

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3603号

第 37 回

土木研究所研究発表会

論 文 集

平成10年12月11日

建設省土木研究所

Copyright ©(1998) 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 7 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37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：ワンド、河岸侵食、雨水浸透施設、窒素除去、レーダ雨量計、透過型ダム、土石流、地下水排除工、大気汚染、交通事故、排水性舗装、塩害、活断層、軟弱地盤、杭基礎、耐震補強、振動実験、グラウチング、ダム放流管、フラッシュ放流、アースダム材料

目 次

1. 千曲川におけるワンドの冠水状況の捉え方と 魚類調査結果について	河川環境研究室	傳田 正利.....	1
2. 自然河岸の侵食の現地観測と予測手法に関する研究	河川研究室	服部 敦.....	5
3. 雨水浸透施設における重金属の挙動	下水道研究室	山下 洋正.....	9
4. 下水中の窒素の高度除去	三次処理研究室	重村 浩之.....	13
5. レーダ雨量計の降水観測精度向上と データ利活用に関する研究	水文研究室	松浦 直.....	17
6. 透過型ダムを通過する土石流ハイドログラフの 予測手法に関する実験的研究	砂防研究室	水野 秀明.....	21
7. 融雪に起因した土石流の発生に関する気象特性について	砂防研究室	石田 哲也.....	25
8. 地下水排除工の機能低下に関する実態と原因の考察	新潟試験所	飯田 正巳.....	29
9. 大気拡散風洞模型実験におけるトンネル坑口の噴流再現に 関する実験手法ー自然換気方式の都市型トンネルの場合ー	交通環境研究室	川上 篤史.....	33
10. デジタル道路地図を用いた交通事故統合データベースの 高度化に関する研究	交通安全研究室	鹿野島秀行.....	37
11. 鋼床版上における排水性舗装の適用性の検討	舗装研究室	池田 雄一.....	41
12. 塩害を受けたPC桁の耐荷力に関する研究	コンクリート研究室	古賀 裕久.....	45
13. 地形学的方法による客観的な活断層の認定	地質研究室	品川 俊介.....	49
14. 軟弱地盤対策工選定手法に関する研究	土質研究室	古本 一司.....	53
15. 杭基礎の復元力特性に関する研究	基礎研究室	白戸 真大.....	57
16. 既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究	橋梁研究室	高橋 実.....	61
17. 実時間ハイブリッド振動実験について	振動研究室	小林 寛.....	65
18. 亀裂性岩盤模型を用いたグラウトの流動特性試験	ダム構造研究室	西村 義.....	69
19. 4面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算	水工水資源研究室	野仲 典理.....	73
20. ダム下流河道に与えるフラッシュ放流の効果に関する検討	水工水資源研究室	塚原 千明.....	77
21. 締め固めたアースダム材料の繰返し強度特性に 関する実験的検討	動土質研究室	田本 修一.....	81

千曲川におけるワンドの冠水状況の捉え方と魚類調査結果について

河川環境研究室 傳田 正利

1. まえがき

河川においてワンドは多くの生態的機能を有している。生物の生息の観点から考えると、ワンドは魚類の産卵場、本川内に生息する稚魚・子魚の生育の場、出水時の避難場の提供、水面採餌型のカモ等の休息場所等の機能を有している。¹⁾ また、ワンドでは比較的狭い空間でも多くの魚種の生存が可能になるという調査報告もあり、ワンドのような流速の緩やかな止水域が本川とは異なる環境を提供し生物多様性に寄与してきた。²⁾³⁾ このようなワンドの機能は広く認識され、その役割の重要性からワンドの保全、復元等の事業が全国において多く行われている。しかしながら、ワンドの物理的環境や生物との関係など、基礎的な情報は少なく、また、どのようなワンドを保全、復元すれば河川生態系保全に有効であるかという知見は十分得られていない。

本研究では、ワンドの保全・復元のための基礎的情報であるワンドの物理的環境として特に重要な要因として考えられる冠水状況に着目し、その捉え方と把握手法について検討を行い、この結果と魚類調査の結果について若干言及するものである。

2. 本研究におけるワンドの定義

本研究では、河道内において①「流速が著しく小さい」湛水部で、湛水部が②「ある程度」以上陸域に囲まれおり、③「ある程度」の面積を有する物理的空間をワンドと定義する。①とは、湛水部における流速が流水部と比べて著しく小さくなると予想される場合とし、本川流水部との接続状況、例えば、湛水部の開口方向や流水部との相対的な位置関係から総合的に判断する。また②はワンド周囲の長さがワンド開口部の長さの2倍以上、③は100m²以上を目安にしてワンドと呼ぶ。

3. 調査対象地域と千曲川ワンドの概要

(1) 調査対象地域の概要

調査対象地域としては自然に形成されたワンドが多く、解析に必要な資料を入手することが可能である千曲川 95.6 km～97 km (長野県埴科郡坂城町) とした。河床勾配は平均して約 1/800 で千曲川の中流域にあたる。本区域内では右岸高水敷に 8 ヶ所、左岸高水敷には 3 ヶ所存在している。これらは、平水時はそれぞれのワンドは各々独立して存在するが増水時には本川と連結し、さらにいくつかのワンドも連結し本川の水が流入する。

(2) ワンドの概況

千曲川には、多くのワンドが存在している。著者らは、千曲川のワンドの分布と概況について調査を行ったが、65 km～97.5 km 区間全体で 56 個のワンドが確認された。この区間では、65 km～80 km では約 1/1000、80 km～97.5 km で約 1/400 と 80 km 地点を境に河床勾配が大きく変化する。65 km～80 km では 1 km あたり 1.1 個と比較的等間隔にワンドが分布するが、80 km より上流では砂州の発達状況によりワンドの分布密度の高い区間と低い区間に分けられる。調査対象地域はこの区間の中でも特にワンドの分布密度が高い地域である。

また、ワンドの長径は 40 m～200 m の範囲で最頻値は 120 m であり、ワンドの短径は 10 m～40 m の値をとり、最頻値は 20 m である。形状は扁平なもの多い。ワンドの面積の多くは 500 m²～4000 m²の値をとり、最頻値は 2000 m²である。

対象地域である 95.6 km～97 km の区間においては 11 のワンドが存在し、密集している地域である。面積は 160 m²～3100 m²で千曲川全体のワンドのなかでは、小規模なワンドと典型的面積のワンドが混在することになる。

4. 研究の方法

(1) ワンドの冠水頻度の算定方法

ワンドの冠水頻度の算定には、1996 年 10 月 17 日の空中写真から作成された河川生態学術研究会千曲川ベースマップを用いて行った。ベースマップは、対象区間の堤外地地形が標高 0.25m ピッチで記されており、千曲川本川 1996 年 10 月 17 日の水位も 0.25m ピッチで記されている。

このベースマップを基に本川の水位が 0.25 m 上昇するごとに冠水する箇所を推定して、冠水箇所を記述し、冠水状態図を作成した。この作業を繰り返し最終的に水位が 1.25m 上昇した場合までの 5 通りの冠水状態図を作成した。

次に、ベースマップ作成日時である 1996 年 10 月 17 日の本区間における千曲川の流量を平成 8 年度流量年表から 66m³/s を求めた。流量を求めた観測所は本区間に最も近い杭瀬下流量観測所とした。次に平成 8 年度の何番目流量かを算定し、大きいほうから 45 番目の流量であることが明らかとなった。

次に千曲川 97km 地点に設置した自記水位計からこの地点における水位位況曲線を作成し、この位況曲線をもとに年最大流量から 45 番目の水位を算定し、この水位をこの地点での 1996 年 10 月 17 日の水位と仮定した。この水位を基準として 0.25m ピッチに水位を上昇させ、対象水位が年最大水位から累積して何日目かを算定し、この日数を冠水頻度とした。なおこの区間においては流量変動に伴う水位変動はいずれの地点も同一と仮定した。

(2) 魚類の調査方法

魚類採捕は魚種選択性が他の漁法に比べて少ない定置網を用いた。定置網は、河川用小型定置網で水深方向に深さ 1 m の袖網を持ち円形断面をもつ袋網で魚類を採捕する網である。設置位置は、ワンド内の遊泳魚の通過点と思われる水域と水深の浅い水域に 1 張りづつとした。調査日は 1996 年 6 月 3 日～5 日であり、午後 4 時から午後 6 時の間に設置し翌朝午前 8 時から午前 11 時までの間に回収し、現地において魚種の同定と体長、体重の計測を行った。対象としたワンドには図—1 に示す①～⑪である。



図—1 対象地域におけるワンド位置図

5. 結果と考察

(1) 各ワンドの冠水頻度

表—1 に水位上昇にともなう冠水するワンドを示す。図—2 に本川の水位が 0.25、0.5、0.75、1、1.25m 上昇した場合の水面の状況とワンドの冠水状況を示す。水位が 0.25m 上昇すると河道内の砂州が冠水と低水路周辺の低地が冠水し始め、高水敷上の低地部に一部水が流れ込み、ワンド③、ワンド⑩、ワンド⑪がバックウェーターにより冠水し本川の一部となる。

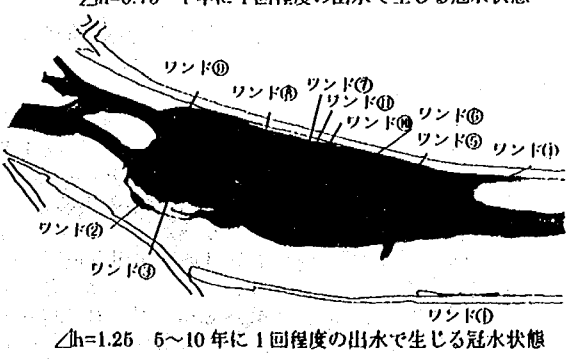
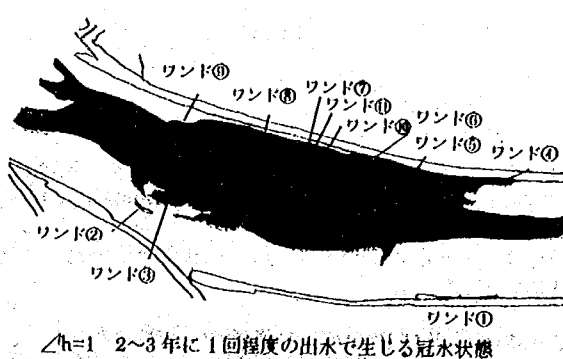
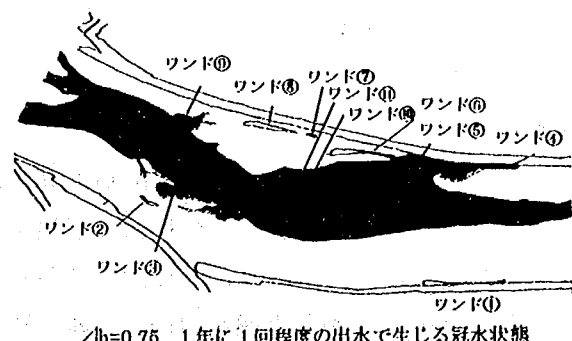
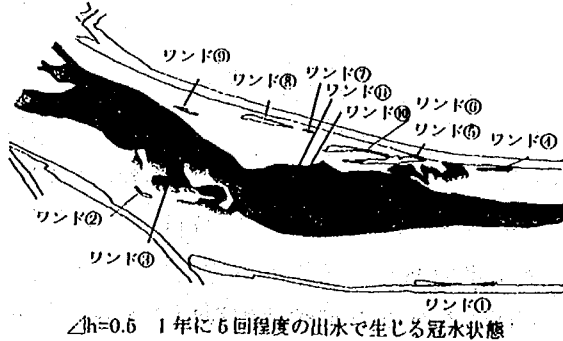
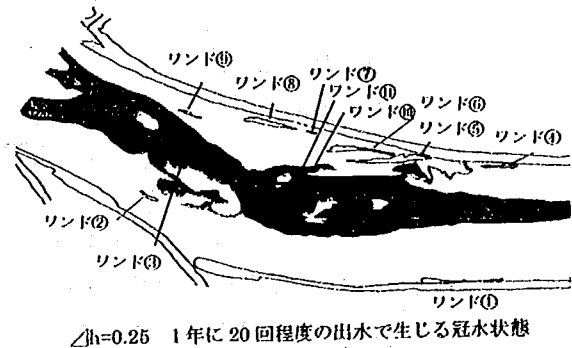
表一 水位上昇にともない冠水するワンド

冠水パターン	設定水位 Δh	冠水頻度	冠水するワンド
1	0.25	1年に20回程度の出水で生じる冠水状態	③ ④ ⑪
2	0.5	1年に5回程度の出水で生じる冠水状態	⑨
3	0.75	1年に1回程度の出水で生じる冠水状態	④ ⑤
4	1	2~3年に1回程度の出水で生じる冠水状態	⑤ ⑦ ⑧
5	1.25	5~10年に1回程度の出水で生じる冠水状態	②

水位が 0.5m 上昇すると、更に低水路が拡大しバックウォーターによりワンド⑩が冠水する。また、ワンド④とワンド⑥の間の低地が冠水し高水敷の冠水面積は拡大する。水位が 0.75m 上昇するとワンド⑩から更にバックウォーターによる冠水が上流側へ向かいワンド⑧直下まで冠水する。高水敷上はワンド⑥近くの尾根を本川流が越流し始めワンド⑤、ワンド⑩、ワンド⑪が一つの流れとなる。また越流により本川流が上流にも広がりワンド④も冠水する。水位が 1m 上昇すると、ワンド⑥からワンド⑥に向かって本川流が越流し、ワンド⑦、ワンド⑧へ流入を続ける。下流からのバックウォーターと合わせて右岸高水敷がほぼ冠水する。水位が 1m 上昇すると右岸高水敷はほぼ冠水するが、左岸高水敷への本川流の流入は少ない。水位が 1.25m 上昇した場合には、ワンド②にも本川流が流入しする。この時点においてもワンド①は冠水しない。

この5ケースを総合してみると水位上昇に伴い高水敷上にワンドに沿って流路が現れてくることがわかる。このことは特に右岸で顕著である。

これは、対象地域のワンド群は洪水時の流路上で洪水後水位の低下により河道内の微低地や窪みに水が溜まり高水敷上に取り残されたものと考えられ、また、左岸高水敷に比べ右岸高水敷の冠水状況が著しい。特に面積の小さいワンドは洪水時の流路の末端部に多く、洪水時流路が本川へ擦り付けられる浅水域上の窪みが水位の低下とともにワンドという形で残されたものと考えられる。



(2) ワンドの冠水頻度と魚類相調査結果

ワンド群での魚類調査結果と冠水頻度の関係を表一2に示す。ワンド群全体の魚類相は14魚種で構成され、大半はコイ科の魚種で最も多く採捕されたのはアブラハヤで全採捕数の40%を占める。その次にギ

ンブナ、オイカワ、ウグイと続いている。

冠水頻度との関係をもてみると冠水頻度の高いワンド③、ワンド⑩、ワンド⑪、ワンド⑨ではアブラハヤが採捕数の約50%を占めている。冠水頻度が1年に1回程度のワンドではアブラハヤの採捕数は激減しワンド④においては全体の6%にまで減少する。冠水頻度が2～3年に1回になると採捕数の大半がアブラハヤで占められワンド⑦においては62%を占めている。冠水頻度が5～10年に1回のワンドになると他のワンドとは著しく魚類相が異なり、ワンド②においてはモツゴが優先し他のワンドで多く採捕されたアブラハヤ、ギンブナ、オイカワ、ウグイは少ないが魚種数は多くなっている。また、近年千曲川流域で確認されていないアカザも採捕された。また、ワンド①においてはドジョウ、トウヨシノボリなどの他のワンドとは異なる魚種が90%を占めた。

表-2 ワンド群での魚類調査結果と冠水頻度の関係

冠水頻度			5～10年に1回		2～3年に1回		1年に1回		1年に5回	1年に20回			魚種別合計	
目	目		ワンド1	ワンド2	ワンド6	ワンド7	ワンド8	ワンド4	ワンド5	ワンド9	ワンド3	ワンド10		ワンド11
サケ	サケ	ヤマメ				1		2						
	アユ	アユ											4	
コイ	コイ	アブデハヤ		4	54	22	165	10	32	8	42	30	28	33
		ギンブナ		5	5	8	34	54	24		10	32	3	17
		オイカワ		8	25	1	40	70	11				1	16
		ウグイ		1	1	1	22	15	34		5		13	9
		モンゴ	1	28	13		8	9	7	2	6	7	2	6
		タモロコ		2	10		4	4	8	2		1		3
		ニゴイ		2	2									
		タイカハタナゴ									1			
	ドジョウ	ドジョウ	3	1				15			2			2
	シマドジョウ				1									
スズキ	ハゼ	トウヨシノボリ	11							1		1		1
ナマズ	ナマズ	アカザ		2										
ワンド別合計			15	53	111	34	273	180	119	13	65	71	51	

6. まとめ

本研究では、ワンドの冠水状況を水位の上昇に伴う冠水状況を推定することにより考察した。出水時、ワンドに本川から横断方向に冠水するのではなく、流路が生じることにより冠水し、その後水位の低下とともに取り残されるものである。得られた知見はワンドの環境、生物、本川との関係性を考える上で重要となると考えられる。また、魚類調査の結果から冠水頻度によりワンドに生息する魚類にも差異が生じていることが示唆された。

7. 今後の課題

現在の冠水頻度の算定方法は水位が上昇した場合のみを考慮した算定になっているため、実際の河川の水位変化を考慮していない。今後は、現地洪水痕跡情報等を考慮した不等流計算を行い、より詳細な冠水頻度の算定を行いたい。また、今回は1回のみの魚類調査結果であり、結果の解釈を行うには至っていない。今後は生息魚類の生態を評価ツールの導入によると定量的な評価と継続的調査によるデータの蓄積を行いたい。尚、本研究は河川生態学術研究会千曲川グループの一環として行われた。

8. 参考文献

1. 島谷：多自然型川づくり 24 淀川：FRONT 1997 3月号 pp62-pp65
2. 山根：平成の「わんど」づくり 建設月報 平成4年3月
3. 阿久津：ワンドにおける魚類の生息実態に基づいたワンド計画手法に関する研究、土木学会第49回年次講演会、pp208～pp209
4. 萱場、傳田、島谷：千曲川におけるワンドの実態とその特徴に関する基礎的研究、第25回環境システム研究、pp611～pp616
5. 建設省近畿地方建設局淀川工事事務所：淀川のワンド
6. 建設省近畿地方建設局淀川工事事務所河川環境課：平成のワンドづくり：人と自然にやさしい川づくりセミナー論文集 1992.12.1
7. 上田：ワンドー淀川の治水技術ー：大阪春秋 第16巻2号 pp29-33
8. 冷水：淀川の「わんど」：淡水魚第6号 1980 pp104-107
9. 根来、後藤、傍島、稲垣：淀川の汽水域のワンドにおける魚類、Plankton、及びBenthosの種類構成に関する報告（第1報）：
10. 松崎、玉井、川原、牧野、佐藤、清川：多摩川人工ワンドの特性と維持管理への提言：第3回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集 pp231-pp236
11. 建設省土木研究所河川研究室：河川生態学術研究会平成9年度千曲川グループ中間報告会資料 1998年
12. 岡本芳美：開水路の水理学解説、鹿島出版会 1991年

自然河岸の侵食の現地観測と予測手法に関する研究

河川部河川研究室

服部 敦

1. まえがき

1.1 新しい河岸防御計画手法の必要性

河川の水際周辺部（河岸）は、多様な動植物の生息空間であるとともに、堤防被災・氾濫などの一因となる河岸侵食を防止するための各種構造物（以下、河岸防御工と呼ぶ）を設置する場でもある。水際は川づくりにおいて非常に重要な場所であるのはこのためである。最近では、河岸防御工の表面に覆土を行うなど生息空間を再生する工夫を行っている。また、新しい工法・素材を用いたより低コストかつ良好な河川環境の保全が可能な河岸防御工の開発も進められている。これらの河岸防御工自体の工夫や新技術開発と併行して、河岸防御の計画手法を改めて検討することが重要である。その理由を説明するにあたってまず最初にこれまでと今後の河川整備の進め方に触れておく必要がある。本格的に整備を実施した初期の頃は、災害発生の危険性（つまり河岸防御工設置の緊急性）が明らかに高い河道区間（例えば被災を繰り返している区間、高水敷がなく水衝部となっている堤防区間など）の整備に費やされた。今日では、既設の河岸防御工を補強する必要性が場所によってあるものの、上記の整備がほぼ概成している。今後重点的に行われる整備は、これまでに整備を実施した区間と比較すれば緊急性がそれほど高くないものの、ひとたび堤防が被災すれば甚大な災害に繋がる危険性が高い河道区間が対象になると考えられる。そのような河道区間の一つとして、現時点ではある程度の高水敷幅はあるが、今後の出水次第では近いうちに堤防に達するまで河岸侵食が進行することが懸念される区間が挙げられる。そのような区間において整備を推進するにあたっては、まず最初に河岸侵食の進行が引き金となって災害に至る潜在的な危険性をきちんと評価しなければならない。次に危険性の度合いに応じて河岸防止工の設置区間と自然河岸をそのまま存置する区間に区分する。そして最後に、河岸防御を確実にを行うために必要最小限の侵食防止効果、安全性を有する河岸防御工の選択を行う。以上に3段階で示した手順で河岸防御計画について検討し、かつ上記した河岸防御工自体の工夫や新技術を併用すれば、防災を確実に行うとともに河川環境も「最大限」保全できる河岸防御の実施が可能となる。上記のような客観的かつ分かり易い判断に基づいて適切な河岸防御を実施できる計画手法が今後必要となる。

1.2 「河岸防護ライン」

表-1 河岸防護ラインのランク

そのような計画手法について検討を進めるにあたって骨子となる新しい考え方として「河岸防護ライン」が提唱されている。この考え方は、堤防が被災しなければ甚大な氾濫（災害）には至らないという事実から堤防の被災防止を原則としている。したがって、危険性の評価は河岸侵食に起因する堤防被災という観点で行う。実際の評価にあたっては、河岸侵食の進行速度（以下、河岸侵食速度と呼ぶ）の観点で2種類に分けている。一つは、大出水時に対応した河岸侵食速度が大きい場合である。具体的には一出水期間中（短期）において堤防のり尻まで侵食が達する（すなわち高水敷が全幅にわたり流失する）危険性を評価する。もう一つは、中小洪水時に対応した河岸侵食速度が小さい場合

ランク	高水敷幅Bと河岸侵食量Leの関係のイメージ	河岸防御の重要度
特A	$0 \leq B < Le$	強固な防御が必要
A	$B \approx Le$	防御が必要
B	$B > Le$	防御の必要性が低く、防御をする場合においても強度の低いもので対応可能
C	$B \gg Le$	防御をほとんど必要としない

注) Le は1時期の洪水期間で想定される最大規模の河岸侵食量である。

である。この場合には、多数回の出水が生じる複数年以上の期間（長期）において低水路法線形が徐々に変化（河岸侵食の進行）することに起因する危険性について評価する。短～長期的観点での危険性評価に基づき、各河道区間を表-1に示す4段階にランク分けする。危険性が高い特A,Aランクの河岸では、侵食防止効果や安全性の高い侵食防止工を必ず設置する。危険性が低いB,Cランクの河岸では、河岸防御工を必要に応じて設置する。すなわち、危険性が特に低い区間では自然河岸のまま存置する。また防御工を設置する場合においても、危険性がそれほど高くないので、特A,Aランクのような強固な侵食防御工を設置する必要はほとんどの場合ない。

1.3 必要とされる技術と本研究の目的

実際に「河岸防護ライン」を設定するにあたっては、危険性を評価する際に自然河岸の侵食予測技術が不可欠である。粘着性土で構成される河岸を有する区間は、河岸侵食が一般的に不活発であり、B,Cランクに区分される場合が多いと推察される。したがって、粘着性を有する河岸の侵食予測技術の重要性が特に高いと言える。既往の予測技術の一つとして、幾つかの実河川の河岸侵食量を整理して得られた経験的手法が提案されている。この方法では、粘着性土に特徴的な耐侵食力の効果が明確な形で評価方法に反映されていない問題がある。粘着性土の耐侵食力の効果を考慮でき、かつ長期的な河岸侵食の進行も予測可能な力学的考察に基づいた河岸侵食予測技術についてもこれまでに研究が行われている。しかし、侵食速度の予測精度が低く、実用に適う侵食予測技術が提案されていないのが現状である。

以上の必要性・現状の技術状況を考慮し、本研究は粘性土河岸を対象として、実用的な侵食予測技術が確立することを最終目的とし、その第一ステップとして米代川57.5km地点右岸における河岸侵食の現地観測とその再現計算を行った結果についてまとめるとともに、予測技術確立に向けての課題を提示するものである。

2. 現地観測の概要とその結果

調査地点は河床勾配1/1,000、河床材料の平均粒径2.5cmのほぼ直線河道区間に位置する。河道縦断方向に1m間隔で全15本の基準杭（下流から順に0～14m地点と呼ぶ）を高水敷上に設置し、これらを基点とした洪水前後の横断測量より河岸侵食量を測定した。出水中には水位および浮子による河岸近傍流速の測定を行った。また、0m,14m地点において河岸材料の粒度分布測定を計7点行った。0m地点の河岸下部に位置する測定点では他の6点と異なる粒度分布となった。0m地点河岸下部の粒度分布と他の6点の平均粒度分布を図-1に示す。河岸面は0.075mm以下の粒径成分（以下、細粒分と呼ぶ）を約50%含有する粘性土で主に構成されている。0m地点河岸下部は粒径約2.5cmの礫を約20%含有する粘性土層である。顕著な侵食が生じたH8,9年出水のハイドログラフと横断測量結果の一例を図-2に示す。換算水位とは、鷹巣水位観測所（約45km地点）での測定水位を調査地点での同時刻の測定水位と一致するように換算した観測地点水位である。H8,9年出水によって平均して約21cmおよび約13cmの河岸侵食が生じた。H8年出水による各地点の河岸侵食量と河岸法線形状の測定結果を図-3に示す。河岸侵食量として河岸全高さ（のり尻～天端）での平均値 B_m

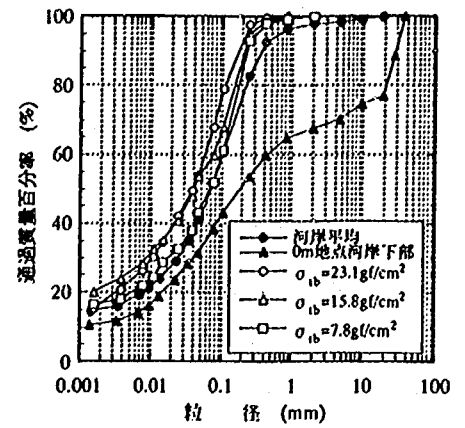


図-1 河岸の粒度分布

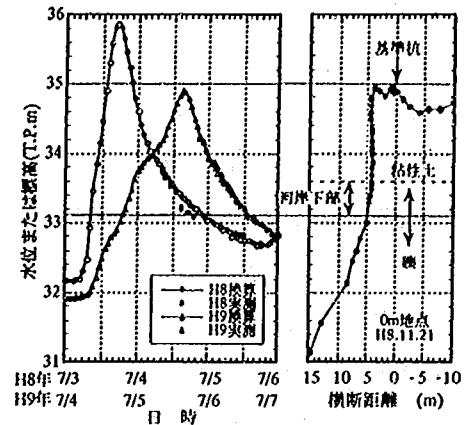


図-2 ハイドログラフと河岸形状

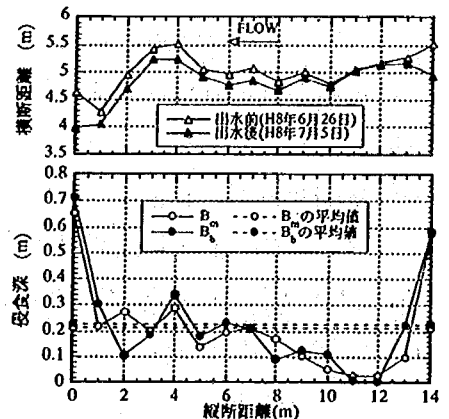


図-3 侵食量と河岸法線形状

と河岸下部 (のり尻～T.P33.6m) での平均値 B_b を示した。水衝部となる河岸法線凸部で侵食量が大きくなる傾向が若干認められるが、最大侵食が生じた 0m 地点のように凹部でもかなりの侵食が生じている。0m 地点で大きな侵食が生じた原因として河岸下部に礫を多く含有する耐侵食性の低い粘性土層が存在することが挙げられる。この例のように侵食量の場所的差異が生じた主原因は、粘性土の耐侵食性が各地点で異なっていたためと思われる。また、調査地点の河岸侵食は、1) 流れによって河岸下部が上部に比較して大きく侵食され、2) オーバーハングした河岸上部が崩落するという過程で進行する¹⁾。この侵食形態と図-3において各地点の B_b と B_m がほぼ同値となることから、河岸下部が流水によって侵食されるとそれと等しい侵食量で河岸上部が崩落すると考えて良い。この場合、 B_m の平均値 B_{mA} が B_b の平均値 B_{bA} と同値になると近似できる²⁾。

3. 河岸侵食量の再現計算と測定値との比較

B_{mA} を以下に示す簡略な方法によって計算する。すなわち、1) ハイドログラフの各水位時において河岸面に作用する掃流力 τ_{y0} を定常等流条件で計算し、2) τ_{y0} から粘性土の侵食速度 E を計算し、3) 各水位の継続時間とその水位での侵食速度の積を計算する。次に 4) 「着目した標高以上の水位である」という条件を満たす総ての水位での 3) の計算値を足し合わせることで、河岸面の各標高の侵食深を計算し、5) 河岸下部 (T.P33.1～33.6m) の平均侵食深 $B_{bA} = B_{mA}$ として河岸侵食量を計算する。以下に掃流力と侵食速度の計算方法の概略を示した後、 B_{mA} の計算値と測定値の比較結果を示す。

3.1 掃流力の計算方法

横断測量結果 (例えば図-2) に基づいて図-4に示すように計算に用いる河道横断形状を定めた。また流れの基礎式として式 (1) に示す浅水流方程式を用いた。

$$g(H - z_b)i + \frac{d}{dy} \left[\alpha(H - z_b)^2 \frac{u}{\phi_b} \frac{du}{dy} \right] - \frac{u^2}{\phi_b^2 \cos \theta_b} = 0 \quad (1)$$

ここで、 u は流速、 H は水位、 z_b は河床高、 θ_b は河床の横断方向の傾き、 i は水面勾配、 ϕ_b は河床面の流速係数、 $\alpha = 0.067$ である。 i は現地観測結果を参考にして H の関数として与えた。式 (1) を以下の境界条件で数値計算した。すなわち $y \rightarrow \infty$ で $u \rightarrow \phi_b \{g(H - z_{b\infty})i\}^{0.5}$ 、 $y=0$ では河岸面で粗面上対数則に基づく抵抗則を用い、高水敷が冠水する場合には高水敷上 ($y < 0$) の流速分布を泉ほか³⁾ に倣って式 (1) より求めた摂動解で与え、 $y=0$ において u が式 (1) の数値解と一致する条件とした。 $y=3 \sim 5$ m での流速の測定値と計算値を比較した結果を図-5に示す。計算値はバラついた実測値の平均的な値となっていることから、ほぼ妥当な計算結果と思われる。

3.2 粘性土の侵食速度の評価方法

E と τ_{y0} の関係を引っ張り破壊応力 σ_{ib} を用いて整理した平舘ほか⁴⁾ の評価式 ($E \propto \sigma_{ib}^{-2.95} \tau_{y0}^2$) を用いる。調査範囲近傍の 3 地点において σ_{ib} と粒度分布の測定を行い、その結果を図-1に併記した。細粒分が多いほど σ_{ib} が大きくなる結果が得られた。この結果からも場所によって耐侵食性が異なることがわかる。河岸侵食量の計算では、河岸面の粒度分布とほぼ一致する $\sigma_{ib} = 7.8 \text{ gf/cm}^2$ として導いた式 (2) により侵食速度を求めた。

$$E = C \cdot \left(\frac{\tau_{y0}}{\rho} \right)^2 \quad C = 3180 \quad \text{単位:} \quad \begin{matrix} E \text{ (cm/hr)} \\ \tau_{y0}/\rho \text{ (m}^2/\text{s}^2) \end{matrix} \quad (2)$$

なお、河岸面の相当粗度高さ k_s は平舘ほか⁴⁾ が実験結果を整理する際に用いた流速係数とその実験条件 (水

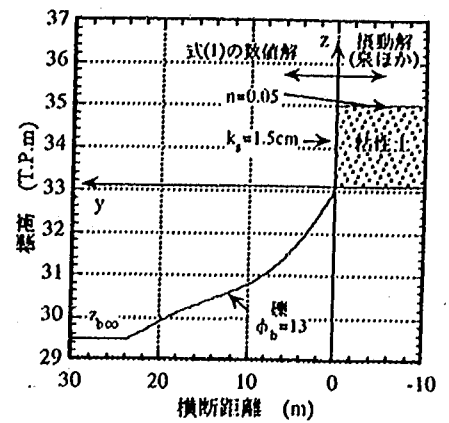


図-4 計算に用いた河道横断形状

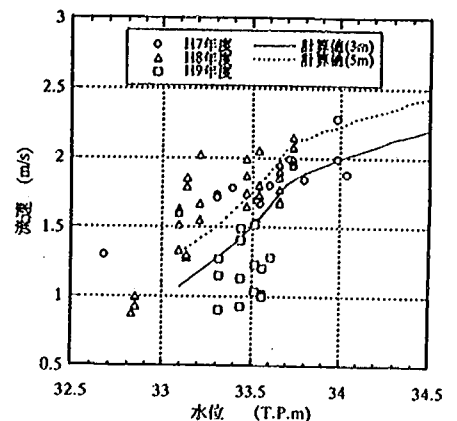


図-5 流速の計算と測定値の比較

深) から逆算した平均的な k_s 値として定めた。

3.3 計算結果と測定値の比較

H8,9年出水による河岸面の各標高での侵食深の計算結果を図-6に示す。河岸下部で最も大きく侵食されており、河岸上部がオーバーハングする結果が得られた。上記5)の計算方法に従い、T.P33.1~33.6mの平均侵食深を B_{mA} とし、測定値と比較した結果を図-7に示す。なお、現地測定結果から B_{mA} を求める際には、明らかに土層が異なった0m地点を除いている。計算値は実測値の約8割となったが、ハイドログラフが異なることによる侵食量の差異を良好に再現できたと思われる。

4. まとめ

本研究で提案した予測手法は、掃流力をハイドログラフにしたがって評価し、その掃流力が作用する河岸の範囲・時間に応じて河岸面の侵食形状を予測し、最後に河岸面の崩壊を評価してトータルの河岸侵食量を評価する枠組みとなっている。この枠組みにしたがって、掃流力・粘性土の侵食・崩落をモデル化し、米代川の河岸侵食量を再現計算したところ良好な結果が得られた。したがって基本的枠組みとモデル化は提案した方法を基にさらに改良すれば、「河岸防護ライン」の設定に利用できる実用的評価方法になると考えている。

しかし、本評価方法を実際に用いるにあたっては、河岸を構成する粘性土の耐侵食力(引っ張り破壊強度 σ_{ib})の調査方法についても検討しなければならないと思われる。観測結果に基づき粘性土の耐侵食性が場所によって大きく異なっており、そのため侵食量が場所的に変化することを指摘した。このことは、河岸が耐侵食性の異なる不均一な粘性土で構成されることを前提として河岸侵食を予測する必要性を示唆するものである。不均一性を考慮しない計算例として、3地点の平均値 $\sigma_{ib}=15.6\text{gf/cm}^2$ ($C=410$) として B_{mA} を計算した結果を図-7に併記した。この場合の計算値は測定値の約1割となり、不均一性を考慮して $\sigma_{ib}=7.8\text{gf/cm}^2$ とした場合に比較して計算精度が著しく劣ることがわかる。以上より粘性土河岸の土質の不均一さに関して現地調査を行って侵食のメカニズムや侵食量などとの関係を明らかにし、その結果に基づいて土質の不均一さを考慮できる河岸侵食量の予測技術(侵食量の計算方法と土質調査方法)について検討することが今後の課題と考えている。今後は、米代川での継続調査を行うとともに、利根川水系小貝川でも調査を行い、モデルの改良や課題の検討を進める予定である。

謝 辞

本研究で用いた現地調査データは東北地方建設局河川計画課、能代工事事務所のご好意により提供していただいた。関係諸氏のご協力にここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 布施・篠内:天然河岸における侵食崩壊機構調査,第3回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集, pp.91~98,1997.
- 2) 大東・福岡・佐藤:自然堆積河岸の侵食速度について,第48回年次学術講演会概要集,第2部,pp.568~569,1993.
- 3) 泉・池田:側岸に樹木を有する直線礫床河川の安定横断河床形状,土木学会論文集,第411号,II-12,pp.151~160,1989.
- 4) 平舘・服部・藤田・望月:粘性土の侵食速度の予測方法と土塊の離脱機構,第52回年次学術講演会概要集,第2部, pp.450~451,1997.

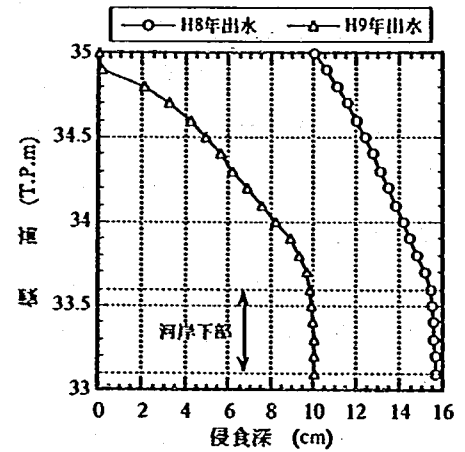


図-6 河岸面の侵食深の計算結果

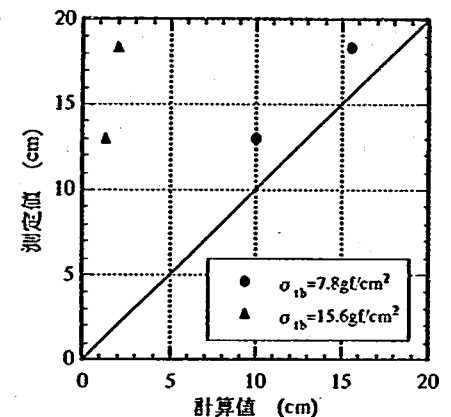


図-7 B_{mA} の計算と測定値の比較

雨水浸透施設における重金属の挙動

下水道部 下水道研究室 ○山下 洋正

笹部 薫

1. まえがき

下水道の主要な役割の一つは、都市の浸水を防ぐことである。近年、都市の市街化が進行して雨水の浸透面積が減少したために、短時間に大量の雨水が流出するようになり、浸水の危険性が増大するとともに豪雨時には放流先の河川が氾濫しそうになる一方で、地下水が減少し、湧水の枯渇・晴天時の河川流量の減少が起きようになってきている。都市域における浸水対策および水質改善の一層の促進のためには、流出雨水をまとめて収集する雨水調整池等のオフサイト施設のみならず、降雨が流出する現地での各戸貯留施設・浸透施設等のオンサイト施設の普及拡大を図ることもまた有効である。そこで下水道においても、オンサイトでの雨水貯留浸透を推進して、浸水を効果的に防ぐとともに、地下水涵養等により都市の水循環の保全に貢献する必要がある。浸透ますや浸透トレンチなどのオンサイト雨水浸透施設は、雨水を地下に浸透させて流出抑制や地下水涵養等を行うことを目的としており、平成3年度現在全国で1700施設（貯留と浸透の併用施設を含む）が設置されており、今後の増加が見込まれている。一方、都市域では高度に集積した産業・社会活動より発生する様々な有害・汚濁物質が路面等に堆積しており、その一部は雨水とともに浸透施設に流入することになるが、これにより土壤汚染・地下水汚染が生じることはあってはならない。しかし、有害・汚濁物質の土壤への吸着・土壤中の移動・地下水への移行等の機構については未解明の部分が多いため、浸透に適した雨水排水の水質レベルの把握と浸透施設の安全限界を確認するためには、実験を含めた詳細な調査が必要である。

2. 目的

実施規模の雨水浸透マスを実際に設置して汚濁物質を流入させ、浸透時の汚濁物質の土壤への吸着等の機構について調査を行う。汚濁物質としては重金属に着目し、浸透水中の重金属濃度を測定することによりその挙動を把握し、重金属の種類による挙動の違い、イオン交換等の吸着機構の解明を行う。

3. 方法

雨水浸透試験の概要を表-1に示す。Run1の前の3日間は無降雨であり、周辺地下水位は4m以下であったので、先行降雨による土壤中水分の飽和あるいは地下水位による浸透実験への影響はないと考えられた。浸透供試水は、水道水にFe、Pb、CuおよびZnの標準原液を添加して所定の濃度で作成し、供給タンクからのサイホンによる自然流下で浸透施設に供給した。

表-1 試験の概要

Run	日付	浸透 ます	浸透量 m ³	浸透時間 分	浸透速度 L/分	最大吸引量 L/10分	最終吸引量 L/10分
1	97/9/11	A	0.2	30	6.6	0.54	0.08
2	97/9/12	A	0.5	35	14.3	2.0	0.13

土木研究所構内に設置している浸透施設（図-1）を用いて実験を行った。施設は泥溜ますと浸透ますからなる二連ます（各 W 0.5m×L 0.6m×H 1.1m）4組と浸透トレンチ（φ0.15m×L 2m）からなる。今回の実験では、浸透ますAに浸透供試水を流入させ、浸透ますAの下部の砂底面下 0.5m 地点に設置した浸透水採水装置（採水管（ニッソーロングストン AQ-08）と耐圧チューブ）に採水ピンを接続し、真空ポンプ吸引により採水を行った。

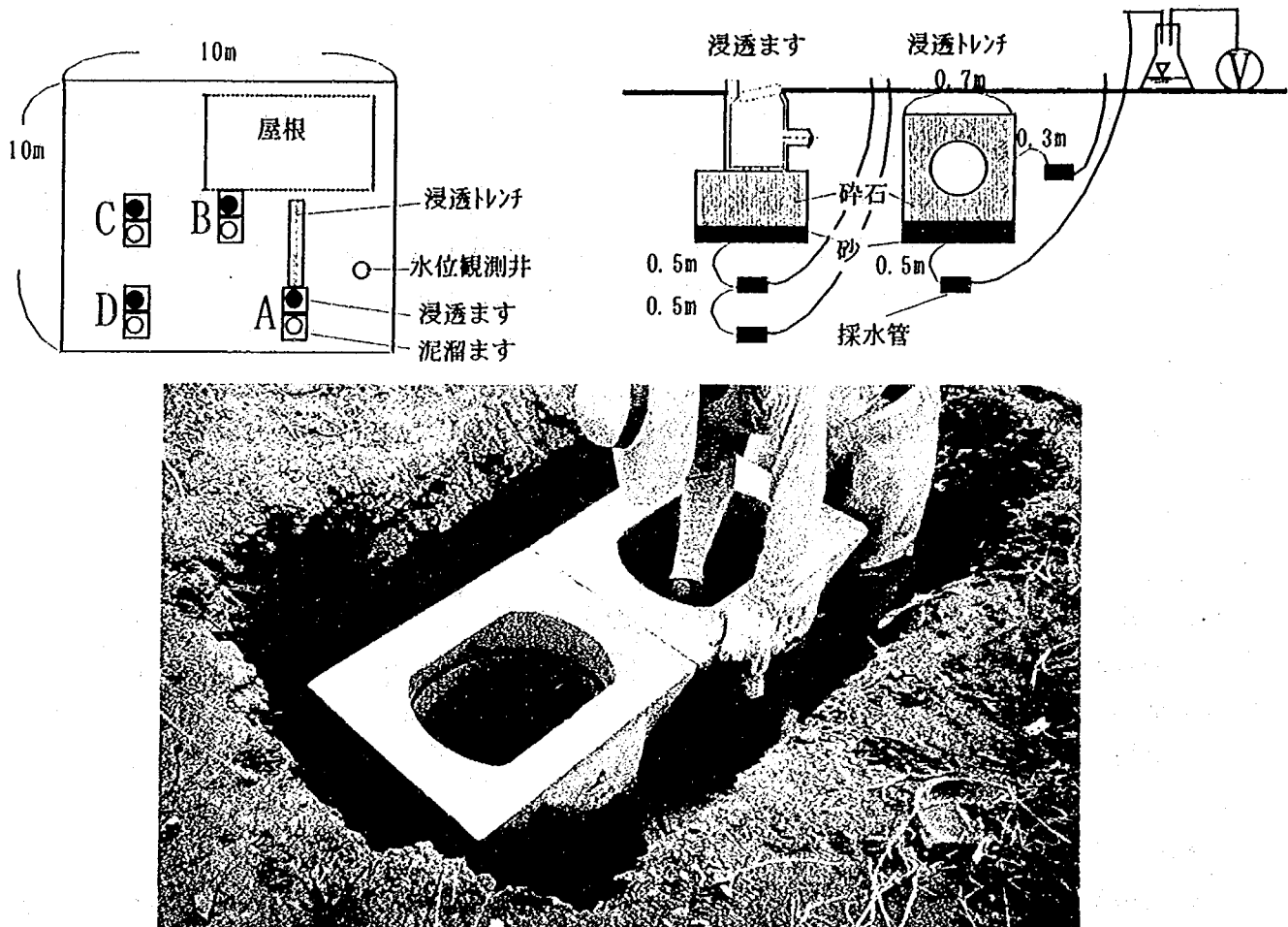


図-1 浸透施設の概要

浸透ます周辺の原地盤の土質特性を表-2に示す。浸透ます下部は、W 0.7m×L 1.15m にわたり、碎石（単粒度碎石4号、層厚 0.3m）と基礎砂（コンクリート骨材用洗砂、層厚 0.1m）が敷いてあ

る。浸透トレンチの周りの砕石は層厚 0.6m, W0.7m であり, 砂は層厚 0.1m である。砕石および砂と原地盤の境界は目詰り防止のため透水シートで囲んである。

表-2 原地盤(浸透ます A および浸透トレンチ付近)土質特性

項目	数値	項目	数値
比重	2.41~2.60	礫砂(75 μ m以上)	6~33 %
含水率	40~54 %	シルト(5~75 μ m)	58~37 %
強熱減量VS	12~15 %	粘土(5 μ m以下)	36~30 %
透水係数	10 ⁻⁵ ~10 ⁻⁶ cm/s	GEC(meq/100gDS)	9~14

4. 結果

1) 浸透供試水と浸透水の比較: 浸透供試水および浸透水の濃度を水道水質基準と併せて表-3 に示す。重金属の除去率については, Cu および Pb は 97%以上, Zn は約 60%であり, Fe は 60~90% 程度である。浸透水中の濃度は, Cu および Pb は 0.01mg/L 以下, Zn は 0.2mg/L 程度であり, Fe は 0.05~0.2mg/L 程度である。除去された重金属はいずれも土壤に吸着されたものと考えられる。浸透供試水中の NO₃⁻等の陰イオンの一部は, 重金属標準液の溶媒に由来するものと考えられる。Ca, K, Mg および Na の陽イオンならびに NO₃⁻, Cl⁻および SO₄²⁻の陰イオンの濃度変化と重金属の挙動との間に明確な定量的関係は見いだせなかった。

表-3 浸透水等の濃度

項目	単位	Run1 浸透 供試水	浸透水	Run2 浸透 供試水	浸透水	水道水質 基準
pH		6.06	6.83	6.46	6.49	5.8-8.6
EC	μ S/cm	0.406	0.469	0.413	0.248	—
Fe	mg/L	0.445	0.172	0.337	0.043	0.3
Pb	mg/L	0.360	0.009	0.286	0.002	0.05
Cu	mg/L	0.407	0.003	0.287	<0.005	1.0
Zn	mg/L	0.570	0.240	0.490	0.21	1.0
NO ₃ ⁻	mg/L	34.6	0.387	37.4	1.30	10
Cl ⁻	mg/L	66.5	21.6	80.6	4.09	10
SO ₄ ²⁻	mg/L	27.1	48.4	27.9	32.9	—
Ca	mg/L	6.02	11.3	6.32	4.73	300
K	mg/L	1.42	<1	<1	<1	—
Mg	mg/L	2.62	0.78	2.76	0.342	300
Na	mg/L	12.3	13.3	12.9	11.3	200

2) 重金属の挙動: 重金属の土壤中での挙動については, 一般的な陽イオン交換反応の他, 特異吸着反応, 溶解・沈殿反応, 酸・塩基反応, 酸化・還元反応, キレート化反応等様々な機構が介在しており, 重金属の種類ごとに支配的な機構が異なるとともに, 土壤を構成する粘土鉱物・腐植物質の種類と組成, 土壤の pH といった条件に大きく影響を受ける。ここで, Cu および Pb については, 関東ローム層などの非晶質の火山灰粘土を多量に含む土壤で特異吸着を起こしやすいため土壤中での移動性が低く置換・放出されにくいとされている。今回の浸透実験で Cu および Pb が 97%以上除去されたのは, この吸着性の高さによるものと考えられる。また, Zn については, 特異吸着の度合い

が Cu および Pb より小さく、また Ca 等が豊富に存在すると吸着が妨げられるとされている¹⁾。今回の浸透実験での Zn の除去率は約 60% であり、Cu および Pb より土壌吸着性が低い理由として、これらの機構が考えられる。

3) 浸透水濃度の経時変化：Run 1 および Run 2 における浸透水中の重金属濃度および陽イオン濃度の経時変化を図-2 および図-3 にそれぞれ示す。重金属濃度については、Run 2 の Fe の例以外は、浸透期間を通じてほぼ一定の値をとっていることが分かる。これは土壌の吸着能力が安定して機能していることを示している。一方、陽イオン濃度については、Na は一定またはやや増加の傾向にあり、Ca は増加している。これは、陽イオン交換によるものと考えられる。Mg および K については図から省略したが、1 mg/L 以下の低いレベルであった。

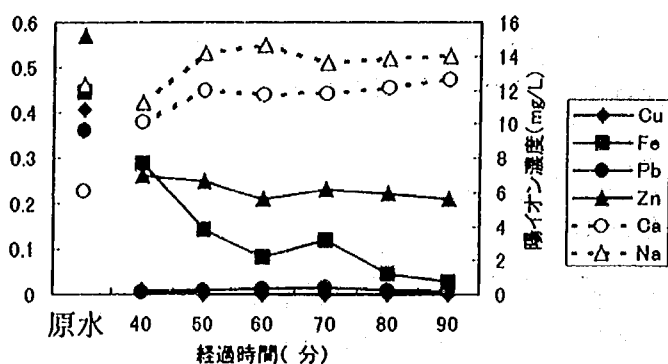


図-2 重金属等濃度の経時変化 (Run 1)

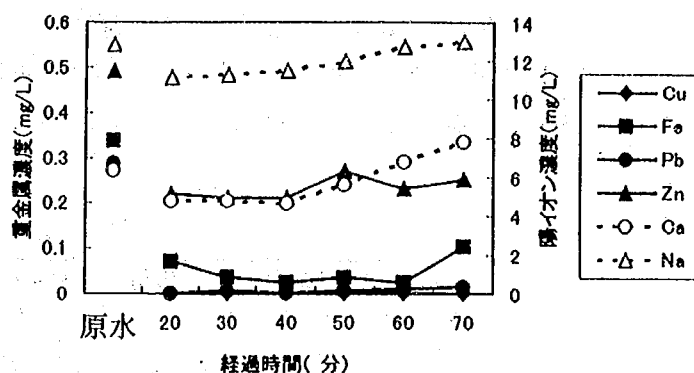


図-3 重金属等濃度の経時変化 (Run 2)

5. まとめ

土木研究所構内の浸透実験施設において、重金属を含んだ供試水を注入し浸透水の濃度を調査した。重金属は土壌吸着等の機構によって除去され、Cu および Pb は 97% 以上の高い除去率を示し、Zn および Fe も 60% 以上の除去率を示した。除去率は土壌条件に強く支配されていると考えられた。浸透水濃度は殆どの項目で水道水質基準以下となり、特に重金属は基準を大きく下回った。

今回の実験条件と期間では、重金属が安定的に除去され続けたが、いずれの機構による吸着においても飽和による限界は必ず存在するはずである。吸着の飽和と土壌中での移動等により、地下水の深さまで汚染域が拡大していく可能性もある。また土壌の pH 条件の変化等によって、吸着されていた物質が溶出することも十分に考えられる。今後は、重金属汚染に対する浸透施設の安全限界を確認しておくために、高負荷状態・悪条件下での検証を行うとともに、不飽和浸透流れにおけるイオンの交換の理論的な解析等も併せて実施したい。また、重金属以外の有害・汚濁物質、例えば VOCs (揮発性有機化合物) をはじめとする様々な有機化合物あるいは病原性微生物等についても、その挙動・消長を検討する必要があると考えている。

参考文献：(1)地下水問題研究会編 「地下水汚染論」 共立出版株式会社 (1991)

下水中の窒素の高度除去

下水道部 三次処理研究室

重村浩之

1. まえがき

自然水域の水質は、平均的に見ると、最近はやや改善の兆しが見えるとはいえ、湖沼、内湾などの閉鎖性水域においては未だ改善の方向に向かっているとは言い難い。また、下水道などの生活系排水処理施設の普及が進み、排水中の有機物による汚濁はかなり解消されたが、窒素・りんなどの栄養塩類の除去率が低く、水系によってはこれらの処理施設から排出される栄養塩類が、主たる富栄養化の原因となる場合も考えられる。このことより、これら下・排水に含まれる窒素・りんの高度除去技術の検討が必要となっている。

下水道の分野では、各種の生物学的窒素除去法（循環式硝化脱窒法、硝化－内生脱窒法など）が実用化されているが、処理水中の窒素濃度は、約 5mg/L が安定した除去の限界となっている。本研究では、処理水窒素濃度 5mg/L 以下を常に達成する下水処理プロセスについて検討したので報告する。

2. 目的

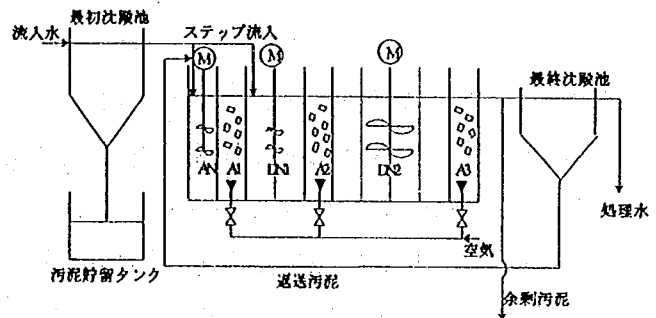
本研究は、生物学的窒素除去法の処理の安定化、および現状の窒素除去法を上回る能力を持つ除去法の開発を目的としている。

3. 実験方法

処理水窒素濃度 5mg/L 以下を常に達成するためには、以下のプロセスが必要と考えた。

- ①ステップ流入による負荷の分散および無酸素タンクへの有機物源の供給
- ②好気タンクに微生物固定化担体を投入することによる硝化反応の促進
- ③容量の比較的大きな内生脱窒タンクを設けることによる安定した内生脱窒反応の達成

以上のことをふまえて、本研究では、ステップ流入法、嫌気－好気法、および硝化－内生脱窒法を組み合わせた処理法（以下、ステップ流入式嫌気－硝化－脱窒法）について検討したので報告する。ステップ流入式嫌気－硝化－脱窒法パイロットプラントの概略図を図－1に、その諸元と運転条件を表－1に示す。本方



図－1 ステップ流入式嫌気－硝化－脱窒法パイロットプラントの概略図

表－1 パイロットプラントの諸元および運転条件

流入水量	25.2m ³ /d
ステップ流入比	1:1
汚泥返送比	60%
嫌気タンク(AN)容量	1m ³
好気第1タンク(A1)容量	1m ³
無酸素第1タンク(DN1)容量	2m ³
好気第2タンク(A2)容量	1m ³
無酸素第2タンク(DN2)容量	4m ³
好気第3タンク(A3)容量	1m ³
固定化担体充填率	好気タンクすべて 30%
最初沈殿池水面積負荷	23.5m ³ /m ² ・d
最終沈殿池水面積負荷	12.5m ³ /m ² ・d

式では、A1 タンクの能力に見合ったアンモニア負荷および有機物負荷の下水量を嫌気タンク(AN タンク)に流入させるとともに、A1 タンクで生成した硝酸イオンを脱窒させるための有機物源として、下水を DN1 タンクにステップ流入させている。残存するアンモニアは A2 タンクで硝化されるとともに、DN2 タンクで内生脱窒される。さらに、窒素とともにりんも生物学的に除去するため、反応タンクの頭に AN タンクを設置している。

約 500 日間にわたり本パイロットプラントを稼働し、その処理成績について検討を加えた。週 1 回、水温、pH、溶存酸素(DO)、酸化還元電位(ORP)、活性汚泥浮遊物質(MLSS)、重クロム酸カリウムを用いて測定した化学的酸素要求量(CODcr)、各態窒素およびりん等の水質分析を行った。

4. 実験結果

図-2 に、パイロットプラントの処理水の全窒素(T-N)、アンモニア性窒素(NH₄-N)および酸化態窒素(NO_x-N)濃度と反応タンク流入水の T-N 濃度、反応タンクの水温および MLSS 濃度の経日変化を示す。64 日目付近と 301 日目付近において処理水の T-N 濃度が一時的に上昇しているのは、運転ミスにより反応タンク中の MLSS 濃度が 1000mg/L 以下にまで減少してしまったためである。このとき、反応タンク中の MLSS 濃度が低かったために脱窒反応が促進されず、処理水中の NO_x-N 濃度が高かった。しかし、その他のほとんどの時期では MLSS 濃度が 2000~4000mg/L であり、処理水 NH₄-N < 1mg/L、NO_x-N < 3mg/L および T-N < 5mg/L を保っていた。

表-2 に、処理成績が最もよかった期間である、経過日数 231~294 日および 385~504 日の処理成績の平均値を示す。T-N、全りん(T-P)および CODcr について良好な成績を収めていた。T-N の処理成績の平均は、除去率 89.3%、処理水濃度 2.8mg/L であった。処理水質が良好だった理由は、図-2 より生物反応タンクの MLSS 濃度がほとんどの期間において、3000~4000mg/L と高かったためと考えられる。また、浮遊物質(SS)についても良好に除去されており、高い MLSS 濃度にも関わらず、固液分離も十分に行われていることがわかった。

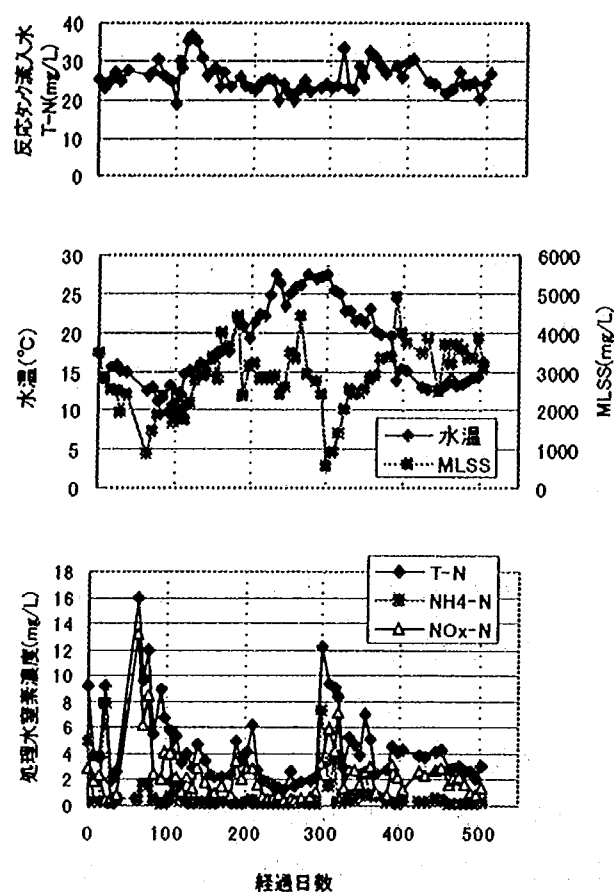


図-2 処理水の各態窒素と反応槽の水温および MLSS 濃度の経日変化

表-2 パイロットプラントの処理成績
(経過日数 231~294 日および 385~504 日のデータの平均)

水質項目	流入水濃度 (mg/L)	処理水濃度 (mg/L)	除去率 (%)
T-N	25.9	2.8	89.3
T-P	2.85	0.66	76.8
SS	82.4	5.7	93.1
CODcr	259	23	91.2

図-1のパイロットプラントのA1タンクのDO濃度と硝化速度の関係を求めた。その結果、DO濃度が2mg/L以下になると、硝化速度が急激に低下することが確認された。これより、DO濃度は硝化反応に大きな影響を与えており、硝化反応の制御において重要な因子になりうるということがわかった。

ここで、反応タンク内での窒素の挙動をみるために、各タンク等における各態窒素フローを図-3に示す。ここでは全体的な窒素フローの変化を把握する必要があるので、反応タンク流入以前の、DN1タンクに流入するステップ流入負荷についても、反応タンク未流入のフローとして図中に表している。また、返送汚泥(RS)による窒素フローについては、最初沈殿池流出水(PS)とともに嫌気タンクへの流入フローとして表している。

図-3(a)に、99~140日目におけるパイロットプラントの $\text{NH}_4\text{-N}$ および $\text{NO}_x\text{-N}$ フローを示す。この期間においては比較的良好に処理されていた。しかし、A2タンクからDN2タンクにかけて $\text{NO}_x\text{-N}$ 濃度の減少の度合いが小さく、内生脱窒反応が不十分であった。なお、A3タンクとOUTの間でのフローの減少は、返送汚泥に含まれて窒素が処理水から分離されたことと、最終沈殿池における脱窒反応によるものである。最終沈殿池から嫌気タンク流入に至るまでの間に、返送汚泥中の $\text{NO}_x\text{-N}$

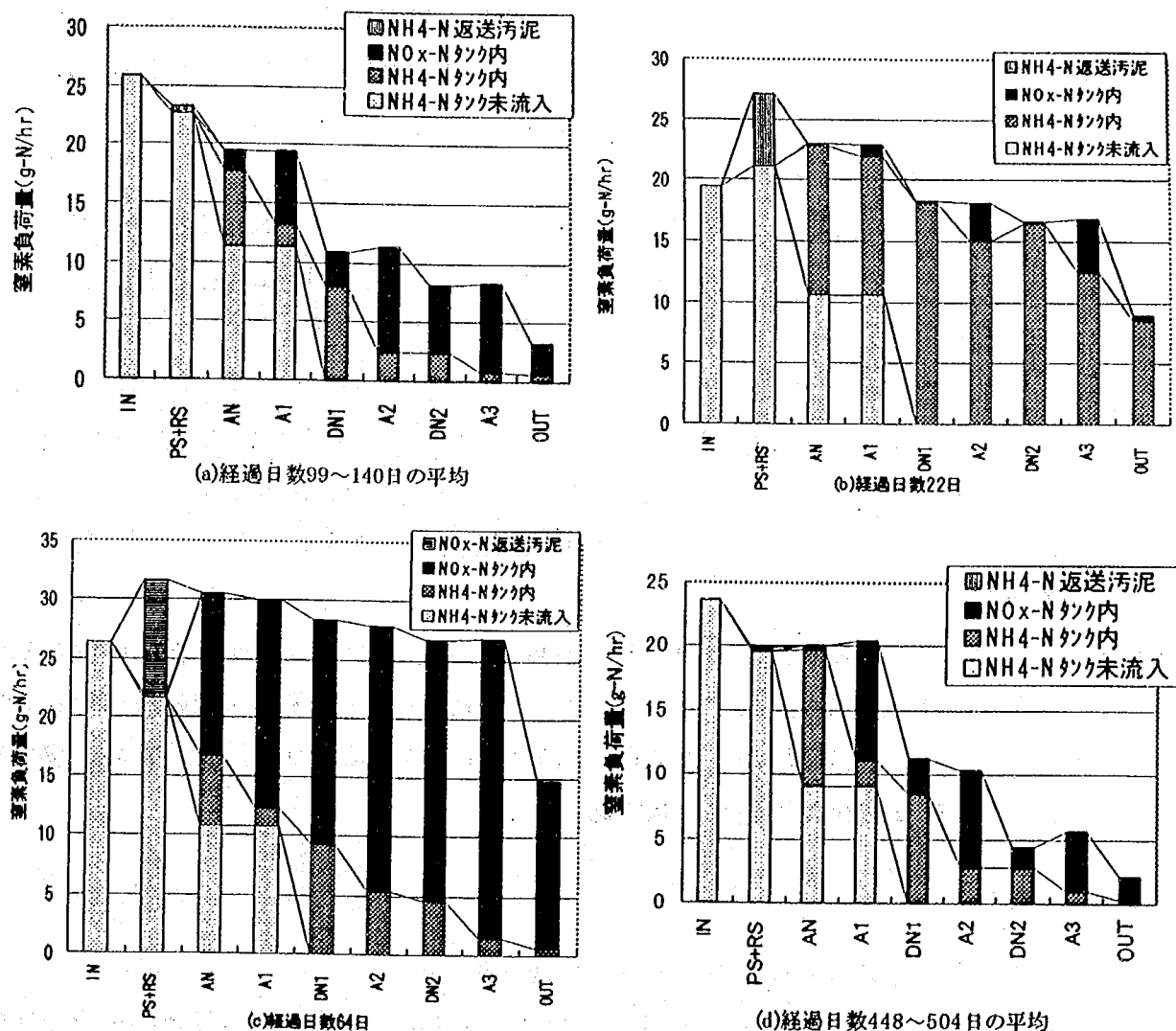


図-3 $\text{NH}_4\text{-N}$ 及び $\text{NO}_x\text{-N}$ のフロー²⁾

IN:流入水、PS:最初沈殿池流出水、RS:返送汚泥、OUT:処理水

Nは脱窒されていた。

図-3(b)に22日目におけるパイロットプラントの $\text{NH}_4\text{-N}$ および $\text{NO}_x\text{-N}$ フローを示す。このとき、好気タンクのDO濃度が低かったために硝化反応が進まず(A1タンクDO濃度0.8mg/L、A2タンクDO濃度1.5mg/L)、処理水中に $\text{NH}_4\text{-N}$ が多く残存した。

図-3(c)に64日目におけるフローを示す。このときの生物反応タンクのMLSS濃度は890mg/Lであり、脱窒反応がほとんど進んでいなかった。そのために処理水中に $\text{NO}_x\text{-N}$ が多く残存した。

図-3(d)に、448~504日目におけるフローを示す。図-3(a)と比較して、DN2タンクにおける内生脱窒反応が良好に行われていたことがわかる。この理由としては、図-3(d)に示される時期の方が、生物反応タンク内のMLSS濃度が高かったためと考えられる(図-2より99~140日目でMLSS濃度2000~3000mg/L、448~504日目でMLSS濃度3000~4000mg/L)。

以上より、高効率の窒素除去を行うには、DO濃度2mg/L以上、反応槽のMLSS濃度3000~4000mg/Lで運転する必要があることがわかった。

5. おわりに

本研究では、既存の生物学的窒素除去法の安定した除去の限界である処理水窒素濃度5mg/Lよりも良好な処理水質を達成することを目的とした。そのため、以下のプロセスが必要と考えた。

- ① ステップ流入による負荷の分散および無酸素タンクへの有機物源の供給
- ② 好気タンクに微生物固定化担体を投入することによる硝化反応の促進
- ③ 容量の比較的大きな内生脱窒タンクを設けることによる安定した内生脱窒反応の達成

以上のことをふまえて、ステップ流入式嫌気-硝化-脱窒法について検討することにした。その実験成果をまとめると以下ようになる。

- (1)生物反応タンクのMLSS濃度が2000mg/L以上のときにおいて、処理水において $\text{NH}_4\text{-N} < 1\text{mg/L}$ 、 $\text{NO}_x\text{-N} < 3\text{mg/L}$ および $\text{T-N} < 5\text{mg/L}$ を保っていた。また、MLSS濃度が3000~4000mg/Lのときにおいて、平均の処理水窒素濃度2.8mg/L、平均の窒素除去率89.3%が得られた。
- (2)DO濃度が好気タンクでの硝化反応に、また、MLSS濃度が無酸素タンク内での脱窒反応に大きな影響を与えていた。

以上のように、ほとんどの時期で処理水中の窒素濃度が5mg/Lであり、本処理法は既存の生物学的窒素除去法の処理水質の高度化に貢献できるものと考えられる。富栄養化問題の深刻化と共に、窒素・りん除去法を導入する下水処理場が今後さらに増加するものと思われる。そのため、窒素除去法の処理水質の高度化および安定化は重要な課題である。

参考文献

- 1)建設省・高度処理会議：高度処理施設設計資料、平成6年
- 2)建設省土木研究所：「窒素の超高度除去に関する研究」、平成8年度下水道関係調査研究年次報告書集、土木研究所資料第3528号、pp.105-114、平成9年

レーダ雨量計の降水観測精度向上とデータ利活用に関する研究

水文研究室 金木 誠 深見和彦 ○松浦 直

1. はじめに

建設省は平成 10 年 4 月現在、全国に 24 基のレーダ雨雪量計を配備し降水量観測を行っている。レーダにより得られた情報は、全国の工事事務所や自治体などに配信され、広域にわたる降水情報を定性的・定量的に把握することにより、河川、ダム、道路等の管理及び水防活動に対する準備体制の確立などに利用されている。土木研究所では、現場における配信データの利活用を目的とした研究の一環として、これまでレーダ雨雪量計の降水観測精度向上に関する研究を実施してきた。

本論文は、降水観測精度向上のために、土木研究所が開発し改良してきた直交二偏波ドップラーレーダ(以下、DND レーダ)による降水観測結果及び雨滴計による雨滴粒径分布計測結果について解析したものである。さらに、これまでの研究成果の現場への適用第 1 号機として平成 6 年度に直交二偏波化された九州地方建設局北部レーダ(釈迦岳レーダ)による降雨観測結果に関する考察も加える。

2. 直交二偏波レーダによる降水観測原理

従来のレーダ雨雪量計(単偏波レーダ雨雪量計)による降水観測は、①目標の降水粒子群に対して単一の固定偏波を送信し、②反射されてきた電波の反射因子 Z を測定、③観測した反射因子 Z と降水強度 R との関係を示す経験式(1)を用いて降水強度 R を推定する。

$$Z = BR^{\beta} \quad (1)$$

ここに、 Z は反射因子(mm^6/m^3)、 R は降雨強度(mm/h)、 B, β は降雨換算定数である。

しかし、降雨換算定数 B, β の値は雨滴の粒径分布に大きく依存し、降雨成因や気象条件、降水粒子形態等によりその値は降雨毎もしくは一雨の間でも時間的・空間的に大きく変動する。そこで、降水粒子の形状が偏球楕円体に近いことに着目し、大気中の雨滴粒径分布を直接的に計測し推定することにより降水観測精度の向上を図ることを目的に、直交二偏波レーダの研究開発を行ってきた。

直交二偏波レーダによる降水観測手順は、①水平・垂直 2 方向の偏波を交互に送信する。②雨滴による反射因子の水平偏波成分 Z_H と垂直偏波成分 Z_V を受信する。③ Z_H 及び(2)式で定義される反射因子差 Z_{DR} から雨滴の偏球度合いを調べ、降水粒子形態の識別及び雨滴粒径分布の推定を行う。

$$Z_{DR} = 10 \log(Z_H / Z_V) \quad (2)$$

④推定した雨滴粒径分布と粒径別の雨滴落下速度の積を積分することにより降雨強度 R を求める。

以上の観測原理から、直交二偏波レーダを用いることにより、固定された降雨換算定数を用いずに直接大気中の雨滴粒径分布を測定でき、また降水粒子形態毎にその形状や誘電率が異なることを利用して、 Z_H, Z_{DR} などの情報から降水粒子形態を判別することが理論的に可能になることから、降水観測精度の向上を図ることができる。

3. 地上における雨滴粒径分布の観測

レーダ雨雪量計による降水観測精度向上のためには、雨滴の粒径分布を正確に測定・推定することが重要である。著者らは、各種雨滴計を用いた地上での雨滴粒径分布観測を実施し、直交二偏波レーダにより計測・推定された雨滴粒径分布と比較することにより、直交二偏波レーダの降水観測精度向

上に関する検討を行ってきた。また、雨滴粒径分布と短時間(1 分間程度)降水強度を計測できる地上雨滴計を用いることにより、直交二偏波レーダのハードウェア定数の微調整や、理論的には求めることが困難な $B\beta$ 法における降雨換算定数を逆推定することができる。従って、雨滴計はレーダ雨雪量計運用開始前後の降水観測精度の検証及び定数調整に有用な観測器となる。本論文で著者らは、2 種類の雨滴計による比較観測を行うことにより、その観測特性に関する考察を行った。

観測は 1997 年 7 月 12 日～17 日の梅雨末期に、新潟県新潟市の新潟試験所に設置してある DND レーダの観測域内数カ所に雨滴計を設置し行った。使用した雨滴計は、ディストロメーター雨滴計と小型ドップラーレーダ(POSS)である。図-1 は、高田水位観測所に設置したディストロメーター雨滴計による雨滴粒径分布観測結果を示したものである。図-1 より、一雨の間でも時間帯(雨の降り始め、最盛期、減衰期)により雨滴粒径分布が異なることが確認された。また、観測された降雨強度も時間帯により異なり、大粒径の雨滴個数が多いほど降雨強度も強くなることがわかった。

このことから、レーダ雨量計により降水量を算定する際には、雨滴粒径分布の時間変化を随時考慮できる降水量換算手法を確立することが重要であることが改めて裏付けられた。図-2 は、ディストロメーター雨滴計と POSS による雨滴粒径分布観測結果を比較したものである。この図より、粒径約 0.6(mm)以上の範囲においては、両観測結果はその分布形状が概ね一致していることがわかる。しかし、雨滴個数の定量的な値は、粒径約 0.6(mm)以上において POSS の方がディストロメーター雨滴計のそれよりも小さい。一方、粒径約 0.6(mm)以下においては、ディストロメーター雨滴計と POSS の雨滴粒径分布形状が異なり、ディストロメーター雨滴計による観測値は粒径が小さくなるにつれて雨滴個数が減少するが、POSS による観測値は粒径の減少とともに雨滴個数が増加し続けている。これは両観測器の観測特性によるものであり、ディストロメーター雨滴計においては連続的な降雨によりセンサ部に水膜が生じ、これが小水滴に対し衝撃緩和作用をもたらす低感度になったと考えられる。また POSS においては、風や雨滴がセンサ部のレドームにあたる際に生ずる低周波信号のために、小粒径領域における雨滴個数が大きく観測されたと考えられる。

4. DND レーダによる降雨観測

従来の単偏波レーダ雨量計による降雨観測($B\beta$ 法)と直交二偏波レーダ雨量計による降雨観測(Z_{DR} 法)の精度比較のために、九州筑後川流域において実施した降雨観測の結果整理を行った。解析に用いた降雨データは、1988 年 10 月～1990 年 7 月に観測した前線性、台風性、梅雨性、低気圧性の降雨で、レーダデータとの比較のために、地上に転倒楯雨量計とディストロメーター雨滴計を設置して観測を行った。

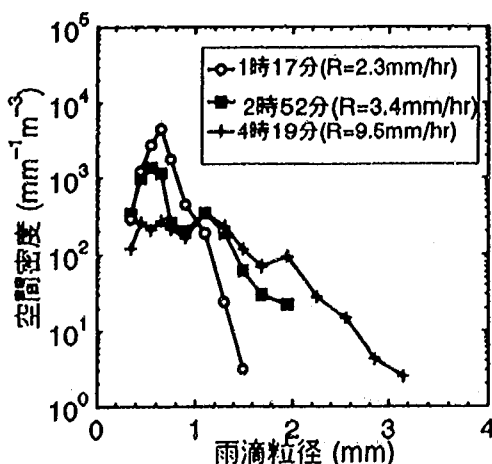


図-1 雨滴粒径分布の時間変化

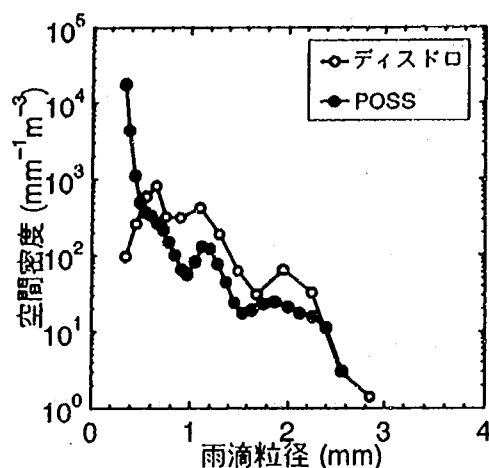


図-2 ディストロメーターと POSS の観測値の比較

図-3 にレーダ観測値と地上観測値の比較を示す。図-3(a)(b)より、 $B\beta$ 法によるレーダ観測値よりも Z_{DR} 法の観測値の方がより地上観測値に合うことがわかる。特に、降雨強度の強い ($Z_H \geq 45\text{dB}$ または $Z_{DR} > 0.5\text{dB}$)

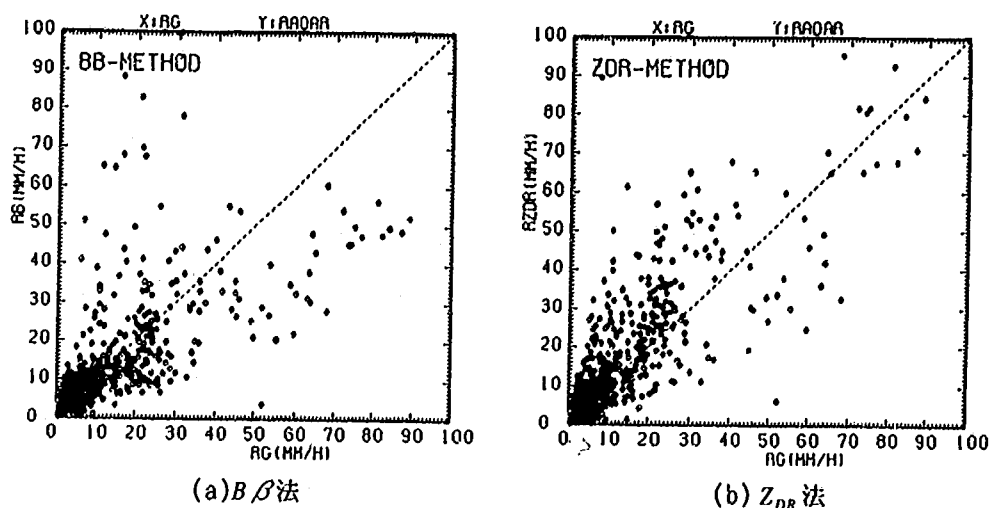


図-3 レーダ観測値と地上観測値の比較

範囲では、 Z_{DR} 法の方が $B\beta$ 法よりも精度が良いことがわかる。

5. DND レーダによる降雪観測

土木研究所ではレーダによる降雪観測に関する研究を継続して行っている。しかし、レーダにより降雪強度を降雨強度なみの精度で測定することは困難なのが現状である。ここでは、降水観測精度の向上につながるレーダによる降水粒子形態判別に関する研究成果を示す。図-4 は平成元年度及び3年度に実施した DND レーダ及び地上における降雪観測の結果から求めた降水粒子別の $Z_H \sim Z_{DR}$ 関係である。この対応図により、レーダ雨雪量計で測定した Z_H と Z_{DR} を調べることでより大気中の降水粒子形態を判別することが可能になった。

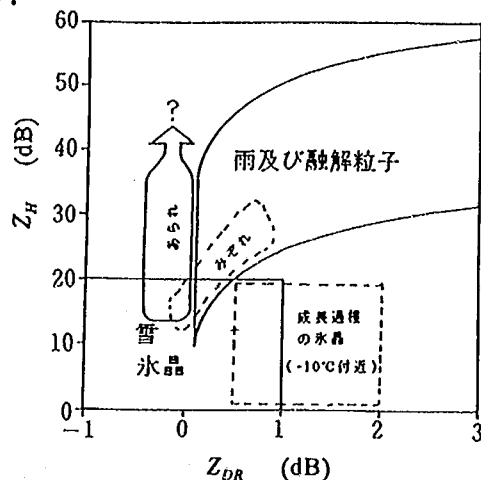


図-4 降水粒子別の $Z_H \sim Z_{DR}$ 関係

図-5 はこの対応関係を実際のレーダ観測結果に適用した例を示している。観測は土木研究所新潟試験所において、レーダの方位角を降雪方向に固定し、仰角を変化させることにより実施した。観

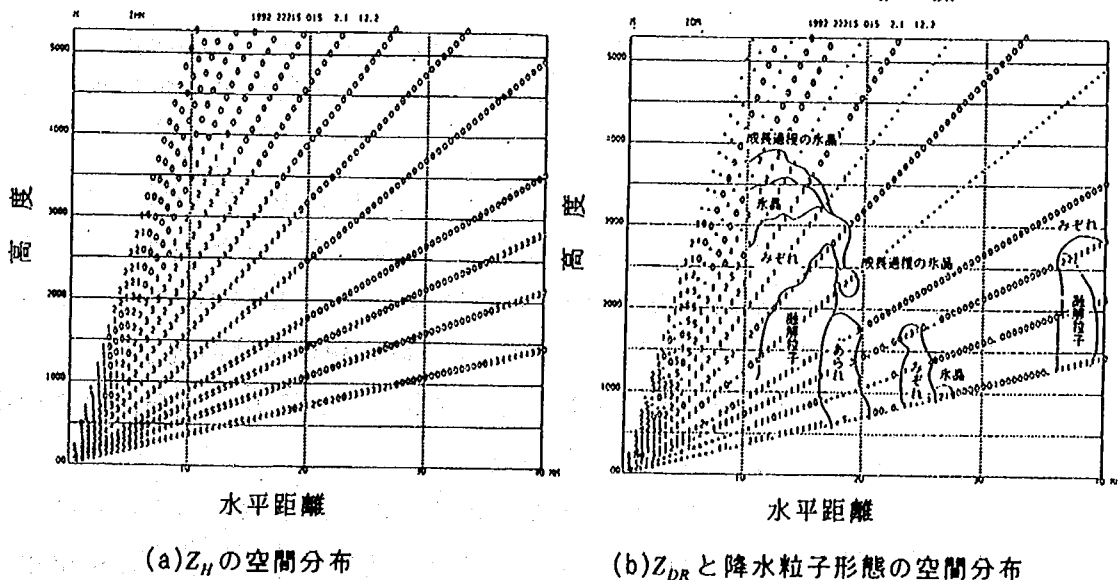


図-5 DND レーダによる降水粒子形態識別例

測された降雪は季節風型の強い降雪である。図-5(a)(b)中の数字は Z_H と Z_{DR} の強度を指標化したもので、数字が大きいほど強度が強いことを示す。また、図-5(b)中に示した降水粒子形態は図-5(a)(b)の Z_H と Z_{DR} の観測値及び図-4 の対応関係から求めたものである。本観測結果より、季節風型の降雪の特徴として 1)しばしば Z_{DR} の値が-の値をとること 2)あられが多いことが明らかになった。また

降雪域の進行方向前面にあられを伴いながら移動する傾向も確認された。

6. 九州釈迦岳レーダ観測結果

直交二偏波レーダ実用第 1 号機として、平成 6 年度に九州釈迦岳レーダが直交二偏波化された。土木研究所も九州地方建設局に協力してその観測精度の評価を行い、平成 9 年度より本格運用が開始された。ここでは、試験運用期間中の平成 8 年 4 月～9 月に観測された降雨のうち、代表的な 3 降雨を抽出し解析した結果を示す²⁾。レーダ雨量計観測値との比較に用いた地上雨量値は、建設省テレメータ及び気象庁アメダスの 1 時間雨量値である。

表-1 に反射因子 Z_H 強度別に求めた Z_{DR} 法と $B\beta$ 法の精度指標値の比較を示す。表-1 より、 Z_H 強度が大きくなるに従い $B\beta$ 法に対する Z_{DR} 法の精度向上率が上昇し、 $Z_H \geq 35\text{dB}$ (降雨強度 $R \geq 5\text{mm/h}$ 相当) においては相関係数、自乗平均誤差など全ての精度指標値に関して Z_{DR} 法の方が $B\beta$ 法よりも良好な精度を示していることがわかる。

表-1 Z_{DR} 法と $B\beta$ 法の精度指標値の比較

手法		強度				
		$Z_H \geq 23\text{dB}$	$Z_H \geq 30\text{dB}$	$Z_H \geq 35\text{dB}$	$Z_H \geq 40\text{dB}$	$Z_H \geq 45\text{dB}$
相関係数	Z_{DR} 法	0.672 (-0.7%)	0.564 (-0.4%)	0.152 (9.6%)	0.416 (7.2%)	0.291 (84.2%)
	$B\beta$ 法	0.576	0.566	0.509	0.388	0.158
平均誤差 (%)	Z_{DR} 法	4.72 (13.2%)	4.82 (13.2%)	5.53 (14.7%)	7.36 (18.5%)	11.19 (29.2%)
	$B\beta$ 法	5.44	5.55	6.48	9.03	15.81
自乗平均誤差 (%)	Z_{DR} 法	7.18 (6.9%)	7.28 (7.0%)	8.06 (7.8%)	10.15 (11.0%)	14.99 (20.3%)
	$B\beta$ 法	7.71	7.83	8.74	11.41	18.80

注) Z_{DR} 法の欄の () 書は、 Z_{DR} 法の $B\beta$ 法からの精度向上率を表す。

また、本格運用開始後の平成 9 年度の観測においては、降雨強度の小さい雨も含めた観測降雨全体では $B\beta$ 法の方がわずかではあるが (自乗平均誤差で約 0.4mm/h) 精度が上回る結果も出ているが、8 年度同様、降雨強度が強くなるほど Z_{DR} 法の方が $B\beta$ 法よりも観測精度が向上する結論が得られた。今後のさらなる追加検証が必要である

ものの、 Z_{DR} 法においては $B\beta$ 法において必要となる定数 B, β の最適値決定のための長期にわたる地上降水量観測データとの比較作業が不要であり、この点からも Z_{DR} 法の優位性を指摘できる。

7. 今後の課題

本研究の結果、降雨強度の強い雨に対しては、従来のレーダ雨量計よりも直交二偏波レーダの方が相対的に観測精度が高いこと、直交二偏波レーダによる降水粒子形態識別の可能性があることが示された。

しかし、単一偏波、直交二偏波レーダ観測値とともに、地上雨量計による観測値とは必ずしも一致しないのが現状であり、さらなる観測精度向上が望まれる。また、それと併せて、レーダ観測データの現場での利活用に関する研究も進める必要がある。以下に今後の課題を示す。

- 1) Z_{DR} 法と $B\beta$ 法の最適な観測組み合わせによる降水観測精度の向上
- 2) ドップラーレーダを利用した降水粒子の移流補正によるレーダ観測精度の向上及び風向・風速データを考慮に入れた降水予測手法の開発
- 3) レーダデータを用いた流出解析モデルによる洪水予測手法に関する研究
- 4) 地上雨滴計を用いたレーダのオンラインキャリブレーション手法の実用化
- 5) 気象庁等の他機関レーダ雨量計との相互補完の可能性に関する検討

参考文献

1) 建設省土木研究所：DND レーダによる降水現象の観測に関する共同研究報告書 (第 1 報～第 4 報), 1988.3～1991.3.
2) 九州地方建設局：平成 8 年度釈迦岳レーダ雨量計システム運用計画策定外 1 件業務報告書, 1997.3.

1. まえがき

山地流域において発生する土砂災害には、土石流災害、地すべり災害、かけ崩れ災害等がある。特に最近では、1997年7月10日に鹿児島県出水市針原川において土石流が発生し、死者21名という大規模な災害が発生している¹⁾。1993年から1997年の過去5カ年に発生した土砂災害の記録を見てみると、1件あたりの人的被害が最も多いものは土石流災害であり、平均8.2人/件となっている²⁾。このような一度発生すると被害が大きくなる土石流災害への対策が早急に求められており、現在のところハード対策とソフト対策が実施されている。

ハード対策とは、土石流を氾濫させないように制御し、安全に流下させることを目的として人工構造物を設置していくもので、砂防ダム、床固工、山腹工、流路工、導流堤工等を建設している。また、ソフト対策とは、土石流の発生が予想される場合、すなわち危険な状況時に住民を避難させるというもので、主に土石流の発生を予知するためのセンサーや検知するためのセンサーを用いて、危険な状況を判断する。

さて、本研究で対象としている土石流対策の透過型ダムはハード対策における砂防ダムの一種である。土石流対策の砂防ダムは、水通し部の構造から不透過型ダム（写真-1）と透過型ダム（写真-2）とに分類される。

不透過型ダムは、大きな暗渠等の下流へ土砂が移動できるような構造を持っていないことから、流入してくる土砂の大部分を堆積させる。従って、不透過型ダムは土石流の発生前に土砂の堆積によってその貯砂容量を失ってしまう。ところが、既往の研究成果³⁾によると、砂防ダムは土石流発生時に貯砂容量が大きいほど、より多くの土砂を捕捉できることが分かっている。すなわち、土石流発生時に不透過型ダムはその機能を十分に発揮できない可能性がある。そこで、土石流の発生時以外に運搬されてくる土砂を流下させることで貯砂容量の損失を防ぎ、土石流発生時には運搬されてくる土砂を大量に捕捉することを目的とした透過型ダムが開発され、建設されている。

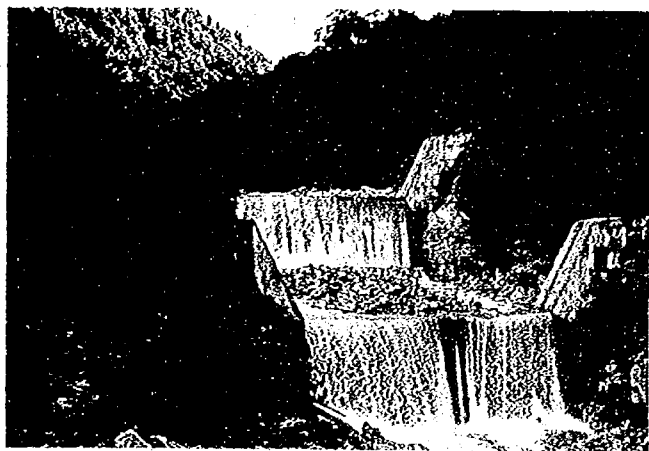


写真-1 不透過型砂防ダムの事例



写真-2 透過型砂防ダムの事例

透過型ダムはダム本体に大きな空間（透過部分）を設けた砂防ダムである。透過部にはスリット、大きな暗渠、さらに鋼管を組み合わせた構造物などがある。透過型ダムの土石流を捕捉する過程は、透過部分が巨礫によって閉塞された後、上流部に土砂が堆積していくというものである。従って、透過部分の形状の検討は透過型ダムの設計に際して非常に重要な事項で、既往研究^{4) 5) 6)}によると巨礫の粒径や土砂の容積濃度等に大きく影響を受ける。ところが、土石流が透過型ダムを通過することによって、その特性がどのように変化するかを予測する研究は十分に行われていない。そこで、本研究では、鋼管を組み合わせた透過部分を持つ透過型ダムに着目して、土石流が透過型ダムを通過することで変化する特性に関する予測手法を水路実験に基づいて開発する。

2. 目的

本研究の目的は、実験により砂礫の堆積機構を明らかにした上で、透過型ダムを通過した後の土石流特性を予測できるモデルを構築することである。

3. 水路実験

3.1 実験条件

実験は、95%粒径 (d_{95}) 14.5mm、平均粒径6.5mmの土砂を厚さ5cm、幅20cm、長さ380cmで敷き、水路上流端から2.0l/secで約20秒間給水することによって行った（図-1）。実験に使用した透過型ダム模型は、表-1の様に3種類準備した。

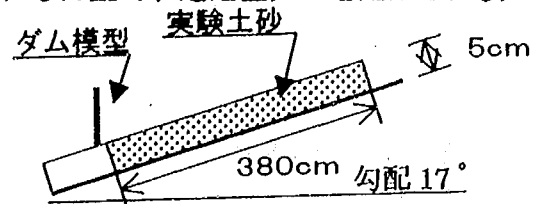
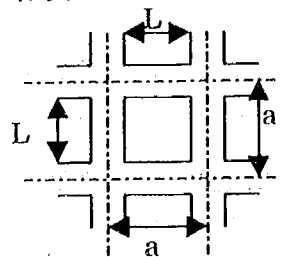


図-1 実験条件の概要

模型	a	L	L/d_{95}
Type-1	60	51	3.5
Type-2	45	36	2.5
Type-3	36	27	1.9

単位 mm

表-1 ダム模型の諸元



3.2 実験結果

水路脇に設置したビデオカメラの映像から、Type-1の場合、最下部の透過部分は土石流先頭部によって閉塞したが、後続流部はその上の透過部分から流出した。また、Type-2、Type-3の場合、すべての透過部分が閉塞し、土石流はダム模型の天端を越流した。

図-2に土砂濃度の変化を示す。なお、土砂濃度とは流れに含まれる土砂の体積割合で、流出土砂量を流量で割ったものである。Type-1の場合における土砂濃度は、Type-2、Type-3の場合に比べてかなり高く、土石流とほとんど同じであった。

図-3にダムを通過してくる土砂の95%粒径変化を示す。土石流がダム模型に到達した直後での95%粒径はダム模型を設置しなかった場合に比べて低かった。それ以降はダム模型を設置しなかった場合に比べて高かった。

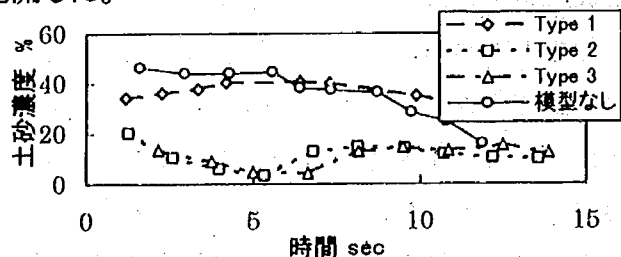


図-2 流出土砂の土砂濃度変化

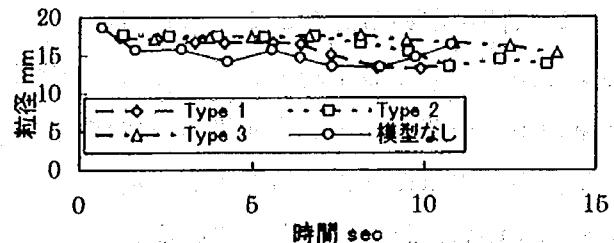


図-3 流出土砂の粒径変化

4. 透過型ダムを通過する土石流の予測モデル

透過型ダムを通過する土石流を予測するモデルには、土石流の流動に関するモデルと砂礫が堆積するモデルの2つが必要となる。

4.1 砂礫の堆積モデル

土石流の先頭部に含まれる砂礫の一部はダム模型から流出したものの、残りの砂礫は透過部分で停止した。土石流の後続部の一部は停止した砂礫の上流側に堆積していき、残りの砂礫は堆積した土砂の上を流下していった。Type-1の場合、後続部に含まれる砂礫は閉塞した透過部分のさらに上の透過部分で一時的に滞留するが、徐々に下流へ移動していき、最終的にはダム模型から流出した。一方、Type-2、Type-3の場合、後続部に含まれる砂礫は透過部付近で順次停止し、すべての透過部分を閉塞した。このことから、砂礫は、次々と透過部分の上流側に滞留していき、それによって土砂濃度が上昇したため、停止（堆積）したと考えられる。

透過部分の閉塞に関するモデルは、確率的なものの⁵⁾や水路実験に基づく実験式⁶⁾がある。前述の観察結果から、ダム上流に滞留する割合としてピーク流砂量減少率に関する実験式((1)式)を用いることとした。なお、図-4は土石流先頭部減少率に関する今回の結果と式(1)を比較したもので、式(1)は実験結果をよく再現できていた。

$$P = 1 - 0.11 \cdot (L/d_{95} - 1)^{0.35} \cdot C^{0.98} \quad \dots(1)$$

ここで、P: ピーク流砂量減少率、L: 格子純間隔、d₉₅: 95%粒径、C: 土砂濃度である。

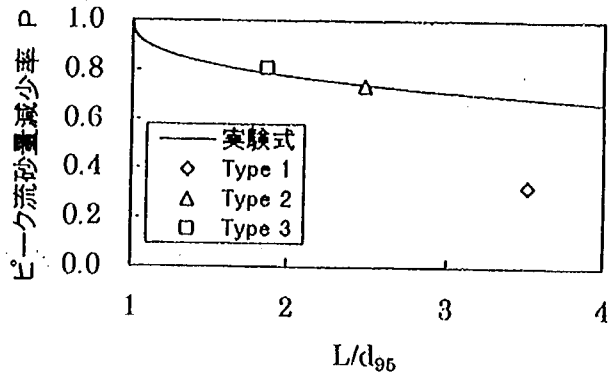


図-4 ピーク流砂量減少率

4.2 土石流1次元支配方程式

土石流の流動に関する研究は現在かなり進んでおり、既往の研究成果を利用する。江頭^{7) 8)}によると、1次元支配方程式は以下のようなものである。なお、本研究は流出土砂の粒度組成を予測する必要があることから、砂礫に関する連続式を粒径階別に分けた。式(2)は混合物の連続式、式(3)は粒径階別の連続式、式(4)は運動量保存則、式(5)は河床位変動式、式(6)は堆積速度、式(7)はせん断力、式(8)は平衡勾配である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hv)}{\partial x} = -\frac{D}{c} \quad \dots(2), \quad \frac{\partial(c_k h)}{\partial t} + \frac{\partial(c_k hv)}{\partial x} = -D \quad \dots(3)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \sin \theta - g \cos \theta \left\{ \frac{1}{h} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\sigma - \rho}{\rho + (\sigma - \rho)c} \frac{\partial c}{\partial x} \right\} + \frac{Dv}{c \cdot h} - \frac{1}{\{\rho + (\sigma - \rho)c\}h} \frac{\partial \tau_b}{\partial x} \quad \dots(4), \quad \frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{D}{c} \cdot \cos \theta \quad \dots(5)$$

$$\frac{D}{v} = c \cdot \tan(\theta_c - \theta) \quad \dots(6)$$

$$\tau_b = \frac{1}{1 + \alpha} \rho(\sigma/\rho - 1) c g h \cos \theta + \rho \{ (\sigma/\rho - 1)c + 1 \} f v^2 \quad \dots(7)$$

$$\theta_c = \arctan \left\{ \frac{(\sigma/\rho - 1)c}{(\sigma/\rho - 1)c + 1} \tan \phi_s \right\} \quad \dots(8)$$

$$f = \frac{25}{4} \left\{ k_1 \frac{(1-c)^{5/3}}{c^{2/3}} + k_2 \frac{\sigma}{\rho} (1-e^2) c^{1/3} \right\} \left(\frac{h}{d} \right)^{-2}$$

ここに、h: 流動深、c: 土砂濃度(=Σc_k)、c_k: 粒径階kの土砂濃度、v: 速度、σ: 砂礫の密度、ρ: 水の密度、D: 堆積速度、C_s: 堆積層の土砂容積濃度(=0.6)、z_b: 河床位、φ: 砂礫の内部摩擦角、g: 重力加

速度、 θ :河床勾配、 θ_e :平衡勾配であり、 $\alpha=0.20$, $k_f=1.00$, $k_g=0.0828$ とする。

4.3 計算結果

土石流について測定した流量ハイドログラフ、土砂濃度変化、粒径変化を境界条件として水路上流から与えた。

図-5、図-6にType-2の計算結果を示す。図-5はダム模型から流出する土砂の容積濃度に関する結果、図-6は流出してくる土砂の粒径に関する結果である。ダム模型から図-5、図-6から、砂礫の滞留する割合を示すピーク流砂量減少率を土石流先頭部及び後続流部に適用することによって、土石流の特性変化を再現することができた。

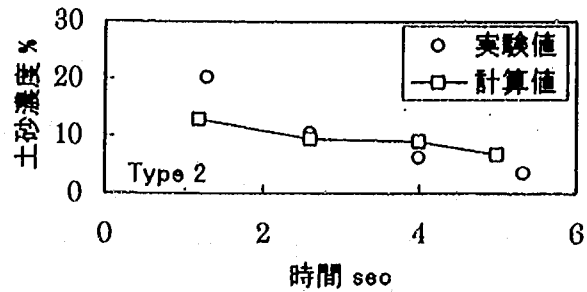


図-5 土砂濃度の計算結果

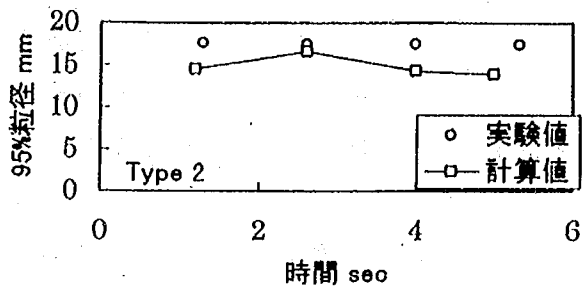


図-6 95%粒径の計算結果

5. 終わりに

本研究において、鋼管を組み合わせた透過部分を持つ透過型ダムを通過する土石流のハイドログラフの予測モデルを作成し、水路実験の結果と比較したところ良好な結果を得た。しかし、これはあくまでも水路実験に基づいた実験式を利用したモデルであり、今後は透過部分を通過する砂礫の運動を物理的に表現したモデルを開発していく必要がある。また、それらのモデルを用いて、土石流を効果的かつ効率的に捕捉することを目的として、透過型ダムを連続して配置する手法を開発していく必要がある。

参考文献

- 1)平成9年土砂災害の実態、土砂災害年報編集委員会、(財)砂防・地すべり技術センター、平成10年5月
- 2)山田孝、南哲行、小山内信智、水野秀明:1997年7月10日に鹿児島県針原川で深層崩壊に起因して発生した土石流の流下・堆積実態、砂防学会誌Vol.51, No.1, pp.46-54, 1998
- 3)渡辺正幸、水山高久、上原信司:土石流対策砂防施設に関する検討、新砂防(砂防学会誌)115号、p.40-45、1980
- 4)芦田和男、高橋保:土石流の調節制御に関する研究、京都大学防災研究所年報第23号、B-2, p.433-441, 1980
- 5)芦田和男、江頭進治、栗田三津雄、荒牧浩:透過性砂防ダムの土石流調節機構、京都大学防災研究所年報第30号、B-2, p.441-456
- 6)水山高久、小橋澄治、水野秀明:格子型ダムのピーク流砂量減少率に関する研究、砂防学会誌Vol.47, No.5, p.8-13, 1995
- 7)江頭進治:土石流の停止・堆積のメカニズム(1)、砂防学会誌Vol.46, No.1, p.45-49, 1993
- 8)江頭進治:土石流の停止・堆積のメカニズム(2)、砂防学会誌Vol.46, No.2, p.51-56, 1993

1. はじめに

近年、平成8年12月の長野県小谷村蒲原沢¹²⁾や、平成9年5月の秋田県八幡平³⁾での土石流など、融雪が原因の一つと考えられる土石流が頻発し甚大な被害をもたらしている。土石流の発生と降雨の関係についてはある程度研究が進められており、建設省においても「土石流の発生に対する警戒避難基準雨量の設定手法(案)⁴⁾」などの提案がなされている。しかし、融雪と土石流の発生機構の解明はほとんどなされていないため、融雪が原因の一つと考えられる土石流の対策手法は現在のところ提案されていない。そこで当研究室では、平成9年度より姫川流域、平成10年度八幡平において融雪量とその地下への浸透等の現地観測及び既往の融雪・積雪期における土砂災害の解析を行っているのでここに中間的に報告するものである。

2. 対象とする土石流及び過去の融雪・積雪期に発生した土砂災害事例

融雪に起因した土石流を解明するために対象とする土石流を設定しなければならない。土石流の発生タイプは、①崩壊土塊が土石流化するもの、②崩壊土塊が谷に堆積し一時的に天然ダムが形成され、それが決壊して土石流となるもの、③溪床堆積土砂が流水の増大によって移動して土石流となるものがあるとされている。本研究では、上記①のうち融雪水と土石流発生との関係を明らかにする。

過去に発生した融雪・積雪期に発生した土砂災害について表-1に示す。今後、これらの土砂災害の詳細なデータについて収集・整理し、現在行っている現地観測と併せて融雪による土石流の発生メカニズムについて検討していく。

表-1 融雪・積雪期に発生した土砂災害

(平成10年4月 建設省砂防課及び建設省土木研究所砂防研究室調べ)

発生場所	河川名	発生年月日	形態
新潟県妙高高原町妙高山	関川支流白田切川	1971年12月31日	地すべり
新潟県妙高高原町妙高山	関川支流白田切川	1978年5月18日	地すべり・土石流
石川県鶴木町朝日町	犀川支流平等寺川	1981年4月2日	土石流
石川県吉野谷村木滑	手取川支流三粒谷川	1984年4月20日	土石流
静岡県富士宮市	富士山大沢川	1991年11月28日	土石流
長野県小谷村稗田山	姫川支流浦川	1992年4月6日	崩壊・土石流
山形県立川町	立谷沢川支流濁沢	1993年6月4日	崩壊(地すべり)
長野県小谷村中土清水山	姫川支流中谷川	1994年4月14日	地すべり
長野県飯山市富倉	長沢川支流滝の脇沢川	1995年4月4日	地すべり
山梨県鳴沢村	富士山4~5合目	1996年3月30日	崩壊
福島県三島町朝岐字大清水	大谷川支流入山沢	1996年5月12日	崩壊・土石流
長野県小谷村	姫川支流蒲原沢	1996年12月6日	土石流
長野県鬼無里村	裾花川支流濁沢	1997年5月9日	地すべり
秋田県鹿角市八幡平	熊沢川支流赤川	1997年5月11日	地すべり
秋田県田沢湖町田沢	玉川支流先立川	1997年5月14日	崩壊

3. 既往の融雪水量の算定モデル

本研究では、まず融雪水量の算定モデルについて検討する。融雪水量の算定モデルについては、経験的な方法から熱収支を物理的に検討した手法まで、多くの検討がなされてきた。このうち主要なものを表-2にまとめた。

表-2 を融雪に関係している気象要素について見てみる。融雪現象を考える場合、積雪層へ供給される主な熱エネルギーは図-1 と考えられる。このうち融雪に大きく影響する因子は放射収支と乱流伝達熱である¹⁰⁾。放射収支に関係する日射は気温に反映され、乱流伝達熱に関係する風は局地的にみた場合、融

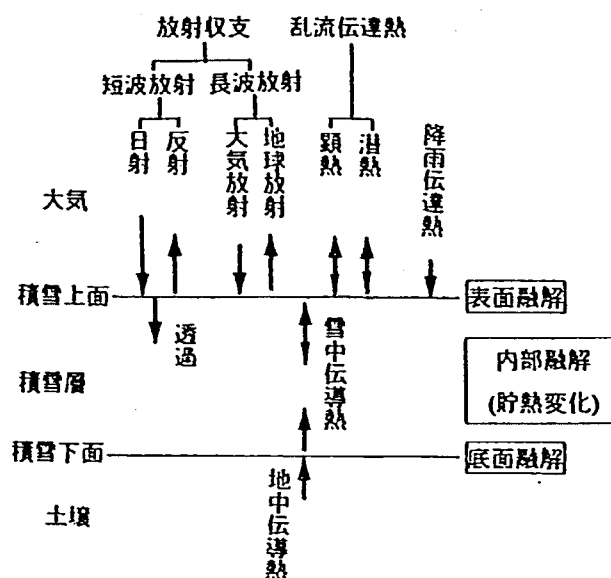


図-1 熱収支の模式図

雪量と良い相関をもっている¹¹⁾が流域全体の動きを把握するのは非常に困難である。雨からの伝達熱量は、湿度と雨が暖雨なら考慮されるが小さいとも言われている¹²⁾。融雪の前半と後半で支配的な因子は地域別に変化するが、多くの地域は融雪の前半、後半に関係なく放射収支による融雪量が大きい割合を示しているといわれている¹³⁾。したがって積雪にかかる熱エネルギーとして放射収支に関する項を無視することは出来ない。その中でも比較的観測が容易である気温が最も重要視されており、どの算定モデルにも気温要素が組み込まれている。

表-2 主な既往融雪水量の算定モデル

No.	算定モデル	計算要素	参考文献
1	$Q_M = Q_N + Q_H + Q_E$ Q_M :融雪熱量、 Q_N :放射収支量、 Q_H :顕熱量、 Q_E :潜熱量	日射量、雪面上1mの気温・水蒸気量・風速、積雪表面の温度・水蒸気量	5)
2	$Q_M = Q_A + Q_E + Q_C + Q_r$ Q_M :融雪熱量、 Q_A :顕熱交換量、 Q_E :潜熱交換量、 Q_r :雨が雪に与える熱量	日射量、雲量、雪面温度、大気温度、大気の水蒸気圧、風速、雪面蒸気圧、降雨量	6)
3	$M_p = Q_{rp} / 80 + k' \Sigma T_p$ M_p :融雪量、 Q_{rp} :放射収支量、 ΣT_p :積算暖度	日射量、気温	7)
4	$M_{cal} = M_r + M_d + M_p$ M_{cal} :融雪量、 M_r :放射収支による融雪量、 M_d :degree-day法による融雪量、 M_p :降雨による融雪量	日射量、気温、降水量	8)
5	$M_i = MGF + DDF \cdot T_i + P \cdot T_i / 80$ M_i :融雪量、MGF:地熱による融雪率、DDF:気温日融雪率、 T_i :気温、P:降水量、80:氷の融解熱	地熱、気温、降水量	9)

4. 姫川水系浦川及び柵池高原スキー場での観測

姫川水系浦川流域をモデル地に選定し、山腹斜面への融雪水の供給量を解明するために融雪水量、土壌水分、水位を観測し、さらに融雪に関係する気象要素は冬期間のアクセスが容易であり、対象斜面との標高がほぼ同じである柵池高原スキー場の山頂側で観測を行った。観測地点及び観測項目について図-2に示す。

観測は平成9年12月より開始した。その観測結果の一部を図-3、4に示す。

図-3 は気温、融雪水量及び水位の関係を示したものである。なお、ここでの気温は柵池高原スキー場で

観測した結果に気温減率($-0.6^{\circ}\text{C}/100\text{m}$)を用いて融雪水量観測地点の気温として換算した。融雪水量は図-2で示した金谷橋付近の平地で、水位は浦川8号スリット砂防ダムの3つのスリットのうち仮しめ切りによって左岸側の1スリットに集水して観測した。

また、気温は1、2月は低く、4月に入ると、4/3 18:00~4/4 6:00まで零下になっているところがあるが、それ以降は零下になっていない。融雪水量の観測結果は4/6頃から融雪が活発になっており、気温が高くなるにつれて融雪が進行したと考えられる。今後、融雪に気温がどの程度の割合で寄与しているのかについて検討していく。

水位は融雪水量と連動していると言える。ただし、水位のピークと融雪のピークの関係は水位観測が'98 4/14 AM6:50で流量が増大して仮しめ切りを崩されたため以後欠測となっているため不明である。今後、この流域が降雨や融雪水によって、どのような出水特性を持っているのかについては継続して観測し、検討していく。

図-4は融雪水量と土壤水分変化の関係を示したものである。観測深度は地表面から0.2m、0.5m、1.0m、1.5m、2.0mである。観測開始から2月頃までは、融雪水量が小さいと土壤水分も深度0.2mでは鋭敏に

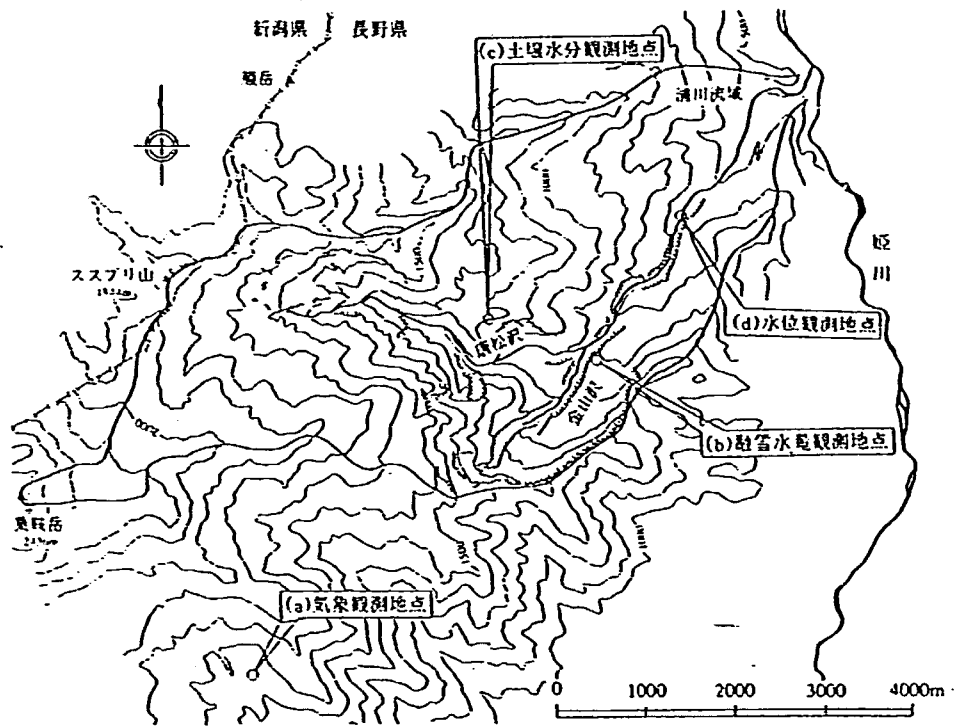


図-2 観測対象流域と観測地点

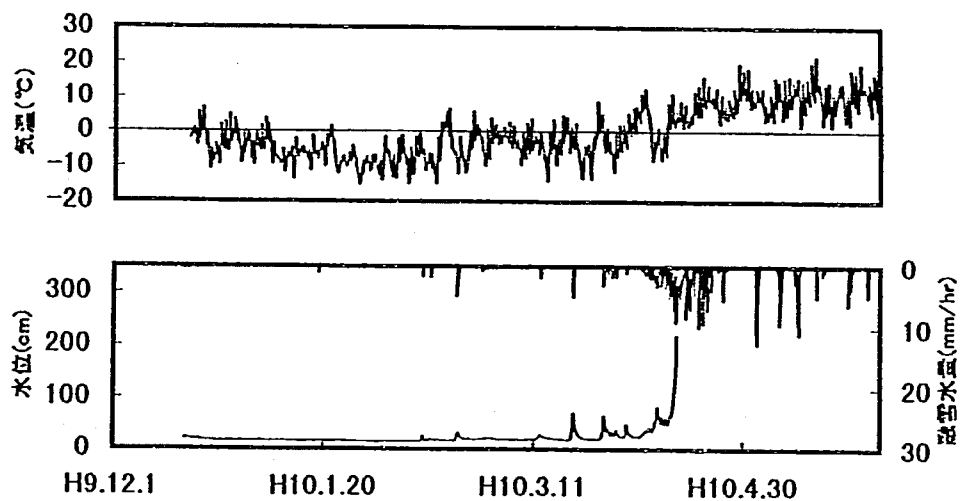


図-3 気温、融雪水量、水位の関係

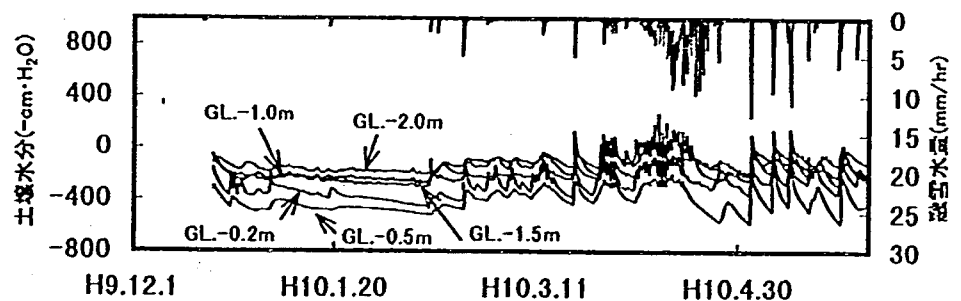


図-4 融雪水量と土壤水分変化の関係

反応し、深度 1.0m 以上では浸透が到達した場合は反応しているが、0.2m ほど鋭敏ではない。3 月の後半になると融雪水量のピークと同じく土壌水分も深層まで明瞭なピークが確認できる。

今後、融雪水がどの程度の深さまで浸透し、斜面崩壊にどのような影響を与えるのかについて以上の観測結果に加え、数値シミュレーションなどを利用して検討していく。

5. まとめと今後の課題

今回の検討の結果、次のことが分かった。

- ①気温が高くなると融雪が活発になることが分かった。
- ②水位の変化は融雪水量と連動しているのが分かった。
- ③融雪水が地表面下 2.0m まで浸透していることが分かった。

今後の課題として解決すべき項目を以下に示す。

①融雪に関係する放射収支、乱流伝達熱、降雨による伝達熱などの構成比を求め、この流域の融雪に影響している気象因子を明らかにする。

②融雪と水位のピークの関係を整理し、この流域の降雨と融雪の出水の相違を明らかにする。

③融雪と降雨の浸透の影響範囲や継続時間などの相違を明らかにする。

今後夏期も観測を継続し、降雨と融雪水による浸透パターンとを分類し、土石流の警戒避難基準などへ反映していくこととしている。

参考文献

- 1) 蒲原沢土石流災害調査委員会: 12.6 蒲原沢土石流災害調査報告書, (社) 土木学会, 1997
- 2) 12.6 蒲原沢土石流災害調査報告書: (社) 砂防学会 12.6 蒲原沢土石流災害調査委員会, 1997
- 3) 平成 9 年 5 月秋田県鹿角市八幡平で発生した土砂災害調査報告(速報): 南哲行、網木亮介、小山内信智、藤澤和範、萬徳昌昭、杉淵清徳, 砂防学会誌, VOL.50, No.2
- 4) 土石流災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針(案), 建設省河川局砂防課, 1984.3
- 5) 山地小流域における融雪量の熱収支的算出法について, 石川信敬、中谷千春、児玉祐二、小林大二, 雪氷 56 巻 1 号, 1994
- 6) 融雪機構と熱収支: 小島賢治, 気象研究ノート, 日本気象学会, 1979
- 7) 融雪水量の分布特性について: 高橋裕、小池俊雄、吉野昭一, 第 29 回水理講演会論文集第 363 号 II -4, 1985
- 8) 融雪水量分布のモデル化に関する研究: 小池俊雄、高橋裕、吉野昭一, 土木学会論文集第 363 号, 1985
- 9) 融雪流出における気温減率について: 早川典夫、陸曼皎, 第 30 回水理講演会論文集, 1986
- 10) 母子里の小流域における積雪、流出、および熱収支の研究 I: 小島賢治、小林大二、小林俊一、油川英明、石川信敬, 低温科学(物理篇), 28, 1970
- 12) 気温等単純な気象要素による融雪予測について: 小島賢治、本山秀明、山田芳則, 低温科学(物理篇), 42, 1983
- 13) 母子里の小流域における融雪、流出、および熱収支の研究 III(特に悪天候の影響について): 小島賢治、小林大二、油川英明、石本敬志, 低温科学 物理篇 第 31 号, 1973
- 14) 基礎雪水学講座 IV 雪氷水文現象: 小野延雄、石川信敬、新井正、岩土正暁、青田昌秋著, 古今書院, 1994
- 15) 融雪を考慮した土石流警戒避難基準設定手法の開発に向けての研究: 石田孝司、山田孝、南哲行、石田哲也、加藤信夫、吉川正徳, 砂防学会誌投稿中

地下水排除工の機能低下に関する実態と原因の考察

新潟試験所 飯田 正巳

1. まえがき

地すべり防止施設の中で地下水排除工は最も多く用いられている工法である。地下水排除工とは、地すべりを防ぐために地すべり地内の地下水を集水排除し、地下水位の低下維持を図るものである。しかし、地すべり防止工事施工後に再び地下水位の上昇、集水量の減少等、地下水排除工の機能低下が危惧されている。この原因として、集水孔ストレーナ付近の土砂による目詰まり、ガス管等の集水孔の材質に基づく腐食、植物根の侵入のほかスライムの付着が考えられる。また、地下水排除工の機能低下の一要因として、地下水水質のカルシウムとマグネシウムが関与していることが報告されている。

本論文では、地下水排除工のスライムの付着状況とスライム成分及びその原因と考えられる地下水水質との関係について報告するものである。

2. 調査内容

主として第三紀層の地層から成る新潟県上越地方の建設省所管の地すべり防止区域を対象に地域的分布、施工経過年数の分布を考慮して図-1に示す20区域を選定し（以下「対象区域」）、地下水排除施設のうち、地表横ボーリング、集水井について調査を行った。調査内容は、排水孔口の目視観察による排水状況

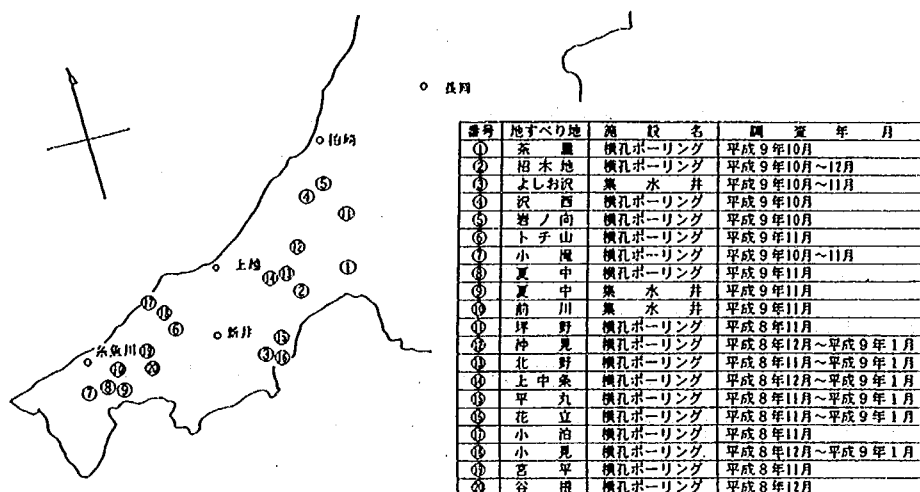


図-1 調査対象地すべり

及びスライム付着状況の現地調査、成分と地下水水質の分析である。

3. 調査方法

3.1 調査時期

平成8年11月～平成9年1月に10地区、平成9年10月～12月に10地区の現地調査を行った。

3.2 目視観察による現地調査

目視観察により、①排水ボーリング孔数、②排水状況、③排水の色、④スライムの付着状況、⑤スライムの色と硬さ等の調査を行った。

3.3 スライム成分と地下水水質の分析

1) 採取場所

スライムの採取及び地下水の採水場所は、目視観察による現地調査結果をもとに選定した。地下水の採水孔は写真-1に示すような同一の地下水排除施設でスライムが付着かつ、排水がある集水孔とスライムが付着しておらずかつ、排水がある集水孔を一对として19地区から20組を採水した。このうち特にスライムが著しく付着している15孔の孔口よりスライムを採取した。

2) スライム成分の分析項目

スライムの成分を明らかにするために、有機質と無機質を分離するために強熱減量分析を行い、更に無機質は次に示す9項目の分析及び、スライムの顕微鏡による観察を行った。

無機質（金属成分）の分析項目は、

- ① Fe_2O_3 （酸化第二鉄）、② SiO_2 （二酸化ケイ素）、③ CaO （酸化カルシウム）、④ MgO （酸化マグネシウム）、⑤ P_2O_5 （五酸化リン）、⑥ MnO （酸化マンガン）、⑦ Al_2O_3 （酸化アルミニウム）、⑧ Na_2O （酸化ナトリウム）、⑨ K_2O （酸化カリウム）である。



写真-1 横ボーリングのスライム付着状況（茶屋地区）

3) 地下水の水質分析項目

地下水の水質を明らかにするために① Na^+ （ナトリウムイオン）、② K^+ （カリウムイオン）、③ Ca^{2+} （カルシウムイオン）、④ Mg^{2+} （マグネシウムイオン）、⑤ Fe^{3+} （第一鉄イオン）、⑥ Fe^{2+} （第二鉄イオン）、⑦ T-Fe（全鉄）、⑧ Cl^- （塩素イオン）、⑨ SO_4^{2-} （硫酸イオン）、⑩ HCO_3^- （炭酸水素イオン）、⑪ Si（ケイ素）、⑫ pH、⑬電気伝導率、⑭一般細菌、⑮酸化還元電位、⑯溶存酸素の16項目について分析した。

4. 研究結果

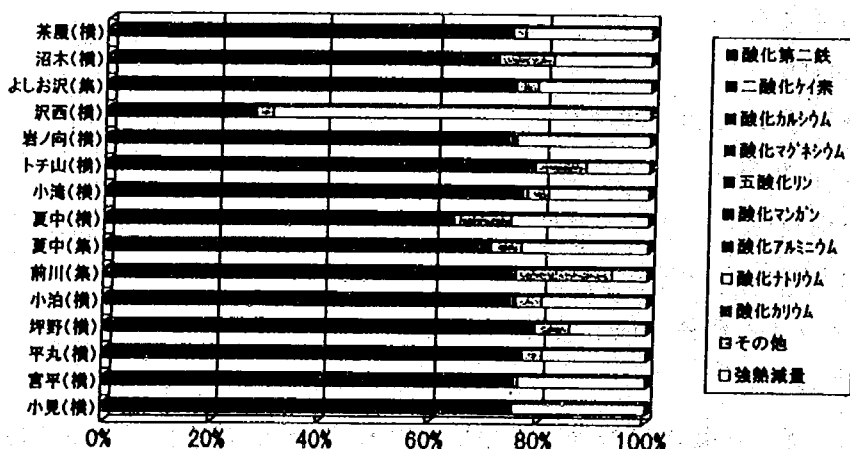
4.1 各排除施設の調査結果

現地調査した地下水排除施設の集水孔総本数は3,240孔であり、その内訳は集水井工が701孔、横ボーリング工が2,539孔に分類されるが、集水井工の27.2%、横ボーリング工の31.9%の集水孔がスライムを付着していた。

4.2 スライム成分と地下水水質

1) スライムの分析結果

図-2に、スライムの成分分析結果を示す。スライムの成分は全孔において無機質が全体の約80%で残りの約20%は有機質である。無機質は酸化第二鉄と二酸化ケイ素でその大部分を占めている。酸化第二鉄は前川で約10%、トチ山で約30%、夏中（横ボーリング）で約40%と比較的少ないが、他の11孔では約60%前後であり、全体の14孔に対して約8割に達していることからスライム成分としては、酸化第二鉄が



* 沢西地区は、孔口に透明なパイプが接続され、引き回されたために光合成

による有機質の割合が大きいと考えられる。

図-2 スライムの成分分析結果

主成分であるといえる。

スライムの顕微鏡観察の中で鉄バクテリアの存在が確認できた。鉄バクテリアは、水中に溶存する二価（第一鉄）の鉄を酸化して三価（第二鉄）の鉄とし、これを体の内外に沈積する能力をもっている。今回の観察で確認できた種類は、鉄のみを栄養源とする純独立栄養細菌（真正鉄細菌）のガリオネラ・フェリギネアと鉄のほかに有機物も利用できる通性独立栄養細菌（偽似鉄細菌）のレプトニク・オクラケアである。これらの細菌が存在することがスライムの主成分である酸化第二鉄の生成に関与しているものと考えられる。

そこでこれらのバクテリアを含むスライムの強熱減量に対する酸化二鉄の比率を図-3に示す。沢西を除く9箇所では比率が2～5の範囲に広がり、3前後に最も多く分布している。沢西は図-2で述べたように光合成により有機質が増大したものと考えられる。これらの強熱減量と酸化第二鉄の比率が比較的一定していることは、酸化第二鉄の生成に比例してバクテリア等の有機物が存在することを裏付けると考えられる。

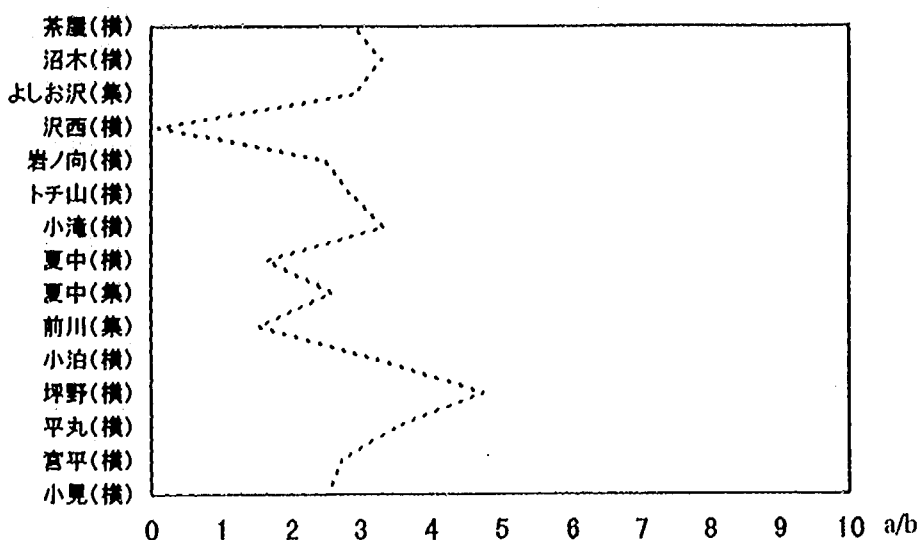


図-3 スライム成分の酸化第二鉄(a)と強熱減量(b)

2) 地下水の水質分析結果

① 水質組成とスライム有無の関係

図-4に水質組成及びイオン濃度を示す。陽イオン及び陰イオンの水質組成とイオン濃度により対象区域別に比較したが、対象区域全体ではスライムの有無を特徴づける特定の水質組成及びイオン濃度は認められなかった。

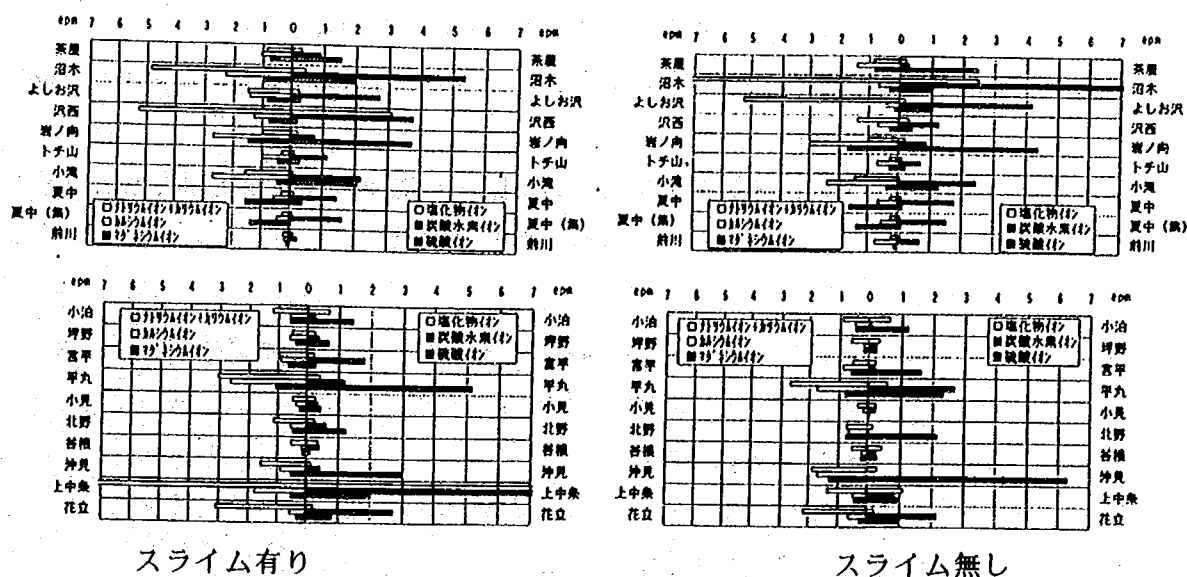


図-4 地下水の水質分析結果

②鉄分とスライム有無の関係

スライムの主成分である鉄に着目した。図-5は、地下水水質の全鉄の計測結果である。沢西、平丸、上中条、宮平、沼木以外の15地点でスライム有りの孔がスライム無しの孔よりも全鉄の量が多くなっている。しかし、その差は微量でありかつ絶対値が大きいところがスライムを付着している傾向とは、見い出せない。一方、全鉄の量は溶解性の鉄と不溶解性の鉄の合計であり、スライム付着に関与している

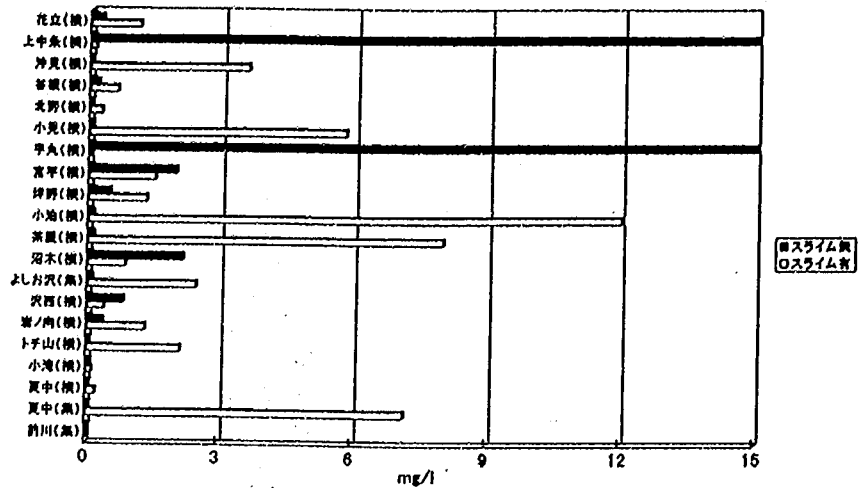


図-5 地下水水質の全鉄の分析結果

と考えられる。溶解性の鉄イオンである第一鉄イオンの濃度を計10地点について分析し、スライムの付着量とともに図-6に示した。沢西を除く全孔においてスライムの付着が有る孔のイオン濃度がスライムの付着が無い孔のイオン濃度より多く検出されている。また、茶屋、岩ノ向、トチ山、夏中(スライム付着ランク)

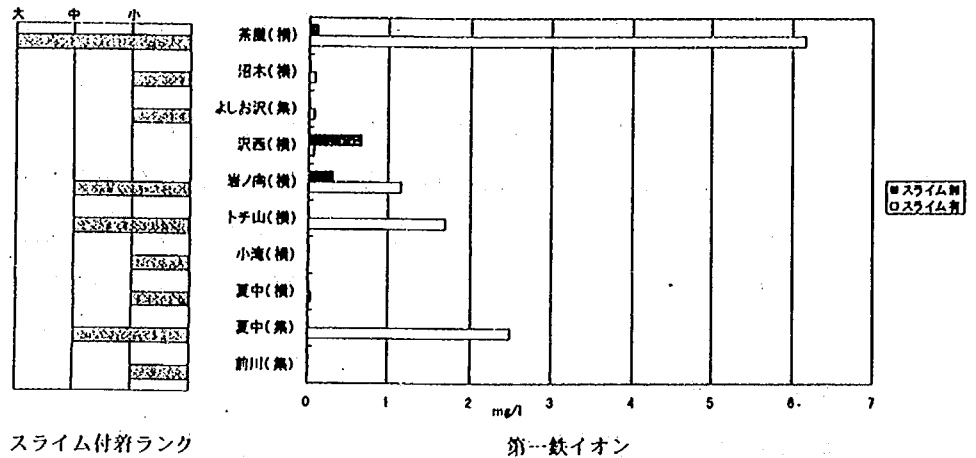


図-6 地下水水質の第一鉄イオンとスライム付着量

集)では、スライムの付着が中以上と比較的大きく、第一鉄イオンとスライムとの関係を見い出すことができる。

5.まとめ

①スライムの生成は概ね8割が無機質で、2割が有機質である。その中でも酸化第二鉄が概ね6割を占めている。また、この生成には、鉄バクテリアが関与しているものと思われる。

②スライムの生成には、地下水水質の鉄分、特に第一鉄イオンが関係し、イオン濃度が1 mg/l を越えるとスライムが多く付着する傾向が見られる。

排除施設数は年々増えていくため、メンテナンス等の問題から洗浄以外の機能回復方法の提案あるいは、排除パイプの改良等をしていく必要がある。そのためにも全国的な調査をおこない、現在の地下水排除工の実態を把握して置く必要があると思われる。

参考文献 1)地すべり防止施設の維持修繕工事について(4) 小野博之 他, 第36回地すべり学会発表講演集, 平成9年

2)洗浄フィルター工事による集・配水管の機能回復 (株)新東京ボーリング, 地すべり技術, 1984年

3)スライムとその対策 小島貞夫, 工業用水, 昭和48年

4)地すべり防止施設(抑制工)の経年変化について 堀江四郎 他, 第25回地すべり学会発表講演集, 昭和61年

5)環境微生物図鑑 小島貞夫 他, 講談社, 1995年

6)地下水排除工の機能低下の原因に関する一考察 大浦二郎 他, 第36回地すべり学会発表講演集, 平成9年

大気拡散風洞模型実験におけるトンネル坑口の噴流再現に関する実験手法

— 自然換気方式の都市型トンネルの場合 —

環境部交通環境研究室 ○川上篤史 上坂克巳 大西博文

1. まえがき

自動車排出ガスに含まれる大気汚染物質の拡散性状を予測するには、解析解モデル、数値解モデルの拡散計算や統計的方法および模型実験が考えられる。平面道路の場合、一般的には解析解モデルの一つであるブルーム・パフ式を基本として予測を行っている。しかし、周辺地形や道路構造が複雑なトンネル坑口の場合、道路構造、周辺地形、交通条件、気象条件等様々な条件が影響しあうため、拡散計算では計算量が膨大でプログラムも非常に複雑になる。また、統計的方法を用いた回帰モデルは、汎用性がなく計画路線へは応用できない。そこで、このような場合様々な条件をそろえることが出来る大気拡散風洞を用いた模型実験が有力な手段となっている。

大気拡散風洞模型実験において、トンネル坑口から放出される自動車排気ガスの拡散性状を予測するには、まず、坑口からのガスの吐出風(噴流)を再現しなければならない。噴流の再現方法としては、送風機と自動車模型走行装置(以下、走行装置)を用いて車道内走行風を模擬することが考えられる。走行装置を用いた実験は現地実測と相関しているという報告がある¹⁾²⁾が、構造的制約から模型縮尺が制限される。一方、送風機は現地実測との整合にはいくつかの考慮が必要³⁾だが、模型縮尺や吐出風速が比較的自由に設定できるだけでなく、実験装置が簡便であることから、実験の簡略化を図るためには送風機を用いるほうが便利であると思われる。そこで、送風機と実現象の整合をとるためには、送風機で再現した噴流を走行装置で再現した噴流性状に補正する必要があると思われるが、噴流性状の違いについて十分な知見がないため、補正方法が明確にされていない。その補正方法としては、噴流性状の違いを回帰式等により理論的に補正する方法と実験条件を変えて補正する方法が考えられる。ここでは後者を考えることとするが、実験条件については車道内風速の変化、車両模型の有無、トンネル断面の大きさや形状、交通条件等がある。その中の車道内風速の変化と車両模型の有無について検討する。

具体的には坑口が堀割構造、トンネル部が矩形断面である自然換気の一方向交通の都市型トンネルを対象とし(図1)、送風機を用いたとき(図2)と走行装置を用いたとき(図3)の噴流性状の違いを大気拡散風洞模型実験で明らかにする。次に、送風機による噴流性状を走行装置による噴

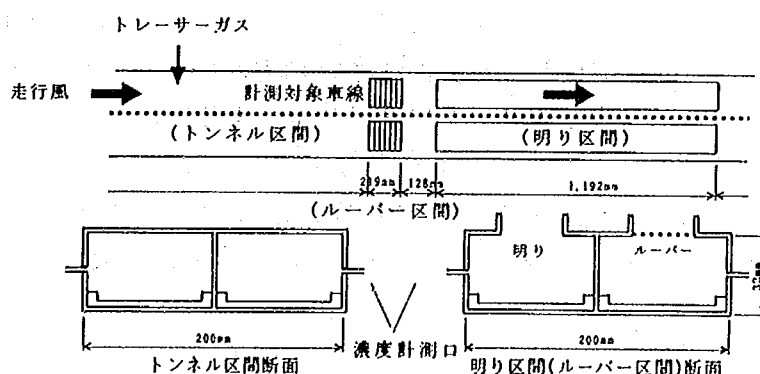


図1 実験模型概要図

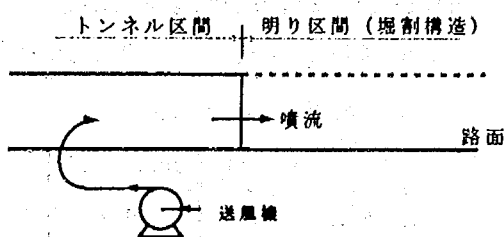


図2 送風機による方法

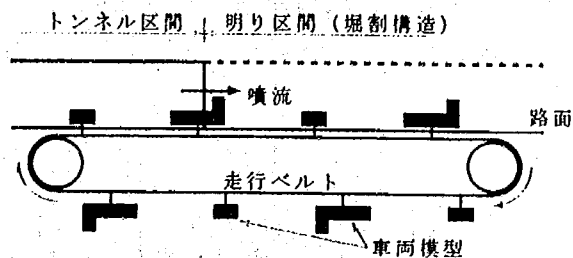


図3 走行装置による方法

流性状に実験条件を変えて補正する方法を検討するとともに、噴流再現手法に関して送風機と走行装置の適用条件を明らかにすることを目的とする。

2. 噴流再現に関する実験手法

2.1 既存の研究

坑口部がひらけた平坦路面の山岳トンネルでの噴流再現は従来から行われており、高曾・大橋によって送風機を用いた実験⁹⁾が行われている。高曾らはトンネルを半円形管で模し、送風機によって噴流を再現することにより平均速度場や濃度場が坑口からの距離に応じていかに変化するが明らかにしている。しかし、ここでは走行自動車による噴流の乱れが模擬されていないため、拡散問題への適用にはこの点を考慮する必要があると報告されている。

そこで、噴流の乱れを再現するため走行装置を用いて模型自動車を走行させることにより交通換気力を模擬する実験が小松によって行われた¹⁰⁾。小松は矩形トンネルにおいて走行装置を用いて、自動車の走行だけで噴流に乱れが与えられた時における坑口周辺の濃度場を調べた。そして実物トンネル実測値と比較した結果、車道内濃度減衰は比較的実測に近い値が得られたと報告している。また、Dayman¹¹⁾によっても3%スケールの道路模型における走行装置を用いた実験と現地実測の車道内濃度減衰比を比較した結果、現地実測では外部風の影響はあったものの相関性があるという報告がなされている。土木研究所においても、堀割道路において走行装置による呼吸量(明り部から出入りする換気量)や車道内走行風の再現性が確認されている¹²⁾ことから、走行装置は実験の噴流現象を再現できる実験手法と考えられる。しかし、坑口部が堀割構造の都市型トンネルにおける噴流現象を送風機と走行装置で再現し比較した研究はほとんど行われていない。また、送風機による噴流性状を実現象または走行装置による噴流性状に補正する方法についてもほとんど研究されていない。

2.2 大気拡散風洞における噴流再現実験

本実験は片側3車線の自動車専用道をモデルとした矩形断面トンネル区間と堀割構造のルーバー区間、明り区間からなる縮尺1/160の一方向交通の都市型トンネル模型において、車道内走行風を送風機と走行装置で模擬し、坑口部における自動車排出ガスの噴流現象を再現した。実験ケースは表1に示すとおりとし、送風機、走行装置による実験をそれぞれ4ケースずつ行った。計測対象車線にはトレーサーガスとして空気と比重がほぼ同一のエチレンガス(C_2H_4)を放出し、図1に示す濃度計測口(側壁中央)において坑口から明り部へ道路軸方向にトレーサーガス濃度を測定した。また、走行装置で再現する交通条件(交通量、大型車混入率、走行速度)はモデルとした道路に合わせた(表2)。送風機の吐出風速も、走行装置に合わせて設定した。また、実験条件を変える送風機実験においては、送風機による車道内風速の設定値を0.8倍、1.2倍としたケース、車両模型を走行装置と同等の交通量で設置したケースの実験を行った。なお、車両模型は交通量に相当する車頭間隔で明り部区間に設置した。

3. 実験結果

模型実験より、坑口から明り部区間における噴流のガス濃度が得られ、濃度減衰を坑口の濃度を1として図4に示す。いずれのケースにおいても走行装置による噴流の濃度減衰の方が送風機より大き

表1 実験ケース

番号	外部風	ルーバー部
①	0.8m/s	閉鎖
②	無風相当	閉鎖
③	無風相当	ルーバー
④	無風相当	開放

表2 交通条件

交通量	2000台/時
大型車混入率	10%
走行速度	60km/h

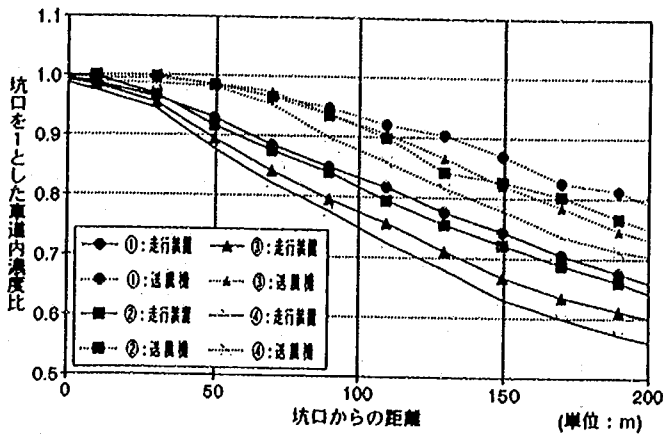


図4 濃度減衰

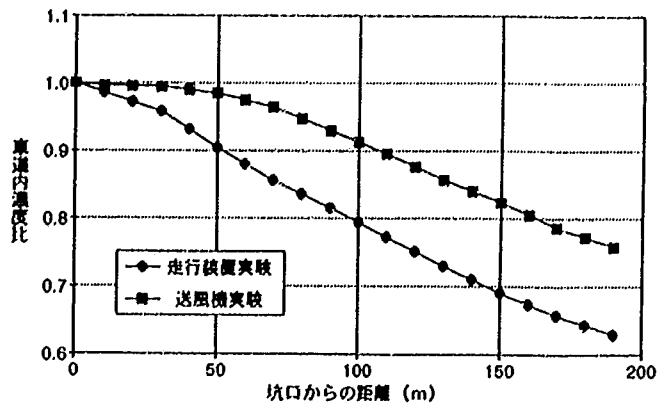


図5 車道内濃度比の平均値

くなった。これらの結果より、送風機と走行装置の適用条件と、走行装置の濃度減衰への補正方法について検討を行う。

3.1 送風機と走行装置の適用条件の検討

噴流性状(車道内濃度比)の差が沿道周辺における拡散性状に、どのような影響を及ぼすのか拡散計算で明らかにし、送風機と走行装置の適用条件を検討する。まず、実際の都市型トンネルで考えられるのすべての実験ケース(表1)の車道内濃度比の平均値を実験方法別に求めた(図5)。走行装置による車道内濃度は特に坑口付近で減衰が大きくなったが、送風機の場合は小さい。ここで車道内濃度が減衰した分はすべて明り部から車道外へガスが放出されていると考えた。こう考えると、走行装置の場合は噴流が走行自動車によって攪拌され、ガスが車道外へ排出される量(排出強度)が坑口付近で多くなる現象を再現しているのに対し、送風機の場合は噴流の乱れが小さいため、そのままガスが道路軸方向に流れ、排出強度が小さくなるものと考えられる。また、走行装置、送風機とも坑口から離れると車道内濃度減衰の傾きがほぼ平行になってくるのは、排出強度がほとんど同じになっていることを示していると考えられる。

次に、車道内濃度計測点の車道内ガス流量を次式を用いて算出した。

$$\text{車道内ガス流量 (cc/s)} = \text{車道内濃度 (ppm)} \times \text{車道内流量 (m}^3/\text{s)}$$

なお、車道内風速は、車道内風速の変化が濃度減衰にあまり関係しなかったという結果が得られたため、トンネル部、明り部ともに一定と仮定した

この車道内ガス流量より排出強度を求め、道路軸方向に点煙源を 10m 間隔に連続して配置し、解析解モデルのブルーム式⁹⁾により沿道の拡散状況の一例(風速: 2m/s、風向: 道路軸方向(0°))を計算した。等濃度分布図を図6に示す。この結果、走行装置での車道内濃度減衰が坑口付近で大きくなったのを反映して、車道部端から道路軸と直角方向約 30 m 程度までは拡散濃度が送風機による実験に比べ特に高くなった。

また、送風機と走行装置の濃度減衰傾向が道路軸方向坑口から約 100m 以上下流側ではほとんど同じになったこと、排出源から遠い地点ではガスが一様に拡散されることから、車道部端から道路軸と直

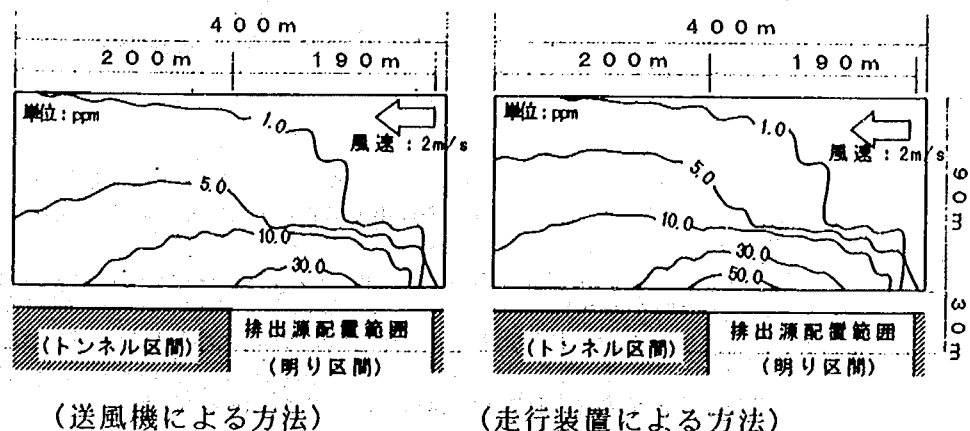


図6 拡散濃度分布

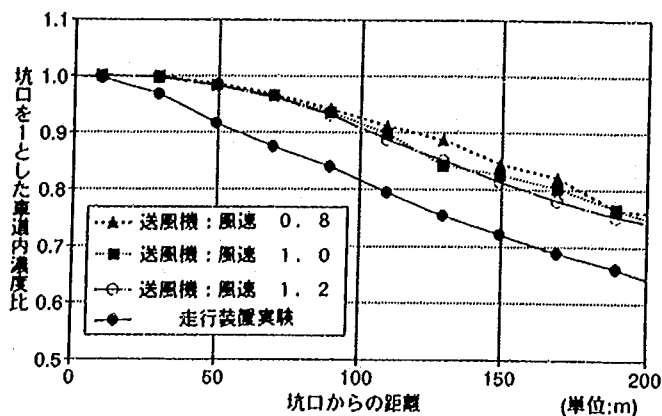


図7 車道内風速の変化

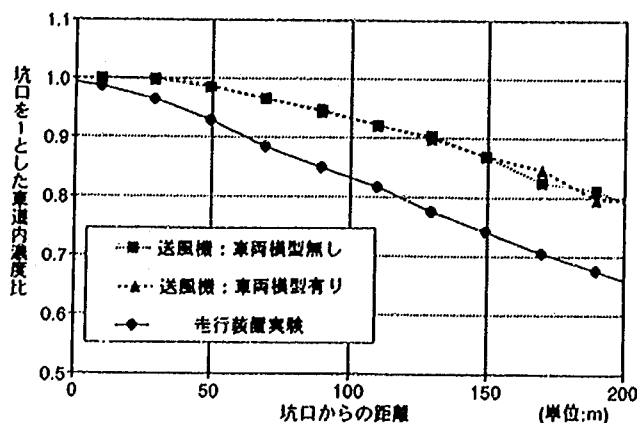


図8 車両模型の有無

角方向約30m以遠ではほとんど差が生じない結果となったと考えられる。

3.2 補正方法の検討

実現象に近いと考えられる走行装置¹⁾の濃度減衰への補正を、送風機による風速を0.8倍、1.2倍としたケース、車両模型を走行装置と同等の交通量で設置したケースの実験条件を変えた結果をそれぞれ図7、図8に示す。当初、濃度減衰を大きくするには、車道内風速の増減や車両模型の有無に関係があると思われたが、図7、8を見てわかるように、それぞれの要因が車道内濃度の減衰傾向にはあまり影響しないことがわかった。この理由としては、実現象や走行装置の場合、走行する自動車が車道内の空気を進行方向および上方向へ移動させる圧力を与えるために、噴流が乱れて濃度減衰が大きくなっている可能性がある。

4. まとめ

走行装置及び送風機による実験の車道内濃度減衰傾向は、坑口から約100m以内では明らかに差があったが、道路軸方向坑口から約100m以上離れるとほぼ同じになった。また、拡散濃度をそれぞれ計算した結果、道路近傍における拡散濃度には大きな差があったが、道路端より約30m以上離れると拡散濃度はほぼ一致した。このことから、坑口近傍における拡散状況を高い精度で検討を加える場合には走行装置を用いる必要があると考えられるが、広域的にガスの拡散状況を把握する場合は、走行装置や送風機を用いても拡散濃度にほとんど差異がないことが判明した。

また、送風機による実験で考えられる実験条件のうちの車道内風速の増減と車両模型の有無を変えて行ったが、車道内における道路軸方向の濃度減衰の傾向はほとんど変わらず、道路軸方向坑口から100m以内は2次曲線的、100m以遠は1次直線的な減衰傾向となることがわかった。今後はこの減衰傾向が他の実験条件(トンネル断面の大きさや形状、交通条件等)によって変わるかどうか同様の風洞模型実験により確認し、補正方法について検討する必要がある。

- [参考文献] 1) 清水博、足立義雄、辻靖三、根元守、道路環境、山海堂、1987年10月
 2) 小松厚造、自動車トンネル坑口の排出ガス拡散—自動車走行かく乱場における坑口周辺濃度分析—、エバラ時報、No.141、pp.67-72、1988年9月
 3) B.Dayman, SMALL-SCALE AERODYNAMIC TESTING FOR HIGHWAY TUNNELS, Aerodynamics & Ventilation of Vehicle Tunnels, pp.483-504, 1982
 4) 高曾徹、大橋秀雄、接地半円ジェットの流れ拡散、日本機械学会論文集(第2部)、pp.1266-1274、1978年4月
 5) 石田稔、稲沢太志、掘削道路におけるガスの呼吸量、土木技術資料、Vol.37 No.2、pp.18-23、1995年2月
 6) (社)日本道路協会、道路環境整備マニュアル、1989年1月

1 まえがき

近年の交通事故対策は科学的な調査・分析に基づくことが重要といわれており、そのための情報基盤整備として、警察庁と建設省では昭和 63 年より交通事故統合データベースを整備してきた。しかし年次を追ってデータが蓄積されていく中で、データ管理上の難点が析出してきた。この問題を解決するためにデジタル道路地図（以下 DRM と略記）を本データベースに適用するための研究を行った。

本稿はそのために行った全国調査及び DRM に対応した本データベースの活用事例を整理して報告するものである。

2 本研究の目的

交通事故統合データベースは従来から警察庁が作成してきた交通事故統計データと建設省の道路交通センサデータを、「マッチングデータ」と称するデータを媒介として結合させたものである。従来の交通事故統計データに比べると、道路上における事故発生位置を正確に把握できるという面で優れている。マッチングデータでは各々の事故発生位置を縦断方向、横断方向について同定しており、縦断方向は「路線番号とキロ程」、横断方向は「オフセット量（道路中心線からの距離）」で取得される。マッチングデータは各道路管理者が地元警察より事故位置の概略図を借用した上で作成している。しかし年次を重ねるに連れて、当データベースには次のような問題点が発生してきた。

1) 道路の昇・降格に対する対応の難しさ

交通事故は稀発生現象であるから、分析を行うためにはサンプル数を確保するために複数年のデータが必要になる。しかし道路は絶えず昇・降格が行われるため、現状のマッチングデータがとっている「路線番号とキロ程」という表現は必ずしも恒久的ではなく不安定な表現方法となっていた。

2) 事故位置の信頼性

都道府県によっては道路管理図が未整備の場合もあるため、マッチングデータに含まれる事故発生位置の情報が信頼に値するものか疑問の余地があった。また事故分析では交差点事故と単路部事故の区別は極めて重要であるが、従来特に交差点近傍のデータは曖昧なものが多く存在していた。

この解決策としてマッチングデータへの DRM の活用を検討した。

3 本研究の方法

3.1 DRM の概要の整理

DRM は（財）日本デジタル道路地図協会が国土地理院発行の縮尺 1/25,000 の地形図を主な基礎資料として、全国規模で整備している汎用の道路地図データベースであり、概ね道路幅員が 3.0m 以上の道路につい

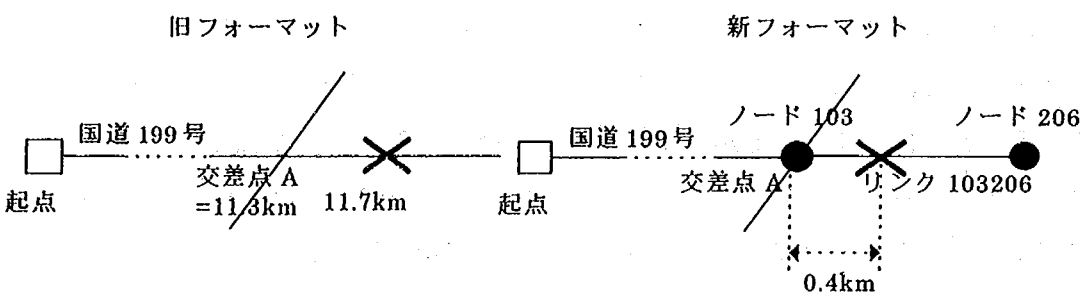
て整備されている。道路網はノードとリンクの組み合わせにより表現されている。ノードとは道路網表現上の結節点であり、主に交差点が該当する。リンクとは道路網表現上のノードとノードとを連結する線分であり、両端ノード番号の組み合わせで表現する。

DRM の最大の特徴はノードをキーデータとしている点で、あらゆる情報はノードあるいはそれを組み合わせたリンクの属性情報として取り扱われている。

3.2 マッチングデータの位置表現に係るフォーマットの検討

従来のマッチングデータでは事故発生位置を「路線番号とキロ程」（以下・旧フォーマット）で表現している。しかしマッチングデータを DRM 上で管理するためには、事故発生位置を表現する部分について DRM と整合をとる必要がある。ところで DRM 上での位置表現には 2 種類の方法がある。1 つはノードからの距離による方法、もう 1 つは距離標からの距離による方法である。しかし距離標は現在直轄国道のみ整備されており、それ以外では整備されていない。交通事故統合データベースは道路交通センサス対象道路（都道府県道等含む）を対象として整備しているため、距離標を用いる方法をとることはできない。したがって「DRM のノードとそのノード

からの距離」（以下・新フォーマット）で表現することにした（図 1）。



3.3 全国調査

上記方針に従い、全国の道路管理者の協力の下、ノードとキロ程

「×」が事故位置を表すものとする。事故位置を旧フォーマットでは「国道 199 号の 11.7km 地点」で特定するのに対し、新フォーマットでは「リンク 103206 のノード 103 から 0.4km 地点」で特定する。ノード 103 すなわち交差点 A のキロ程が 11.3km であることがわかれば、どちらかのフォーマットで作成した事故データをもう一つのフォーマットに変換することが可能になる。

図 1 旧フォーマット、新フォーマットによる事故位置特定の方法

その調査結果を用いて平成 6 年、7 年の交通事故統合データベースの位置表現のフォーマット変換を行った。

4 結果

4.1 変換結果

平成 6 年、7 年の事故データの変換結果は表 1 の通りである。本調査を用いれば、理論的にはすべての事故データの変換が可能であるが、実際には DRM の情報に誤りがあったり、道路構造が複雑で事前に想定した対処方法では処理できなかった部分があったため、

表 1 変換結果

道路管理者	オリジナル件数	変換後件数	変換率
直轄	147,418	145,269	99%
都道府県	322,313	292,296	91%
政令指定都市	91,307	82,598	90%
合計	561,038	520,163	93%

変換時に若干の欠落があったものと考えられる。また直轄管理に比較して都道府県、政令指定都市管理の変換率が低い。この理由として直轄管理では道路管理台帳や距離標等の整備水準が高く、今回の調査のように道路上での位置表現を把握する場合にそれらが重要な参考資料となっていることが考えられる。

4.2 高度化された交通事故統合データベースの活用

1) 事故位置データ入力システム

交通事故統合データベースにおける事故発生位置を旧フォーマットと新フォーマットの両方で表現することが可能になったので平成8年のマッピングデータは新フォーマットで調査を行った。この際、DRMを電算画面上に表示し、入力を画面上で行うシステム（事故位置データ入力システム）を開発し、各道路管理者に配布した（図2）。このシステムにより以下の効果が期待される。

- ・事故位置入力の可視化（例えば交差点事故と単路事故が厳に区別されて入力される）
- ・入力項目数の減少（デジタル道路地図から取得できる項目は手入力の必要がなくなる）
- ・エラーチェック作業の軽減（入力ミス等単純ミスの削減）

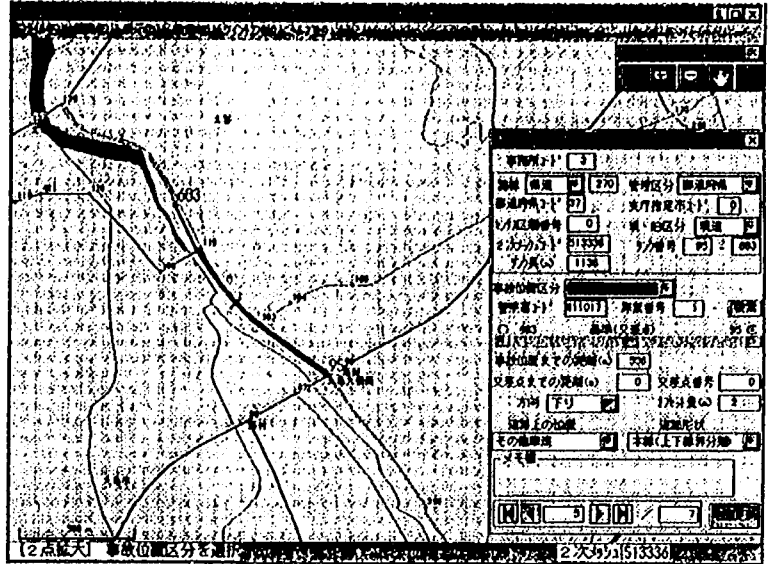


図2 事故位置データ入力システム

2) GISを用いた交通事故分析

DRMのノードはその属性情報として座標値をもっているため、事故発生位置も間接的に座標値を参照していることになる。座標値をもったデータ同士はGIS（地理情報システム）を用いて、地図を媒介して関連付けた解析が可能となる。ここではGISのオーバーレイ機能を用いて、建物用地面積比率と事故率（1億走行台キロ当たりの人身事故件数）の関係を調べたものを示す。建物用地面積は国土庁の整備している国土数値情報の一部の「土地利用メッシュ」を用いた。この情報には1 km²メッシュ毎の土地利用種別別の土地利用面積のデータが整理されている。

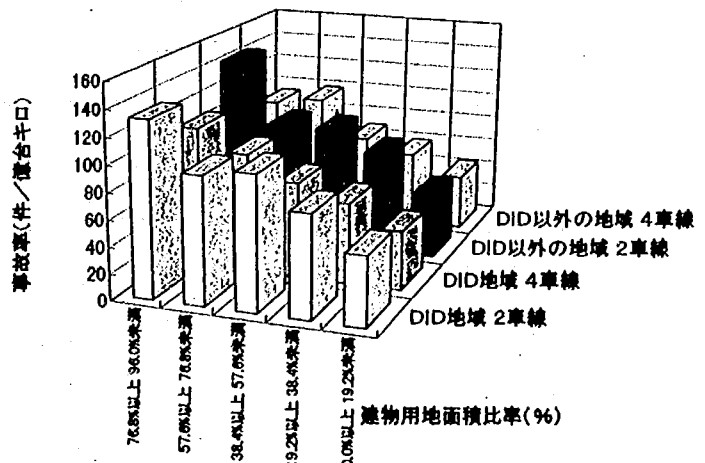


図3 建物用地面積比率と交通事故の発生状況

道路の属性を道路交通センサスデータにより沿道状況（DID/DID 以外の市街地）と車線数（2 車線／4 車線以上）により区分し、建物用地面積比率毎の事故率を示したものが図 3 である。沿道状況や車線数に関わらず、建物用地面積比率と事故率の関係が深いことがわかる。従来沿道状況は道路交通センサスデータでわかる範囲にとどまっていたが、他のデータ（ここでは土地利用データ）を参照することにより、事故発生の原因としてよりの確な要因を把握することができた。

4.3 調査から得られたその他の成果

1) DRM の情報の誤り

DRM は 1/25,000 地形図を基に作成されているため、道路の接続形状等に誤りが少なからず存在する。全国調査を各道路管理者が遂行する上で、DRM を詳細に見ていくことは必須の作業である。そこで今回 DRM で誤っている箇所指摘の提出を併せて依頼した。提出された結果は（財）日本デジタル道路地図協会へ送付し、平成 9 年度より 3 年計画で修正することになっている。

2) 位置表現体系の概念の整理

本調査を遂行する上で、各道路管理者の意見を聞く機会に恵まれたが、道路における位置表現は通常「路線番号とキロ程」や距離標からの距離でなされていることが多いことがわかった。またこの表現方法の定義の単純さが大多数に採用されている理由であると考えられるが、逆に単純であるがゆえに、複雑なケースにおける対応・解釈に各道路管理者の裁量が入り得る余地が多いことがわかった。この点については今回の調査ではフォローが不十分であり、今後の更なる研究が必要である。

5 まとめ

交通事故統合データベースの高度化を始めるにあたって冒頭に 2 つの目的を掲げた。1 つは道路の昇・降格への対応である。これは事故位置データのフォーマットを DRM のノードとノードからの距離で表現することにしたので、DRM のノード番号が変わらない限り、路線の昇・降格の問題から解放されることになった。もう 1 つは事故位置の信頼性の向上である。これは各道路管理者がマッチングデータを作成する段階で決定される。したがって DRM を活用した事故位置データ入力システムにより地図上でデータを作成することで、位置精度のうち最も重要な単路部と交差点部の区別が厳になされることが期待される。

これら諸課題の解決に加えて、GIS の適用等、事故分析に新たな視点を加えることが可能になったことも本研究の成果である。

1. まえがき

排水性舗装は、表層に空隙率の高い多孔質なアスファルト混合物（以下排水性混合物）を用い、基層を防水層とすることにより表層内で排水を行うとともに、雨水が路盤以下に浸透しない構造となっている。その機能としては、雨天時の水はね防止、ハイドロプレーニングの防止、夜間雨天時の視認性の向上等の走行安全性や車両の走行騒音の低減効果があるので、近年、排水性舗装の施工は急速に増加している。このような状況を背景として、排水性舗装を橋面舗装にも適用したいというニーズが高まっている。しかし、橋梁上、特に鋼床版の橋梁では輪荷重による局部変形量が大きいため、鋼床版上に適用する際には排水性混合物のたわみ追従性が課題となる。排水性混合物のたわみ追従性を評価するために単純曲げ試験および繰り返し曲げ試験を実施した。

2. 研究目的

排水性混合物は、密粒度アスファルト混合物などの一般的な混合物と比較して骨材の接着面積が小さいため、たわみ変形に対する追従性が低いと考えられる。

そこで、従来の高粘度改質アスファルトのたわみ追従性を向上させた鋼床版用アスファルト混合物（以下、鋼床版用混合物）と従来の高粘度改質アスファルトを用い、排水性混合物のたわみ追従性を検証するため単純曲げ試験を行った。また、設計アスファルト量における混合物特性を把握するとともに、繰り返し曲げ疲労に対する抵抗性も検討するため、表-1に示す10種類のアスファルト混合物を用い、鋼床版用混合物の優位性を確認するとともにどの混合物が鋼床版上に最も適した混合物であるか検討するため実験を行った。

表-1 繰り返し曲げ疲労試験で用いる混合物の種類

混合物種類	バインダ種	砕石種
密粒度混合物	改質アスファルトⅡ型	砕石A
排水性混合物	高粘度改質アスファルト(A)	砕石A
		砕石B
	高粘度改質アスファルト(A)	砕石A
	剥離防止剤入り	砕石B
	鋼床版用アスファルトA(G)	砕石A
SMA混合物		砕石B
	鋼床版用アスファルトB(H)	砕石A
		砕石B
	改質アスファルトⅡ型	砕石A

砕石A: 土木研究所で使用している6号砕石

砕石B: 砕石Aに比較してアスファルトの剥離が大きな値の6号砕石

3. 試験方法

3.1 バインダ種別による単純曲げ試験

一般に使用されている従来の高粘度改質アスファルト（A～F）と新しく開発された鋼床版用高粘度改質アスファルト（以下、鋼床版用アスファルト）（G、H）の計8種類を用いて排水性混合物を作製し、「舗装試験法便覧」（（社）日本道路協会、昭和63年）に従い、曲げ試験を実施した。単純曲げ試験に使用した供試体は30×10×5(cm)の直方体、試験条件は試験温度-10

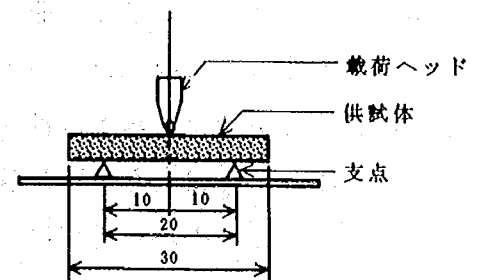


図-1 単純曲げ試験器

℃、载荷ヘッドの载荷速度50mm/minである。また、この実験においてはバインダ種別間の差のみを考

察するため、骨材の合成粒度、アスファルト量は土木研究所の標準配合で統一し、混合物の材料についても土木研究所で使用しているものを用いた。

3.2 混合物種別による繰返し曲げ試験

表-1による10配合の混合物特性を把握するため「舗装試験法便覧」に準じ密度試験、ダレ試験、カンタブロ試験およびホイールトラッキング試験を行い、さらに繰返し曲げ試験を行った。繰返し曲げ試験に使用した供試体は $40 \times 4 \times 5$ (cm)の直方体、試験条件は、試験温度 10°C 、たわみ量を曲げひずみ制御で $300\mu\text{m}$ 、載荷周波数は5Hz、載荷回数は最大5万回までとした。

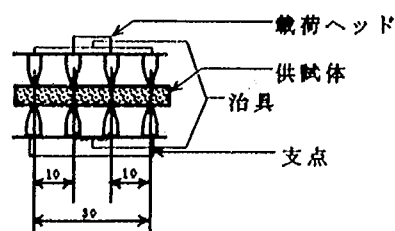


図-2 繰返し曲げ試験器

4. 研究結果

4.1 曲げ試験結果

図-3、図-4に、バインダ種別ごとの破断ひずみと曲げ強度を示す。アスファルト混合物を鋼床版上に適用する際、曲げ強度に対する規準値は特に定められていないが、破断ひずみに対しては本四改質I型アスファルト混合物規準値において「 6×10^{-3} 以上」¹⁾という値が示されている。図-3において、一般に使用されている高粘度改質アスファルト(A~F)ではバインダBを除く全てがこの規準値を満足していないことが判明した。しかし、この図に示した値は各供試体の平均値を使用しており、そのばらつきを考慮するとバインダBも場合によっては規準値を下回る可能性があり、十分に満足しているとは言えない。一方、鋼床版用アスファルト(G, H)では、2種類ともに規準値を十分に満足していることがわかる。

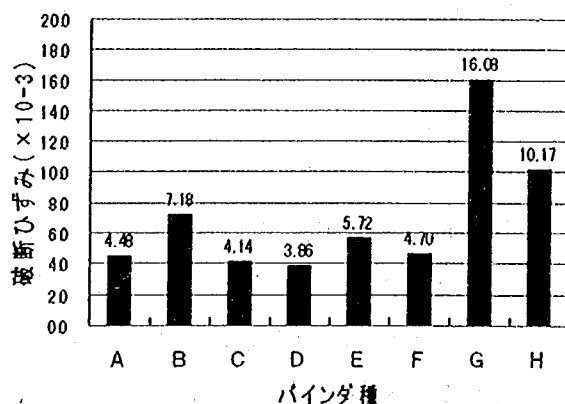


図-3 バインダ種別破断ひずみ

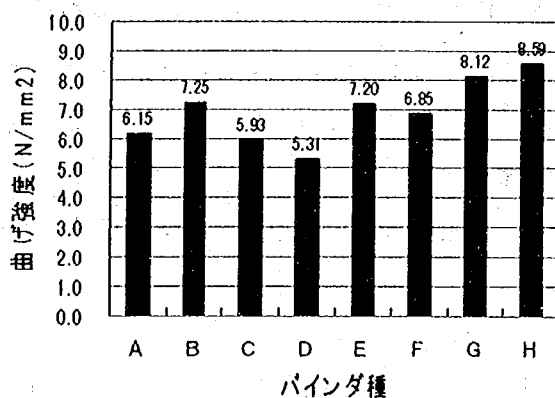


図-4 バインダ種別曲げ強度

次に、今回の曲げ試験によって得られた各供試体の曲げ特性がアスファルトのどのような性状に起因するかを把握するために、各供試体の曲げ強度・破断ひずみとアスファルト性状との相関係数を調べた結果を表-2に示す。なお、各アスファルトの性状は各アスファルト製造者から提出された試験成績書に基づいており、その中から特にアスファルト間で違いのあった性状として針入度、軟化点、伸度、タフネス、テナシティについて注目した。

表-2 曲げ強度・破断ひずみとバインダ性状の相関

	針入度	軟化点	伸度	タフネス	テナシティ
曲げ強度	0.501	-0.107	-0.318	-0.243	-0.189
破断ひずみ	0.782	-0.173	-0.281	-0.750	-0.726

表-2より、破断ひずみと相関の高いアスファルト性状として針入度、タフネス、テナシティを挙げることができる。針入度はアスファルトの硬さを評価する指標として古くから用いられてきており、

またタフネス、テナシティはアスファルトのはがれにくさや接着強さを表す指標として主に改質アスファルトの性状評価に用いられている。表-2に示された相関係数より、針入度が高くタフネス、テナシティが低いほど破断ひずみが大きくなる傾向にあることが予想されるが、さらに詳しく検証するために破断ひずみとこれら3項目の性状との散布図を作成した。その中で最も相関の高かった破断ひずみと針入度の関係を図-5に示す。この図から、破断ひずみと針入度の間の良好な相関関係は、特に針入度の高いアスファルト(バインダG)による影響が大きいと考えられるので、バインダGを除いて相関関係の考察を行った。その結果、表-2で相関の高かった曲げ強度と針入度、破断ひずみと針入度、破断ひずみとタフネス、破断ひずみとテナシティの中で破断ひずみとテナシティ以外はバインダGの影響を受け、相関の向上が図られたことが確認された(表-3)。

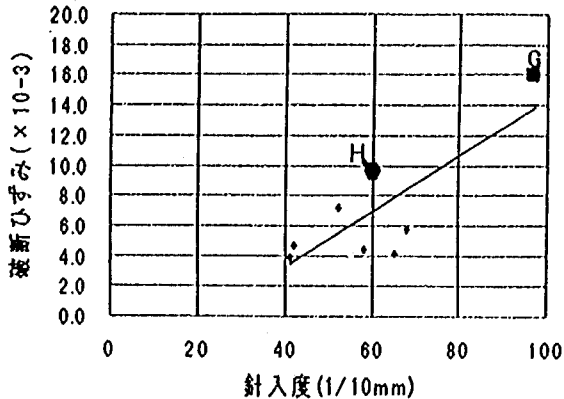


図-5 破断ひずみと針入度

表-3 バインダGによる相関係数の比較

	相関係数	相関係数(G除く)
曲げ強度-針入度	0.501	0.278
破断ひずみ-針入度	0.782	0.203
破断ひずみ-タフネス	-0.750	-0.334
破断ひずみ-テナシティ	-0.728	-0.504

また図-4によれば、2種類の鋼床版用アスファルトはいずれも良好な曲げ特性を示しているが、バインダGは試験成績書によると、他のアスファルトに対して針入度が極端に高く、タフネス、テナシティが低いのに対し、バインダHは特に他のアスファルトの性状と変わらなかった。したがって、鋼床版用アスファルトの性状の評価は、既存の指標では困難であると考えられる。

4.2 繰り返し曲げ試験結果

図-6に繰り返し曲げ試験の結果を示す。その結果、鋼床版用混合物は碎石種に係わらず他の混合物の10倍以上の破壊回数に耐えることが判明し、繰り返し曲げ疲労に対して鋼床版用混合物は優れていることがわかった。また、従来の高粘度改質アスファルト混合物(以下、高粘度改質混合物)(碎石Aのみ)および剥離防止剤入り高粘度改質混合物

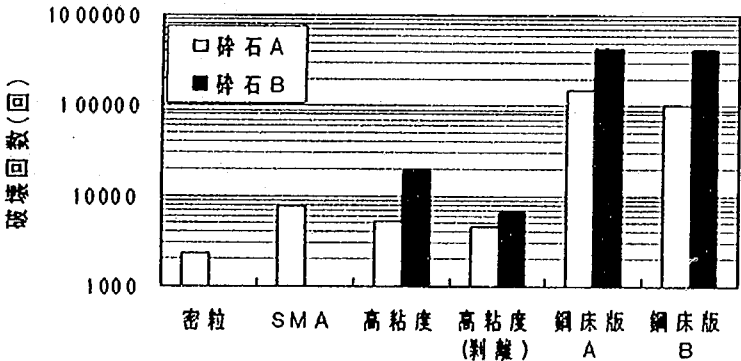


図-6 各混合物の曲げ疲労破壊回数

(碎石A, B)はSMA混合物の破壊回数を下回る結果となった。SMA混合物は耐流動性、水密性を兼ね備えた混合物として鋼床版上の適用が検討されている混合物であり、高粘度改質混合物および鋼床版用混合物と比較検討する適当な混合物であるため作成した。また、今回の検討では混合物性状試験を行ったが、ホイールトラッキング試験、カンタブロ試験、については各混合物間に差が見られた。図-7にホイールトラッキング試験、図-8にカンタブロ試験結果を示す。

ホイールトラッキング試験については、密粒アスファルト混合物、SMA混合物ともに5730回/mmで重交通路線の目標値3000回/mmを満足する結果を得たが、排水性混合物についてはすべて6000回/mm以上の結果を得た。

またカンタブロ試験では、従来の高粘度改質アスファルトと比較して鋼床版用混合物の損失量が約1/2であり、鋼床版用混合物には骨材の飛散性に対する優位性が確認された。なお、上記2つの試験と密度試験およびダレ試験の結果より、砕石A、Bの間には明確な差が見られなかったため、粗骨材の剥離抵抗性は排水性混合物の混合物性状にさほど影響を与える因子ではないと考えられる。

今回得られた混合物の性状評価、繰り返し曲げ試験の結果は、いずれも鋼床版用混合物が他の混合物よりも優れた性質を持つことが確認できた。また、各排水性混合物は砕石Bを用いた方が繰り返し曲げ疲労に対し高い耐久性があることが確認された。表-4に、今回用いた砕石A、Bの性状を示す。砕石Bは砕石Aに対して剥離抵抗性が低い砕石として選択したが、扁平率を見ると砕石Bの方が形状が良好であり、繰り返し曲げに対する耐久性には砕石の形状の方がより大きく影響したものと考えられる。また、剥離防止剤入高粘度改質混合物の効果については今回行った実験では確認できなかった。

5. まとめ

単純曲げ試験では、鋼床版用アスファルトを使用すれば、排水性混合物のたわみ追従性を従来よりも向上させることが可能であることが確認された。繰り返し曲げ試験では、SMA混合物は従来の高粘度改質排水性混合物とほぼ同程度の性質の混合物が作製でき、鋼床版用高粘度改質混合物は混合物特性を損なわずに繰り返し疲労に対する効果が従来型より大きいことが判明した。今後は、鋼床版用アスファルトの特性を正確に評価できるバインダ性状指標について検討するとともに、鋼床版用アスファルトを用いた試験舗装を施工し、その現場への適用性についてさらに研究を進める必要がある。

〔参考文献〕

- 1) 「本州四国連絡橋橋面舗装基準(案)」, 本州四国連絡橋公団, 1983年

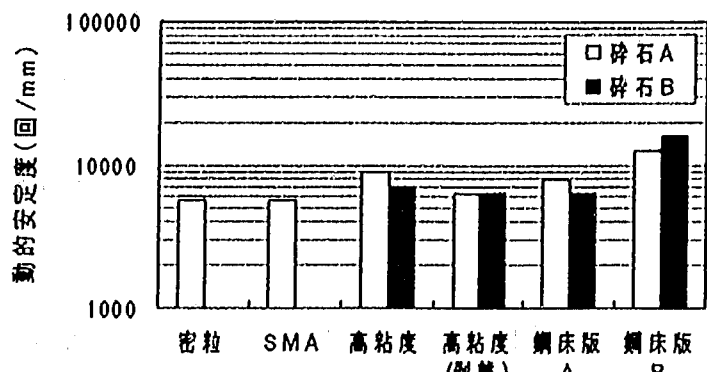


図-7 ホイールトラッキング試験結果

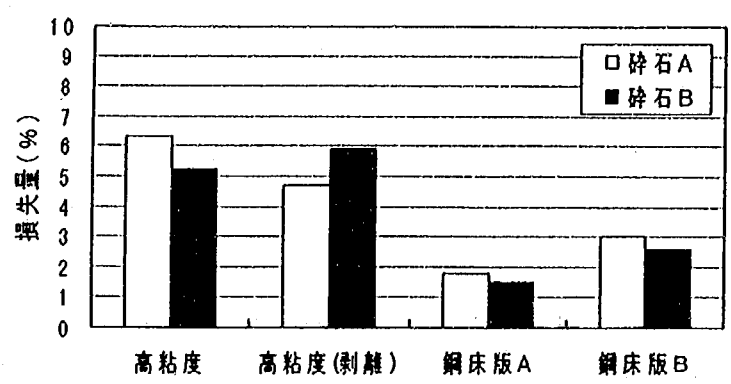


図-8 カンタブロ試験結果

表-4 各砕石種の性状と破壊回数

項目		砕石 A	砕石 B
剥離率 (%)		4	31
扁平率 (%)	1:5	3.4	0.5
	1:3	28.6	16.2
破壊回数 の比 (砕石 A/ 砕石 B)	高粘度		3.65
	高粘度(剥離)	1	1.41
	鋼床版 A		2.87
	鋼床版 B		4.1

1. まえがき

海岸線付近に位置するコンクリート構造物では、現在、塩害が大きな問題となっている。塩害とは、飛来した塩分が浸透することによりコンクリート中の塩化物イオンが多くなることで内部の鋼材が腐食し、さらに腐食した鋼材の膨張によりコンクリートのひび割れや剥離につながる現象である。塩害は、海砂その他のコンクリート材料に含まれる塩分や、凍結防止剤（塩化カルシウム等）の散布によって生じる場合もある。

塩害を受けた既設プレストレストコンクリート（P C）橋の補修、補強、架け替えを検討する際には、橋の残存耐荷力の評価が求められる。しかし、現状では、電食などにより塩害をシミュレーションした実験の報告¹⁾はあるものの、実際に塩害を受けたP C桁の耐荷性状は明確でなく、適切な評価は難しいのが現状である。このことから、今回、日本海沿岸部に26年間曝され、腐食により一部のP C鋼材が欠損したプレテンションP C桁を用いて載荷試験を行い、塩害を受けたP C桁の耐荷性状について検討を行った。

2. 供試体

2.1 寸法形状と劣化状況

図-1に試験に用いた2本のP C桁B-1、B-2の基本断面形状を示す。このP C桁は、腐食によるP C鋼材の欠損が生じていたために、供用開始から13年後、はつり、錆落としの後、エポキシ樹脂系プレバックドコンクリートにより断面を修復し、コンクリート塗装を施していた。

図-2にB-1の載荷試験前後のひび割れ状況を示す。下フランジには供用時から橋軸方向に連続した大きなひび割れが発生していた。ウェブの部分には数カ所のスターラップの位置にコンクリートのはがれが見られた。これらのひび割れ、はがれはいずれも鋼材の腐食によるものと考えられる。これらの外観は、B-2でも概ね同様の傾向であった。

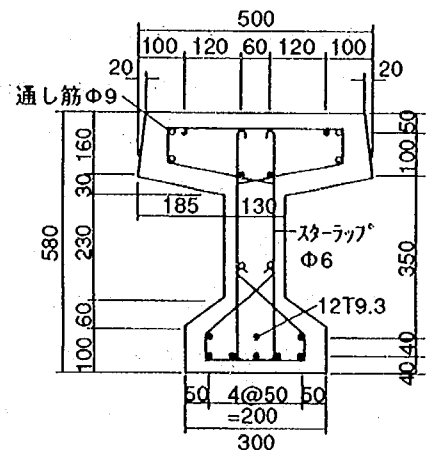


図-1 供試体の断面寸法

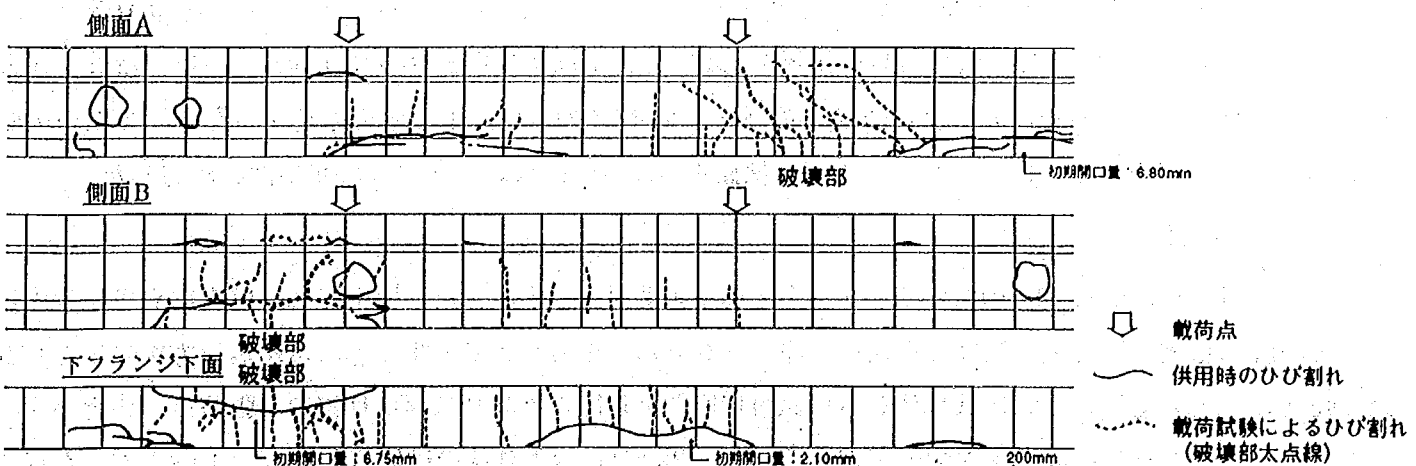


図-2 供試体B-1 ひび割れ状況

載荷試験後、下フランジの鋼材破断位置付近のコンクリートを除去し、P C鋼材の腐食状況を確認した。図-3に、腐食および補修の状況を示す。B-1はP C鋼材No.3, 7, 8の3本が腐食でほとんど消失していた。B-2はP C鋼材No.3, 8の2本が腐食でほとんど消失していた。残りのP C鋼材には腐食はみられず健全であった。

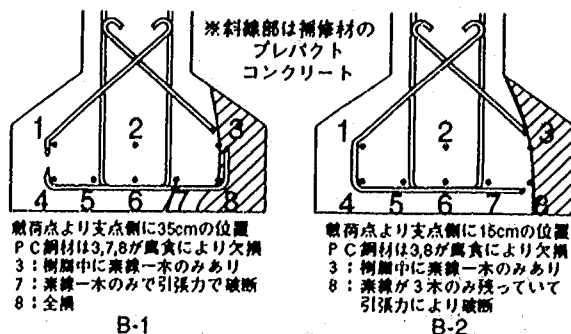


図-3 P C鋼材破断位置の腐食状況

2.2 材料の物性試験

載荷試験後の供試体からコンクリートコアや鋼材試験片を採取して、材料の各種物性値の把握を行った。コンクリートコア、鋼材試験片ともに、載荷試験の影響がほとんどないと考えられる桁端近傍の上フランジ部より採取した。なお、各部材ともにコンクリートの設計基準強度は 500kgf/cm^2 、P C鋼より線はT 9.3、7本よりで、引張強度の規格値は 175kgf/mm^2 である。

コンクリートコア5本による圧縮強度試験結果では、コンクリートの圧縮強度は最大 600kgf/cm^2 、最小 516kgf/cm^2 、平均で 565kgf/cm^2 であり、すべてのコアで設計基準強度の 500kgf/cm^2 を上回っている。

5本のP C鋼より線を採取して行った引張強度試験の結果を図-4に示す。P C鋼より線は健全であると思われるものを用いたが、破断後内部に若干の錆がみられた。引張強度の平均は 189kgf/mm^2 である。すべての試料が規格を満足しているが、破断時の伸び量が全体に小さくなっており5本のうち3本が規格（破断時の伸び3.5%以上）を満足していない。伸びが小さくなった理由としては、若干の発錆による劣化の影響が考えられる。試料採取の際に微細な傷がついてしまったことも考えられるが、目視では確認できなかった。

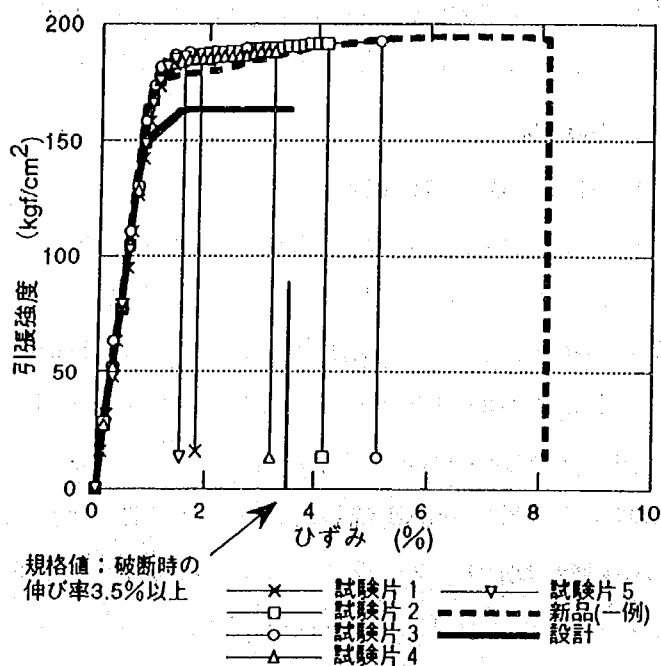


図-4 P C鋼より線の応力ひずみ曲線

3. 桁の載荷試験方法

載荷試験は2点載荷とした。支間およびせん断スパンは表-1のとおりである。B-2は端部を切り落とし、片側のせん断スパンの範囲に損傷の著しい箇所を配置した。下面及びウェブのひび割れ発生は、塗装を除去した上で取り付けたπ型変位計により監視した（ウェブはB-2のみ）。中立軸を確認するため、支間中央側面にひずみゲージを貼り付けた。また、曲率を把握するため載荷点直下2箇所傾斜計を設置した。

4. 結果と考察

図-5、図-6にB-1、B-2の曲げモーメントと曲率の関係を示す。また、図中には、腐食の有無を考慮した場合の計算結果、設計上の強度等を用いた場合の計算結果をあわせて示す。①は道路橋示方書に示される設計強度等を用いた場合、②は供試体からの試料採取により得られたP C鋼より線の引張強度、応力ひずみ曲線、およびコンクリートの圧縮強度を用いた場合、③はP C鋼より線の破断時の伸びを1.67%とした場合についての計算結果である。計算では腐食の影響を鋼材のみとし、コンクリートのひび割れや補修材料の影

響は考慮していない。

B-1, B-2ともに最大曲げモーメント区間からわずかに外れた位置で、曲げせん断ひび割れが進展し、最大荷重発生後、下フランジのP C鋼材が破断することによって終局に至った。破断箇所はいずれもプレバックドコンクリートによる補修が行われている場所であった。この付近では供用時から塩害によるひび割れが存在しており、弱部になっていたことも考えられる。

B-1, B-2の試験結果は、 M , ϕ が小さく、直線関係にある範囲では概ね一致しており、欠損なしの計算結果とも同程度で、腐食の影響は明確ではない。しかし、 $M-\phi$ の傾きがゆるやかになると、B-1, B-2の差が顕著になっており、腐食の程度の違いが現れているものと考えられる。なお、B-2については、せん断ひび割れの発生後、さらに $M-\phi$ の傾きが小さくなっており計算結果との乖離がみられる。B-1については、載荷時にせん断ひび割れの発生を明確に観測することができなかった。

また、B-2では、実験による曲げひび割れ発生荷重は、腐食を考慮した計算によるものより大きくなっている

が、終局時の荷重は腐食を考慮した計算結果に近くなっている（表-1）。これらの結果から、ある程度の荷重までは補修材の効果が発揮され、欠損がない場合の剛性に近くなっているが、それ以上の荷重がかかるとひび割れが進展し、最終的な耐荷力は腐食の影響を免れることができなかったものと考えられる。

計算結果のうち、①と②のケースではコンクリートの圧壊により破壊するが、③のケースではP C鋼より線の破断により破壊するという計算結果となった。通常のP C部材の設計では、急激な破壊を避けるためにP C鋼材の降伏を先行させ、十分なじん性を確保するように設計する。最終的にはP C鋼材の破断もしくはコンクリートの圧壊により破壊するが、通常はP C鋼材の伸びが大きいので、コンクリートの圧壊が生じる。実験では最終的にP C鋼より線の破断で終局に至っているが、これは塩害によりP C鋼より線の一部が

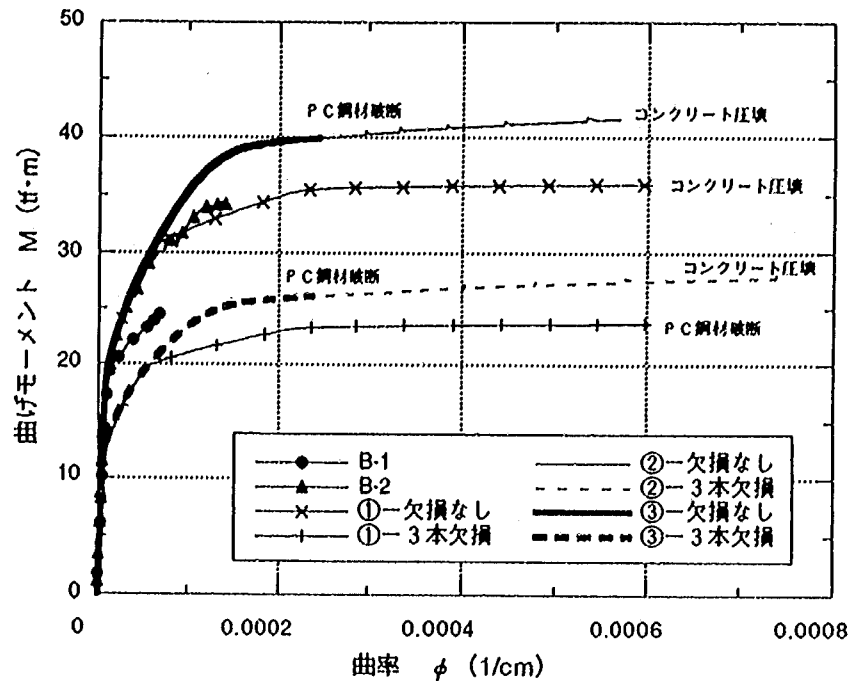


図-5 曲げモーメントと曲率の関係

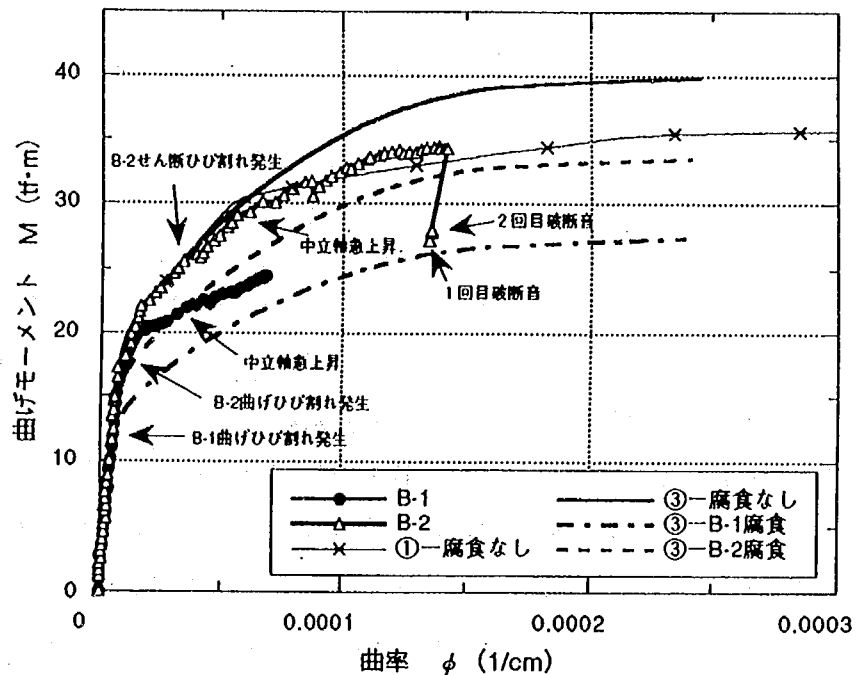


図-6 曲げモーメントと曲率の関係（拡大）

表一 1 載荷試験結果一覧

供試体種類	B-1			B-2			設計	
	②計算値	③計算値	実測値	②計算値	③計算値	実測値	①計算値	
P C鋼材腐食箇所	なし		No.3,7,8	なし		No.3,8	なし	No.3,7,8
支間 (m)	8.75			5.50			—	
せん断スパン (m)	3.375			2.00			—	
曲げひび割れ発生荷重 (tf) 下段：モーメント (tf・m)	11.28 (19.0)	7.6 (12.8)	7.1 (12.0)	19.0 (19.0)	15.9 (15.9)	18.2 (18.2)	(19.1)	(12.2)
曲げ終局荷重 (tf) 下段：モーメント (tf・m)	24.7 (41.6)	23.6 (39.9)	16.2 (27.4)	41.6 (41.6)	39.9 (39.9)	33.4 (33.4)	34.4 (34.4)	(35.9) (23.7)
せん断ひび割れ発生荷重 (tf)	—		—	—		26.2	—	

1) B-2は初期より曲げひび割れが1箇所発生しており、表中の値は2箇所目のひび割れ発生荷重。

2) 曲げひび割れ発生応力度は 40kg/cm^2 とした。

欠損しており、また P C 鋼より線の降伏後から破断までの伸びが錆の影響などもあって小さくなっていたためと考えられる。

なお、実験による最大荷重を設計上の曲げ終局荷重と比較すると、B-2は96%と大きく変わらなかったが、損傷が激しかったB-1では68%まで耐荷力が減少していた。

5. まとめ

塩害を受けたプレテンション P C 桁の耐荷性状に関して載荷試験の結果、以下の知見が得られた。

- (1) M、 ϕ が小さく直線関係にある範囲では、M— ϕ 曲線に腐食の影響はみられなかった。この理由としては、腐食の状況が一様でないことや、補修材の効果が考えられる。
- (2) M— ϕ の傾きが大きくなると腐食の程度の違いが顕著に現れ、終局時の耐荷力は実際の材料の物性や腐食を考慮して計算した結果とほぼ一致した。
- (3) 3本の P C 鋼材が腐食していたB-1の曲げ耐荷力は、設計値による破壊抵抗曲げモーメントの約7割まで低下していた。2本の P C 鋼材が腐食していたB-2の曲げ耐荷力は設計値とほとんど同じであった。
- (4) 通常 P C 部材の設計では、破壊後も急激に耐荷力を失うことのないように配慮しているが、P C 鋼材の腐食により、終局時により脆性的な壊れ方になることが明らかになった。

6. あとがき

既設 P C 桁の載荷試験は、内部にひずみゲージを貼れないなどの制約が多く、また、確認できない要因も多いため、必ずしも十分なデータを得ることはできなかった。しかし、実際に塩害を受けた P C 桁の載荷試験は他に例がなく、今後の調査における留意点も含めて多くの知見を得ることができた。今後も、機会が得られれば同様な試験を行い、データの蓄積をはかっていきたい。

なお、本試験の実施に当たっては北陸地方建設局信濃川下流工事事務所の方々に多大なご協力をいただきました。この場を借りて感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 例えば、石川和久、丸山久一、酒谷弘行：「鉄筋の腐食による付着劣化がはり供試体の耐荷性状に及ぼす影響」土木学会第48回年次学術講演会講演概要集、1993.9

地形学的方法による客観的な活断層の認定

環境部 地質研究室 品川 俊介

1. まえがき

兵庫県南部地震を契機に、防災対策における活断層調査の重要性が広く認識されるに至ったが、ダムや原子力発電所などの重要構造物の建設においては、従来から活断層調査が重要な調査項目として位置づけられている。

活断層調査の第一段階は、空中写真判読によって活断層を抽出することである。活断層が地表面を変位させると、地形に不連続が生じる。地形の不連続は一般に比較的直線的、あるいは直線状に配列する。そのため空中写真判読においてはまず、直線的な地形配列（リニアメント）を抽出し、次にそれに沿って断層変位の結果生じた地形（断層変位地形）の有無を詳細に検討して、抽出されたりニアメントが活断層起源かどうかの検討を行う。

活断層起源のリニアメントの抽出作業では、リニアメントや断層変位地形の認定において個人差が大きく、判読者によって断層の有無の確からしさ、断層の通過位置や長さなどの推定精度が異なるという問題がある。また熟練者の判読によっても、実際の断層位置とその推定位置とが一般に一致しないという問題もある。前者の問題の原因として、判読の基準に客観性が不足していることが考えられる。後者の問題の原因として、断層変位地形が侵食・堆積の影響で時間と共に変化し、次第に不明瞭になっていくことなどが考えられる。

以上のような断層推定精度やリニアメントと断層露頭位置の不一致に関わる問題は、活断層に対する構造物の安全性の確保という防災的観点や調査コスト削減の観点から、解決する必要性が大きい。

2. 研究目的

本研究では、活断層の認定における客観性の向上および判読誤差の範囲を知ることが目的として、山間域におけるリニアメント抽出法の開発および、断層推定位置（リニアメント）と実際の活断層位置とがずれる要因の検討を行った。

3. 研究方法

3-1. 山間域におけるリニアメントの地形観察

山間域を通過する活断層周辺を対象に、縮尺 1/40,000 の空中写真判読から活断層周辺地形の特徴を把握した。そして以上をふまえた客観的なリニアメント抽出法を作成し、従来の主観的な方法と比較・検討を行った。

3-2. リニアメントと活断層位置とがずれる要因の検討

空中写真によるリニアメントおよび周辺地形の判読と、現地調査で明らかになった活断層露頭の位置に基づき、リニアメントと活断層位置のずれ量を計測した。ずれ量を計測した地点は東北～九州地方の75地点である。また一部の断層について、ずれの要因について地形学的考察を行った。

4. 研究結果

4-1. 客観的なリニアメント抽出法

山間域のリニアメント抽出を行う上で非常に目立つ直線的な配列を構成する地形要素は、直線的な谷筋と鞍部の連続である。そこで鞍部・直線的な谷筋の配列に注目して、客観的なリニアメント抽出法を考案した。試行地域として神奈川県三浦半島の丘陵地を通過する北武断層周辺(図1)を設定した。

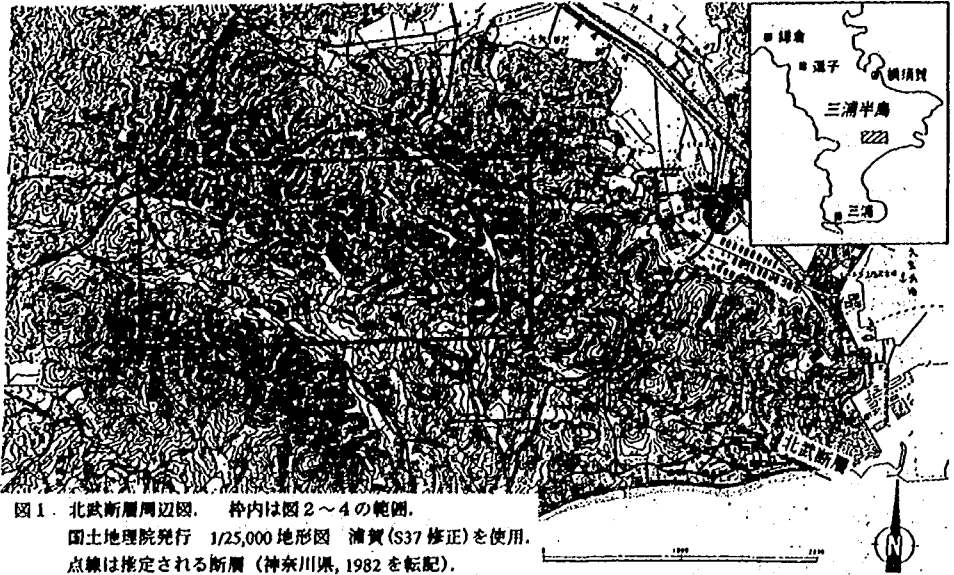


図1 北武断層周辺図。枠内は図2~4の範囲。
国土地理院発行 1/25,000 地形図 浦賀(S37 修正)を使用。
点線は推定される断層(神奈川県, 1982 を転記)。

図2は地形図から抽出できるすべての谷筋と鞍部を示したものである。鞍部や谷筋は無数に存在し、これからリニアメントを見いだすのは容易でないことがわかる。そこで鞍部とそれを挟んで相反する方向に発生する谷筋の組み合わせに注目し、これの延長上に延びる地形境界を連続させてリニアメントを抽出する方法を考案した。以下にその手順を示す。また、試行した結果を図3に示す。

- 判読範囲を便宜的に面積 1 km^2 以上の流域に区分し流域界を判読する。
- a)の流域界上の鞍部を判読する。
- b)の鞍部を挟む相反する(120度以上の広角をなす)向きの谷筋を判読する。
- c)の谷筋の延長上にその方向の谷筋及び鞍部を判読する。
- d)の谷筋の延長上にその方向の線状の地形境界を判読する。

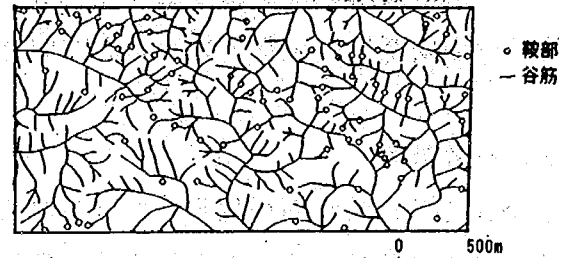


図2 1/25,000 地形図から抽出した鞍部と谷筋。
国土地理院発行 1/25,000 地形図 浦賀(S37 修正)を使用。

図3には、直線的な模様がWNW-ESE方向に配列している。その中には流域を越えて延伸する連続性の良いものが多数ある。比較のため図4に、従来の主観に頼った写真判読によって抽出されたりニアメントを示す。新しい抽出法の結果は、主観に頼って抽出したりニアメントの大部分を含んでいる。したがって新しい抽出法を用いることによって、より客観的なリニアメントを抽出することができる。

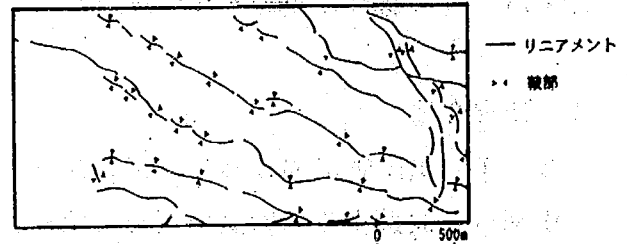


図3 客観的な方法によるリニアメント抽出結果。

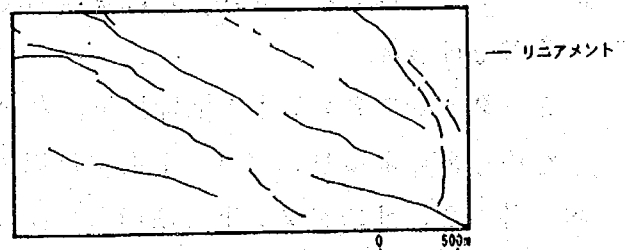


図4 従来の方法によるリニアメント抽出結果。

4-2. 実際の断層位置とその推定位置との関係

リニアメントと活断層露頭の位置がずれることについては、いくつかの原因が予想される。

a) 侵食や堆積の影響

断層変位によってリニアメントを構成する地形が形

成されたあと、その地形は侵食や堆積によって変化し、位置がずれることがある。とくに断層近傍は岩石が破碎され、しばしば断層破碎帯を発達させるため、選択的な侵食により断層位置とリニアメントの位置のずれが生じる可能性がある。

b) 断層露頭が空間的に偏在する

実際の断層位置は、地層が露出していなければ確認することができない。そのため仮にリニアメント直下に断層が存在したとしても、その位置に露頭がなく近くの別の場所に断層露頭が存在した場合、ずれがあると認識される。つまりリニアメントの位置を挟んで連続的に露頭がない限り、厳密にリニアメントと断層位置とのずれを把握することはできない。

c) 写真の縮尺によるリニアメント・断層変位地形の見え方の違い

細かな断層変位地形は大縮尺の空中写真を用いて初めて観察可能であることから、判読精度は写真の縮尺に依存すると考えられる。ただし、写真の縮尺が大きくなるに従い、リニアメントの連続性が認識しにくくなるなどの問題が生じる。

d) 非活断層起源のリニアメントの存在

たとえば古い断層や侵食抵抗性の異なる地層の境界などの存在によって、直線的な谷が形成される場合、単なる河川の側刻によって直線的な崖や三角末端面を形成する場合など、断層変位地形に酷似した地形が形成されることがしばしばある。このような、リニアメントを形成するが必ずしも活断層の存在がなくても説明可能な地形と断層変位地形とを空中写真判読のみに基づいて区別することは原理的に難しく、現時点では地質調査を組み合わせる活断層かどうかの判断を行う必要がある。

以上の可能性をふまえて、実際の事例研究の結果から明らかになったリニアメントと断層露頭の位置関係に関する特徴をまとめる。

1) 地形的条件とリニアメントー断層位置のずれ

リニアメントと断層位置のずれの傾向を、活断層が山地ー平野境界に位置する場合(図5)と山地内に位置する場合(図6)に分けて分析する。リニアメントを挟む両側の地形高度差に対してプロットしたものを図7に示す。

山地・平野境界の断層露頭は、リニアメントより山側(+)に位置する傾向がある。その原因として次のことが考えられる。露頭での観察によると、山地側を持ち上げる断層の前面に崩積土などの斜面堆積物が存在することが多い(図8)。そのため、山地・平野境界は斜面堆積物と平野の境界となるため、リ

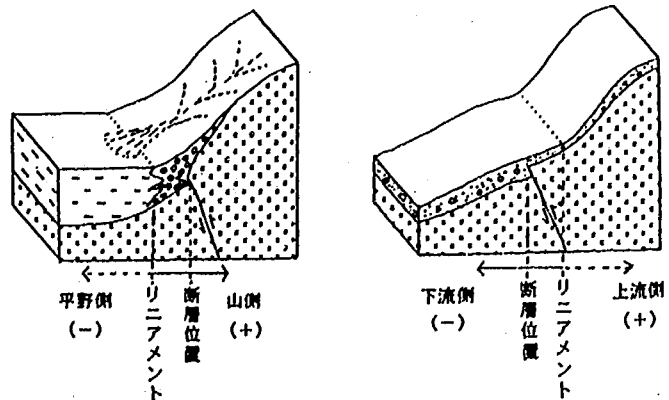


図5 山地ー平野境界のリニアメントの例。図6 山地内のリニアメントの例。
リニアメントに対する断層露頭の出現方向をリニアメントに対する断層露頭の出現方向を(+), (-)で示した。

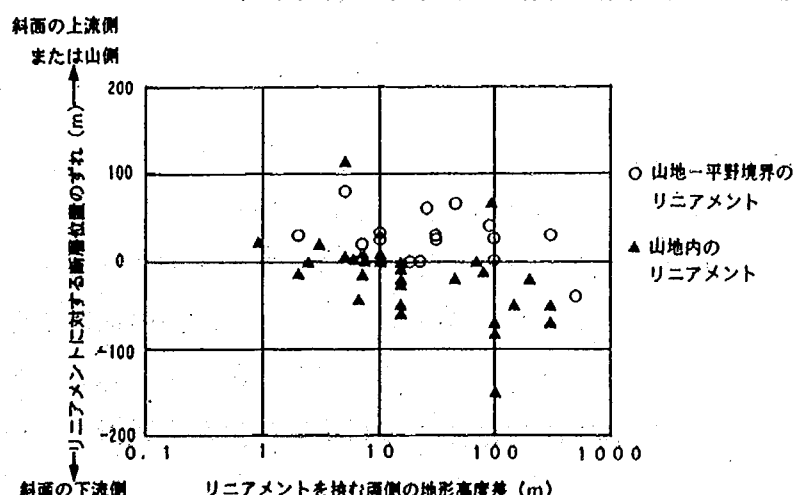


図7 地形条件とリニアメントー断層位置のずれ。

ニアメントは断層位置より平野側にずれる。また、一般にリニアメントは山地・平野境界に位置するが、低地内に自然露頭が存在することは通常あり得ないので、自ずと山側に露頭の出現頻度が偏るとも考えられる。

山地内に位置する断層露頭は、リニアメントより斜面の下流側（－）に位置する傾向がある。ここでは山地斜面の上流側と下流側で露頭の出現頻度に差が生じないと考えられるので、断層の位置はリニアメントに対して有意に斜面の下流側に存在すると言える。この原因については推測の域を出ないが、断層崖が侵食により後退した可能性が考えられる。

2) 断層のタイプとリニアメントー断層位置のずれ

リニアメントと断層位置のずれの傾向を、活断層が縦ずれ成分が卓越する場合と横ずれ成分が卓越する場合に分けて分析する。地形から推測される断層の変位量に対してプロットしたものを図9に示す。ここで地形から推定される断層の変位量を以下のように定義する。

$$(\text{変位量}) = \{ (\text{地形から推測される水平変位量})^2 + (\text{地形から推測される垂直変位量})^2 \}^{1/2}$$

縦ずれ成分の卓越する断層の場合、変位量が大きくなるにつれてリニアメントと断層位置のずれが大きくなる傾向が見られる。この原因として、断層を挟んだ地塊の間に高度差が大きいほど、侵食や堆積の営力が大きく働くことが考えられる。その結果、比高の大きな崖ほど侵食や堆積の影響を大きく受け、崖の位置が移動するものと考えられる。

これに対して横ずれ成分の卓越する断層の場合、（リニアメントー断層位置の）ずれ量と変位量との間に関係が認められず、かつほとんどの場合、ずれ量は40m以下である。この原因として以下のことが考えられる。横ずれが卓越する断層の場合、断層を挟んだ両側の地塊の高度差は前者に比べて小さい。すなわち侵食や堆積の営力が比較的働きにくく、リニアメントと断層位置がずれにくいと考えられる。

5. まとめ

鞍部とそれを挟む谷筋に注目した地形判読により、より客観的なリニアメントの抽出が可能であることがわかった。また、リニアメントと実際の断層位置とはずれていることが多く、ずれの量と方向は活断層のタイプや変位量などの特性や周辺の地形条件と関係していることがわかった。

本研究の成果だけでは、リニアメントの抽出法として未だ十分な客観性を持ち合わせていない。今後はさらなる客観的な活断層判読法の開発を目指していく。

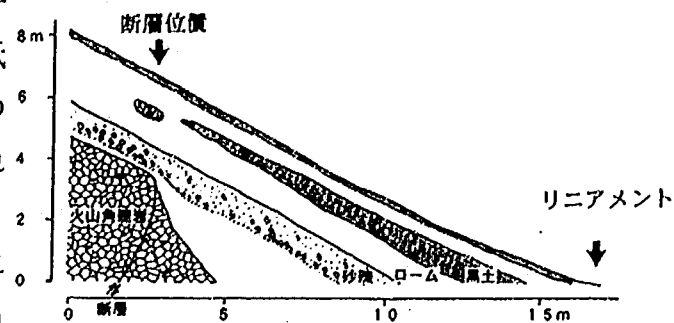


図8 断層前面に斜面堆積物が見られる例。

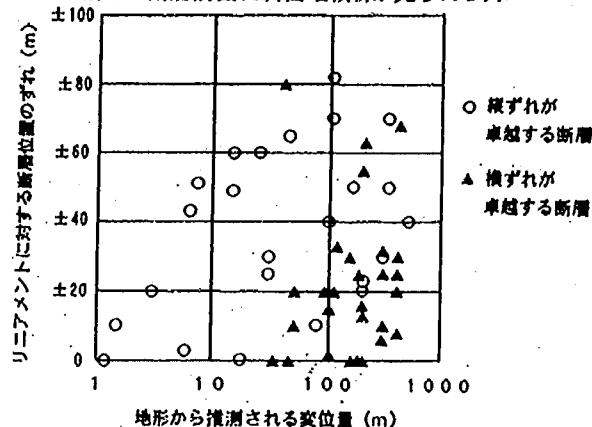


図9 断層タイプとリニアメントー断層位置のずれ。

1. まえがき

軟弱地盤対策工には非常に数多くの工法があり、工法の目的・用途也多岐にわたっていることから、工法選定は知識と経験の豊富な専門家の判断にゆだねられている部分が多い。また、近年ジオテキスタイル補強土工法や EPS 工法などの新工法が開発されており、従来工法に対する新工法の位置づけなどの明確化も必要である。加えて、これからは完成後の維持管理水準・コストに配慮した対策選定も不可欠であり、維持管理水準などの判断項目を含んだ、現場技術者向けの対策工法選定手法の開発が強く望まれている。そこで本研究では対策事例の分析等を通じて、軟弱地盤対策工法の選定基準の体系化を図った。

2. 目的

本研究では、現場条件を考慮した試設計を行うことにより、各種対策工の適用性を検討し、かつジオグリッドを併用した低改良率の深層混合処理工法など、新工法の位置づけを明確にすることにより、軟弱地盤対策工の選定基準の体系化を図る。

3. 方法

まず、盛土の種類を図-1に示すように①基本盛土（低盛土、高盛土）②近接施工盛土③拡幅盛土④傾斜基盤上盛土⑤構造物取付盛土、の5つに分類した。次に各盛土について、表-1に示すような地盤条件のもとで、盛土高 H_E と軟弱層厚 H を変化させた 12 ケース（表-2）の試設計を行い、工費（直接工事費）および工期（施工期間および放置期間）を算出した。設計条件を表-3に、検討した対策工法を表-4に示す。ここでは、対策工法を①従来工法②深層混合処理工法③新工法に大別した。そしてこれらの試算結果に基づき各盛土に対する対策工法の選定基準について検討した。

また、環境条件、施工条件等による各種対策工法の適用制限についても検討した。これらの結果に基づき、工費・工期および環境・施工条件を考慮した軟弱地盤対策工法の選定フローを提案した。

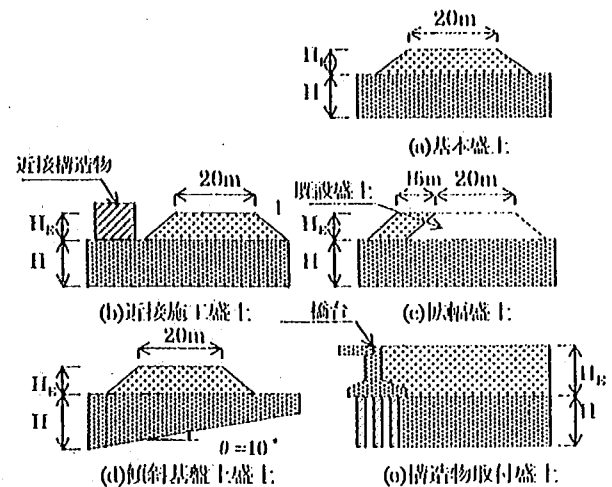


図-1 盛土形状の概略図

表-1 盛土および軟弱層の物性値

盛土	- 単位体積重量: $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ - 内部摩擦角: $\phi = 25^\circ$
砂・砂利	- 単位体積重量: $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ - 内部摩擦角: $\phi = 30^\circ$
軟弱層	- 単位体積重量: $\gamma = 1.45 \text{ t/m}^3$ - 一軸圧縮強度: $q_u = 0.4 \text{ kg/cm}^2$ - 粘着力: $C = 1.5 + k \cdot \% \text{ t/m}^2, k = 1/11$ - 体積圧縮係数: $m_v = 0.1 \text{ cm}^2/\text{kgf}$ - 圧密係数: $C_v = 0.1 \text{ cm}^2/\text{min}$ - 自然含水比: $w_n = 80 \sim 100\%$

表-2 検討ケース

H	5	10	20	30
H_E	m	m	m	m
2m	ケース1	2	3	4
5m	5	6	7	8
8m	9	10	11	12

表-3 設計条件

項目	共通の設計条件	近接施工盛土	拡張盛土	傾斜基盤上盛土	取付盛土
(1)すべり破壊に対する検討	$F_s \geq 1.1$ (盛土立上り時) $F_s \geq 1.2$ (盛土完了時)			$P_0 \cdot \sin \alpha$ を起動モーメントに加える	
(2)沈下の検討	一次元圧密、許容残留沈下量が 30cm 以下	周辺地盤の沈下は発生しない	既設盛土に引き込み沈下は発生しない		
(3)地盤の側方流動の検討		盛土のり尻で土圧の釣り合いが $F_s \geq 1.2$			F 値 ≥ 0.04
(4)軟弱層の強度増加率	強度増加率 $m=0.3$ 、圧密度の上限値は $U=90\%$				
(5)その他	盛土の施工速度：5cm/day ただし、DMM 工法は 30cm/day、EPS 工法は 150m ³ /day、低盛土は交通荷重 2.2tf/m ² を考慮				

表-4 検討に用いた対策工法の種類と略称 (記号)

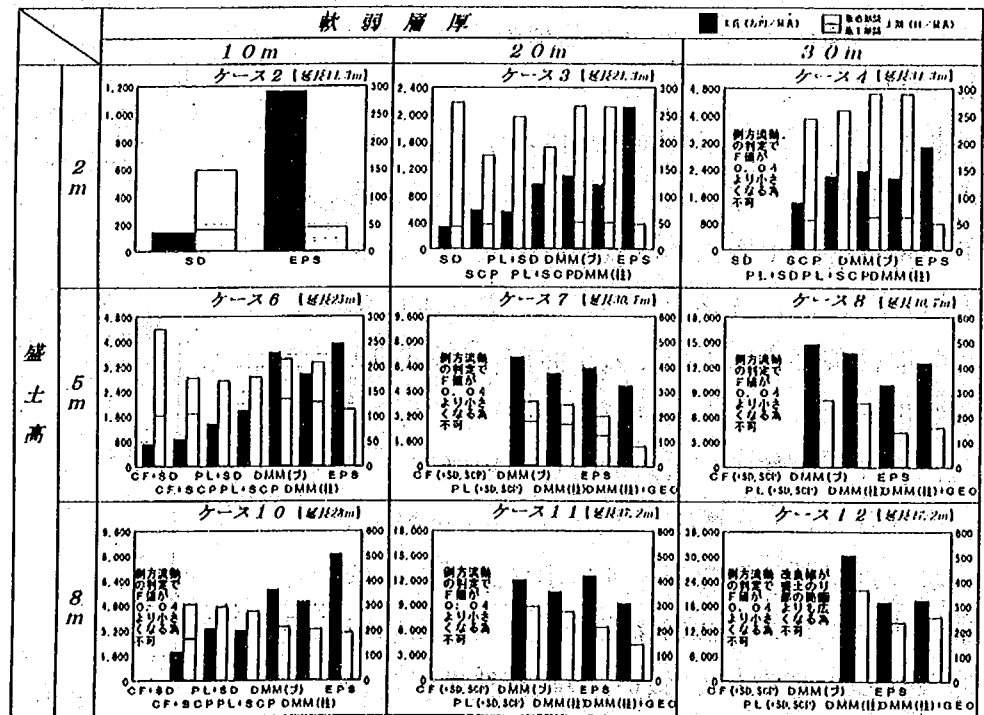
対策工法		記号
従来工法	サンドドレーン工法 (+ 押さえ盛土工法)	SD(+CF)
	サンドコンパクションパイル工法	SCP
	サーチャージ工法	SC
	プレロード工法+サンドドレーン工法	PL+SD
	表層固化処理工法	表層固化処理
DMM工法	サンドドレーン工法+鋼矢板工法 (近接施工、拡張)	鋼矢板+SD
DMM工法	深層混合処理工法(ブロック式改良着底・改良率 78.5%) + サンドドレーン工法	DMM (フ)
	深層混合処理工法(杭式改良着底・改良率 50%)	DMM (柱)
新工法	EPS 工法	EPS
	発泡ビーズ混合軽量土工法+サンドドレーン工法	発泡 B+SD
	低改良率 DMM 工法+ジオグリッド工法	DMM+GEO
	盛土補強工法+サンドドレーン工法	SD+盛土補強

4. 結果

4.1 試算結果 (構造物取付盛土の場合)

取付盛土に関する試算結果を図-3に示す。盛土高 2m の低盛土では、サンドドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法の適用性が高いが、軟弱層が厚くなりこれらの工法で盛土の安定性が確保できない場合には、押え盛土工法を併用する必要がある。また、用地制限があり押え盛土工法が併用できない場合は、

プレロード工法の併用が考えられる。さらに、盛土高が 5m 以上で軟弱層厚が 20m 以上の場合は、これらの従来工法が適用できず、EPS 工法による対策が有利となった。また、DMM 工法 (柱状改良) の改良率をより低くするため、ジオグリッドを組み合わせた工法について検討したところ、盛土高が 8m 以上で軟弱層厚が



20m 以上の厳しい条件では、コストダウンを図れる可能性があることがわかった。

4.2 各盛土における対策工法の傾向

試算結果に基づいた各盛土における対策工法の適用性の傾向を図-3～6に示す。

① 基本盛土 (図-3)

SD 工法の適用性が高い。ただし、盛土が高い、あるいは軟弱層が厚くなり、SD 工法単独ではすべり破壊に対する安定が確保できなくなる場合には、押さえ盛土の併用が、最も安価である。ただし、用地制限がある場合には、盛土補強工法の併用が効果的である。

② 近接施工盛土 (図-4)

SD 工法単独ですべり破壊に対する安定性が確保できる範囲では、SD 工法と矢板を併用する工法の適用性が高い。ただし、低盛土あるいは、軟弱層が薄い場合、矢板工法に変わりブロック式 DMM 工法を併用することも効果的である。また、軟弱層が 20m を超えるような場合については、EPS 工法の適用性が高くなる。

③ 拡幅盛土 (図-5)

SD 工法と矢板を併用する工法の適用性が高い。また、矢板工法に変わりブロック式 DMM 工法を併用する工法も適用性が高い。さらに、軟弱層が厚い場合、EPS 工法の適用も検討対象となりうる。

④ 傾斜基盤上盛土 (図-6)

基本盛土と傾向はほぼ同じである。ただし、傾斜の影響により、特に高盛土になった場合に、SD 工法ではすべりに対する安全性が確保できなくなり、ブロック改良式の DMM 工法が効果的となる。また、現場事例に基づき、円弧すべりに対する安全率を 1.2 から 1.4 に見直すと、SD 工法の適用範囲はさらに小さくなり、盛土高 5m、軟弱層厚 20m を超えると適用できなくなる。

⑥ 複合条件下の盛土

近接施工となる拡幅盛土など、①から④に示した条件が重なった場合の対策工法については、単独条件の場合の成果を組み合わせによる試算に基づいて検討している。

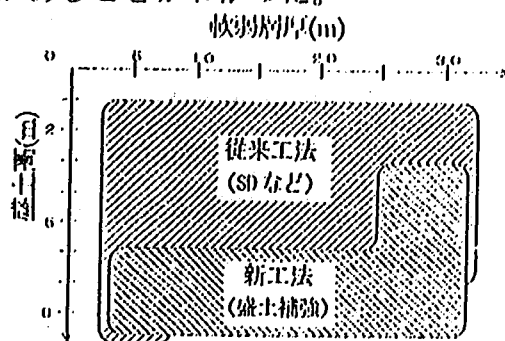


図-3 基本盛土における対策工法の適用性

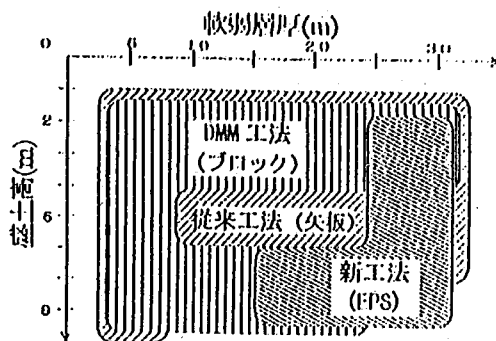


図-4 近接施工盛土における対策工法の適用性

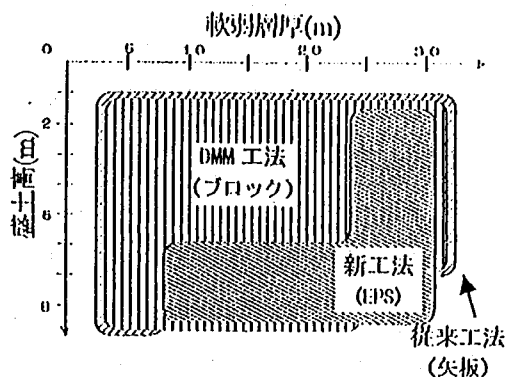


図-5 拡幅盛土における対策工法の適用性

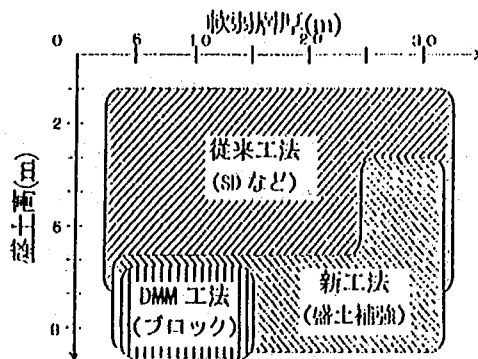


図-6 傾斜基盤上盛土における対策工法の適用性

これらの場合、それぞれの条件に対し適用性の高い工法を組合せた方が有利となり、EPS 工法など全条件に対し対策となりうる工法は、盛土が高く、軟弱層が厚い場合には適用性が高い。

特に近接施工条件がある場合、まずこれに対して適用性の高い工法を選び、他の条件に対する対策をそれに合わせて選ぶことによって、工費・工期面で適用性の高い工法を抽出できる傾向がある。

また、傾斜基盤上の拡幅盛土の場合、引き込み沈下対策および円弧すべり対策両方に対して、ブロック式 DMM 工法による対策が最も適用性が高い。ただし、改良幅が大きくなりすぎるような場合は、EPS 工法あるいは、発泡ビーズ混合軽量土による置換工法といった新工法が効果的である。

⑥構造物取付盛土

傾向は 4.1 に示すとおりである。

4.3 軟弱地盤対策工選定フロー

軟弱地盤対策工選定フローを図-9 に示す。このフローは、詳細設計を行う前に、現場条件、施工条件、環境条件を勘案して、設計対象となり得る対策工法を抽出するための概略設計の流れを示す。

実際に概略設計を行う場合、まず横断方向について検討する。そして現場状況から①から⑤のうちの該当する盛土を選択する。次に図の斜線部において示した工費・工期に基づいた検討を行い、2 ないし 3 種類の工法を抽出する。このときに 2.2 において示した結果が反映されている。さらに、表-5 に示すような環境条件・施工条件の検討を行い、抽出した工法が不適当な対策工法となった場合には、工費・工期に基づいて再検討を行う。

縦断方向についても同様な検討を行う。まず、構造物取付部であるかどうかを検討し、取付部である場合には、横断方向と同様に工費・工期および環境・施工条件から工法を抽出する。以上により抽出した工法について詳細検討を行うことにより軟弱地盤対策工を選定する。

5. まとめ

本研究では、現場条件を考慮した試設計を行い、軟弱地盤対策工選定基準の体系化を図った。今後は、今回検討していない工法や開発中の工法の位置づけや、さらに維持補修費等を含めたトータルコスト的な視点からの検討が必要である。

<参考文献>三木・森・三原「軟弱地盤対策エキスパートシステムの開発に関する基礎調査」第 21 回日本道路会議/三木・山田・和田「軟弱地盤対策選定エキスパートシステムの開発」第 22 回日本道路会議

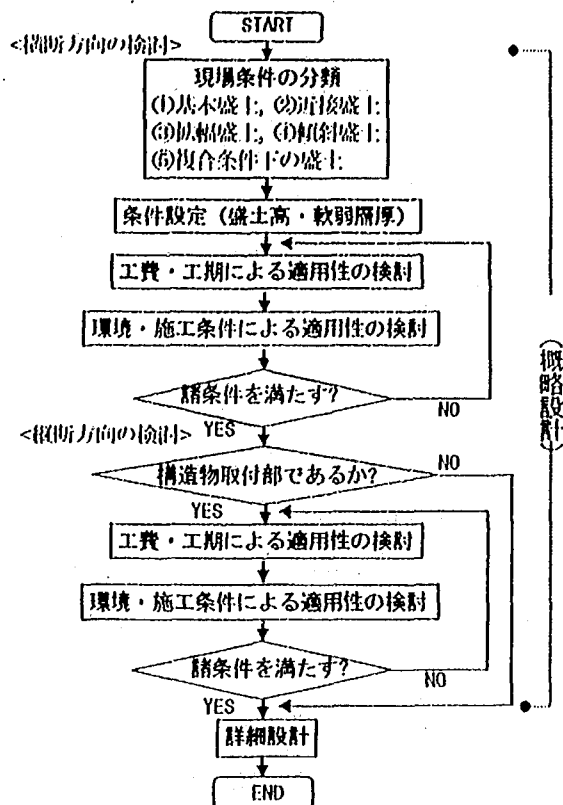


図-7 軟弱地盤対策工選定フロー

表-5 環境および施工条件

条件	項目	表層 固化	E P S	S D	S C P	D M M 柱	D M M プ	C P	盛土 補強	P L	矢板
環 境	周辺地盤の変形	△	◎	×	×	△	△	△	×	×	○
	地下水変動	△	○	○	○	△	△	○	○	○	△
	地下水汚染	△	○	○	○	△	△	○	○	○	○
	騒音・振動	○	○	×	×	○	○	○	○	○	×
	工事道路混雑	○	○	○	○	○	○	△	○	△	○
施 工	工期	○	◎	△	△	○	○	△	△	△	○
	用地	○	○	○	○	○	○	×	○	△	○
	改良材の入手が困難	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○

杭基礎の復元力特性に関する研究

構造橋梁部基礎研究室

○白戸真大, 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸

1. はじめに

基礎の構造的特徴は、基礎が上部構造の荷重を地盤へ伝えると同時に地震時には上部構造への荷重の入力側ともなる点である。そこで、上部構造、躯体からなる橋梁全体系の地震時挙動の把握のためには、地盤 - 基礎 - 構造物一体系での動的解析が有効である。また、橋梁基礎は地中部に存在するため地震時、地震後の観測により地震時挙動を把握することが困難であり、動的解析により地震時挙動を予測し、耐震設計に反映させていく必要がある。

そこで、基礎 - 地盤の地震時挙動を把握するための動的解析を行うために、解析に用いる復元力特性を十分に検証していく必要がある。

最も代表的な基礎形式である杭基礎における水平抵抗の復元力特性は、杭部材の復元力特性と基礎を支持する地盤の復元力特性との組み合わせによるものである。杭部材は基本的に鉄筋コンクリート部材や鋼管部材であるので、その復元力特性は橋脚等と同様のモデル化で良いと考えられ、気中での載荷実験によりその妥当性が確認されつつある¹⁾。

一方、地盤の復元力特性については、土要素の復元力特性についていくつかのモデルが提案されている。しかし、杭体を受ける地盤抵抗の復元力特性は、杭と三次元的な拡がりを持つ地盤との相互作用の結果であるため土要素の復元力特性から直接的には求めることができない。このため地盤中の杭の水平載荷試験を行い、その結果の解析等より推定する必要がある。

そこで、本研究では、杭基礎における水平抵抗の復元力特性を明らかにするため、同一地盤を再現でき、また、別途詳細な土質試験が可能である大型実験土槽中に作成した砂地盤において実験杭の正負交番載荷実験を行った。

実験は、同一地盤に対し、外径は同じであるが復元力特性の異なる鋼管杭 2 種類、RC 杭 1 種類、PHC 杭 1 種類の 4 種類の杭を用いた計 5 ケースを行っている²⁾が、ここでは鋼管杭 2 種類に関する実験結果を報告する。

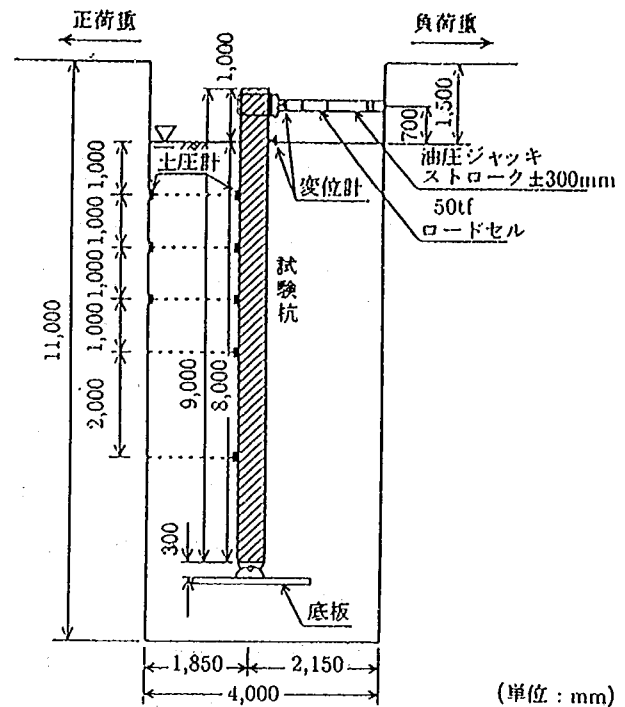


図-1 地盤中の杭の繰り返し載荷実験

表-1 地盤材料

相対密度	40 %	初期剛性	980 [MN/m ²]
間隙比	0.66	最大減衰定数	0.234
有効圧密応力	29.4 [kN/m ²]	γ_{60}	0.0190 %
土粒子の密度	2.644 [t/m ³]	有効内部摩擦角	32.8°
ポアソン比 (仮定)	0.5	有効粘着力	9 [kN/m ²]

表-2 実験ケース

ケース	鋼管杭の仕様と板厚	載荷方法
1	STK490, 10.3 [mm]	正負交番載荷
2	STK400, 6 [mm]	
3		一方向繰返し

2. 実験方法

実験は、図-1 に示す深層実験土槽 3 × 4 × 11 [m] に直径 318.5 [mm]、長さ 9 [m] の実験杭を設置し、地盤面から 0.7 [m] の位置で載荷を行った。実際の杭基礎において杭頭部はフーチングに剛結合されており、また杭先端部は支持層に根入れされている。したがって実際の挙動を再現するためにはこれらの境界条件を満たすように実験をするのが望ましい。しかし、実験結果を解析するためには境界条件が明確であるほうが望ましいので、本実験では杭頭部の載荷点および杭先端部をヒンジ構造とした。

地盤作成は、土槽内に実験杭を設置した後、グラブバケットを用いた水中落下法にて行い、地盤材料は鹿島砂を用いた。繰返し三軸試験結果と試験時の相対密度、間隙比、有効圧密応力を表-1 に示す。地盤が 2 [m] 上昇するごとに水位を地表面まで下げコアカッター法にて試料を採取し密度測定を行った結果、実験地盤の平均乾燥密度は 1.51 [t/m³]、平均相対密度は 17.3 % であった。また、地盤作成終了後、均質性を確認するため土槽の四隅でオランダ式二重管コーン貫入試験を実施した。図-2 はケース 1 において各層での試験値の平均値をプロットしたものである。各ケースとも深度方向および水平方向にも均質と見なせることを確認した。

実験ケースを表-2 に示す。ケース 1 は杭が大変形領域に達するまでの地盤の抵抗特性を把握するため耐力の大きい厚肉の鋼管を用いた。一方、ケース 2 および 3 は材料の降伏点および板厚がケース 1 よりも小さい薄肉のものである。これは、一般に使用されている鋼管杭と同程度の板厚杭径比である。

載荷履歴は、ケース 1, 2 が交番繰返し載荷、ケース 3 が一方向の繰返し載荷としている。載荷は載荷点での変位制御により行い、ケース 1, 2 では $\pm n\delta$ ($n = 1, 2, 3, \dots$) の変位を与えた。ここに、各変位における繰返し回数は 3 回であり、 $1\delta = 15$ [mm] とした。ただし、ケース 3 では正側のみである。また、載荷実験中は水位を地盤作成高と同等の高さになるように保持している。

3. 実験結果

3.1 荷重 - 変位関係

各ケースにおける載荷点での荷重 - 変位曲線を図-3, 4 に示す。ケース 1 では、 7δ (105 [mm]) において杭体の最大応力度が降伏に達し、その後曲線の勾配が徐々に低下して行く。そして、 10δ (150 [mm]) 以降はほぼ一定の勾配となっている。実験後の杭体の損傷は地盤面から 2.5 [m] 付近を中心に若干屈曲している程度であった。

ケース 2 では、 6δ (90 [mm]) において杭体の最大応力度が降伏点に達した後、 11δ (165 [mm]) において水平荷重が最大値に達するが、その後荷重が急激に低下する。実験後の観察では、地盤面より 1.55

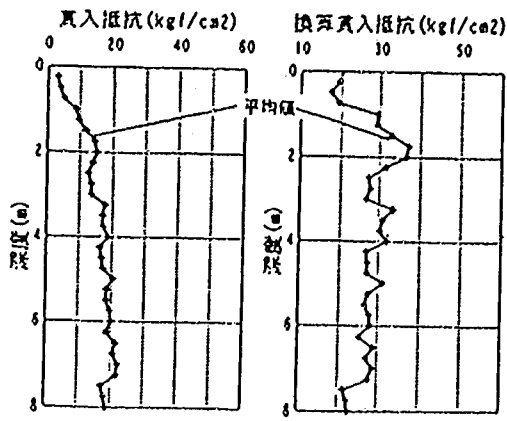


図-2 コーン貫入試験 (ケース 1)

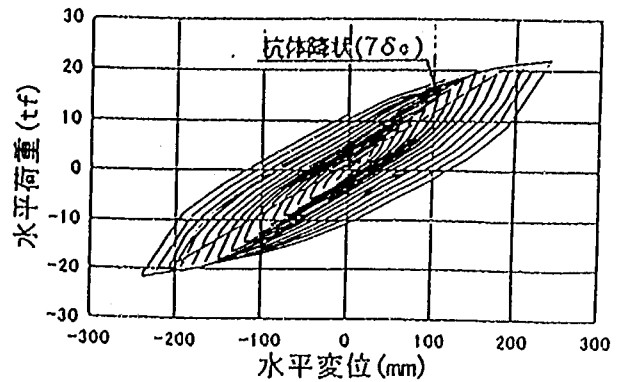


図-3 荷重-変位曲線 (ケース 1, 厚肉鋼管杭)

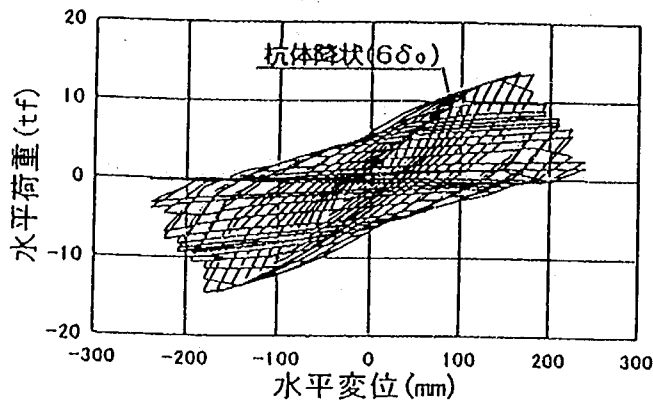


図-4 荷重-変位曲線 (ケース 2, 薄肉鋼管杭)

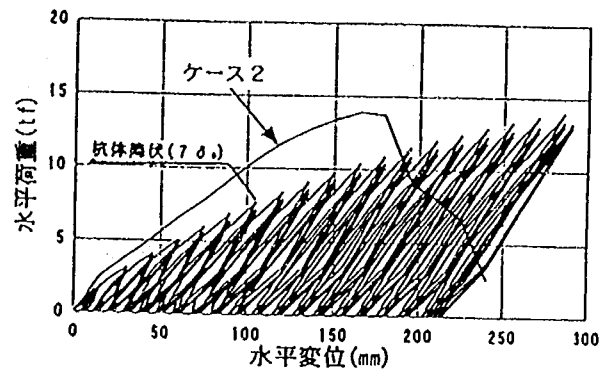


図-5 荷重-変位曲線 (ケース 3, 厚肉, 一方向)

[m] の深度において鋼管断面が載荷方向を短辺とした長方形に近い形状に変形し破断していた。

一方向のみに載荷したケース 3 の結果を図-5 に示す。ケース 3 はケース 2 と同一の諸元であるが、ケース 2 とは異なり 7δ (105 [mm]) で杭体が降伏し、しかも降伏後も今回の実験範囲においては包絡曲線の勾配はほとんど変化せず荷重が増加し続ける。実験後の杭体の損傷は地盤面から 2.5 [m] 付近を中心として若干屈曲している程度であり、座屈などは認められなかった。

3.2 地盤の復元力特性

あらかじめ杭体に添付しておいたひずみゲージにより計測した杭体の曲げひずみを解析し、杭体の水平変位および杭体の受ける分布外力、すなわち水平地盤反力度を推定した。ここでは、線形解析が可能な鋼管の縁応力度が降伏応力度に達するまでを解析対象とした。

図-6-a にケース 1 での G.L. 0.5, 1.0, 1.5 [m] における地盤反力度-変位曲線を示す。ケース 2 についてもほぼ同様の結果となっていた。地盤反力度-変位曲線は、ループの面積が大きくエネルギー吸収に優れた形状をしており、地盤の復元力特性が優れていることを示している。今回解析した範囲では、同一水平変位において繰り返し載荷による地盤反力度の低下は認められず、逆に若干ではあるが増加している。この理由として、実験地盤が相対密度 20 % とゆる詰めであったため繰り返し載荷実験により地盤が締め固められたものと考えられる。このことは、図-2 に示すように、実験後に行ったコーン貫入試験の試験値が増大していたことから伺える。また、各深度における履歴曲線を比較すると、深度が深くなるに従ってその勾配が大きくなっており、これは地盤の変形係数の拘束圧依存性によるものと

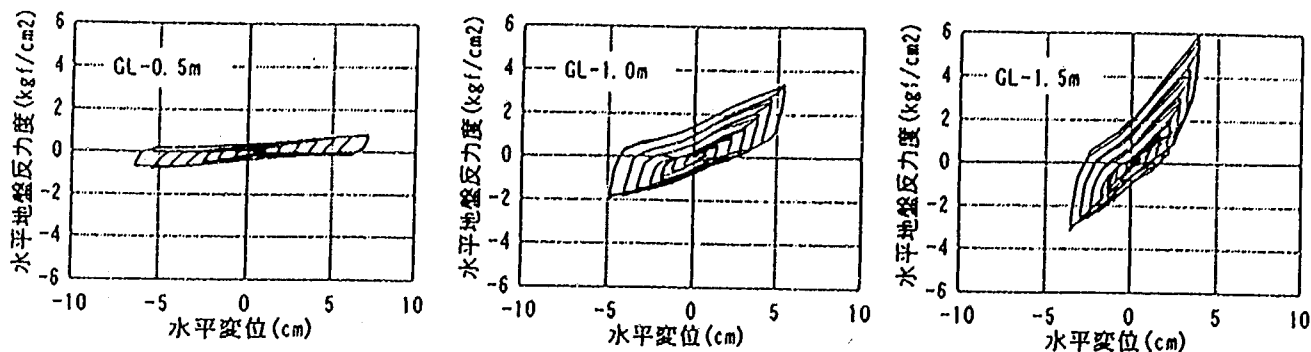


図-6-a ケース 1, 厚肉, 正負交番載荷

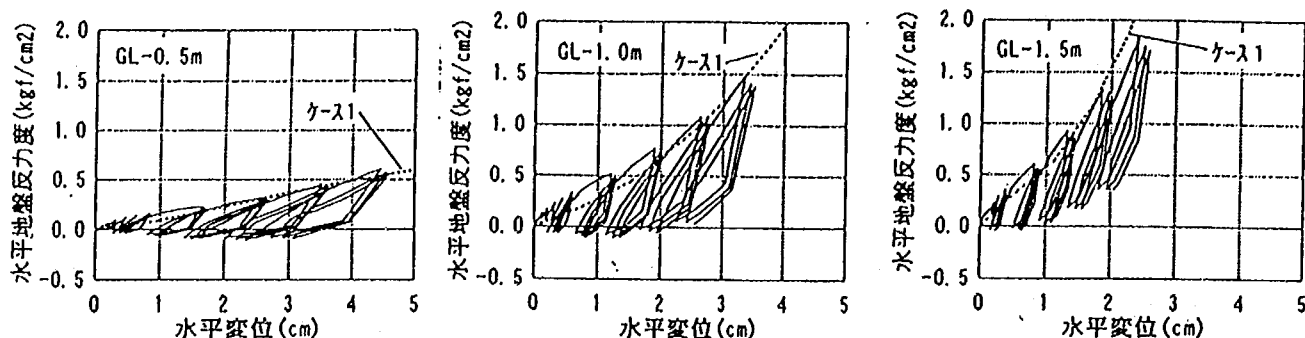


図-6-b ケース 3, 薄肉, 一方向載荷

図-6 地盤反力度 - 水平変位関係

考えられる。

図-6-b には一方向載荷により得られたケース 3 の履歴を示している。ケース 3 は一方向載荷のため 1/4 部分のみしか解析結果は得られていないが、破線で示すケース 1 の骨格曲線とケース 3 での骨格曲線はほぼ一致しており、荷重 - 変位関係の復元力特性が両者で異なっていたのとは対照的である。このことは、これまで多数行われてきた実杭における一方向の水平載荷試験結果を解析することにより水平地盤反力度の復元力特性を推定できる可能性を示していると考えられるが、荷重 - 変位関係の復元力特性は交番載荷と一方向載荷とで異なっていたこともあり、今後も載荷実験や解析を行い検討していく必要がある。

4. 結語

砂地盤中の杭の水平載荷実験を行い、杭の復元力特性と水平地盤反力度の復元力特性を把握した。今後は、杭の変位が大きい領域における解析を行うとともに、実杭での交番載荷試験、既存の実杭の載荷試験結果の検討等を行って行きたい。

参考文献

- 1) 福井次郎, 木村嘉富, 石田雅博, 大越盛幸: 場所打ち杭基礎の変形性能に関する模型載荷実験, 第 32 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1537-1538, 1997
- 2) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室: 砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験, 土木研究所資料第 3552 号, 1998.

既設鋼製橋脚の耐震補強法に 関する実験的研究

構造橋梁部橋梁研究室

高 橋 実

1. ま え が き

兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚については、土木研究所を中心として主にコンクリートを充填しない単柱形式鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上方法に関する検討^{1)~3)}が行われ、その成果を踏まえて、平成8年11月に改訂された「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」⁴⁾に新たに鋼製橋脚の耐震設計に関する規定が設けられた。既設道路橋に対しても、平成9年8月に「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」⁵⁾が発刊され、矩形断面鋼製橋脚に対しては、角補強（ボルト接合）による耐震補強設計計算例が示された。

しかしながら、角補強を施した鋼製橋脚の変形性能については、構造パラメータを含めた各種パラメータが影響してくるが、実橋脚で取り得るパラメータの範囲に対して、必ずしも十分な実験結果が得られていないのが実状である。

本研究では、角補強を施した既設の単柱形式矩形断面鋼製橋脚を対象とし、大型供試体による準静的正負交番繰返し載荷実験を実施することにより、各種構造パラメータを変化させた場合の耐力、変形性能を明らかにすることを目的とする。

2. 実験の概要

2-1. 供試体

供試体は、断面寸法が900×900×9mmであり、実橋脚の1/3程度である。高さは約3.5mで、平均的な橋脚と比較すると短柱であるが、これは載荷装置の制約条件下で、できるだけ大きな断面としたためである。図-1に供試体の形状寸法を示し、表-1に主要なパラメータを示す。なお、供試体の構造諸元は、既設橋脚の構造諸元⁶⁾を参考に決定したため、現行の「道路橋示方書Ⅱ」⁷⁾の補剛板の規定を満足していない。

補強前の基本となる供試体をNo.20,T1(No.20に対し細長比パラメータ大)およびM8(No.20に対し幅厚比パラメータ大)の3体とし、これらに対し角補強を施した供試体について補強効果を比較検討した。

表-1 供試体の主要なパラメータ

供試体名	A (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_y (kgf/cm ²)	λ	幅厚比パラメータ		リア剛度 γ/γ^*	軸力比 N/N _y
					RR	RF		
No.20 基本	378.4	480,600	4,160	0.272	0.585	0.611	0.914	0.125
K3 角補強(1.1I)	418.0	553,100	3,940	0.259	0.570	0.594	0.914	0.111
No.11 角補強(1.2I)	449.2	586,100	3,770	0.256	0.557	0.581	0.914	0.107
No.33 角補強(1.2I), 軸力増	449.2	586,100	3,750	0.255	0.556	0.580	0.914	0.129
B7 角補強(1.2I), ボルト小	444.4	580,300	3,680	0.252	0.550	0.574	0.914	0.111
B8 角補強(1.2I), 塗装有	444.4	580,300	3,680	0.252	0.550	0.574	0.914	0.111
K4 角補強(1.4I)	497.2	669,100	3,750	0.251	0.556	0.580	0.914	0.098
No.25 角補強(1.9I)	641.2	903,300	4,060	0.255	0.578	0.603	0.914	0.070
T1 基本, λ が大	378.4	480,600	4,070	0.393	0.579	0.566	1.05	0.118
T3 角補強(1.2I)	446.4	582,400	4,070	0.388	0.579	0.566	1.05	0.100
M8 基本, RFが大	387.2	499,500	3,586	0.251	0.652	0.847	0.549	0.134
No.28 角補強(1.2I)	458.0	604,900	3,780	0.254	0.669	0.869	0.549	0.113

注) 表中の数字は角補強材を含んだ断面に対する値である。但し、結果の整理には補強材の断面は考慮していない(既設補強を想定)。鋼種はSM490。 λ は細長比パラメータ、RRは補剛材間の幅厚比パラメータ、RFは補剛板全体の幅厚比パラメータ。 γ は補剛材剛比、 γ^* は弾性座屈理論に基づく補剛材必要剛比。

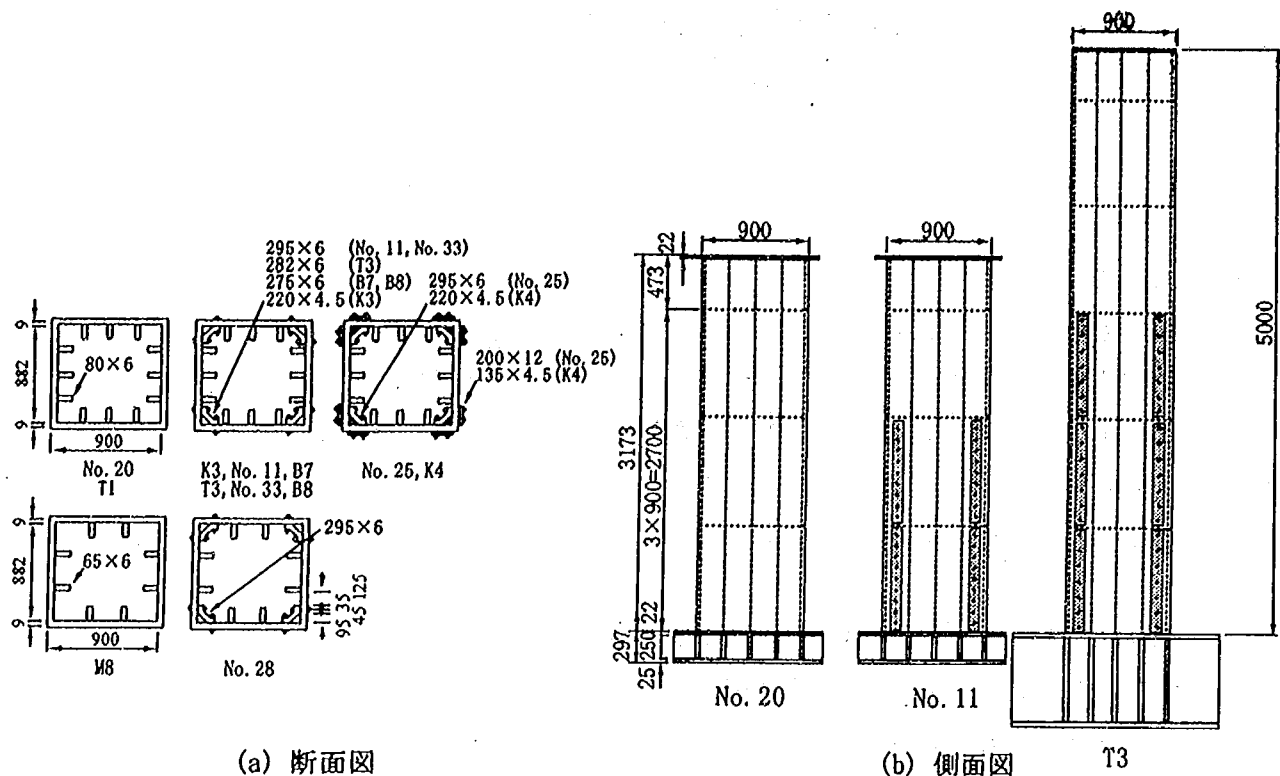


図-1 供試体の形状寸法

表-1の供試体名の中のカッコ内の数字は基本供試体の断面2次モーメントに対する角部の補強材を含めた断面2次モーメントの比を示したものである。No.11は、既設橋脚の補強を想定し、No.20の角部に曲げ加工を施したコーナープレート(角補強材)を呼び径M22の高力ボルトにて接合したものである。No.33は、No.11と同じ構造諸元で、軸力比を大きくしたものである。K3は、No.11に比べて、角補強材の大きさを小さくしたものであり、その他の構造諸元はNo.11と同じである。B7は、No.11と同じ構造諸元であるが、角補強材を接合する際の高力ボルトの大きさを小さくしたものであり、呼び径M16の高力ボルトにて角補強材を接合したものである。B8は、No.11と同じ構造諸元であるが、実橋脚を踏まえて補強材との接合面に塗装を施したものである。塗装は供試体内外面および補強材の表面に対し行い、外面はA-1塗装、内面にはD-1塗装を塗付した。K4およびNo.25は、No.11に比べて、角補強材の大きさを大きくしたものであり、角補強材を高力ボルト接合する際に、ボルト配置を2列にしたものである。T3は、T1に角補強材を高力ボルト接合したものである。No.28は、M8に角補強材を高力ボルト接合したものである。

2-2. 載荷方法

載荷は鋼製フレームに油圧ジャッキおよび供試体を水平に設置して行った。まず、補強前の断面に対する降伏軸力(公称値)の15~20%程度の軸力を一定に保持したまま、次式で定義される水平変位 δ_y を基本として、図-2に示すように δ_y の整数倍の変位を漸次増加させながら、準静的に正負交番繰返し載荷した(同じ変位における繰返し回数は1回)。ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力であり、載荷時はSM490では、 3200kgf/cm^2 を用いた。 P_{y0} は降伏水平荷重、 h は供試体高さ、 A は断面積、 z は断面係数、 $E I$ は供試体の曲げ剛性、 N は軸力である。

3. 最大水平耐力と変形性能

図-3にNo.11の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線(ヒステリシス

$$\delta_{y0} = \frac{P_{y0} h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$P_{y0} = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{z}{h} \quad (2)$$

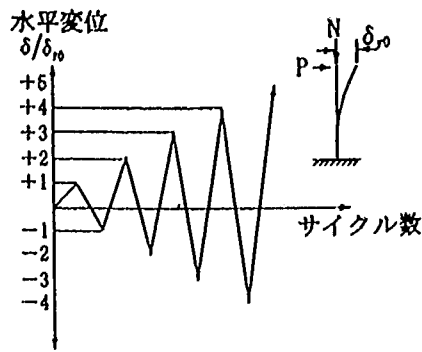


図-2 荷重方法

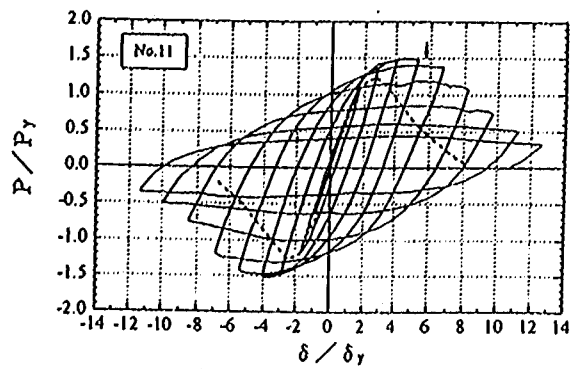


図-3 ヒステリシスループ (No. 11)

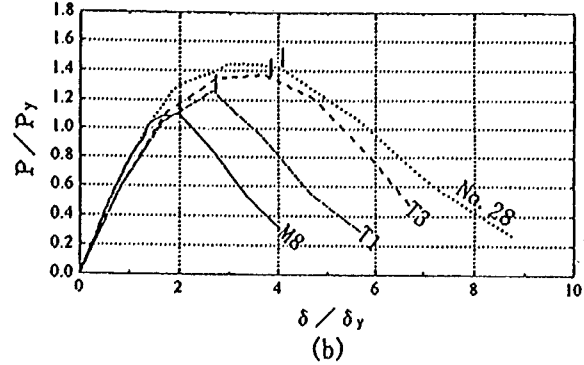
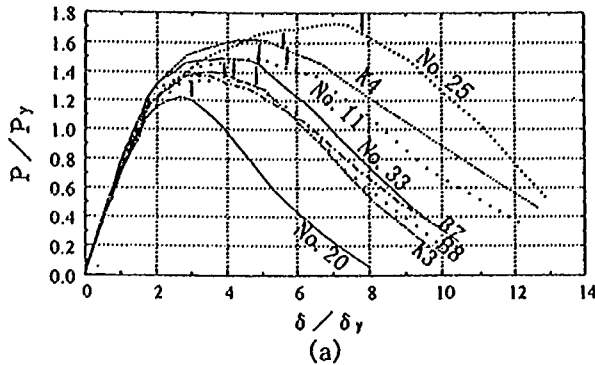


図-4 正側包絡線

ループ)を示し、図-4に各供試体の水平荷重-水平変位の正側包絡線を示す。ここで、 P_y は材料試験結果に基づく降伏水平荷重、 δ_y は P_y を実験で得られた初期勾配の値で除した降伏水平変位である。 δ_{97} は耐力が安定している領域における最大の水平変位(最大耐力の97%)であり、↓印で図中に示してある。

基本供試体No.20においては、最大荷重付近で圧縮側のフランジ面がへこむことに伴い、それにより合うウェブ面が膨らみ、角部がねじれるように変形が進んでいき、次第に耐力が低下していく。No.11のような角補強した供試体においては、面外変形が観察されるようになった後も閉断面となった角部がねじれることはなく、図-3および図-4に示されるように最大耐力付近で安定した領域を作る。

図-5に最大水平耐力 P_u と軸力比の関係を示す。No.11やNo.33から分かるように曲げ剛性を1.2倍程度増加させることにより、 R_F が0.5~0.6程度のNo.20(→No.11)や R_F が0.8~0.9程度の座屈強度の小さいM8(→No.28)に対し、 P_u/P_y は1.5程度に増加している。但し、剛性の高い補強を行った場合(K4, No.25)には耐力が大きくなりすぎる傾向になる。図-6に δ_{97} と3種類のパラメータ(軸力比、細長比パラメータ、幅厚比パラメータ)を掛け合わせたものとの関係を示す。図中には、同程度の寸法形状を有する矩形断面供試体(No.20, T1, M8を含めた計23体)から得られた回帰曲線を破線で示してある。また、本研究成果の一つである補強設計における許容塑性率⁶⁾を実線で示した。曲げ剛性を1.2倍とした、No.11, No.33, No.28の塑性率($\delta_{97}/\delta_y \approx 4 \sim 5.5$)については、角補強を施す前($\delta_{97}/\delta_y \approx 2 \sim 3$)に対しそれぞれ2.5程度増加している。また、塑性率は横軸のパラメータに対し右下がりの傾向にある。K4, No.25については、断面の曲げ剛性をそれぞれ1.4、1.9倍に増加させているが、耐力は向上したものの供試体基部の横割れの進展により十分な変形性能を発揮できなかった。実橋脚を想定して補強材との接合面に塗装を施したB8についても、No.11に対し若干変形性能が低下した。また、

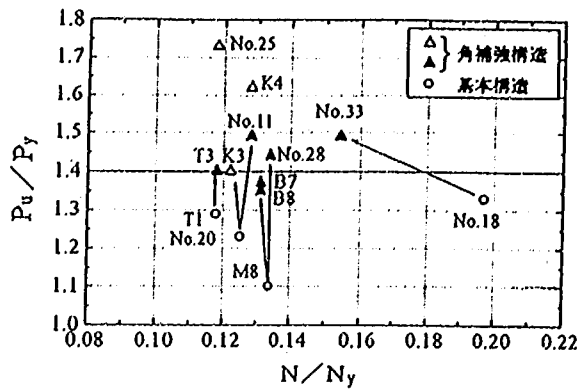


図-5 最大水平耐力と軸力比の関係

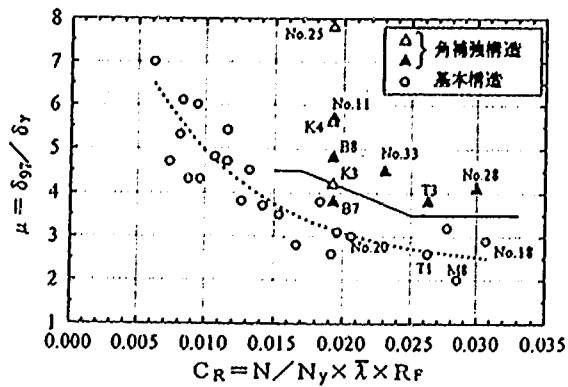


図-6 δ_{97} と各種パラメータの関係

No.11に対しボルト間隔を粗くしてボルト径を小さくしたB7については、No.11ほど変形性能は向上しなかった。

4. まとめ

本研究では、角補強を施した既設の単柱形式矩形断面鋼製橋脚を対象とし、大型供試体による準静的正負交番繰返し載荷実験を実施することにより、各種構造パラメータを変化させた場合の耐力、変形性能を評価した。主な結論を要約すると次の通りである。

(1) 本研究結果は、角補強を施した矩形断面鋼製橋脚の大変形領域までの変形挙動を明らかにした。
(2) 各種構造パラメータおよび構造細目を適切に定めれば、耐力上昇を抑えながらねばり強い構造になることを示した。

(2-1) 補強前に対する断面2次モーメントの増加率を1.2倍程度にすることにより、水平耐力としておおむね $1.4P_y$ を確保できることを示した。

(2-2) 幅厚比パラメータ R_f 、軸力比 N/N_y および細長比パラメータ λ と塑性率 μ との相関性を調べ、これらのパラメータを組み合わせた $C_r (= N/N_y \times \lambda \times R_f)$ との相関性がみられること、およびこの傾向が基本構造の実験結果($\mu - C_r$ 関係)とほぼ一致することを示した。 C_r が0.017程度以下であれば塑性率として4.5程度の値をとることができることを示した。

(3) (2)に示す結果等が日本道路協会 橋梁委員会 震災対策特別分科会(分科会長:東京工業大学教授川島一彦)に提出・審議され、許容水平耐力 P_u/P_y 、許容塑性率 μ および構造細目が定められ、参考資料⁶⁾として発刊された。

今後は、FEM解析などにより本研究結果を補完することが必要と思われる。

なお、本研究は、平成8年度に実施された鋼製橋脚の耐震設計法に関する共同研究(建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会)の中で行われたものである。

〔参考文献〕1) 西川和廣, 山本悟司, 上仙靖ほか: 鋼製橋脚の耐震補強に関する実験, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1996.1. 2) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I), 共同研究報告書第178号, 1997.4. 3) 西川和廣, 村越潤, 上仙靖, 高橋実: 道路橋示方書における鋼製橋脚の耐震設計について, (社)土木学会構造工学委員会・構造工学震災調査特別小委員会, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997.5. 4) 日本道路協会: 道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, 1996.12. 5) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8. 6) 中井博ほか: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査, 橋梁と基礎, Vol. 16, No. 6~7, 1982. 7) 日本道路協会: 道路橋示方書(II鋼橋編)・同解説, 1996. 12.

1. まえがき

本研究で用いているハイブリッド振動実験とは、デジタル計算機による振動応答数値解析と振動台による振動実験を結びつけた新しい概念の実験である。一般にハイブリッド実験とは、振動応答数値解析とアクチュエータを用いた加振実験（アクチュエータにより準動的に橋脚等の供試体に地震力を載荷する実験）を結びつけたもので、実時間実験ではない。すなわち、従来のハイブリッド実験は、装置の制約（計算機的能力、アクチュエータの遅れ補償等）上、実験の時間軸を実挙動よりも伸長した準動的実験が大部分であり、また、振動台を用いたハイブリッド振動実験の事例は、ほとんどない。そこで、本研究では2層系模型を対象とし、実時間かつ振動台を用いた実時間ハイブリッド振動実験を行い、全体系振動実験との整合性を検証するとともに、実時間ハイブリッド振動実験の有効性の確認を行った。

2. 実時間ハイブリッド振動実験の概要

実時間ハイブリッド振動実験では、図-1に示すように、構造物全体のうち、実験により振動挙動を明らかにしたい部分のみを供試体として振動台上にセットし、それ以外の部分は振動応答数値解析モデルとして設定する。振動応答数値解析モデルは、構造条件（質量、減衰、剛性マトリックス）、振動台からの外力（振動台の加速度から算出）及び供試体の反力より構成され、振動実験における振動台からの外力及び供試体の反力を取り込み、次ステップの供試体の変位を計算する。具体的には、振動台を加振することにより、振動台の加速度及びモデル化を行った構造物の構造条件（質量、減衰、剛性マトリックス）から供試体を与える変位を計算し、アクチュエータにより供試体に変位を作用させる。そこで、変位作用時に計測される供試体の反力を数値解析の中に取り込み、次ステップの変位を求め、アクチュエータで変位を作用させる。この処理を繰り返すことによって、地震時の構造

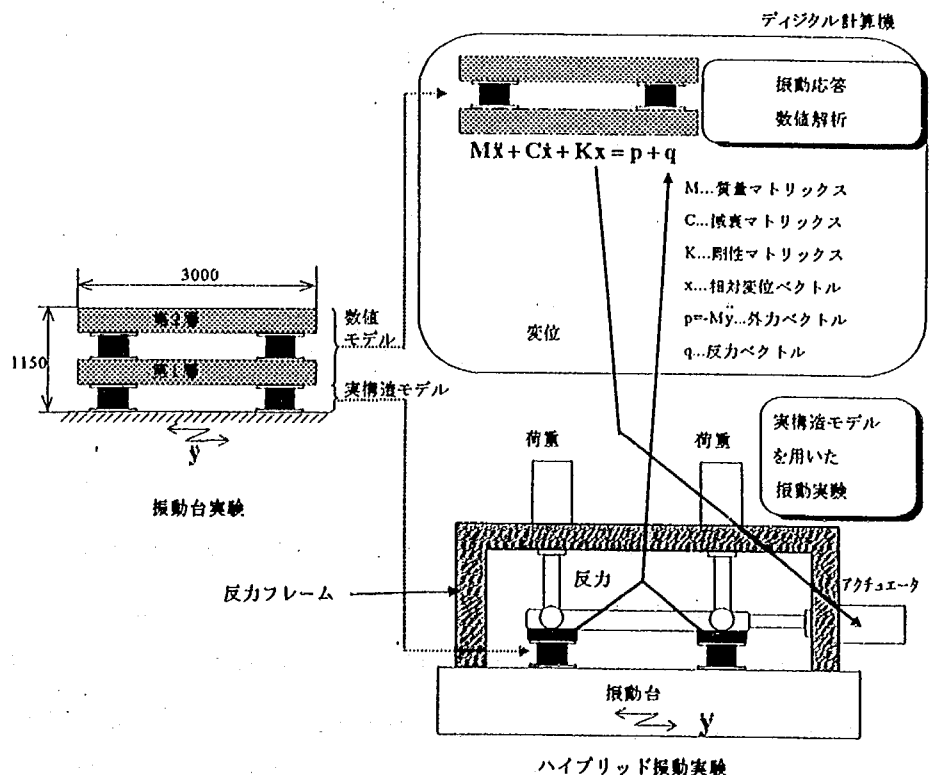


図-1 ハイブリッド振動実験の概要

物の応答を正確に再現することができる。

3. 実時間ハイブリッド振動実験の特長

本研究における実時間ハイブリッド振動実験の制御に関する特長は以下のとおりである。

①振動応答数値解析を含めて反力の入力から信号の出力までの時間間隔が短い¹⁾。実験中、振動応答数値解析（中央差分法）により次ステップの変位を繰り返し計算するが、センサーで計測された反力の入力からアクチュエータへの次ステップの変位値信号出力までの時間間隔 Δt を 2.08ms としている。

②アクチュエータの遅れ補償²⁾を行っている。油圧アクチュエータでは、油圧の性質上、どうしても指令値を出した時間に対して指令された変位をアクチュエータが実現する時刻は遅れることになる。つまり、振動応答数値解析によって求めた実現すべき変位（計算変位 x ）とアクチュエータにより実現される変位（実現変位 x'' ）が一致しない。そこで、図-2に示すように、過去の計算変位からアクチュエータの遅れ時間分だけ先の変位（予測変位 x' ）を予測し、予測変位を指令値として出力する。その予測式(1)は図-3にあるように、応答遅れ時間 Δt 刻みの過去の計算変位から時間の n 次関数を求め、外挿する式であり、 Δt 間隔の $n+1$ 個の既知のデータ点を通るような n 次関数を定め、 Δt 先の値を予測する。 a_j は次数によって定まる定数である。次に、実現変位 x'' と計算変位 x を比較し、随時その値が等しくなるように予測変位 x' を修正している。本研究では変位予測に要する計算時間と予測精度を勘案し、式(1)に示す3次関数を用いることとした。

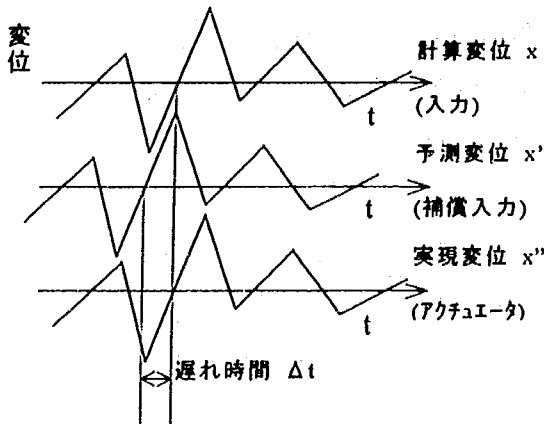


図-2 予測式 の概念

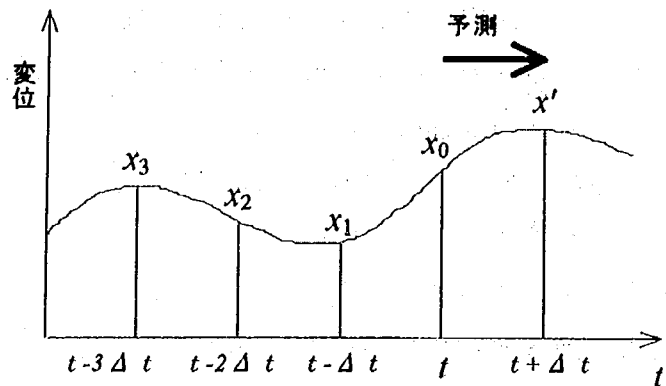


図-3 予測変位 x' の計算方法

$$x' = \sum_{j=0}^3 a_j x_j$$

式 (1)

ただし、係数 $a_0=4, a_1=-6, a_2=4, a_3=-1$

4. 2層系模型を対象とした実時間ハイブリッド振動実験

4. 1 実験概要

実時間ハイブリッド振動実験の有効性を検証するため、全体系振動実験と実時間ハイブリッド振動実験の比較を行った。図-1に実験の概要を示す。実験対象構造物は、H型鋼で枠組みした中にコンクリートを敷き詰めたスラブを積層ゴムで支持した2層系の模型である。積層ゴムを用いることによ

り、スラブの重量を大きくとることができ、かつ水平方向には低剛性となるため、単純な構造で供試体の固有振動数を低く抑さえることが可能である。また、大振幅の実験が可能である。

まず、2層系模型全体の振動挙動を明らかにするため、2層系模型全体を振動台上に設置し、振動台実験（全体系振動実験）を行った。入力波はそれぞれ、1.7Hz（2層系模型の1次の固有振動数）正弦波5サイクル及び地震波（兵庫県南部地震による神戸海洋気象台観測記録の最大加速度を所定の振幅レベルに調整したもの）を使用した。次に、全体系振動実験との整合性を検証するため、図-1に示すように、第2層の質量、減衰、剛性と第1層の質量を振動応答数値解析モデルとして組み込み、実時間ハイブリッド振動実験を行った。ここで、振動台の入力地震動が水平成分のみであり、積層ゴムは鉛直方向には十分な剛性を有しているため、実験供試体は水平方向にのみ振動するとみなすことができる。したがって、アクチュエータ制御に関しては、鉛直方向には自重相当の荷重を載荷し、水平方向のみをハイブリッド実験の制御対象とした。

4. 2 振動応答数値解析に用いた数値モデル

振動応答数値解析に用いた数値モデルは、式(2)に示すように、質量、減衰、剛性要素から成り立っている。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = p + q \quad \text{式(2)}$$

M : 質量マトリックス C : 減衰マトリックス K : 剛性マトリックス

x : 相対変位ベクトル p : 外力（地震力）ベクトル q : 供試体からの反力ベクトル

以下に、質量、減衰及び剛性の算定方法を示す。

- ①質量：鋼材、コンクリート及び積層ゴムの質量を各層ごとに割り当てた。
- ②減衰：実験対象構造物に実時間ハイブリッド振動実験時と同様に、正弦波 1.7Hz 5 サイクルを入力し、その後の減衰自由振動の変位時間曲線より1次モードの減衰定数 ($h=2.6\%$) を求め、 $C=\beta K$ (ただし、 $\beta=2h/\omega$) より減衰マトリックスを算出した。
- ③剛性：スラブ部をアクチュエータで 0.1Hz ($\pm 10\text{cm}$ 、 $\pm 20\text{cm}$ 、 $\pm 40\text{cm}$ 、 $\pm 60\text{cm}$ 、 $\pm 80\text{cm}$) 及び 1.7Hz (変位は 0.1Hz 加振と同一) の正弦波で加振することにより、荷重-変位関係をプロットし、第2層の積層ゴムのバネ剛性を算出したものを図-4に示す。全体系振動実験における第2層の最大応答変位が約 $\pm 20\sim 30\text{mm}$ であったことから、振動応答数値解析では剛性を $2.6 \times 10^6 \text{N/m}$ と設定した。

4. 3 実験結果

全体系振動実験及びハイブリッド振動実験による第1層の変位時刻歴を図-5に示す。主な実験結果は以下に示すとおりである。

①実時間ハイブリッド振動実験と全体系振動実験

の結果を比較すると、波形では概ね一致している。また相関係数でも正弦波入力で 0.966、地震波入力で 0.896 と高い値を示しており、両者の結果はよく一致しているといえる。

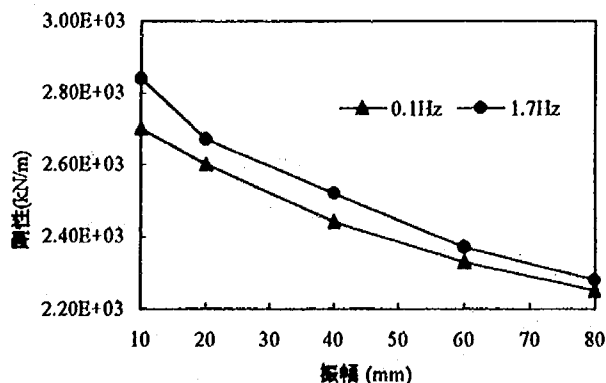


図-4 積層ゴムの振幅と剛性の関係

②実時間ハイブリッド振動実験と全体系振動実験との誤差の原因を検証するため、アクチュエータの遅れ補償の整合性を計算変位 x と実現変位 x'' の相関係数で表したところ、いずれのケースについても相関係数は 0.998 という極めて高い値を示し、アクチュエータの再現性からの誤差はほとんどないことが分かった。

③実時間ハイブリッド振動実験と全体系振動実験との誤差の原因としては、以下のことが考えられる。

- a. 実時間ハイブリッド振動実験では、数値モデルと実験供試体との間をオンラインで結合しているため、特に応答振幅が小さいときは、計測器等のノイズの影響を受けやすいこと。
- b. 振動台上に設置されたハイブリッド振動実験用のアクチュエータの挙動により、振動台が高振動数で励振され、振動応答数値計算に影響を及ぼす場合があること。
- c. 実時間ハイブリッド振動実験と全体系振動実験を行った際の実現した入力波が厳密には一致していないこと。
- d. 振動応答数値解析モデルの定数の設定誤差。

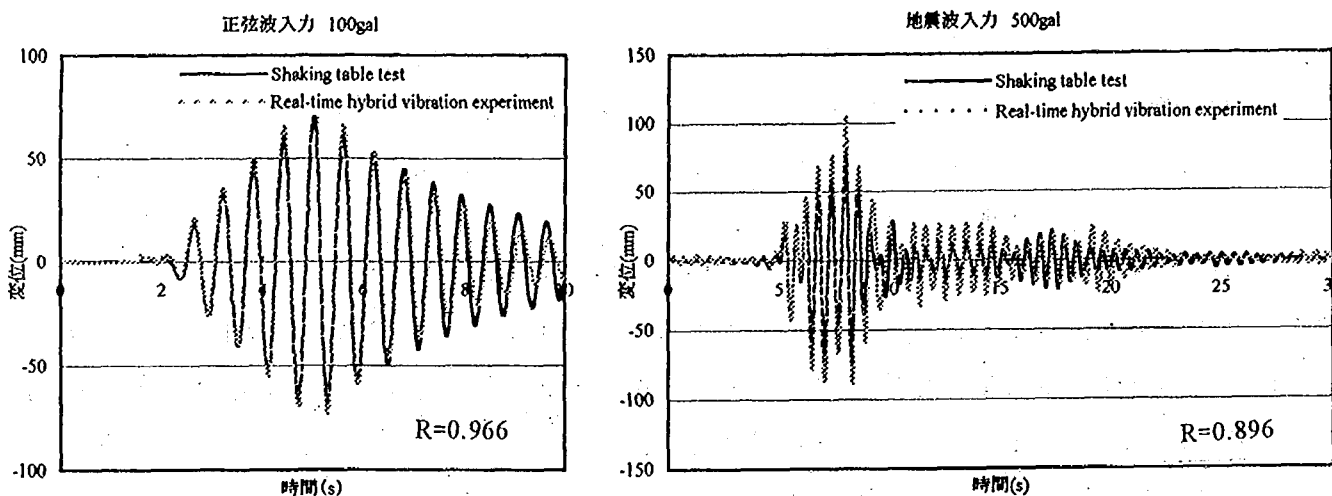


図-5 第1層の変位時刻歴の比較

5. まとめ

本研究では、2層系模型を対象とした実時間ハイブリッド振動実験を行い、全体系振動実験との整合性を検証した。その結果、両者はよく一致しており、実時間ハイブリッド振動実験の有効性が確認できた。

参考文献

- 1) 梅北ほか, 平面3自由度加振型実時間ハイブリッド耐震試験装置向けスーパーリアルタイムコントローラ(SRC)用C言語ライブラリの開発, 第40回自動制御連合講演会, 1997
- 2) 堀内ほか, 加振機の応答遅れを補償した実時間ハイブリッド実験システムの開発(第1報, 補償方法と1自由度系の実験への適用), 日本機械学会論文集(C編), 1995.4
- 3) 小林, 田村, 2層系模型を対象とした実時間ハイブリッド振動実験, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.11

1. まえがき

ダム建設にあたっては、その基礎岩盤の遮水性を改良するために基礎岩盤に対してグラウチングが実施される。ダム基礎岩盤のグラウチングは、基礎岩盤内の亀裂にセメントミルクを注入することによって基礎岩盤の遮水性を改良し、あわせて堤体底面に作用する揚圧力を軽減することを目的として実施される。しかしながら、堤体の築造がコンクリートなどの人工材料を用いる工事であるのに対し、グラウチングは自然界に存在する多種多様な岩盤内の亀裂を対象とする工事であるため、その注入仕様は、過去の施工実績を参考にして試行錯誤的に決定されているのが現状である。このため、グラウチングの合理的な設計、施工手法の確立が強く望まれている。

2. 目的

本論文は、亀裂性岩盤におけるグラウトの注入特性を検討し、岩盤特性に応じた効果的なグラウチング仕様を確立するための基礎的検討である。本研究は、岩盤内の亀裂をモデル化した亀裂網模型を作製し、その模型にメチルセルローズ系増粘剤の水溶液を材料としたグラウトを注入し、注入圧力、グラウトの濃度、亀裂幅および亀裂配置がグラウトの注入特性に及ぼす影響を明らかにしようとするものである。

3. 試験方法

今回実施した実験では図-1に示すような開口亀裂網模型（以下、模型という）を使用した。この模型は1辺が約1000mm、厚さ20mmの2枚の亚克力板の間に1辺100mm、厚さ5mmの亚克力板100枚並べ、格子状の亀裂網を

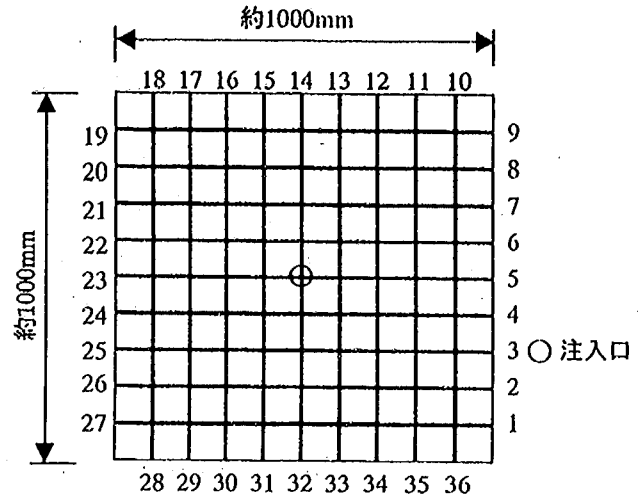
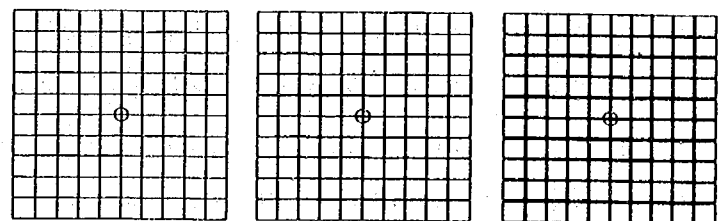


図-1 亀裂網模型

表-1 実験ケース

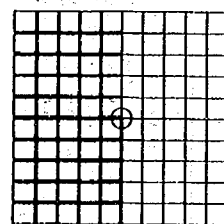
モデル名	モデル 1	モデル 2	モデル 3
亀裂配置	均一モデル		
亀裂幅(mm)	0.3	0.6	1.2
グラウト濃度	0~2.0%		
注入圧力	0.02~0.5N/mm ²		
モデル名	モデル 4	モデル 5	モデル 6
亀裂配置	混合モデル		
亀裂幅(mm)	0.3-1.2	0.3-1.2	0.3-1.2
グラウト濃度	0~2.0%		
注入圧力	0.02~0.5N/mm ²		



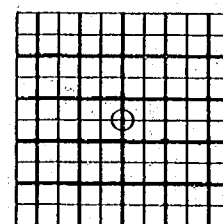
a)モデル 1

b)モデル 2

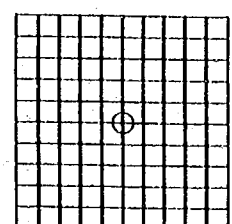
c)モデル 3



d)モデル 4



e)モデル 5



f)モデル 6

(—— 亀裂幅 0.3mm —— 亀裂幅 0.6mm —— 亀裂幅 1.2mm)

図-2 亀裂配置図

表現したものである。また、模型中央には注入口を設けた。

実験は、図-2 に示す亀裂配置、表-1 に示す実験ケースにて、それぞれ注入圧力および濃度を変化させて行った。なお、注入材料には水硬性がなく、また広範囲に粘度調整が行えるメチルセルロース系増粘剤の水溶液（以下、疑似グラウトという）を用いた。表-2 にセメント水溶液との比較を示す。

表-2 グラウト粘度比較

メチルセルロース系 増粘剤水溶液		セメント水溶液	
濃度	粘度 (MPa·s)	配合	粘度 (MPa·s)
0%	2	W/C=∞	2
0.3%	5	W/C=4	5
1%	14	W/C=2	13
2.5%	124	W/C=1	165

計測の方法として、模型外周の各亀裂出口から出てくる疑似グラウトの流量は測定時間内の流出量を測定時間で除して求めた。なお、流量の計測は、疑似グラウトが亀裂網を完全に充填して全ての亀裂出口からグラウトが流出し始めてから開始した。

4. 結果

4.1 注入圧力と総流量の関係

図-3 は均一モデルでの注入圧力と総流量の関係を示したものである。なお、図中の式は、濃度 0% と 0.5% の場合について、流量(y)と注入圧力(x)の関係を近似した式である。図によれば、注入圧力と総流量を対数で表示した場合、両者の関係は高い直線性を示すことがわかる。しかし、グラフの勾配は、濃度 0% においては各モデルとも 0.52~0.53 の値になっているのに対し、濃度 0.5% での勾配は 0.67~0.99 に変化し、各モデルにおいても勾配の違いが生じており、亀裂幅が狭くなるにつれて勾配は急になっている。これは、疑似グラウトの濃度や亀裂幅によって疑似グラウトの流れの形態が変化するためと考えられ、グラフの勾配を見ると、疑似グラウトが濃い場合や亀裂幅が狭い場合には、流れが層流になってグラフの勾配は 1 に近づき、疑似グラウトが薄い場合や亀裂幅が広い場合には、流れが乱流になってグラフの勾配は 0.5 に近づいている（層流の場合、総流量は動水勾配に比例し、乱流の場合、総流量は動水勾配の平方根に比例する）。

次に、混合モデルでの注入圧力と総流量の関係を図-4 に示す。図-3 同様図中に近似式を示した。混合モデルにおいても、グラフの勾配は濃度 0% の総流量で 0.50~0.53、亀裂幅 1.2mm 部で 0.49~0.51、亀裂幅 0.3mm 部で 0.75~0.90 の値に対し、濃度 0.5% での総流量、亀裂幅 1.2mm 部ともに 0.66~0.72、亀裂幅 0.3mm 部で 0.69~0.97 に変化しており、亀裂幅が狭いほうが勾配は急になり、濃度が濃くなるにつれて勾配は急になっている。ここでもグラフの勾配は疑似グラウトの濃度や亀裂幅によって違いが生じており、均一モデル同様疑似グラウトの濃度や亀裂幅によって疑似グラウトの流れ

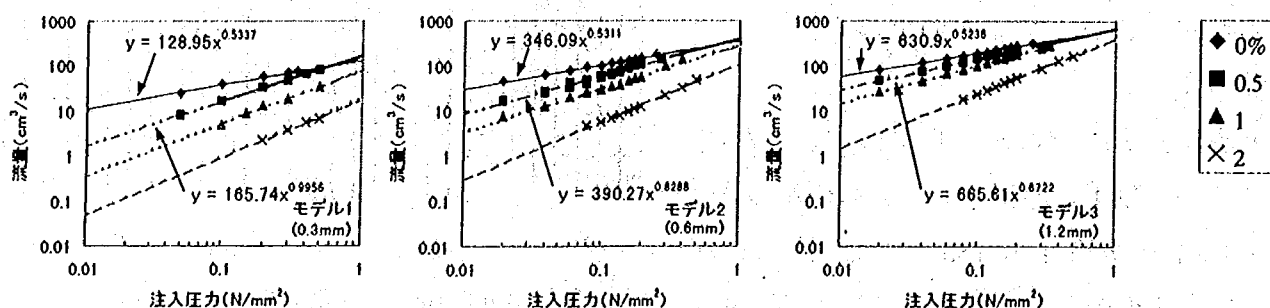


図-3 注入圧力と総流量の関係（均一モデル）

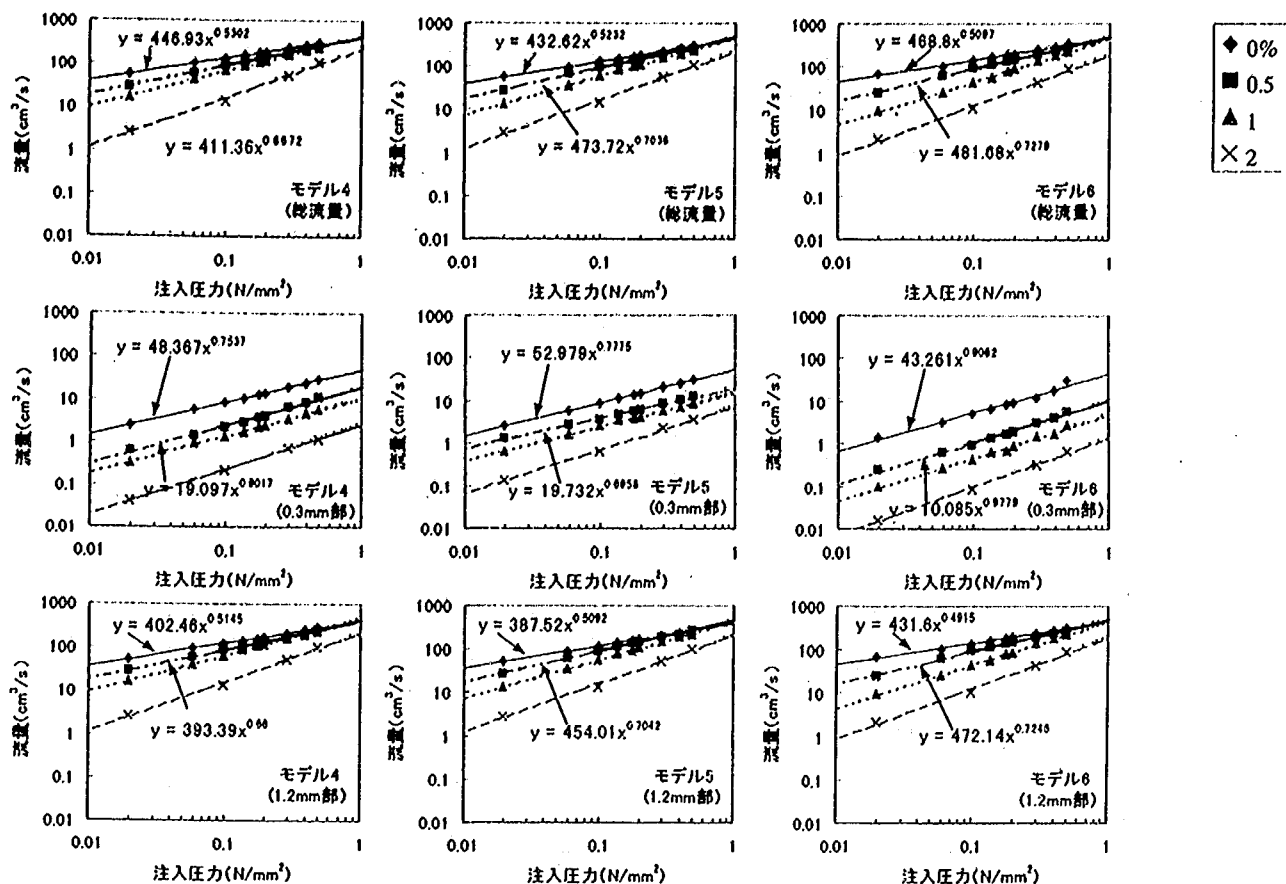


図-4 注入圧力と総流量の関係 (混合モデル)

の形態が変化するためと考えられるが、亀裂配置による違いはあまり見られなかった。

4.2 濃度と総流量の関係

図-5 はグラウトの濃度と総流量の関係を示したものである。図によれば、いずれの注入圧力とも、疑似グラウトの濃度が低い場合には濃度の差による総流量の差は少ないが、濃度がある程度大きくなると、濃度の増加によって総流量が大きく低下する傾向を示している。これは、疑似グラウトの流れが乱流の場合には濃度の影響が比較的小さいが、疑似グラウトの流れが層流になると濃度の影響が大きくなるためである。なお、図によれば、亀裂幅が広い場合ほど、または注入圧力が高い場合ほど疑似グラウトの総流量が低下し始める濃度が高くなるが、これは、亀裂幅が広いほど、または注入圧力が高いほど疑似グラウトの流れが乱流になりやすいためである。また、混合モデルでの濃度と総流量の関係を図-6 に示す。図を見ると、混合モデルの総流量および 1.2mm 部での流量は均一モデルと同様に、グラウトの濃度が低い場合には、濃度の差による流量の差は少なく、濃度が高くなるにつれて濃度の増加によって流量が大きく低下している。これも、濃度が低い場合、流れが乱流に近くなり、

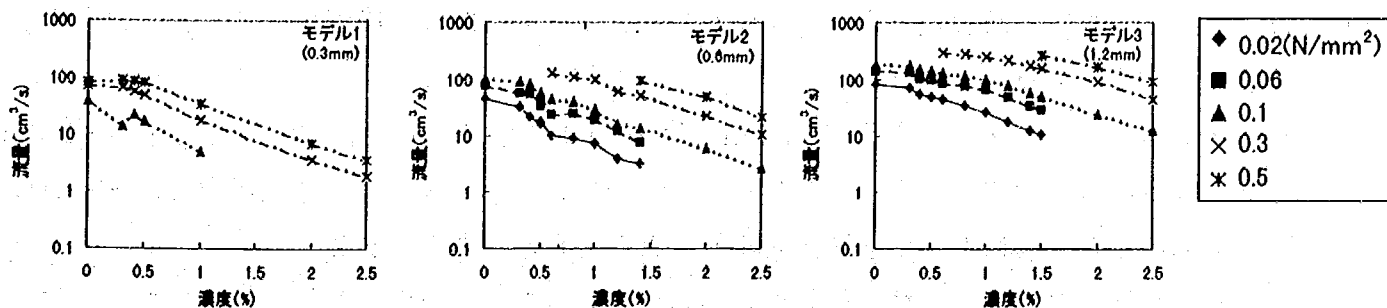


図-5 濃度と総流量の関係 (均一モデル)

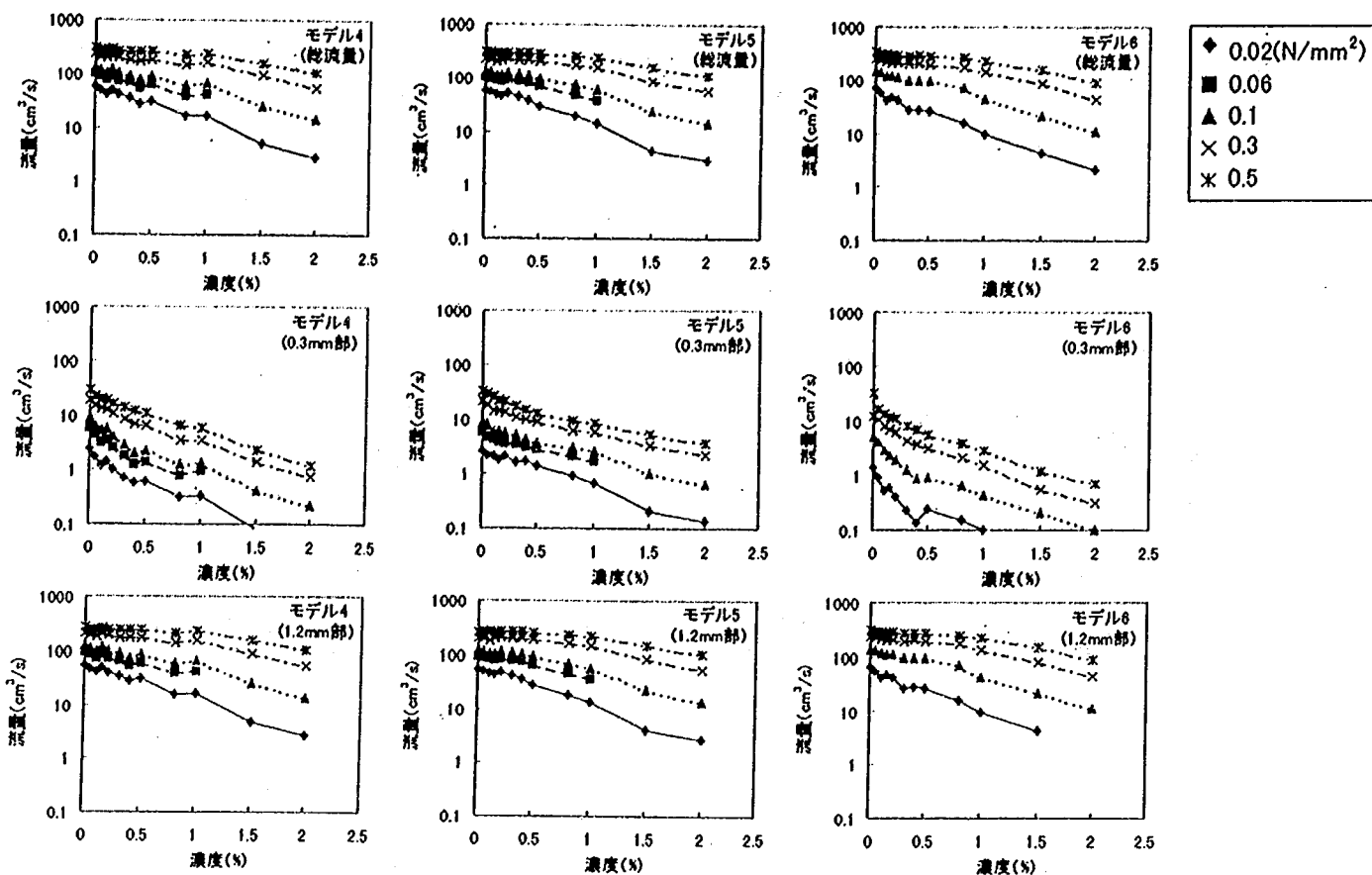


図-6 濃度と総流量の関係 (混合モデル)

流量の大きさが濃度の変化を受けにくくなっているためと考えられる。これに対し、0.3mm 部での流量は疑似グラウトの濃度が低い場合でも濃度の差による流量の差が生じている。これは、いずれの注入圧力とも 0.3mm 部の流れが層流に近くなり、濃度の影響が大きくなるため、0.3mm 部の流量が増加したものと考えられる。また、もう一つの要因として、低濃度領域では、1.2mm 部での流量の大きさが濃度の変化を受けにくくなり、1.2mm 部にグラウトが相対的に流れにくくなった結果、0.3mm 部の流量が増加したものと考えられる。

5. まとめ

- ①岩盤内の亀裂を流れるグラウトは注入圧力、濃度、亀裂幅の大小および亀裂配置により層流または乱流状態で流れる。
- ②層流状態に比べ、乱流状態ではグラウトの流量は注入圧力や濃度の影響を相対的に受けにくい。
- ③均一モデルでは、濃度の高いグラウトの場合、注入圧力および亀裂幅の変化によるグラウトの流量変化は大きく、濃度の低いグラウトの場合は、注入圧力および亀裂幅の変化によるグラウトの流量変化は小さい。これは、前者の場合、グラウトの流れが層流になり、後者の場合、グラウトの流れが乱流になるためである。
- ④混合モデルの場合、幅の大きな亀裂 (1.2mm 部) を乱流状態で流すと、幅の小さな亀裂 (0.3mm 部) にグラウトが流れやすくなる。すなわち、濃度が低いグラウトを高い注入圧力で注入すれば幅の小さな亀裂にも効果的にグラウトを注入することができると考えられる。

なお、今回の実験はグラウトの粘性に着目したものであって、グラウトの粒子径の影響については考慮しなかった。今後は、グラウトの粒子径が注入状況に及ぼす影響について検討する必要がある。

4面ベルマウス式ダム放流管内作用圧力の数値計算

ダム部 水工水資源研究室 野仲 典理

1. はじめに

ダムの洪水吐きの1つに4面ベルマウス式部分管路形高压放流管がある。これは、ダム堤体低位に設けられる放流管であり、流水を滑らかに放流管内に導くために矩形放流管入口形状を図-1に示すような釣鐘状のベルマウス形状にしたものである。4面ベルマウス式放流管には、圧力など水理的に安全なベルマウス形状として図-1内に示すような楕円曲線(a =出口断面高 D_n , $b=a/4$ を用いることが多い)を用い、管内圧力を高めるために断面縮小部に絞り ΔD を設けることが一般的である。ベルマウス部の広がりとし絞り ΔD により、放流管入口断面は出口断面に比べてかなり大きくなり、放流管入口に設けられる予備ゲートも大きくなる。水門技術の発展により放流管の大規模化が可能となったが、それに伴い比例的に予備ゲートが大きくなることは不経済であるため、水工水資源研究室では、所要の圧力に対する安全性を確認した上で、入口断面を最小とするようなベルマウス形状および絞り ΔD についての検討を試みようとしている。

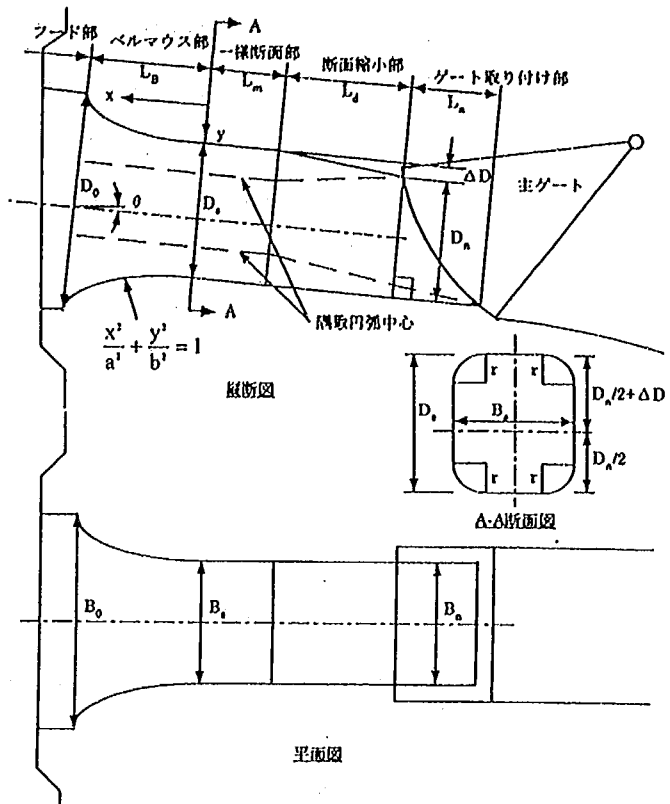


図-1 4面ベルマウス式部分管路形高压放流管の形状説明図

4面ベルマウス式放流管は形状が複雑であり、流れは3次元急変流であるため、今まで設計を行うにあたって水理模型実験による検討を行ってきた。しかし、計算機の性能向上により3次元数値計算を精度よく行うためのメッシュ分割および計算時間の短縮が可能となり、今後は数値計算によるダム放流管の設計が期待されている。本研究は、3次元境界要素法による数値計算を用いて、安全かつ経済的な4面ベルマウス式放流管の設計を行うことを目的に、まず、計算結果と水理模型実験結果とを比較し、その適用性について検討するものである。

2. 境界要素法 (BEM) による数値計算方法

現象を支配する偏微分方程式を工学的なシミュレーション技術を用いて解く方法として代表的なものに、差分法、有限要素法、境界要素法などがある。本研究では、境界要素法 (Boundary Element Method, BEM) を用いる。境界要素法は非線形問題の解析が困難でありその適用範囲も限定されるが、偏微分方程式の基本解が知られている場合には適用可能である。解析の手順は、偏微分方程式を Green の定理により境界上の積分方程式に変換し、この積分方程式を離散化して連立一次元方程式とし、境界条件を与え境界上の未知数を求めるものである¹⁾。積分方程式に変換する時点で、2次元領域の問題はその境界線上の線積分による1次元問題に、3次元領域の問題はその境界面上の面積分による2

次元問題となる。このように次元が1次元下がるため、複雑な境界形状の取り扱いが簡単となり、メッシュ分割数も少なくなり、計算量を軽減できるなどの利点がある。また、ダム放流管の設計は所定の放流量と管内壁面圧力といった境界値のみ議論すればよく、この点から境界要素法はダム放流管の計算に適している。

ここで、ダム放流管の流れは、貯水池のほぼ静止した流れが急に加速される急変流であり、そのような流れ場はポテンシャル流れとして取り扱うことができ、ラプラス方程式を満足する。ラプラス方程式に関しては、その基本解(2次元の場合は対数ポテンシャル、3次元の場合は Newton ポテンシャル)が知られており、境界要素法の適用が可能である。実際、1面ベルマウス式放流管(放流管上面のみベルマウス形状としたもの)において、2次元境界要素法を用いた数値計算がよい近似を与えることが確認されている²⁾。今回対象とする4面ベルマウス式放流管の流れは3次元ポテンシャル流れであり、計算には3次元境界要素法を用いる必要がある。その場合、速度ポテンシャル Φ に関する3次元ラプラス方程式を解くことになる。ここで、境界条件として上・下流端の流速および放流管下流自由水面形状を与えなければならないが、3次元計算による自由水面形状の計算は現状では困難であるため、本研究では、放流管下流の境界条件を求めるにあたり、放流管下流の流れは幅方向(y方向)に一様な2次元流れであると仮定し、4面ベルマウスの中央縦断面(2面ベルマウス)を境界形状として、流れ関数 Ψ を用いた2次元境界要素法により放流管下流自由水面形状と単位幅流量 q を計算する。以下に、2次元および3次元境界要素法の計算方法について説明する。

2. 1 2次元境界要素法による放流管下流自由水面形状および単位幅流量 q の計算方法

2次元ポテンシャル流れにおいて、流れ関数 Ψ は次の2次元ラプラス方程式を満足する。

$$\nabla^2 \Psi = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = 0 \quad \cdots (1)$$

BEMを用いて(1)式を解くには、境界形状および境界上の Ψ または $\partial\Psi/\partial n$ のいずれかの値が与えられなければならないが、自由水面形状と自由水面上の $\Psi(=q)$ および $\partial\Psi/\partial n$ は未知である。したがって、(1)式の計算は、初期自由水面形状(図-2中の条件(a)(b))を仮定の上、 q (条件(f))および $\partial\Psi/\partial n$ (条件(g))を与えて行い、結果が条件(e)かつ(g)を満足するまで収束計算を行う必要がある。収束計算は、図-2に示す境界条件を与え、Chengら³⁾が用いた方法

により行った。ここに、 q は単位幅流量、 g は重力加速度、 $\partial\Psi/\partial n$ は境界に沿う流速成分(n :外向き法線)、 z は放流管出口上面と各点との標高差、 H_0 は放流管出口上面を基準とした総水頭である。

2. 2 3次元境界要素法による圧力降下係数 C_d の計算方法

メッシュ分割に際しては図-3に示すように、矩形4面と隅取円弧部をフード部、ベルマウス部、一様断面部、断面縮小部に分割した境界面を作成し、さらにそれぞれの境界面を2次元メッシュで分割した。放流管出口下流断面および貯水池についても同様に境界面を作成し、結局、計算対象領域で

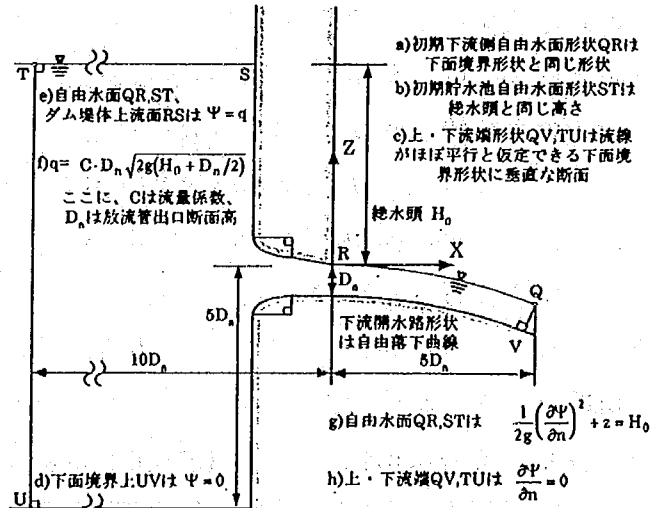


図-2 2次元BEMにおける境界条件

3次元ポテンシャル流れにおいて、速度ポテンシャル Φ は次の3次元ラプラス方程式を満足する。

1: 面番号
1: 点番号

図-4に示す境界条件を与え(2)式を計算すると、速度ポテンシャル Φ が求まる。ここに、 $\partial\Phi/\partial n$ は法線方向の流速成分である。また、放流管壁面に沿う流速は次式の関係式により求められる。

a) 下流側自由水面形状は(1)式で求めた自由水面形状

b) 貯水池自由水面形状は総水頭と同じ高さ

c) 上・下流端以外の断面は $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$

d) 上・下流端PQRS,TUVWは $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = (1)$ 式で求めた流量を境界面で割った平均流速

e) 上・下流端形状PQRS,TUVWは流線がほぼ平行と仮定できる下面境界形状に垂直な断面

f) 下流開水路形状は自由落下曲線

g) 速度ベクトル v_0

h) 総水頭 H

i) 距離 $10D_n$, $5D_n$

j) 境界条件 $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0$, $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = -v_0$, $\frac{\partial \Phi}{\partial n} = v_e$

さらに、圧力降下係数 C_d を計算する。ここで、圧力降下係数 C_d は次式で定義される放流管内に作用する圧力を計る上での目安となる値であり、 C_d 値が大きいほど作用圧力が小さいことを示す。

ここに、 H は放流管出口中心を基準とした総水頭、 p/w は各点の壁面圧力水頭、 z は放流管出口上面と各点との標高差、 v_n は放流管出口断面の平均流速、 g は重力加速度である。なお、(4)式の分子はベルヌーイの式より各点の速度水頭 $v^2/2g$ を表しており、各点の壁面流速は $v = \sqrt{U^2 + V^2 + W^2}$ により計算される。

表-1 計算形狀

D_n	6.300	B_s	5.000	D_0	9.780
B_n	5.000	L_d	5.700	B_0	7.850
L_n	4.500	r	1.271	L_B	5.700
ΔD	0.630	a	5.700	$\tan \theta$	0.100
D_s	6.930	b	1.425	H_0	60.166

与えたものである。なお、隅取円弧面積率(矩形とした場合の管断面積と隅取円弧を設けた場合の断面積の差を矩形の管断面積で除したもの(%))は、ベルマウス終端で4%とし、円弧中心軸を管軸に平行に放流管入口までのばし、放流管出口に向かって直線的に消去させている。また、本形状はフード部および一様断面部がない形状である。

— 75 —

現していることがわかる。図-6, 7は上面隅取中央線上および側面中央線上の C_d 値を示したものであるが、これらも計算値は実験値とよく一致している。ただし、図-6の上面隅取における放流管出口付近で計算値が振動しているが、この部分は隅取円弧の消去部分でありメッシュが変形かつ非常に密になることが影響しているものと考えられる。また、全ケースにおいてベルマウス始端付近において、 C_d の計算値が急激に増加する点があるが、これは、本計算の境界要素のメッシュ分割は x 方向に等分割しており、ベルマウス始端付近の大きな曲率変化を再現できなかったためと考えられる。ちなみに、本計算に用いた計算機のメモリ上(512MB)の最大分割数として、ベルマウス部を x 方向に50分割した場合においても C_d 値の激増する点を解消することはできなかった。今後、境界要素の分割方法として楕円(ベルマウス)の中心角による分割を用いるといったメッシュ分割の工夫が必要である。

4. まとめ

以上のことをまとめると次のとおりである。

- (1)計算値と実験値はよく一致しており、4面ベルマウス式ダム放流管形状の検討に際し、3次元境界要素法の適用が可能である。
- (2)ベルマウス始端付近において、 C_d の計算値が急激に増加する点があるが、これはベルマウス始端付近の大きな曲率変化を今回の x 方向等分割のメッシュ分割では十分に再現できなかったためであり、境界要素のメッシュ分割に工夫が必要である。
- (3)隅取円弧消去部分で計算値が振動しているが、メッシュが変形かつ非常に密になることが影響しているものと考え、それらを軽減するように境界面の配置およびメッシュ分割に工夫が必要である。今後、さらに計算精度を向上させ、4面ベルマウス式ダム放流管の設計への適用を試みていく予定である。

参考文献

- 1)例えば、戸川隼人,下関正義:パソコンによる境界要素法入門,株式会社サイエンス社,1983
- 2)柏井条介,中西徹,小島治久:1面ベルマウス式ダム低圧放流設備・境界要素法による流れの計算,土木技術資料,Vol.28, No.3, 1986
- 3)Alexander H-D. Cheng, James A. Liggett, and Philip L-F. Lin: Boundary Calculations of Sluice and Spillway Flows, Journal of Hydraulics Division, pp.1103~1178, HY10, 1981

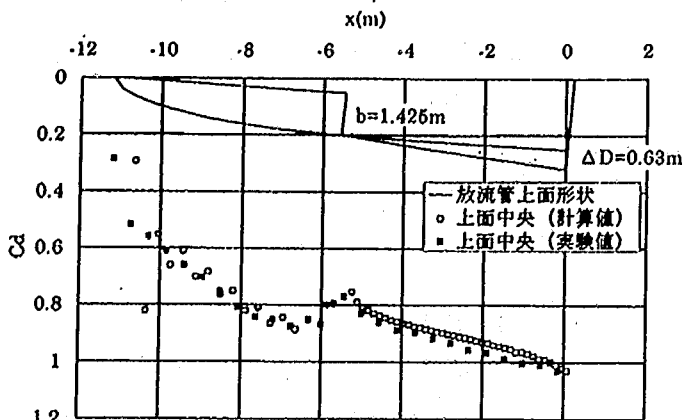


図-5 上面中央における C_d 値

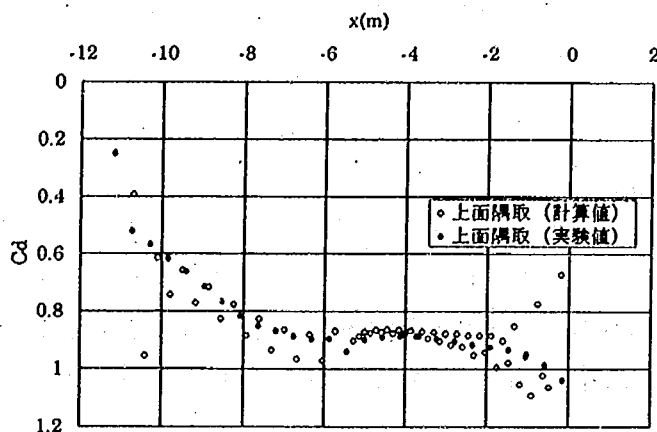


図-6 上面隅取における C_d 値

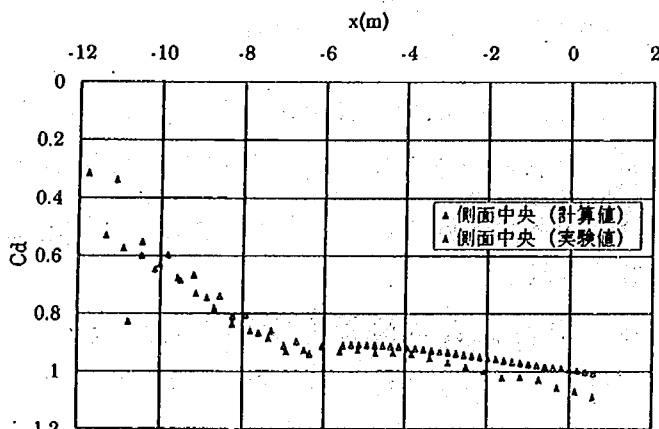


図-7 側面中央における C_d 値

ダム下流河道に与えるフラッシュ放流の効果に関する検討

ダム部 水工水資源研究室 塚原 千明

1. はじめに

ダム等の水資源開発施設の多くは、河川を堰き止めることにより洪水を調節し、必要量の水を下流へ放流することによって安定した水の供給を行っている。このダムによる操作は、ダム建設以前より河川が持っていた流量変動や土砂供給を減少させ、河道の単純化や樹林化などを引き起こしている。これに対し、最近では、河道区間に対する流況改善の試みが検討されており、流況改善の具体策としては、種々の制約条件の範囲内で一定規模の流量を定期的に放流(以下、フラッシュ放流と呼ぶ)することが考えられる。表-1は、わが国および米国で実施されているフラッシュ放流の先進事例である。米国コロラド川の Glen Canyon ダムでは、河岸ビーチや水生生物の回復を目的にフラッシュ放流が試行されており、また国内においてもいくつかの先進事例がある。しかし、フラッシュ放流の主要なパラメータである①ピーク流量、②継続時間、③実施頻度、④実施時期等の決定手法については十分に確立されていないのが現状である。このうち最も重要であるピーク流量については、ダム建設以前の河川流況から流量レベルを設定する方法¹⁾があるが、Kondolf²⁾は対象とする河川の水利に着目して、特に砂礫の移動の観点から流量レベルを導く必要があると提案している。

本研究では、建設省所管の多目的ダムの流況変化に関する基礎的な考察を行うとともに、数少ない事例の一つである五十里ダムでのフラッシュ放流時に実施した現地調査結果を踏まえて、フラッシュ放流がダム下流河道に与える効果について検討をする。

表-1 フラッシュ放流先進事例

ダム名	放流の目的	ピーク流量	放流時間/実施頻度
五十里ダム	発電減水区間の水質改善	約 100m ³ /s	20 分程度/ 月 1 回 (洪水期)
寒河江ダム	弾力的管理の一環 水質改善	約 10m ³ /s	1 時間程度/ 週 1 回 (洪水期)
Glen Canyon ダム	河岸ビーチの回復 水生生物の生息場の回復	約 1,300m ³ /s	1 週間/年 1 回
Lewiston ダム	鮭の産卵場の維持	約 85m ³ /s	3 週間/年 1 回

2. ダムによる河川流況の変化³⁾

1975-91 年の間に存在する建設省所管多目的ダムのうち(今回は、46 ダムを対象)、各ダムの 1 日当たりの流入量・放流量データを各年ごとに大きい順に並べ替え、同一順位の流量データを平均して求めた流況曲線が図-1 であり、どの流量レベルで変化が大きくなっているかを知ることができる。また、図-1 に示されたダムの流況曲線から求められる 1,30,60 番目(Q_{max}, Q₃₀, Q₆₀)の流入量を流域面積 100km² 当たりで整理したものと、その順位における流入量に対する放

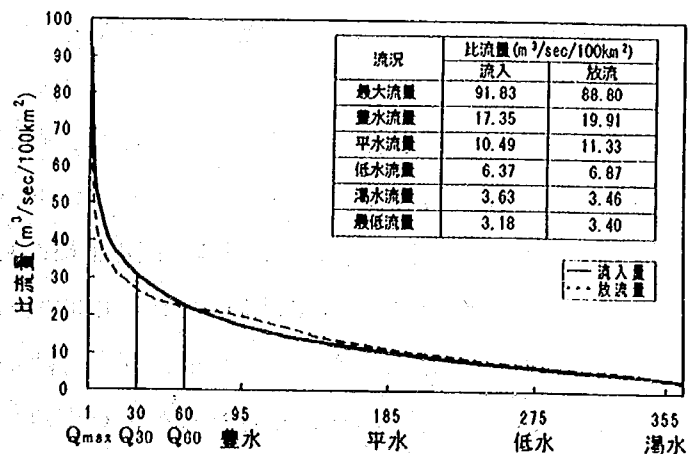
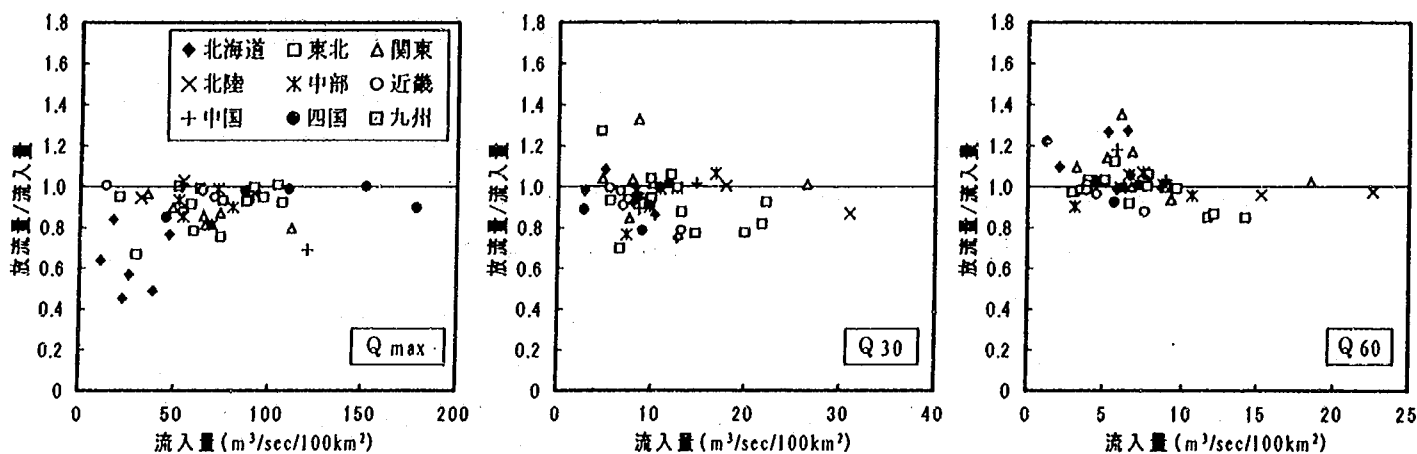


図-1 流況曲線例

流量の比（例えば $Q_{30^{out}}/Q_{30^{in}}$ ）を地方別に整理したものが図－2である。年最大日流量である Q_{max} に関しては、洪水流量に対する貯水池容量の比率の大きな北海道のダムでは、洪水調節による放流量の低減率が最も大きな 37%であるのに対し、降水量の多い九州では低減率が 4%と最も低いのが特徴的である。また、中小洪水に相当する Q_{30} では多くのダムが流入量の 8 割前後で放流を行っているのに対して、 Q_{60} では放流量が流入量を上回るダムが多くなっていることから、多くのダムでは Q_{60} 流量よりもやや大きな流量レベルで流況変化が生じているものと考えられる。



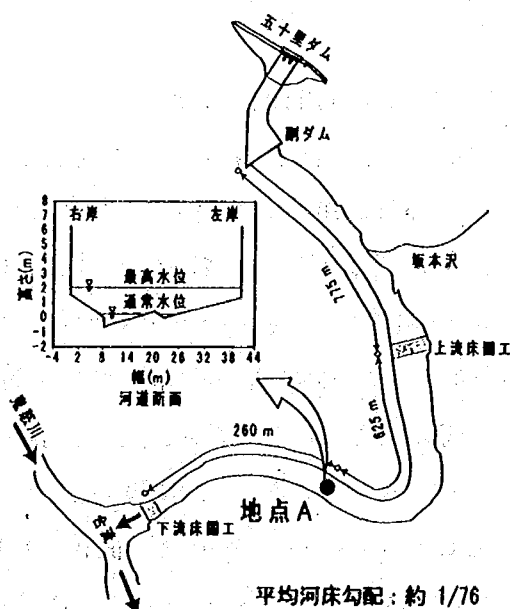
図－2 各地域における流況別の流量変化

3. 五十里ダムフラッシュ放流現地調査⁴⁾

3.1 調査概要

利根川水系鬼怒川の左支川男鹿川に位置する五十里ダムは、昭和 31 年に竣工した建設省直轄の多目的ダムであり、水路式の水力発電が行われている。これにより、図－3 に示すダム直下から鬼怒川合流点までの約 1.5km 間の河道が発電減水区間となったため、昭和 46 年より水環境維持を目的に 4 ～ 11 月の月一回ずつフラッシュ放流が実施されている。なお、通常時には五十里ダムからの維持流量として $0.7\text{m}^3/\text{s}$ の放流が行われており、途中で流入する支川（坂本沢）からの流量を合わせても男鹿川の通常流量は $1.0\text{m}^3/\text{s}$ 程度である。また、対象とした河道区間の平均河床勾配は約 1/76 と急勾配ではあるが、ダム直下の溪流的川相に対して、下流付近では温泉街からの排水の混入の影響により都市河川的な様相を呈している。

五十里ダムは、放流管に設置された高圧スライドゲートが全開全閉操作のみに制約されているため、ピーク流量が約 $100\text{m}^3/\text{s}$ 一定である。これは五十里ダムの平均流況曲線からは流量順位で 5 位以内、年間平均流量で評価すれば 1,000%程度に相当する大きな流量である。したがって、河道に対してはかなり大きなインパクトを有していることが想定されるが、実質の放流時間は約 30 分程度と短く、一回当たりの総放流量は約 9 万 m^3 となっている。現地調査は平成 9 年 5 月 14 日のフラッシュ放流時において



図－3 調査区間

て、対象区間の中で砂礫の移動の比較的生じ易い早瀬を形成している地点 A を対象に、フラッシュ放流の具体的効果に関する調査を実施した。調査項目は放流中および放流前後の水理量・水質・河床付着物量の変化、河床材料の移動等である。

3.2 水理量の変化

地点 A の水理量の変化を図-4 に示す。水位変化はメジャーで計測を行い、流量・流速は地点 A での河道断面と水位を基にマンニングの式より算出した。地点 A ではダム地点よりも約 10 分程度遅れてピークが生じており、水深、流量、流速の最大値はそれぞれ 212.6cm, 82.4m³/s, 1.3m/s であった。

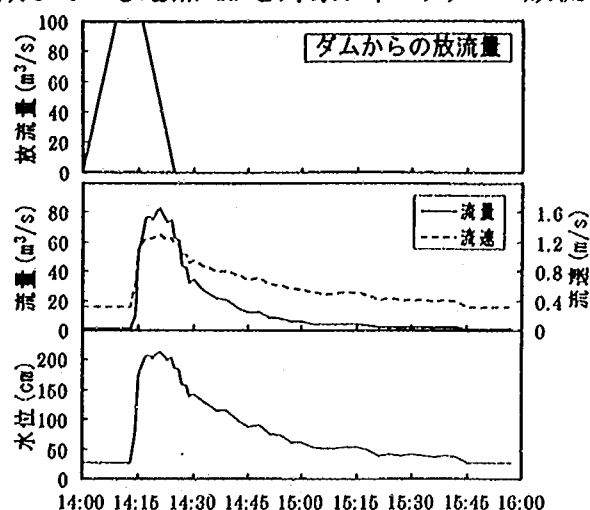


図-4 水理量の変化

3.3 水質の変化

図-5 はフラッシュ放流中および放流前後のダム下流河道の水質変化であり、フラッシュ放流が行われてから 6 日後に五十里ダム貯水池で放流管とほぼ同じ水深で採取された水質の調査結果も合わせて示してある。本図より、各項目のピークは流量ピークと合致しており、SS, Chl.a, COD はフラッシュ放流による河床の底泥の巻き上げや礫上の付着藻類の剥離に伴って急上昇したものと推定される。一方、水温は放流前に比べ約 4℃低下しているが、これは放流管より貯水池下層部分の水を放流したためと考えられる。

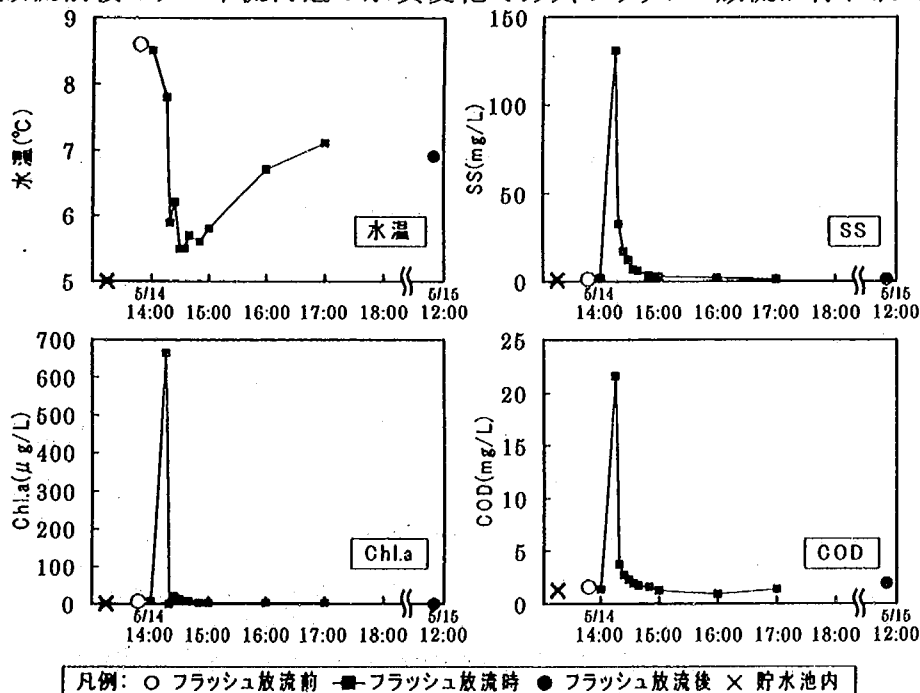


図-5 フラッシュ放流による水質の変化

3.4 河床付着物量の変化

地点 A において、コドロード(5 × 5m)を左右岸および中央の 3 カ所に設置し、平均粒径の礫 5 個(直径約 20cm 相当)をフラッシュ放流前後に採取して、ブラシで付着物を剥ぎ取りサンプルとした。採取されたサンプルを放流前後で比較したところ、図-6 に示すように単位面積当たりの河床付着物量および Chl.a で約 1/3 に、また、付着藻類の個体密度で約 1/4 に減少しており、フラッシュ放流はこれら付着物を掃流し、河床をリフレッシュさせるのに十分な効果を有していることが確認できる。

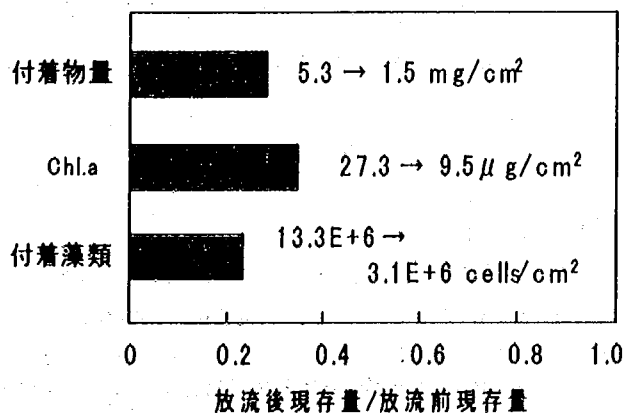


図-6 河床付着物量の変化

また、付着藻類をさらに細かく各網別に整理したものが図-7である。これらより、放流前後の変化では、緑藻・珪藻網が放流によって大きく減少したのに対して藍藻網の残存率が高いことが明らかとなった。この理由としては、藍藻網は藻体が非常に小さいために水流等の物理的影響を受けにくかったのではと考えられる。

3.5 河床材料の移動

フラッシュ放流前に $20 \times 30 \times 80\text{cm}$ の砂礫トラップ用の箱を地点 A の中州の河床に設置したところ、図-8 に示す粒度分布による総重量約 50kg の砂礫が捕捉された。今回、捕捉された礫の最大粒径は約 23cm であり、今回のフラッシュ放流のピーク流量から求められる限界掃流力と摩擦速度の関係式から推定される移動限界粒径 23.5cm とほぼ一致している。

なお、線格子法($6 \times 20\text{m}$ (3 測線 60 点))によって事前に地点 A の表面礫を調査した結果では、合計 60 個の礫の平均粒径は約 20cm であり、また、全体の 82% の礫が 25cm 以下であることから、このフラッシュ放流によって、地点 A のかなりの河床砂礫が移動したものと推定される。

4. まとめ

今回の調査結果より、ダム建設後の河川流況の変化を整理した結果、地域による差はあるものの中小洪水レベルの流量に相当する Q30 程度の流況で変化が生じているのではないかと考えられる。

また、流況改善の試みで行われている五十里ダムで実施されているフラッシュ放流は水質における Chl.a や河床付着物量の減少にも見られるように、良好な水環境の維持のために一定の効果を果たしていることが確認できた。なお、五十里ダムは構造的制約によりフラッシュ流量のピーク流量が $100\text{m}^3/\text{s}$ と固定され、河床の礫をも動かす大きなインパクトを有しているが、目標とする改善指標によっては、これよりも小さな流量で十分な効果を持つものと考えられる。

今後は、流量、継続時間、実施頻度(間隔)、実施時期(季節)等の観点から、効果的なフラッシュ放流の考え方やダムからの土砂供給の有無によるフラッシュ放流の相違(付着藻類の剥離への影響)等について検討していきたい。

【参考文献】

- 1) 江村 敏・玉井信行: ダムによる生態的なフラッシュ流量の変化について, 水文・水資源学会研究発表会要旨集, pp.168-169, 1996.
- 2) Kondolf, G.M.: The flushing flow problem, WATER RESOURCES RESEARCH, Vol.32, No.8, pp.2589-2599, 1966.
- 3) 塚原千明・角 哲也・柏井条介: ダムからのフラッシュ放流操作に関する検討, 水文・水資源学会研究発表会要旨集, pp.204-205, 1998.
- 4) 塚原千明・角 哲也・村岡敬子・柏井条介: ダムからのフラッシュ放流に関する現地調査, 第 25 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, II-86, 1998.3.

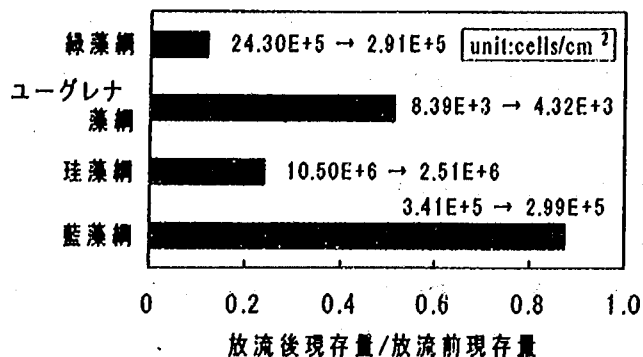


図-7 藻類の種別の変化

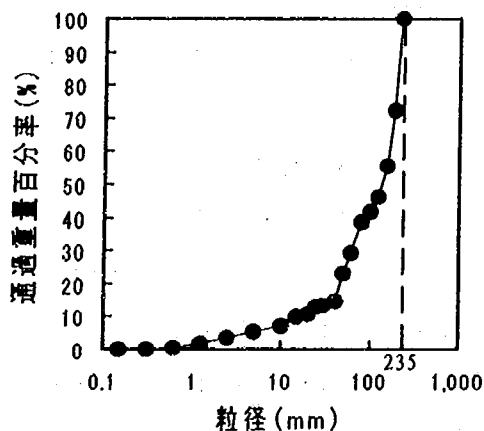


図-8 トラップした礫の粒度分布

締め固めたアースダム材料の繰返し強度特性に関する実験的検討

耐震技術研究センター 動土質研究室

田本 修一

1. まえがき

アースダム堤体は、地震時に過剰間隙水圧が発生して軟化変形しないよう、十分に締め固め施工することが大切である。このためには、アースダムの堤体材料が湛水後に地震を受けた際に発揮する繰返し強度を設計段階において推定することがまず必要である。本論文では、細粒分を多く含むアースダム材料の繰返し強度特性について、締め固め条件との関係及び現場転圧と室内締め固めによる違いを、室内突固め及び実機転圧により締め固められた試料について繰返し三軸試験を行うことにより調べた。

2. 試料特性

実験には、茨城県稲敷郡江戸崎町から採取した山砂（以下、江戸崎砂と呼ぶ）を用いた。粒径加積曲線及び物理特性を図-1に示す。土質試験法の(A-b)法による突固め試験の結果、最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.569\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=18\%$ であった。

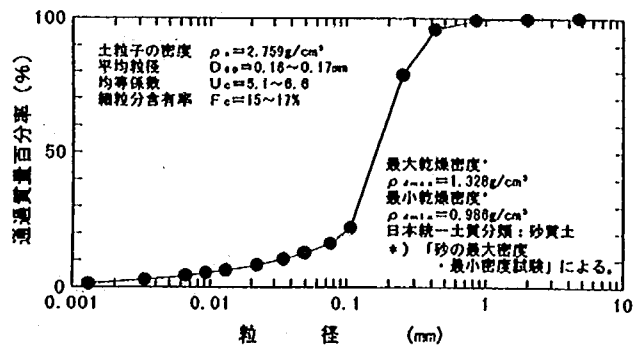


図-1 試料の粒度・物理特性

3. 実験方法

3.1 室内突固めによる供試体の作成方法

室内突固めによる供試体は、直径10cm、高さ20cmのモールド内で2.5kgランマーを用い3層に分けて突き固め、その後直径5cm、高さ10cmに切り出して作成した。以下、図中で締め固めエネルギー $E_v=10\%$ とは、土質試験法による締め固め試験(A-b)法（一層当たりの突固め回数25回）により形成した供試体であり、 $E_v=200\%$ 、 $E_v=300\%$ は、突固め回数をそれぞれ50回、75回としたものである。締め固め含水比は締め固め試験により得られた最適含水比18%、及びそれより乾燥側、湿潤側の値を設定した。

3.2 実機転圧による供試体の作成方法

実機転圧は振動ローラ及びタイヤローラを用いて行った。実機転圧による模型地盤の作成は長さ20m、幅4mのテストピットで行った。硬質の基層地盤の上に予め3種類の含水比に調整した試料を3つのゾーンに分けて撒き出し、転圧した。層厚は約30cmである。3種類の含水比は、室内突固めにより作成された供試体の三軸試験結果と比較するため、室内突固め試験で得られた最適含水比18%及び乾燥側10%、湿潤側の22%とした。模型地盤の密度は、突固め試験の最適含水比における $E_v=100\%$ 及び $E_v=200\%$ に対応する密度をそれぞれ $\rho_d=1.57\text{g/cm}^3$ 、 1.65g/cm^3 を目標値としこのため、模型地盤の密度管理はRI密度測定器により地盤の密度を即時計測し、目標となる乾燥密度まで転圧した。実機転圧後の模型地盤から室内三軸試験に供する試料をブロックサンプリング（ $\phi=10\text{cm}$, $H=15\text{cm}$ ）法により試料採取

し、これから、 $\phi=5\text{cm}$, $H=10\text{cm}$ の三軸供試体を切り出し整形した。

3. 3 圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験及び繰返し三軸試験

試験条件を表-1に示す。室内突固め及び実機転圧により締め固められた試料を採取・整形された供試体は、炭酸ガス通気後二重負圧法で飽和化し、所定の拘束圧で等方圧密した。背圧は 3.0kgf/cm^2 とした。圧密後、非排水三軸圧縮試験ではひずみ速度 $0.1\%/min$ の圧縮試験を、繰返し三軸試験では周波数 0.1Hz の正弦波で繰返し载荷を行った。圧密前のB値はすべての供試体で 0.95 以上であった。繰返し回数 $N=20$ 回で両振幅軸ひずみが 5% となる繰返しせん断応力比を求め、これを動的強度比 R と定義した。

表-1 三軸試験条件

	供試体作成方法	突固め エネルギー E_c (%)	突固め回数 (回)	転圧回数 (回)	締固め含水比 (目標値) W (%)	有効拘束圧 σ'_c (kgf/cm^2) (B.P. =2or3 kgf/cm^2)	载荷条件	供試体本数
三軸圧縮試験	室内突固め	100	25	—	10, 14, 18, 22	0.5, 1.0, 2.0	ひずみ制御： ひずみ速度 0.1%/min	12
		200	50	—	10, 18, 20, 22			12
		300	75	—	10, 16, 18, 20			12
	振動ローラー	—	—	18	10, 18, 22			9
		—	—	40	10, 18, 22			9
	タイヤローラー	—	—	14	10, 18, 22			9
		—	—	90	10, 18, 22			9
繰返し三軸試験	室内突固め	100	25	—	10, 14, 18, 22	1.0	応力制御： 繰返し周波数 0.1Hz	16
		200	50	—	10, 18, 20, 22			16
		300	75	—	10, 16, 18, 20			16
	振動ローラー	—	—	18	10, 18, 22			12
		—	—	40	10, 18, 22			12
	タイヤローラー	—	—	14	10, 18, 22			12
		—	—	90	10, 18, 22			12

4. 実験結果

図-2に(a)締固め含水比と締固め密度(より正確には圧密後乾燥密度)の関係、および(b)締固め含水比と動的強度比の関係を示す。同図で、締固め含水比と圧密後乾燥密度のデータは、同一条件の4ないし5供試体の平均値である。まず(a)図に着目すると、室内突固めでは $E_c=100, 200, 300\%$ において最適含水比がそれぞれ $w_{opt}=18, 17, 16\%$ と変化し、最大乾燥密度が明瞭に現れているのに対し、実機転圧においては締固め含水比とともに密度も高くなっており、締固め特性が両者で明らかに異なっている。後者の傾向は不自然であるが、その理由は不明である。なお、実機転圧で含水比 22% のゾーンは、転圧時に表面に水がかすかに滲み出した。供試体の含水比が 22% よりも小さくなっているのはこのことによると考えている。つぎに(b)図に着目すると、おのおのの締固め方法のもとで締固めエネルギーが高いほど動的強度比も大きくなっていること、(a)図の場合と異なり、動的強度比にピークが見られること、および湿潤側で動的強度比の低下が著しいこと、などがわかる。

以上の結果を圧密後乾燥密度と動的強度比の関係にプロットし直して図-3に示す。この図について、以下、締固め含水比の影響及び締固め方法の違いによる影響について述べる。

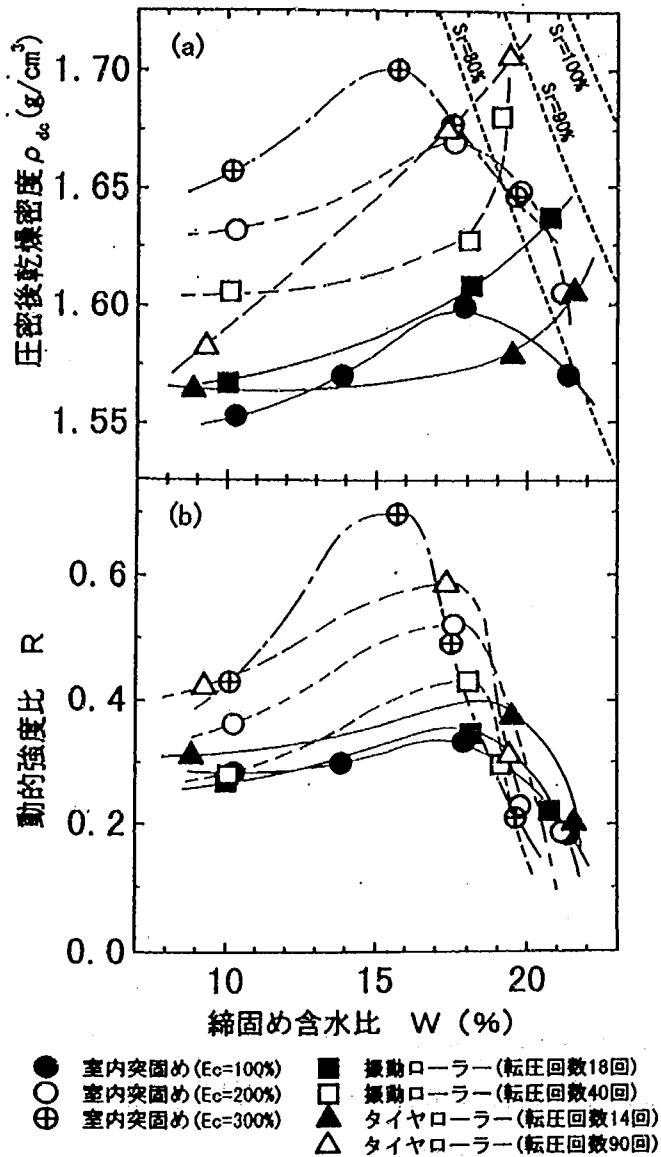


図-2 締固め含水比と動的強度比の関係

(1) 締固め含水比の影響

同図より、密度と動的強度比の関係は決して一意的な関係になく、締固め条件（締固め方法・締固め含水比）により大きな幅があることがわかる。同一記号のプロットは、締固め方法と締固めエネルギーが一定で締固め含水比のみが異なるデータであるが、締固めエネルギーを増大させると動的強度比も大きくなっている。また、ある一定の密度に締め固められた試料であっても、それが乾燥側で締め固められたか、あるいは湿潤側で締め固められたかによって、得られる動的強度の差は極めて大きく、ここでは湿潤側での動的強度比が小さい。

(2) 締固め方法の違いによる影響

同一の締固め含水比のデータ群に注目すると、締固め度すなわち密度と動的強度比の間に一意的な関係はなく、締固め方法により差が生じていることがわかる。ただし、動的強度については最適含水

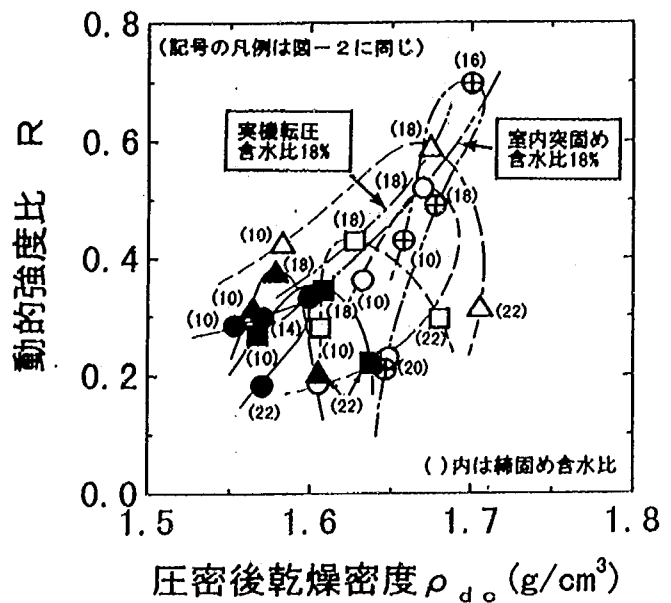


図-3 乾燥密度と動的強度比の関係

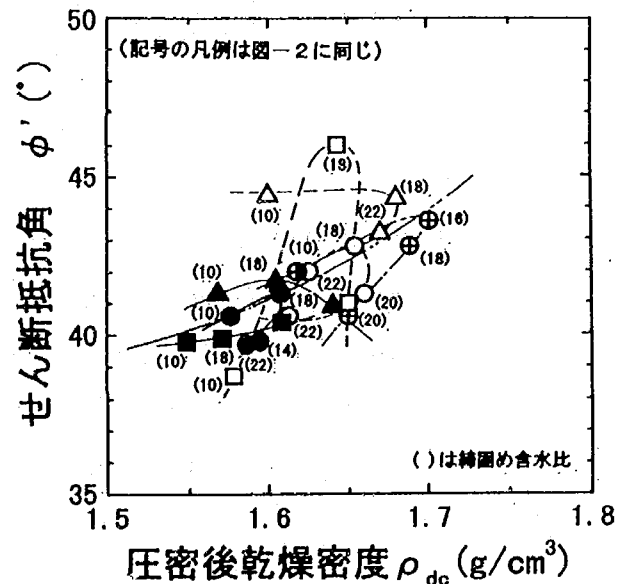


図-4 乾燥密度とせん断抵抗角の関係

比付近のデータ、すなわち図-2でピークを示すデータのみに注目すれば、密度と動的強度はほぼ一意的な関係にありそうである。このことより、最適含水比条件で転圧された土の動的強度比については、室内で突き固めた試料を用いて推定することもできそうであるといえる。ただし、このことが一般的に成立するかどうかは不明である。

次に静的強度特性について述べる。図-4は、有効拘束圧 $\sigma'_v = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ 時の圧密後乾燥密度とせん断抵抗角の関係を示したものである。ここで、せん断抵抗角 ϕ' は、 $\overline{\text{CU}}$ 試験での主応力比 (σ'_1/σ'_3) 最大時での値とした。せん断抵抗角はある乾燥密度で見ると、5%程度ばらつきがあるが、乾燥密度を上げていくとその変化の割合は10%程度上がる。しかし、せん断抵抗角の変化の割合は動的強度比に比べて小さい。

5. まとめ

実機転圧及び室内突固めにより締め固められた細粒分を多く含む材料の飽和非排水条件における静的・動的強度特性について一連の三軸試験により調べた結果、以下のことが明らかとなった。

- ① 締め固められた土の飽和非排水強度は、締固め密度との間に必ずしも一意的な関係ではなく、締固め方法や締固め含水比の影響を強く受ける。
- ② 最適含水比よりも湿潤側で締め固められた土の動的強度比は、乾燥側で同一密度に締め固められたものに比べて著しく小さい。
- ③ 最適含水比条件で締め固められた土の動的強度比は、締固め方法、締固めエネルギーによらず、締固め密度との間にほぼ一意的な関係があるようである。
- ④ せん断抵抗角はある乾燥密度で見ると、5%程度ばらつきがあるが、乾燥密度を上げていくとその変化の割合は10%程度上がる。しかし、せん断抵抗角の変化の割合は動的強度比に比べて小さい。

以上に示した結果をまとめると、締固めにより築造される堤体材料の動的強度を正しく把握するためには、堤体あるいは堤体と同一条件で締め固められた試験盛土から直接サンプリングして得た供試体について試験を行わなければならない。しかし、実際の現場においては大粒径礫を含むような材料等、不攪乱試料の採取が困難な場合がある。そこで、室内突固めにより作成した供試体で代用しなければならないが、最適含水比条件で転圧された土の動的強度比は、締固め方法、締固めエネルギーによらず、締固め密度との間にほぼ一意的な関係がありそうなことから、室内で突き固めた試料を用いて堤体の動的強度を推定することができそうである。

なお、本調査で行われた一連の三軸試験は、等方圧密状態での試験であるため、初期せん断をかけた状態での締め固められた試料の動的強度特性は明らかになっていない。これについては今後の課題である。