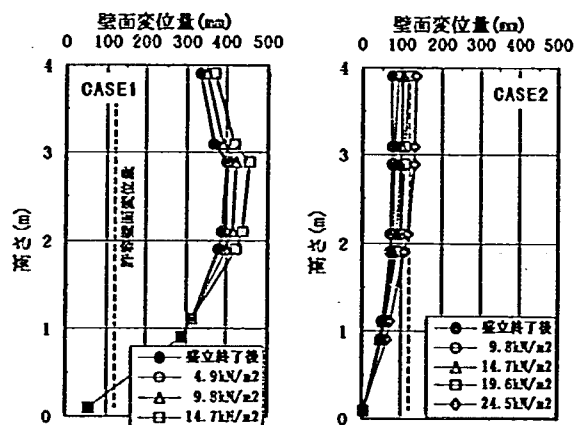


図-3 壁面変位量

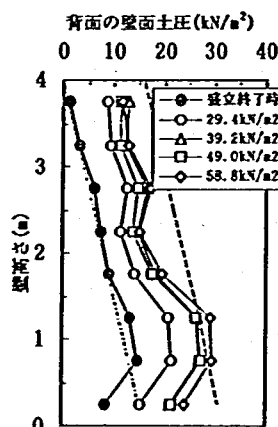


図-4 補強領域背面水平土圧

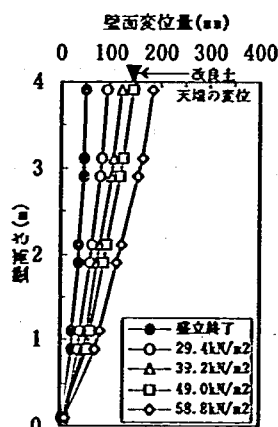


図-5 壁面変位分布

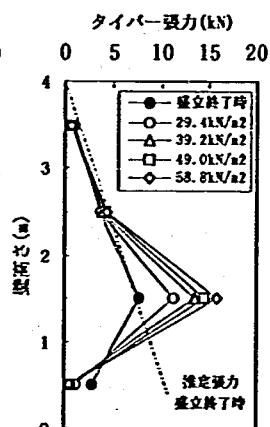


図-6 タイバー張力分布

張力の増加は下から 2 段目において顕著であり、この位置は解体時に観察された改良体のせん断破壊(写真-1)の位置と一致している。壁面変位が大きい上部 2 段のタイバー張力の増加が小さいことから、壁面パネルと改良土中の十分な引抜き抵抗力を有するアンカープレートにより拘束された補強領域は一体化されていたといえる。

5. アンカー引抜き抵抗

5-1. アンカー引抜きメカニズム

アンカー周辺の材料は壁状に補強されており、アンカー周辺の材料の状態は図-7 に示すようである。アンカーロッドの位置における鉛直上載圧力を σ_v とし、アンカーに平行な鉛直面に作用する拘束圧 q はその背後地盤における主働土圧 σ_a と等しい。改良体が十分な幅を有している場合にはアンカーの引抜きに伴う周辺材料の破壊は改良体内で生じると考えられるが、アンカーの寸

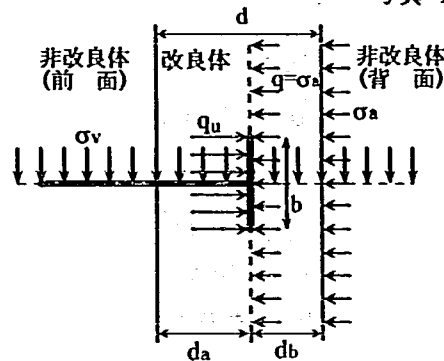


図-7 アンカー周辺の応力状態

法 b に比べて d_a が十分に大きくない場合には破壊が前面の非改良体内に及ぶと考えられる。本報告では破壊のメカニズムとして、図-8 に示す 3 タイプの破壊を考慮した。

塑性破壊タイプは破壊が改良体内で生じるとする考え方で、この際の引抜き抵抗は通常の均質な裏込め材料の場合と同様に次式で算定できる。次式における支持力係数は軸対象条件におけるすべり線法によって得られたものである。

$$q_u = cN_c + qN_q, A = b^2, T = q_u \times A \quad \text{図-8(a)}$$

パンチング破壊タイプは改良部においてパンチング型の破壊を想定するもので、アンカーとともに引抜ける土塊の周面摩擦のみを考慮している。改良体と非改良体では剛性と破壊時のひずみが異なるので、パンチング破壊と前面非改良体における塑性破壊タイプを同時に考慮することは引抜き抵抗を過大評価してしまうと考えた。引抜き抵抗は次式で算定した。

$$r = c + \sigma_v \tan \phi, A = 4b \times d_a, T = r \times A \quad \text{図-8(b)}$$

引抜き試験後に行った破壊状況の調査では、改良体と非改良体の強度差が大きい CASE3 で、図-8(c) に示す荷重分散破壊タイプの破壊が見られた。CASE3 では浅いアンカーで特にこの影響が大きく、破壊面が地表面でも確認できるほどであった。上記の塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプでは、非改良体の強度特性が考慮されていないので、非改良体の強度に依存するこの破壊タイプも考慮する必要がある。算定式は以下のようである。

$$q_u = cN_c + qN_q, A = \{d_a \tan \theta + b/2\}^2 \pi, T = q_u \times A \quad \text{図-8(c)}$$

5-2. 実験結果の検討

図-9 は背後地盤を改良していない CASE1、図-10 は石膏で改良した CASE2 での実験結果と塑性破壊タイプでの引抜き抵抗の計算値を比較して示している。図示のように、引抜き抵抗は短期強度（非排水全応力強度）を用いて計算した結果と比較的良好一致を示している。壁面パネルの背面に作用する土圧の計測では、長期強度（排水有効応力強度）を用いて主働土圧として考えるとうまく対応が取れることが分かっている。補強土の場合、壁面土圧は変形が落ち着いた終局状態に

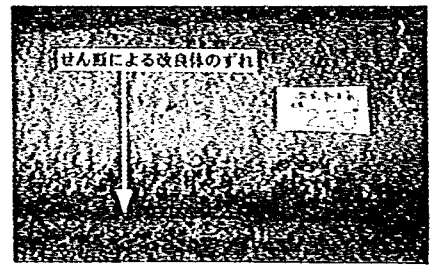


写真-1 改良体の破壊形状

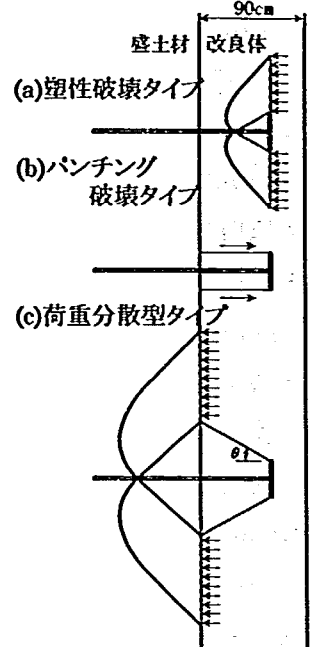


図-8 改良体の破壊タイプ

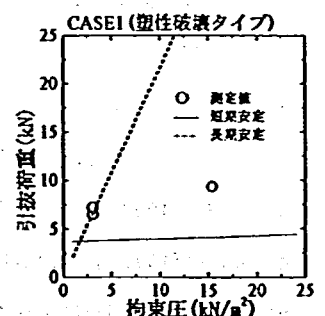


図-9 拘束圧と引抜き荷重 (CASE1)

対応しているのに対して、引抜き抵抗はアンカーの周辺の比較的急速な変形状態に対応していると考えられる。粘着力を考慮しない長期強度での主働土圧は地表面付近で引張り応力を考慮しない分だけ設計においては安全側で、引抜き抵抗では内部摩擦角をほとんど考慮しない短期強度を用いるほうが安全側となっている。図-10 の比較では、この CASE2 の条件では塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプの計算値は同等な引抜き抵抗となっている。このことから、設計においては両者の中で小さい値を採用するのが妥当であると考えられる。図-11 はセメント系固化材で改良した CASE3 の結果を示している。石膏と異なりセメントは強度の発現に時間がかかるため、一軸圧縮強度は数日間増加し続けた。この傾向をもとに、三軸試験結果を修正した強度を図-11 に示している。引抜き荷重は拘束圧(タイバー位置の盛土深さ)が大きくなるに従って増加している。これは改良土の ϕ 成分が卓越していることを表している。結果、実測値は塑性破壊タイプとパンチング破壊タイプの中間の値を示している。さらに、荷重分散破壊タイプの場合には $\theta = 15^\circ$ 程度が設計値としては妥当であると考えられる。

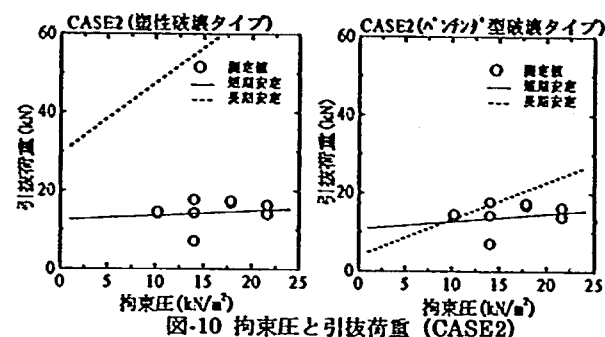


図-10 拘束圧と引抜き荷重 (CASE2)

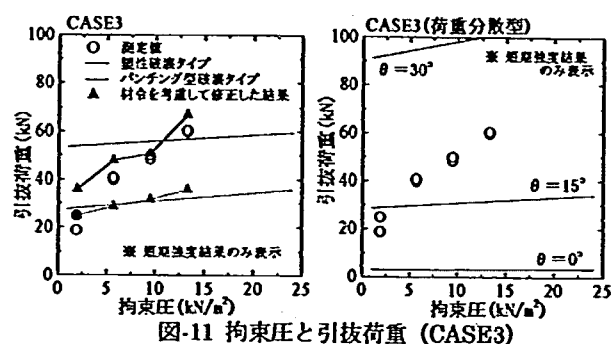


図-11 拘束圧と引抜き荷重 (CASE3)

6. まとめ

【内的安定】

アンカープレート周辺を改良することで拘束効果が期待でき、低改良強度であっても所定高さまでの内的安定は確保できることが確認された。

【外的安定】

アンカー式補強土壁は、各々のアンカープレートを一体化させることにより、補強領域を滑動に対する安定限界付近までコンパクトにできることが報告されている²⁾。今回確認した十分な引抜き抵抗力を有する場合における二重壁構造のアンカー式補強土壁は、外的安定に対しても安定した構造物であることが確認できた。

【アンカー引抜き抵抗】

破壊形式としては、塑性破壊タイプ、パンチング破壊タイプ、荷重分散破壊タイプの3タイプを設定して検討した。その結果、以下のようにまとめられる。

- 強度としては圧密非排水三軸試験で得られる短期強度(非排水全応力強度)を用いるのが妥当である。
- 荷重分散破壊タイプでは分散角 $\theta = 15^\circ$ とするのがよいことが分かった。
- 設計に用いる引抜き抵抗値としては、上記3タイプの破壊形式について計算された引抜き抵抗値のうち最小のものを用いるのが安全側の設計として望ましい。

【参考文献】

- 1) 財団法人土木研究センター(1998.10):多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第2版
- 2) 東平、三浦、永野、土橋、三澤(1996.7):多数アンカー式補強におけるアースアンカーによる拘束効果
- 3) 井谷他(1999.7):現地不良発生土を改良して用いる多数アンカー式補強土壁の大型室内実験(その1 実験概要および内的安定)
- 4) 青山他(1999.7):現地不良発生土を改良して用いる多数アンカー式補強土壁の大型室内実験(その2 外的安定)
- 5) 橋本他(1999.7):現地不良発生土を改良して用いる多数アンカー式補強土壁の大型室内実験(その3 アンカーの引抜き抵抗),

公共事業執行プロセスの分析

建設マネジメント技術研究センター 建設マネジメント技術研究室

安原 達

1. まえがき

建設生産システムは大きな変革を迎えている。それは、入札制度におけるVEの活用や、デザインビルド方式の試行、最近ではPFI推進法の成立が象徴的であったが、このように、建設生産のための仕組み－建設生産システム－は従来の画一的な手法から多様化し、様々な選択肢から事業の特性に応じて選択することができるようになったという意味で大きな変革を迎えているといえよう。建設生産システムというものは、社会経済や建設産業、執行機関の動向などに応じて常に最適なシステムへの自己変革が継続されるべきものであり、そのような意味では昨今の改革は一時的なものではあるまい。このような動向の中で、我々建設マネジメント技術研究を携わるものとしては、建設生産システムの現状の評価をしたり、新たなシステムの導入に向けた検討、導入後のモニタリング・評価を行うことが期待されている。

しかし、残念ながら、建設生産システムの分析の分析を行い、そして最適なシステムへの方向付けをリードすべき建設マネジメント技術研究は、建設生産システムのパフォーマンスを計測する効果的な手段を持ち合わせていないといわざるを得ない。建設生産システムの分析のためには、このようなパフォーマンスを計測する仕組みを確立することが大きな課題の一つとなっている。

パフォーマンスを計測するためには、公共事業執行機関、建設会社、建設コンサルタントなど、建設生産に関わる関係者が、どのような技術を発揮し、どのような手段によって、どのようなリソースを用いて何をしたかといった、プロセスに関する情報（表－1）を収集することから始まるものと考えているが、現状では情報収集の際に研究テーマ毎に調査票やヒアリングに寄っていることが多く、このような方法は、十分な情報の収集という点で限界がある。

そのため、建設マネジメント技術研究センターでは、公共事業執行プロセスに関する情報の計測、収集手段の確立を重要な課題として位置づけてきた。

表－1；事業執行プロセスに関する情報の例

内容		例
作業名		〇〇道路詳細設計
内容		規格△△、L=3km
担当		調査課設計係長
委託先		〇〇設計
費用		15,200 千円
期間	予定	9/21～12/20
	実績	10/1～2/21 (理由)□□設計協議が 長引いた

2. 目的

本研究は、事業執行プロセスの分析に必要となる情報の内容と収集の範囲の定義を行い、その情報収集を実現するためのシステムの検討を行ったうえで、情報収集を実現することが目的である。

3. 方法

本研究では、事業執行プロセスに関する情報収集を実現するために、プロジェクト管理のためのコンピュータソフトウェア（ここではPMツールと呼んでいる）に着目して検討を進めている。まず、現場業務の問題点を考察し、そのようなPMツールが現場の実務改善にどのような効果を与えるか、同時にPMツールがどのような形で現場実務の中で威力を発揮することができるかを検討する。その後、実際にモデル事業として工事事務所と連携し、現場実務の実態に応じながら業務管理にPMツールを導入し、その中からプロセス情報の抽出を試みている。なお、図－2は実務の中にPMツールを導入し、さらには実務のツールとして発展させると同時に事業プロセスの計測を行うまでのシナリオを表現したものである。

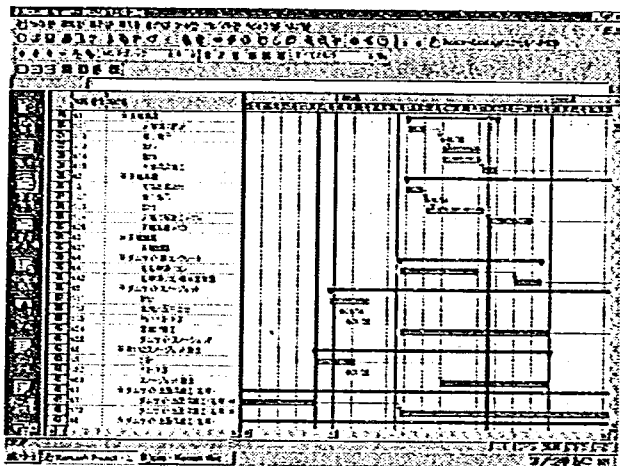


図-1；PM ツールの使用イメージ

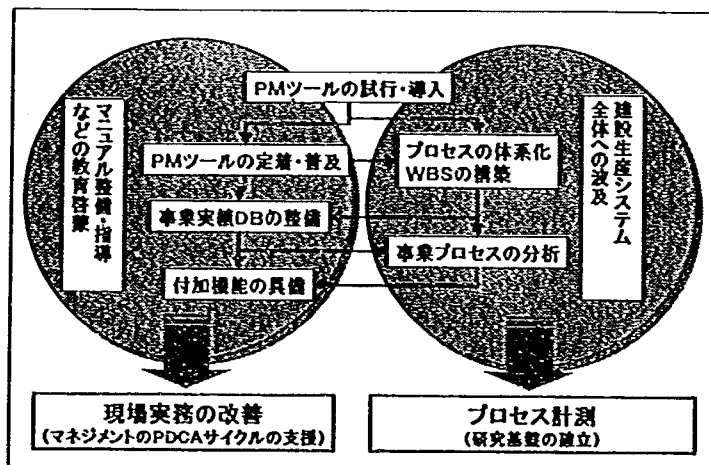


図-2；事業プロセス計測までのシナリオ

4. 研究の経緯

4. 1 PMツールと現場実務の改善

建設省の直轄工事事務所を対象に、建設マネジメントに関する改善点の把握を行うために、もっともエネルギーを要する業務は何かをアンケートで調べた結果が図-3である。

PMツールは工程（業務）管理や予算管理のツールとして用いられることが多いが、そのような機能を生かして解決する課題としては、本調査において主に「事業の効率的実施(23%)」に該当する。「事業の効率的実施」に対する問題意識と改善に向けた取り組みの様子を窺うことができる。さらに、詳しい具体的内容を収集するために、問題意識や取り組みに関する事例を自由記述で収集しており、例を表-3に紹介する。

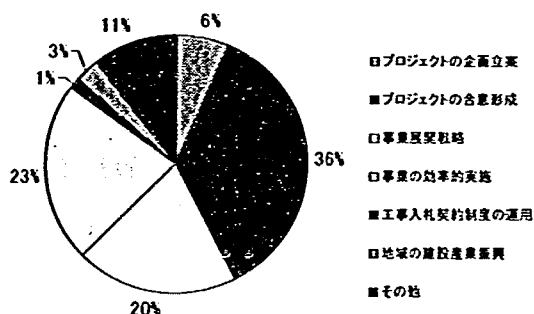


図-3；最もエネルギーを要するマネジメント業務

表-2；事業の効率的実施に向けた課題の例

- ・調整不足が工事発注後に露呈して監督業務に支障が発生している
- ・設計の不備が後から露呈する
- ・工事費の見通しが甘く、大きな変更が発生する。
- ・課や係の間での連絡が不十分
- ・工事の各段階で所掌課がかわるが、課間で必要な情報が的確に伝わらない
- ・課間で業務量にアンバランスが生じている

PMツールは、プロジェクト、特にプロセスに関する情報に対して親和性が高いこと、さらにコンピュータシステム上で稼働することから、紙面や頭の中での情報管理に比べて情報の共有や情報の変更、情報の再加工などが容易である。このような利点を生かし、プロジェクト計画や進捗状況などのプロジェクト情報の共有促進や、結果の評価と計画へのフィードバックによるマネジメントの改善（マネジメントに関するPDCAサイクルの実現）の支援に活用することで、このような課題を未然に防いだり、軽減するシステムとしてプロジェクト・マネジメント・システムの実現を提唱するに至った（図-4）。

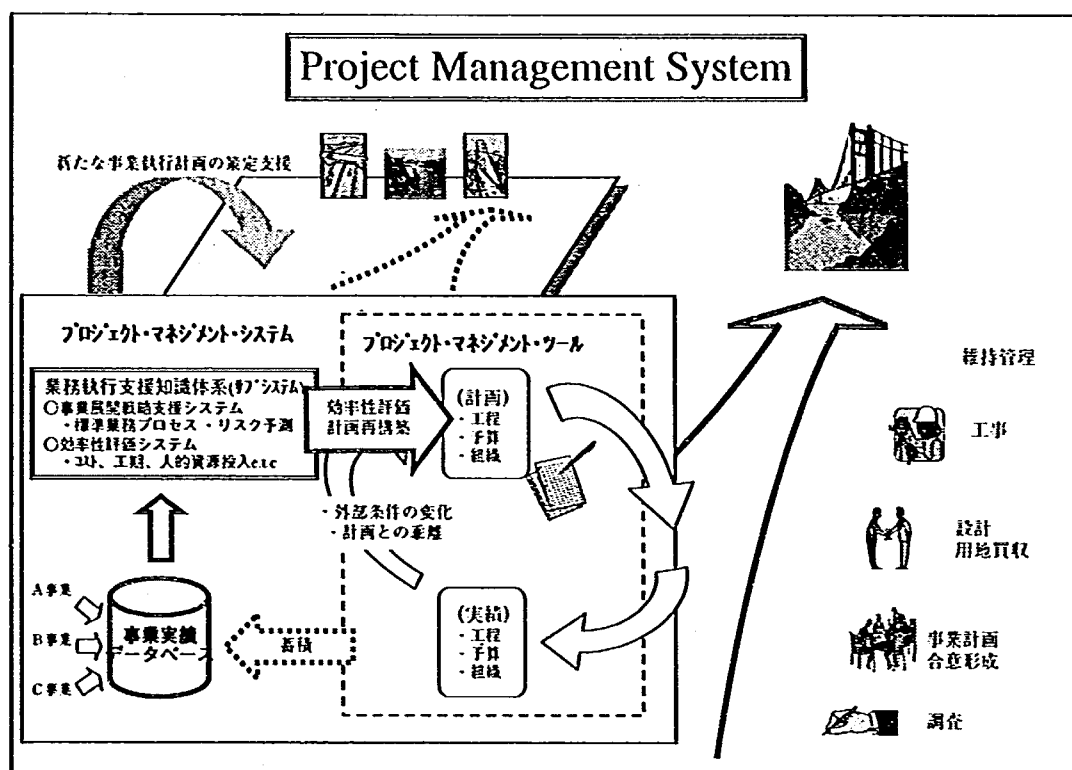


図-4；プロジェクト・マネジメント・システムの概念

さらに、過去や他のプロジェクト情報を共有するための事業実績データベース、建設マネジメント技術研究の成果を生かして実務担当者に役立つ情報として加工し、実務へフィードバックするなどの付加機能（サブシステム）を具備させることで価値を高めることができるものと考えている。

4. 2 プロジェクト・マネジメント・システムの開発

このような検討の経緯を踏まえ、建設省の直轄工事事務所においてモデル事業の提供を受け、PMツールの導入を進めている。モデルとなっている事務所と事業の概要は表-3 以下の通りである。

表-3；モデルとなっている工事事務所及び事業の概略

事業の種類	ダム建設事業
本体打設	H 6 年度開始
完成目標	試験湛水：平成 1 2 年 完成：平成 1 4 年
事業費	1 2 2 億円（H 1 1 年度）

表-4；モデル事業におけるPMツールの目的

	対象	目的
1	全体工程 (10 工種)	全体工程と、関連する業務に関する計画（主に業務のタイミングと担当課）の調整、情報の共有
2	特定工種 (1 工種)	一部の工種を対象に、工事の進捗状況や出来高管理（予算管理）、工事に伴う業務計画（出来高数量のチェックなど）の調整、情報の共有

工事事務所では、完成目標時期が近づいていることもあり、適切な工程の消化と関連する業務の執行を図る必要があることから、工程と業務をリンクさせ、それを共通の情報として共有することをPMツールに期待していた。現状では、主に予算や工期、業務計画については表計算ソフトや紙面を用いて管理を行っていたが、プロジェクト情報に親和性の高いPM ツールを用いて、各課の業務計画などを束ねあげたりすることで、業務計画の調整、共有や矛盾の解消、遅延に対する迅速な対応のためのシミュレーション、結果のフィードバ

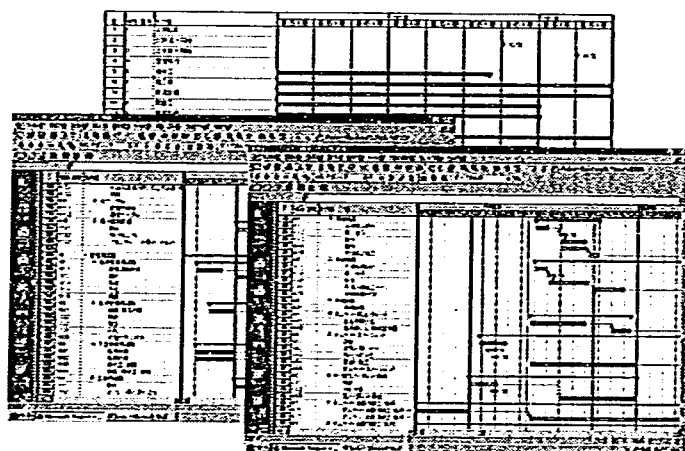
ックを実現することができる。試行の中では、全体工程を対象とした業務計画へのブレイクダウンと、特定一工種についてのブレイクダウンを行っているが、これは工事事務所の要望によるもので、現段階では後者について作業が進められている（表－４）。

PMツールについては、市販されているものの中から１６種類を価格、操作性や機能などの点から比較検討を行い、マイクロソフトプロジェクト９８を用いることにした。また、試行にあたっては、PMツールを用いた業務運営への転換を支援すべく、マニュアル作成や使用方法の教育などのサポートを行い、業務における活用のための支援を行っている。

５．結果

事業執行プロセスの情報を収集し、建設マネジメント技術研究のデータとして活用するための研究基盤づくりの切り口としてPMツールに着目したが、直轄工事事務所に対するアンケートやモデル工事事務所とのタイアップによるPMツール試行を通じて、事業プロセスを計測することが、研究データの意味を持つだけでなく、工事事務所の中で情報共有を促進したり、実績を評価して次へフィードバックによってマネジメントのPDCAサイクルを実現するなど、実務担当者にとってもマネジメントの改善というメリットを持つものであり、提唱しているプロジェクト・マネジメント・システムのようなシステム化を進めることは、研究基盤の確立と実務担当者のマネジメントの改善という両者にとってのメリットがあるとの確信を持つに至った。

また、モデル事業におけるPMツールの試行を通じ、さらに各課の情報を束ねあげたりすることで、業務計画の共有や矛盾の解消、遅延に対する迅速な対応のためのシミュレーション、結果のフィードバックを実現するという使い方があるとのことから、その定着に向けて支援を行ってきたが、現在のところ、PMツール上には表－５のような事業プロセスに関する情報が蓄積されるに至っている。



図－５；プロジェクト情報の共有

表－５；プロジェクト情報の例

項目	内容、例
工種	排水工
内容	硬質ポリD-〇〇
関連する業務	設計審査
留意点	コメント
変更履歴	計画の変更の有無
工事費	¥91,300,200
工期	H11.9.1～H11.10.31
他の工程との関連	法面工

６．まとめ

本研究はプロセスの計測を目的として、その手段として新たなプロジェクト管理のためのシステム構築を目指すものがある。このような取り組みがモデル事業のみならずあらゆる事業において定着することにより実現されるものであるが、そのために、モデル事業を成功裏に進めてその効果を明確にしていきたい。

また、プロセスを計測して建設生産システムのパフォーマンスを評価するだけでなく、事業のプロセスに関するアカウントビリティを果たすためのツールとしてや、また、さらに建設生産システムの中で必要となる技術は何かをプロセスの中で明らかにすることからソフト技術の評価を行うなど、いろいろな角度からこの取り組みの意味するものを考え、明確にし、応用しながら結実させていきたい。

走行支援パイロットシステムに関する研究

高度道路交通システム研究室 小林隆明

1. まえがき

AHS（走行支援システム）は、道路インフラと車両が協調して安全性の向上を図るシステムであるが、現時点では車両側のシステム機器は普及していない。近年、交通事故死亡者数が1万人程度達したまま推移していることから、交通事故の削減を効果的かつ効率的に達成していくことは急務であり、車両側に車載機器を搭載する必要がない、いわゆる道路インフラ単独のシステムとして、先行的に車両の安全走行を支援する走行支援パイロットシステム（以下、「本システム」という）の導入を図ることを検討した。交通統計（交通事故分析センター）で事故件数を見てみると、平成10年のカーブ区間における車両相互の事故件数は全体で24,457件であり、そのうち追突事故が4,342件、正面衝突事故が13,263件発生しており、追突事故や正面衝突事故がカーブ区間（車両相互）の事故件数の5割を越えている。そこで、追突事故や正面衝突事故の防止に有効と考えられる機能を対象として本システムの開発を行っている。

2. 目的

本システムは、事故の多発するカーブ区間において、通過車両に対して停止車・低速車及び対向車の存在に関する情報を路側に設置した表示装置に表示する事によりドライバーの注意を喚起し、安全な走行を支援し、もって安全な交通を確保する事を目的としたシステムである。

図1にシステムイメージを示す。

本システムは、事故の多発するカーブ区間における安全対策であ

り周辺の道路状況や交通状況に応じた安全な運転を心がけるドライバーをサービスの対象として、「前方の停止車・低速車に関する情報提供」および「前方の対向車に関する情報提供」の2つの基本サービスを提供する。これらのサービスは、単独でも組み合わせても提供することが可能である。

（1）停止車・低速車検知サービス

カーブ区間において、停止車・低速車の存在を表示装置により後続車に情報提供する事により、後続車にカーブ区間に進入する前に減速するといった、停止車や低速車の存在を意識した安全な走

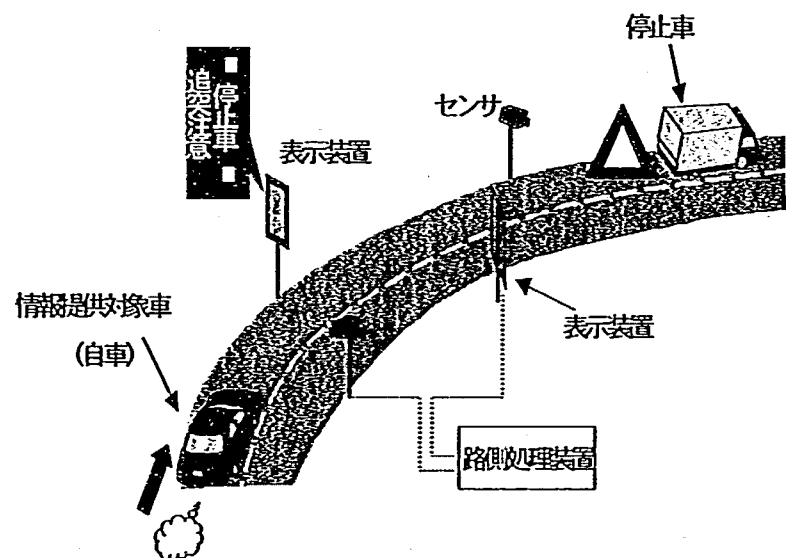


図1 システムイメージ

行を促すサービスであり、追突事故に有効と考えられる。

(2) 対向車検知サービス

カーブ区間において、対向車とすれ違うことを表示装置を用いて予告的に情報提供する事により、対向車の存在を相互に意識した安全な走行を促すサービスであり、正面衝突事故に有効と考えられる。

3. 機器構成

本システムの機器標準構成は、センサ、表示装置、路側処理装置等からなる。図2にシステム機器の配置イメージ図を示す。

(1) センサ

センサは、軽自動車と同等以上の大きさの車両の存在や挙動を検出

するものであり、システムの早期導入を考慮し、実用実績の高い可視センサ（CCTV カメラ）を標準とした。カーブ区間において停止車両等を検出するセンサの配置方法は、事象検出区間全体を網羅できるように配置しなければならない。また、対向車の存在を検出するセンサは、ある地点を車両が通過したという事象を検出すればよいので、超音波センサやループセンサを採用することも可能である。

(2) 表示装置

表示装置はできる限り事象の発生地点に近い位置までドライバーが視認できるように低い位置に設置する事が望ましい。また、設置位置を決定する際に空間的な制約を受けないように縦型とした。また停止車・低速車検知サービス用の表示装置は、自車のドライバーが情報を認識した後、停止車や低速車の手前で停止できるように、事象検出開始地点から制動停止距離を確保できる位置に設置される事が望ましい。一方、対向車検知サービス用の表示装置は、自車のドライバーがより新しい対向車の情報を認識できるように、カーブ区間内の事象検出開始地点に設置される事が望ましい。よって、2つのサービスを提供するためには2カ所に表示装置を設置する。

(3) 路側処理装置

路側処理装置は、センサ部が収集した事象データをもとに、ドライバーに提供するための検出事象に対応した表示情報を表示装置に供給する。

2つのサービスを組み合わせた場合における情報表示の優先順位の考え方を表した表示フローを図3に示す。本システムが同時に2種類以上の事象を検知している場合には、より優先度の高い事象の内容

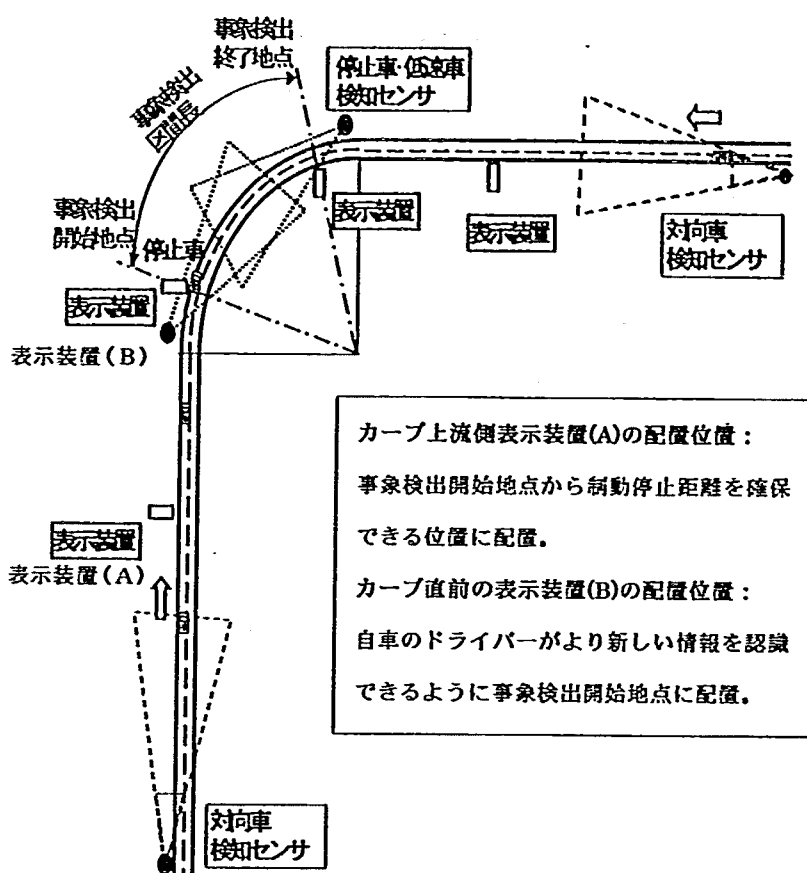


図2 システム機器の配置イメージ図

を表示する。2つのサービスを提供する2カ所の表示装置は、表示内容に連携を持たせて表示内容を決める必要がある。1つ目は、最も優先順位の高い情報を表示装置(A)で提供し、繰り返し表示装置(B)で提供する方法である。2つ目は、最も優先順位の高い情報を表示装置(A)で提供し、次に優先順位の高い情報を表示装置(B)で提供する方法である。1つ目の方法は情報を念押しし、確実にドライバーに伝達する点で優れている。2つ目の方法は1つ目の方法より情報が増えるという点で優れている。どちらの方法が好ましいかについては、実験により評価を行った。

4. フェールセーフ機能

悪天候によりセンサの視程が低下し、実際には停止車・低速車等の事象があるにもかかわらずその事象が発生していないという誤判定をした時に、システムを熟知したドライバーはその事象が発生していないと判断する恐れがある。そのため、ドライバーにセンサの視程低下によるシステムの休止を知らせる必要がある。その方法については、①通常表示である「急カーブ・前方注意」と「サービス・休止中」の交互表示、②「■休止中■・走行注意」の表示、③停電時と同じ磁気反転式の「休止中」の表示などについて検討しているところである。

5. システムの評価

本システムをドライバーに受け入れられるシステムとするために、試験走路南ループ付近に見通し不良カーブをつくり本システムを設置して評価実験を行った。被験者は、本システムを知らない20代

から50代までの幅広い方々である。実験は、見通し不良カーブを何回か走行していただき、システムが表示する文字の視認確認や認識確認、表示のタイミング確認、2つの表示装置の表示方法確認をアンケート形式で行った。

(1) 文字の視認確認や認識確認実験

ほとんどの被験者が「視認できた」「理解できた」と答えた。

(2) 表示タイミング確認実験

①車両が表示装置を通過するタイミングに合わせて固定表示「急カーブ・前方注意」を事象検出

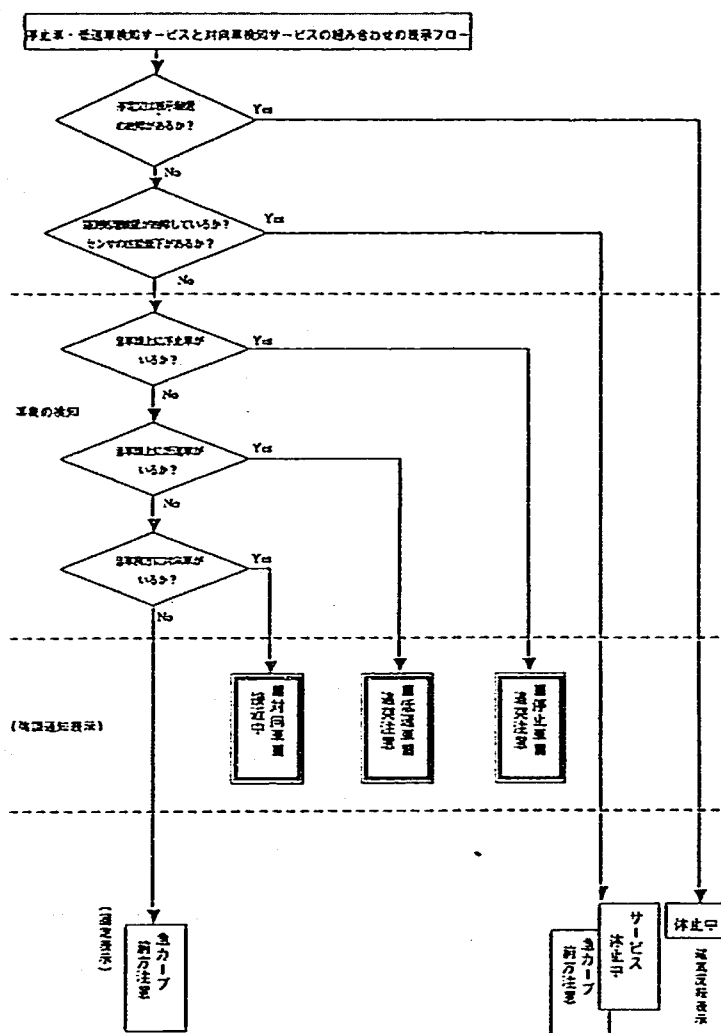


図3 表示フロー (案) ↑検討中

結果表示「■停止車■・追突注意」に変更し、その車両に情報を提供していることを教えていることを強調する表示方法と、②事象が検出されたら通過している車両が存在するしないにかかわらず、事象検出結果表示「■停止車■・追突注意」などを表示する表示方法の2種類の表示方法でアンケート調査を行った。図4に表示のタイミング確認実験結果を示す。アンケート結果によれば、②の方法のほうが良いという意見が多かった。①については、「自分の車両が表示装置に近づいたときに表示が変わると、びっくりする」また、②については、「情報はできるだけ早くほしい」などといった声もあった。よって、②の方法を採用した。

(3) 2つの表示装置の表示方法確認実験

①2つの表示装置とも「■停止車（低速車）■・追突注意」を表示する、②表示装置(A)には「■停止車（低速車）■・

追突注意」を表示し、表示装置(B)には「■対向車■・接近中」を表示するの2つの場合についてアンケート調査を実施した。図5に2つの表示装置の表示方法確認実験結果を示す。アンケート結果によれば、「対向車よりも停止車がある方が危険であるため、2つの表示装置とも「■停止車（低速車）■・追突注意」を出した方が良い」という意見が多く見られた。②の方法では、「1つ目の表示内容は解消されたと思ってしまう」などの意見もあった。よって、①の方法が好ましいと考えられる。

6. まとめ

本システムは、本格的な走行支援システム(AHS)が導入される時にもシステム機器が活用できることを前提としてシステム設計している。具体的には、容易な機能拡張が可能となるように、AHSのシステムアーキテクチャに従って各装置がユニット化されている。また、本研究は、過年度における技術研究組合走行支援道路システム開発機構へ委託されたAHSに関する研究開発の成果等の現在までの知見に基づいて作成した研究成果であり、ドライバーの受容性評価やシステム故障時のドライバーへの通知の仕方、悪天候時のセンサ能力向上などまだ研究を継続する必要がある。引き続き研究を実施し、研究進捗にあわせてシステム機能の向上に努めていく。

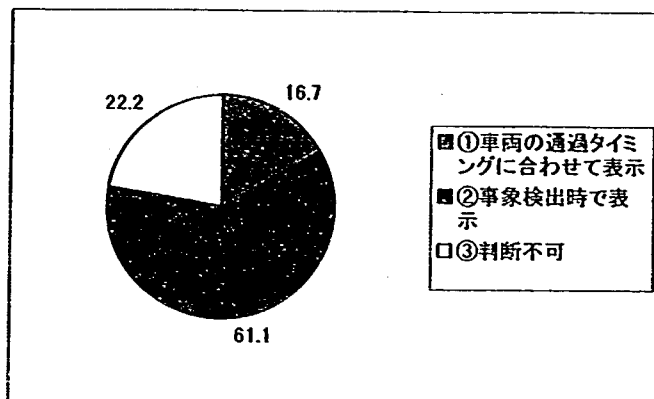


図4 表示タイミング確認実験結果

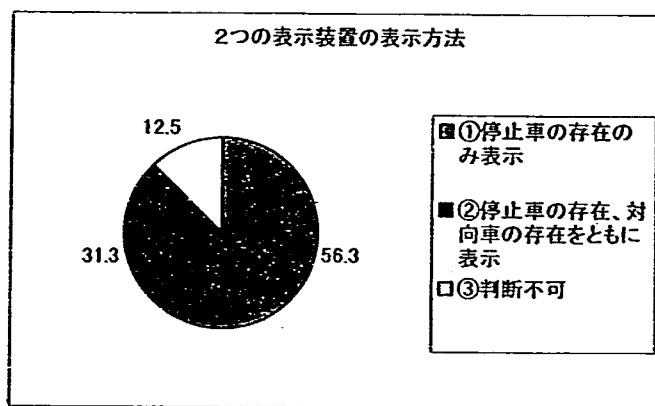


図5 2つの表示装置の表示方法確認実験

トンネル進入時の走行性に関する一考察

道路部 トンネル研究室

真弓 英大

1. はじめに

現在の道路トンネルは、交通量の増加からトンネル坑口付近での交通渋滞がしばしば発生している。これは、トンネル内部が閉鎖された空間であり、トンネル進入時に運転者に何らかの影響を与えることが一つの要因と考えられる。今後のトンネル建設を行う路線には、第2東名高速道路に見られるような、トンネルの多い路線が増えるものもあり、より円滑にトンネルに進入できる走行環境の整備が必要となる。そこで今回は、供用中のトンネルを用いて、トンネル進入時に運転者に心理的圧迫を与える要因を把握する視線挙動調査および、坑口形状を変化させたコンピュータグラフィック（CG）を作成し、被験者を用いてのアンケートに基づくトンネル進入時の走行性調査を行った。

2. 調査方法

2.1 視線挙動調査

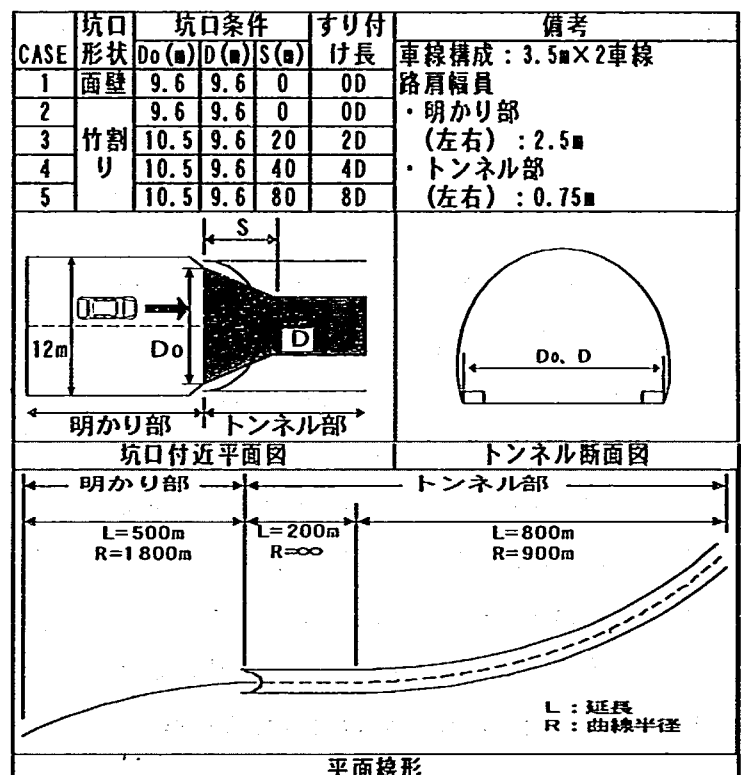
本調査は、既に供用されている路線でのトンネルを用いて、自動車運転手が、トンネル進入時にどの部分を注視しているかを確認するため、被験者にアイマークレコーダーを装着し注視点を調査し、同時に運転者の運転挙動を実験車両に取り付けたセンサーを用いて調査を行った。ここで言う注視点とは、被験者の眼球回転角が1度以内に1/30秒以上止まった点とした。調査トンネル数8トンネル、被験者数9名で、供用中の一方通行の道路を選定し、3車線トンネル第1走行車線（4トンネル）、3車線トンネル第2走行車線（2トンネル）、2車線トンネル走行車線（2トンネル）を走行した。被験者には、通常通り通行車両がある道路を自由走

表-1 CG作成条件

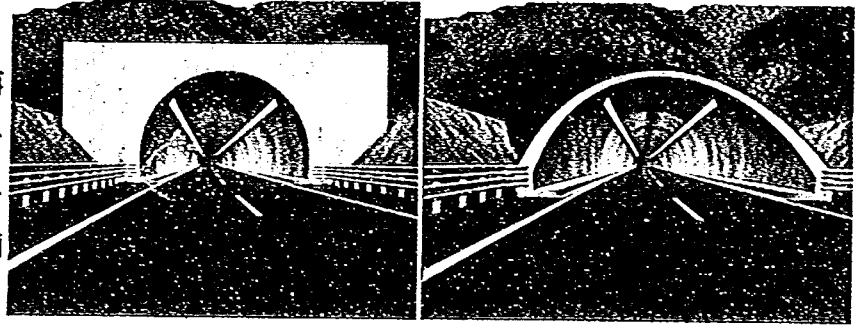
行し、データロガーとビデオを用い視線挙動（被験者の視線の動き）、運転挙動（被験者の運転時のアクセル踏量、ブレーキ踏量）のデータ収集を行った。計測区間は、トンネル坑口部から手前200m区間である。

2.2 走行性調査

本調査は、表-1に示すように坑口形状について条件を変化させ、走行車線を時速80kmで走行したときの動画像をCGにより作成し、めがね型画像映像装置を被験者に装着しCGを見せ、坑口形状の違いによるトンネル進入時の走行性についてアンケート調査を行った。被験者は22名



で、被験者が CG 画像を見る際には、実運転状況に出来るだけ近い状態を再現するために、暗室内に普通乗用車を用意し、被験者はその運転席に着座してステアリングを握った状態で CG 画像を見るようにした。



(1) 面壁構造

(2) 竹割り構造

図-1 坑口形状

3. 結果

3. 1 視線挙動調査

3. 1. 1 視線挙動からの結果

図-2 に、走行条件（トンネル車線数、走行車線）が同じ条件における 0 ～ 200m 区間の注視点の総数に対する割合を示す。トンネル進入時には 3 車線トンネル第 1 走行車線、2 車線トンネル走行車線ともに明かり部を約 30 %、坑口付近を約 40 %、トンネル内を約 30 % 注視しており、3 車線トンネル第 2 走行車線では、明かり部を約 46 %、坑口付近を約 22 %、トンネル内を約 32 % 注視して

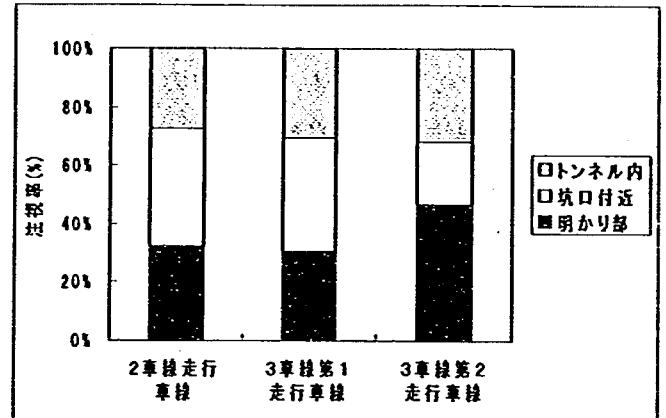


図-2 走行条件別注視点総数に対する割合

いた。このことから、第 1 走行車線を走行時には坑口付近第 2 走行車線を走行時には明かり部を多く注視する傾向が分かった。図-3 ～ 5 に走行条件が同じトンネルについて、トンネル坑口から 50m 区間毎の注視点の総数に対する割合を示す。いずれの条件でも、明かり部の路面を注視する割合が高い。注視点の位置の傾向から、トンネルに近づくにつれ、明かり部、坑口付近、トンネル内と注視点が移動していくことが確認できる。坑口付近の面壁、トンネル内の車道外側線、トンネル内の側壁において、2 車線トンネル走行車線、3 車線トンネル第 1 走行車線を走行している場合は、右側よりも左側を注視する傾向があり、トンネル断面の大きさにあまり関係なく、トンネル側壁等の側方余裕の情報を入手しようとする傾向があると考えられる。このことは、3 車線トンネルにおけるトンネル坑口部の速度低下が、側方余裕に影響することと一致する。¹⁾ 3 車線トンネル第 2 走行車線を走行している場合は、明かり部、坑口付近、トンネル内、それぞれの路面を注視する傾向がある。これは、2 車線トンネル走行車線、3 車線トンネル第 1 走行車線よりも、トンネルに進入する際の左右の空間に余裕があるため、側方余裕等の影響を受けにくいものと考えられる。

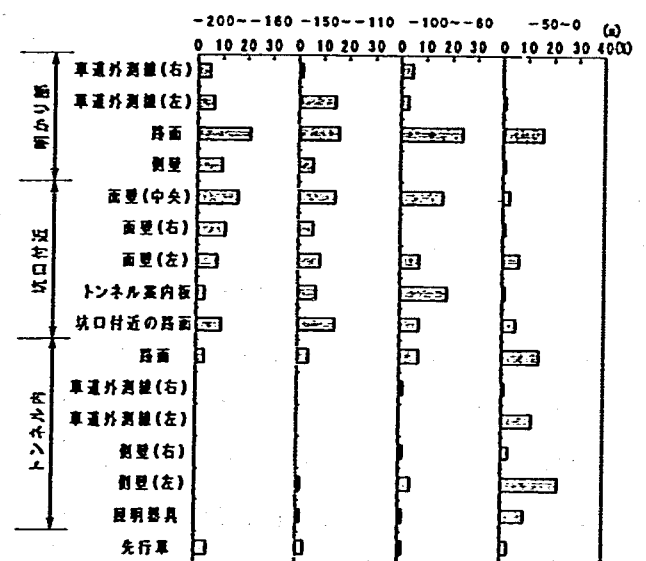


図-3 2車線走行車線

3. 1. 2 運転挙動からの結果

今回の調査では、ブレーキを用いた被験者はいなかった。アクセルについては、アクセルを約 10%以上緩めた時のトンネル坑口からの距離と、そのときの注視点の位置を明らかにし、その中のアクセルを緩めた回数の多い注視点 4 か所を図-6 に示す。坑口から 100m 以上離れた位置では、トンネル案内板（ここでは、トンネル名称案内標識とトンネル内点灯警戒標識をあわせて示す）、面壁、先行車を注視する回数が多く、

坑口から 100m 以内では、トンネル内路面を注視する回数が多いことがわかる。以上のことから、トンネル坑口手前 100m で、運転者に心理的圧迫を与える要因が変化すると考えられる。坑口手前 100m 以上で減速する場合、トンネル案内板、面壁、先行車を注視している回数が多いのは、トンネル案内板や面壁から得られるトンネルの情報、先行車との距離の情報を得ようとするためと考えられる。坑口手前 100m 以内では、トンネル内路面が明かり部の路面よりも路面状況が把握しにくいために、減速する場合はトンネル内路面を注視している回数が多いと考えられる。

3. 2 走行性調査

図-7 に、トンネル進入直前の被験者の視線位置に関するアンケート結果を示す。これは、全ケースを対象に被験者には「最もよく見ていた場所」「よく見ていた場所」「時々見ていた場所」を回答してもらい、それぞれ 3、2、1 点と点数付けし、総合計点に対する場所毎の点数割合を示したものである。トンネル坑口周辺、前方路面、トンネル入口、トンネル内左側壁の順に割合が高くなっており、トンネルに進入する際に、運転者はこれらのを気にしていることが分かる。先に示した視線

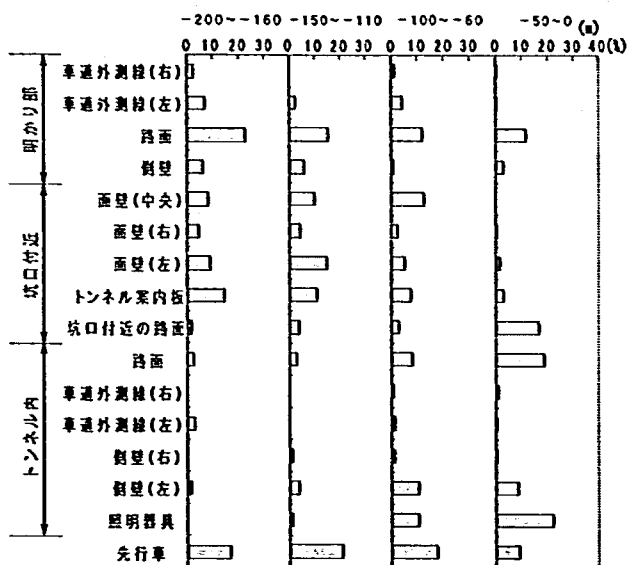


図-4 3車線第1走行車線

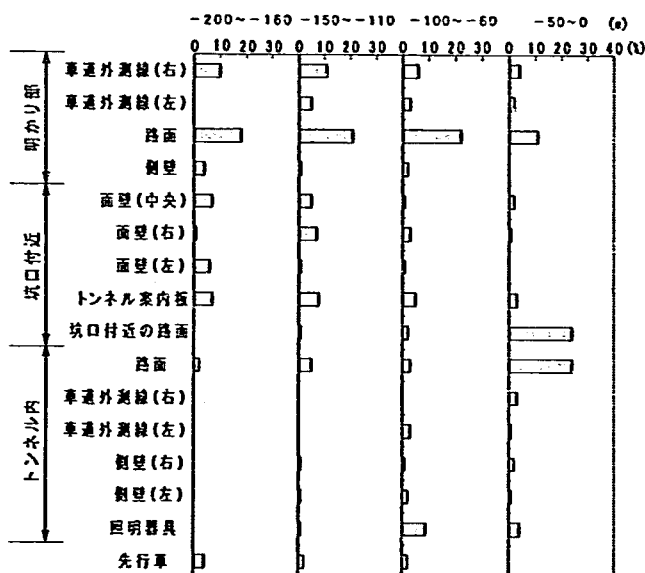


図-5 3車線第2走行車線

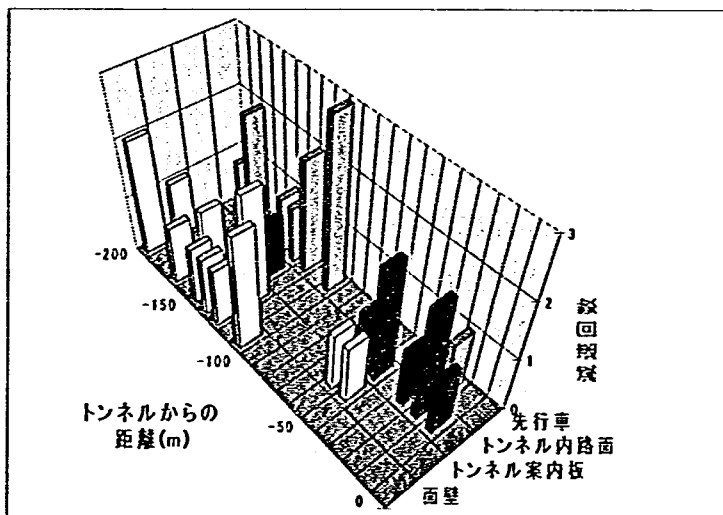


図-6 各地点における減速回数場所

挙動調査より、トンネル進入時の運転者の注視点は、前方路面、トンネル左側壁、左側レーンマークとすることが分かっており、これは走行性調査と一致している。このことから、本 CG がほぼ実現象に近い条件を再現できたものと考えられる。

図-8 に、トンネル進入直前の緊張感に関するアンケート結果を示す。これより、坑口

形状が面壁の場合は、被験者の5割が緊張感が「ある」と回答しているのに対し、竹割り(0D、2D、4D、8D)の場合は、被験者の約2割が緊張感が「ある」と回答しており、運転者の心理に与える影響は坑口形状が面壁の方が竹割りよりも大きいことが分かる。

図-9 に、トンネル進入時の走行性に関するアンケート結果を示す。これより、坑口形状が面壁の場合は、被験者の約5割が「抵抗がない」と回答しているのに対して、竹割りの場合は被験者の約9割が「抵抗がない」と回答しており、竹割りの坑口形状は走行性に非常に優れていることがわかった。特に、竹割り(8D)の場合は、他の竹割り形状よりも「非常にスムーズ」と回答している被験者が多く、トンネル断面へのすり付け長が十分に長いものはトンネル進入時の走行性が高いことが分かった。

4. まとめ

視線挙動調査結果から、トンネル側方余裕の情報を入手しようとする傾向が見られ、運転挙動の結果より、トンネル坑口手前 100m 以上では、面壁とトンネル案内板と先行車がアクセル踏量に影響を与えていることが分かった。トンネル進入時の走行性調査から、坑口形状が面壁よりも竹割りの方が緊張感、抵抗感が小さく、特に竹割りの場合は、すり付け長が十分に長いと進入時の走行性が高くなることも分かった。

【参考文献】1)「交通特性とトンネル内照明」永関・米川、高速道路と自動車、1992年10月

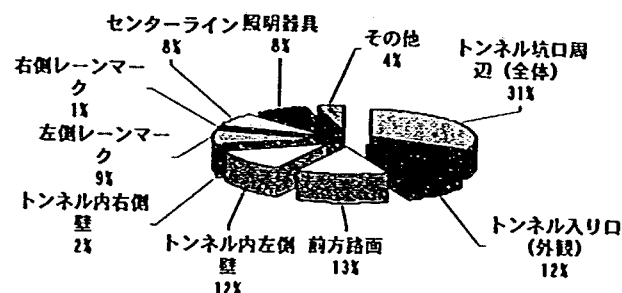


図-7 トンネル進入時の視線位置

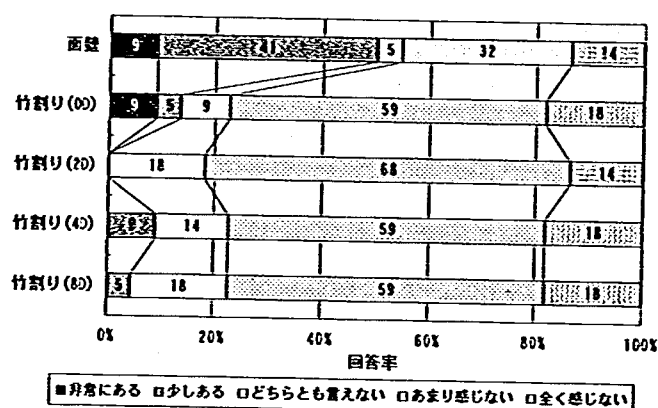


図-8 トンネル進入直前の緊張感

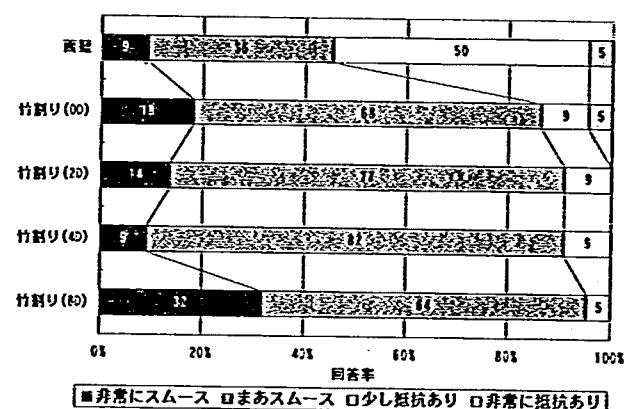


図-9 トンネル進入時の走行性

雪氷路面の現地観測と路面状態予測モデルに関する研究

新潟試験所 ○荒川 智之, 早川 博, 市ノ瀬 榮彦

1. はじめに

戦後、経済の潮流が大きく変化し、人の移動や物資の輸送は自動車への依存を高めることとなった。国土の約 6 割を占める積雪寒冷地域では、冬期道路における雪氷路面の発生が路面のすべり摩擦係数を低下させ、スリップ事故や登坂不能車両による渋滞といった道路交通の安全性・円滑性に多大な影響を及ぼしている。そのため、冬期道路の交通障害を解消し、人口の再配分の促進、大都市への人口集中の緩和を目的として 1956 年 4 月に「積雪寒冷特別地域における道路交通の確保に関する特別措置法」が制定され、これに基づく「積雪寒冷特別地域道路交通確保五箇年計画」が推進されている。また近年では「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」(1990 年 6 月施行)に基づくスパイクタイヤの使用規制を契機に、道路利用者のニーズとして冬期路面の管理水準の高度化が求められ、道路管理者としては雪氷路面对策が重要な課題となっている。

道路管理者による適切な雪氷路面对策に寄与することを目的とした路面凍結予測手法に関する既往の研究には、熱収支・熱伝導解析を用いて路面温度を予測するモデルに関する研究¹⁾、重回帰分析を用いた統計的手法による予測モデルに関する研究²⁾、路面温度の時系列的変動特性をニューラルネットワークに学習させたモデルに関する研究³⁾などがある。これらの研究では気象庁から提供される GPV データ、路面温度の変動パターンデータといった気象要因以外は入力データに考慮されておらず、通過交通による自動車排熱量やタイヤの摩擦熱などの交通要因、除雪作業や凍結防止剤散布による融解の潜熱輸送量などの人為的要因につ

いては、数学的手法によるモデルへの組み込みがあまりにも複雑なため無視されている。また既往の研究はすべて路面温度を予測するものであり、路面状態すなわち路面の縦すべり摩擦係数を予測する手法ではない。

そこで本研究では定量化されていない交通要因や人為的要因が雪氷路面に及ぼす影響を明らかにした上で、冬期道路交通の安全性を確保する指標となりうる路面の縦すべり摩擦係数を予測するモデルの構築を目指している。

本中間報告は調査初年度として実施した雪氷路面の現地観測結果から冬期道路における雪氷路面の熱収支の実態把握を行い、本観測結果による各熱収支成分と原単位法を用いて算定した通過交通による自動車排熱量、凍結防止剤散布による融解の潜熱輸送量を比較検討した結果について述べる。また冬期道路交通の安全性確保の観点から路面温度と縦すべり摩擦係数の関係について若干の考察を加えたものである。

2. 雪氷路面の現地観測概要

本観測は 1998 年 12 月 3 日から 1999 年 3 月 23 日までの 111 日間、新潟県中頸城郡妙高高原町二俣地先に観測局を設置し一般国道 18 号上り線で定点自動観測を行った。また表-1 に示す時間帯に累計 142 時間の現地詳細観測を行った。

表-2 に観測項目、使用機器、測定高さ及びデータの集計方法の一覧を示す。このうち目視による路面性状の分類は北海道開発局により提案されている 14 分類⁴⁾を採用した。縦すべり摩擦係数(100%制動時)は建設省北陸地方建設局所有のすべり抵抗測定車を用いて走行車線外側車輪通過位置(以

下、走行部という)で測定した。なお毎正時の測定は、定点自動観測局舎近傍の約 300m 区間で上下線それぞれすべり抵抗測定車の進行方向に向かって A 地点、B 地点、C 地点の 3 地点、合計 6 回とした。

写真-1 は観測地点の下り線に向かって撮影した風景である。観測地点は標高約 500m、縦断勾配 1.5%～2.0%で前後 1km の区間に交差点がなく信号の影響を受けない単路部である。本観測地点の平面図及び舗装構成を図-1 に示す。

表-1 現地詳細観測を実施した時間帯 (1999年)

調査回数	観測時間帯	観測時間
第 1 回	1 月 8 日 13 時～同 23 時	10 時間
第 2 回	1 月 21 日 1 時～同 10 時	9 時間
第 3 回	1 月 29 日 15 時～同 30 日 11 時	20 時間
第 4 回	2 月 2 日 13 時～同 4 日 16 時	51 時間
第 5 回	2 月 12 日 9 時～同 14 日 1 時	40 時間
第 6 回	2 月 20 日 18 時～同 21 日 6 時	12 時間
合 計		142 時間



写真-1 観測地点の風景及び機器設置状況

表-2 観測項目、使用機器、測定高さ及びデータの集計方法

定点自動観測				
観測種別	観測項目	使用機器	測定位置	データの集計方法
気象観測	気温	通風式気温計	路面から 7.0m	10 分間平均値
	気温、路面温度	温度湿度計	路面から 6.0m	10 分間平均値
	風向、風速	風向風速計	路面から 8.0m	10 分間平均値
	上下短波放射量	アルベド計	路面から 5.0m	10 分間平均値
	下向き長波放射量	精密赤外放射計	路面から 3.0m	10 分間平均値
	地中温度	熱電対	-2.0cm～-49cm	10 分間平均値
路面観測	路面(雪面)温度	路面放射温度計	路面から 5.0m	10 分間平均値
	積雪、水分の有無	路面反射比率計	路面から 5.0m	10 分間平均値
	路面状況	ITV カメラ	路面から 5.5m	10 分間平均値
交通観測	走行速度、交通量	R 型車両感知器	路面から 5.0m	10 分間平均及び累計値
現地詳細観測				
観測種別	観測項目	使用機器	測定位置	データの集計方法
路面観測	時間降雪量	降雪板	観測局舎脇	1 時間累計値
	路面雪氷厚	ノギス、定規等	A～C 地点	毎正時の測定値
	残留塩分濃度	塩分濃度計	A～C 地点	毎正時の測定値
	すべり摩擦係数	すべり測定車	A～C 地点	毎正時の測定値
	路面性状	目視	A～C 地点	毎正時の状況を記録
	雪寒対策車通過時間	目視	観測局舎前	通過時間を記録

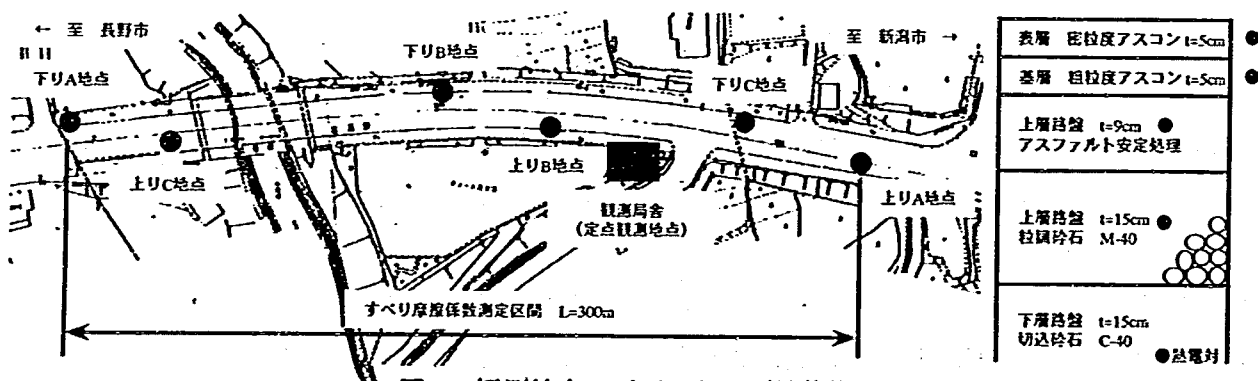


図-1 観測地点の平面図および舗装構成

3. 雪氷路面における熱・水分輸送の基礎式

(1) 熱収支式

有限の厚さをもつ積雪全層の熱収支は次式で定義される⁹⁾。

$$Q_G = R^1 - \varepsilon \sigma T_s^4 - H - \iota E + Q_b + Q_R + W \quad (1)$$

ここに、 Q_G ：積雪層が表面と底面から得る正味のエネルギー、 R^1 ：入力放射量、 ε ：積雪の射出率、 σ ：ステファン・ボルツマン定数 ($=5.67 \times 10^{-8} \text{Wm}^{-2}\text{K}^{-4}$)、 T_s ：積雪表面温度、 H ：顕熱輸送量、 ιE ：潜熱輸送量、 Q_b ：積雪底面から入ってくる地中伝導熱、 Q_R ：雨の熱量、 W ：自動車排熱量である。また、入力放射量 R^1 は式(2)のように表される。

$$R^1 = (1 - \alpha) S^1 + \varepsilon L^1 \quad (2)$$

ここに、 α ：積雪表面のアルベド、 S^1 ：全天日射量、 L^1 ：大気からの長波放射量である。

顕熱 H と潜熱 ιE の輸送量は次のバルク式で表される。

$$H = c_p \rho C_H U (T_s - T) \quad (3)$$

$$\iota E = \iota \rho C_E U (q_s - q) \quad (4)$$

ここに $c_p \rho$ ：空気の体積熱容量 ($=1.30 \times 10^3 \text{Jm}^{-3}\text{K}^{-1}$)、 C_H, C_E ：顕熱と水蒸気輸送に対するバルク輸送係数、 q, T, U ：ある高度での比湿 (kgkg^{-1})、気温 ($^{\circ}\text{C}$)、風速 (ms^{-1})、 ι ：水の蒸発の潜熱 ($=2.50 \times 10^6 \text{Jkg}^{-1}$)、 q_s ：積雪表面温度に対する飽和比湿 (kgkg^{-1}) である。

舗装内の熱移動は、原理的には水分および熱の移動を考慮した拡散方程式⁹⁾で再現が可能であるが、ここでは現象をより簡単にし理解を容易にするために熱容量を基にした(5)式を用いて積雪底面から入ってくる地中伝導熱 Q_b を見積もった。

$$Q_b = Q_{b(z=0)} = \int_0^D \frac{d(c_g \rho_g T_g)}{dt} dz \quad (5)$$

ここに、 $c_g \rho_g$ ：地表層の体積熱容量 ($\text{JK}^{-1}\text{m}^{-3}$)、 T_g ：深さ Z における地中温度 (K)、 D ：日変化において熱伝導が0となる深さ ($=0.5\text{m}$) である。

(2) 自動車排熱量 W の算定⁷⁾

自動車排熱量は原単位法⁸⁾により求めた。原単位法とは速度区分別の排出係数 ($\text{g台}^{-1}\text{km}^{-1}$) を CO_2 排出原単位 ($\text{C-ton} \cdot 42\text{MJ}^{-1}$) で除して求めた自動車1台あたりの排熱量に通過台数を掛けて自動車排熱量を求める方法である。

4. 観測結果と考察

(1) 2月20日の実測放射収支

図-2は各実測放射量の日変化である。全天日射量 S^1 は最大約 570Wm^{-2} 、反射日射量 αS^1 は、最大 100Wm^{-2} 前後に達していた。大気からの長波放射量 εL^1 は早朝 200Wm^{-2} と小さい値を示したが、日中以降は 260Wm^{-2} 前後でほとんど変化しなかった。それに対して道路からの長波放射量 εL^1 は、日射量が強くなり路面温度が高くなる日中には約 450Wm^{-2} に達し、路面温度が低くなるとともに上向き長波放射量も減少し夜間は 260Wm^{-2} 程度まで下がった。

(2) 2月20日の熱収支

図-3は各熱収支成分の日変化である。日中の時間帯における正の熱源は放射によるものが最も大きく、次いで自動車排熱量、地中伝導熱量、潜熱および顕熱輸送量の順になっているのがわかる。これに対して夜間は顕熱および潜熱による熱輸送は無視できる程度に小さく供給熱源は地中伝導熱量、自動排熱量および長波放射収支量によって規定されているのがわかる。また自動車排熱量は放射による熱量（正味放射量）を卓越している時間帯もあることから、通過交通が路面状態に及ぼす影響は大きく予測モデルへの組み込みは必要不可欠であることが示唆される。一方、凍結防止剤散布車両（図中にMSと示す）が通過した時間帯の潜熱輸送量には変化がなく凍結防止剤散布が路面状態に及ぼす熱的影響は小さいことが推察される。

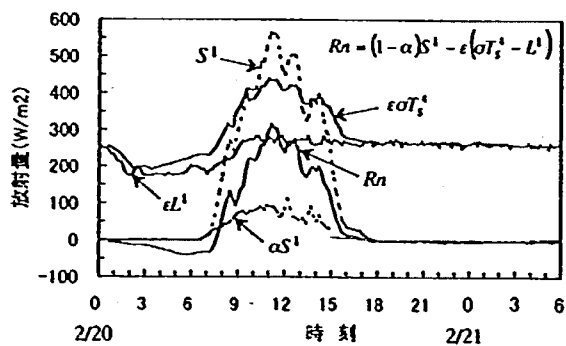


図-2 各実測放射量の日変化

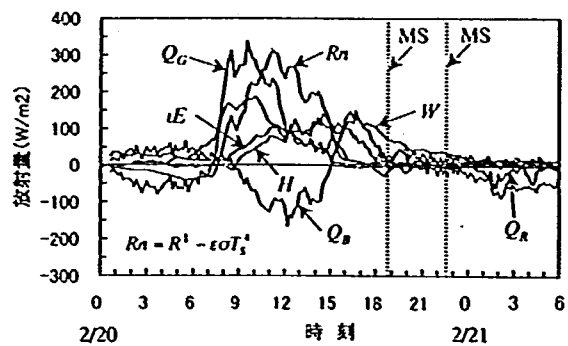


図-3 各熱収支成分の日変化

(3) 路面温度と縦すべり摩擦係数の関係

現地詳細観測期間全体のデータに基づく路面温度と縦すべり摩擦係数の関係を図4に示す。これより雪氷路面における縦すべり摩擦係数と路面温度の関係には相関がなく路面温度を予測することが冬期道路交通の安全性に反映される訳ではないことがわかる。また本観測地点において発進不能となるような路面状態 ($f \leq 0.2$) の発生は $0 \pm 1^\circ\text{C}$ 近傍に多く見られ、むしろ氷点下 1°C 以下では道路管理上、適切な路面管理レベル ($f \geq 0.2$) にあることが伺える。

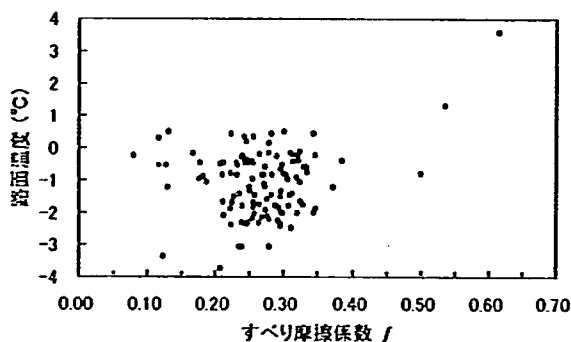


図-4 すべり摩擦係数と路面温度の関係

5. まとめ

本中間報告で得られた結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 通過交通が路面状態に及ぼす影響は大きく路面状態予測モデルへの組み込みは必要不可欠であることが示唆された。
- (2) 凍結防止剤散布車両が観測地点を通過した時間帯の潜熱輸送量には変化がなく凍結防止剤が路面状態に及ぼす熱的影響は小さいことが推察さ

れた。

- (3) 路面温度とすべり摩擦係数の関係には相関がないことから冬期道路交通の安全性を確保するためには既往の研究に見られるような路面温度予測ではなく路面の縦すべり摩擦係数を予測するモデルの構築が必要であることがわかった。

6. 今後の課題

本報告は一冬期の限られた気象、交通状況下におけるデータに基づく分析にとどまった。冬期路面状態予測モデルを構築するためには、より多くのデータを蓄積する必要がある。また自動車排熱量の算定は試算結果であるため実測値を測定していく必要がある。そのため今年度も引き続き当該観測地点においてデータ収集を図ることを予定している。

参考文献

- 1) 武市靖：路面凍結の予測に関する研究。土木学会論文集，No.470，pp.175-184，1993。
- 2) 井上元雄，高田吉治：路面凍結の予測システム。雪氷，33巻4号，pp.239-257，1971。
- 3) 堀井雅史，加藤清色，堀田正：ニューラルネットワークを用いた冬季道路の舗装路面温度予測モデル。土木学会論文集，No.620，pp.271-278，1999。
- 4) 北海道開発局：冬期路面管理マニュアル（案），1997。
- 5) 近藤純正：水環境の気象学。朝倉書店，pp.240-244，1996。
- 6) 木内豪，小林裕明：快適な都市熱環境創造のための舗装の高湿化抑対策に関する検討。土木学会論文集，No.622，pp.23-33，1995。
- 7) 神田孝，鈴木誠，森脇亮：通過交通の影響を含めたストリートキャニオンにおける熱収支の実測。土木学会論文集，No.587，pp.109-116，1998。
- 8) 環境庁：自動車排出ガス原単位および総量に関する調査報告書，pp.54-85，1998。

橋台の小型模型振動台実験

構造橋梁部基礎研究室 ○秋田 直樹

福井 次郎

白戸 真大

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、構造物の耐震設計は耐力および変形性能を照査する設計法が求められるようになった。道路橋に関しても、橋全体系として所定の耐震性を確保すべく、橋脚柱だけでなく、橋脚基礎についても、地震時保有水平耐力法が導入された。

一方、橋台は裏込め土の存在により橋脚のように振動応答しにくい等の理由により、保耐法による設計は行わず、震度法のための設計となっている。しかし、設計の合理化と橋全体系としての耐震性能の確保を両立させるためには、橋台に関しても、基礎を含めて、その耐力や変形性能の評価が可能な耐震設計法を整備する必要がある。

ここで、橋台の耐震性能を評価するには、①限界状態の設定、②堅壁、背面土などに作用させる震度の設定、③大地震時における土圧の算定法、④弾性応答と非線形応答の関係の評価などが課題となる。

本研究では、橋台の地震時挙動を把握するために、土槽内に橋台模型を設置して振動台実験を行い、橋台および背面地盤の振動特性を調べた。また、橋台に作用する地震時土圧算定法の検討として、実験において背面地盤に発生したすべり線の角度と、物部・岡部式で算定されるすべり線の角度を比較した。

2. 橋台模型および実験ケース

実験土槽を図-1に示す。実験に用いた土槽は、長さ 3.1m、幅 0.6m、高さ 1.2m の鋼製であり、側面の一方はアクリル版張りである。側面内側には、土槽と砂の摩擦を低減するようビニルシート 2 枚を重ね貼りした。橋台前面の条件は、境界条件を明確にするため、根入れを行わないことにし、水平移動自由、または固定とした。固定の場合には、フーチング上面と土槽壁の間に棒材を渡し固定した。

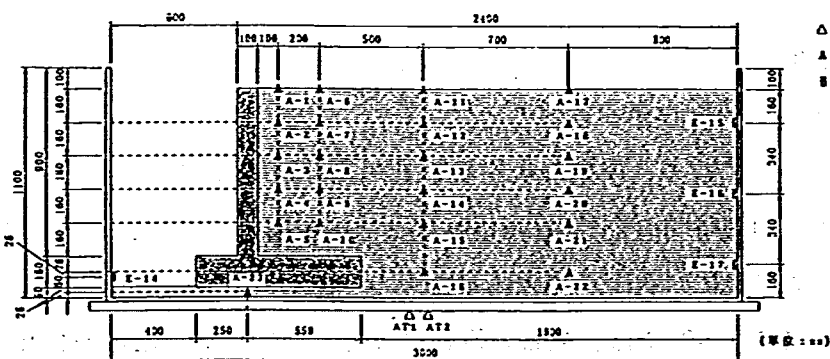


図-1 実験土槽

橋台模型は、重力場で

表-1 実験ケース

ケース	滑動	設定加速度	加振振動数	計測値
1-1	自由	500gal	10Hz	421gal
1-2	自由	500gal	5Hz	547gal
1-3	自由	500gal	20Hz	439gal
2	自由	700gal	10Hz	629gal
3	固定	700gal	10Hz	611gal

表-2 各ケース終了後の模型の状態

ケース	総加振時間	累積滑動量	すべり線
1-1	270s	微小	—
1-2	120s	微小	—
1-3	180s	33mm	68°
2	90s	48mm	54°
3	60s	固定	—

の相似則を適用し、ある実橋台に対し相似則がほぼ 1/10 となるよう諸元を決定した。ただし、相似比を求める際には、地盤を線形弾性体として扱った。縦壁は、高さ 800mm、幅 600mm であり、H 鋼 (H-100×100×6×8, SS400) のフランジ部をつきあわせ溶接することにより作成し、内部に質量を調整するため鋼球を充填させた¹⁾。

地盤は、乾燥した豊浦標準砂を用い、空中落下法とバイブレーターによる締固めを併用して作成した。地盤作成時に密度を測定したところ、平均 $1.55(t/m^3)$ 、相対密度 69%、間隙比 0.69 であり、各ケース間でほとんどばらつきはなかった。また、地盤作成終了時に計測されたせん断弾性波速度は、各ケースとも 166(m/s)であった。土槽底面から地表面間において 1 次モードで振動するとした場合、弾性波速度から算定される地盤の固有振動数は 40Hz である。

実験ケースを表-1 に示す。実験は 3 ケース行い、ケース 1 では、目視により地盤に著しい変状が生じていないことを確認し、加振振動数を変化させた。橋台を固定したケースは、橋台基礎が杭基礎である場合を想定したもので、滑動を許す場合と、大きな変位を許さない場合とで橋台の挙動の違いを見るために実施した。入力波は、正弦波を用いたが、表-1 の計測値に示すように、入力加速度と振動台加速度の振幅は設定した値とは異なっていた。

3. 実験結果

(1) 橋台の滑動およびすべり線の発生

各ケース終了時の、模型の状態をまとめたのが表-2 である。ここに、総加振時間とは各ケースそれぞれの加振時間の合計、累積滑動量とは橋台模型の各シリーズ実験開始時からの滑動量であり、各ケース終了後にスケールで確認したものである。

ケース 1-1、1-2 では、橋台の滑動はほとんど生じず、地盤の状態も変化しなかった。橋台の累積滑動量が小さく、背面地盤が物部・岡部式で想定しているような塑性平衡状態に至らなかったため、背面地盤にすべり線が発生しなかったものと考えられる。加振振動数が 20Hz のケース 1-3 では、橋台が滑動し、水平面との角度が 68° のすべり線が発生した。20Hz において橋台の応答が

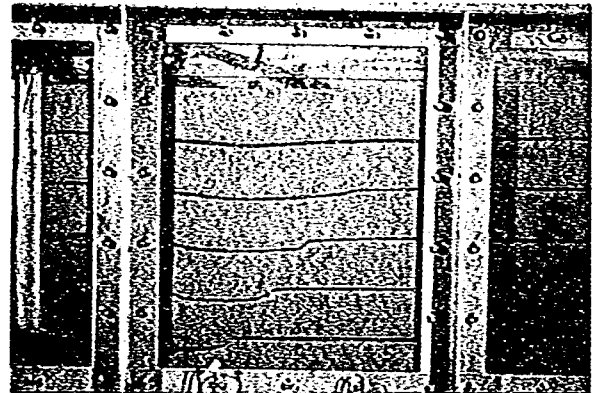


写真-1 ケース 2 加振終了後

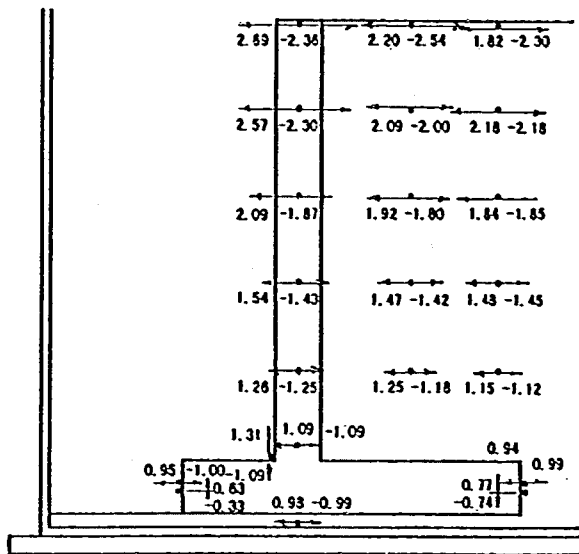


図-2 加速度応答倍率 ケース 1-3

大きくなったのは、加振周波数が地盤の固有振動数に近づいたためと考えられる。設定加速度が 700gal のケース 2 では、加振振動数が 10Hz であるが、橋台は滑動し、写真-1 のように背面地盤内に角度 54° の明瞭なすべり線が発生した。加振中、すべり線はフーチング端部から地表面へ向かって進行的に発生した。加振終了後のすべり線は、地表面に近いほど明瞭でなくなるものであった。また、橋台が滑動しないようにフーチングを固定したケース 3 では、橋台背面にすべり線は発生しなかった。

このように、加振振動数、加速度により、橋台の滑動特性、すべり線発生の有無は変化し、物部・岡部式で想定しているような塑性平衡状態に達するためには、橋台の滑動変位により生じる地盤変形が発生する必要があることが確認できた。ケース 3 の結果から、杭基礎で支持され、フーチングの水平変位が小さい場合には、塑性平衡状態には達しないことが予想できる。

(2) 橋台および背面地盤の応答

図-2 はケース 1-3 に関して、ある時間から入力波 2 周期分の時間内において、それぞれの加速度計で計測された加速度の最大値・最小値を、その時間内の振動台加速度の最大値・最小値で除して、加速度応答倍率を求めたものである。ここで、橋台堅壁および地盤は、全ケースにおいて振動台の加速度波形とほぼ同位相で振動していた。橋台堅壁自身の固有振動数は計算によると約 90Hz で、加振振動数 20Hz では、ほとんど影響を受けないと考えられるが、図-2 より堅壁自身の応答加速度はかなり大きくなっており、これは背面地盤の応答に大きく影響されているためと考えられ

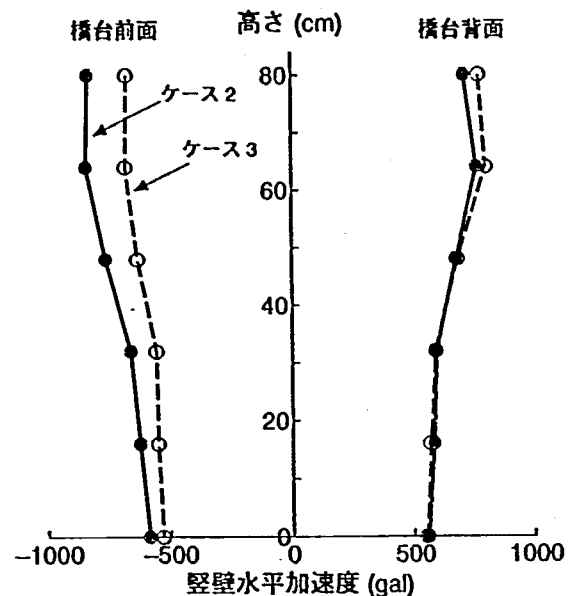


図-3 堅壁の加速度分布

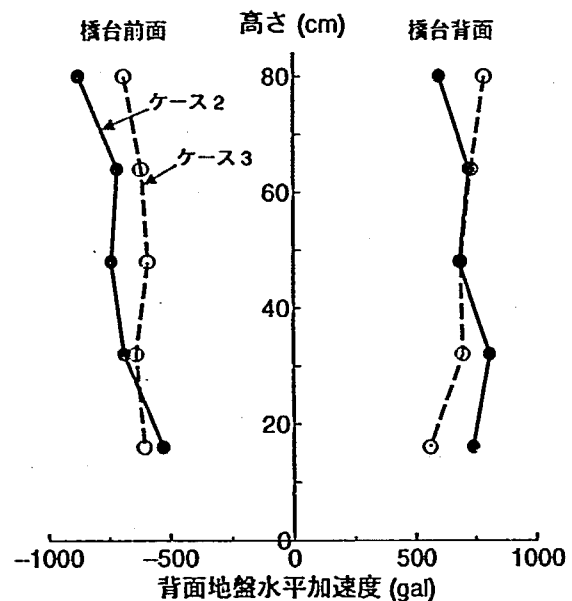


図-4 背面地盤の加速度分布

る。しかし、橋台堅壁と地盤の固有周期の関係により位相差が発生する可能性もあるため、今後検討をする必要がある。

ケース 2 と 3 は、同一の加速度 700gal および加振振動数 20Hz で加振したもので、フーチングの前面を固定しない場合と固定した場合である。図-3 は堅壁の加速度分布で、図-4 が背面地盤（壁背面から 300mm の位置）の加速度分布である。図-3,4 より、壁前面側の加速度は、フーチング前面を固定しない場合よりも、固定した場合の方が小さくなった。これは、橋台が水

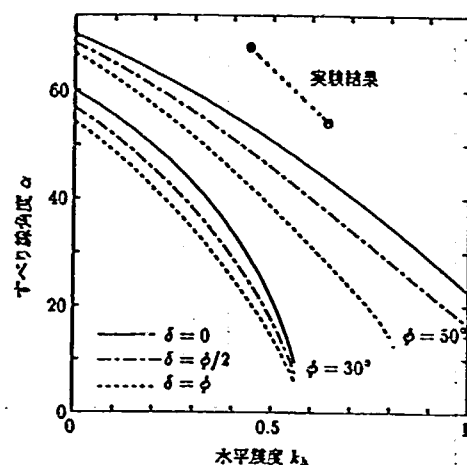


図-5 物部・岡部式と実験結果との比較

平移動をしないため、堅壁が地盤をより拘束することにより、地盤も含めて全体の加速度応答が小さくなったものと思われる。このように橋台の挙動には、壁と地盤の相互作用が顕著に現れている。

(3) 物部・岡部式による実験の評価

本実験の模型地盤に対し、物部・岡部式を用いて、橋台背面に発生するすべり線の傾斜角と水平震度の関係を算定したのが図-5 である。ここに、 ϕ は砂の内部摩擦角、 δ は仮想背面の摩擦角である。ここでは砂の内部摩擦角 ϕ としては、残留強度相当の 30° 、ピーク強度相当の 50° の 2 種類を用いた。また、図中にケース 1-3, 2 で観察されたすべり線の発角度と振動台の加振加速度に相当する水平震度との関係を示した。

図-5 より、実験で生じたすべり線の角度は、砂の摩擦角がピーク強度の場合よりも大きな値を示している。振動台の加振加速度に相当する水平震度の評価の妥当性、作成地盤の強度のばらつき等、さらに検討する必要があるが、今回の実験結果は、文献²⁾で提案されているように主働状態で、背面地盤内においてピーク強度が発揮された面に沿ってすべり線が発生している可能性があると言える。

4. まとめと今後の課題

今回の実験では、橋台の動的挙動の把握を目的とした振動台実験を行い、大地震時の橋台の挙動を確認した。今後は、今回得られた知見を基に実際の橋台に対する試設計などを行い、既往の橋台諸元と被災状況の関係等を検討することなどにより橋台の大地震に対する耐震設計法を検討したい。

また、今回、堅壁に土圧計を設置し、土圧の計測を試みたが、径が小さいためか、信頼できる値が得られなかった。土圧計測のためには、計測方法の工夫が必要である。

【参考文献】

- 1) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎, 三木健男, 秋田直樹: 橋台の地震時挙動に関する小型実験, 第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 1998.12
- 2) 古関潤一, 龍岡文夫, Yulman Munaf, 館山勝, 小島謙一: 大きな地震荷重下における主働土圧の評価法, 第 39 回生研講習会テキスト, pp.57~65, 財団法人 生産技術研究奨励会, 1997

1. まえがき

道路橋の耐風設計では、架橋地点における基本風速や乱れ強さなどの強風特性値を明らかにする必要がある。道路橋耐風設計便覧では、気象官署の風観測データに基づく基本風速をマップで与え、地表面粗度および高度を考慮した補正を行い、設計基本風速を設定している。しかしながら、日本の国土は急峻かつ複雑で、強風特性に影響を与える場合がある。複雑な地形下では強風特性値を予測するのは困難である。独立峰や段丘などの単純で典型的な地形についていくつかの研究が行われているが、地形によっては増速する事がわかっているが、その収束効果については、明らかになっていない。

また、耐風設計便覧では局所地形が強風に与える影響を考慮しておらず、複雑地形中に架橋する場合、強風特性値の適切な設定方法は明示されていない。もっとも精度良く局所地形における強風特性値を調査する方法は、架橋地点における長期にわたる現地観測であるが、多くの費用と時間がかかる。その他の方法として、現地の地形を再現した地形模型を用いた風洞実験を行う方法、近年進歩がめざましい数値流体解析がある。本検討では、局所地形として谷地形を対象とし、実地形模型風洞実験および単純化した地形の風洞実験を行い、谷における風況特性を調査した。また、局地風推定への数値流体解析の適用可能性を検討した。

2. 実地形模型風洞実験

日本海に面した高度差約 70m の谷を対象とした。この谷にかかる橋梁上で、強風のために車両事故が発生した事例のある強風発生地域である。

2. 1 実験方法

縮尺 1/1,500 および 1/600 の 2 種類の地形模型を作成し、土木研究所所有のフラッター風洞 (2.5m×4m) において風洞実験を行った。実験ケースを表 1 にまとめる。接近流プロファイルは図 2 に示す通りであり、X 型ブロープを用いて図 1 に示す A～C 断面の風速および乱れ強さを計測した。

2. 2 実験結果

計測された風速を同高度の接近流風速で除した増速率を、図 3～図 7 に示す。これらより、谷の断面積が最も小さくなる B 断面で増速し、C 断面では低減していることがわかる。また、谷の中央ではなく谷の斜面近くで大きな増速率を示している。1/600 モデルは細かな地形状況を再現でき



図 1 対象地形および計測断面

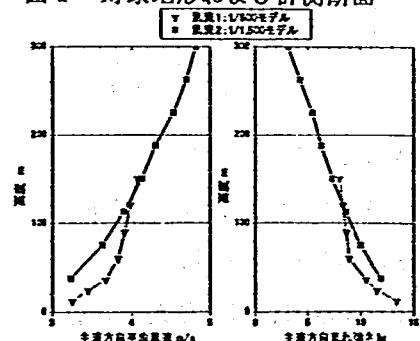
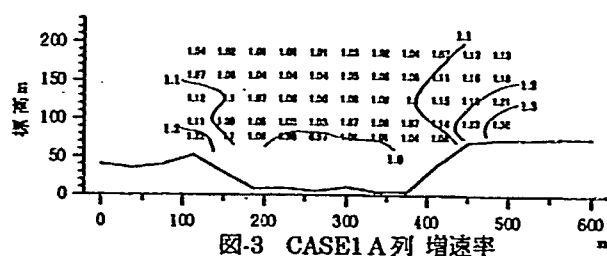


図 2 接近流プロファイル

るが、1/1,500 モデルよりも模型化の範囲は狭い。例えば、谷周辺の高度 300m 近い山や岬は 1/600 モデルでは範囲外である。しかしながら、図 4, 6 より、どちらのモデルもほぼ同様の風速分布を示しており、谷のように局所地形が強風特性に強く影響する場合は、周辺の地形状況よりも、その近傍の地形条件が風況特性を左右することがわかる。また、地表面条件が強風特性の推定結果に与える影響を、1/600 モデルにスポンジ状の樹脂を模型表面に貼り付け検討した。図 8, 9 のように地表面粗度を考慮した場合、考慮しない場合よりも斜面付近の風速比は小さな値を示し、乱れ強さは大きな値を示す。このことから、斜面付近の強風特性を再現するには、地表面条件を適切に設定しなければならないことがわかる。現地観測は図 1 の Point1 ~3 で実施されており、Point2 に対する Point1, 3 の風速比は、風洞実験値と現地観測で比較的良く一致している。

表-1 実験ケース

	模型倍尺	風向	地表面粗度	接近流
CASE1	1/600	NW	無視	乱流 1
CASE2	1/1,500	NW	無視	乱流 2
CASE3	1/600	NW	考慮	乱流 1



3. 1 実験条件

模型の概略図を図10に示す。接近流には図11に示す2種類のプロファイルを用い、図10のI断面およびII断面における風速および乱れ強さを計測し、接近流に対する風速比を算出した。

3. 2 実験結果

図13より、I断面では谷の入り口付近で風速比は最も大きな値を示し、谷に沿って流下するにつれ風速比は低減している。一方、乱れ強さは逆の傾向を示している。図12よりII断面では、谷の中央ではなく、谷の斜面付近で最大の風速比を示しており、この傾向は実地形模型風洞実験の結果と一致する。表2に谷の形状とI断面における最大風速比の関係をまとめる。これより、谷の幅が狭くなるほど最大風速比は大きくなり、谷の傾斜角は45deg、60deg、90degでは60degのモデルが最も大きな風速比を示した。これは、斜面の角度が大きいと強い剥離が生じるため縮流による増速効果が大きくなるが、斜面角度が小さいほど谷の断面積が小さいため縮流による増速効果が大きくなると推測されるが、傾斜角60°のモデルはこの2つの縮流の要因による増速効果の鞍部点に近いため、3つの角度の中では最も増風効果が大きくなったものと推察される。乱流1を用いたケースと乱流2を用いたケースを比較すると、最大風速比は乱流1では1.1~1.15であるのに対し、乱流2では1.2~1.25まで増速しており、乱流2の方が谷状地形による増速率が大きいことがわかる。これは図11のように、乱流1は谷の高さ $H=100\text{mm}$ 付近で主流方向乱れ強さが3%程度であるのに対し、乱流2は8%程度あることが増速の要因の1つと予想される。

4. 数値流体解析による局所地形の風況推定

地形模型風洞実験を行った単純化した地形モデルのうち谷モデルに対して、有限体積法およびコロケーションメッシュを用いた汎用コードにより数値流

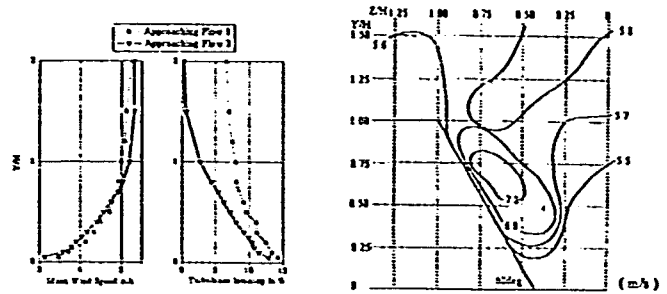


図11 接近流プロファイル 図12 風速分布 (II断面)

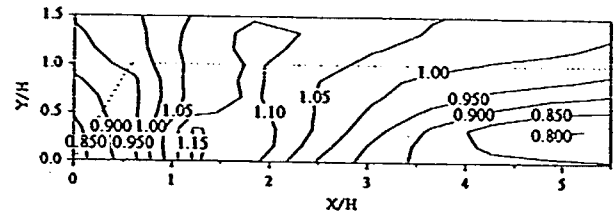


図13 風速比分布図 (I断面: CASE2)

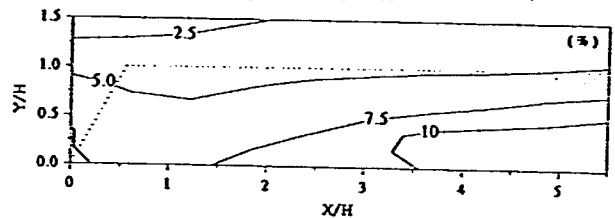


図14 乱れ強さ分布図 (I断面: CASE2)

表2 谷の断面形状と風速比の関係

CASE	Approaching Flow	Width of Valley W	Slope Angle θ (deg)	Maximum Value of Wind Speed Ratio	Wind Speed Ratio α	Turbulence Intensity β (%)	Shape of Cross Section
1	1	$W=2H$	45	1.11	0.92	7.6	
2	1	$W=2H$	60	1.22	0.87	10.1	
3	1	$W=2H$	90	1.19	0.51	21.1	
4	1	$W=1.15H$	60	1.36	0.79	10.4	
5	1	$W=1.15H$	90	1.30	0.54	21.7	
6	2	$W=2H$	45	1.24	1.02	10.6	
7	2	$W=2H$	60	1.34	1.03	12.2	
8	2	$W=2H$	90	1.29	0.72	25.8	

*1 $X=5.5H, Y=0.75H$

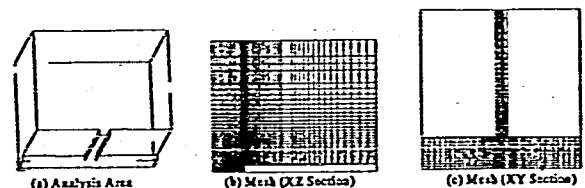


図15 解析モデル

体解析を実施し、地形風の特徴の推定への適用性を検討した。

4. 1 解析条件

モデルの諸元は単純化した谷の風洞実験に用いた地形模型と同一の形状である。解析領域は図6に示すようにX方向が谷の入り口から20H、Y方向20H、Z方向25Hである。解析メッシュ数は60×40×50であり、谷の入り口付近を細かくした異形格子を用いた。乱流モデルには標準的なK-εモデルを用いた。また、差分スキームは1次風上差分である。流入境界条件として、風洞実験に用いた接近流（乱流1）の平均風速および乱れ強さの鉛直分布を用い、流出境界は速度成分は境界の内外のセル速度勾配を0とする条件とした。地表面の境界条件は、接線方向速度成分をべき乗則とし、指数を接近流と同じ1/6と仮定した。それ以外の上空面、側面では、Free Slipとした。

4. 2 解析結果

図16に流入風速に対する増速率のコンター図を示す。これより、谷の入り口で増速され、谷に沿って流下するにつれ風速が低減する傾向が再現されている。表3より谷の傾斜角で比較すると、表2のCASE1～3およびCASE6～8に示した風洞実験結果と同様に傾斜角60°のモデルが最も増速している。また、図16と図13を比較すると、風速比のピークのX座標は実験値とほぼ一致している。しかし、ピークにおける風速比の値は、実験値と比較すると0.2程度大きな値を示しており、特に地表面付近で実験値と解析値に差が見られる。これは、本解析において、地表面境界条件が適切に設定されていない等の理由が考えられる。しかしながら、地表面以外では実験値と風速比の分布は相似しており、定性的には局所地形における風況推定への数値流体解析の適用性が示された。

5. まとめ

実地形および単純化した谷モデルを用いた風洞実験および数値流体解析より以下のことが確認された。

(1) 谷状地形における風況は、谷の入り口における剥離、接近流の収束によって段丘の傾斜部より下流の平坦部において接近流に対する風速比が最大となり、谷に沿って流下するにつれて風速が減衰する。増速の比率は傾斜角、谷の幅、接近流によって左右され、場合によっては接近流の1.3倍程度まで増速する。また、谷の横断面での速度分布は、谷の中央断面ではなくその両側に最も強い増風域が存在する。

(2) 単純化した谷モデルに数値流体解析を適用した。地表面付近以外の風速比の分布形状は風洞実験結果をほぼ再現しているが、地表面付近での風速分布、風速比の値が実験値との対応がとれていなかった。今後は、地表面の境界条件等について、さらに検討する必要がある。

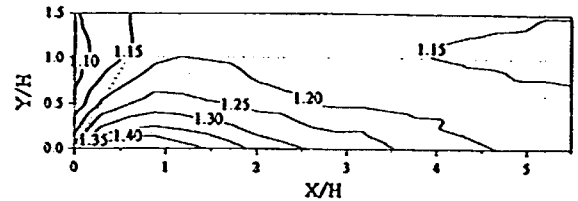
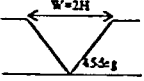
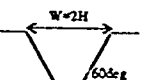
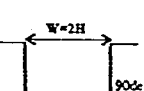


図16 風速比分布図（I断面：CASE2）

表3 数値流体解析結果

CASE	Approaching Flow	Width of Valley W	Slope Angle α	Maximum Value of Wind Speed Ratio	Shape of Cross Section
1	1	$W=2H$	45	1.36	
2	1	$W=2H$	60	1.45	
3	1	$W=2H$	90	1.40	

1. まえがき

構造物の耐震設計における合理的な設計地震動の設定のためには、建設地点に将来影響を及ぼす地震動を発生させる断層を特定し、その断層の活動に起因して生じる地震動をあらかじめ推定することが必要である。設計地震動は、建設地点において推定される地震動に基づき設定される必要がある。従来、構造物の建設地点の地震動推定には、①既存の強震記録及び②地震動の距離減衰式が広く用いられてきた。しかしながら、既存の強震記録には、平成7年兵庫県南部地震で生じたような、規模の大きな地震による震源近傍の強い地震動記録の数が限定されているため、建設地点が震源近傍に位置する場合には、従来の方法を用いて地震動を推定することは困難である。

従来の地震動推定手法の適用性が、既存の強震記録の記録数や観測条件に依存して限定されるのは異なり、特定の断層を直接的に考慮して地震動を推定する手法に、断層モデルを用いる方法がある。断層モデルを用いた地震動推定手法では、地震を発生させる断層と断層から発生した地震動が伝播する地下の地盤構造をモデル化することにより地震動を推定することが可能であり、近年、多くの研究開発が進められている。

このような背景を踏まえ、平成10年度から重点研究プロジェクト「耐震設計の体系化手法」の一環として、断層モデルを用いた手法による設計地震動の合理的な設定法の開発を目的とした研究課題が開始された。この研究課題では、断層モデルを用いた地震動推定手法の更なる高度化を図る。また、将来に活動する断層の長さ、幅等のパラメータの不確定性や地盤構造の情報が限定されていることにより生じる断層モデル・地盤モデルの誤差と、それらに起因して生じる推定地震動の変動幅を総合的に判断して設計地震動を設定する方法の開発を行う。

本研究では、これらの研究課題のうち、断層の不確定性が推定地震動に及ぼす影響について検討した。地震動を推定するために行う断層のモデル化では、断層の長さ、幅等の多くのパラメータを設定する必要があり、いずれのパラメータにも不確定性が伴うが、本研究では、不確定性が特に強いと考えられる断層面上のくい違い量の空間的分布、震源の位置及び断層の破壊様式が推定地震動に及ぼす影響について検討を行った。地震動推定の対象地震としては1923年関東地震を、対象地点としては東京湾口部を想定し、関東地震の断層として設定した断層モデルのくい違い量の空間的分布、震源の位置及び断層の破壊様式を変化させた断層モデルを種々作成し、地震動を推定することにより、その変動幅に関する検討を行った。

2. 断層モデルを用いた地震動推定手法

地震は断層のくい違いにより発生するため、地震動は断層破壊のしかたに大きく影響を受ける。また、断層で発生した地震動は、地表に到達するまでの過程で地下の地盤構造によりその工学的特性を

変化させる。したがって、図-1 に示すように、地震動を推定するためには、その地震の断層及び周辺の地盤構造をモデル化する必要がある。

断層モデルを用いた地震動推定手法には、理論的手法と半経験的手法がある。理論的手法は、断層モデルと地盤モデルを設定し、断層から放射された地震動が地盤中を伝播して地表面に到達する過程を理論的な数式で記述することにより地震動を推定する手法である。それに対して、半経験的手法は、図-2 に示すように地震を発生させる断層面をいくつかの小領域に分割し、断層の周辺で過去に発生した小地震による地震動記録を断層の小領域から発生する地震動として重ね合わせることで、大規模な地震による地震動を推定する手法である。小地震による強震記録は、地震動が地下の地盤構造を伝播した結果得られたものであり、伝播経路の地盤構造の情報を有していると考えられることから、半経験的手法では小地震の強震記録を用いることにより地下の地盤構造のモデル化を省略することが可能である。また、小地震は大規模な地震に対して発生頻度が高いことから小地震による強震記録は得られている場合が多い。本研究では、断層モデルを用いた地震動推定手法としては、半経験的手法を用いた。

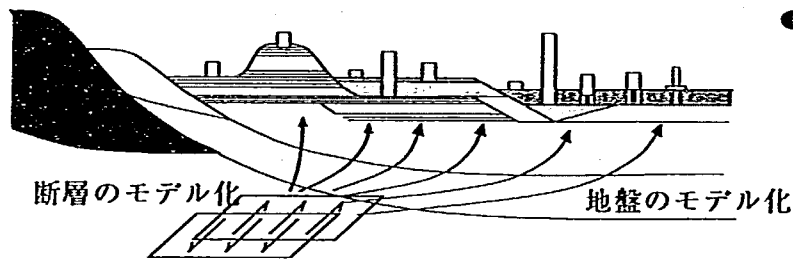


図-1 断層と地震動の伝播

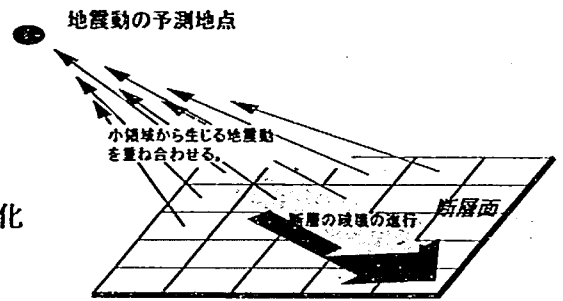


図-2 半経験的手法の概念図

3. 目的及び方法

本研究は、断層の不確定性により生じる推定地震動の変動について検討することを目的とするものであり、地震動を推定する対象地震としては 1923 年関東地震を、地震動の推定対象地点としては東京湾口部を想定した。関東地震を発生させる断層の不確定要素としては、不確定性が特に大きいと考えられる断層のくい違い量の空間的分布、震源位置及び断層破壊様式を用いることとし、1923 年関東地震の断層として推定されている断層モデルに対して、それらの不確定要素を変化させた種々の断層モデルを設定し、半経験的手法 (Irikura, 1986) により地震動の推定を行った。

(1) 変化させなかった断層の諸元

本研究では、表-1 に示す断層の諸元を、1923 年関東地震に対して推定されている断層モデル (Wald and Somerville, 1995、以下、WS モデルという。) に基づき固定的に設定した。また、立ち上がり時間としては、過去の地震規模及びそれに対して推定されている断層パラメータの経験式から全断層面で 5 秒とした。これまでも、1923 年関東地震に対して、Kanamori(1974), Matsu'ura *et al.*(1980) が立ち上がり時間を 5 秒と推定している。図-3 に関東地震の断層位置と地震動推定地点の関係を示す。

表-1 固定的に設定した断層の諸元

パラメータの種類	設定パラメータ
地震モーメント	$7.8 \times 10^{27} [\text{dyne cm}]$
走向・傾斜角	290[deg], 25[deg]
断層長さ・幅	130[km], 70[km]
断層深さ	2.0~31.6[km]
平均くい違い量	3.5[m]
破壊伝播速度	3.0[km/sec]

(2) 変化させた断層の諸元 (くい違い量の空間的分布、震源位置及び断層破壊様式)

断層の不確定要素として選んだ震源位置及び断層破壊様式を種々変化させたケースを図-4 及び図-5

に示す。図-4 は、断層が北西端及び南東端からユニラテラル破壊する2ケースと、断層中央の領域からバイラテラル破壊する3ケースを示す。また、図-5 は想定したラディアル破壊 15 ケースの震源位置を示す。

断層の不確定要素として選んだ断層のくい違い量の空間的分布については、Somerville 他 (1998) を参考に、平均くい違い量の2倍のすべり量を持ち、全断層面積の 22%を占めるアスペリティを1つ断層面上に仮定した。アスペリティの形状としては、横長と縦長の場合の2ケースを仮定した。図-6 及び図-7 に仮定したアスペリティの形状と位置の関係を示す。

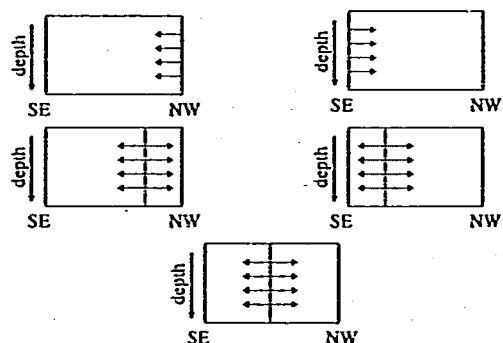


図-4 ラテラル破壊

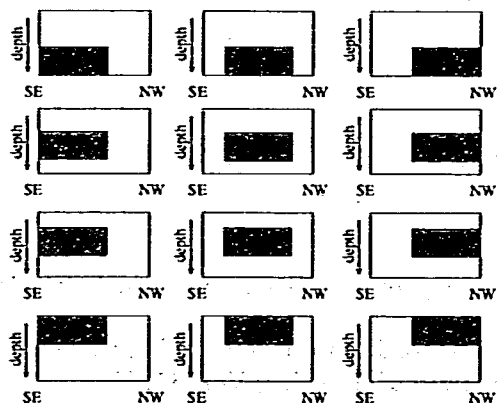


図-6 想定した横長のアスペリティ分布

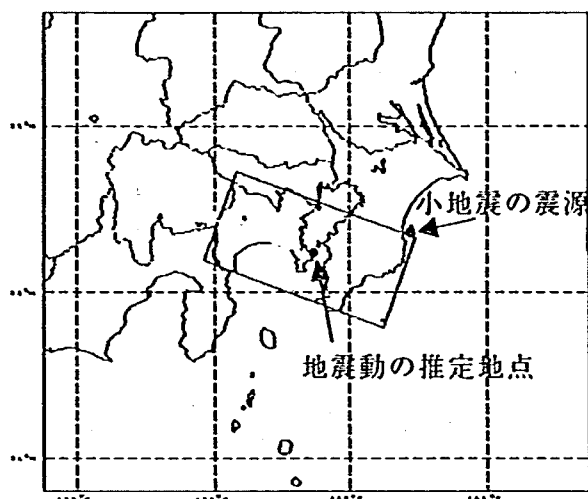


図-3 断層位置と地震動推定地点の関係

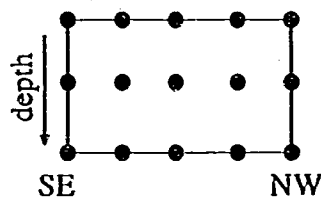


図-5 ラディアル破壊

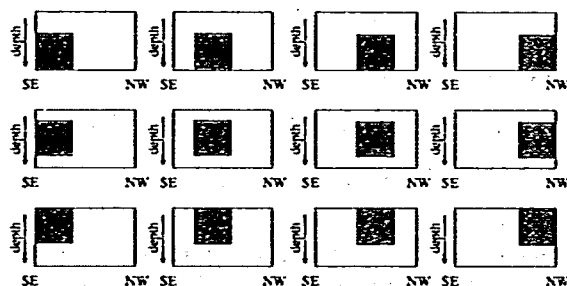


図-7 想定した縦長のアスペリティ分布

(3) 地震動推定に用いた小地震による強震記録

地震動推定に用いる小地震記録としては、WS モデルの断層面を地表面に投影した長方形内あるいはその近傍に震央があり、東京湾口部（観音崎：35° 15'2"N, 139° 44'49"E）で観測記録が得られている地震として、1987 年 12 月 17 日千葉県東方沖地震（ $M_{JMA}6.7$ ）による、観音崎記録の NS 成分を用いた。図-8 に観音崎記録の NS 成分を示す。

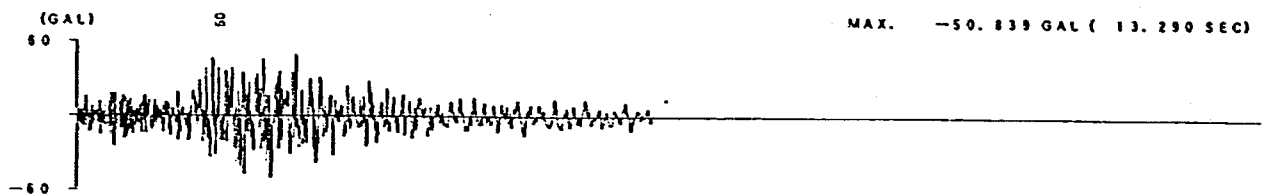


図-8 観音崎記録 NS 成分（1987 年千葉県東方沖地震）

4. 結果

くい違い量の空間的分布、震源位置及び断層破壊様式を変化させて設定した種々の断層モデルにより推定した地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h=5\%$ ）を図-9 に示す。同図から、想定した断層の不確定性により、推定地震動の加速度応答値が 3～6 倍程度に変動していることがわかる。また、広い周期帯の加速度応答値が大きく変動しており、想定した種々の不確定性は地震動の広い周期帯の地震動成分に影響を及ぼすことがわかる。

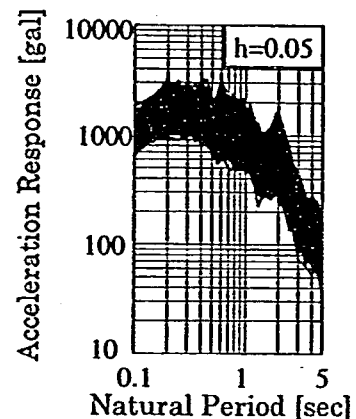


図-9 想定した不確定性による推定地震動の加速度応答スペクトル

5. まとめ

本研究では、地震動推定の対象地震として 1923 年関東地震を、地震動推定の対象地点として東京湾口部を想定し、地震動の推定を行った。その際、断層の不確定要素として、不確定性が特に大きいと考えられる断層のくい違い量の空間的分布、震源位置及び断層破壊様式を用い、関東地震の断層として推定されている断層モデルについて、それらの要素を種々変化させた断層モデルを設定した。設定した断層モデルを用いて地震動推定を行った結果、推定地震動の加速度応答値が 3～6 倍程度に変動し、広い周期帯の地震動成分が想定した不確定性により大きな影響を受ける結果を得た。このように不確定性を有する断層モデルと、それに起因する推定地震動のばらつきを総合的に判断して設計地震動を設定する手法を今後開発していく予定である。

[参考文献]

- Irikura, K., "Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function", 1986, Proc. of 7th Japan Earthquake Engineering Symposium
- Wald, D., "Variable-Slip Rupture Model of the Great 1923 Kanto, Japan, Earthquake: Geodetic and Body-Waveform Analysis", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, No.1
- 佐藤良輔他、「日本の地震断層パラメータ・ハンドブック」、鹿島出版会
- Somerville, P. et al., "Characterizing Earthquake Slip Models for the Prediction of Strong Ground Motion", 1997, SSJ Symposium on Mitigation of Seismic Hazard using Strong Motion Prediction

1. まえがき

過去の地震における盛土の被害は、沖積地盤上に位置する盛土および山岳部の道路盛土で多く見られている。沖積地盤上の盛土は基礎地盤の強度低下、主に液状化が被害の原因と思われる。一方、山岳盛土は基礎地盤（地山）は一般に岩盤などで強固にできていることから、盛土本体に作用する慣性力、および盛土と地山のなじみが悪かったことが被害の原因と一般的に考えられていた。ところが、盛土本体に浸透流が存在すると思われる山岳盛土において、大規模な流動破壊がよく生じていることが最近の分析により分かってきた。たとえば 1993 年釧路沖地震では沢部を横断する盛土が、1995 年兵庫県南部地震ではため池に接する盛土（写真 1）が大規模崩壊した事例が目立った^{1),2)}。このような山岳盛土の流動破壊を防止するためには、破壊メカニズムの解明および盛土の強度低下を評価することが必要である。本研究では、破壊メカニズムに関する基礎的な知見を得るため、流動破壊現象を単純化した斜面模型を用いて遠心実験で再現した。

2. 研究目的

浸透水の作用を受ける山岳盛土の流動破壊現象について、その破壊メカニズムを解明し、浸透水を考慮した盛土の耐震性を評価することが最終目的である。本研究ではまず流動破壊現象を実験で再現し、破壊メカニズムおよびその支配要因について基礎的な知見を得ることを目的とした。

3. 実験方法

実験模型の概要および実験条件を図 1、表 1 に示す。実験は単純化した斜面模型を用いて、斜面の傾斜角、地盤の密度、浸透水位、加振加速度の条件を変えて計 7 ケース行った。幅 150cm、高さ 50cm、奥行き 30cm の土槽内に、地山は石こうで作成し、斜面は茨城県稲敷郡江戸崎町から採取した山砂を最適含水比（ $w=14\%$ ）に調整後、突き固めて作成した。地盤の作成後は遠心加速度 50G を作用させ、浸透水として水の 50 倍の粘性を持つシ

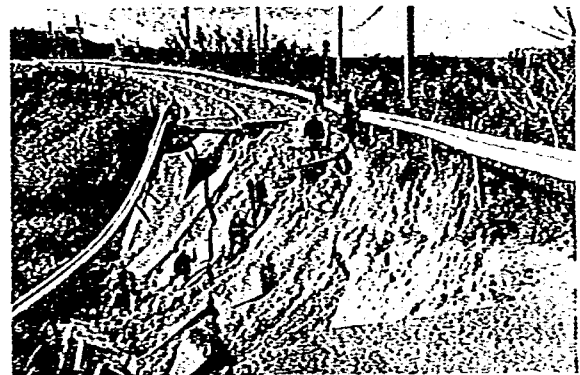


写真 1 兵庫県三木市の道路盛土の崩壊

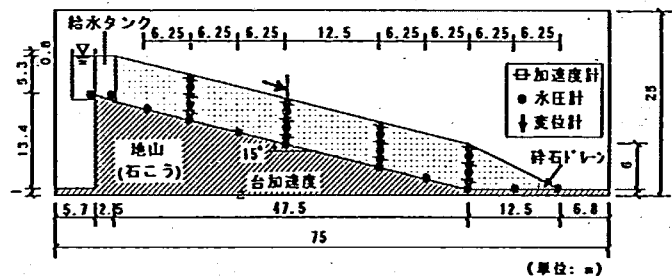


図 1 実験模型

表 1 実験条件

Case	傾斜 (°)	平均水位 (m)	乾燥密度 (g/cm ³)	締固め度 (%)	加振加速度 (gal)
1	15	5.8	1.274	80.2	294
2	15	5.5	1.262	79.5	157
3	5	5.5	1.279	80.5	147
4	5	5.2	1.264	79.6	314
5	15	5.6	1.419	89.4	98,294
6	15	3.7	1.264	79.6	176
7	15	5.8	1.325	83.4	167

※加振波形：sin1.5Hz, 10波、遠心加速度：50G、層厚：6m

リコンオイルを地盤に浸透させた。加振は浸透水が目標水位でほぼ定常になった時点で、表1に示す加振加速度で行っている。なお、本文の図表中の数値は全て実物換算して示している。

4. 実験結果

4.1 加振後の模型の変形状況

加振後の模型の変形状況の一例を図2に示す。斜面の底部にすべり層が形成され、大きく流動破壊していることが分かる。図2に変形状況を示したケース7の地盤の変位量の時刻歴を図3に示す。同図より、加振は12.5秒で終わっているにもかかわらず、変形はその後も続いていることが分かる。また、加振終了後しばらくの間(12.5~17.5秒)、変位は正の加速度で進行している。これは、地盤の滑動力がすべり層のせん断抵抗力を上回り、斜面の下方へ加速度運動していることを示している。密度が高いケース5と傾斜が緩いケース3、4は加振が終了した時点で変形もほぼ止まったが、その他のケースは同じように加振後も流動する様子が見られた。

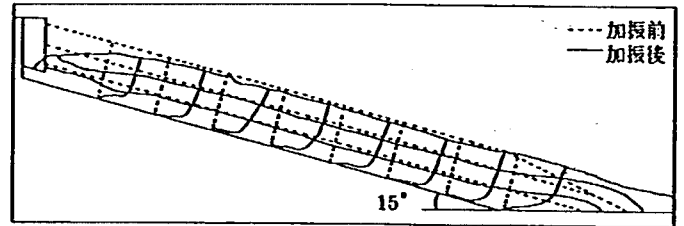


図2 模型の変形状況(ケース7)

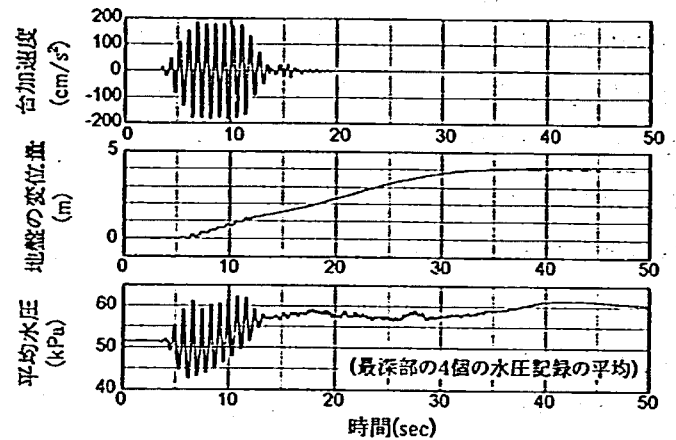


図3 時刻歴(ケース7)

4.2 地盤の密度と変形量の関係

実験は先述したように、いくつかの実験条件を変化させて行った。全般的に見ると、実験条件のうち加振加速度の大きさと水位の高さは地盤の変位量に大きな影響を及ぼさなかった。一方、明確に変位量に差が見られたのは、傾斜角と密度の条件を変えた場合である。そこで、地盤の密度と残留変位量の関係を図4に整理した。密度は締固め度 D ($D = \rho_d / \rho_{dmax}$ 、模型地盤の乾燥密度 ρ_d 、締固め試験による最大乾燥密度 $\rho_{dmax} = 1.567 \text{ g/cm}^3$) で表している。同図より、密度が低いほど変位量大きいことが分かる。このことは、片盛土の実験でも同様の結果が得られている³⁾。また、今回の遠心実験と同じ砂質土を用いて行った要素試験(単調中空ねじり試験)でも密度は残留強度に大きく影響することが分かっている⁴⁾。さらに、片盛土の実験では密度が一定で

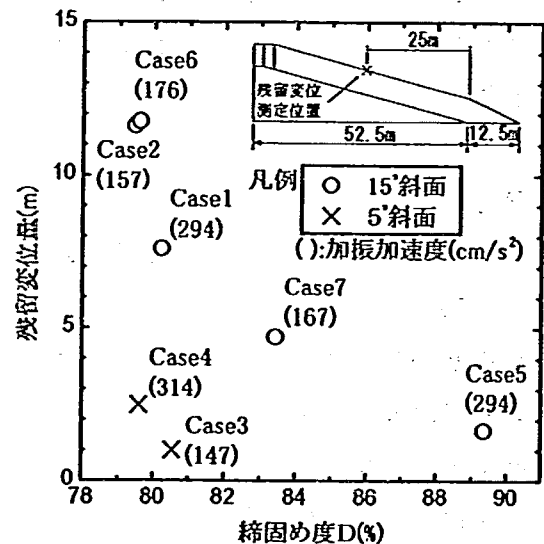


図4 締固め度と残留変位量の関係

あれば浸透水位が高いほど変形が大きいという結果が得られている。このことは、盛土内の排水を適切に行うことが大切であることを示唆している。

4.3 地盤の応力状態

ケース4、5、7の加振中の土槽底面における有効応力経路を図5に示す。図中の直線は、遠心実験と同じ砂質土を用いた単調載荷中空ねじりせん断試験⁴⁾から求めた排水強度である。ここで、有効上載圧 σ_n' とせん断応力 τ は、応答加速度と間隙水圧の測定値を用いて求めた。 τ は斜面の下へ向かう方向を正としており、 σ_n' と τ は斜面全体の平均をとった。なお、 τ は地盤の滑動応力であり、最下層に実際に生じているせん断応力とは必ずしも一致しないことに注意する必要がある。図5より、変形が大きかったケース7では加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方に移動し、破壊線に接していることが分かる。また、図3に示したように、ケース7では加振後も滑動変位が進行しているが、この間の有効応力状態は図5のA点付近でほぼ一定していた。すなわち、せん断応力が一定であるにもかかわらず、せん断変形が進行しており、すべり層が残留強度状態になっていることを示している。一方、密度が高く変形が小さかったケース5では、応答加速度の増幅に伴いせん断応力の応答も大きくなったが、正のダイレイタンス効果により破壊状態には至らなかった。傾斜が緩いケース4も間隙水圧があまり上昇しなかったため、破壊状態には至らなかった。ケース3も同様であり、この理由は不明である。

次に、ケース7の加振中のせん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係を図6に示す。 τ は前述したとおり応答加速度の測定値、 γ は応答加速度と地表面変位の測定値より数値積分等を行って求めたものである。ここでは、計算方法の詳細は省略する。なお、 τ と γ はともに斜面の下に向かう方を正としている。図6より、せん断ひずみ γ は地盤の深い位置ほど大きいこと、加振中のみならず加振後も進行していることが分かる。

遠心実験データから地盤の応力状態を算出したが、今後はこれらを要素試験データと結びつけて現象を理解する必要がある。

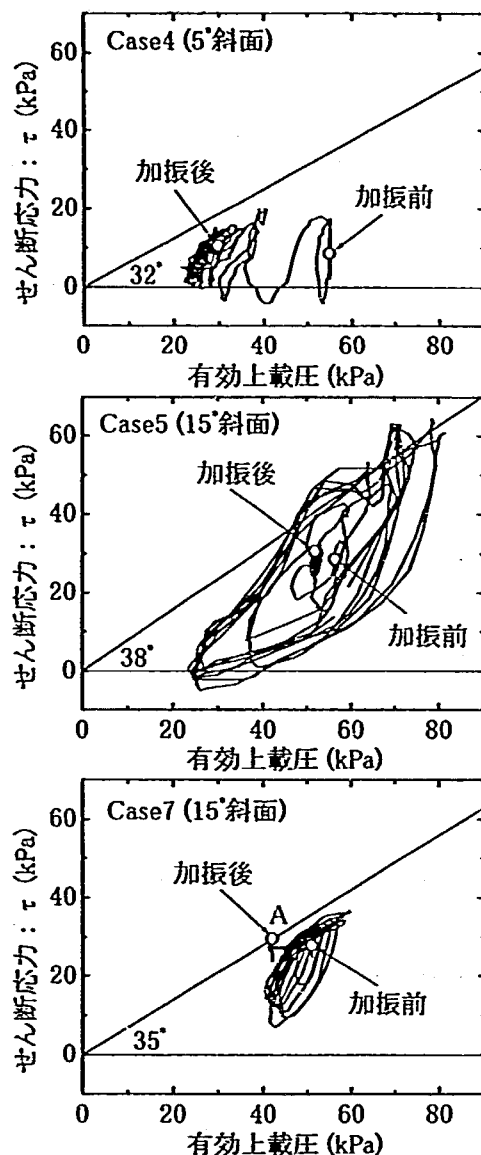


図5 有効応力経路 (ケース4, 5, 7)

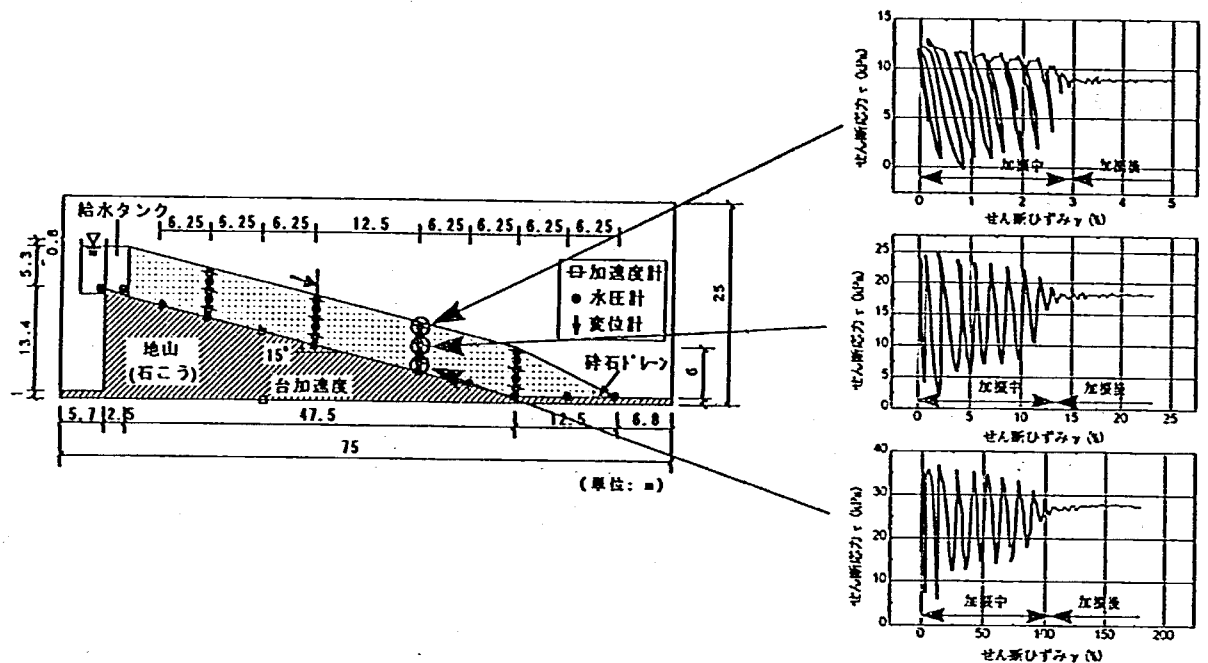


図6 せん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係 (ケース7)

5. まとめ

飽和した山岳盛土の地震時における流動破壊現象を調べるため、単純斜面を用いた動的遠心実験を行った結果、締固め密度が最も変形に影響していることが分かった。傾斜が急で密度の緩いケースでは加振後もしばらく流動する現象が見られ、地震力の作用がなくても流動変形が進行することを確認できた。流動破壊したケースは加振とともに地盤の応力状態が破壊線の方へ移っていき、すべり層の土が緩い砂質土において生じる残留強度状態に至っていることが分かった。また、実験の結果より、山岳盛土の地震時安定性を確保するためには、現場における十分な締固め施工と、地下排水施設の適切な配置が重要だと言える。今後は、遠心実験の結果と要素試験データとを結びつけ、より詳細に流動破壊条件を明らかにしていきたい。また、現場条件に近い模型を用いて遠心実験を行うことにより、被害事例の検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：1993年鉾路沖地震災害調査報告、土木研究所報告第193号、pp. 153-178、1994.
- 2) 建設省土木研究所：1995年兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告第196号、pp. 227-270、1996.
- 3) 近藤他：片盛土の耐震性に関する動的遠心模型実験 (その3)、土木学会第53回年次学術講演会、III-A177、1998.
- 4) 佐藤他：ある砂質土の残留強度特性に関するねじり単純せん断試験、第33回地盤工学研究発表会、pp. 767-768、1998.

1. まえがき

道路交通騒音対策には、道路構造にかかわるものとして、主に低騒音舗装による発生源対策と、遮音壁・高架裏面吸音板等の伝搬経路対策がある。しかし、伝搬経路対策は、その適応場所が限定される上、騒音低減効果に局地性（沿道において騒音低減効果が十分得られる場所と、ほとんど得られない場所がある）が存在する。

これと比較して低騒音舗装は、車両から発生する騒音自体を低減する発生源対策であるため、このような局地性は存在しない。また、寒冷地や高架道路における凍結などの一部の問題点を除くと、車両の走行安定性向上や、都市部におけるヒートアイランドの緩和等、様々な利点がある。

この排水性舗装では供用後経時的に空隙詰まりが進行することにより、騒音低減効果も低下する。このため、一定の騒音低減機能の保持を目的とした洗浄作業等が行われているが、顕著な機能回復は確認されていない。このため、供用後からの車両の累積台数、累積重量と空隙率の関連性、及び空隙率と騒音低減効果の関連性が検討されているところである。特に、排水性舗装の空隙率と騒音低減効果の関連性は、排水性舗装の維持・管理上明確にする必要がある。

さらに、将来的に環境影響評価等における騒音予測手法に、この排水性舗装の騒音低減効果を組み込むことを考えた場合、排水性舗装の空隙によるタイヤ・路面音の低減メカニズムと空隙率の関係、エンジン音の排水性舗装上の伝搬経路における吸音メカニズムと空隙率の関係を明確にする必要がある。

2. 目的

本研究の目的は、土木研究所の試験走路に空隙率を変えた6種類の排水性舗装を敷設して空隙率の違いによる騒音低減効果を調査し、それらの騒音低減要因を把握し、道路交通騒音対策面から考慮した最適な低騒音舗装の設計に関する資料を得ることである。

3. 研究方法

3.1 走行車両のパワーレベルの測定

試験走路に、密粒舗装（空隙率4%）と空隙率を11%、14%、17%、20%、23%、26%の6種類に変えた排水性舗装を敷設した。これら舗装の骨材には、6号砕石（骨材粒径5~13mm）を使用し、舗装厚さは5cmとして、車両走行騒音のパワーレベルの測定調査を行った。

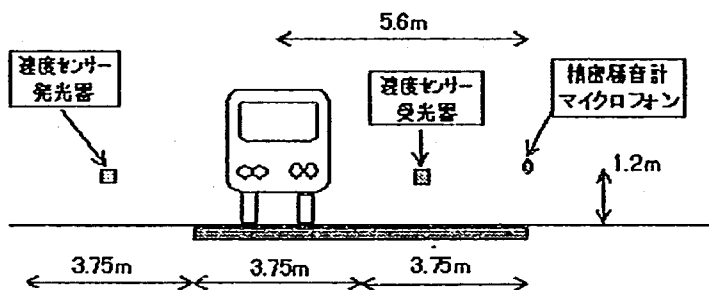


図-1 マイクロホン、速度センサー等の配置図（断面図）

試験車両は大型貨物車（積載重量10t・定積載）と乗用車を用いた。試験車両の走行速度は4種類（40, 60, 80, 100km/h）とし、速度センサーによって計測した速度が目標速度の±5%以内に収まったものを速度毎に各5データ採用し、それらの算術平均値を速度毎の騒音レベルとした。走行方法は定常走行及び惰性走行の2種類とした。また騒音測定は、車両走行中心線から側方5.6m、高さ1.2mの位置で行った（図-1参照）。

3.2 吸音率の測定

各種舗装からコアを採取し、2 マイクロフォンインピーダンス測定管を用いた管内法により複素音響インピーダンス比を測定し、垂直入射吸音率を求めた。

4. 研究結果

4.1 空隙率の違いによる試験車走行騒音の低減効果の変化

排水性舗装の空隙率と大型車、乗用車の定常走行時における騒音低減効果の関係を図-2,3に示す。なお、ここでいう効果とは試験車が密粒舗装上を走行するときのパワーレベルから排水性舗装上を走行するときのパワーレベルを差し引いたものである。また、この場合のパワーレベルは、騒音測定上舗装体の吸音による減音も含まれているため、見かけ上のパワーレベルとなる。

4.1.1 大型車の騒音低減効果

大型車の騒音低減効果は、40～100km/hの全ての速度で空隙率が23%の排水性舗装の効果が最も大きく、3.7～4.7dBであった。最も空隙率の大きい26%の効果は2.5～4.4dBと23%よりもやや小さかった。空隙率が23%から14%まで小さくなるにつれて効果も徐々に低下し、空隙率が11%になると効果は0.1～2.2dBとかなり小さくなった。また、速度が速くなるとともに効果も大きくなり、各速度の空隙率の違いによる効果の差は縮まった。その理由として、高速走行時では全体のパワーレベルに対して排水性舗装が主として減音効果を発揮するタイヤ/路面音の寄与が大きくなることが考えられる。

4.1.2 乗用車の騒音低減効果

乗用車では40～100km/hの全ての速度で空隙率が23%の効果が最も大きく、3.6～5.1dBであった。最も空隙率の大きい26%の効果は3.1～4.8dBと23%よりもやや小さかった。速度の違いによる効果の差は空隙率が11%と14%ではほとんどなく、11%で約1dB、14%で約2.5dBの効果であった。しかし、空隙率が26%では速度100km/hで4.8dB、速度40km/hで3.1dBの効果であるからその差は1.7dBとなり、空隙率が大きくなるとともに速度の違いによる効果の差は広がった。

また大型車（図-2）の場合、高速域では空隙率20%と23%は同程度で最も高い効果を示したが、低速域では空隙率23%の効果が大きかった。空隙率26%のものは23%より効果が小さかった。乗用車（図-4）の低速域では空隙率20～26%まで効果はほとんど同程度で最も大きかったが、高速域では空隙率23%のものが最も効果があった。これらを考慮して総合的に判断すると、空隙率23%のものが最も効果のある排水性舗装だと考えられる。

4.2 空隙率の違いによる駆動機関音の変化

惰性走行騒音は主としてタイヤ/路面音からなっている。一方、定常走行騒音から惰性走行騒音を差し引いたものは、エンジン音や吸排気音等からなっている（以後、駆動機関音という）。また密粒舗装と3種類の空隙率（11%、20%、23%）の排水性舗装上を走行する自動車の騒音パワーレベルを上記のタイヤ/路面音と駆動機関音のパワーレベルに分けて、大型車に関して図-4～7に、乗用車に関して図8～11に示す。

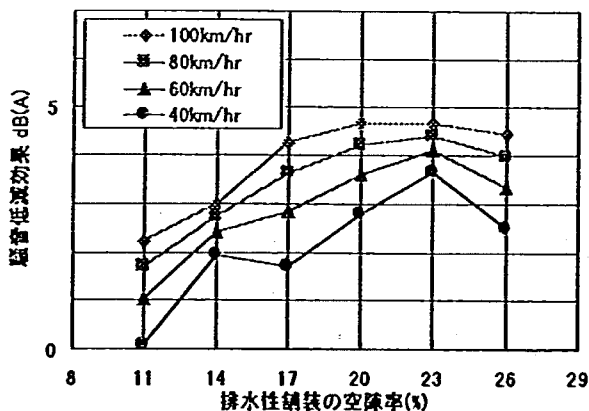


図-2 大型車の定常走行時の騒音低減効果

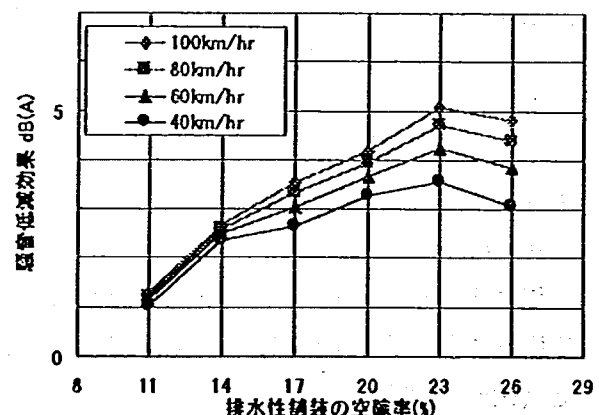


図-3 乗用車の定常走行時の騒音低減効果

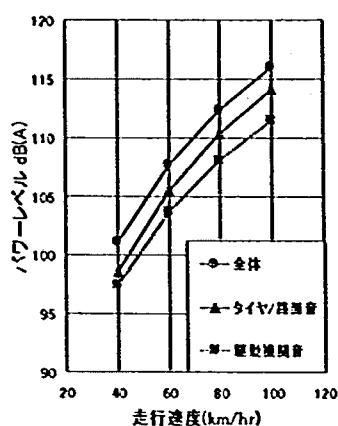


図-3 大型車の要因別
パワーレベル(密粒舗装)

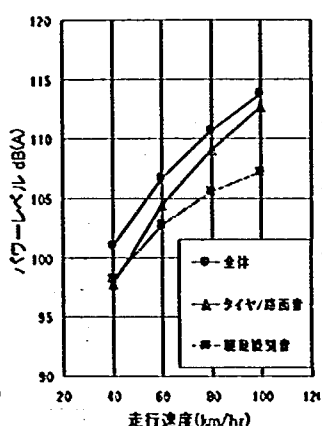


図-4 大型車の要因別
パワーレベル(空隙率11%)

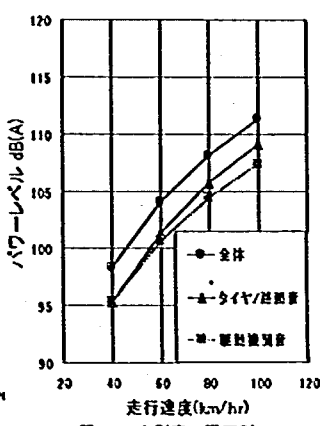


図-5 大型車の要因別
パワーレベル(空隙率20%)

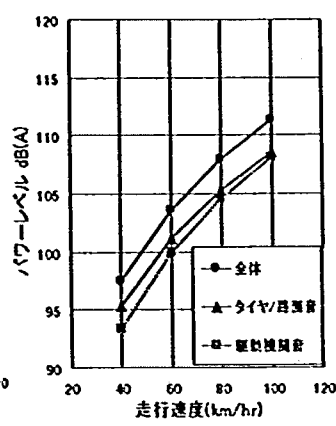


図-6 大型車の要因別
パワーレベル(空隙率23%)

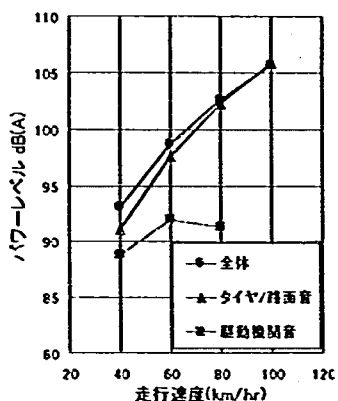


図-7 乗用車の要因別
パワーレベル(密粒舗装)

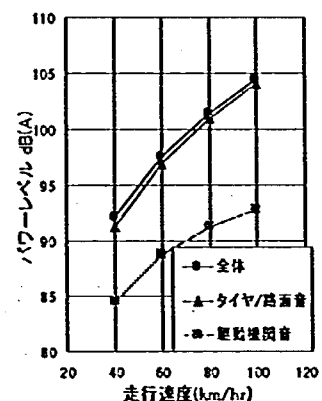


図-8 乗用車の要因別
パワーレベル(空隙率11%)

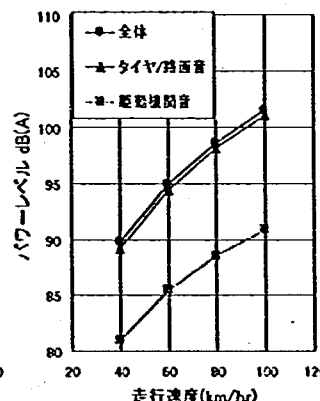


図-9 乗用車の要因別
パワーレベル(空隙率20%)

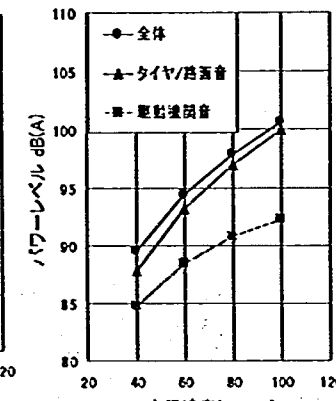


図-10 乗用車の要因別
パワーレベル(空隙率23%)

4.2.1 大型車の騒音低減効果

図-4～7より、大型車においては密粒舗装、排水性舗装とも全ての速度でタイヤ/路面音が駆動機関音を上回っていた。ただし、速度40km/hの時は両者とも同程度のパワーレベルであった。また、タイヤ/路面音と駆動機関音の差は、密粒舗装と空隙率11%では比較的大きかったが、速度が大きくなるにつれてその差は縮まり、空隙率の大きい20%と23%ではほぼ同程度にまで小さくなった。どの空隙率の排水性舗装の場合においても高速域での駆動機関音はあまり変わらないが、空隙率の大きいものの方が空隙率が小さいものよりもタイヤ/路面音は小さくなっており、その結果空隙率の大きいものの方が全体のパワーレベルも小さくなった。

4.2.2 乗用車の騒音低減効果

図-8～11より、乗用車においては密粒舗装、排水性舗装とも全ての速度でタイヤ/路面音が駆動機関音を大きく上回っていた。これは、乗用車のパワーレベルではタイヤ/路面音が支配的であり、駆動機関音があまり寄与していないためである。駆動機関音は空隙率が11%でも23%でもあまり変わらないが、タイヤ/路面音は空隙率が23%の方が11%より小さくなっており、その結果全体のパワーレベルも空隙率が23%の方が小さくなった。

4.3 空隙率の違いによる吸音特性の変化

空隙率別の各種排水性舗装の垂直入射吸音率を図-12に示す。吸音率のピーク値は空隙率が大きくなるとともに約0.3から約0.9へと大きくなり、ピークを示す周波数も500Hzから800Hzへと広域へ移動した。また、空隙率が20%以上になると吸音率のピーク値は約0.3から約0.4と比較的小さかった。また、密粒舗装については、全ての周波数域で吸音率は0.1未満でありピークは認められなかった。なお、空隙率が20%以上になると第2のピークが2,500Hz辺りに現れた。

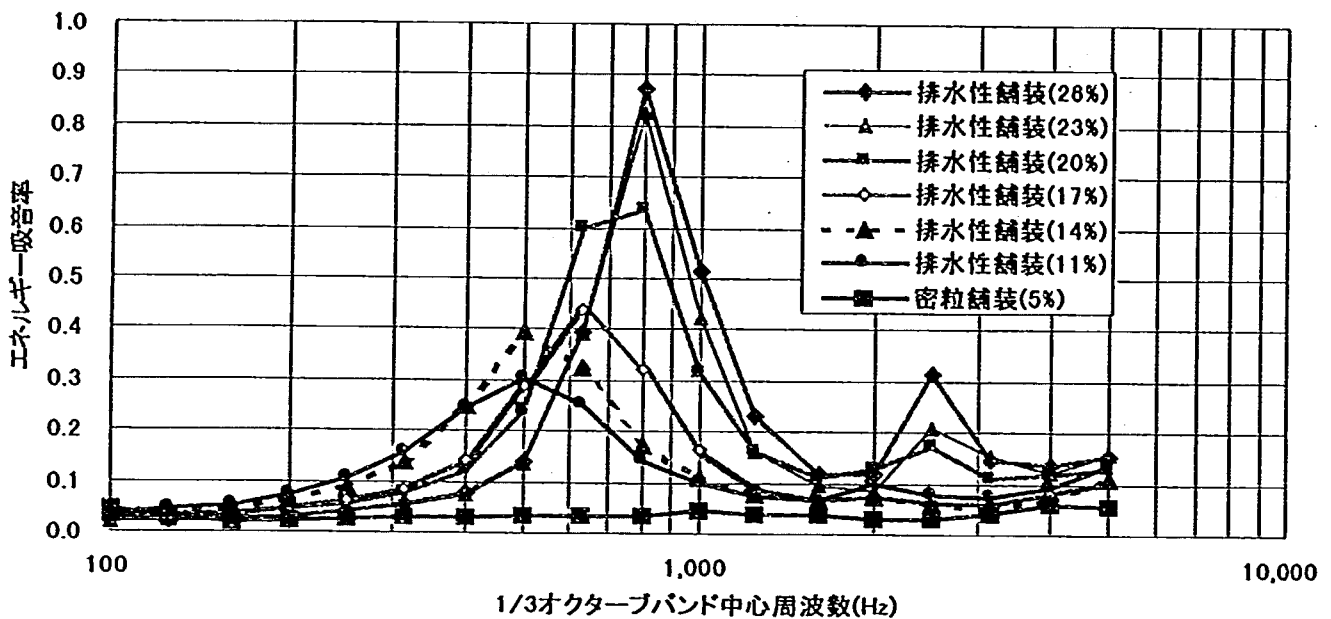


図-13 空隙率別排水性舗装の吸音特性

表-1 道路交通騒音に対する平均吸音率

空隙率	密粒舗装	11%	14%	17%	20%	23%	26%
吸音率	0.03	0.11	0.12	0.13	0.19	0.18	0.21

これによると、大きいピーク値を持つ空隙率が20%以上の排水性舗装は、平均吸音率が0.18~0.21と比較的大きな値を示した。一方、ピーク値が小さい空隙率が17%以下の排水性舗装の平均吸音率は0.11~0.13と小さかった。なお、密粒舗装の平均吸音率は0.03と非常に小さかった。

5. まとめ

大型貨物車の定常走行時は、排水性舗装の騒音低減効果と空隙率の関係では、全ての走行速度において空隙率23%のものが効果が最も大きかった。惰性走行では、空隙率23%のものと26%のものが最も騒音低減効果が大きかった。乗用車の場合は、定常走行時及び惰性走行時とも、全ての走行速度で空隙率23%のものが騒音低減効果が最も大きかった。よって、大型貨物車、乗用車を含めた評価では、排水性舗装の空隙率が23%で最も騒音低減効果が大きくなると認められる。

以上のように排水性舗装では、その騒音低減効果において空隙率の最適値の存在が示唆された。一般には空隙率が高いほど騒音低減効果は上がると考えられてきたが、今回の結果では空隙率23%のものが最適であり、26%にまで空隙率を上げると逆に効果が低減することが分かった。一方、吸音特性では空隙率26%のものが最も高い吸音率を示した。これは、空隙率以外の要因が空隙率23%の場合にタイヤ/路面音を最も大きく抑制していることを示している。これは、空隙率が26%まで上がると路面テクスチャーが荒くなり、タイヤ加振音が増大するのが原因ではないかと考えられるが、これは今後確認する必要がある。排水性舗装は供用に伴い空隙率が徐々に低下することを考えると、空隙率が高い方が効果の持続性は良くなるので、この視点からも排水性舗装敷設時の空隙率は23%とすることが適当であると考えられる。また空隙率14%までは2~3dBの騒音低減効果が見られるが、空隙率が11%まで下がってしまうとその効果は約1dB程度まで落ちてしまうため、空隙率が14%程度までは効果があると考えてもよいと思われる。

上記の考察は排水性舗装の敷設時に空隙率を調整した場合のものである。実際の道路では経時的に空隙率が低下するとともに舗装の表面性状も変化するわけであり、後者の騒音低減効果に対する影響も考慮して効果を検討することが望まれる。

1. まえがき

現行の設計基準においては、コンクリートダムの堤体内に設けられる通廊周辺などのように鉄筋で補強される局所的な部位の引張応力を除いて、基本的に堤体内に引張応力が生じることを認めていない。このため、コンクリートの引張強度が設計上問題となることはきわめて希であった。しかし近年、コンクリートダムの耐震性を詳細に検討することが求められており、そのためコンクリートの動的な引張強度の把握が重要になってきている。

2. 目的

これまでにダム構造研究室では直接引張試験、割裂試験によりセメント水比、載荷速度、供試体寸法がコンクリートの引張強度に与える影響について検討を行ってきている。本研究は、それらのコンクリート動的引張強度の検討の一環として載荷速度パターンがコンクリートの強度に与える影響について明らかにすることを目的として行ったものである。

3. 試験方法

3. 1 概要

本研究では、コンクリートの引張強度を求めるため JIS A 1113-1993「コンクリートの引張強度試験法」に準拠して試験を実施した。載荷パターン、供試体諸元を以下に示す。

3. 2 載荷パターン

載荷速度については、初期載荷速度と後期載荷速度の2種類を設定し、(1)初期載荷速度と後期載荷速度が等しい場合（一様載荷）、(2)初期載荷速度が後期載荷速度より小さい場合、(3)初期載荷速度が後期載荷速度より大きい場合の3通りの載荷パターンを設定した。また載荷速度は緩速載荷（ $0.1\text{N/mm}^2/\text{s}$ ）、中速載荷（ $2.5\text{N/mm}^2/\text{s}$ ）、急速載荷（ $50\text{N/mm}^2/\text{s}$ ）の3種類に設定し、図-1に示す①～⑧の8パターン、それぞれ21供試体の載荷試験を実施した。緩速の載荷速度はほぼ JIS が規定している試験法での載荷速度と対応しており、中速、急速の載荷速度は通常の試験に比較して非常に高速である。なお、(2)の場合の速度切替時応力は 1.2N/mm^2 の2種類、(3)の場合の速度切替時応力

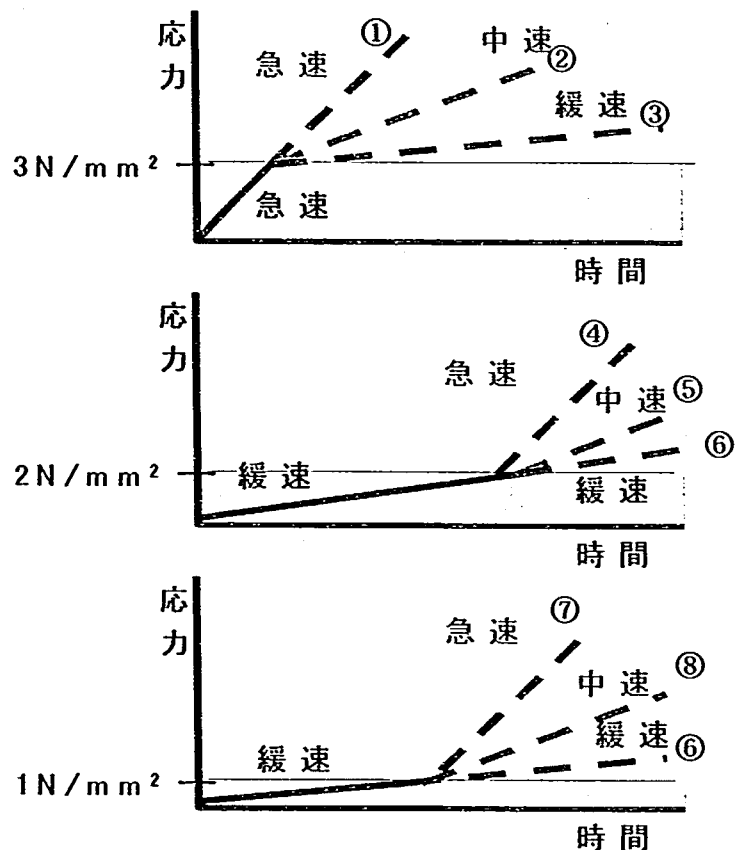


図-1 載荷パターン

は 3N/mm^2 の 1 種類とした。

3. 3 供試体諸元

(1) 供試体寸法

引張強度試験においては、直径 d が 19cm 、長さ h が 19cm の円柱供試体を用いた。

(2) 材令および養生方法

試験材令は 91 日とし、2 日前まで水中養生を行い、試験日の 1 日前から気中養生とした。

(3) 配合

表-1 にコンクリートの配合を、表-2 に使用材料を示す。セメントには普通ポルトランドセメント、骨材には笠間産砂岩の碎石、砕砂を用いた。骨材の最大寸法は 10mm とした。

(4) 供試体作成方法

供試体作成は、JISA 1132 に準じて、コンクリートをほぼ等しい 2 層に分けて詰め、各層 41 回ずつ突き棒でならした。

表-1 試験配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	セメント 水比	単位量 (kg/m^3)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	AE 剤
10	4 ± 1	8 ± 1	53	1.667	161	268	943	846	0.148

3. 4 測定

表-3 に示した仕様の試験機を用い、載荷重 P は図-2 のように試験機の載荷板と供試体設置具の間に設置したロードセルにより測定した。

供試体に生じる応力 σ は、載荷重 P から次式を用いて求めた。

$$\sigma = 2P / \pi d h$$

表-2 使用材料

使用材料	種 類
セメント	普通ポルトランドセメント
粗 骨 材	砂岩碎石 (笠間産)
細 骨 材	砂岩砕砂 (笠間産)

表-3 試験機諸元

項目	機能
最大荷重	$\pm 390\text{kN}$
最大変位	$\pm 10\text{mm}$
加振波形	正弦波・三角波 ($0.01 \sim 25\text{Hz}$)
最大速度	4cm/s
制御方式	電気油圧サーボ方式
荷重計	$\pm 450\text{kN}$ (ひずみ式)
変位計	$\pm 12.5\text{mm}$ (差動トランス方式)
荷重変換部	$\pm 10\text{V} / \pm 390\text{kN}$ (モニター方式)
変位変換部	$\pm 10\text{V} / \pm 10\text{mm}$ (モニター方式)
載荷盤の構造	球座 (剛結でない)

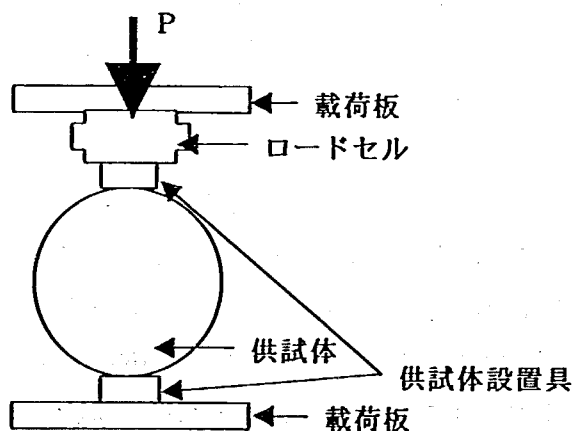


図-2 設置状況

4. 結果

4. 1 各载荷パターンにおける载荷速度と引張強度

一様载荷の場合の载荷速度と引張強度の関係を図-3に、初期载荷速度が緩速の場合の後期载荷速度と引張強度の関係を図-4に、初期载荷速度が急速の場合の後期载荷速度と引張強度の関係を図-5に示す。全ての場合において、载荷速度の増加とともに引張強度は増加している。また、図-6に全ての载荷パターンについて、後期载荷速度と引張強度の関係を示す。図によれば、初期载荷速度にかかわらず、破壊時の载荷速度が同じであれば、引張強度もほぼ等しい値になることがわかる。

4. 2 速度切替時応力と引張強度

全ての载荷パターンについて、速度切替時応力と引張強度の関係を図-7に示す。図より、初期载荷速度が緩速の場合、速度切替時応力が大きいほど引張強度が低下する傾向がわずかに見られるものの、概してほぼ等しい値となっている。また初期载荷速度が急速の場合、速度切替時応力によらず引張強度は等しい。

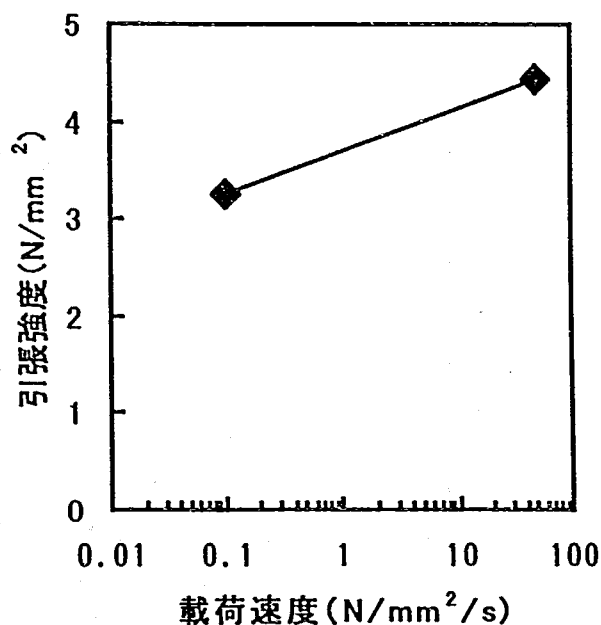


図-3 一様载荷の場合の

载荷速度と引張強度の関係

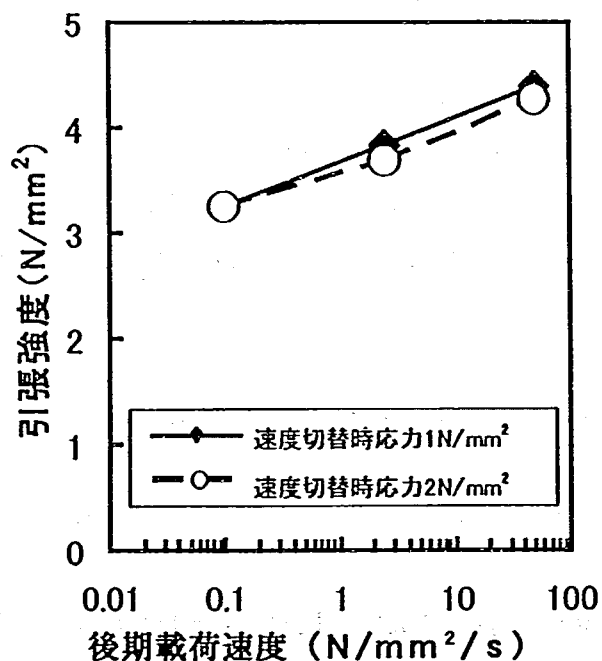


図-4 初期载荷速度が緩速の場合の
後期载荷速度と引張強度の関係

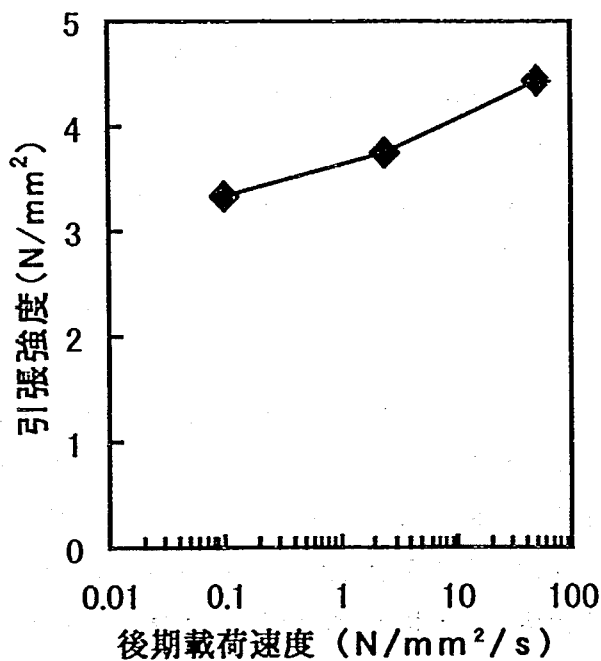
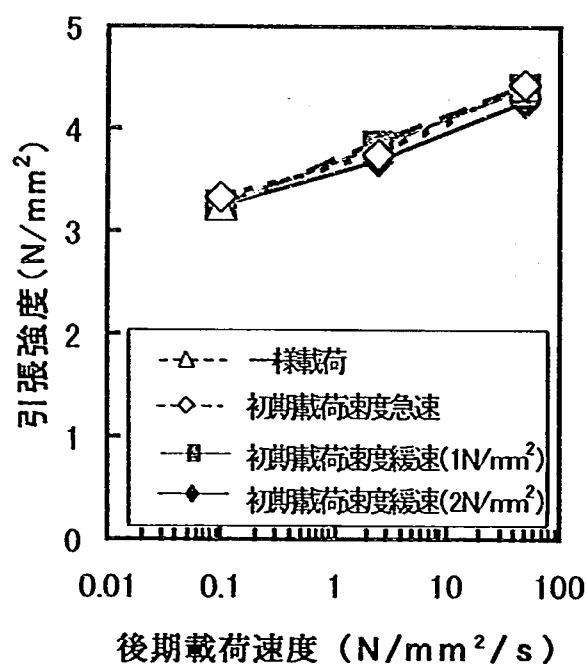
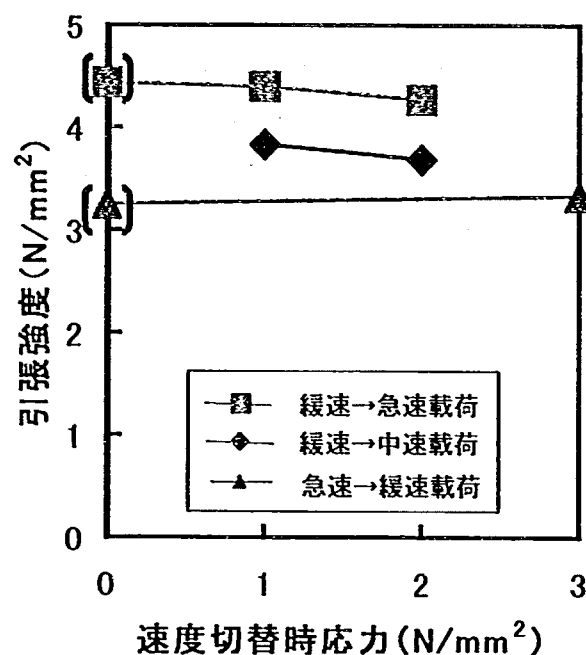


図-5 初期载荷速度が急速の場合の
後期载荷速度と引張強度の関係



図一六 後期载荷速度と
引張強度の関係



図一七 速度切替時応力と
引張強度の関係

5. まとめ

本研究の結果を取りまとめると次のようになる。

- ① コンクリートの引張強度は、载荷速度の増加に伴って増加する。また、その増加割合は後期载荷速度、すなわち破壊時の载荷速度によって定まる。
- ② 緩速载荷から中速・急速载荷に移行した場合、急速载荷から緩速载荷に移行した場合とも、コンクリートの引張強度は、速度切替時応力によらず破壊時の载荷速度によって定まる。

なお、緩速载荷から中速・急速载荷に移行する場合は、速度切替時応力相当の初期応力が発生している状態から高速な载荷を実施した場合と同値と考えることができる。この場合、供試体に試験前から発生している初期応力は、コンクリートの引張強度に影響しないことになる。

[参考文献]

- 1) 永山功、渡辺和夫、佐々木隆、尾畑伸之、首藤美誠：ダムコンクリートの直接引張強度についての実験的検討、土木研究所資料 3223 号、1994.12
- 2) 永山功、佐々木隆、波多野政博：コンクリートの引張強度の载荷速度依存性に関する検討、第 52 回土木学会年次学術講演会講演概要集、1997.9
- 3) 永山功、佐々木隆、波多野政博：コンクリート動的引張強度に関する検討、第 53 回土木学会年次学術講演会講演概要集、1998.9

短繊維混合補強土工法の特徴及び適用事例

材料施工部 土質研究室

○小畑 敏子 三木 博史

1. まえがき

当研究室では、建設省総合技術開発プロジェクト「建設副産物の発生抑制・再生利用技術の開発」(平成4年～8年)の一環で、(財)土木研究センターおよび民間36社と共同研究を行い、発生土の高品質化を目指した混合補強土(ハイグレードソイルと総称している)の技術開発を行ってきた。短繊維混合補強土工法はその中の1工法であり、発生土に繊維を混合することによって土に粘り強さを付加する工法である。本文では、当工法がもつ様々な特徴の内、耐侵食性や耐パイピング性に注目し、その実証試験について報告する。また、現在までに行われた当工法の施工事例や、今後の課題について述べる。

2. 短繊維混合土工法とは

2.1 概要

短繊維混合補強土とは(以後、繊維混合土とする)、土または安定処理土に長さ数十～数百mm、太さ1～100De(De:繊維の長さ9,000mの質量をグラムで表した単位)のポリエステル繊維等を土の乾燥重量比で0.1～数%混合したものである。混合する方式には、写真-2のようなプラント混合方式と写真-3のような原位置混合方式がある。プラント混合方式とは、ホッパーに土を投入し、ベルトコンベアーで一定量リボン型ミキサーに投入し、混合作成する方式である。



写真-1 繊維混合補強土の拡大写真

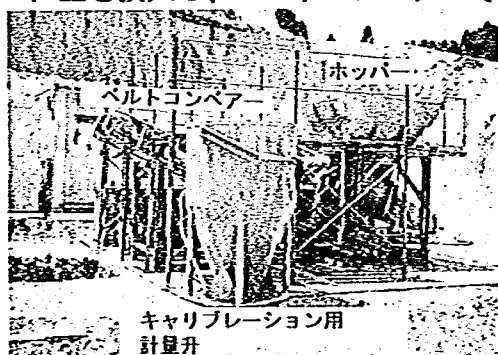


写真-2 プラント混合方式(バックホウ装着型)



写真-3 原位置混合方式

2.2 特徴および適用用途

繊維と土との絡み合う効果によって、下記に示すような特徴を有し、図-1のような適用用途が考えられている。

- ①残留強度が高く粘り強い。また、せん断強度が増加する傾向が見られる。
- ②降雨等に対する耐侵食性が高い。
- ③流水に対する耐洗掘性が高い。
- ④浸透水に対する耐パイピング性が高い。

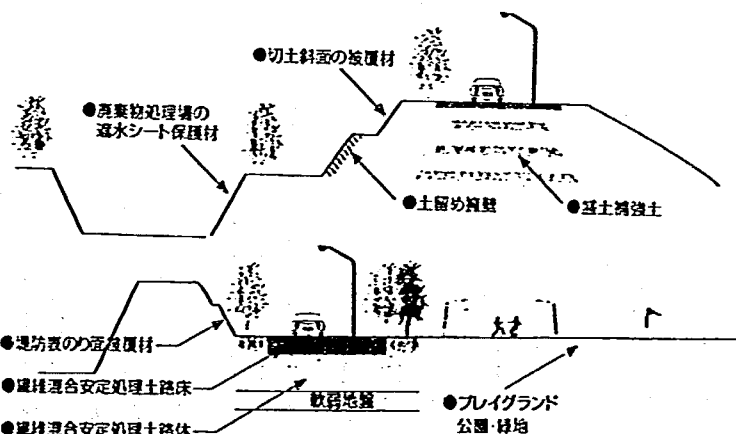


図-1 適用用途

⑤植生の根つきが良く、植生の安定が期待できる。

現在のところ、主に使われている適用用途は侵食防止や植生安定のためののり面被覆材としてである（5. 施工事例参照）。今後は、パイピング防止のための押さえ盛土としての効果が確認されたことから、施工事例が増えるものと期待される。そこで、特に繊維混合土の耐侵食性と耐パイピング性に注目し、その効果を実証した試験について以下に述べることとする。

3. 耐侵食性確認試験

繊維混合土の降雨による耐侵食性について、小型試験及び大型模型実験を行って確認した。降雨強度は一定とし、経時的な土壌侵食量の計測や侵食状況の観察を行った。

3. 1 小型侵食試験

試験装置の概略図を図-2 に示す。土質材料には砂分 40%・細粒分 46%の発生土、および砂分 86%の江戸崎砂を用い、発生土では繊維長さを変え、江戸崎砂では繊維混合量や繊維長さを変えて繊維混合土を作成した。降雨強度は 100mm/h であり、経時時間ごとの土壌侵食量の計測を行った。試験結果を図-3,4 に示す。

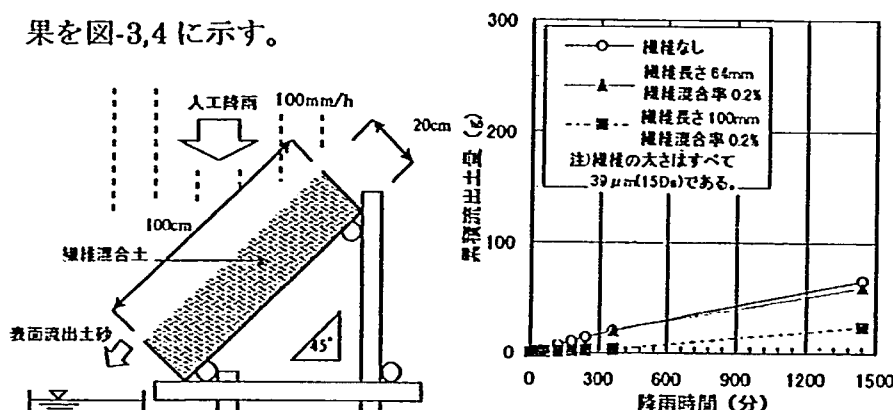


図-2 試験装置概略図

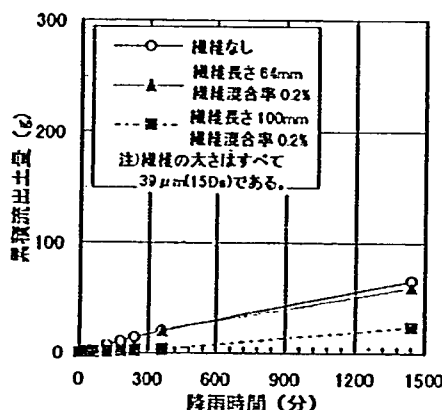


図-3 流出土量の経時変化
(発生土:砂分 40%、細粒分 46%)

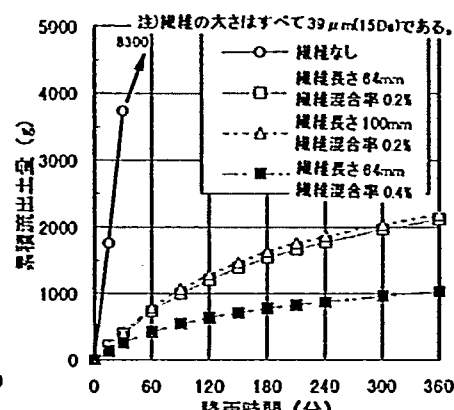


図-4 流出土量の経時変化
(江戸崎砂:砂分 86%)

試験結果から、次のことが分かった。①土質材料が異なると侵食量は異なっているが、繊維を長くすることや混合率を上げることによって、侵食量が減少している。②侵食量の多い江戸崎砂では、180分を過ぎた頃から、繊維を混合したケースは単位時間あたりの侵食量が減少しており、土壌侵食を抑えている。

3. 2 大型模型実験

試験ケースは図-5～7 に示すように、無処理・覆土工法・覆土+敷き込み工法の 3 ケースを行った。土質材料には砂分 97%の粒径のそろったものを用い、これに繊維長さ 64mm・太さ 45 μm (20De)の繊維を土の乾燥重量比で 0.4%混合して繊維混合土を作成した。降雨強度は 10mm/h、水位は 2.3m に保ち、堤体内水位の観測や変状の観察を行った。実験前後の堤防の状況を写真-4,5 に示す。

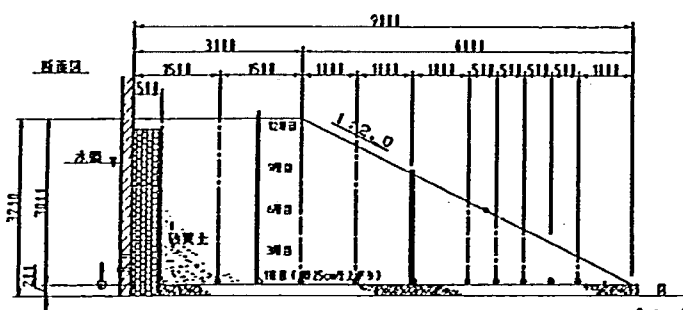


図-5 無処理の横断面(ケース1)

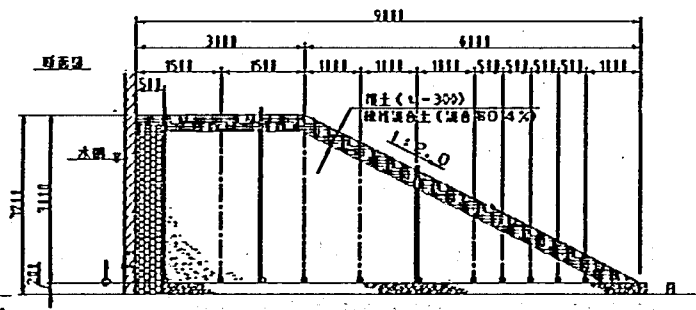


図-6 覆土工法の横断面(ケース2)

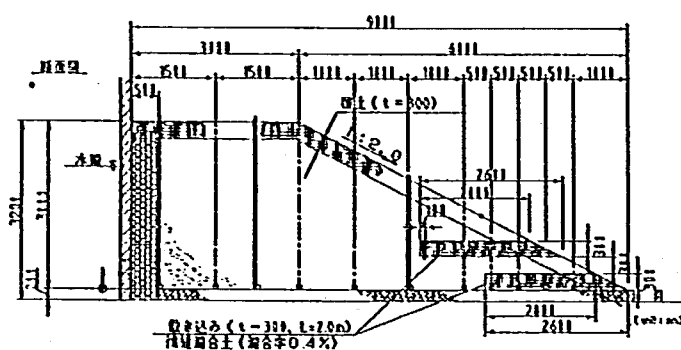


図-7 覆土土敷き込み工法の横断面(ケース3)

写真からも分かるように、無処理の堤体は大きく崩壊し、覆土工法は被覆部分が滑るような形で崩壊した。一方、覆土+敷き込み工法はのり面上部でクラックが見られただけで大きな変状は見られず、敷き込みによる補強効果が確認された。

4. 耐パイピング性試験

繊維混合土の耐パイピング性を確認するため、小型試験及び大型模型実験を行った。パイピングが生じるまで徐々に動水勾配を上げていき、オーバーフローした流量の測定や土表面の変状観察を行った。

4. 1 小型パイピング試験

試験装置の概略

図を図-8に示す。

土質材料には砂分
97%のパイピング
の生じやすいもの
を用いた。繊維は、
長さ 64mm、太さ

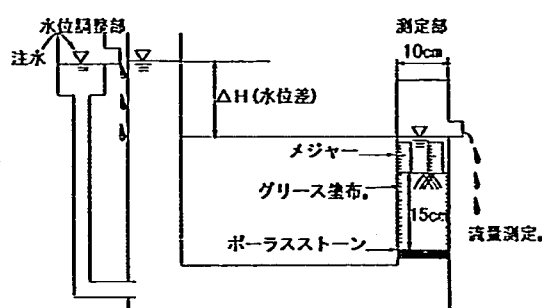


圖-8 試驗裝置概略圖

45 μm 、繊維混合率は 0.0, 0.2, 0.4% と変化させた。

試験結果を図-9,10 に示す。図-9 の平均流速はオーバーフローした流量を供試体断面積で除した値であり、図-10 のインデックス値とは、繊維混合土の効果を表す指標として提案しており、次の式によって求められる。

$$\text{インデックス値} = \text{繊維長さ(mm)} \times \text{繊維混合率} \div \text{繊維径(mm)}$$

試験結果より次のことが分かった。①繊維混合量が増えるに従い限界動水勾配は上昇し、繊維混合率 0.4%の限界動水勾配は無混合のそれと比べて 2.2 倍上昇している。②限界動水勾配をインデックス値で整理した結果、良い相関が得られる。

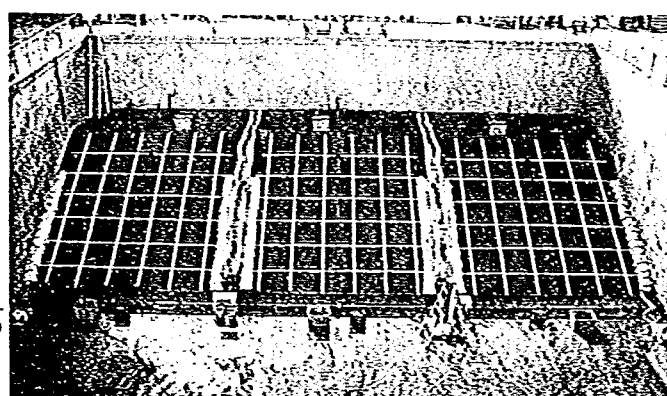


写真-4 初期状態

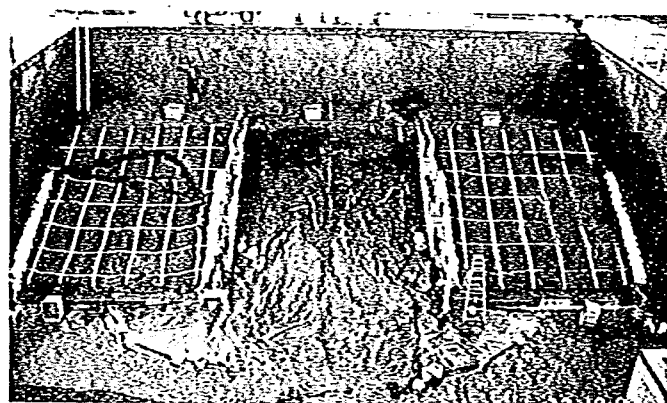


写真-5 実験後の状態

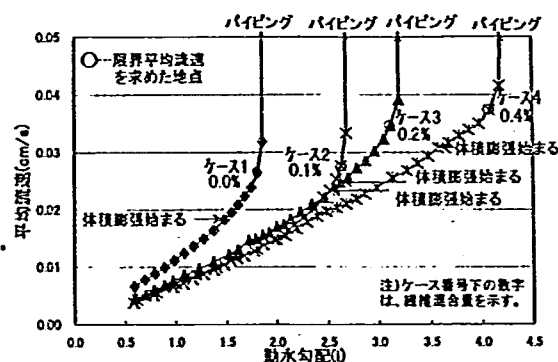
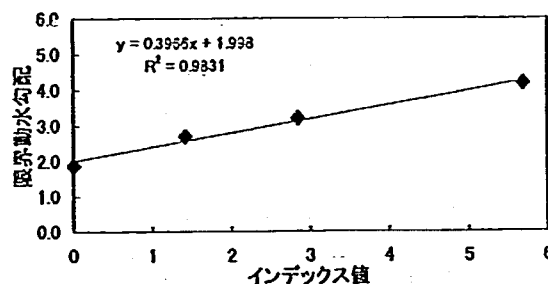


図-9 動水勾配と平均流速の関係



・図-10 インデックス値と限界勤水勾配との関係

4. 2大型模型実験

実験の概略図を図-11に示す。土質材料は小型パイピング試験と同様の砂分97%のものである。

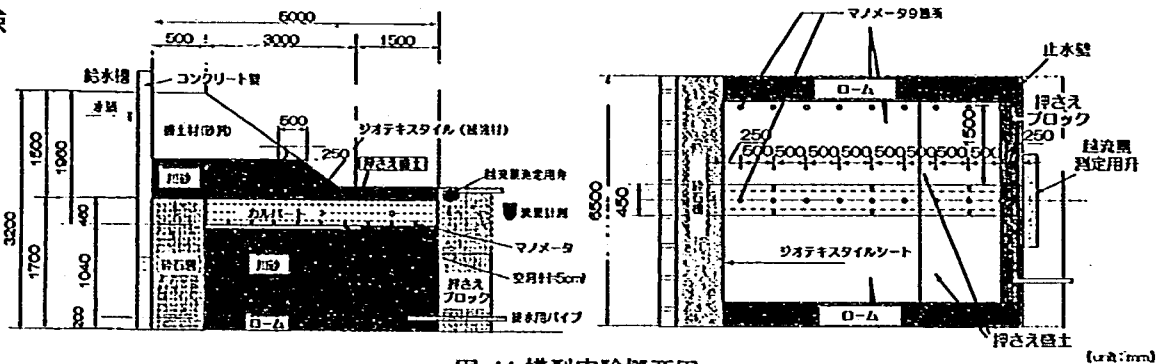


図-11 模型実験概要図

る。樋門の下に人工的な空洞を設け、樋門直上に厚さ10cmの押さえ盛土を行った。押さえ盛土には、川砂、碎石(30~40mm)、繊維混合土(長さ64mm、太さ45 μ m、繊維混合率0.2%)を適用した。実験では、給水槽の水位を5~20cm上昇させ、越流量が安定したところで越流量の測定を行い、この操作をパイピングが生じるまで続けた。

図-12に示す試験結果より、繊維混合土の押さえ盛土はレキや砂のそれと比較してパイピング抑制効果が高いことが明らかになった。

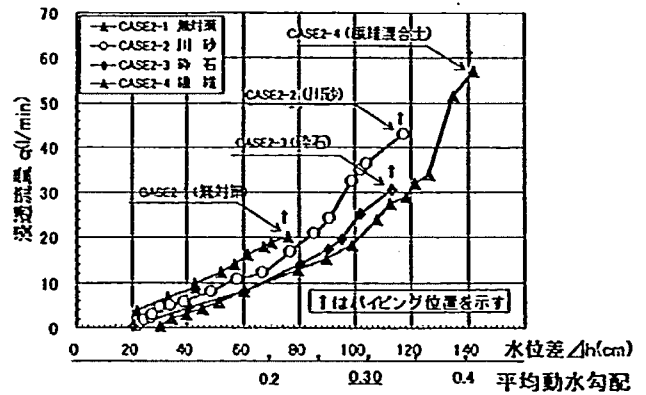


図-12 水位差と越流量との関係

5. 施工事例

現在、繊維混合土が施工されているのは、下記の3事例である。表-1中に示すように、いずれの事例も、施工後現在に至るまで良好な結果を示している。

表-1 繊維混合土の施工事例

時期	概要	施工断面	施工後の状況
H5.10 ~ H5.11	場所：秋田県仙北郡神岡町 混合方式：プラント型 内容：新築堤工事で発生した土を利用し、堤防のり面被覆材に適用した。(試験施工)	(断面図) V.B.T.L. 8.450m 9.599~10.599m 短繊維混合土 厚さ30cm 1:2.0 1:5.0 排水工 1:1.5	対策を施さなかったのり面では、リル侵食やガリ侵食が見られたが、繊維混合土で被覆した箇所では侵食は見られなかった。また、植生は良好である。
H8.12	場所：岐阜県川島町 混合方式：プラント型 内容：河川浄化施設から発生した土を利用し、堤防の被覆材に適用した。(試験施工)	(断面図) 14.1m 1:2.0 短繊維混合土 適用箇所 厚さ30cm 8.1m 排水工	植生をせずに一冬を越したが、侵食は見られなかった。現在、植生は良好である。
H9.3 ~ H9.7	場所：宮崎県えびの市 混合方式：プラント型 内容：南九州などに分布しているシラス土を利用し、堤防の被覆材及び堤体の補強材に適用した。(試験施工)	(断面図) V.B.T.L. 11.11m 1:1.5 1:2.0 1:3.0 1:4.0 排水工 1:1.5	施工が完了してから半月後に約600mm(3日間)の集中豪雨に見舞われた。無対策区間では川裏のり面下部で小規模な崩壊が生じたのに対して、短繊維混合土区間では変状が見られなかった。

6. 今後の課題

現在、繊維混合土の施工は試験施工の小規模な施工のみであるが、今後、大規模な施工になった場合のコストや施工能率を改善しつつ、実績を積み重ねていくことが必要である。

注入形態に着目した弾性波トモグラフィーによるグラウチング効果の判定

ダム部 フィルダム研究室 ○山本 重樹

同 上 山口 嘉一

1. はじめに

ジオトモグラフィー技術はダム基礎岩盤の調査方法として積極的に用いられ、基礎グラウチングの効果判定への適用性も検討されている¹⁾³⁾。ジオトモグラフィーのグラウチング効果判定への適用性が確認できれば、この技術を透水試験などの従来の判定方法と適切に組み合わせることによりグラウチング効果判定の高度化・合理化が図れる可能性がある。しかし、既往の研究¹⁾³⁾では、ジオトモグラフィーの結果については、グラウチング前後での物理量分布の定性的変化を中心に考察するにとどまり、グラウチングの注入形態を考慮した結果の定量的分析はなされていない。

石英安山岩で構成される亀裂性岩盤における試験グラウチングと併せて弾性波トモグラフィーを実施した。結果については、既往の研究と同様、グラウチングによる弾性波速度分布の変化のほか、これと透水性変化の定量的関係をグラウチングの注入形態を考慮して総合的に分析し、弾性波トモグラフィーのグラウチング効果判定方法としての適用性および今後の課題について検討した。

2. 試験サイトの地質

試験サイトの地質は、新第三紀中新世の石英安山岩である。岩盤は、全体的に硬質緻密であり、ボーリングコアの観察結果から、全体の約

86%がCM級、約4%がCH級、残りの10%はCL級またはD級である。D級以外の岩石の平均的な物性を表-1に示す。なお、対象岩盤の亀裂はN40° W70° NEおよびN65° E80° Nの比較的高角度のものが集中している。

表-1 岩石の平均的な物性

岩級 区分	絶乾比重	吸水率 (%)	有効間隙率 (%)	一軸圧縮強さ (MN/m ²)	弾性波速度 (km/s)	
					P波速度	S波速度
CL	2.262	5.57	12.47	6.60	1.68	0.73
CM	2.318	4.63	10.57	15.17	2.22	0.99
CH	2.337	4.38	9.97	20.03	2.86	1.32

3. 試験グラウチングと弾性波トモグラフィーの方法

(1) 試験グラウチング

試験グラウチングは、図-1に示すような孔配置および深度で、中央内挿法にしたがって実施した。図中の孔番の最初の数字は注入次数を、またその後の数字は同次数孔の施工順序を示す。岩盤掘削面には予め最低20cm厚のカバーコンクリートを打設し、注入区間より上位の2m厚のカバーロックにはスラッシュグラウチングを実施した。岩盤の亀裂およびセメントグラウトの充填状況を観察するため、全孔コア採取した。注入仕様の詳細は、表-2に示すとおりである。

(2) 弾性波トモグラフィー

弾性波探査はグラウチング開始前、2次孔施工後、全施工終了後の3回、図-1中のK-1、K-2孔を結ぶ測線上で実施した。K-2孔内および地表の基準面に1m間隔で配置した発振点でそれぞれ発破あるいはかけやにより発生させた地震波（P波）を、地表およびK-1孔内に1mおきに配した受振器で受振した。K-1、K-2孔の掘削長は22m、両孔間距離は11mで、測定点総数は56である。

調査結果の解析は対象岩盤の測定点で囲まれる領域を1m×1mの242個の単位ブロックに分割して弾性波の理論走時が観測走時に近づくようにくり返し計算を行い、弾性波速度分布を求めた。

4. 試験グラウチングと弾性波トモグラフィーの結果

(1) 試験グラウチング

試験グラウチングでは、注入次数の進行に伴うルジオン値と単位注入セメント量の明瞭な低減傾向が確認され、注入による岩盤の十分な遮水性改良効果が得られた。

図-2にルジオン値と単位注入セメント量の関係を通水試験時に限界圧力が現れた場合と現れなかった場合に分けて整理したものを示す。

透水試験時の限界圧力の発生ステージ数は、第1、2ステージで少なく、第3ステージで非常に多い。限界圧力が発生していない場合、ルジオン値と単位注入セメント量の相関は高い。なお、表-2に示すように、ルジオンテストの最大注入圧力とグラウト注入時の規定圧力は等しいため、ルジオンテスト時に限界圧力が発生しない場合はグラウチング時にも限界圧力は発生しなかった。したがって、第1、2ステージの注入形態は、既存亀裂をあまり大きく押し広げずにセメントグラウトを亀裂内に充填したものと考えられる。一方、透水試験時に限界圧力が発生した場合、ルジオン値と単位注入セメント量の相関は、限界圧力が発生しない場合よりもかなり低くなっているとともに、同ルジオン値における単位注入セメント量は、限界圧力が発生しない場合よりも多くなっている。したがって、第3ステージの注入形態は、既存亀裂を若干押し広げるかあるいは新たな亀裂を発生させてセメントグラウトを充填したものと考えられる。第1、2ステージでは限界圧力以下の注入圧力による注入でも十分な遮水性改良効果が得られたことから判断すると、第3ステージの注入圧力は適切な注入圧力より過大であったと考えられる。

(2) 弾性波トモグラフィー

各回の調査結果の解析から得た弾性波速度コンターを図-3に示す。この図より、グラウチング前に実施した第1回調査から得られた弾性波速度に比べて、2次孔施工後に実施した第2回調査から得られた弾性波速度は調査領域全域にわたって大きくなっていることがわかる。しかし、グラウチング全施工後に実施した第3回調査では、第2回調査に比べて弾性波速度は若干上昇しているが全体的な分布

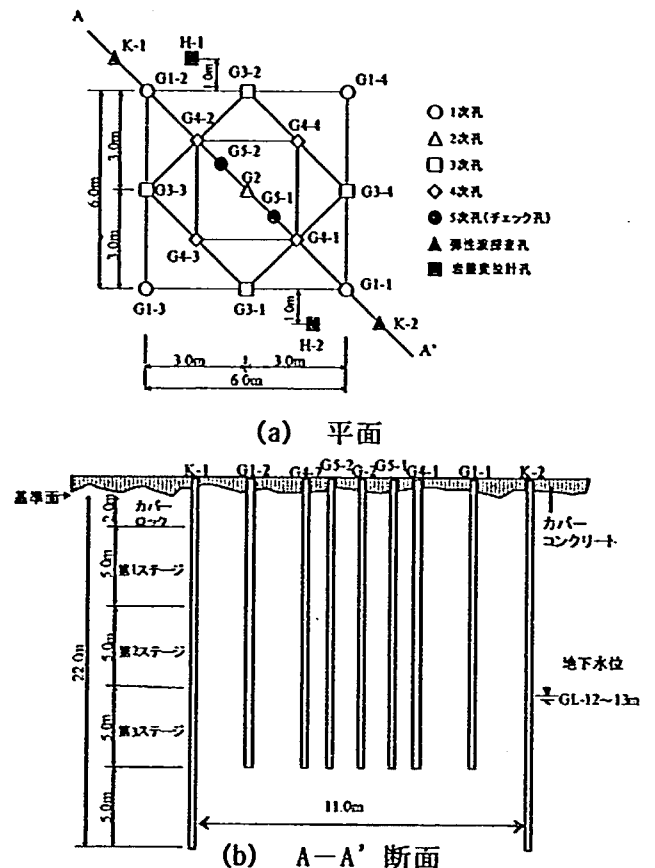
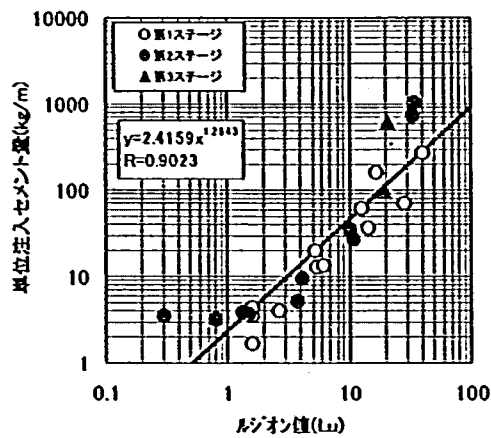


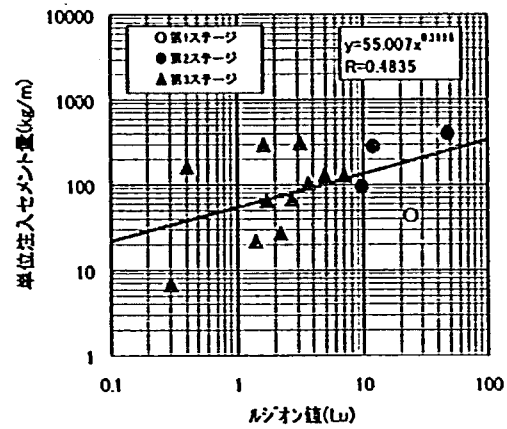
図-1 試験グラウチングの孔配置および深度

表-2 試験グラウチングの仕様

注入方式	ステージ方式(5m×3ステージ)					
注入材料	普通ポルトランドセメント(C)＋水(W)					
ルジオンテスト	ステージ	第1	第2	第3		
	最大圧力(kPa)	294	490	980		
規定注入圧力	ステージ	第1	第2	第3		
	規定注入圧力(kPa)	294	490	980		
規定注入速度	20l/min/ステージ(4l/min/m)					
配合切替基準	配合(W/C)	8	6	4	2	1
	注入量(l)	400	400	400	400	1600
	注入開始配合	$L_u < 20 \cdot W/C = 8$ $L_u \geq 20 \cdot W/C = 4$ ここに、 L_u はルジオン値				
注入終了基準	規定注入圧力で注入速度が1l/min/ステージ以下となつてから、30分間注入を継続し、注入速度の増加がない場合					



(a) 限界圧力が発生しない場合



(b) 限界圧力が発生した場合

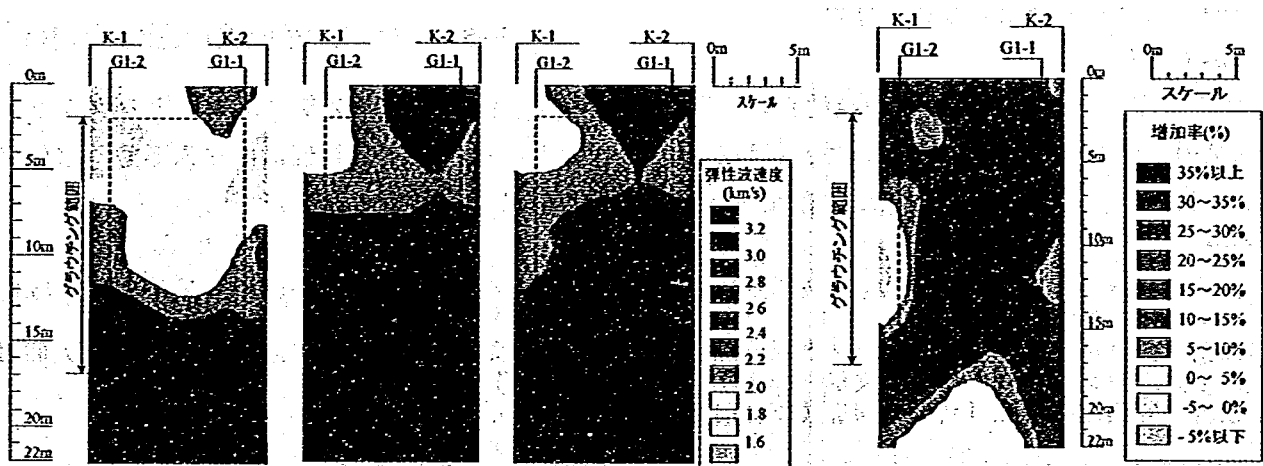
図-2 ルジオン値と単位注入セメント量の関係

に大きな変化は見られない。

図-4に第1回探査の弾性波速度に対する第3回探査のその増加率コンターを示す。この図より、増加率コンターが右上から左下に傾斜していることがわかる。この傾斜は、試験サイトに発達した卓越亀裂群のうちN40° W70° NEの亀裂群と弾性波探査断面との交線の傾斜に概ね一致している。このことから、今回の試験グラウチングでは、主に既存亀裂内にグラウトが充填されることにより岩盤の透水性が改良されたことが予想される。

5. 考察

図-5(a), (b)に、ステージごとの平均ルジオン値および平均単位注入セメント量の次数推移を、図-5(c)に、ステージ対象深度区間における解析単位ブロックの平均弾性波速度値の次数推移を示す。なお、弾性波トモグラフィ実施断面においては、2次孔までの注入効果は、3次孔が対象断面内にないため、対象断面内にある4次孔の注入開始前のルジオンテストによって評価されていると考え、図-5(c)では、第1, 2, 3回の弾性波探査結果をそれぞれ1, 4, 5次孔に対応させている。全体としては、ルジオン値および単位注入セメント量は次数とともに減少し、一方、弾性波速度は次数とともに増加している。これらの次数推移は、いずれも岩盤の亀裂がグラウトで徐々に充填された結果を反映している点で一致している。特に、透水性の低減の4次孔以降での収束傾向が弾性波速度の上昇の収束傾



(a) 第1回探査 (b) 第2回探査 (c) 第3回探査

図-3 弾性波速度コンター

図-4 第3回探査の第1回探査に対する弾性波速度増加率コンター

向とほぼ対応し、両者の相関の高さがうかがえる。

次に、図-6に弾性波速度とルジオン値の相関を各ステージごとに示す。この図より、ステージごとの弾性波速度とルジオン値の間には、比較的良好な負の相関が認められる。したがって、今回対象とした岩盤においては、グラウチング形態を考慮しておけば、岩盤の弾性波速度から岩盤の透水性をある程度定量的に推定できるものと考ええる。ただし、厳密な定量的評価には、注入されるグラウトの水セメント比が一定でないこと、注入されたグラウトは脱水により密度が上昇すること、また弾性波探査時にはグラウトの材齢が次数、ステージごとに異なること、弾性波速度の拘束圧依存性や地下水条件などが亀裂内に充填され固化したグラウトの弾性波速度に与える影響についても検討する必要がある。

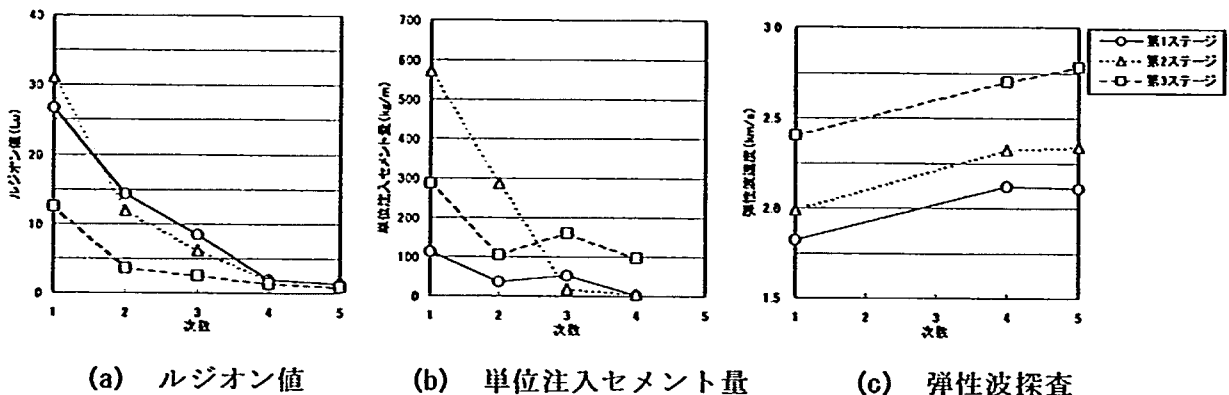


図-5 ルジオン値、単位注入セメント量および弾性波速度の次数推移

6. おわりに

石英安山岩で構成される亀裂性岩盤における試験グラウチングと併せて弾性波トモグラフィーを実施し、グラウチング効果判定方法としての適用性を検討した。

- 1) ルジオン試験時の限界圧力の発生状況、ルジオン値とセメント注入量の関係から、グラウトの注入形態がおおむね推定できた。
- 2) グラウチングによる改良の進行を弾性波トモグラフィーの結果として得た弾性波速度の上昇としてとらえることができた。

- 3) 弾性波速度とルジオン値には比較的良好な相関が認められ、弾性波トモグラフィーによるグラウチング効果の定量評価の可能性が高いことがわかった。ただし、厳密な定量評価には注入形態、固化グラウトの特性、弾性波速度の拘束圧依存性や地下水条件を併せて検討する必要がある。

参考文献

- 1) 蓮井昭則, ほか: 孔間弾性波・電磁波測定によるグラウチング効果の判定について, ダム工学, No.8, pp.35-44, 1992年12月。
- 2) 川上俊器, ほか: ジオトモグラフィと原位置岩盤変形試験によるグラウチング効果の判定, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.337-342, 1994年1月。
- 3) 建設省: 官民連帯研究「新地盤探査技術の開発」報告書, 71p., 1995年3月。

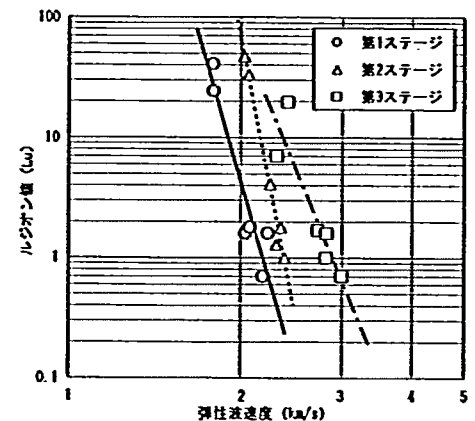


図-6 ルジオン値と弾性波速度の関係

1. まえがき

日本の国土の約70%を占める山地は急峻であり、かつ火山帯や構造線等により脆弱な地質構造を呈している。そのため、梅雨期や台風時等に集中的な豪雨がもたらされると土石流、地すべり、山腹崩壊といった土砂災害が発生する。

これら土砂災害の調査は山地流域全体を対象とするため、広大な範囲の中でその発生源などを特定し、かつ情報収集および解析を行うには多大なコストや時間、労力を要する。また、砂防の現場は、山間地にあるため災害直後ともなると現場へ行くことは極めて困難である。近年、航空宇宙技術の開発が進み、広域を対象として均一な情報を定期的かつ経済的に入手することが可能となりつつあることを背景に、砂防分野へのリモートセンシングデータの活用に関する研究が既にいくつか行われている。例えば、崩壊地の把握についての事例紹介では、崩壊地の抽出法や崩壊地面積率の評価について説明されている。また、近年注目されている全天候性レーダSARの干渉処理技術を用いた地すべりの検出に関する研究なども報告されている。その他活用例として、災害地の追跡調査、災害危険地の予測等が考えられているが、現状では砂防分野への活用は少ない。その主な原因として、人工衛星リモートセンシングが取得するデータは広範囲を対象としているために砂防分野で従来行われてきた調査範囲とは空間スケールが大きく異なり、このため、利用に際して精度の問題が浮上することが挙げられる。また、光学系センサーを活用する場合においては、例えば、豪雨災害の場合では降雨をもたらす雲の存在の影響により、リアルタイムの地表の良好なデータを必ずしも取得することが可能とならない場合がある。

しかしながら、人工衛星リモートセンシングデータの広域性に加え同時性、時系列性という特徴は、今後、山地流域全体の情報をカバーする土砂災害調査の新たな一手法として位置づけることを可能にすると思われる。

2. 目的

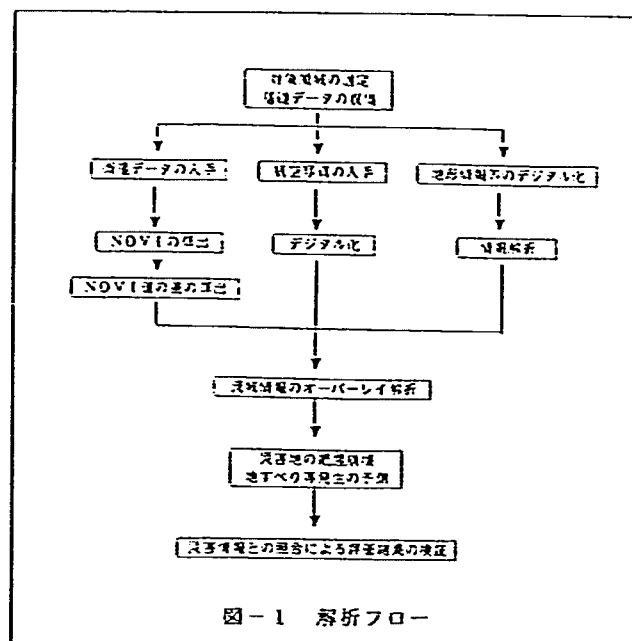
これまでリモートセンシングデータを活用した流域土砂環境のモニタリング手法についてはいくつかケーススタディーが行われているが、今後は実用性という観点からのより精緻な調査・検討が要求されると思われる。

本文では、従来の調査方法により得られる局地的な情報と人工衛星等の航空宇宙技術により得られる大網的な情報を組合せた、より効率的かつ定量的な流域土砂環境モニタリング手法の開発を行う前段として、当研究室における今年度の研究を紹介し、リモートセンシングデータを活用した流域土砂環境モニタリング手法の今後の展望について述べる。その内、筆者が主に担当するテーマについては4章で詳述する。

3. 砂防研究室における今年度の研究テーマ

当研究室では、リモートセンシングデータを活用した流域土砂環境モニタリングに関する研究として、以下のようなテーマに取り組んでいる。

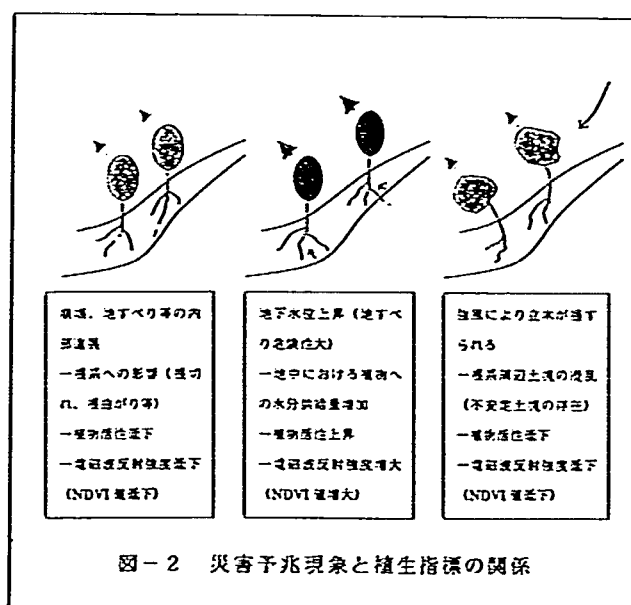
- ①差分干渉SAR技術による地すべり動態モニタリング
- ②火山災害地における衛星リモートセンシング利用技術の検討
- ③衛星リモートセンシング技術を利用したの姫川流域の土砂災害の把握とその有効性
- ④人工衛星データ及び既存調査情報をGISにより統合した崩壊等の発生予測手法の開発



4. 研究の概要

ここでは、上記④の人工衛星データ及び既存調査情報をGISにより統合した崩壊等の発生予測手法の開発についての研究概要を述べる。

研究対象としたのは、1995年7月11日の豪雨災害により、甚大な被害を受けた長野県姫川水系の支流中谷川である。中谷川は流域面積が58.1 km²で、主に第三紀層の地質にある。1995年の災害後の調査では流域内の全崩壊面積が1,044,487m²、崩壊個数は1,272と多数の崩壊、地すべり等が流域全体に発生していることが報告されている。そこで、この様な広範囲に



わたる土砂災害について、災害前後及び災害以前の情報を得る手段として人工衛星データを取り上げ、経年的な流域土砂環境のモニタリング手法から、崩壊、地すべり等の災害予測への展開を検討する。解析フローを図-1に示す。

この解析では、流域土砂環境の変化を見るために、人工衛星に搭載されているセンサーのうち、光学系センサより得られるマルチスペクトルデータから正規化植生指標(NDVI)を算出し、それを経年変化データとして扱う。NDVIとは植生のスペクトル反射特性から植生の活性度、量等を示す指標の一つであり、これは、崩壊、地すべり等発生前の地中の状況を植物の状態により推測する項目として、また、植生の有無による崩壊地の把握に用いる項目として取り上げる(図-2)。

図-3及び図-4はLANDSAT/TMの1994年7月11日の災害前、災害後のフォールスカラー画像である。各画像からNDVIを算出しその差分をとった画像が図-5である。グレースケール

で表示されているこの画像は、明度の高い程NDVIの差分が大きいことを表している。図-5において、例えば、図中に示した部分について、明らかに明度の高い部分は、既存の崩壊地分布図（図-6）の崩壊地及び残土とその位置・形状・規模がほぼ似通っていることから、崩壊地及び残土である可能性が高い。また、河川筋の明度が高いのは川幅拡大、河岸での崩壊等降雨、土砂災害等の影響によるものと推測される。

しかし、NDVIの変化は必ずしも崩壊、地すべり等の土砂災害の影響によってのみもたらされるものではない。そこで、土砂災害の場合、降水量、標高、斜面方位、傾斜、地質等の気象・地形・地質情報等と密接な関係があることから、これら既存の情報を取り入れ、解析結果の精度を向上させる

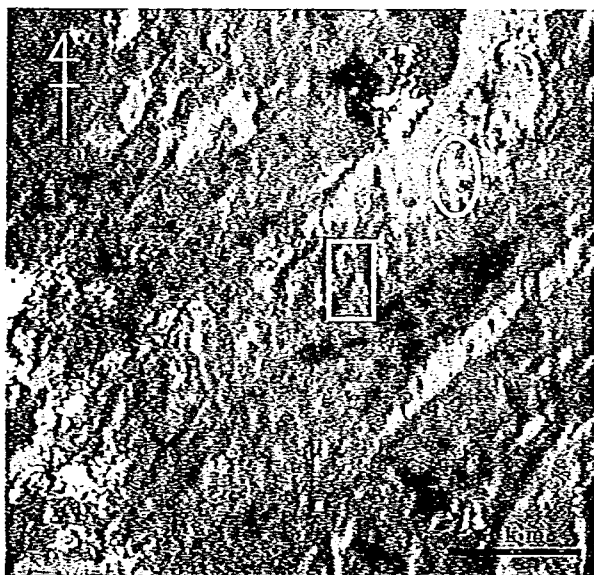


図-3 LANDSAT5TM 1994.8.26 撮影
災害前のフォールスカラー画像



図-4 LANDSAT5TM 1995.8.29 撮影
災害後のフォールスカラー画像

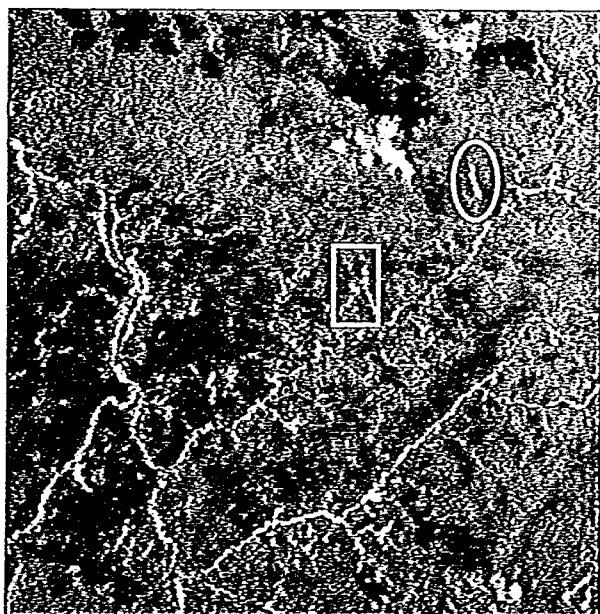


図-5 NDVI 差分画像

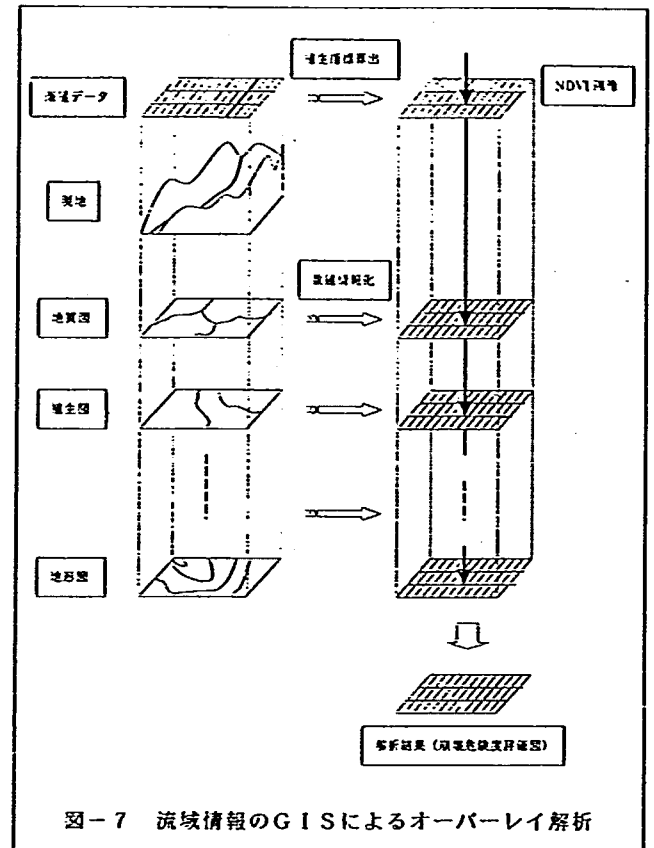


図-6 崩壊地分布図

必要がある。これら複数種の情報を統合する方法として、GIS手法を取り入れることを検討する必要がある。(図-7)

5. 今後の展望

航空宇宙技術の進展により、さらに高分解能の人工衛星が次々と打ち上げられている。より詳細な流域情報を衛星リモートセンシングで得ることができれば、スケールの問題は解消され、崩壊地や地すべり土塊などの各個抽出といったより高精度な情報取得への活用の可能性が深まると思われる。しかし、高分解能データは、その情報量が膨大であることから、どの情報をどのように扱い、いかに管理するかといったマネジメントの面においても考慮が必要となる。リモートセンシング技術が、高度化の過程において、土砂災害調査技術としてどのような位置づけができるのか、本研究を通じて検証が可能と思われる。



参考文献

本多：砂防におけるリモートセンシング技術の活用 1. 総論 新砂防 1995

本多 他：足尾銅山における植生回復シミュレーションと治山事業の評価 写真測量とリモートセンシング 1995

木村 他：衛星干渉SARによる地すべり検出 日本リモートセンシング学会講演会論文集 1997

後藤 他：人工衛星データによる植物活性を導入した地すべりの発生予測法 地すべり 1996

1. まえがき

一般的に地すべり地において行われている地下水流動調査は、ボーリング孔内に食塩等の電解物質を投入、溶解させ、流入地下水の比抵抗値の変動より流動状況を知るものである。しかしながら、この方法では、計測開始時にピックアップの上下によって孔内水の攪拌が生じたり、各深度ごとの測定に要する時間のため同一時間間隔での塩分希釈濃度の評価ができない場合がある。

溶存酸素は、水中に遊離のガスとして溶解しているものであり、この値は、岩石の風化・粘土化に伴う消費、また、有機物の分解などによって減少する。したがって、地下深部あるいは長期に滞水している地下水ほど溶存酸素が減少しているものと思われる。一方、溶存酸素は希釈が容易であり、水中に溶け込むと上下動が少ないこと、などの利点がある。そこで、今回、溶存酸素をトレーサーとした地下水検層法を開発し、模型実験を行った。以下にその結果を報告する。

2. 目的

今回、新たに開発した溶存酸素をトレーサーとした地下水検層（以下「溶存酸素検層」という）は、ボーリング孔内に酸素ポンプで一定時間酸素を送り込んだ後、その減少速度を計測するというものである。この検層方法では、まだ解析事例が少ないこともあり、流動層の計測の規定化が必要である。そこで食塩及び溶存酸素検層の特徴を明らかにするために複数の滞水層を有する模型土槽を使用し、単層・複層の滞水層をモデル化して溶存酸素検層及び食塩検層を行った。

3.1 地下水流動調査方法と流速の推定方法

まず、調査ボーリング孔内水の深度別溶存酸素量を計測しておき、これをバックグラウンド値とする。その後、ボーリング孔底までセンサおよびポリエチレンチューブを降ろし、酸素ポンプで一定時間酸素を送り込む。孔内水が飽和溶存状態になった所で、孔底からセンサを引き上げ、ある時間間隔における溶存酸素の減少量を計測する。地下水の供給が常にある深度の溶存酸素は、大きく減少する。したがってこの深度が地下水流動層と予測できる。計測中は絶えず酸素を供給しているため、センサより上部は常に飽和溶存酸素状態になっている（図-1）。

飽和溶存酸素状態から地下水が流入することによって溶存酸素量が減じられる。この際、ボーリング孔壁からセンサまでの距離により、測定値が変化するまでのタイムラグが生じるため、測定値が減少を始めた後に2回計測を行う。そしてそれらの測定値の差と時間間隔から溶存酸素減量を求めて見かけの流速の計算を行うことができる。

3.2 土槽を使った検証実験

溶存酸素検層の有効性を確認するために、土槽を使った検証実験を行った。土層は、単層・複層の透水層をそれぞれ仮定し透水層には、砂、不透水層には粘性土を使用した（図-2）。また、ボーリング孔の模型としての土槽の流動層の部分にストレーナー加工を施したφ7.5cmの塩ビパイプを設置した。

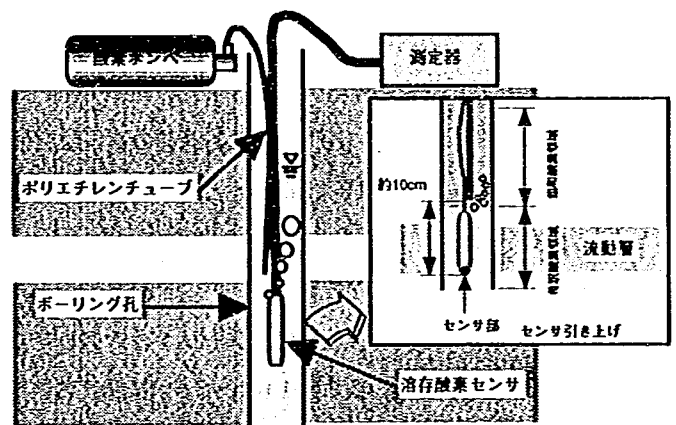


図-1 溶存酸素による地下水検層概念図

今回の実験では、2つのケースを想定した（図-3）¹⁾。図-3において、 H_w はある特定深さにある滞水区間のもつ圧力水頭、 h_w はその滞水区間から測った孔内水位高である。 $\Delta h = H_w - h_w$ として説明すると、次のとおりである。

(パターン 1) $\Delta h > 0$ のとき孔内へ地下水が流入し、したがってこの帯水区間が検出される。 Δh があまり大きくなければ検層曲線は、時間とともに横方向に延び、帯水区間の厚みがかかり精度よく検出される。 Δh が大きいと、流入地下水は、ボーリング孔内を鉛直方向に上昇し、帯水区間は多少不明瞭となるが有圧水の存在は明らかに検出される(「上昇流状検出」という)。

(パターン 2) 孔内水位高 h_w の中間区間に $\Delta h > 0$ を満足する帯水区間がある場合、この区間で希釈された孔内水が、下位の帯水区間からの逸水につれてボーリング孔中を順次下降し、この鉛直下降流の下限(水比抵抗の変化が認められる最大深さ)として下位の帯水区間が検出される。ただし、それが帯水区間なのか単なる逸水区間なのか判別できない(「下降流状検出」という)。

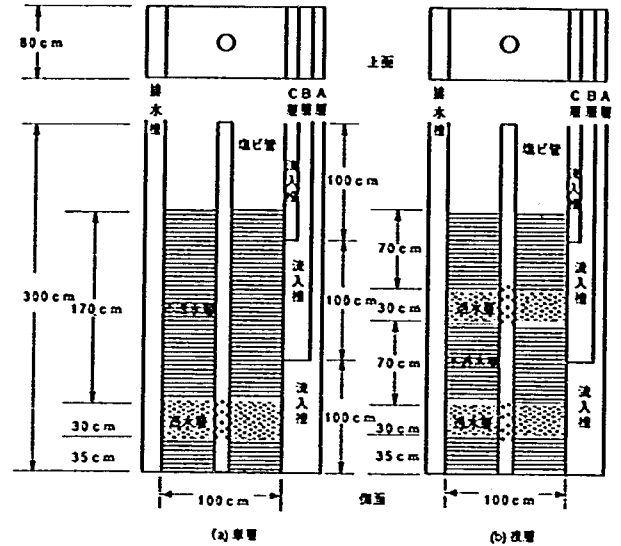


図-2 実験土槽

以上のケースを考慮して表-1 に示す条件で実験を行った。溶存酸素検層では、流入槽、排水槽水位および孔内水位が定常状態になったことを確認してから、塩ビ管内のバックグランド値を測定した。次にセンサーに取り付けたポリエチレンチューブで酸素ポンプより酸素を孔内に送り込み、孔内を飽和溶存酸素状態とする。そして酸素を供給しながらプローブを孔底より引き上げ 10 cm 間隔で溶存酸素濃度の計測を行う。この計測は、溶存酸素濃度の減少開始から 30 秒後、1 分後、3 分後に行った。

一方食塩検層では、溶存酸素検層の計測終了後に、塩ビ管内の比抵抗値(バックグランド値)を 10 cm 間隔で測定し、測定終了後に孔内に 0.2% 濃度の食塩水を注水する。その後孔内水を一様に攪拌し比抵抗値の測定を開始する。この測定時間は食塩投入後、5、10、15、20、25、30、40、50、60、75、90、120、150、180 分とした。

4. 検層結果

4.1 透水層が 1 層の場合

透水層が 1 層の場合の食塩検層と溶存酸素検層の結果を図-4 に示す。透水層の透水係数が $k = 1 \times 10^{-2}$ と比較的流速の速い層をケース A、透水層の透水係数が $k = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ と比較的流速の遅い層をケース B とした(表-1)。

(ケース A)

食塩検層では、ほぼ上昇流検出のパターン 1 と近似している(図-3)。食塩投入から 5 分後、土槽深度-1.6m~-2.6m 区間において顕著な比抵抗の増加が見られる。土槽深度-2.4m 付近で比抵抗値の増大が著しく、透水層と判断される。しかし流入層の幅は、判定できなかった。

一方、溶存酸素検層では、土槽深度-2.5m~-2.8m の区間においた顕著な溶存酸素量の減少がみられた。また孔内水位 1.3m においても減少がみられた。この原因は、プローブと酸素供給用のポリエチレンチューブの間隔を 10 cm と設定しており、孔内水面上では酸素の供給がない状況であった。そのため上昇流の影響を受け、減少量が増大したものと判断さ

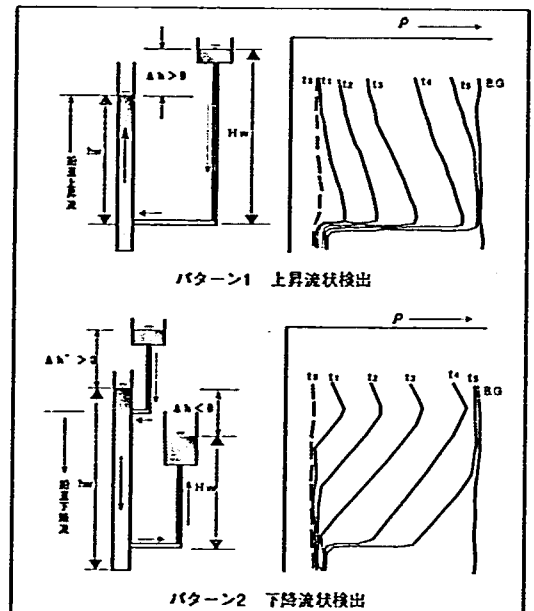


図-3 地下水検層における検出原理
(出 典: 地すべり工学—理論と実践—より抜粋)

れる。

(ケースB)

食塩検層では、流速が速いケース A の場合と同じく上昇流検出の傾向が見られた。土槽深度-2.6mより、比抵抗値増加がみられ、流入層の下部と判断された。

一方、溶存酸素検層では、顕著な減少量は把握できなかった。また、ケース A と同じ原因で、深度 1.3 m で孔内水面上の減少量が増大したものと考えられる。

透水層が 1 層の場合での両検層結果を比較すると、食塩検層では、流速の条件などに関係なく流動層が判断された。一方、溶存酸素検層では、ケース A の場合 ($k=1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$) 流入している透水層の範囲を上昇流の影響なく的確に把握できた。しかしケース B の場合 ($k=1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-5}$) 流入範囲を特定できなかった。この原因は、測定時間内 (3 分) に測定できないほどの遅い流速で流入水が流れていたため、溶存酸素量の減少を把握できなかったと考えられる。

4.2 透水層が2層の場合

透水層が 2 層の場合での食塩検層と溶存酸素検層の結果を図-5 に示す。透水層の透水係数が $k=1 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ と比較的流速の速い層をケース C、透水層の透水係数が $k=1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ と比較的流速の遅い層をケース D とした (表-1)。

(ケースC)

食塩検層では、土槽深度-2.7mより、顕著な比抵抗値の増大がみられた。し

かしながら 5 分後以降の測定値では比抵抗値の増大がほとんどみられずバックグラウンドの比抵抗値 ($B \cdot G$ は、 $300 \Omega \cdot \text{cm}$) に近い値となった。これは、上層よりの流入水の流速がかなり速いためと判断される。

一方、溶存酸素検層では、ほとんど全層において減少量がみられず流動層が検出できなかった。

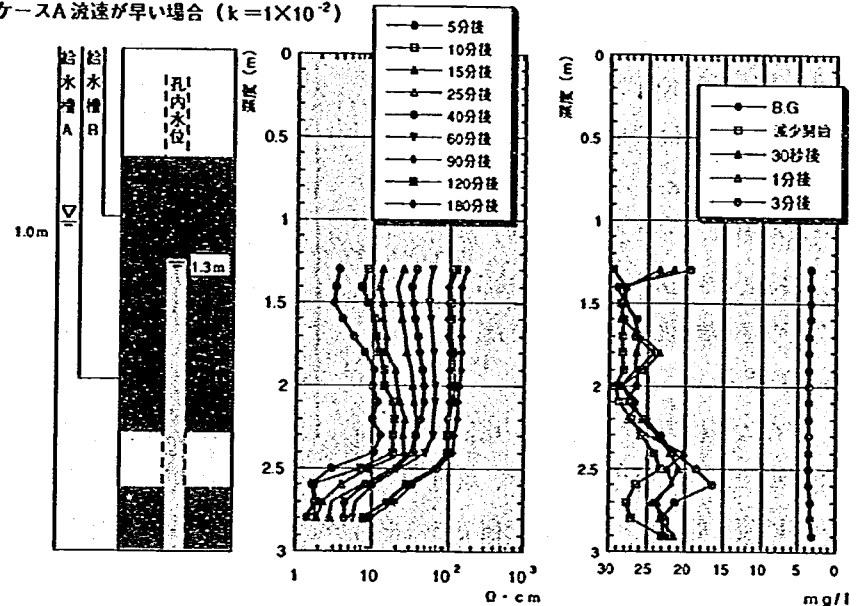
(ケースD)

食塩検層では、食塩投入から 5 分後より土槽深度-1m~-1.7m区間で比抵抗値の増大がみられた。土槽深度 1.7mより

	水位 (給水管水位)	透水係数 (cm/sec)
ケースA	A (単層) 上昇流検出	$10^{-1} \sim 10^{-2}$
ケースB	A (単層) 上昇流検出	$10^{-4} \sim 10^{-5}$
ケースC	A<B (複層) 下降流検出	$10^{-1} \sim 10^{-2}$
ケースD	A<B (複層) 下降流検出	$10^{-4} \sim 10^{-5}$

表-1 土槽実験のケース

ケースA 流速が早い場合 ($k=1 \times 10^{-2}$)



ケースB 流速が遅い場合 ($k=1 \times 10^{-4}$) 食塩検層結果

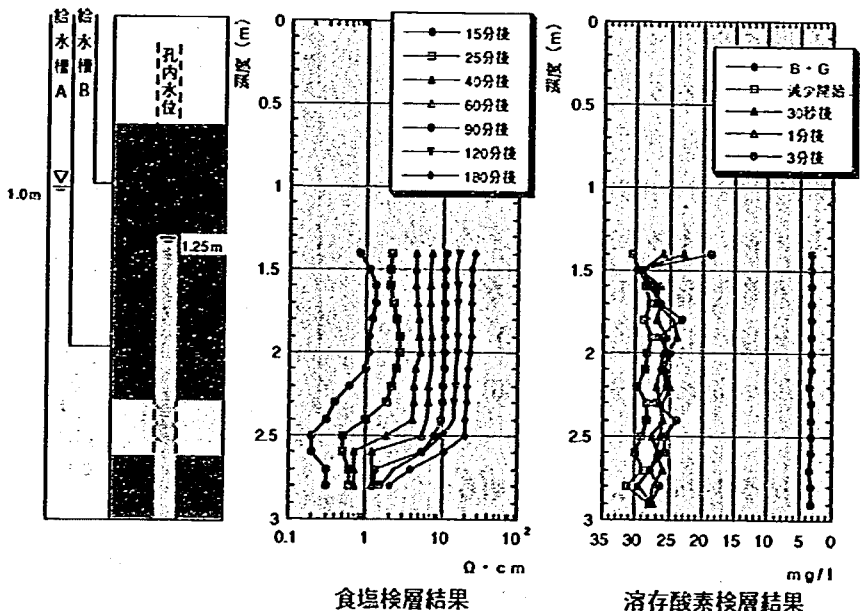


図-4 検層結果 (透水層が1層の場合)

時間が経過するにしたがい比抵抗値が下方へ増加していることから上層の透水層より下層の透水層へ流入する下降流の現象パターン2 (図-3) をとらえているものと判断される。

一方、溶存酸素検層では、土槽深度-1.5m~-1.6m付近において顕著な溶存酸素量の減少がみられ上部流動層をとらえているものと判断される。しかし、上部流入層と下部流出層の間は、減少量が不明瞭となり、下降流とは判定できなかった。

透水層が2層の場合での両検層結果を比較すると流速が速いケースCの場合 ($k=1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-2}$) 両検層ともに流入水の流速が速く2層を判別することはできなかった。流速が遅い場合 ($k=1 \times 10^{-4} \sim 1 \times 10^{-5}$) 食塩検層は、下降流の流入層、流出層が特定できたが、溶存酸素検層は、流速の遅い流出層のみ検出できた。

5.まとめ

溶存酸素検層では、流速が比較的高速く単一の流動層の場合には、食塩検層に較べ的確に流動層を把握できることがわかった。しかし、流速が遅い単一の流動層や流速の速い下降流現象の検出には、困難を要することが明らかとなった。

今後、地すべり地においての溶存酸素検層を行うにあたり次の方法で測定・解析する必要がある。

- ① 調査孔周辺が明らかに透水性の悪い地盤の場合 (流速が遅い) は、各深度の測定時間を長くする (5分以上)。
- ② 試錐日報や揚水試験等で明らかに漏水層が見られる場合 (ボーリング掘削中の水位低下) は、食塩検層を併用する。

以上の改良点を加え、現地での溶存酸素検層法の確立を目指す考えである。また、実験で把握することが困難であった被圧水、漏水層の検出可能な測定法の開発を行なっていく予定である。

【参考文献】 1) 申 潤植 地すべり工学 -理論と実践- p417~p418

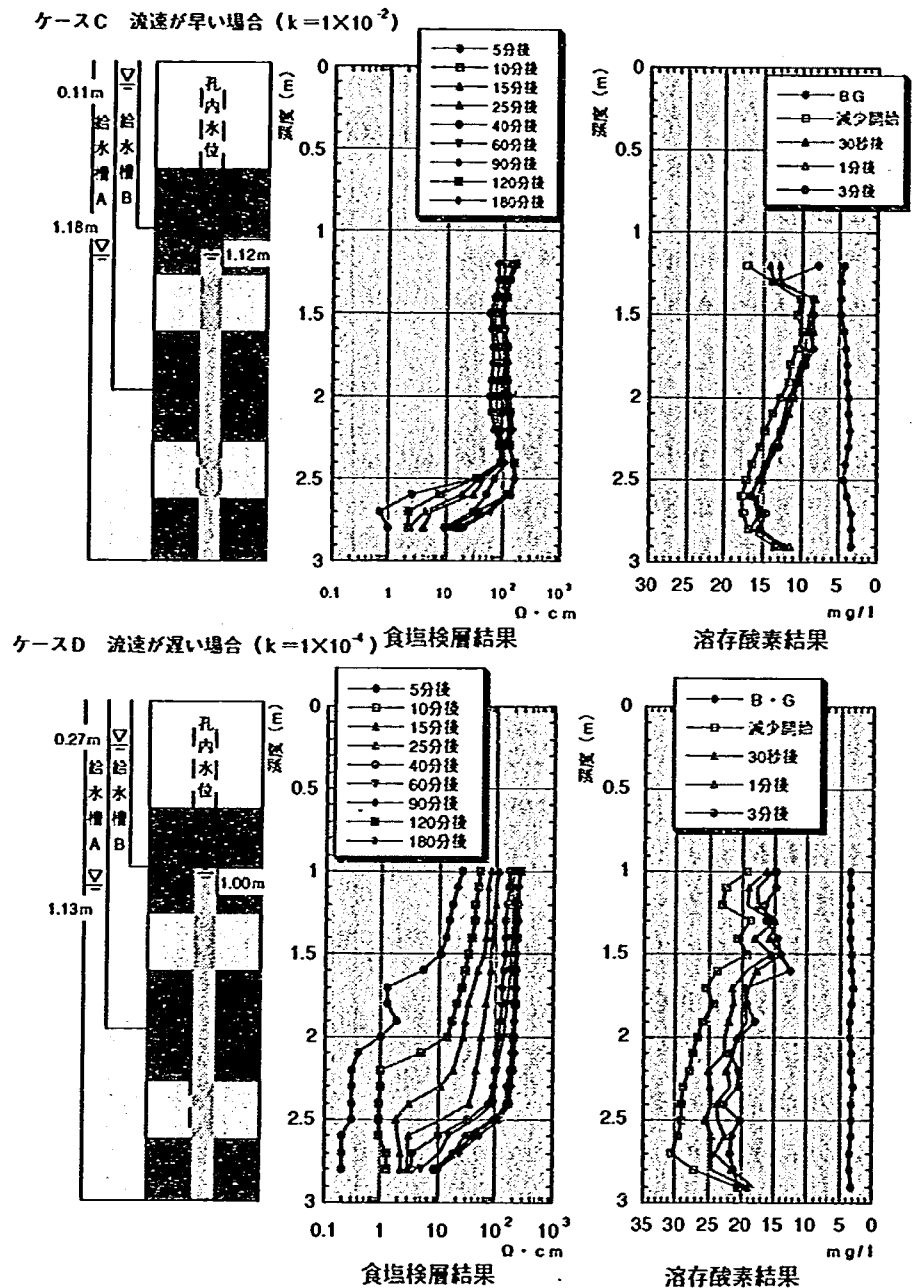


図-5 検層結果 (透水層が2層の場合)

1. はじめに

我が国は、洪水、土石流、地すべり等の災害が非常に発生しやすい条件下にある。災害対策としては、河川改修工事、斜面の防災工事、治水・砂防ダムの建設といったハード対策が行われているが、ハードな対策だけでは、その効果に限界がある。情報伝達、避難等のソフト対策を併せて採用することにより、より一層被害の軽減を図ること、つまり減災が可能になると考える。しかし、ソフト対策が効果を発揮するためには、住民の日頃からの防災意識を高めておくことが必要である。

以下の中で、過去の災害事例が記載されている報告書や新聞等の情報をもとに、災害に関する住民の防災意識を高めることについて一考察する。本研究の対象とする災害（洪水・土砂災害）を表－1に示す。

なお、「情報空間」とは、災害時および平常時における情報の種類、手段、情報を扱う人その他情報のもつ特性を総称していうものとする。「防災意識」は情報空間の中の一問題として認識できる。

表－1 災害事例

発生場所	発生年月	形態	被害状況
秋田県鹿角市	1997年5月	地すべり・土石流	人的被害なし
鹿児島県出水市	1997年7月	土石流	死者21人
新潟県両津市	1998年8月	土石流・がけ崩れ	人的被害なし
栃木・福島県境	1998年8月	洪水	死者11人
福岡県福岡市	1999年6月	地下洪水	死者1名
東京都新宿区	1999年7月	地下洪水	死者1名
神奈川県玄倉川	1999年8月	増水	死者12名

2. 住民の防災意識と避難行動の関係

1997年の鹿児島県土石流災害において、「高橋和雄：平成9年7月出水市針原地区の土石流災害時の地域住民の行動に関する調査」によると、土石流が発生する前にたくさんの兆候があり、市や町は住民に自主避難を呼びかけている。しかし、この自主避難の呼びかけに応じて避難先であるセンターに避難した住民はなかった。

表－2は、その自主避難の呼びかけに対して住民が思ったことを示したもので

表－2 自主避難の呼びかけに対して住民が思ったこと

N=14人 (複数回答)

項目	人数	(%)
どこかで浸水被害が起こるかも知れないと思った	8	57.1
針原川で河川氾濫が生ずるかも知れないと思った	8	57.1
このくらいの雨なら大丈夫だろうと思った	3	21.4
針原地区で土石流が発生するかも知れないと思った	0	0.0
どこかで土砂崩れや土石流が発生するかも知れないと思った	0	0.0
その他	1	7.1

ある。「針原川で河川氾濫が生じるかもしれない」57.1%、「どこかで浸水被害が起こるかもしれない」57.1%となっているが、「針原地区で土石流が発生するかもしれない」、「どこかで土砂くずれや土石流が発生するかもしれない」とする回答は全くなかった。

1999年8月、豪雨による玄倉川増水の事故において、日本経済新聞(1999年8月15日)によると、降り続いた豪雨のため、発電所が放水すると警告のサイレンを鳴らし、水辺からの避難を呼びかけているが、ほとんど避難する人はなかった。朝日新聞(1999年8月31日)によると、避難しなかった理由として「避難の必要はないと思った」「被害はないと思った」「近所の住民が避難しなかったから」などがあげられている。

これらは住民が避難の呼びかけに応じなかった事例であるが、一方で住民が情報によって早めに避難し、人的被害が生じなかったという事例もある。

1997年5月、秋田県鹿角市の温泉を襲った地すべり・土石流災害において、防災白書(平成11年度)によると、旅館の主人が災害前に飲み水の濁りおよび斜面崩壊などの前兆現象に気づき、市に連絡した。連絡を受けた市は事前に宿泊客を避難させたため、難を逃れている。

1998年8月、新潟県両津市を襲った豪雨においても、防災白書(平成11年度)によると、降り続く雨に土石流・がけ崩れの危険を察知した両津市の区長が避難を指示し、それによって住民は避難したため、その30分後に発生する土石流・土砂崩れの難を逃れている。

これらのことより、危険性を認識して避難行動に移したかどうかが生死を分けているものと思われる。

また、1998年8月、栃木・福島県境を襲った集中豪雨において、朝日新聞(1999年8月31日)によると、市は災害前に洪水被害を予測したハザードマップを各家庭に配布しており、そのハザードマップを事前に見ていた人は、見ていない人よりも1時間ほど早く避難し、また避難を始めた時期は平均で55分早かったとしている。

このことより、日頃の災害に関する情報が、災害の危険性を認識するうえにおいて有効な働きをしているものと思われる。

住民は、日頃の災害に関する情報により、危険性のある地形とはどんなものであるか、また自分の住んでいる地域がどんな環境下にあるかなどを十分理解し災害の危険性を認識すること、つまり防災意識を向上させることが減災のために必要である。

3. 災害意識の向上のための取り組み

住民の防災意識を向上させるためには、平常時から防災・危険情報を住民に公開・提供することが重要である。関係機関によるその取り組みを以下に示す。(防災白書：平成11年度より)

国・地方公共団体等においては、防災訓練等のイベントを実施するとともに、マスコミ等と連携した政府広報、学校教育等における本の作成などに努めている。

建設省においては、昭和60年から過去の浸水実績を示した浸水実績図を全

国496河川において、平成5年から浸水危険区域を表示した洪水氾濫危険区域図を直轄管理の108水系において作成・公表し、そして平成7年度から市町村単位で洪水ハザードマップの作成・公表を30市町で進めてきている。

また、1999年6月に福岡市、同年7月に東京都新宿区で地下室が水害で襲われた災害において、朝日新聞(1999年8月31)によると、これまで地下の危険性については住民にあまり知られていなかったというのが現状であり、建設省では緊急対策として全国の都道府県に「豪雨の時は地下は危険です」としたチラシの作成を指導するほか、これまでどの部分で水害にあったかなどの「危険情報」を公開し、さらに河川が氾濫するとどこまで浸水被害が広がるかが分かる「シミュレーション」を行って公開することにしている。

3～4割の都道府県においては、災害危険箇所等の情報をダイレクトメールの送付、公共施設での閲覧によって住民に公表し、1割～2割の都道府県は広報誌への掲載、ホームページ上によって公表している。

このような取り組みが関係機関によって行われているが、以下に示す図-1を見る限りでは、その効果が定着しているとはいえない。

図-1は建設省が平成9年11月に土石流が起きる危険がある地域住民を対象に意識調査を実施したものであり、(a)は危険箇所の周知度合い、(b)は土砂災害危険箇所マップの周知度合いを示したものである。これによると、危険箇所を知らない人の割合は49.4%、土砂災害危険箇所マップを知らない人の割合は74.8%で、知っている人の割合よりも上回っている。

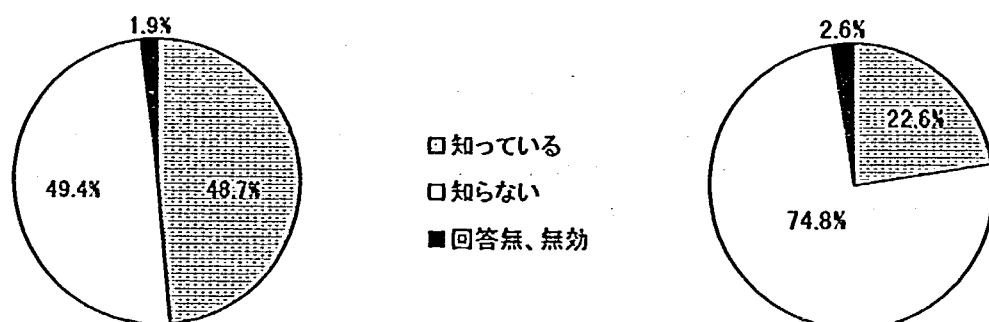


図-1 (a) 危険箇所の周知度合い

図-1 (b) 土砂災害危険箇所マップの周知度合い

4. 今後の課題

1) 現在、住民の移動等の広域化、住民同士のつながりの希薄化などにより地域コミュニティが脆弱化していると言われている。

河川審議会(平成10年8月「水災害・土砂災害の危機管理」報告)によると、かつては地域ごとに災害の前兆を現地でつかむ知恵などが伝承されていたが、現在は忘れられつつあるという。地域コミュニティの脆弱化とともに、伝承されなくなったものと思われる。

特に災害危険箇所にある地域については、災害に関する知識の伝承、情報交換を積極的に行う必要があると考える。そのためには、住民同士が十分に話し合うことができる密着性のある地域コミュニティをつくることが重要であり、それが住民一人ひとりの防災意識の向上につながるものと思われる。

2) 「片田敏孝助教授(群馬大学):平成10年8月末集中豪雨災害における郡山

市民の対応行動に関する調査報告書」によると、ハザードマップが配布されるのは平常時であるため、紛失したり捨てたりして、災害当日見ることができない住民がいるという。

現在ハザードマップという言葉の意味を理解している住民はどれだけいるのだろうか。このような専門用語は住民にとって非常に分かりにくいと思われる。そのため、十分な説明がされていなければ、配布されてもそれが重要なものとは思わず、前述の例のように捨ててしまうかもしれない。

朝日新聞(1999年8月19日)によると、建設省と気象庁では、分かりにくいと評判が悪かった河川の洪水予報を分かりやすい言葉に改めることとしているが、ハザードマップをはじめ他のものについても改める必要があると考える。住民に情報の重要性を伝えるためには、分かりやすく、なおかつインパクトのある言葉を使用することが重要である。

3) 河川審議会(平成10年8月「水災害・土砂災害の危機管理」報告)によると、水害・土砂災害においては、地震のような実践的防災訓練は行われていないという現状にある。その理由として、地震に関しては振動装置等により、地震時における振動を簡単に再現することができるが、水害・土砂災害に関しては再現が難しいということがあげられる。

また水害・土砂災害に関して、河川が氾濫するとどこまで浸水被害が広がるかが分かる「シミュレーション」が行われているが、作られたものであることを忘れさせるほど訴える力が強いものにはなっていないと思われる。

一方、現在コンピュータグラフィックの技術が発達しており、例えばハリウッド映画などその技術を取り入れた作品は、人間が登場していることもあり非常にリアルで何か強く訴えるものを感じる。

コンピュータグラフィックの技術と「シミュレーション」を組み合わせることにより、リアルな映像を住民に提供することが可能になり、それが防災意識の向上につながるものと思われる。

5. まとめ

災害時における被害の軽減を図るためには、住民は日頃から防災意識を高めておくことが必要である。そのための取り組みが関係機関によって行われているが、それは十分ではなく、いくつか課題が残されている。

その課題を解決していくことで、より良い情報空間が得られるものと思われる。

参考文献

- 1) 高橋和雄: 平成9年7月出水市針原地区の土石流災害時の地域住民の行動に関する調査自然災害科学, J. JSNDS 18-1 43-54(1999)
- 2) 防災白書平成11年版, 国土庁編
- 3) 「水災害・土砂災害の危機管理」報告, 平成10年8月, 河川審議会総合政策委員会, 危機管理小委員会
- 4) 片田敏孝: 自然の威力知る教育を
- 5) 片田敏孝: 平成10年8月末集中豪雨災害における郡山市民の対応行動に関する調査報告書
- 6) 神戸大学教授 田中克己: 震災とインターネット「神戸からの提言」
- 7) 災害時の情報通信に関する調査研究報告書, 第3章 他地域等の災害時における情報通信の活用に関する考え方

ウグイの遊泳行動と魚道のプール規模に関する研究

環境部河川環境研究室 林田 寿文

1. まえがき

既存の魚道研究の多くは、魚道形状と遡上率との関係^{1) 2)}魚道形状と魚道内の流況パターン^{3) 4)}を扱っており、魚道内に形成される独特の流れに対して魚類がどのような遊泳行動をとるかに関する研究は、十分に行われていない。しかし、魚は魚道内の微妙な流況に対応し、遊泳、遡上するため、魚道内の流況と遊泳行動について十分把握しなければ適切な魚道設計は困難であると考えられる。

本研究では魚道で実績の多い⁵⁾プール式魚道を対象とし、プール内の流況とウグイの遊泳行動との関係を実験的に検討した。

2. 実験概要

(1) 実験施設の構造

実験施設は図-1・2に示すように、幅60cmの二次元水路に階段式魚道構造の一部を再現した。幅20cmの隔壁2個及び、1つのプールからなる。プール延長(L)、水深(H)を変化させることが出来る施設である。水路側面に魚類の遊泳行動が観察できるように暗視観察室及び観察窓を設けた。また、魚の遊泳行動を把握するため、観察窓には10cm間隔のメッシュを施した。

(2) 実験内容

a) 実験条件及び、方法

隔壁間落差は10cmで固定し、プール延長(L)、プール水深(H)を変化させ、表-1に示すとおり8ケースの実験ケースを設定した。

表におけるプール形状の左・右は隔壁高さを、中央部は延長を示す。それぞれのプール内流況を把握するため、水路中央部の流速を5~10cmメッシュで三次元流速計により計測した。対象魚種はウグイ(養殖魚)とし、行動観察時間⁶⁾は15~19時の4時間とした。又、遊泳行動特性は、実験施設の暗視観察室内で、目視、ビデオカメラ撮影で解析した。ウグイの体長のヒストグラムを図-3に示す。各ケース15尾程度実験に用いた。

b) 遡上回数

上流隔壁を遡上した魚は上流で捕獲していないため、隔壁を下る個体もあり、遡上回数は実験尾数より多くなるケースも見られる。移動のしやすさを示す目安として、遡上回数として定義する。

3. 実験結果

流況・ウグイの遊泳行動に大きな差が見られた、ケース1、2、3、4、6、7を示す。

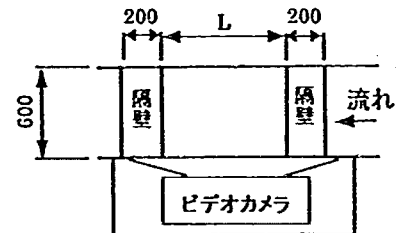


図-1 実験施設平面図(単位:mm)

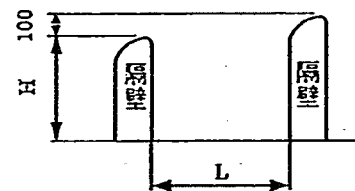


図-2 プール部断面図(単位:mm)

表-1 実験ケース(単位:mm)

検討ケース	プール形状	魚道勾配
ケース1	20 50 30	1/7
ケース2	20 100 30	1/12
ケース3	20 200 30	1/22
ケース4	50 100 60	1/12
ケース5	50 200 60	1/22
ケース6	80 50 90	1/7
ケース7	80 100 90	1/12
ケース8	80 200 90	1/22

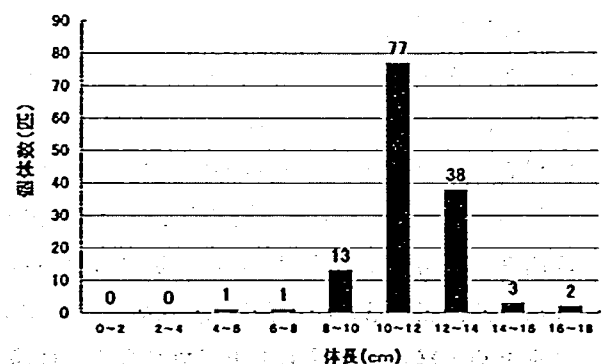


図-3 ウグイの体長ヒストグラム

(1) ケース1のプール内の流況及び遊泳特性 (図-4)

a) 流況：循環流がプール全体に形成されたが、流速が全体的に速く、低流速域は見られなかった。

b) 遊泳行動：Aの中を循環流によって10秒程度流下する。プール下流域で循環流から外れた個体は上流を向いたまま、最下流Eに半数程流された。残りの半分はBの下降流に入り、C、Dを遊泳してあるいはジャンプしてFを通過し、遡上した。

c) まとめ：本ケースでは実験開始直後、約5割の個体が上流の隔壁を越えたが速い流れを受け回避的に移動した結果であり遡上したとはいえない。

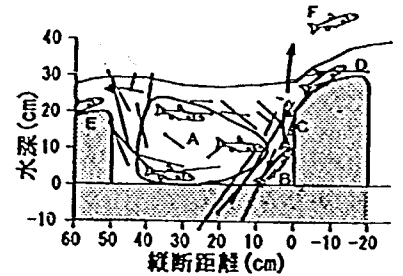


図-4 流速ベクトル図・ウグイ遊泳経路図 (ケース1)

(2) ケース2のプール内の流況及び遊泳特性 (図-5)

a) 流況：上流隔壁、底面、下流隔壁に沿って速い流れが形成された。上流隔壁に沿った下降流は底面に激しくぶつかり減勢した。明瞭な循環流は形成されず表層に低流速域が見られた。

b) 遊泳行動：Aで群をなし定位した。個体数と比較して定位できる領域が小さいようで、ここから押し出される個体が多かった。以下の3つの経路をたどり遡上した。

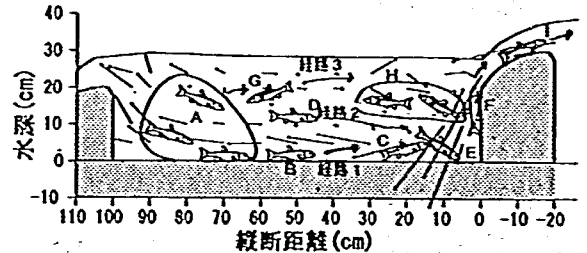


図-5 流速ベクトル図・ウグイ遊泳経路図 (ケース2)

経路1 Aから底層Bに押し出された個体は底面に腹をつけるようにCへ移動した。底面からの上昇流で頭部が少し上を向くと、遊泳速度が低下し定位したままAまで後退、又は流下し、ほとんどが遡上に失敗した。

経路2 Aから中層Dに押し出された個体はEへ移動して隔壁沿いの下降流に遭遇した。頭部を流れに向け定位して隔壁沿いに遡上を試みたが、約半数は頭部を下降流に押され姿勢を崩して遡上に失敗、流下した。

経路3 表層～中層Gで循環流に定位しながら後退した個体は、Hで下降流に尾部を押されるように頭部を流れに向け反転し、隔壁沿いに遡上を試みたが、約半数は押し戻されて遡上に失敗、流下した。

c) まとめ：各経路とも同程度の割合で遡上を試みた。遡上回数は19回であった。

(3) ケース3のプール内の流況及び、遊泳特性 (図-6)

a) 流況：上流隔壁、底面に沿って流れるが、プール中間で減勢し、プール下手半分では穏やかな一様流が形成された。

b) 遊泳行動：Aで群をなし自由遊泳した。以下の3つの経路をたどり遡上した。

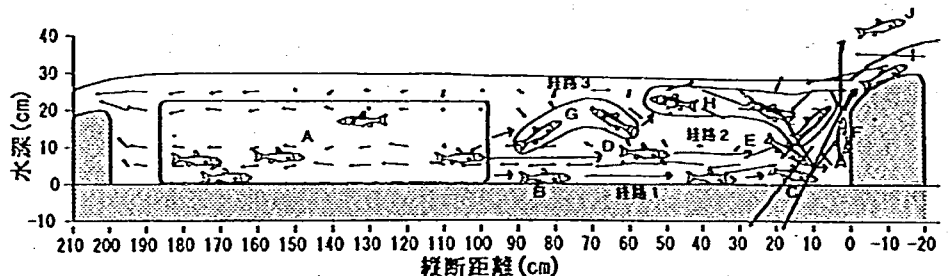


図-6 流速ベクトル図・ウグイ遊泳経路図 (ケース3)

経路1 AからBに移動した個体は底面に腹部を付けるようにCへ移動した。Cで頭部を下降流に押され姿勢を崩し、ほとんどが定位したままAまで流下した。

経路2 底面より10cm程度の中層AからをD、Eへ移動し隔壁沿いの下降流に遭遇した。流れに頭部を向け定位し隔壁沿いに遡上した。姿勢を崩し遡上に失敗、流下することはほとんどなかった。

経路3 表層～中層Gで循環流に定位しながら後退した個体は、Hで下降流に尾部を押されるように頭部を流れに向け、隔壁沿いに遡上した。失敗、流下するケースはほとんどなかった。

c) まとめ：経路2が最も遡上回数が多く、経路3、1と続く。経路2では群れでの遡上行動がかなり見られた

が、経路3では単独での遡上が多かった。

(4) ケース4のプール内の流況及び、遊泳特性 (図—7)

a)流況：プール全体に循環流が形成された。上流隔壁、底面、下流隔壁沿い、表層の流速は比較的速い。また、プール中央に低流速域が見られた。

b)遊泳行動：A及びBで群れをなし定位した。以下の3つの経路をたどり遡上を試みた。

経路1 Bの底面付近から非常に速い速度でCまで移動するが、速い流れに定位したままA又はBまで押し戻されて遡上に失敗、流下した。この経路で遡上することはない。

経路2 AからDへ比較的ゆっくりと移動し、隔壁沿いの下降流に遭遇した。下降流に頭部を向けて定位し遡上を試みるが、ほとんどが流れに押し戻され定位したまま後退した。

経路3 Aから中層E～表層Fで循環流に定位しながら、後退した個体は、Gで越流水脈に尾部を押されるように頭部を流れに向け、ここに定位して隔壁沿いに遡上を試みた。流れに押し戻されて遡上に失敗、流下するケースがほとんどであった。

c)まとめ：本ケースでは、どの経路も遡上を試みる個体すらあまりおらず、遡上は2回だけであった。

(5) ケース6のプール内の流況及び、遊泳特性 (図—8)

a)流況：縦長の乱れた循環流が形成された。静水域は殆どない。下降流に比べ、上昇流が占める空間が大きい。

b)遊泳行動：B、Cで群れをなし数秒～数十秒定位した。Aの循環流によってBからC、D、Eと流下し再び、B、Cで数秒～数十秒定位する状態を繰り返した。以下の3つの経路から遡上した。

経路1 Bまで流下した個体が、下降流に反応して頭部を流れに向け、下降流に定位しながら隔壁沿いを遡上した。速い流れに押し戻され遡上に失敗、流下することがほとんどであった。

経路2 Eまで流下した個体が、下降流に反応して頭部を流れに向け、Hから遡上を試みた。ほとんどの個体は途上で遊泳速度が低下し、循環流に取り込まれて流下した。

経路3 Dまで流下した個体が、越流水脈に反応して頭部を流れに向け、下降流に定位しながら隔壁沿いを遡上した。速い流れに押し戻され遡上に失敗、流下することがあった。遡上を試みた個体は、ほとんど成功した。

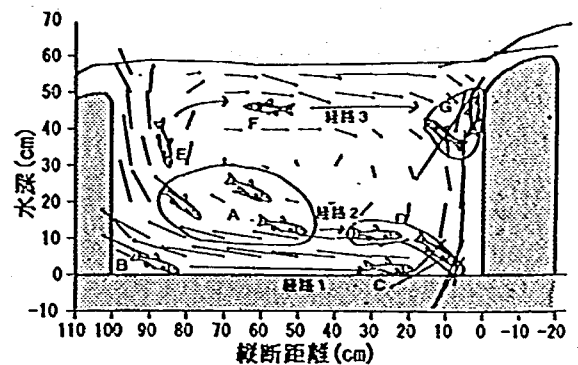
c)各経路とも同程度の割合で遡上を試みたが、経路1、2はほとんど遡上出来なかった。遡上回数は17回であった。

(6) ケース7のプール内の流況及び、遊泳特性 (図—9)

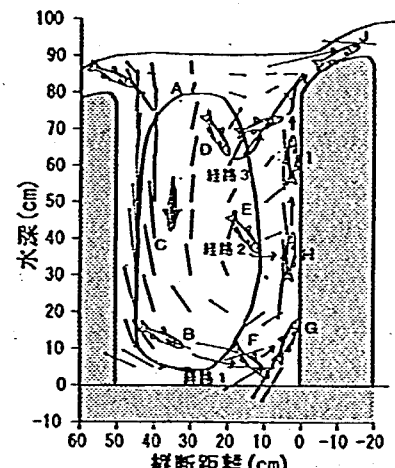
a)流況：プール全体に円形に近い循環流が形成された。いずれの面でも流速が大きく、低流速域はプール中央にわずかに見られるだけであった。

b)遊泳行動：Aで群れをなし定位した。以下3つの経路から遡上を試みた。

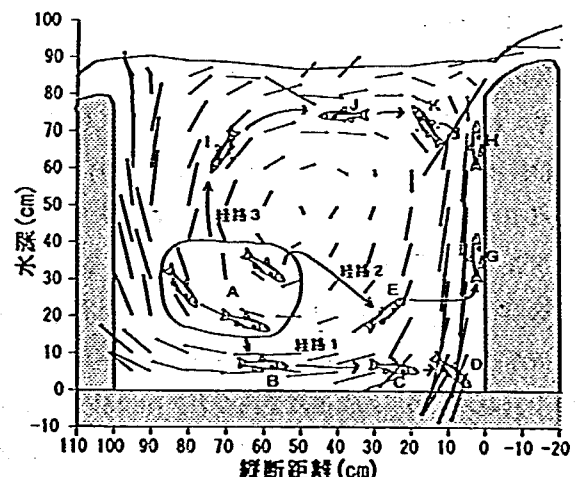
経路1 Aから底面中央下手Bに移動し、一旦定位した後C、Dへ短時間で移動を試みた。ほとんどの個体は途



図—7 流速ベクトル図・グイ遊泳経路図 (ケース4)



図—8 流速ベクトル図・グイ遊泳経路図 (ケース6)



図—9 流速ベクトル図・グイ遊泳経路図 (ケース7)

中で遊泳速度が低下し、定位しながら流れに押し戻された。Dに達した個体は速い下降流に頭部を向けることができず遡上に失敗、循環流に取り込まれほとんどがAまで流下した。

経路2 Aから循環流内Eで一旦定位し、隔壁沿いの下降流に遭遇し頭部を流れに向け、Gで隔壁に腹部を付けてHへ遡上を試みた。ほとんどの個体は途上で遊泳速度が低下し、循環流に取り込まれAまで流下した。

経路3 Aから定位しながらゆっくりと後退した個体がIで頭を斜め下にした状態から下手方向に頭を回転させ、表層Jを通過し、Kまで後退する。越流水脈に尾部を押され、頭部が上を向きHから遡上を試みるが流れに押し戻され遡上に失敗、流下することがほとんどであった。

c)まとめ：3つの経路とも同程度の割合であった。かなりの個体が遡上を試みたにも関わらずほとんどが失敗した。遡上回数は2回であった。

4. 結論

本研究は、魚道の中でも最も使用実績の多い階段式魚道における遊泳力の比較的強いウグイで流況に対する遊泳行動実験を行った。実験の結果を以下のとおり要約する。

- (1) プール水深、プール延長の変化によって遡上回数、遡上経路、プール内流況が大きく異なる。
- (2) ウグイの遡上は下降流の水脈の中に入った時のみ行われる。水脈の中に入ると、一気に遡上する。
- (3) プール水深の深浅、プール延長の長短に関わらず、経路1の下層から下降流に遊泳し入るケース、経路2の中層から下降流に遊泳して入るケース、経路3の上層で下流に頭を向けながら上流に流され、下降流に入るケースの3ケースに分類される。
- (4) 各ケースにおいて、経路1を通過する場合ほとんど遡上できない。
- (5) プール内に形成される流速のかなり遅い空間は、ほとんど定位空間としては利用されない。
- (6) 遊泳可能な流速場であっても、流向の突然の変化には対応できず、その場から回避、または流下する。その結果、下降流に進入できず、遡上に失敗する。
- (7) プール水深・プール延長・魚道勾配・越流流速だけでは遡上のしやすさは判断できず、流況と遊泳行動の関係が重要である。

以上のように2つの隔壁からなる1つのプールという単純な構造であってもウグイの遊泳行動は流況に対して複雑に対応する。今後の魚道の設計・検討に際しての実験は根本的な見直しが必要であり、水理と魚の行動の両面からの研究が必要である。

<参考文献>

- 1) 和田吉弘：長良川のアユづくり，第二部研究論文集，治水社，pp106，1993.7
- 2) 原 義文ら：アユを用いた急勾配な階段式魚道に関する実験的検討，Fishways'95 in Gihu, 1995
- 3) 柏井・村岡・田中：階段式魚道の水理特性，土木技術資料，Vol33，pp.490～495，1994.11
- 4) 高須修二ら：階段式魚道の水理特性に関する研究，水工学論文集，第38巻，1994.2
- 5) 篠邊三郎：頭首工の魚道，ダム技術，No. 39，pp43～56，1990
- 6) 廣瀬利雄ら：最新魚道の設計，ダム水源地環境整備センター，信山社出版，pp132，1998
- 7) 廣瀬利雄ら：魚道の設計，ダム水源地環境整備センター，山海堂 1991.12
- 8) 中村俊六：階段式魚道模型内でのアユの挙動，Fishways'90 in Gihu, 1990
- 9) 卯月雅裕：階段式魚道の隔壁形状及び水位調整装置に関する実験的研究，Fishways'90 in Gihu, 1990
- 10) Rajaratnam, N, Katopodis, C, and Mainali, A: Plunging and streaming flows in pool and weirs fishways, J. Hydraulic Engineering, 117, ASCE, 1987
- 11) Clay, C. H.: Design of Fishways and other fish facilities, The Department of fisheries of Canada, 1961

首都圏外郭放水路第3立坑流入実験

河川部 都市河川研究室
岡 部 勉

1. まえがき

首都圏外郭放水路（以下、外郭放水路）は、慢性的な浸水地帯である中川・綾瀬川流域の抜本的な解決策として早期に完成が望まれている地下放水路（詳細データは表-1）である。そもそも中川・綾瀬川流域は、江戸川と荒川に囲まれたお皿のような低平な地域であることから降った雨が溜まりやすく、雨水を河川に排水する事が容易ではないという特徴を持っておりまた、都心から近いこともあり近年急速な都市化が進んでいる地域でもある。この為ここ10年間においても平成3年9月の台風による大雨では、流域で床上・床下浸水合わせて約3万戸、平成5年8月の台風でも、床上・床下浸水合わせて約1.6万戸が浸水した。この内水被害の対策としての外郭放水路の効果を平成3年9月の洪水を対象に推計してみると浸水面積が約63.5km²から約11km²に減少し、被害人口も約22.3万人から約0.5万人に減少すると考えられている。

この内水被害対策として完成が急がれている外郭放水路において当研究室では、平成4年度から放水路全体実験及び立坑模型実験等の水理実験を行っており、昨年度は外郭放水路全体のほぼ真ん中に位置する第3立坑形状について水理模型実験を行った。

表-1 首都圏外郭放水路データ

流入立坑	第1立坑	第2立坑	第3立坑	第4立坑	第5立坑
流入河川名	(排水施設)	18号水路	倉松川／中川	旧倉松川	大落古利根川
計画流量 (m ³ /s)	—	4.7	100／25	6.2	85
ドロップシャフト内径(m)	31.6	36.6	?	25.1	17.5
全長(m)	6 3 0 0				

2. 目 的

現段階で外郭放水路建設において早急に決定しなければならないのが第3立坑形状である。第3立坑には倉松川・中川からの洪水が流入する事から、従来2本のドロップシャフトの建設が予定されていた。これに対してコスト縮減の観点から1本のドロップシャフトとし、立坑の埋め戻し量を少なくする流入施設を検討する事となった。この計画の変更に伴い、構造・施工・建設コストの面から立坑形状案を3つ設け、各形状案毎に水理模型実験を行い、3形状案を水理的に比較する事が今回の実験の目的である。各模型形状案を比較する評価項目としては、ドロップシャフト内の流況・損失水頭・減勢池底面に作用する衝撃圧・騒音の4項目である。

3. 方 法

実験で比較した3種類の立坑模型の形状を図-1に示す。材料はアクリルを使用しフルードの相似則を用いて模型の縮尺は1/22として水理模型実験を行った。

各模型形状案の特徴を以下に記す。模型形状1では、既設の連続壁をドロップシャフトに用い、倉松川導水部下端に流水をなるべく近くに落下させることを目的に落水導水路を設けた形状、模型形状2は、カマチ梁先端形状をドロップシャフト径とした形状、模型形状3は、ドライエリアを除いた空間でドロップシャフトの形状が円形になるように設置した形状である。各模型形状案の導水部流入形式は、模型形状2の倉松川、模型形状3の倉松川・中川は図-2に示す複断面図とした。その他の形状の導水路は、直接落形式とした。複断面を設置する理由としては、水理学的に①ドロップシャフト内の水位が低い時には、洪水が複断面の低水路部のみを流下し、ドロップシャフト壁に沿うように流下するため流水の勢いを出来るだけ減少させ減勢池底面に作用する衝撃圧を軽減させることが出来る。②水位が高い時には、洪水が複断面の全幅を流下するため、エネルギーロスを抑えることが出来るからである。

また、実験ケースを表-2のように設定した。水位計測は、図-1のA～E点で行い、流量は各河川の計画流量である。

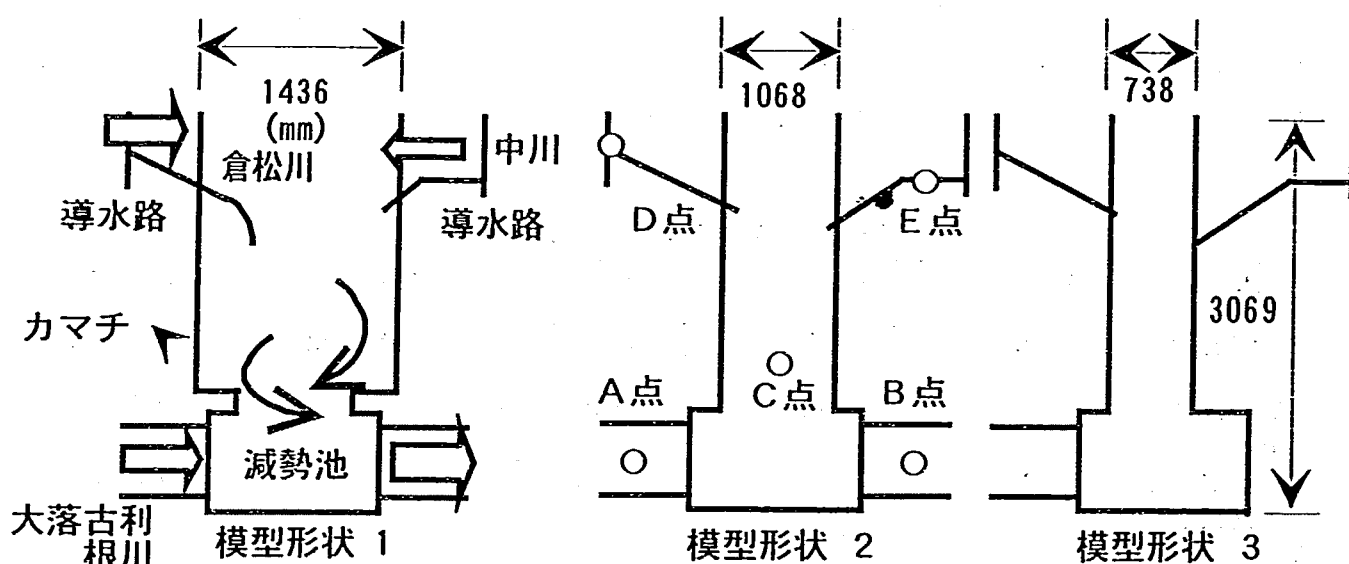


図-1 立坑形状案

表-2 実験ケース

実 験 ケース	模 型 形 状	実 験 条 件			
		流 量 (m ³ /s)			立坑水位 A. P. (m)
		倉 松 川	中 川	大 落 古 利 根 川	
1	1	1 0 0	2 5	8 5	2 . 4
2		1 0 0	2 5	8 5	- 4 8 . 2
3	2	1 0 0	2 5	8 5	2 . 4
4		1 0 0	2 5	8 5	- 4 8 . 2
5	3	1 0 0	2 5	8 5	2 . 4
6		1 0 0	2 5	8 5	- 4 8 . 2

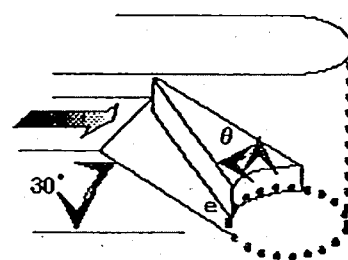


図-2 複断面図

4. 実験結果

4. 1 流況

ドロップシャフト内水位が低い時、模型形状1では倉松川からの流水がカマチ梁に直接衝突して飛沫がみられた。また、衝突した流水の一部がカマチ梁上を伝ってドライエリア壁に衝突する事も確認された。中川からの流水は、落下する途中で倉松川からの流水と衝突・合流していた。模型形状2では、倉松川からの流水が約1/2周ほど内壁に沿って落下した。この際、流水の一部がドライエリア壁に衝突する事が確認された。中川からの流水は、落下する途中で反対側の内壁に衝突する事が確認された。模型形状3では、倉松川からの流水が約1周ほど内壁に沿って落下し、中川からの流水も約2/3周ほど内壁に沿って落下していた。これらの事より立坑内水位が低い時の流況は、模型形状3が優れていることが判明した。ドロップシャフト内水位が高い時は、各模型形状とも立坑内をゆっくり回転しながら流下していた。また、ドロップシャフト径が小さくなる程、減勢池部の流況が乱れることも確認された。なお、立坑内水位が低い時は、各模型形状とも空気を連行したが、特に問題は生じなかった。

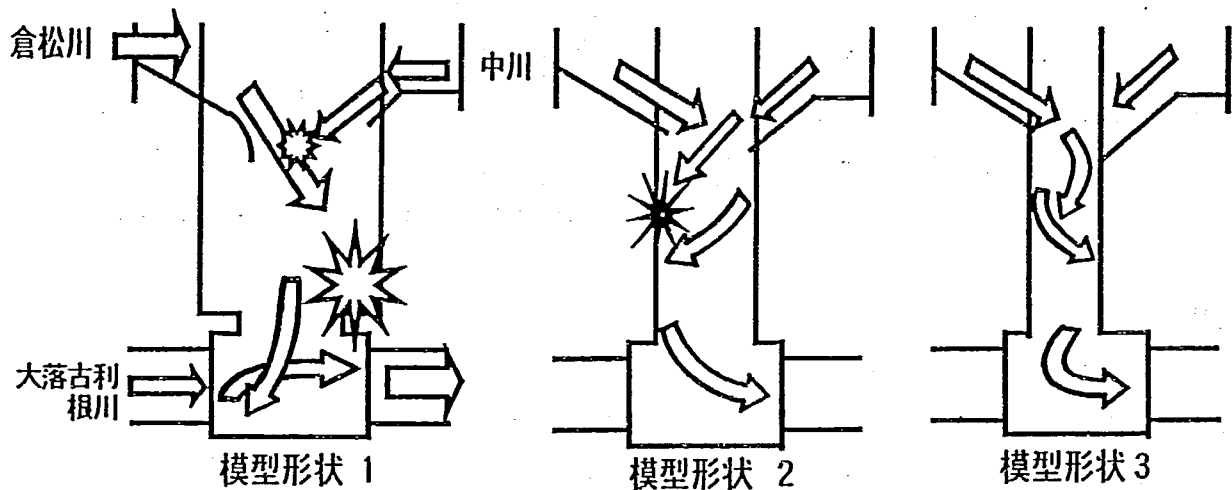


図-3 各模型形状案の流況図

4. 2 損失水頭

4. 3

立坑内水位が高い時、各模型形状の水位計測地点の全水頭（速度水頭、圧力水頭、高度水頭の合計）を実験より求めた。速度水頭は、表-3に示す水位計測地点の流速（流量／流下面積）より求めた。各模型形状における水位計測地点間の損失水頭（全水頭の差）を表-4に示した。表-3・4よりドロップシャフト部の損失水頭は、概ね流速が速くなるほど大

表-3 ドロップシャフト内流速

実験 ケース No	速度 (m/s)
実験 ケース 1	0.217
実験 ケース 3	0.368
実験 ケース 5	0.606

きくなる事が確認された。これより各模型形状の水位計測地点間の損失水頭を比較すると、ドロップ

シャフト内の流速が遅い模型形状 1・2 が小さく、流速が速い模型形状 3 が大きいことが確認された。

表-4 ドロップシャフト部の損失水頭(m)

実験ケース NO	A・B 間の 損 失 水 頭	D・B 間の 損 失 水 頭	E・B 間の		C・B 間の 損 失 水 頭
			D・C 間	損 失 水 頭	E・C 間
実験ケース 1	0. 3 2 4	1. 0 8 8	0. 8 9 2	0. 5 7 7	0. 3 8 1
実験ケース 3	0. 3 7 0	1. 0 9 4	0. 8 4 5	0. 5 4 0	0. 2 9 1
実験ケース 5	0. 4 1 2	1. 1 1 2	0. 8 0 7	0. 6 6 8	0. 3 6 3

4. 3 減勢池底面に作用する衝撃圧

立坑内水位が低い時の減勢池底面に作用する衝撃圧を表-5 に示す。模型形状 1 では、減勢池底面に作用する衝撃圧が小さいが、カマチ梁における衝撃圧は、流水が直接衝突する為、非常に大きく 7.9kg/cm²となるのが確認され

た。この値は、最大静水圧より大きいことから模型形状 1 は、採用できないことが判明した。また、導水路を複断面化した模型形状 2・3 では、それほど大きな衝撃圧が作用しない事が確認された。

表-5 減勢池底面部に作用する衝撃圧

実験ケースNo	衝 撃 圧		
	最 大 値	最 小 値	平 均 値
実験ケース 2	1 3. 6	1 2. 2	1 2. 9
(カマチ梁)	7 9. 4	0. 0	2 4. 1
実験ケース 4	2 2. 7	1 2. 0	1 7. 1
実験ケース 6	2 0. 3	1 3. 4	1 6. 2

減勢池底面部を 0 とした圧力水頭 (m)

5. まとめ

実験より得られた結果を以下に示した。

- ・模型形状 1 において立坑内水位が低い時、カマチ梁に流水が直接衝突するため最大静水圧よりも大きな力が作用し、立坑形状案としては採用出来ないことが判明した。
- ・立坑内水位が低い時の流況は、模型形状 3 の方が模型形状 2 よりも優れている。
- ・立坑内水位が高い時の流況は、各模型形状とも殆ど同じである。
- ・立坑内水位が高い時の損失水頭は、ドロップシャフト内の流速が遅い模型形状 1・2 が優れている。
- ・立坑内水位が低い時の減勢池底面に作用する衝撃圧は、模型形状 2・3 と同じである。

この結果を用いて第 3 立坑形状としては、模型形状 2 が採用された。この理由としては、損失水頭が模型形状 3 に比べて小さいことまた、建設コストが模型形状 3 に比べて低いことである。但し、模型形状 2 の採用に当たっては、ドロップシャフト内水位が低い時の流況における問題を解消する事が採用する条件となる。このことより今年度の実験内容としては、倉松川導水路複断面部の開口幅・導入角度を変える、またドロップシャフト部内壁を斜めにし、流水が内壁に衝突しないまたは最小限に抑えて水理的に安定した流況を確保する事を目的に実験を行っている。

下水道の整備効果について

下水道部 下水道研究室

吉田 敏章

1 まえがき

近年、経済の発展や、国民ニーズの多様化、また公共投資への配分を背景として、公共事業の投資効果について広く議論がなされている状況にある。そして、公共事業における効率性・透明性を確保し、事業執行の説明責任を果たすことが行政に対して求められている。

このような事業に対する疑問に対しては、事業の効果を明確にし便益を計測することによって事業を評価することが重要となってきたものの、平成9年12月には政府の関係閣僚会議において、公共事業の効率的な執行及び透明化を確保する観点から、事業採択段階における費用対効果分析を行うこと、一定期間経過した事業については事業実施段階においても再評価システムを導入することが定められた。下水道事業の費用効果分析についてみると、平成9年12月より（社）日本下水道協会に「費用効果分析手法検討委員会」が設置され、審議の結果、『下水道事業における費用効果分析マニュアル（案）』（以下、マニュアル案）が策定された。マニュアル案では、下水道事業の費用効果分析のための手法が示されている。

下水道整備による効果は幅広いが、通常行われている污水対策については、大きく分けると以下の5つの効果があるという。つまり、(1) 便所の水洗化、(2) 周辺環境の改善、(3) 公共用水域の水質保全、(4) 下水道の多目的利用、(5) 浸水の防除である。これらは、人間の生存を支える基礎的なものから人間として高次の要求であるアメニティや生態系の保全という広範囲にわたっている。これらの広範囲にわたる効果を評価することは難しいが、いくつかの効果に分け、それぞれの効果の評価にふさわしい手法を適用することが求められる。手法としては、汎用性が広い CVM (contingent valuation method: 仮想評価法)、顕示データを扱える HPM (hedonic pricing method: ヘドニック価格法)、レクリエーションの価値を評価できる TCM (travel cost method: 旅行費用法) などがある。

下水道事業の評価についても、マニュアル案で前述の直接的な手法の適用による評価が薦められているが、実例が少ないのが現状である。実際の評価では、間接的な手法である RCM (replacement cost method: 代替費用法) による評価がほとんどである。

2 目的

そこで本調査は、下水道整備による効果の1つである「公共用水域の水質保全効果」を適切に評価することを目的とし、適用性が広い CVM を用いて、住民にとって身近な水域における水質向上の便益を計測するケーススタディを行うこととする。ただし、CVM は、バイアスが生じるので、被験者が真の WTP を表明するように工夫する。

3 方法

下水道による公共用水域の水質保全効果を把握するためには、先ず下水道整備によって公共用水域の水質がどれほど向上するかを把握しなければならず、公共用水域の水質向上によるメリットが分かなければならない。このためには、公共用水域の利用形態に対して、水質向上がどのように影響するかを把握することが必要となってくる。そこで、公共用水域での水質レベルと利用用途との関係について整理した。そして、この整理を踏まえて、費用便益分析のために重要な便益の計測について、身近な公共用水域における水質向上効果を対象として、CVMを適用した。

3.1 水環境の価値の整理

公共用水域の水質向上による価値を把握するために、利水・環境という2つの側面から公共用水域の利用について整理し、水質改善による効果があるかどうかという観点から考察してみる。利水において、水域より取水して公共用水域を利用する場合は、水質向上による効果大きい。水道・工業用水として利用する場合は、その浄化に要する経費の節約という効果がある。環境については、色々な捉え方が考えられるが、全般的には、水質向上によって親水機能が増加すると表現できよう。公共用水域における人間の行動・活動は、居住地近隣の水辺付近での散歩のような日常的な行動や、大規模な公共用水域への訪問といった観光の要素を含むものなど多様であり、その水との接し方についても、水質向上による効果の現れ方が異なってくるものである。

また、水質に関する基準などより、水質のレベルによる利用用途等の違いを整理した。これを表1に示す。表1は、水質(BOD)ごとに、どのような水環境となっているか、どのような親水活動が可能であるかについて判断する目安となる。しかし、水質がBODだけでは表現できないことには留意しなければならない。

表1 水質指標と親水活動等との関連

BOD	生活環境の保全に関する環境基準	生物学的な水質階級(1)		親水活動の水質下限		水生生物生息域	
		腐敗性水域	硫化水素の形成(腐卵臭)	親水活動から見た実績水質(2)	水環境経済調査検討会資料(3)	動植物保護上での水質項目(4)	主要魚種の水質目安(5)
1	AA類型	貧腐水性水域	なし	▲2.3 水泳 ▲2.4 水遊び	▲飲料 ▲水泳	0.5~1.5 自然ホタル 1.5~3.4 飼育ホタル	▲ヤマ・イワナ ▲イカワ・アユ
2	A類型						
3	B類型						
4	C類型	β中腐水性水域	なし	▲4.6 まつり(灯籠流し等)	▲水遊び		
5	D類型						
6	D類型	α中腐水性水域	強い腐卵臭はなくなる	▲5.1 散策・休憩・花火 ▲5.4 潮干狩り ▲6.5 釣り ▲6.9 ウインド・サーフィン・ボート	▲ボート・サーフィン		
7							
8	E類型				▲散歩・散策等		▲コイ・フナ・ドジョウ
9							
10		強腐水性水域	大抵認められ、強い腐卵臭がある				
11							

3.2 CVM による便益計測の調査方法

CVM を適用して、下水道整備効果の 1 つである公共用水域の水質改善効果について便益計測を行った。調査対象地域は、茨城県水海道市、東町とした。

マニュアル（案）では、公共用水域の水質保全効果の便益計測について、直接的利用効果については上水道等の浄化経費の軽減額、農業被害の軽減額とし、環境価値の向上としては仮想評価法に基づくとされている。

本調査で便益計測の対象とする公共用水域は、下水道による負荷削減効果が強く発現し、受益の範囲が比較的限られると考えられる市町内の水路・中小河川全体とした。そして、公共用水域の規模を「市町内の水路のみ」と「市町内の水路と中小河川」の 2 種類に設定し、水質改善の規模により WTP の差がどうあらわれるかを確認することとした。アンケート対象は、市町内の住民とした。

水質改善に対する WTP を尋ねるわけだが、住民に理解しやすいように水質水準を設定することが重要となる。そこで、アンケート調査票では BOD 等の生物化学的水質指標により水質水準を説明するのではなく、生物学的水質階級を利用し 4 段階に分け、それぞれの階級について、表 1 を活用することにより、被験者に水質レベルごとに感じられる印象や可能なレクリエーションを示すこととした。それを表 2 に示す。対応する BOD は、水質レベル D で 10 以上、水質レベル C で 5～10 程度、水質レベル B で 2～5 程度、水質レベル A で 0～2 程度となっている。

調査方法としては郵送方式を採用し、アンケート配布数は 2 市町合計で 1200 としている。なお、WTP の質問方式はバイアスの存在が少ない二項選択方式を採用し、統計的信頼性を高めるため二段階二項選択方式としている。

表 2 水質レベルの設定

水質階級	目に見える・可能なレクリエーション・すんでいる生き物
悪い D	川底が臭く、腐敗臭がする。魚はいない。 
C	多少不快な臭いがすることもあるが散歩ができ、フナ、コイ、ウグイ、カワムツ等の釣りが楽しめる。水量など他の条件が整えばボートも楽しめる。 
B	自ら又は子供が水遊び（魚釣り、虫とり）をすることができ、アコや陽育ホタルの生息が可能。 
良い A	水が増えれば泳ぐことができる。天然ホタルの生息が可能。 

4 調査結果

得られた有効回答数は、本調査の結果の概要は以下のとおりである。有効回答率は 26%であった。身近な公共用水域の水質保全に対する WTP は、水環境の規模が「水路のみ」の場合は、水質レベル C では 2190 円/月/世帯、水質レベル B では 2360 円/月/世帯、水質レベル A では 3290 円/月/世帯である。水環境の規模が「水路+中小河川」の場合は、水質レベル B では 2430 円/月/世帯、水質レベル A では 2660 円/月/世帯である。

5 まとめ

身近な水域における水質向上の WTP として、2,200 円/月/世帯から 3,300 円/月/世帯という額が得られた。下水道整備による周辺環境改善効果に対する便益として報告されている 3,500 円/月/世帯⁹⁾と比較して、若干低めの値となっている。

本調査では、水質レベルの向上の度合いが大きいほど、WTP が大きいという傾向が見られたが、水質の規模の違いによる WTP の差は見られなかった。これは、身近な環境にこそ、大きな意識があるとも考えられる。

今後は、他の地域においても同様の調査を行い、地域性の確認をすることが求められる。また、公共用水域における水質向上は、地域によって下水道が寄与できる分が決まっているものであり、これらを定量的に考慮していくことによって、より合理的な便益の評価が可能となる。これらが今後の課題としてあげられる。

参考文献

- 1) 津田松苗『汚水生物学』、北陸館、1964 年
- 2) 建設省河川局河川計画課河川環境対策室、建設省土木研究所「水環境管理に関する研究」、『第 43 回建設省技術研究会報告』、1989 年 11 月
- 3) 建設省「水環境経済調査検討会資料」、1996 年
- 4) 『環境と計測技術』、Vol.13、No.7、1984
- 5) 建設省河川局河川計画課河川環境対策室、建設省土木研究所「水環境管理のための水量、水質の目標値設定手法」、『第 44 回建設省技術研究会報告』、1990 年 11 月
- 6) 岡本他『土木研究所資料第 3585 号 下水道整備による周辺環境改善効果の評価』、1998 年 7 月

耐震設計の体系化に関する研究

プロジェクトリーダー 構造橋梁部長 岡原 美知夫

1. まえがき

本研究は、大規模地震に対する安全な社会基盤の構築やコスト縮減のニーズに対応する合理的な耐震設計基準が求められている現状を踏まえ、地震災害に対応した安全性の確保と高コスト構造の是正とを両立させる、各種構造物間で整合のとれた新たな耐震設計基準を提示することを目的としている。

具体には以下に示す3項目の研究開発を目的としているが、ここでは、①、②に関する研究の現状と今後の研究課題等について報告する。

- ①活断層の定量的認定基準および個々の活断層の特性等を考慮した地震動の設定手法を提案し、過去に発生した地震と活断層との両者を考慮した地震ハザードマップの試案を提示する。
- ②各種構造物の耐震設計に考慮すべき地震動と重要度に応じた耐震性能の水準について、横断的整合性を図るための試案(パフォーマンスマトリックス)、および国際基準への整合を図る手法を提示する。
- ③性能規定型の耐震設計基準の試案を提示する。

2. 活断層の静的パラメータおよび深部地盤のモデル化手法の開発

地質研究室長 脇坂 安彦

兵庫県南部地震での被害甚大地域、「震災の帯」は、活断層を震源とした直下型地震であったこと、都市部の沖・洪積層が六甲山麓の逆断層によって落ち込み、厚く堆積していた（陸地部で最大約1500 m）ことが原因となって生じたとされている。深部までの沖・洪積層の堆積形状や物性分布によって、活断層から発生した地震波が「震災の帯」付近に集中したというものである（フォーカシング現象、エッジ効果）。兵庫県南部地震より前の地震災害では、地震波の増幅は主に表層付近の地質の影響を受けるものとされていた。そこで、どのような沖・洪積層の堆積形状や物性分布が「震災の帯」のような被害集中域を発生させるのかを検討する必要性が出てきた。また、活断層を起震断層と仮定する場合には、発生地震に係わるいろいろなパラメータの中でも、マグニチュードに関係する一度に動く断層の長さを設定する必要がある。

一度に動く活断層の長さを設定する手法は今のところ確立されていない。個々の活断層の地表面での長さが、一度に動く断層の長さとは限らないからである。例えば、1999年8月のトルコ大地震の起震断層である北アナトリア断層は、全長約1200 kmに及ぶが、今回、活動したのは西端部の120 kmの範囲である。また、兵庫県南部地震の起震断層である六甲断層群は、いくつもの活断層の集合体である。今後、一度に動く活断層の長さを設定するために、断層沿いの地形的変位量の詳細な検討、トレンチデータによる活動の同時性の検討、微小地震の検討、GPSなどによる測地学データの検討などを行っていく予定である。

フォーカシング現象に関する深部地盤の物性分布や構造の影響については、疑似スペクトル法などのシミュレーションによって推定することができる。これまでの検討の結果、沖・洪積層がどのような形状で落ち込んでいても、「震災の帯」を形成したような、地表面での最大加速度のピークが現れることがわかっている。今後は沖・洪積地盤の物性分布に着目した検討、並びに地質調査の限界の観点からの深部地盤の構造、物性分布のモデル化のあり方、エッジ効果について検討していく。

3. 大規模地震動の設定手法及び地震ハザードマップの作成手法の開発について

振動研究室長 田村 敬一

従来より工学的な地震動の推定、設計地震動の設定等においては、地震のマグニチュード、震央距離などから地震動の強さを簡便に予測する距離減衰式が広く用いられてきたが、例えば、関東地震など大きな断層を有する地震を対象として断層面上に位置する地点における地震動を予測する場合などには震央距離が極めて小さくなり、結果として過大な結果が得られることが想定される。また、近年、断層が破壊する過程を模擬することにより地震動を推定する断層モデルに関する研究が精力的に進められているが、その結果によれば、同じマグニチュード、震央距離であっても、断層の破壊メカニズムにより地震動特性が異なることが明らかになっている。

我が国では比較的長期間（約1500年程度）にわたる地震史料が得られており、過去の地震発生状況から確率論的に地震動強度を推定し、地図に示すハザードマップが作成され、耐震設計における地域性の考慮、特定の地域における地震防災計画などに活用されてきている。しかしながら、兵庫県南部地震を契機として、活断層に起因する地震動評価の重要性が認識されるようになった。ここで、従来のハザードマップでは、一般に、活断層の影響は考慮されていない。

本研究は、以上のような現状を踏まえて、次の技術開発を行うことを目的とするものである。

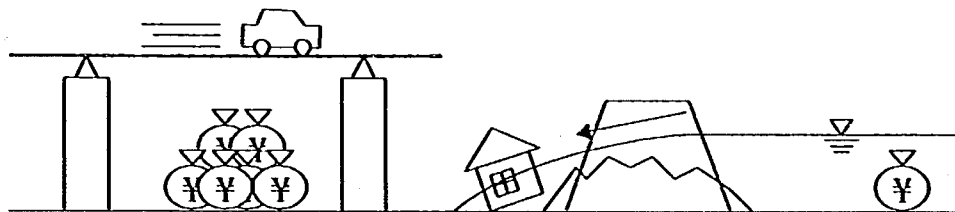
- 1) 個々の断層の特性、地盤構造等を考慮した地震動の設定手法を開発する。
- 2) 過去の地震に加えて、活断層を考慮したハザードマップの作成手法を開発する。

ここでは、上記の技術開発を図るために解決すべき課題、研究の進捗状況等について報告する。

4. 公共土木施設の耐震性水準の横断的整合に関する研究

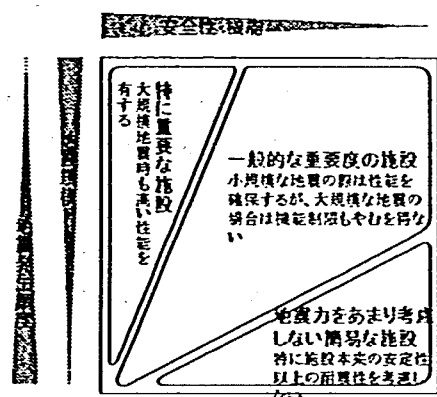
防災技術課長 杉田 秀樹

河川・道路等、地域の安全や社会活動を左右する公共土木施設については、地震時にもその機能が必要なだけ確保され、また被災した場合にも短期間に復旧されなければならない。一般に公共土木施設は広範囲にわたって分布する道路ネットワークのように施設システムとして存在し、これを構成する個別施設が相互に連携して施設システム全体としての機能を発揮しているため、個々の施設の耐震性のみでなく、施設間の耐震性水準のバランスがとれていることが必要である。このことは、同一種類の施設のみでなく、異なる種類の施設間のバランスについても言える。

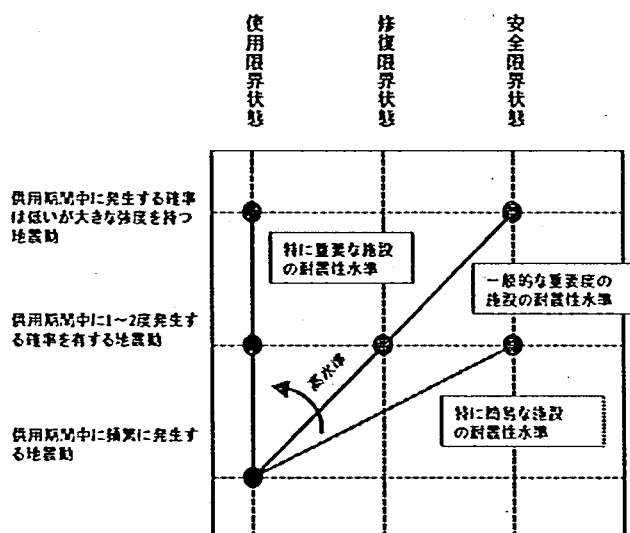


施設間の耐震性水準のアンバランスは／コストのかけ方は

本研究では、公共土木施設を構成する構造物の耐震性水準を適切に表示する方法を開発し（パフォーマンスマトリックス）、これに基づいて地域において整合が取れた公共土木施設の耐震化計画を策定する手法について検討する。



パフォーマンスマトリックスの考え方



施設の耐震性水準がどのように表されるか

本研究の成果により、公共土木施設の新設・耐震補強を行う際に、地域で想定される地震動、想定地震が発生した場合の施設の性能が明示され、複数施設間でこれを比較しながら、地域の要請に合致した対策を計画することが可能となる。

重点プロジェクト

河川・湖沼の整備及び管理における自然との共生技術の開発

生態保全技術研究官 佐合 純造

1. はじめに

標記プロジェクトでは、河道計画等比較的大きな空間スケールを対象とした課題と、個々の施工現場における自然環境の保全技術を対象とした課題が含まれている。今回の発表では、前者の課題に絞り、技術的課題とそれへの基本的対応を整理しつつ、プロジェクト研究の成果を発表する。

2. 溪畔林の保全と砂防事業との共生（砂防研究室）

溪畔域の土砂移動に対して防災上の対応を行う砂防事業においては、谷底平野や扇状地上の流路の溪床・溪岸を土砂供給源と考え、構造物によって不安定土砂を固定する手法が多く行われてきた。その際、砂防河川は一般に洪水比流量が大きく平常時の流量に比べ施工後の流路幅が大きなものとなり、また最小限の用地で流下させるために、急勾配な護岸を用いて単断面としたことが多かったため、流路工区間には平坦で植生の生育しにくい大きなスペースが出現することになった。その結果、近年①河床の多様性が失われると同時に②緑陰による日光遮断や産卵環境・リターの供給といった植生による環境も失われるという問題が指摘された。

そこで溪流環境に関して、特に溪畔林の保全に着目した砂防事業実施の際の配慮事項を検討する事を目的に、溪畔林の成立実態を把握し、溪畔林の砂防上の機能のうち溪岸浸食に与える影響を分析した。これらの調査結果から次のことが言える。

溪畔植生の存在による溪岸浸食抑制効果はそれほど大きくないものの、場の条件によっては溪岸保護効果を発揮しうることが示唆された。しかしながら、植生単独では安定的な効果発現は困難であり、出水時の河道全体の安定を図るために構造物の助けを必要とする場合が多いと考えられる。

3. 「自然との共生」と「河道計画」（その1：河川環境研究室）

河川の自然環境の保全・復元は河道の形状のみならず、流量パターン、土砂流出のパターン、水質、流域の湿地や池、支川とのつながりなど様々な事象に関わっている。ここでは河道の形状に関する事項に焦点を絞って考えてみたい。

河川における自然環境の問題事項を列挙すると次のようになる。

①特に沖積地においては、流域の開発が進み、湿地や池などの環境が激減している中で、河川のみと比較的自然的な環境が残されている。

②大河川における河道の安定化、流量の平滑化、河床低下、滲筋の水路化

③工事による2次的な影響（河道内の樹林化、河原の減少等）による河原の生物への影響

④中小河川の場合、河道法線の変更、大規模な拡幅、河床の切り下げなどによる湾曲部の減少、土砂の移動機会の減少、土砂の均一化、水深、流速、河床材料の均一化

⑤水田の圃場整備による、カエル、ナマズ、ドジョウなどへ影響

⑥外来魚、のり面緑化用外来植物による在来生物への脅威

以上のような状態が続けば絶滅する生物が今後とも多く見られると予測されている。したがって早急に対策を行う必要がある。以下にそのあり方を提案する。

①ここ数十年でどのように河道が変化したか、その原因は何かを明らかにする。

②その結果を見ながら、持続可能性を考え復元のターゲット、保全のターゲットを絞る。

③高水敷の一部切り下げによる滞筋が遊ぶ区域および易冠水域の増大、出水時の逃げ場となる死水的環境の保全復元、氾濫原の代替となる河道内のワンドやたまりなどの後背水域の造成、絶滅しそうな生物に必要な環境の復元・保護管理を計画する。

④中小河川で河床の動きが遅い場合は、かなり強制的に河川の中に水深や流速が多様になるような小規模な構造物を入れる。

なお以上の他に、流域からの汚濁物質の管理、平常時の流量と流量変動の維持、流域の遊水・保水機能の保持、流域の水域とのネットワーク、流域からの栄養塩類等の除去などが重要である。

4. 「自然との共生」と「河道計画」（その2：河川研究室）

「自然との共生」のために河道計画はなにをすべきか。

河川での生態系で最も特徴的な事象は、河道の地形と地被（河床材料と植生）といった生息場が洪水流などにより時間的に変動することである。したがって、ある特定の場所に一つの生息場を確保することだけでなく、河道の全範囲にある多数の生息場の分布と数という視点で捉えた変動特性も河道計画の実現目標とすることが重要である。もちろん、絶滅危惧種や希少種の保全、現時点で失われつつある生息場の創造は、必要に迫られた場合早急に実施すべきであるが、生息場の時間変動の一部として組み込まれるように実施することがより効果的であろう。

例えば、ある一時点で高水敷のある場所に保全対象とする植物が繁茂していても、河岸侵食が進行すれば流失してしまう。しかし、河岸侵食の発生と同時に別の場所では堆積により新しく裸地の州が形成され、やがてそこに同じ植物が同様な面積に繁茂するようになる。つまり、固定された場所に生息し続けるのではなく、その場は失われても他の場所で生息できるため河川全体としては常に同様な生息状態になるのである。このような保全の形態は、河川生態系の保全という観点からは最良のものであり、この時間変動を実現目標として明確に位置づける従前にはない河道計画が必要なのである。

だが、河岸侵食が進行し堤防の崩壊が懸念されるような場合は、治水安全性の確保の観点からは時間変動を無条件で受け入れるわけにはいかない。そこで、生態系の保全と治水安全性の確保をバランス良く達成できる時間変動の範囲を決めなければならない。これは容易なことではないが、時間変動を予測し、その結果として生態系と治水安全性にどのような結果をもたらすかを正しく評価することができれば、より合理的かつ建設的な検討を行うことが可能となる。本重点プロジェクトにいて、河川研究室では、上記した認識のもと、河岸侵食速度、礫州上植物群落の発達・流失機構、河道地形変化による河川構造物の安全性などといった予測および評価手法や河道変化速度の抑制・制御手法の開発を進めており、その成果の一部を発表する。